

UTILIZAÇÃO DE MÉTODOS NÃO DESTRUTIVOS NO PATRIMÔNIO HISTÓRICO: estudo de caso da escultura *O Sepultamento* de Victor Brecheret

USE OF NON-DESTRUCTIVE METHODS IN HISTORICAL HERITAGE:
A CASE STUDY OF VICTOR BRECHERET'S SCULPTURE THE BURIAL

LUCIANE KUZMICKAS

*Departamento de Mineralogia e Geotectônica, Instituto de Geociências – Universidade de São Paulo
São Paulo, SP, Brasil
E-mail: lukuzmickas@gmail.com*

ELIANE APARECIDA DEL LAMA

*Departamento de Mineralogia e Geotectônica, Instituto de Geociências – Universidade de São Paulo
São Paulo, SP, Brasil
E-mail: edellama@usp.br*

RESUMO ABSTRACT

A utilização de métodos não destrutivos é importante na caracterização e definição dos mecanismos de deterioração dos monumentos pétreos, devido à sua natureza não invasiva auxiliar na conservação da obra em estudo, quando da realização de ensaios específicos. No presente trabalho, além do mapeamento das formas de alteração da rocha na obra *O Sepultamento*, foi utilizado um equipamento de ultrassom e um espectrofotômetro para avaliação do seu estado de conservação. A escultura *O Sepultamento*, originalmente chamada *Mise Au Tombeau*, é uma das obras mais importantes do artista plástico Victor Brecheret: premiada no *Salon d'Automne* de Paris em 1923, foi adquirida por Olívia Guedes Penteado, para ornamentação do túmulo do marido no Cemitério da Consolação, em São Paulo, onde permanece até os dias atuais. O mapeamento das formas de alteração da rocha indicou a presença, predominantemente, de alteração cromática e colonização biológica, com a parte posterior da escultura sendo a mais afetada. A análise pontual da velocidade das ondas ultrassônicas evidenciou perda na homogeneidade da rocha neste local. Os dados colorimétricos evidenciaram que a parte frontal da estátua não apresenta descaracterização significativa de cor, enquanto a parte

The use of non-destructive methods is important in the characterization and definition of deterioration mechanisms of stone monuments due to their non-invasive nature and assistance in the conservation of historical monuments. In this study, besides the mapping of the alteration forms of the stone, an ultrasound equipment and a spectrophotometer were used to assess the state of conservation of the tombstone *The Burial (O Sepultamento)*. The sculpture *The Burial*, originally called *Mise Au Tombeau*, is one of the most important works by the artist Victor Brecheret. This sculpture was awarded the *Salon d'Automne* Prize in Paris in 1923, and it was acquired by Olívia Guedes Penteado, for her husband's grave in the Consolation Cemetery in São Paulo, where it remains until now. The mapping of the alteration forms of the stone indicated the predominant presence of chromatic alteration and biological colonization, with the back of the sculpture being most affected. Locally, the velocity of ultrasonic waves showed loss in stone homogeneity. The colorimetric data showed that the front of the statue does not have a significant mischaracterization of colour, while the back has a significant colour change, conditioned by

posterior apresenta significativa alteração cromática, condicionada pelas colonizações biológicas e depósitos de fuligem, dados ratificados pelas análises de microscopia eletrônica efetuadas em amostra de crosta da estátua. Os métodos não destrutivos utilizados no presente estudo mostraram-se adequados para a avaliação do estado de conservação da escultura *O Sepultamento* e espera-se que estes resultados possam ser úteis em possíveis futuros projetos de conservação desta importante obra paulistana.

Palavras-chave: Métodos não destrutivos; Cemitério da Consolação; Victor Brecheret; *O Sepultamento*; Conservação de Monumentos

1 INTRODUÇÃO

A utilização de métodos não destrutivos é importante na caracterização e definição dos mecanismos de deterioração dos monumentos pétreos. A realização de análises por estes métodos, auxiliam na conservação da obra em estudo, pois sua integridade não é afetada pela realização dos ensaios.

Dentre estes métodos, podem ser citadas as investigações *in situ*, com inspeção visual e mapeamento das formas de intemperismo; determinação

biological colonization and soot deposits, and ratified by analysis of electron microscopy performed on the sample removed from the statue. The non-destructive methods used in this study were suitable for assessing the state of conservation of the sculpture *The Burial*. It is expected that these results will be helpful in possible future conservation projects of this important work of art of the city of São Paulo.

Keywords: Non-destructive methods; Consolation Cemetery; Victor Brecheret; *The Burial*; Conservation of Monuments

de velocidade ultrassônica; termografia; uso de radar; esclerometria; espectroscopia Raman; fluorescência de raios X portátil; ensaios com cachimbo; obtenção de imagem por radiação ultravioleta, infravermelho e luz rasante; espectrofotometria e laser scanner 3D.

No presente trabalho, além do mapeamento das formas de alteração da rocha da obra *O Sepultamento* (Figura 1), foram utilizados um equipamento de ultrassom e um espectrofotômetro para avaliação do seu estado de conservação.



Figura 1 - Escultura *O Sepultamento* de Victor Brecheret.

O ultrassom, equipamento que mede a velocidade de propagação das ondas elásticas na rocha, pode ser utilizado para estimar o grau de alteração da rocha, detectar fissuras no interior de monumentos e também para determinar o grau de eficiência de consolidantes ou outros tratamentos, com avaliação das rochas antes e depois de submetê-las à simulação em câmaras intempéricas. É uma técnica muito usada para essas avaliações em monumentos e edifícios históricos, como pode ser comprovado em Köhler (1988), Topal & Doyuran (1995), Papida et al. (2000), Fitzner (2004), Silva (2005), Marques et al. (2010), Kuzmickas (2013), Gimenez & Del Lama (2014) e Grossi & Del Lama (2015).

O espectrofômetro, equipamento que mede a cor, pode ser empregado de várias maneiras no estudo do patrimônio pétreo, tais como: avaliar a modificação da cor original de uma rocha pela aplicação de consolidantes, antigrafitis, hidrofugantes e biocidas; avaliar a sintonia cromática (ou a falta dela) entre materiais originais e os que foram acrescentados; avaliar o quanto a cor de uma rocha se modificou devido à ação dos agentes intempéricos, como poluição, biocolonização e chuva ácida. Exemplos dessas aplicações podem ser encontrados em Costa & Delgado Rodrigues (1996), Iñigo et al. (1997), GarcíaTalegon et al. (1998), Fort et al. (2000), Feliu et al. (2005), Grossi et al. (2007a,b), Souza et al. (2008), Prieto et al. (2010), Kuzmickas (2013) e Grossi et al. (2015).

A escultura *O Sepultamento*, originalmente chamada *Mise Au Tombeau*, é uma das obras mais importantes do artista plástico Victor Brecheret. Premiada no *Salon d'Automne* de Paris em 1923 (Pellegrini 2004), foi adquirida pela Dona Olívia Guedes Penteadó, no final da década de 1920, para ornamentação do túmulo do marido no Cemitério da Consolação, em São Paulo, onde permanece até os dias atuais (quadra nº35, rua nº35, lotes nº 1 e 2).

A estátua foi construída em dois blocos de rocha, justapostos aparentemente sem qualquer substância ligante. Representa a Pietà e as santas mulheres bíblicas Maria Madalena, Maria de Cleofás e Isabel, prima da mãe de Jesus, e uma quarta mulher, que não consta na Bíblia, que talvez seja uma alusão à D. Olívia, protetora das artes e grande incentivadora dos modernistas,

principalmente de Brecheret. Foi a primeira escultura do artista a apresentar sequencialidade de figuras, estilo mais tarde adotado no Monumento às Bandeiras, localizado no Parque do Ibirapuera em São Paulo, obra mais importante do artista.

Este trabalho propôs-se a avaliar o estado de conservação da obra *O Sepultamento* com utilização de métodos não destrutivos, determinar a rocha constituinte, suas formas de alteração e identificar microorganismos com microscopia eletrônica.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para a caracterização do estado de conservação e determinação dos mecanismos de degradação da escultura *O Sepultamento*, foi seguida a metodologia de investigação proposta por Fitzner (2004), que abrange os materiais e métodos descritos a seguir.

2.1 Caracterização Petrográfica

A caracterização petrográfica da escultura, assim como da sua base de apoio, a qual corresponde a estrutura do jazigo, foi realizada pela análise macroscópica dos litotipos *in situ*, com auxílio de lupa de mão.

2.2 Padrões de Deterioração da Rocha

Para a classificação dos padrões de deterioração da rocha, foi utilizado o atlas do ICOMOS (2008).

2.3 Velocidade de Propagação das Ondas Ultrassônicas

A determinação dos tempos de propagação das ondas ultrassônicas foi realizada com o aparelho de ultrassom VMeter III da James Instruments Inc., utilizando transdutores planos de 54 kHz (emissor e receptor com diâmetro de 5 cm) e 150 kHz (emissor e receptor com diâmetro de 2,2 cm). Para acoplagem entre os transdutores e os objetos de estudo foi utilizado gel para ultrassom, produto não gorduroso e hidrossolúvel, composto

por polímero carboxivinílico, propilenoglicol, trietanolamina, conservante e água purificada.

A determinação da distância de propagação da onda ultrassônica foi realizada com o auxílio de trena de precisão, com graduação em milímetro.

A técnica utilizada foi a da transmissão direta (transdutores alinhados de maneira oposta na face do objeto de estudo), conforme norma ABNT NBR 8802/94.

2.4 Espectrofotometria

Para a realização das medidas colorimétricas, foi utilizado o espectrofotômetro Konica Minolta 2500d com abertura de 8 mm, fonte de iluminação D65, incluindo região ultravioleta do espectro, componente especular inclusa (SCI) e exclusiva (SCE) e ângulo de observação de 10°. As medidas foram expressas nos espaços de cor CIELab e CIELCh, ambos da CIE (*Commission Internationale de l'Éclairage* – Comissão Internacional de Iluminação), com o tratamento dos dados realizado nos softwares OnColor version 5.4.5.1, Microsoft Excel 2013 e AutoCAD 2014.

2.5 Microscopia Eletrônica de Varredura

A análise em microscópio eletrônico de varredura, com espectrômetro de dispersão de energia de raios X (MEV/EDS), foi executada no Laboratório de Microscopia Eletrônica de Varredura do IGc/USP, tendo por finalidade a determinação dos componentes de uma amostra de crosta retirada da escultura, a partir de estudos morfológicos e análises químicas pontuais qualitativas. A amostra retirada foi preparada em *stube*, metalizada com ouro para possibilitar a caracterização do carbono existente, e analisada em Microscópio Eletrônico de Varredura LEO 440I, acoplado com espectrômetro de dispersão de energia de raios X.

3 RESULTADOS

3.1 Caracterização Petrográfica

A escultura foi elaborada a partir de dois blocos de um mesmo tipo de granito, que possui coloração variável entre cinza nas porções frescas

e cinza amarelado nas porções intemperizadas. Apresenta estrutura levemente foliada marcada pela biotita, textura inequigranular fanerítica fina a média (de 0,2 mm a 0,7 mm), com presença de enclaves microgranulares máficos. A mineralogia abrange feldspatos, quartzo e biotita com traços de sulfetos e/ou óxidos.

Na construção da base da escultura, foram utilizados blocos de outro tipo de granito, com coloração variável entre cinza nas porções frescas e cinza amarelado nas porções intemperizadas, estrutura maciça, textura porfirítica (fenocristais com aproximadamente 1,5 cm) de matriz fina a média (aproximadamente 0,2 mm), com presença de enclaves microgranulares máficos. Possui aproximadamente 85% de matriz e 15% de fenocristais. A mineralogia compreende feldspatos, quartzo e biotita, com traços de sulfetos ou óxidos. Segundo Santos (2005), petrograficamente constatou-se que a rocha corresponde a um tonalito, apresentando minerais típicos de alteração hidrotermal, porém com poucos indícios de alteração intempérica.

A identificação visual sugere que o granito utilizado na escultura *O Sepultamento* seja o Granito Itaquera, rocha amplamente utilizada nos monumentos da cidade de São Paulo (Del Lama et al. 2009) e a rocha utilizada na base do jazigo seja o Granito Cinza Mauá. Segundo o arquivo de tombamento do Cemitério da Consolação no CONDEPHAAT, a base do túmulo foi construída pela Marmoraria Porta R. B. Cint e data de 1934.

3.2 Mapeamento dos Padrões de Deterioração da Rocha

O mapeamento dos padrões de deterioração da rocha identificou a presença de alteração cromática, depósito, crosta, erosão, fissura, perfuração, perda de partes e colonização biológica. A Figura 2 ilustra o mapeamento dos padrões de deterioração realizado e a Figura 3 alguns dos locais mapeados.

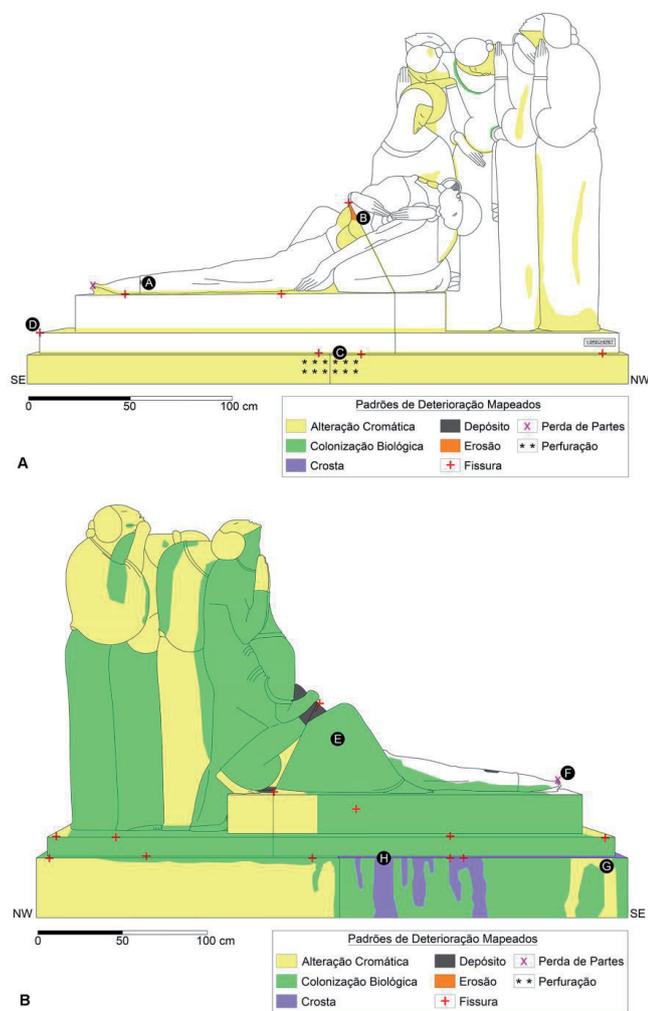


Figura 2 - Mapeamento dos padrões de deterioração da rocha realizado em *O Sepultamento*. A. Parte frontal do jazigo. B. Parte posterior do jazigo.

O mapeamento e acompanhamento do desenvolvimento dos padrões de deterioração da rocha foi realizado inicialmente por Santos (2005), abrangendo o período de dezembro de 2003 a janeiro de 2005. Subsequentemente, Kuzmickas & Del Lama (2009) e Kuzmickas (2013) realizaram estudo similar, nos períodos de dezembro de 2007 a março de 2009 e de março de 2011 a setembro de

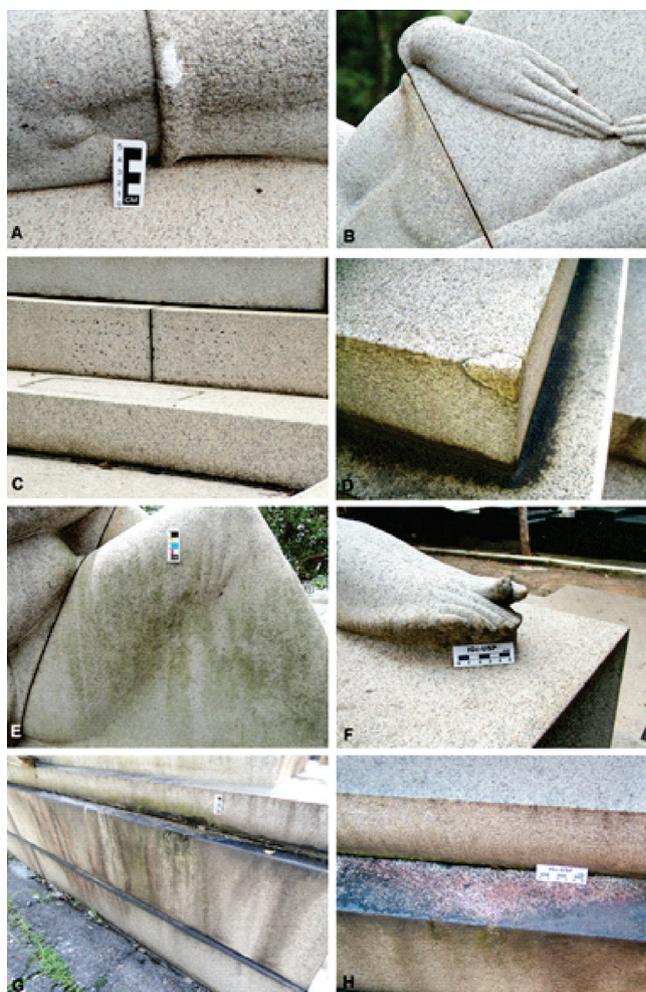


Figura 3 - Padrões de deterioração mapeados na escultura *O Sepultamento*. A. Depósito. B. Erosão. C. Perfuração. D. Fissura. E. Colonização Biológica. F. Perda de partes. G. Alteração cromática. H. Crosta.

2013, respectivamente. Na comparação visual do atual estado de conservação do jazigo com fotografias dos períodos citados, constata-se aumento nas proporções da área de abrangência da alteração cromática e da colonização biológica (Figura 4), além do desenvolvimento do recalque da estrutura de base que sustenta a estátua (Figura 5).



Figura 4 - Aumento nas proporções da área de abrangência da alteração cromática e da colonização biológica. A. 2008. B. 2013. C. 2015.

O desenvolvimento dos padrões citados justifica-se pela localização do jazigo. A estátua possui, do seu lado esquerdo, túmulos com mais de 3,0 m metros de altura, que, além de impedirem a circulação de ar na sua parte posterior,

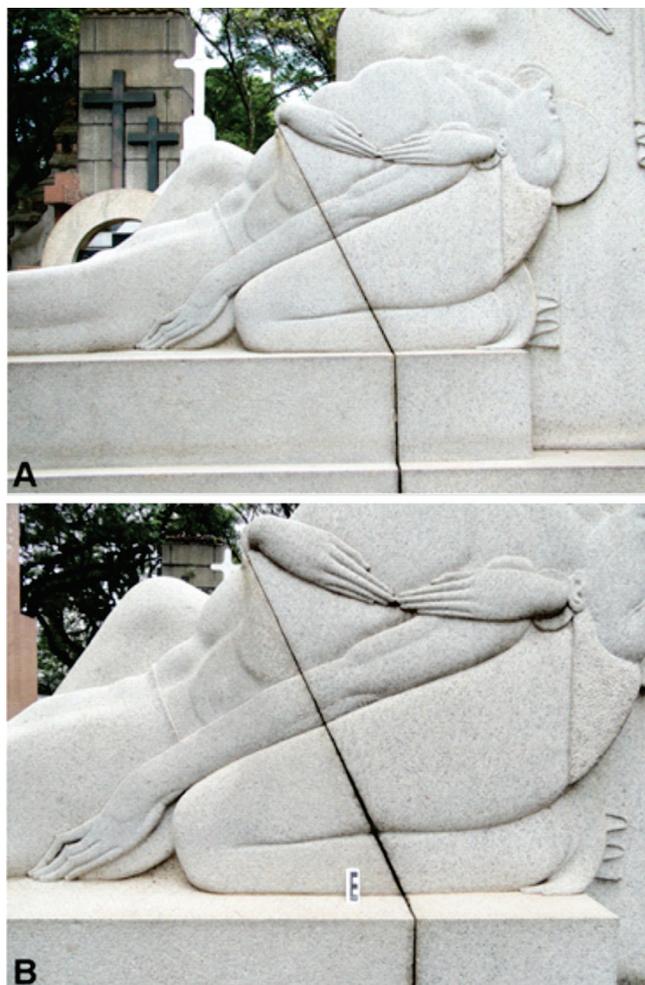


Figura 5 - Desenvolvimento de recalque na base que sustenta a estátua entre 2008 (A) e 2015 (B).

proporcionam menores momentos de insolação e conseqüentemente a permanência de umidade nesta região, facilitada também pelas características arquitetônicas da escultura, que não facilitam o escoamento da água. Na parte frontal não foi verificada presença de umidade, o que se justifica pela ausência de estruturas que atrapalhem a ventilação e insolação desta região. A umidade é o fator que condiciona o desenvolvimento da colonização biológica, essencialmente na parte posterior da estátua, que em associação com a poluição atmosférica, colabora com a alteração cromática de toda estátua. A ocorrência de recalque da estrutura do jazigo que suporta a estátua deveria ser investigada, pois, além de proporcionar o aparecimento de tensões no local onde os blocos de rocha apresentam-se justapostos, pode provocar colapso do jazigo e conseqüentemente danos irreparáveis a estátua.

3.3 Determinação da Velocidade das Ondas Ultrassônicas

A avaliação da sanidade do granito do jazigo foi realizada com base nas velocidades das ondas ultrassônicas obtidas para os ensaios realizados por toda a estátua em duas datas diferentes (abril e agosto de 2012). O método de transmissão utilizado foi o direto. A localização dos pontos estudados com o transdutor de 54 kHz e os valores das velocidades das ondas ultrassônicas, obtidas em cada ponto, estão representadas na Figura 6.

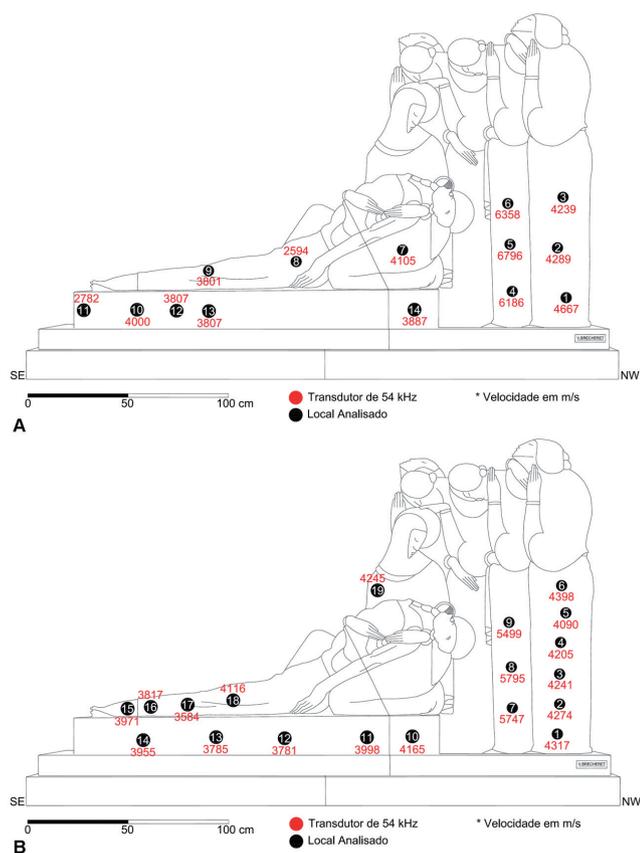


Figura 6 - Localização dos pontos estudados e os valores das velocidades das ondas ultrassônicas obtidas para o transdutor de 54 kHz. A. Abril de 2012. B. Agosto de 2012.

A localização dos pontos estudados com o transdutor de 150 kHz e os valores das velocidades das ondas ultrassônicas, obtidas em cada ponto, estão representadas na Figura 7.

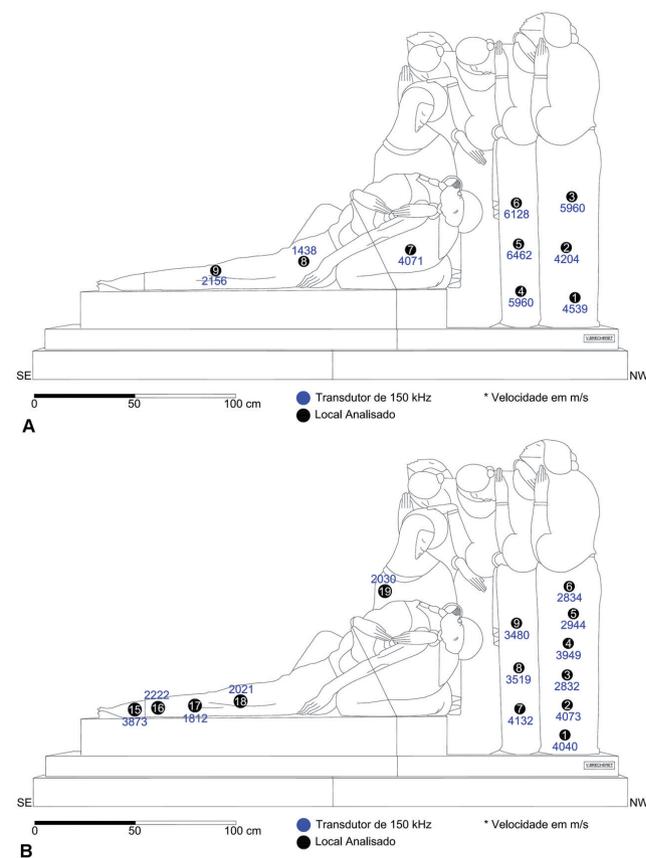


Figura 7 - Localização dos pontos estudados e os valores das velocidades das ondas ultrassônicas obtidas para o transdutor de 150 kHz. A. Abril de 2012. B. Agosto de 2012.

Os valores das velocidades médias das ondas ultrassônicas, obtidos com os transdutores de 54 kHz e 150 kHz pelo método de transmissão direta, são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Valores obtidos para a avaliação realizada pela velocidade das ondas ultrassônicas.

Data	Transdutores	Velocidade Média (m/s)	Desvio Padrão (m/s)	Coefficiente de Variação (%)
Abril de 2012	54 kHz	4380	1250	28
Agosto de 2012	54 kHz	4315	645	15
Abril de 2012	150 kHz	4344	1721	40
Agosto de 2012	150 kHz	3119	854	27

Nota-se que as velocidades médias obtidas com o transdutor de 54 kHz, apresentam menores valores do desvio padrão e conseqüentemente do coeficiente de variação, do que das obtidas com o transdutor de 150 kHz. Este transdutor apresentou grande variação do tempo de percurso da onda pela rocha, para cada pulso emitido pelo aparelho, em um mesmo ponto estudado, mesmo para os locais que não apresentavam indícios de alteração. Desta maneira admitiu-se maior representatividade dos valores obtidos com o transdutor de 54 kHz, notando que as médias das velocidades obtidas em abril e agosto de 2012, portanto com quatro meses de diferença, apresentam valores próximos (4380 m/s e 4315 m/s respectivamente), mesmo com a diferença de aproximadamente 15% no coeficiente de variação da primeira análise para a segunda.

As Figuras 6A e 6B mostram que comparativamente as velocidades obtidas com o transdutor de 54 kHz são superiores às obtidas com o transdutor de 150 kHz para o mesmo ponto estudado. Entretanto, a variação da velocidade de um ponto para outro (aumento ou diminuição sem levar em consideração o valor), desde que o mesmo esteja próximo, apresenta certa correspondência. Isso mostra que análises realizadas com dois transdutores diferentes podem ajudar a evidenciar a perda da homogeneidade da rocha em determinados locais, o que não seria possível com a utilização de dados de apenas um transdutor, pois tais variações poderiam estar associadas com limitações do método utilizado.

Em relação à variação pontual da velocidade, os locais correspondentes à orientação NW da estátua (Pontos 1 ao 6 para a análise realizada em abril de 2012 e pontos 1 ao 9 para a análise realizada em agosto de 2012) apresentam as maiores velocidades, correspondendo à maior integridade

da rocha nos locais analisados. Em contrapartida, locais próximos a orientação SE da estátua (Pontos 9 ao 11 para a análise realizada em abril de 2012 e pontos 14 ao 17 para a análise realizada em agosto de 2012) apresentam as menores velocidades, o que pode corresponder à perda de resistência da rocha, visto que tal região possui umidade constante e apresenta colonização biológica e alteração cromática intensa. Os locais analisados nas partes interiores da estátua (Pontos 4 ao 6 - abril de 2012 e pontos 7 ao 9 - agosto de 2012) apresentam velocidades maiores que as demais, podendo indicar maior consistência da rocha nas partes interiores, que também apresentam maior profundidade, do que nas bordas da estátua.

Os dados obtidos neste monumento apresentam similaridades com os obtidos no *Monumento em Homenagem a Ramos de Azevedo*, situado na Cidade Universitária de São Paulo, e que é constituído pelo mesmo Granito Itaquera (Grossi & Del Lama 2015).

3.4 Caracterização Colorimétrica

A mudança na cor da rocha da estátua *O Sepultamento* foi avaliada pela obtenção dos parâmetros colorimétricos nos seguintes locais: parte frontal da estátua; locais da parte posterior que apresentavam tonalidade próxima à da parte frontal; locais da parte posterior que apresentavam tonalidade esverdeada; e locais da parte posterior que foram limpos (após a utilização do ultrassom, as partes analisadas foram limpas com água e escova de cerdas macias para a remoção do gel utilizado nas análises). Os valores da estatística descritiva aplicada aos parâmetros colorimétricos L^* , a^* , b^* , C^* e h° , em função dos locais analisados, estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 - Valores da estatística descritiva aplicada aos parâmetros colorimétricos L^* , a^* , b^* , C^* e h° , em função do local estudado.

Locais Analisados	Estatística	L^*	a^*	b^*	C^*	h°
Parte Frontal (A)	Média	64,2	1,8	9,2	9,4	80,4
	Desvio Padrão	4,8	1,4	3,1	3,3	4,5
Parte Posterior (B)	Média	52,1	-0,2	14,8	14,8	90,6
	Desvio Padrão	4,3	0,5	2,1	2,1	2,0
Parte Posterior com Colonização Biológica (C)	Média	29,0	-1,1	18,4	18,4	93,5
	Desvio Padrão	4,0	0,87	2,5	2,5	2,2
Parte Posterior após Limpeza (D)	Média	64,3	0,8	10,2	10,3	85,6
	Desvio Padrão	3,7	0,5	0,8	0,8	2,7

Os valores das diferenças dos parâmetros colorimétricos L^* , a^* , b^* e C^* e diferença total de cor (ΔE), para comparações entre os locais estudados, estão apresentados na Tabela 3.

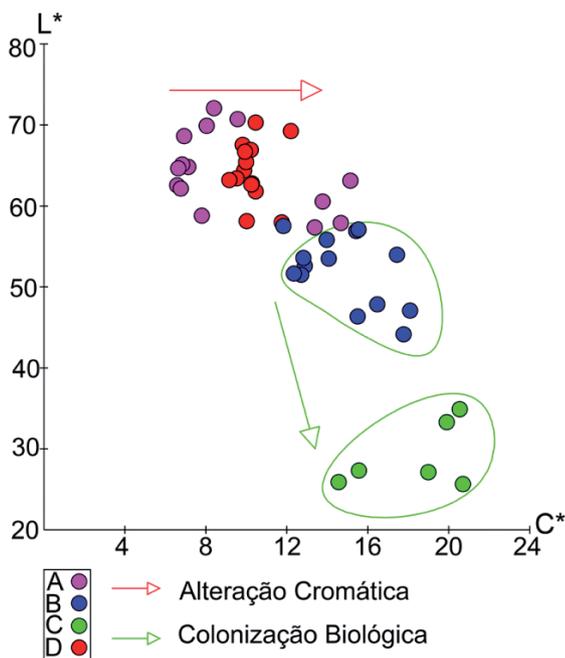
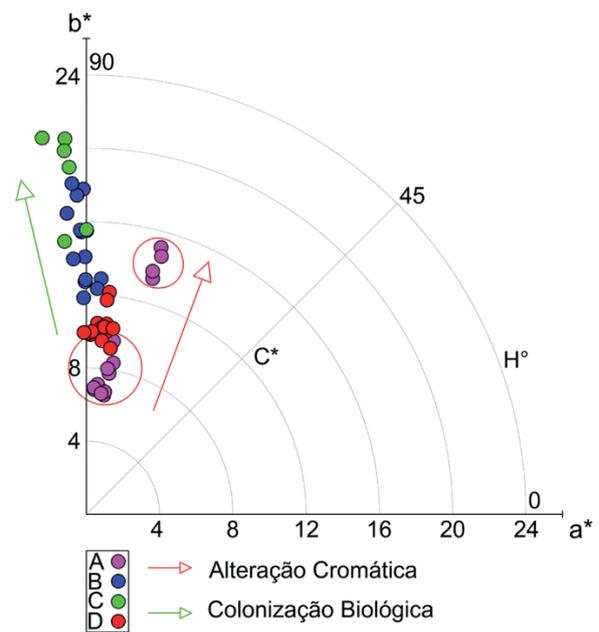
Tabela 3 - Diferenças dos parâmetros colorimétricos L^* , a^* , b^* e C^* e diferença total de cor (ΔE), para comparações entre os locais analisados.

Locais Comparados	ΔL^*	Δa^*	Δb^*	ΔC^*	ΔE
B-A	-12	-2	5,6	5,4	13,4
C-A	-35	-3	9,2	9,0	36,4
D-A	0,1	-1	1,0	0,9	1,4
C-B	-23	-1	3,6	3,7	23,4
D-B	12	1	-4,5	-4,5	13,1
D-C	35	2	-8,2	-8,2	36,3

A diferença de luminosidade dos quatro locais analisados já tinha sido diagnosticado visualmente, entretanto constata-se que a limpeza realizada na parte posterior da escultura, proporcionou luminosidade semelhante à da parte frontal da estátua ($L^*_A = 64,2$; $L^*_D = 64,3$; $\Delta L^*_{D-A} = 0,1$). Os locais com colonização biológica apresentam menores valores de luminosidade e maiores valores de saturação que os outros locais analisados. A saturação da cor não apresenta diferenças significativas entre a parte frontal da estátua e os locais limpos na parte posterior ($\Delta C^*_{D-A} = 0,9$).

A parte frontal da estátua e os locais limpos na parte posterior apresentam valores parecidos

para os parâmetros a^* e b^* ($\Delta a^*_{D-A} = -1$; $\Delta b^*_{D-A} = 1$). A parte posterior da estátua com colonização biológica e após limpeza apresentam valores de a^* semelhantes ($\Delta a^*_{C-B} = -1$), enquanto os valores de b^* são superiores para os locais com colonização ($\Delta b^*_{C-B} = 3,6$). Os valores dos parâmetros colorimétricos L^* , a^* , b^* , C^* e h° foram interpolados em diagrama de dispersão cartesiano (C^* , L^*) e polar (C^* , h°), para visualização das variações destes índices em função dos diferentes locais estudadas (Figuras 8 e 9). O diagrama de dispersão dos valores do comprimento de onda em função da quantidade de luz refletida está representado na Figura 10.

**Figura 8** - Diagrama de dispersão cartesiano para as variáveis C^* e L^* .**Figura 9** - Diagrama de dispersão polar para as variáveis C^* e h° .

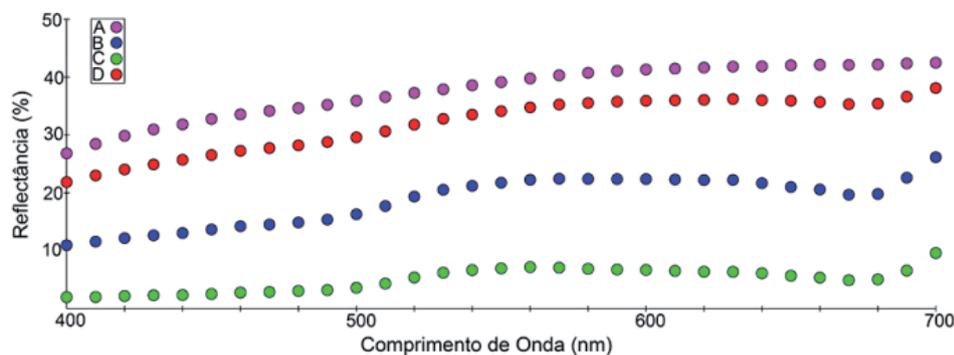


Figura 10 - Gráfico de reflectância espectral.

A análise das Figuras 8 e 9 indica modificação da cor da rocha, principalmente na parte posterior da estátua, cuja ocorrência é devido à proliferação de colonização biológica.

A dispersão dos valores de luminosidade e saturação, para parte posterior da estátua, apresenta tendência à diminuição e a aumento, respectivamente, padrão similar com o observado para a região que efetivamente possui colonização biológica. A dispersão dos valores de a^* e b^* evidencia a tendência da parte posterior da estátua ao esverdeamento.

A alteração cromática da rocha, não necessariamente relacionada a atividade biológica, é evidenciada pela diminuição dos valores de saturação para a parte frontal da estátua e para os locais limpos na parte posterior. Estes mesmos locais, segundo a dispersão dos valores de a^* e b^* , apresentam tendência ao amarelamento e avermelhamento, entretanto no caso dos locais limpos, nota-se que alguns valores indicam esverdeamento, o que pode indicar que a limpeza realizada não foi capaz de eliminar todos os microorganismos fixados na rocha.

A Figura 10 mostra que os locais limpos e a parte frontal da estátua apresentam os maiores valores de reflectância espectral, com tendência de aumento do comprimento de onda violeta para

o vermelho. A parte posterior da estátua, sem e com colonização biológica, apresentam correspondência em relação ao padrão das curvas, com a parte posterior apresentando valores superiores de reflectância. Ambas as curvas apresentam baixa reflectância até 500 nm (verde), apresentando aumento até 530 nm (verde), estabilizando e ocorrendo pequena diminuição até 680 nm (vermelho), quando apresenta um aumento mais acentuado.

3.5 Microscopia Eletrônica de Varredura

Utilizando-se o MEV-EDS, foi analisado um fragmento de crosta retirado da parte posterior da estátua *O Sepultamento*. As análises indicam que a amostra é constituída essencialmente por carbono (Figura 11) e por diversos tipos de microorganismos (Figura 12).

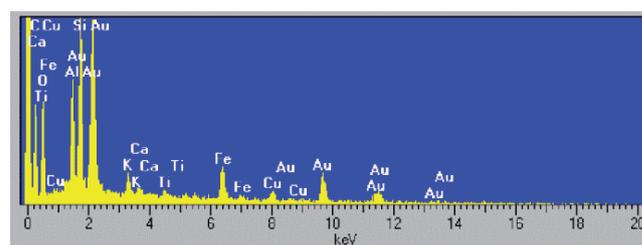


Figura 11 - EDS geral da amostra de crosta retirada da parte posterior da estátua *O Sepultamento*.

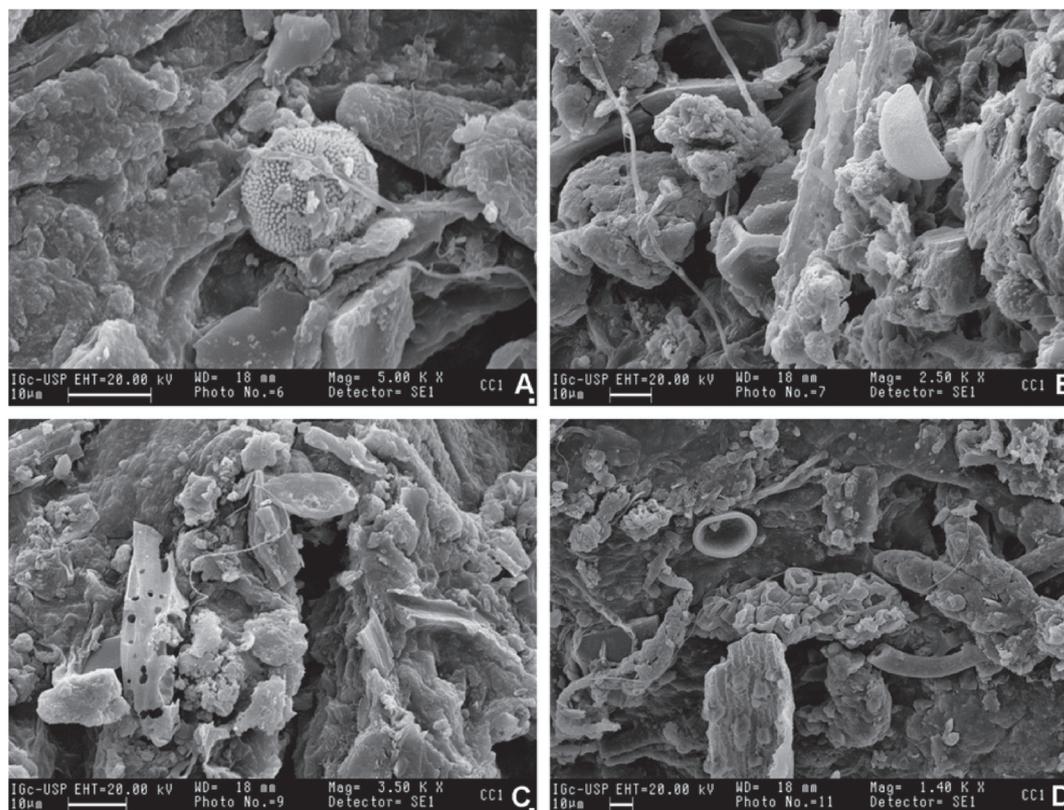


Figura 12 - Imagens de microorganismos presentes em crosta retirada do jazigo utilizando-se detectores de elétrons secundários. A. Microorganismo com 10 μm de diâmetro. B. Esporo colapsado. EDS apontou Si, Al, O, Ca e Fe. C. EDS apontou Si, O, C, Al e Fe. D. EDS apontou Si, Al, Ca e O.

Foi possível identificar, utilizando-se detectores de elétrons retroespalhados, diversos pontos de tonalidade mais clara e formatos arredondados (Figura 13). As composições obtidas (Figura 14), utilizando-se EDS, indicam a presença de aglomerados de ferro com estanho ou manganês ou cromo, apontando para a possibilidade desses componentes serem oriundos da poluição atmosférica.

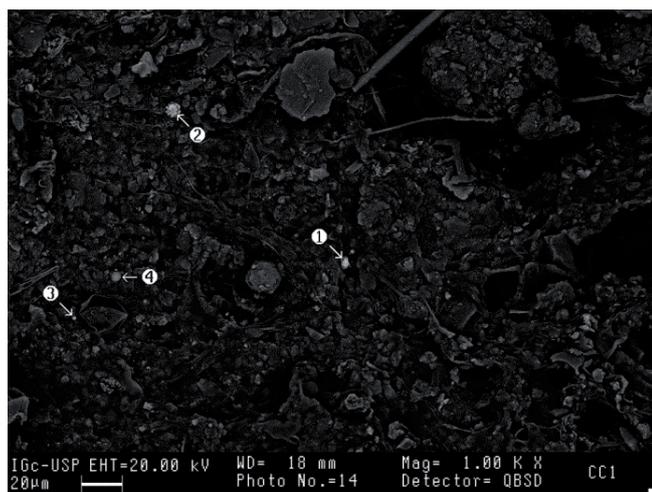


Figura 13 - Imagem de vários pontos de tonalidade mais clara, utilizando-se detectores de elétrons retroespalhados.

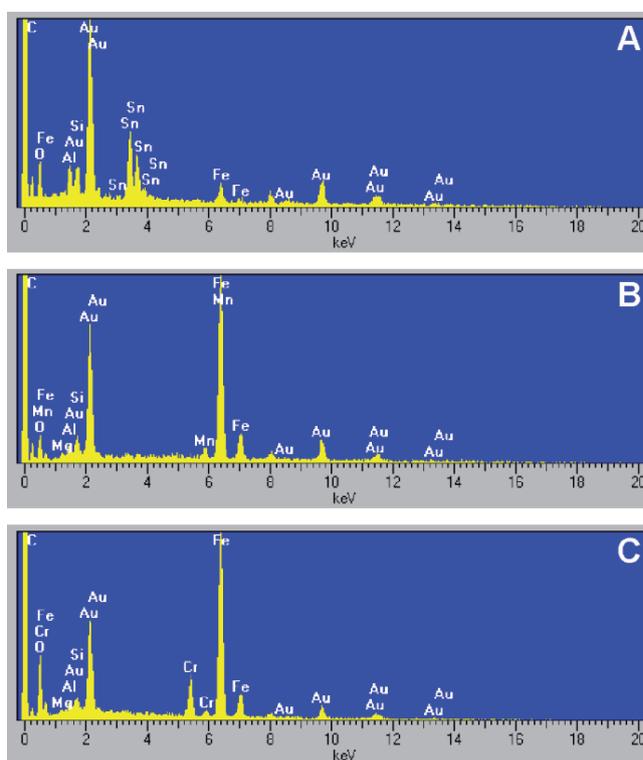


Figura 14 - EDS dos pontos analisados da Figura 13. A. Pontos 1 e 2 constituídos por Fe e Sn. B. Ponto 3 constituído por Fe e Mn. C. Ponto 4 constituído por Fe e Cr.

Foram identificados também minerais provenientes da rocha a qual a crosta estava fixada, como quartzo, zircão e mica, o que pode indicar que as colonizações biológicas identificadas, em associação com a poluição atmosférica, estejam atuando efetivamente na deterioração da rocha da estátua *O Sepultamento*.

