

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Ancoragem em rocha: estudo da adesão nata-rocha de dois arenitos da Serra do Espigão, SC

Cleber de Freitas Floriano

Porto Alegre

2014

CLEBER DE FREITAS FLORIANO

ANCORAGEM EM ROCHA: ESTUDO DA ADESÃO NATA-ROCHA DE DOIS ARENITOS DA SERRA DO ESPIGÃO, SC

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de **Mestre em Engenharia**

Porto Alegre

2014

ANCORAGEM EM ROCHA: ESTUDO DA ADESÃO NATURAL ROCHA DE DOIS ARENITOS DA SERRA DO ESPIGÃO

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, ____ de _____ de 2014

Prof. Luiz Antônio Bressani
PhD pela University of London
Orientador

Prof. Armando Miguel Awruch
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Rinaldo Jose Barbosa Pinheiro (UFSC)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Eng. Felipe Gobbi Silveira
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Geol. Victor Hugo Teixeira
Prof. aposentado pela UFSC

Prof. Washington Peres Núñez (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Há muitas maneiras de avançar, mas só uma maneira de
ficar parado.

Franklin D. Roosevelt

AGRADECIMENTOS

Uma pesquisa experimental precisa de muitas mãos para ser construída. Somente com as mãos do pesquisador as coisas realmente não acontecem. Além das várias mãos amigas, surgem os dedos que apontam as necessidades e a direção do melhor caminho a ser seguido.

Preciso citar alguns nomes evidentemente, mas aqueles ou aquelas que sabem que contribuíram de alguma forma e não foram citados, procurem-me! Pois tenho uma dívida a ser paga (aceita um churrasco?).

Agradeço à Instituição UFRGS, colegas da Pós e aos professores da Geotecnia, especialmente ao meu orientador Bressani pelo companheirismo, revisões e questionamentos, ao Washington e o meu eterno professor Bica, embora já aposentado.

Agradeço ao Alex Savaris da Autopista Planalto Sul pelo apoio ao financiamento para a extração das amostras.

Agradeço a todos da Azambuja, empresa de excelência. Orgulho-me em fazer parte da história desta empresa. Strauss, Seu Marco, Fábio, Alexandre, Cleomar, Gabriela, meu amigo Bolina, aos futuros colegas e estagiários...Anderson, Lucas, Victor, Gabriel... Ao Eduardo pelas oportunidades, em ser uma fonte reflexiva de genialidade e por aposta em minha pessoa. Agradeço ao colega de docência Daniel (e a Paula também) pelas dicas e apoio. Ajudaram-me também a conquistar oficialmente o sonho de ensinar.

Agradeço ao Milton de Osório por me aguentar alguns vários finais de semana até que eu conseguisse realizar os cortes das amostras. Desculpe-me a impertinência. Ao pessoal que me ajudou no LEME especialmente ao Diego Sorriso. Ao Jair no LAGEOtec. Ao Edgar no CPGQ. Aos Geólogos Garibaldi e Denise com as interpretações das lâminas.

Agradeço a minha família. Meu pai e minha mãe. Fonte inesgotável de confiança e amor. A minha Esposa Patrícia. Meu braço direito, esquerdo, e demais membros. A boa convivência, o companheirismo e a compreensão são algumas das infinitas virtudes desta mulher. Te amo!

RESUMO

FLORIANO, C. F. Ancoragem em rocha: estudo da adesão nata-rocha de dois arenitos da serra do Espigão, SC. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Neste trabalho foram realizados estudos referentes ao comportamento mecânico e ao contato nata-rocha de dois arenitos da Serra do Espigão, no estado de Santa Catarina, localizados em um trecho de 700m na BR-116 km 108 com histórico de problemas de instabilidade de encostas. No local, observam-se duas formações geológicas, a Formação Rio do Rastro, composta por sedimentos transicionais em pacotes de arenitos e lamitos, e a Formação Botucatu, composta por arenitos eólicos. Neste estudo foram obtidas mais de uma centena de amostras que foram submetidas a análises de lâmina delgada e difratometria de raio X, além de ensaios de granulometria, compressão simples e ensaios CCBT (*Compositivity Cylinder Bond Test*). As amostras foram extraídas diretamente da face do talude e também de blocos remanescentes de rupturas no bordo da pista através de uma perfuratriz manual. Para o arenito Botucatu, foram realizados cortes em posição paralela, perpendicular e angular em relação ao plano de estratificação natural da rocha sedimentar. No ensaio de compressão simples avaliou-se a influência da estratificação do arenito Botucatu, bem como a variação na resistência de amostras embebidas e, ainda, a relevância da profundidade amostral na resistência. Os resultados revelaram que a estratificação do arenito Botucatu apresenta forte influência na resistência desta. Para o arenito Rio do Rastro não foram observados planos de estratificação em escala amostral. Ambos os arenitos apresentam considerável queda de resistência ao serem embebidos. Os resultados dos ensaios CCBT puderam ser comparados com ensaios de arrancamento em campo, apresentando valores numéricos muito próximos. A adesão obtida através do ensaio CCBT representa o limite inferior de resistência de contato, podendo ser utilizado diretamente como parâmetro de projeto da adesão nata-rocha. Observou-se em laboratório que o material pulverizado do corte dos corpos de prova compostos tem influência na adesão nata-rocha uma vez que este material promove a colmatação da superfície porosa. As análises de lâmina delgada e difração de raio X contribuíram para a caracterização e identificação geológica dos materiais estudados, bem como para a interpretação dos resultados.

