

**LUCAS ALMEIDA CAMPOS**

**AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE INTERFACES  
CONCRETO-ROCHA (GNAISSE) PARA DIFERENTES VARIÁVEIS**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Doctor Scientiae*.

Orientador: Eduardo Antonio Gomes Marques

**VIÇOSA - MINAS GERAIS  
2023**

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Central da Universidade Federal de  
Viçosa - Campus Viçosa

T

C198a  
2023  
Campos, Lucas Almeida, 1991-  
Avaliação da resistência ao cisalhamento de interfaces concreto-  
rocha (gnaisse) para diferentes variáveis / Lucas Almeida Campos. -  
Viçosa, MG, 2023.

1 tese eletrônica (169 f.): il. (algumas color.).

Orientador: Eduardo Antônio Gomes Marques.  
Tese (doutorado) - Universidade Federal de Viçosa, Departamento  
de Engenharia Civil, 2023.

Referências bibliográficas: f. 162-169.

DOI: <https://doi.org/10.47328/ufvbbt.2023.335>

Modo de acesso: World Wide Web.

1. Mecânica de rochas. 2. Gnaisse. 3. Intemperismo. 4. Barragens  
de concreto. 5. Cisalhamento. I. Marques, Eduardo Antônio Gomes,  
1965-. II. Universidade Federal de Viçosa. Departamento de  
Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.  
III. Título.

CDD 22. ed. 624.15132

Bibliotecário(a) responsável: Bruna Silva CRB-6/2552


**LUCAS ALMEIDA CAMPOS**

**AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE INTERFACES  
CONCRETO-ROCHA (GNAISSE) PARA DIFERENTES VARIÁVEIS**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Doctor Scientiae*.


APROVADA: 28 de fevereiro de 2023.

Assentimento:

Documento assinado digitalmente  
 LUCAS ALMEIDA CAMPOS  
Data: 17/06/2023 14:17:12-0300  
Verifique em <https://validar.it.gov.br>

---

Lucas Almeida Campos  
Autor

Documento assinado digitalmente  
 EDUARDO ANTONIO GOMES MARQUES  
Data: 18/06/2023 16:58:39-0300  
Verifique em <https://validar.it.gov.br>

---

Eduardo Antonio Gomes Marques  
Orientador

*Dedico esse trabalho à minha família, que sempre apoiou as minhas decisões.*



## **AGRADECIMENTOS**

A Deus.

Aos meus pais pela educação dos princípios éticos na vida e na educação.

À minha esposa, Yanna, por todo incentivo concedido ao longo de todo o doutorado.

Ao professor Eduardo Marques, por ser orientador acadêmico e profissional, e estar sempre acessível a orientar e resolver qualquer problema.

Aos técnicos do laboratório de engenharia civil da UFV, em especial ao José Carlos, por auxiliar na realização dos ensaios cimentícios e estar sempre dispostos, e aos técnicos do laboratório de engenharia civil da PUC-RJ, em especial ao Anderson e Bruno, pelos auxilio na condução dos ensaios de cisalhamento direto e por estarem sempre disposto a esclarecer qualquer dúvida sobre a montagem e execução dos ensaios.

Aos professores Eurípedes Vargas e Raquel por todo apoio na execução dos ensaios realizados no laboratório de engenharia civil da PUC-RJ e por serem sempre solícitos a esclarecer dúvidas.

Aos professores da Geotecnia do DEC/UFV por todo o conhecimento transmitido dentro e fora de sala de aula e por serem sempre solícitos a nos ajudar.

À Universidade Federal de Viçosa, pela oportunidade de realizar a pós-graduação.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pela concessão da bolsa de estudos.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela concessão da bolsa de estudos.

*“Suba o primeiro degrau com fé. Não é necessário que você veja toda a escada. Apenas dê o primeiro passo”.*

(Martin Luther King)

## RESUMO

CAMPOS, Lucas Almeida, D.Sc., Universidade Federal de Viçosa, fevereiro de 2023. **Avaliação da resistência ao cisalhamento de interfaces concreto-rocha (gnaisse) para diferentes variáveis**. Orientador: Eduardo Antônio Gomes Marques.

A interface concreto-rocha é considerada uma das regiões de maior fragilidade de uma barragem de concreto. Por isso, a determinação fidedigna da resistência ao cisalhamento dessa região é de suma importância. Entretanto, em função das incertezas e necessidade de estudos mais aprofundados para a obtenção de parâmetros mais fidedignos com a condição de campo, muitas vezes são adotados parâmetros conservadores e que não consideram a influência da rugosidade da rocha e da adesão do concreto. Em função disso, a presente pesquisa teve como objetivo avaliar o comportamento de interfaces, ligadas e apoiadas, de concreto-gnaisse, considerando diferentes variáveis, como a rugosidade, o grau de intemperismo da rocha, a adesão do concreto e o efeito escala. Para isso, a avaliação da resistência ao cisalhamento das interfaces foi estudada separadamente em superfícies lisas e rugosas. Na superfície lisa foi avaliada a influência do grau de intemperismo e a influência da adesão do concreto, sendo ensaiadas superfícies  $W_1$ ,  $W_2$  e  $W_3$ , a partir de ensaios de laboratório para a caracterização física, petrográfica e mecânica das matrizes rochosas e cimentícias, caracterização física e geométrica das interfaces e a realização de ensaios de cisalhamento direto simples. Já nas superfícies rugosas foi avaliada a influência da rugosidade e o efeito escala. Em geral, os resultados mostraram boas correlações entre as propriedades físicas e a resistência ao cisalhamento das interfaces com diferentes graus de intemperismo. Além disso, foram observadas diferenças significativas entre os resultados na condição de pico e residual para cada tipo de interface de concreto-rocha estudada, sendo que o traço do concreto, a rugosidade e o tamanho da amostra tiveram influência significativa nos resultados. Independente da rugosidade da superfície, foram encontrados valores de coesão na ordem de 500 kPa para as amostras de 50 mm, indicando que a adesão do concreto tem uma contribuição significativa na parcela coesiva. Já a rugosidade e o grau de intemperismo tiveram relação diretamente proporcional com o ângulo de atrito. Além disso, os resultados indicaram que o tamanho da amostra influencia diretamente na definição dos parâmetros de resistência na condição de pico de

interfaces concreto-rochas ligadas, e o uso de amostras menores do que 100 mm para a definição de parâmetros de resistência pode resultar em valores superestimados nessa condição.

Palavras-chave: Resistência ao Cisalhamento. JRC. Intemperismo. Barragem. Interface Concreto-Rocha.

## ABSTRACT

CAMPOS, Lucas Almeida, D.Sc., Universidade Federal de Viçosa, February 2023. **Evaluation of shear strength of concrete-rock interfaces (gneiss) for different variables**. Advisor: Eduardo Antônio Gomes Marques.

The concrete-rock interface is considered one of the most fragile regions of a concrete dam. Therefore, the reliable importance of shear strength in this region is of paramount importance. However, due to the excitations and the need for more in-depth studies to obtain more reliable parameters with the field condition, conservative requirements are often adopted and do not consider the influence of rock roughness and concrete adhesion. On this context, this research aimed to evaluate the behavior of interfaces, applied, and supported, of gneiss-concrete, considering different variables, such as roughness, degree of rock weathering, concrete adhesion and the scale effect. For this, the evaluation of the shear strength of the interfaces was studied separately on smooth and rough surfaces. On the smooth surface, the influence of the degree of weathering and the influence of concrete adhesion were evaluated, with surfaces of  $W_1$ ,  $W_2$  and  $W_3$  rock being tested, based on laboratory tests for the physical, petrographic, and mechanical characterization of rocky and cementitious matrices, physical and geometrical characterization of the interfaces and the performance of simple direct shear tests. On rough surfaces, the influence of roughness and the scale effect were evaluated. In general, the results showed good correlations between physical properties and shear strength of interfaces with different degrees of rock weathering. In addition, significant differences were observed between the results in peak and residual conditions for each type of concrete-rock interface tested, with the concrete mix, roughness and sample size having a significant influence on the results. Regardless of surface roughness, cohesion values were found in the order of 500 kPa for samples with 50 mm, indicating that concrete adhesion was mainly due to the cohesive portion. The roughness and the degree of weathering were directly proportional to the friction angle. In addition, the results indicated that the sample size directly influences the definition of strength parameters in the peak condition of transient concrete-rock interfaces, and the use of samples smaller than 100 mm for the definition of strength parameters can result in overestimated values.

Keywords: Shear Strength. JRC. Weathering. Dam. Concrete-Rock Interface.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Distribuição de esforços em uma seção hipotética .....	30
Figura 2 - Estruturas existentes nos maciços rochosos. ....	32
Figura 3 - Representação esquemática da influência do fator escala em relação às superfícies de ruptura.....	33
Figura 4 – Representação esquemática da influência da geologia em relação ao critério de ruptura a ser adotado. ....	34
Figura 5 – Relação entre as tensões de cisalhamento e normal para superfícies de ruptura em diferentes condições geológicas .....	35
Figura 6 – Superfície de resistência no espaço de tensões principais .....	37
Figura 7 – Critério de escoamento de Mohr-Coulomb no plano ( $\sigma, \tau$ ). ....	38
Figura 8 – Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb.....	39
Figura 9 - Fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento de descontinuidades .....	41
Figura 10 – Envoltória bi-linear.....	43
Figura 11 - Perfis típicos de rugosidade e respectivas classificações. ....	46
Figura 12 – Método alternativo de estimativa de JRC em função do comprimento da superfície e amplitude. ....	47
Figura 13 – Influência do efeito escala no comportamento da resistência das descontinuidades em ensaios de cisalhamento direto. ....	49
Figura 14 - Resistência ao cisalhamento da interface da barragem com a fundação de quartzito altamente intemperizada. ....	54
Figura 15 - (a) Resistência ao cisalhamento (Pico) de interfaces concreto-granito (b) Resistência ao cisalhamento (Pico) de interfaces concreto-rocha (granito, dolomito, traquito/magnetita) (c) Resistência ao cisalhamento (Residual) de interfaces concreto-rocha. ....	56
Figura 16 – Influência do JRC na resistência ao cisalhamento no estudo de diferentes autores.....	58
Figura 17– Mapa de localização da área de estudo - Minas Gerais/Brasil.....	64
Figura 18– Mapa geológico das grandes unidades do Quadrilátero Ferrífero. ....	64

Figura 19 – Amostras coletadas para a pesquisa. A esquerda, amostras $W_2$ , no centro, amostras $W_1$ e a direita amostras $W_3$ .	67
Figura 20 – Coleta de amostras para a pesquisa. Blocos de 20 a 60 cm.	67
Figura 21 – Representação dos blocos coletados para a preparação das amostras a serem ensaiadas.	67
Figura 22 – Máquina de corte utilizada para a preparação das amostras.	68
Figura 23 – Perfilômetro utilizado para a determinação do JRC das amostras.	69
Figura 24 – Laser Scanner RIEGL VZ 400i, à esquerda, e amostras posicionadas para o escaneamento, à direita.	70
Figura 25 – Posicionamento do corpo de prova e esclerômetro de Schmidt.	71
Figura 26 - Ábaco de Miller	72
Figura 27 - Prensa hidráulica e execução do ensaio de compressão uniaxial - Rocha. Prensa hidráulica, da EMIC, modelo MUE, com capacidade de 100 tf.	74
Figura 28- Ensaio Resistência à Compressão Uniaxial do Concreto Convencional (à esquerda) e do Graute (À direita).	75
Figura 29 – CP's de Gnaisse $W_1$ com foliação perpendicular à carga axial.	76
Figura 30 – CP's de Gnaisse $W_1$ com foliação paralela à carga axial.	76
Figura 31 – CP's de Gnaisse $W_2$ com foliação paralela a carga de compressão axial	76
Figura 32 – CP's de Gnaisse $W_3$ com foliação perpendicular à carga de compressão axial.	77
Figura 33 – Posicionamento do corpo de prova na execução do ensaio.	78
Figura 34 – Corpos de prova antes do ensaio BTS – Amostras $W_1$ - 1 a 5 a foliação são paralelas ao carregamento e 6 a 9 a foliação são perpendiculares ao carregamento.	79
Figura 35 – Corpos de prova antes do ensaio BTS – Amostras $W_2$ com foliação perpendicular ao carregamento.	79
Figura 36 – Requisitos de forma das amostras para ensaios ((a) diametral, (b) triaxial, (c) bloco e (d) irregular) de <i>Point Load Test</i> .	82
Figura 37 - Amostras $W_1$ , $W_2$ e $W_3$ ensaiadas (PLT) com foliação (a) perpendicular e (b) paralela em relação ao carregamento.	84

Figura 38 – Realização do ensaio de velocidade de propagação de ondas em amostras cilíndricas.....	85
Figura 39 - Curva granulométrica do Agregado Miúdo em relação aos limites da NBR NM 248: 2003.....	87
Figura 40 - Equipamento de cisalhamento direto .....	88
Figura 41 - Grupo de amostras de rocha preparadas para a concretagem e a realização dos ensaios de cisalhamento direto. ....	89
Figura 42 – Preparação das amostras para a concretagem .....	89
Figura 44 – Procedimentos realizados para a fixação das amostras na caixa inferior do ensaio de cisalhamento direto.....	90
Figura 45 – Conjunto de amostras desformadas da caixa inferior do ensaio de cisalhamento direto. ....	90
Figura 46 – Preenchimento da área ensaiada com o uso de EPS.....	91
Figura 47 – Ensaio de cisalhamento direto durante sua execução. ....	93
Figura 48 - Textura geral da banda rica em plagioclásio e microclina. Imagem em luz transmitida com os polarizadores cruzados com a objetiva de 2,5x.....	96
Figura 49 - Textura geral da banda rica em plagioclásio e biotita. Imagem em luz transmitida com os polarizadores cruzados com a objetiva de 2,5x.....	96
Figura 50 - W1 e W3 Aspecto da foliação metamórfica da rocha, mostrando os cristais de biotita orientados, e W2: Textura geral da banda rica em plagioclásio e biotita. Imagem em luz transmitida plano polarizada com a objetiva de 2,5x.....	96
Figura 51 - Cristal de plagioclásio substituído por sericita (sericitização) e com inclusões de magnetita na amostra W1 (estas com coronas de titanita). Imagem em luz transmitida com os polarizadores cruzados com a objetiva de 20x. ....	97
Figura 52 - Cristal de plagioclásio substituído por sericita, epidotos e carbonato (saussuritização). W3 com aspecto das fraturas nos cristais de plagioclásio, além de inclusões de biotita e zircão e uma substituição localizada por sericita. Imagem em luz transmitida com os polarizadores cruzados com a objetiva de 20x. ....	97
Figura 53 - W1:Cristal de microclina pertítico; W2: Cristal de biotita mostrando uma coloração amarronzada “desbotada” e com uma inclusão de zircão; e W3: Cristal de plagioclásio substituído por sericita (sericitização). Imagem em luz transmitida com os polarizadores cruzados com a objetiva de 20x.....	97
Figura 54 - W <sub>1</sub> : Aspecto da maior fratura presente na rocha, W <sub>2</sub> : Fraturas preenchidas por biotita em plagioclásio e W <sub>3</sub> : Aspecto das fraturas nos cristais de plagioclásio, além de inclusões de biotita e zircão e uma substituição localizada por	



sericita. Imagem em luz transmitida com os polarizadores cruzados com a objetiva de 10x .....	99
Figura 55 - W <sub>1</sub> : Fratura preenchida por sericita cortando plagioclásio; W <sub>2</sub> : Fraturas sem preenchimento em plagioclásio; e W <sub>3</sub> : Mirmequita formada no contato entre plagioclásio e microclina. Imagem em luz transmitida com os polarizadores cruzados com a objetiva de 20x .....	99
Figura 56 – Correlação entre o ensaio de Dureza de Schmidt e UCS a partir do ábaco de Miller .....	102
Figura 57 – Correlação entre o Grau de Intemperismo (W) e Densidade Seca ( $\gamma_s$ )	103
Figura 58 – Correlação entre o Nível de Intemperismo (W) e Porosidade (%). .....	104
Figura 59 – Correlação entre a Absorção (%) e a Porosidade (%). .....	104
Figura 60 – Correlação entre o a Porosidade (%) e Densidade Seca ( $\gamma_s$ ).....	105
Figura 61 – Correlação entre a V (m/s) e Grau de Intemperismo (W).....	106
Figura 62 – Correlação entre a Is (MPa) e Grau de Intemperismo (W).....	106
Figura 63 – Correlação entre a Is (MPa) e V (m/s).....	107
Figura 64– Correlação entre Is (MPa) versus Densidade Seca e Porosidade (%)..	108
Figura 65– Corpo de prova W <sub>1</sub> ensaiado considerando a direção da foliação paralela. Plano de ruptura esconso à foliação.....	109
Figura 66 – Grau de Alteração (W) versus UCS (MPa).....	110
Figura 67 – Is <sub>(50)</sub> (MPa) versus UCS (MPa).....	111
Figura 68 – V(m/s) versus UCS (MPa).....	111
Figura 69 - <i>Corpo de prova W<sub>1</sub> com foliação paralela após a ruptura.</i> .....	113
Figura 70 - <i>Corpo de prova W<sub>1</sub> com a foliação perpendicular após a ruptura.</i> .....	113
Figura 71 - <i>Corpo de prova W<sub>2</sub> com foliação paralela após a ruptura.</i> .....	113
Figura 72 - <i>Corpo de prova W<sub>3</sub> com a foliação perpendicular após a ruptura</i> .....	113
Figura 73 - Densidade Seca versus Resistência à Compressão Diametral .....	114
Figura 74 - Fraturas/cm versus Resistência à Compressão Diametral. ....	115
Figura 75 - Resistência à Compressão Diametral versus Resistência à Compressão Uniaxial .....	115

Figura 76 - Índice de Carga Pontual versus Resistência à Compressão Diametral	116
Figura 77 - Resistência à Compressão Uniaxial do Concreto Convencional (à esquerda) e do Graute (À direita).....	117
Figura 78 - Ensaio de Cisalhamento Direto – W1 (JRC = 0 - Superfície Lisa). ....	119
Figura 79 - Amostras $w_1$ – Superfície lisa pós ruptura.....	120
Figura 80 - Razão de resistência $S_u/\sigma_N$ - Ensaio de Cisalhamento Direto – $w_1$ JRC igual a 0.....	120
Figura 81 - Razão de resistência de pico e residual - Ensaio de Cisalhamento Direto – $w_1$ JRC igual a 0 (superfície lisa).....	121
Figura 82 - Relação entre a resistência de pico e residual - Ensaio de Cisalhamento Direto – $w_1$ JRC igual a 0 (superfície lisa) .....	121
Figura 83 - Ensaio de Cisalhamento Direto – $W_2$ (JRC = 0 - Superfície Lisa).....	123
Figura 84 - Amostras $W_2$ – Superfície lisa pós ruptura.....	124
Figura 85 - Razão de resistência $S_u/\sigma_N$ - Ensaio de Cisalhamento Direto – $W_2$ JRC igual a 0 (superfície lisa) .....	124
Figura 86 - Ensaio de Cisalhamento Direto – $W_3$ (JRC = 0 - Superfície Lisa).....	126
Figura 87 - Amostras $W_3$ – Superfície lisa pós ruptura.....	127
Figura 88 - Razão de resistência $S_u/\sigma_N$ - Ensaio de Cisalhamento Direto – $W_3$ JRC igual a 0 (superfície lisa) .....	128
Figura 89 - Envoltória de Resistência - Ensaio de Cisalhamento Direto – Superfície Lisa – Graute-Rocha .....	129
Figura 90 - Amostras $W_2$ – Graute-Rocha – Superfície lisa após ruptura.....	130
Figura 91 - Envoltória de Resistência de Pico - Ensaio de Cisalhamento Direto – Superfície Lisa – $W_1$ , $W_2$ e $W_3$ .....	132
Figura 92 - Envoltória de Resistência Residual - Ensaio de Cisalhamento Direto – Superfície Lisa – $W_1$ , $W_2$ e $W_3$ . .....	133
Figura 93 - Correlação entre ângulo de atrito e Grau de Intemperismo - Ensaio de Cisalhamento Direto – Superfície Lisa – $W_1$ , $W_2$ e $W_3$ . .....	133
Figura 94 – Razão de Resistência $S_u/\sigma_n$ (Pico) versus Tensão Normal - Ensaio de Cisalhamento Direto – Superfície Lisa – $W_1$ , $W_2$ e $W_3$ . .....	134

Figura 95 - Razão de Resistência $S_u/\sigma_N$ (Residual) versus Tensão Normal - Ensaio de Cisalhamento Direto – Superfície Lisa – $W_1$ , $W_2$ e $W_3$ .....	134
Figura 96 Correlação entre a Densidade Seca da Matriz Rochosa e ângulo de atrito residual $W_1$ , $W_2$ e $W_3$ .....	135
Figura 97 - Perfil das amostras ensaiadas (JRC de 4 a 6).....	136
Figura 98 - Ensaio de Cisalhamento Direto – JRC de 4 a 6.....	137
Figura 99 - Amostras $W_2$ –Superfície Pouco Rugosa, JRC 4 a 6, após ruptura. ....	138
Figura 100 - Razão de resistência $S_u/\sigma_N$ versus $\sigma_N$ - Ensaio de Cisalhamento Direto – $W_2$ JRC de 4 a 6 .....	139
Figura 101 - Gráfico de Tensão Normal versus Razão de Resistência de Pico e Residual - JRC de 4 a 6 .....	139
Figura 102 - Ensaio de Cisalhamento Direto – JRC de 8 a 10 .....	141
Figura 103 - Perfil das amostras ensaiadas (JRC de 8 a 10).....	142
Figura 104 - Amostras $W_2$ –Superfície Medianamente Rugosa, JRC 8 a 10, após ruptura.....	142
Figura 105 - Razão de resistência $S_u/\sigma_N$ - Ensaio de Cisalhamento Direto – $W_2$ JRC de 8 a 10 .....	143
Figura 106 - Gráfico de Tensão Normal versus Razão de Resistência de Pico e Residual (JRC 8 a 10).....	143
Figura 107 - Perfil das amostras ensaiadas (JRC de 12 a 14).....	144
Figura 108 - Ensaio de Cisalhamento Direto – JRC de 12 a 14.....	145
Figura 109 - Amostras $W_2$ –Superfície Muito Rugosa, JRC 12 a 14, após ruptura. ....	146
Figura 110 - Razão de resistência $S_u/\sigma_N$ - Ensaio de Cisalhamento Direto – $W_2$ JRC = 12 a 14 .....	147
Figura 111 - Envoltória de Resistência - Ensaio de Cisalhamento Direto – JRC de 8 a 12 (100 mm).....	149
Figura 112 - Amostras $W_2$ –Superfície Muito Rugosa, 100 mm, JRC 12 a 14, após ruptura.....	150
Figura 113 - Gráfico de Tensão Normal versus Razão de Resistência de Pico e Residual (Efeito Escala entre 50 e 100 mm).....	151

Figura 114 - Razão de resistência $S_u/\sigma_N$ - Ensaio de Cisalhamento Direto – W2 JRC de 12 a14 (100 mm) .....	152
Figura 115 - Comparativo dos parâmetros de resistência de pico .....	154
Figura 116 - Comparativo entre o ângulo de atrito residual em relação à diferentes pesquisas .....	155
Figura 117 - Razão $S_u/\sigma_N \times \sigma_N$ - Ensaio de Cisalhamento Direto – W2.....	156
Figura 118 - JRC versus ângulo de atrito pico e residual .....	157

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores típicos de ângulo de atrito básico $\Phi_b$ para alguns litotipos. ....	44
Tabela 2 – Parâmetros residuais (Critério de Mohr-Coulomb) para três diferentes escalas. ....	50
Tabela 3 – Caracterização da Rocha em Função do Grau de Alteração. ....	51
Tabela 4 – Resultado de Cisalhamento Direto realizado <i>in situ</i> para diferentes tipos de rochas. ....	52
Tabela 5 – Resistência ao Cisalhamento para diferentes tipos de rocha. ....	53
Tabela 6 – Parâmetro de resistência da interface de fundações. ....	55
Tabela 7 – Quantitativo de ensaios de cisalhamento direto considerados. ....	63
Tabela 8 - Testes e diretrizes de laboratório para caracterização mineralógica, física e geomecânica da matriz rochosa. ....	66
Tabela 9 - Equações de correlação entre $I_s(50)$ e $\sigma_c$ . ....	80
Tabela 10 – Caracterização do Agregado Miúdo ....	86
Tabela 11 – Traço Utilizado para o Concreto. ....	87
Tabela 12 - Porcentagem média da estimativa modal da mineralogia da rocha. ....	95
Tabela 13 - Propriedades da Rocha em relação ao Nível de Intemperismo. ....	101
Tabela 14 – Resultado do UCS para os corpos de prova ensaiados. ....	109
Tabela 15 - Resultado do Ensaio de Compressão Diametral - Tração Brasileiro....	112
Tabela 16 – Resultado do Ensaio de Compressão Uniaxial do Concreto ....	117
Tabela 17 – Parâmetros de resistência obtido para superfícies lisas ( $JRC = 0$ ). ....	131
Tabela 18 – Parâmetros de resistência obtidos para superfícies rugosas ....	153

## LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

CCR - Concreto Compactado a Rolo  
CCV – Concreto Convencional Vibrado  
CDA – Canadian Dam Association  
ECJ - Estrutura de Contenção à Jusante  
EPRI - Electric Power Research Institute  
EUA – Estados Unidos da America  
FERC - Federal Energy Regulatory Commission  
ICOLD - International Commission on Large Dams  
IMF - Índice de Microfissuramento  
IMP - Índice Micropetrográfico  
ISRM - Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas  
JRC - Joint Roughness Coefficient  
LVDT - transdutores de deslocamento variável linear  
PLT - Point Load Test  
QF - Quadrilátero Ferrífero  
R - Rebote do esclerômetro de Schmidt.  
TTG - Trondhjemito-tonalito-granodiorito  
UCS - Resistência à compressão uniaxial não confinada;  
UCS - Uniaxial compression strenght  
W- Grau de alteração da rocha

## LISTA DE SÍMBOLOS

% - Porcentagem

$\phi_b$  - Ângulo de atrito básico

$\gamma_d$  - Peso específico seco da rocha ( $\text{kN/m}^3$ );

$\gamma$  - Densidade

$\phi_b$  - Ângulo de atrito básico da superfície lisa, porém rugosa,

$\phi_r$  - Resistência residual ao cisalhamento;

$\phi_r$  - Ângulo de atrito na resistência residual ao cisalhamento.

$\phi_b$  - Ângulo de atrito básico da superfície lisa, porém rugosa,

$\sigma_{ij}$  - Função de resistência F

$\sigma_n$  - Tensão Efetiva Normal;

$\sigma_1$  - Tensão principal maior de ruptura

$\sigma_3$  - Tensão principal menor aplicada

$\sigma_{ci}$  - Resistência à compressão uniaxial do material rochoso

$\sigma_n$  - Tensão Efetiva Normal;

$\phi$  - Ângulo de atrito

$\Sigma$  - Somatório

$\sqrt{\quad}$  - Raiz quadrada

c - coesão;

$c_i$  - Coesão característica da região analisada;

e - Exponencial

$F_{ck}$  - Força Característica do Concreto

$l$  - Ângulo da rugosidade em relação à direção da tensão de cisalhamento aplicada.

$N_i$  - Forças normais à superfície analisada;

$n_e$  - Porosidade aparente ou efetiva

$\phi_i$  - Ângulo de atrito característico

$R^2$  - Coeficiente de determinação

$\sigma$  - Tensões normais

$\sigma_c$  - Compressão uniaxial

$\sigma_{ij}$  - Estado de tensões

$\tau$  - Resistência ao Cisalhamento

v - Velocidade de propagação de onda

## SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	21
1.1.	IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA.....	21
1.2.	OBJETIVOS.....	24
1.2.1.	Objetivo principal.....	24
1.2.2.	Objetivos específicos.....	24
1.3.	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	24
2.	REVISÃO DE LITERATURA.....	26
2.1	BARRAGENS DE CONCRETO.....	28
2.1.1	Dimensionamento de barragens de concreto.....	29
2.2	CARACTERIZAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS.....	31
2.3	CRITÉRIOS DE RESISTÊNCIA.....	36
2.3.1	Crítério de resistência Mohr-Coulomb.....	38
2.3.2	Resistencia das descontinuidades.....	40
2.3.2.1	Crítério de resistencia bilinear.....	41
2.3.2.2	Crítério de Barton-Bandis (1990).....	44
2.4	INFLUÊNCIA DA ESCALA DAS DESCONTINUIDADES.....	48
2.1	INFLUÊNCIA DO INTEMPERISMO.....	50
2.2	INTERFACE CONCRETO-ROCHA.....	52
2.3	AVALIAÇÃO DA RUGOSIDADE.....	57
2.4	PROPRIEDADES ÍNDICE E CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA.....	59
2.4.1	Propriedades índice das rochas.....	59
2.4.2	Índices petrográficos.....	60
3.	MATERIAIS E MÉTODOS.....	62
3.1	LOCALIZAÇÃO DA REGIÃO DE COLETA DAS AMOSTRAS.....	63
3.2	PROCEDIMENTOS DE ENSAIOS.....	65
3.2.1	Preparação das amostras em rocha.....	66
3.2.2	Caracterização da rugosidade.....	69
3.2.3	Caracterização mineralógica.....	70
3.2.4	Determinação da resistência da superfície - esclerômetro de Schmidt 70	
3.2.5	Ensaio de compressão simples ou uniaxial (UCS).....	73
3.2.6	Resistência à tração por compressão diametral (BTS).....	77



3.2.7	Resistência à compressão puntiforme (PLT).....	80
3.2.8	Velocidade sônica (V).....	84
3.2.9	Caracterização dos materiais utilizados para a produção do concreto convencional.....	86
3.2.10	Cisalhamento direto .....	87
4.	RESULTADOS E DISCUSSÃO .....	94
4.1	CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA - LAMINAS PETROGRÁFICAS .....	94
4.2	PROPRIEDADES FÍSICAS DA ROCHA.....	100
4.3	RESISTENCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL DA ROCHA (UCS) .....	108
4.4	COMPRESSÃO DIAMETRAL – ENSAIO DE TRAÇÃO BRASILEIRO .....	112
4.5	COMPRESSÃO UNIAXIAL DO CONCRETO .....	116
4.6	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO .....	118
4.6.1	Superfícies lisas – JRC=0 .....	118
4.6.2	Superfícies rugosas – $W_2$ .....	135
5.	CONCLUSÕES.....	158
6.	RECOMENDAÇÕES FUTURAS .....	162
	REFERÊNCIAS.....	163

## **1. INTRODUÇÃO**

### **1.1. IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA**

A construção de barragens de concreto se iniciou no final do século XIX em função de uma crescente demanda populacional, pressionada pela necessidade de melhorias das suas condições de vida. No Brasil teve grande desenvolvimento entre os anos de 1960 e 1980, quando as barragens de concreto massa (concreto com grande quantidade de pasta, que deve ter consistência adequada ao processo de colocação e adensamento) perderam competitividade em relação às diversas alternativas (MARQUES FILHO, 2005). Sua principal desvantagem era o tempo necessário de cura e o controle de temperatura da massa.

A partir dos anos 80, a adoção da técnica do Concreto Compactado a Rolo (CCR) permitiu a retomada do emprego das soluções adotando maciços de concreto em obras hidráulicas (ICOLD, 2005). Diferente do concreto convencional, o CCR apresenta grande vantagem em relação à velocidade de execução e da redução de custo em função do baixo consumo de aglomerante na mistura. Além disso, ele apresenta outra vantagem que é o emprego de materiais e técnicas comumente adotados em obras de terraplanagem, o que reduz consideravelmente a quantidade de mão de obra.

A principal premissa adotada em projetos de barragens de água é garantir o armazenamento de água, seja ele para o consumo, amortização de cheias ou a geração de energia. Na mineração, além do armazenamento de água, de forma a reduzir os impactos ambientais gerados, também vem sendo usadas como Estruturas de Contenção à Jusante (ECJ) para a retenção de sedimentos e rejeitos em uma eventual ruptura de estruturas com condições de segurança comprometidas.

Em função dos desastres envolvendo barragens de terra em anos recentes, a comunidade científica tem procurado reavaliar os métodos empregados, não só nas barragens de terra, mas também nas barragens de gravidade, já que as boas práticas de engenharia são muitas vezes adotadas em função da experiência de projetos anteriores.

As barragens de gravidade construídas em concreto são, geralmente, construídas com a premissa de ser apoiadas em maciços rochosos de boa qualidade. Um dos modos de falha considerados nas análises de estabilidade de barragens de

concreto é o deslizamento da base na interface entre o concreto e a rocha. Isso porque essa região pode ser considerada a seção de menor resistência e é a principal causa de ruptura de barragens de concreto (ICOLD, 1995).

Outro ponto importante é a avaliação da segurança da estrutura em função das condições de fundação, já que suas propriedades são essencialmente heterogêneas, podendo ter a presença de fraturamentos, estratificações, juntas de alívio, falhas etc. Em geral, esses planos de fraqueza consistem em camadas e intercalações de rocha fraca ou alterada, ou de fraturas e outras discontinuidades frequentemente preenchidas por solo. Segundo Kanji (1972), é prática comum adotar a resistência ao cisalhamento do material de preenchimento sendo o valor mais baixo da resistência da discontinuidade. Entretanto, tanto Patton (1968), como Kanji (1972) identificaram que a superfície de contato entre solo-rocha apresenta valores inferiores aos obtidos para o solo de preenchimento propriamente dito.

O deslizamento deve ser avaliado em função das possíveis cargas que poderão ser aplicadas na estrutura, sendo a ruptura detectada quando estes carregamentos são capazes de exceder a resistência ao cisalhamento da interface. Dessa forma, a determinação da resistência ao cisalhamento da interface a partir de ensaios é fundamental para a realização de uma análise de estabilidade mais fidedigna.

Um tema bastante discutido no meio técnico, que ainda carece de estudos específicos, é a avaliação da influência da condição das superfícies de contato na determinação dos parâmetros de resistência geotécnicos. Em geral, alguns critérios de projeto consideram a interface entre o concreto e a rocha como estruturas não ligadas, ou seja, sem coesão. Essa premissa é defendida em função das incertezas na determinação da coesão, mesmo quando esta característica é objeto de campanha de investigação específica. No entanto, essa pode ser considerada uma abordagem conservadora que pode levar ao dimensionamento de estruturas superdimensionadas e onerosas.

Essa incerteza é confirmada quando outros critérios, como Federal Energy Regulatory Commission FERC (2002) e Canadian Dam Association - CDA (2007), por exemplo, estabelecem fatores de segurança maiores quando consideram a contribuição da parcela coesiva na resistência ao cisalhamento estimada da interface, além de aplicar fatores de segurança separados e mais altos à coesão em relação ao ângulo de atrito. De acordo com Ruggeri *et al.* (2004), apesar dos critérios abordados em diversos países (Espanha, Portugal, China, Índia, França, Suíça etc.) indicarem

fatores de redução mais altos para a coesão, e mais altos para os fatores de segurança globais, estes foram determinados com base na experiência e não em função do conhecimento real sobre a influência do modelo e incertezas, como, por exemplo, a representatividade da campanha de investigação, do comportamento de tensão e deformação de cada material, dos ensaios de laboratório e da geometria executada em campo.

Além disso, diversos pesquisadores têm buscado avaliar a influência da interface concreto-rocha a fim de adotar parâmetros mais fidedignos em suas análises de estabilidade. Souza (2017) avaliou probabilidades de falha do vertedouro da UHE Baixo Iguaçu – Paraná utilizando o método de Monte Carlo. Segundo a sua pesquisa, os resultados mostraram que os parâmetros geotécnicos da resistência da interface concreto-rocha são as variáveis mais influentes na determinação da probabilidade de falha por deslizamento.

Uma maneira de aumentar a confiabilidade na adoção de valores de coesão menos conservadores em análises de estabilidade é o aumento do conhecimento das tensões e deformações apresentadas na estrutura, podendo compatibilizar a adoção de parâmetros de coesão em função da condição de interface, ou seja, se estarão ligadas ou não ligadas (sem coesão). Além disso, o conhecimento sobre a contribuição da rugosidade da superfície também pode reduzir considerações conservadoras, já que comumente considera-se que nenhuma parte da rugosidade da superfície não ligada influencia na resistência.

Essas abordagens conservadoras também podem estar associadas à dificuldade de obtenção de resultados satisfatórios quando consideradas as diferentes variáveis presentes na interface concreto-rocha. Diante disso, a hipótese desse estudo está relacionada a compreender quais variáveis, dentre as características da interface concreto-rocha, mais influenciam na resistência ao cisalhamento.

Em todo caso, a resistência ao cisalhamento da interface concreto-rocha é de suma importância para projetos de engenharia e geologia, em especial em trabalhos de fundação de barragens de concreto. Por isso, o presente estudo pretende contribuir na compreensão da influência das principais variáveis das superfícies de contato concreto-rocha.

## 1.2. OBJETIVOS

### 1.2.1. Objetivo principal

O objetivo principal do presente estudo consistiu em avaliar a influência das características da interface oncreto-rocha na obtenção de parâmetros de resistência a serem utilizados em análises de estabilidade de estruturas de concreto.

### 1.2.2. Objetivos específicos

Como objetivos secundários, o estudo avaliou:

- i) A influência da rugosidade, determinada através do JRC (*Joint Roughness Coefficient*), na determinação de parâmetros de resistência da interface concreto-rocha;
- ii) A influência da direção de cisalhamento em função da foliação (paralelo e perpendicular);
- iii) A influência do grau de alteração da rocha (W) na resistência ao cisalhamento da interface concreto-rocha;
- iv) A influência da resistência do concreto na determinação de parâmetros geotécnicos da interface concreto-rocha;
- v) A influência do efeito escala nos parâmetros de resistência das interfaces concreto-rocha;
- vi) O comportamento da ruptura na região ensaiada para as diferentes situações;
- vii) O comportamento da superfície de ruptura em relação às propriedades físicas dos materiais;
- viii) A relação petrográfica da rocha com as propriedades físicas e mecânicas da interface concreto-rocha;
- ix) Avaliação do comportamento e resistência de superfícies ligadas, na condição de pico, e não ligadas, na condição residual.

## 1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho foi dividido em 6 capítulos principais, contemplados pela Introdução, Revisão Bibliográfica, Materiais e Métodos, Resultados e Discussão, Conclusões e Recomendações Futuras.

A INTRODUÇÃO foi subdivida por temas que abordam as importâncias e justificativas para a realização do estudo, os objetivos e a organização do trabalho.

Na REVISÃO DE LITERATURA é contextualizado, por subitens, o conceito de barragem de concreto, sendo abordado um pouco do histórico e dos métodos de dimensionamento comumente adotados. Em seguida são abordados temas importantes para a compreensão do trabalho, como a interface concreto-rocha, a caracterização de maciços rochosos e os critérios de resistência comumente utilizados.

No capítulo MATERIAIS E MÉTODOS são apresentados os materiais, equipamentos e procedimentos realizados para a obtenção dos resultados.

Em RESULTADOS são apresentados os resultados considerando uma avaliação crítica em relação entre as diferentes variáveis estudadas, além de fazer um comparativo dos resultados obtidos por outros autores.

Por fim, em CONCLUSÕES e RECOMENDAÇÕES FUTURAS são apresentadas as principais considerações em relação aos resultados encontrados na pesquisa, além de indicar sugestões para trabalhos futuros.

## 2. REVISÃO DE LITERATURA

A resistência ao cisalhamento da interface concreto-rocha é de suma importância para a avaliação de estabilidade de barragens de concreto. Como conceito básico, é entendido que a falha ao deslizamento ocorre quando as cargas aplicadas ultrapassam a resistência da superfície potencial (KROUNIS *et al.*, 2016).

A região de interface concreto-rocha apresenta alguns fatores que devem ser considerados quando é realizada uma avaliação dos resultados e/ou estimativas dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, como a capacidade de adesão do concreto na interface da fundação, a rugosidade do maciço e a incorporação da estrutura na rocha. Também é importante a realização de uma caracterização completa dos materiais da interface. Conhecida todas as características dos materiais, a estimativa da resistência na união entre os materiais pode ser determinada a partir de ensaios de laboratórios realizados em amostras coletadas *in situ* ou produzidas em laboratório.

Segundo as diretrizes de projeto elaboradas pela FERC (2002), como na fase de projeto geralmente é difícil determinar as características da rugosidade do maciço de fundação, recomenda-se que seja ignorada a influência da rugosidade nas análises. Essa premissa é recomendada em função do desconhecimento das características da fundação e também da dificuldade em estimar a influência das descontinuidades na resistência da interface em função da sua representatividade.

Entretanto, a rugosidade pode ser determinada a partir de mapeamento geológico realizado um pouco antes da aplicação do concreto, fotografias de construção e furos de investigação. Dessa forma, essa característica pode ser adicionada como uma força resistente ao deslizamento que não foi prevista em projetos em nível conceitual, mas que pode ser útil à sua consideração em projetos detalhados, visto que outras incertezas durante a execução poderão ser identificadas.

A resistência da interface pode ser obtida por ensaios de cisalhamento direto realizados a partir de amostras coletadas *in situ* ou moldadas em laboratório. O ensaio é geralmente realizado em laboratório e visa fornecer resultados em função de ângulo de atrito e coesão, devendo as tensões normais serem aplicadas de forma escalonada até atingir as tensões esperadas em campo.

Outro ponto importante a ser considerado é o modelo constitutivo a ser empregado, ou seja, o conceito a ser adotado na interface em cada caso. Em geral, a

interface concreto-rocha pode ser considerada totalmente ligada, não ligada ou parcialmente ligada (KROUNIS *et al.*, 2016).

As interfaces totalmente ligadas e aderidas ao concreto, podem ser uma suposição apropriada para modelar a interface concreto-rocha como um contínuo, isso quando a estrutura é bem construída e de base rochosa bem-preparada, como a lavagem e retirada de material choco. Para esse caso, considera-se o critério de Mohr-Coulomb satisfatório para determinar a resistência ao cisalhamento e os parâmetros de coesão e ângulo de atrito esperados na interface (DAWSON *et al.*, 1998).

Apesar do critério de Mohr-Coulomb ser o mais adotado para análises de estabilidade de barragens de gravidade, o método apresenta algumas limitações de simplificação, como a adoção de uma trajetória retilínea e não curva, como acontece na prática (RUGGERI *et al.* 2004).

Já para as interfaces não ligadas, ou seja, apenas apoiadas e sem a contribuição da adesão do concreto, o critério linear de Mohr-Coulomb pode ser considerado satisfatório apenas para superfícies planas e lisas. Para superfícies rugosas e descontínuas, diversos pesquisadores desenvolveram critérios com intuito de considerar os efeitos da rugosidade na resistência ao cisalhamento de descontinuidades de rochas não ligadas, como a relação bi-linear de Patton (1966) e o critério de Barton-Bandis (1990). Para as interfaces parcialmente ligadas ou ligadas, estudos como EPRI (1992), mostraram que o sistema pode apresentar valores de resistência à tração e coesão não nulos. Entretanto, amostras de contato ligadas são difíceis de ser extraídas de locais de barragens, pois o contato é quebrado durante o processo de perfuração.

Como em projetos de barragens existe uma grande incerteza em função dos valores e da distribuição espacial da coesão ao longo das juntas da barragem, diversas diretrizes, como FERC (2002), ICOLD (2005) e CDA (2007) exigem a consideração de interfaces de barragem como não ligadas.

Nota-se que a avaliação da resistência ao cisalhamento do contato concreto-rocha está diretamente relacionada à condição da superfície e, conseqüentemente, ao critério a ser adotado. Em função disso, a seguir é apresentada uma abordagem sobre os principais critérios adotados para a avaliação da resistência da interface concreto-rocha.



## 2.1 BARRAGENS DE CONCRETO

A crescente demanda de empreendimentos hidráulicos nos últimos anos, em função do crescimento da população humana e pela necessidade de melhoria das suas condições de vida, tem levado à utilização planejada das fontes de água e de energia, como os recursos hídricos. A solução via reservatórios, a partir de barramento nos cursos naturais dos rios, tem o intuito de armazenar água para o consumo e promover a amortização de cheias e a geração de energia, dentre outros objetivos.

De acordo com Marques Filho (2005), as barragens de concreto podem ser divididas em cinco tipos de soluções básicas: barragem de concreto a gravidade, gravidade aliviada, arco-gravidade, em arco e em contrafortes. As barragens de concreto a gravidade têm como conceito a estabilização das ações causadas pelo reservatório a partir do peso próprio da estrutura, sendo adotado o critério de resistência a partir das envoltórias de Mohr-Coulomb. A barragem de gravidade aliviada apresenta vazios nas regiões menos solicitadas na interface entre blocos, o que reduz o efeito de subpressão. Na barragem com contrafortes adota-se placas a montante apoiadas em contrafortes de concreto. As barragens em arco diferem da barragem a gravidade em função dos carregamentos serem transferidos para o maciço das ombreiras em função do efeito arco, ao invés de serem transferidos, principalmente, na vertical. Por fim, as barragens arco-gravidade podem ser consideradas como um modelo intermediário entre as barragens de concreto a gravidade e em arco, já que os esforços são distribuídos tanto na fundação quanto nas ombreiras, em função do efeito de arco nas duas direções.

Barragens de concreto são utilizadas desde a segunda metade do século XIX. Naquela época eram adotados métodos empíricos baseados em estruturas semelhantes de alvenaria, não havendo muita preocupação quanto ao controle tecnológico do material empregado. A primeira barragem construída com registros de controle tecnológico foi a barragem Crystal Springs, construída na Califórnia, em 1888, com uma altura de 46,2 m, na qual foi especificado o tamanho dos blocos de concretagem e a relação água/cimento (MARQUES FILHO, 2005).

Após a Segunda Guerra Mundial, o desenvolvimento de equipamentos pesados de terraplanagem tornou viável a execução de barragens de materiais soltos. Daí surgiu a ideia de realizar barragens de concreto com os princípios de execução

semelhantes aos de barragens de terra, adotando concreto massa com consistência seca para suportar o tráfego de equipamentos de terraplanagem, intitulado como concreto compactado a rolo, ou CCR. A partir da década de 80, essa técnica tornou-se competitiva às barragens de concreto (ICOLD, 2005).

Em 1982, foi construída nos Estados Unidos da América (EUA), a primeira barragem de grande porte em CCR. A barragem de Willow Creek, que tinha 52 m de altura e volume de CCR de 917.000 m<sup>3</sup>, foi construída com baixo consumo de material cimentício e utilização de placas pré-moldadas de concreto com intuito de garantir a estanqueidade da face de montante da estrutura. Neste projeto não foram tomados os devidos cuidados quanto às possíveis fissurações e, durante a operação, surgiram vazamentos excessivos que foram corrigidos com injeções de calda de cimento (HOLANDA, 1983).

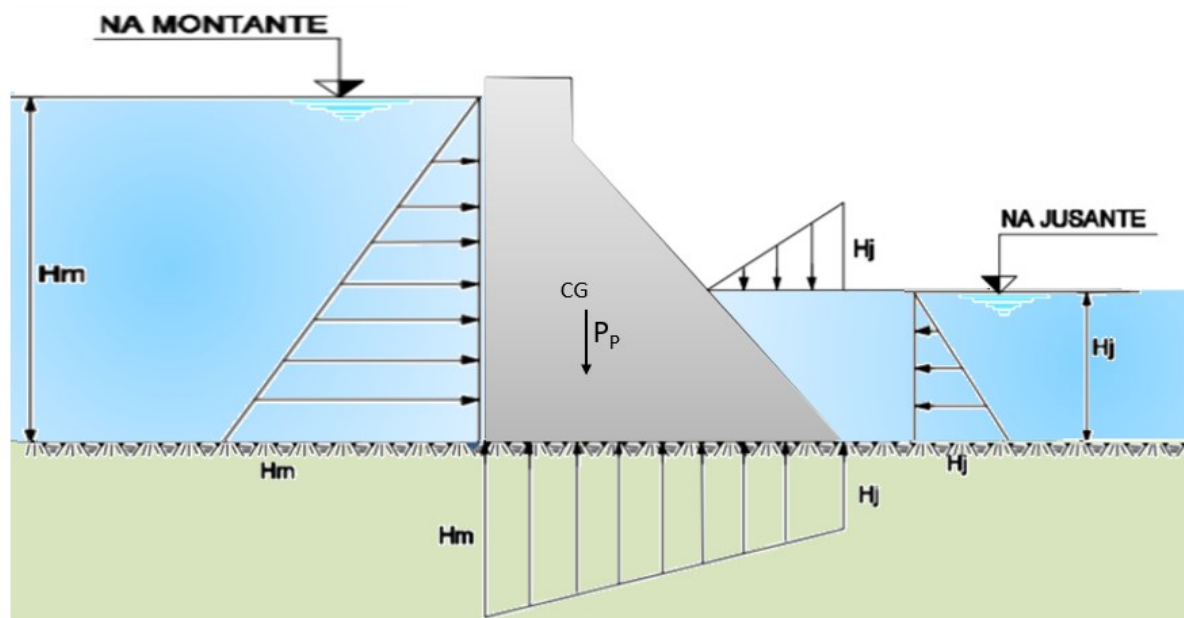
Nota-se que os diversos barramentos construídos com a técnica de CCR ao longo dos anos foram para suprir uma necessidade do setor de geração de energia elétrica. Atualmente, destaca-se a realização de contenções em CCR como estruturas de segurança para o setor de mineração, como as estruturas de contenção de rejeito de Gongo Soco e Fábrica, ambas construídas pela mineradora VALE. As estruturas foram construídas com intuito de armazenar o rejeito em uma eventual ruptura de barragens construídas pelo método de montante e com elevado potencial de ruptura. Dentre as alternativas, o CCR foi escolhido em função da sua velocidade de execução e sua elevada capacidade de receber impactos de ondas de rejeito, uma vez que a estrutura de gravidade tem elevado peso específico.

### 2.1.1 Dimensionamento de barragens de concreto

O dimensionamento de barragens de concreto é realizado a partir de cálculos que consideram as solicitações geradas na estrutura, como o peso próprio, empuxos de água, empuxo de material assoreado, esforços gerados pela percolação de água na fundação (subpressão), efeitos sísmicos, pesos devido aos equipamentos, ou qualquer outro carregamento particular de cada projeto (Figura 1). Também são considerados os efeitos da reação do cimento e a variação dos materiais com as condições de intemperismo, bem como a verificação das tensões admissíveis dos

materiais de construção, da fundação e das interfaces mais suscetíveis (ELETROBRÁS, 2003).

Figura 1 – Distribuição de esforços em uma seção hipotética



Fonte: adaptado de ELETROBRÁS (2003).

Após uma análise das falhas apresentadas em barragens de gravidade foi constatado que as principais causas foram devido à insuficiência de resistência ao cisalhamento, principalmente na interface concreto-rocha (ICOLD, 1995). Dessa forma, o não conhecimento dessa região pode levar a rupturas ou ao superdimensionamento da estrutura, sendo, por isso, de grande importância o seu conhecimento. Atualmente, a falta de conhecimento da resistência ao cisalhamento da interface concreto-rocha em alguns projetos, levam os projetistas a embutirem essa incerteza reduzindo os parâmetros de resistência para valores conservadores.

A avaliação da estabilidade quanto ao deslizamento da barragem de concreto pode ser verificada pelo método equilíbrio de limite. Segundo Ruggeri *et al.* (2004), esse é o método mais adotado em análises de estabilidade. Neste método, a estrutura estudada é considerada um corpo rígido que pode deslizar ao longo de superfícies críticas, sendo a segurança determinada através da avaliação do equilíbrio de forças. Quando as tensões cisalhantes resultantes necessárias para o equilíbrio apresentarem valores menores que as resistências cisalhantes disponíveis, considera-se que a estrutura está estável. Em função disso, o fator de segurança é

determinado como a razão entre as forças mobilizadoras em relação às forças mobilizadas.

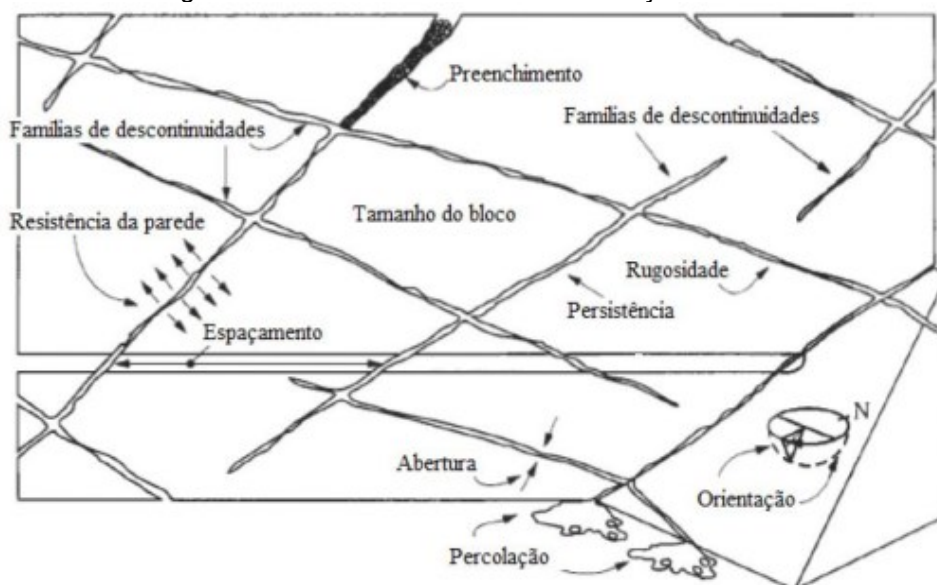
Os fatores de segurança são determinados com base na experiência e julgamento da engenharia, tendo, como referência, os diversos critérios de projetos adotados por empresas e comitês de barragens. Esses fatores de segurança devem considerar quaisquer incertezas existentes, podendo ser em função da variabilidade natural das propriedades dos materiais, da carga ou devido a simplificações matemáticas e erros de modelo (KROUNIS *et al.*, 2016).

## **2.2 CARACTERIZAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS**

Em projetos de barragens de gravidade, a região mais frágil da estrutura frente às condições de estabilidade ao deslizamento é a interface concreto-rocha e/ou o conjunto de descontinuidades que compõe o maciço. O maciço rochoso pode ser definido como um conjunto de porções de rochas, justapostos e articulados, formado pela matriz rochosa e pelas descontinuidades que o atravessam. Estas descontinuidades são estruturas como planos de acamamento, juntas, falhas etc.

A Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas - ISRM (2007), apresenta as principais características das descontinuidades importantes para o comportamento mecânico dos maciços rochosos (Figura 2), sendo elas: orientação, espaçamento, persistência, rugosidade, preenchimento, abertura, tamanho dos blocos, número de famílias, influência da percolação da água nas descontinuidades e o estado de alteração das paredes da descontinuidade.

Figura 2 - Estruturas existentes nos maciços rochosos.



Fonte: (ISRM, 2007)

Na Figura 2 fica clara a existência de diversos planos de fraqueza que um maciço rochoso pode apresentar em função de suas estruturas. Como em barragens essas estruturas existentes podem estar em profundidades rasas, onde as tensões são baixas, a resistência do maciço acaba sendo governada pela resistência ao cisalhamento dessas descontinuidades.

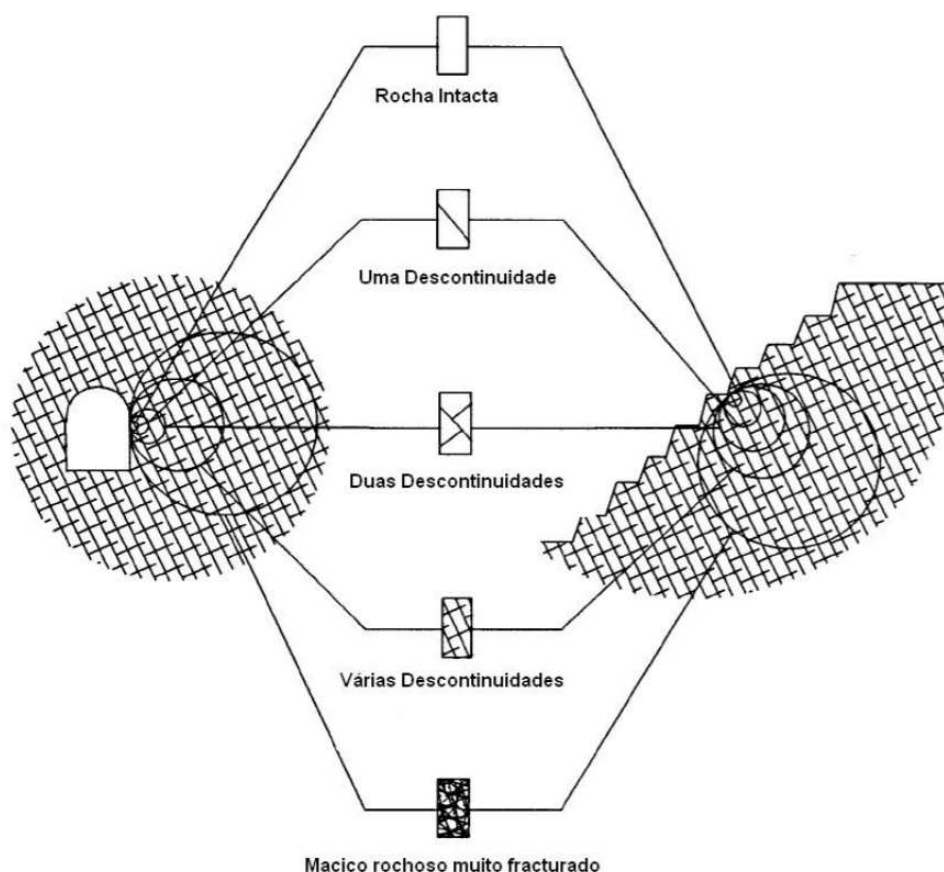
Entretanto, quando um maciço rochoso contém descontinuidades com espaçamento reduzido, a influência das descontinuidades é determinada pelos critérios de ruptura de maciços rochosos em vez da resistência ao cisalhamento de uma única junta crítica, já que maciços rochosos contendo uma grande quantidade de descontinuidades podem ser considerados com comportamento isotrópico e, nesse caso, o critério proposto por Hoek e Brown (1997), é usado para determinar a resistência do maciço rochoso.

Como mencionado anteriormente, os planos de fraqueza podem consistir em um só plano contínuo ou em uma superfície complexa de vários sistemas de descontinuidades dentro do maciço rochoso. De acordo com Duncan *et al.* (2004), pequenas modificações na resistência ao cisalhamento podem mudar significativamente o dimensionamento de estruturas estáveis, sendo, por isso, a determinação de parâmetros confiáveis um aspecto crítico durante a realização de projetos que envolvem rochas.

Um ponto importante a ser avaliado no dimensionamento dessas estruturas em rocha é a influência do fator escala. Na Figura 3, Hoek *et al.* (2002), ilustraram

didaticamente que a dimensão global de um talude ou de uma escavação subterrânea é muito maior que o raio de influência das descontinuidades, podendo, para este caso, ser usada a condição de resistência ao cisalhamento do maciço rochoso. Por outro lado, em nível de bancada, o comprimento da descontinuidade é igual à altura da bancada, devendo, neste caso, ser adotado a resistência das descontinuidades favoráveis ao deslizamento. Por fim, em uma escala menor que a persistência das descontinuidades, em que pode ser considerado representativa a condição de blocos de rocha intacta, a avaliação da resistência da rocha intacta deve ser avaliada para a perfuração e desmonte de rocha (HOEK et al., 2002).

Figura 3 - Representação esquemática da influência do fator escala em relação às superfícies de ruptura.

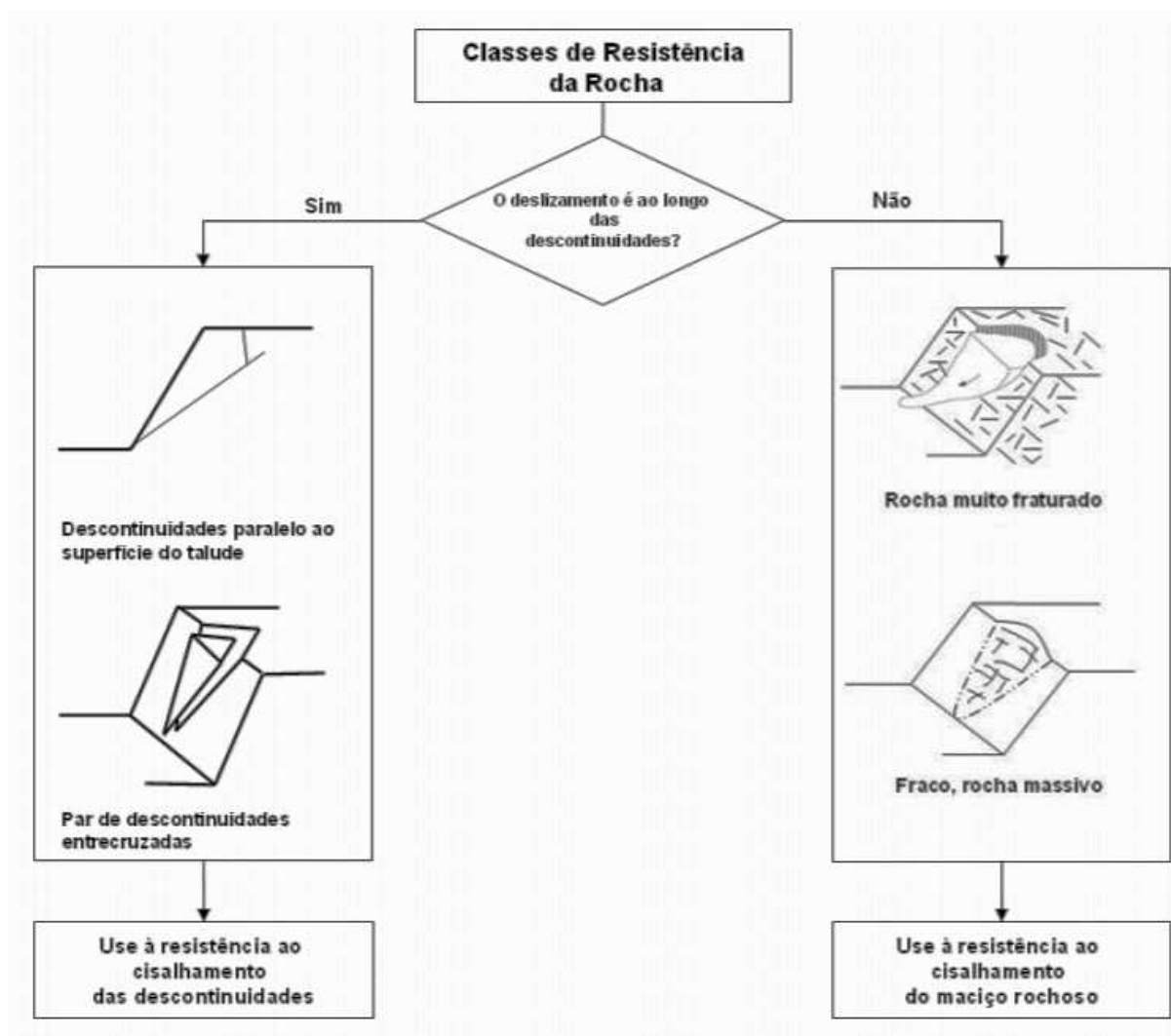


Fonte: (HOEK et al., 2002).

Como mencionado anteriormente, o fator escala é fundamental para embasar qualquer tipo de critério de resistência adotado em projetos, devendo o projetista conhecer amplamente todos os critérios e para qual tipo de situação ele foi desenvolvido, seja para a condição de superfície, passando pelas descontinuidades ou pelo maciço rochoso. Duncan *et al.* (2004), representaram esquematicamente

(Figura 4) como devem ser avaliadas as condições de deslizamento, devendo ser considerada a superfície de ruptura pelo maciço rochoso ou pela descontinuidade.

Figura 4 – Representação esquemática da influência da geologia em relação ao critério de ruptura a ser adotado.



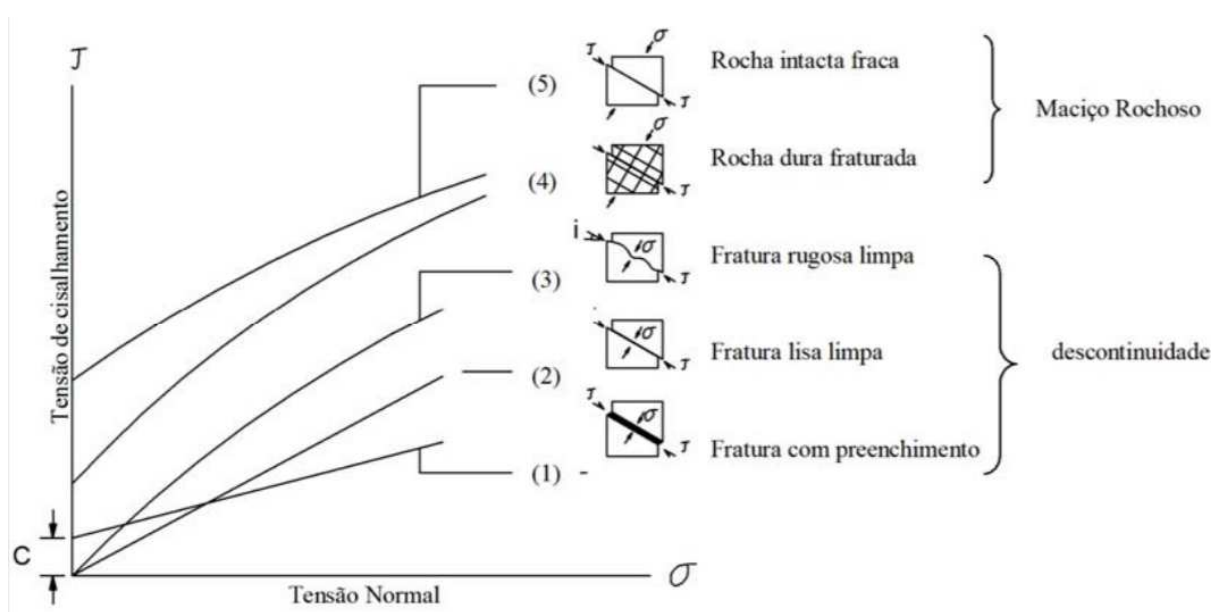
Fonte: (DUNCAN *et al.*, 2004).

*The Highway Research Board* (1966) representou pelo diagrama de tensões de cisalhamento *versus* tensão normal os possíveis comportamentos de resistência ao cisalhamento para dois tipos de maciços rochosos e três tipos de descontinuidades. Como representado na Figura 5, caso as fraturas sejam preenchidas com material de baixa resistência (1), como argilas de preenchimento ou material arenoso de falha, o ângulo de atrito será baixo, podendo existir alguma coesão caso o material não tenha sofrido nenhum tipo de perturbação. Caso as fraturas sejam limpas e lisas (2) a coesão pode ser considerada nula e o ângulo de atrito básico vai depender do tamanho do

grão da rocha. Se a fratura apresentar característica rugosa (3) a coesão será nula e o ângulo de atrito é composto de uma componente (i) que está relacionada à rugosidade da superfície e a razão entre a resistência da rocha e o nível de tensões submetido, já que o aumento de tensão normal leva ao cisalhamento das rugosidades e, conseqüentemente, na redução do ângulo de atrito.

Caso as rupturas sejam governadas pelo maciço rochoso (4) considera-se que a ruptura irá ocorrer parcialmente pela rocha intacta e parcialmente ao longo das descontinuidades, sendo expresso por uma envoltória não linear e dando valores de resistência em função das tensões normais atuantes, do confinamento e da quantidade de fraturas no maciço rochoso. Para maciços rochosos compostos, por exemplo, por tufo de grão fino (5), haverá um baixo valor de ângulo de atrito, tendo elevada coesão, caso não tenha fraturas (HIGHWAY RESEARCH BOARD, 1966).

Figura 5 – Relação entre as tensões de cisalhamento e normal para superfícies de ruptura em diferentes condições geológicas



Fonte: (HIGHWAY RESEARCH BOARD, 1966).

Independentemente da superfície de ruptura, em barragens de concreto um dos principais requisitos é garantir um fator de segurança adequado contra falhas ao cisalhamento e deslizamento nos principais planos de fraqueza da estrutura, seja a interface concreto-rocha ou as descontinuidades da fundação. Uma forma comum de se obter parâmetros é utilizando perfis típicos de rugosidade, propostos por Barton *et al.* (1974), nos quais se tem escalas de observações que permitem ser comparadas e



aplicadas em equações empíricas de determinação de resistência ao cisalhamento. O critério de Barton e Bandis (1990) é explicado no item 2.3.2.2, a seguir.

Segundo Souza (2017), a determinação da resistência ao cisalhamento de maciços rochosos e interface concreto-rocha foi, por vários anos, realizada em função de referências a uma série de ensaios realizados nas décadas passadas e difundidas pela experiência dos profissionais envolvidos.

Com intuito de determinar parâmetros de maciços rochosos mais fidedignos, diversos critérios de ruptura foram desenvolvidos para as mais diversas finalidades, sendo, nestes, consideradas condições específicas como a heterogeneidade, gênese e condição do maciço. Esses critérios de ruptura foram definidos a partir do critério clássico de resistência dos materiais.

### **2.3 CRITÉRIOS DE RESISTÊNCIA**

Na engenharia, uma estrutura deve ser dimensionada para suportar os diferentes estados limites, sendo esses estados classificados entre os estados limites últimos e o estado limite de serviço. O estado limite último pode ser definido como aquele que apresenta o valor máximo da capacidade de suporte da estrutura, como, por exemplo, a perda da estabilidade de uma parte da estrutura ou a ruptura de uma seção crítica. Já o estado limite de serviço é aquele que decorre quando a capacidade da estrutura fica comprometida, mas não há danos imediatos para comprometer a integridade da estrutura (ABNT NBR 6118:2014).

Para a avaliação dos estados limites foram desenvolvidos vários critérios de resistência com o intuito de avaliar os diferentes comportamentos de cada material. Segundo Souza Pinto (2006), os critérios de resistência são formulações que buscam interpretar as condições em termos de tensões em que ocorre a ruptura dos materiais. Dessa forma, existem critérios que estabelecem máximas tensões de compressão, de tração ou de cisalhamento. Há outros que se referem a máximas deformações. Outros, ainda, consideram valores limites de energia de deformação.

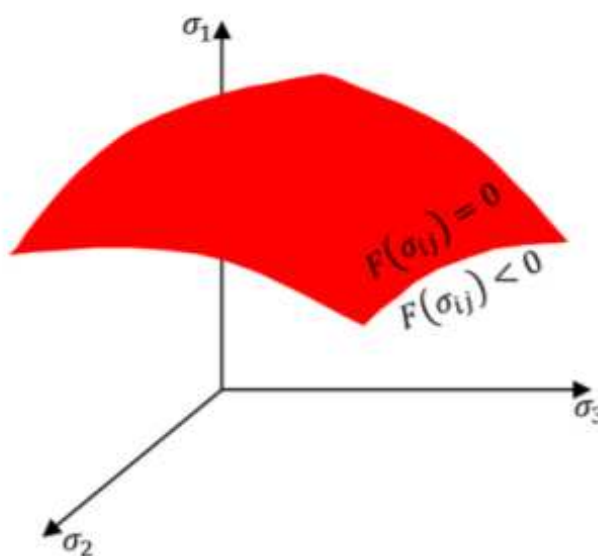
O colapso de um material pode ser definido em função de sua capacidade de sustentar um carregamento. No entanto, para materiais rígidos plásticos o escoamento em si implica em colapso, logo o estado de tensões no escoamento é também o limite de resistência do material (CHEN e HAN, 1988).

Dessa forma, o limite de resistência pode ser definido por um critério de resistência expresso por uma função, de resistência  $F(\sigma_{ij})$ , que é dependente do estado de tensões  $\sigma_{ij}$ , sendo:

- $F(\sigma_{ij}) < 0$  representa a condição em que as tensões estão no interior da superfície de resistência. Nessa condição o comportamento é elástico;
- $F(\sigma_{ij}) = 0$  representa a condição em que as tensões estão sobre a superfície de resistência. Nessa condição o comportamento está sobre o regime plástico;
- e
- $F(\sigma_{ij}) > 0$  representa a condição em que as tensões estão fora da superfície de resistência. Esse comportamento não é possível de acontecer.

Em função da impossibilidade de acontecer o estado de tensões para  $F(\sigma_{ij}) > 0$ , essas podem ser excluídas do comportamento rígido plástico. A representação da função de resistência no espaço das tensões  $\sigma_{ij}$ , conduz à superfície mostrada na Figura 6, que é um lugar geométrico dos pontos que representam estados de tensões correspondentes ao início das deformações plásticas e constitui a fronteira que limita os estados de tensões correspondentes às deformações elásticas, ou da existência de deformações no caso de materiais rígido-plásticos (MORALES, 2014).

Figura 6 – Superfície de resistência no espaço de tensões principais



Fonte: (MORALES, 2014).

A seguir serão descritos apenas os critérios de resistência comumente adotados para avaliar maciços rochosos.

### 2.3.1 Critério de resistência Mohr-Coulomb

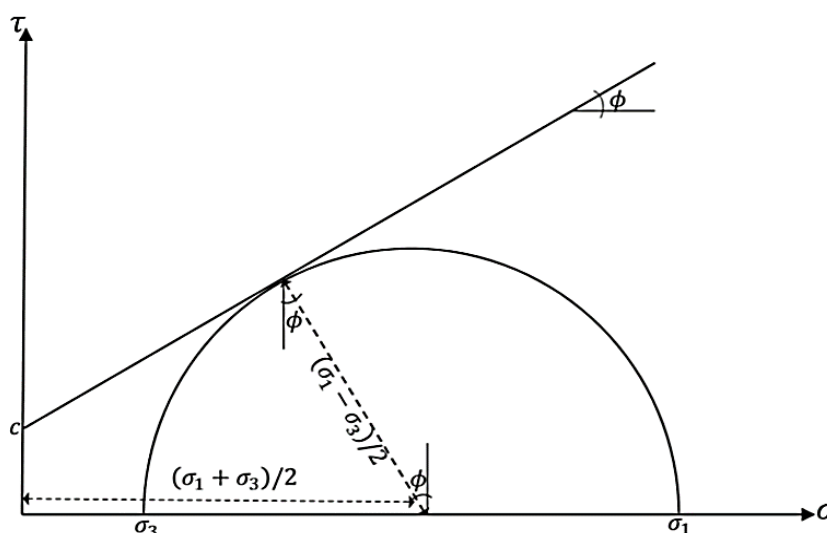
O critério de resistência de Mohr-Coulomb estabelece que a determinação do colapso do material se dá quando a tensão cisalhante atuante no plano de resistência atinge o valor da tensão cisalhante de resistência do material. Enquanto o critério de Coulomb indica não haver ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar um valor dado pela expressão  $c + f\sigma$ , sendo  $c$  e  $f$  constantes do material e " $\sigma$ " a tensão normal existente no plano de cisalhamento, o critério de Mohr indica que não há ruptura enquanto o círculo representativo do estado de tensões se encontrar no interior de uma curva, sendo a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura, observados experimentalmente para o material (Figura 7) (SOUZA PINTO, 2006).

A equação é definida em termos de tensões normais ( $\sigma$ ) e cisalhantes ( $\tau$ ) atuando em um plano e os parâmetros  $c$  e  $\phi$  representam a coesão e o ângulo de atrito do material, respectivamente. A equação da reta do critério é ilustrada a seguir.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

Equação 2-1

Figura 7 – Critério de escoamento de Mohr-Coulomb no plano ( $\sigma, \tau$ ).



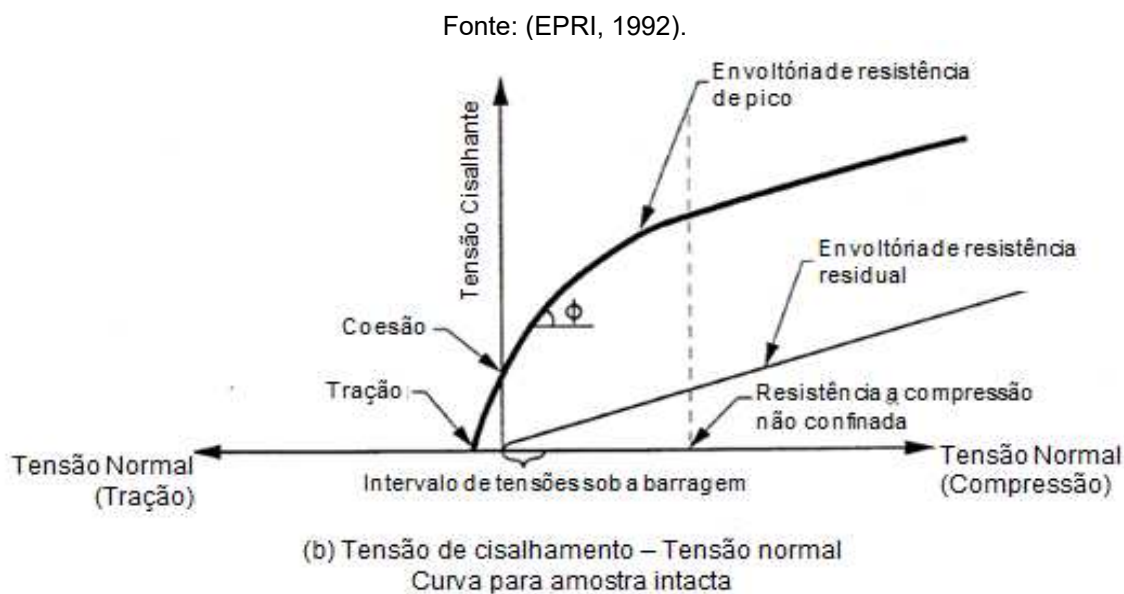
Fonte: Elaborado pelo Autor.

O conceito do círculo de Mohr pode ser utilizado para expressar a função de resistência em termos das tensões principais  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ , sendo a tensão principal maior e a tensão principal menor, respectivamente. Assim temos que:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \operatorname{sen}\phi + c \operatorname{cos}\phi \quad \text{Equação 2-2}$$

Na Figura 8 é ilustrado um resultado típico do ensaio de cisalhamento direto em função do conceito de resistência ao cisalhamento de pico e residual e a variação do ângulo de atrito com o aumento da tensão normal, caracterizada pela envoltória proposta por Mohr.

Figura 8 – Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb.



Em se tratando de resistência ao cisalhamento de maciços rochosos, com condição governada pelas discontinuidades, em pequenos deslocamentos, o material se comporta elasticamente e a tensão de cisalhamento aumenta linearmente com o deslocamento. À medida que o deslocamento é aumentado, a curva torna-se não linear e então atinge um máximo, representado como pico de resistência ao cisalhamento da discontinuidade. Depois disso, o estresse necessário para provocar o deslocamento diminui e eventualmente atinge um valor constante denominada resistência ao cisalhamento residual (EPRI, 1992).

Para a condição de resistência residual a coesão é perdida, uma vez que o deslocamento promoveu a quebra da cimentação. Além disso, o ângulo de atrito residual é menor do que o ângulo de atrito de pico, já que o deslocamento destrói as pequenas irregularidades em superfície da rocha, produzindo uma camada mais lisa e de menor atrito.

### 2.3.2 Resistencia das descontinuidades

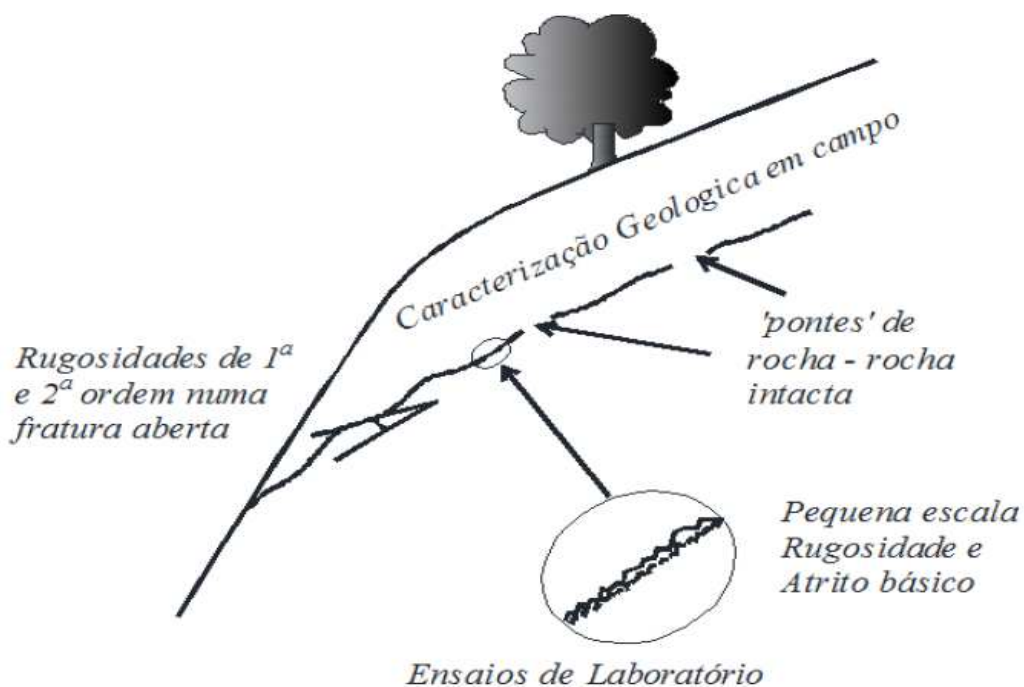
Como mencionado anteriormente, a superfície de ruptura em mecânica das rochas está relacionada ao fator escala de análise, podendo ser considerado rupturas sendo governadas pelas características dos maciços rochosos ou pela descontinuidade.

Quando o cenário de análise implica em avaliar a condição de resistência das descontinuidades, diversos fatores podem contribuir e devem ser analisados para chegar em um resultado mais próximo da realidade. Isso ocorre devido às descontinuidades e outras fraturas planares modificarem radicalmente o comportamento da rocha, já que essas superfícies geram uma considerável anisotropia nas propriedades do maciço rochoso.

Conforme a ASTM D5607 (2017), o termo "descontinuidade" é referente a qualquer plano de fraqueza relativa num maciço rochoso, que pode ocorrer em várias escalas tais como clivagem, falhas, juntas, microfissuras, planos de acamamento ou xistosidade, podendo ser de origem geológica ou antropogênica (como no caso de fraturas induzidas por explosões, por esforços ou fraturamento hidráulico). Independente da sua origem, as descontinuidades desempenham grande influência no comportamento de maciços rochosos.

De acordo com Hencher e Richards (2014), a rugosidade pode ser caracterizada em 1ª ou 2ª ordem. A rugosidade de 1ª ordem são aquelas medidas em campo, ou seja, apresentam, tipicamente, comprimento maior que 0,5 m. Já as rugosidades de 2ª ordem apresentam comprimentos na ordem de 50 a 100 mm. Em contrapartida, rugosidades relativamente menores, sobre perfis curtos de 100 milímetros, como incorporado no JRC, tal como apresentado pela ISRM (1978), assim como os do atrito básico, podem ser investigadas usando ensaios de cisalhamento direto no laboratório (Figura 9).

Figura 9 - Fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento de discontinuidades



Fonte: adaptado de Hencher e Richards (2014).

Como mencionado anteriormente, o primeiro critério de resistência foi proposto por Coulomb, que estudou o atrito entre duas superfícies planas. Coulomb, ao observar um bloco em um plano inclinado, notou que o mesmo, permaneceria fixo na superfície planar caso a resultante de todas as forças que atuavam no bloco estivessem em um ângulo, com relação à normal, menor que um ângulo de atrito básico ( $\phi_b$ ).

Entretanto, todas as superfícies de descontinuidades natural apresentam algum grau de rugosidade, podendo variar de polido e de baixa rugosidade até a juntas ásperas e irregulares com elevada rugosidade. Conhecidas também como asperezas, essas rugosidades apresentam resultados significantes em análises de estabilidade. Diante disso, estudo como Jaeger (1979), Donath (1961), Patton (1966) e Barton (1973), entre vários outros, foram fundamentais para o entendimento do efeito da rugosidade na resistência ao cisalhamento das descontinuidades.

### 2.3.2.1 Critério de resistencia bilinear

O critério de Mohr-Coulomb foi desenvolvido considerando uma superfície homogênea e sem a influência da rugosidade. No caso da resistência ao cisalhamento

da interface concreto-rocha de uma barragem, o efeito da presença de rugosidades superficiais contribui para a resistência ao cisalhamento da interface, já que a rugosidade produz um efeito conhecido como *interlocking* (DHAWAN,2015).

Em função disso, diversos autores pesquisaram a influência da rugosidade na resistência ao cisalhamento das descontinuidades em rocha. Ripley e Lee (1961), descreveram as diferenças observadas na resistência ao cisalhamento de superfícies lisas e rugosas, com a inclusão do ângulo  $i$  de inclinação das rugosidades. Em função dessas características, Patton (1966), ao realizar uma série de ensaios de cisalhamento direto em amostras com diferentes rugosidades sob baixas tensões efetivas, verificou que o comportamento da amostra é dilatante devido ao deslizamento ao longo da superfície inclinada da rugosidade. Patton (1966) chegou à conclusão que o comportamento ao cisalhamento depende da magnitude da tensão normal aplicada, sendo o mecanismo de ruptura para baixas tensões diretamente influenciadas pela rugosidade, podendo a resistência ao cisalhamento ser representada pela seguinte equação:

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan(\phi_b + i) \quad \text{Equação 2-3}$$

Em que:

$\tau$ : Resistência ao Cisalhamento;

$\sigma_n$ : Tensão Efetiva Normal;

$\phi_b$ : é o ângulo de atrito básico da superfície lisa, porém rugosa,

$i$ : ângulo da rugosidade em relação à direção da tensão de cisalhamento aplicada.

Nota-se que, para baixas tensões, a parcela representada pelo intercepto coesivo foi substituída por um acréscimo no ângulo de atrito em função da inclinação da rugosidade. Dessa forma, a soma  $(\phi_b + i)$  representa o primeiro trecho linear. Na determinação de Patton (1966), o ângulo de atrito básico  $(\phi_b)$  representa a primeira ordem de rugosidade da superfície e as pequenas saliências e ondulações (asperezas) na superfície, representadas por  $i$ , são indicadas como segunda ordem de projeções.

Para níveis de tensões normais maiores o ajuste é realizado pela parcela coesiva e pelo ângulo de atrito residual. Nessa condição a contribuição da rugosidade não é mais considerada, uma vez que a resistência do material intacto é excedida e ocorre o cisalhamento através da rugosidade intacta (PATTON, 1966). Nessa ocasião, a equação supracitada é modificada e deve ser alterada para:

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan \phi_r \quad \text{Equação 2-4}$$

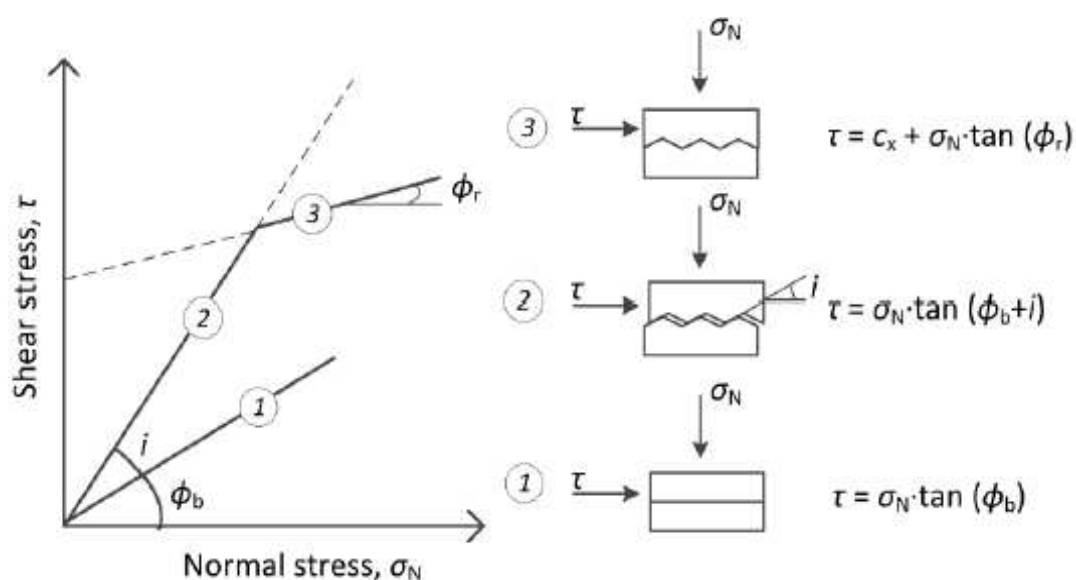
$\phi_r$  : é a resistência residual ao cisalhamento;

$c$  : é a coesão quando a rugosidade é cortada em sua base.

Trabalhos semelhantes e independentes, como o de Goldstein et al. (1966), encontraram equações semelhantes à de Patton (1966) para a resistência de superfícies rugosas. Nesses estudos foram indicadas a importância da resistência residual em vários tipos de situações envolvendo a estabilidade de maciços rochosos.

O critério de resistência bilinear de Patton (1966) é ilustrado a seguir. Note que a transição entre as duas equações acontece quando a rugosidade começa a ser rompida, causando deslocamento e, conseqüentemente, redução do ângulo de atrito.

Figura 10 – Envoltória bi-linear.



Fonte: (PATTON, 1966).

Entretanto, diversos autores, incluindo Patton (1966), perceberam que o critério de ruptura bilinear não é satisfatório para descrever comportamentos de superfícies irregulares de rocha, onde uma envoltória contínua de ruptura é normalmente obtida. O autor descreve que a discrepância em relação às juntas de campo é em função das diferentes superfícies de rugosidade, onde a distribuição de tensões acaba sendo modificada em função dos diferentes modos e intensidades de rupturas que ocorrem simultaneamente.

Outro ponto a ser destacado em relação ao critério, é que o mesmo considera apenas a condição de superfícies não ligadas, representativo para interfaces do tipo



rocha-rocha. No caso das interfaces concreto-rocha, além de existir a contribuição da rugosidade, existe a contribuição da adesão do concreto à superfície.

### 2.3.2.2 Critério de Barton-Bandis (1990)

Barton (1973), desenvolveu um critério de resistência empírico a partir dos ensaios de laboratório produzindo artificialmente o comportamento das descontinuidades, sendo a resistência ao cisalhamento determinada em função da tensão efetiva normal, do ângulo de atrito básico e do coeficiente de rugosidade (JRC), conforme a equação a seguir:

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \left( \phi_b + JRC \cdot \log \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right) \quad \text{Equação 2-5}$$

Em que:

$\tau$ : Resistência ao cisalhamento;

$\sigma_n$ : Tensão efetiva normal;

$\phi_b$ : Ângulo de atrito básico;

JRC: Coeficiente de Rugosidade;

JCS: Resistência à compressão das paredes da rocha.

Barton (1973), definiu alguns valores típicos de ângulo de atrito básico para algumas litologias, conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1 – Valores típicos de ângulo de atrito básico  $\Phi_b$  para alguns litotipos.

<b>Tipo de Rocha</b>	$\phi_{b.Seco}$	$\phi_{b.Saturado}$	<b>Tipo de Rocha</b>	$\phi_{b.Seco}$	$\phi_{b.Saturado}$
Anfibolito	32°		Granito, granulometria fina	31°-35°	29-31°
Basalto	35-38°		Granito, granulometria grossa	31°-35°	31-33°
Giz		30°	Calcário	31-37°	27-35°
Conglomerado	25°		Arenito	26-35°	25-34°
Depósito de Cobre	31°		Xisto		27°
Dolomito	31-37°	27-35°	Siltito		27-31°
Gnaisse, xistoso	26-29°	23-26°	Ardósia	25-30°	21°

Fonte: Traduzido de Barton (1973).

Barton e Choubey (1977) revisaram o estudo em função dos resultados encontrados no teste de cisalhamento direto de 130 amostras contendo juntas de rochas intemperizadas. Conforme apresentado na Equação 2-6 a seguir, a revisão proposta para juntas em rochas intemperizadas considera o ângulo de atrito residual.

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan (\phi_r + JRC \cdot \log \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right)) \quad \text{Equação 2-6}$$

Em que:

$\phi_r$ : Ângulo de atrito residual da superfície da descontinuidade

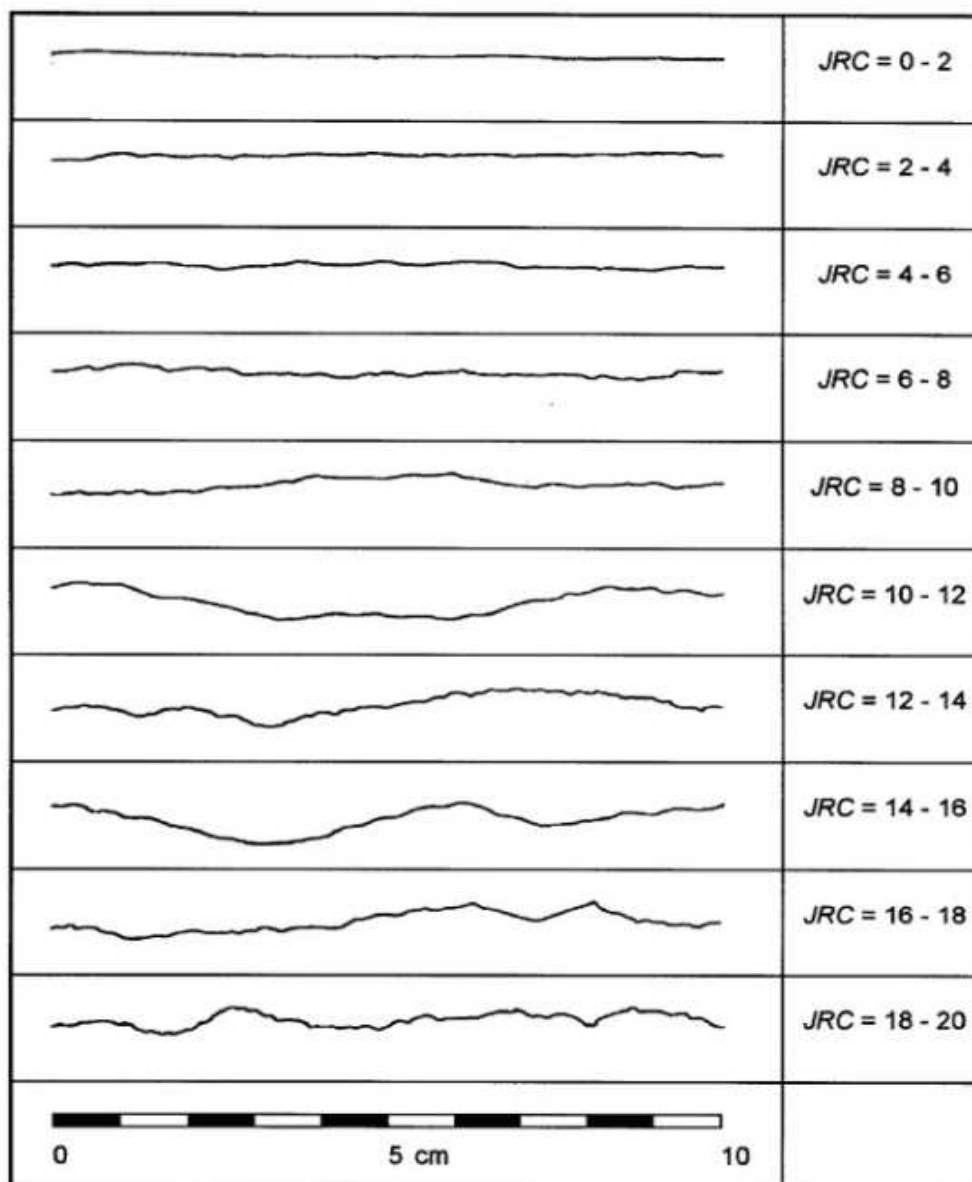
Barton e Choubey (1977) também sugeriram que o  $\phi_r$  pode ser estimado a partir da seguinte equação:

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20 \left( \frac{r}{R} \right) \quad \text{Equação 2-7}$$

Em que  $r$  é o número de rebote do ensaio de Schmidt da superfície úmida e intemperizada e  $R$  é o número de rebote de Schmidt em superfície seca e não polida. Em seguida, a Equação 2-6 e Equação 2-7 tornaram-se parte do critério de Barton-Bandis criado para a determinação da resistência e rigidez das descontinuidades (BARTON e BANDIS, 1990)

O JRC é determinado a partir da comparação visual da superfície com alguns perfis típicos de rugosidade nos quais se tem duas escalas de observações, a pequena e a intermediária. A pequena é utilizada para a determinação da irregularidade da superfície em pequena escala (centímetro), definindo se é rugosa, lisa ou polida, e a intermediária é em uma escala maior (metros), que define se é recortada, ondulada ou plana. A combinação destes perfis típicos resulta em uma combinação de dez classes. O intervalo do JRC varia de 0 a 20, sendo o 0 para superfícies lisas ou polidas e 20 para superfícies rugosas (BARTON e BANDIS, 1990). Na Figura 11 ilustram-se os perfis típicos de rugosidade.

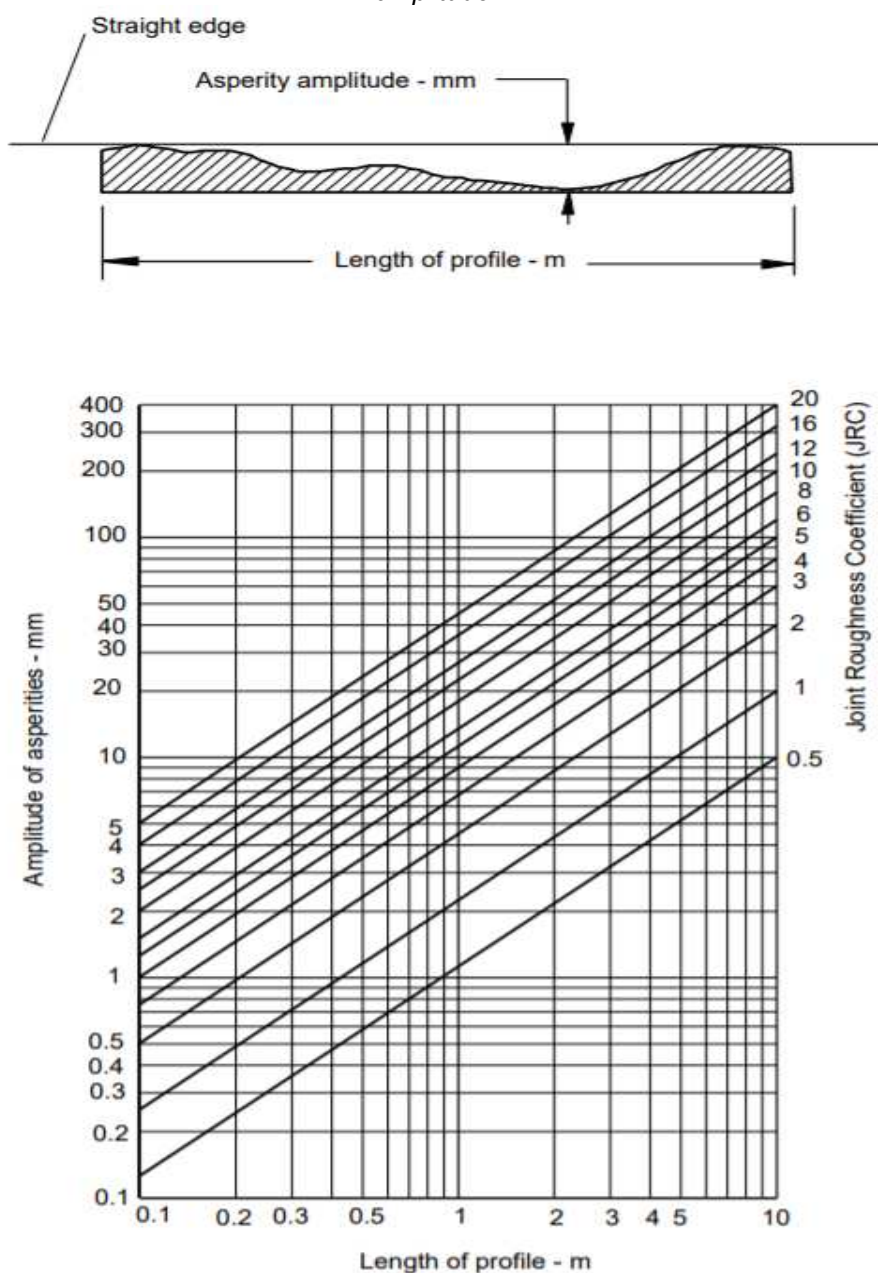
Figura 11 - Perfis típicos de rugosidade e respectivas classificações.



Fonte: (BARTON e CHOUBEY, 1977).

Se o valor de *JRC* não puder ser determinado diretamente a partir de ensaios na superfície da junta, Barton (1982), sugere a adoção de um gráfico alternativo para a estimativa do *JRC* em função do comprimento da superfície e da sua amplitude, conforme ilustrado na Figura 12.

Figura 12 – Método alternativo de estimativa de JRC em função do comprimento da *superfície e amplitude*.



Fonte: (BARTON, 1982).

Já o JCS compreende a resistência à compressão da matriz rochosa, ou seja, das paredes da descontinuidade.

Na Equação 2-6 é perceptível que os autores incluíram, além do ângulo de atrito residual, uma parcela em relação à rugosidade das descontinuidades ( $JRC \cdot \log(JCS/\sigma_n)$ ). Essa parcela é equivalente ao ângulo de rugosidade  $i$ , do critério de resistência bilinear, sendo encontrados para altas tensões normais em relação à

resistência da rocha, valores próximos a 0, uma vez que essas rugosidades passam a ser cortadas (BARTON, 1982).

Segundo Wyllie (2004), a baixos níveis de tensão o valor pode alcançar valores muito elevados, devendo ser considerado para projetos valores realistas e que não excedam 50°. Um intervalo comumente adotado para a relação  $JCS/\sigma_n$  está entre 3 e 100. Já Gonzáles *et al.* (2002) recomendam que, ao ter  $JCS/\sigma_n > 50$ , deve-se assumir que o ângulo de atrito é independente da tensão normal, devendo ser adotado a seguinte relação:

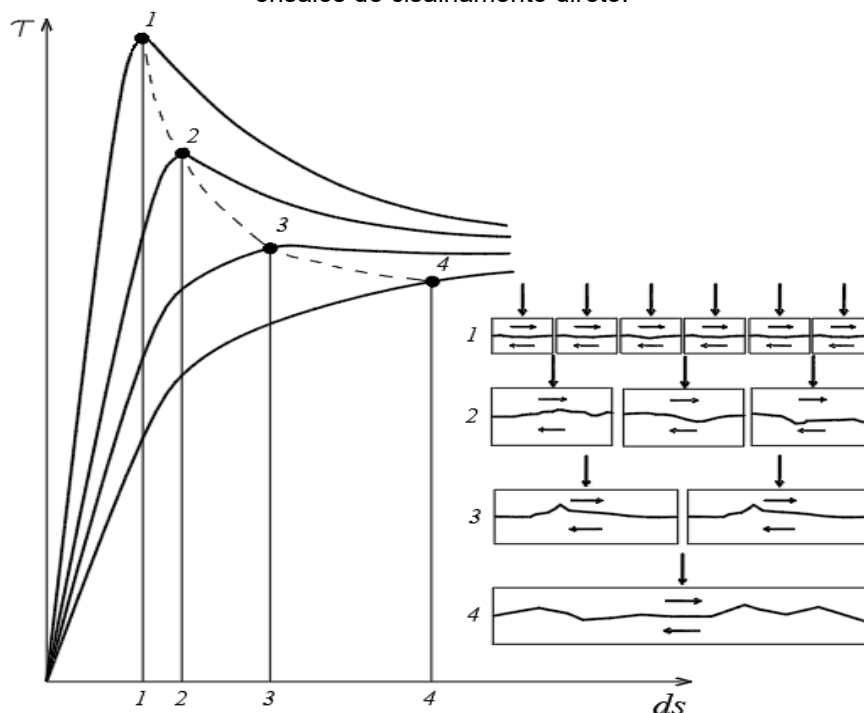
$$\phi_p = \phi_r + 1,7JRC \quad \text{Equação 2-8}$$

Diante do exposto, fica claro a importância de se determinar os valores de resistência ao cisalhamento dos maciços rochosos ao nível da fundação. O método de avaliação mais apropriado depende da natureza e complexidade do problema que está sendo estudado. Para o caso de fundações de barragem de concreto é prudente a tentativa de se avaliar os parâmetros de resistência mais confiáveis. Entretanto, quando não for possível realizar testes de cisalhamento ou quando os estudos estiverem ainda em nível conceitual, a avaliação da resistência pode ser estimada de acordo com a correlação encontrada por Barton e Choubey (1977), já que o valor de JRC pode ser facilmente determinado por comparação visual ou pelo ensaio *tilt test*. Outra alternativa para projeto em nível conceitual são as correlações encontradas pelas classificações geomecânicas, como o RMR, de Bieniawski (1989), o Q de Barton e Choubey (1977) e o GSI, de Hoek (1994).

## 2.4 INFLUÊNCIA DA ESCALA DAS DESCONTINUIDADES

Segundo Bandis (1990), o efeito escala das descontinuidades em ensaios de cisalhamento direto influencia diretamente no comportamento do ensaio. Dependendo do tamanho da descontinuidade, o comportamento pode apresentar variações de frágil para dúctil, ou vice-versa. Na Figura 13 é ilustrado o comportamento, encontrado por Bandis (1990), da tensão cisalhante x deslocamento em função do efeito da escala do ensaio.

Figura 13 – Influência do efeito escala no comportamento da resistência das discontinuidades em ensaios de cisalhamento direto.



Fonte: (BANDIS, 1990).

Em termos gerais, essa variação no comportamento em função do efeito escala é previsível, visto que a influência da rugosidade passa a ser menor quando comparado com ensaios de laboratório, que são de menores dimensões. Em geral, espera-se que amostras ensaiadas em pequena escala atuem apenas na resistência ao cisalhamento direto, uma vez que elas são cisalhadas a níveis de tensões normais moderadas. Com o aumento das amostras, espera-se que o efeito de rugosidades intermediárias influencie no comportamento de dilatância da discontinuidade, sendo essa influência perdida apenas em elevados níveis de tensões (BANDIS, 1990).

Nessa linha, Barton e Choubey (1977), já haviam mostrado que o valor de JRC diminui com o aumento do comprimento da discontinuidade e sugeriram correções dos valores de JRC e JCS obtidos a partir de amostras de laboratório. Segundo Bandis (1990), a influência da escala das discontinuidades resulta, para um mesmo nível de tensão normal efetiva, na variação dos ângulos de dilatância de pico e inicial, na rigidez ao cisalhamento ( $K_s$ ) e no ângulo de atrito total (pico). Por isso, Bandis (1990), sugeriu correções nos valores de JRC e JCS, conforme as seguintes equações:

$$JRC_n = JRC_0 \left( \frac{L_n}{L_0} \right)^{-0,02JRC_0} \quad \text{Equação 2-9}$$

Onde 0 refere-se às escalas de laboratório e n refere-se às escalas de campo.

Para o JCS, Barton e Bandis (1982) sugeriram a equação a seguir:

$$JCS_n = JCS_0 \left( \frac{L_n}{L_0} \right)^{-0,03JRC_0} \quad \text{Equação 2-10}$$

Para a realização do ensaio de cisalhamento direto, a ASTM (2017), recomenda uma área mínima de 19 cm<sup>2</sup> e uma relação entre os lados da área de cisalhamento maior que 75%. Com intuito de avaliar o efeito escala, Mouzannar *et al.* (2018) realizaram ensaios de cisalhamento direto em amostras médias (18 x 18 cm) e em pequena escala (8 cm de diâmetro). Em geral, os resultados mostraram elevada dispersão (R<sup>2</sup>= 0,37) nas amostras de pequena escala em relação às amostras de média escala (R<sup>2</sup>=0,94), quando avaliada a resistência de pico. Já os resultados para a resistência ao cisalhamento residual não foram observados variações significativas, como esperado.

Recentemente, Bost *et al.* (2015), estudou a influência do efeito escala na resistência ao cisalhamento direto de interfaces de concreto-rocha ligadas em diferentes escalas, inclusive métricas. Os estudos mostraram elevada variação do ângulo de atrito em função da escala, principalmente em relação às amostras centimétricas e decimétricas.

Tabela 2 – Parâmetros residuais (Critério de Mohr-Coulomb) para três diferentes escalas.