4 CONCLUSÕES

A interpretação dos dados obtidos, permite concluir que houve aumento na deterioração da estátua *O Sepultamento* entre os anos de 2007 e 2015.

A análise dos padrões de degradação da rocha indica que a parte frontal da estátua é menos afetada pela colonização biológica e alteração cromática que a posterior, formas de alteração condicionadas pela característica arquitetônica da estátua, que facilita o acúmulo de água e de depósitos, e pela sua localização, próxima a mausoléus de grande porte que proporcionam vários momentos de sombra e diminuição da ventilação, principalmente da parte posterior da estátua. Notou-se a ocorrência de recalque da estrutura do jazigo que comporta a estátua e mereceria uma melhor avaliação. Cabe ressaltar que a falta de manutenção do jazigo, associado com atos de vandalismo, colaboram com a deterioração da escultura.

A análise pontual da velocidade das ondas ultrassônicas evidencia maior perda da homogeneidade da rocha nos locais mais afetados pela alteração cromática e colonização biológica na parte posterior do túmulo. Análises pontuais em locais interiores da estátua, apresentam maiores velocidades comparativamente aos pontos realizados nas bordas, mostrando uma tendência à perda da consistência nas bordas da estátua.

Os dados colorimétricos evidenciaram não apenas modificações nas cores das rochas, mas também os mecanismos envolvidos. A parte frontal da estátua não apresenta descaracterização da cor significativa, entretanto em alguns locais nota-se grande tendência ao amarelamento, conforme padrão visto em outros monumentos da cidade de São Paulo para o Granito Itaquera. Essa tendência merece especial atenção, justamente para evitar que a estátua venha a apresentar no futuro, padrões de deterioração agressivos que acabem

por descaracterizá-la. A parte posterior apresenta significava alteração cromática em função das colonizações biológicas e depósitos de fuligem, ratificados pelas análises de microscopia eletrônica, o que proporciona diminuição da luminosidade da rocha, assim como seu esverdeamento, modificando seu aspecto estético.

Por fim, constata-se que os métodos de análise não destrutivos utilizados aqui foram adequados para a avaliação do estado de conservação da escultura *O Sepultamento* e espera-se que estes resultados possam ser úteis em possíveis futuros projetos de conservação desta importante obra paulistana.

Agradecimentos

As autoras agradecem à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Paulo (Proc. n. 2007/08329-0, Proc. n. 2009/02519-8 e Proc. n. 2010/13910-7) e à Assessoria de Imprensa do Serviço Funerário da Cidade de São Paulo.

REFERÊNCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). 1994. NBR 8802: Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica, Rio de Janeiro, ABNT, 8p.
- Costa D. & Delgado Rodrigues J. 1996. Assessment of colour changes due to treatment products in heterochromatic stones. In: J. Delgado Rodrigues & D. Costa (eds.) Conservation of granitic rocks. Lisboa, LNEC, p.: 95-101.
- Del Lama E.A., Dehira L.K., Reys A.C. dos. 2009. Visão Geológica dos Monumentos da Cidade de São Paulo. Revista Brasileira de Geociências, 39: 409-420.
- Feliu M.J., Edreira M.C., Martín J., Calleja S., Ortega P. 2005. Study of Various Interventions in the Façades of a Historical Building - Methodology Proposal, Chromatic and Material Analysis. Color: Research & Applications, 30: 382-390.
- Fitzner B. 2004. Documentation and evaluation of stone damage on monuments. In: International

- Congress on Deterioration and Conservation of Stone, 10, Proceedings, p. 667-690.
- Fort R., Mingarro F., López de Azcona M.C., Rodriguez Blanco J. 2000. Chromatic parameters as performance indicators for stone cleaning techniques. *Color: Research & Application*, 25: 442-446.
- García-Talegon J, Vicente M.A., Vicente-Tavera S., Molina-Ballesteros E. 1998. Assesment of chromatic changes due to artificial ageing and/or conservation treatments of sandstones. *Color: Research & Application*, 23: 46-51.
- Gimenez, A.M.S. & Del Lama, E.A. 2014. Comportamento de ondas ultrassônicas no Granito Mauá para a conservação do Monumento às Bandeiras. *Geologia USP - Série Científica, Revista do Instituto de Geociências USP*, 14: 47-60.
- Grossi C.M., Alonso F.J., Esbert R.M., Rojo A. 2007a. Effect of laser cleaning on granite color. *Color: Research and Application*, 32: 152-159.
- Grossi C.M., Brimblecombe P., Esbert R.M., Alonso F.J. 2007b. Colour changes in architectural limestones from pollution and cleaning. *Color: Research and Application*, 32: 320-331.
- Grossi, D. & Del Lama, E.A. 2015. Ultrasound technique to assess the physical conditions of the Monument to Ramos de Azevedo. *REM: Revista Escola de Minas*, 68: 171-176.
- Grossi, D., Del Lama, E.A., García-Talegon J., Iñigo, A.C., Vicente-Tavera S. 2015. Evaluation of colourimetric changes in the Itaquera Granite of the Ramos de Azevedo Monument, São Paulo, Brazil. *International Journal of Conservation Science*, 6: 313-322
- International Council on Monuments and Sites (ICOMOS). 2008. *Illustrated Glossary on Stone Deterioration Patterns*. Monuments & Sites 15. Paris: ICOMOS and ISCS (International Scientific Committee for Stone).
- Iñigo A.C., Vicente-Tavera S., Rives V., Vicente M.A. 1997. Color Changes in the Surface of Granitic Materials by Consolidated and/or Water Repellent Treatments. *Color: Research and Application*, 22: 133-141.
- Köhler W. 1988. Preservation Problems of Carrara-Marble Sculptures in Potsdam-Sanssouci. In: *VIIth International Congress on Deterioration and Conservation of Stone*, 6, Proceedings, p. 653-662.
- Kuzmickas, L. 2013. Estado de conservação dos monumentos pétreos do Cemitério da Consolação, São Paulo. *Dissertação de Mestrado, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo*, 150 p.
- Kuzmickas L. & Del Lama E. A. 2009. Intemperismo nos monumentos pétreos do Cemitério da Consolação, São Paulo (SP). In: *SBG, Simpósio de Geologia do Sudeste*, 11, Anais, p. 129.
- Marques, E.A.G., Barroso, E.V., Menezes Filho, A.P., Vargas Jr., E.doA. 2010. Weathering zones on metamorphic rocks from Rio de Janeiro - Physical, mineralogical and geomechanical characterization. *Engineering Geology*, 111: 1-18.
- Papida S., Murphy W., May E. 2000. The use of sound velocity determination for the non-destructive estimation of physical and microbial weathering of limestones and dolomites. In: *International Congress on Deterioration and Conservation of Stone*, 9, Proceedings, p. 609-617.
- Pellegrini S.B. 2004. *Em cada canto de São Paulo um encanto de Brecheret*. São Paulo: Editora Nova América, 40 pp.
- Prieto B., Sanmartín P., Silva B., Martínez-Verdú F. 2010. Measuring the color of granite rocks: a propose procedure. *Color: Research & Application*, 35: 368-375.
- Santos M.C.R.dos. 2005. Uma contribuição ao estudo de deterioração de rochas. *Dissertação de Mestrado, Instituto de Pesquisa Tecnológica do Estado de São Paulo, São Paulo*, 118 p.
- Silva, L.C.T.da. 2005. *Avaliação da Degradação de Rochas em Fachadas de Prédios Históricos: Os Exemplos do Teatro Municipal e do Paço Imperial, Cidade do Rio de Janeiro*. *Dissertação de Mestrado, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio de Janeiro*, 109 p.

Souza J.C., Rolim Filho J.L., Barros M.L.S.C., Lira B.B., Silva S.A., Rieck F.E. 2008. Análise colorimétrica de rochas ornamentais. *Estudos Geológicos*, 18: 55-64.

Topal T. & Doyuran V. 1995. Ultrasonic test of artificially weathered Cappadocian tuff. In: *Preservation and restoration of cultural heritage*, École Polytechnique. p. 205-211.

DETERIORAÇÃO DE ROCHAS GRANÍTICAS EM EDIFICAÇÕES E MONUMENTOS – INVESTIGAÇÃO POR ENSAIOS DE ALTERAÇÃO ACELERADA

*DETERIORATION OF GRANITIC STONES IN BUILDINGS AND
MONUMENTS – INVESTIGATION BY ACCELERATED WEATHERING TESTS*

MARIA HELOISA BARROS DE OLIVEIRA FRASCÁ

MHB Serviços Geológicos, São Paulo, SP, Brasil

E-mail: mheloisa2@yahoo.com.br

JORGE KAZUO YAMAMOTO

Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil

E-mail: jkyamamo@usp.br

RESUMO ABSTRACT

Os materiais rochosos usados na construção civil tendem a se alterar, naturalmente, com o tempo; porém este processo pode ser acelerado quando expostos a condições climáticas agressivas e ambientes poluídos, ou pela utilização de procedimentos construtivos ou de manutenção inadequados.

Dado que os processos de deterioração, ao se instalarem, são praticamente irreversíveis, é de fundamental importância o conhecimento antecipado das possíveis degradações em situações de uso; para o que se recorre aos ensaios de alteração acelerada, também chamados de intemperismo artificial ou de envelhecimento.

Os ensaios de alteração aqui apresentados foram experimentalmente conduzidos em rochas graníticas (material rochoso mais utilizado no Brasil), e buscaram simular algumas situações em que frequentemente são observadas deteriorações nestas rochas quando expostas ao meio ambiente, quais sejam: a ação climática (variações térmicas, atmosferas marítimas) e a ação de poluentes atmosféricos.

Estes estudos visaram tanto ao estabelecimento de metodologia para ensaios laboratoriais que permitam antecipar as deteriorações do material rochoso em situações de uso; como procuraram agregar a questão da durabilidade aos critérios de escolha dessas rochas, quando utilizadas como revestimento de edificações.

The stone materials used in civil construction tend to be altered, naturally, with the time. This process is usually sped up when they are exposed to aggressive climatic conditions and polluted environment, or by the use of inadequate constructive or maintenance procedures. The accelerated or artificial weathering tests, also known by ageing tests, are used for this purpose.

Since these deterioration processes, once started, are practically irreversible, the anticipation of the possible degradations in use situations has great importance.

The experimental tests here presented had been carried through by means of the simulation of climatic aggressiveness (thermal variations, marine environments) and the action of atmospheric pollutants, focusing on granitic rocks, widely used in Brazil.

These studies aim at, on one hand, the establishment of methodology for laboratorial tests that would allow foreseeing deteriorations of the stone materials in use situations and, on the other hand, to add the question of the durability as additional criteria of choice of these rocks, when used as cladding or flooring of buildings.

The ageing test experimentally accomplished in this study showed distinctive results depending on the weathering agent (saline fog, sulfur dioxide or thermal

Os ensaios de alteração acelerada experimentalmente conduzidos neste trabalho exibiram resultados diversificados conforme o agente utilizado (névoa salina, dióxido de enxofre ou variações térmicas) e, principalmente, conforme as características intrínsecas da rocha granítica ensaiada, o que demonstra que mesmo se tratando de um grupo de rochas com composição mineralógica e feições texturais e estruturais semelhantes, fatores como estado microfissural e alterações minerais preexistentes tem importância fundamental na sua alterabilidade.

Palavras-chave: rochas graníticas; rochas para revestimento; deterioração de rochas; ensaios de alteração acelerada.

1 INTRODUÇÃO

As rochas foram os primeiros materiais de construção utilizados na Antiguidade: nos castelos, palácios, aquedutos e vários outros tipos de edificações, bem como em monumentos e estatuária. E são utilizados até hoje, na construção civil, tanto na forma de agregados como nas rochas para revestimento.

Este uso se deve à pronta disponibilidade, aliada à durabilidade da rocha, que geralmente mantém suas características de resistência, especialmente mecânica, por séculos.

Se no passado as rochas eram predominantemente empregadas na forma de alvenaria ou elementos estruturais (colunas e pilares), atualmente são largamente usadas na forma de placas para o revestimento de paredes, pisos e fachadas de edificações, bem como elementos ornamentais (arte funerária) e na confecção de pias, tampos de mesa e outras peças decorativas. No Brasil, as rochas graníticas, devido à abundante ocorrência e enorme variedade de cores e padrões texturais e estruturais, têm sido as mais utilizadas para essas finalidades.

Os materiais usados na construção civil, entre eles as rochas para revestimento, tendem a se alterar, naturalmente, com o tempo; processo que pode ser acelerado em condições climáticas agressivas, ambientes poluídos ou pela utilização de procedimentos construtivos ou de manutenção

(variations) and, mainly, on the intrinsic characteristics of each granitic rock tested, demonstrating that even in a group of rocks exhibiting similar mineralogical composition and textural and structural features, factors such as microcracking degree and pre-existing mineral alterations play fundamental role in their alterability.

Keywords. granites; dimension stone; stone deterioration; ageing tests.

inadequados, promovendo a degradação ou deterioração¹ de rochas.

Como uma vez instalados, os processos de deterioração são praticamente irreversíveis, se torna de fundamental importância o conhecimento antecipado das possíveis deteriorações em situações de uso, seja para a seleção mais apropriada do material rochoso a ser utilizado, como para estabelecimento das medidas de conservação adequadas. Para tanto, se recorre aos ensaios de alteração acelerada, também denominados de intemperismo artificial ou de envelhecimento.

Neste trabalho são apresentados estudos experimentais de alteração acelerada, realizados em rochas graníticas, que buscaram simular algumas situações em que frequentemente são observadas deteriorações nestas rochas quando expostas ao meio ambiente: a ação climática (variações térmicas, atmosferas marítimas) e a ação de poluentes atmosféricos.

Este estudo teve por objetivo tanto o estabelecimento de metodologia para ensaios laboratoriais que permitam antecipar as deteriorações do material rochoso em situações de uso, como

1 Segundo Houaiss; Villar (2009), degradação se refere a processo natural de desgaste ou decomposição; ao desgaste das rochas causado por fatores climáticos; erosão; e deterioração, ao estado alterado para pior; danificação, decomposição, estrago; de forma que se optou, neste trabalho, pelo uso da palavra deterioração ao se referir à alteração da rocha nas obras e monumentos, modernos ou históricos, por ações climáticas, de poluente e mesmo antrópicas.

procuraram agregar a questão da durabilidade aos critérios de escolha dessas rochas, quando utilizadas como revestimento de edificações.

2 ALTERAÇÃO E DETERIORAÇÃO DE ROCHAS

A alteração das rochas se inicia, na natureza, quando entram em contato com as condições atmosféricas reinantes na superfície terrestre, pela atuação do intemperismo.

Viles (1997) considera que a deterioração dessas rochas, ao serem utilizadas na construção civil, ocorre por meio de mudanças nas propriedades desses materiais, em contato com o ambiente natural, no decorrer do tempo, e ressalta que é importante reconhecer que a deterioração também é um fenômeno natural e, portanto, um “problema” não inteiramente induzido pela atividade humana e que possa ser inteiramente “resolvido”; ou seja, que mesmo em condições adequadas de uso e conservação, as rochas se alteram com o tempo.

A deterioração da rocha usada em construções e monumentos, modernos ou históricos, está empiricamente relacionada à interação das características petrográficas, físicas e mecânicas com os agentes do meio ambiente e com os procedimentos de fixação, limpeza e manutenção, ao longo do tempo.

Agrupando todos estes fatores, Aires-Barros (1991) define alterabilidade de rochas como um conceito dinâmico, que se refere à aptidão de uma rocha em se alterar, em função do tempo, aqui considerado em escala humana, ou seja, os fenômenos ocorrem concomitantemente ao uso, à escala do homem e das suas obras.

$$M = f(i, e, t) \quad (1)$$

onde: M = alterabilidade;

i = fatores intrínsecos, dependentes do tipo de rocha (natureza do material, mineralogia, grau de fissuramento ou porosidade, ou seja, da superfície exposta à alteração);

e = fatores extrínsecos, função do clima (temperatura e intensidade de chuvas, entre outros) e do meio em que se processa a alteração (temperatura, pH, Eh, quantidade de água, poluentes, forças bióticas e outros).

t = tempo.

A deterioração inclui mudanças físicas e químicas, que resultam na diminuição da resistência da rocha e modificações na aparência estética; desde alterações cromáticas até esfoliações de camadas superficiais ou ainda a perda de resistência mecânica.

Modificações físicas das rochas para revestimento, atribuídas às técnicas empregadas na extração e de beneficiamento, podem levar ao aumento do fissuramento, porosidade e outros (Dib et al. 1999; Frascá, 2003), aspectos que irão contribuir para a acentuação dos efeitos deletérios dos agentes intempéricos ou da ação antrópica.

Degradações da face exposta da rocha, como inchamento, escamação, destacamento de fragmentos minerais e outros, são muitas vezes decorrentes da formação de subflorescências, a partir de sais provenientes de argamassas (Frascá 2003).

3 CAUSAS E MECANISMOS DA DETERIORAÇÃO ROCHOSA

O clima, em todos seus aspectos, é uma das causas fundamentais da degradação das edificações, por meio da falência de seus materiais constituintes, os quais, por sua vez, afetam a estrutura (Feilden, 1994).

A atmosfera e seus componentes sólidos, líquidos e gasosos atuam sobre as rochas para revestimento por meio de mecanismos físicos (umedecimento, cristalização de sais e outros fenômenos provocados por variações do estado higrométrico da atmosfera) e químicos (sulfatação nas rochas carbonáticas, fenômenos de hidrólise nas rochas granitoides e outros). A estes se associam as ações biológicas (químicas e/ou físicas) promovidas por microrganismos diversos: bactérias, algas, fungos e líquens, musgo e outros.

Além das causas climáticas e da atuação dos poluentes, Frascá (2002) também atribui ao uso inadequado de técnicas construtivas e de conservação como causa de degradação, como exemplo:

- A ação de agentes de limpeza, os quais atuam através de diversas substâncias químicas, cujos componentes podem causar modificações, especialmente no aspecto estético das rochas;
- A cristalização de sais, em rochas usadas no revestimento de pisos e assentadas com argamassa.

3.1 Variações Térmicas

As mudanças da temperatura do ar são quase inteiramente causadas pelo aquecimento do sol durante o dia e pela perda desse calor durante a noite.

Todos os materiais de construção, inclusive as rochas para revestimento, expandem quando aquecidos e contraem quando resfriados – o chamado movimento térmico – que é um importante agente da degradação em edificações. A extensão do movimento térmico depende do intervalo de temperatura resultante do calor incidente e é modificado pela capacidade térmica da estrutura e pela espessura, condutividade e coeficiente de expansão dos materiais.

3.2 Sais Solúveis

A cristalização de sais é um dos agentes intempéricos mais poderosos, pois é responsável pela deterioração de rochas em ambientes marítimos (Figura 1), climas úmidos e ambientes poluídos.



Figura 1 - Aspecto de revestimento em rocha, exposto a nevoa salina na orla de Recife, exibindo eflorescências e manchamentos esbranquiçados, decorrentes da cristalização de sais.

O mecanismo de degradação é a pressão de cristalização dos sais nos poros ou microfissuras e depende do grau de saturação e do tamanho do poro (Winkler & Singer 1972).

A cristalização do sal pode ocorrer na superfície do material rochoso, formando as eflorescências; ou dentro dos capilares próximo à superfície da rocha, originando as subeflorescências, onde a ação mecânica de sais, nas fissuras, dá início ao trabalho destrutivo.

Em uma edificação, nas proximidades do solo, uma solução salina pode ascender através da rocha por capilaridade, até a altura potencial de ascensão capilar, denominada zona capilar, na qual ocorre a evaporação e conseqüente cristalização dos sais, dando origem a diversas formas de deterioração (Figura 2).

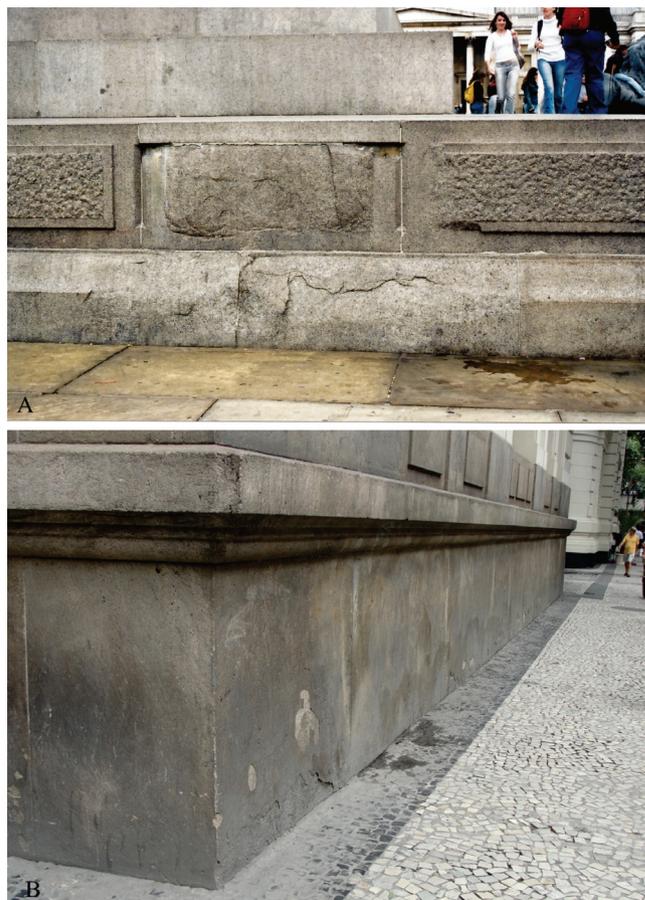


Figura 2 - Deteriorações resultantes da ação da cristalização de sais: (a) esfoliações² e (b) deslocamento.

3.3 Poluentes

A deterioração dos materiais rochosos é notavelmente mais pronunciada nos centros urbanos e industriais, pois a presença de poluentes, de fontes variadas, modifica e acelera os processos de alteração destes materiais, ou seja, modifica ou acelera os processos naturais.

Dentre os poluentes, o dióxido de enxofre (SO₂) é considerado o mais importante na degradação de rochas (Amoroso & Fassina 1983). Pode reagir com o ozônio (O₃), peróxido de hidrogênio

2 A terminologia empregada para descrição dos padrões de deterioração segue as orientações do ICOMOS (2008).

(H_2O_2), vapor d'água e outras substâncias na atmosfera para formar o ácido sulfúrico (H_2SO_4), um dos maiores contribuintes para a chuva ácida, que por sua vez afeta os mais diversos materiais de construção (Kobayashi et al. 1994), incluindo os vários tipos de rochas e até granitos (Figura 3).

Embora avaliem que a emissão de SO_2 esteja decrescendo nos países industrializados, Kuceira et al. (2004) consideram que está sendo criada uma nova situação multi-polvente, na qual a atuação dos compostos de nitrogênio, ozônio e particulados passam a ser mais relevantes.

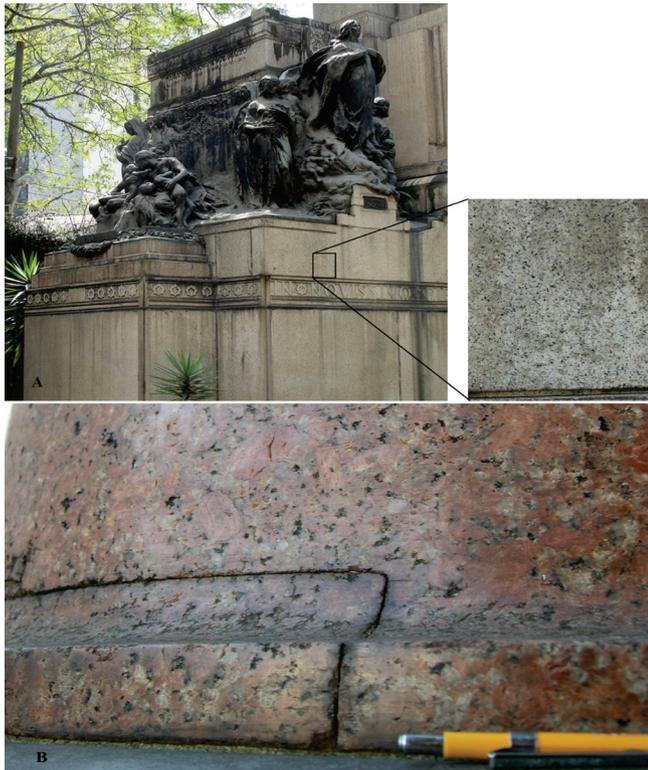


Figura 3 - Aspecto de deterioração de rocha granítica empregada em jazigo do Cemitério da Consolação (São Paulo, SP) resultante da poluição e outros agentes atmosféricos como particulados, aerossóis, chuva e insolação. No detalhe, notar escamação (a). Em (b), pilar em granito, localizado no centro de São Paulo (SP), com abundantes cavidades superficiais, devidas à perda de plaquetas de biotita e atribuídas à ação de poluentes associada ao umedecimento e secagem.

Todos os poluentes têm caráter ácido, e para a ocorrência do ataque químico dos poluentes nas rochas é necessária a presença de água, que age como solvente dos agentes agressivos, meio de transporte desses agentes e dos produtos de reação, e, em alguns casos, é componente dos produtos de reação (ex. gipso) (Zivica & Bajza 2001). A textura da rocha, nestes casos, é importante, pois superfícies rugosas proporcionam melhores substratos para deposição.

A consequência prática dos efeitos químicos do ataque ácido é a gradual deterioração da superfície exposta (Figura 3b). Com sua progressão para o interior da rocha, passa a ocorrer gradual perda da resistência, especialmente pelo aumento da porosidade.

Nestes processos deve se ressaltar que a degradação também pode ser causada, ou ao menos acelerada, pela ação biológica, como líquens, musgos e outros (Figura 4), processo que se denomina biodeterioração. Como muitos organismos são mais ativos em condições de baixo pH, a chuva ácida propicia um ambiente adequado para a ação das bactérias, que constituem, neste sentido, um agente adicional da deterioração das rochas, visto que alguns tipos são capazes de sintetizar ácido sulfúrico a partir de dióxido de enxofre presente no ar (Amoroso & Fassina 1983).



Figura 4 - Colonização biológica tem importante papel na deterioração da rocha.

4. ENSAIOS DE ALTERAÇÃO ACELERADA E PROCEDIMENTOS PROPOSTOS

Para a avaliação da alterabilidade, podem ser utilizadas várias técnicas, todas elas medindo a variação, no tempo, de uma grandeza intrínseca ou com ela intimamente correlacionada.

Nestes testes, a variável dependente é considerada a medida quantitativa de uma propriedade como densidade, massa, resistência à tensão etc. Algumas vezes, dados qualitativos como a hierarquização visual constitui a variável dependente. A variável independente, neste caso, é aquela que contribui para a mudança da variável dependente e, essencialmente, está sob controle do experimento (como temperatura, umidade, pH e outros).

Ensaio de alteração acelerada, que simulam situações deteriorantes em laboratório, visam fornecer informações quanto à alterabilidade da rocha em relação aos agentes intempéricos, além da investigação dos mecanismos de deterioração, para cada caso.

É importante ressaltar que os resultados obtidos nestes ensaios permitem uma previsão de desempenho na situação em foco, porém não permitem a extrapolação entre o tempo de aparecimento de efeitos em corpos-de-prova com aquele em que esses poderiam ocorrer em situações reais.

Outra característica importante, é que ensaios conduzidos em laboratório obviamente não reproduzem as condições naturais, estas sempre multicomponentes e complexas.

No entanto, essas investigações buscam inserir os conceitos de durabilidade³ entre os

parâmetros de escolha e seleção de rochas para revestimentos, tema, atualmente, de fundamental importância, pois as agressividades do meio ambiente estão cada vez mais acentuadas.

As simulações de alteração aqui apresentadas procuraram verificar – dentro de um grupo de rochas graníticas relativamente homogêneas, quanto à composição mineralógica e química, mas heterogêneas em relação à ambiência geológica – as respostas das características intrínsecas quando expostas aos mesmos ambientes potencialmente degradadores.

Dentre as várias causas e mecanismos de deterioração rochosa, foram consideradas relevantes e objetos de investigação aqueles relacionados à exposição ao meio ambiente: atmosferas marítimas e poluídas, e as variações térmicas (Frasca 2003), conforme Tabela 1.

Tabela 1 - Ensaio propostos e principais características.

Ensaio	Simulação	Resultados esperados
Câmara de névoa salina	Atmosferas marítimas	Verificar eventual deterioração em ambientes marítimos (névoa salina)
Câmara de dióxido de enxofre	Ação de poluentes	Verificar eventual deterioração em ambientes urbanos poluídos (umidade e H ₂ SO ₄)
Choque térmico	Variações térmicas	Verificar o decaimento da resistência da rocha após ciclos de aquecimento e resfriamento rápido, ou seja, decorrente de variações térmicas bruscas que propiciem dilatação e contração constantes.

4.1 Câmaras Climáticas

A exposição ao meio ambiente foi simulada com o uso de “câmaras climáticas” (*wheathering chambers*), equipamentos projetados e construídos para atender a necessidade de realização de avaliações da resistência dos materiais ao intemperismo, mais rápidas que aquelas obtidas em testes de exposições ao ar livre. Dentre elas foram selecionadas as que simulam exposição ao dióxido de enxofre e à névoa salina.

4.1.1 Exposição ao dióxido de enxofre

A operação do equipamento para ensaio de exposição ao SO₂ baseia-se nas normas ABNT NBR 8096 (ABNT 1983a) e DIN 50018 (DIN 1997). Consiste em ciclos, de 24 horas cada, nos quais a câmara é mantida aquecida por 8 horas (a 40°C e com umidade relativa 100%), desligada e aberta, para ventilação, por 16 horas. Após isso, a água da câmara é renovada e inicia-se novo ciclo. A concentração de SO₂ estipulada pela norma é de 0,67%, que equivale a pH de aproximadamente 2.

Foram ensaiados três corpos-de-prova, por amostra, sendo reservado um corpo-de-prova padrão para controle.

Os corpos-de-prova permaneceram na câmara por 60 dias, com inspeções periódicas, sendo as quatro primeiras a cada 48 h e as seguintes semanais.

³ **Durabilidade:** medida da capacidade da rocha ornamental de resistir e manter as características essenciais e distintas de estabilidade, resistência à degradação e a aparência, em uso, ao longo do tempo. Este tempo dependerá do meio ambiente e do uso da rocha em questão (p. ex., em exteriores ou interiores) (ASTM 2011a).

4.1.2 Exposição à névoa salina

A operação do equipamento para ensaio de intemperismo artificial por exposição à névoa salina baseia-se nas normas ABNT NBR 8094 (ABNT 1983b) e ASTM B117 (ASTM 2011b). A solução salina é preparada dissolvendo-se cloreto de sódio em água, de tal forma que tenha pH entre 6,5 e 7,2.

Os corpos-de-prova são colocados em suportes na câmara, de modo a ficar com um ângulo de 15° a 30° com a vertical e permitir livre acesso da névoa a todos eles.

Foram ensaiados três corpos-de-prova, por amostra, sendo reservado um corpo-de-prova padrão para controle.

Os corpos-de prova permaneceram na câmara por 60 dias, com inspeções periódicas, sendo as quatro primeiras a cada 48 h e as seguintes semanais. Em cada inspeção, não ultrapassando o período de 30 minutos, os corpos-de-prova são lavados para eliminação do sal da superfície.

4.1.3 Choque térmico

O ensaio de alteração por choque térmico foi baseado nos procedimentos estabelecidos na norma EN 14066 (BSI 2003). González-Messones (2002) recomenda este ensaio para verificação da possível oxidação, em rochas ígneas, e de desagregação, em mármore e calcários.

Foram ensaiados cinco a seis (quando obtidos a partir de rochas gnáissicas) corpos-de-prova, no tamanho e formato prescritos para a determinação da resistência à flexão, segundo ASTM (2009), ensaio selecionado para avaliar o decaimento da resistência mecânica.

O ensaio propriamente dito consistiu em secagem dos corpos-de-prova em estufa até peso constante e na realização de 20 ciclos, definidos pela colocação dos corpos-de-prova por 18h em estufa a 105 °C, em seguida imediatamente submersos em água, a temperatura ambiente, por cerca de 6 h.

Após o 20º ciclo, os corpos-de-prova foram novamente secos em estufa e submetidos a ensaio de flexão. O decaimento por choque térmico é, então, verificado pela expressão:

$$\Delta_{RF} = \frac{RF_f - RF_i}{RF_i} \times 100 \quad (2)$$

onde Δ_{RF} = variação de resistência à flexão (%); RF_f = resistência à flexão após o ensaio (MPa); RF_i = resistência à flexão antes do ensaio (MPa).

5 RESULTADOS

Os principais resultados obtidos nos ensaios realizados estão sumariados a seguir.

5.1 Exposição ao Dióxido de Enxofre

A exposição de rochas graníticas selecionadas ao dióxido de enxofre resultou em (Frasca & Yamamoto 2004): (a) eflorescências e subeflorescências em fissuras, especialmente em feldspatos, ou espaços interlamelares em biotita (Figura 5a); (b) descoloração ou oxidação de minerais máficos; (c) amarelecimento ou branqueamento da face polida (Figura 5b).

A cristalização de sal – identificado em todas as amostras como gipso ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) – foi o principal mecanismo de deterioração, promovendo o inchamento, escamação e local desagregação, sendo a presença de minerais micáceos e o microfissuramento preexistente em feldspatos determinantes para a deposição dos sais.

A característica mobilidade do elemento ferro em ambientes exógenos promoveu a descoloração de minerais máficos (Figura 5b).

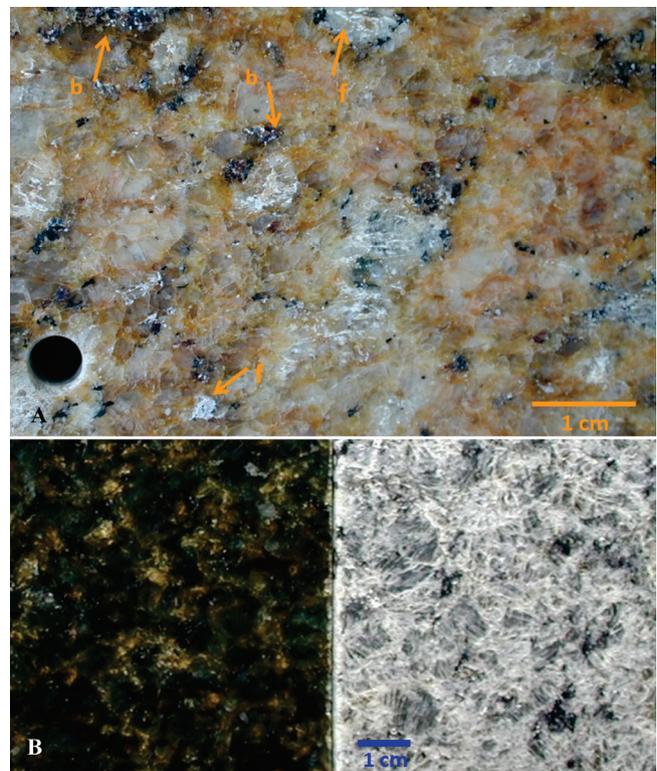


Figura 5 - (a) Cristalização de sais (gipso) em espaços interlamelares (em biotita - b) e microfissuras preexistentes (em feldspatos - f). Em 5(b), descoloração da face polida de rocha charnockítica (corpo-de-prova à direita).

5.2 Exposição à Névoa Salina

Grande parte das rochas graníticas ensaiadas não exibiu modificações visualmente perceptíveis após exposição à nevoa salina. Entretanto, algumas mostraram notável intensificação da oxidação de minerais já previamente oxidados (Figura 6a).

Menos comum foi o aparecimento ou aumento de irregularidades na face polida de corpos-de-prova (Figura 6b), em decorrência de provável destacamento de plaquetas em agregados biotíticos, produzindo efeito semelhante ao observado no pilar ilustrado na Figura 3b.

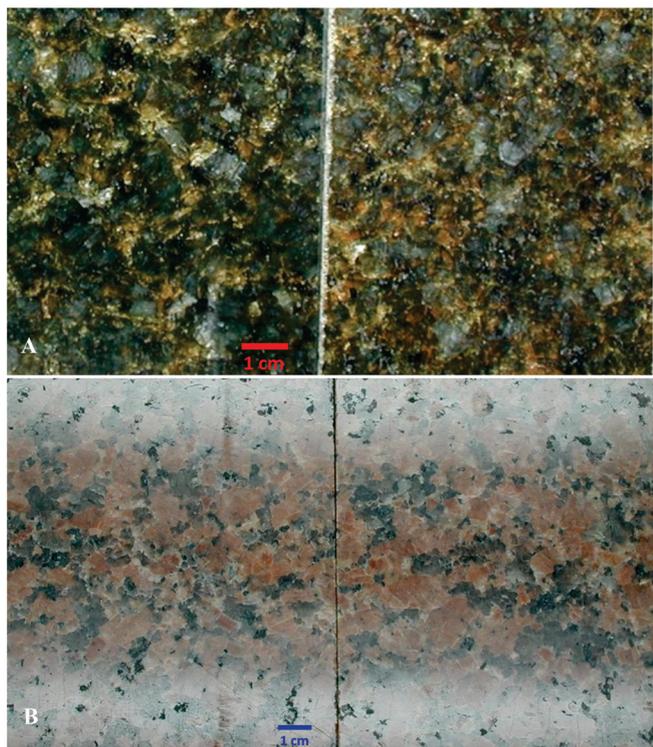


Figura 6 - Intensificação da oxidação preexistente (corpo-de-prova à direita), em rocha charnockítica (a) e aparecimento ou aumento de irregularidades na face polida (b); notar semelhança com a deterioração ilustrada na Fig. 3b.

5.3 Choque Térmico

O ensaio de choque térmico promoveu as seguintes modificações nas rochas graníticas aqui estudadas (Frasca & Yamamoto 2010):

- decaimento da resistência à flexão, diretamente proporcional às resistências obtidas nas determinações efetuadas na rocha no estado natural; porém variável conforme a estruturação da rocha: rochas isotrópicas mostraram valores de decaimento menores e mais

homogêneos (variando entre 7% e 26%), que as anisotrópicas (entre 5% e 49%). Adicionalmente, nas rochas anisotrópicas, as determinações da resistência à flexão obtidas paralelamente à direção da foliação, além de apresentarem os menores valores, evidenciaram os maiores decaimentos (entre 20% e 50%);

- parte das rochas ensaiadas exibiu modificação de cor, relacionada principalmente à intensificação da oxidação preexistente (Figura 7a), como também observado na exposição à névoa salina; e também o aparecimento ou intensificação de pequenas manchas ferruginosas (Figura 7b).

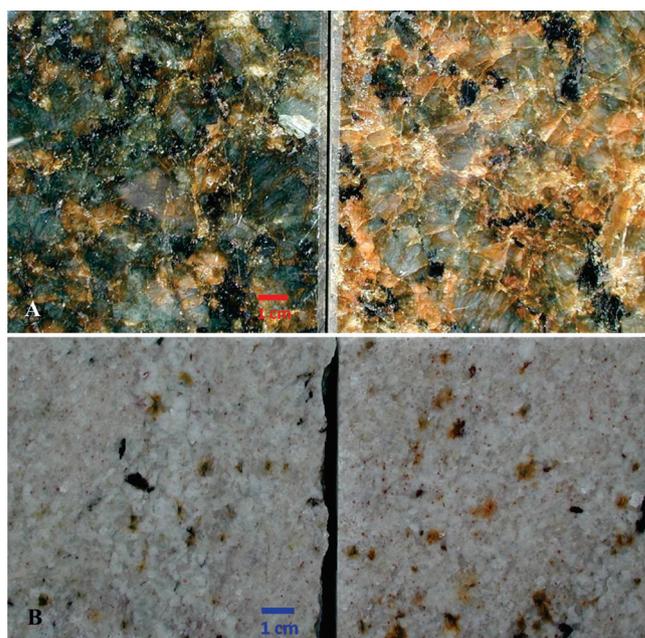


Figura 7 - Intensificação da oxidação preexistente (corpo-de-prova à direita), em rocha charnockítica e em (b) intensificação de pontuações ferruginosas dispersas na rocha (corpo-de-prova à direita)

6 CONSIDERAÇÕES

Os resultados obtidos nos ensaios propostos permitem as seguintes considerações:

- exposição ao dióxido de enxofre: promoveu a cristalização de sais (gipso), e evidenciou o papel degradador das atmosferas ácidas, em graus variados, em praticamente todas as rochas graníticas ensaiadas, que causou desde modificações cromáticas (descoloração) até escamação;
- exposição à névoa salina: os efeitos degradadores dos sais (NaCl) dissolvidos no ambiente foram menos agressivos que os verificados

na exposição ao dióxido de enxofre, mas visualmente é perceptível a intensificação da oxidação e/ou surgimento de pontos oxidados em certas rochas;

- choque térmico: as variações cíclicas de temperatura e umidade revelaram-se bastante agressivas, promovendo expressivo decaimento da resistência mecânica das rochas, modificações cromáticas (amarelecimento) e oxidação ou intensificação de oxidação preexistente em minerais.

As principais modificações visuais verificadas nas rochas graníticas ensaiadas evidenciaram o importante papel do ferro nas modificações cromáticas, quando expostas aos diferentes ambientes. Pode promover tanto a oxidação ou intensificação da oxidação de minerais, em virtude de seu potencial de oxidação nos ambientes exógenos, aqui sob a influência das variações bruscas de temperatura e umidade; como a descoloração da rocha, em decorrência da provável lixiviação do ferro, em meio ácido.

7 CONCLUSÕES

Os ensaios de alteração acelerada experimentalmente conduzidos neste trabalho exibiram resultados diversificados conforme o agente utilizado (névoa salina, dióxido de enxofre ou variações térmicas) e, principalmente, conforme as características intrínsecas da rocha granítica ensaiada.

Isto demonstra que, mesmo se tratando de um grupo de rochas com composição mineralógica e feições texturais e estruturais semelhantes, fatores como estado microfissural e alterações minerais preexistentes tem importância fundamental na alterabilidade, e conseqüentemente na durabilidade, de rochas graníticas empregadas na construção civil ou monumentos, sejam modernas ou históricas.

Agradecimentos

Os autores agradecem à Fapesp - Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, cujo apoio financeiro (Processo nº 99/06250-0) possibilitou a realização dessa pesquisa.

REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. 1983a. NBR 8096: material metálico revestido e não revestido; corrosão por exposição ao dióxido de enxofre. Rio de Janeiro, ABNT, 3p.

_____. 1983b. NBR 8094: material metálico revestido e não revestido; corrosão por exposição à névoa salina. Rio de Janeiro, ABNT, 3p.

Aires-Barros L. 1991. Alteração e alterabilidade de rochas. Lisboa: Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Nacional de Investigação Científica, Lisboa, 384 p.

_____. 2009. C 880: Standard test method for flexural strength of dimension stone. ASTM International, West Conshohocken, PA, ASTM, 3p.

American Society for Testing and Materials. 2011b. B117: Standard Practice for Operating Salt Spray (Fog) Apparatus. ASTM International, West Conshohocken, PA, ASTM, 8p.

_____. 2011a. C 119: Standard terminology relating to dimension stone. ASTM International, West Conshohocken, PA, ASTM, 7p.

Amoroso G.G. & Fassina V. 1983. Stone decay and conservation. Materials science monograph; v. 11. Elsevier, Amsterdam, 453p.

British Standard Institution. 2003. BS EN 14066: natural stone test methods. Determination of resistance to ageing by thermal shock. London, BSI, 12p.

Dib P.P., Frascá M.H.B.O., Bettencourt J.S. 1999. Propriedades tecnológicas e petrográficas do “Granito Rosa Itupeva” ao longo dos estágios de extração e beneficiamento. In: SBG, Simpósio de Geologia do Sudeste, 6, São Pedro. Boletim de Resumos... São Pedro: SBG/UNESP, p. 154.

Deutches Institut Für Normung. 1997. DIN 50018: Sulphur dioxide corrosion testing in a saturated atmosphere. Berlin, 3p.

Feilden B.M. 1994. Conservation of historic buildings. Reed Educational and Professional Publish, Oxford, 345 p.