Palavras-chave: adesão nata-rocha; ensaio CCBT; arenito; plano de estratificação.

FLORIANO, C.F. Anchoring in rock: study of grout-rock bond strength of two sandstone from Serra do Espigão, SC. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

In this research, the grout-rock contact and the mechanical behavior of two sandstones were studied. The samples were collected from a highway cut slope (700m long) at km 108 of BR-116 from Serra do Espigão in the State of Santa Catarina, which has an history of instability problems. There are two geological Formations: Rio do Rastro Formation, composed of transitional sediment packages of sandstones and mudstones and the Botucatu Formation composed of eolian sandstones. In this work more than one hundred samples were taken for optical thin section microscopy and X-ray diffraction, and tests of grading, uniaxial compression tests and CCBT (Compositivity Cylinder Bond Test). Samples were taken directly from the slope and also from rock blocks toppled by the road using a portable hand drill. For sampling Botucatu sandstone cuts were made in order to obtain specimens with the natural stratification parallel, perpendicular and angular in relation to its axis. Uniaxial compression test were used to evaluate the influence of these angles of stratification of Botucatu sandstone and the influence of previous soaking. For Rio do Rastro sandstone specimens no bedding planes were observed at the sample scale. The results showed that the Botucatu sandstone strength has a strong influence with respect to its stratification. Both sandstones exhibit considerable loss in strength due to soaking. Pullout field test results which compared well with CCBT. The CCBT results represents the lower limit of rock-grout contact strength and can be used directly as the bond strength design parameter. In the laboratory tests it was also observed that the powdered material resultant from the specimens cutting operations have a considerable influence on the grout-rock bond strength as this material promotes clogging of the porous surface. The grading and the microscopic and diffraction analyses contributed to the characterization and identification of geological materials studied and the results interpretation.

Key-words: grout-rock bond strength; CCBT test; sandstone; stratigraphic surfaces.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	14
2	REVISÃO DE LITERATURA	19
2.1	ROCHAS SEDIMENTARES.....	19
2.1.1	Intemperismo e Erosão	19
2.1.2	Formação das rochas sedimentares	21
2.1.2.1	Soterramento e Diagênese.....	24
2.1.2.2	Produto da Diagênese.....	25
2.1.3	Classificação das rochas sedimentares e dos sedimentos clásticos	26
2.1.4	Principais tipos de arenito	27
2.1.5	Sedimentos de granulação fina.....	29
2.1.6	Classificação quanto a resistência das rochas.....	29
2.1.7	Propriedades índice típicas de arenitos.....	30
2.2	ANCORAGENS NO TERRENO E TENSÃO DE ADERÊNCIA	31
2.2.1	Conceito de ancoragem no meio geotécnico	31
2.2.2	Modos de ruptura.....	39
2.2.2.1	Ruptura Geral pelo Maciço	41
2.2.2.2	Ruptura por deslizamento do trecho ancorado.....	43
2.2.2.3	Ruptura da armadura, zona de apoio e cabeça de ancoragem.....	53
2.2.2.4	Ruptura por perda de carga	55
2.2.3	Distribuições das tensões.....	55
2.2.4	Correlações com ensaios	59
2.3	O MÉTODO DE ENSAIO DE LABORATÓRIO CCBT	60

2.3.1	Introdução	60
2.3.2	Descrição do método de ensaio	62
2.3.2.1	Escopo	62
2.3.2.2	Materiais	62
2.3.3	Interpretação dos resultados	62
2.3.4	Aplicação prática do ensaio CCBT	67
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	70
3.1	AMOSTRAGEM	70
3.1.1	Extração das amostras	71
3.1.2	Equipamento de extração.....	73
3.1.3	Recolhimento e armazenagem das amostras	78
3.1.4	Corte das amostras.....	79
3.2	PESOS ESPECÍFICOS E UMIDADE NATURAL	86
3.3	GRANULOMETRIA.....	87
3.4	ANÁLISE PETROGRÁFICA	88
3.5	DIFRATOMETRIA DE RAIOS X.....	89
3.6	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES	90
3.7	ENSAIO CCBT	93
3.8	ENSAIO DE ARRANCAMENTO.....	99
4	ÁREA DE ESTUDO	101
4.1	ESTUDO ESPECÍFICO DO LOCAL EM 1974	103
4.1.1	Geologia do trecho a luz dos estudos de 1974.....	103
4.1.2	Ensaio de laboratório e resultados	105
4.2	CONTEXTO GEOLÓGICO LOCAL ATUALIZADO	110
4.3	SOLUÇÕES TÍPICAS DE ESTABILIZAÇÃO ADOTADAS EM PROJETO NO LOCAL.....	119

4.3.1	Km108+000 ao 108+150.....	119
4.3.2	Km108+150 ao 108+300.....	120
4.3.3	Km108+300 ao 108+400.....	121
4.3.4	Concepção da solução	122
4.3.4.1	Taludes de corte (inferiores)	122
4.3.4.2	Taludes naturais de arenito eólico (superiores).....	126
5	RESULTADOS	130
5.1	PROPRIEDADES ÍNDICE	130
1.1.	GRANULOMETRIA.....	131
5.2	ANÁLISE PETROGRÁFICA	133
5.2.1	Arenito Rio do Rastro.....	133
5.2.2	Arenito Botucatu	137
5.3	DIFRATOMETRIA DE RAIOS X.....	142
5.3.1	Interpretação	145
5.4	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES	145
5.4.1	Resultados.....	145
5.4.2	Interpretação	148
5.5	ENSAIO CCBT	153
5.5.1	Resultados.....	153
5.5.2	Interpretação e Análise	159
5.6	ENSAIOS DE ARRANCAMENTO NOS MATERIAIS ESTUDADOS	165
5.7	COMPARAÇÃO ENTRE ENSAIO DE CAMPO E LABORATÓRIO	168
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	171
6.1	CONCLUSÕES SOBRE OS ENSAIOS MECÂNICOS.....	171
6.2	CONCLUSÕES A LUZ DA GEOLOGIA	173
6.3	CONCLUSÕES GERAIS E SUGESTÕES.....	173