<b>Escala do Teste</b>	<b>Ângulo de Atrito Residual (°)</b>	<b>Resistência ao Cisalhamento em Relação à Tensão Normal (MPa)</b>
Centimétrica	36	0,12
Decimétrica – tipo A	45	0,09
Decimétrica – tipo B	46	0,03
Métrica	44	0,005

Fonte: traduzido de Bost *et al.* (2015).

## 2.1 INFLUÊNCIA DO INTEMPERISMO

Conforme Marques e Vargas (2022), o intemperismo é um fenômeno que ocorre com as rochas quando estas são submetidas a condições que propiciem a desestabilização dos minerais primários que compõem a matriz rochosa. Tais

processos podem ser de origem física, química ou biológica e são responsáveis por fragmentar a rocha e transformar os minerais primários.

O intemperismo químico é conduzido pelas reações químicas e suas respectivas modificações, onde o principal agente, a água, devido à presença de CO<sub>2</sub> dissolvido e ácidos orgânicos, potencializa o seu efeito com a acidificação e permite a formação de minerais secundários, dissolvidos e/ou precipitados (BANDIS *et al.*, 1983).

Já o intemperismo físico pode ser representado pela desagregação mineralógica e mecânica da rocha, sem que ocorra reações químicas envolvidas no processo. O intemperismo físico é um processo fundamental para a modificação e evolução global da paisagem em todos os ambientes (ALDRED *et al.*, 2016). Além disso, o desenvolvimento do intemperismo físico pode ser condicionado por alívio de pressão, congelamento das fendas rochosas, variação térmica e crescimento dos cristais.

Dessa forma, o intemperismo é responsável por reduzir a resistência e aumentar a deformabilidade das rochas, de maneira a levá-las gradualmente ao estado de solo residual. Diversos fatores podem influenciar na velocidade e no produto gerado pelo intemperismo, entre eles estão a rocha de origem, as condições ambientais, o clima e o tempo do processo (BOST *et al.*, 2015). Os graus de intemperismo podem ser classificados conforme descrito pela ISRM (2007), como indicado na Tabela 3 a seguir.

Tabela 3 – Caracterização da Rocha em Função do Grau de Alteração.

<b>Símbolos</b>	<b>Designações</b>	<b>Características</b>
<b>W<sub>1</sub></b>	São	Sem quaisquer sinais de alteração
<b>W<sub>2</sub></b>	Pouco alterado	Sinais de alteração apenas nas imediações das descontinuidades
<b>W<sub>3</sub></b>	Medianamente alterado	Alteração visível em todo o maciço rochoso, mas a rocha não é friável
<b>W<sub>4</sub></b>	Muito alterado	Alteração visível em todo o maciço e a rocha é parcialmente friável
<b>W<sub>5</sub></b>	Decomposta	O maciço apresenta-se completamente friável com comportamento de solo

Fonte: Adaptado de ISRM (2007).



## 2.2 INTERFACE CONCRETO-ROCHA

Em busca de determinar parâmetros de resistência mais fidedignos para a região de contato concreto-rocha, diversos autores vêm, ao longo dos últimos anos, realizando estudos abordando diferentes metodologias e ensaios.

Na década de 60, diversos autores ensaiaram amostras maiores e mais representativas para projetos de fundações de barragens. Foram desenvolvidos vários equipamentos e métodos de ensaios de cisalhamento direto *in situ*. Esses ensaios foram realizados basicamente com o intuito de determinar a resistência de planos de fraqueza ou da descontinuidade da rocha. Cita-se, como exemplo, os trabalhos de Serafim e Lopes (1961), em granitos, e Mello (1966), em quartzito com camadas de arenito.

Ainda nessa época, Rocha (1964), realizou uma série de ensaios de cisalhamento direto *in situ* a fim de estudar a resistência da interface concreto-rocha em fundações de barragens. Os testes consistiram em realizar ensaios em blocos de concreto com dimensões de 70x70x35 cm, realizados em seis locais diferentes na fundação das barragens (Tabela 4).

Tabela 4 – Resultado de Cisalhamento Direto realizado *in situ* para diferentes tipos de rochas

Tipo de Rocha/ Barragem	Número de Testes	Coesão (MPa)	Ângulo de atrito (°)
Granito/ Alto Rabagão	8	0,2	56
Xisto/ Bemposta	8	0,2	60-63
Xisto/ Valdecañas	3	0,4	62
Xisto/ Miranda	16	0,4 – 0,7	60-62
Xisto/ Alcântara	28	0,1	56
Arenito/ Cambambe	4	0,2	53

Fonte: traduzido de Rocha (1964).

Já na década de 70, vários autores continuaram aprofundando seus estudos a fim de avaliar a influência da rugosidade, como Kanji (1970), Robertson (1970), Coulson (1970), e Barton (1973). No trabalho de Coulson (1970), foram avaliadas a resistência de fraturas de 10 tipos de rocha e com várias grandezas de rugosidade

média, obtidas por diferentes processos de preparação. A partir dos resultados de cisalhamento direto, Coulson (1970) concluiu que o coeficiente de atrito inicial (início do escorregamento) aumenta com o aumento da rugosidade, mas que o coeficiente de atrito residual é dependente do grau e tipo de destruição da superfície, sendo o dano de superfície compreendido por três processos: polimento, milonitização, e formação de crosta. Sendo que o dano provocado na superfície depende da rugosidade, saturação, tensão normal e dureza da rocha. Esta última tem elevada correlação com a resistência à compressão simples, possibilitando boa correlação com a resistência residual.

Na década de 90, Lo *et al.* (1991), apresentaram resultados de um programa com duração de 10 anos conduzido pelo comitê de segurança de barragens da Ontario Hydro. As amostras da interface concreto-rocha foram coletadas a partir de furos de sondagens realizados no corpo das barragens. Nessa pesquisa, uma série de ensaios foram realizados com amostras ligadas e não ligadas. Em geral, os parâmetros obtidos foram ângulo de atrito e coesão de 62° e 2,2 MPa, para a condição de pico, e ângulo de atrito entre 32 e 39° para a condição residual.

Outro trabalho relevante na década de 90 foi conduzido pelo *Electric Power Research Institute* (EPRI) (1992). Nesse estudo, as investigações foram realizadas na interface concreto-rocha de dezoito barragens, sendo realizado um total de 65 ensaios na condição de pico e residual. Os ensaios eram considerados ligados quando eles eram coletados de forma intacta e não ligados quando o contato era quebrado. Os resultados de cisalhamento direto para a condição de pico e residual são apresentadas na Tabela 5.

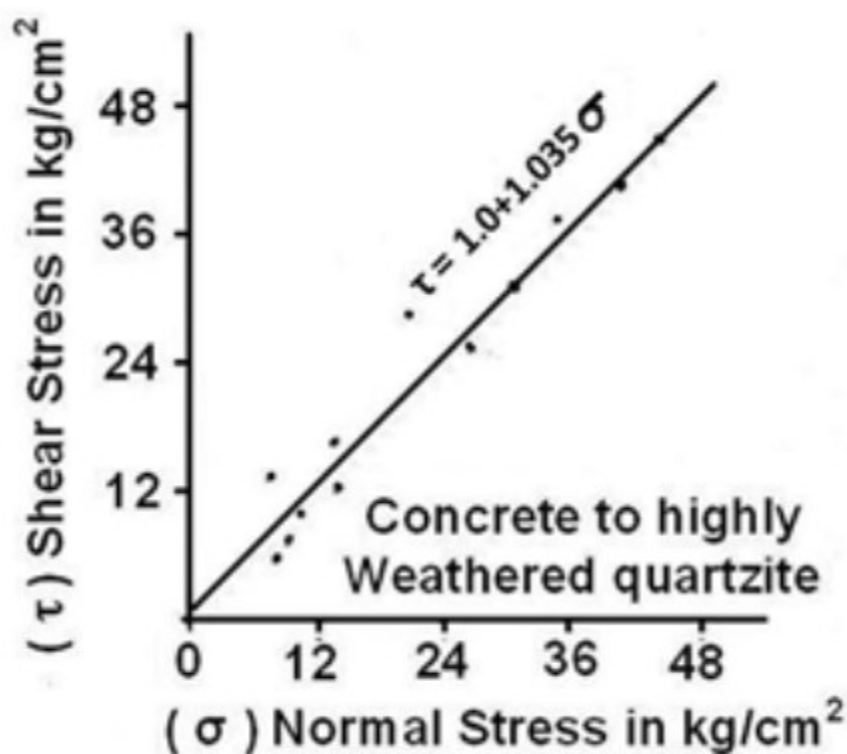
Tabela 5 – Resistência ao Cisalhamento para diferentes tipos de rocha.

<b>Resistência de Pico</b>		
	<b>Melhor Regressão ajustada</b>	<b>Limite Inferior</b>
<b>Ângulo de atrito (°)</b>	54 - 68°	53 - 68°
<b>Coesão para a maioria das rochas (MPa)</b>	1,3 – 1,9 (média de 1,7)	0,3 – 1,1 (média de 0,6)
<b>Coesão para o xisto (MPa)</b>	0,1	0
<b>Resistência Residual</b>		
<b>Ângulo de atrito (°)</b>	24 - 39°	13 - 32°
<b>Coesão (MPa)</b>	0 – 0,2 (média de 0,1)	0

Fonte: Adaptado de EPRI (1992).

Com intuito de avaliar a influência da resistência ao cisalhamento nos pontos mais fracos da fundação (interface concreto-rocha, concreto-rocha alterada e descontinuidade da rocha) o projeto *Sardar Sarovar*, na Índia, realizou uma série de ensaios de cisalhamento direto “*in situ*”, a partir de blocos de tamanho variando de 60 x 90 cm a 100 x 150 cm, com o intuito de verificar a coesão e o ângulo de atrito (CWPRS,1990 apud DHAWAN, 2015). Segundo o projeto, a maioria das falhas aconteceu ao longo do plano de descontinuidade e, no caso de blocos ensaiados em maciços rochosos altamente intemperizados, a ruptura aconteceu principalmente no maciço rochoso. Na Figura 14 é apresentado os resultados encontrados para os ensaios de cisalhamento direto realizados em superfície de quartzito altamente intemperizado.

Figura 14 - Resistência ao cisalhamento da interface da barragem com a fundação de quartzito altamente intemperizada.



Fonte: (CWPRS,1990 apud DHAWAN, 2015).

Em função dos resultados encontrados pelo CWPRS (1990, apud DHAWAN, 2015), nota-se uma grande diferença dos resultados em relação ao tipo de fundação a ser apoiada a barragem. Dessa forma, fica claro a importância da identificação e

caracterização de todos os tipos de descontinuidades presentes em fundações de barragens, uma vez que essas zonas geológicas são conhecidas por apresentarem baixa resistência ao cisalhamento. Na Tabela 6 são apresentados os parâmetros de resistência da interface de fundações determinados a partir dos ensaios de cisalhamento direto *in situ*.

Tabela 6 – Parâmetro de resistência da interface de fundações.

<b>CWPRS (ano)</b>	<b>Projeto</b>	<b>Tipo de Rocha</b>	<b>Plano de Ruptura</b>	<b>Coesão (MPa)</b>	<b>Ângulo de atrito (°)</b>
Nil (1966)	Tawa	Arenito	Principalmente na Rocha	0,50	44
Nil (1973)	Kadana	Quartzito e Filito	Interface	0,75	52
1516 (1975)	Sauli	Quartzito, Metavulcânica	Interface	0,53	46
1828 (1979)	Supa	Quartzito de Magnetita com faixas intemperizadas	Parcialmente no Contato Parcialmente na Rocha	0,35	53
1990 (1981)	Dudhganga	Quartzito	Principalmente na Rocha	0,10	46
2350 (1986)	Kodasalli	Gnaisse	Interface	0,70	45
2447 (1987)	Bodhghat	Gnaisse e Metabásica	Interface	0,90	50
2628 (1989)	Bansagar	Xisto	Parcialmente no Contato Parcialmente na Rocha	0,45	49
2809 (1990)	Sardar Sarovar	Trap	Interface	0,90	48
2983 (1992)	Srisailam	Quartzito	Interface	0,50	43

Fonte: traduzido de Dhawan (2015).

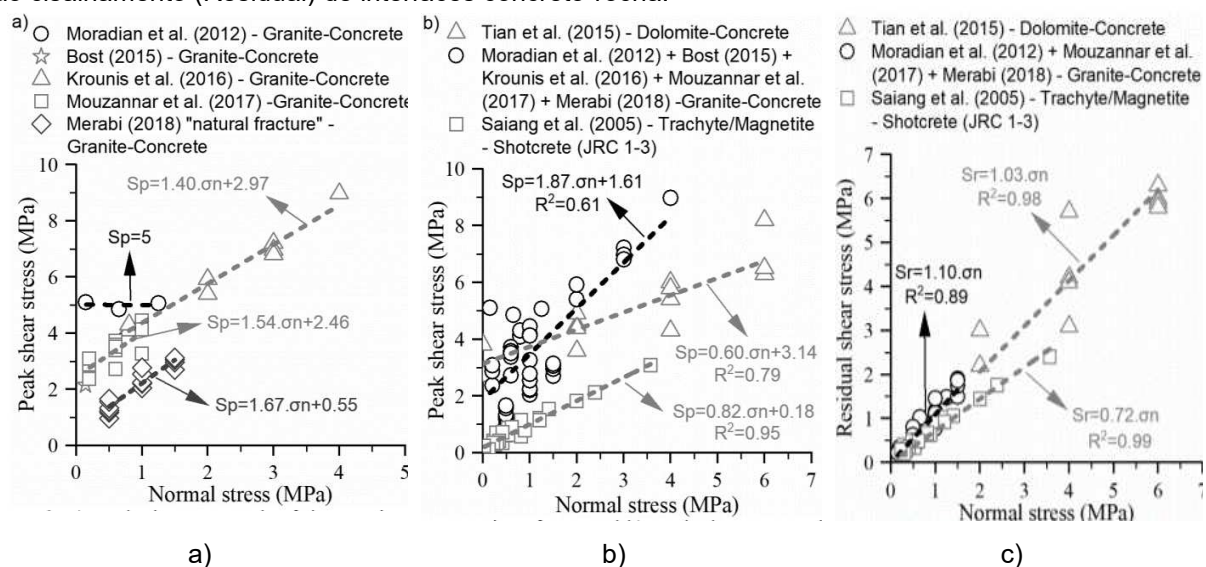
Já na última década tem-se que identificado uma crescente quantidade de trabalhos realizados a fim de contribuir para a avaliação de superfícies de contato

concreto-rocha. Saiang *et al.* (2005), avaliaram a interface de concreto projetado em rochas magnéticas, analisando a resistência ao cisalhamento de pico, residual e o efeito da morfologia da superfície. Moradian *et al.* (2012), avaliaram o efeito da porcentagem de adesão e o efeito da taxa de deslocamento em interfaces de concreto-granito. Tian *et al.* (2005), testaram a interface concreto-dolomito de modo a obter a resistência ao cisalhamento de pico e residual. Bost *et al.* (2015), analisaram a influência do espaçamento livre entre as interfaces de concreto-granito. Mouzannar *et al.* (2018) testaram a interface concreto-granito, avaliando a morfologia e o efeito escala. E Merabi (2018), estudou a influência da geometria e a rugosidade de interfaces de concreto-granito.

Recentemente, Vizini e Futai (2019) realizaram uma compilação de dados, dos autores citados no parágrafo anterior, a fim de avaliar os principais aspectos e resultados encontrados pelos diferentes autores. Nesse estudo são apresentados valores típicos de resistência ao cisalhamento de interface concreto-rocha e análises paramétricas, como o efeito escala, efeito de porcentagem de ligação, o efeito da morfologia da superfície, o efeito da taxa de deslocamento, bem como a relação entre a resistência de pico e residual.

A Figura 15, ilustra a compilação de dados da resistência de pico e residual de interfaces de concreto-gnaisse e concreto-granito, dolomito e magnetita, realizadas por diferentes autores.

Figura 15 - (a) Resistência ao cisalhamento (Pico) de interfaces concreto-granito (b) Resistência ao cisalhamento (Pico) de interfaces concreto-rocha (granito, dolomito, traquito/magnetita) (c) Resistência ao cisalhamento (Residual) de interfaces concreto-rocha.



Fonte: adaptado de Vizini e Futai (2019).

Em geral, Vizini e Futai (2019) verificaram uma pequena diferença nos resultados de pico e residual para cada tipo de interface de concreto-rocha, sendo observado também que o tamanho da amostra, a porcentagem de área apoiada e a rugosidade influenciam de forma significativa nos resultados. Outro ponto verificado foi que o espaçamento livre entre os materiais tem grande influência no modo de ruptura. Por outro lado, foi observado que a taxa de deslocamento não mostrou influência significativa nos resultados.

Um ponto observado é que, aparentemente, nenhum autor verificou a sensibilidade do concreto na determinação dos parâmetros de resistência das interfaces e, dessa forma, uma análise paramétrica da influência da resistência do concreto nos mecânicos de ruptura da interface concreto-rocha é um tema relevante a ser estudado.

### **2.3 AVALIAÇÃO DA RUGOSIDADE**

Conforme apresentado anteriormente, o conhecimento do efeito da rugosidade da interface concreto-rocha é de suma importância para a determinação da real resistência ao cisalhamento dessa região. Como sua obtenção é de difícil determinação, é prática comum a realização de ensaios considerando superfícies lisas ou o emprego da resistência residual, desprezando qualquer rugosidade presente na superfície.

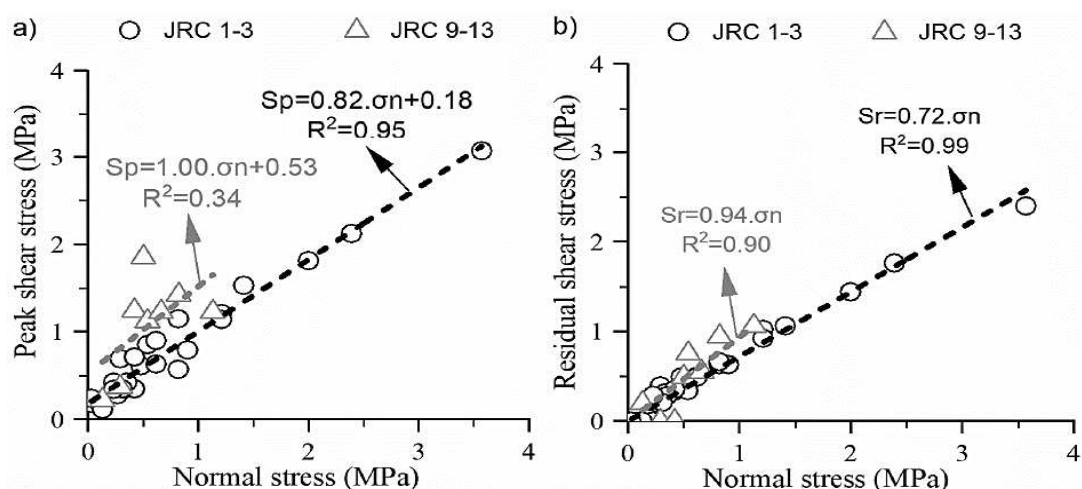
Saiang *et al.* (2005), estudaram o efeito da morfologia da superfície a partir de amostras com JRC de 1-3 e 9-13. Em geral, foi observado aumento na resistência ao cisalhamento para as amostras com JRC 9-13, tendo sido observado um aumento significativo em relação à coesão encontrada. Entretanto, como esperado, a dispersão dos valores para as amostras rugosas foi elevada ( $R^2 = 0,34$ ), o que mostra uma certa dificuldade na obtenção de parâmetros fidedignos.

Um ponto observado no estudo de Saiang *et al.* (2005), é que foram consideradas amostras para JRC 9-13 até 1,0 MPa, diferentemente das amostras com JRC 1-3, que foram ensaiadas em tensões de até 3,5 MPa. A realização de amostras com JRC 9-13 em tensões maiores poderia indicar um melhor ajuste dos resultados.

Já para os resultados residuais, Saiang *et al.* (2005), encontraram correlações estatisticamente significativas ( $R^2$  de 0,99 para JRC de 1-3 e 0,90 para JRC de 9-13).

Os resultados mostraram um aumento de 25% da resistência residual das amostras com JRC de 1-3 em relação às amostras com JRC de 9-13. A Figura 16 ilustra os resultados encontrados por Saiang *et al.* (2005), e compilados por Vizini e Futai (2019).

Figura 16 – Influência do JRC na resistência ao cisalhamento no estudo de diferentes autores.



Fonte: Resistência a) de Pico (SAIANG *et al.*, 2005); e b) Residual (VIZINI e FUTAI, 2019).

Na mesma linha de pesquisa, Merabi (2018) estudou a influência da resistência ao cisalhamento da interface concreto-rocha em função de diferentes rugosidades. Em seu estudo foram avaliadas três superfícies, sendo uma completamente plana, outra com rugosidade de segunda ordem e a outra com a rugosidade da superfície natural. Em geral, foi verificado elevado ganho de resistência em ambos os casos quando comparado com as superfícies lisas e planas.

Recentemente Renaud *et al.* (2019), estudou o efeito da rugosidade na resistência ao cisalhamento da interface de contato não ligadas (concreto-rocha e juntas de rocha) a partir da realização de testes de cisalhamento direto em 18 corpos de prova. Os resultados mostraram que apenas uma pequena degradação induzida pelo cisalhamento ocorre ao longo das amostras, tendo a rugosidade uma parcela significativa na resistência ao cisalhamento nas juntas naturais não ligadas, embora a qualidade das previsões tenha apresentado sensibilidade quanto à seleção do ângulo de atrito residual e da resistência à compressão da junta (JCS).

Renaud *et al.* (2019), também verificou que a direção ao cisalhamento pode afetar significativamente a determinação dos parâmetros de resistência, sendo destacado a importância de se avaliar diferentes orientações. Os resultados

encontrados pelo autor mostraram que a diferença de rugosidade em relação à direção chegou a reduzir em mais de 25% da resistência ao cisalhamento.

Com relação à resistência ao cisalhamento das diferentes interfaces de ruptura, rocha-rocha, concreto-rocha e concreto-concreto, Renaud *et al.* (2019), mostrou que o JRC das superfícies de concreto-concreto apresenta maiores rugosidades quando comparado com a superfície de contato concreto-rocha e rocha-rocha. Isso também pode ser observado em campo, já que juntas frias dentro de barragens estão geralmente em um estado melhor que as descontinuidades da rocha.

## 2.4 PROPRIEDADES ÍNDICE E CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA

### 2.4.1 Propriedades índice das rochas

Segundo Marques e Azevedo (2006), existem algumas propriedades das rochas importantes para projetos envolvendo engenharia civil, principalmente quando existe a modificação do estado *in situ* de maciços rochosos. As propriedades-índice das amostras de rocha são características físicas que refletem no comportamento mecânico do material, na estrutura, na composição e no arranjo espacial. Estas propriedades podem ser reveladas por meio de testes de laboratório ou no campo. As principais características analisadas são a densidade ( $\gamma$ ), porosidade ( $n$ ), teor de umidade ( $w$ ), velocidade de propagação do som ( $v$ ) e a durabilidade ( $d$ ).

Em avaliações de cisalhamento direto o conhecimento das propriedades índice dos materiais são de suma importância. Em geral, uma matriz rugosa mais resistente terá maior capacidade de absorver resistência ao cisalhamento para níveis de tensões maiores.

Baynes e Dearman (1978), foram um dos primeiros a estudar a influência do intemperismo nas propriedades de engenharia dos granitos a partir de estudo em nível microscópico. Os autores verificaram que as mudanças nas propriedades geomecânicas foram atribuídas ao microfraturamento, à abertura dos contatos entre os grãos e ao aumento da porosidade intragranular induzidos pelo intemperismo.

Braga *et al.* (2002), ao realizar estudos em dezesseis perfis de granitos na região do Porto, em Portugal, identificaram uma forte correlação linear entre a porosidade efetiva e a densidade seca do material, indicando que a correlação estava ligada ao número de vazios devido à lixiviação química dos minerais no processo de



alteração. Além disso, os autores verificaram que as principais variações na velocidade ultrassônica, na resistência à compressão uniaxial e no módulo de elasticidade com a porosidade efetiva e com a densidade seca ocorram no começo do processo de intemperismo e deve-se ao surgimento de microfraturas no granito levemente intemperizado. A porosidade efetiva da rocha intemperizada mostrou ser a propriedade mais sensível aos processos intempéricos e a que apresentou fortes correlações com a maioria dos outros parâmetros, sendo, por isso, a propriedade índice mais importante para correlações.

Recentemente, Jaques (2019), estudou a caracterização morfológica, mineralógica e geomecânica de rochas graníticas em clima tropical. Em nível de matriz, a descrição de lâminas petrográficas da rocha em seus diferentes níveis de intemperismo apontaram as microfissuras e a alteração química dos minerais como os principais controladores da decomposição e desfragmentação da rocha.

#### 2.4.2 Índices petrográficos

Irfain e Dearman (1978) indicaram que o comportamento de um material rochoso no âmbito da engenharia é influenciado diretamente pelas suas propriedades petrográficas, onde são avaliadas a sua composição mineral e os produtos intempéricos, a estrutura e textura dos grãos minerais, os tipos e quantidade de microfissuras, os tipos de preenchimento das microfissuras e a anisotropia, se presente.

A partir das propriedades petrográficas da rocha é possível caracterizar o estágio de intemperismo do material. Nesse sentido, Irfain e Dearman (1978), propuseram dois índices petrográficos para classificar os estágios de intemperismo de rochas graníticas, o Índice Micropetrográfico (Imp) e o Índice de Microfissuramento (Imf). O primeiro está associado à decomposição química dos minerais primários em minerais secundários e é obtido pela razão entre o percentual de minerais são e minerais alterados. Já o segundo índice está associado às modificações físicas da rocha em nível microscópico e, por isso, leva em consideração as microfissuras e vazios decorrentes do intemperismo físico.

A obtenção dos índices é realizada a partir da descrição de lâmina petrográficas dos materiais em diferentes níveis de alteração. Irfain e Dearman (1978), indicam que

obtenção do Imf consiste na quantificação de todas as microfissuras e vazios que interceptarem perfis longitudinalmente traçados na lâmina petrográfica, em quantidade representativa, sendo que o Imf corresponde ao valor médio das microfissuras contabilizadas a cada 10 (dez) milímetros de uma linha transversal à lâmina petrográfica.

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

A avaliação das principais variáveis que governam a resistência ao cisalhamento da superfície de contato concreto-rocha foi realizada a partir da extração de corpos de prova, cilíndricos e prismáticos, em blocos de rocha gnaisse e da confecção de concreto moldados sobre a matriz rochosa.

A influência do grau de intemperismo na resistência ao cisalhamento do contato concreto-rocha foi obtida a partir da realização de um conjunto de ensaios de cisalhamento direto (em média de 4 corpos de prova por nível de intemperismo) para amostras prismáticas de 50 mm com superfície lisa e classificadas como  $W_1$ ,  $W_2$  e  $W_3$ . A avaliação da influência do grau de intemperismo em amostras com superfície lisa foi realizada com o objetivo de eliminar a influência das outras variáveis no resultado, como, por exemplo, a rugosidade.

Já a avaliação da influência da rugosidade na resistência ao cisalhamento direto foi obtida a partir da realização de ensaios em amostras prismáticas de 50 mm de lado com grau de alteração  $W_2$  e em diferentes faixas de rugosidades, sendo elas:

- 1) Superfícies Lisas (JRC= 0);
- 2) Superfícies Pouco Rugosas (JRC= 4 a 6);
- 3) Superfícies Medianamente Rugosas (JRC= 8 a 10);
- 4) Superfícies Muito Rugosas (JRC= 12 a 14);

A avaliação da rugosidade foi realizada com o auxílio de um perfilômetro, sendo medido o JRC na direção paralela e perpendicular das amostras em relação à direção de cisalhamento direto.

Como não foram observadas diferenças significativas na resistência ao cisalhamento entre as amostras ensaiadas na direção paralela e perpendicular à foliação, optou-se por realizar os ensaios na direção paralela à foliação e, de forma comparativa, realizaram-se alguns ensaios complementares na direção perpendicular.

Para a avaliação do efeito escala, além das amostras de 50 mm, foram realizados ensaios de cisalhamento direto em amostras  $W_2$  com superfícies muito rugosas (JRC de 12 a 14) e com dimensões de 100 mm em cada lado. Dessa maneira, foi possível avaliar o efeito escala comparando o resultado dos ensaios de cisalhamento direto entre as amostras de 50 mm e 100 mm com superfícies muito rugosas (JRC de 12 a 14).

Destaca-se que todos os ensaios supracitados foram realizados com amostras aderidas (ligadas) à matriz rochosa por meio de concreto convencional de resistência  $F_{ck}$  igual a 30 MPa. Por fim, para avaliar a influência da adesão do concreto na rocha também foram realizados ensaios com graute de resistência  $F_{ck}$  mínimo de 40 MPa.

Dessa forma, foram executados um total de 38 ensaios de cisalhamento direto, sendo 5 deles descartados em função dos resultados obtidos. Todos os ensaios foram realizados com o objetivo de definir os parâmetros de resistência tanto na condição de pico como residual. Na Tabela 7 é indicado um resumo do quantitativo de ensaios realizados.

Tabela 7 – Quantitativo de ensaios de cisalhamento direto considerados.

Tamanho da amostra	Rocha	Superfície	JRC	Quantidade		Total
				Tipo de Concreto		
				CCV 30 MPa	Graute 45 MPa	
50	Gnaisse W <sub>1</sub>	Lisa	0	4	-	4
		Lisa	0	5	4	9
50	Gnaisse W <sub>2</sub>	Menos Rugosa	4 a 6	4	-	4
		Medianamente Rugosa	8 a 10	4	-	4
		Muito Rugosa	12 a 14	3	-	3
50	Gnaisse W <sub>3</sub>	Lisa	0	5	-	5
100	Gnaisse W <sub>2</sub>	Muito Rugosa	12 a 14	4	-	4
<b>Total</b>				29	4	<b>33</b>

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Com o objetivo avaliar o comportamento das interfaces tanto para baixas como altas tensões, os corpos de prova foram ensaiados nas tensões normais de 300 kPa, 600 kPa, 1200 kPa e 2400 kPa.

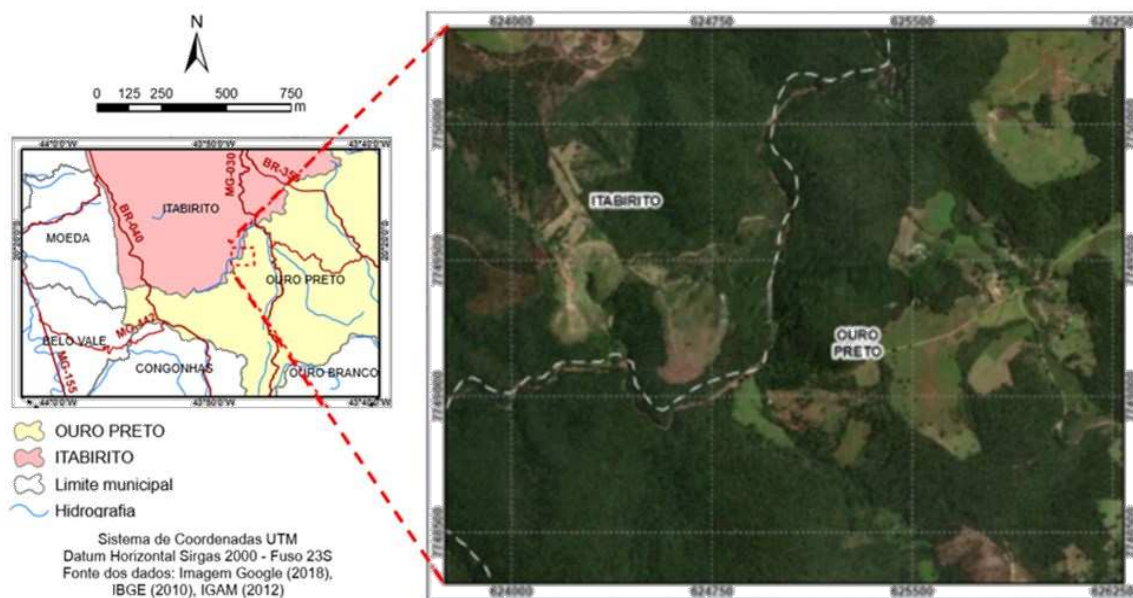
Além dos ensaios de cisalhamento direto, buscou-se definir correlações com as propriedades-índice, como a densidade ( $\gamma$ ), porosidade ( $n$ ) e a velocidade de propagação de ondas ( $v$ ), e parâmetros geomecânicos, como a resistência à compressão uniaxial e a resistência à compressão puntiforme.

### 3.1 LOCALIZAÇÃO DA REGIÃO DE COLETA DAS AMOSTRAS

A amostragem da pesquisa foi realizada em uma área no município de Itabirito, estado de Minas Gerais, estando distante 2 km do centro urbano do distrito de Bação.

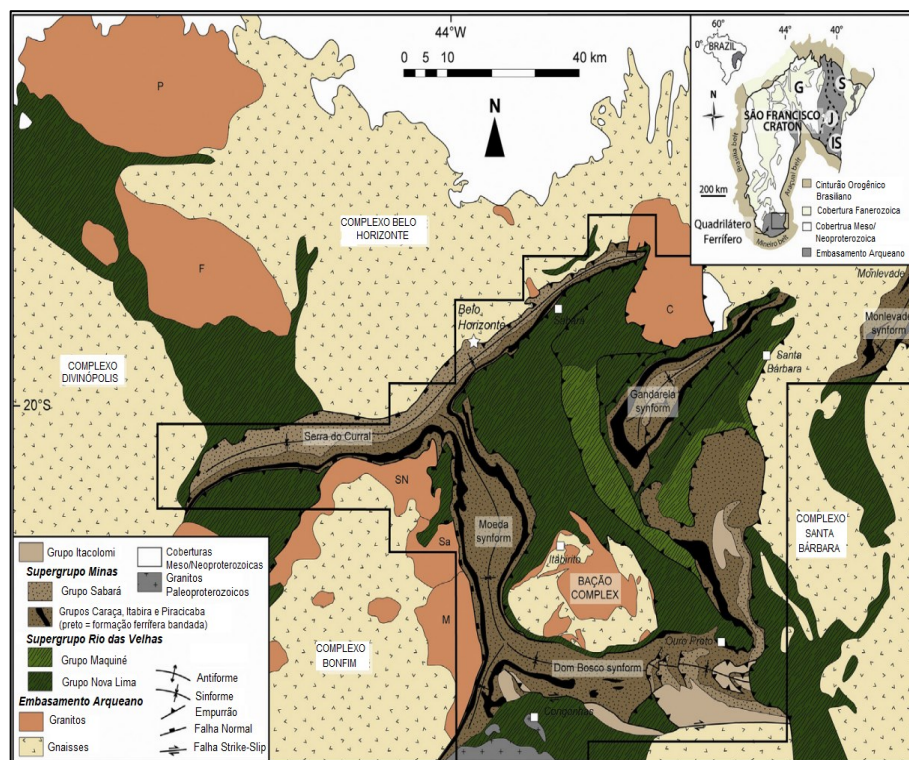
Seu acesso, a partir de Bação, se faz pela Rodovia Pimenta (ITA 330 e ITA 020) (Figura 17). Na Figura 18 é ilustrado o mapa geológico do Quadrilátero ferrífero.

Figura 17– Mapa de localização da área de estudo - Minas Gerais/Brasil.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Figura 18– Mapa geológico das grandes unidades do Quadrilátero Ferrífero.



*Synform* = sinforme; Abreviações: G, J, IS e S são os blocos Gavião, Jequié, Itabuna-Salvador-Curaçá e Serrinha, respectivamente.

Fonte: Modificado de Farina *et al.* (2016).

A presente região é parte integrante do Quadrilátero Ferrífero (QF), definido por Dorr e Van (1969), abrange uma área de 7000km<sup>2</sup> e localiza-se na porção sul do Cráton São Francisco (Figura 18) (ALKMIN, 2004). Sua complexidade lito estrutural vem acompanhada de uma riqueza mineral de grande interesse econômico, sendo, por isso, uma das regiões mais estudadas do Brasil. A seguir é apresentado uma subdivisão em macrounidades que são:

- Embasamento Cristalino: correspondente às rochas granito-gnáissicas Arqueanas a Proterozóicas;
- Supergrupo Rio das Velhas: *greenstone belt* Arqueano de rochas metavulcânicas e metassedimentares;
- Supergrupo Minas: rochas metassedimentares Proterozóicas;
- Grupo Itacolomi: depósito metassedimentar de bacia restrita Pré Cambriana;
- Depósitos Cenozoicos: correspondentes a depósitos sedimentares recentes em bacias restritas.

A região apresenta embasamento granito-gnáissico, constituído por gnaisses formados entre 3,22 e 2,68 Ga (FARINA *et al.*, 2016), de composição TTG (trondhjemito-tonalito-granodiorito) representado, na área de estudo, pelo Complexo Bação e algumas intrusões graníticas, anfíbolíticas e pegmatíticas em corpos menores. O contato do embasamento com as rochas supracrustais é de natureza tectônica.

O gnaiss do distrito de Bação aflora em porção localizada em terrenos íngremes a meia encosta. Em geral, apresenta-se muito consistente, pouco alterado e não foram observadas fraturas. A rocha apresenta ainda bandamento composicional delgado e orientação de foliação (Sb) com predomínio para 081/62.

### **3.2 PROCEDIMENTOS DE ENSAIOS**

Os ensaios para a determinação da caracterização mineralógica, física e geomecânica do gnaiss foram realizados no Laboratório de Engenharia Civil da UFV e da PUC-RJ. Estes ensaios e as diretrizes adotadas para a realização dos testes são descritas na Tabela 8.

Tabela 8 - Testes e diretrizes de laboratório para caracterização mineralógica, física e geomecânica da matriz rochosa.

Teste	Local	Equipamentos	Diretrizes
Descrição micropetrográfica	Particular	Microscópio petrográfico	Le Maitre <i>et al.</i> (2002) Fettes & Desmons (2007)
Índices físicos	UFV	Dessecador, bomba a vácuo, balança e estufa	ISRM (2007)
Resistência à compressão puntiforme	UFV	PLT Controls	ISRM (2007)
Velocidade sônica	UFV	Pundit	ISRM (2015)
Martelo de Schmidt	UFV	Proceq RockSchmid	ISRM (2015), ASTM D5873 (2014)
Resistência à compressão uniaxial	UFV	Prensa simples EMIC; Prensa triaxial MTS 815.	ASTM D7012 (2014)
Resistência à tração por compressão diametral	UFV	Prensa simples MTS	ISRM (2007)
Resistência ao Cisalhamento Direto	PUC-RJ	Cisalhamento Direto	ASTM D5607 (2016)

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Para a caracterização das propriedades físicas da rocha foi realizado o método de saturação e fluabilidade, padronizado pela ISRM (2007), para obtenção de índices físicos a partir de fragmentos dos materiais estudados, sendo: a massa específica seca ( $\gamma_d$ ), porosidade aparente ou efetiva ( $n_e$ ) e capacidade de absorção ( $\alpha$ ).

A seguir são demonstrados os principais métodos adotados na preparação e caracterização geomecânica da rocha e do concreto.

### 3.2.1 Preparação das amostras em rocha

Como em barragens de concreto uma das premissas comumente adotada é o apoio da estrutura em rochas competentes, no presente trabalho foram avaliadas superfícies com grau de alteração W1, W2 e W3, classificadas conforme ISRM (2007). Na Figura 19,

Figura 20 e Figura 21 são ilustradas parte das amostras coletadas para a realização dos ensaios propostos.



Figura 19 – Amostras coletadas para a pesquisa. A esquerda, amostras W<sub>2</sub>, no centro, amostras W<sub>1</sub> e a direita amostras W<sub>3</sub>.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Figura 20 – Coleta de amostras para a pesquisa. Blocos de 20 a 60 cm.



(a) Amostras W<sub>1</sub>

(b) Amostras W<sub>2</sub>

(c) Amostras W<sub>3</sub>

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Figura 21 – Representação dos blocos coletados para a preparação das amostras a serem ensaiadas.



(a) Amostras W<sub>1</sub> (b) Amostras W<sub>3</sub>

Fonte: Elaborado pelo Autor.



Para a preparação das amostras foi utilizado uma máquina de corte que permitisse a confecção de amostra prismáticas de 50 e 100 mm de lado, ilustrada na Figura 22, para a preparação das amostras.

Figura 22 – Máquina de corte utilizada para a preparação das amostras.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

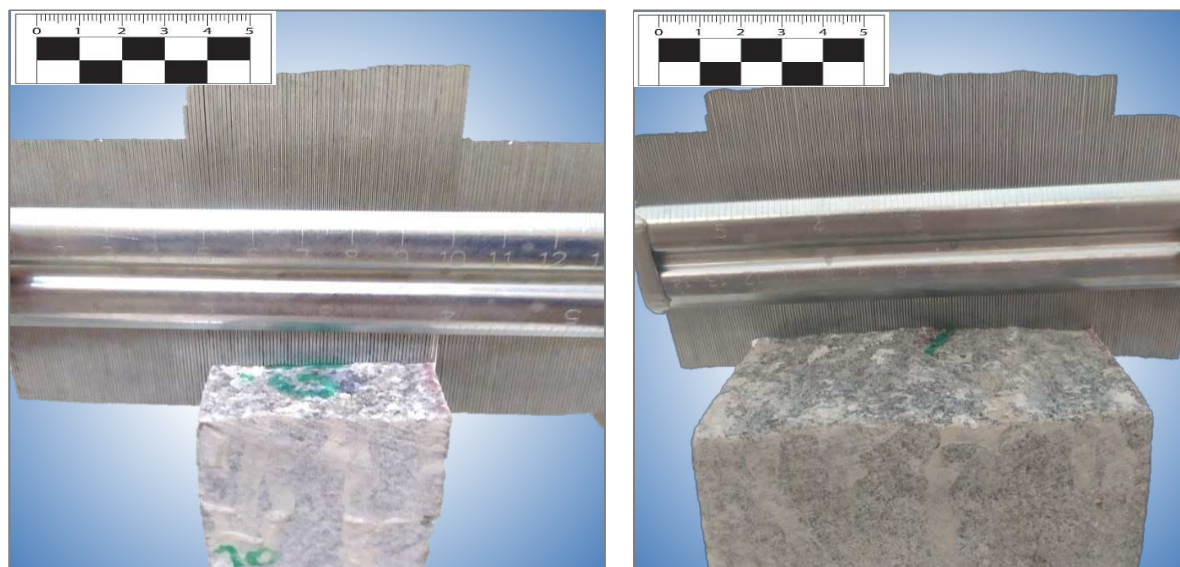
As amostras cilíndricas foram extraídas dos blocos da matriz rochosa a partir de extrator mecânico e serra copo diamantada, produzindo corpos de prova com diâmetro NX (54 mm). Em seguida, cada uma das amostras previstas para o ensaio de compressão uniaxial foi cortada, de maneira que os corpos de prova tivessem razão entre altura e diâmetro de 2,0:1 e 2,5:1, não sendo admitidas amostras com razão menor que 2,0:1. Depois os corpos de prova foram usinados para que garantir que as bases dos cilindros ficassem lisas, livres de ondulações e paralelas, conforme sugerido pela ISRM (2007) e ASTM (2014).

Para o ensaio de resistência à tração por compressão diametral, foram retirados tarugos dos blocos de rocha mantendo-se o tamanho NX (com diâmetro de, aproximadamente, 54 mm). No momento da extração foi observada a posição da foliação em relação ao eixo do tarugo e foram retirados tarugos de maneira que houvesse corpos de prova com a foliação paralela e perpendicular ao eixo central. Após a identificação dos corpos de prova, eles foram cortados de maneira que a espessura fosse de, aproximadamente, um raio.

### 3.2.2 Caracterização da rugosidade

Após a confecção dos corpos de prova, a rugosidade das superfícies foi determinada de forma manual com o auxílio do perfilômetro, conforme ilustrado pela Figura 23 a seguir.

Figura 23 – Perfilômetro utilizado para a determinação do JRC das amostras.



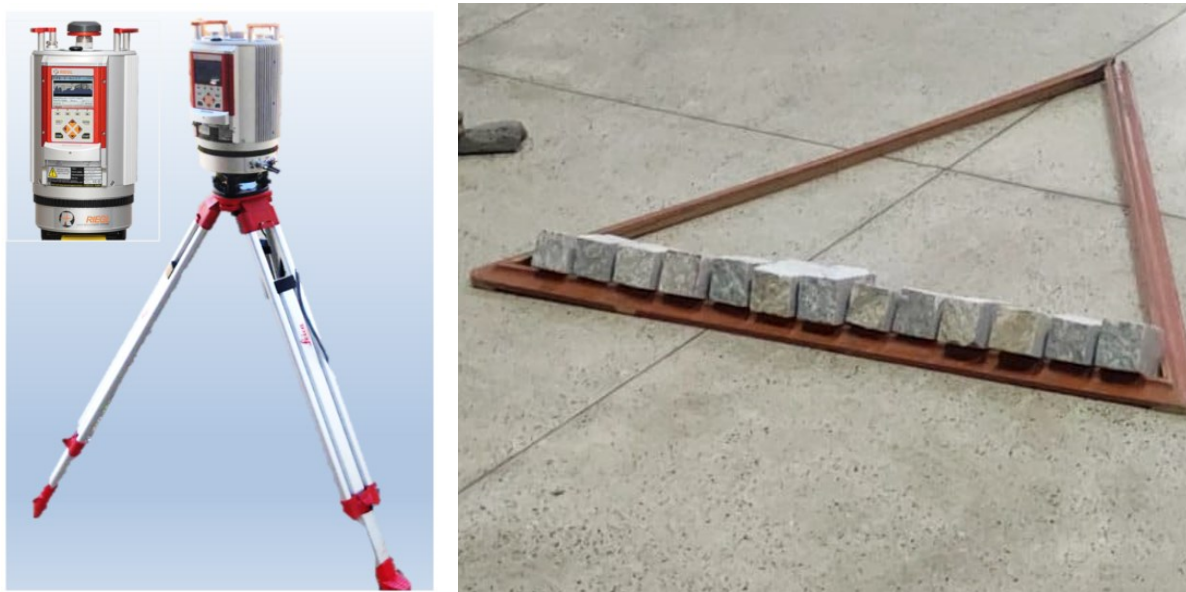
(a) Amostra W2 de 50 mm

(b) Amostra W2 de 100 mm

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Além do uso manual do perfilômetro, foi realizada uma tentativa de obtenção da rugosidade a partir de equipamentos topográficos do tipo *laser scan*. O uso do *laser scan* tinha como objetivo comparar os resultados de JRC obtidos de forma manual com os resultados obtidos com o uso da tecnologia de escaneamento em três dimensões. De modo a coletar o máximo de pontos das superfícies, as amostras foram posicionadas com a superfície na direção do *laser scan*, conforme ilustrado pela Figura 24.

Figura 24 – Laser Scanner RIEGL VZ 400i, à esquerda, e amostras posicionadas para o escaneamento, à direita.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

### 3.2.3 Caracterização mineralógica

A caracterização mineralógica foi realizada em laboratório especializado em lâminas petrográficas, sendo realizados ensaios para cada nível de intemperismo estudado. A descrição foi realizada em microscópio petrográfico com o objetivo de obter dados como a classificação da rocha, o número de microfissuras presentes em cada nível de intemperismo, a % de minerais sãos e alterados e a influência da alteração desses minerais nos diferentes níveis de intemperismo. A classificação da rocha foi feita com base nas diretrizes propostas por Fettes e Desmons (2007).

### 3.2.4 Determinação da resistência da superfície - esclerômetro de Schmidt

O Ensaio Dureza de Schmidt correlaciona a resistência à compressão simples das rochas com a sua dureza (R). Este método é baseado no cálculo da resistência do maciço por meio da aplicação de uma força na rocha, a qual irá provocar ressaltos no martelo de *Schmidt*. A quantificação da distância desses ressaltos resulta em um número R, que é correlacionado por meio de equações para obter a resistência à compressão simples da rocha (VILES *et al.*, 2010).

Existem dois tipos de esclerômetro, o tipo N e o L, que diferem entre si pela força do impacto aplicado e pelo diâmetro do pistão. O martelo usado foi digital do tipo L, que tem uma força de impacto de 0,735 N e é mais adequado para amostras em laboratório, menores e/ou mais frágeis.

Conforme as recomendações da ISRM (2015), foram executados em cada um dos corpos de prova 20 impactos, respeitando-se os espaçamentos mínimos requeridos no caso de amostras cilíndricas: metade do diâmetro da amostra de distância das bordas (de maneira a diminuir os efeitos de borda nos resultados) e a distância de um diâmetro do pistão entre cada um dos impactos. Por se tratar de amostras cilíndricas, essas foram adequadamente posicionadas sobre uma base biselada adequada e giradas em 90.º ao longo do ensaio. A cada impacto, o equipamento fornece um valor de rebote (Q).

Para comparar os resultados, além da determinação da resistência da superfície nos corpos de prova cilíndricos, submetidos aos ensaios de compressão uniaxial, foram realizados ensaios para a determinação da resistência da superfície rugosa dos corpos de prova prismáticos, submetidos ao ensaio de cisalhamento direto. A Figura 25 ilustra o posicionamento do corpo de prova na base biselada e do martelo de Schmidt posicionado para a realização do ensaio.

Figura 25 – Posicionamento do corpo de prova e esclerômetro de Schmidt.



(a) Ensaio em Corpo de Prova Cilíndrico

(b) Ensaio em Blocos com Superfície Rugosa

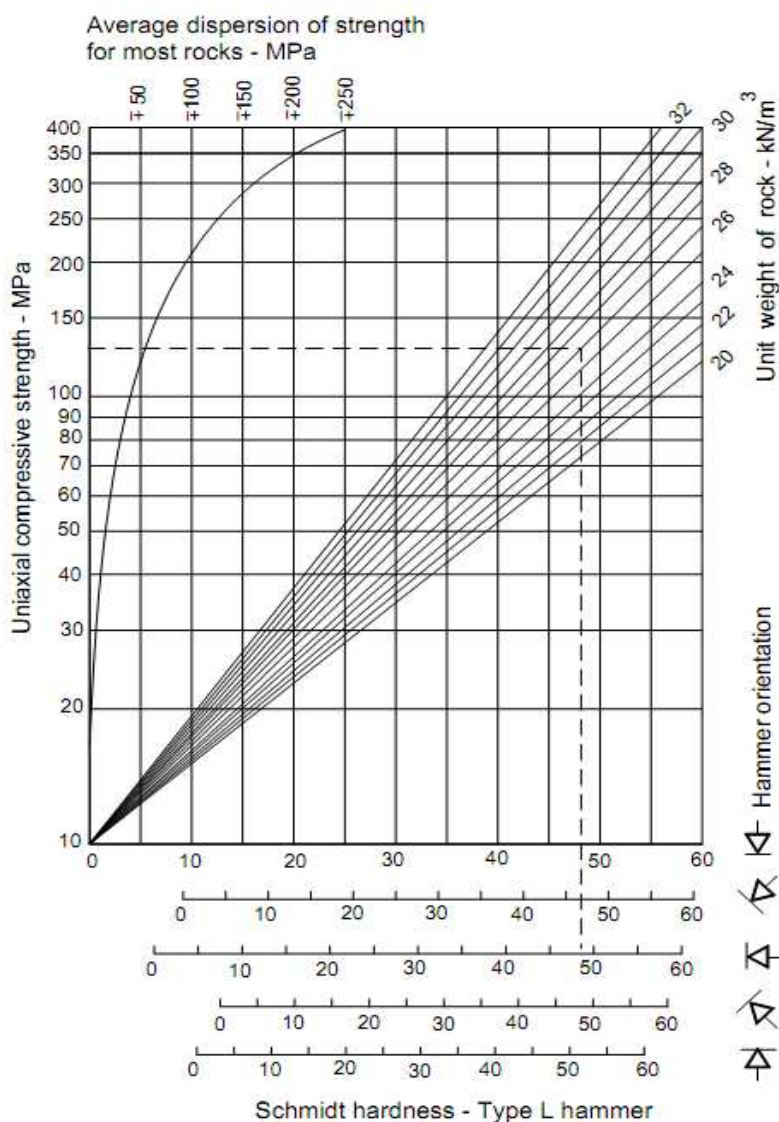
Fonte: Elaborado pelo Autor.



Após coletados os dados do rebote do martelo para todas as amostras, foi feita a correção do esclerômetro, que consiste, no caso do equipamento utilizado nesta pesquisa, em multiplicar-se pelo fator de 0,93, conforme calibração de laboratório.

Para a determinação da resistência em MPa, diversas correlações podem ser encontradas em função dos diferentes tipos de materiais analisados, como as propostas por Aydin e Basu (2005) e Dearman *et al.* (1978), ambas com base em estudos feitos em rochas graníticas. Já Barton & Choubey (1977), para obter as medidas de resistência à compressão das paredes da descontinuidade, recomendam o ábaco proposto por Miller (1965, apud Barton e Choubey, 1977) apresentado na Figura 26.

Figura 26 - Ábaco de Miller



Fonte: Miller, 1965, apud Barton e Choubey, 1977.

Por se tratar de um dispositivo digital, não é necessária a correção pela inclinação do pistão, a correção proposta por Winkler e Matthews (2014) para a conversão do valor do rebote obtido (Q) em R é feita de forma direta:

$$R = \frac{Q - 8,5605}{1,0008} \quad \text{Equação 3-1}$$

Para a obtenção da resistência à compressão uniaxial a partir do esclerômetro de Schmidt, também foi empregada a correlação de Deere e Miller (1966), mostrada a seguir:

$$UCS = 6,9 \times 10 (0,0087 * \gamma_d * R + 0,16) \quad \text{Equação 3-2}$$

Em que:

*UCS*: resistência à compressão uniaxial não confinada;

$\gamma_d$ : peso específico seco da rocha ( $kN/m^3$ );

*R*: rebote do esclerômetro de Schmidt.

### 3.2.5 Ensaios de compressão simples ou uniaxial (UCS)

O ensaio mais utilizado e mais antigo da mecânica das rochas é o de compressão uniaxial, no qual corpos de prova cilíndricos ou prismáticos de rochas são comprimidos paralelamente ao seu eixo longitudinal. Este ensaio fornece importantes propriedades mecânicas das rochas (limite de escoamento ( $\sigma_e$ ), limite de resistência à compressão ( $\sigma_u$ ) e o Módulo de elasticidade (E), quando calculado). Além do seu simples entendimento e execução, fornece dados essenciais para a classificação de maciços rochosos (JAEGER e COOK, 1979). Contudo, a maior dificuldade para a realização do ensaio está na preparação das amostras, que pode se tornar bastante complexa dependendo do tipo de rocha a ser analisada, já que existe a necessidade de um elevado grau de precisão geométrico na preparação das superfícies dos corpos de prova.