- Frasca M.H.B.O. 2002. Qualificação de rochas ornamentais e para revestimento de edificações: caracterização tecnológica e ensaios de alterabilidade. In: Simpósio Brasileiro de Rochas Ornamentais, 1, Simpósio Brasileiro de Rochas Ornamentais do Nordeste, 2, Salvador. Anais... Rio de Janeiro: MCT/CETEM, p. 128-135.
- Frasca M.H.B.O. 2003. Estudos experimentais de alteração acelerada em rochas graníticas para revestimento. Tese de Doutorado, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, 281p.
- Frasca M.H.B.O. & Yamamoto J.K. 2004. Accelerated weathering of granite building stone by sulfur dioxide exposure In: ICOMOS, STONE 2004 - 10th International Congress on Deterioration and Conservation of Stone, Stockholm. Stockholm: ICOMOS, Sweden. v. 1, p. 67-74.
- Frasca M.H.B.O. & Yamamoto J.K. 2010. Thermal decay of selected Brazilian granite dimension stone In: IAEG, Geologically Active - 11th IAEG Congress, 2010, Auckland. Geologically Active - WILLIAMS et al. (eds). Leiden, The Netherlands: CRC Press/Balkema. p. 1376-1680.
- González-Messones F.L. 2002. La interpretación de los ensayos de caracterización de la piedra natural, en el marco de la nueva normativa europea. In: Curso de rochas ornamentais. Recife. CD-ROM.
- Houaiss A. & Villar M.S. 2009. Dicionário Houaiss da língua portuguesa. 1^a ed. Rio de Janeiro: Objetiva, 1986 p.
- International Council on Monuments and Sites - ICOMOS. 2008. Illustrated glossary on stone deterioration patterns. English-French version. ISCS - International Scientific Committee for Stone - Monuments And Sites XV. Champigny/Marne, France. 80 p.
- Kobayashi S., Sakamoto T., Kakitani S. 1994. Effects of acid rain on granitic building stone. In: IAEG, International Congress of the International Association of Engineering Geology, 7, Lisbon. Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema. v. 5, p. 3651-3658.
- Kucera V., Tidblad J., Yates, T. 2004. Trends of pollution and deterioration of heritage materials. In: ICOMOS, Stone 2004 - 10th International Congress on Deterioration and Conservation of Stone. Stockholm: ICOMOS, Sweden. v.1. p. 15-26.
- Viles H.A. 1997. Urban air pollution and the deterioration of buildings and monuments. In: Brune, D.; Chapman, D.V.; Gruynne, M.D.; Pacyna, J.M. (Ed.) The global environment: science, technology and management. Weinheim: Scandinavian Science Publ. p. 599-609.
- Winkler E.M. & Singer P.C. 1972. Crystallization pressure of salts in stone and concrete. Geological Society of America Bulletin, 83 : 3509-3514.
- Zivica V. & Bajza A. 2001. Acidic attack of cement based materials: a review. Part 1: principle of acidic attack. Construction and Building Materials, 5 : 331-340.

ARGILAS CALCINADAS PARA USO EM PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

CALCINED CLAYS FOR USE IN HIGHWAY PAVEMENTS

HELENA POLIVANOV

*Departamento de Geologia, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio de Janeiro
Rio de Janeiro, RJ, Brasil
E-mail: hpolivanov@gmail.com*

LAURA MARIA GORETTI DA MOTTA

*Coordenação de Programas de Pós-graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro
Rio de Janeiro, RJ, Brasil
E-mail: laura@coc.ufrj.br*

FILIPE DE BRITO FRATTE MODESTO

*CPRM – Serviço Geológico do Brasil
Fortaleza, CE, Brasil
E-mail: filipe.modesto@cprm.gov.br*

EMILIO VELLOSO BARROSO

*Departamento de Geologia, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio de Janeiro
Rio de Janeiro, RJ, Brasil
E-mail: emilio@geologia.ufrj.br*

RESUMO ABSTRACT

Em função de suas características geológicas, a disponibilidade de agregados na região norte do Brasil é reduzida para fins da pavimentação rodoviária, em particular, e para a construção civil de um modo geral. Embora frequente na região, a produção de agregados a partir de seixos rolados em ambiente fluvial traz importantes impactos ambientais negativos. Uma possível alternativa aos agregados naturais é a produção de argilas calcinadas, um agregado artificial obtido a partir da queima de solos argilosos. Neste artigo são apresentados os resultados iniciais de uma pesquisa que visa investigar as características tecnológicas de agregados artificiais produzidos a partir da queima de Latossolos, uma classe de solo bastante comum na região. A metodologia da pesquisa envolveu a caracterização física e mineralógica dos solos e das misturas de solos, bem como a propriedades físicas e mecânicas

As a result of its geological framework, the availability of natural aggregates is low in the northern region of Brazil for pavement purposes and for civil construction in general. Although common, the production of pebbles from fluvial environment has huge adverse impacts. The aggregate of calcined clay is a possible alternative for the replacement of natural aggregate. In this paper we present the preliminary results of a research whose main goal was to check the technological characteristics of calcined clay aggregates produced from burning of oxisols and from their mixtures with other soils. The methodology included the physical and mineralogical characterization of soils and their mixtures, as well as physical and mechanical properties of different calcined clay aggregates. The obtained data point out that the coarse aggregates produced did not have adequate properties for its application on asphalt

dos agregados artificiais. Os estudos demonstraram que os agregados graúdos produzidos não apresentaram resultados satisfatórios para uso em pavimentação asfáltica, no entanto apresentaram características adequadas para serem usados como base e sub-base da estrutura de pavimento.

Palavras-chave: Agregado de argila calcinada; propriedades físicas e mecânicas; pavimento asfáltico

1 INTRODUÇÃO

Em virtude do seu contexto geológico, há escassez de jazidas de rochas para o fornecimento de britas naturais em grande parte da região amazônica. As rochas sedimentares presentes na região normalmente estão intensamente intemperizadas e originam produtos porosos e de baixa resistência que representam agregados de baixa qualidade tecnológica (da Silva et al. 2009). Este fato tem como consequência a necessidade de transporte deste insumo para o local da construção, muitas vezes por grandes distâncias, o que impacta fortemente o preço da brita e torna mais caras as obras de pavimentação rodoviária. Segundo Campos (2008) os custos com transporte respondem por cerca de 50 % do preço final do produto, elevando fortemente os custos de pavimentação, cujo consumo de agregados corresponde a aproximadamente 60 % do volume total do concreto asfáltico.

Uma alternativa econômica para a substituição dos agregados originados de pedreiras é a utilização de seixos rolados, extraídos dos leitos dos rios. No Estado do Amazonas, por exemplo, a totalidade dos seixos produzidos tem origem nos leitos ativos dos rios e são extraídos em operações de dragagem. A intensa extração e utilização desse bem mineral são justificadas pela grande demanda nas sedes municipais, que inclui Manaus, onde o mesmo é empregado na concretagem, no setor da construção civil (CPRM 2006). Uma desvantagem importante do aproveitamento dos seixos são os impactos ambientais provocados pela extração deste tipo de agregado, os quais frequentemente inviabilizam sua produção comercial.

Uma alternativa para as rochas britadas e para os seixos de rios são os agregados sintéticos de argila calcinada (ASAC), fabricados pela queima de argila a partir de 760°C, e os agregados de

pavements, but they probably could be used in the layers that comprise the whole underlying structure of pavement.

Keywords: Calcined clay aggregate; physical and mechanical properties; asphalt pavement

argila expandida, que normalmente são produzidos em temperaturas superiores a 1.110°C. Em função da temperatura de queima mais baixa para sua fabricação, as argilas calcinadas são econômicas para a utilização em misturas asfálticas destinadas aos pavimentos.

Os primeiros estudos com as argilas calcinadas foram realizados nos Estados Unidos da América nas décadas de 1950 e 1960. Exemplos de instituições americanas pioneiras na área de pavimentação são o *Texas Highway Department* e o *Louisiana Department of Highway*. Dentre outros resultados, a experiência do Estado do Texas mostra que as argilas levadas às temperaturas superiores a 760°C fornecem agregados estáveis e mais adequados para a utilização em condições mais econômicas do que o agregado sintético de argila expandida (Cabral 2005).

As pesquisas sobre a utilização de agregados de argilas para aplicação em pavimentos rodoviários teve início no Brasil no final da década de 1970 com as investigações do Instituto de Pesquisas Rodoviárias, do antigo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (IPR/DNER). Esta pesquisa pioneira tratava da coleta de solos da região norte do Brasil, de análises sobre a demanda de agregados, da viabilidade da produção e do emprego de agregados de argilas expandidas na região norte. Os resultados alcançados à época apontavam para os elevados custos de produção deste tipo de agregado, o que inviabilizava sua adoção corrente nos projetos de estradas na região norte do Brasil (DNER, 1981). Com relação aos estudos sobre agregado artificial de argila calcinada no Brasil, também foi pioneiro o IPR/DNER no início dos anos de 1980.

O presente artigo tem como objetivo analisar as propriedades e o comportamento físico do material obtido pelo processo da queima de solos

argilosos para fins de pavimentação, especialmente os latossolos por se constituírem em uma unidade pedológica bastante comum na região amazônica. Os parâmetros que serão investigados e comparados com valores já existentes na literatura são a porosidade aparente, a absorção de água, a massa específica aparente e a resistência à compressão. Tendo em vista que os materiais calcinados produzidos pela queima serão utilizados como substituintes aos agregados pétreos na pavimentação, torna-se necessário que tenham propriedades físicas e resistências adequadas. Destaca-se a importância da obtenção de baixos valores de porosidade e de absorção no material produzido visando obter materiais com resistência mecânica adequada para suportar os carregamentos gerados pelo peso dos

veículos durante a operação da via. Considera-se que a baixa disponibilidade de agregados na região amazônica e as implicações ambientais negativas ligadas à produção de seixos em leitos de rios, conforme já discutido anteriormente, sejam justificativas relevantes para a pesquisa que foi desenvolvida e cujos resultados parciais são apresentados neste artigo.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

As etapas da metodologia empregada na pesquisa podem ser evidenciadas no fluxograma da figura 1, o qual fornece ao leitor uma visão geral das etapas de trabalho. Estas etapas também estão descritas em detalhe nos parágrafos subsequentes.

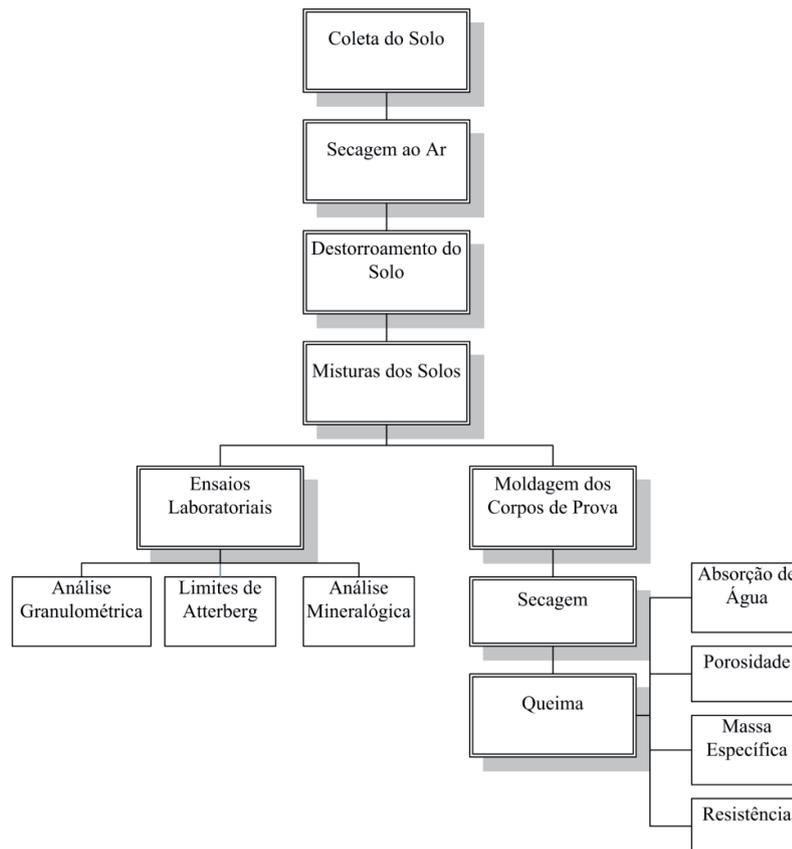


Figura 1 – Fluxograma que ilustra o método de estudo empregado e o encadeamento de suas diversas etapas.

2.1 Coleta dos Solos

Os materiais utilizados nesta pesquisa foram obtidos nas regiões do Pará e do Rio de Janeiro. Foram utilizados inicialmente solos lateríticos,

pois estes são os materiais representativos da região amazônica. Trabalhou-se inicialmente com solos do Pará para os estudos iniciais e por dificuldade de acesso a esta região e necessidade contínua de material para a pesquisa, optou-se por

trabalhar também com latossolos e outros solos da região metropolitana do Rio de Janeiro, pois se trata de pesquisa desenvolvida na Universidade Federal do Rio de Janeiro. Todos os solos foram utilizados “*in natura*”.

Ao todo foram selecionados quatro perfis de solos. O primeiro, um latossolo proveniente de Carajás (PA), doravante denominado LPA. O segundo, um latossolo localizado em Duque de Caxias (RJ), denominado LCA, do qual foram obtidas amostras deformadas do horizonte B. Com o objetivo de inserir materiais fundentes (particularmente K_2O) e melhorar o desempenho na queima, coletou-se no bairro de Jacarepaguá, cidade do Rio de Janeiro, um solo residual jovem (SRJ) proveniente da alteração de biotita gnaíse. A presença marcante de mica neste material, observada em campo, é fonte de potássio, que exerce uma função fundente permitindo a melhora da qualidade do material calcinado, pois favorece a densificação, com a formação de uma fase líquida. O quarto solo tinha o propósito de funcionar como material ligante, razão pela qual se coletou um gleissolo (GLE) de alta plasticidade localizado no bairro de Santa Cruz, também no município do Rio de Janeiro.

2.2 Misturas dos Solos

Depois das coletas, os solos foram secos ao ar, destorroados e misturados em diferentes proporções em massa para constituir três diferentes conjuntos de misturas. O primeiro conjunto foi representado pela mistura LCA-SRJ nas seguintes proporções: 100% LCA; 80% LCA : 20% SRJ; 60% LCA:40% SRJ; 40% LCA : 60% SRJ. O segundo conjunto, dado pela mistura de LCA-GLE, tinha as seguintes proporções: 50% LCA : 50% GLE e 100% GLE. Finalmente, no terceiro conjunto de misturas, entre LPA-GLE, optou-se pelas seguintes proporções: 100% LPA; 60% LPA : 40% GLE; 50% LPA : 50% GLE e 40% LPA : 60% GLE.

Os solos foram homogêneos manualmente, conforme a figura 2, e as misturas 80% latossolo Caxias : 20% solo residual Jovem; 60% latossolo Caxias : 40% solo residual jovem; 40% latossolo Caxias : 60% solo residual jovem foram homogêneas num moinho de bolas (Pavite) com 30 rpm durante 2 minutos.



Figura 2 - Mistura manual dos solos. Nesta foto mistura de 50%LPA : 50%GLE.

2.3 Ensaios Laboratoriais nos Solos

Depois de homogêneas, as amostras foram caracterizadas quanto aos seus índices físicos (granulometria e limites de Atterberg) e à mineralogia das argilas por difração de raios-X (DRX).

2.3.1 Granulometria

A determinação granulométrica dos solos e das misturas foi realizada de acordo com a norma NBR-7181 (ABNT 1984a). Esta norma prescreve o método para análise granulométrica de solos, realizada por peneiramento ou por combinação de sedimentação e peneiramento.

2.3.2 Limites de Atterberg

Os teores de umidade limites entre os estados de consistência são chamados de limites de consistência ou de Atterberg. A determinação do limite de liquidez (LL) foi executada segundo Norma NBR-6459 (ABNT 1984b), o qual representa o teor de umidade limite entre os estados plástico e líquido do solo. O limite de plasticidade (LP) foi determinado de acordo com a norma NBR-7180 (ABNT 1984c), o qual representa o teor de umidade limite entre os estados semi-sólido e plástico.

2.3.3 Análise mineralógica

A mineralogia da fração argila dos solos e das misturas foi determinada pelo método da difração de raios X. Para a retirada da fração argila adotou-se o método de Claessen (1997). Depois de realizada a separação da fração argila, as laminas foram confeccionadas de forma orientada pelo método do esfregaço (Theisen & Harvard 1962). Após este procedimento, os materiais foram levados ao difratômetro Rigaku - Termoflex que operou na velocidade de 1°/min, voltagem de 40kV e corrente de 30mA. Em seguida as laminas foram submetidas a uma atmosfera saturada de etilenoglicol por 4 horas para determinar os minerais expansivos. Depois as lâminas foram aquecidas a temperaturas de 500°C na mufla Quimis para a identificação de argilominerais cujas estruturas são suscetíveis ao colapso quando aquecidas.

2.4 Moldagem e Queima dos Corpos de Prova

Depois de realizada a caracterização física, as amostras foram preparadas para o processo de obtenção de agregados a partir da queima das misturas e dos solos puros. Os solos primeiramente foram umedecidos com umidade correspondente à metade do LL mais 2% de água ($h=LL/2 + 2\%$), teor de umidade sugerido por Alexandre (1997) para produção de cerâmica vermelha. Já umedecidas, as amostras 100% LCA; 80% LCA : 20% SRJ e 60% LCA : 40% SRJ, foram moldadas em extrusoras a vácuo (Figura 3). Já as demais amostras (50% LCA : 50% GLE; 100% LPA; 60% LPA : 40% GLE; 50% LPA : 50% GLE; 40% LPA : 60% GLE e 100% GLE) foram moldadas manualmente em fôrmas de madeira com dimensões de 2,5 cm de altura por 3,0 cm de largura (Figura 4). A moldagem na extrusora faz com que o material fique mais compactado, porém não foi possível utilizar este método para todas as amostras. A mistura 40% LCA : 60% SRJ não foi moldada devido ao elevado teor de fração areia.

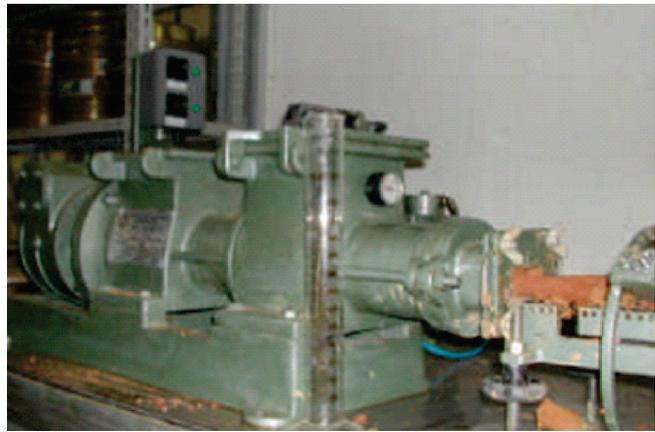


Figura 3 - Extrusora a vácuo empregada nesta pesquisa.

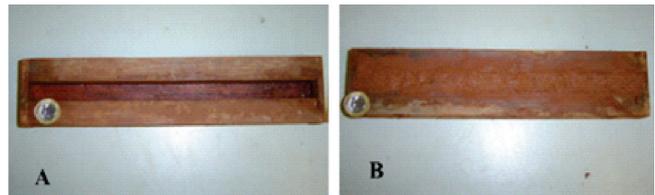


Figura 4 - Imagem representativa do molde, sem solo (a) e com solo o Latossolo do Pará (b).

As amostras foram queimadas em forno tipo mufla Quimis a 1000 °C. Na sequência da figura 6 podem ser observadas todas as etapas do processo de obtenção dos corpos de prova. Esta temperatura foi estipulada, pois as principais transformações necessárias para corpos cerâmicos ocorrem até esse valor de temperatura, de acordo com estudos realizados pela Divisão de Engenharia Mecânica do IPT-SP (Nascimento, 2005), conforme a tabela 1.

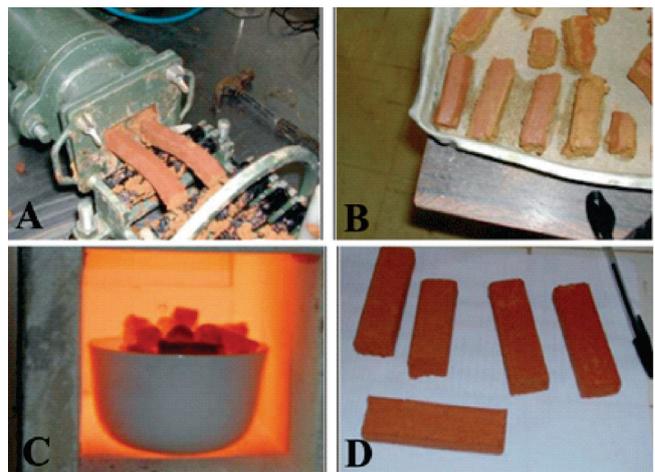


Figura 5 - Etapas de preparação dos corpos de prova dos solos e das misturas: na extrusora (a); corpos de provas recém-moldados e ainda úmidos (b); em processo de queima na temperatura de 1000 °C (c) e após a preparação (d).

Tabela 1 – Principais transformações em corpos-de-prova cerâmicos até a temperatura de 1000°C de acordo com estudos realizados pela Divisão de Engenharia Mecânica do IPT-SP (Nascimento 2005)

Temperatura de Queima (°C)	Reações Mineraias
200	Eliminação da água livre e a eliminação da água proveniente de matéria orgânica
350 - 650	A gibbsita perde a água de constituição. Ocorre a combustão de substâncias orgânicas contidas na argila e a dissociação de compostos sulfurosos
450 - 650	Decomposição das argilas, com liberação sob a forma de vapor, da água de constituição (quimicamente combinada ao argilomineral). Nesta mesma faixa de temperatura a illita perde a água estrutural.
570	Rápida transformação do quartzo de sua forma cristalina alfa para beta, acompanhada de uma violenta expansão durante o aquecimento, e de beta para alfa durante o resfriamento, acompanhado de fortes contrações;
580	Ocorre a desidroxilação da caulinita
700	Iniciam-se reações químicas da sílica e da alumina com elementos fundentes, formando sílico-aluminatos complexos que dão à massa cerâmica característica como dureza, estabilidade e resistência mecânica. Atinge-se assim o início da sinterização.
800 - 950	Os carbonatos se decompõem e liberam CO ₂ .
980	Nucleação da mulita
1000	Os sílico-aluminatos que estão na forma vítrea começam a amolecer, dando ao corpo maior dureza, compacidade e impermeabilidade.

2.5 Índices Físicos dos Materiais Calcinados

Os ensaios para a determinação da porosidade aparente, absorção de água e massa específica aparente seca foram realizados de acordo com a norma da NBR-6220 (ABNT 2011). Este ensaio consiste basicamente na obtenção da massa seca, massa saturada e a massa imersa dos corpos de prova, os valores de porosidade aparente, absorção de água e massa específica foram obtidos através das equações:

$$P_a = \left(\frac{M_{SAT} - M_S}{M_{SAT} - M_{SUB}} \right) \cdot 100 \quad (1)$$

$$A = \frac{(M_{SAT} - M_S)}{M_S} \cdot 100 \quad (2)$$

$$MEAS = \frac{M_S}{V_A} \quad (3)$$

$$V_A = \frac{(M_{SAT} - M_{SUB})}{ME_A} \quad (4)$$

onde **Pa** é a porosidade aparente; **A** é o índice de absorção; **Ms** é a massa seca; **M_{SAT}** é a massa saturada; **M_{SUB}** é a massa submersa; **MEAS** é a massa específica aparente seca; **ME_A** é a massa específica da água e **VA** é o volume aparente do corpo-de-prova.

2.6 Resistência à Compressão Puntiforme dos Materiais Calcinados

O ensaio de Resistência à Compressão Puntiforme foi realizado de acordo com método proposto pela ISRM (1985) e desenvolvido por Broch & Franklin (1972). No ensaio, o corpo de prova é carregado pontualmente através de dois cones metálicos com o auxílio de um macaco hidráulico (figura 6). A ruptura é provocada pelo desenvolvimento de fraturas de tração paralelas ao eixo de carregamento.

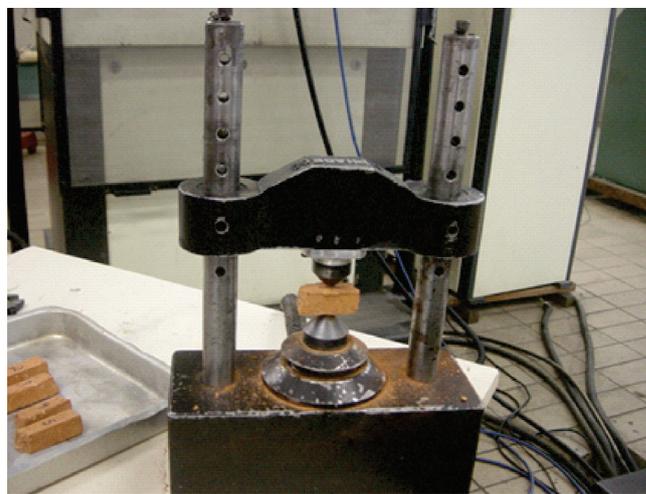


Figura 6 – Quadro de reação e carregamento puntual em corpo de prova cerâmico.

A resistência à compressão puntiforme, padronizada para corpos de prova de 50mm de

diâmetro (IS_{50}), pode ser correlacionada à compressão uniaxial (ISRM 1985). Para se obter este valor é necessário calcular o valor do índice de resistência à compressão puntiforme (IS) e multiplicar por um fator de correção (FC), que é função da relação entre o diâmetro da amostra e o diâmetro padronizado (50 mm).

$$IS_{50} = IS \times FC \quad (5)$$

O ensaio consiste na aplicação de compressão pontual por dois cones metálicos no corpo de prova até a sua ruptura. O manômetro registra a pressão em que o corpo de prova rompe. A leitura manométrica não fornece a carga diretamente, ou seja, faz-se necessária uma curva de calibração

entre a pressão manométrica lida e a força aplicada na amostra.

O manômetro foi calibrado em dois ciclos de pressão ascendente (compressão) e descendente (descompressão). A curva de calibração é dada pela pressão que é lida diretamente no manômetro (Kgf/cm^2) pela força (KN) medida pela célula de carga acoplada ao equipamento para a realização da calibração

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Granulometria

Na tabela 2 são apresentados os resultados da distribuição do tamanho de partículas para os solos e para as misturas.

Tabela 2 – Distribuição das frações granulométricas nos solos (LPA, LCA, SRJ e GLE) e suas misturas.

Amostra	Argila (%)	Silte (%)	Areia Fina (%)	Areia Média (%)	Areia Grossa (%)	Pedregulho (%)	Σ areia (%)
100% LCA	59,0	4,0	13,0	21,0	2,0	0	36,0
80%LCA X 20% SRJ	46,0	11,1	7,4	17,0	18,5	0	42,9
60%LCA X 40% SRJ	29,4	7,7	10,7	25,3	24,8	2,1	60,8
40% LCA X 60% SRJ	24,4	8,5	11,0	25,2	27,9	3	64,1
50% LCA X 50% GLE	61,0	19,0	8,0	12,0	0	0	20,0
100 % LPA	44,0	26,0	24,0	4,0	2,0	0	30,0
60% LPA X 40% GLE	66,0	27,0	4,0	2,0	1,0	0	7,0
50% LPA X 50% GLE	72,0	17,0	9,0	2,0	0	0	11,0
40% LPA X 60% GLE	69,0	26,0	3,0	2,0	0	0	5,0
100%GLE	70,0	18,0	9,0	3,0	0	0	12,0

É possível notar que há preponderância da fração fina (areia + silte) nos solos que dão origem às misturas preparadas nesta pesquisa: 61% no LCA; 70% no LPA e 88% no GLE. A participação da fração areia nos latossolos é de 36% no LCA e de 30% no LPA, sendo de apenas 12% no GLE.

Com base nos dados de distribuição granulométrica, três intervalos foram recalculados para 100%, a saber: a fração menor do que $2\mu m$; a fração entre $2\mu m$ e $20\mu m$ e a fração maior do que $20\mu m$. Estes dados são apresentados na tabela 3 e locados no diagrama de Winkler (Figura 7).

Tabela 3 - Valores em micrometro referentes à granulometria dos solos e suas misturas.

Amostra	< $2\mu m$	$2\mu m - 20\mu m$	> $20\mu m$
100% LCA	59	8	32
80%LCA : 20% SRJ	46	8	46
60%LCA : 40% SRJ	29	6	65
40%LCA : 60% SRJ	24	4	72
50%LCA : 50%GLE	61	14	25
100 % LPA	44	10	46
60%LPA : 40%GLE	66	17	17
50%LPA : 50%GLE	72	13	15
40%LPA : 60%GLE	69	19	11
100%GLE	70	16	14

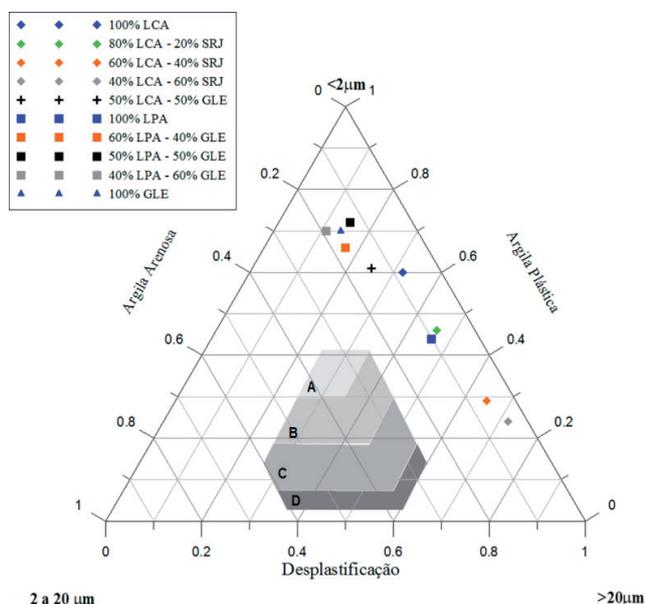


Figura 7 - Diagrama de Winkler com as posições dos solos e diferentes misturas.

Pode-se observar na figura 8 que existem dois grupos bem distintos: o primeiro com uma granulometria rica na fração menor que $2\mu m$ e o segundo com granulometria preferencialmente maior que $20\mu m$. Os dois grupos não possuem solos ou misturas com intervalos de composição granulométrica localizados no campo B do diagrama.

O diagrama de Winkler (Pracidelli & Melchhiades 1997) que é um diagrama triangular, onde cada vértice é representado por frações granulométricas: menor do que $2\mu m$, entre 2 e $20\mu m$ e maior do que $20\mu m$. Os quatro campos do diagrama (A, B, C, e D) representam intervalos de composições granulométricas mais apropriadas de uso para o solo na indústria cerâmica. A área B é a mais indicada para a produção de agregado de argila calcinada seguida das regiões A, C e D, respectivamente (Cabral, 2005). As argilas e/ou misturas que são localizadas no campo A podem produzir agregados de argilas calcinadas de boa qualidade, mas é exigido um maior controle da produção, principalmente com a temperatura de queima. Aquelas localizadas na área B, a mais indicada, são encontradas com maior facilidade e seu manuseio é mais fácil, usado para produção de telhas. As regiões C e D também podem produzir agregados calcinados, porém é necessário que a queima ocorra em temperaturas maiores, o que eleva o custo da produção.

3.2 Limites de Atterberg

Os resultados para os limites de Atterberg, tanto dos solos quanto das misturas, estão apresentados na tabela 4. Segundo Cabral (2005), as amostras que possuem o índice de plasticidade (IP) superior a 15% são consideradas satisfatórias para uso como argila calcinada. Os resultados encontrados foram satisfatórios para uso como argila calcinada, de acordo com os valores do índice de plasticidade, com exceção das amostras 100% LPA e 60% LPA : 40% GLE.

Tabela 4 - Resultados de limite de Atterberg para os solos e misturas.

Amostras	LL	LP	IP
100% LCA	91,5	43,3	48,2
80% LCA : 20% SRJ	68,9	29,6	39,4
60% LCA : 40% SRJ	46,7	24,5	22,2
40% LCA : 60% SRJ	42,4	21,2	20,7
50% LCA : 50% GLE	76,0	47,4	28,6
100% LPA	54,0	45,4	8,5
60% LPA : 40% GLE	66,0	55,1	10,9
50% LPA : 50% GLE	66,0	44,3	21,7
40% LPA : 60% GLE	67,0	40,0	27,0
100% GLE	72,0	42,7	29,3

3.3 Mineralogia

A tabela 5 traz os resultados da análise mineralógica da fração argila, realizada por difração de raios-X. A presença da ilita em algumas misturas é um fato positivo, pois se trata de um argilomineral com característica sinterizante. Isto gera uma maior coesão das partículas, aumentando a resistência dos corpos-de-prova submetidos à queima e diminuindo o volume de vazios e, conseqüentemente, a porosidade aparente e a absorção de água.

Tabela 5 – Mineralogia da fração argila dos solos e suas misturas.

Amostras	Argilominerais
100% LCA	Caulinita, Gibbsita, Goethita
80%LCA : 20% SRJ	Caulinita, Gibbsita, Goethita
60%LCA : 40% SRJ	Caulinita, Gibbsita, Goethita
40%LCA : 60% SRJ	Caulinita, Gibbsita, Goethita
50%LCA : 50%GLE	Caulinita, Ilita
100 % LPA	Caulinita, goethita, gibbsita
60%LPA : 40%GLE	Caulinita, Ilita, Esmectita
50%LPA : 50%GLE	Caulinita, Ilita, Esmectita
40%LPA : 60%GLE	Caulinita, Ilita, Esmectita
100%GLE	Caulinita, Ilita, Esmectita
100% SRJ	Caulinita, Ilita

3.4 Absorção de Água, Porosidade Aparente, Massa Específica Aparente Seca e Resistência à Compressão Pontual $IS_{(50)}$

Na tabela 6 são apresentados os valores médios dos índices físicos obtidos nos corpos-de-prova após a queima, bem como os resultados (médias) de resistência à compressão pontual. Os resultados de índice de plasticidade (IP) são repetidos nesta tabela para auxiliar as discussões apresentadas a seguir. Os dados estão organizados em ordem crescente da resistência.

Tabela 6 – Valores médios de porosidade aparente, absorção de água, massa específica aparente seca, resistência à compressão pontual e resistência a compressão simples e índice de plasticidade.

Solo/Mistura	Porosidade média (%)	Absorção média (%)	Massa específica seca média (g/cm^3)	$IS_{(50)}$ médio (MPa)	RCS (MPa)	IP (%)
100% LCA	46,0	33,2	1,39	0,11	2,4	48,2
80%LCA : 20% SRJ	32,6	19,4	1,68	0,15	3,3	39,4
60%LCA : 40% SRJ	39,7	25,5	1,55	0,20	4,4	22,2
100 % LPA	50,1	32,9	1,53	0,45	9,9	8,5
50%LCA : 50%GLE	39,5	24,9	1,58	0,94	20,7	28,6
50%LPA : 50%GLE	31,8	16,7	1,89	1,06	23,3	21,7
40%LPA : 60%GLE	41,8	25,8	1,64	1,60	35,2	27,0
60%LPA : 40%GLE	36,3	19,9	1,85	1,73	38,1	10,9
100%GLE	23,0	12,6	1,85	1,54	33,9	29,3

Com relação às porosidades e às absorções, o gleissolo puro (100%GLE) foi aquele que apresentou os menores valores de ambos os parâmetros: 22,7% para a porosidade e 12,5 % para a absorção. Cabral (2005;2011) cita o valor de 18% de absorção como valor satisfatório para agregado de argila calcinada para uso em pavimentação. Observa-se que a mistura 50%LPA : 50%GLE apresentou o valor de 16,8% para a absorção, também dentro do limite mencionado. As misturas 80% LCA : 20%SRJ e 60%LPA : 40% GLE, apresentam valores de 19,4 e 19,9% de absorção, respectivamente, próximos dos limites citados. Observa-se também que os valores de porosidade diminuem com a adição de materiais com ilita na sua composição. Esse resultado pode estar relacionado com presença de fundentes na composição da ilita.

Esses dados são concordantes com o trabalho de Vieira (2004) que conclui que a adição de argilas ílíticas em materiais cerâmicos contribui para a redução da porosidade e melhora das suas características tecnológicas. As demais amostras de solos e suas misturas apresentaram valores bastante afastados do limite mencionado por Cabral (2005).

Pode-se destacar também a redução da porosidade aparente e da absorção de água e o resultante aumento da massa específica aparente seca. Embora este fato seja esperado, considera-se que ele serve para atestar a qualidade dos dados medidos nos corpos de prova após a queima.

Na tabela 6 estão ainda as médias calculadas a partir dos dados dos ensaios de compressão pontual. Os valores de resistência à compressão simples (RCS) foram calculados a partir da

conhecida relação entre esta propriedade e a resistência à compressão pontual, que varia na faixa de 20 a 25 vezes (ISRM,1985), tendo-se adotado a seguinte relação:

$$RCS = 22 \times IS_{(50)} \quad (6)$$

O gráfico da figura 9 representa as resistências à compressão pontual para cada solo e suas diferentes misturas. A análise da tabela 6 e do gráfico da figura 8 permite observar que a mistura em que se obteve o melhor resultado de resistência foi a de 60% latossolo do Pará (LPA) com 40% de gleissolo (GLE) ($IS_{(50)} = 1,74\text{MPa}$). Verifica-se também que os materiais provenientes das misturas com o latossolo do Pará (LPA) e os gleissolos (GLE) apresentaram os melhores resultados na compressão puntiforme entre os materiais analisados. Os corpos de prova confeccionados com as misturas que contêm o latossolo de Caxias (LCA), com o solo residual (SRJ), apresentaram uma leve tendência de melhora do $IS_{(50)}$ com o aumento da proporção de solo residual na mistura. Constatase também que a adição de gleissolo (GLE) melhora a qualidade dos corpos de prova obtidos dos latossolos, tanto do Pará (LPA) quanto de Caxias (LCA). Estas melhoras ocorrem devido à presença de ilita presente no gleissolo estudado.

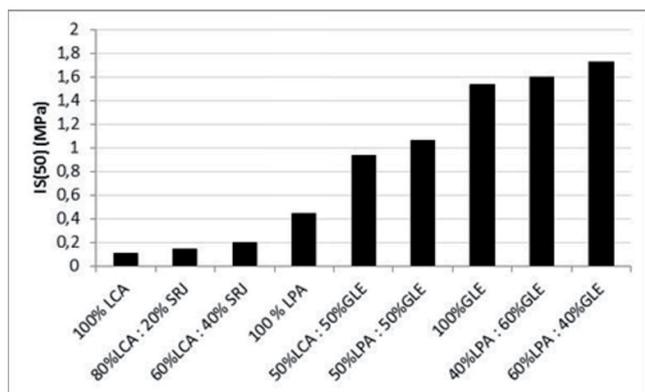


Figura 8 - Representação dos valores médios de $IS_{(50)}$ por classe de solo e por mistura.

Com relação às resistências alcançadas pelos agregados de argila calcinada produzidos nesta pesquisa, em comparação à classificação da resistência de rochas proposta pela ISRM (1978), estas poderiam ser classificadas como rochas brandas, com exceção de duas misturas (40%LPA : 60%GLE

e 60%LPA : 40%GLE) e do agregado produzido a partir do gleissolo (100% GLE), os quais se enquadram na classe de rochas medianamente resistentes ($25 < RCS < 50$). Ainda a título de comparação com resistências de rochas, a tabela 7 apresenta valores obtidos por Marques et al. (2010) para diferentes gnaisses da cidade do Rio de Janeiro, segundo seus estágios de alteração. Na tabela 7 as rochas de classe I são as menos alteradas, enquanto as rochas designadas como classe IV são muito alteradas. A figura 9 ilustra corpos de prova de argila antes e após a ruptura no ensaio de compressão pontual.

Tabela 7 - Valores de resistência à compressão pontual (em MPa) de gnaisses da Cidade do Rio de Janeiro (Marques et al. 2010).

Classes de Alteração	Tipo de Gnaisse	
	Lepetinito	Facoidal
I	2,56 - 1,68	2,49 - 2,46
II	1,89 - 1,18	1,68 - 1,05
III	0,56 - 0,48	1,06 - 1,67
IV	N.D.	0,24

N.D. Sem dados experimentais disponíveis.

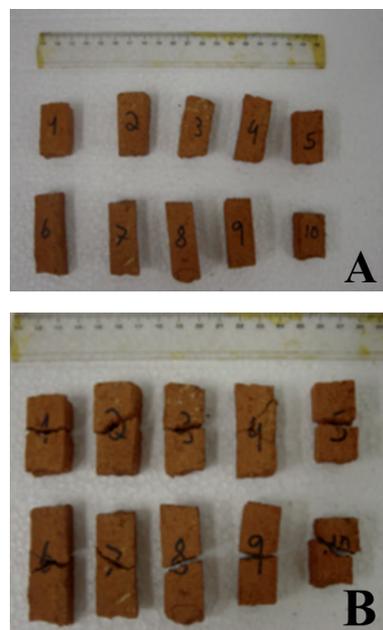


Figura 9 - Imagens de corpos-de-prova antes (a) e após (b) a ruptura.

Na tabela 8 são apresentados os dados completos dos ensaios de resistência à compressão pontual. Pode-se observar o número de amostras

ensaiadas por solo e misturas de solos, além de dados de valor máximo, valor mínimo e dispersão. A dispersão dos resultados é dada pela relação porcentual entre o desvio padrão e a média de cada conjunto, o coeficiente de variação (CV). Nota-se que esta medida da dispersão dos dados é, via de regra, maior para os dados de resistência do que para os dados de porosidade aparente e de absorção de água. A distribuição dos pontos experimentais no gráfico do coeficiente de variação contra a resistência à compressão pontual mostra uma relação com tendência potencial negativa, ou seja, há acentuado declínio da dispersão com o aumento das resistências (figura 10).

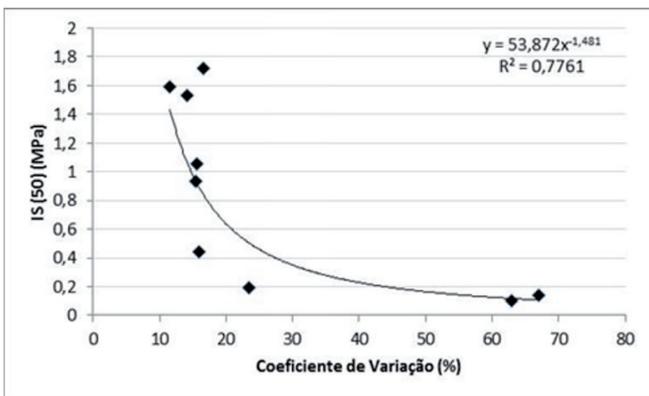


Figura 10 – Relação entre a dispersão dos dados, dada pelo coeficiente de variação (CV) e a resistência à compressão pontual ($IS_{(50)}$)

Para o melhor entendimento do comportamento dos solos e misturas foram construídos

gráficos que correlacionam os valores de porosidade aparente e absorção de água, para cada amostra, com os valores dos índices de compressão puntiforme o $IS_{(50)}$ (figuras 11 e 12). Com os resultados obtidos foi possível observar que os latossolos (LCA e LPA) possuem comportamentos semelhantes quanto aos parâmetros de correlação entre a porosidade aparente, absorção de água e o $IS_{(50)}$ campo representado pela elipse vermelha nas figuras 12 e 13.

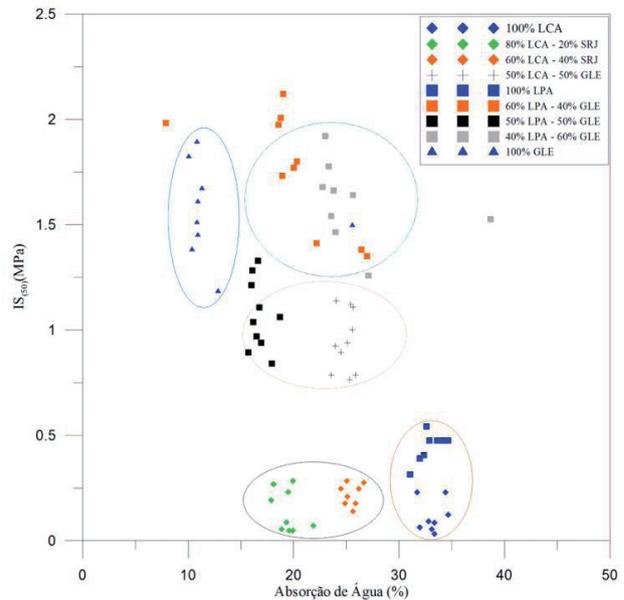


Figura 11 – Relação entre a absorção de água e a resistência à compressão pontual.

Tabela 8 – Dados completos de porosidade aparente, absorção de água e resistência à compressão pontual (RCP). N° é o número de testes, Min é o valor mínimo, Max é o valor máximo, é a média e CV(%) é o coeficiente de variação.

Material	N°	Porosidade (%)			Absorção (%)			$IS_{(50)}$ (MPa)					
		Min	Max	CV(%)	Min	Max	CV(%)	Min	Max	CV(%)			
100% LCA	8	44,4	47,1	46,0	2,2	31,7	34,7	33,2	3,1	0,04	0,22	0,11	63,0
80%LCA : 20% SRJ	9	31,1	35,3	32,6	4,2	17,9	21,9	19,4	6,0	0,06	0,28	0,15	67,0
60%LCA : 40% SRJ	8	38,8	40,4	39,7	1,2	24,5	26,7	25,5	2,9	0,13	0,26	0,20	23,4
100 % LPA	8	48,5	53,1	50,1	3,0	31,0	34,7	32,9	3,6	0,32	0,55	0,45	15,9
50%LCA :50%GLE	10	37,8	40,4	39,5	2,2	23,6	25,6	24,9	3,3	0,76	1,12	0,94	15,4
50%LPA : 50%GLE	10	30,2	34,5	31,8	4,2	15,7	18,7	16,7	5,6	0,83	1,31	1,06	15,6
40%LPA : 60%GLE	9	39,1	52,0	41,8	9,6	22,7	27,1	25,8	19,6	1,29	1,92	1,60	11,6
60%LPA : 40%GLE	10	16,7	44,3	36,3	21,0	7,9	22,2	19,9	26,3	1,29	2,08	1,73	16,6
100%GLE	9	19,4	40,3	23,0	28,6	10,1	12,8	12,6	38,9	1,17	1,88	1,54	14,1

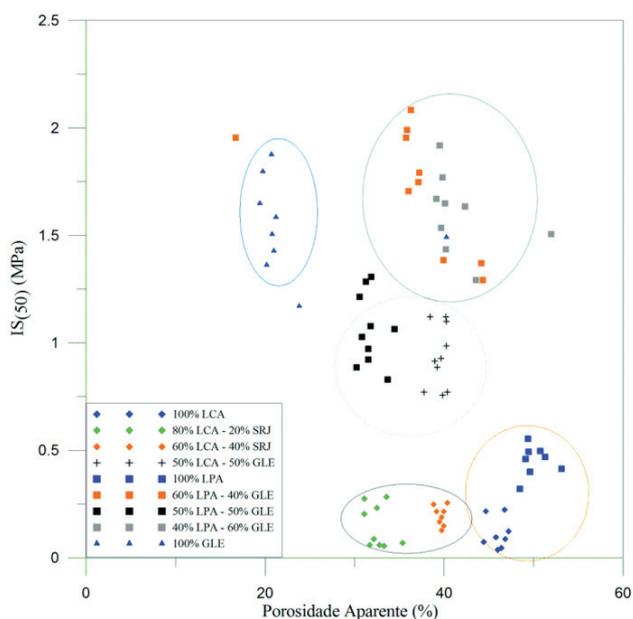


Figura 12 - Relação entre a porosidade aparente e a resistência à compressão pontual.