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Principais ambientes que originam as rochas sedimentares na crosta terrestre (PRESS et al., 2006).....	22
Figura 2. Sequência fundamental entre grãos de sedimento para a formação da rocha sedimentar. Adaptado de Press et al. (2006).	25
Figura 3. Tipos de arenitos e os locais típicos de sua gênese. Adaptado de Press et al. (2006).	28
Figura 4. Triângulos de classificação de rochas clásticas, incluindo os arenitos. Teixeira et al. (2001).	29
Figura 5. Comparação entre alguma das principais classificações de materiais rochosos quanto à resistência a compressão uniaxial (adaptado de Hawkins, 1998).....	30
Figura 6. Sistemas típicos de ancoragem ativa, embora possam ser vistos também como passivas, a depender da função do elemento e da maneira como este é executado. Em (a) e (b) observam-se exemplos clássicos de cortinas atirantadas. Observa-se que em ambos casos as ancoragens são elementos que de alguma forma contribuem para a estabilização da estrutura ou do maciço instável. Adaptado de Sabatini et al. (1999).	33
Figura 7. Outros exemplos de sistemas típicos de ancoragem ativa aplicados no meio geotécnico. Em (c) um exemplo de estabilização de ruptura laje de fundo e em (d) a estabilidade de barragens de concreto. Novamente em todos os casos as ancoragens são elementos que de alguma forma contribuem para a estabilização da estrutura ou do maciço instável. Adaptado de Sabatini et al. (1999).	34
Figura 8. Diferença esquemática simplificada da distribuição de tensões ao longo da armadura de um elemento de ancoragem ativo e outro passivo. Pode-se atribuir similaridade aos elementos de ancoragem ativos os tirantes de uma cortina atirantada. Pode-se também atribuir similaridade aos elementos de ancoragem passivos os chumbadores ou grampos de um solo ou rocha grampeada (Fonte: do autor).....	35
Figura 9. Elemento de ancoragem ativo provisório, do tipo monobarra, largamente utilizado em sistemas de contenção de escavações temporárias (subsolos), destacando as peças fundamentais que constituem o tirante provisório (Adaptado do sistema Dywidag).....	36

Figura 10. Elemento de ancoragem passivo provisória, do tipo monobarra, largamente utilizado em sistemas de contenção de grampeamento para situações temporárias, destacando as peças fundamentais que constituem o grampo (Adaptado do sistema Dywidag).....	37
Figura 11. (a) tipo de resposta de diferentes sistemas no comportamento carga-deslocamento. (b) tipo de resposta ao comportamento carga-deslocamento (BARLEY E WINDSOR, 2000).	39
Figura 12. Esquema representativo das posições onde ocorrem rupturas no interior do maciço. (1) referente a ruptura geral pelo maciço. (2) referente a ruptura por deslizamento do trecho ancorado. (3) ruptura da armadura (Fonte: do autor).	40
Figura 13. Esquema representativo das posições onde ocorrem rupturas junto face. (4) ruptura da zona de apoio. (5) ruptura da cabeça de ancoragem (Fonte: do autor).....	41
Figura 14. Comportamento ao arrancamento aproximado de ancoragens em relação aos planos de descontinuidade. Adaptado de Hobst e Zajic (1977). Em (A) mostra-se o arrancamento perpendicular ao plano de descontinuidade, em (B) paralelo e em (C) o arrancamento angular.	42
Figura 15: Distribuição da carga ao longo da barra por diferentes valores da constante A (PHILLIPS, 1970 apud HANNA, 1982).	51
Figura 16. Distribuição de tensões normais e cisalhantes em dois tirantes de solo arenoso. Observa-se a distribuição quase uniforme da tensão normal, que permanece constante ao longo do trecho livre do tirante (MORE, 2003).	58
Figura 17. Distribuição de tensões normais em um grampo de uma estrutura de solo grampeado, obtida através do programa computacional Plaxis. Observa-se que o pico de tensão ocorre na posição do plano de cisalhamento (ruptura) do solo e existe uma carga residual a ser absorvida pela face (FLORIANO e STRAUSS, 2013).	58
Figura 18. Correlação entre a pressão limite do solo do pressiômetro (PI) e a tensão de adesão nata-rocha (q_s) para rochas fraturas e alteradas. IRS e R.1 (único estágio de injeção) e IGU e R.2 (múltiplos estágios de injeção). (BUSTAMANTE E DOIX, 1985).	60
Figura 19. Estado de tensões em um corpo de prova (com plano de fraqueza) no ensaio triaxial. Adaptado de Macedo (1993).	64
Figura 20. Relação entre as tensões principais na ruptura e o ângulo de junta. Adaptado de Macedo (1993).	66