Segundo recomendações da ISRM (2007), a relação entre altura e diâmetro (H/D) deve variar, entre 2,5 e 3,0. A ASTM (2014) recomenda valores entre 2,0 e 2,5, já a EUROCODE (2007) recomenda valores entre 2,0 e 3,0. Além disso, fatores internos como mineralogia, textura da rocha e fatores externos como geometria do corpo-de-prova, efeito de água e a velocidade de carregamento podem afetar os resultados (BHERING, 2009).

Para a determinação da resistência à compressão uniaxial ou *uniaxial compressive strenght* (UCS) foi seguida a norma da D7012: *Standard Test Methods for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperatures* da ASTM (2014). A resistência à compressão uniaxial ( $\sigma_c$ ) é expressa pela relação da carga de ruptura (P) e a área inicial da amostra (A), ou seja:

$$\sigma_c = q_u = \frac{P}{A} \quad \text{Equação 3-3}$$

Em que:

$\sigma_c$ :  $q_u$  - Resistência a compressão uniaxial máxima ou última;

P: Carga de ruptura; e

A: Área inicial da amostra.

Para uma adequada percepção da anisotropia da rocha foram ensaiados corpos de prova com foliação perpendicular e paralela ao eixo principal, cujos resultados não foram agrupados. Estes corpos de prova foram então ensaiados na prensa hidráulica, em que a força era aplicada de maneira axial ao corpo de prova com uma taxa de 0,5 MPa/s até a ruptura. A Figura 27 mostra a execução de um dos ensaios.

Figura 27 - Prensa hidráulica e execução do ensaio de compressão uniaxial - Rocha. Prensa hidráulica, da EMIC, modelo MUE, com capacidade de 100 tf.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Além dos ensaios de compressão uniaxial realizados para a matriz rochosa, para obter a resistência à compressão uniaxial dos compósitos de cimento utilizados na pesquisa, foram realizados ensaios aos 28 dias de cura tanto para o concreto convencional como para o graute. A Figura 28 ilustra a prensa hidráulica e a execução do ensaio de compressão uniaxial para o compósito cimentício.

Figura 28- Ensaio Resistência à Compressão Uniaxial do Concreto Convencional (à esquerda) e do Graute (À direita).



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Para as amostras  $W_1$  foram realizados ensaios tanto da direção perpendicular como paralela à foliação. Já as amostras  $W_2$  apresentavam em sua maioria pouca diferença em relação às amostras  $W_1$  e, por isso, optou-se por ensaiar essas amostras apenas na direção paralela à foliação, que é a direção que tende a ser favorável em termos de resistência. Já as amostras  $W_3$  foram ensaiadas na direção perpendicular à foliação em função da sua fragilidade. Da Figura 29 até a Figura 32 são ilustrados os corpos de prova (CP's) moldados para a realização dos ensaios de compressão uniaxial na rocha.



Figura 29 – CP's de Gnaisse  $W_1$  com foliação perpendicular à carga axial.

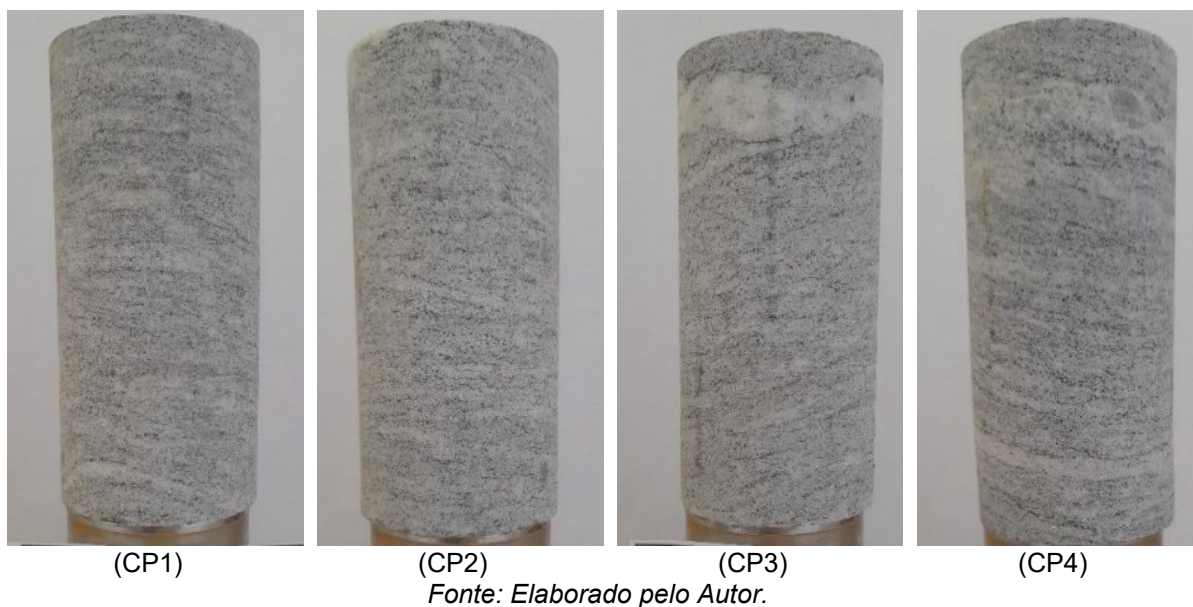


Figura 30 – CP's de Gnaisse  $W_1$  com foliação paralela à carga axial

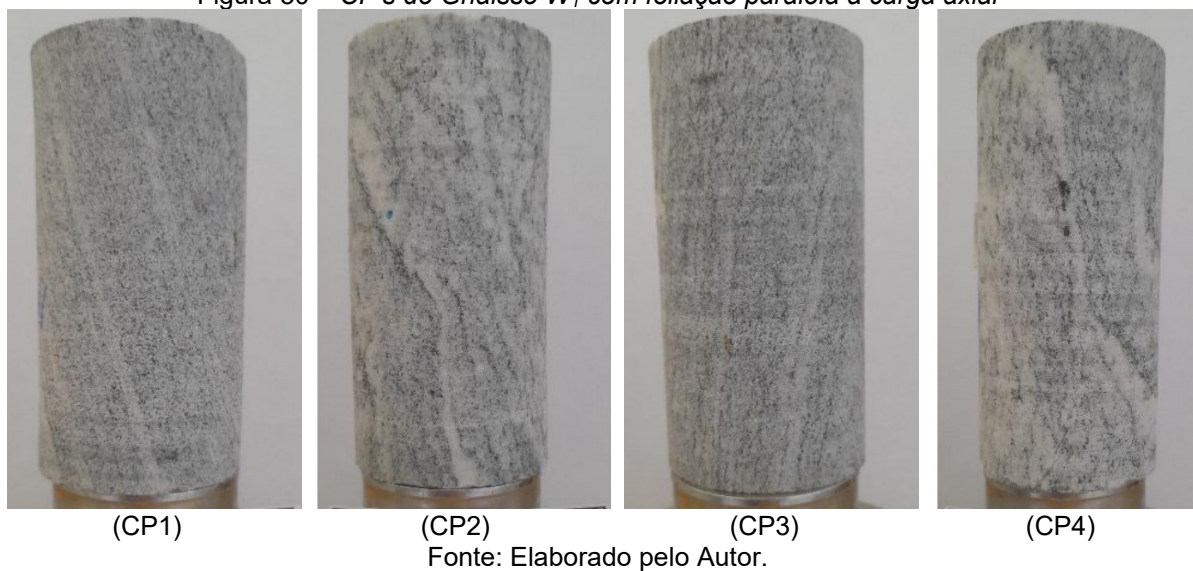


Figura 31 – CP's de Gnaisse  $W_2$  com foliação paralela a carga de compressão axial

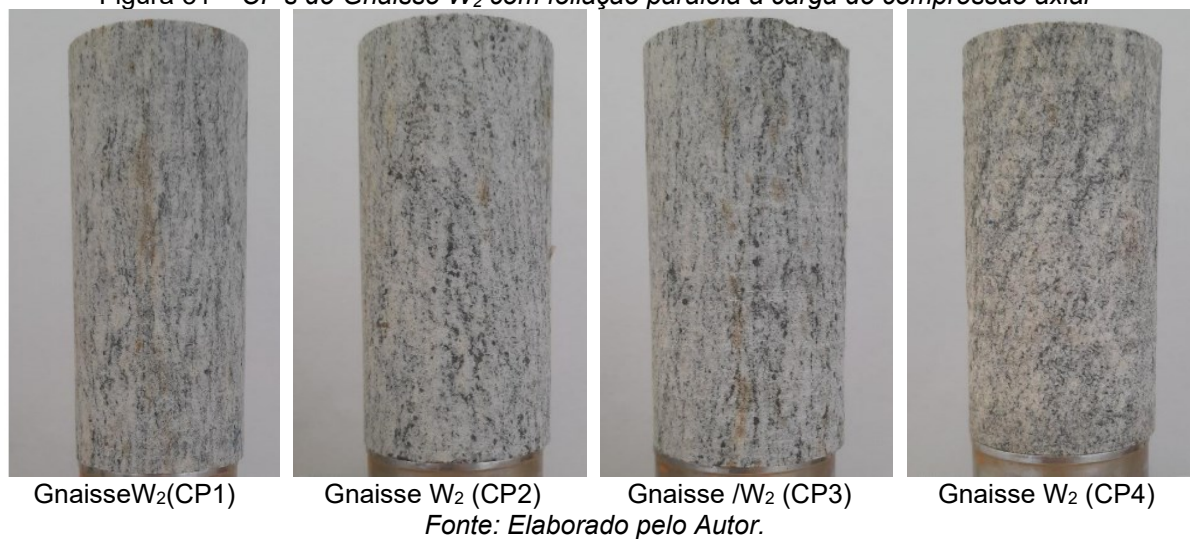


Figura 32 – CP's de Gnaiss W<sub>3</sub> com foliação perpendicular à carga de compressão axial.



### 3.2.6 Resistência à tração por compressão diametral (BTS)

A resistência à tração por compressão diametral é um ensaio típico em que é aplicada uma força axial a um corpo de prova cilíndrico, que gera esforços de tração internos até a ruptura da amostra. A realização do ensaio seguiu as diretrizes indicadas pela ISRM (1978), contidas na parte 2 do capítulo “*Suggested Methods for Determining Tensile Strength of Rock Materials*”.

Como a rocha estudada apresenta foliação bem-marcada, a campanha foi dividida de modo a avaliar a resistência à tração para a condição paralela e perpendicular à foliação. Isso porque a ruptura ocorrerá preferencialmente entre os planos de foliação caso a força aplicada seja paralela aos mesmos, gerando esforços de cisalhamento. No caso de as forças serem perpendiculares aos planos da foliação, tem-se um esmagamento por compressão entre eles. Em cada uma das amostras separadas foram retirados tarugos cuja foliação estivesse paralela e outros em que fosse perpendicular à direção principal. Portanto, para que os resultados de resistência à tração por compressão diametral fossem agrupáveis entre si, foi preciso que as foliações fossem posicionadas de maneira a proporcionar o mesmo tipo de ruptura.

Devido às limitações do laboratório, o ensaio não foi executado apoiando-se os corpos de prova no berço cujas faces têm aproximadamente 10.°, mas em um aparato próprio de bases com pratos paralelos. A Figura 33 apresenta o posicionamento de

um corpo de prova no aparato de ensaio. Após posicionado, foi aplicada a força a uma taxa de 200 N/s até a ruptura. Conforme a ISRM, são recomendáveis 10 (dez) corpos de prova. Neste trabalho, foram ensaiados 5 (cinco) corpos de prova com a foliação paralela ao eixo e 5 (cinco) perpendicular ao eixo.

Figura 33 – Posicionamento do corpo de prova na execução do ensaio.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

A resistência à tração por compressão diametral é calculada conforme:

$$BTS = \frac{2P}{\pi DL} \quad \text{Equação 3-4}$$

Sendo:

BTS: resistência à tração por compressão diametral;

P: força de ruptura;

D: diâmetro do corpo de prova;

L: comprimento do corpo de prova.

A Figura 34, Figura 35 e Figura 36 ilustram as amostras preparadas para o ensaio de resistência à tração por compressão diametral (BTS).



Figura 34 – Corpos de prova antes do ensaio BTS – Amostras  $W_1$  - 1 a 5 a foliação são paralelas ao carregamento e 6 a 9 a foliação são perpendiculares ao carregamento.

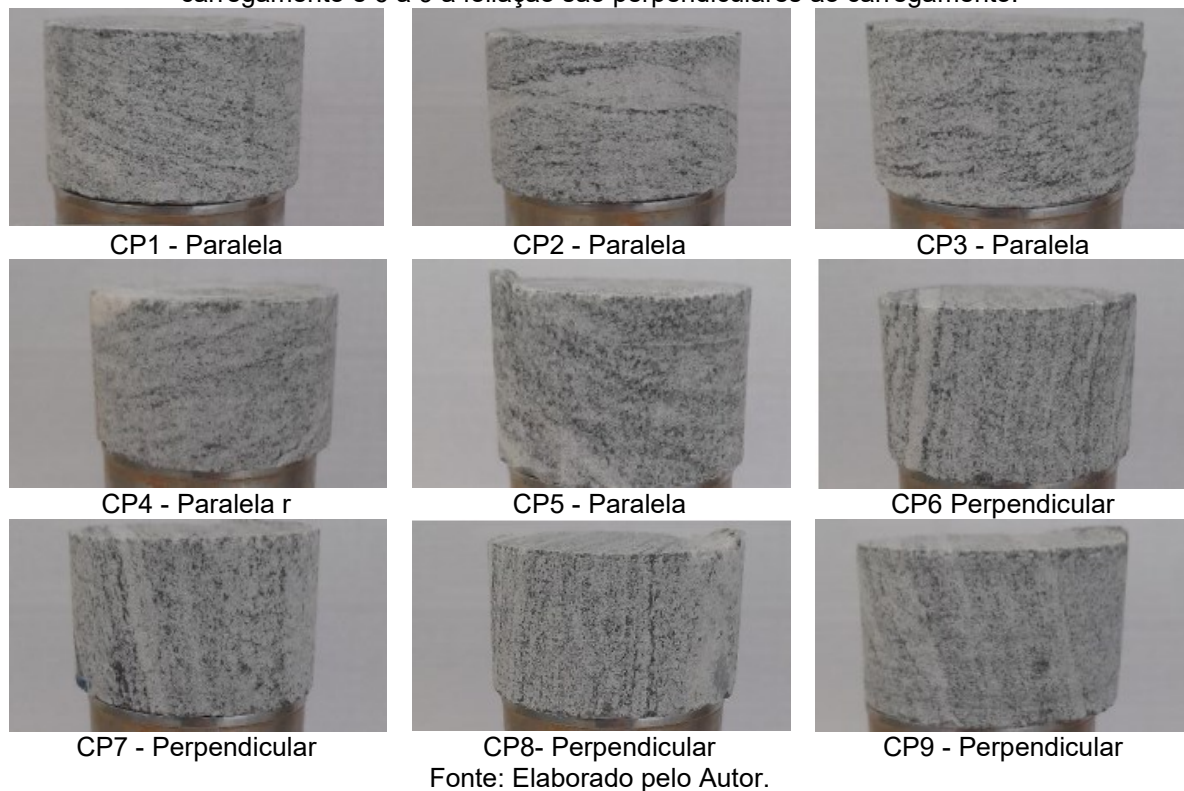


Figura 35 – Corpos de prova antes do ensaio BTS – Amostras  $W_2$  com foliação perpendicular ao carregamento.

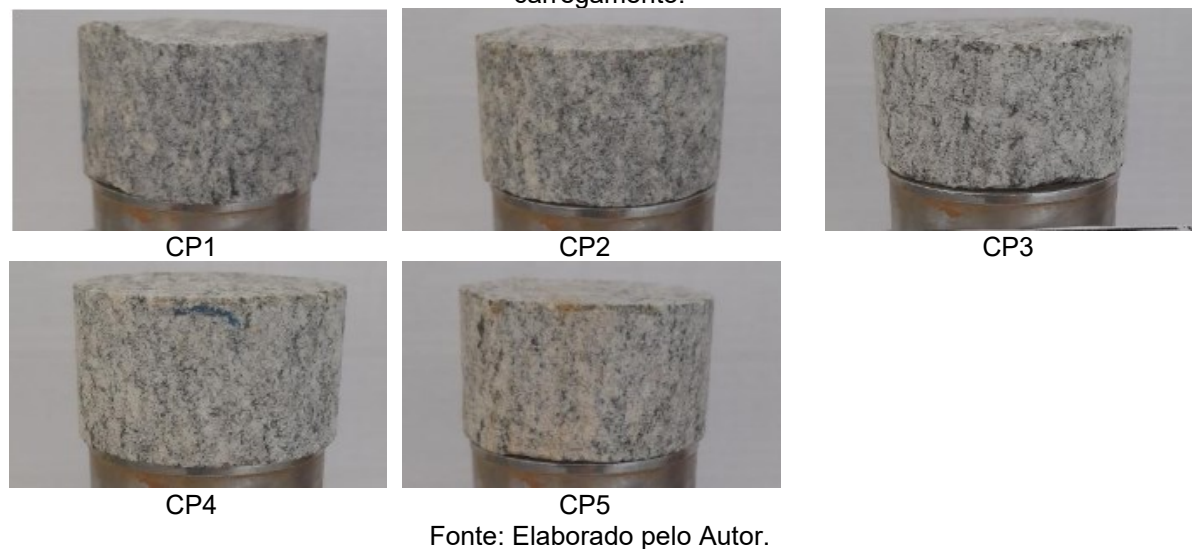


Figura 36 – Corpos de prova antes do ensaio BTS – Amostras  $W_3$  com foliação paralela ao carregamento.



### 3.2.7 Resistência à compressão puntiforme (PLT)

O Ensaio de Carga Pontual ou PLT (*Point Load Test*) consiste em levar amostras de rocha à ruptura em função de um carregamento concentrado entre duas ponteiros cônicas. As amostras podem ser em forma prismática, cilíndrica ou irregular, e o carregamento pode ser axial ou diametral em relação ao eixo principal do corpo de prova. O ensaio determina o Índice de Resistência à Carga Pontual ( $I_{s(50)}$ ), e o Índice de Anisotropia ( $I_{a(50)}$ ) de carga pontual.

Segundo a ISRM (2007) o emprego de ensaios de compressão uniaxial para a determinação da resistência à compressão simples da rocha é geralmente de difícil execução tanto na preparação da amostra quanto na realização do ensaio. Em algumas situações, a quantidade de amostras a ser ensaiada para determinar as propriedades de diversos tipos de rochas é elevada, o que torna o método oneroso.

Uma das grandes características do Ensaio de Carga Pontual ou PLT (*Point Load Test*) é a facilidade de correlacionar seus resultados com a resistência à compressão uniaxial. Por isso, têm sido propostos por diversos autores equações para correlacionar o índice obtido pelo ensaio de compressão puntiforme com a resistência à compressão uniaxial ( $\sigma_c$ ), conforme exemplificado pela Tabela 9 a seguir.

Tabela 9 - Equações de correlação entre  $I_{s(50)}$  e  $\sigma_c$ .

Equação	Autor
$\sigma_c = K \cdot I_{s(50)}$ ( $20 < K < 25$ )	Bieniawski (1989)
$\sigma_c = 15,3 \cdot I_{s(50)} + 16,3$	D'Andrea et al. (1964)
$\sigma_c = 24 \cdot I_{s(50)}$	Broch & Franklin (1972)
$\sigma_c = 23 \cdot I_{s(50)}$ (Arenitos)	Bieniawski (1975)
$\sigma_c = 29 \cdot I_{s(50)}$ (Rochas sedimentares)	Read et al. (1980)
$\sigma_c = 16,5 \cdot I_{s(50)} + 51$	Gunsallus & Kulhawy (1984)
$\sigma_c = (20 \text{ a } 25) \cdot I_{s(50)}$	ISRM (1985)
$\sigma_c = 14,7 \cdot I_{s(50)}$ (Siltito)	
$\sigma_c = 18 \cdot I_{s(50)}$ (Arenito)	Das (1985)
$\sigma_c = 12,6 \cdot I_{s(50)}$ (Xisto)	
$\sigma_c = 23 \cdot I_{s(50)} + 13$	Chargill & Shakoor (1990)
$\sigma_c = 9,3 \cdot I_{s(50)} + 20,04$	Grasso et al. (1992)
$\sigma_c = 23,4 \cdot I_{s(50)}$ (Quartzito)	Singh & Singh (1993)

Equação	Autor
$\sigma_c = 12,5. I_s(50)$	Chau & Wong (1996)
$\sigma_c = 24. I_s(50)$ (arenito)	Smith (1997)
$\sigma_c = 12,6. I_s(50)$ (xisto)	
$\sigma_c = 9,08. I_s(50) + 39,32$	Fener et al. (2005)
$\sigma_c = 11,103. I_s(50) + 37,659$ (Xistos)	Basu and Kamran (2010)
$\sigma_c = 16,5. I_s(50)$	Kohno and Maeda (2012)

Fonte: (SANTOS, 2015)

O índice de carga pontual é determinado sobre corpos de prova cilíndricos de rocha com diâmetro (D) igual a 50 mm, no qual a aplicação da carga P é feita na direção diametral, de acordo com a expressão:

$$I_s = \frac{P}{D^2} \quad \text{Equação 3-5}$$

Em que:

P: Carga de ruptura;

D: Diâmetro.

No caso do diâmetro (D) ser diferente do padrão, o índice da resistência à carga pontual  $I_s$  terá de ser reparado para  $I_{s(50)}$ , que é um valor análogo a D=50 mm. Ou seja, a medida deve ser multiplicada por um fator de correção (FC), que está relacionado com o diâmetro da amostra e o diâmetro padronizado de 50 mm, de acordo com a equação:

$$I_{s(50)} = FC \frac{P}{D^2} \quad \text{Equação 3-6}$$

Em que:

$$FC = \left( \frac{D}{50} \right)^{0,45} \quad \text{Equação 3-7}$$

O ensaio foi realizado conforme as recomendações da ISRM (2007), na qual é recomendado que o ensaio seja realizado para uma quantidade de, no mínimo, 10 amostras, sendo o valor de  $I_{s(50)}$  calculado retirando os dois valores de cada extremo e, em seguida, realizando a média aritmética simples dos valores restantes.

Neste ensaio também podem ser ensaiados corpos de prova cilíndricos comprimidos axialmente, e ainda corpos de prova com outras geometrias, regulares ou não. Para isso, substitui-se o diâmetro por outro, denominado *equivalente*. Sendo assim, para conseguir o índice de carga pontual corrigido ( $I_{s(50)}$ ), foi usada a seguinte expressão:

$$I_{s(50)} = FC \frac{P}{D^2} \quad \text{Equação 3-8}$$

Em que:

$$FC = \left( \frac{D}{50} \right)^{0,45} \quad \text{Equação 3-9}$$

Sabendo que,

$$A = WD = \frac{\pi}{4} D_e^2 \quad \text{Equação 3-10}$$

Em que:

A: Área de um círculo;

W: Largura perpendicular da amostra em relação ao eixo do ensaio;

D: Dimensão paralela da amostra em relação ao eixo do ensaio.

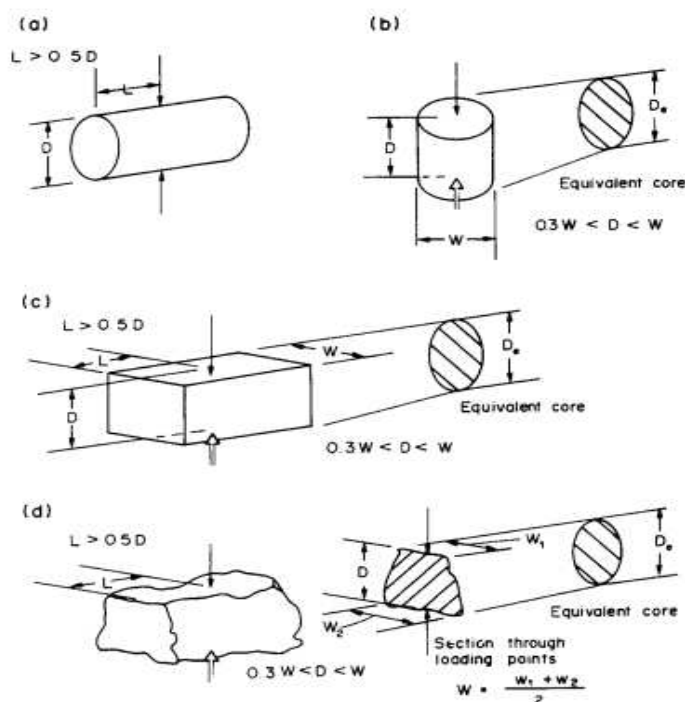
É possível determinar o diâmetro equivalente ( $D_e$ ) pela seguinte equação:

$$D_e = \sqrt{\frac{4WD}{\pi}} \quad \text{Equação 3-11}$$

Na

Figura 36 são ilustradas as recomendações seguidas para encontrar as dimensões de W e D em corpos de prova de diferentes geometrias.

Figura 36 – Requisitos de forma das amostras para ensaios ((a) diametral, (b) triaxial, (c) bloco e (d) irregular) de *Point Load Test*.



Fonte: (ISRM, 2007).

Para corpos-de-prova em que os lados não são paralelos, a largura perpendicular ( $W$ ) ao eixo do ensaio foi calculada pela seguinte expressão:

$$W = \frac{W1+W2}{2} \quad \text{Equação 3-12}$$

A determinação da anisotropia da rocha também foi realizada em função da foliação, estratificação ou xistosidade. Para isso foi verificado o índice de resistência à carga pontual na direção normal e na direção paralela a esses planos, seguindo as recomendações da ISRM (2007) através da seguinte equação:

$$I_{a(50)} = \frac{I_{s(50)N}}{I_{s(50)P}} \quad \text{Equação 3-13}$$

Em que:

$I_{s(50)N}$ : Índice de carga pontual na direção normal ao plano

$I_{s(50)P}$ : Índice de carga pontual na direção paralela ao plano

Em geral, os valores de  $I_{a(50)}$  aproximados de 1 (um) são, hipoteticamente, para rochas isotrópicas. Os valores de  $I_{s(50)}$  são empregados diretamente na classificação das rochas, enquanto as correlações com a resistência à compressão uniaxial são apenas valores aproximados (RAMOS, 2009). Na Figura 37 é ilustrado o conjunto de amostras ensaiadas com foliação perpendicular e paralela em relação ao carregamento.



Figura 37 - Amostras  $W_1$ ,  $W_2$  e  $W_3$  ensaiadas (PLT) com foliação (a) perpendicular e (b) paralela em relação ao carregamento.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

### 3.2.8 Velocidade sônica (V)

Na engenharia, a velocidade de propagação de ondas é empregada em investigações de estruturas subterrâneas para a construção de barragens, estradas, túneis etc. Na teoria, a velocidade com que uma onda se propaga através da rocha depende, exclusivamente, de suas propriedades elásticas e de sua densidade. Contudo, na prática, o que se tem observado é que o grau de fissuramento da rocha

interfere diretamente nessas medidas, ou seja, a velocidade de propagação tende a diminuir com a presença de fissuras. Devido a esse efeito, a velocidade de propagação da onda vem sendo usada como índice para avaliar o grau de fissuramento da rocha (GOODMAN, 1989).

O ensaio é não destrutivo e visa calcular a velocidade da propagação de onda sônica na amostra a partir da emissão de um pulso de onda que é emitido e recebido pelos transdutores adequadamente posicionados na amostra. Na prática, é observado que o grau de fissuramento e intemperismo da amostra afeta a velocidade com que a onda se propaga, portanto, os valores aferidos podem ser usados como propriedade índice para avaliar o estado de integridade do maciço rochoso.

Existem várias formas de calcular as velocidades de onda longitudinal ou primária ( $V_p$ ) e da onda transversal ou secundária ( $V_s$ ). Na execução dos ensaios foram seguidas as recomendações da ISRM (2015) para a realização do ensaio direto, na qual o transmissor e o receptor ficam em oposição no corpo de prova. Após a preparação dos corpos de prova, foram posicionados o receptor e transmissor para a aferição, no osciloscópio, do tempo de percurso da onda. Os ensaios foram realizados nas amostras extraídas para a realização do ensaio de compressão uniaxial, de formato cilíndrico. Na Figura 38 é ilustrado o procedimento de execução do ensaio.

Figura 38 – Realização do ensaio de velocidade de propagação de ondas em amostras cilíndricas



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Conforme a sugestão da ISRM (2015), foram realizadas três aferições em cada um dos corpos de prova, sendo que cada aferição é composta pela média dos tempos praticados em dez ciclos de ondas. A velocidade de propagação de onda é dada por:

$$v = \frac{L}{t} \quad \text{Equação 3-14}$$

Em que:

*v*: a velocidade da propagação de onda

*L*: comprimento do corpo de prova

*t*: tempo de percurso da onda

### 3.2.9 Caracterização dos materiais utilizados para a produção do concreto convencional

Os agregados utilizados para a fabricação do concreto foram fornecidos pelo Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa. Os materiais comercializados na região de Viçosa/MG são utilizados em diversas pesquisas realizadas pelo departamento e, por isso, a caracterização desses materiais sempre é feita pelos técnicos do laboratório após o recebimento.

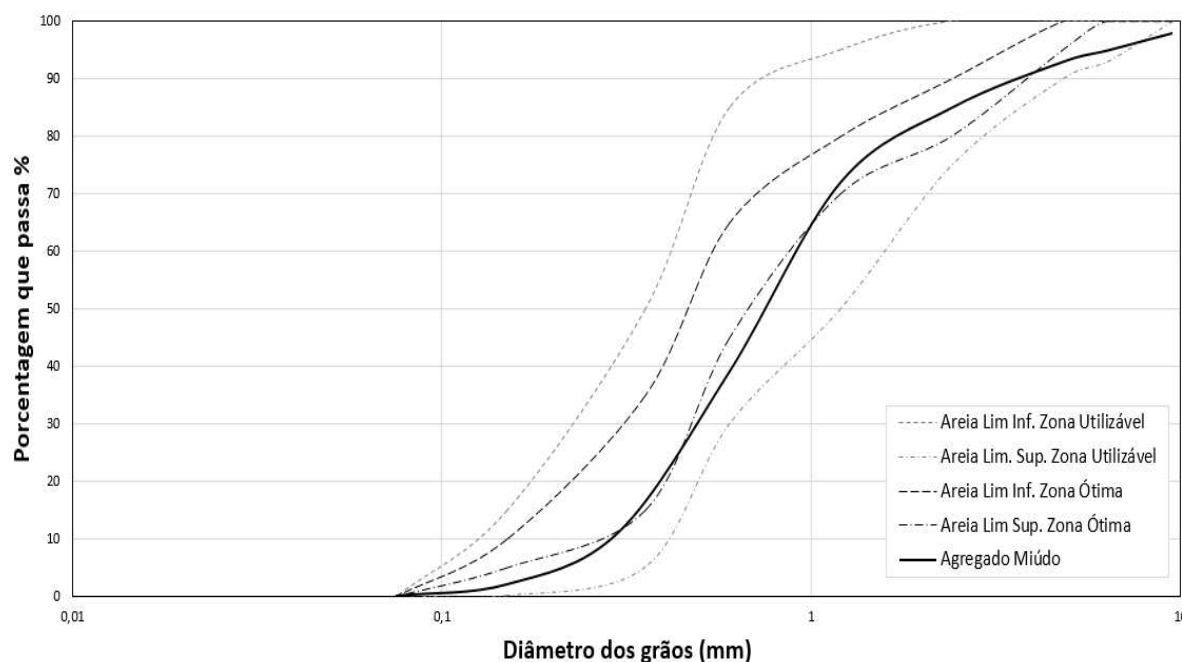
O agregado miúdo utilizado para a produção do concreto convencional foi uma areia natural quartzosa proveniente de Porto Firme/MG. Na Tabela 10 apresentam-se os valores obtidos na caracterização do material e na Figura 39 é ilustrada a condição da curva granulométrica do agregado miúdo em relação à zona ótima e utilizável recomendada pela NBR NM 248:2003. O material utilizado está na transição entre a zona ótimo e utilizável, enquadrando em uma condição satisfatória para a realização dos estudos.

Tabela 10 – Caracterização do Agregado Miúdo

<b>Características</b>	<b>Valor</b>	<b>Método de Ensaio</b>
Massa Específica (kg/m <sup>3</sup> )	2615	NBR NM 52:2009
Absorção de água (%)	1,1	NBR NM 30:2001
Material pulverulento (%)	1,2	NBR NM 46:2003
Matéria Orgânica (ppm)	<300	NBR NM 49:2001
Módulo de Finura	2,98	NBR NM 248:2003
Dimensão máxima característica (mm)	6,3	NBR NM 248:2003

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Figura 39 - Curva granulométrica do Agregado Miúdo em relação aos limites da NBR NM 248: 2003.



O cimento utilizado para a produção do concreto convencional foi o Cimento CPIII-32 e o traço utilizado para a obtenção de concreto de 30 MPa é apresentado na Tabela 11. Já o graute adotado foi o super graute da Quartzolit de 45 MPa, que é fornecido pronto para o uso.

Tabela 11 – Traço Utilizado para o Concreto.

Concreto Convencional	Slump (mm)	Traço (em massa)
30 MPa	50	1:2,6 : 4,0 : 0,66

Fonte: Elaborado pelo Autor.

O concreto foi produzido em uma betoneira de 400 litros e, durante o processo, foi realizado o ensaio de abatimento do tronco de cone conforme a ABNT NBR NM 67:1998 para verificar a consistência do concreto e, caso o resultado não estivesse dentro do limite estabelecido, o traço era corrigido.

### 3.2.10 Cisalhamento direto

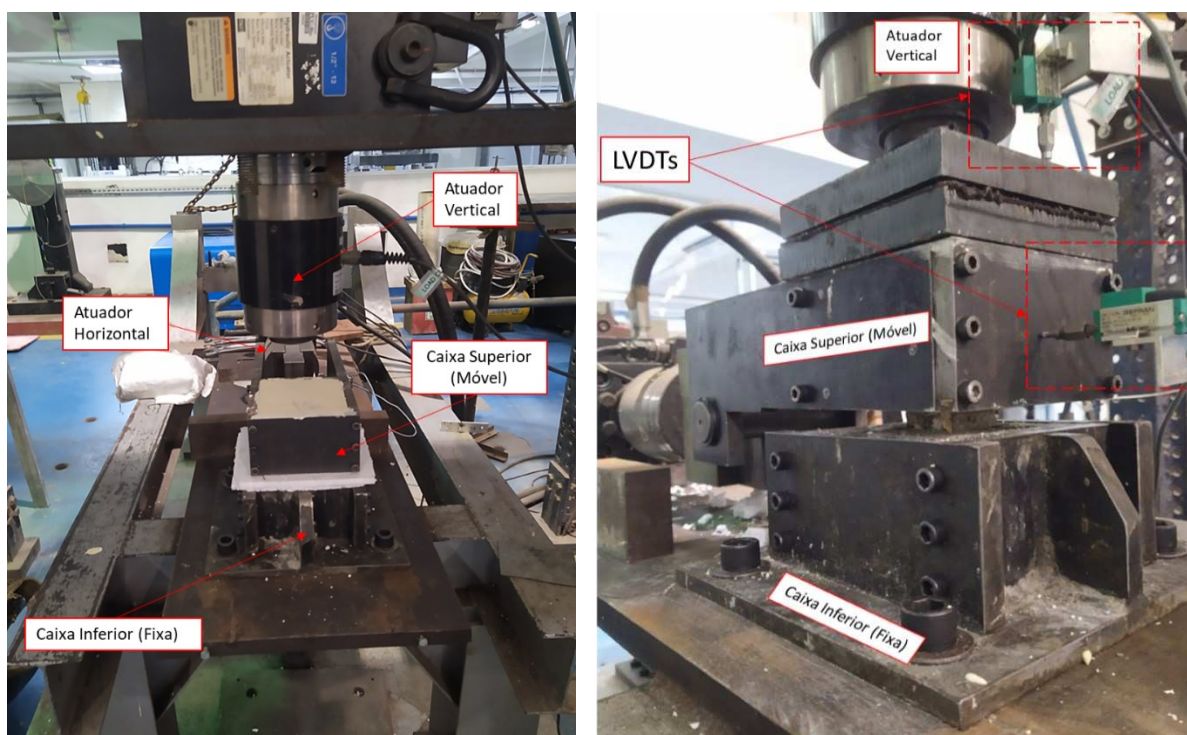
Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados em parceria com o Laboratório de Mecânica dos Materiais do Departamento de Engenharia Civil da PUC-RJ.

O equipamento consiste em estrutura de reação que comporta o atuador para aplicação da tensão normal e o outro para a aplicação da força cisalhante. O equipamento apresenta também sistema de medição de carga (tanto para a tensão normal quanto para a cisalhante) e sistema de medição de deslocamentos cisalhantes, normais e laterais, conhecidos também como transdutores de deslocamento variável linear (LVDT).

O sistema de medição de deslocamentos foi realizado a partir dos LVDTs e do próprio sistema de deslocamento dos atuadores. Entretanto, como o sistema dos atuadores apresentaram deslocamento do conjunto como um todo, a avaliação dos resultados foi feita com base nos dados fornecidos pelos LVDTs, que apresentaram deslocamentos mais representativos. As medições dos LVDT's foram realizadas na vertical, posicionados na porção superior da amostra, e na horizontal, posicionado na porção frontal da amostra.

Os ensaios foram executados mantendo uma força constante normal no plano de cisalhamento das amostras e uma força de cisalhante externa, crescente, foi aplicada ao longo do plano de cisalhamento indicado. A Figura 40 ilustra o equipamento adotado para a realização dos ensaios de cisalhamento direto.

Figura 40 - Equipamento de cisalhamento direto



Fonte: Elaborado pelo Autor.



Antes da realização do ensaio, as amostras foram preparadas para compor uma parte de concreto e outra de rocha. Para cada grupo de amostra foi realizado um cadastramento em função do nível de intemperismo e da condição de rugosidade da superfície. A Figura 41 ilustra amostras  $W_2$ , de superfície lisa, preparadas para receber a forma e concretagem.

Figura 41 - Grupo de amostras de rocha preparadas para a concretagem e a realização dos ensaios de cisalhamento direto.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Após o corte das amostras, foram confeccionadas fôrmas com material PVC (Policloreto de Vinila) para o recebimento da concretagem na parte superior da superfície preparada, conforme ilustrado Figura 42. Após a concretagem as amostras ficaram em câmara úmida por 28 dias para adquirir o  $F_{ck}$  requerido.

Figura 42 – Preparação das amostras para a concretagem



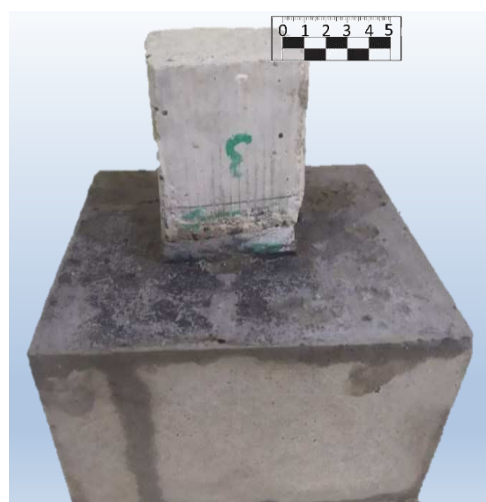
Fonte: Elaborado pelo Autor.

Após a desforma das amostras foi realizada a fixação das amostras na caixa inferior do equipamento de cisalhamento direto. A fixação foi realizada com o auxílio de morsas de bancada e com o auxílio de um nível de mão com 3 bolhas. Após a fixação e o nivelamento das amostras na caixa foi realizado o preenchimento dos vazios da caixa com graute, que era desformado após 12 horas de pega. A Figura 43 ilustra o procedimento realizado para a fixação e concretagem da amostra na caixa inferior do ensaio de cisalhamento direto.

Figura 43 – Procedimentos realizados para a fixação das amostras na caixa inferior do ensaio de cisalhamento direto.



(a) Procedimento para a fixação da amostra na caixa inferior do ensaio de cisalhamento direto

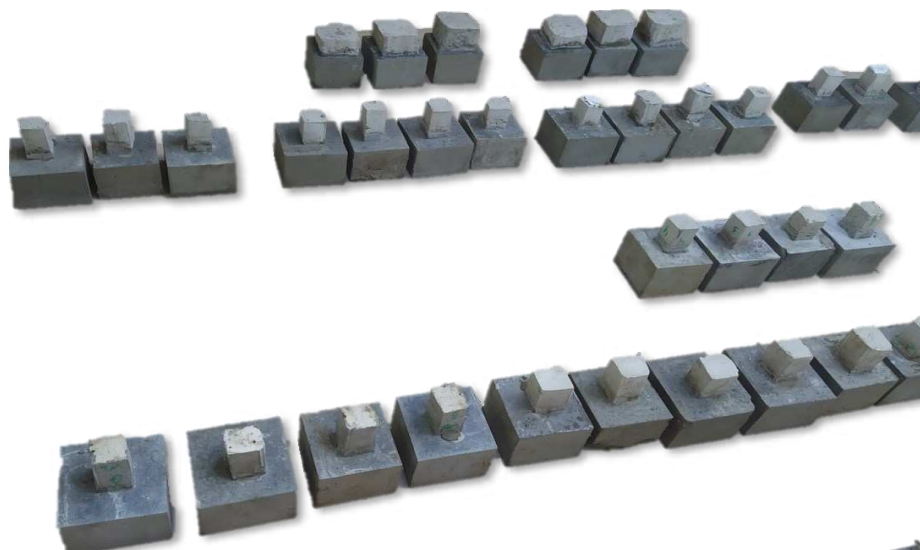


(b) Amostra desformada e pronta para receber o preenchimento da caixa superior

Fonte: Elaborado pelo Autor.

A concretagem e desforma da amostra na caixa inferior teve como objetivo otimizar o tempo necessário para a preparação das amostras no equipamento de cisalhamento direto. A Figura 44 ilustra o conjunto de amostras desformadas da caixa inferior do ensaio de cisalhamento direto.

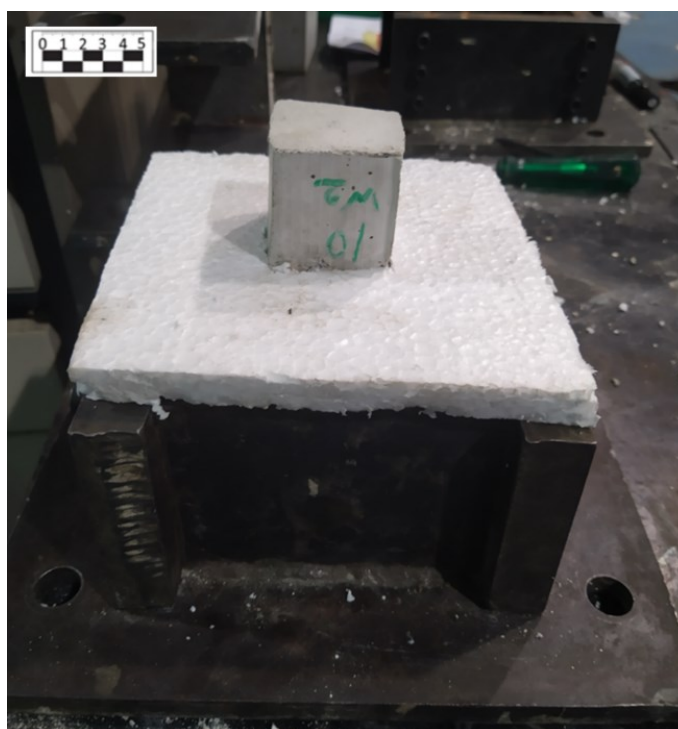
Figura 44 – Conjunto de amostras desformadas da caixa inferior do ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Em função do peso dos equipamentos e da fragilidade do contato das amostras de 50 mm, o preenchimento da parte superior da amostra (concreto) foi realizado diretamente no equipamento de cisalhamento direto. Para a região a ser ensaiada, compreendida de um trecho exposto de 10 mm de rocha e 10 mm de concreto, foi utilizado um EPS (Poliestireno Expandido) de 20 mm como fôrma para preenchimento do espaço vazio, que era retirado antes do início do ensaio. A Figura 45 ilustra o preenchimento da superfície a ser ensaiada com o uso de EPS.

Figura 45 – Preenchimento da área ensaiada com o uso de EPS.



Fonte: Elaborado pelo Autor.



O preenchimento da caixa superior foi realizado com gesso odontológico. Como o gesso odontológico tem uma capacidade de resistência elevada em poucos minutos de pega foi possível realizar o ensaio após uma hora do conjunto montando.

A execução do ensaio consistiu em manter uma força constante normal no plano de cisalhamento da amostra, e uma força de cisalhamento externa e de forma crescente foi aplicada longo do plano de cisalhamento indicado, sendo o registro feito pelos atuadores e LVDT's.

Para a estabilização do sistema e a garantia de leituras efetivas, após o preenchimento de gesso atingir resistência suficiente para a realização do ensaio, foram realizados, resumidamente, os seguintes procedimentos:

- 1) Instalação da base de esferas sobre a caixa superior;
- 2) Realizar aproximação dos pistões;
- 3) Aplicação de carga de incorporação de -0,5 kN na direção normal e -0,1 kN na direção cisalhante;
- 4) Instalação dos LVDT's na caixa inferior e superior;
- 5) Retirada do EPS da superfície a ser ensaiada;
- 6) Zerar deslocamentos do LVDT e do sistema;
- 7) Indicação da carga de ensaio no sistema;
- 8) Iniciar o ensaio e acompanhar até a obtenção de dados suficientes para a condição residual.

Os corpos de prova foram ensaiados nas tensões de 300 kPa, 600 kPa, 1200 kPa e 2400 kPa a uma velocidade de ensaio correspondente a 1 kN/min. O monitoramento do ensaio foi acompanhado em tempo real a partir do software desenvolvido para o equipamento. A Figura 46 ilustra a realização do ensaio de cisalhamento direto.

Figura 46 – Ensaio de cisalhamento direto durante sua execução.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Após a realização de todos os ensaios, os dados foram tratados e interpretados individualmente, com o auxílio de planilhas desenvolvidas em Excel para, em seguida, serem interpretados em conjunto com os outros ensaios.

## **4. RESULTADOS E DISCUSSÃO**

Em geral, os resultados obtidos mostraram boas correlações entre as propriedades físicas, indicando de forma qualitativa e/ou quantitativa as principais variações da resistência ao cisalhamento das superfícies de contato concreto-rocha, seja pelo tipo de matriz cimentícia, que pode configurar diferentes condições de adesão; ou pela condição da matriz rocha, que pode ter maior nível de intemperismo e/ou maior rugosidade.

A seguir são apresentados os resultados das propriedades físicas da matriz rochosa e da matriz cimentícia e, em seguida, são apresentados os resultados da resistência ao cisalhamento da superfície de contato concreto-rocha em relação às principais variáveis estudadas.

### **4.1 CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA - LAMINAS PETROGRÁFICAS**

As amostras submetidas à avaliação petrográfica foram classificadas segundo o sistema de classificação de Fettes e Desmons (2007), como uma rocha do tipo metamórfica, composta por minerais essenciais de microclina-quartzo-plagioclásio, podendo ser classificada como um Gnaiss, Gnaiss Granodiorítico, Ortognaisse e Gnaiss Tonalítico.

Os aspectos texturais indicaram uma rocha equigranular, com uma granulação fina a média, com os cristais em geral com até cerca de 2,1 mm de comprimento para as amostras  $W_1$  e  $W_2$ , e de 1,1 mm para a amostra  $W_3$ .

Quanto aos aspectos estruturais, todas as amostras mostraram uma rocha com foliação metamórfica e um bandamento metamórfico milimétrico a centimétrico bem-marcados.

As características microscópicas indicaram que a rocha é composta principalmente por quartzo, plagioclásio e microclina, ocorrendo biotita, turmalina, zircão, apatita, titanita, hematita, pirita, calcopirita, magnetita e allanita como fases acessórias, não tendo variações significativas de minerais em relação ao grau de alteração, conforme apresentado na Tabela 12.

Tabela 12 - Porcentagem média da estimativa modal da mineralogia da rocha.

Mineral	Legenda	MÉDIA		
		W <sub>1</sub>	W <sub>2</sub>	WW <sub>3</sub>
Quartzo	Qtz	12	15	11
Plagioclásio	Pl	73	73	75
Microclina	Mc	5	6	5
Biotita	Bt	4	4	4
Muscovita/Sericita	Ser	4	1	3
Epidotos	Ep	2	<1	<1
Zircão	Zrn	<1	<1	<1
Titanita	Ttn	<1	<1	<1
Magnetita	Mag	<1	<1	<1
Pirita	Pi	<1	<1	<1
Óxidos/Hidróxidos de Ferro	Ox	<1	1	2
Pirrotita	Pir	<1	-	<1
Allanita	Aln	<1	<1	<1
Ilmenita	Imn	<1	<1	<1
Apatita	Apt	-	<1	-
Hematita	Hm	-	<1	-

Fonte: Elaborado pelo Autor.

A rocha W<sub>1</sub> mostrou um bandamento metamórfico que varia de milimétrico a centimétrico, que é bem identificado em amostra de mão, porém não tão bem-marcado em microscopia. Já a rocha W<sub>2</sub> também mostrou um bandamento metamórfico que varia de milimétrico a centimétrico, mas que não é bem identificado em amostra de mão, porém é bem-marcado em microscopia.

Ocorrem duas bandas distintas, uma banda composta com maior quantidade de microclina e plagioclásio (bandas mais claras em amostra de mão) (Figura 47) e bandas com maior quantidade de plagioclásio e biotita (bandas mais escuras em amostra de mão) (Figura 48). Os cristais de biotita, quartzo estirados e feldspatos marcam bem a foliação da rocha, que acompanha a direção de bandamento ( Figura 49 e Figura 50).

Figura 47 - Textura geral da banda rica em plagioclásio e microclina. Imagem em luz transmitida com os polarizadores cruzados com a objetiva de 2,5x.

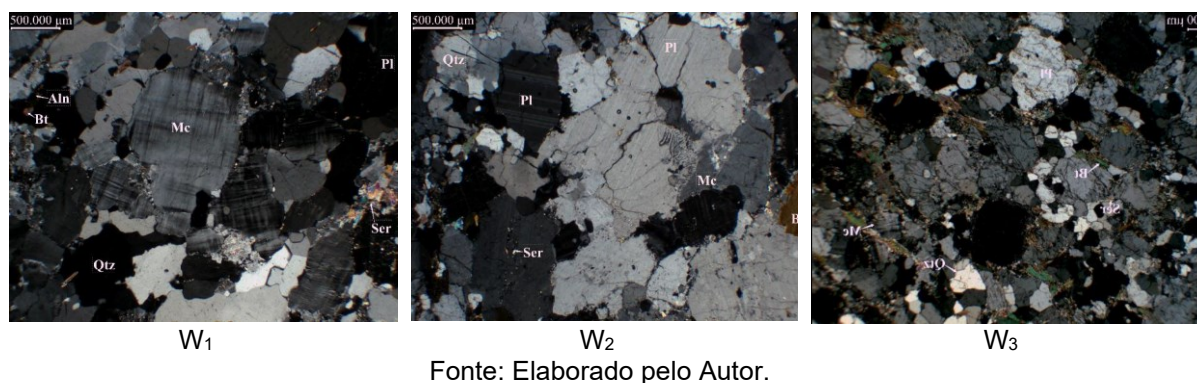


Figura 48 - Textura geral da banda rica em plagioclásio e biotita. Imagem em luz transmitida com os polarizadores cruzados com a objetiva de 2,5x.

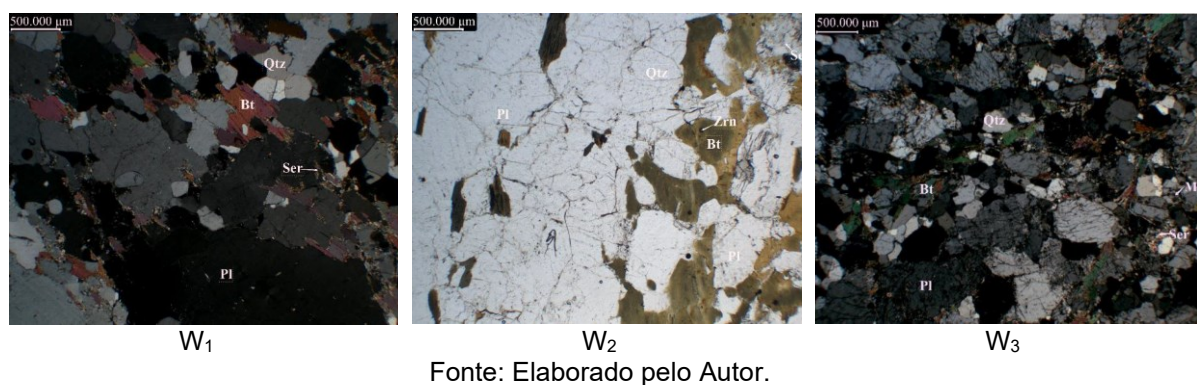
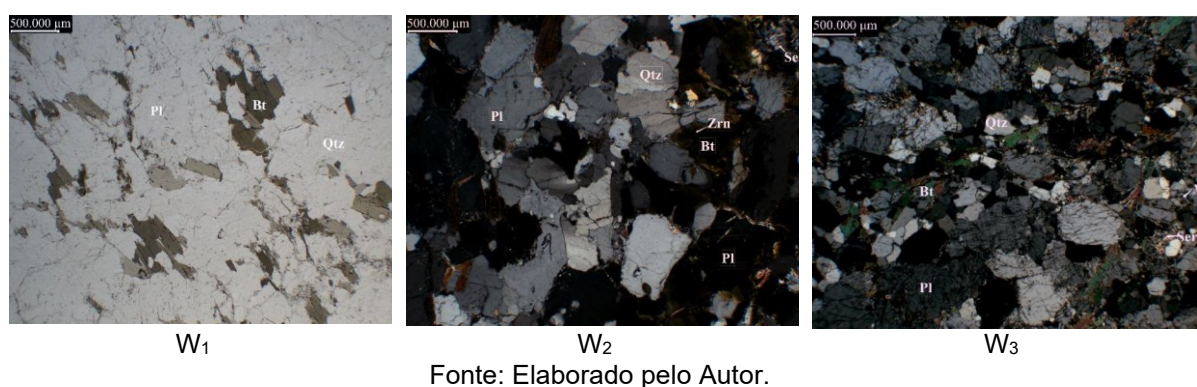


Figura 49 - W1 e W3 Aspecto da foliação metamórfica da rocha, mostrando os cristais de biotita orientados, e W2: Textura geral da banda rica em plagioclásio e biotita. Imagem em luz transmitida plano polarizada com a objetiva de 2,5x.