As misturas 60%LCA : 40%SRJ e 80%LCA : 20%SRJ apresentam valores muito baixo de $IS_{(50)}$, no entanto verifica-se que o aumento da proporção de solo residual aumenta a porosidade. Este fato deve-se a diminuição da fração argila na mistura, como pode ser observado na tabela 2. Esse campo é representado pela elipse amarela nas figuras 11 e 12. Ainda nas mesmas figuras, o campo representado pela elipse azul refere-se ao gleissolo puro e verifica-se tratar-se do material que apresenta os resultados com os menores valores de porosidade e absorção.

As misturas dos latossolos do Pará (LPA) e de Caxias (LCA) com 50% de gleissolo (GLE) são representados pela elipse violeta nas figuras 11 e 12, nas quais pode-se verificar os latossolos do Pará (LPA) apresentam os menores valores de porosidade e absorção, no entanto, os valores de $IS_{(50)}$ são semelhantes.

As misturas do latossolo Pará (LPA) com 60% e 40% de gleissolo (GLE), são representadas pelo círculo verde nas figuras 11 e 12. Observa-se que os valores médios de $IS_{(50)}$ para ambas as misturas são semelhantes, no entanto, as misturas com 40% de gleissolo apresentam maiores valores de porosidade e absorção. É importante ressaltar que a adição do gleissolo (GLE) melhorou sensivelmente a resistência dos corpos de prova.

4 CONCLUSÕES

Os estudos demonstraram que os agregados graúdos produzidos não apresentaram resultados satisfatórios para uso em pavimentação asfáltica. Os resultados encontrados nos materiais estudados pela classificação no diagrama de Winkler, demonstraram que os solos e as misturas analisadas encontram-se fora do campo B, dessa forma apontando que os materiais não apresentam potencial elevado para serem utilizados “in natura” nas pavimentações asfálticas. No entanto apresentaram características adequadas para serem usados como base e sub base da estrutura de pavimento, onde o material é britado e a alta absorção do material não apresenta empecilho na sua utilização.

Com relação ao índice de plasticidade (IP) pode-se verificar que a maioria das misturas apresentaram valores satisfatórios para uso como argila calcinada, com exceção das amostras 100% latossolo do Pará (100% LPA) e 60% latossolo Pará : 40% gleissolo (60% LPA : 40% GLE).

Quanto aos valores de porosidade aparente e absorção de água, grande parte dos materiais analisados também não apresentaram resultados satisfatórios. Aqueles que apresentaram os melhores resultados foram os corpos de prova com 100% de gleissolo (100% GLE) e 50% latossolo do Pará : 50% gleissolo (50% LPA : 50% GLE). Com relação à resistência, estimada a partir dos ensaios de compressão pontual, pode-se verificar que os resultados são baixos, sendo comparados com rochas brandas a medianamente resistentes.

Os latossolos tanto de Duque de Caxias quanto do Pará possuem comportamentos similares quanto aos parâmetros de correlação entre a porosidade aparente, absorção de água e $IS_{(50)}$. A mudança de comportamento dos corpos de prova ocorreu com a adição do solo residual e do gleissolo. A incorporação do solo residual aumentou a porosidade e absorção de água. Justifica-se esse fato pela diminuição da fração argila com a adição do solo residual. A adição do gleissolo nas misturas gerou uma melhora nos valores de porosidade, absorção e $IS_{(50)}$, mas ainda insuficientes para serem aplicados na pavimentação asfáltica.

Para a tentativa de melhorar os resultados na utilização como agregado asfáltico sugere-se para futuras pesquisas a obtenção de solos ou misturas

com uma granulometria que seja equivalente aos intervalos granulométricos referentes ao campo B do diagrama de Winkler. O aumento da temperatura de queima será uma alternativa que deverá melhorar a qualidade do material obtido. Sugere-se também estudos com solos e misturas com matérias fundentes, tais como potássio, cálcio e sódio.

Agradecimentos

Ao IME e à UENF pelo uso de suas extrusoras. Ao CNPq pelas bolsas de produtividade em pesquisa de Helena Polivanov e de Laura Maria Goretti da Motta.

REFERÊNCIAS

- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. 1984a. NBR 7181: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 13p.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. 1984b. NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 6p.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. 1984c. NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 3p.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. 2011. NBR 6220: Materiais refratários densos conformados – Determinação do volume aparente, densidade de massa aparente, porosidade aparente, absorção e densidade aparente da parte sólida. Rio de Janeiro, 4p.
- Alexandre J. 1997. Caracterização das argilas do Município de Campos dos Goytacazes para utilização em cerâmicas vermelhas. Dissertação Mestrado, Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense, 164p.
- Broch E. & Franklin J.A. 1972. The point load strength test. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr.*, 9:669-697.
- Cabral G.L.L. 2005. Metodologia de produção e emprego de agregados de argila calcinada para pavimentação. Dissertação de Mestrado, Engenharia de Transportes, Instituto Militar de Engenharia, 358p.
- Cabral G.L.L. 2011. Utilização do agregado artificial de argila calcinada em obras de pavimentação e aperfeiçoamento da tecnologia. Doutorado, Programa de Engenharia Civil (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro, 216p.
- Campos A.M.L.S. 2008. O efeito da temperatura de queima no agregado sintético de argila calcinada, aplicado em concreto asfáltico. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Tecnologia, Universidade Federal do Amazonas, 159p.
- Claessen M.E.C. 1997. Manual de métodos de análise de solo. Rio de Janeiro, EMBRAPA-CNPq, 212p.
- CPRM – Serviço Geológico do Brasil. 2006. Geologia e recursos minerais do Estado do Amazonas: texto explicativo dos mapas geológico e de recursos minerais do Estado do Amazonas - escala 1:1.000.000. Rio de Janeiro, CPRM – Serviço Geológico do Brasil, 144p.
- Da Silva C.L.A., da Silva C.L., Rebelo E.P., da Frota C.A. 2009. Processo produtivo de agregados sinterizados de argila calcinada para a região Amazônica. *Estudos Tecnológicos*, 5: 374-388.
- DNER - Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. 1981. Pesquisa de Viabilidade de Implantação da Fábrica de Argila Expandida na Região Amazônica. Rio de Janeiro, IPR/Divisão de Pesquisas.
- ISRM. 1978. Suggested methods for the quantitative description discontinuities in rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 15: 319-368.
- ISRM. 1985. Suggested method for determining point load strength. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 22: 51-60.
- Marques E.A.G., Barroso E.V., Menezes Filho A.P., Vargas Jr. E. do A. 2010. Weathering zones on metamorphic rocks from Rio de Janeiro - Physical, mineralogical and geomechanical characterization. *Engineering Geology*, 111:1-18.

Nascimento R.R. 2005. Utilização de agregados de argila calcinada em pavimentação; uma alternativa para o Estado do Acre. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro, 165p.

Pracidelli S. & Melchiades F. G. 1997. Importância da composição granulométrica de massas

para a cerâmica vermelha. *Cerâmica Industrial*, 2:31-35.

Theisen A.A. & Harward M.E. 1962. A paste method for preparation of slides for clay mineral identification by X-Ray diffraction. *Soil Science of America Proceedings*, 26:90-91.

CORRELATIONS BETWEEN UNIAXIAL COMPRESSIVE STRENGTH AND POINT LOAD STRENGTH FOR SOME BRAZILIAN HIGH-GRADE METAMORPHIC ROCKS

TENTATIVAS DE CORRELAÇÕES ENTRE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO PUNTIFORME PARA ALGUMAS ROCHAS METAMÓRFICAS DE ALTO GRAU DO BRASIL

ALINE DE ALMEIDA MARQUES

*Departamento Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, Brasil
E-mail: linamarques89@hotmail.com*

BRAHMANI SIDHARTHA TIBURCIO PAES

*Departamento Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, Brasil
E-mail: sidharta16@gmail.com*

EDUARDO ANTÔNIO GOMES MARQUES

*Departamento Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, Brasil
E-mail: emarques@ufv.br*

LUANA CLAUDIA PEREIRA

*Departamento Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, Brasil
E-mail: luanac.pereira@ufv.br*

RESUMO ABSTRACT

Esse artigo apresenta os resultados de um estudo laboratorial detalhado com o objetivo de determinar a resistência uniaxial e puntiforme de rochas metamórficas de alto grau, assim como avaliar a relação altura/diâmetro (H/D) sobre a resistência à compressão uniaxial de rochas com razões H/D entre 2,0 e 2,5 e entre 2,5 e 3,0. Todos os ensaios foram realizados com base nas sugestões da ISRM (2007) em quatro litotipos metamórficos de alto grau diferentes, comumente encontrados no Quadrilátero Ferrífero. Os ensaios de laboratório realizados foram resistência à compressão uniaxial e puntiforme e ensaios de caracterização física (peso específico aparente seco e saturado, porosidade aparente e capacidade de absorção de água). Os coeficientes de correlação foram determinados para cada tipo de rocha. Os resultados da análise da variação da relação H/D mostram que, para as rochas em estudo, a utilização de ensaios com relação entre 2.0 e 2.5 não mostram diferenças significativas para aquelas realizadas com relação entre 2.5 e 3.0

This paper presents the results of a comprehensive laboratory study with the aim of determination of both uniaxial and point load strength, and its relationship for some metamorphic rocks, as long as long as an evaluation of highness/diameter ratio (H/D ratio) over uniaxial compressive strength, throughout testing samples with H/D ratio between 2.0 to 2.5 and from 2.5 to 3.0. All tests were done according to ISRM (2007) for four different high-grade metamorphic lithotypes commonly found at the south of Iron Quadrangle, Minas Gerais state, Southeast Brazil. Test program comprises uniaxial compressive strength, point load and physical characterization tests (dry specific weight, saturated specific weight, porosity and water absorption capacity). Correlation coefficients were then determinate for strength tests for each rock type. H/D ratio results show that, for rock under study, use of rock samples with H/D ratio between 2.0 and 2.5 do not show significance differences from those carried out with the H/D ratio suggested by ISRM methods.

Keywords: strength correlation; uniaxial compressive strength; point load tests; H/D ratio, metamorphic rocks.

1 INTRODUCTION

Rocks are solid consolidated materials, naturally formed by mineral material aggregates, which are, together with discontinuities - fractures, faults, foliation etc., fundamental components of rock masses (Azevedo & Marques, 2006). Among several properties frequently used to characterize rocks, density, deformability, permeability and strength are the most common in problems involving slope stability and excavations problems. These properties can be measured in situ or throughout lab tests, which can provide rock/rock mass quality indication.

According to Bieniawski (1989), the importance of intact rock properties for the general rock mass behavior will be generally supplanted by the discontinuities behavior. However, this does not mean that intact rock properties should not be considered. After all, if the discontinuities are highly spaced or if the intact rock is fragile or weathered, its properties can strongly influence the geomechanical behavior of rock mass (Azevedo & Marques 2006).

In this context, studies involving geomechanical and physical characterization of both intact rock and discontinuities - as a way of providing a rock quality index; which can, in addition to empirical methods, relate factors that can influence the behavior of rock masses and provide a rock mass classification, dividing the mass into equal behavior zones.

Rocks on rock masses are in general subjected to triaxial confinement. But, on rock slope cuts or underground mining pillar, uniaxial stress state represents most appropriate the stress state and has been the most used properties on such projects.

Thus, uniaxial compressive strength tests as long as point load tests - this last one with the great advantage of easiness of tests on irregular rock samples, have been commonly used on rock characterization on several civil and mining engineering problems.

The relationship between uniaxial compressive strength (UCS) and point load strength (PLS), called the strength conversion factor (k), has been used to estimate the UCS from the PLS since the 1960s. Many researchers have investigated the relationship between

UCS and PLS for various rock types, such as igneous, sedimentary, and metamorphic rocks, also the common k value is within the range 20-25 for a standard-size (50 mm) core (Broch & Franklin 1972, Bieniawski 1975, Greminger 1982, ISRM 1985; Singh & Singh 1993, Kaya & Karaman 2015). However, Karaman et al. (2015) obtained the strength conversion factors equal 18.2, 16.6 and 18.2 for igneous, metamorphic and sedimentary rocks, respectively. Moreover, some researchers have used the regression method to elucidate linear relationships between UCS and PLS (D'Andrea et al. 1964, Deere & Miller 1966, Gunsallus & Kulhawy 1984, O'Rourke 1989; Cargill & Shakoor 1990, Karaman 2001, Fener et al. 2005, Cobanoglu & Celik 2008, Basu & Kamran 2010). Azimian et al. (2014) and Kilic & Teymen (2008) obtained a strong logarithmic relationship between UCS and PLS for weathered rocks and different rock types. Finally, Read et al. (1980) showed that the UCS/PLS ratio varies with both rock type and weathering grade.

Another important aspect related to UCS tests is the influence of the highness - diameter (H/D) ratio on UCS values. This effect is well known (Thuro et al. 2001) but every few studies has been published on more recent years on this issue, but one can be cite Hoek & Brown (1980), Hamkins (1998), Hong et al. (2008) and You & Su (2004). Thuro et al. (2001), studying three different rock types (mafic dikes, granite and limestone) have conclude that this ratio has low effect over rock strength when compared, for example, with the shape of rock samples.

In this context the present study has the aim of characterization of UCS and PLS for 4 (four) lithotypes occurring in an area located at the south of the Iron Quadrangle, Minas Gerais state; contributing to the definition of practical correlations among these two properties for the rocks under study. Also, UCS rock samples were produced on two different H/D ratios, 2,0 to 2,5 and 2,5 to 3,0, in order to evaluate its influence over these rocks strength.

2 MATERIALS AND METHODS

In order to carry on the proposed study, the following lab tests were done:

- Uniaxial compressive strength tests on cylinder samples;
- Point load strength tests on cylinder and blocky (irregular) samples;
- Dry sand saturated specific density;
- Apparent porosity; and
- Water absorption capacity.

Every test was done according to the ISRM (2007) on Rock Mechanics Laboratory of Civil Engineering Department of Universidade Federal de Viçosa.

2.1 Tested Materials

The study was executed on four different rock types - metamorphosed granite - here named granite NE (GNE), graphite rich schist (XG), quartz biotite schist (QBX) and silica rich carbonated rock, all highly metamorphic (Figure 1).

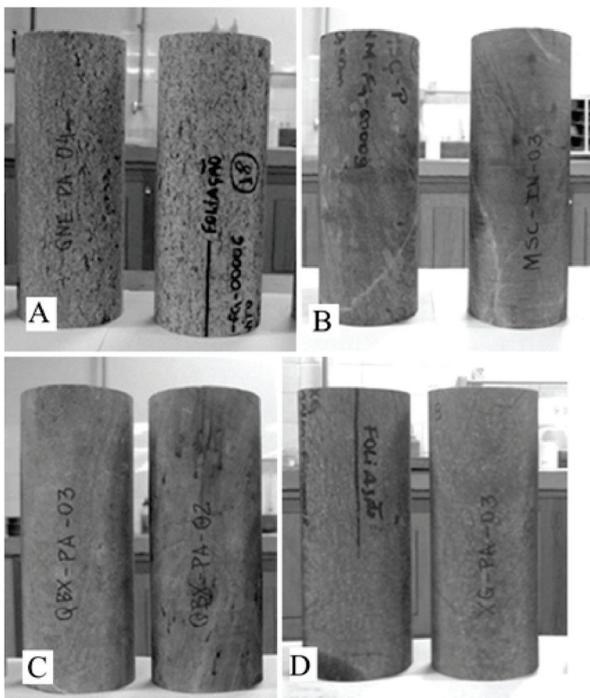


Figure 1 - Tested lithotypes (a) Granite NE; (b) Silica rich carbonated rock; (c) Quartz Biotite Schist and (d) Graphite rich Schist.

Rock testing samples were prepared from rock drilling samples - for UCS and axial PLT strength tests, samples cut from rock blocks (block PLT tests) and irregular samples for PLT tests. Rocks tested and its weathering grades are presented on Table 1.

Table 1 - Weathering grades for rocks samples tested.

Rocks Id	Abbreviation	Weathering Grade
Granite NE	GNE	W_2/W_1
Silica rich carbonated rock	MSC	W_2/W_1
Quartz Biotite Schist	QBX	W_2/W_3
Graphite rich Schist	XG	W_3

Test samples were considered inclined (IN) to loading axis when they present foliation at an angle higher than 10° to the samples axis, as illustrated on Figure 2a. Samples with foliation at angles lower the 10° to the sample axis were considered parallel (PA). Finally, samples with angle between 70° e 90° to the sample axis were considered perpendicular (PE). Rock samples for which were not possible to identify foliation (Figure 2b) were considered isotropic.

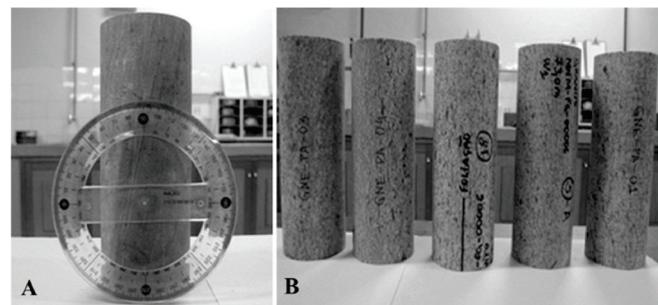


Figure 2 - Inclination of rock samples tested.

2.2 Physical Indexes

For the determination of physical indexes tests were done using buoyancy technique, which allows the determination of porosity and density on irregular as well as on regular samples.

For test procedures representative rock samples were prepared and composed by 10 rock fragments with a minimum mass of 50 g for each one of the lithotypes under study.

2.3 Uniaxial Compression

The method used for determination of uniaxial compressive strength allows the use of core samples obtained from boreholes (cylinders). The height to diameter ratio (H/D ratio) to be used on rock samples for uniaxial compressive strength tests is a matter already under discussion. ISRM

(2007) recommends the use of samples H/D ratio between 2.5 and 3.0, while American standards ASTM (2013) suggests H/D ratio 2.5 and 2.5. Finally Eurocode 7 (2007) allows the use of rock samples with H/D ratio between 2 to 3.

Boreholes cylinder samples from which uniaxial and point load tests samples were extracted had a diameter equal to 67.0 ± 0.5 mm. So, to obey ISRM's standards uniaxial compressive test rock samples were produced with a height of 17.0 ± 0.5 cm, in order to be compared with point load tests results. Samples were prepared on a diamond saw and both ends were flattened in order to reduce waviness and to maintain its perpendicularity to the sides of the specimen.

Two groups of samples to be tested on uniaxial compressive testes were produced, the first with H/D ratio between 2.0 and 2.5, and the second one with H/D ratio 2.5 to 3.0, as shown on Figure 3.

The representativeness of tests was guaranteed by the application of a continuous and constant loading, in order to provide the failure of rock sample between 5 to 10 min and as well as by the number of tested samples, varying from a minimum of 3 and maximum of 5 samples. Tests were developed in a 100 tons hydraulic machine. Values of uniaxial compressive strength (q_u), in MPa, were calculated through equation (1).

$$q_u = P/A \tag{1}$$

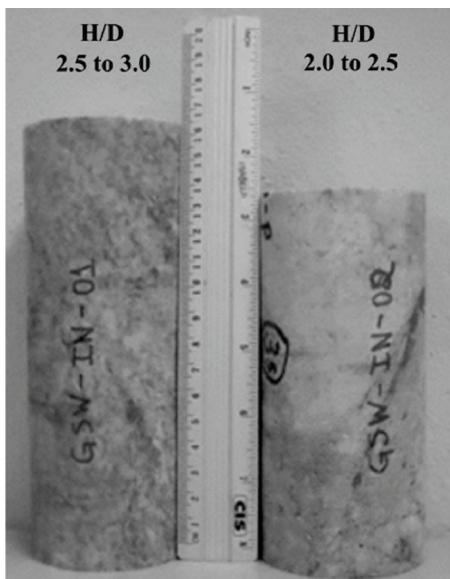


Figure 3 – Example of uniaxial compressive strength rock test samples with two different H/D ratios.

2.3.1 Effects of Different H/D Ratio on Uniaxial Compressive Strength

Hoek and Brown (1980), based on observations of a series of uniaxial tests, have proposed that uniaxial compressive strength should be normalized by dividing individual strength of each sample to the strength of a sample with a diameter of 50 mm. The proposed correction is determined throughout Equation. (2).

$$\sigma_c = \sigma_{c50} \left(\frac{50}{d} \right)^{0,18} \tag{2}$$

On the present study the correction proposed by those authors was used on both H/D ratio samples tested.

2.4 Point Load Test

According to the method proposed by Broch & Franklin (1972), point load irregular tests samples were prepared with $50 \text{ mm} \pm 35 \text{ mm}$ and W/D ratio between 0.3 and 1.0 (preferably close to 1.0); and L value of at least 0.5 W. For cylinder samples, dimensions were prepared with a W/D ratio between 0.3 and 1.0 for axial load tests. Figure 4 shows the dimensions suggested by ISRM (2007) and used on the present study.

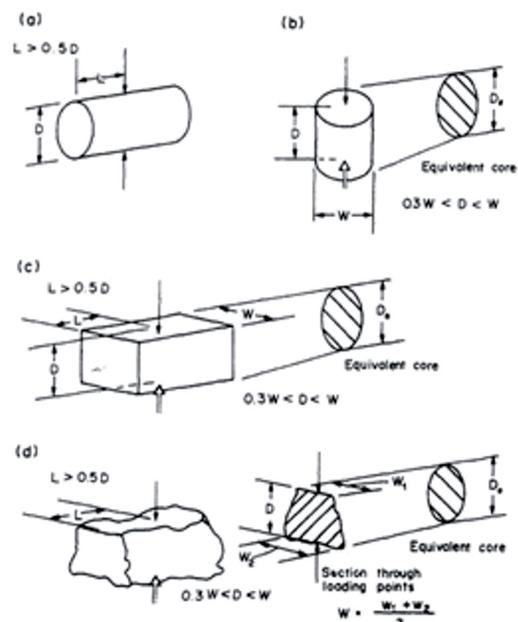


Figure 4 – Rock samples dimensions for point load tests (ISRM 2007).

To guarantee the representativeness of tests, loading was applied constantly in such a way that failure occurs between 10 to 60 seconds. Results were considered not valid when failure surface pass throughout only one of the loading points (Figure 5). A Controls® equipment, model D550, was used for testing.

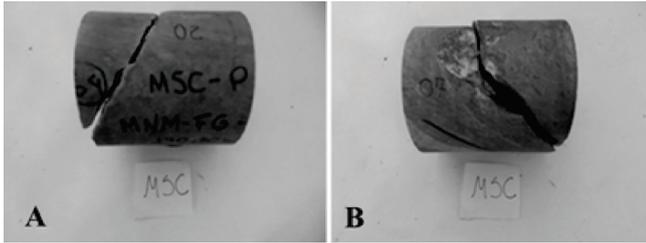


Figure 5 - Example of point load test results considered not valid (a) and valid (b).

On those point load tests were 10 or more samples were tested, the two highest and the two lowest load failure values were not considered for the calculus of the average point load strength index. As suggested by ISRM (2007), the minimum value of point load test results to be considered for this calculus should never be inferior to six.

2.5 Correlation Between Uniaxial Compressive and Point Load Strength

Point load strength index $IS_{(50)}$ is defined for the test carried out on cylinder rock samples for a standardized diameter equal to 50 mm. Tests carried out on different diameter samples must be corrected to definition of $IS_{(50)}$. Therefore, it is necessary to calculate the value of point load strength (I_s) and multiply by a Correction Factor (CF), which is a function of a relation between sample diameter (D) and the 50 mm standardized diameter, according to equations. (3) to (5).

$$I_s = \frac{P}{D^2} \quad (3)$$

$$I_{S(50)} = FC \cdot \frac{P}{D_e^2} \quad (4)$$

$$FC = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0,45} \quad (5)$$

Where:

D and D_e are given in mm.

D_e - equivalent diameter of each tested sample, given by:

$D_e^2 = D^2$ - for diametral tests; and

$D_e^2 = 4A/\pi$ - for axial tests or irregular samples, in which $A = WD$.

For irregular and cylinder samples submitted to axial loading it is necessary to define an equivalent diameter, D_e , to obtain a value corresponding to standardized test (see Figure 3).

The final point load test result is commonly correlated to uniaxial compressive strength, q_u , throughout the linear relationship on Equation (6).

$$q_u = K \cdot I_{S(50)} \quad (6)$$

Goodman (1989) presents a conversion factor, K , equal to 24. For Barroso (1993) this factor varies from 18 to 24, while for Foster (1983), K can vary from 10 to 50, as most of the estimates found in literature. And, others researchers present different values as presented earlier.

3 RESULTS

On the following sections the main results obtained on this study are presented.

3.1 Physical Indexes

On Table 2 values of dry and saturated specific weight, apparent porosity and water absorption capacity are presented for each lithotype under study.

Table 2 - Results of physical indexes, for each lithotype.

Lithotype	Specific Weight (kg/m ³)		Apparent porosity (%)	Water absorption capacity (%)
	Dry	Saturated		
GNE	2643	2651	0.76	0.29
MSC	3520	3527	0.68	0.19
QBX	2753	2780	2.35	0.85
XG	2841	2850	0.82	0.29

3.2 Uniaxial Compressive Strength

After determination of the cross section area (A) and load at failure (P) for each rock sample tested, uniaxial strength was been calculated and

the results are presented on Table 3 and Table 4, for H/D ratio between 2.0 and 2.5; and for 2.5 and 3.0, respectively. Besides calculated compressive strength (σ_c), also corrected tensions ($\sigma_c(50)$) were determined, as presented on section 2.3.1.

Table 3 - Uniaxial compressive strength for samples with H/D ratio between 2.0 and 2.5.

Lithotype	Sample	H/D	A (cm ²)	P (kg)	σ_c (MPa)	$\sigma_{c(50)}$ (MPa)
GNE	GNE-PA 1	2.16	35.26	63000	175.12	166.13
	GNE-PA 2	2.16	35.26	56860	158.05	149.94
	GNE-PA 3	2.14	34.89	67650	190.02	180.44
	GNE-PA 4	2.15	35.05	54580	152.62	144.87
	GNE-PA 5	2.06	35.20	48640	135.40	128.47
MSC	MSC-IN 1	2.15	34.89	85990	241.54	229.36
	MSC-IN 2	2.15	35.26	73400	204.02	193.55
	MSC-IN 3	2.06	35.26	50360	139.98	132.80
	MSC-IN 4	2.03	35.47	75630	208.97	198.14
	MSC-IN 5*	2.16	35.26	21000	58.37	55.37
QBX	QBX-IN 1	2.18	35.10	16770	46.82	44.44
	QBX-IN 2	2.13	35.41	11230	31.08	29.47
	QBX-IN 3	2.14	35.10	9810	27.39	25.99
	QBX-IN 4	2.13	35.26	10850	30.16	28.61
XG	XG-IN 1	2,17	34.73	25870	72.99	69.34
	XG-IN 2	2.17	35.26	17730	49.28	46.75
	XG-IN 3	2.17	35.26	12400	34.47	32.70
	XG-IN 4	2.17	35,20	28610	76.64	72.72

*Fractured sample. Result not considered.

Table 4 - Uniaxial compressive strength for samples with H/D ratio between 2.5 and 3.0.

Lithotype	Sample	H/D	A (cm ²)	P (kg)	σ_c (MPa)	$\sigma_{c(50)}$ (MPa)
GNE	GNE-PA 1	2.57	34.99	65320	182.93	173.66
	GNE-PA 2	2.60	34.84	69440	195.34	185.52
	GNE-PA 3	2.57	35.26	65760	182.79	173.41
	GNE-PA 4	2.55	35.26	67550	187.76	178.13
	GNE-PA 5	2.57	35.10	52060	145.36	137.95
MSC	MSC-IN 1	2.55	35.26	34000	94.51*	89.66
	MSC-IN 2	2.53	35.47	87990	243.13	230.53
	MSC-IN 3	2.56	35.26	66990	186.21	176.65
	MSC-IN 4	2.53	35.26	62451	173.59	164.68
QBX	QBX-PA 1	2.55	35.10	4980	13.90	13.19
	QBX-PA 2	2.53	35.15	5880	16.39	15.55
	QBX-PA 3	2.56	35.26	7190	19.99	18.96
	QBX-PA 4	2.57	34.94	10190	28.58	27.14
	QBX-PA 5	2.58	35.26	9680	26.91	25.53
QBX	QBX-IN 1	2.61	33.05	10380	29.03	27.55
	QBX-IN 2	2.60	34.78	14400	38.53	35.53
	QBX-IN 3	2.59	35.20	15880	44.21	41.94
	QBX-IN 4	2.58	34.94	36580	97.41*	97.41
XG	XG-PA 1	2.55	35.26	17250	47.95	45.49
	XG-PA 2	2.57	34.73	36220	102.2*	97.08
	XG-PA 3	2.56	35.31	14820	41.13	39.02
	XG-PA 4	2.56	35.26	15650	43.5	41.27
	XG-PA 5	2.58	34.94	36600	102.65*	97.46

*Result not considered.

For uniaxial compressive strength with no correction for a 50mm size, average values were then determined, and results are presented on Table 5. Results that have shown high discrepancies or those for which failure has occurred out of the 5 to 10min gap were not considered for the average calculus.

Table 5 - Uniaxial compressive strength average values for samples with H/D ratio between 2.0 and 3.0

Lithotype	average (H/D = 2.5 e 2.5)	average (H/D = 2.5 e 3.0)
GNE	162.24 MPa ± 21.02 MPa	178.84 MPa ± 19.40 MPa
MSC	198.63 MPa ± 42.49 MPa	200.97 MPa ± 37.05 MPa
QBX	33.86 MPa ± 8.78 MPa	37.93 MPa ± 7.93 MPa
XG	58.35 MPa ± 20.01 MPa	41.97 MPa ± 3.46 MPa

3.3 Point Load Strength

For point load test, the standard strength average value for each lithotype was calculated. On Table 6 to Table 9 results are presented for cylinder samples for each rock type under study.

Table 6 - Point load test results for cylinder granite samples.

Sample Number	Granite						
	P (kN)	De ² (mm ²)	De (mm)	Is (MPa)	FC	Is ₍₅₀₎ (MPa)	Not Considered
1	19.40	2968.69	54.49	6.53	1.04	6.79	X
2	17.80	3036.93	55.11	5.86	1.04	6.12	
3	21.40	3057.30	55.29	7.00	1.05	7.32	
4	18.50	2908.56	53.93	6.36	1.03	6.58	
5	21.50	3236.83	56.89	6.64	1.06	7.04	
6	19.50	2934.56	54.17	6.64	1.04	6.89	
7	23.00	3040.92	55.14	7.56	1.05	7.90	X
8	15.50	3027.87	55.03	5.12	1.04	5.34	
9	17.30	2985.75	54.64	5.79	1.04	6.03	
10	14.00	2891.78	53.78	4.84	1.03	5.00	X

Table 7 - Point load test results for cylinder Silica rich carbonated samples.

Sample Number	Silica rich carbonated rock						
	P (kN)	De ² (mm ²)	De (mm)	Is (MPa)	FC	Is ₍₅₀₎ (MPa)	Not Considered
1	25.1	3588.24	59.90	7.00	1.08	7.59	
2	31.9	3156.36	56.18	10.11	1.05	10.65	X
3	28.5	3165.78	56.27	9.00	1.05	9.49	
4	20.7	3373.12	58.08	6.14	1.07	6.56	
5	23.6	3333.30	57.73	7.08	1.07	7.55	
6	21.5	3565.83	59.71	6.03	1.08	6.53	
7	16.5	3489.06	59.07	4.73	1.08	5.10	X
8	28.8	3156.36	56.18	9.12	1.05	9.62	
9	28.2	3227.15	56.81	8.74	1.06	9.26	
10	23.4	3096.65	55.65	7.56	1.05	7.93	

Table 8 - Point load test results for cylinder Graphite rich schist samples.

Sample Number	Graphite rich schist						
	P (kN)	De ² (mm ²)	De (mm)	Is (MPa)	FC	Is ₍₅₀₎ (MPa)	Not Considered
1	12.40	3395.22	58.27	3.65	1.07	3.91	
2	11.70	3190.48	56.48	3.67	1.06	3.87	X
3	8.10	3023.88	54.99	2.68	1.04	2.80	
4	11.90	3028.88	55.04	3.93	1.04	4.10	X
5	9.50	2819.33	53.10	3.37	1.03	3.46	
6	10.00	2990.20	54.68	3.34	1.04	3.48	
7	11.10	3109.06	55.76	3.57	1.05	3.75	
8	15.10	3121.42	55.87	4.84	1.05	5.09	
9	5.90	3449.78	58.73	1.71	1.08	1.84	X
10	10.00	3006.35	54.83	3.33	1.04	3.47	X

Table 9 - Point load test results for cylinder Quartz biotite schist samples.

Sample Number	Quartz Biotite schist						
	P (kN)	De ² (mm ²)	De (mm)	Is (MPa)	FC	Is ₍₅₀₎ (MPa)	Not Considered
1	13,00	3678,39	60,65	3,53	1,09	3,85	
2	11,40	3290,05	57,36	3,46	1,06	3,69	X
3	31,00	3786,11	61,53	8,19	1,10	8,99	
4	14,00	3434,22	58,60	4,08	1,07	4,38	X
5	12,20	3810,17	61,73	3,20	1,10	3,52	
6	19,70	3813,61	61,75	5,17	1,10	5,68	
7	12,80	3529,88	59,41	3,63	1,08	3,92	
8	24,30	6268,21	79,17	3,88	1,23	4,77	
9	18,00	4622,39	67,99	3,89	1,15	4,47	X
10	14,40	3365,36	58,01	4,28	1,07	4,57	
11	9,90	3319,49	57,62	2,98	1,07	3,18	X

On Table 10 to Table 12 average results for each different shape sample type are presented. It can be pointed that there was not enough rock amount to produce cylinder samples for quartz biotite schist and irregular samples for graphite rich schist.

Table 10 - Point load test results for cylinder samples (parallel & inclined to foliation).

Lithotype	Loading direction	Is ₍₅₀₎ AVERAGE (MPa)
GNE	PA	6.48
MSC	IN	8.07
XG	PA	3.48

Table 11 - Point load test results for cylinder samples (perpendicular to foliation).

Lithotype	Loading direction	Is ₍₅₀₎ AVERAGE (MPa)
GNE	No visible foliation	9.60
MSC	PE	10.21
XG	PE	2.56

Table 12 - Point load test results for irregular samples.

Lithotype	Loading direction	Is ₍₅₀₎ AVERAGE (MPa)
GNE	PA	1.81
MSC	No visible foliation	7.48
QBX	No visible foliation	4.24

3.4 Correlation Between Uniaxial Compressive and Point Load Strength

Correlations between Uniaxial Compressive and Point Load Strength obtained for all rocks under study are presented on Table 13, considering results for uniaxial compressive strength and point load obtained for cylinder samples with H/D ratio between 2.5 and 3.0, and point load obtained for cylinder samples. The exception being quartz biotite schist, for which results for point load were calculated for irregular samples.

Table 13 - $\sigma_c/Is_{(50)}$ correlations for each lithotype.

Lithotype	Is(50) (MPa)	σ_c (MPa)	$\sigma_c/Is(50)$ Ratio
GNE	6.48	178.84	27.60
MSC	8.07	174.36	21.61
QBX*	4.24	37.93	8.95
XG	3.48	72.37	20.80

*For irregular samples.

4 DISCUSSION

Physical indexes tests results evidence the low porosity of rocks under study – all lower than 2.5%, commonly lower than 1.0%. The densities values are similar to the average values found for metamorphic rocks found in literature (Marques et al. 2010), the exception being the Silica rich carbonated rock (MSC).

Uniaxial compressive strength for studied rocks presents great variations, from values close

to 30 MPa (sample QBX-IN 3, Table 3 and sample QBX-IN 1, Table 4) up to values higher than 240 MPa (sample MSC-IN 1, Table 3 and sample MSC-IN 2, Table 4). These data are corroborated by high standard deviation shown on Table 5, which vary from 7.8% to 34.3%, but are usually between 10 to 20%.

These results suggest that point load tests can be used to estimate uniaxial compressive strength, although specific correlations must be provided for each rock type. Another issue that must be pointed is the fact that for very foliated rocks the relation between loading direction and foliation is determinant for the comparison of these two strengths. Greminger (1982), Broch (1983) and Foster (1983) have shown that uniaxial compressive strength can present poor correlations with $I_s_{(50)}$ when this last value is determined parallel to foliation, underestimating point load strength. The same behavior was observed for the quartz biotite schist (QBX).

Results obtained for the two H/D ratio studied show that no clear differences can be noted, the exception being found for graphite rick schist. Observed variations for different H/D ratio are inferior to the variations observed for rocks samples tested with the same H/D ratio. No significant differences for uniaxial compressive strength measured for H/D between 2.0 to 3.0 were detected. These results are in accordance with the suggestion of the Eurocode 7 - Geotechnical Project. Also, others researchers as Mogi (1966, 2007), John (1972), Hawkins (1998), Thuro et al. (2001) presented some results for UCS values approximately constant for cores with a H/D ratio of 2.5 or greater. Furthermore, samples with a ratio lower than 2.5 have presented a considerably increase in UCS values. For cores with a H/D ratio between 2.0 to 2.5 the results were inconclusive, with some results almost constant and others showing a little increase of UCS. Finally, Unlu & Yilmaz (2008) have concluded that no significant variation in UCS for sedimentary and magmatic samples with H/D ratios from 0.5 to 3.0 can be observed.

5 CONCLUSIONS

The study allowed the definition of physical and strength properties for four high-grade

metamorphic rocks occurring on the south area of Iron Quadrangle, Brazil. Physical properties found on these rocks were similar to those found in literature. Correlations between uniaxial compressive and point load strength determined on this study are also close the most part of the usual value commonly adopted on literature for this relationship, equal to 24. But, generalized conversion factors are not appropriate, as it is necessary to make specific correlations for each kind of rock (Singh et al., 2012). This may be due to the anisotropic nature of the rocks as well as their failure behavior under loading condition.

Finally, regarding H/D ratio, results show that for the studied rocks, there is no significant difference for UCS for the two studied H/D ratios - 2.0 to 2.5 and 2.5 to 3.0.

Acknowledgments

The authors thanks to Civil Engineering Department of Universidade Federal de Viçosa for the support for this research.

REFERENCES

- ASTM - American Society for Tenting and Materials. 2013. D4543-85: Standard Practices for Preparing Rock Core as Cylindrical Test Specimens and Verifying Conformance to Dimensional and Shape Tolerances.
- Azevedo I.C.D. & Marques E.A.G. 2006. Introdução à Mecânica das Rochas. Ed. UFV, Viçosa, 361p.
- Azimian A., Ajalloeian R., Fatehi L. 2014. An empirical correlation of uniaxial compressive strength with p-wave velocity and point load strength index on marly rocks using statistical method. *Geotech. Geol. Eng.*, 32:205-214
- Barroso E.V. 1993. Estudo das características geológicas e do comportamento geotécnico de um perfil de intemperismo em leptinito no Rio de Janeiro. MSc Dissertation, Department of Geology, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 251 p.

- Basu A. & Kamran M. 2010. Point load test on schistose rocks and its applicability in predicting uniaxial compressive strength. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 47:823-828
- Bieniawski Z.T. 1975. Point load test in geotechnical practice. *Eng. Geol.*, 9:1-11.
- Bieniawski Z.T. 1989. Engineering rock mass classification: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering. New York, John Wiley & Sons, New York, 251 p.
- Broch E. 1983. Estimation of strength anisotropy using the point load test. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 20:181-187.
- Broch E. & Franklin J.A. 1972. The point-load strength test. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 9:669-667.
- Cargill J.S. & Shakoor A. 1990. Evaluation of empirical methods for measuring the uniaxial strength of rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 27:495-503
- Cobanoglu I. & Celik S.B. 2008. Estimation of uniaxial compressive strength from point load strength, Schmidt hardness and P-wave velocity. *Bull. Eng. Geol. Environ.* 67:491-498
- D'Andrea D.V., Fisher R.L., Fogelson D.E. 1964. Prediction of compression strength from other rock properties. *Colorado School Mines Quarterly*. 59:623-640.
- Deere D.U. & Miller R.P. 1966. Engineering classifications and index properties of intact rock. Tech Rep AFWL-TR 65-116. Air Force Weapons Laboratory, Kirtland Air Force Base, Albuquerque, 300p.
- EUROCODE. 2007. Geotechnical Design - Part 2: Ground investigation and testing. European Committee for Standardization, rue de Stassart, 36 B-1050 Brussels, Belgium. 198 p.
- Fener M., Kahraman S., Bilgil A., Gunaydin O. 2005. A comparative evaluation of indirect methods to estimate the compressive strength of rocks. *Rock Mech. Rock Eng.*, 38:329-343
- Foster I.R. 1983. The influence of core sample geometry pm the axial point load test. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 20:289-295.
- Goodman R.E. 1989. Introduction to rock mechanics. 2nd Edition. John Wiley & Sons, New York, 562p.
- Greminger M. 1982. Experimental studies on the influence of rock anisotropy on size and shape effects in point load testing. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 19: 241-246.
- Gunsallus K.L. & Kulhawy F.H. 1984. A comparative evaluation of rock strength measures. *Int J Rock Mech. Min. Sci.*, 21:233-248.
- Hawkins A.B. 1998. Aspects of rock strength. *Bull. Eng. Geol. Environ.*, 57: 17-30.
- Hoek E. & Brown E.T. 1980. Empirical strength criterion for rock masses. *J. Geotech. Eng. Div., ASCE*, 106:1013-1035.
- Hong L., Li X., Ma C., Yin T., Ye Z., Liao G. 2008. Study on size effect of rock dynamic strength and strain rate sensitivity. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 27: 526-533.
- ISRM - International Society for Rock Mechanics. 1985. Suggested method for determining point load strength. *Int J Rock Mech Min Sci Geomech. Abstr.*, 22: 53-60.
- ISRM - International Society for Rock Mechanics. 2007. Rock characterization testing & monitoring - ISRM suggested methods. Ed. E. T. Brown. Pergamon Press, London, 211p.
- John M. 1972. The influence of length to diameter ratio on rock properties in uniaxial compression: a contribution to standardization in rock mechanics testing. Rep S Afr. CSIR No ME1083/5.
- Karaman S. 2001. Evaluation of simple methods for assessing the uniaxial compressive strength of rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 38:981-994.

- Karaman K., Kesimal A., Ersoy E. 2015. A comparative assessment of indirect methods for estimating the uniaxial compressive and tensile strength of rocks. *Arab J Geosci.*, 8:2393-2403.
- Kaya A. & Karaman K. 2015. Utilizing the strength conversion factor in the estimation of uniaxial compressive strength from the point load index. *Bull Eng. Geol. Environ.*, DOI 10.1007/s10064-015-0721-1.
- Kilic A. & Teymen A. 2008. Determination of mechanical properties of rocks using simple methods. *Bull. Eng. Geol. Environ.*, 67: 237-244.
- Marques E.A.G., Barroso E.V., Menezes Filho A.P., Vargas Jr. E.A. 2010. Weathering zones on metamorphic rocks from Rio de Janeiro - Physical, mineralogical and geomechanical characterization. *Engineering Geology*, 111: 1-18.
- Mogi K. 1966. Some precise measurements of fracture strength of rocks under uniform compressive stress. *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, 4:41-55
- Mogi K. 2007. *Experimental rock mechanics*. Taylor & Francis, London, 361p.
- O'Rourke J.E. 1989. Rock index properties for geoen지니어ing in underground development. *Min. Eng.* 106-110.
- Read J.R.L., Thornten P.N., Regan W.M. 1980. A rational approach to the point load test. In: *Proc. 3rd Australian-New Zealand Geomechanics Conf., Wellington, New Zealand, 12-16 May 1980.* 2:35-39.
- Singh V.K. & Singh D.P. 1993. Correlation between point load index and compressive strength for quartzite rocks. *Geotech. Geol. Eng.*, 11:269-272.
- Singh T.N., Ashutosh K., Venkatesh A. 2012. Correlation Between Point Load Index and Uniaxial Compressive Strength for Different Rock Types. *Rock Mech. Rock Eng.*, 45:259-264.
- Thuro K, Plinninger R.J., Zäh S., Schütz S. 2001. Scale effects in rock properties. Part 1: Unconfined compressive test and Brazilian test. *Proc. ISRM Regional Symposium - EUROCK 2001. Särkkä & Eloranta (eds.). Swets & Zeitlinger Lisse, Espoo (Finland).* 1: 170 - 174.
- Unlu T. & Yilmaz O. 2008. Investigation of the shape effect on the uniaxial compressive strength of the intact rock. In: Turk N, Deliorman AH, Kincal C (eds) 9th regional rock mechanics symposium Izmir, Turkey, p. 121-141.
- You M. & Su C. 2004. Effect of length of fine and coarse crystal marble specimens on uniaxial compression tests. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 23: 3754-3760.