Figura 21. Interpretação gráfica do ensaio CCBT. Adaptado de Macedo (1993).....	66
Figura 22. Relação entre a tensão de contato e as tensões axiais na ruptura dos corpos de prova compostos de Macedo (1993).....	68
Figura 23. Amostras com diâmetro médio de 50mm obtidas através de extrator. Observa-se nestas amostras a indicação com tracejado em matiz vermelha a posição do plano de estratificação no arenito Botucatu. No arenito Rio do Rastro, embora exista a estratificação, esta não é identificada nas dimensões amostradas.	72
Figura 24. Equipamento de perfuração manual com sistema de fixação, similar ao equipamento utilizado para a extração das amostras obtidas neste trabalho, identificando suas principais peças.....	73
Figura 25. Conjunto das principais ferramentas e equipamentos utilizados para a extração das amostras de arenitos in loco.....	74
Figura 26. Imagem comparativa entre uma amostra com corte regular no lado esquerdo e uma amostra com variações diametral devido à variação do controle manual de avanço.	75
Figura 27. Extração de amostras em blocos remanescentes de rupturas. A imagem mostra a extração de amostras do bloco de arenito eólico da Formação Botucatu.....	76
Figura 28. Sequência de execução para a extração de amostras de rocha in loco através de perfuradora manual. Destaca-se que o equipamento também apresenta o recurso angular de até 45 graus em relação ao plano de fixação da base.	77
Figura 29. A sequência de imagem, a, b e c mostra a ordem executiva para o armazenamento das amostras de rocha extraídas. Observam-se na imagem (a) os materiais necessários para vedação e proteção mecânica de cada amostra cilíndrica (filme PVC, plástico tipo bolha, caneta marcador permanente). A imagem (b) destaca-se a etiquetagem individual da amostra demarcada com fita tipo crepe. A imagem (c) mostra o armazenamento em conjunto identificando o local de extração.	78
Figura 30. Máquina de bancada, com disco diamantado, utilizada para o corte das amostras.	79
Figura 31. Exemplo de preparo de corpos de prova cilíndricos para ensaio de compressão simples. Neste caso, o material é o arenito Rio do Rastro. Estes CPs apresentam altura em média de 100mm e diâmetro de 50mm. Observa-se a marcação identificando entrada (E), posição mais superficial no talude e saída (S), indicando a posição mais profunda da amostra.	80

Figura 32. Exemplo de preparo de corpos de prova cilíndricos para ensaio CCBT. Neste caso, o preparo da série com os ângulos de corte 30 e 45 graus do arenito Rio do Rastro. Abaixo, destaca-se a aferição dos ângulos do plano de corte após sua realização.....	81
Figura 33. Dimensões para corte das amostras tanto de 45 graus quanto para 30 graus. Medias em milímetros.	82
Figura 34. Preparo das formas de madeira para o posicionamento dos cortes das amostras. Esta figura mostra as formas para o corte de 45 graus.	83
Figura 35. Preparo das formas de madeira para o posicionamento dos cortes das amostras. Esta figura mostra as formas para o corte de 30 graus.	84
Figura 36. Conjunto das metades rochosas dos corpos de prova submetidos aos ensaios CCBT. As embalagens azuis, disposta no piso são aquelas provenientes na extração in loco, enquanto as armazenadas nas caixas são aquelas provenientes da extração dos blocos trazidos para o laboratório.....	85
Figura 37. Amostras dos dois tipos de arenito estudados sendo encharcadas por capilaridade em água deionizada. A direita, filtro deionizante do LEME/UFRGS.	87
Figura 38. Apiloamento e peneiramento pela malha número 30 e armazenamento do material para classificação.....	88
Figura 39. Retificação geométrica manual das amostras com aferição de medida através de medidor de deslocamentos com precisão de 0,01mm.	92
Figura 40. Gráfico de indicação de fator de correção para amostras com relação altura/diâmetro diferentes de 2.	93
Figura 41. Conjunto com 30 moldes sendo 24 moldes para a formatação dos corpos de prova do ensaio CCBT e outros 6 moldes para a verificação da resistência a compressão simples da nata de cimento.	95
Figura 42. Posicionamento da parte rochosa dentro do molde metálico (a) e preenchimento com nata de cimento (b).	96
Figura 43. Cura dos corpos de prova em câmara úmida. Observa-se ao fundo um conjunto de corpos de prova já desmodados.	97

Figura 44. Conjunto de amostras que foram rompidas, formando três séries de 24 corpos de prova. Observa-se também os seis corpos de prova de nata de cimento moldados para cada serie também prontos para serem ensaiados.....	98
Figura 45. Exemplificação de uma superfície lavada (a) e de uma superfície não lavada (b) durante a etapa de moldagem dos corpos de prova compostos. A imagem mostra o arenito Botucatu cortado a 45 graus. Observa-se que somente após lavagem é possível verificar com nitidez as estratificações destacadas na superfície de contato.....	98
Figura 46. (a) máquina retificadora de corpos de prova de concreto e nata de cimento do LEME-UFRGS retificando um dos corpos de prova que foram submetidos a compressão simples. (b) ruptura do corpo de prova cilíndrico com dimensões de 100mm de altura por 50mm de diâmetro.	99
Figura 47. (a) imagem da perfuração para a instalação do grampo junto a Formação Rio do Rastro (km 108+500) e (b) imagem da perfuração junto a Formação Botucatu (km 108+565).	100
Figura 48. Mapa de Situação e Localização da área de estudo.	102
Figura 49. Formações geológicas junto ao km 108 da BR-116 segundo o mapa geológico do Serviço Geológico do Brasil - CPRM. Adaptado de Perrotta et al. (2004).	110
Figura 50. Comparativo entre um arenito da Formação Pirambóia e um arenito da Formação Botucatu. Os pontos rosados, são aqueles onde enquadram-se os arenitos Pirambóia. Portanto, para a classificação de Dott (1964) tais arenitos são feldspáticos, enquanto que para Folk (1968) estes arenitos são subarcosianos.	113
Figura 51. Cronoestratigrafia da bacia do Paraná destacando a Supersequência Gondwana I onde encontra-se a Formação Rio do Rastro do Grupo Passa Dois (MILANI et al., 2007). .	117
Figura 52. Cronoestratigrafia da bacia do Paraná destacando a divergência temporal entre as Formações Rio do Rastro e Pirambóia e a Formação Botucatu (MILANI et al., 2007).	118
Figura 53. Representação esquemática e vista do talude do km 108+000 a 108+150, Norte.	120
Figura 54. Representação esquemática e vista do talude do km 108+150 ao 108+300, Norte.	121
Figura 55. Representação esquemática e vista do talude do km 108+300 ao 108+400, Norte.	122