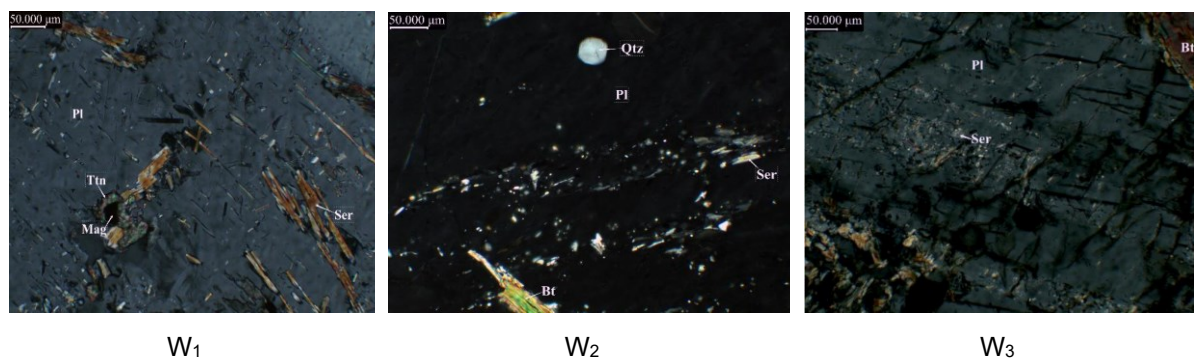


Os cristais mostram ocasionais substituições por sericita, epidotos e carbonato, formando cristais com até 0,1 mm de comprimento, com ocasionais cristais atingindo 0,2 mm (Figura 51 e Figura 52). Os cristais ocasionalmente mostram zonamento composicional e extinção ondulante, com alguns cristais antipertíticos e outros apresentando inclusões de biotita, turmalina, titanita, magnetita, pirita e calcopirita (estes três últimos mais escassos) (Figura 51). O quartzo ocorre em geral com até



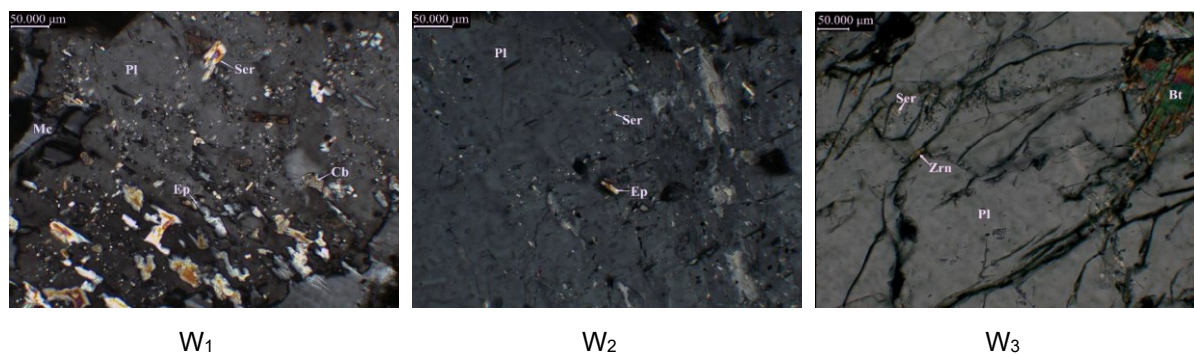
2 mm, com os cristais mostrando extinção ondulante e um s til estiramento no sentido da folia o, com alguns cristais mostrando ocasionalmente inclusões de zircão e biotita. Os cristais são pertíticos e pontualmente substituídos por sericita (Figura 52).

Figura 50 - Cristal de plagioclásio substituído por sericita (sericitiza o) e com inclusões de magnetita na amostra W1 (estas com coronas de titanita). Imagem em luz transmitida com os polarizadores cruzados com a objetiva de 20x.



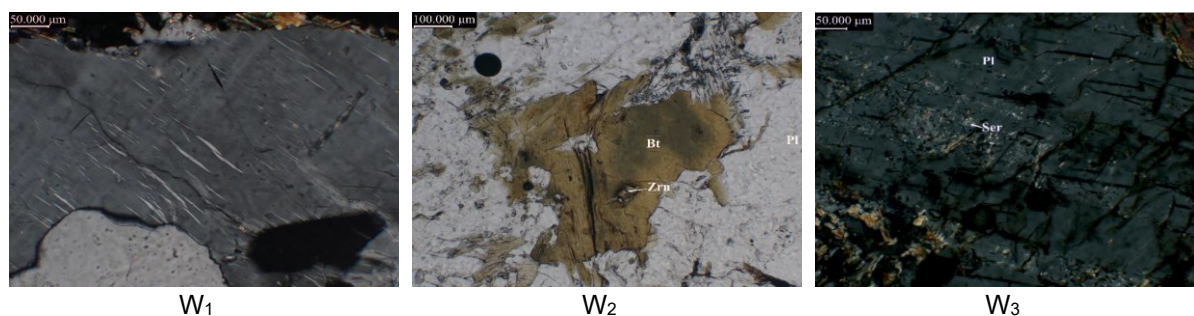
Fonte: Elaborado pelo Autor.

Figura 51 - Cristal de plagioclásio substituído por sericita, epidotos e carbonato (saussuritiza o). W3 com aspecto das fraturas nos cristais de plagioclásio, além de inclusões de biotita e zircão e uma substitui o localizada por sericita. Imagem em luz transmitida com os polarizadores cruzados com a objetiva de 20x.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Figura 52 - W1: Cristal de microclina pertítico; W2: Cristal de biotita mostrando uma colora o amarronzada “desbotada” e com uma inclusão de zircão; e W3: Cristal de plagioclásio substituído por sericita (sericitiza o). Imagem em luz transmitida com os polarizadores cruzados com a objetiva de 20x.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Na rocha  $W_1$  ocorrem poucas fraturas pela rocha, ocorrendo fraturas inter e intracristalinas, sem direção principal. As maiores fraturas ocorrem paralelas ao bandamento, ocorrendo sem preenchimento, mas são escassas (Figura 53) e possivelmente estão associadas a processos intempéricos. Uma menor parte é preenchida por materiais intempéricos (parte das fraturas preenchidas por sericita e carbonatos e as fraturas preenchidas por finos óxidos/hidróxidos de ferro), contabilizando menos de 1% da rocha como produtos intempéricos.

Na rocha  $W_2$  ocorrem muitas fraturas pela rocha, ocorrendo fraturas inter e intracristalinas, sem direção principal. Não ocorrem fraturas tão grandes como na lâmina  $W_1$ . Porém, ocorrem muitas fraturas menores intragranulares, com estas fraturas preenchidas por sericita (fraturas em plagioclásio e microclina), biotita (em feldspatos e quartzo) (Figura 54) e finos óxidos/hidróxidos de ferro (em feldspato e quartzo), frequentemente acompanhando os planos de clivagem dos minerais (principalmente feldspato). Uma menor parte é preenchida por processos intempéricos (parte das fraturas preenchidas por sericita e as fraturas preenchidas por finos óxidos/hidróxidos de ferro), contabilizando cerca de 1% da rocha como produtos intempéricos. Já as fraturas sem preenchimento, que são a maioria, possivelmente são em grande parte intempéricas (Figura 52).

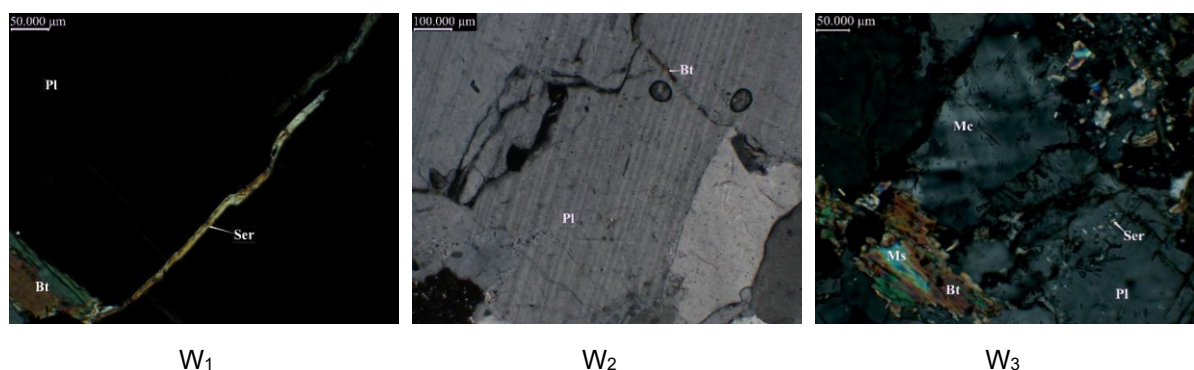
Já na rocha  $W_3$  também ocorrem muitas fraturas pela rocha, ocorrendo fraturas inter- e intracristalinas, sem direção principal. As principais fraturas são as internas aos cristais (fraturas intragranulares), ocorrendo majoritariamente sem preenchimento, com algumas preenchidas por finos óxidos/hidróxidos de ferro, biotita e sericita (estas duas últimas menos frequentes). Estas fraturas normalmente acompanham os planos de clivagem dos minerais (principalmente dos feldspatos), mas não se restringem a esta direção (Figura 54). Ocorrem algumas fraturas maiores intergranulares sem direção preferencial, porém com aspecto semelhante as descritas anteriormente e, em geral, acompanham os contatos entre os cristais. Ressalta-se que as fraturas internas aos cristais são abundantes, não sendo possível fazer uma quantificação precisa. Uma menor parte é preenchida por processos intempéricos (parte das fraturas preenchidas por sericita e as fraturas preenchidas por finos óxidos/hidróxidos de ferro), contabilizando cerca de 4% da rocha como produtos intempéricos.

Figura 53 - W<sub>1</sub>: Aspecto da maior fratura presente na rocha, W<sub>2</sub>: Fraturas preenchidas por biotita em plagioclásio e W<sub>3</sub>: Aspecto das fraturas nos cristais de plagioclásio, além de inclusões de biotita e zircão e uma substituição localizada por sericita. Imagem em luz transmitida com os polarizadores cruzados com a objetiva de 10x



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Figura 54 - W<sub>1</sub>: Fratura preenchida por sericita cortando plagioclásio; W<sub>2</sub>: Fraturas sem preenchimento em plagioclásio; e W<sub>3</sub>: Mirmequita formada no contato entre plagioclásio e microclina. Imagem em luz transmitida com os polarizadores cruzados com a objetiva de 20x



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Quando comparado a rocha W<sub>2</sub> com a W<sub>1</sub>, observa-se uma pequena quantidade a mais de material secundário derivado de intemperismo, porém, é nítida a existência de uma quantidade maior de fraturas, o que dá o aspecto mais friável para a rocha W<sub>2</sub>. Já a rocha W<sub>3</sub>, em comparação com a lâmina W<sub>1</sub> e W<sub>2</sub>, se observa uma quantidade maior de material secundário derivado de intemperismo, além de ser nítida a existência de uma quantidade ainda maior de fraturas (principalmente internas aos cristais), o que dá o aspecto ainda mais friável para a rocha W<sub>3</sub>. Em geral, foi encontrado de 2 a 4 fraturas por cm na rocha W<sub>1</sub>, 9 a 13 na amostra W<sub>2</sub> e 10 a 16 na amostra W<sub>3</sub>.

Destaca-se que, enquanto não foi possível diferenciar a porcentagem da rocha como produto intempérico entre a rocha W<sub>1</sub> e W<sub>2</sub>, tendo 1% em ambos os casos, a



porcentagem de produto intempérico da rocha  $W_3$  foi de 4%. Tal condição indica uma condição petrográfica entre a rocha  $W_1$  e  $W_2$  mais próxima do que as condições da rocha  $W_3$ , o que reflete diretamente nas propriedades físicas da rocha.

## 4.2 PROPRIEDADES FÍSICAS DA ROCHA

As propriedades físicas encontradas para a matriz rochosa tiveram resultados representativos e dentro da faixa de valores indicadas na bibliografia.

Em relação ao nível de intemperismo, as amostras do tipo  $W_1$  e  $W_2$  tiveram valores próximos e pouca redução das propriedades físicas, já a amostra  $W_3$  teve uma redução significativa em relação às amostras  $W_1$  e  $W_2$ , mostrando coerência com os resultados obtidos a partir das lâminas petrográficas.

Em geral, os resultados indicaram que a densidade seca, o índice de carga pontual, a dureza de Schmidt, a resistência a compressão uniaxial, a resistência à tração por compressão diametral e a velocidade de propagação de onda apresentaram resultados inversamente proporcionais ao nível de intemperismo, ou seja, o aumento do intemperismo da rocha reduziu essas propriedades. Já a absorção e a porosidade tiveram uma relação diretamente proporcional e aumentaram suas propriedades em função do aumento do intemperismo da rocha.

$$\uparrow W = \downarrow \rho_d = \downarrow I_s = \downarrow R = \downarrow \sigma_c = \downarrow \sigma_{t(bts)} = \downarrow V = \uparrow \eta$$

Além disso, com os ensaios de caracterização mineralógica ficou claro que a redução das propriedades físicas da rocha com o avanço do grau de intemperismo foi principalmente influenciada pelo grau de fissuramento da matriz. A Tabela 13 resume as propriedades encontradas para a rocha em função do seu nível de intemperismo.

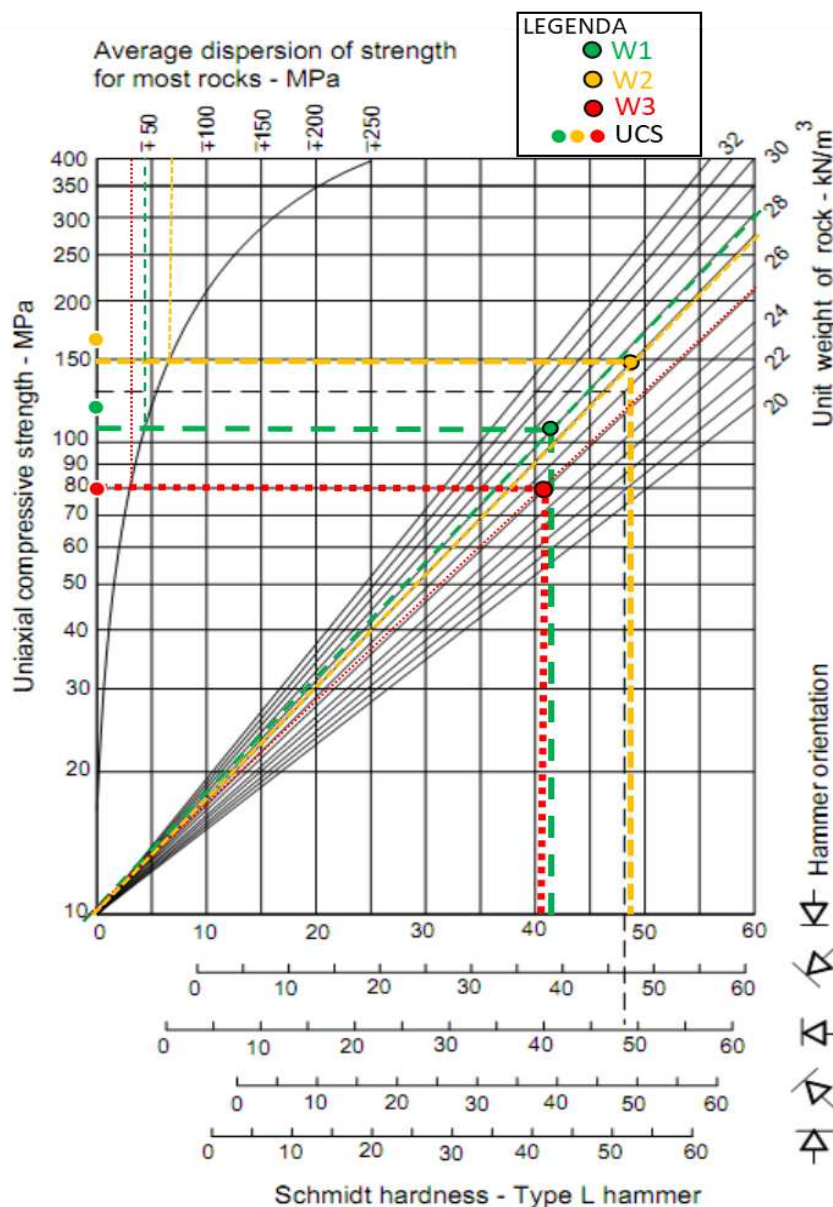
Tabela 13 - Propriedades da Rocha em relação ao Nível de Intemperismo.

Ensaio	unidade	Grau de Alteração						
		W <sub>1</sub>		W <sub>2</sub>		W <sub>3</sub>		
			⊥		⊥		⊥	
<b>Densidade</b>								
Índices Físicos	Seca	g/cm <sup>3</sup>	2,83		2,70		2,53	
	Absorção	(%)	0,35		0,46		2,00	
	Porosidade	(%)	0,98		1,24		5,06	
<b>Velocidade de Propagação de Onda</b>								
Ultrassônico	Propagação de Onda	(m/s)	3071	4279	3722	3756	2816	3441
Índice de Carga	Is(50) <sub>médio</sub>	MPa	4,64	5,55	6,32	4,99	2,66	3,07
	Is (50) <sub>corrigido</sub>	MPa	4,63	5,66	6,28	4,73	2,39	3,12
	Pontual Ia(50) <sub>corrigido</sub>	-	1,22		0,75		1,31	
Dureza de Schmidt (R)		-	41,93		48,53		41,31	
UCS <sub>DS</sub> (Ábaco de Miller,1965)		MPa	130,0		160,0		80,0	
UCS <sub>DS</sub> (Correlação de Deere e Miller,1966)		MPa	71,5		79,0		63,0	
Compressão Uniaxial Simples (UCS)		MPa	142,75	-	161,5	188,66	80,66	106,15
Ensaio de Tração Indireta (BTS)		MPa	10,72	11,37		6,9	3,47	

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Um ponto interessante foi em relação aos resultados encontrados para a resistência à compressão uniaxial da rocha quando definidas pelo ábaco de Miller (1965) e pela correlação de Deere & Miller (1966), definidos a partir do ensaio Dureza de Schmidt. Em geral, o ábaco encontrou resistências próximas às resistências obtidas a partir do ensaio de resistência à compressão uniaxial (UCS), já a correlação apresentou uma diferença significativa quando comparado aos resultados obtidos pelo ensaio UCS, apresentando valores menores que o esperado. A Figura 55 a seguir ilustra a convergência entre os resultados obtidos a partir do ábaco com os resultados encontrados no ensaio UCS.

Figura 55 – Correlação entre o ensaio de Dureza de Schmidt e UCS a partir do ábaco de Miller



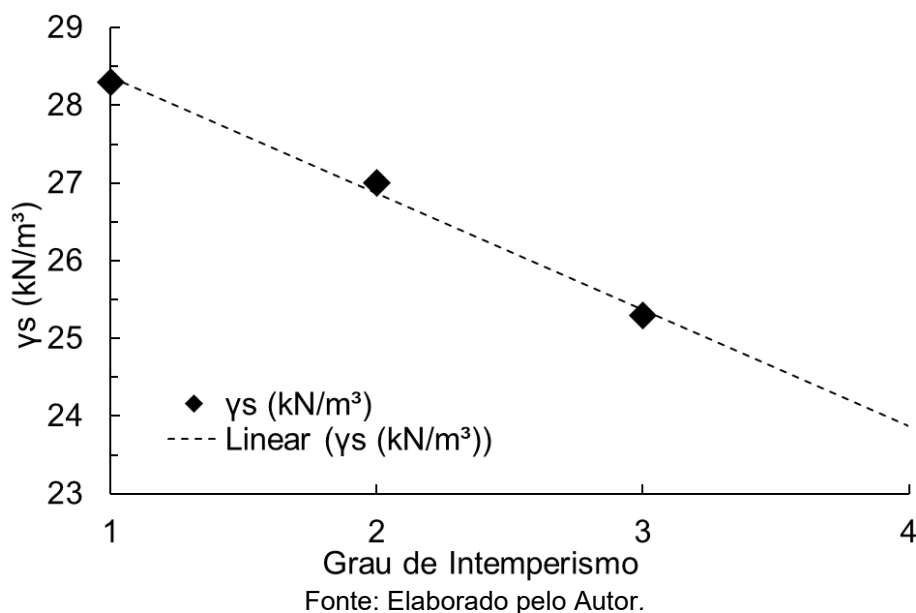
Fonte: Adaptado de Miller (1965).

Para avaliar a influência das propriedades da matriz rochosa na resistência ao cisalhamento direto da superfície de contato concreto-rocha foram realizadas diversas correlações para subsidiar as interpretações dos resultados. As correlações, apesar de apresentarem valores estatísticos significativos, devem ser consideradas apenas para o presente estudo, uma vez que a quantidade reduzida de ensaios realizados para a determinação dessas propriedades físicas não permite a obtenção de correlações fidedignas o suficiente para a adoção em outros estudos.

Foi identificado para a densidade seca uma redução de aproximadamente 5% de seu valor à medida que o nível de intemperismo aumenta de W<sub>1</sub> para W<sub>2</sub> e W<sub>2</sub> para W<sub>3</sub>. A

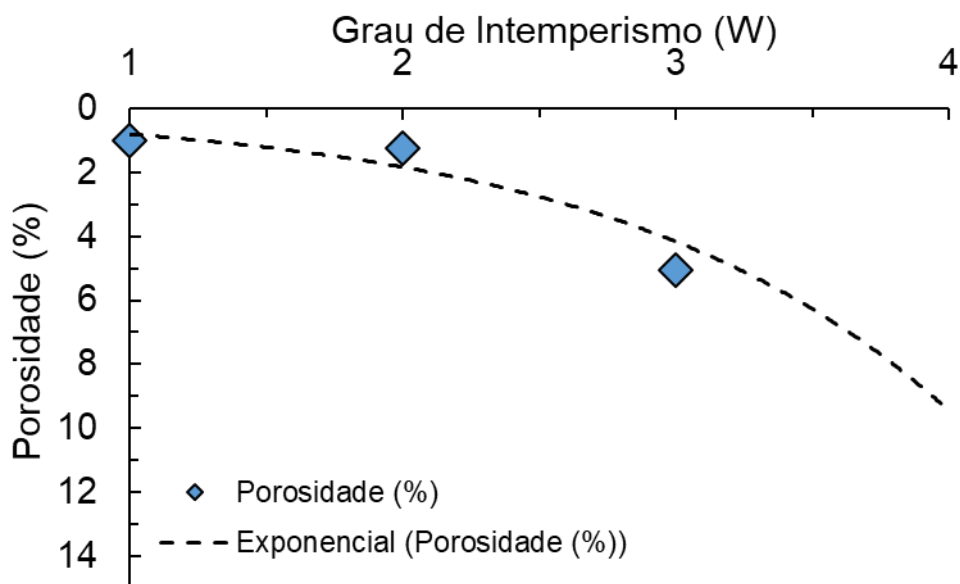
relação linear entre o grau de intemperismo e a densidade é ilustrada na Figura 56 a seguir.

Figura 56 – Correlação entre o Grau de Intemperismo (W) e Densidade Seca ( $\gamma_s$ )



Já para a absorção e porosidade os resultados indicaram essas propriedades são diretamente proporcionais ao nível de intemperismo, ou seja, quanto maior o grau de alteração maior será a porosidade da rocha. Os resultados são esperados e estão relacionados aos fenômenos físico e químicos provocados pelo intemperismo, seja modificando os minerais presentes na rocha ou pelo aumento de fraturas. Além disso, o resultado mostrou uma diferença mais significativa para a amostra  $W_3$  que, apesar de ter encontrado uma relação direta do nível de intemperismo com a densidade, encontrou variação exponencial, conforme ilustrado na Figura 57.

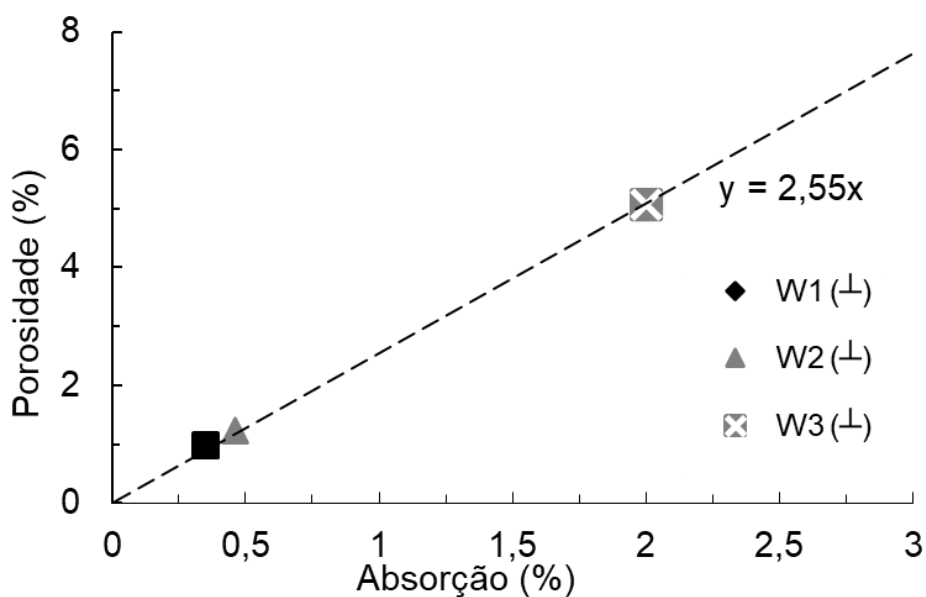
Figura 57 – Correlação entre o Nível de Intemperismo (W) e Porosidade (%).



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Como a rocha  $W_1$  e  $W_2$  tiveram resultados próximos em quase todos os ensaios, os resultados indicam que a diferenciação do nível de intemperismo entre amostras  $W_1$  e  $W_2$ , a partir de ensaios de absorção, não foi possível para a rocha gnaisse estudada. Essa constatação pode ser observada pelo resultado plotados e apresentados na Figura 58, que mostra o quão próximo é a porosidade e a absorção entre as amostras.

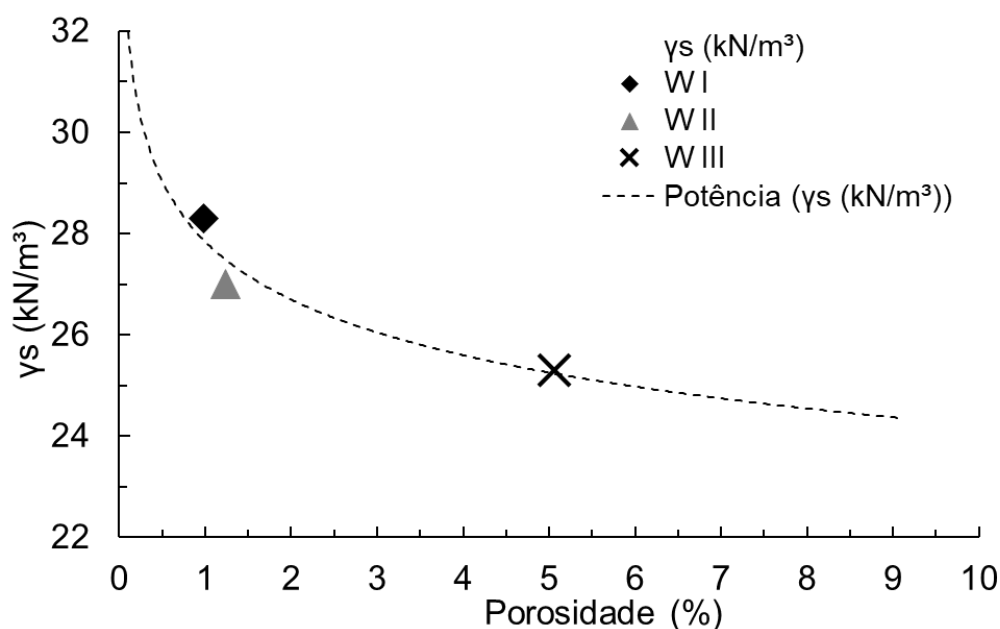
Figura 58 – Correlação entre a Absorção (%) e a Porosidade (%).



Fonte: Elaborado pelo Autor.

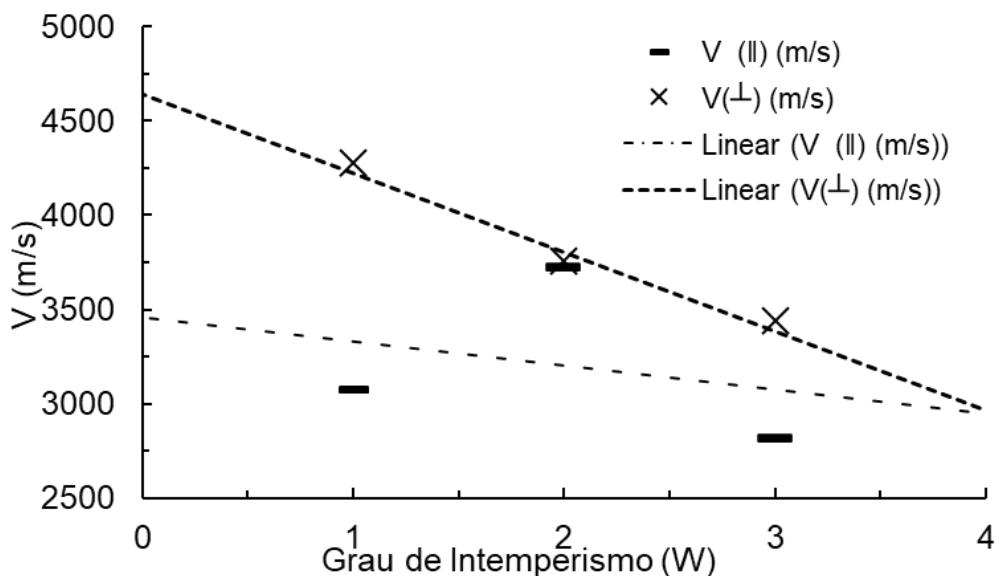
Apesar das constatações supracitadas, como o grau de intemperismo é definido de forma qualitativa e a porosidade e absorção são diretamente proporcionais, uma forma de avaliar a influência do intemperismo na caracterização da matriz rochosa é verificando a relação entre a densidade e a porosidade. Dessa forma, a Figura 59 ilustra a relação potencial entre a densidade e a porosidade para rochas  $W_1$ ,  $W_2$  e  $W_3$ . Nota-se que apesar da pouca diferença entre a porosidade das amostras  $W_1$  e  $W_2$ , a densidade teve uma redução suficiente para suportar uma avaliação do intemperismo com base na relação entre a densidade e a porosidade.

Figura 59 – Correlação entre a Porosidade (%) e Densidade Seca ( $\gamma_s$ )



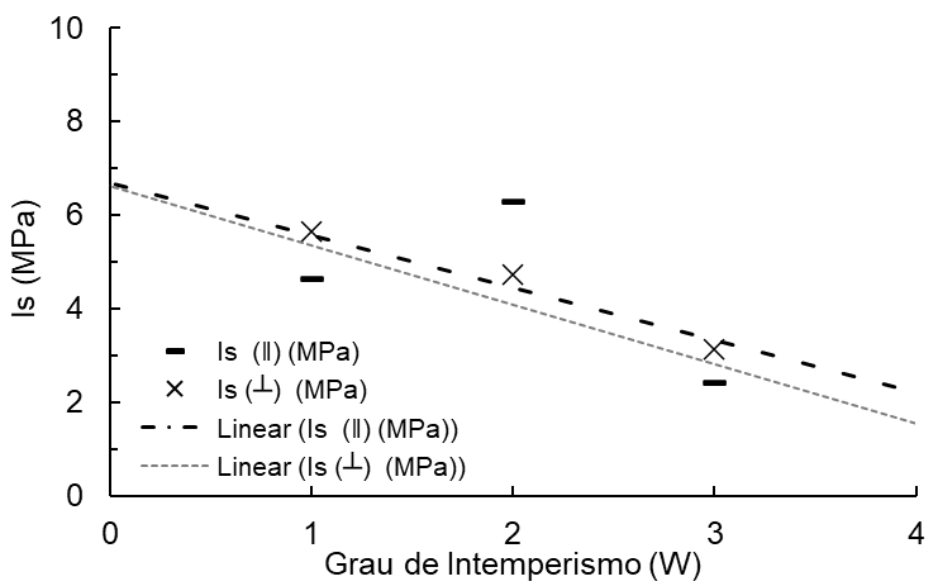
Fonte: Elaborado pelo Autor.

Já em relação à Velocidade de Propagação de Onda os resultados mostraram que a influência da foliação nos resultados é menor com o aumento da intemperização da rocha, conforme ilustrado pela Figura 60. A variação entre a velocidade de propagação da rocha  $W_1$  em relação à direção da foliação foi o dobro da variação observada na rocha  $W_3$ . A título de exemplo, a diferença da velocidade de propagação de onda da rocha  $W_1$  em relação à direção da foliação foi de 39,3%, e na amostra  $W_3$  foi de 22,2%.

Figura 60 – Correlação entre a  $V$  (m/s) e Grau de Intemperismo ( $W$ ).

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Da mesma forma que a velocidade de propagação de onda, o Índice de Carga Pontual apresentou elevada dispersão para as amostras  $W_2$  ensaiadas na direção paralela à foliação, tendo valores mais representativos apenas para as amostras  $W_1$  e  $W_3$ . Já para as amostras ensaiadas na direção perpendicular foi encontrada boa relação linear em ambas as direções. A Figura 61 ilustra a correlação encontrada para o nível de intemperismo versus o índice de carga pontual.

Figura 61 – Correlação entre a  $I_s$  (MPa) e Grau de Intemperismo ( $W$ ).

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Por fim, quando comparado os resultados entre a velocidade de propagação de onda e o índice de carga pontual, os resultados indicaram boas correlações tanto para a direção paralela como perpendicular à foliação. A Equação 4-1 representa a correlação encontrada para a direção paralela e a Equação 4-2 representa a correlação encontrada para a direção perpendicular. Já a Figura 62 ilustra graficamente a relação obtida entre a velocidade de propagação de onda e o índice de carga pontual. Nota-se que, enquanto as amostras W<sub>1</sub> e W<sub>3</sub> apresentaram resultados maiores para as amostras ensaiadas na direção paralela, a amostra W<sub>2</sub> apresentou resultado maior na direção perpendicular. Essa diferença está relacionada à anisotropia da rocha que, conforme resultados do ensaio puntiforme, enquanto o índice de anisotropia (I<sub>a</sub>) da rocha W<sub>1</sub> foi de 1,22 na rocha W<sub>2</sub> foi de 0,75, ou seja, a resistência na direção perpendicular foi menor que na direção paralela nas amostras W<sub>2</sub>.

$$I_{s//} = -8,2 + 0,004V_{//}I_{s\perp} \quad \text{Equação 4-1}$$

e,

$$I_{s\perp} = -6,6 + 0,003V_{\perp} \quad \text{Equação 4-2}$$

Em que:

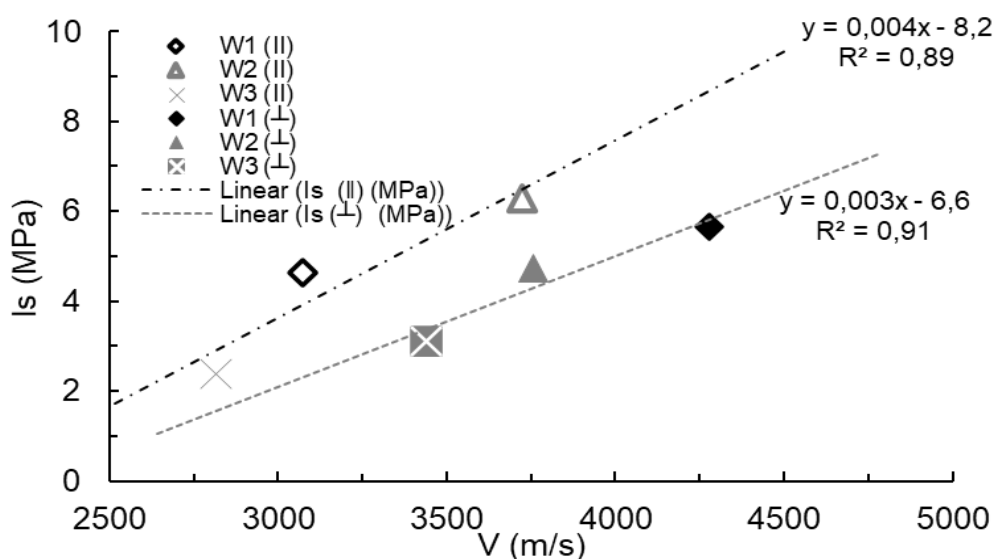
$I_{s\perp}$ : Índice de Carga Pontual perpendicular à foliação, em MPa;

$I_{s//}$ : Índice de Carga Pontual paralelo à foliação, em MPa;

$V_{\perp}$ : Velocidade de Propagação de Onda (m/s), na direção perpendicular à foliação; e

$V_{//}$ : Velocidade de Propagação de Onda (m/s), na direção paralela à foliação.

Figura 62 – Correlação entre a  $I_s$  (MPa) e  $V$  (m/s)

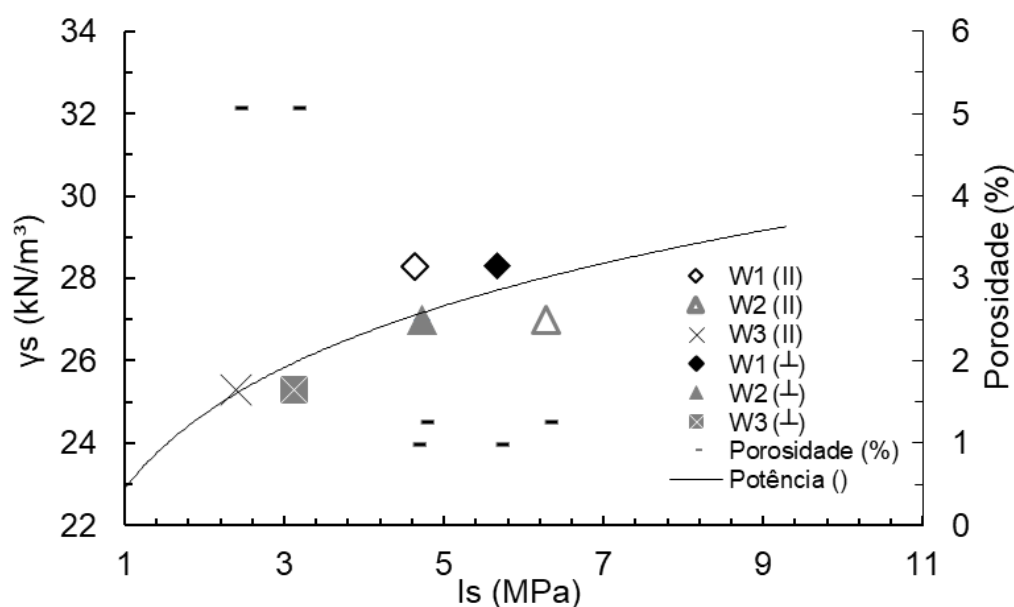


Fonte: Elaborado pelo Autor.



Por fim, foi encontrada relação diretamente proporcional entre a resistência puntiforme e a densidade seca. Tal condição está ligada à quantidade de microfissuras identificadas nas lâminas petrográficas, que teve uma relação com o grau de intemperismo da rocha. Dessa forma, quanto maior a quantidade de microfissuras, maior será o nível de intemperismo, maior a porosidade e, conseqüentemente, menor a resistência da rocha. A Figura 63 ilustra a relação entre a resistência puntiforme e a densidade seca.

Figura 63– Correlação entre  $I_s$  (MPa) versus Densidade Seca e Porosidade (%).



Fonte: Elaborado pelo Autor.

### 4.3 RESISTENCIA À COMPRESSÃO UNIAxIAL DA ROCHA (UCS)

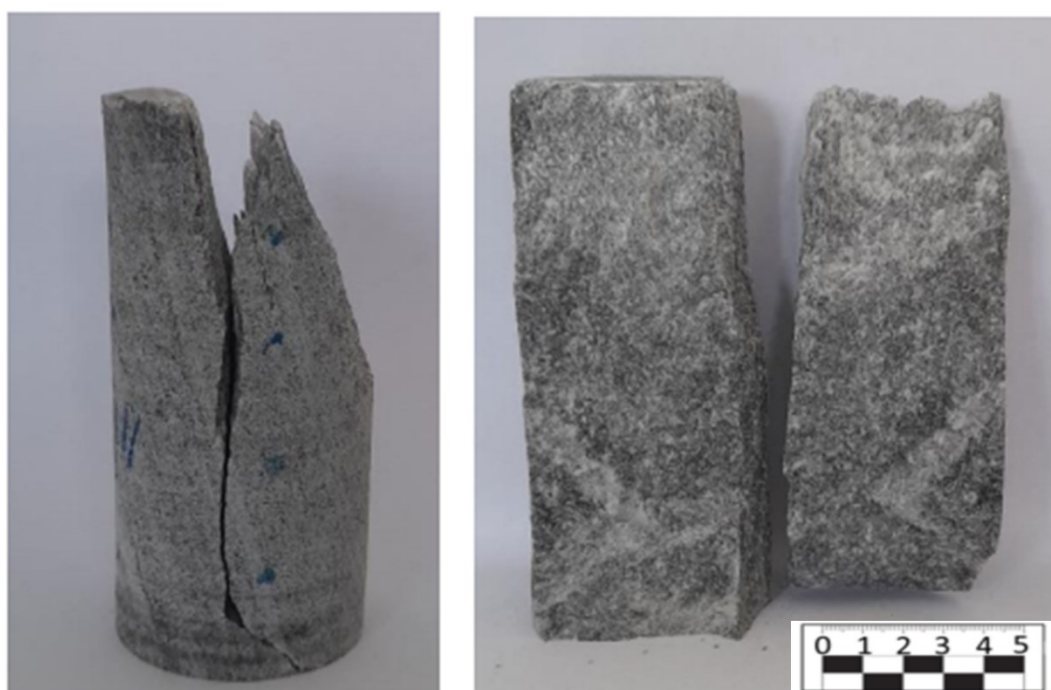
Os ensaios de compressão uniaxial apresentaram rupturas, em geral, frágeis e extremamente rúpteis. A resistência à compressão uniaxial (UCS) da rocha na direção paralela à foliação apresentou uma redução de 24% quando comparada com a resistência UCS na direção perpendicular, isso foi observado tanto para a rocha  $W_1$  como na rocha  $W_3$ .

Por outro lado, para a rocha  $W_2$  os resultados mostraram o mesmo comportamento encontrado na determinação das propriedades físicas da rocha, tendo sido encontrado valores maiores que os definidos para as amostras  $W_1$  para uma

mesma direção de ruptura. Isso também pode estar relacionado à anisotropia da rocha já que, conforme resultados do ensaio puntiforme, enquanto o índice de anisotropia ( $I_a$ ) da rocha  $W_1$  foi de 1,22 e da rocha  $W_3$  foi de 1,33, na rocha  $W_2$  foi de 0,75.

Na Figura 64 é ilustrado o plano de ruptura gerado ao longo do plano de foliação da rocha e na Tabela 14 são apresentados os resultados encontrados para os ensaios de compressão uniaxial realizados.

Figura 64– Corpo de prova  $W_1$  ensaiado considerando a direção da foliação paralela. Plano de ruptura esconso à foliação.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Tabela 14 – Resultado do UCS para os corpos de prova ensaiados.

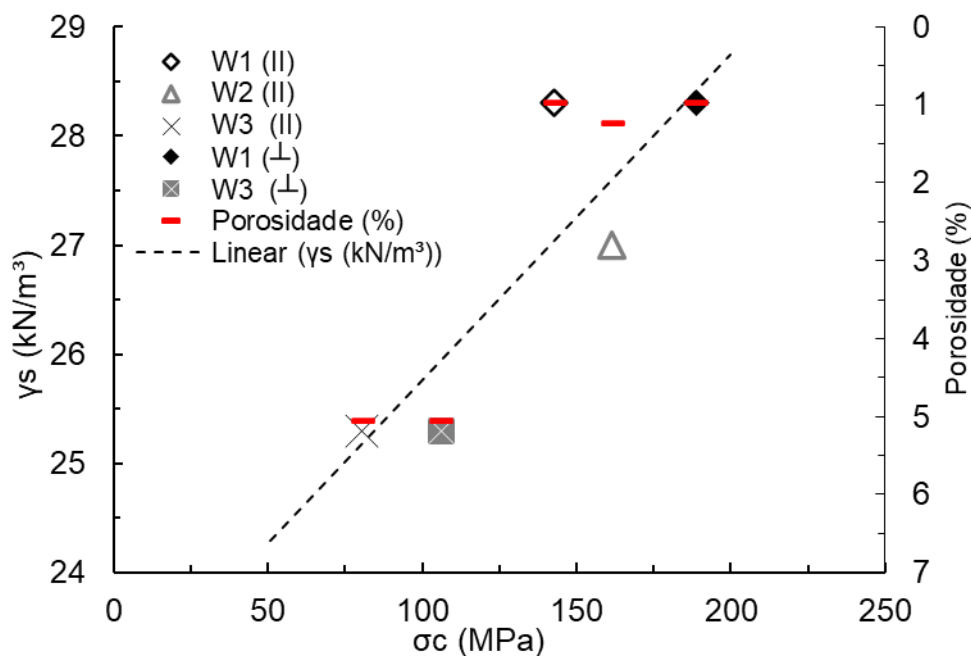
Grau de Alteração	Direção da Foliação	CP	Diâmetro	Altura	Relação	Área	Tensão de Ruptura	UCS
			mm	mm	H/D	mm <sup>2</sup>	MPa	MPa
$W_1$	Perpendicular	1	53,9	112,0	2,06	2321,43	99,10	188,66
		2	54,0	117,5	2,20	2245,21	106,15	
		3	54,0	112,8	2,07	2321,43	84,35	
		4	53,3	114,6	2,15	2234,02	86,08	
		5	53,9	112,0	2,06	2321,43	99,10	
$W_1$	Paralela	6	54,0	117,5	2,20	2245,21	106,15	142,75
		7	54,0	112,8	2,07	2321,43	84,35	
		8	53,3	114,6	2,15	2234,02	86,08	

Grau de Alteração	Direção da Foliação	CP	Diâmetro	Altura	Relação H/D	Área	Tensão de Ruptura	UCS MPa
			mm	mm		mm <sup>2</sup>	MPa	
W <sub>2</sub>	Paralela	5	53,0	127,0	2,40	2206,18	177,01	161,5
		6	53,0	117,2	2,21	2208,96	161,03	
		7	52,9	115,7	2,19	2200,64	146,91	
W <sub>3</sub>	Perpendicular	1	54,4	112,0	2,06	2321,43	99,10	106,15
		2	53,5	117,5	2,20	2245,21	106,15	
		3	54,4	112,8	2,07	2321,43	84,35	
		4	53,3	114,6	2,15	2234,02	86,08	
W <sub>3</sub>	Paralela	8	52,4	108,3	2,06	2178,52	80,66	80,66

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Apesar da diferença de anisotropia entre as amostras, em geral, a resistência à compressão uniaxial apresentou relação direta com densidade seca e inversa com a porosidade, conforme ilustrado na Figura 65.

Figura 65 – Grau de Alteração (W) versus UCS (MPa)

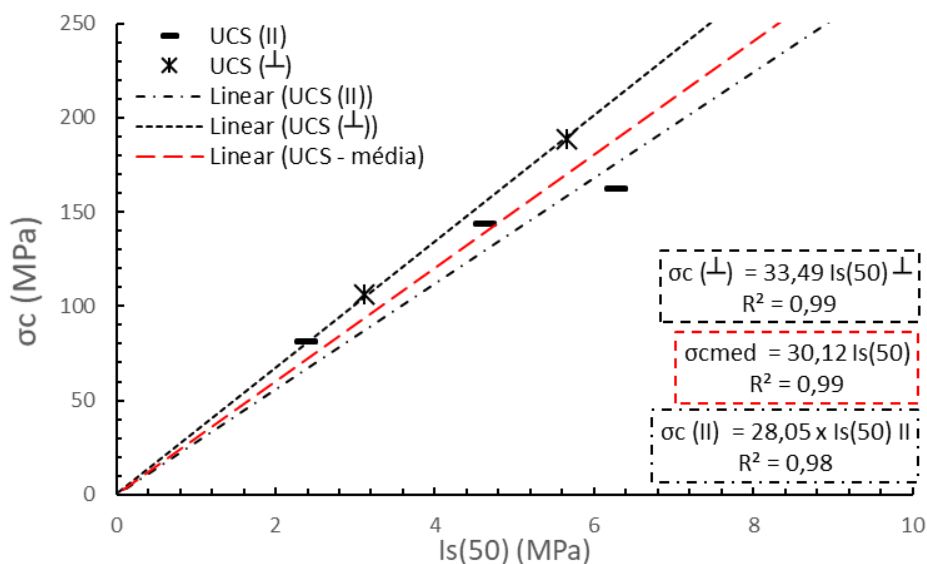


Fonte: Elaborado pelo Autor.

Quando comparado a resistência à compressão uniaxial com a resistência puntiforme, os resultados mostraram uma diferença média de 30 vezes a resistência de um ensaio para o outro, sendo 28 vezes para a ruptura na direção paralela à foliação e 33 vezes para a ruptura na direção perpendicular à foliação, conforme

ilustrado pela Figura 66. Essa relação está é um pouco maior que a faixa de valores entre 20 e 25, apresentada por Marques e Vargas (2022) para diversas rochas.

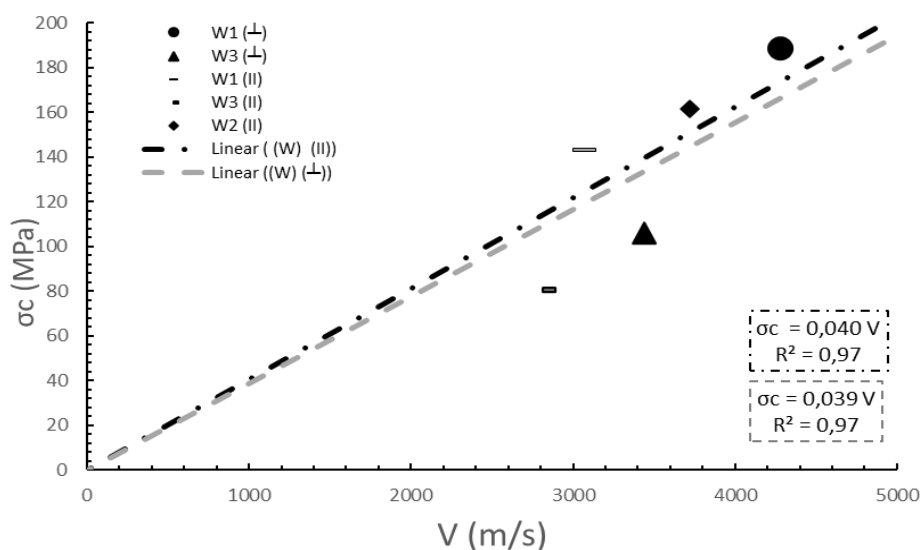
Figura 66 –  $I_s(50)$  (MPa) versus UCS (MPa)



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Por fim, a velocidade de propagação de onda apresentou valores na ordem de 25 vezes a resistência à compressão uniaxial, não tendo diferença significativa em relação à direção da foliação. Os resultados obtidos são ilustrados na Figura 67.

Figura 67 –  $V$ (m/s) versus UCS (MPa)



Fonte: Elaborado pelo Autor.

#### 4.4 COMPRESSÃO DIAMETRAL – ENSAIO DE TRAÇÃO BRASILEIRO

A resistência à compressão diametral da rocha apresentou relação direta com o grau de intemperismo. A média das amostras  $W_1$  apresentou uma resistência 55% maior que a amostra  $W_2$ , e a amostra  $W_3$  apresentou uma redução de 98,8% em relação a amostras  $W_2$ .

Já à diferença de resistência em função da direção de foliação da rocha não foram encontradas discrepâncias significativas para os valores obtidos nas amostras  $W_1$ , tendo uma diferença de 6,0%. Na Tabela 15 é apresentado um resumo dos resultados obtidos e, entre a Figura 68 e Figura 71 são ilustradas as condições das amostras após a ruptura.

Tabela 15 - Resultado do Ensaio de Compressão Diametral - Tração Brasileiro

Grau de Alteração	Direção da Foliação	CP	Diâmetro	Altura	Relação H/D	Área	Tensão de Ruptura	BTS MPa
			mm	mm		mm <sup>2</sup>	MPa	
$W_1$	Perpendicular	1	5,44	3,61	0,66	2321,43	9,98	11,37
		2	5,43	6,46	0,64	2315,74	12,43	
		3	5,44	3,33	0,61	2327,13	12,19	
		4	5,39	3,18	0,59	2278,93	10,45	
		5	5,40	3,58	0,66	2287,39	11,81	
$W_1$	Paralela	6	5,45	3,41	0,63	2339,98	11,46	10,72
		7	5,44	3,29	0,61	2337,13	10,76	
		8	5,45	3,23	0,59	2335,68	9,75	
		9	5,44	3,64	0,67	2321,43	*	
$W_2$	Paralela	5	5,31	3,35	0,63	2211,74	7,05	6,90
		6	5,31	3,36	0,63	2211,74	7,53	
		7	5,37	3,01	0,56	2267,66	7,91	
		8	5,37	3,30	0,61	2267,66	7,32	
		9	5,35	3,18	0,59	2245,21	4,68	
$W_3$	Perpendicular	1	5,31	3,64	0,69	2217,30	5,05	3,47
		2	5,33	3,44	0,64	2234,02	3,73	
		3	5,43	3,58	0,66	2315,74	2,58	
		4	5,43	3,00	0,55	2318,58	2,53	

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Figura 68 - Corpo de prova  $W_1$  com foliação paralela após a ruptura.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Figura 69 - Corpo de prova  $W_1$  com a foliação perpendicular após a ruptura.