PROPOSTA METODOLÓGICA PARA ZONEAMENTO DE AQUÍFEROS FRATURADOS PARA A AVALIAÇÃO DE IMPACTOS HIDROGEOLÓGICOS DECORRENTES DA CONSTRUÇÃO DE OBRAS LINEARES. ESTUDO DE CASO APLICADO AO PROJETO DE TÚNEIS

METHODOLOGICAL PROPOSAL FOR ZONING FRACTURED AQUIFERS IN HYDROGEOLOGICAL IMPACT ASSESSMENT FOR LINEAR WORKS. CASE STUDY APPLIED IN TUNNEL PROJECTS

ANA MACIEL DE CARVALHO

Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, São Paulo, SP, Brasil
E-mail: amaciel@ipt.br

JOSÉ LUIZ ALBUQUERQUE FILHO

Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, São Paulo, SP, Brasil
E-mail: albuzeu@ipt.br

DEBORAH TERREL

Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, São Paulo, SP, Brasil
E-mail: dterrel@ipt.br

LAURO KAZUMI DEHIRA

Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, São Paulo, SP, Brasil
E-mail: lkdehira@ipt.br

ADALBERTO AURÉLIO AZEVEDO

Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, São Paulo, SP, Brasil
E-mail: azevedoa@ipt.br

RESUMO ABSTRACT

Estudos de geologia de engenharia, particularmente de hidrogeologia aplicada a uma área de terrenos cristalinos, requer a prévia caracterização estrutural das rochas que constituem o substrato geológico local. Para essa situação, apresenta-se proposta de aplicação de método de análise estrutural a partir de interpretação de imagens de satélite para subsidiar intervenções da engenharia civil, notadamente aquelas que envolvem escavações e, por conseguinte, podem interferir ou interagir com aquíferos, induzindo modificações no mesmo e em ambientes adjacentes. Essa investigação

Engineering geology studies, specially hydrogeology applied to an area of crystalline rocks, requires the prior structural characterization of rocks that constitute the local geological substrate. For this case, it is presented proposal for method application of structural analysis from satellite imagery interpretation to support civil engineering interventions, notably those involving excavations and therefore may interfere or interact with aquifers inducing changes in the same and surrounding environments. This research involves not only the detailed geometric characterization of

envolve não só a caracterização geométrica detalhada dos padrões estruturais, como também uma análise dos aspectos cinemáticos dos mesmos para se definir as direções principais das deformações que os maciços sofreram em decorrência dos esforços de origem tectônica a que foram submetidos. A aplicação do método proposto compreende inicialmente a interpretação de imagens de satélite, traçando-se lineamentos apoiando-se em modelos digitais de terreno. Em seguida, é efetuada a classificação dos lineamentos de acordo com a orientação (e esta, conforme eventos tectônicos regionais) e extensão dos mesmos. Na sequência é efetuado o cruzamento de classificação dos lineamentos frente à sua extensão, a partir do qual se obtém as classes de favorabilidade à circulação de água no maciço rochoso, obtendo-se cinco categorias de 1 a 5, sendo o aumento da favorabilidade conforme o número. Outro parâmetro considerado na proposta diz respeito à densidade de lineamentos, que é obtida na forma de mapa por meio da aplicação de interpolação (krigagem) em células da área, nas quais foram determinadas individualmente as densidades de lineamentos. A análise integrada das classes de lineamento frente ao mapa de densidade de lineamentos possibilita a elaboração do mapa de condicionamento estrutural à circulação de água no maciço, no qual são estabelecidas cinco classes de 1 a 5, equivalendo entre insignificante (classe 1) a muito alto condicionamento (classe 5). No estudo de caso utilizado como base para demonstrar a proposta metodológica, foi efetuada análise integrada entre o traçado projetado para túnel em obra na Região Metropolitana de São Paulo e o mapa de condicionamento estrutural à circulação de água, verificando-se quais as possíveis interações e, por conseguinte, que medidas que deverão ser adotadas.

Palavras-chave: Hidrogeologia; Geologia estrutural; Análise fotoestrutural de imagens de satélite; Impactos hidrogeológicos de túneis.

1 INTRODUÇÃO

A implantação de obras subterrâneas em maciços geológicos, tais como túneis e seus emboscas, cavas de mineração, estações metroviárias, dentre outros tipos de estruturas construídas, podem causar impactos diretos nas reservas renováveis e de exploração de água subterrânea, assim como nos volumes do armazenamento permanente dos aquíferos.

the present systems, as well as a kinematic analysis to define the main directions of the deformations that massive suffered as a result of tectonic origin of the efforts that have been submitted. The proposed method application initially comprises the interpretation of satellite imagery, drawing up structural lineaments relying on digital terrain models. Then, the lineaments classification according to the trends (of regional tectonic events) and extension. On the sequence is made the crossing about lineaments classification and there length, that obtain classes of favorability to water circulation in the rock mass, yielding five categories 1-5, and increased favorability as number. Another parameter considered in this study is lineaments density, that is obtained in the form of map by applying interpolation (kriging) in an area of cells in which were individually determined lineaments densities. The integrated analysis of lineaments classes front of the lineaments density map allows the production of the map about structural conditioning of water circulation in the mass, which are established five classes 1-5, equivalent between insignificant (Class 1) to very high conditioning (class 5). In the case study used as a basis to demonstrate the methodological proposal was made integrated analysis of the layout designed for tunnel work in the Metropolitan Region of São Paulo and the structural map of conditioning water circulation, checking out what the possible interactions and therefore, that measures to be adopted. The integrated analysis of lineament density with the lineament class infer which regions of the rock are more likely the largest circulation of groundwater and therefore what the possible interactions and measures to be adopted in case of the implementation of any works they cross.

Keywords: Hydrogeology; Structural geology; Structural analysis of satellite images; Hydrogeological impacts of tunneling.

Além disso, ocorrem modificações que são impostas ao padrão de fluxos subterrâneos, sendo os recalques e a diminuição de vazão de nascentes as manifestações perceptíveis em superfície. Alterações hidroquímicas e hidrogeoquímicas também podem ocorrer nas águas subterrâneas como decorrência dessas intervenções.

De acordo com Albuquerque Filho et al. (2011) os aquíferos podem ser submetidos a interferências advindas das diferentes formas de uso e

ocupação do solo, seja quando ocorrem em maior ou menor profundidade. Essas interferências podem alterar a quantidade de água neles armazenadas (diminuição ou incrementos de reservas de água) e/ou impactar a qualidade natural da água.

Ainda segundo os mesmos autores, algumas interferências podem ocorrer de maneira direta, ou seja, quando se intervêm na própria camada aquífera (poços, drenos, túneis, minerações, contaminações diretas, dentre outros) e de maneira indireta, quando a intervenção afeta o aquífero (impermeabilização do terreno; desmatamentos; lançamentos de contaminantes na superfície do terreno; barramento de rios e criação de reservatórios, dentre outros).

Segundo Azevedo et al. (2013), em termos nacionais, os projetos de engenharia não demonstram maiores preocupações com a redução das vazões de nascentes, e nem com recalques, quando obras subterrâneas são implantadas em zonas rurais ou em áreas pouco urbanizadas. No entanto, preocupações ambientais têm exigido que sejam efetuadas avaliações prévias de tais impactos decorrentes de empreendimentos, em especial quando estão envolvidas áreas mais sensíveis ou de interesse ambiental específico e, quando for o caso, que sejam indicadas medidas corretivas ou mitigadoras.

Particularmente em terrenos de aquíferos fraturados, dadas as dificuldades intrínsecas e custos financeiros comumente necessários para a execução de investigações diretas de mapeamento e da caracterização dos seus aspectos hidrodinâmicos e hidroquímicos, a realização da prévia avaliação e monitoramento de possíveis interações com diferentes usos e ocupações antrópicas configuram-se como desafios tecnológicos relativamente complexos.

Nesse sentido, este trabalho apresenta proposta metodológica de utilização de informações pré-existentes, com apoio de técnicas indiretas e trabalhos de confirmação de campo, para subsidiar a caracterização de aquíferos fraturados e definir as zonas com potencial de armazenamento e circulação de águas subterrâneas, com vistas a subsidiar a implantação de obras que atravessem os maciços geológicos, assim como as camadas adjacentes e que possam sofrer alteração na posição do nível d'água e no padrão de fluxos subterrâneos.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para esse estudo é importante realizar uma contextualização do ambiente hidrogeológico de interesse, considerando uma revisão bibliográfica; e análise estrutural, considerando a extração, classificação e densidade dos lineamentos. Itens descritos abaixo.

2.1 Contextualização do Ambiente Hidrogeológico de Interesse

Os materiais que constituem o subsolo nos diferentes locais podem se deixar infiltrar pela água, armazená-la e permitir a sua circulação através de espaços vazios interconectados, de tal maneira que é possível denominar genericamente essa parcela ou fase no ciclo hidrológico natural de água subterrânea.

Esses materiais podem ser representados pelos solos que recobrem os variados tipos rochosos com espessuras restritas; por rochas sedimentares (rochas granulares formadas pela erosão e sedimentação geológica); ou pelas rochas cristalinas (rochas ígneas intrusivas ou extrusivas/vulcânicas ou metamórficas originadas pela transformação de qualquer outro litotipo). Os espaços vazios existentes em meio à estrutura sólida dos materiais constituem a porosidade, que é denominada de granular, para os dois primeiros casos ou de fratura (ou fissura ou fenda ou, ainda, falhas), para a terceira situação. Um caso particular diz respeito à porosidade cárstica ou de dissolução, típica de calcários sedimentares ou metamórficos.

Os tipos litológicos predominantes em ocorrência na superfície dos continentes são as rochas sedimentares (75 % da área total), que constituem as bacias sedimentares e, subordinadamente (25 % da área total), observam-se as rochas cristalinas, foco do estudo, que se distribuem em amplos cinturões de idade pré-cambriana (mais antigas do que 550 milhões de anos) na crosta terrestre (camada de 5 km a 70 km de espessura) (Teixeira et al. 2000).

A Figura 1, a seguir, representa bloco diagrama ilustrando parte de uma bacia hidrográfica e demonstrando maciço cristalino, fraturado, recoberto por solo e porções de rochas alteradas.

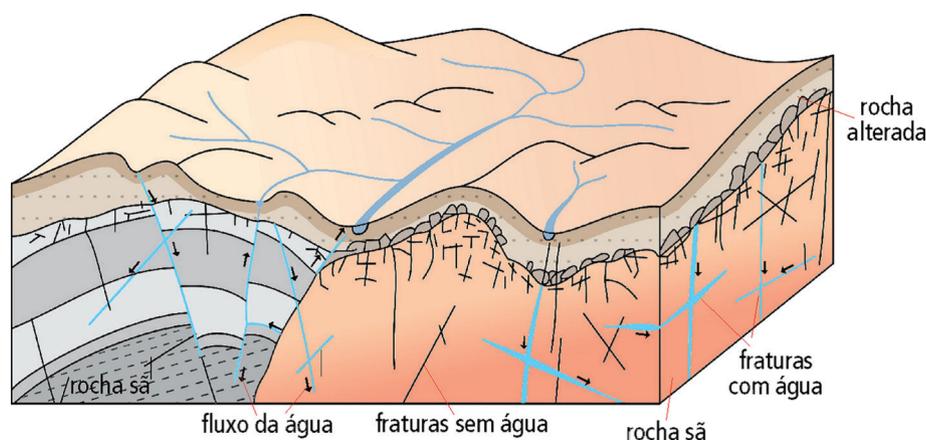


Figura 1 – Modelo hidrogeológico conceitual geral da circulação das águas em um sistema aquífero fraturado com capeamento de solo.

A ilustração tem a finalidade apenas de demonstrar de forma esquemática (conceitual) o comportamento geral da circulação das águas subterrâneas no contexto de rochas cristalinas fissuradas, a partir da infiltração vertical através do solo e alcançando o substrato rochoso, no qual preenche e permeia as fraturas, configurando o aquífero fraturado ou fissurado.

Notam-se, ainda na Figura 1, os cursos d'água alinhados ou retilíneos, cujas direções se mostram concordantes com aquelas relativas à fraturamentos do maciço rochoso, sugerindo que o desenvolvimento dessas drenagens naturais se deu condicionada pelas estruturas fissurais de diferentes direções instaladas no substrato cristalino.

De uma maneira geral, os aquíferos sedimentares (granulares) tendem a se apresentar com expressão territorial, persistência na continuidade vertical e lateral e geometrias, que facilitam a exploração e relativa boa propensão à potencialidade produtiva.

Os aquíferos fraturados, por sua vez, são irregulares, descontínuos e suas características de ocorrência, persistência e capacidade de armazenar e de produzir água estão relacionadas à frequência, penetração e intensidade das descontinuidades (fissuras, fraturas, falhas ou outras estruturas similares), bem como de suas dimensões, preenchimento e interconexões.

2.2 Estudos em Aquíferos Fraturados

As principais pesquisas realizadas no Brasil em aquíferos fraturados têm sido focadas na

quantificação de reservas subterrâneas, buscando-se estimar o potencial de produção de poços com a avaliação de vazão e capacidade específica, utilizando-se de fatores morfológicos e geológicos (Fernandes 2008). A capacidade de produção dos poços é avaliada por meio da vazão (m^3/h), mas, principalmente, da capacidade específica ($m^3/h/m$), que significa a relação entre a vazão do poço (m^3/h) e o respectivo rebaixamento provocado no nível d'água (m).

Neves (2005) ressalta que os estudos hidrogeológicos em rochas fraturadas são importantes, também, para atender a outras finalidades, quais sejam:

- Controle de migração de poluentes e contaminantes;
- Estimativas de quantidades de fluidos em fontes geotermiais naturais;
- Desenvolvimento de reservatórios de gás e petróleo;
- Construção de túneis e de cavidades subterrâneas; e
- Resolução de problemas geotécnicos, tais como estabilidade de taludes, estabilização de minas subterrâneas e desenvolvimento de sistemas de rebaixamento do nível d'água.

A partir da implementação das políticas públicas de recursos hídricos dos estados brasileiros ao longo da década de 1990, assim como a política federal das águas estabelecida em 1997 (Brasil 1997), as preocupações têm se voltado, também, para a proteção, conservação e desenvolvimento sustentável dos mananciais subterrâneos, adotando-se como princípios e premissas técnicas, a

integração entre as diferentes formas de ocorrência da água (meteóricas, superficiais e subterrâneas).

Por outro lado, a água subterrânea tem sido utilizada sem o devido gerenciamento dos volumes extraídos, do número de captações próximas entre si e em operação simultânea, do aprofundamento dos cones de rebaixamento no nível d'água, da interferência entre poços ou outros cuidados técnicos que possam resultar no equilíbrio ambiental do aquífero e dos meios adjacentes.

É importante destacar que, para se diagnosticar o potencial hidrogeológico de uma área em terrenos cristalinos, faz-se necessária a prévia caracterização estrutural das rochas que constituem o substrato geológico local. Essa investigação envolve, não só a caracterização geométrica detalhada das descontinuidades rupturais presentes, como também da análise cinemática para se definir as direções principais das deformações que os maciços sofreram em decorrência dos esforços de origem tectônica a que foram submetidos.

Em termos físico-hídricos, as características hidráulicas na porção de solo residual e no maciço rochoso são sensivelmente diferentes. No entanto, é importante conhecer a espessura do solo, nos quais horizontes mais permeáveis podem ser pouco espessos e/ou descontínuos ou serem rasos e não estarem saturados, ou ainda não estarem presentes, fatores que implicam diretamente na recarga dos horizontes inferiores e, por decorrência, das vazões que potencialmente possam ser extraídas ou drenadas dessas porções.

Segundo Costa Filho & Vargas Júnior (1985) e Chilton & Foster (1995), a porção composta pela região de transição de solo/rocha alterada apresenta uma condutividade hidráulica maior em relação ao restante do perfil e, em geral, representa incrementos nas produções dos poços (Fernandes 1997, Fernandes & Rudolph, 2001), significando que as vazões provenientes desses horizontes são sempre mais elevadas.

Na Região Metropolitana de São Paulo (RMSP), conforme Hirata & Ferreira (2001), o sistema aquífero fraturado, por eles denominado de *Sistema Aquífero Cristalino*, se subdivide em Aquífero das Rochas Granitóides, constituído por granitos e gnaisses, e Aquífero das Rochas Metassedimentares, que inclui quartzitos, micaxistos, anfíbolitos e rochas carbonáticas. Enquanto o

primeiro apresenta produtividades baixas (capacidade específica média ou $Q/s = 0,2 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$), o segundo apresenta produções média-baixas ($Q/s = 1,4 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$). O maior rendimento desse aquífero pode ser atribuído à maior ocorrência de fraturas abertas.

Estudos do IPT (2002), no sistema aquífero fraturado da região da cidade de Campinas, SP, avaliaram a relação entre a produtividade dos poços e os diversos condicionantes geológico-estruturais.

Nesse estudo, foram considerados fatores determinantes, tais como a unidade geotectônica, o tipo litológico, a posição estratigráfica, a distância entre poços e lineamentos (os mais produtivos eram aqueles mais próximos de lineamentos). Como fatores condicionantes, por sua vez, foram considerados a posição morfoestrutural (as regiões de baixa e intermediária morfoestruturas relacionam-se com as maiores produtividades de captações); a densidade do fraturamento (as áreas de maior densidade são as regiões de maior potencial para locação de perfurações); e as direções de fraturamentos.

Madrucci et al. (2004), por meio de estudos de sensoriamento remoto, quais sejam, de dados da aerogeofísica e utilizando-se de geoprocessamento realizados na porção leste do Estado de São Paulo, na região de ocorrência do sistema aquífero fraturado, constataram que lineamentos nas direções N-S, NE-SW e NW-SE são os que apresentam maior produtividade, ao passo que lineamentos na direção E-W, por sua vez, apresentam os valores mais baixos, provavelmente devido à presença de fraturas fechadas.

No mesmo estudo, ao comparar o mapa morfoestrutural (mapa de formas de relevo condicionado por estruturas geológicas) com a produtividade de poços, observou que os maiores valores de produtividade se relacionam às regiões de baixo morfoestrutural a intermediárias, que se correlacionam às regiões de menor declividade, consequentemente, de maior recarga.

Jesus (2005), estudando a porção oeste da Bacia do Alto Tietê, mostrou que os poços analisados que exploram o sistema aquífero fraturado apresentam, em geral, valores baixos de capacidade específica (média de $0,92 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$), sendo anômalos valores mais elevados. Além disso, lineamentos nas direções NE e EW mostraram-se mais produtivos.

O potencial de produção desse sistema aquífero é, de modo geral, mais baixo que o dos aquíferos porosos constituídos de materiais de natureza sedimentar, sendo, porém, de grande importância para o abastecimento local (DAEE/IG/IPT/CPRM 2005). Os poços que o exploram não são muito profundos e se estendem até 150 m. Isso porque, quanto mais raso, maior a probabilidade de ocorrer fraturas abertas devido ao alívio de tensão (*sheet joints*).

No solo eluvial o reconhecimento da rocha matriz, quando possível, é mais difícil. Já no solo de alteração, as estruturas e a composição mineralógica da rocha são parcialmente reconhecíveis. Nessa região, o perfil predominantemente se caracteriza como de porosidade granular, predominantemente (DAEE/IG/IPT/CPRM 2005). No entanto, dependendo de condições particulares, pode-se ter alguma contribuição da porosidade de fraturas nos fluxos subterrâneos nesse horizonte.

No maciço rochoso, constituído pelas porções de rocha alterada e rocha sã, onde as estruturas e a composição mineralógica da rocha são perfeitamente reconhecidas, a porosidade do maciço é essencialmente de fraturas.

Segundo estudos de DAEE/IG/IPT/CPRM (2005) foi verificado que os granitos apresentam produção menor em relação aos outros tipos de rocha, considerando-se a análise do tipo de rocha, a espessura do material inconsolidado, os lineamentos e as características de blocos geológicos.

De acordo com o mesmo estudo, as fraturas, quando analisadas utilizando-se de um mapa de lineamentos e determinações gráficas de frequência de ocorrência, demonstram direções preferenciais para N25-35E, N60-75E, N30-65W, N85E-75W e N5W-10E. Ao se considerar, por sua vez, a densidade de lineamentos para cada uma das direções indicadas (indica a densidade das fraturas) e a densidade de intersecção entre lineamentos para o conjunto das direções (indica a conectividade das fraturas), observou-se que as correlações positivas com a capacidade específica dos poços foram obtidas apenas para a densidade de lineamentos EW e para a densidade de intersecções entre as direções EW e NS.

Outro resultado que merece ser destacado no estudo do DAEE/IG/IPT/CPRM (2005), foi sobre a localização de poços próximos das Bacias de São

Paulo e do Paraná, que apresentam maior produtividade devido à ocorrência adensada de fraturas e de fraturas abertas relacionadas à evolução das bordas de ambas as Bacias.

Segundo estudos realizados por São Paulo (2009) no sistema aquífero fraturado, na região do Canal de Jurubatuba, região sul do município de São Paulo foi verificado, conforme modelo conceitual idealizado, que o padrão de fluxos subterrâneos é predominantemente horizontal, ocorrendo, no entanto, um fluxo vertical mais lento que o fluxo horizontal.

Isso decorre principalmente da transmissão vertical de água a partir da porção superior do aquífero (poroso constituído por sedimentos e rocha alterada) para a porção inferior (fraturado, constituído por rocha sã), resultando que o bombeamento do sistema aquífero fraturado induz a ocorrência de um nível dinâmico relativamente profundo, com retardamento expressivo na realimentação oriunda do aquífero sobreposto, de porosidade granular.

Outras conclusões do estudo, relacionadas às rochas pré-cambrianas referem-se ao potencial de produção de poços, cuja vazão varia entre 1 e 23 m³/h e, segundo Iritani & Ezaki (2009), com vazão média dos poços de 5 m³/h, e boa qualidade para consumo humano e outros usos em geral.

2.3 Análise Estrutural

Para se conhecer o potencial hidrogeológico de aquíferos fraturados é essencial a identificação e análise das estruturas presentes nas rochas, tais como foliações e fraturas, sendo, certamente, as fraturas abertas, os caminhos preferenciais de armazenamento e circulação de água nesse tipo de aquífero.

Uma das maneiras de se investigar as estruturas de modo espacializado é por meio da identificação, cartografia e análise dos lineamentos geológicos. Tais feições se referem a manifestações em superfície do terreno e que representariam estruturas geológicas realçadas a partir de feições morfológicas (drenagens, mudanças bruscas no comportamento de relevos e arranjos espaciais de topos de morro) identificáveis em fotos aéreas ou imagens de satélite de sensores ópticos ou de radares.

A análise estrutural é efetuada cumprindo-se quatro etapas distintas: 1) Extração de lineamentos; 2) Classificação de lineamentos; 3) Elaboração do mapa de densidade de lineamentos; e 4) Elaboração do mapa de Condicionamento Estrutural à Circulação de Água.

Apresenta-se a seguir a descrição de atividades envolvidas em cada uma dessas etapas.

2.3.1 Extração de Lineamentos

Inicialmente, os lineamentos foram extraídos por meio de interpretação de imagens de satélite, adotando-se escala de traçado de 1:10.000, utilizando-se o recurso de sombreamento de relevo, gerado a partir do Modelo Digital do Terreno (MDT) e com iluminação nas direções 0° Az (Norte), 15° Az (Norte-Nordeste), 45° Az (Nordeste), 151° Az (Sudeste) e 315° Az (Sudeste).

É importante ressaltar que a técnica de fotointerpretação não possibilita a diferenciação da origem das estruturas em relação ao tipo de deformação (rúptil ou dúctil), pois o método adotado baseou-se em informações indiretas, sem verificação sistemática de campo. Foram mapeadas aquelas feições que aparecem de forma linear (topográficas ou tonais observáveis), nas imagens fotográficas, as quais podem ser relacionadas a descontinuidades estruturais.

No estudo de caso utilizado para o presente artigo, o MDT foi elaborado a partir de cotas topográficas obtidas em base cartográfica constituída por mosaico de plantas planialtimétricas produzido a partir de levantamento EMPLASA

(Empresa Paulista de Planejamento Metropolitano S.A.), na escala 1:10.000. Esse levantamento possibilitou, também, a obtenção da hidrografia da área de estudo.

2.3.2 Classificação dos Lineamentos

A classificação dos lineamentos refere-se à definição da classificação da propensão potencial de fluxos de águas subterrâneas no maciço rochoso fraturado, considerando-se a orientação e a extensão dos lineamentos.

Utilizando-se técnicas de geoprocessamento são determinadas a extensão total de cada lineamento e sua orientação (Azimute Geográfico ou Verdadeiro), bem como são geradas rosáceas das medidas de orientação espacial obtidas.

Em relação à orientação espacial dos lineamentos, é importante pesquisar previamente acerca de estudos que identifiquem, em escala regional, a direção da tensão horizontal máxima, a partir da qual podem ser geradas estruturas paralelas que tenderiam a estar mais abertas, favorecendo os fluxos de água subterrânea.

Para o estudo em pauta foram verificadas estruturas regionais que levaram a definir os seguintes intervalos (em azimutes) na matriz de classificação (tabela 1): N030 a N090 (peso 1), N330 a N030 (peso 2) e N270 a N330 (peso 3). A classificação dos lineamentos fotointerpretados foi efetuada, após análise estatística, utilizando-se rosácea, para definição de porcentagens de distribuição.

Tabela 1 – Matriz de classificação de lineamentos

		Comprimento dos Lineamentos (m)		
		A (0,0-200,0 m)	B (200,0 a 400,0 m)	C (> 400,0 m)
Direção dos Lineamentos (Azimutes)	A (30°-90° Az)	1	2	3
	B (330°-30° Az)	2	3	4
	C (270°-330° Az)	3	4	5

Dessa forma, podem ser consideradas três classes de direção de lineamentos, cujos pesos representam a favorabilidade das descontinuidades mapeadas à condução de água, sendo o índice 1 correspondente à menor favorabilidade e o índice 3, maior favorabilidade.

Em relação à extensão, considera-se que lineamentos mais longos representam estruturas com maior expressão espacial e, portanto, possuem propensão de conduzir água com maior facilidade, pois tendem a representar as maiores áreas de recarga e, quase sempre, estão associados a baixos morfoestruturais. Assim sendo, podem ser propostas três classes de extensão que teriam representatividade estatística, frente ao universo de lineamentos considerados (tabela 1).

A divisão das classes de comprimento dos lineamentos foi efetuada, também, com apoio de análise estatística utilizando-se rosácea, após a execução da fointerpretação 0,0 a 200,0 m (peso 1); 200,0 a 400,0 m (peso 2) e maior que 400,0 m (peso 3).

Desse modo, as duas variáveis são combinadas em uma matriz, de maneira a se estabelecer cinco categorias, ou seja, de menor para maior significância em relação à propensão a circulação da água (tabela 1).

Em seguida, para cada lineamento, deve ser gerado um *buffer* de 20 m (uma área de influência a partir da linha central), pois tais lineamentos não se configuram apenas como uma estrutura de um único elemento, mas correspondem, quase sempre, a um feixe de fraturas paralelas ao lineamento e, desse modo é possível se configurar com maior representatividade a realidade estrutural local. Ressalta-se que essa largura de *buffer*, a partir do eixo do lineamento, foi estabelecida de modo experimental, buscando-se adotar dimensões compatíveis com aquelas adotadas na construção de obras lineares (túneis, estradas, etc).

2.3.3 Densidade de Lineamentos

A terceira etapa da análise compreendeu o cálculo e a avaliação da densidade de lineamentos, cuja importância reside no fato de que regiões com maior densidade de lineamentos devem corresponder a porções onde o maciço rochoso tende

a apresentar fraturamento mais intenso e, portanto, nele haveria maior circulação de água subterrânea.

Do ponto de vista geológico-geotécnico, áreas com maior densidade de lineamentos podem ser interpretadas como zonas de maciço mais fraturado e, portanto, com características geomecânicas mais desfavoráveis em relação a resistência ou outros aspectos que confirmam melhores propriedades ao maciço.

Em relação à hidrogeologia, áreas com maior densidade de lineamentos representam locais do maciço rochoso onde há maior probabilidade de fluxos mais intensos de águas subterrâneas.

Integrando-se essa informação com a classificação de lineamentos, é possível identificar áreas mais alteradas do maciço rochoso, uma vez que zonas fraturadas associadas a estruturas com maior favorabilidade aos fluxos de água tendem a se alterar com maior intensidade, gerando condições geomecânicas ainda mais desfavoráveis em relação à resistência ou a outros aspectos que confirmam melhores propriedades ao maciço.

Inicialmente, a extensão do trecho correspondente ao traçado da rodovia foi subdividida em células com determinada área (100m x 100m) e, para cada célula, foi calculada a densidade de lineamentos, sendo expressa pela extensão total de lineamentos/unidade de área, em cada célula da malha constituída.

Em seguida, os valores da densidade de lineamento foram atribuídos em relação ao centro de cada célula e interpolados pelo método da krigagem, gerando-se o mapa de densidade de lineamentos.

2.3.4 Elaboração do Mapa de Condicionamento Estrutural

A análise integrada da densidade de lineamentos com a classificação dos lineamentos permite inferir quais as regiões do maciço rochoso são mais propensas à maior circulação das águas subterrâneas e, por conseguinte, quais as possíveis interações entre si e quais as medidas a serem adotadas no caso da implantação de eventuais obras que elas atravessem (por exemplo, túneis ou outras escavações).

A geração desse mapa baseia-se no fato de que, quanto mais elevada for a densidade de

lineamentos, maior a propensão do maciço rochoso se apresentar mais fraturado. Se nessas regiões ocorrerem lineamentos que representam maior favorabilidade à circulação da água, são reunidos indícios que sugerem quais as regiões do maciço rochoso cujas características estruturais condicionariam maior fluxos d'água subterrânea ou, senão, as regiões com maior probabilidade de circulação de água, configurando assim, um condicionamento estrutural à circulação das águas subterrâneas.

Desse modo, a partir da integração dessas informações, o maciço rochoso é subdividido em cinco classes de *Condicionamento Estrutural à Circulação de Água*, sendo a Classe 1 definida como *Condicionamento Estrutural à Circulação de Água Insignificante* e a Classe 5, como *Condicionamento Estrutural à Circulação de Água Muito Alto*, sendo as classes intermediárias, 2, 3 e 4, classificadas como *Baixo, Médio e Alto Condicionamento Estrutural à Circulação da Água*, respectivamente. Sendo assim, é possível analisar as interferências e impactos das obras em túneis.

2.4 Elaboração do Mapa Potenciométrico

Segundo Clearly (2007), os mapas potenciométricos, como o próprio nome indica, são isolinhas de contorno das cargas hidráulicas de um aquífero, ou seja, o mapa potenciométrico de um aquífero representa o modelo de circulação das águas subterrâneas, local ou regional, com a definição das direções preferenciais de fluxo d'água, do gradiente hidráulico, da localização de áreas de descarga/recarga e até mesmo da determinação se um rio é influente ou efluente.

O mapa potenciométrico foi elaborado utilizando-se conceitos básicos encontrados em vários livros de hidrogeologia, dentre os quais se destaca USEPA (1994) e Cleary (2007).

As cargas hidráulicas, obtidas por meio da diferença entre a cota do terreno e o nível d'água de perfurações de sondagem efetuadas no local das obras, foram espacializadas no *software ArcGis 9.3*.

Comparando as cargas hidráulicas das sondagens executadas no solo e na rocha, foram

observados valores semelhantes, podendo-se então estabelecer a existência de uma conexão hidráulica entre o meio poroso e o fraturado.

Embora o aquífero cristalino se caracterize por um sistema fraturado e, portanto, heterogêneo e anisotrópico, é possível traçar uma superfície potenciométrica, conforme os preceitos de Custodio & Llamas (1996). No entanto, por apresentar informações localizadas basicamente na faixa ao longo do traçado, o mapa também ficou restrito a essa faixa, com curvas potenciométricas apenas nas proximidades de onde havia medidas de nível d'água.

Para a construção do mapa potenciométrico, foram utilizados os dados obtidos a partir da base cartográfica georreferenciada e das informações relativas à descrição litológica e profundidades dos níveis de água proveniente das sondagens executadas.

As curvas potenciométricas foram traçadas no *software ArcGis 9.3*, com equipotenciais de 25 em 25 metros, permitindo definir a distribuição das cargas hidráulicas nos locais de interesse, bem como caracterizar os sentidos de fluxo (Figura 2, letra b).

O meio é caracterizado por dois compartimentos altamente interligados, mas com diferentes características hidráulicas: o solo residual pouco espesso (média de 20 m), na parte superior; e o maciço rochoso, imediatamente abaixo, cuja porção mais superficial apresenta-se mais fraturada e permeável, devido, principalmente, aos processos de alteração intempérica e, em alguns locais, devido ao alívio de tensões.

O fluxo de água no aquífero se dá, principalmente, por entre as fraturas e apresenta um nível potenciométrico raso localizado na porção de solo residual que, em geral, acompanha a topografia, ou seja, em regiões de alto topográfico o nível da água tende a ser mais profundo e vice-versa. Em função das observações de campo, pode-se dizer que existe um fluxo de água local, em que a descarga do aquífero é próxima à região de recarga, e um fluxo regional, onde a água, a partir de seu ponto de recarga, circula por mais tempo no subsolo e encontra a sua área de descarga em regiões mais distantes.

3 RESULTADOS

A Figura 2, a seguir, se refere a uma área situada na região da cidade de São Paulo, cujo arcabouço geológico corresponde a terrenos cristalinos e na qual estava projetada a construção de um túnel rodoviário.

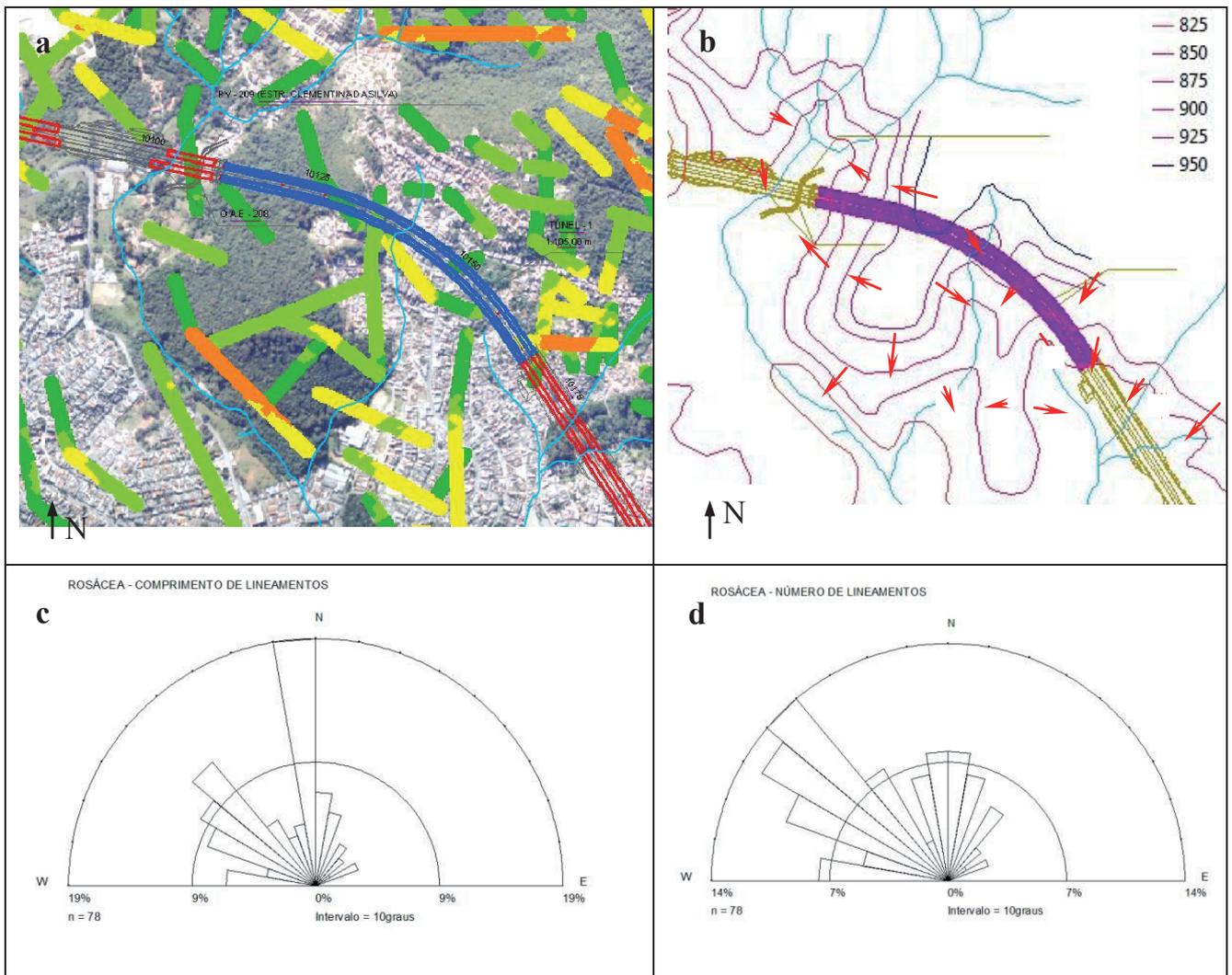


Figura 2 – Lineamentos e potenciometria na proximidade de um túnel rodoviário na região da cidade de São Paulo. a) Mapa de Condicionamento Estrutural à Circulação da Água; b) Mapa potenciométrico (as setas vermelhas representam as direções principais dos fluxos subterrâneos); c) Rosácea do comprimento de lineamentos; e d) Rosácea do número de lineamentos.

O local de exemplo corresponde a uma área de cabeceiras de drenagem, com a descarga de base do aquífero cristalino condicionando o escoamento superficial a partir de nascentes, mostrando-se com tendência potencial de sofrer influências com a implantação das escavações do túnel e seus emboques.

O método de trabalho ora proposto foi aplicado, a partir do desenvolvimento das atividades necessárias para a caracterização da geologia estrutural e os resultados são descritos na legenda da Figura 2. A tabela 2, por sua vez, apresenta análise dos possíveis impactos hidrológicos e hidrogeológicos decorrentes da construção das obras.

Tabela 2 – Avaliação preliminar dos impactos hidrogeológicos no entorno do túnel mostrado na figura 2.

Análise da Hidrografia Local	O túnel está localizado na bacia de um rio de expressão regional. Próximo ao emboque leste há uma cabeceira de drenagem e duas drenagens perenes. Na porção central do túnel é observado uma drenagem intermitente de direção NNE e no emboque oeste há uma drenagem perene de direção NE.
Análise Hidrogeológica Local	De modo geral a região do túnel apresenta Baixo Condicionamento Estrutural à Circulação de Água. Em trecho do túnel onde ocorre morfologia superficial de uma sela topográfica, se refere, também, a região que corresponde ao divisor de água local e área de recarga local do aquífero e é observada estrutura de Médio Condicionamento Estrutural e no emboque leste, uma estrutura de Médio a Alto Condicionamento Estrutural. Os emboques leste e oeste estão localizados em área de descarga natural do aquífero.
Análise Preliminar dos Impactos	No emboque oeste a cota potenciométrica é de 850 m, próxima a cota do túnel (aproximadamente 835 m). No emboque leste é Médio a Alto Condicionamento Estrutural à Circulação da Água próximo à cabeceira de drenagem. No trecho há possibilidade de redução de vazões de nascentes e recalques no terreno podem ser induzidos pelo rebaixamento do lençol freático.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O método ora proposto mostra boas potencialidades como ferramenta que se utiliza de dados e informações sobremaneira indiretas, tanto para a caracterização do comportamento da circulação das águas subterrâneas em aquíferos fraturados, como para avaliação de possíveis impactos decorrentes de escavações subterrâneas nesses aquíferos. E, por conseguinte, permite indicar medidas a serem adotadas no projeto executivo da obra, que possibilitem corrigir, mitigar ou compensar e, também, monitorar eventuais impactos previstos.

A análise integrada da densidade de lineamentos com a classe dos lineamentos permite inferir quais as regiões do maciço rochoso são mais propensas à maior circulação das águas subterrâneas e, por conseguinte, quais as possíveis interações e medidas a serem adotadas no caso da implantação de eventuais obras que elas atravessem (por exemplo, túneis ou outras escavações).

Ressalta-se que se refere a método que requer aplicação integrada a todas as fases do projeto de obra, iniciando-se nas etapas de estudo de impactos ambientais, reavaliando-se, aferindo-se, validando-se e apontando-se medidas preventivas, corretivas ou mitigadoras, na etapa de implantação e se mostrando com potencial uso, também, como apoio ao monitoramento na etapa dos planos básicos ambientais que são implementados comumente após a conclusão das obras.

Ressalta-se, também, que vários aspectos podem ser aprimorados no método, posto que foram utilizados principalmente dados e informações de origem indireta como decorrência da sua pouca disponibilidade na área utilizada como estudo de caso. Citam-se, ainda, os valores adotados de for-

ma estimativa como *buffer* e métodos estatísticos utilizados para definição de intervalos de classe (extensão de lineamentos, classes de lineamentos e densidade de lineamentos), bem como em relação à escala mais adequada para sua aplicação.

REFERÊNCIAS

Albuquerque Filho J.L., Barbosa, M.C., Azevedo, S.G., Carvalho, A.M. 2011. O papel das águas subterrâneas como reserva estratégica de água e diretrizes para a sua gestão sustentável. Revista Recursos Hídricos da Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos, 32 (2):53-61.

Azevedo A.A., Blanco R.G., Dehira L.K., Albuquerque Filho J.L. 2013. Análise de risco à implantação de um túnel em área de proteção ambiental: o caso da Gruta Santa Luzia, Mauá, SP. In: Cong. Bras. Geol. Eng. Amb., 14, *Anais...*Rio de Janeiro, RJ. 2013.

Brasil. 1997. Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997. Institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, cria o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos, regulamenta o inciso XIX do Art. 21 da Constituição Federal, e altera o Art. 1º da Lei nº 8.001, de 13 de março de 1990, que modificou a Lei nº 7.990, de 28 de dezembro de 1989. Disponível em: http://www.sigrh.sp.gov.br/sigrh/basecon/lrh2000/LF/Leis/Lei9_433.htm.

Cleary R.W. 2007. Águas Subterrâneas. Princeton Groundwater Inc. Clean Environment Brasil.137p.

Costa Filho L.M. & Vargas Júnior, E.A. 1985. Mechanical and hydraulic properties of tropical residual and lateritic soils. In: ISSMFE Technical

- Committee, Relatório do Comitê sobre solos tropicais, Progress Report, pp. 67-84.
- Custodio E. & Llamas M. 1996. Hidrología Subterránea. Omega, Barcelona, 2359 pp.
- DAEE - Departamento de Águas e Energia Elétrica. IG - INSTITUTO GEOLÓGICO. IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas. CPRM - Serviço Geológico do Brasil. 2005. Mapa de águas subterrâneas do Estado de São Paulo - escala 1:1.000.000. São Paulo: DAEE/ IG/ IPT/ CPRM, 119 p.
- Fernandes A.J. 1997. Tectônica cenozoica na porção media da bacia do rio Piracicaba e sua aplicação a hidrogeologia de meios fraturados. Tese de Doutorado, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, 244 pp.
- Fernandes A.J. 2008. Aquíferos fraturados: uma revisão dos condicionantes geológicos e dos métodos de investigação. Revista do Instituto Geológico, 29(1): 49-72.
- Fernandes A.J. & Rudolph D. 2001. The influence of Cenozoic Tectonics on the groundwater-production capacity of fractured zones: a case study in Sao Paulo, Brazil. Hydrogeology Journal, 9:151-167.
- Hirata R.C.A. & Ferreira L.M.R. 2001. Os aquíferos da Bacia Hidrográfica do Alto Tietê: disponibilidade hídrica e vulnerabilidade a poluição. Revista Brasileira de Geociências 31(1): 43-50.
- IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo. 2002. Desenvolvimento metodológico para locação de poços para abastecimento de água a partir de subsídios geológico-geofísicos, tendo como área-piloto a região de Campinas e arredores. São Paulo. IPT (Relatório Técnico IPT n° 63.674), 112p.
- Iritani M.A. & Ezaki S. 2009. As águas subterrâneas do Estado de São Paulo. São Paulo: Secretaria de Estado do Meio Ambiente - SMA, 104p.
- Jesus I.P.S. 2005. Caracterização dos aquíferos em meio cristalino da porção oeste da Bacia do Alto Tietê. Tese de Doutorado, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, 224 p.
- Madrucchi V. 2004. Prospecção de água subterrânea em terreno cristalino utilizando-se análise integrada de dados de sensoriamento remoto, geofísicos e técnicas de geoprocessamento, região de Lindóia, SP. Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, Tese de Doutorado, 226 p.
- Neves M.A. 2005. Análise integrada aplicada à exploração de água subterrânea na Bacia do Rio Jundiá (SP). Tese de doutorado, Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista, 200 p.
- São Paulo. 2009. Projeto Jurubatuba: restrição e controle de uso de água subterrânea/Secretaria de Estado do Meio Ambiente, Instituto Geológico; Secretaria de Estado de Saneamento e Recursos Hídricos, Departamento de Águas e Energia Elétrica - São Paulo: IG/DAEE, 2009. 109 p.
- Teixeira W., Toledo M.C.M. De, Fairchild T.R., Taioli, F. (Orgs.). 2000. Decifrando a Terra. Oficina de Textos, São Paulo, 568 p.
- USEPA - U.S. Environmental Protection Agency. 1994. Ground water and wellhead protection. Handbook. USEPA, Office of Research and Development, Washington, EUA, EPA/625/R-94/001. 269 p.