Figura 56. Seção tipo do km108+000 ao 108+140.....	124
Figura 57. Seção tipo do km108+300 ao 108+390.....	125
Figura 58. Seção tipo do km108+000 ao 108+150, do km108+220 ao 108+270 e do km108+300 ao 108+390.....	128
Figura 59. Seção tipo do km108+150 ao 108+225.....	129
Figura 60. Distribuição granulométrica com defloculante para uma amostra do arenito da Formação Botucatu localizado no km 108+650 da BR-116/SC.	132
Figura 61. Distribuição granulométrica com defloculante para uma amostra do Arenito da Formação Rio do Rastro localizado no km 108+300 da BR-116/SC.....	132
Figura 62. Contato entre a matriz cimentada por carbonato nodular (material esbranquiçado) na parte direita da lâmina delgada e a matriz compactada na parte esquerda da lâmina com porosidade destacada pela resina utilizada na confecção da lâmina (em azul). Figura A em nicóis paralelos e B em nicóis cruzados.	133
Figura 63. Cutículas de esmectitas no contorno dos grãos (lâmina 6B). Imagem obtida em nicóis paralelos.	134
Figura 64. Laminação por mudança de empacotamento das partículas. Nicóis cruzados.....	134
Figura 65. Detalhe da concentração de fragmentos líticos na rocha. Nicóis cruzados.....	135
Figura 66. Detalhe dos contatos pontuais e côncavo convexos entre os grãos. Ainda é observável a matriz carbonática e as cutículas de hematita na borda dos grãos. Nicóis cruzados.	136
Figura 67. Classificação de rochas sedimentares detríticas. Adaptado de Folk (1968).	137
Figura 68. Visualização microscópica do arenito (lâmina 1), mostrando a textura granulométrica de areia fina. Imagem obtida através de nicóis paralelos.	138
Figura 69. Visualização microscópica do arenito (lâmina 4), mostrando a textura variada (bimodalidade) entre areia fina a muito fino e localmente areia média. Imagem obtida através de nicóis paralelos.	138
Figura 70. Detalhe dos contatos pontuais e retos entre os grãos do arenito. Imagem obtida através de nicóis cruzados.	139

Figura 71. Laminação por orientação dos grãos. Imagem obtida através de nicóis cruzados.	139
Figura 72. Composição detrítica da rocha sedimentar, mostrando o detalhe no centro do feldspato microclínio. Imagem obtida através de nicóis cruzados.....	140
Figura 73. Detalhe para as cutículas de hematita nas bordas dos grãos. Imagem obtida através de nicóis cruzados.....	140
Figura 74. (A) Porosidade intergranular. (B) Porosidade intragranular por dissolução de grãos.	141
Figura 75. Classificação de rochas sedimentares detríticas. Adaptado de Folk (1968).	141
Figura 76. Resultado do ensaio de difratometria de raio x para a amostra de arenito Rio do Rastro.....	143
Figura 77. Resultado do ensaio de difratometria de raio x para a amostra de arenito Botucatu.	144
Figura 78. Gráfico em barras mostrando a resistência de cada CP ensaiado com a indicação da média e desvio padrão para cada posição de ruptura definida em relação ao plano de estratificação do arenito.....	147
Figura 79:Variação da resistência em função da variação de direção de carregamento em relação ao plano de estratificação do arenito Botucatu (resultados dos CPs com plano de estratificação inclinados, ensaiados nesta dissertação).....	153
Figura 80: Exemplificação de um corpo de prova com ângulo de corte de 30 graus em relação ao eixo de carregamento. Na imagem (a) o corpo de prova logo após ensaio, mostrando o cisalhamento efetivo ao longo do plano de contato entre nata e rocha, neste caso o arenito Botucatu. Na imagem (b) mostra em detalhe a superfície elíptica do contato nata/rocha logo após a ruptura.	155
Figura 81: Exemplificação de um corpo de prova com ângulo de corte de 45 graus em relação ao eixo de carregamento. Na imagem (a) o corpo de prova logo após ensaio, mostrando que não ocorreu o cisalhamento do plano de contato entre nata e rocha, neste caso, a ruptura foi diretamente no arenito Botucatu. Na imagem (b) mostra que não houve ruptura no contato, mas sim envolvendo a nata de cimento e o arenito Botucatu.....	156