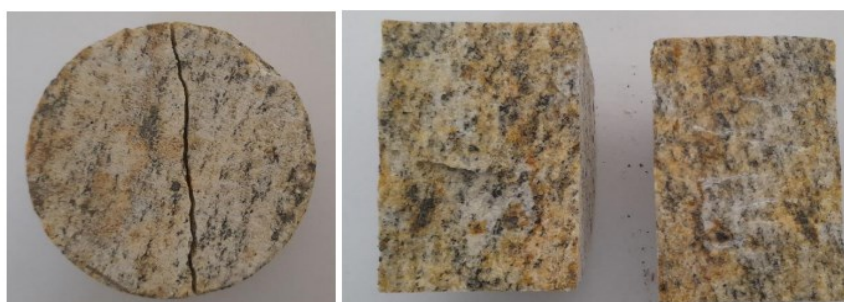
Fonte: Elaborado pelo Autor.

Figura 70 - Corpo de prova  $W_2$  com foliação paralela após a ruptura.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Figura 71 - Corpo de prova  $W_3$  com a foliação perpendicular após a ruptura

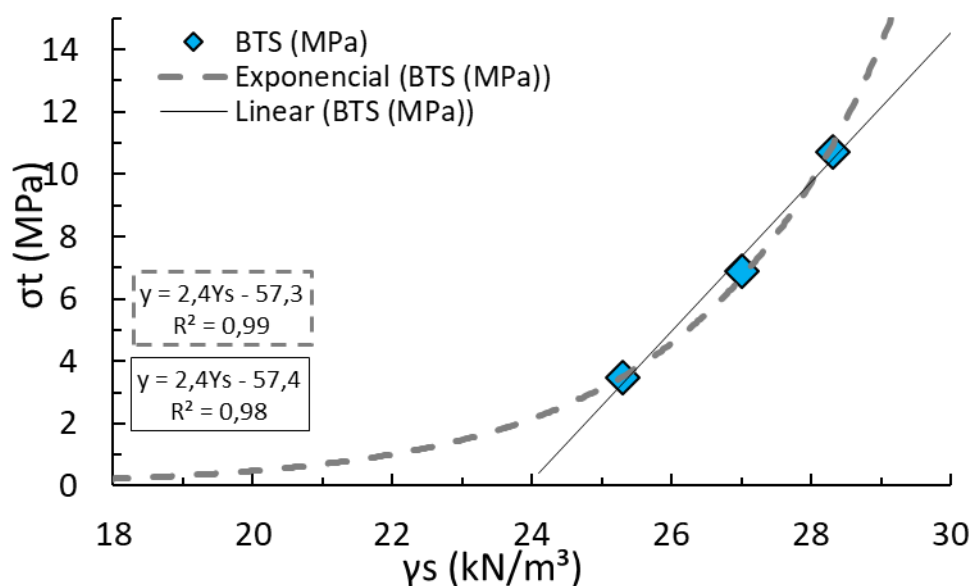


Fonte: Elaborado pelo Autor.

Os resultados obtidos confirmam algumas relações entre as propriedades índice da rocha. Em geral, o aumento do nível de intemperismo reduziu linearmente a resistência à compressão diametral. Como a diferença da resistência entre os diferentes níveis de intemperismo foi significativa e bem-marcada, o ensaio pode ser considerado uma boa ferramenta para auxiliar na classificação do nível de intemperismo da rocha.

Além disso, os resultados tiveram uma relação exponencial com a densidade seca da matriz rochosa, indicando que densidades entre 18 a 22 kN/m<sup>3</sup> apresentam baixa resistência à tração.

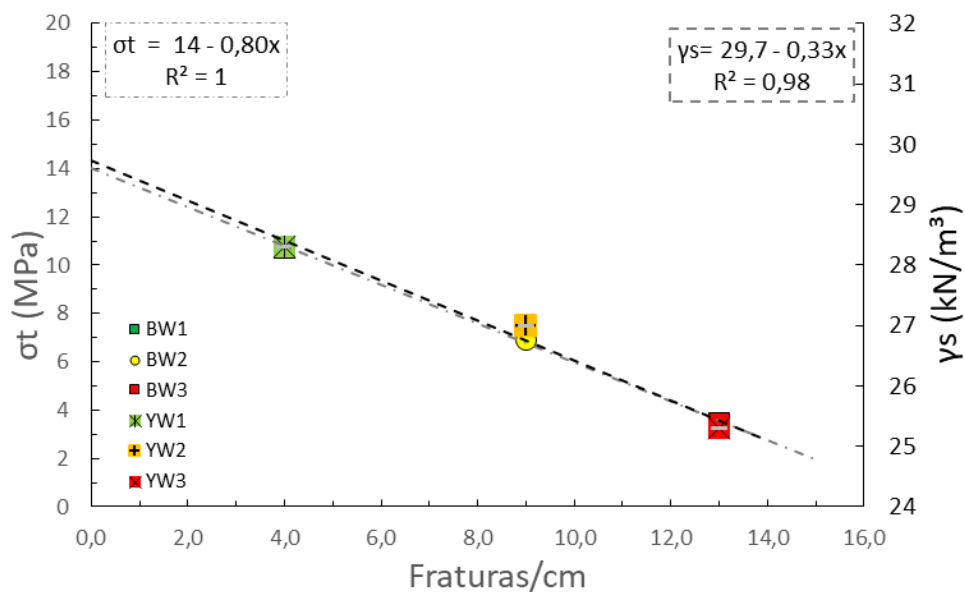
Figura 72 - Densidade Seca versus Resistência à Compressão Diametral



Fonte: Elaborado pelo Autor.

O ensaio de resistência à compressão diametral também mostrou relação direta com a quantidade de fraturas por cm, observadas nas lamina petrográficas, indicando que a quantidade de fraturas é um dos principais mecanismos que influenciam na resistência à compressão diametral (Figura 73).

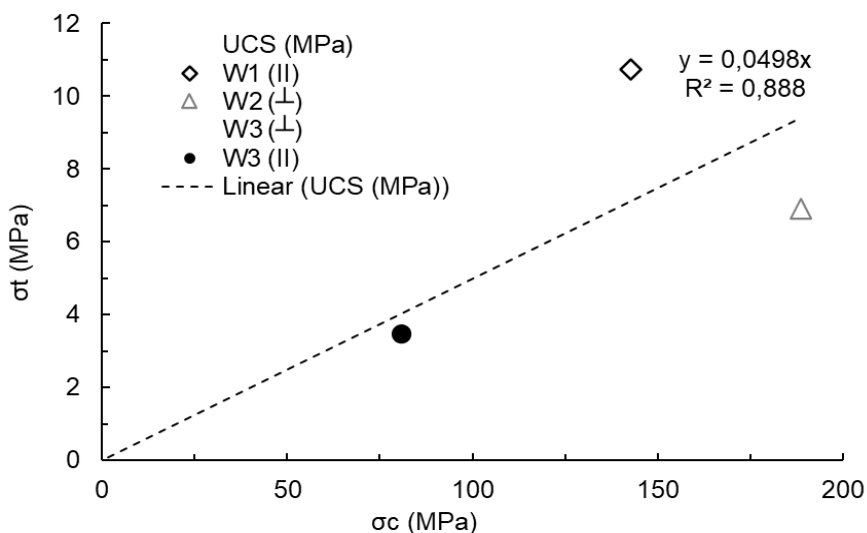
Figura 73 - Fraturas/cm versus Resistência à Compressão Diametral.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Uma relação comumente adotada para a estimativa da resistência à tração da rocha é considerar que ela tem 10% da resistência à compressão uniaxial. Apesar do presente estudo não avaliar a resistência à tração de forma direta, a resistência à compressão diametral e uniaxial teve uma relação de 7,5%, 3,66% e 4,30% para as amostras  $W_1$ ,  $W_2$  e  $W_3$ , respectivamente, indicando que o aumento do intemperismo reduz relação entre a resistência à compressão diametral e uniaxial. Como o ensaio pode ser considerado uma forma indireta de determinação da resistência à tração da amostra, considera-se o valor encontrado como satisfatório (Figura 74).

Figura 74 - Resistência à Compressão Diametral versus Resistência à Compressão Uniaxial

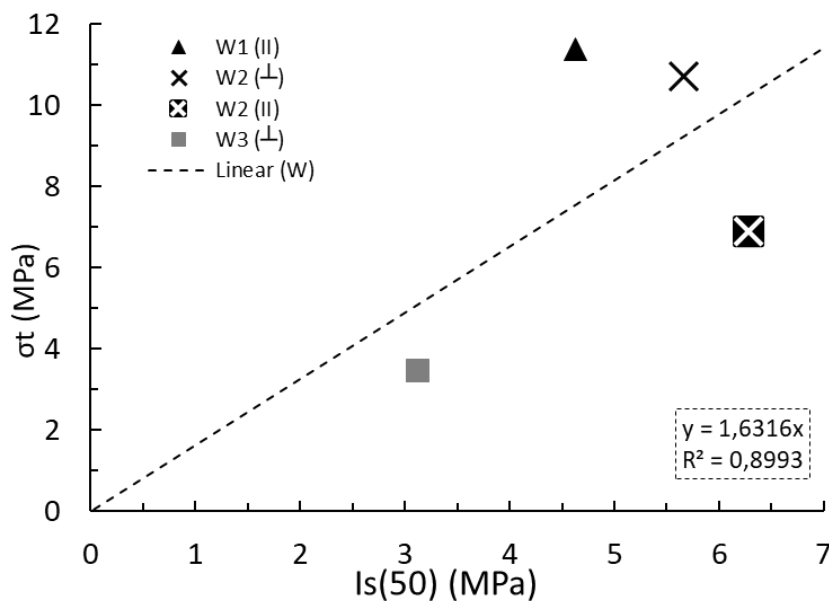


Fonte: Elaborado pelo Autor.



Por fim, outra correlação comumente adotada e que apresentou valores coerentes com a literatura foi em relação ao índice de carga pontual em relação à resistência a tração indireta. O ensaio UCS apresentou uma resistência 68% maior que as obtidas no ensaio PLT (Figura 75).

Figura 75 - Índice de Carga Pontual versus Resistência à Compressão Diametral



Fonte: Elaborado pelo Autor.

#### 4.5 COMPRESSÃO UNIAXIAL DO CONCRETO

Os resultados da compressão uniaxial do concreto apresentaram resistências conforme o esperado. Para o concreto convencional vibrado (CCV) foi obtido um Fck médio de 31,3 MPa e para o graute foi obtido um Fck médio de 45,04 MPa. Como o traço adotado apresentou valores de resistência satisfatórios em relação à previsão inicial, que eram de 30 e 40 MPa para o concreto convencional e graute, respectivamente, o mesmo foi adotado para a realização do concreto da superfície de contato do ensaio de cisalhamento direto. Na Tabela 16 apresentam-se os resultados obtidos no ensaio de compressão uniaxial do concreto.

Tabela 16 – Resultado do Ensaio de Compressão Uniaxial do Concreto

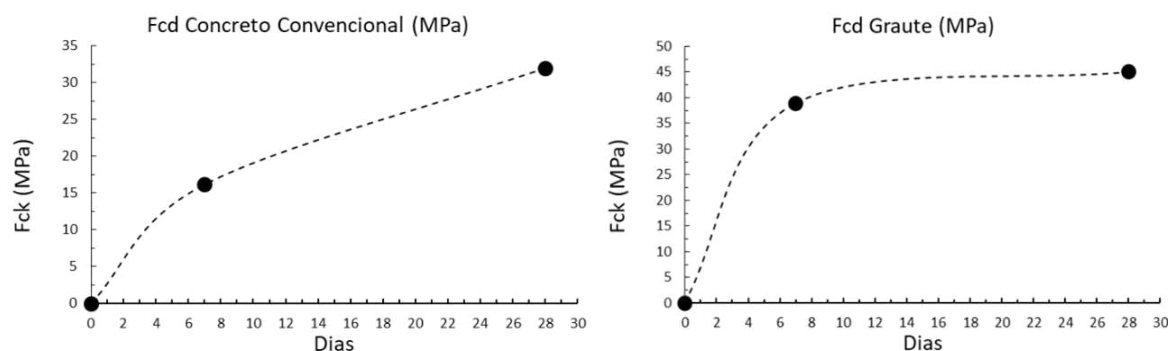
Tipo	CP. N°	Diâmetro (cm)		Altura (cm)	Carga de Ruptura (kN)	Fcd (MPa)	Fck <sub>med</sub> (MPa)
		1	2				
		CCV	322				
CCV	323	10,03	10,00	19,97	13000	16,17	
CCV	324	10,00	9,96	20,00	23760	29,77	
CCV	325	9,98	10,01	20,01	23850	29,79	<b>31,30</b>
CCV	315	9,98	10,06	20,27	27630	34,34	
Graute	1	5,00	4,99	10,00	7780	38,91	
Graute	2	5,00	5,00	10,01	9180	45,82	
Graute	3	5,01	4,98	10,00	8850	44,26	<b>45,04</b>

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Em geral, a diferença entre os resultados obtidos para o concreto convencional em relação ao graute, além da resistência à compressão uniaxial maior, que já era prevista, o Fck do graute apresentou uma dispersão menor quando comparado com o concreto convencional. Isso pode estar ligado ao maior nível de controle em relação aos materiais presentes na mistura do graute e do uso de aditivos desenvolvidos para a melhoria nas propriedades do compósito. Além disso, em função dos usos de aditivos para acelerar o processo de cura e resistência do material, o graute apresentou um ganho e resistência linear até o sétimo dia, atingindo uma resistência equivalente a 85% do Fck, sendo o Fck garantido após 14 dias (Figura 76).

Isso não foi obtido para o concreto convencional que, apesar de apresentar um ganho de resistência maior nos 7 primeiros dias, teve um ganho mais linear de resistência durante todo o período, necessitando do dobro de tempo do graute para atingir o Fck previsto.

Figura 76 - Resistência à Compressão Uniaxial do Concreto Convencional (à esquerda) e do Graute (À direita)



Fonte: Elaborado pelo Autor.

## 4.6 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO

A avaliação da resistência ao cisalhamento das superfícies de contato concreto-rocha foi separada em superfícies lisas e rugosas. Para a superfície lisa foi avaliada a influência do grau de intemperismo e a influência da adesão do concreto, sendo ensaiado superfícies  $W_1$ ,  $W_2$  e  $W_3$ . Já para as superfícies rugosas foram avaliadas a influência da rugosidade e o efeito escala.

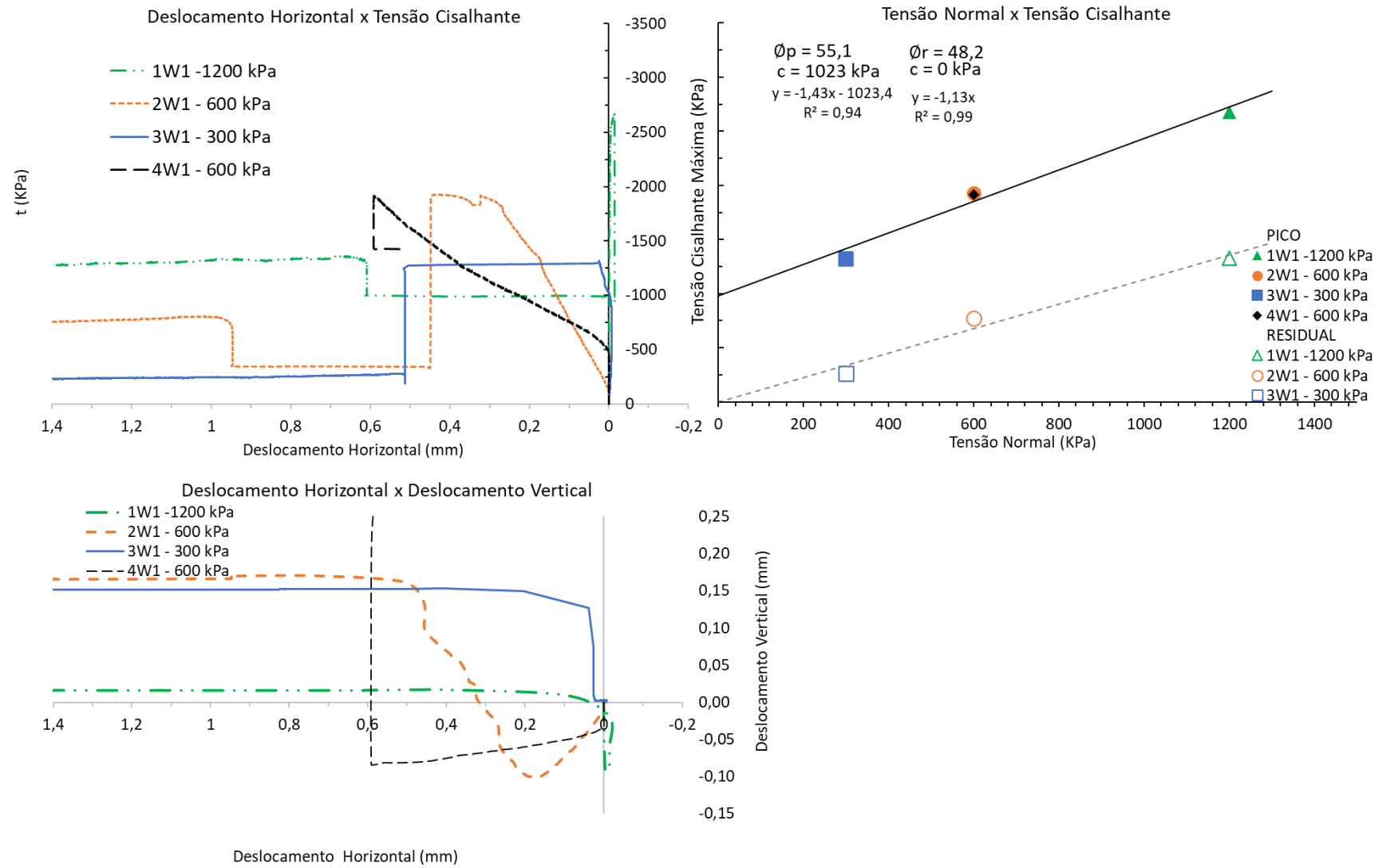
### 4.6.1 Superfícies lisas – JRC=0

#### 4.6.1.1 Amostras $W_1$

O resultado dos ensaios de cisalhamento direto para a rocha  $W_1$ , com superfície de contato lisa e aderida ao concreto, apresentaram variações significativas entre a condição de pico e residual para todas as tensões. Para a condição de pico foi encontrado uma coesão de 1023 kPa e um ângulo de atrito igual a  $55^\circ$ , já para a condição residual foi encontrado um ângulo de atrito de  $48^\circ$ .

Na Figura 77 são ilustrados os resultados obtidos para a condição de pico e residual, com os respectivos deslocamentos, horizontal e vertical, ocorridos durante o ensaio. Nota-se que tanto para baixas tensões (300 kPa) como para altas tensões (1200 kPa) os deslocamentos até a ruptura foram praticamente nulos, indicando uma condição rúptil. A amostra ensaiada a 600 kPa ( $2W_1$ ) apresentou um deslocamento de 0,2 mm para atingir a condição de pico, e pode ser considerado como um comportamento rúptil, uma vez que o pequeno deslocamento pode estar associado a uma acomodação inicial do conjunto. Isso pode ser observado na amostra  $4W_1$  (600 kPa), que teve ser repetida em função da caixa inferior não estar totalmente fixada e travada durante o ensaio.

Figura 77 - Ensaio de Cisalhamento Direto – W1 (JRC = 0 - Superfície Lisa).



Fonte: Elaborado pelo Autor.

A Figura 78 ilustra a condição da superfície após a realização do ensaio. A ruptura ocorreu na interface concreto-rocha sem danificar nem a matriz rochosa, nem a matriz cimentícia.

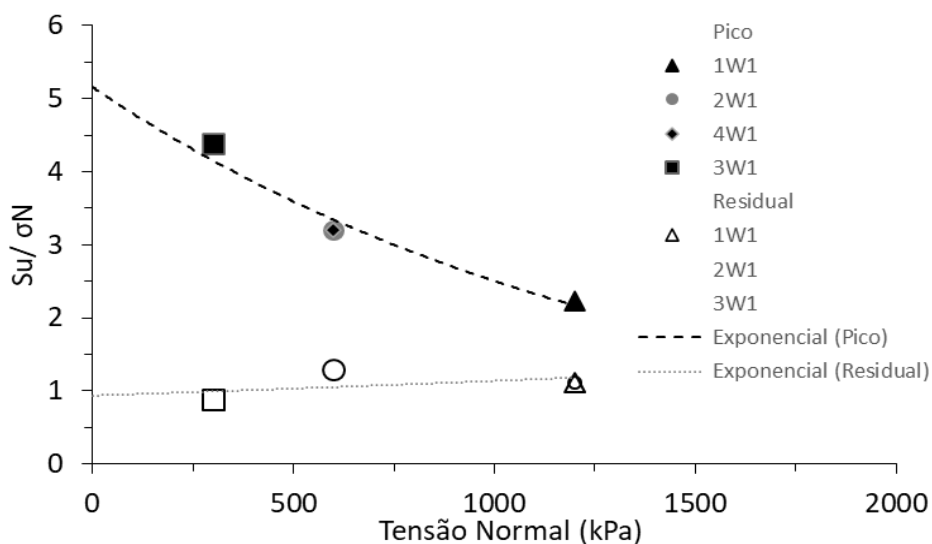
Figura 78 - Amostras  $w_1$  – Superfície lisa pós ruptura



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Ao avaliar a razão de resistência em relação à tensão normal ( $S_u/\sigma_N$ ) (Figura 79) os resultados deixam evidente que a razão de resistência é reduzida com o aumento da tensão normal, mas não totalmente perdida para tensões de 1200 kPa ao ponto de se igualar à condição residual.

Figura 79 - Razão de resistência  $S_u/\sigma_N$  - Ensaio de Cisalhamento Direto –  $w_1$  JRC igual a 0 (superfície lisa)

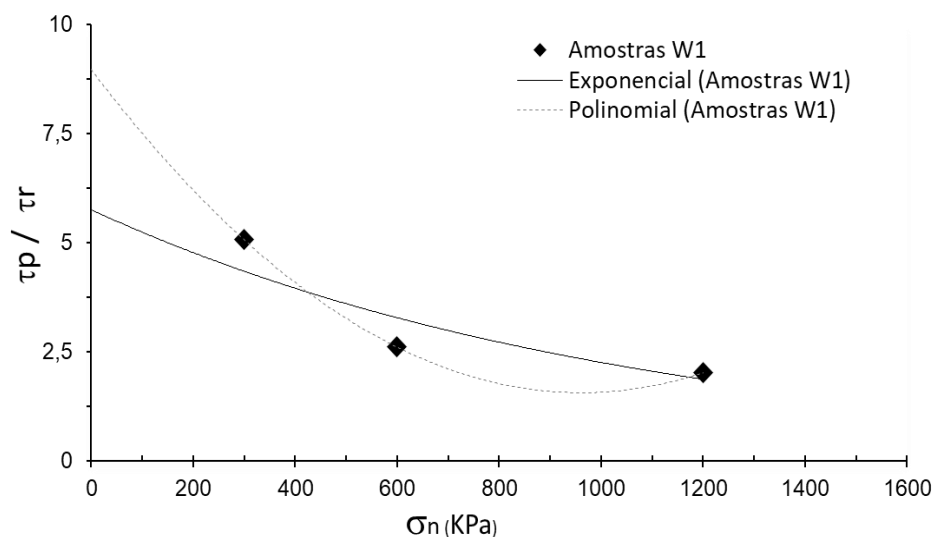


Fonte: Elaborado pelo Autor.

Quando comparado a razão de resistência entre a condição de pico e residual, em função das diferentes tensões ensaiadas, houve uma razão de 5 (cinco) vezes para as amostras ensaiadas em baixas tensões (300 kPa) e de 2,5 (duas vezes e meia) para altas tensões (1200 kPa). Ou seja, em baixas tensões a influência da

adesão na condição de pico proporcionou um ganho duas vezes maior na resistência quando comparado com as amostras ensaiadas em altas tensões, como pode ser observado na Figura 80.

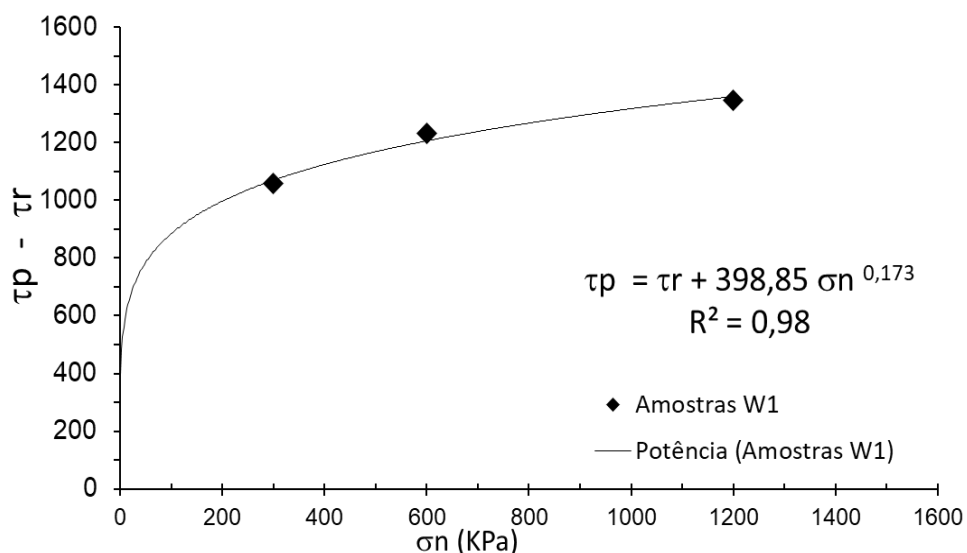
Figura 80 - Razão de resistência de pico e residual - Ensaio de Cisalhamento Direto –  $w_1$  JRC igual a 0 (superfície lisa)



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Por fim, em termos de tensões cisalhantes a diferença entre a condição de pico e a residual foi de pelo menos 1000 kPa para amostras ensaiadas em baixas tensões (300 kPa), tendo um comportamento satisfatório para uma equação potencial (Figura 81).

Figura 81 - Relação entre a resistência de pico e residual - Ensaio de Cisalhamento Direto –  $w_1$  JRC igual a 0 (superfície lisa)



Fonte: Elaborado pelo Autor.

#### 4.6.1.2 Amostras W<sub>2</sub>

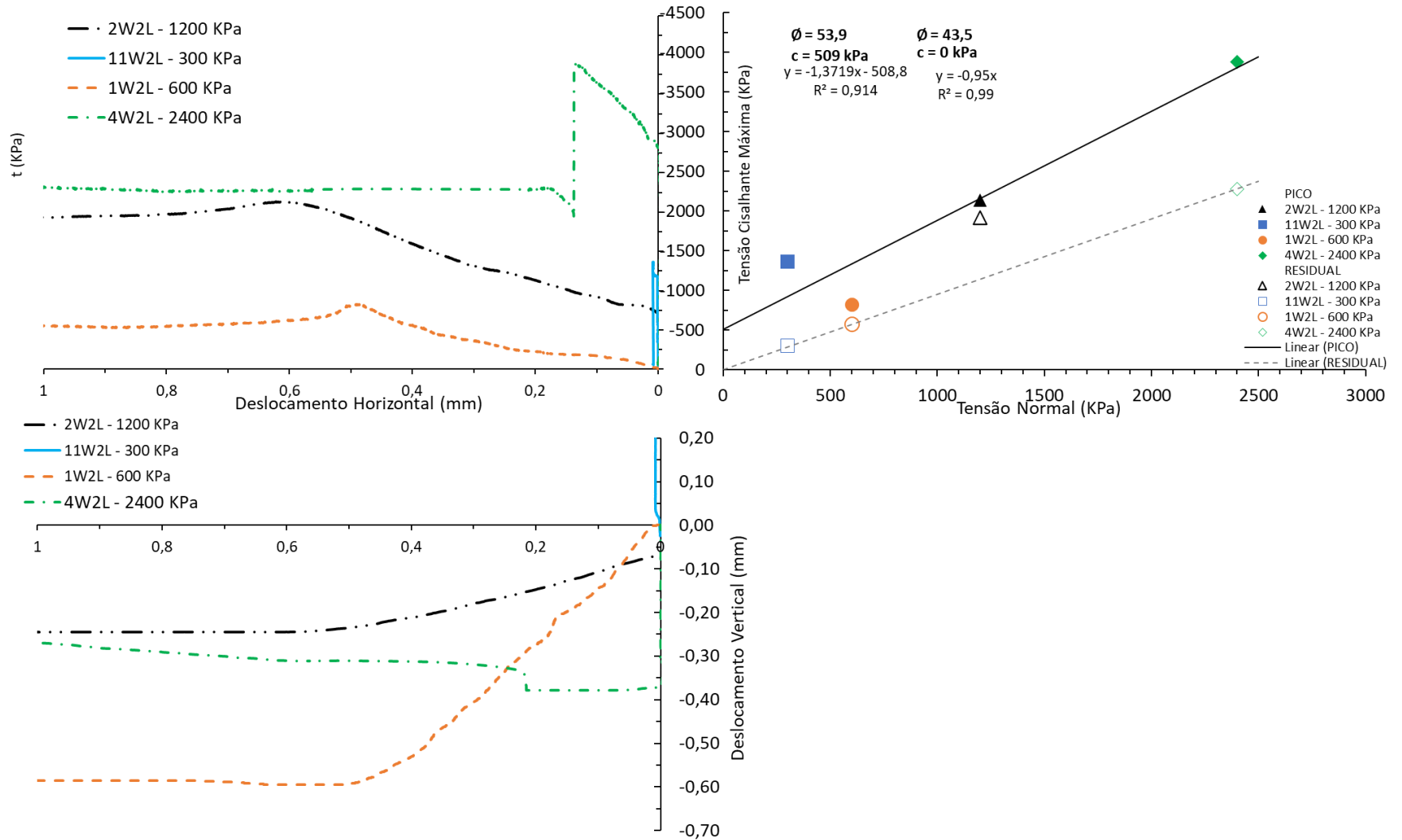
O resultado dos ensaios de cisalhamento direto da rocha W<sub>2</sub>, com superfície de contato lisa e aderidas ao concreto, foram as que apresentaram maiores dificuldades de interpretação, já que houve um comportamento de deformação diferente entre as amostras e maiores dispersões nos resultados.

Na Figura 82 fica claro uma diferença de comportamento entre as amostras de 600 e 1200 kPa em relação às amostras de 300 e 2400 kPa. Enquanto as amostras ensaiadas nas tensões normais de 600 e 1200 kPa apresentaram deslocamento consideráveis (0,6 mm) até atingir a ruptura, as amostras ensaiadas nas tensões normais de 300 e 2400 kPa apresentaram deslocamentos mais próximos do esperado para superfícies aderidas. A pequena diferença entre as tensões de pico e residual para as amostras ensaiadas a 600 e 1200 kPa pode estar associada à baixa condição de adesão da amostra na superfície, que pode ter sido comprometida no preparo.

A superfície de contato W<sub>2</sub> resultou em uma coesão de 509 kPa e um ângulo de atrito de 53,9° para a condição de pico. Já para a condição residual foi encontrado um ângulo de atrito de 43,5° e coesão nula.

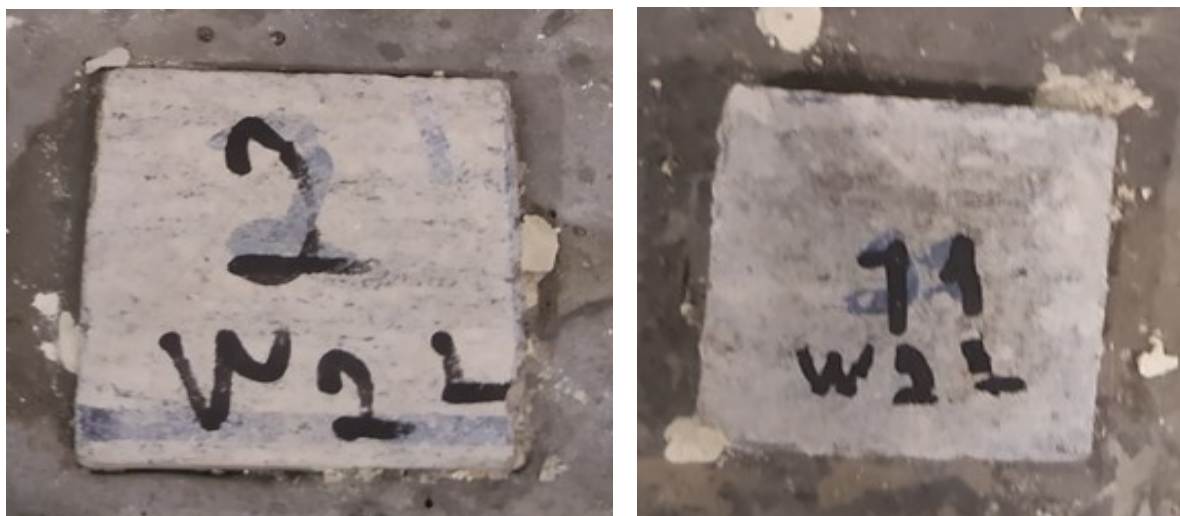
Como nas amostras W<sub>1</sub>, as rupturas das amostras W<sub>2</sub> passaram integralmente pela interface concreto-rocha. A Figura 83 ilustra a condição final de duas amostras após o ensaio de cisalhamento direto.

Figura 82 - Ensaio de Cisalhamento Direto – W<sub>2</sub> (JRC = 0 - Superfície Lisa).



Fonte: Elaborado pelo Autor.

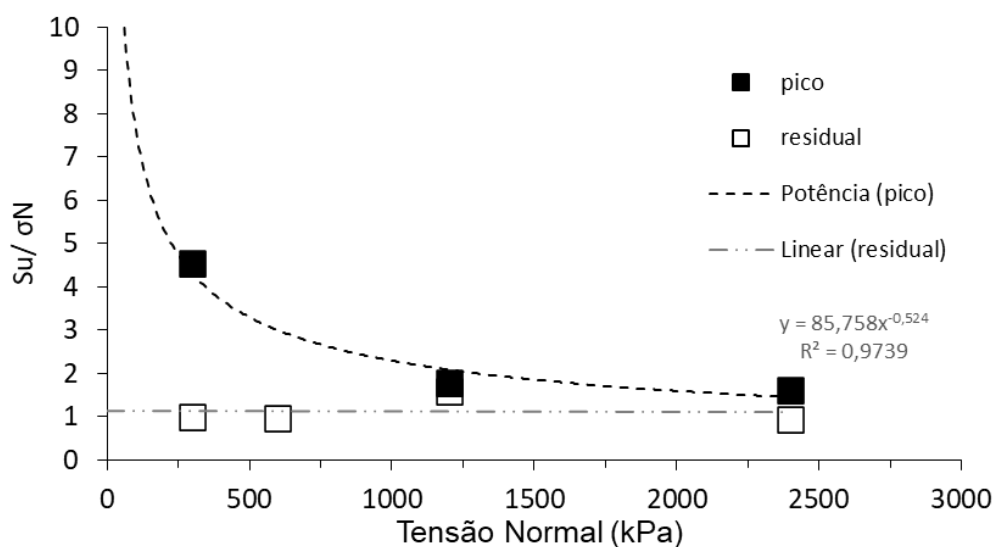


Figura 83 - Amostras W<sub>2</sub> – Superfície lisa pós ruptura.

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Como observado nas amostras W<sub>1</sub>, os resultados deixaram evidente uma redução da razão de resistência com o aumento da tensão normal, tendo uma razão praticamente equivalente entre as tensões de 1200 e 2400 kPa, conforme ilustrado pela Figura 84 a seguir.

Figura 84 - Razão de resistência  $S_u/\sigma_N$  - Ensaio de Cisalhamento Direto – W<sub>2</sub> JRC igual a 0 (superfície lisa)



Fonte: Elaborado pelo Autor.

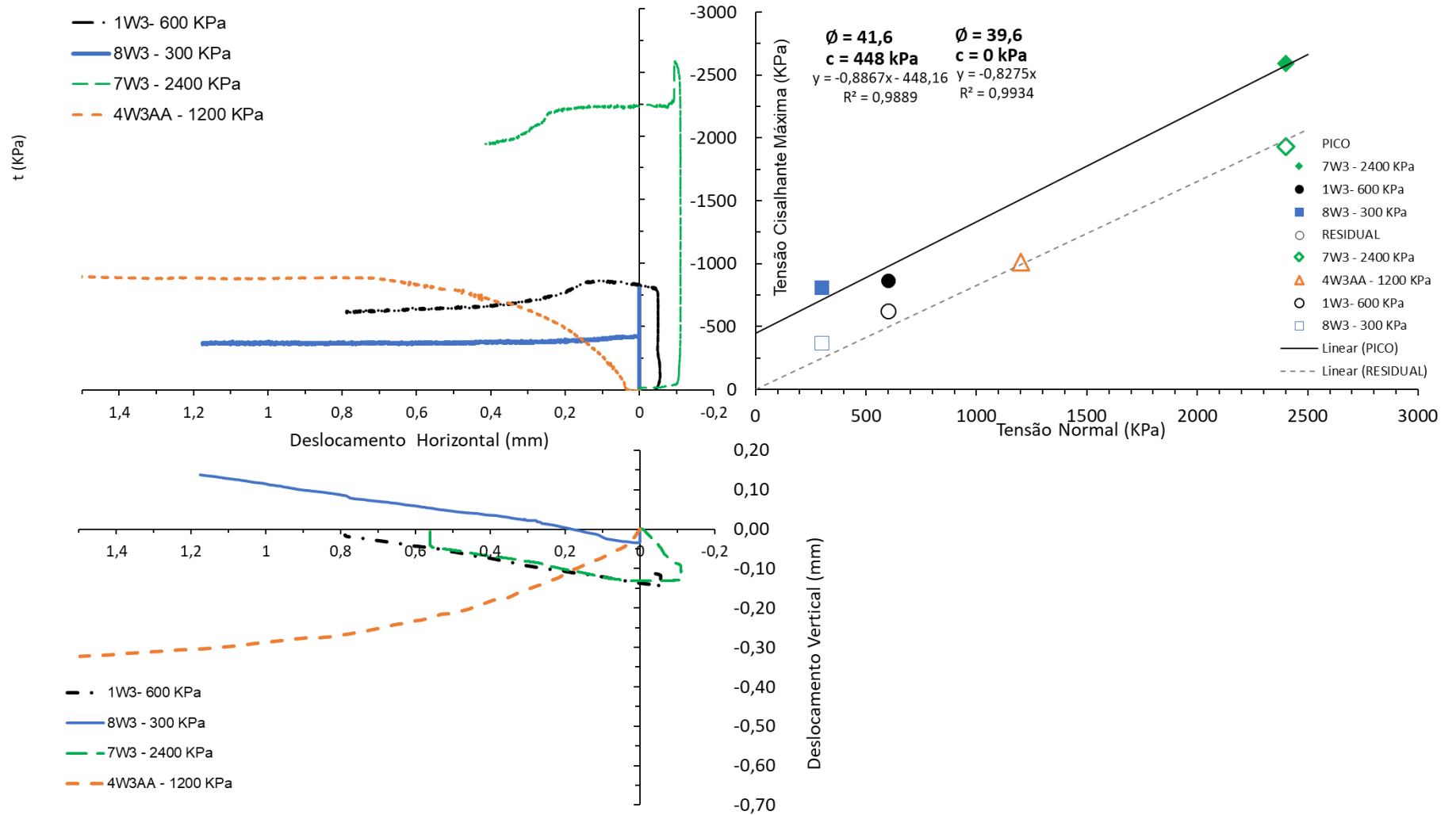
#### 4.6.1.3 Amostras W<sub>3</sub>

O resultado dos ensaios de cisalhamento direto da superfície de contato W<sub>3</sub>, lisa e aderidas ao concreto, apresentaram resultados satisfatórios e coerentes com o comportamento esperado, uma vez que houve uma redução nos parâmetros de resistência com certa correlação entre os resultados encontrados para as amostras W<sub>1</sub> e W<sub>2</sub>.

Em termos de deformação, com exceção da amostra ensaiada a 1200 kPa, que não apresentou comportamento de pico, todas as amostras apresentaram comportamento dúctil e deslocamentos antes da ruptura desprezíveis.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento da superfície de contato das amostras W<sub>3</sub> resultaram em uma coesão de 448 kPa e um ângulo de atrito de 41,6°. Já para a condição residual foi encontrado um ângulo de atrito de 39,6° e coesão nula. A Figura 85 ilustra os resultados obtidos para as amostras W<sub>3</sub>.

Figura 85 - Ensaio de Cisalhamento Direto – W<sub>3</sub> (JRC = 0 - Superfície Lisa)



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Diferente das amostras  $W_1$  e  $W_2$ , as amostras  $W_3$  após a ruptura apresentaram maior fragilidade e quebras na região das extremidades, provavelmente em função da concentração de tensões nessas regiões. Tal condição confirma uma condição mais frável e menos resistente da rocha. A Figura 86 ilustra a condição de duas amostras após a ruptura.

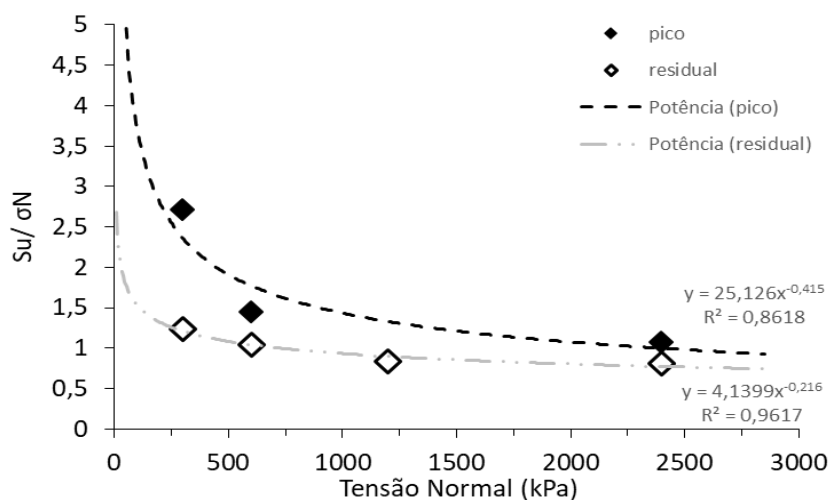
Figura 86 - Amostras  $W_3$  – Superfície lisa pós ruptura



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Em termos de razão de resistência foi observado um comportamento semelhante quando comparado com as amostras  $W_1$  e  $W_2$ , tendo uma razão de resistência maior para baixas tensões. Entretanto, além de ser identificado uma redução da razão de resistência quando comparado com as amostras  $W_1$  e  $W_2$ , foi identificado uma redução mais acentuada de sua influência com o aumento da tensão normal, indicando pouca diferença da resistência de pico em relação residual a partir de 1200 kPa, conforme ilustrado pela Figura 87 a seguir.

Figura 87 - Razão de resistência  $S_u/\sigma_N$  - Ensaio de Cisalhamento Direto –  $W_3$  JRC igual a 0 (superfície lisa)



Fonte: Elaborado pelo Autor.

#### 4.6.1.4 Amostras $W_2$ (Graute)

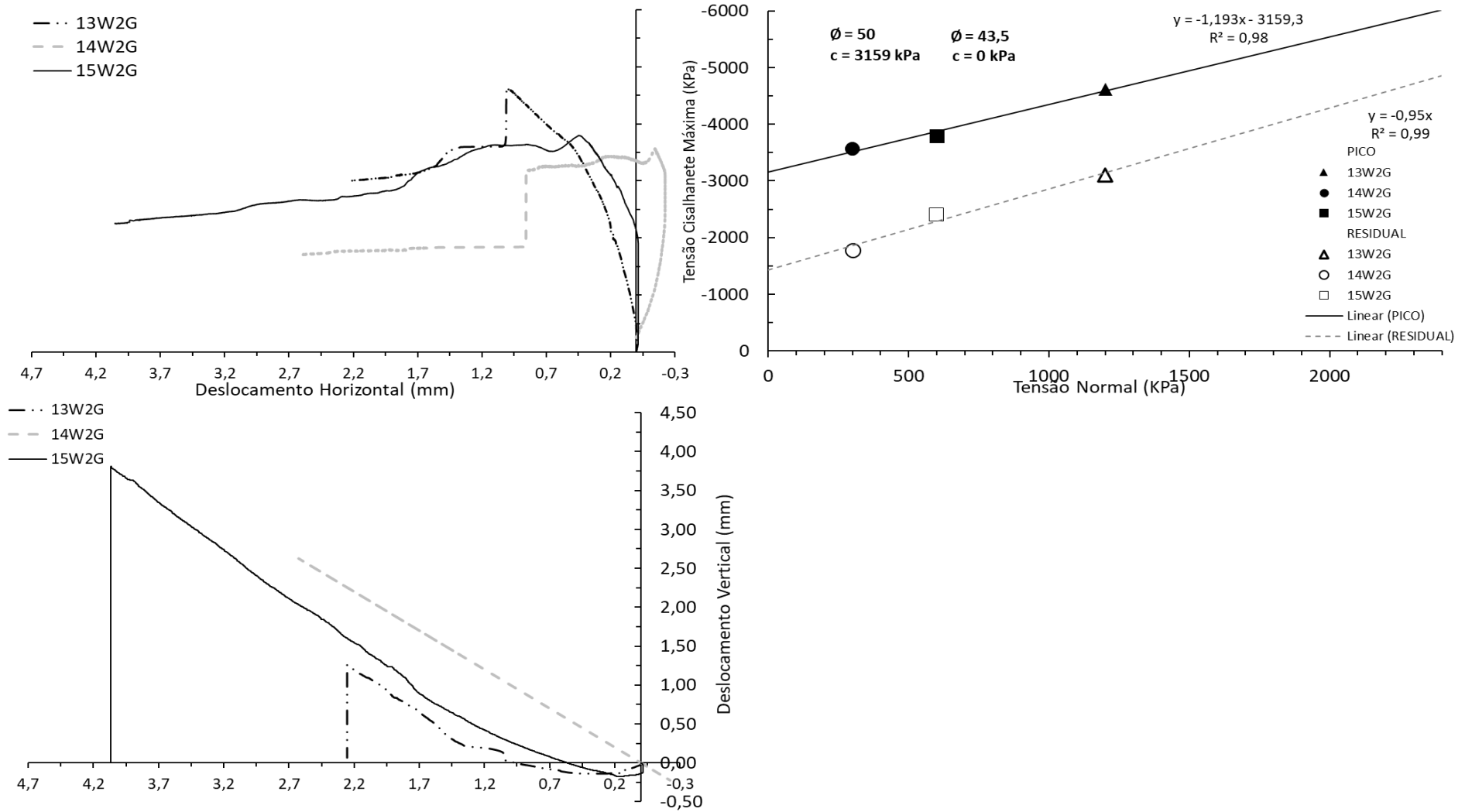
Diferente dos demais ensaios, as amostras com graute foram as únicas que apresentaram parte da ruptura na matriz rochosa ou na matriz cimentícia, indicando que a adesão da superfície de contato foi suficiente para modificar o mecanismo de fraturas para outros pontos de fragilidade da rocha ou do compósito, como microfissuras, por exemplo.

Além disso, os resultados mostraram uma resistência ao cisalhamento elevada tanto na condição de pico como residual. Para efeito de comparação, as superfícies de contato graute-rocha apresentaram uma coesão quatro vezes maior que a coesão encontrada na superfície de contato concreto-rocha. Entretanto, como a ruptura da amostra não passou totalmente pela superfície de contato lisa, o mecanismo de ruptura foi influenciado e os parâmetros de resistência definidos podem ter sido comprometidos, quando comparado com amostras que tiveram sua ruptura passando pelo contato.

De maneira geral, em termos de parâmetros de resistência foi encontrada uma coesão de 3159 kPa e um ângulo de atrito de  $50^\circ$  para a condição de pico e, se considerado o comportamento bilinear de Patton (1996) para a condição residual, o ângulo de atrito encontrado foi  $43,5^\circ$ .

Em se tratando de deformação, notou-se um comportamento dilatante para todas as amostras, diferente das amostras ensaiadas com concreto convencional, que apresentaram tanto deslocamentos ascendentes como descendentes.

Figura 88 - Envoltória de Resistência - Ensaio de Cisalhamento Direto – Superfície Lisa – Graute-Rocha



Fonte: Elaborado pelo Autor.

A Figura 89 ilustra como o comportamento da ruptura foi diferente nas amostras com o uso de graute e não se iniciou pela superfície de contato e sim pelas matrizes.

Figura 89 - Amostras W2 – Graute-Rocha – Superfície lisa após ruptura.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

#### 4.6.1.5 Avaliação

Em geral, foi encontrada uma relação direta entre o grau de intemperismo e a resistência ao cisalhamento direto de superfícies de contato concreto-rocha, tendo uma influência considerável nos resultados obtidos.

Ao comparar os resultados entre as superfícies  $W_1$  e  $W_2$ , notou-se uma redução no ângulo de atrito de  $55^\circ$  para  $53,9^\circ$  e uma redução na coesão de 1023 kPa para 509 kPa. Já a diferença entre as amostras  $W_2$  e  $W_3$  teve uma variação mais significativa, tendo uma redução do ângulo de atrito de  $53,9^\circ$  para  $41,6^\circ$ , e uma redução na coesão de 509 kPa para 448 kPa.

Os parâmetros de resistência de pico supracitados mostram um ângulo de atrito próximo para as amostras  $W_1$  e  $W_2$ . Por outro lado, a amostra  $W_3$  teve uma redução de, aproximadamente,  $12^\circ$  em relação ao ângulo de atrito da rocha  $W_2$ . Esses resultados apresentaram relação direta com as conclusões definidas a partir das propriedades físicas da rocha.

Já em termos de resistência residual, os resultados mostraram certa proporcionalidade entre os ângulos de atrito, tendo uma redução de, aproximadamente,  $5^\circ$  entre os níveis  $W_1$ ,  $W_2$  e  $W_3$ , respectivamente.

Ao avaliar a diferença entre as condições de pico e residual, constata-se que as amostras  $W_1$  e  $W_2$  tiveram uma diferença de  $7^\circ$  e  $10^\circ$ , respectivamente, e as amostras  $W_3$  tiveram uma diferença menor, de  $2^\circ$ . Essa diferença está diretamente ligada ao aspecto mineralógico das amostras  $W_3$ , que apresentou uma alteração intempérica mais significativa quando comparado com as amostras  $W_1$  e  $W_2$ . Enquanto as amostras  $W_1$  e  $W_2$  apresentaram 1% de produtos intempéricos, a amostra  $W_3$  apresentou 4%. Dessa forma, entende-se que a condição de alteração da rocha e a grande quantidade de fraturas/cm da amostra foi suficiente para reduzir o ângulo de atrito de pico para valores próximos ao residual na rocha  $W_3$ .

Em termos de coesão foi identificado uma redução entre as amostras  $W_1$  e  $W_2$  de 514 kPa, e uma redução de apenas 64 kPa entre as amostras  $W_2$  e  $W_3$ . O resultado pode estar relacionado à quantidade de fraturas/cm observada nas lâminas petrográficas, já que, enquanto a amostra  $W_1$  apresentava um grau de fraturamento menor, em torno de 3 fraturas por cm, as amostras  $W_2$  e  $W_3$  apresentavam grau de fraturamento mais próximos, em torno de 11 e 16 fraturas/cm, respectivamente.

Já os resultados dos ensaios de cisalhamento direto da interface graute-rocha mostraram que o tipo de concreto tem elevada influência na resistência, sendo uma variável importante a ser considerada na avaliação dos resultados. Os resultados ratificam a importância da preparação da superfície de contato do concreto-rocha, seja a partir da adoção de limpezas detalhadas e/ou pela adoção de concretos com capacidade de garantir uma boa adesão na superfície, seja a partir do uso de graute, concreto usinado de alta resistência, aditivos etc. A Tabela 17 resume os parâmetros de resistência obtidos para superfícies lisas e aderidas ao concreto, para diferentes níveis de alteração.

Tabela 17 – Parâmetros de resistência obtido para superfícies lisas (JRC = 0).

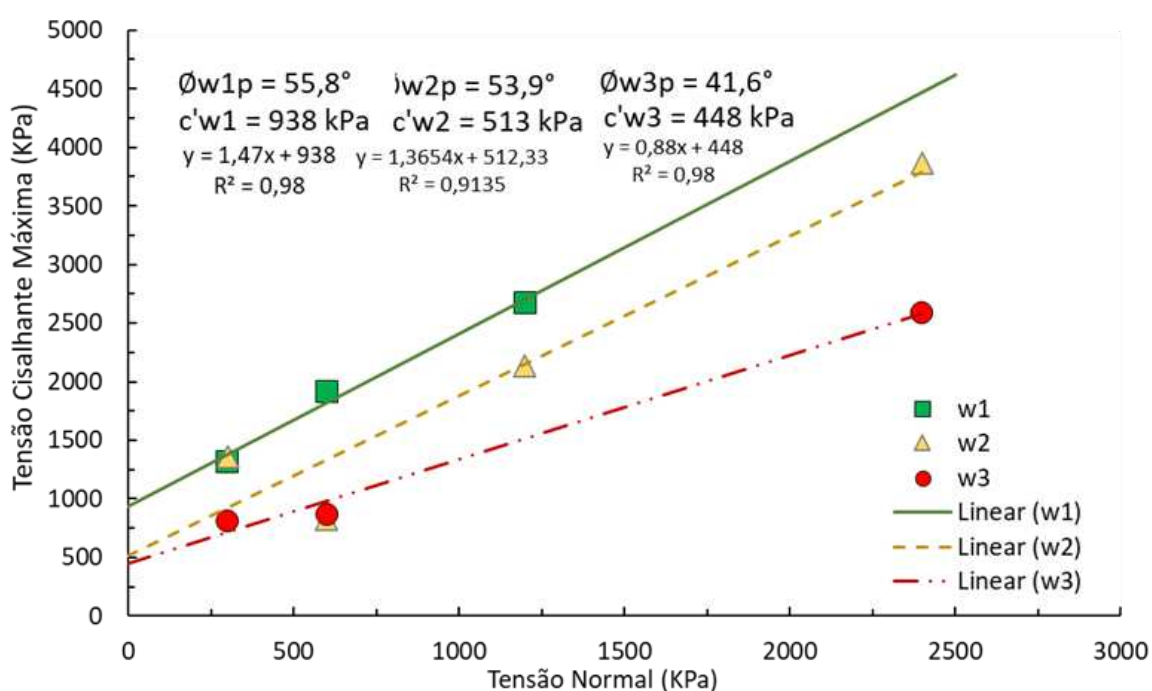
Tipo	Condição	Unidade	Grau de Intemperismo (W)			
			W1 (CCV)	W2 (CCV)	W3 (CCV)	W2 (Graute)
<b>JRC = 0</b>	Pico	C (kPa)	1.023	509	448	3.160
		$\varphi'$ ( $^\circ$ )	55,1	53,9	41,6	50,0
	Residual	C (kPa)	0	0	0	0
		$\varphi'$ ( $^\circ$ )	48,2	43,5	39,6	43,5

Fonte: Elaborado pelo Autor.