A ABRASIVIDADE DE ROCHAS NOS ESTUDOS DO METRÔ DE SÃO PAULO: ensaios, classificações, influência do grau de alteração e considerações sobre o consumo de ferramentas de corte em escavações subterrâneas

ROCK ABRASIVITY IN SÃO PAULO SUBWAY STUDIES:
TESTS, CLASSIFICATIONS, INFLUENCE OF WEATHERING AND CONSIDERATIONS
ABOUT THE TOOL WEAR PREDICTION IN UNDERGROUND EXCAVATIONS

MARCELO DENSER MONTEIRO

*Companhia do Metropolitano de São Paulo – METRÔ, São Paulo, SP, Brasil
E-mail: mdmonteiro@metrosp.com.br*

HUGO CÁSSIO ROCHA

*Companhia do Metropolitano de São Paulo – METRÔ, São Paulo, SP, Brasil
E-mail: hcrocha@metrosp.com.br*

RESUMO ABSTRACT

Alguns dos aspectos mais importantes no estudo de escavações subterrâneas em rochas são os efeitos da abrasividade que solos e rochas exercem sobre ferramentas de corte. O consumo destas ferramentas é um fator que deve ser adequadamente avaliado, pois pode provocar aumento de custos e atrasos em cronogramas. Este artigo apresenta a evolução dos estudos do Metrô de São Paulo relacionados às propriedades abrasivas das rochas na Região Metropolitana de São Paulo por meio da realização de ensaios de petrografia em rocha, resistência à compressão uniaxial e abrasividade CERCHAR, com a aplicação destes em alguns métodos de classificação internacionalmente utilizados, tais como o conteúdo de quartzo-equivalente (eQc), o índice de abrasividade CERCHAR (CAI) e o índice de abrasividade de rochas (RAI). O artigo apresenta também uma importante discussão sobre a influência do grau de alteração sobre os resultados destes ensaios. Foi observado que os valores dos parâmetros de abrasividade decrescem bastante com o aumento do grau de alteração. Apenas aspectos mineralógicos não são suficientes para avaliar a abrasividade de maneira adequada,

Some of the most important aspects in the study of underground excavations in rocks are the effects of abrasiveness that soils and rocks carry on cutting tools. The use of these tools is a factor that should be properly assessed because it may increase costs and delays in schedules. This paper presents the evolution of the São Paulo Metro's studies related to abrasive properties of rocks in the Metropolitan Region of São Paulo through the realization of petrography on rock, uniaxial compressive strength test and abrasivity CERCHAR test, with the application of these in some methods of characterization internationally used, such as quartz-equivalent content, the CERCHAR abrasiveness index (CAI) and the rock abrasivity index (RAI). The paper also presents an important discussion about the influence of the degree of weathering on the results of these tests. The value of the abrasivity parameters decrease with the increased of the weathering of samples. Only mineralogical aspects are not sufficient to evaluate the abrasiveness properly and is required

sendo necessária uma abordagem em função das condições geomecânicas. Por fim são feitas estimativas de consumo de ferramentas de corte para as rochas avaliadas em função dos índices CERCHAR e RAI. O Granito Cantareira apresentou maior consumo de ferramentas em relação às rochas graníticas e gnáissicas do Complexo Embu.

Palavras-chave – Abrasividade de rochas, CERCHAR, conteúdo de quartzo-equivalente, consumo de ferramentas, propriedades mecânicas das rochas.

1 INTRODUÇÃO

Este trabalho apresenta a evolução dos estudos das propriedades relacionadas à abrasividade das rochas da Região Metropolitana de São Paulo (RMSP), realizados por colaboradores da área de geotecnia do Metrô de São Paulo, no âmbito das etapas de investigação geológico-geotécnica para os projetos Básico e Executivo de suas linhas. Os primeiros resultados da experiência recente do Metrô de São Paulo em seus estudos de abrasividade de rochas estão publicados e compartilhados com a comunidade técnico-científica por meio dos trabalhos de Monteiro et al. (2011) e Monteiro et al. (2012), apresentados respectivamente em congressos da Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (ABGE) e do Comitê Brasileiro de Túneis (CBT).

O estudo dos parâmetros relacionados à abrasividade é de fundamental importância na execução de obras em maciços rochosos, tanto para escavações *drilling & blasting* (a fogo), como mecanizadas com tuneladoras (em inglês *tunnel boring machine* – TBM) ou fresadoras. A abrasividade é uma propriedade diretamente associada às características intrínsecas das rochas (mineralogia, textura, estruturação, alteração, entre outros) que pode configurar-se como um parâmetro de fator de risco geológico associado aos custos e prazos de execução de uma obra.

ASTM (2012) menciona que os crescentes avanços tecnológicos dos métodos de escavação subterrânea, em particular o uso de tuneladoras, são imperativos quanto à necessidade do conhecimento das propriedades abrasivas das rochas. Equipamentos de escavação mecanizada, como tuneladoras, são dimensionados para escavar materiais específicos.

an approach on the geomechanical conditions. Finally tool wear rates are estimated are made according to the RAI and CERCHAR index. The Cantareira Granite showed higher wear rate of tools than the granite and gneiss of the Embu Complex.

Keywords – Rock abrasiveness, CERCHAR, equivalent quartz-content, tool wear rate, mechanical properties of rocks

Impactos negativos associados à danificação de cabeças de corte de máquinas tuneladoras são observados em centenas de escavações de túneis por todo o planeta. Um prognóstico adequado da abrasividade de solos e rochas em projeto é de grande importância para projetistas, executoras e contratantes de obras (Nilsen et al. 2007).

A abrasividade é um parâmetro inserido no contexto do estudo das rochas de dureza extremamente elevada, integrante da matriz de probabilidade de riscos geológicos de Pastore (2009). A não utilização de ferramentas adequadas para a sua definição pode dificultar a identificação no modelo geológico/geomecânico conceitual das rochas que podem oferecer grande resistência às ferramentas de corte, levando ao aumento do consumo das mesmas durante uma obra, aumentando seus custos e gerando eventuais reivindicações, uma vez que o risco geológico, em geral, fica como responsabilidade do dono da obra. Isto ocorre pois a abrasividade das rochas é um dos fatores que governam a performance de ferramentas de corte (por exemplo de discos de corte de tuneladoras). A necessidade de substituição destas ferramentas em função do seu desgaste provoca custos que devem ser previstos e quantificados corretamente na fase de projeto e orçamento.

Neste contexto ganha importância a afirmação de Pietro (2012), que menciona que a abrasividade de solos e rochas pode resultar em significativos atrasos à obra em três casos: quando o projetista deixa de utilizar os ensaios de abrasividade em seus programas de investigação, quando a executora não tem conhecimento sobre os efeitos da abrasividade sobre os seus equipamentos de escavação e quando o contratante da obra não acompanha (ou exige o acompanhamento) da

elaboração e cumprimento de um cronograma de substituição de ferramentas de corte, o tempo necessário para estas substituições, os custos envolvidos e a documentação necessária. Soma-se à afirmação acima a certeza de que estas ocorrências provocam oneração dos custos, que podem impactar significativamente um empreendimento.

2 ABRASIVIDADE DE ROCHAS E TIPOS DE DESGASTE EM FERRAMENTAS DE CORTE

O termo abrasividade descreve o potencial de uma rocha ou solo causar desgaste em uma ferramenta (Plinninger 2010). Este desgaste ocorre quando uma superfície dura ou rugosa, ou uma superfície macia contendo partículas duras, desliza em uma superfície mais macia e provoca uma série de ranhuras nelas. O material das ranhuras é deslocado na forma de partículas geralmente soltas (Rabinowicz 1965, apud Ribeiro 2010).

A abrasividade implica no consumo de materiais diversos que são postos em atrito contra materiais geológicos e, por esta razão, está diretamente relacionada à durabilidade destes.

2.1 Tipos de Desgaste de Ferramentas

Existem dois tipos de desgaste (ou consumo) de ferramentas de corte. Estes são o desgaste primário e o desgaste secundário. De acordo com Herrenknecht & Frenzel (2005) e Prieto (2012), o desgaste primário se refere ao consumo esperado (e quantificado) da superfície de ferramentas de corte tais como brocas *button bits*, discos de corte, escarificadores, etc., que são empregados em uma escavação e requerem substituição rotineira em intervalos apropriados.

Na prática podemos assumir que o desgaste primário é o desgaste que as ferramentas corte sofrem no contato direto com o maciço rochoso. Este é o tipo de desgaste que mais é abordado em estudos voltado ao consumo destas ferramentas. A forma de ação do desgaste primário em brocas do tipo *button bits* é demonstrada no trabalho de Maidl (1997). Os estudos de consumo de discos de corte em tuneladoras costumam ficar restritos à abordagem do desgaste primário.

Ainda segundo Herrenknecht & Frenzel (2005), o desgaste secundário é um consumo não

planejado e ocorre quando o desgaste primário nas ferramentas de corte é excessivo, levando ao desgaste das estruturas projetadas para fixar e suportar peças internas do equipamento. O desgaste secundário não costuma ser contabilizado ou tratado e, muitas vezes, acaba não sendo previsto. Uma outra ocorrência de desgaste secundário é a que ocorre entre o material geológico cortado e as ferramentas de transporte dentro de tuneladoras, incluindo o parafuso sem fim.

A não previsão do desgaste secundário é um fator preocupante para dimensionamento de máquinas tuneladoras. O trabalho de Nilsen et al. (2007) relata sérios problemas associados à ocorrência do desgaste secundário nas obras dos túneis Weser e Elbe (Alemanha), MTA (Singapura) e na linha S do metrô de Porto (Portugal).

Em tuneladoras do tipo *slurry*, o desgaste secundário pode ocorrer quando a parte de trás da cabeça de corte gira junto com o escudo frontal, isso faz com que o material escavado caia no fundo da câmara de escavação e este fica em atrito com o interior da cabeça de corte, desgastando as suas peças. Em tuneladoras do tipo EPB (*earth pressure balance*) o desgaste secundário pode ocorrer quando a câmara de escavação está preenchida de material escavado e pressurizada. Conforme a pressão dentro da câmara aumenta, o desgaste secundário aumenta junto (Nilsen et al. 2007).

3 ENSAIOS E PARÂMETROS RELACIONADOS À ABRASIVIDADE

Historicamente os estudos de abrasividade eram restritos à mineralogia e se baseavam apenas na quantidade de quartzo presente nas amostras, tendo em vista a escala de dureza Mohs. Pouco tempo depois foi desenvolvida a escala de dureza Rosiwal, que subsidiou o desenvolvimento do conteúdo de quartzo-equivalente (eQc). Posteriormente foi desenvolvido o conteúdo de minerais abrasivos (AMC), que utiliza a dureza Mohs, o quartzo-equivalente e a dureza Vickers (VHNR, do inglês *Vickers hardness number of rock*).

Plinninger (2010) menciona que o uso destes índices baseados apenas na mineralogia da rocha revelou que estes são ineficientes ao não considerarem outras características importantes das rochas, como a granulometria e a resistência mecânica. Este cenário proporcionou o desenvolvimento e

aplicação de outros ensaios e índices para melhor avaliar as propriedades abrasivas de rochas e solos.

Além dos ensaios supracitados, ganharam utilização em estudos de abrasividade a resistência à compressão uniaxial (RCU), o trabalho destruidor específico, o ensaio com martelo de Schmidt, o ensaio de carga pontual, o desgaste abrasivo Amsler, o ensaio de abrasão Los Angeles (para agregados) e a dureza Knoop, cada um com suas limitações para estudos aplicados ao consumo de ferramentas de corte em escavações subterrâneas.

Segundo Thuro & Plinninger (2003), inicialmente apenas ganharam notoriedade internacional para a aplicação supracitada o índice de abrasividade CERCHAR - CAI e o *drilling rate index* - DRI (índice de taxa de perfuração, em português). Mais recentemente foi desenvolvido o índice de abrasividade de rochas (RAI), que utiliza a resistência à compressão uniaxial (RCU) e o quartzo-equivalente. Este índice apresentou boa qualidade em suas aplicações para consumo de ferramentas em obras subterrâneas e passou a ser também bastante utilizado pela comunidade técnica europeia.

Neste trabalho são abordados os dois índices mais utilizados em escavações subterrâneas, o conteúdo de quartzo-equivalente e o índice de abrasividade CERCHAR, além do índice de abrasividade de rochas (RAI) - recentemente introduzido e com boa aplicação, bem como as relações entre estes.

3.1 Conteúdo de Quartzo-equivalente (eQc)

É um índice desenvolvido para indicar a potencialidade abrasiva das rochas a partir da presença de minerais abrasivos. O quartzo-equivalente é obtido a partir de análise petrográfica realizada em lâminas provenientes de amostras de rocha. Com o uso de microscópio petrográfico é determinada a porcentagem dos minerais na lâmina. O valor obtido é multiplicado pela abrasividade Rosiwal, calculada a partir da perda de volume de um mineral quando submetido ao atrito com o mineral coríndon (dureza Mohs 9).

Segundo Thuro (1997), o desgaste de uma ferramenta é resultado de uma assembleia mineral com dureza maior que do que o aço (dureza Mohs em torno de 5,5), em especial devido ao quartzo (dureza Mohs 7). O conteúdo de quartzo-equivalente é utilizado por fabricantes de equipamentos

de escavação, engenheiros e geólogos de engenharia em fase de investigação, para identificar problemas de consumo de ferramentas e, em uma análise de 42 amostras provenientes de 8 túneis, determinou a vida útil de bits em função do quartzo-equivalente, para alguns tipos de rochas.

3.2 Índice de Abrasividade CERCHAR (CAI).

O índice de abrasividade CERCHAR é obtido a partir do ensaio homônimo, desenvolvido na década de 70 pelo *Centre d'Etudes et Recherches des Charbonnages de France* - CERCHAR.

O ensaio consiste na fixação de uma amostra de rocha sobre a qual é deslizada uma ponteira de material com dureza conhecida. A ponteira está submetida a um peso de 7 kg, o qual fornece uma carga de 70 N. A superfície da amostra onde é aplicado o atrito da ponteira é obtida naturalmente por meio de fraturas frescas planas ou então artificialmente, neste caso, com uso de serra diamantada.

Existem duas variedades de equipamento, a configuração original (CERCHAR 1986) e a configuração de West (1989), a maior diferença entre os equipamentos diz respeito à velocidade de ensaio. O equipamento original opera a uma velocidade de 10 mm/s, ao passo que o equipamento de West opera a 1 mm/s. (ASTM 2012).

O atrito da ponteira com a superfície de ensaio proporciona um sulco de 10 mm na amostra de rocha. Com o atrito há o desgaste da ponteira, que representa o Índice de Abrasividade CERCHAR (CAI) obtido pela fórmula abaixo e que confere a classificação apontada na tabela 1.

$$CAI = 10 \times \frac{d}{c} \quad (3)$$

onde d é o diâmetro da área plana na ponteira formada pelo desgaste (mm) e c é fator de correção unitário (mm).

Tabela 1 - Classificação dos resultados de CERCHAR a partir de Bieniawski et al. (2009).

Índice de Abrasividade CERCHAR	Classificação
> 4,00	Extremamente abrasiva
2,00 - 4,00	Muito abrasiva
1,00 - 2,00	Abrasividade média
< 1,00	Pouco abrasiva

ASTM (2012) é o documento normativo para este ensaio, ele apresenta as diretrizes e rotinas necessárias, indicando a velocidade de execução, orientação do sulco, quantidade de sulcos, etc.

Os trabalhos de West (1989) e Bieniawski et al. (2009) apontam correlação direta entre o CERCHAR e o conteúdo de quartzo-equivalente (eQc), indicando que a maior concentração de minerais de dureza elevada (principalmente quartzo, piroxênio, feldspatos e opacos) seria o fator preponderante para a abrasividade de uma rocha. Em oposição, Kasling (2000) não encontrou correlação clara entre estes.

A grande variedade de resultados do ensaio CERCHAR fez com que o mesmo fosse objeto de vários estudos com o intuito de avaliar a razão destas variações. Neste sentido, os trabalhos de Plinninger et al. (2003), Thuro & Plinninger (2003), Plinninger et al. (2004) e Kasling & Thuro (2010) indicaram que muitos fatores podem ter influência no resultado do CAI.

Os fatores geológicos apontados como responsáveis pela variabilidade nos resultados estão relacionados à anisotropia da rocha, como a orientação de planos de fraqueza a partir da foliação, espaçamento entre descontinuidades e aspectos texturais. Fatores operacionais também foram apontados como responsáveis, com destaque para a precisão da leitura do desgaste da ponteira, cuja pequena alteração pode influenciar significativamente no resultado. Plinninger et al. (2004) avaliou alguns fatores relacionados à realização do ensaio. Dentre estes o tipo de superfície de ensaio foi amplamente avaliado. O ensaio deve ser realizado em fraturas frescas produzidas por impacto de martelo. No caso de dificuldade de obter superfícies adequadas, o uso de serra diamantada é permitido, desde que aplicado um fator de correção.

Plinninger et al. (2004) afirma que o CERCHAR tem boa aplicabilidade como um indicativo para a abrasividade de rochas, no entanto, não o recomenda para a realização de cálculos mais precisos para a quantificação do consumo de ferramentas de corte, em razão do mesmo não considerar aspectos operacionais, logísticos e geológicos. Em contrapartida, o ensaio é amplamente recomendado para o cálculo da vida útil de ferramentas de corte e considerado como

representativo para a determinação da abrasividade por Bieniawski et al. (2009) e Nilsen et al. (2006). Ribeiro (2010) menciona que desde a sua aplicação nos estudos de West (1989), o ensaio passou a ser progressivamente adotado pela indústria de escavações subterrâneas.

Uma consideração importante sobre este parâmetro é proveniente do estudo de Ruehl & Alber (2006), que adaptou o equipamento com uma célula de confinamento triaxial para a amostra. Ao realizar o ensaio nas mesmas amostras sob 4 pressões de confinamento diferentes, observou que o índice CERCHAR aumenta com o aumento da pressão confinante.

3.3 Índice de Abrasividade de Rochas (RAI)

O índice de abrasividade de rochas (RAI) representa uma modificação ao conteúdo de quartzo-equivalente (eQc) e é aplicável não apenas para rochas sãs, mas também para rochas alteradas. O RAI é calculado pela multiplicação da resistência à compressão simples (RCU) pelo conteúdo de quartzo-equivalente (eQc), sendo definido como um índice que combina a presença de minerais abrasivos com propriedades mecânicas da rocha (Plinninger 2010).

O RAI se destaca pela praticidade em sua obtenção, uma vez que dados de petrografia e ensaios RCU costumam estar disponíveis em boas campanhas de investigação geológico-geotécnica. Mesmo assim, Plinninger (2010) menciona que na ausência destes parâmetros, o eQc pode ser substituído pela difratometria de raios-X e o RCU pelo ensaio de carga pontual (*point load test*).

A escala de classificação para o RAI (adotado de maneira adimensional) é apresentada na Tabela 02. Vale notar que não existem limites superior e inferior. Ainda segundo Plinninger (2010), os valores mais altos de RAI registrados foram em quartzitos na África do Sul (RAI de 360) e na Alemanha (RAI em torno de 200), mas a sua experiência indica que valores de até 400 são admitidos como plausíveis para este parâmetro. Os valores mais baixos são atribuídos a rochas muito alteradas, com baixa resistência mecânica.

O RAI tem sido utilizado com sucesso na Alemanha, contribuindo significativamente para avaliação das propriedades abrasivas de rochas e na previsão de consumo de ferramentas de corte.

Tabela 2 – Classificação dos resultados de RAI a partir de Plinninger (2010).

Índice de Abrasividade de Rochas - RAI	Classificação
> 120	Extremamente abrasiva
60 - 120	Muito abrasiva
30 - 60	Abrasiva
10 - 30	Pouco abrasiva
< 10	Não abrasiva

4 AMOSTRAS ENSAIADAS

Este estudo está inserido no escopo de atividades voltadas à caracterização geotécnica das rochas do embasamento da RMSP nos estudos do Metrô de São Paulo. As amostras foram coletadas em áreas onde o traçado previsto das escavações interage com as rochas do embasamento.

O Complexo Embu é a unidade geológica de maior ocorrência no embasamento da RMSP e possui uma grande variedade litológica. As suas rochas interagem com escavações nas obras da Linha 2 – Verde (região da Marginal Tietê até o município de Guarulhos), Linha 4 – Amarela (amostras do trecho entre Faria Lima e Butantã), Linha 5 – Lilás (trecho entre Borba Gato e avenida dos Bandeirantes) e Linha 6 – Laranja (região do Pacaembu). São rochas gnáissicas que foram submetidas a intensos estágios de metamorfismo,

levando a condições localizadas de fusão, sendo observados processos de migmatização e intrusão de corpos graníticos. Neste estudo suas amostras são granitos, gnaisses, anfibolitos e uma amostra de milonito (figura 1).

O Granito Cantareira é uma unidade do embasamento que será escavada nas obras da Linha 6 – Laranja (Brasilândia – São Joaquim), suas rochas apresentam granulação fina a média, textura porfirítica, com composição granodiorítica a granítica, tendo biotita granito como litotipo predominante (figura 2), nas áreas próximas à falha do Taxaquara há o desenvolvimento de uma foliação milonítica com fusão e recristalização de minerais. Estas rochas são marcadas por elevados valores de resistência à compressão uniaxial.

Apesar de não serem de uma unidade do embasamento, amostras de arenito arcóseo hidrotermalizado da Formação Resende foram inseridas neste estudo em função da sua frequente ocorrência nas obras do Metrô-SP. As amostras são oriundas da região de Anália Franco (Linha 2), Marginal Tietê (Linha 2) e Vila Clementino (Linha 5). São arenitos com forte cimentação que confere elevada dificuldade de escavação em relação ao restante do pacote sedimentar (figura 2). Estas rochas estão situadas junto a zonas de falhamentos, de ondem recebem o aporte dos fluidos hidrotermais.



Figura 1 – Amostras do Complexo Embu. Granitos (A) e Gnaisses (B). Fonte: Metrô-SP.

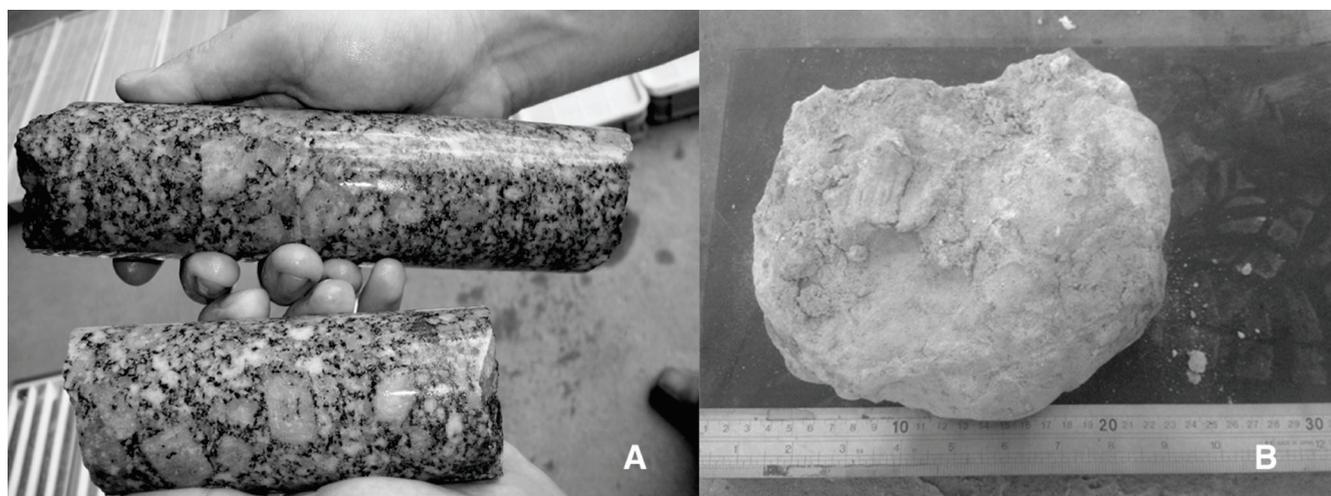


Figura 2 - Amostras do Granito Cantareira (A) e Arenito Arcóseo da Formação Resende hidrotermalizada (B). Fonte: Metrô-SP.

5 RESULTADOS, CORRELAÇÕES E IMPLICAÇÕES PARA ESCAVAÇÕES

A seguir são apresentados os resultados obtidos para os parâmetros avaliados (quartzo-equivalente - eQc, o índice de abrasividade CERCHAR - CAI e o índice de abrasividade de rochas - RAI), as correlações entre estes parâmetros, a influência do grau de alteração e a aplicação destes na previsão do consumo de ferramentas de corte em obras de escavação subterrânea em maciços rochosos.

5.1 Resultados de Quartzo-equivalente - eQc

As figuras 3 e 4 apresentam, respectivamente, a distribuição dos valores de conteúdo de quartzo-equivalente (eQc) calculados para os diferentes litotipos a partir do resultado da análise petrográfica e os valores médios para cada unidade.

As unidades graníticas apresentam-se predominantemente dentro da mesma faixa de ocorrência, entre 40% e 50%. Estas unidades apresentam um perfil mineralógico principal representado por quartzo (20 - 25%), feldspatos (30 - 40 % para o Cantareira e 40 - 50% para o Complexo Embu) e biotita (10 - 20%). Na mineralogia secundária e acessória estão zircão, titanita, apatita, epidoto, turmalina, clorita, sericita, muscovita e minerais opacos.

Algumas amostras destes granitos apresentaram valores de quartzo-equivalente discrepantes do perfil médio, estes são creditados a variações pontuais, como a amostra 6175B com 8% de

turmalina, contribuindo para um eQc de 59,30% (Granito Cantareira) e a amostra 5719 com 6% de hornblenda e cerca de 35% de quartzo, resultando em eQc de 53,33%. No outro extremo, contagens de 20% de biotita (amostra 6115) e a combinação de 20% de quartzo com elevadas quantidades de biotita, muscovita e clorita (amostra 5653A) proporcionaram valores de eQc de 43,80% e 40,90%.

Os gnaisses do Complexo Embu estão em faixa similar a dos granitos, entretanto, com faixa de ocorrência predominante de até 60%. O perfil mineralógico destas rochas é mais diversificado, apresentando ampla variedade nos quantitativos da mineralogia principal (quartzo, feldspatos, anfibólios e biotita). Apesar desta grande variabilidade, o litotipo alcança valores médios superiores às unidades graníticas. Ocorrências discrepantes também são observadas nesta unidade; a amostra 5595B possui 15% de granada, mineral de elevada ponderação para a abrasividade, contribuindo para eQc de 58,69%. Para a amostra 5207A, a baixa quantidade de quartzo (20%) e 28% de biotita contribuíram para o valor de eQc de 40,07%.

Ainda assim, observando os valores médios das três unidades, nota-se que estão muito próximas. O Granito Cantareira tem valor médio de 47,96%, os granitos do Complexo Embu possuem 46,94% e os gnaisses do Complexo Embu possuem 52,90%.

Para os demais litotipos de ocorrência mais restrita, registra-se eQc de 99,57% na amostra do veio de quartzo (5595). Este é o maior valor entre todas as amostras analisadas neste estudo e é

condizente com o esperado para uma amostra com 99,5% quartzo e 0,5% de minerais opacos. Valores altos de eQc também são registrados (e eram esperados) nos arenitos arcóseos hidrotermalizados da Formação Resende, com valores de 63,18% a 77,00%. Estes altos valores ocorrem em função de quantidades de quartzo + feldspatos superiores a 80%.

As amostras de anfibolito do Complexo Embu possuem valores baixos de eQc em razão da reduzida quantidade de quartzo (abaixo de 6%), combinada com maior quantidade de anfibólio (entre 50 e 60%). Para esta unidade, o valor médio de eQc é de 27,70%, o mais baixo de todas unidades analisadas.

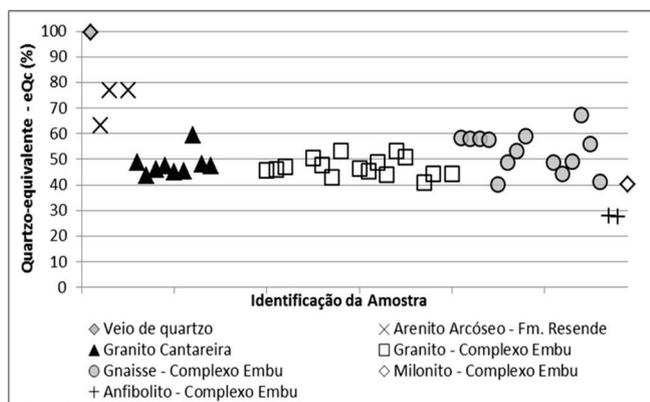


Figura 3 - Resultados de conteúdo de quartzo-equivalente (eQc) a partir da petrografia para as unidades analisadas.

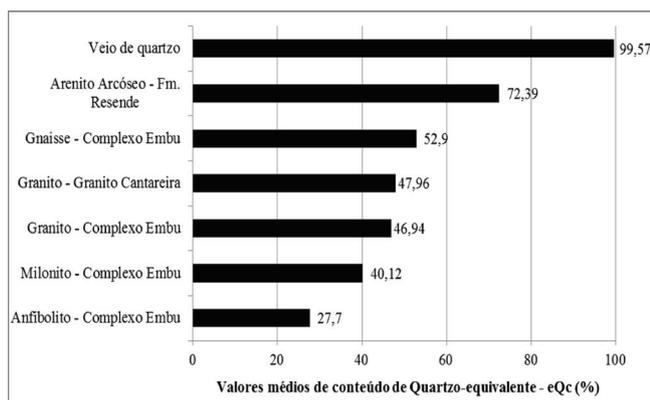


Figura 4 - Valores médios de quartzo-equivalente para cada unidade analisada.

5.2 Resultados do índice de abrasividade CERCHAR - CAI

A figura 5 apresenta a distribuição dos resultados de CAI frente às unidades analisadas. A

unidade com os maiores valores de CERCHAR é a dos granitos do Complexo Embu, que possuem maior frequência de resultados entre 4 e 6 (extremamente abrasivos). O Granito Cantareira, com menor quantidade de amostras, apresenta resultados concentrados em faixas relativamente próximas (faixas 4 a 5), indicando compatibilidade entre as amostras graníticas. Apesar de ampla ocorrência entre quase todas as faixas de resultados, os gnaisses do Complexo Embu apresentam maior frequência de resultados entre as faixas 2 e 4 (muito abrasivo).

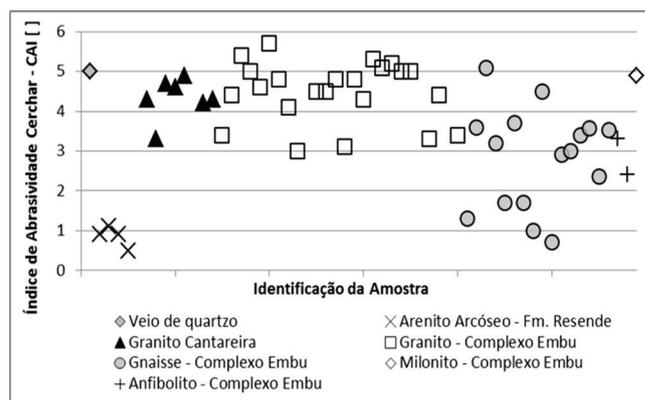


Figura 5 - Distribuição de resultados de CERCHAR frente às unidades analisadas.

Com relação aos demais litotipos estudados, é possível observar que os arenitos arcóseos hidrotermalizados apresentam valores mais baixos (faixas 0 a 1), sendo considerados predominantemente como pouco abrasivos. As amostras de anfibolito do Complexo Embu tiveram resultados nas faixas 2 e 3 (abrasividade média a muito abrasivos) e a amostra de milonito apresentou alta abrasividade, com valor de 4,9.

A distribuição dos valores de CAI para as unidades com maior amostragem é apresentada na figura 6. O gráfico mostra a grande faixa de abrangência dos valores para os gnaisses do Complexo Embu. Grande parte dos resultados está abaixo da média do litotipo, mas os altos valores de algumas amostras (por exemplo, amostra 5673, com CAI 5,1) sustentam a média do litotipo em 3,1.

Para as unidades graníticas, no Cantareira é evidente a maior quantidade de resultados acima da sua média. Dentro desta unidade o baixo valor de 3,3 obtido para a amostra 6116 representa exceção ao seu comportamento padrão. O Complexo

Embu possui amostras com maiores valores de CERCHAR. A amostra 5622, situada na região do bairro Ponte Grande - município de Guarulhos, apresentou valor de 5,7. Esta é a amostra com o maior valor de CERCHAR registrado nos estudos do Metrô-SP.

De maneira geral, as duas unidades graníticas possuem perfis de resultados de abrasividade CERCHAR dentro de faixas de resultados semelhantes, sendo que o Complexo Embu possui maiores valores entre as duas unidades.

Na contramão estão os arenitos hidrotermalizados da Formação Resende. Apesar da pequena quantidade de amostras ensaiadas, nos 3 diferentes pontos de amostragem (bairros de Anália Franco, Tiquatira - junto à falha de Taxaquara e Vila Clementino) os resultados variaram de 0,5 a 1,1. Ressalta-se que estas são amostras com valores de conteúdo de quartzo-equivalente (eQc) elevados.

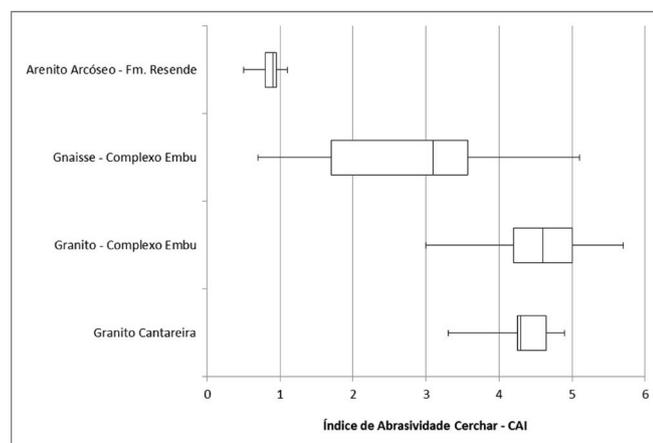


Figura 6 – Gráfico de distribuição estatística para as unidades com mais amostras ensaiadas.

A figura 6 também mostra que os valores para as unidades graníticas estão de acordo com os valores típicos de CAI apontados para estas rochas no estudo de Plinninger et al. (2003). Por outro lado, os valores obtidos para os gnaisses e para os arenitos de cimentação silicática possuem perfil estatístico diferente do esperado no trabalho supracitado.

Com relação ao comportamento de CAI frente à profundidade, as amostras 5631A, 5631B, 5631C e 5631D, foram coletadas a partir do mesmo ponto de sondagem, nas profundidades de 5,5 m, 15,0 m, 27,0 m e 44,5m. Esta amostragem em série

resultou em valores de 4,3, 5,3, 5,1 e 5,2, indicando ausência de tendência de resultados apenas com a variação de profundidade (no caso de baixas profundidades) para este tipo de análise é necessário o acompanhamento de outros fatores que serão aqui discutidos.

O veio de quartzo analisado não atingiu valores superiores a 6,0, como teoricamente era esperado, ficando inclusive abaixo de outras rochas com menor quantidade de quartzo. Ainda assim o resultado (5,0) é classificado como extremamente abrasivo. Neste caso a superfície de ensaio proporcionada pela estrutura da amostra pode ter contribuído para a diferença observada entre o esperado e o medido em laboratório.

5.3 Resultados do Índice de Abrasividade de Rochas - RAI

A figura 7 apresenta a distribuição dos valores de RAI frente às unidades geológicas avaliadas. Em função da ausência de dados de RCU, as amostras de arenito arcóseo hidrotermalizado, milonito e o veio de quartzo não tiveram o seu índice RAI calculado.

Os resultados mostram dois grupos de comportamento distintos. O Granito Cantareira apresentou grande discrepância das demais unidades em função de registrar os valores mais altos de RAI. De forma geral, seus resultados estão concentrados entre 45 e 70, com duas ocorrências ainda mais altas, amostras 6189B e 6189A, que obtiveram valores de 85,72 e 73,48 respectivamente. Estes altos valores são atribuídos aos resultados de RCU, que exerceram significativa ponderação para estas amostras (amostra 6189B tem RCU de 182,22 MPa).

O segundo grupo é o das rochas do Complexo Embu; tanto os granitos como os gnaisses tiveram resultados disseminados entre as faixas de 10 a 60, com os litotipos graníticos apresentando resultados ligeiramente maiores. A média para as rochas graníticas é de 38,43 e a das rochas gnáissicas é de 32,49.

Em comparação com os valores típicos de RAI preconizados por Plinninger (2010), os granitos do Complexo Embu se encaixam perfeitamente nas faixas de valores esperados. Os gnaisses do Complexo Embu também possuem uma resposta dentro da faixa esperada para esta rocha, porém

com valores mais baixos. A grande surpresa é efetivamente o Granito Cantareira, que apresentou valores muito superiores aos típicos registrados.

Uma vez que, de maneira geral, os três litotipos possuem a mesma faixa de ocorrência de quartzo-equivalente, fica evidente a grande ponderação que a RCU exerce neste índice.

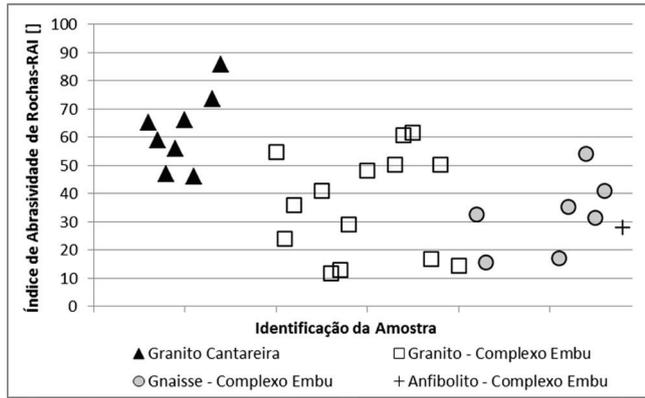


Figura 7 - Distribuição de resultados de RAI frente às unidades analisadas.

5.4 Relação entre Quartzo-equivalente e CERCHAR

Entre todas as amostras utilizadas neste estudo, 44 possuem resultados de quartzo-equivalente e CERCHAR, sendo 24 de rochas ígneas, 17 de rochas metamórficas e 3 de rochas sedimentares; com isso foi possível o confronto destes parâmetros (figura 8).

O confronto entre os resultados de eQc e CERCHAR obtido nas mesmas amostras permitiu identificar a falta de correlação entre estes parâmetros, o que indica que a mineralogia abrasiva não é o único fator que influencia o ensaio CERCHAR. As amostras de arenito arcóseo possuem elevados valores de quartzo-equivalente, entretanto, baixos valores de CERCHAR. Casos similares também ocorrem nos demais litotipos.

Estes resultados são concordantes com a evolução deste estudo. Trabalhos anteriores iniciais com as amostras da Região Metropolitana de São Paulo (Monteiro et al., 2011 e Monteiro et al., 2012) já indicavam a falta de correlação entre estes dois parâmetros e isso é totalmente concordante com as observações de trabalhos de referência no continente europeu, tais como Kasling (2000) e Plinninger et al. (2004). Desta forma assume-se

a premissa de que apenas a presença de grandes quantidades de quartzo e outros minerais abrasivos não implica necessariamente na capacidade de consumir significativamente ferramentas de corte.

Não foram confirmadas as observações de West (1989) e Bieniawski et al. (2009) quanto à alta correlação estatística entre os dois parâmetros.

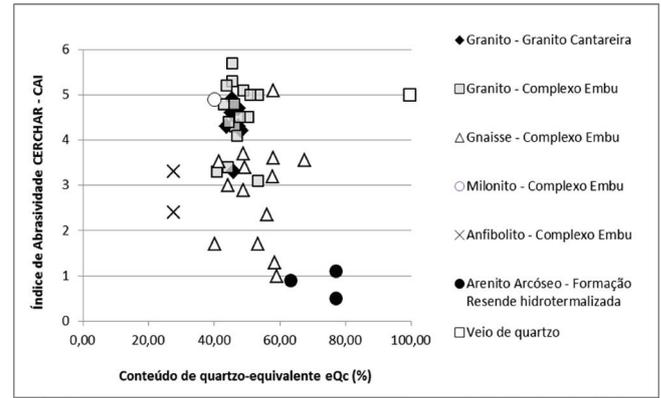


Figura 8 - Confronto entre quartzo-equivalente e CERCHAR.

5.5 Relação entre CERCHAR e RAI

O confronto entre o índice de abrasividade CERCHAR e o índice de abrasividade de rochas (RAI) apresenta maior compatibilidade. Ao todo, 29 amostras permitiram calcular tanto o CERCHAR como o CAI, com 21 amostras de rochas ígneas e 8 amostras de rochas metamórficas. A figura 9 apresenta a relação entre estes parâmetros.

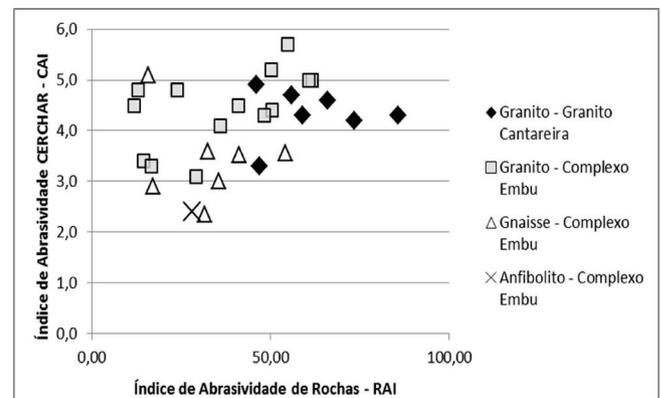


Figura 9 - Confronto entre os resultados de CERCHAR e RAI.

Foi obtida uma correlação positiva moderada entre estes parâmetros. A tendência de correlação logarítmica observada é concordante com a assumida por Plinninger (2010). Com isso, há uma indicação de que a introdução de um parâmetro

de resistência da rocha (este é o RCU dentro do cálculo de RAI) permite um ajuste junto aos dados de conteúdo de quartzo-equivalente, aproximando-se assim da abrasividade CERCHAR. Isto reforça a premissa de que apenas o conteúdo de quartzo-equivalente não pode ser utilizado para analisar as propriedades abrasivas de uma rocha, pensando no desgaste primário.

Merece atenção o fato de que 4 amostras (5638, 5637A, 5682 e 5673) apresentaram resultados divergentes entre CERCHAR e RAI, ou seja, tiveram elevado resultado em um parâmetro, contrastando com baixo resultado em outro. Estas amostras serão avaliadas com o intuito de melhor compreender o significado destas ocorrências. Ressalta-se que amostras com comportamento similar também foram observadas nos estudos de Plininger (2010).

5.6 A Influência do Grau de Alteração

Os estudos de Monteiro et al. (2011) e Monteiro et al. (2012) sugerem que uma das razões para a falta de compatibilidade para os parâmetros eQc e CERCHAR seria a ação do intemperismo, agente da dinâmica externa do planeta, que provoca a alteração das rochas, reduzindo a sua resistência mecânica, porém pouco influenciando o conteúdo de quartzo-equivalente. Esta baixa influência no quartzo-equivalente se deve ao fato de que o quartzo, mineral de elevada dureza mais abundante nas rochas neste contexto geológico, é significativamente resistente à alteração intempérica.

Com o intuito de validar esta premissa, foi feita a separação dos resultados de abrasividade CERCHAR e de RAI, de acordo com o grau de alteração das amostras. Os resultados são apresentados na figura 10.