Figura 82: Gráfico de barras dos ensaios CCBT para as situações avaliadas. Ao lado, observa-se a tabela com valores médios para cada situação ensaiada.	159
Figura 83: Representação esquemática da superfície de contato entre a nata de cimento e a porção de rocha cortada sem a realização de lavagem de superfície. Fonte: do Autor.	161
Figura 84: Círculos de Mohr para o arenito Rio do Rastro.	162
Figura 85: Círculos de Mohr para o arenito Botucatu.	162
Figura 86: Reação entre a tensão de contato e as tensões axiais na ruptura dos corpos de prova compostos de arenito-nata do presente estudo e rocha vulcânica-nata de Macedo (1993). ...	165
Figura 87: Resultado gráfico do ensaio de arrancamento de grampo 01 junto a Formação Botucatu (km 108+650). O eixo vertical indica o deslocamento em milímetros (mm) e o eixo horizontal a carga aplicada em toneladas-força (tf).....	166
Figura 88: Resultado gráfico do ensaio de arrancamento de grampo 02 junto a Formação Botucatu (km 108+600). O eixo vertical indica o deslocamento em milímetros (mm) e o eixo horizontal a carga aplicada em toneladas-força (tf).....	167
Figura 89: Resultado gráfico do ensaio de arrancamento de grampo 03 junto a Formação Rio do Rastro na parte inferior do talude (km 108+500). O eixo vertical indica o deslocamento em milímetros (mm) e o eixo horizontal a carga aplicada em toneladas-força (tf).....	167

LISTA DE TABELAS E QUADROS

Tabela 1. Resumo das obras de contenção no trecho entre o km 104+000 e o km 109+000... 15	15
Tabela 2. Quadro indicativo dos principais minerais em ordem de estabilidade e da taxa de alteração. Modificado de Press (2006). 21	21
Tabela 3. Classificação das rochas sedimentares. Modificado de Wicander e Monroe (2009). 27	27
Tabela 4. Gama de valores de propriedades índices de arenitos compilado de Hoek e Bray (1981), Goodman (1989) e Agustawijaya (2007)..... 31	31
Tabela 4. Previsão de valores últimos de transferência de carga e faixa de valores de tensão última de contato de ancoragens em rocha para utilização em anteprojeto segundo as recomendações da FHWA. Adaptado de Sabatini et al. (1999). 45	45
Tabela 5. Comprimento do trecho ancorado e diâmetro de perfuração (valores de ancoragem de cortinas atirantadas no Brasil)..... 46	46
Tabela 6. Resumo esquemático dos mecanismos análogos que ocorrem no deslizamento de uma armadura. 49	49
Tabela 7. Relação de alguns tipos de ancoragem apresentados por Hanna (1982) relacionado mostrando comprimento incorporado e carga de ruptura. 52	52
Tabela 8. Resumo da campanha de amostragem para realização de ensaios. 71	71
Tabela 9. Resumo das quantidades dos corpos de prova cortados submetidos ao ensaio CCBT. 85	85
Tabela 10. Resumo dos ensaios de análise petrográfica através de lâmina delgada para identificação mineralógica dos diferentes materiais identificados. 88	88
Tabela 11. Conjunto de amostras apresentando a localização, tipo de material e resultados de ensaio de granulometria de materiais próximo ao local de estudo. Adaptado de Fernandes et al. (1974)..... 106	106

Tabela 12. Conjunto de amostras apresentando limites de Atterberg, classificações e identificação de argilominerais expansivos através de ensaio de difratometria de raio x em materiais próximos ao local de estudo. Adaptado de Fernandes et al. (1974).	107
Tabela 13. Conjunto de amostras apresentando resultados do ensaio pioneiro de ciclagem, expansão livre e tensão de expansão em materiais próximos ao local de estudo. Adaptado de Fernandes et al. (1974).	108
Tabela 14. Resultados de Ensaios de Compressão Uniaxial e valores paramétricos de módulo de deformação e coeficiente de Poisson em alguns materiais próximo ao local de estudo. Adaptado de Fernandes et al. (1974).	109
Tabela 15. Principais propriedades índices das rochas estudadas.	131
Tabela 16. Percentual de partículas para os dois arenitos estudados.....	131
Tabela 17. Resumo dos resultados de ensaio de compressão simples.....	146
Tabela 18. Resumo dos valores médios de resistência a compressão simples obtidos para cada tipo de material.	150
Tabela 19. Resumo dos resultados de ensaio de compressão simples separando os corpos de prova de entrada e saída do amostrador.....	150
Tabela 20. Percentual relativo a RCS dos corpos de prova da saída e da entrada.	151
Tabela 21. Resultados dos valores de resistência a compressão simples (tensão) e a data de moldagem de cada corpo de prova de nata de cimento. Observa-se que a tensões marcadas por (*) referem-se aquelas com valores inferiores ou superiores a15% da média aritmética da RCS de cada série.....	154
Tabela 22. Resumo dos valores obtidos para a nata de cimento utilizando cimento tipo PC IV-32.	154
Tabela 23. Resumo dos resultados dos ensaios CCBT, identificando as amostras, a carga máxima de ruptura, a tensão atingida na ruptura do corpo de prova composto, bem como a data em que esta ocorreu.	156
Tabela 24. Resumo dos valores estimados em campo para a tensão última de adesão dos materiais estudados.....	168
Tabela 25. Comparativo dos resultados de campo com resultados de laboratório, incluindo os valores obtidos por Macedo (1993).	169

1 INTRODUÇÃO

A Rodovia BR-116/SC é uma das principais vias de transporte entre as capitais dos estados da Região Sul do Brasil, constituindo um importante corredor da produção brasileira. Grande parte do traçado desta rodovia atravessa um ambiente com relevo bastante acidentado, transitando entre vales, encostas e planaltos. Aterros e cortes estão inseridos em materiais de diversas formações geológicas.