A Figura 90 deixa claro como o nível de intemperismo afeta tanto o ângulo de atrito como a coesão. Os resultados indicam que as amostras W<sub>2</sub> apresentaram pouca diferença em relação ao ângulo de atrito da amostra W<sub>1</sub>, mas teve uma redução significativa na coesão, chegando a resultados próximos aos encontrados para as amostras W<sub>3</sub>. Já a amostra W<sub>3</sub>, por apresentar maior produto intempérico em sua composição, apresentou uma redução significativa do ângulo de atrito.

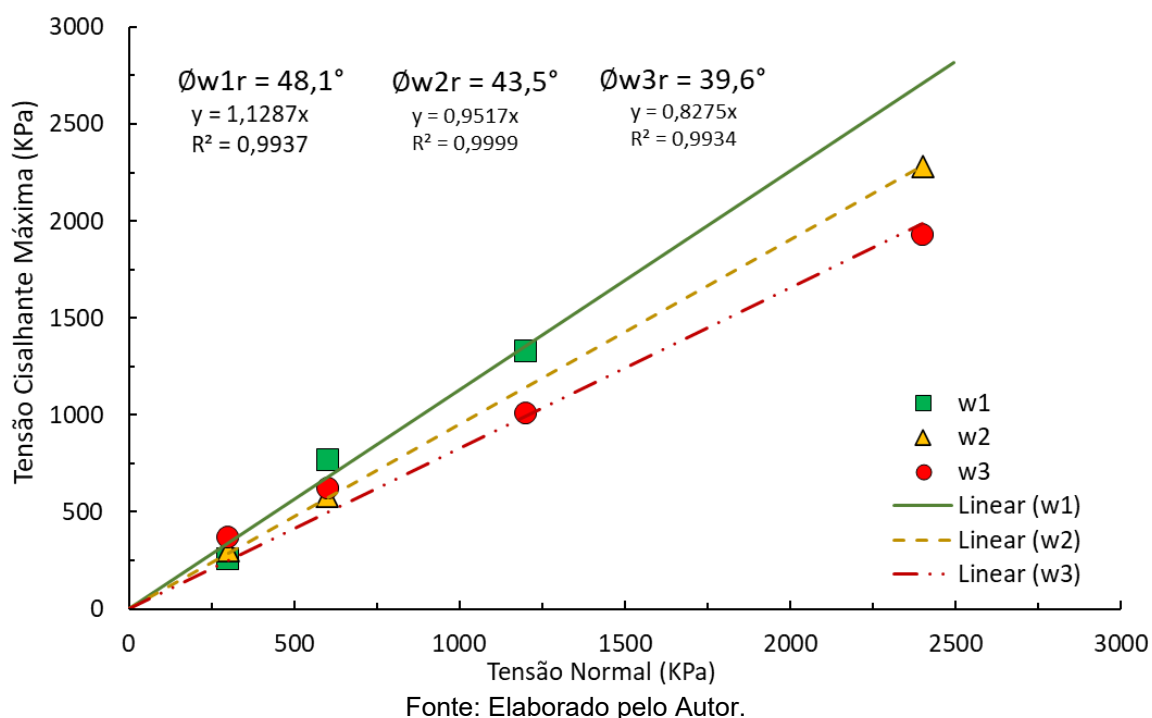
Figura 90 - Envoltória de Resistência de Pico - Ensaio de Cisalhamento Direto – Superfície Lisa – W<sub>1</sub>, W<sub>2</sub> e W<sub>3</sub>.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

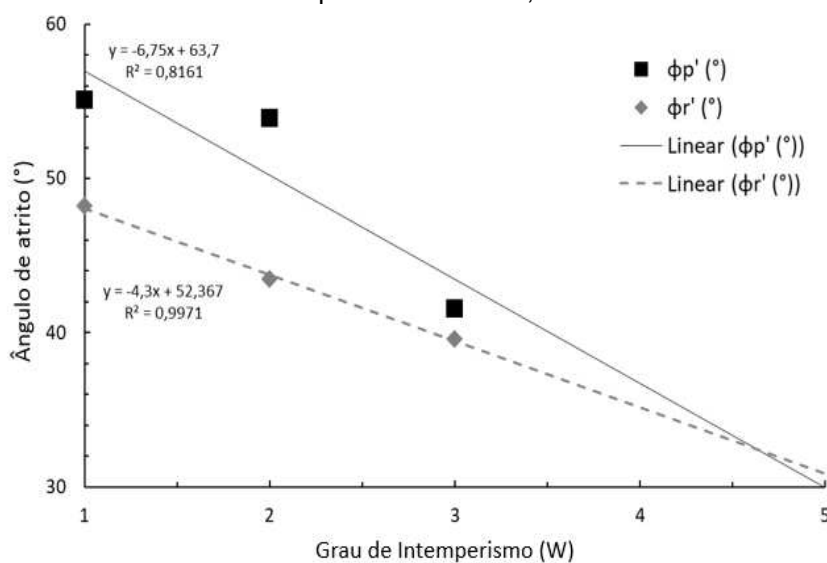
Em termos residuais, a Figura 91 ilustra como o ângulo de atrito também teve uma redução em função do nível de intemperismo da amostra. Entretanto, diferentemente da condição de pico, em que o ângulo de atrito das amostras W<sub>1</sub> e W<sub>2</sub> apresentaram valores próximos, a condição residual apresentou uma variação maior, obtendo uma redução de 15% na resistência ao cisalhamento, ou aproximadamente 4° de diferença entre as amostras W<sub>1</sub>, W<sub>2</sub> e W<sub>3</sub>.

Figura 91 - Envoltória de Resistência Residual - Ensaio de Cisalhamento Direto – Superfície Lisa – W<sub>1</sub>, W<sub>2</sub> e W<sub>3</sub>.



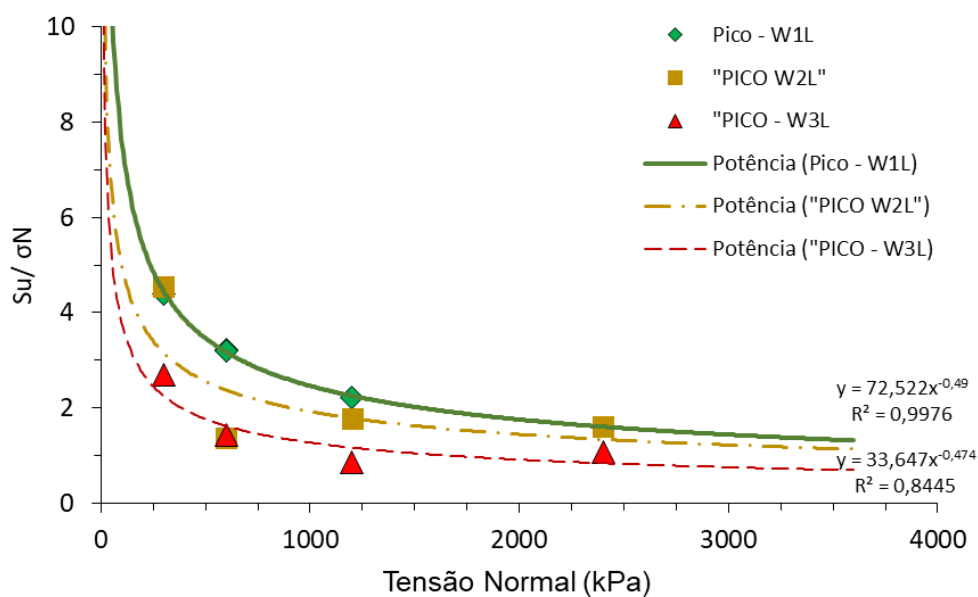
A Figura 92 ilustra a diferença entre a condição de pico e residual em relação ao grau de intemperismo da rocha. Nota-se que a equação linear obtida para o ângulo de atrito de pico apresentou um  $R^2 = 0,82$ , menor representatividade quando comparado com a condição residual, que apresentou um  $R^2 = 0,997$ .

Figura 92 - Correlação entre ângulo de atrito e Grau de Intemperismo - Ensaio de Cisalhamento Direto – Superfície Lisa – W<sub>1</sub>, W<sub>2</sub> e W<sub>3</sub>.



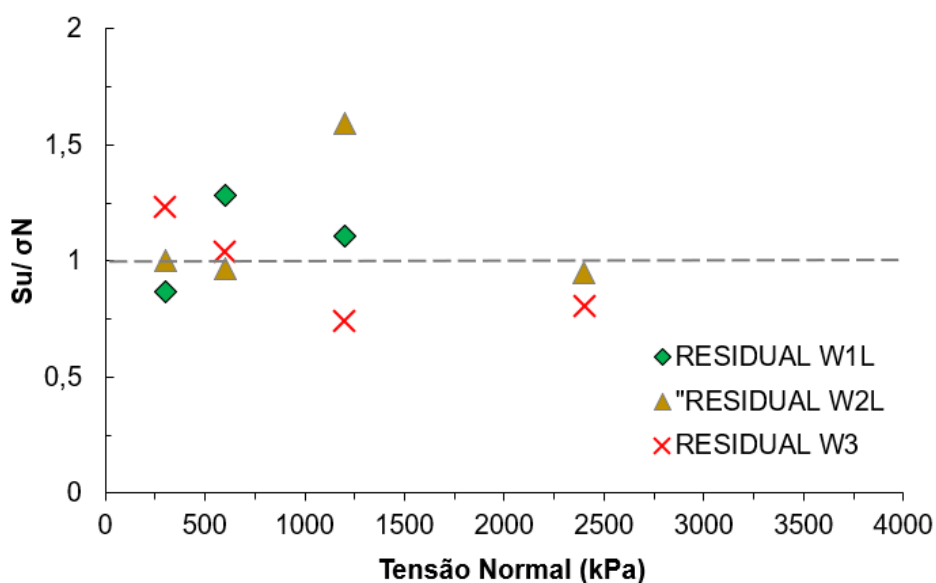
Já na Figura 93 e Figura 94 é ilustrado um comparativo entre as razões de resistência ao cisalhamento em relação à tensão normal para os diferentes níveis de imtemperismo, indicando certa proporcionalidade dos resultados. Para a condição de pico os resultados apresentaram um comportamento potencial e para a condição residual, independente do grau de imtemperismo, os valores ficaram próximos de 1.

Figura 93 – Razão de Resistência  $S_u/\sigma_n$  (Pico) versus Tensão Normal - Ensaio de Cisalhamento Direto – Superfície Lisa – W1, W2 e W3.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

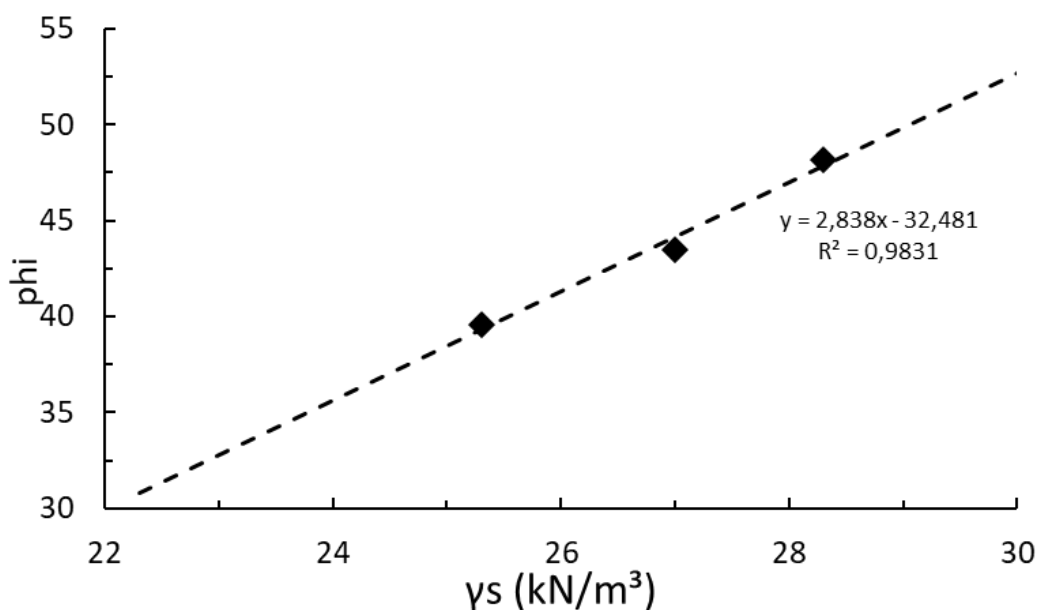
Figura 94 - Razão de Resistência  $S_u/\sigma_N$  (Residual) versus Tensão Normal - Ensaio de Cisalhamento Direto – Superfície Lisa – W1, W2 e W3.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Como a densidade da matriz está diretamente relacionada ao seu grau de intemperismo, também foi encontrada uma relação direta (Figura 95) entre a densidade seca da rocha com o ângulo de atrito residual.

Figura 95 Correlação entre a Densidade Seca da Matriz Rochosa e ângulo de atrito residual  $W_1$ ,  $W_2$  e  $W_3$ .



Fonte: Elaborado pelo Autor.

#### 4.6.2 Superfícies rugosas – $W_2$

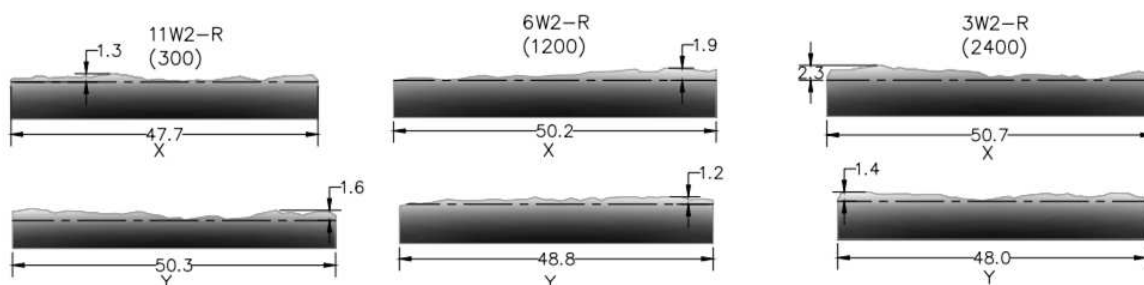
##### 4.6.2.1 Superfície Pouco Rugosa – JRC de 4 a 6

Em geral, os resultados obtidos para as amostras com superfície pouco rugosas (JRC entre 4 e 6) mostraram uma diferença significativa entre a resistência de pico e residual em todas as tensões ensaiadas, tendo a resistência de pico o dobro da resistência residual. Como os resultados apresentaram uma certa proporcionalidade em relação à perda de resistência, independente da tensão normal aplicada, houve pouca diferença entre o ângulo de atrito na condição de pico ( $\phi_p$ ) e residual ( $\phi_r$ ).

Na Figura 96 são ilustrados os perfis das superfícies ensaiadas que, em geral, apresentavam uma amplitude entre 1,2 a 2,3 mm. Como as amostras apresentavam

baixo JRC, houve pouca diferença entre o perfil de rugosidade na direção perpendicular (lado x da amostra) e paralela (lado y amostra) ao deslocamento

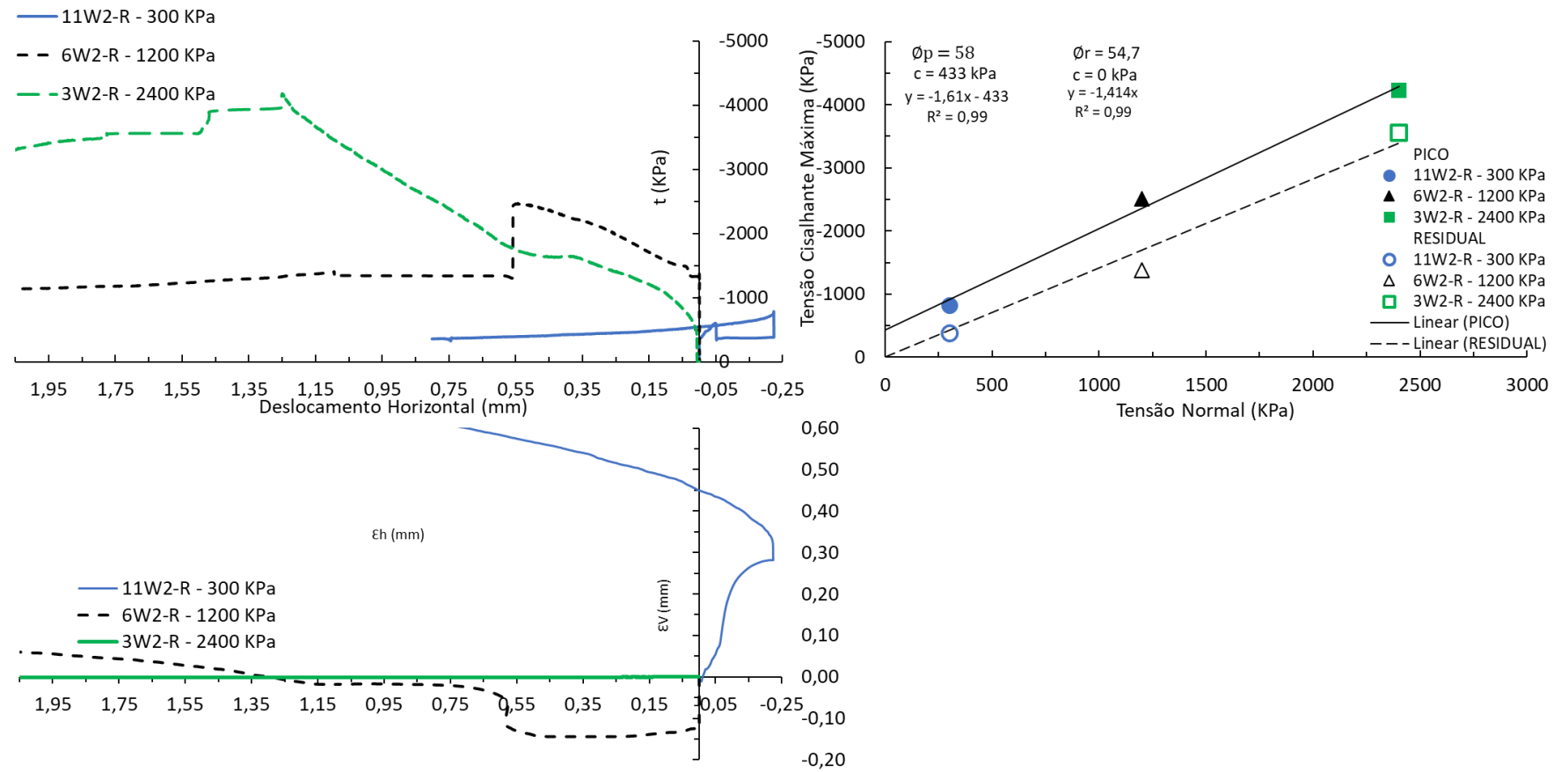
Figura 96 - Perfil das amostras ensaiadas (JRC de 4 a 6).



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Na Figura 97 são ilustrados os resultados obtidos para os ensaios realizados com JRC de 4 a 6. Como na superfície lisa, os deslocamentos das amostras deixam claro uma adesão mínima de 400 kPa antes da superfície perder a adesão do concreto e começar a deslocar.

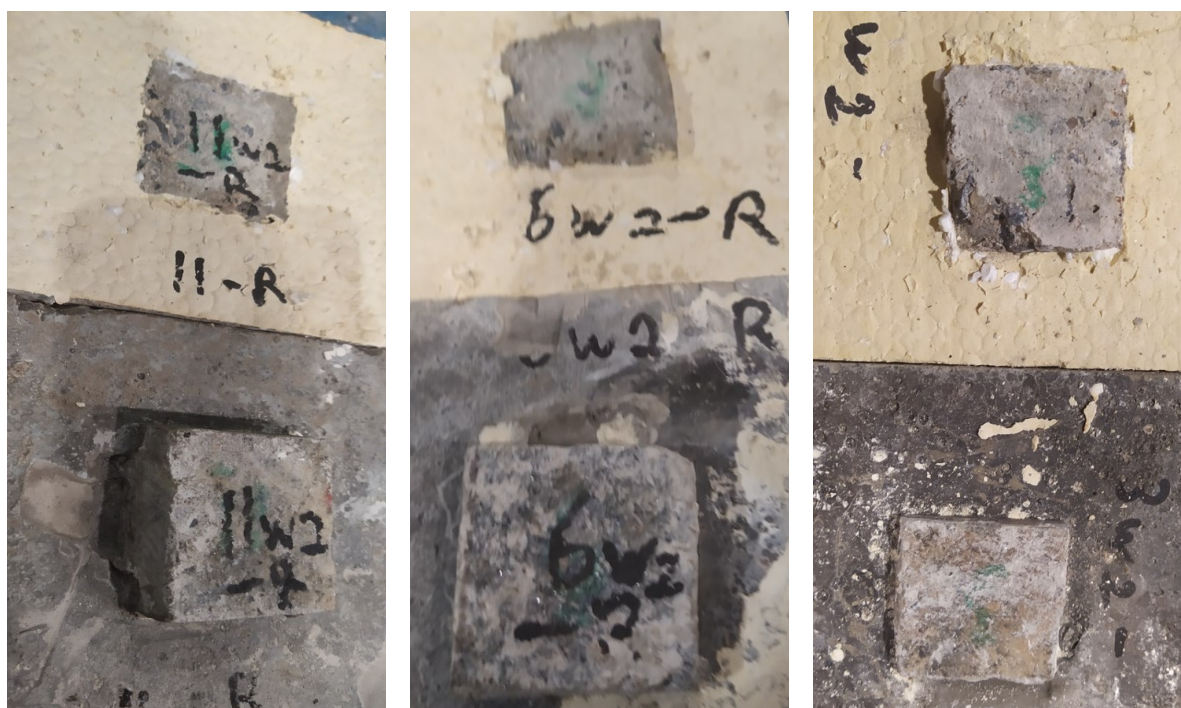
Figura 97 - Ensaio de Cisalhamento Direto – JRC de 4 a 6.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

A Figura 98 ilustra a condição das amostras após a ruptura. Constatou-se que a ruptura passou pelo contato sem danificar as matrizes, tendo apenas uma ruptura na extremidade da matriz de concreto ensaiada na maior tensão de 2400 kPa (3W2-R, Figura 99 à esquerda), provavelmente, devido à elevada concentração de tensões nessa região diferente o ensaio.

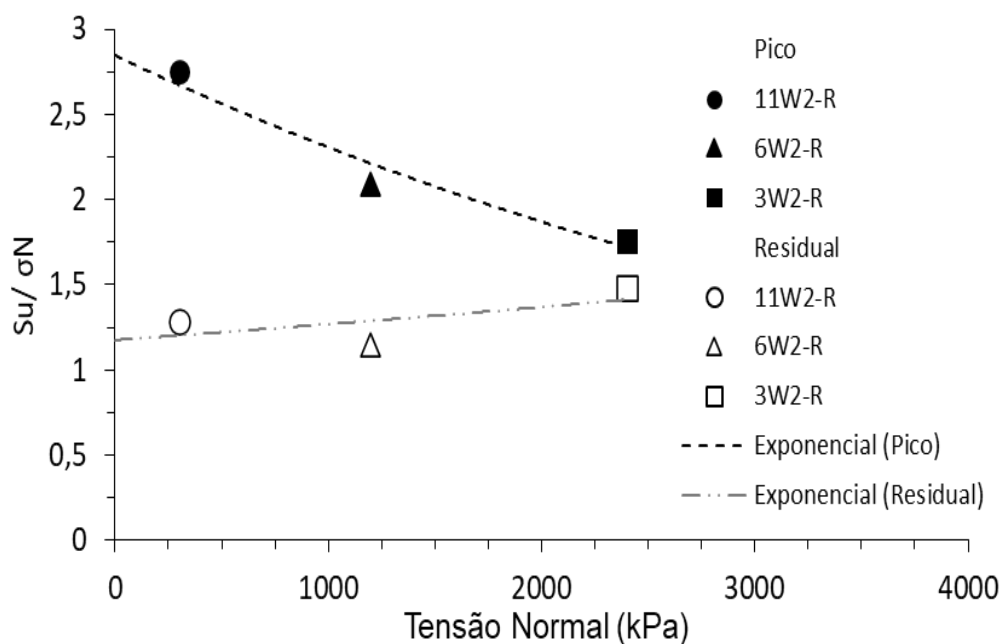
Figura 98 - Amostras W2 –Superfície Pouco Rugosa, JRC 4 a 6, após ruptura.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Em comparação aos resultados obtidos para a superfície lisa ( $JRC = 0$ ), a superfície pouco rugosa apresentou uma coesão menor em 70 kPa, o que não era esperado. Entretanto, em função da diferença ser considerada relativamente baixa (16%) e pela superfície lisa apresentar uma dispersão maior nos resultados, tendo  $R^2$  de 0,91, considera-se que em termos de coesão a baixa rugosidade não teve contribuição na parcela coesiva. Por outro lado, o ângulo de atrito aumentou  $4^\circ$  (7%) na condição de pico e  $11^\circ$  (20%) na condição residual, indicando influência significativa da rugosidade no ângulo de atrito.

Ao avaliar a razão de resistência em relação à tensão normal ( $S_u/\sigma_N$ ) os resultados também deixaram evidente que a razão de resistência é reduzida com o aumento da tensão normal e começa a perder influência apenas para tensões acima de 2400 kPa, conforme ilustrado pela Figura 99.

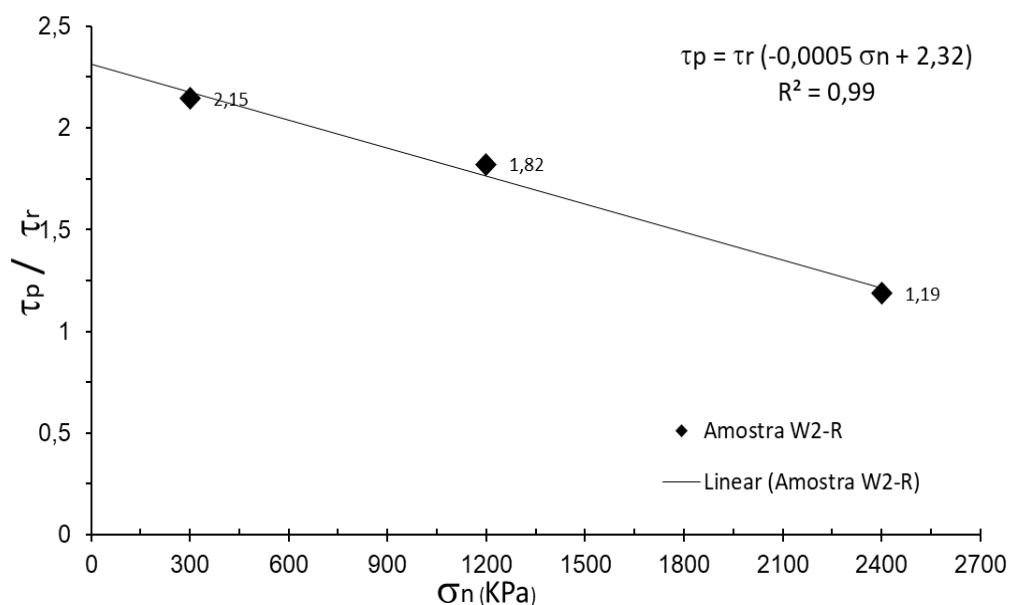
Figura 99 - Razão de resistência  $S_u/\sigma_N$  versus  $\sigma_N$  - Ensaio de Cisalhamento Direto – W2 JRC de 4 a 6

Fonte: Elaborado pelo Autor.

De forma a evidenciar as constatações supracitadas, a

Figura 100 ilustra a razão entre a resistência de pico e residual. Nota-se que para 1200 kPa a diferença ainda é significativa, mas para 2400 kPa a influência pode ser considerada reduzida.

Figura 100 - Gráfico de Tensão Normal versus Razão de Resistência de Pico e Residual - JRC de 4 a 6



Fonte: Elaborado pelo Autor.



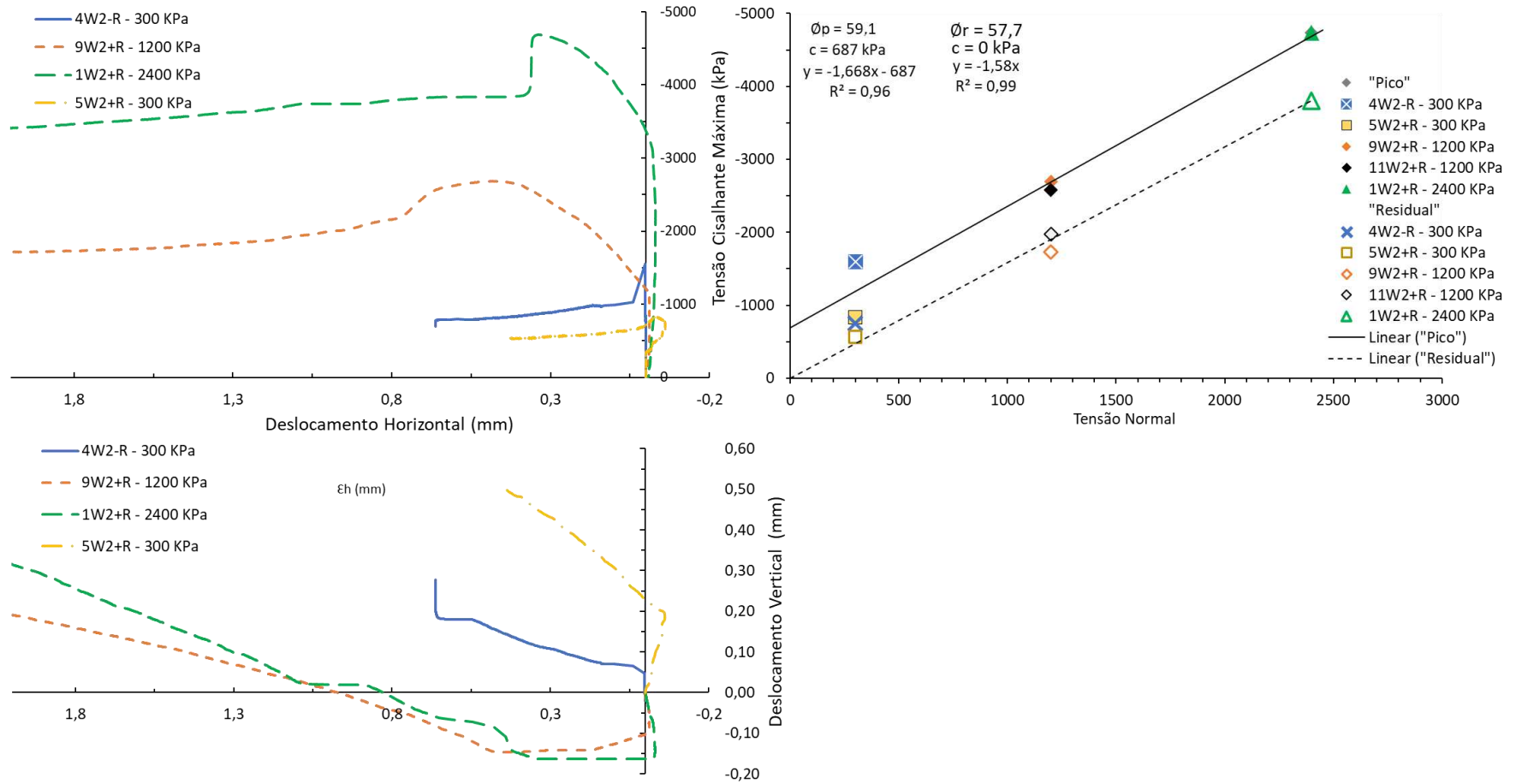
#### 4.6.2.2 Superfície Medianamente Rugosa – JRC=8 a 10

Da mesma forma que a superfície pouco rugosa, na superfície medianamente rugosa houve diferenças significativas entre as condições de pico e residual para todas as tensões, tendo uma diferença pequena em termos de ângulo de atrito entre a condição de pico e residual. O ângulo de atrito encontrado para a resistência de pico foi de  $59,1^\circ$  e para a condição residual foi de  $57,7^\circ$ . Em comparação com a superfície lisa houve um aumento de  $5^\circ$  para a condição de pico e de  $14^\circ$  para condição residual.

Quando comparado com os parâmetros obtidos para a superfície pouco rugosa, o aumento da rugosidade de 4 a 6 para 8 a 10 contribuiu em um incremento no ângulo de atrito de apenas  $1^\circ$ , mas contribuiu no aumento da parcela coesiva em 254 kPa, indicando que a rugosidade é responsável por parte do aumento da resistência. Essa constatação pode ser observada pela resistência ao deslocamento que as amostras apresentaram, tendo tensões cisalhantes acima de 600 kPa para desenvolver qualquer deslocamento (Figura 101).

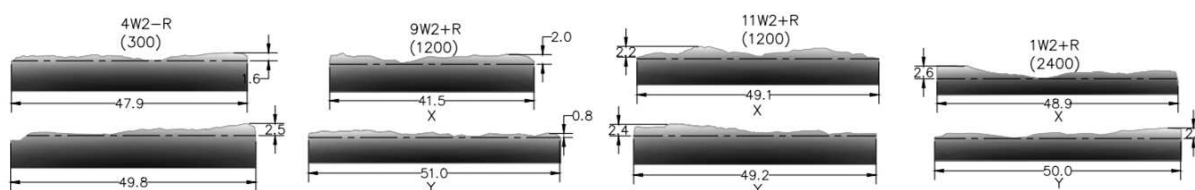
Os ensaios realizados em duas superfícies classificadas com o mesmo JRC e com a mesma tensão normal indicaram uma baixa dispersão entre os resultados. Apesar disso, nota-se um ganho de resistência para a amostra 11W2+R (1200 kPa) de, pelo menos 15% em relação à amostra 9W2+R (1200 kPa). Essa diferença pode estar relacionada à condição da superfície da amostra 9W2+R na direção y, que apresentou uma amplitude menor e, conseqüentemente, menor JRC. Os resultados mostram a importância de caracterizar de forma fidedigna a direção de ruptura mais representativa para cada situação estudada. A Figura 102 ilustra a geometria das superfícies ensaiadas.

Figura 101 - Ensaio de Cisalhamento Direto – JRC de 8 a 10



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Figura 102 - Perfil das amostras ensaiadas (JRC de 8 a 10)



Fonte: Elaborado pelo Autor.

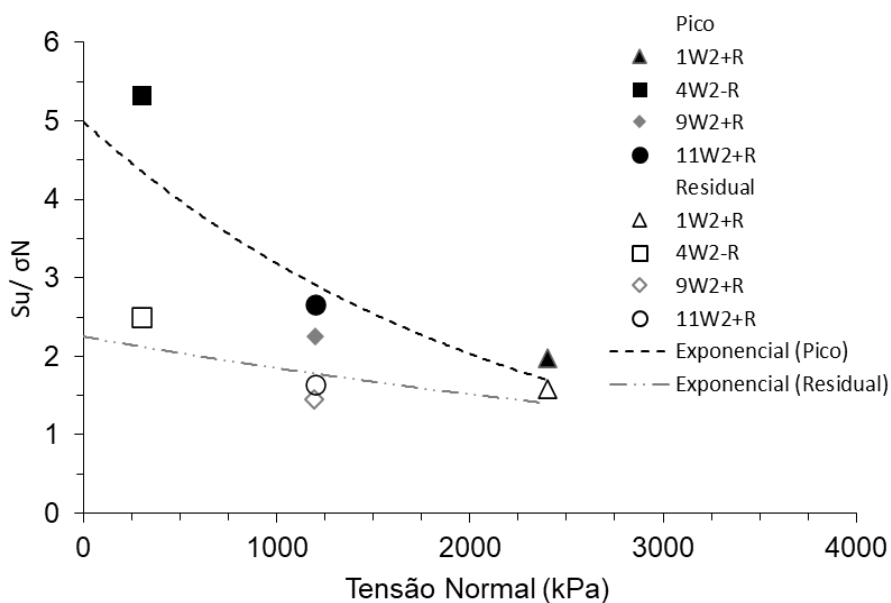
A Figura 103 ilustra a condição das amostras após a ruptura. O aspecto visual da amostra indicou que a rugosidade foi suficiente para alterar o mecanismo de ruptura e aumentar os parâmetros de resistência, já que as amostras apresentavam resíduos de concreto aderidos às superfícies.

Figura 103 - Amostras W2 –Superfície Medianamente Rugosa, JRC 8 a 10, após ruptura.



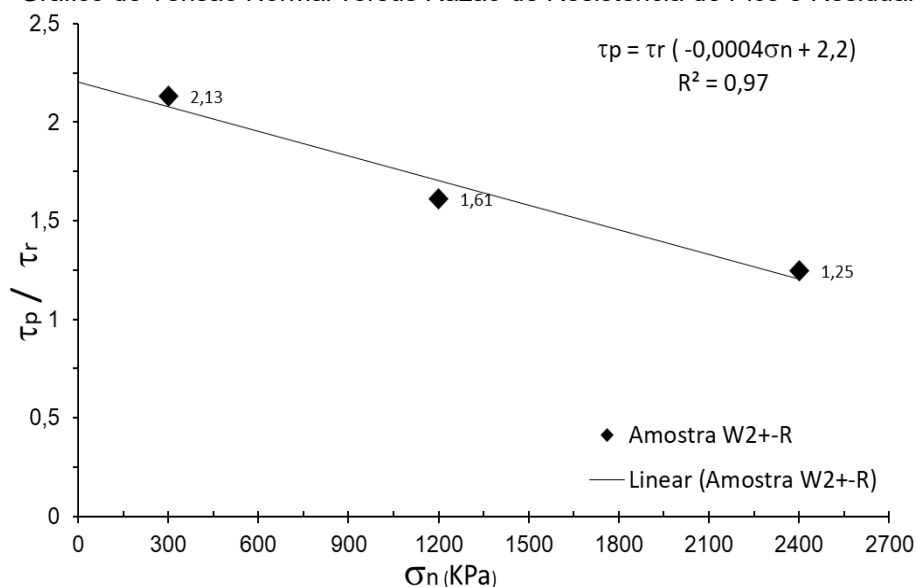
Fonte: Elaborado pelo Autor.

Ao avaliar a razão de resistência em relação à tensão normal ( $S_u/\sigma_N$ ) os resultados também deixaram evidente que a razão é reduzida com o aumento da tensão normal, tendo a perda de influência para tensões acima de 2400 kPa, conforme ilustrado pela Figura 104. Ao comparar os resultados obtidos em relação à superfície de contato menos rugosa, observou-se um aumento na razão de resistência para as baixas tensões tanto na condição de pico como na residual.

Figura 104 - Razão de resistência  $S_u/\sigma_N$  - Ensaio de Cisalhamento Direto – W2 JRC de 8 a 10

Da mesma forma que foi identificada uma razão de resistência entre a condição de pico e residual nas superfícies pouco rugosas, também foi identificado para as superfícies medianamente rugosas. Além disso, os resultados apresentaram pouca diferença em relação aos resultados obtidos para a superfície pouco rugosa (JRC 4 a 6). A Figura 105 ilustra os resultados obtidos para a razão de resistência entre a condição de pico e residual.

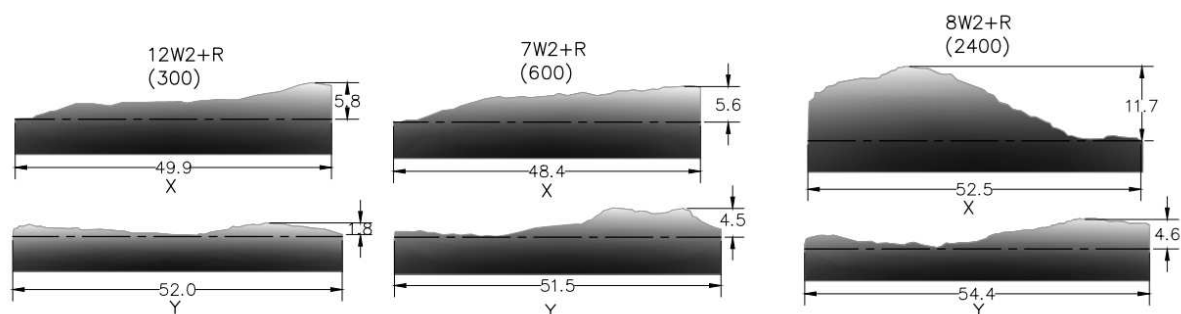
Figura 105 - Gráfico de Tensão Normal versus Razão de Resistência de Pico e Residual (JRC 8 a 10)



#### 4.6.2.3 Superfície Muito Rugosa – JRC=12 a 14

As superfícies muito rugosas (JRC = 12 a 14) apresentavam uma amplitude em torno de 5,0 mm e diferentes condições geométricas. Como a variação geométrica da amostra 8W2+R (2400 kPa) apresentou uma certa diferença entre as duas direções, de modo a reduzir o efeito geométrico, optou-se por ensaiá-la com a maior tensão normal. Apesar dessa observação, a direção da superfície de ruptura apresentava o mesmo comportamento de rugosidade das demais amostras e, por isso, os resultados não foram afetados. A Figura 106 ilustra os perfis das amostras ensaiadas.

Figura 106 - Perfil das amostras ensaiadas (JRC de 12 a 14)



Fonte: Elaborado pelo Autor.

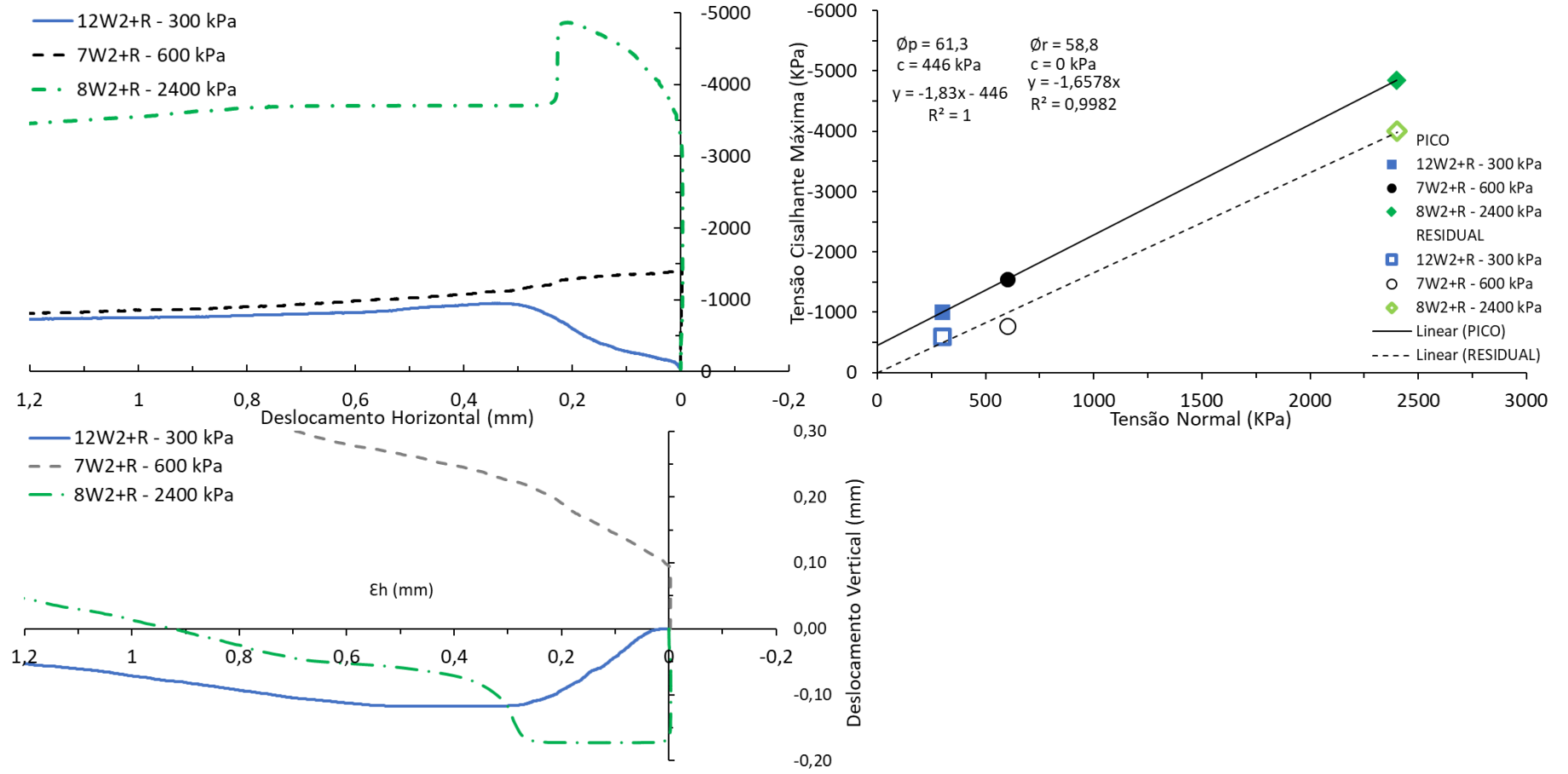
Em geral, os resultados mostraram comportamentos de ruptura semelhantes em relação às outras superfícies de menor rugosidade, tendo diferença significativa entre a condição de pico e residual em todas as tensões analisadas.

Ao comparar com a superfície lisa (JRC = 0), a rugosidade foi responsável por aumentar o ângulo de atrito em 8° na condição de pico e 15° na condição residual. Já a coesão permaneceu na mesma ordem de grandeza, de 500 kPa, mostrando que a parcela coesiva está mais ligada à adesão do concreto e a rugosidade ao incremento do ângulo de atrito.

Já ao comparar com as superfícies menos rugosas, notou-se uma redução da parcela coesiva para valores mais próximos aos definidos para as amostras pouco rugosas (JRC = 4 a 6) do que para as amostras medianamente rugosas (JRC = 8 a 10), indicando que os resultados da coesão têm elevada sensibilidade e apresenta influência de outras variáveis, como a condição de adesão da superfície e a condição da rugosidade tridimensional da amostra.

A Figura 107 ilustra os resultados obtidos para as amostras com superfície muito rugosas.

Figura 107 - Ensaio de Cisalhamento Direto – JRC de 12 a 14



Fonte: Elaborado pelo Autor.

O aspecto das amostras após a ruptura foi semelhante ao das amostras medianamente rugosas, tendo resíduo de pasta de cimento aderido ao contato. Como a matriz da rocha apresenta maior resistência em relação à matriz cimentícia, o mecanismo de ruptura e a resistência da interface foi influenciado pela resistência do concreto. A

Figura 108 ilustra a condição das amostras muito rugosas após a ruptura.

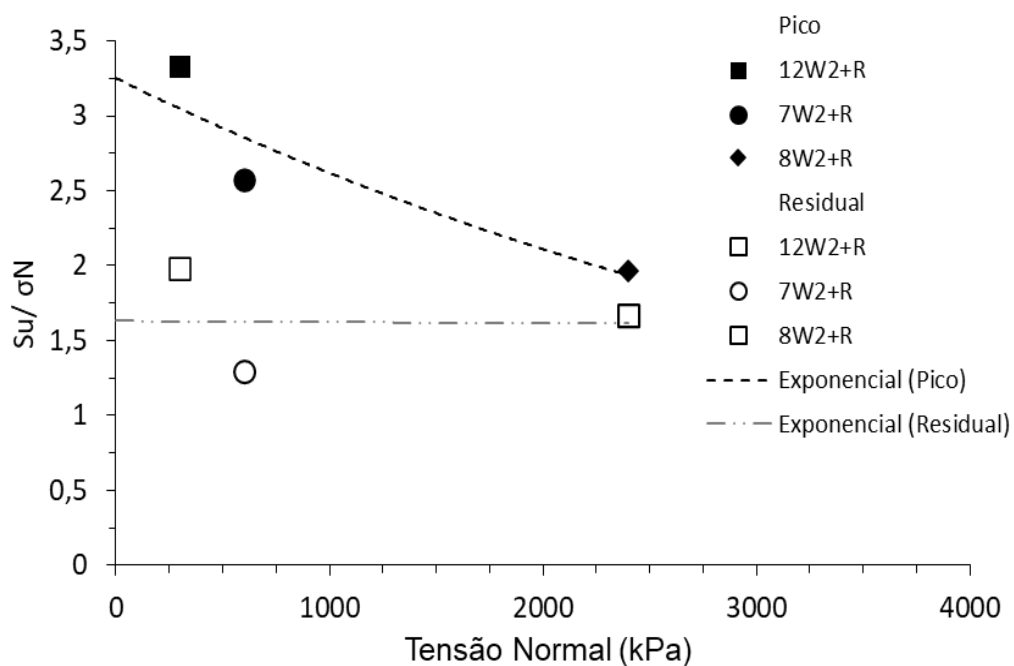
Figura 108 - Amostras W2 –Superfície Muito Rugosa, JRC 12 a 14, após ruptura.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Em termos de razão de resistência ( $S_u/\sigma_N$ ) os resultados também deixaram evidente que a razão é reduzida com o aumento da tensão normal, tendo uma redução de influência para tensões acima de 2400 kPa (Figura 109).

Figura 109 - Razão de resistência  $S_u/\sigma_N$  - Ensaio de Cisalhamento Direto – W2 JRC = 12 a 14



Fonte: Elaborado pelo Autor.

#### 4.6.2.4 Superfície Medianamente Rugosa – JRC= 12 a 14 – 100 mm

O efeito escala foi avaliado a partir da realização de ensaios em amostras de 100 mm de largura, que é o dobro do tamanho das amostras inicialmente realizadas. Em geral, o aumento da escala da amostra mostrou uma redução significativa do ângulo de atrito em relação às amostras de menores dimensões, sendo o seu valor mais próximo dos encontrados para as amostras com superfície lisa.

Essa diferença em relação à escala é aderente às percepções já mencionadas por Barton e Bandis (1990), em que a influência da rugosidade diminui à medida que o tamanho da superfície aumenta, uma vez que a rugosidade de pequena escala se torna menos significativa em comparação ao comprimento de uma superfície de ruptura maior, sendo as ondulações mais significativas do que a rugosidade em pequena escala.

Além disso, foi constatado um aumento significativo na coesão encontrada para as superfícies de maiores dimensões, tendo sido encontrado valores de coesão seis (6) vezes maior que as encontradas nas amostras de 50,0 mm. Essa diferença era esperada, uma vez que a influência da área de adesão da superfície de concreto teve aumento. Uma diferença observada durante a realização das amostras foi na

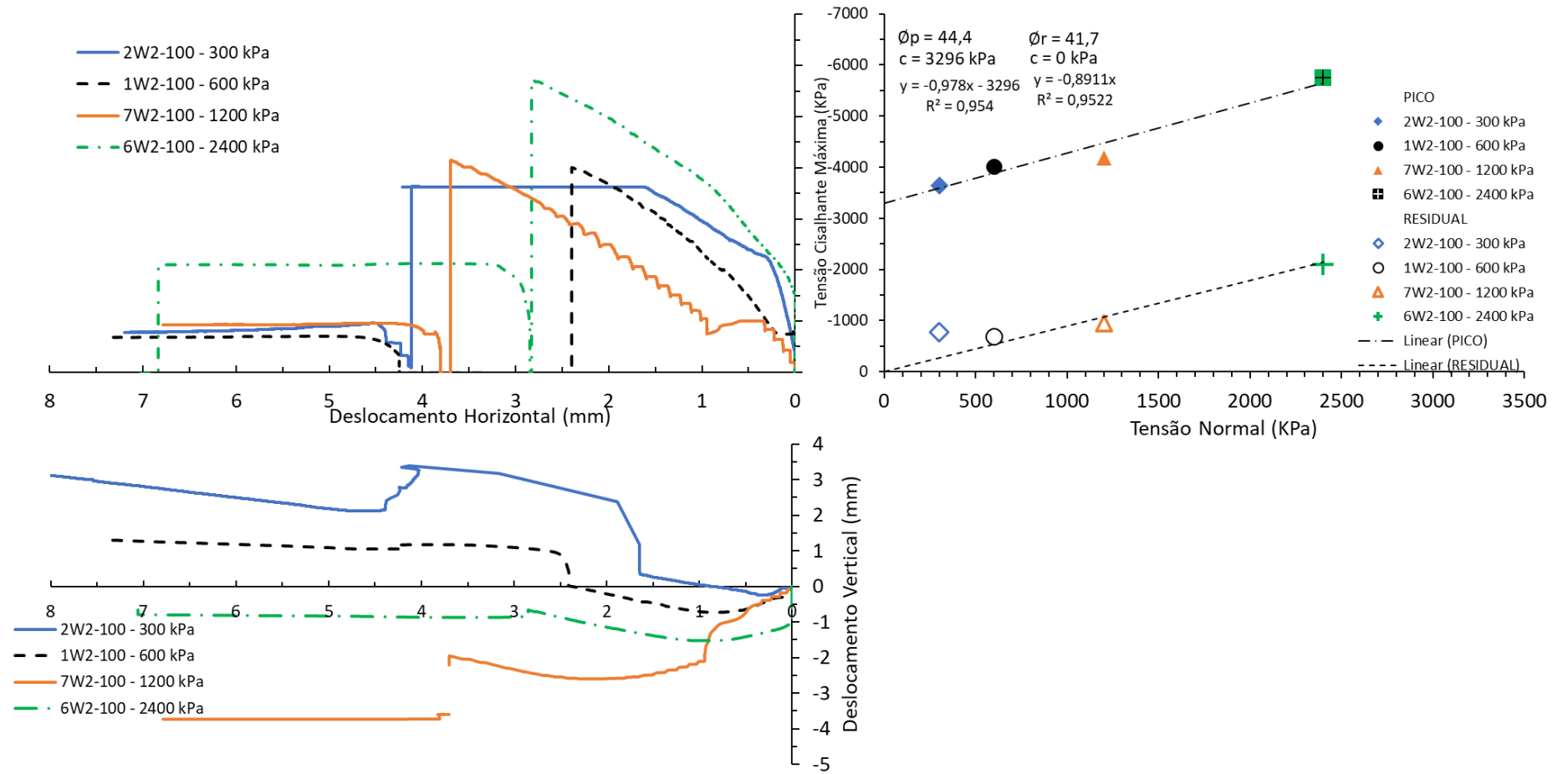


dificuldade de separar o concreto da rocha entre as amostras de 50 mm e 100 mm, já que, diferentemente das amostras de 50 mm, as amostras de 100 mm não se separavam com diversos golpes de martelo, indicando uma influência significativa em relação à adesão do concreto na rocha.