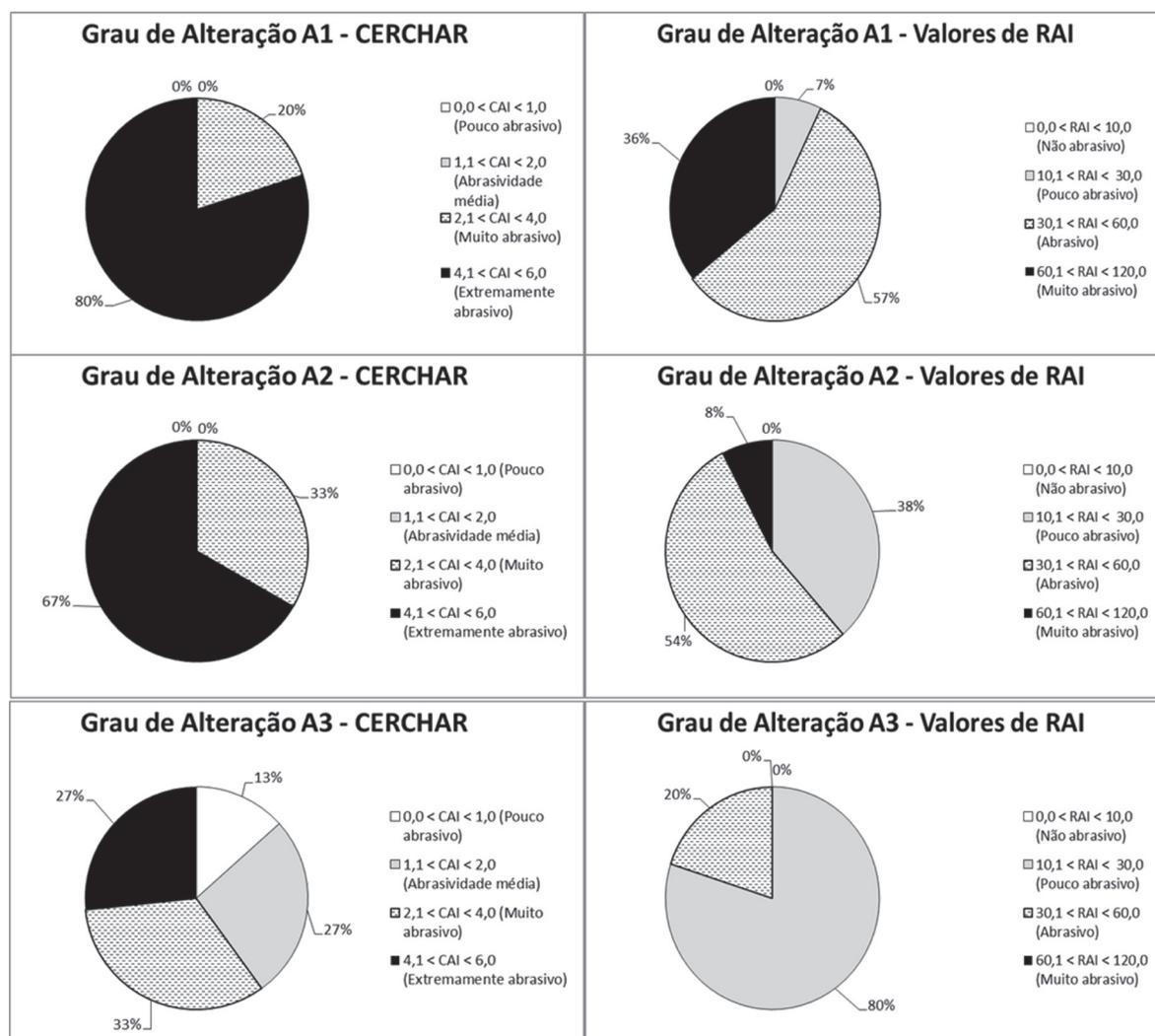


Figura 10 - Distribuição dos valores de CERCHAR e RAI para diferentes graus de alteração.

Para o índice de abrasividade CERCHAR, rochas com grau de alteração A1 (condições geomecânicas de litotipo são) apresentaram 80% de resultados tidos como extremamente abrasivos (faixas 4 a 6) e 20% como muito abrasivos (faixas 2 a 4). Neste grau de alteração não são observados resultados pouco abrasivos (faixas 0 a 1) ou de abrasividade média (faixas 1 a 2).

Ao avaliar os resultados das rochas com grau de alteração A2 (rocha pouco alterada), observa-se que a porcentagem de rochas extremamente abrasivas cai para 67%, enquanto as rochas muito abrasivas aumentam para 33%.

Nas rochas com grau de alteração A3 (rocha medianamente alterada), a mudança é ainda mais significativa, as rochas extremamente abrasivas caem para 27%, há a manutenção das rochas muito abrasivas em 33% e aparecem os resultados pouco abrasivos e de abrasividade média que, juntos, totalizam 40% dos resultados.

Para o índice de abrasividade de rochas (RAI) ocorre comportamento bastante similar. Com as rochas em grau de alteração A1 registrou-se 36% de resultados muito abrasivos (RAI entre 60 e 120), 57% de rochas abrasivas (RAI entre 30 e 60) e 7% de rochas pouco abrasivas (RAI entre 10 e 30).

Passando para o grau de alteração A2, o percentual de rochas muito abrasivas caiu para 8%, as rochas abrasivas caem para 54% e o percentual de rochas pouco abrasivas sobe para 38%.

Com o grau de alteração A3 não são mais registrados resultados de rochas muito abrasivas, as rochas abrasivas caem para 20% e o percentual de rochas pouco abrasivas sobe vertiginosamente para 80% dos resultados.

Avaliando a média de resultados de CERCHAR e RAI para os diferentes graus de alteração, há a consolidação dos dados acima apresentados. Para o CERCHAR há uma pequena redução na média entre os graus A1 e A2, com significativa queda para o grau A3. Nos resultados de RAI há uma queda significativa ao longo dos três graus de alteração (Figura 11).

Estes resultados são contundentes e sacramentam a concepção de que a ação do intemperismo, por meio da alteração das rochas, é um fator incisivo e preponderante na perda das condições abrasivas. O grau de alteração também explica a razão pela falta de similaridade no comportamento

e_{Qc} versus CERCHAR em estudos realizados em São Paulo, frente a estudos realizados com rochas do continente europeu.

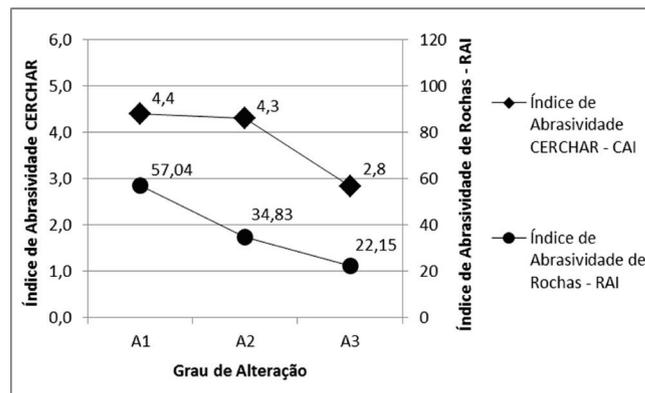


Figura 11 - Evolução dos valores médios de CERCHAR e RAI em função do grau de alteração.

5.7 Previsão de Consumo de Ferramentas de Corte

A aplicação do conteúdo de quartzo-equivalente para estimativa de consumo de ferramentas de corte é defendida por Thuro (1997), no entanto a análise dos resultados indica que o quartzo-equivalente, como indicativo de consumo para desgastes primários, aplica-se preferencialmente para rochas sãs, mas deve ser considerado como indicativo para o desgaste secundário de peças de transporte (com destaque para o parafuso sem fim) e peças internas de câmaras de escavação e cabeça de corte de máquinas tuneladoras.

Por outro lado, o índice de abrasividade CERCHAR - CAI e o índice de abrasividade de rochas - RAI são defendidos, respectivamente, por Maidl et al. (2001) e Plinninger (2010) como parâmetros de boa correlação para estimativa da vida útil de ferramentas de corte em escavações.

Os valores médios de CERCHAR dos três principais litotipos avaliados foram plotados no gráfico de vida útil de discos de corte de Maidl et al. (2001). Neste gráfico são utilizados os parâmetros de CERCHAR combinados com RCU. Os resultados são apresentados na figura 12.

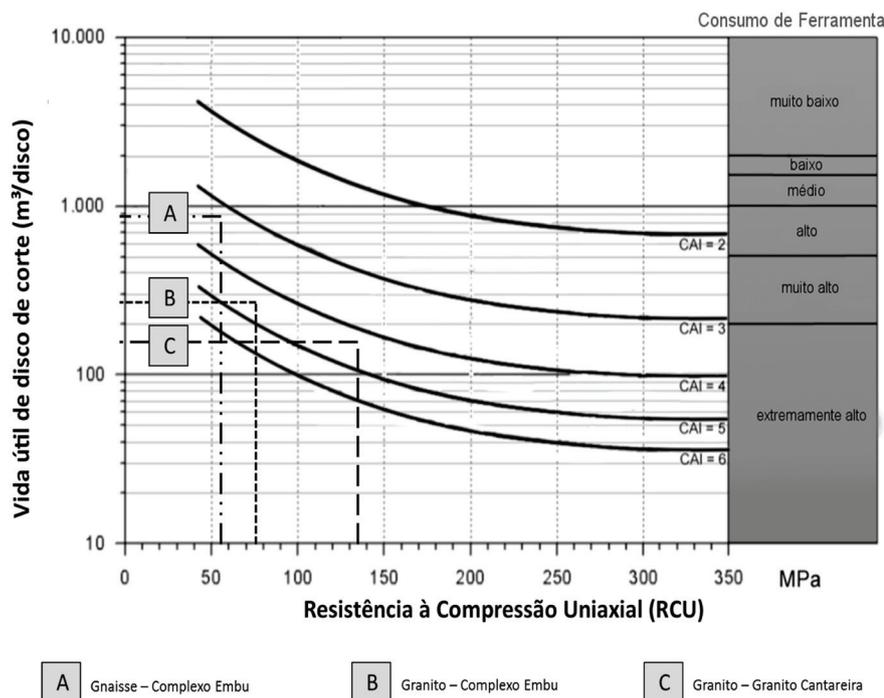


Figura 12 – Estimativa de vida útil de discos de corte em função de CERCHAR e RCU.

Para o Granito Cantareira foram considerados RCU médio de 133,59 MPa e CERCHAR médio de 4,3, resultando em uma vida útil de, aproximadamente, 180 $m^3/disco$ de corte. Esta vida útil implica em um consumo de ferramentas de corte, para desgaste primário, classificado como extremamente alto. Para os granitos do Complexo Embu foram considerados RCU médio de 76,88 MPa e CERCHAR médio de 4,6, resultando em uma vida útil de, aproximadamente, 290 $m^3/disco$ de corte. Esta vida útil implica em um consumo de ferramentas de corte, para desgaste primário, classificado como muito alto. Para os gnaisses do Complexo Embu foram considerados RCU médio de 56,25 MPa e CERCHAR médio de 3,1, resultando em uma vida útil de, aproximadamente, 900 $m^3/disco$ de corte. Esta vida útil implica em um consumo de ferramentas de corte, para desgaste primário, classificado como alto.

A vida útil de discos de cortes para os granitos do Complexo Embu é aproximadamente 1,5 vezes maior do que para o Granito Cantareira. Em função dos menores valores de RCU e CERCHAR, a vida útil de discos de corte para os gnaisses do Complexo Embu é 3 vezes maior do

que o granito do Complexo Embu e 5 vezes maior do que o Granito Cantareira.

Para avaliar a estimativa de consumo de ferramenta por meio do RAI, os dados das amostras estudadas foram plotados no gráfico de vida útil de brocas *button bits* de 45 mm de Plinninger (2010). Os resultados são apresentados na figura 13.

Para o Granito Cantareira foi considerado o RAI médio de 62,14, resultando em vida útil de 600 m/bit, esta considerada uma vida útil baixa. Para os granitos do Complexo Embu foi considerado RAI médio de 38,43, resultando em vida útil de 910 m/bit, esta também considerada uma vida útil baixa. Para os gnaisses do Complexo Embu foi considerado RAI médio de 32,49, resultando em vida útil de aproximadamente 1040 m/bit, esta uma vida útil moderada.

Com base nos valores supracitados é possível afirmar que, para brocas do tipo *button bits* de 45 mm, a vida útil nos gnaisses do Complexo Embu é, aproximadamente, 1,7 vezes maior do que no Granito Cantareira. Entre as unidades graníticas, o Complexo Embu tem vida útil 1,5 vezes maior do que o Cantareira.

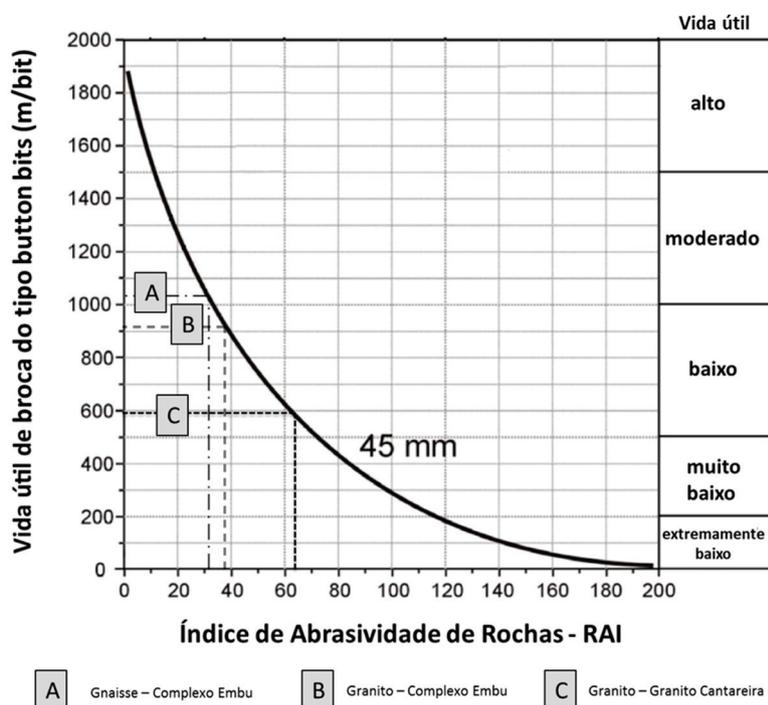


Figura 13 – Estimativa de vida útil de brocas *button bits* de 45 mm em função de RAI.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este estudo aplicou alguns dos índices de avaliação de abrasividade mais utilizados pela engenharia de túneis para amostras de rochas da Região Metropolitana de São Paulo. Foram avaliados o conteúdo de quartzo-equivalente (eQc), o índice de abrasividade CERCHAR (CAI) e o índice de abrasividade de rochas (RAI).

As amostras são provenientes, em sua grande maioria, do Complexo Embu (litotipos granítico e gnáissico) e do Granito Cantareira. Adicionalmente foram avaliadas algumas amostras de arenitos arcóseos hidrotermalizados da Formação Resende e amostras de milonito, anfibolitos e de um veio de quartzo.

Com relação aos índices avaliados, o quartzo-equivalente evidenciou que os três litotipos principais encontram-se aproximadamente no mesmo intervalo de resultado, o que condiz com o esperado para todos os litotipos avaliados. Para o CERCHAR foi observada compatibilidade entre as amostras graníticas e uma grande dispersão de valores para os gnaisses. Por outro lado, o RAI indicou compatibilidade entre os dois litotipos do Complexo Embu, com valores menores do que

os do Granito Cantareira; isso é explicado pelos maiores valores de RCU obtidos no Cantareira.

Não foi encontrada correlação entre o quartzo-equivalente e o CERCHAR e foi encontrada correlação moderada entre o CERCHAR e o RAI, o que indica que apenas a presença de minerais abrasivos não implica necessariamente em um comportamento abrasivo da rocha (tendo em vista o desgaste primário). A resistência mecânica da rocha tem um papel fundamental; neste contexto ganha importância a ação da alteração intempélica sobre as rochas, que diminui suas condições geomecânicas, mas pouco altera o conteúdo de quartzo-equivalente. Os valores de CERCHAR e RAI diminuem conforme aumenta o grau de alteração das rochas, evidenciando que a avaliação da alteração é fundamental para o estudo da abrasividade.

Com base nos valores médios dos índices CERCHAR e RAI, foram feitas estimativas de vida útil de brocas e discos de corte para os três litotipos com mais amostras ensaiadas. Ambas as estimativas indicam que o Granito Cantareira é a unidade mais abrasiva e que provoca um consumo de ferramentas extremamente alto em escavações. Também ambas estimativas indicam que os gnaisses do Complexo Embu são menos abrasivos

do que as demais rochas. Ressalta-se que a foliação potencializa a ação do intemperismo nestes gnaisses.

O desmonte de rocha em um processo de escavação começa com o atrito da ferramenta de corte contra o maciço rochoso visando o desprendimento de um fragmento de rocha (*chip*). Para as ferramentas este é o desgaste primário e tanto o CERCHAR como o RAI avaliam adequadamente a ação da abrasividade neste processo. Após o fragmento ser liberado do maciço, este permanece sob condições de atrito livre com a ferramenta de corte e, posteriormente, com a parte interna da câmara de escavação e com o sistema de transporte de material escavado. Este é o desgaste secundário e o quartzo-equivalente passa a ser o seu melhor indicador nesta etapa do processo. Com base nestas considerações, recomenda-se a utilização conjunta dos métodos CERCHAR + quartzo-equivalente ou RAI + quartzo-equivalente para a previsão do consumo de ferramentas de corte.

Agradecimentos

Os autores agradecem à Companhia do Metropolitano de São Paulo (Metrô-SP) por apoiar e autorizar a publicação deste estudo, ao engenheiro Francisco Carlos Pelegate Dias (Metrô-SP) pelo apoio nas figuras e no tratamento das bases SIG, às geólogas Fabrícia Massoni Cicotti e Fernanda Maciel Canile (Metrô-SP) pelas discussões, à consultora geóloga Dra. Maria Heloísa Barros de Oliveira Frasca pelas sugestões e discussões e à geógrafa Dra. Kátia Canil (UFABC) pelo incentivo.

REFERÊNCIAS

- ASTM - American Society for Testing and Materials. 2012. Standard test method for laboratory determination of abrasiveness of rock using the CERCHAR method. Designation D7625-10, 6 p.
- Bieniawski R., Celada B., Tardaguila I. 2009. Selección de tuneladoras para macizos rocosos com frentes estables. *Ingeopres*, 181:16–22.
- CERCHAR - Centre D'Etudes et Recherches de Charbonnages de France. 1986. The CERCHAR Abrasiveness Index, 12p.
- Herrenknecht M. & Frenzel C. 2005. Long tunnels in hard rock – a preliminary review. *Bauingenieur*, 80:343-349.
- Kasling H. 2000. Der Cerchar-Abrasivitätstest: aussagekraft und verbesserungsmöglichkeiten eines indextests zur bestimmung der gesteinsabrasivität. TU Munich, Munich, 47p.
- Kasling H. & Thuro K. 2010. Determining abrasivity of rock and soil in the laboratory. In: *11º IAEG Congress, Geologically Active, Proceedings*, p. 1973–1980.
- Maidl, B. 1997. Tunnelbau im Sprengvortrieb. New York. Berlin, 327 p.
- Maidl B., Schmid L., Ritz W., Herrenknecht M. 2001. Tunnelbohrmaschinen im Hartgestein. Ernst & Sohn, 350 p.
- Monteiro M.D., Rocha H.C., Massoni F. 2012. Parâmetros relacionados à abrasividade das rochas do embasamento nos estudos do Projeto Básico da extensão da Linha 5 do Metrô de São Paulo. In: *III Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas, Anais, São Paulo, 8 p.*
- Monteiro M.D., Rocha H.C., Massoni F., Ribeiro Neto, F. 2011. Considerações sobre a abrasividade das rochas do embasamento nos estudos da Linha 6 do Metrô de São Paulo. In: *XIII Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, Anais, São Paulo, 10 p.*
- Nilsen B., Dahl F., Holzhauser J., Raleigh P. 2007. New test methodology for estimating the abrasiveness of soils for TBM tunneling. In: *Rapid Excavations and Tunneling Conference, Proceeding*, p. 104-116.
- Nilsen B., Dahl F., Holzhauser J., Raleigh P. 2006. Abrasivity testing for rock and soils. *Tunnels & Tunnelling International*, 47–49.
- Pastore E. 2009. Risco geológico em obras civis. *Revista Engenharia*, 592:110-115.
- Pietro L.A. 2012. The CERCHAR abrasivity index's applicability to dredging rock. In: *XXXII Western Dredging Association, San Antonio, Proceedings*, p. 212-219.

Plinninger R.J. 2010. Hardrock abrasivity investigation using the Rock Abrasivity Index (RAI). *Geologically Alive*, London, p. 3445-3452.

Plinninger R.J., Kasling H., Thuro K. 2004. Wear prediction in hard rock excavation using the CERCHAR abrasiveness index (CAI). *Rock Engineering: theory and practice*. Gluckauf. p. 599-604.

Plinninger R.J., Kasling H., Thuro K., Spaun G. 2003. Testing conditions and geomechanical properties influencing the CERCHAR abrasiveness index (CAI) value. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40:259-263.

Rabinowicz E. 1965. *Friction and wear of materials*. John Wiley. New York, 244p.

Ribeiro V. 2010. *Abrasividade pendular e resistência mecânica das rochas. Dissertação de Mestrado*. Escola Politécnica. Universidade de São Paulo, 54p.

Ruehl S. & Alber M. 2006. Initial stress conditions influencing the CERCHAR abrasiveness index. In: *International Association of Engineering Geology Congress, Proceedings, Nottingham*, 5 p.

Thuro K. 1997. Prediction of drillability in hard rock tunneling by drilling and blasting. *Tunnels for People*. Rotterdam. p. 103-108.

Thuro K. & Plinninger R.J. 2003. Hard rock tunnel boring, cutting, drilling and blasting: rock parameters for excavability. In: *International Society of Rock Mechanics, Technology roadmap for rock mechanics*. South African Institute of Mining and Metallurgy. p. 1227-1234.

West G. 1989. Technical note: rock abrasiveness for tunnelling. In: *International Symposium on Weak Rock, Proceedings, Rotterdam*, p. 585-594.

APRENDIZADO EM GEOLOGIA DE ENGENHARIA – CASO DA REESCAVAÇÃO DO ANTIGO TÚNEL DE DESVIO DA UHE EUCLIDES DA CUNHA, SP

LEARNING IN ENGINEERING GEOLOGY – THE CASE OF
THE RE-EXCAVATION OF THE OLD BYPASS TUNNEL FROM THE
EUCLIDES DA CUNHA HYDROELÉTRIC POWER PLANT (HPP)

ALBERTO COPPEDÊ JUNIOR

Consultor, G&MA Geologia e Meio Ambiente Consultoria e Assessoria Ltda.

E-mail: coppede@gmaconsult.eng.br

RESUMO ABSTRACT

A UHE Euclides da Cunha, construída no final dos anos 1950 e reconstruída após acidente em 1977, localiza-se no alto Rio Pardo, em São José do Rio Pardo, SP. Em janeiro de 1977 houve ruptura da barragem de terra por galgamento, depois de chuvas intensas em ano excepcionalmente chuvoso. Para o projeto de reconstrução da usina, novos estudos hidrológicos recomendaram a implantação de vertedouro suplementar na ombreira esquerda, tipo tulipa, aproveitando para descarga o antigo túnel de desvio, com as adequações hidráulicas necessárias. Escavado e revestido à luz da tecnologia existente nos anos de 1950, o túnel encontrava-se bem preservado, mas a necessidade de reescavação tornou-se um desafio inusitado, por não haver informações disponíveis sobre a antiga construção (“as built”) e pelas dificuldades inerentes a critérios, métodos e técnicas de investigações e de engenharia de projeto disponíveis na época da reconstrução. Como consequência, conclui-se que dúvidas e incertezas sobre projeto e construção do antigo túnel só poderiam ser entendidas *a posteriori*, no decorrer do acompanhamento técnico das obras (“ATO”), mesmo contando com as informações de novas campanhas de investigações realizadas, tanto para o projeto básico de reescavação do túnel, como após a ocorrência de uma ruptura de abóbada com formação de “capela”, que atingiu a superfície da ombreira. A ruptura do túnel agravou ainda mais as apreensões existentes à época das obras de

The Euclides da Cunha HPP, built in the late 1950's and rebuilt after the accident of 1977, is located in the upper Rio Pardo, in São José do Rio Pardo, São Paulo. In January 1977 there was a breakage of earth dam by overtopping, after heavy rains in an exceptionally rainy year. For the HPP rebuilding design, new hydrologic studies have recommended the deployment of an additional spillway in the left shoulder, tulip type, taking advantage of the old bypass tunnel for discharging, with the hydraulic adjustments necessary. Excavated and lined in light of existing technology in the 1950's, the tunnel was well preserved, but the need of re-excavation became an unusual challenge, because there wasn't available information about the old building (as built) and by the inherent difficulties relating to criteria, methods and techniques of investigations and available project engineering at the time of the reconstruction. As a consequence, it was concluded that doubts and uncertainties about design and construction of the old tunnel could only be understood “a posteriori”, during the technical followup (TF), even relying on the information from new campaigns of investigations carried out, both for the basic design of tunnel re-excavation, as for the occurrence of a great breakage from the roof arch with the formation of a great overbreak (“chapel”), which reached the shoulder surface. The tunnel breakage further aggravated the existing concerns at the time

reescavação, mas veio a propiciar interessante aprendizado, ainda oportuno à análises e reflexões sobre melhorias na interação contínua entre investigações, projeto, ATO e adequações de projetos no transcorrer de construção de obras subterrâneas implantadas com o *NATM* (*New Austrian Tunnelling Method*), ou Novo Método Austríaco de Abertura de Túneis.

Palavras-chave: Reescavação de antigo túnel, *NATM*, aprendizado em geologia de engenharia, *BIM* Geotécnico

1 CONTEXTO

1.1 Geologia, Relevo e Lay Out do Aproveitamento

Sob o ponto de vista regional, o trecho do alto rio Pardo, entre os municípios paulistas de Caconde e Mococa, onde está inserida a UHE de Euclides da Cunha, município de São Jose do Rio Pardo, assenta-se em domínios geológicos do embasamento cristalino Arqueano do Complexo Varginha, Maciço de Guaxupé (2.500 a 4.500 milhões de anos), localmente representado por litologias granito-gnáissicas bandas na direção NNE, com mergulho de 20-30°SE. A bibliografia referente à geologia, evolução tectônica e geomorfológica que se manifestou ao longo do tempo geológico nessa região, entre as quais se destaca a extensa compilação apresentada pelo IPT (1992), mostra que o arcabouço atual do relevo é sustentado por maciços granito-ganáissicos, expondo proeminentes estruturas formadas até o final do Mesozóico (Cretáceo, há 70 milhões de anos), relacionadas à Falha de Guaxupé, a qual encontra-se associado um sistema de intenso fraturamento, onde as estruturas principais (maiores alinhamentos) estão orientadas na direção NNE e, secundariamente, na direção NNW (menores alinhamentos). O curso rio Pardo no local da UHE de Euclides da Cunha encontra-se encaixado nesse alinhamento de orientação NNE, concordante com o falhamento e foliação do granito gnáisse do Maciço de Guaxupé.

of the re-excavation works, but it provided interesting lessons, yet timely for analyses and reflections on improvements in the continuous interaction between investigations, design, TF, and design adjustments during the underground constructions deployed by the *NATM* (*New Austrian Tunnelling Method*).

Keywords: re-excavation of previous tunnel; *NATM*; learning in engineering geology, geotechnical *BIM*.

Ainda segundo IPT (1992), esse sistema foi posteriormente reativado por movimentações neotectônicas distensivas, iniciadas no final do Cenozóico (ainda no Terciário, há 20 milhões de anos) e que deve se estender até o presente, resultando em deslocamentos de blocos, ora em sentidos subhorizontais, ora em subverticais que, submetidos à dinâmica de processos superficiais (geomorfológicos), propiciaram a atual esculturação do relevo e o desenho de uma rede de drenagem com alto gradiente hidráulico, ao longo de vales fechados com seções simétricas e assimétricas (Coppedê 1989 e 1990).

É nesse ambiente geológico que está inserida a UHE de Euclides da Cunha (figura 1). O sítio compreende um trecho de rio com alto gradiente hidráulico, vale encaixado e ombreiras íngremes, o que condicionou a escolha de um lay out para aproveitamento a fio d'água de uma queda útil de 92m e casa de força subterrânea. Ou seja, pequeno reservatório de 1,0 km², formado por uma barragem de terra de 312m de comprimento e 60m de altura. Na ombreira direita foi implantado o sistema em torre para adução à uma casa de força subterrânea, com capacidade instalada de 108 MW, tendo sua descarga em túnel com aproximadamente 2 km de extensão. Na ombreira esquerda foram implantados: (a) o sistema de desvio em túnel, tamponado por stop logs; e (b) o sistema vertente de superfície, para operar com comportas setor, descarga em calha curva e dissipação em salto de esqui.

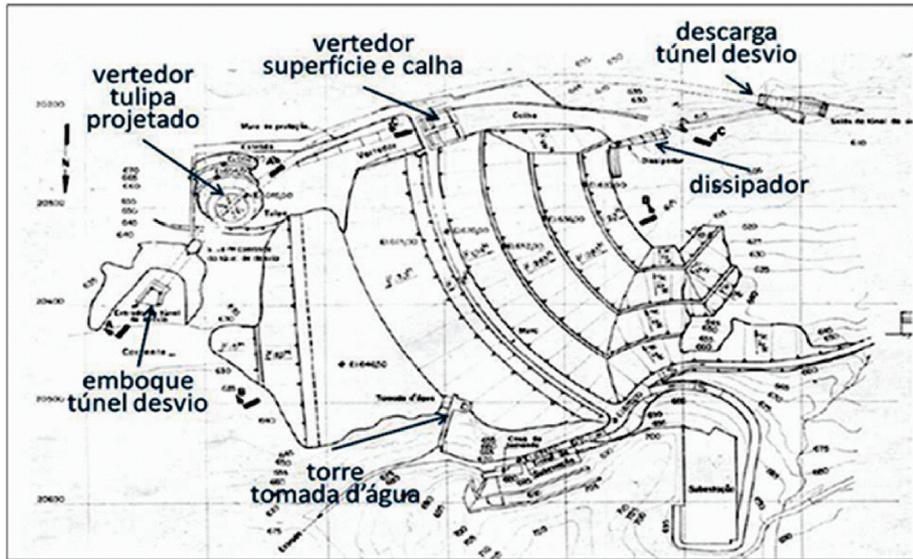


Figura.1 - Lay out de construção da UHE Euclides da Cunha no final da década de 1950, em São José do Rio Pardo, SP (Cardia et al. 2007)

1.2 Ruptura da Barragem e Projeto de Reconstrução

A ruptura da barragem de terra ocorreu em janeiro de 1977 (figura 2). Como diagnosticada *a posteriori*, a ruptura se deu em decorrência de uma sobreposição de fatores adversos, ocorridos durante episódio de chuvas intensas em período excepcionalmente curto (tromba d'água), tais como: intensidade de chuvas imprevisíveis à luz dos estudos hidrológicos à época de projeto; baixa capacidade de amortecimento de cheias excepcionais pelo pequeno reservatório; insuficiência de capacidade vertente para vazões afluentes

excepcionalmente altas; e possível falha na operação de comportas no momento de vazões excepcionais do rio.

A reconstrução da Usina foi completada em meados de 1981 (figura 3), contemplando, além da recomposição da barragem de terra e demais instalações, a necessidade de implantação de um vertedor suplementar na ombreira esquerda, a montante do vertedor de superfície existente na mesma ombreira, com a construção de um vertedor tipo tulipa aproveitando o antigo túnel de desvio do rio, também localizado na ombreira esquerda, para que esse túnel operasse a descarga da tulipa.

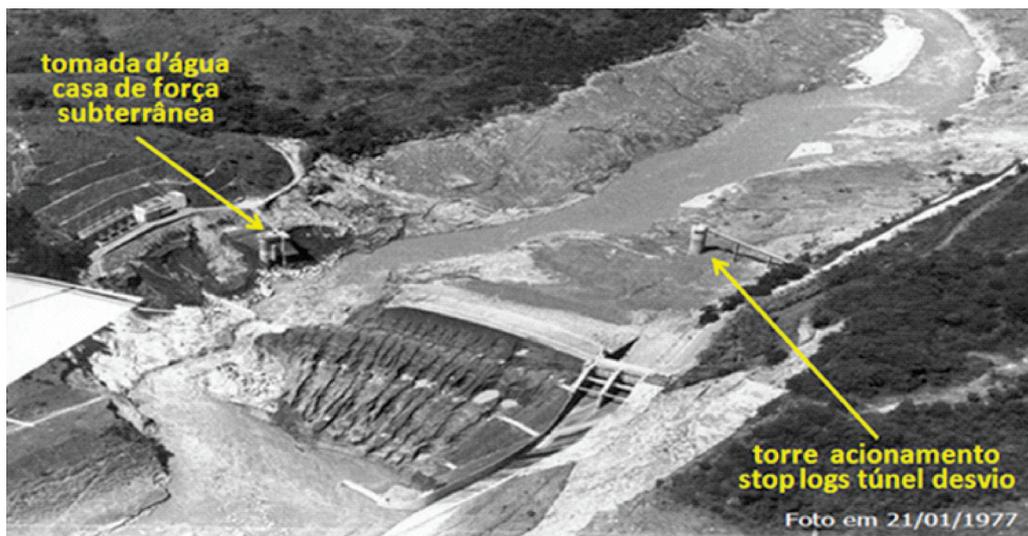


Figura 2 - UHE Euclides da Cunha, momento pós ruptura em janeiro de 1977 (Carvalho 2007).

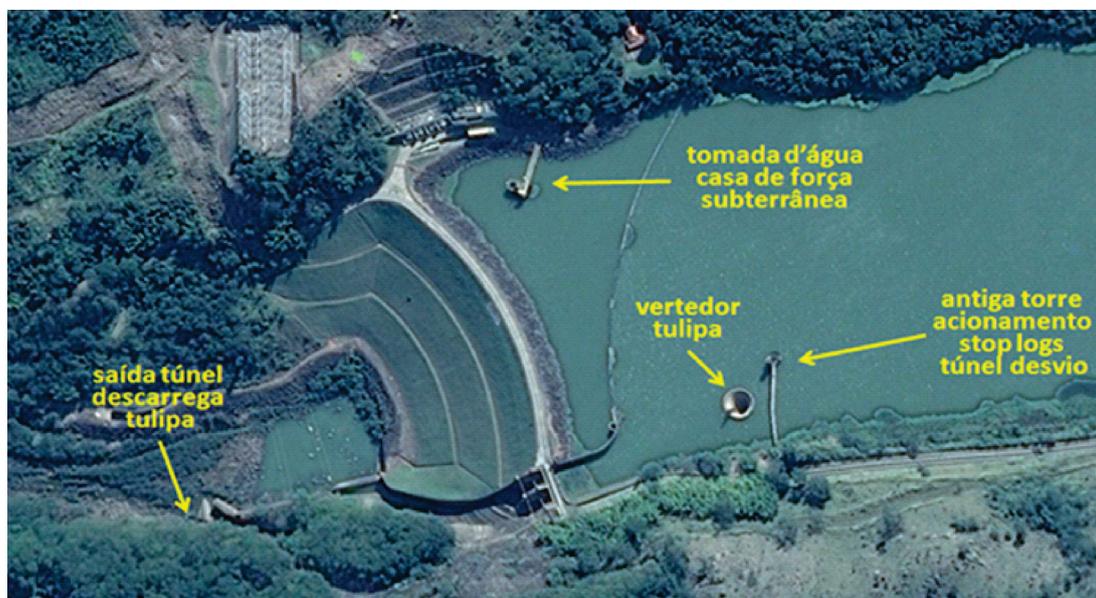


Figura 3 - UHE Euclides da Cunha, pós reconstrução em 1981 (Imagem Google 2015)

A reescavação do antigo túnel foi projetada para ser executada pelo método *NATM* (Rabcewicz 1964 e 1965), devido aos requisitos de alterações da geometria original de seções e perfil do antigo túnel, visando adequá-los aos requisitos hidráulicos funcionais para descarga da tulipa, representando hoje um caso bem sucedido de aproveitamento de antiga obra de túnel de desvio para incorporação a um novo sistema vertente, agregando-se o incremento desejado de segurança operacional da antiga Usina.

Entretanto, na época de elaboração do projeto de projeto básico da reescavação havia incertezas para aplicação das variações construtivas inerentes ao *NATM*, geradas pela necessidade de: (1) compatibilizações do método construtivo às peculiaridades do projeto concomitantemente à reescavação de um antigo túnel; do qual não se dispunha do histórico de construção; e (2) adequação de termos contratuais, na época não flexíveis, às compatibilizações necessárias de projeto e construção com a aplicação desse método, principalmente pelo citado fato de não se dispor de informações da época de construção (*"as built"*) e pela necessidade de rígidas condições de segurança de construção e prazo para reinauguração da Usina. Assim, cabe ressaltar que pelo menos dois dos princípios básicos que norteiam a aplicação do *NATM* poderiam impactar negativamente a reescavação do túnel no tocante a prazos e custos:

- 1º "Necessidade de controle do relaxamento das tensões e deformações no entorno e concomitante às escavações", de maneira a permitir que o próprio maciço seja autossustentável ou contribua para reduzir custosas intervenções de sustentação e revestimentos definitivos, intervenções essas somente possíveis de serem projetadas e dimensionadas durante o avanço das escavações, em função da cuidadosa identificação das características a serem encontradas no concreto e maciço remanescentes das antigas obras de construção do túnel;
- 2º "Adoção de contrato flexível com a empresa executora (Empreiteira)", cujos termos contemplem a possibilidade de se poder praticar alterações de métodos construtivos, concomitantemente ao andamento dos avanços.

O *NATM* considera a necessidade de observações e monitoramento das características geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas exibidas pelo maciço no decorrer das escavações, a partir das quais se pratica as adequações de projeto e de métodos de escavação e sustentação do maciço, ou seja, "faz-se" as adequações necessárias de projeto e construção durante o andamento da construção. Isso só é possível com acompanhamento da escavação por profissionais "tuneleiros" experientes, tanto nas atividades de ATO, como da Engenharia de Projeto e se o sistema contratual possibilitar

tais adequações. Caso os termos contratuais não sejam flexíveis à aplicação do *NATM* ou, como mais recentemente praticado no âmbito de contratos em regime *turn key*, com preço e prazo fechados para aplicação desse método construtivo, as dificuldades com adequações necessárias certamente se tornarão obstáculos desgastantes ao relacionamento contratual.

Melhor contextualizando, as incertezas para aplicação do *NATM* na reescavação do antigo túnel acentuavam-se, ao se considerar as peculiaridades do local da obra, pois ambas as estruturas dos sistemas vertentes, de superfície (vertedor e calha) e de túnel de descarga da tulipa, estariam na mesma ombreira, aproximadamente superpostas e à pequena distância vertical uma da outra (30 a 35m). Assim, admitia-se que qualquer deformação excessiva no maciço da ombreira esquerda, decorrente das obras de reescavação do túnel, poderia afetar a estrutura da calha do vertedor que estaria funcionando como desvio de 2ª etapa da reconstrução da barragem e, com isso, poderia gerar situação de instabilidade à segurança física das antigas estruturas já implantadas na ombreira esquerda, quais sejam de montante a jusante: (1) corpo da tulipa em fase final de construção; (2) ombreira da barragem de terra; e (3) sistema vertedor de superfície, com suas estruturas de comportas, calha vertente e dissipador.

1.3 Objetivos com o Presente Relato

Tem-se por objetivo apresentar uma breve contribuição à participação da Geologia de Engenharia na interface com Engenharia de Projeto de obras subterrâneas com emprego do *NATM*, tanto nas fases de investigações e elaboração de projetos, como na de adequação destes com o Acompanhamento Técnico de Obras (ATO).

Para tanto, procurou-se resgatar o aprendizado propiciado por ocasião da reconstrução da UHE de Euclides da Cunha, particularmente referente às obras de reescavação do antigo túnel de desvio, no tocante à: (1) investigações geológicas e geotécnicas realizadas; (2) elaboração da engenharia de projeto de reescavação; (3) procedimentos do ATO das obras de reescavação; (4) análise de causas da ruptura ocorrida na reescavação de abóbada do trecho crítico desse túnel; e (5)

experiências vivenciadas com implicações dessa ruptura nas alterações de projeto e retomada de reescavações, considerando que essa ruptura provocou um abatimento da superfície da ombreira, próxima à calha do vertedor de superfície e que no momento da ruptura operava como desvio de 2ª etapa de reconstrução da barragem, o que gerou apreensões em todas as equipes direta e indiretamente envolvidas na reconstrução da Usina.

2 QUESTÕES E ENTENDIMENTOS GERADOS PELAS INVESTIGAÇÕES

Conforme informado, na época do acidente da UHE, parte da documentação fora perdida devido à inundação de sala de arquivos que ficava na casa de força subterrânea. Possivelmente, os relatórios técnicos de construção estavam entre os materiais perdidos. Portanto, não se teve acesso às informações de *as built* da antiga obra do túnel, notadamente sobre aspectos geológicos de interesse, sondagens realizadas, diários de obras, relatos de ocorrências etc.

Para a etapa de projeto básico da reescavação, as informações disponibilizadas foram coletadas de mapeamento de afloramentos existentes na área exposta pela ruptura da barragem, no alto das ombreiras esquerda e direita e de sondagens rotativas para o projeto básico, que possibilitaram as constatações a seguir apresentadas.

Dos mapeamentos, foi possível identificar feições litoestruturais da zona de fraturamento associada à Falha de Guaxupé (IPT 1978 e 1992), com marcante presença no sítio da barragem, quais sejam: (1) fraturamento NNE, com fraturas subparalelas ao eixo do túnel; (2) fraturamento NNW, constituindo, com fraturas subperpendiculares ao eixo do túnel; e (3) fraturamento ao longo do fino bandamento do maciço granito gnáissico, predominantemente onde se encontrava oxidado, ou seja, nas porções intermediárias constituídas por rocha medianamente alterada. Para a escala do projeto básico foi identificado que as fraturas: (1) NNE ocorreriam subparalelas ao eixo do túnel, probabilisticamente com menor frequência; (2) as NNW ocorreriam subperpendicularmente ao eixo, constituindo “feixes de fraturas”, espaçados a cada 10m, sendo que cada feixe tinha espessura de 3 a 5m, contendo 5 ou 7 fraturas

subparalelas entre si; enquanto que (3) as NNE, concordantes com o bandamento, ocorreriam associadas a graus mais evoluídos de alteração do maciço granito gnáissico, notadamente nos maciços constituídos pela zona de transição entre rochas alteradas e sãs.

Na prática, tinha-se que a interseção desses três sistemas de fraturamentos geraria uma alternância a cada 10m entre zonas mais e menos fraturadas, com possíveis implicações na estabilidade de teto durante as escavações, ou seja: onde a rocha fosse sã (granito gnaissic são) poderia não ocorrer comportamento desfavorável, enquanto que onde a rocha fosse afetada por graus mais evoluídos de alteração (zona de transição, com rochas medianamente alteradas), o comportamento do teto poderia se manifestar como desfavorável à estabilidade de teto, principalmente com desarticulação de blocos.

Diante das características geométricas das seções do projeto de reescavação pelo NATM, da geologia da ombreira esquerda, que nessa época encontrava-se drenada em decorrência de drenagem induzida pelas obras de implantação do antigo túnel, convencionou-se para elaboração do projeto básico compartimentar o maciço em 3 classes (Tognon et al. 1981), quais sejam:

- **maciço classe I:** constituído de rocha sã e pouco fraturada, com comportamento esperado de boa estabilidade, praticamente não requerendo reforço para autossustentação, ou seja, esperava-se comportamento favorável na reescavação, diante de incertezas da falta de informações de *as built*;
- **maciço classe II** – constituído de rocha medianamente alterada a sã, alternando medianamente a muito fraturada, cujas fraturas apresentavam paredes pouco a muito oxidadas, sujeito à desarticulações por queda de blocos, requerendo avanços cuidadosos e reforço de sustentação, através de concreto projetado e tirantes, ou seja, esperava-se comportamento pouco favorável por queda de blocos, também diante de incertezas por falta de informações de *as built*; e

- **maciço classe III** – constituído de rocha muito alterada e comportamento esperado como muito instável a qualquer método de escavação, requerendo avanços cuidadosos e reforço de sustentação através de concreto projetado e cambotas, ou seja, esperava-se comportamento de baixa estabilidade e preocupante, diante das incertezas de falta de informações de *as built*, por essas razões tido como um “trecho crítico”.

Com os resultados das sondagens realizadas para o projeto básico e a classificação estabelecida para o maciço, foram traçadas seções geológico geotécnicas, de onde foi constatado que, dos quase 500m de túnel, apenas um trecho de aproximadamente 30m apresentava-se como crítico à aplicação do NATM, devido à previsão de escavação pela abóbada, onde o maciço apresentava característica de baixa estabilidade, com passagem brusca de maciço de rochas duras (medianamente alterada a sã) para maciço muito alterado, ou seja, praticamente não havia maciço de transição nesse trecho crítico.

Para a etapa seguinte de detalhamento do projeto básico, apenas esse trecho de previsível comportamento desfavorável às escavações de teto passou a ser objeto de interesse à realização de algumas investigações complementares. Assim, foram executadas mais 3 sondagens inclinadas e perfurações rotoperçussivas exploratórias a partir da abóbada do túnel (hastes de 1,5m), com intuito de se obter mais informações associadas à constatação da existência de outras particularidades desse trecho na interface com o concreto da abóbada, como pequenos vazios, materiais de baixa recuperação, perdas d'água de sondagem etc.

Os resultados dessas investigações complementares confirmaram presença de rochas muito alteradas, pequenos vazios e espessuras variáveis do concreto da abóbada do túnel, às vezes com presença de madeiramento, com o que foram consolidadas as seções geológico geotécnicas ao longo e transversais ao eixo do túnel (figura 4).