No trecho em estudo, a rodovia encontra-se integralmente em uma seção de corte na localidade conhecida como Serra do Espigão. Nesse local, o perfil geológico apresenta estratigrafia sedimentar de variadas origens.

Desde o período de construção da rodovia, são frequentes as notícias relacionadas a acidentes geotécnicos neste local, em especial, nos trechos de aclave e declive da serra. Observa-se, ao longo do trecho que integra a Serra do Espigão, uma quantidade de obras de estabilização de encostas bastante perceptível, mesmo para os olhares leigos da engenharia geotécnica. Ao longo de 5 km de descida (ou subida) da serra são contabilizadas mais de dez obras; algumas indicadas na Tabela 1. Muitas dessas obras encontram-se justapostas ao longo do trecho rodoviário. Tais problemas iniciam já nos pequenos cortes da Formação Rio do Rastro após o acesso a localidade conhecida como Residência Fuck, no km 103+400 (cota 850 m).

A partir do km 108+000 (cota 1.080 m) desta rodovia, os taludes de corte rochosos sedimentares, atingem alturas de até 90 m e passam a envolver arenitos eólicos bastante fraturados, com risco iminente de queda de blocos.

O talude em estudo localiza-se no trecho supracitado, estendendo-se do km 108+000 até o km 108+700. No local, pode-se observar, bem destacado, o contato intermediário de arenitos eólicos da Formação Botucatu com estratos alternados inferiores de arenitos e pelitos da Formação Rio do Rastro entre o km 108+000 e o km 108+400.

A partir do km 108+400 os taludes rodoviários quase que exclusivamente são da Formação Botucatu, no entanto os problemas geotécnicos persistem.

Tabela 1. Resumo das obras de contenção no trecho entre o km 104+000 e o km 109+000.

km INICIAL	km FINAL	SENTIDO	OBRA
104+960	105+090	Norte	Rede guarda-pedras e rocha grampeada com face em tela metálica
105+560	105+670	Norte	Rocha grampeada com face em tela metálica e concreto projetado e blocos atirantados
105+870	105+960	Norte/Sul	Norte: rocha grampeada com face em tela metálica e concreto projetado Sul: retaludamento, cobertura vegetal e drenagem.
106+090	106+210	Sul	Retaludamento, cobertura vegetal e drenagem
106+350	106+400	Sul	Retaludamento, cobertura vegetal e drenagem
106+960	107+050	Sul	Cortina atirantada e bioengenharia.
106+940	107+180	Norte	Drenagem superficial e profunda.
107+880	107+960	Norte	Rocha grampeada com face em tela metálica e concreto projetado e blocos atirantados.
108+115	108+170	Sul	Cortina atirantada.*
108+260	108+300	Sul	Cortina atirantada.*
108+520	108+587	Sul	Cortina com vigas atirantadas apoiadas em pilares de concreto.*
108+645	108+730	Sul	Cortina atirantada.*
108+785	108+813	Sul	Muro de solo reforçado tipo Terramesh® e reaterro com enrocamento.

* Obras de contenção executadas anterior a década de 2000. As demais são posteriores e dentro do período de concessão (AUTOPISTA PLANALTO SUL, 2013).

Em estudos pioneiros no trecho da Serra do Espigão, Fernandes et al. (1974) constataram que processos de ruptura que comandam as quedas de blocos de pequena dimensão são provocados por degradação diferencial entre camadas na Formação Rio do Rastro, enquanto que as quedas de blocos de grande dimensão são atribuídas principalmente à perda de suporte basal, decorrente do avanço degradacional do maciço sotoposto.

Um estudo para elaboração de projetos (AUTOPISTA PLANALTO SUL, 2010), financiado pela concessionária da Rodovia, apontou que a solução mais adequada na maior parte do talude (à montante) consiste na aplicação de tela metálica de alta resistência grampeada, para

impedir a queda de blocos de grande dimensão proveniente do arenito Botucatu. Já para a estabilização de jusante, advinda da degradação diferencial, diversas soluções geotécnicas foram aventadas, como concreto projetado, telas grampeadas leves e cortes para geração de bacias de amortecimento. Na maior parte dessas soluções, a estabilização advém de um sistema de ancoragem através da inserção de grampos ou tirantes no maciço rochoso.

Cada ancoragem deste sistema, pode ser definida como um reforço comumente metálico, envolvido por um fluido cimentante (nata de cimento ou resina), injetado ou não, inserido em um pré-furo na face do talude e, posteriormente, podendo ser tensionado. Para o adequado dimensionamento de uma ancoragem é de extrema importância a determinação da aderência entre o fluido cimentante e o maciço a ser estabilizado. Esta aderência é identificada como um dos parâmetros para dimensionamento da estrutura de contenção ancorada, denominado de q_s . Comumente, o q_s é determinado através de correlações empíricas baseadas em resultados de ensaios de tração ou arrancamento (*pull out test*) e aplicado como parâmetro de adesão nata-rocha da ancoragem de projeto.

Para a realização de ensaios de tração ou arrancamento em campo é preciso mobilizar perfuratrizes, sistemas de reação, conjuntos de equipamentos (macaco, bomba, manômetros e extensômetros), o que resulta em custos elevados para a realização dos ensaios. Isso dificulta a execução do ensaio de arrancamento na fase de projeto, principalmente em obras pequenas e pontuais, como são as obras de contenção em geral.