A constatação supracitada também foi confirmada durante a realização do ensaio, que teve uma ruptura extremamente rúptil do contato, indicando elevada adesão do concreto nesta superfície. Como o ângulo de atrito foi próximo entre a condição de pico e residual ( $44,2^\circ$  e  $41,7^\circ$ ) considera-se que grande parte da coesão medida no ensaio foi proveniente dessa adesão do concreto.

Como mencionado, o aumento da escala da amostra mostrou uma redução significativa do ângulo de atrito de pico em relação às amostras de menores dimensões, sendo o seu valor mais próximo dos encontrados para as amostras com superfícies lisas. Em relação ao ângulo de atrito residual também foram encontradas reduções significativas em comparação às amostras de menor tamanho, mostrando que a consideração do efeito escala é fundamental na avaliação dos resultados obtidos no laboratório. Na Figura 110 fica claro como a amostra teve uma redução de resistência significativa em relação à condição de pico.

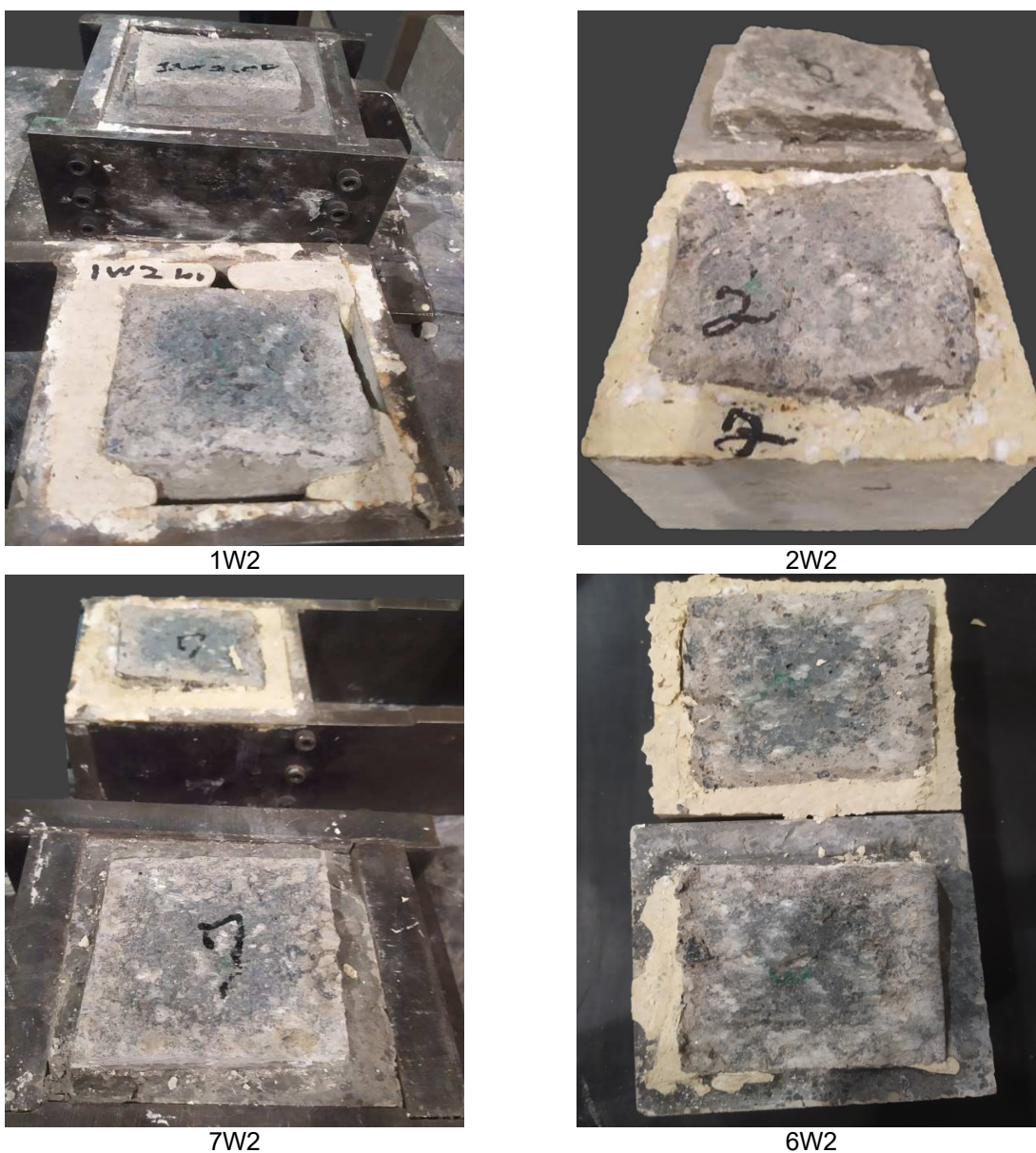
Figura 110 - Envoltória de Resistência - Ensaio de Cisalhamento Direto – JRC de 8 a 12 (100 mm)



Fonte: Elaborado pelo Autor.

O aspecto visual das amostras de 100 mm, após a ruptura, foi similar ao observado em superfícies menos rugosas, tendo o desenvolvimento da ruptura passando integralmente pela interface. Um aspecto que não foi identificado nas amostras menores foi em relação ao desgaste da rugosidade sofrido pelas amostras ensaiadas em altas tensões. Como o efeito escala da rugosidade foi influenciado em conjunto com a força cisalhante necessária para romper o contato, as amostras de maiores dimensões sofreram quebra, ou polimento, da rugosidade da matriz rochosa. A Figura 111 ilustra o aspecto das amostras de 100 mm após a realização do ensaio.

Figura 111 - Amostras W2 –Superfície Muito Rugosa, 100 mm, JRC 12 a 14, após ruptura.

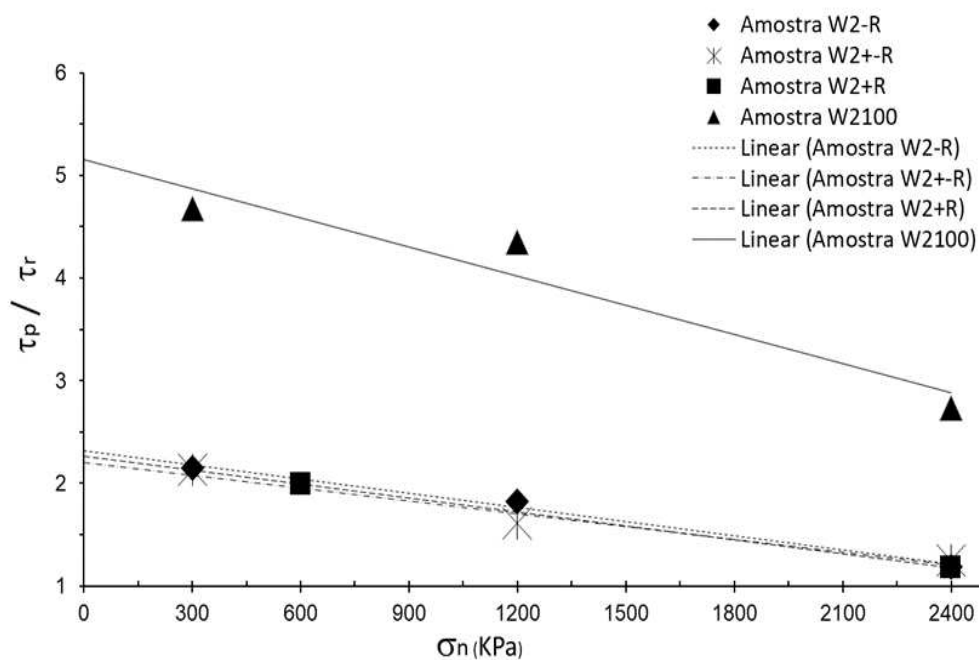


Fonte: Elaborado pelo Autor.

Outro ponto observado é que a razão de resistência pico e residual aumentou significativamente nas amostras de 100 mm, sendo o dobro em relação à razão obtidas para as amostras de 50 mm. Na Figura 112 fica claro essa diferença entre as amostras de 50 e 100 mm.

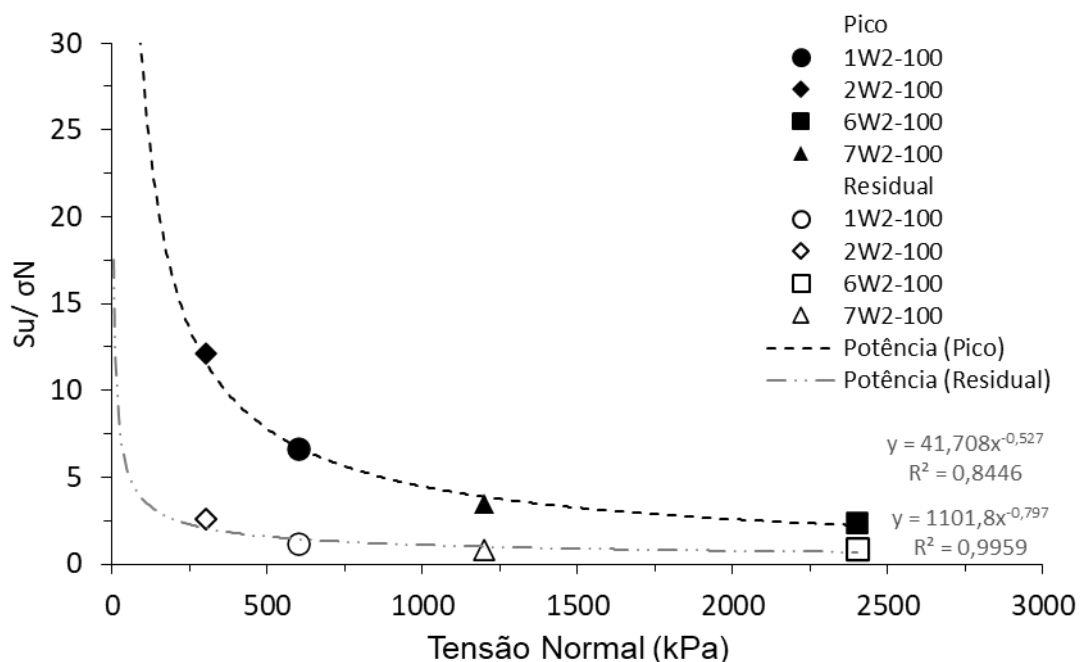
Figura 112 - Gráfico de Tensão Normal versus Razão de Resistência de Pico e Residual (Efeito Escala entre 50 e 100 mm)

Fonte: Elaborado pelo Autor.



Da mesma forma, a razão entre a resistência cisalhante e a tensão normal (Figura 113) apresentou um aumento em função do efeito escala, tendo o mesmo comportamento potencial identificado nas amostras de 50 mm.

Figura 113 - Razão de resistência  $S_u/\sigma_N$  - Ensaio de Cisalhamento Direto – W2 JRC de 12 a 14 (100 mm)



Fonte: Elaborado pelo Autor.

#### 4.6.2.5 Avaliação dos Resultados

Os resultados mostraram uma diferença significativa em relação ao ângulo de atrito encontrado para as diferentes variáveis. Para a condição de pico, houve uma diferença significativa do ângulo de atrito entre as superfícies lisas e rugosas, tendo para superfícies lisas valores na ordem de  $54^\circ$ , e para as superfícies rugosas valores próximos de  $59^\circ$ . Já para a condição residual o incremento do ângulo de atrito foi de  $14^\circ$  quando comparado com a superfície lisa, mostrando uma influência significativa da rugosidade no ângulo de atrito da superfície.

Além da influência da rugosidade no ângulo de atrito, a adesão do concreto apresentou uma contribuição significativa na resistência de pico, tendo valores na ordem de 500 kPa para as diferentes superfícies centimétricas ensaiadas.

Entretanto, quando avaliado os resultados das amostras decimétricas (100 mm) o ângulo de atrito teve redução significativa, mostrando que o aumento da escala da amostra reduziu significativamente a contribuição da rugosidade. Apesar disso, as amostras decimétricas apresentaram valores de coesão significativamente maiores que os valores encontrados nas amostras centimétricas, mostrando uma influência significativa da adesão do concreto na rocha em função do efeito escala.

Da mesma forma que foi observado uma contribuição significativa da adesão do concreto na rocha nas amostras decimétricas, as amostras centimétricas de graute-rocha apresentaram coesão significativamente maiores que as encontradas nas superfícies de contato concreto-rocha. Os resultados mostram a importância da superfície de contato terem boa resistência dos substratos e serem bem preparadas para garantir a contribuição da adesão entre as duas matrizes.

Em relação ao ângulo de atrito residual, as amostras centimétricas apresentaram um incremento em função da rugosidade, tendo uma variação de valores entre 54,7° e 59° entre as diferentes rugosidades ensaiadas, e de 43,5° para a superfície lisa. Por outro lado, ao avaliar os resultados da superfície decimétrica, os resultados mostraram pouca influência da rugosidade, uma vez que o ângulo de atrito encontrado foi próximo ao ângulo de atrito da superfície lisa.

De forma prática, para avaliação do ângulo de atrito a partir de ensaio de cisalhamento direto em superfícies de contato concreto-rocha considerando o efeito da rugosidade, recomenda-se que sejam realizados ensaios em amostras de, pelo menos, 100 mm para que o efeito escala seja reduzido e os resultados sejam representativos. Na impossibilidade de adoção de amostras maiores do que 100 mm, recomenda-se que seja desprezada a contribuição da rugosidade e sejam ensaiadas amostras menores com superfícies lisas (serradas) para a obtenção de valores mais representativos de ângulo de atrito. Na Tabela 18 é apresentado um resumo dos resultados obtidos

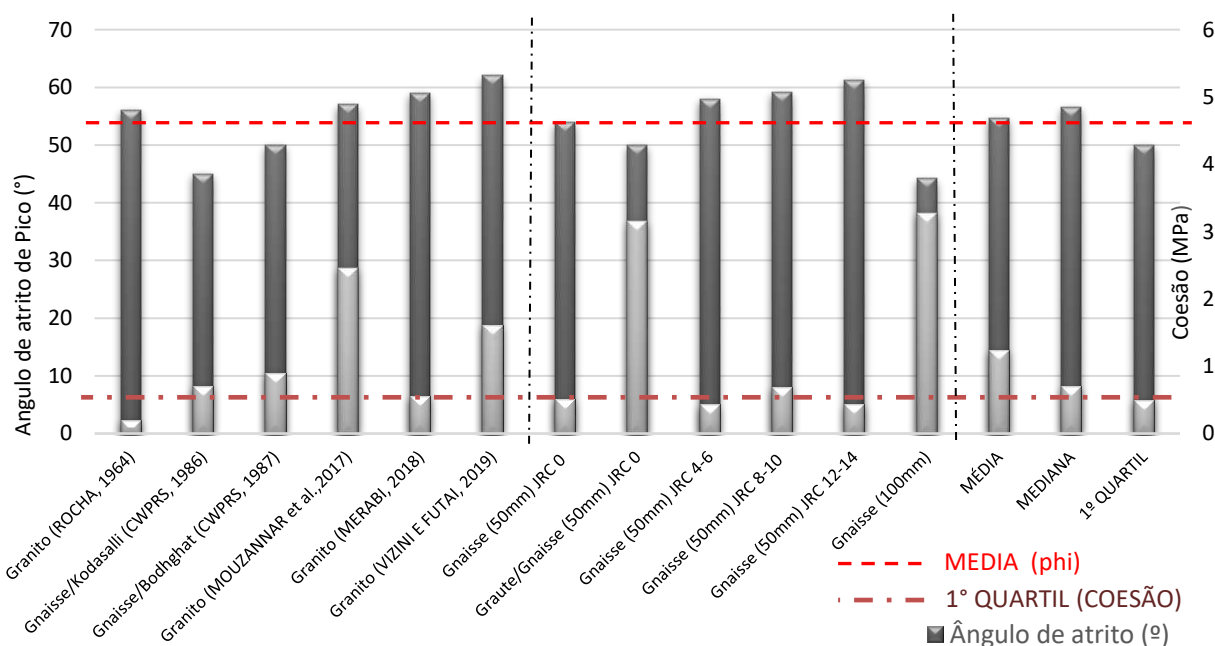
Tabela 18 – Parâmetros de resistência obtidos para superfícies rugosas

Condição	Parâmetro	Unidade	Tipo de Superfície				JRC 12 a 14 (100 mm)
			JRC 0 (CCV)	JRC 4 a 6	JRC 8 a 10	JRC 12 a 14	
<b>Pico</b>	Coesão	kPa	509	433	687	446	3280
	Ângulo de atrito	(°)	53,9	58,0	59,1	61,3	44,2
<b>Residual</b>	Coesão	kPa	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Ângulo de atrito	(°)	43,5	54,7	57,7	58,8	41,7

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Apesar da variação dos resultados, os parâmetros de resistência encontrados estão dentro da faixa esperada quando comparados com aqueles de outras referências bibliográficas que estudaram a resistência ao cisalhamento do contato concreto-rocha de granito/gnaíse. Como pode ser observado na Figura 114, o ângulo de atrito médio encontrado considerando diversas referências bibliográficas, foi de  $54^\circ$ . Além disso, o gráfico deixa claro como a dispersão da coesão é muito maior em relação ao ângulo de atrito.

Figura 114 - Comparativo dos parâmetros de resistência de pico

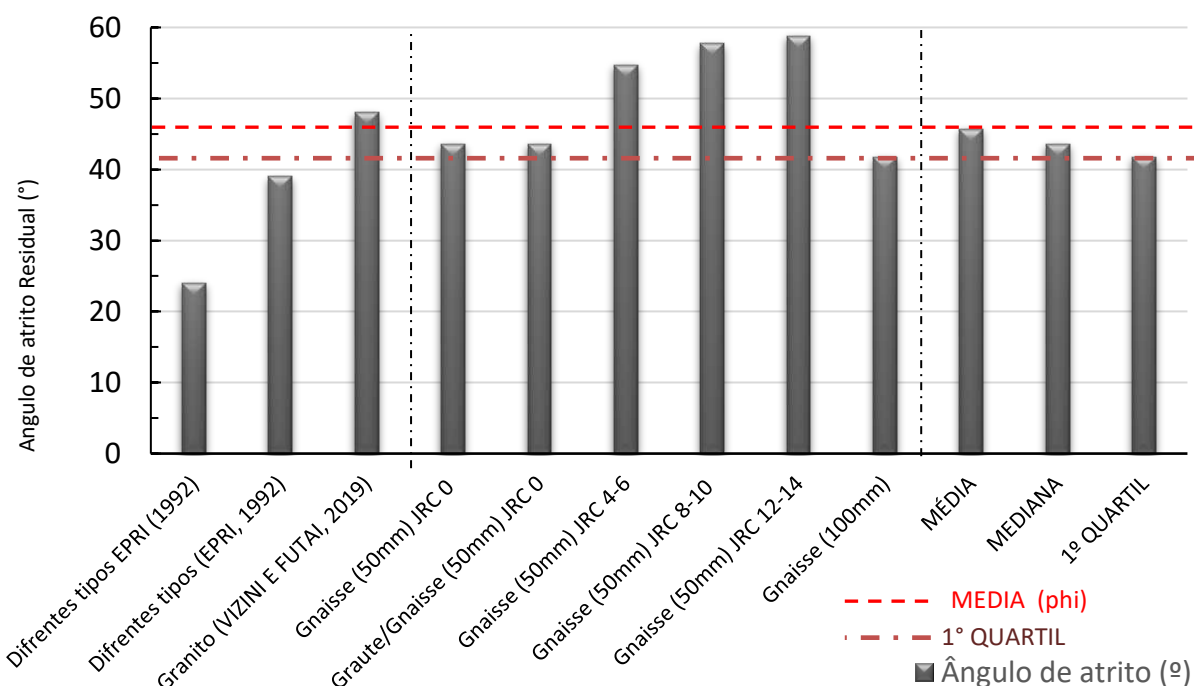


Fonte: Elaborado pelo Autor.

Diferente da condição de pico, os resultados para a condição residual obtidos tanto na pesquisa como nas referências bibliográficas apresentaram menores dispersões. Na Figura 115 fica claro como a média apresenta boa convergência entre a maioria dos resultados, indicando uma boa relação para uma distribuição normal. Em geral, o ângulo de atrito médio foi de  $45^\circ$ , mas, em uma situação mais conservadora, onde é adotado o 1º quartil, que engloba a grande maioria dos ensaios, o ângulo de atrito de  $42^\circ$  foi encontrado. Esse valor é mais próximo ao encontrado para a superfície lisa e para as amostras decimétricas. Nota-se que apenas as amostras com superfície rugosa e centimétricas deste trabalho apresentaram resultados acima da média, tendo as amostras centimétricas lisas e as decimétricas rugosas valores mais coerentes com os resultados obtidos por outros autores. Como

citado anteriormente, essa diferença pode estar associada ao efeito da rugosidade de segunda ordem em amostras menores.

Figura 115 - Comparativo entre o ângulo de atrito residual em relação à diferentes pesquisas



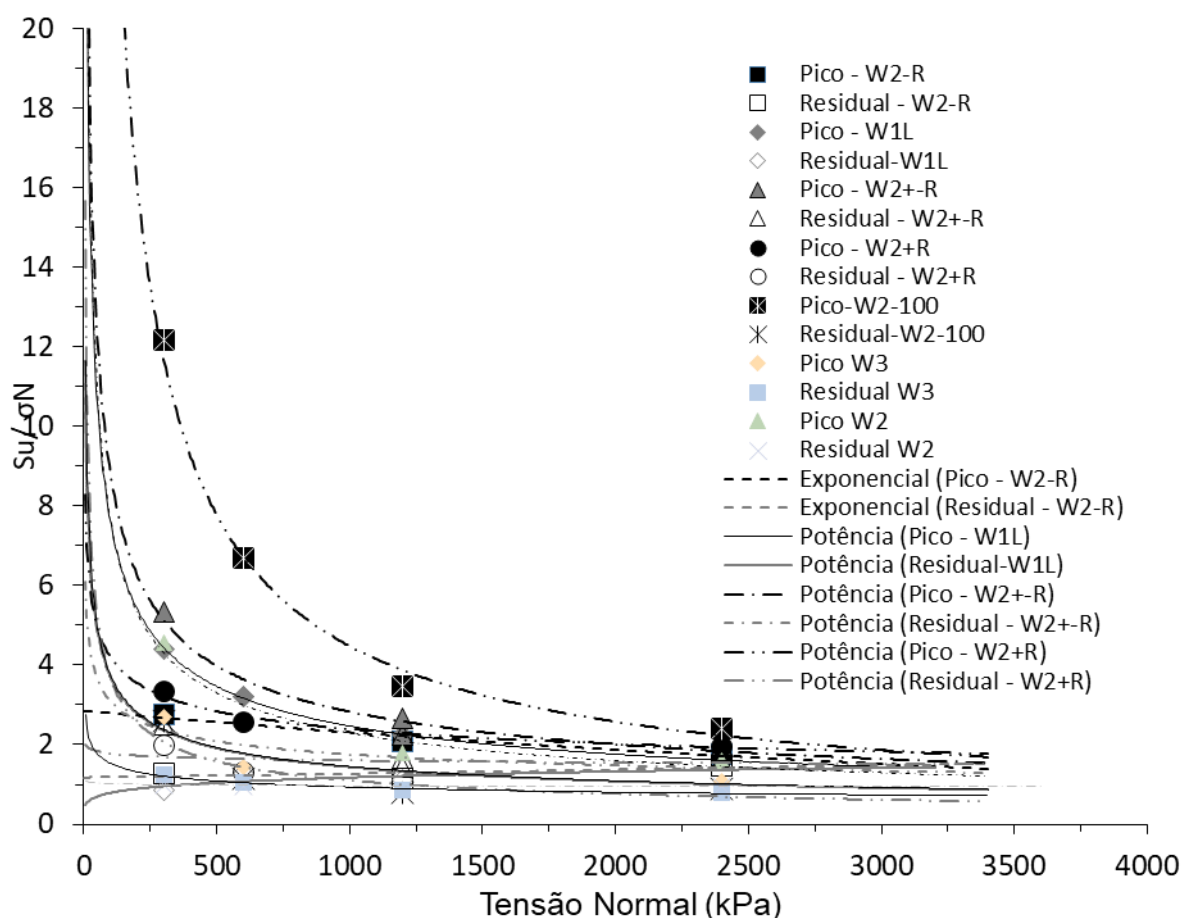
Fonte: Elaborado pelo Autor.

Em termos de razão de resistência os resultados mostraram em todos os casos boa relação entre a razão de resistência ao cisalhamento e a tensão normal, tendo um comportamento mais esperado para equações potenciais.

Além disso, foi observado que a razão entre a tensão cisalhamento em relação à tensão normal, na condição residual, ficou na ordem de 1,0 a 2,0. Na Figura 116 é ilustrada a Razão de resistência  $S_u/\sigma_N$  e constata-se que as amostras de centimétricas (50,0 mm) apresentaram razão de resistência próximas umas das outras, tendo uma diferença em função da rugosidade de cada amostra. Já as amostras decimétricas (100,0 mm) apresentaram aumento da razão de resistência na condição de pico e valores semelhantes às amostras centimétricas lisas na condição residual.

Uma condição que ficou clara é que a razão de resistência tem uma variação significativa até a tensões normais próximas de 1500 kPa, acima dessas tensões as variáveis começam a perder a influência sobre a resistência e a condição de pico tem maior proximidade com a condição residual.

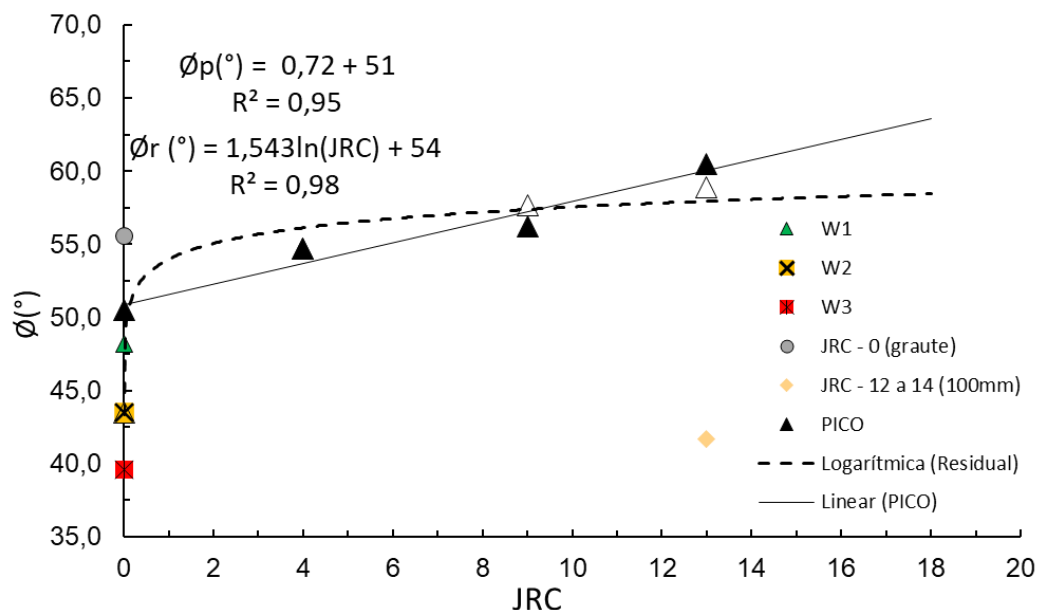


Figura 116 - Razão  $S_u/\sigma_N \times \sigma_N$  - Ensaio de Cisalhamento Direto – W2

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Ao avaliar o ângulo de atrito residual em função do JRC, foi identificada uma tendência de aumento mais significativo entre as amostras lisas, pouco rugosas e medianamente rugosas. Entretanto, quando avaliado o ângulo de atrito residual da superfície medianamente rugosa em relação à superfície muito rugosa, foi observado pouca variação no ângulo de atrito, conforme ilustrado pela Figura 117. Os resultados mostram que existe um limite da contribuição da rugosidade na resistência ao cisalhamento. Uma hipótese que pode justificar essa constatação é que a condição geométrica de superfícies com rugosidade elevada apresenta ondulações que tem uma influência menor no aumento da resistência ao cisalhamento, ou seja, superfícies muito rugosas tendem a apresentar um ângulo de atrito da superfície medianamente rugosa mais um pequeno incremento em função das ondulações.

Figura 117 - JRC versus ângulo de atrito pico e residual



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Por fim, as amostras com JRC de 8 a 10 apresentaram um aumento na resistência residual de 25% em relação às amostras com JRC de 4 a 6, quando comparadas amostras ensaiadas com uma tensão normal de 1200 kPa. Os resultados foram semelhantes aos apresentados por Saiang *et al.* (2005). Entretanto, ao avaliar amostras ensaiadas na tensão normal de 2400 kPa, os resultados mostraram que essa diferença foi reduzida para apenas 5%, mesmo quando comparado amostras mais rugosas (JRC de 12 a 14). Dessa forma, apesar da influência da rugosidade na resistência ao cisalhamento, dependendo da tensão normal aplicada, a influência da rugosidade é reduzida consideravelmente.

## 5. CONCLUSÕES

A determinação fidedigna de parâmetros de resistência ao cisalhamento da interface concreto-rocha é de suma importância para o dimensionamento de projetos de engenharia. Na etapa de definição e interpretação dos resultados dos ensaios deve ser considerado alguns fatores, como a capacidade de adesão do concreto na interface da fundação, a rugosidade do maciço e a caracterização completa das matrizes da interface.

A presente pesquisa teve como objetivo avaliar o comportamento de interfaces ligadas e apoiadas, de concreto-gnaiss, considerando diferentes variáveis, como a rugosidade, o grau de intemperismo, a adesão do concreto e o efeito escala. Para isso, a avaliação da resistência ao cisalhamento das interfaces foi estudada separadamente em superfícies lisas e rugosas. Para a superfície lisa foi avaliada a influência do grau de intemperismo e a influência da adesão do concreto, sendo ensaiado superfícies  $W_1$ ,  $W_2$  e  $W_3$ . Já nas superfícies rugosas foram avaliadas a influência da rugosidade e o efeito escala.

Os resultados obtidos mostraram boas correlações entre as propriedades físicas, indicando de forma qualitativa e/ou quantitativa as principais variações da resistência ao cisalhamento, seja pelo tipo de matriz cimentícia, que pode configurar diferentes condições de adesão, ou pela condição da matriz rocha, que pode ter maior nível de intemperismo e/ou maior rugosidade.

Para os ensaios realizados na matriz rochosa, em geral, os resultados indicaram que a densidade seca, o índice de carga pontual, a dureza de Schmidt, a resistência à compressão uniaxial e a resistência à tração por compressão diametral, velocidade de propagação de onda apresentaram resultados inversamente proporcionais ao nível de intemperismo, ou seja, o aumento do intemperismo da rocha reduziu essas propriedades. Já a absorção e a porosidade tiveram uma relação diretamente proporcional e aumentaram suas propriedades em função do aumento do intemperismo da rocha.

Nos ensaios de cisalhamento direto foram observadas diferenças significativas entre os resultados na condição de pico e residual para cada tipo de interface de concreto-rocha estudada, sendo identificado que o traço do concreto, a rugosidade e o tamanho da amostra têm influência significativa nos resultados. Por outro lado, não foram identificadas influências significativas da anisotropia da rocha gnaiss na

resistência da interface, tendo todas as rupturas governadas pelo contato, e não pela matriz.

Em superfícies lisas foi identificado que a adesão do concreto foi suficiente para garantir uma coesão mínima de 400 kPa. Essa constatação foi realizada ao avaliar a resistência ao cisalhamento necessária para acontecer a quebra rúptil da adesão do concreto na superfície  $W_2$ , já que em superfícies menos intemperizadas a coesão encontrada foi maior.

Em relação ao grau de intemperismo da superfície na resistência ao cisalhamento da interface, as amostras ensaiadas em superfície lisas apresentaram redução dos parâmetros de resistência com o aumento do grau de intemperismo, tanto na condição de pico como na residual, tendo redução mais significativa na superfície  $W_3$ . Apesar da redução identificada entre as superfícies  $W_1$  e  $W_2$  os resultados foram mais próximos do que quando comparado com a superfície  $W_3$ .

Como essa proximidade entre a resistência ao cisalhamento das superfícies  $W_1$  e  $W_2$ , em relação às superfícies  $W_3$ , também foram identificadas pelas propriedades físicas da rocha uma maneira simples que pode ser adotada para planejar uma campanha de ensaios de cisalhamento direto em superfícies de diferentes níveis de intemperismo é a verificação inicial do comportamento dessas propriedades físicas com o aumento do nível de intemperismo.

Em relação ao tipo de compósito cimentício adotado na interface, ao comparar a resistência ao cisalhamento de superfícies lisas de concreto-rocha e graute-rocha, foi identificado que essa variável tem uma influência significativa na resistência ao cisalhamento e, por se tratar de uma variável controlada, deve ser considerada como uma das mais importantes na avaliação dos resultados.

Além disso, a influência significativa do tipo de compósito cimentício adotado nas interfaces ratificam a importância da preparação da superfície de contato do concreto-rocha a partir da adoção de limpezas detalhadas do uso de concretos com capacidade de garantir uma boa adesão na interface.

Já a resistência ao cisalhamento das superfícies rugosas apresentou aumentos significativos em relação às superfícies lisas. A superfície pouco rugosa ( $JRC = 4$  a  $6$ ) apresentou um ângulo de atrito  $4^\circ$  (quatro graus) maior na condição de pico e  $11^\circ$  (onze graus) na condição residual, indicando influência significativa da rugosidade no ângulo de atrito. Já para a coesão foi encontrado valores próximos aos das superfícies

lisas, indicando que a contribuição da rugosidade garantiu o aumento do ângulo de atrito e a adesão do concreto garantiu a coesão encontrada.

Da mesma forma que a superfície pouco rugosa ( $JRC = 4$  a  $6$ ), na superfície medianamente rugosa ( $JRC = 8$  a  $10$ ) houve diferença significativas entre as condições de pico e residual para todas as tensões. Ao comparar os parâmetros obtidos para a superfície pouco rugosa, o aumento da rugosidade não aumentou significativamente o ângulo de atrito, mas foi suficiente para aumentar a resistência ao cisalhamento da interface, indicando que o aumento da rugosidade contribuiu no intertravamento e ligação do contato.

Já a superfície muito rugosa ( $JRC = 12$  a  $14$ ) apresentou comportamento de ruptura semelhante em relação às outras superfícies de menor rugosidade, tendo diferença significativa entre a condição de pico e residual em todas as tensões analisadas. Em termos gerais, os resultados mostraram um aumento do ângulo de atrito e a permanência da coesão na mesma ordem de grandeza, de  $500$  kPa, encontrada para as outras superfícies ensaiadas, ratificando a tese de que a parcela coesiva está mais associada à adesão do concreto e a rugosidade ao incremento do ângulo de atrito.

Além disso, da interpretação dos resultados fica evidente uma certa sensibilidade na definição da coesão, já que a coesão encontrada para a superfície muito rugosa foi menor que a encontrada para a superfície medianamente rugosa, o que não era esperado. Apesar dos valores serem considerados próximos, a dificuldade em determinar valores exatos de coesão pode estar ligada a outras variáveis não consideradas na interpretação dos resultados, como o efeito geométrico da área da amostra, o aspecto tridimensional da rugosidade e sua alteração na condição de adesão do concreto na interface.

O aumento da escala da superfície mostrou uma redução significativa do ângulo de atrito em relação às amostras de menores dimensões, sendo o seu valor mais próximo dos encontrados para as amostras com superfície lisa. Essa diferença em relação à escala é aderente às percepções já mencionadas por Barton e Bandis (1990), em que a influência da rugosidade diminui à medida que o tamanho da superfície aumenta, uma vez que a rugosidade de pequena escala se torna menos significativa em comparação ao comprimento de uma superfície de ruptura maior, sendo as ondulações mais significativas do que a rugosidade em pequena escala.

Por outro lado, o aumento da escala da superfície aumentou significativamente a coesão. Essa diferença era esperada, uma vez que a influência da área de adesão da superfície de concreto também teve aumento. Dessa forma, constata-se que o efeito escala é fundamental na avaliação dos resultados obtidos em laboratório tanto para a definição da coesão como do ângulo de atrito.

De forma prática, para avaliação do ângulo de atrito a partir de ensaio de cisalhamento direto em superfícies de contato concreto-rocha ligadas recomenda-se que sejam realizados ensaios em amostras maiores do que 100 mm para a redução do efeito escala. Caso sejam adotadas amostras de 50 mm, é aconselhável desprezar a contribuição da rugosidade para a obtenção do ângulo de atrito, uma vez que ela pode aumentar o parâmetro de resistência a valores não tão representativos da condição *in situ*.

Além disso, uma condição que ficou claro é que para superfícies de 50 e 100 mm a razão de resistência tem uma variação significativa até a tensões normais próximas de 1500 kPa, acima dessas tensões as variáveis começam a perder a influência sobre a resistência e a condição de pico tem maior proximidade com a condição residual. Ou seja, para projetos menores, em que essas tensões não são atingidas, existem variáveis que influenciam significativamente no aumento da resistência ao cisalhamento das interfaces concreto-rocha.

Constata-se que existe uma maior facilidade de determinação do ângulo de atrito para a consideração em projetos de engenharia. Já para a coesão, em função da grande dispersão comumente encontrada, considera-se fundamental a determinação de uma faixa de valores e que a adoção em projetos de engenharia seja avaliada com o auxílio de avaliações paramétricas e/ou probabilísticas.

Por fim, considera-se que os resultados da pesquisa contribuem para o entendimento da resistência ao cisalhamento direto de interfaces de concreto-rocha na ótica de diferentes variáveis. Espera-se que o trabalho possa contribuir no avanço científico do tema e auxiliar outros estudos na área.

## 6. RECOMENDAÇÕES FUTURAS

Com as novas informações identificadas ao longo do trabalho sugere-se sejam realizados novos estudos a fim de ratificar e complementar as considerações realizadas no presente estudo, destacando as seguintes recomendações futuras:

- i) Avaliação da resistência ao cisalhamento de interfaces concreto-rocha para diferentes tipos de rocha;
- ii) Avaliação da resistência ao cisalhamento de interfaces concreto-rocha para diferentes traços de concreto, como concreto projetado, concreto convencional vibrado (CCV), concreto de alta resistência e graute;
- iii) Verificação da influência do intemperismo na resistência ao cisalhamento de superfícies rugosas;
- iv) Avaliação da influência do efeito escala para interfaces com diferentes níveis de intemperismo;
- v) Avaliação do efeito escala a partir de amostras ensaiadas em campo e laboratório;
- vi) Avaliação da influência da anisotropia na resistência ao cisalhamento de interfaces de concreto-rocha, de matriz friável;
- vii) Avaliação do efeito tridimensional de superfícies rugosas na resistência ao cisalhamento da interface concreto-rocha;
- viii) Análise comparativa dos parâmetros de resistência de interfaces concreto-rocha considerando superfícies secas e saturadas;
- ix) Avaliação da resistência ao cisalhamento cíclico de interfaces concreto-rocha;
- x) Estudo comparativo da adesão do concreto em interfaces concreto-rocha, com base em ensaios de tração e cisalhamento direto;
- xi) Tentativa de obtenção de modelos constitutivos para a obtenção de parâmetros de resistência na condição de pico e residual considerando o efeito da adesão do concreto em superfícies de contato concreto-rocha.

## REFERÊNCIAS

- ALDRED, J. et al. The influence of solar-induced thermal stresses on the mechanical weathering of rocks in humid mid-latitudes. **Earth Surface Processes and Landforms**, v. 41, p. 603-614, 2016.
- ALKMIM F. **O que faz de um cráton um cráton? O Cráton do São Francisco e as revelações Almeidianas ao delimitá-lo.** In: Mantesso-Neto et al. (eds.) *Geologia do Continente SulAmericano. Evolução da obra de Fernando Flávio Marques de Almeida.* Becca, 17-35. 2004.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM D5607-16. **Standard test method for performing laboratory shear strength tests of rock specimens under constant normal force.** West Conshohocken, EUA. 2017.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D5873: **Standard test method for determination of rock hardness by rebound hammer method.** West Conshohocken, PA: ASTM, 2014.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D7012: **Standard Test Methods for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperatures.** 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014. **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.** Rio de Janeiro, 2014.
- AYDIN, A.; BASU, A. The Schmidt hammer in rock material characterization, **Engineering Geology**, n. 81, p.1-14, 2005.
- BANDIS, S. C.; LUMSDEN, A. C.; BARTON, N. R. Fundamentals of rock joint deformation. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v. 20, n. 6, p. 249–268, 1983.
- BANDIS, S., C. **Mechanical properties of rock joints.** International Symposium on rock joints, Barton e Stephansson (eds.), Loen, Norway, v.1, p. 125-139, 1990.
- BARTON N.; CHOUBEY, V. The shear strength of rock joints in theory and practice. **Rock Mechanics**. p.1-54, 1977.
- BARTON, N. R. Review of a new shear strength criterion for rock joints. **Engng Geol.** v. 7, n. 5, p. 579-602, 1973.
- BARTON, N.; BANDIS, S. **Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice.** In: Proceedings of International Symposium on Rock Joints, 603-610, Loen, Norway, 1990.



- BARTON, N.; BANDIS, S.C. Effect of block size on the shear behaviour of jointed rock, 23rd U.S. **Symp. on Rock Mech.**, p. 739-760, 1982.
- BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J. **Engineering classification of rock masses for the design of tunnels support**. Rock Mechanics. 6 ed, 183-236 p, 1974.
- BAYNES, F. J.; DEARMAN, W. R. The relationship between the microfabric and the engineering properties of weathered granite. **Engineering Geology**, n.18, p. 191-197, 1978.
- BHERING, Apolo Pedrosa. **Rock mass classification and the breccias of the underground mine of Vazante-MG characterization**. 2009. 194 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia; Saneamento ambiental) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2009.
- BIENIAWSKI, Z.T. **Engineering Rock Mass Classification: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering**, USA, 1989. 251p.
- BOST, M.; RAJOT, J. P.; MOUZANNAR, H. **Shear strength of rock-concrete interfaces from direct shear tests**: The influence of free spacing between encapsulating material. 13th ISRM International Congress of Rock Mechanics, 2015.
- BRAGA, M. A. S.; PAQUET, H.; BEGONHA, A. **Weathering of granites in a temperate climate (NW Portugal): granitic saprolites and arenization**. Catena, v. 49, p. 41-56, 2002.
- CDA (Canadian Dam Association). **Structural considerations for dam safety**. Technical bulletin. CDA, Toronto, Canada, 2007.
- CHEN, W.F.; HAN, D.J. **Plasticity for Structural Engineers**. Springer, New York, 1988.
- COULSON, J.H. **The effects of Surface Roughness on the Sear Strength of Joint in Rock**. Ph.D. Thesis. Corps of Eng. Tech. Rep. No. 282pp. 1970.
- DAWSON, R.V.; CURTIS, D.D.; DONNELLY, R.C. **Sliding resistance of concrete gravity dams**. CEA No. 9331 G 2002. CEATI (Canadian Electricity Association Technologies Inc.), Montreal, Canada, 1998.
- DEARMAN, W. R.; BAYNES, F. J.; IRFAN, T. Y. Engineering grading of weathered granite. **Engineering Geology**, v. 12, n. 6, p. 345-374, 1978.
- DEERE, D. U.; MILLER, R. Engineering classification and index properties for intact rock. **Technical Report, Air Force Weapons Laboratory**, v. 1, n. 4, p. 65–116, 1966.

- DHAWAN, K R. Shear Strength Evaluation for Dam Foundations on Rock. **Journal of Rock Mechanics & Tunnelling Technology (JRMTT)**, v. 21, n. 1, p. 2015–2036, 2015.
- DONATH. F.A. Experimental study of shear failure in anisotropic rocks. **Geol. Soc. Amer. Bull.**, v. 72, n. 7, p. 985-990, 1961
- DORR J. VAN N. II. **Physiographic, stratigraphic and structural development of the Quadrilátero Ferrífero**, Minas Gerais, Brazil. In: Professional Paper, Washington, USGS/DNPM, 641-A: 110, 1969
- DUNCAN, C. W.; CHRISTOPHER, W. M. **Rock slope engineering: Civil and mining**, 4th edition. Rock Slope Engineering: Fourth Edition, p. 1–432, 2004.
- ELECTRIC POWER RESEARCH INSTITUTE (EPRI). **Uplift pressures, shear strengths, and tensile strengths for stability analysis of concrete gravity dams**. Rep. EPRI TR-100345. Stone and Webster Engineering Corporation, Denver, USA, 1992.
- ELETRÓBRÁS. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. (CBDB, Org.), 2003.
- EUROCODE. **Geotechnical Design – Part 2: Ground investigation and testing**. European Committee for Standardization, rue de Stassart, 36 B-1050 Brussels, Belgium. 198 p., 2007.
- FARINA, F. *et al.* The Archeane-Paleoproterozoic evolution of the Quadrilátero Ferrífero, Brasil: current models and open questions. **Journal of South American Earth Sciences**, v. 68, n. 2, p. 4-21, 2016.
- FERC (Federal Energy Regulatory Commission). **Gravity dams, Chapter III. In: Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects**. FERC, Washington, DC, USA. 2002.
- FETTES, D; DESMONS, J. **Metamorphic Rocks (A Classification and Glossary of Terms)**. Cambridge University Press, The Edinburgh Building, Cambridge, U.K., 2007.
- GOLDSTEIN, M. *et al.* **A. Investigation of Mechanical Properties of Cracked Rock**. Paper presented at the 1st ISRM Congress, Lisbon, Portugal, September 1966.
- GONZÁLES, *et al.* **Ingeniería Geológica**. Prentice Hall, España: 715 p, 2002.
- GOODMAN, R. E. **Introduction to rock mechanics**. New York, Willey, 562 p., 1989
- HENCHER S. R.; RICHARDS, L.R. Assessing the shear strength of rock discontinuities at laboratory and field scales. **Rock mechanics, Rock Engineering**, n. 48., p. 883 - 905, 2014.

HIGHWAY RESEARCH BOARD. Rock Mechanics: 4 Reports. Volume 1379 de HRB. **National Research Council (U.S.)** . Edição 135, pp 42. 1966.

HOEK, E. **Strength of rock and rock masses**. ISRM News Journal,1994. 4-16 p.

HOEK, E. *et al.* **Hoek-brown failure criterion**. Narms-Tac, p. 267–273, 2002.

HOEK, E. ; BROWN, E.T. Practical estimates of rock mass strength. **Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr** v. 34, n. 8, p.1165± 1186, 1997.

HOLANDA, F. G. **Willow Creek - Primeira Barragem de Gravidade Projetada e Construída em Concreto Rolado, Colóquio Sobre Concreto Massa**, 1983.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (ICOLD). **Bulletin 130: Risk assessment in dam safety management – A reconnaissance of benefits, methods and current applications**. ICOLD/CIGB, Paris, France, 2005.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (ICOLD). **Dam Failures Statistical Analysis, Bulletin 99 of the International Commission on Large Dams**, Paris,1995.

INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS Suggested Method for Point Load Strength. **Int. J. Rock Mechanics**, 53-59p., 2007.

INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS. **The complete ISRM suggested methods for characterization, testing and monitoring**. In: Ulusay, R. & Hudson, J.A. 1974-2006,2007.

INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS. **The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization**, Testing and onitoring. In: Ulusay, R. 2007 - 2014, 2015.

INTERNATIONAL SOCIETY OF ROCK MECHANICS (IRSM). **Suggested Methods for quantitative description of disontinuities in rock masses**, Rock Mechanics Mining Science Geomechanical, 15, p. 319-368. 1978.

IRFAN, T. Y; DEARMAN, W.R. Practical assessment of grade in a weathered granite. **Bulletin of the International Association of Engineering Geology** v. 18, n. 4, p. 101–109, 1978.

JAEGER, J. C.; COOK, N. W. **Fundamentals of Rock Mechanics**.3ª Ed. London, 1979. 593 p

JQUES, D.S **CARACTERIZAÇÃO MORFOLÓGICA, MINERALÓGICA E GEOMECÂNICA DE PERFIS DE INTEMPERISMO DE ROCHAS GRANÍTICAS EM CLIMA TROPICAL**. 2019. 139 f. UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA, 2019.

- KANJI, M. A. **Shear Strenght Along Soil – Rock Interface**. M.S.Thesis, Univ. of Illinois, 69 pp, (1970)
- KANJI, M. **Resistência ao cisalhamento de contactos solo-rocha**. 1972. USP, 1972.
- KROUNIS, A.; JOHANSSON, F.; LARSSON, S. **Shear Strength of Partially Bonded Concrete–Rock Interfaces for Application in Dam Stability Analyses**. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2016.
- LE MAITRE, R. W (ed.). **Igneous rocks: a classification and glossary of terms: recommendations of the International Union of Geological Sciences Subcommission on the Systematics of Igneous Rocks**. 2. ed. Cambridge: Cambridge University Press, 2002. 236 p.
- LO, K. Y; OGAWA, T; LUKAJIC, B; DUPAK, D.D. Measurement of strength parameters of concreto-rock contact at the dam foundation interface. **Geotech Test J**, 383-394, 1991.
- MARQUES FILHO, J. **Maciços experimentais de laboratório de concreto compactado com rolo aplicado às barragens**. UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL, 2005.
- MARQUES, E. A. G.; AZEVEDO, I.C.D. **Introdução à Mecânica das rochas**, 2ª. Ed., Viçosa, Ed. UFV, v.1., p.361, 2006.
- MARQUES, E. A. G.; VARGAS, E. **Mecânica das rochas – 1ª ED**. São Paulo: Oficina de Texto, 2022.
- MELLO, V.F.B. **“Quod Memorandum est” com respeito aos ensaios de cisalhamento “in tiu” em emprego na mecânica das rochas**. Anais, III Cong. Bras. Mec. dos Solos, B. Horizonte, Vol.1, tema VIII, p. 23-41, 1966.
- MERABI, B. **Mechanical behavior of cohesive concrete-rock joints at the damfoundation interface: geometrical and mechanical influence of asperities**. Université Grenoble Alpes, 2018.
- MORADIAN, Z. A. *et al.* Application of acoustic for monitoring shear behaviour of bonded concreto-rock joints under direct shear test. **Can. J. Civ. Eng.** 887-896, 2012.
- MORALES, M. S. **Análise de confiabilidade de taludes em condições saturadas-não saturadas via análise limite no espaço cônico quadrático**. Tese de Doutorado. PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO RIO DE JANEIRO, 2014.

- MOUZANNAR, H. *et al.* Experimental Study of the Shear Strength of Bonded Concrete–Rock Interfaces: Surface Morphology and Scale Effect. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, 2601–2625, 2018.
- PATTON, F. D. **Multiple modes of shear failure in rock e related materials**. Ph.D, Thesis, Univ. of Illinois, Urbana, 8282 p, 1966.
- PATTON, F.D. **The determination of Shear Strength of Rock Masses**. Trabalho apresentado ao curso de Terrametrics sobre Measurement Systems for Controlo f Construction and Mining, Denver, mimeogr, 37 pp, 1968.
- PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos** (16 Aulas). 3a ed. São Paulo: Oficina de textos, 2006.
- RAMOS, T. M. M. A. **Ensaio geomecânicos em rochas metassedimentares do maciço da Mina das Azeiteiras (Mosteiro de Tibães): comparação, potencialidades e limitações**. 2009. 219 p. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto. 2009.
- RENAUD, S. *et al.* **Efeitos da rugosidade na resistência ao cisalhamento de juntas de concreto e rocha em barragens com base em dados experimentais**. Rock Mech Rock, 2019. <https://doi.org/10.1007/s00603-019-01803>
- RIPLEY, C. F; LEE. K. L. Sliding friction test on sedimentar rock specimens. Trans. 7<sup>th</sup> Int. Congr. **On Large Dams, Edinburg**, v. 4, n. 4, p. 657-671, 1961.
- ROBERTSON, A.M. **The Interpretation of Geological Factors For Use in Slope Theory**. Proc. Symp. Planning Open Pit Mines, Joanesburgo, p. 55-71, 1970.
- ROCHA, M. **Mechanical behavior of rock foundations in concrete dams**. 1964
- RUGGERI, G. *et al.* **Sliding safety of existing gravity dams – Final report**. ICOLD European Club, 2004.
- SAIANG, D. *et al.* **Laboratory tests on shotcrete-rock joints in direct shear, tension and compression**. Rock Mechanics and Rock Engineering, pp. 275–297, 2005.
- SANTOS, T. B. **Aplicabilidade das classificações geomecânicas e retroanálises para estimação de propriedades dos maciços**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto- Escola de Minas, Ouro Preto, MG, 2015. 147p.
- SERAFIM, J. L; LOPES, J. J. B. **In-situ shear tests e triaxial tests of foundation rocks of concrete dams**. Proc. 5<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation., Vol.1.o.533-539, 1961.

SOUZA, L. R. A. **Avaliação da influência das características do maciço rochoso de fundação sobre a probabilidade de falha por deslizamento de estruturas de concreto de usinas hidrelétricas**. Universidade Federal do Paraná, 2017. Disponível em: <<https://doaj.org/article/f820bd6e28cf44988e96d72e946a06ff>>.

TIAN, H. M. *et al.* **Experimental and Numerical Analysis of the Shear Behaviour of Cemented Concrete–Rock Joints**. Rock Mechanics and Rock Engineering, pp. 213–222, 2005.

VILES, H. *et al.* The use of the Schmidt Hammer and Equotip for rock hardness assessment in geomorphology and heritage science: a comparative analysis. **Earth surface processes and landforms**, pp. 320-333, 2010.

VIZINI, V. O.; FUTAI, M. M. **Shear Strength of Rock-Concrete Interface via Direct Shear Test-a data compile**. 14th International Congress on Rock Mechanics and Rock Engineering. Conference Paper, 2019.

WINKLER, S.; MATTHEWS, J. A. **Comparison of electronic and mechanical Schmidt hammers in the context of exposure-age dating: are Q- and R-values interconvertible?** Wiley Online Library. 2014

WYLLIE, D. C.; MAH, C. W. **Rock Slope Engineering, Civil and Mining**, 4th Edition. London and New Press and Taylor & Francis Group, 431p., 2004.