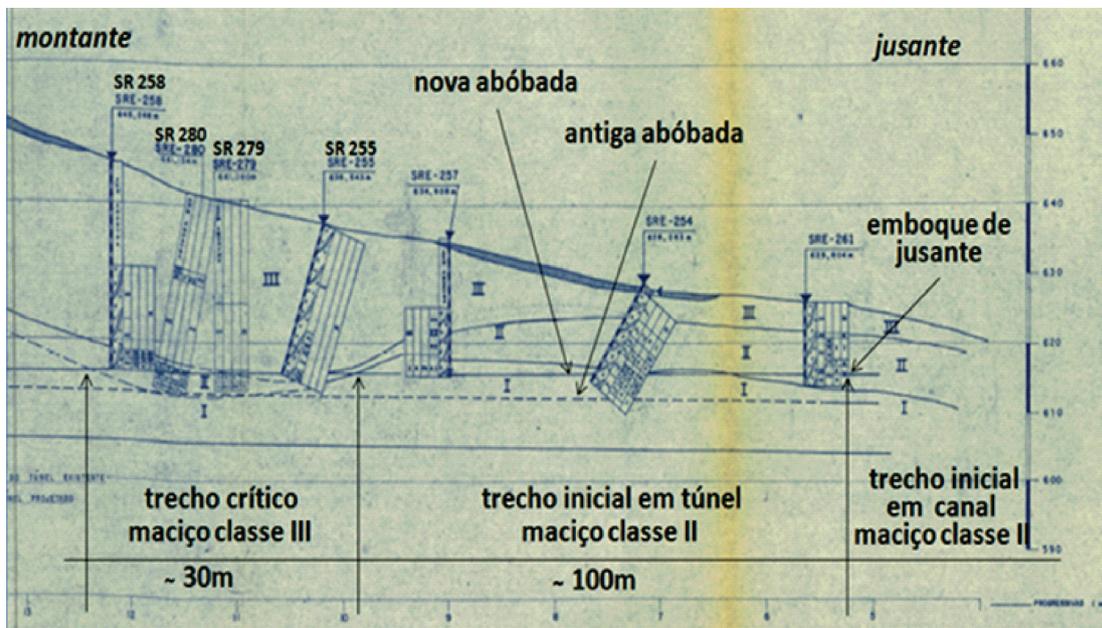


Figura 4 – Seção geológica geotécnica pelo eixo do túnel, correspondente ao trecho de jusante, com escavação pela abóbada, sendo que a reescavação seria iniciada de jusante a montante por trecho em canal, devido à baixa cobertura (inferior a 8m), até ser embocado seu trecho inicial em túnel no maciço classe II, passando a classe III onde ocorreria o maciço de baixa estabilidade – “trecho crítico” (IPT, 1980).

Assim, foram estes os resultados de investigações apresentados para a fase de detalhamento do projeto básico que, a princípio, sugeriam questões a serem observadas com o andamento dos serviços de ATO da reescavação, visando adequar o projeto ao entendimento dessas questões, conforme listadas no item 3.1 a seguir.

3 QUESTÕES E ENTENDIMENTOS GERADOS NO ATO

De uma forma geral, partiu-se da premissa que o desenvolvimento do ATO com a reescavação do antigo túnel propiciaria uma oportunidade inusitada de se observar e entender, a cada passo de avanço, como se comportaram os maciços de baixa qualidade geomecânica na época de abertura do antigo túnel. Vale lembrar que a obra foi construída no final da década de 1950, antes dos modernos conceitos do NATM terem sido aplicados no Brasil. Assim, com a observação dos procedimentos construtivos adotados e deformações ocorridas com a construção no final dos anos 1950,

tinha-se a expectativa que, a luz da experiência com abertura de túneis nos anos de 1970, seria possível adequar as especificações construtivas de projeto para aplicação do NATM, durante as constatações com o andamento das obras de reescavação do antigo túnel.

3.1 Trecho Inicial em Canal e Primeiros 100m Túnel em Maciço Classe II

As obras de reescavação foram iniciadas pelo emboque de jusante, com trecho em canal (figura 5), por tratar-se de trecho onde o projeto especificou reescavação pela abóbada, até que a frente de avanço atingisse altura mínima igual a 1,5 vezes o diâmetro do túnel original. Nesse ponto, o talude vertical da frente seria preparado para embocar o túnel (figuras 6 e 7). A partir desse emboque, a reescavação do trecho inicial em túnel deveria se prolongar pela abóbada pelos primeiros 100m que, conforme seção da figura 4, sendo que ambos os trechos atravessariam maciço classe II.



Figura 5 - Vista de jusante - escavações em canal, para embocar a reescavação. Observa-se a superfície do talude frontal, onde foi implantado o emboque no plano de uma fratura do sistema NNW, oblíquo ao eixo do túnel (arquivo pessoal).

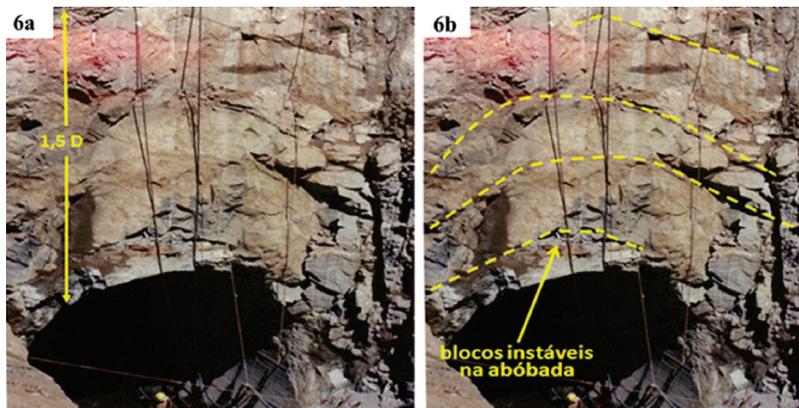


Figura 6 - Observa-se o sistema de fraturamento de alívio de tensões induzido pelas escavações do antigo túnel em maciço classe II, até aproximadamente um e meio diâmetro (1,5 D) acima do contorno de escavação do antigo túnel. Os blocos instáveis na abóbada eram condicionados pela interseção de fraturas dos sistemas NNE e NNW (respectivamente subparalelas e oblíquas ao eixo do túnel), com as do fino bandamento do granito gnaissé que nesse maciço classe II encontrava-se de levemente a muito oxidado (arquivo pessoal).



Figura 7 - Observa-se que a instabilidade do maciço classe II no contorno do 1º passo de avanço do emboque, antes (figuras 6a e 6b) e pós desmorte (esta foto), foi influenciada pela interseção dos sistemas de fraturamentos: (1) NNW; (2) bandamento oxidado do granito gnaissé; e (3) de alívio de tensão induzido pelas escavações do antigo túnel, que condicionaram desarticulação dos blocos sobre o concreto de abóbada (arquivo pessoal).

Em decorrência das observações de comportamento do maciço classe II foram aventadas as seguintes questões: (1^a) O fraturamento condicionou o comportamento do maciço diante das escavações na época do antigo túnel? (2^a) Que implicações resultaram dos procedimentos construtivos adotados na época? (3^a) Esses procedimentos favoreciam o relaxamento do maciço? (4^a) Que tipos de escoramentos foram usados? estes escoramentos devem ter sido efetivos no controle das deformações? e (5^a) Que adequações poderiam ser feitas nas especificações de projeto para aplicação do NATM no andamento dos primeiros 100m de obras em túnel?.

Como era de se esperar, as escavações no trecho em canal confirmaram que o fraturamento condicionou o comportamento do maciço classe II. Dos procedimentos construtivos adotados na década de 1950 resultaram trechos alternados com contorno de escavação irregular, indicando que houve tempo excessivo de exposição pós detonações, que deram origem a relaxamentos como os indicados na figura 7 e a conseqüente queda progressiva de blocos, como indicada nas figuras 6 e 7, que exibiam tamanhos variáveis e faces com oxidações, gerando os *overbreaks*.

Nesses locais era comum haver alteração da geometria da seção escavada, quase sempre sustentada pela aplicação de escoramentos de madeira, que estavam preservados no contato concreto/rocha. Por outro lado, cabe destacar que não foram encontradas evidências de aplicação de tirantes.

Também foi possível observar que o antigo método construtivo no maciço classe II possibilitou a propagação de deformações (fraturas de relaxamento e queda de blocos) pela região acima da abóbada, até cerca de um diâmetro do antigo túnel (1,5 D), como se pode perceber na figura 6.

Diante dessa observação, as especificações construtivas para os primeiros 100m em NATM em maciço classe II passaram por adequações, adotando-se pequenos passos de avanço, combinados com aplicação de concreto projetado e cambotas, visto que a alternativa de concreto projetado e aplicação de tirantes (inicialmente prevista para esse trecho) poderia potencializar riscos de queda de blocos. Assim, o andamento do trecho inicial da obra em túnel nos primeiros 100m em classe II se deu com as devidas adequações, até às

proximidades do trecho em maciço classe III (trecho crítico).

3.2 Trecho Crítico – 30m de Túnel em Maciço Classe III

Pelo que indicava a seção da figura 4, as reescavações de abóbada iriam passar por um curto e delgado trecho de maciço classe II e, em seguida, entrar no trecho crítico de classe III. Cabe ressaltar que as sondagens verticais exploratórias realizadas nesse trecho para o projeto básico, além de indicarem a presença dominante de rocha alterada (granito gnaisse na forma de saprolito), haviam detectado, próximo ao concreto da abóbada do antigo túnel, passagens centimétricas a decimétricas de materiais friáveis, ora com baixa recuperação e descritos como solos, ora como materiais não recuperados, quase sempre com perda d'água de circulação das sondagens, indicativos da presença de pequenos vazios. Deve-se ressaltar que, por medida de segurança, as sondagens foram interrompidas quando atingiam o concreto de revestimento do túnel.

Tais trechos de materiais friáveis e de pequenos vazios detectados nas sondagens geraram dúvidas e para detalhamento do projeto básico foram realizadas mais três sondagens rotativas inclinadas, que repetiram amostragens semelhantes às anteriores, ou seja, deixaram ainda as mesmas dúvidas. Essas passagens, aliadas à classe de maciço III e ao fato desse trecho já ter passado por obras de escavação do antigo túnel, sugeriam que poderiam ser encontradas condições críticas de estabilidade nas reescavações. Entretanto, considerou-se não haver ainda dados factuais suficientes para se propor alteração ou adequação das especificações construtivas durante o andamento do projeto básico, via emprego de complementos construtivos de reforço de abóbada, recomendáveis na aplicação do NATM.

Assim, esperava-se que no início da escavação desse trecho crítico fosse possível realizar observações sobre as seguintes questões: (1^a) O alto grau de alteração e saturação da rocha alterada condicionaram o comportamento do maciço diante das escavações na época do antigo túnel? (2^a) Que procedimentos construtivos foram adotados na época? (3^a) Esses procedimentos teriam sido

adequados ou problemáticos? (4ª) Que tipo de escoramentos foram usados? (5ª) Que adequações poderiam ser feitas nas especificações de projeto para se atravessar esse trecho com aplicação do NATM?

As dificuldades encontradas na época de abertura do antigo túnel foram logo aparecendo, a partir dos primeiros metros de avanço das escavações, ainda no curto trecho de maciço de espessura delgada de classe II. Ou seja, foi encontrado um vazio contínuo sobre a abóbada do antigo túnel,

em forma de pequena galeria com aproximadamente 2,5m de comprimento por 1,0m de altura, condicionada por fraturamento, com forte escoramento de madeira ainda preservado, indicado na figura 8, sendo que esse espaço, denominado “Galeria”, dava acesso a um vazio cônico, com aproximadamente 6,0m de altura, denominado “Capela 1, também com estabilidade precária, que já se encontrava plenamente encaixada no maciço classe III, que no local encontrava-se não saturado.

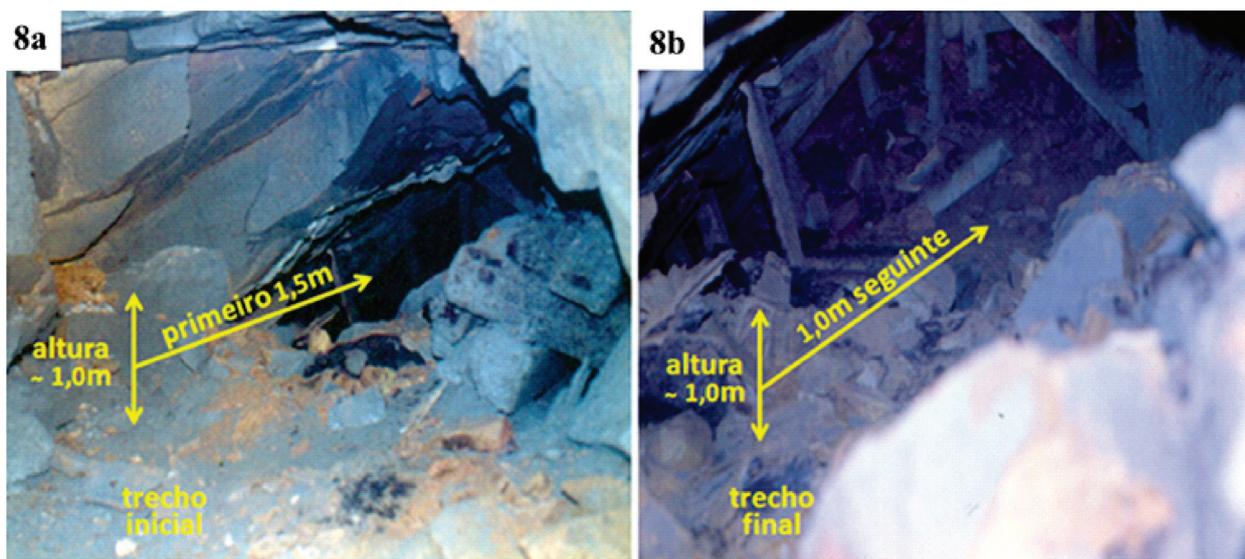


Figura 8 - Vistas de jusante, mostrando os 2,5m do caimento de teto em “Galeria” (1,0m de altura por 2,5m de extensão) encontrada na abóbada do antigo túnel, condicionada pela interseção dos três sistemas de fraturamento (NNE, NNW e bandamento) com as fraturas induzidas pelo relaxamento do maciço na época de construção do antigo túnel. Essa Galeria deu acesso à visualização da Capela 1 que já existia no maciço classe III (arquivo pessoal).

Essa manifestação de comportamento desfavorável de caimento de teto em “Galeria” e da Capela 1, ambas em maciço classe III, diante dos procedimentos construtivos adotados na época de construção do antigo túnel denota que esse maciço ficou submetido a drenagem rápida e a excessivo tempo de relaxamento de tensões, indicando que as características geotécnicas estavam associadas ao alto grau de alteração e saturação em que se encontrava originalmente o maciço classe III, o que condicionou esse comportamento desfavorável. As observações do madeiramento embutido no concreto de primeira fase da antiga obra indicaram que os suportes de madeira foram usados

de forma sistemática no trecho crítico. Apresentavam geometria similar às das atuais cambotas metálicas, estando solidarizadas ao maciço com pranchões e pontaletes, visíveis na figura 8.

Esses antigos procedimentos construtivos, apesar de terem possibilitado a abertura do túnel em maciço de baixa competência geomecânica, deixaram atrás de seus revestimentos sequelas de deformações excessivas e desarticulações do maciço, como a dos vazios com as dimensões em que foram encontrados no ATO (Galeria e Capela 1). É interessante destacar que as sondagens não detectaram nem mesmo indícios das grandes dimensões desses vazios.

O fato de se encontrar o vazio da Galeria no final do trecho em maciço classe II e da Capela 1 no maciço classe III -- gerou dúvidas e incertezas técnicas ainda maiores quanto a custos e cronograma. Ou seja, com essas primeiras constatações de comportamento do maciço classe III deu-se como certa a necessidade de adequações das especificações construtivas do *NATM* para esse trecho crítico.

Entretanto, verificou-se que essas adequações julgadas necessárias implicariam em alterações significativas de métodos construtivos, custos e prazos.

Diante dessas implicações, principalmente a de prazo, foram aventadas duas alternativas de adequações construtivas a selecionar, sendo que: a (1ª) propunha adotar-se solução estranha ao *NATM*, supondo-se ser possível atender ao limitante de prazo, mas com aplicabilidade construtiva duvidosa à luz do contexto até então encontrado no trecho crítico da obra; e a (2ª) propunha adotar-se a solução construtiva seguindo-se os princípios do *NATM*, que sinalizava com riscos construtivos menores, porém com riscos maiores de não cumprimento do cronograma inicial da obra.

A decisão tomada foi por se continuar a reescavação do túnel adotando-se as adequações referentes à 1ª alternativa. E assim, foi com dúvidas sobre a alternativa escolhida, posições pró e contra que projeto e obra prosseguiram.

4 APRENDIZADO COM AS INVESTIGAÇÕES E ATO

Cabe destacar que o presente relato de aprendizado está sendo elaborado à luz de conhecimentos atuais (ano 2015) no campo da Geologia de Engenharia (investigações e informatização no uso da informação) e da Engenharia de Projeto de aplicação do *NATM*, referindo-se a uma experiência vivenciada no período de 1978/1981, com a reescavação de um antigo túnel construído no final da década de 1950.

4.1 Aprendizado com as Investigações Realizadas para o Projeto Básico

Os serviços de investigações resumiram-se à realização de sondagens rotativas convencionais ao longo do eixo do antigo túnel de desvio no trecho a jusante da barragem, tendo em vista que nesse trecho o maciço rochoso alterado também aflora na ombreira esquerda e apenas nesse trecho haveria reescavação de abóbada, conforme necessidades hidráulicas consolidadas no projeto básico.

Essas sondagens tinham por objetivo, além da investigação das características geológicas geotécnicas do maciço acima da abóbada, tentar detectar feições resultantes de deformações excessivas com a antiga escavação do túnel. Sob o ponto de vista da identificação das características do maciço de cobertura do túnel, as sondagens cumpriram com o objetivo a que se destinavam.

Entretanto, apesar das sondagens terem sido realizadas conforme melhores práticas (ABGE, 2013) falharam na detecção de feições resultantes das citadas deformações excessivas. Ou seja, não detectaram os grandes vazios encontrados posteriormente durante o ATO, Galeria e Capelas 1 e 2, e não possibilitaram associar parte das fraturas observadas com a natureza do evento que as originou (relaxamentos durante a construção do antigo túnel). A não detecção dos grandes vazios pelas sondagens e a não identificação de fraturas associadas ao relaxamento do maciço contribuíram para que não fossem tomadas decisões de adequação das especificações técnicas construtivas para aplicação do *NATM* ainda na época de elaboração do projeto básico. Portanto, antes da contratação e início das obras de reescavação, pois não sugeriam preocupantes dificuldades construtivas a serem contempladas nos termos de contrato com a Empresa construtora. Na seção geológica da figura 9 estão indicadas as posições onde foram encontradas as Capelas 1 e 2 durante o ATO no trecho crítico.

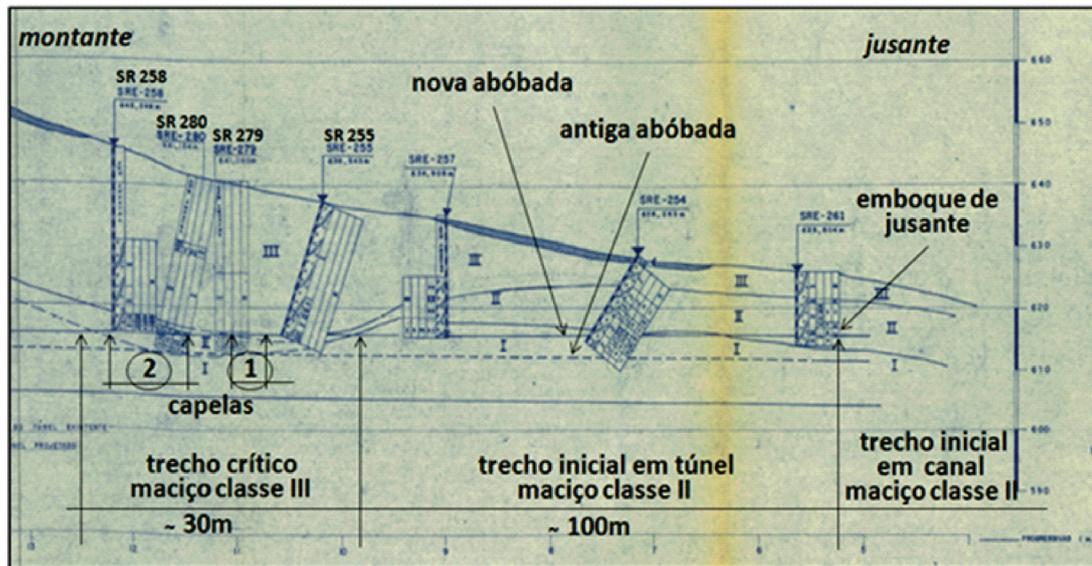


Figura 9 – Seção pelo eixo do túnel, agora com a locação das Capelas 1 e 2 encontradas posteriormente durante o ATO no trecho crítico – maciço classe III (IPT, 1980).

Como mencionado, a Capela 2 não chegou a ser detectada pelas sondagens. A existência dela foi inferida a partir do mapeamento das superfícies de reescavação realizado passo a passo

durante o ATO, o que possibilitou estabelecer o contorno da base dessa Capela 2 no contato com o concreto da abóbada, conforme indicado na figura 10.

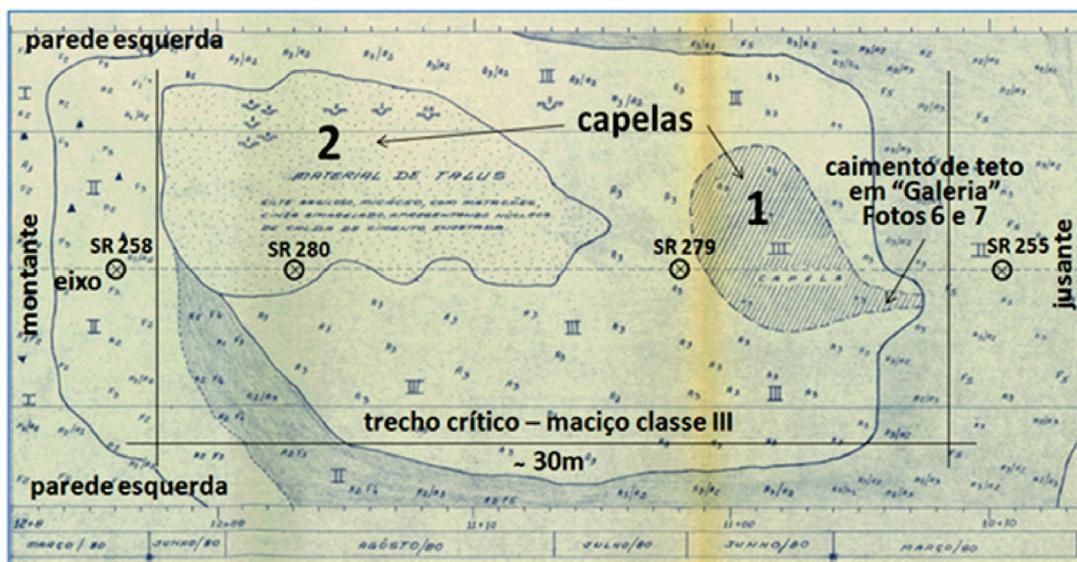


Figura 10 – mapeamento (as built) da superfície de reescavação da abóbada do túnel no trecho crítico – classe III, indicando as Capelas 1 e 2, sondagens próximas realizadas para o projeto básico, com possível posição projetada na abóbada do túnel reescavado (IPT, 1980).

Analisando a posição das sondagens, da Galeria e das Capelas 1 e 2 em relação ao eixo do túnel nas figuras 9 e 10, pode-se “atribuir à casualidade” o fato das sondagens não terem detectado

esses grandes vazios. A Galeria e Capela 1 totalizam extensão de 8,5m ao longo do eixo e ficou entre duas sondagens realizadas. A Capela 2, apesar de ter extensão de 13,0m ao longo do eixo, apareceu

tangenciando esse eixo, ou seja, pequenos desvios que possam ter ocorrido nas perfurações de sondagens próximas teriam sido suficientes para que elas detectassem apenas as bordas desses grandes vazios (bordas da base do cone representado pelas Capelas). E o desvio aventado é factível, pois o bandamento do granito gnaisse mergulha para o interior da ombreira e as perfurações, nesse caso, tenderiam a se desviar no sentido contrário, ou seja, perpendicular a esse bandamento, desviando-se em direção à parede direita.

A programação ideal para a campanha de investigações teria sido combinar a realização de dois serviços investigatórios, com sondagens geofísicas antecedendo à realização das sondagens mecânicas. A geofísica (métodos sísmico e/ou eletrorresistivo) seria uma opção de investigação indireta e contínua (seções em malha), que poderia ter detectado as feições anômalas entre as sondagens, sobre as quais poderia ser programada a realização de sondagens complementares. Entretanto, na época do projeto básico (1978), havia ainda limitações tecnológicas desses métodos para aplicação confiável no contexto morfológico da ombreira esquerda (alta declividade), fato que não estimulou a realização desse serviço.

Assim, não se dispondo de informações de *as built* do antigo túnel e não tendo sido possível a detecção dos grandes vazios, optou-se por deixar para a fase de ATO a possibilidade de se encontrar feições que recomendassem a alteração das especificações construtivas do NATM.

4.2 Aprendizado com o ATO – Acompanhamento Técnico da Obra

Conforme objetivos do presente relato, serão feitas referências ao ATO realizado apenas nos trechos inicial e crítico, em razão das peculiaridades encontradas e vivenciadas com a reescavação de abóbada do túnel nesses trechos.

Durante a fase de escavação do trecho a céu aberto em canal no maciço classe II foi possível observar um cenário de estabilidade favorável à época das obras do antigo túnel, em razão da adequada espessura do maciço classe II sobre a abóbada do túnel – maior que um diâmetro do túnel (>8,0m). Foi notado nesse trecho que ocorreram apenas pequenas quedas de blocos, que não

desarticulavam a autossustentação do contorno da escavação da época de construção.

Esse cenário favorável também ocorreu nos primeiros 70m, dos 100m do trecho inicial em obra subterrânea. Nos últimos 30m desse trecho, a seção da figura 9 indicava uma diminuição da espessura do maciço classe II (<4,0m) e, associado a essa menor espessura, começou a ficar evidente que ocorreram quedas mais frequentes de blocos na época de construção do antigo túnel, dando origem a *overbreaks* que instabilizavam o contorno da escavação, casos testemunhados também pelo madeiramento que ficou embutido no concreto de 1ª fase do antigo túnel (usado antes de se completar a concretagem final), conforme mostra a figura 8.

A constatação de ocorrência desses *overbreaks* e escoramentos foram ficando mais frequentes, até que apareceu o vazio em Galeria, mostrado na figura 8, dando acesso à Capela 1, com 6,0m de altura, situada no que poderia ser chamado de contato brusco entre as classes II e III. Ou seja, essa evidência passava a ser indicativa de comportamento desfavorável do maciço classe III, trecho crítico, não só na época de escavação do antigo túnel, como para reescavação do novo túnel.

Diante dessa evidência, houve a 1ª constatação de que as especificações construtivas deveriam ser adequadas à nova realidade geotécnica do maciço e aos princípios do NATM. Ou seja, essa adequação implicaria em paralisação das reescavações para tratamento do maciço, por meio de enchimento de vazios com solo e injeções de consolidação desse solo, através de enfilagens mancheteadas, usando-se tubos metálicos (tipo Schedule 40, diâmetro de 4”), que também desempenhariam a função de proteção da estabilidade de abóbada na retomada dos avanços da reescavação.

Análises foram feitas dessa alteração de especificações técnicas e concluiu-se que haveria um atraso de cronograma, não só para o tratamento recomendável, como para prover a obra de equipamentos e materiais necessários. Ou seja, procurou-se outra solução, estranha aos princípios do NATM, que implicasse em menor perda de tempo (1ª alternativa mencionada nos dois últimos parágrafos do item 3.2). Assim, ficou decidido que a Capela 1 deveria ser tratada com concreto projetado e tirantes, para possibilitar a retomada das reescavações por baixo desta, no menor prazo possível.

Ao mesmo tempo, foi determinado que, em paralelo a esse tratamento então adotado para a Capela 1, fosse iniciado o avanço das reescavações por montante desse trecho crítico, partindo-se do maciço classe II, aplicando-se chumbadores inclinados no maciço da abóboda a ser reescavada (vergalhões de 1" de diâmetro), apoiados em cambotas solidarizadas ao maciço com aplicação de concreto projetado, cujo objetivo era o de se tentar conter desarticulações de blocos da abóboda. Ou seja, com esse procedimento nos avanços por montante esperava-se ganhar o tempo que estaria sendo perdido com aplicação de projetado e tirantes na Capela 1. E assim foi feito, iniciando-se o avanço por montante do trecho de maciço classe III, novamente com procedimentos estranhos aos princípios do *NATM*.

Logo nos primeiros passos de avanço por montante, houve uma ruptura de frente de reescavação, no ato da detonação do passo de avanço, o que gerou a queda de grande quantidade de material rompido para o interior do túnel (solo e pequenos blocos de saprolito e rocha alterada), fechando-o completamente. E a ruptura não se auto estabilizou, propagando-se pelo interior do maciço até a formação de um abatimento na superfície da ombreira (subsidência), com aproximadamente 15m de diâmetro e situada a uma altura de 30m da abóboda do antigo túnel. O cenário resultante foi de muita apreensão, pois a cavidade gerada em superfície dava sinais de não estar estabilizada, com seu diâmetro evoluindo por queda de paredes, colocando em risco a calha do vertedor de superfície que estava bem próxima e operava o desvio de 2ª etapa de construção da barragem.

Devido às apreensões com a continuidade do alargamento progressivo do perímetro da cavidade aberta em superfície e das dificuldades de acesso a esse local da ombreira, optou-se por tentar estabilizar os deslocamentos das paredes da cavidade com aplicação de tela e concreto projetado, ao invés de se tentar criar acesso para se aterrar essa cavidade o mais breve possível, como seria o recomendável de acordo com os princípios

do *NATM*. Analisando-se a provável causa dessa ruptura, concluiu-se que, possivelmente, deveria existir uma cavidade vazia, ou preenchida por solo não consolidado, logo atrás da última frente de avanço onde ocorreu a ruptura, formando a Capela 2, que não continuou estável como o que ocorreu quando se encontrou a Capela 1 (em cavidade estável). Ou seja, essa ruptura passava a ser mais uma confirmação de comportamento desfavorável do maciço classe III.

Diante dessa nova evidência, houve a 2ª constatação de que as especificações construtivas deveriam ser adequadas à nova realidade, agora também pelo avanço por montante. Assim sendo, foi tomada a decisão de se adequar as especificações construtivas aos princípios do *NATM* para todo o trecho crítico. A Capela 1, onde já havia sido finalizado o tratamento com concreto projetado e tirantes, foi preenchida com solo, assim como foi a cavidade do abatimento na superfície da ombreira. Em seguida, foi iniciada a aplicação das enfilagens mancheteadas, de jusante a montante, a partir das quais foram realizadas as injeções de consolidação, o que possibilitou a retomada das reescavações, tanto pela frente de jusante como de montante.

A fim de se tentar ilustrar a distribuição espacial das Capelas 1 e 2, bem como do cone de ruptura e do abatimento de superfície, apresenta-se uma antiga foto de desenho de progresso de ATO (figura 11), que ficava colada no mural da sala do pessoal de campo. Neste desenho pode-se notar que a Capela 1 indicava o tratamento finalizado e a cavidade preenchida, com aplicação de enfilagens de jusante a montante, de acordo com o avanço da frente de jusante. No lado da Capela 2, pode-se notar indicações de enfilagens cruzadas realizadas simultaneamente para tratamento da zona de ruptura da Capela 2, que supunha-se ser, no local da ruptura, parecido com o estreitamento de um funil. A figura 12 ilustra aspectos da retomada de avanços em maciço de enchimento consolidado pelas injeções em manchetes das enfilagens.

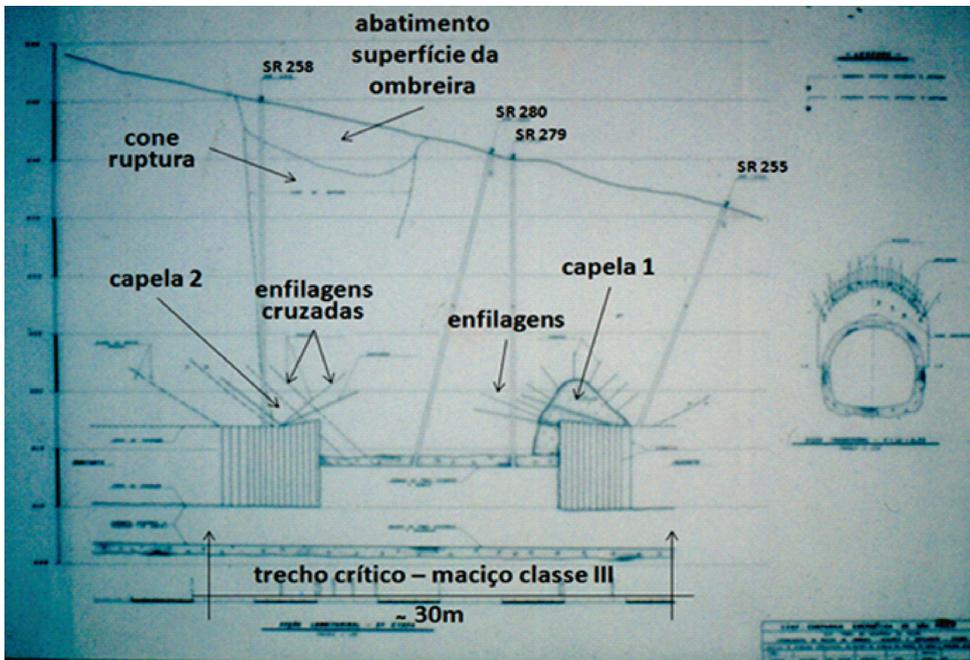


Figura 11 - Antiga foto de desenho de ATO, mostrando a distribuição espacial das Capelas, a possível geometria do cone de ruptura e dos serviços executados: (1º) ao se encontrar a Capela, optou-se por garantir a estabilidade encontrada com tratamento via aplicação de projetado e tirantes; (2º) durante tratamento da Capela 1, foi iniciada escavação por montante, com aplicação de leque de vergalhões chumbados para proteção de desarticulação do maciço da abóboda, aplicando-se concreto projetado e cambotas nos avanços; (3º) houve ruptura da escavação por montante; e (4º), decidiu-se por retomar escavação a partir de jusante, local da Capela 1, com enchimento desta por solo e aplicação de enfilagens injetadas, até se ultrapassar o trecho de ruptura no local da Capela 2. (arquivo pessoal)

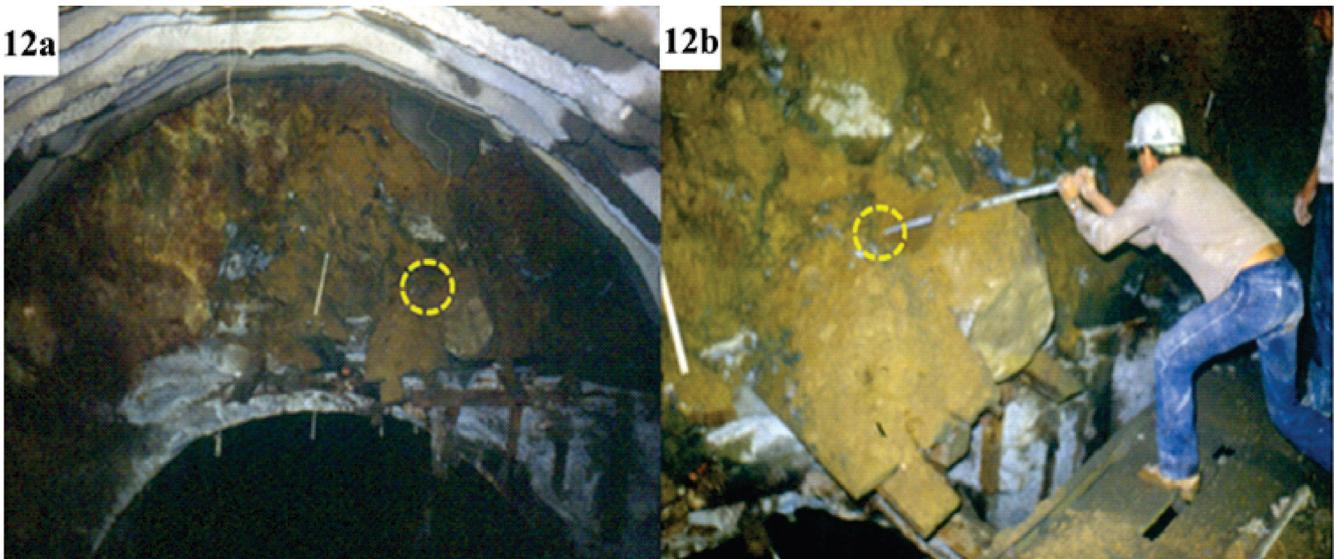


Figura 12 - Aspectos da retomada de avanços no local da Capela 1, com detalhes do maciço de enchimento consolidado por enfilagens injetadas (manchas cinza). As frentes em material de solo injetado foram escavadas manualmente, também pela presença do madeiramento. Os círculos indicam mesmo ponto nas fotos (arquivo pessoal)

5 REFLEXÕES

Cabe destacar que o aprendizado aqui relatado é de cunho pessoal, mas resultou de profícuo relacionamento integrado com diferentes

especialidades, de várias equipes técnicas, direta ou indiretamente envolvidas, de diferentes empresas, como as do IPT e de seus Consultores, Concessionária e seus Consultores, da Projetista e da Empreiteira e seus Consultores.

Do aprendizado relatado observa-se que em qualquer das três épocas focadas na presente abordagem (final da década de 1950, com a construção do antigo túnel, final da década de 1970 com a reescavação do antigo túnel e dias atuais em 2015), as equipes de Engenharia de Projeto de túneis ressentem-se ainda da utilização rotineira de modelo tridimensional que integre informações sobre os maciços, internas e externas ao contorno dos túneis, notadamente nos trechos considerados críticos diante das escavações, quer pelas características geológicas, hidrogeológicas, geomorfológicas, geotécnicas e de anisotropia de tensões dos maciços, quer por interferências existentes acima dos túneis, relacionadas a obras enterradas e de uso e ocupação superficial.

É largamente sabido que assegurar a qualidade e confiabilidade na construção desses modelos integrados aos projetos é condição indispensável à redução de riscos geotécnicos e financeiros de empreendimentos. Ou seja, é necessário que a Geologia de Engenharia aplicada a projetos e obras subterrâneas aprimore a construção automatizada de modelos geológicos e geotécnicos tridimensionais, de forma a possibilitar a desejada integração de dados de investigações, ATO e projeto, cujos objetivos e abrangência devem ser definidos em conjunto com a Engenharia de Projeto.

Para tanto, é preciso combinar recursos especializados de investigações, numa sequência lógica, compreendendo, sem a ela se restringir, a realização integrada de: (1) mapeamentos litoestruturais e das formas de relevo, enfatizando-se a neotectônica e suas relações com a geotecnia e hidrogeologia do maciço; (2) investigações geofísicas, e não simples serviços exploratórios, adotando-se métodos adequados às características físicas do terreno (litoestrutural, hidrogeológica e morfológica do relevo); (3) sondagens mecânicas, com procedimentos normatizados (percussão com SPT e rotativas, com ensaios de perda d'água quando pertinentes e utilização de técnicas de alta recuperação dos testemunhos em trechos friáveis); (4) ensaios geotécnicos de campo e/ou laboratório, visando determinação das características geomecânicas de solos e rochas; e (5) outros recursos específicos, para atendimento às peculiaridades típicas impostas por alguns projetos e terrenos

(interferências e demais demandas da Engenharia de Projeto).

Por outro lado, é de fundamental importância considerar-se a efetiva participação de profissionais sênior em Tecnologias de Investigação, Geologia de Engenharia, Geotecnia e Engenharia de Projeto de Construção de obras subterrâneas, desde o planejamento e programação das investigações, passando pelas análises e interpretações integradas de dados, até à elaboração modelagens geológicas e geotécnicas para projetos, cabendo à Engenharia de Projeto definir o conjunto de dúvidas, incertezas e pendências de adequação de especificações construtivas a serem resolvidas quando da construção da obra e realização do ATO.

Destaca-se que é do conhecimento do meio técnico que esses recursos e procedimentos de investigações especializadas existem e estão disponíveis no mercado nacional há algum tempo. Entretanto, apesar da prática de construção de modelos geológicos e geotécnicos tridimensionais para projetos subterrâneos ainda ser incipiente no País, já é viável nos dias de hoje a construção desses modelos também automatizada, desde a realização das investigações no campo, para possibilitar uma integração rápida e sistêmica com os produtos da Engenharia de Projeto, tanto na elaboração propriamente dita do projeto, como para integração, também automatizada, tanto de dados levantados na realização do ATO, como de retroalimentação destes para adequação de projetos.

Uma dessas ferramentas já em uso no Brasil, por exemplo, parte da utilização do conceito de Gerenciamento do Dado Geotécnico - GDG, conectado ao módulo do BIM Geotécnico - *Building Information Modeling* (De Mío 2015, De Mío et al. 2015).

Agradecimentos

A empresa AES Tietê S.A., atual concessionária da UHE Euclides da Cunha, pela sensibilidade demonstrada por seus dirigentes em acreditar na importância de divulgação de um relevante aprendizado gerado com uma obra inusitada de reescavação de antigo túnel componente de um sistema vertente de sucesso, diante de exigentes demandas técnicas de aproveitamentos hidrelétricos a fio d'água.

Agradecimentos sinceros a todos os antigos colegas do IPT e da equipe de engenharia da CESP, que junto

atuamos nos serviços realizados para a reconstrução da UHE Euclides da Cunha, em especial ao colega Geólogo João Jerônimo Monticeli, pelo incentivo à elaboração desse relato e sugestões ao texto, assim como ao técnico João Marques, companheiro não só presente comigo na obra, como colaborador eficaz na procura de antigos relatórios e documentos que permitiram melhorias significativas na elaboração do presente trabalho. Ao colega Giuliano De Mio, pelas sugestões e colaborações ao longo dos últimos anos e em reconhecimento pelo seu grande otimismo na divulgação da importância do uso de modelos geológicos e geotécnicos computacionais tridimensionais na Engenharia de Projetos de obras civis e mineração. Ao Engenheiro Civil Geotécnico Carlos Augusto Campanhã, reconhecido especialista em projetos e construção de obras subterrâneas com a aplicação do NATM, pelo aprendizado propiciado em discussões ao longo de várias oportunidades.

REFERÊNCIAS

- ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental. 2013. Manual de Sondagens. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental, Boletim no 03, 5a Edição, São Paulo, SP, 203 p.
- Cardia R.J.R, Lopes W.P., Souza P.R. 2007. UHE Euclides da Cunha – auscultação na galeria do cut off. In: CBDB, Seminário Nacional de Grandes Barragens, XXVII, Belém – PA, Anais, 17p.
- Carvalho E. 2007. Segurança de barragens: aspectos hidrológicos e hidráulicos. Comitê Brasileiro de Barragens (Apresentação do Tema). In: CBDB, Seminário Nacional de Grandes Barragens, XXVII, Belém – PA.
- Coppedê A.J. 1989. Relações entre formas de relevo e intemperismo nos terrenos Pré-Cambrianos do leste paulista. Dissertação de Mestrado, Departamento de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 152p.
- Coppedê A.J. 1990. Formas de Relevo e Perfis de Intemperismo no Leste Paulista, artigo apresentado no 6º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia/IX Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e Fundações, v. 1, p. 285-295.
- De Mio G. 2015. Dado geotécnico digital: da aquisição no campo ao BIM geotécnico. In: ABGE, Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, 15, Bento Gonçalves – RS. (artigo aceito)
- De Mio G., Liporaci R.R., Coppedê A.J. 2015. Modelo geológico e investigação integrada para redução de risco na locação de poços de rebaixamento. In: ABGE, Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, 15, Bento Gonçalves – RS. (artigo aceito)
- IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A. 1978. Levantamento Geológico Estrutural da Área de Implantação do Vertedor Tulipa da Barragem de Euclides da Cunha, Relatório IPT nº 11.520.
- IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A. 1980. Relatórios técnicos de acompanhamento de obras, s/ nº. UHE Euclides da Cunha, reescavação do túnel de desvio para descarga do vertedor em tulipa.
- IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A. 1992. Sismotectônica e dinâmica superficial na área da PCH de Mogi-Guaçu, SP, Relatório IPT nº 30.696, Vol.1 (texto, 285 p.) e Vol. 3 (desenhos, 29 p.).
- Rabcewicz L.V. 1964. The New Austrian Tunneling Method, Part one, *Water Power*, November 1964, 453-457, Part two, *Water Power*, December 1964, 511-515.
- Rabcewicz L.V. 1965. The New Austrian Tunneling Method, Part one, Part Three, *Water Power*, January 1965, 19-24.
- Tognon A.A., Coppedê A.J., Raymundo J.H. 1981. Caracterização geológico geotécnica do maciço rochoso do túnel de descarga do vertedor tulipa da barragem de Euclides da Cunha. In: ABGE, Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 3, Anais, v. 2, p. 413-423.