Sendo assim, este trabalho resgata e apresenta uma metodologia de ensaio de laboratório simples, de baixo custo, alternativo ou complementar ao ensaio de arrancamento em maciços rochosos.

Este procedimento simplificado, denominado CCBT (*Compositivity Cylinder Bond Test*), foi desenvolvido na UFRGS no início da década de 1990, e permite determinar, em laboratório, a tensão de aderência entre nata e rocha. Como o CCBT fundamentalmente é um ensaio à compressão simples, torna-se fácil a utilização deste método para uma pré-avaliação do parâmetro de adesão nata-rocha para estruturas ancoradas no terreno ainda em fase de projeto.

Propõe-se, então, que o ensaio CCBT possa ser largamente utilizado como balizador do parâmetro de adesão, uma vez que pode ser realizado tanto com amostras obtidas dos testemunhos das sondagens rotativas, quanto com amostras removidas da face do talude ou mesmo de blocos representativos, originados de rupturas recentes do maciço. Assim, através de um ensaio relativamente simples de laboratório, pode-se determinar a tensão de adesão

nata-rocha para obras geotécnicas, cujo resultado é diretamente relacionável com sistemas de ancoragem no terreno.

Nota-se, também, que neste trabalho, enfatiza-se aspectos geológicos, uma vez que o entendimento do comportamento geomecânico e de degradação das rochas sedimentares estudadas passam pelo conhecimento geológico básico, muitas vezes pouco enfatizado nas avaliações de estabilidades de taludes, quando abordadas por geotécnicos.

O objetivo principal deste trabalho é ampliar os conhecimentos sobre os materiais envolvidos, resgatando o ensaio CCBT e a relação desses com as possíveis obras a serem implantadas no trecho estudado da BR-116.

Além disso, foram estabelecidos como objetivos específicos deste trabalho:

- Revisão dos conceitos de formações de rochas sedimentares;
- Revisão dos conceitos de soluções com ancoragem em taludes e tensão de aderência;
- Identificação dos materiais encontrados e suas diferentes gêneses no local de estudo - talude do km 108 da BR-116;
- Verificação da resistência a compressão simples para os diferentes materiais e diferentes posições de estratificação em relação a direção de carregamento;
- Verificação da perda de resistência das amostras embebidas;
- Relação da estrutura mineralógica com a resistência das rochas sedimentares;
- Realização do ensaio CCBT para os materiais onde se propõem solução de grampeamento ou atirantamento;
- Verificação da compatibilidade dentre resultados de ensaios de arrancamento e de ensaios CCBT.

Este trabalho está dividido em seis capítulos, sendo o primeiro a abordagem introdutória que o leitor acabou de inquirir. No capítulo 2, apresenta-se uma revisão de literatura com enfoque nos conceitos geológicos, nas ancoragens e suas tensões de aderência, bem como o método de ensaio CCBT. Já no capítulo 3 inicia-se a apresentação dos materiais e métodos, incluindo a técnica utilizada para a extração e corte das amostras e os diversos ensaios realizados. No capítulo 4 mostra-se a área de estudo, apresentando a geologia local atualizada, um importante trabalho realizado em 1974 na região e soluções de estabilização típicas para o local estudado

avaliadas pela empresa Azambuja Engenharia e Geotecnia Ltda. O Capítulo 5 trata dos resultados e análises dos diversos ensaios realizados. Por fim no capítulo 6 apresenta-se as conclusões sobre os ensaios mecânicos e também a luz da interpretação geológica.

2 REVISÃO DE LITERATURA

Neste capítulo apresenta-se uma compilação de informações da literatura, que foram necessárias ao presente estudo.

Inicia-se com a abordagem fundamental sobre as rochas sedimentares, com ênfase nos arenitos e posteriormente sobre ancoragem no terreno e tensão de aderência e, por fim, apresenta-se o método CCBT proposto por Macedo (1993).

2.1 ROCHAS SEDIMENTARES

Antes de recuperar e reunir informações sobre a geologia encontrada no local estudado é importante abordar sobre a gênese e os fenômenos geológicos que originaram e comandam as principais características (mecânicas, geotécnicas, entre outras) daquelas formações.

De antemão identifica-se que na região de estudo, ou seja, o talude do km 108 da BR-116 no Estado de Santa Catarina, encontra-se na sua totalidade rochas sedimentares. Sendo assim, destacam-se primeiramente os conceitos de intemperismo e erosão, que principiam a formação destes materiais. Após, apresenta-se a gênese propriamente dita das rochas sedimentares.

2.1.1 Intemperismo e Erosão

Segundo Press et al. (2006) define-se como intemperismo o processo geral pelo qual as rochas são destruídas na superfície da terra. O intemperismo é responsável pela formação de todas as partículas dissolvidas ou não que depois de serem erodidas, são transportadas pelos rios e oceanos.

Para a introdução destes conceitos, destaca-se que comumente os livros textos e publicações de geologia ou geologia de engenharia (WICANDER E MONROE, 2009; PRESS ET AL., 2006; TEIXEIRA ET AL., 2000; OLIVEIRA ET AL., 1998; AZAMBUJA, 1966) dividem o intemperismo em dois tipos, embora estes ocorram na maior parte do tempo, simultaneamente. Sendo assim, comumente fala-se de intemperismo químico ou físico.

O intemperismo químico ocorre quando os minerais de uma rocha são quimicamente alterados ou dissolvidos. Esta decomposição dos minerais da terra pode ser segmentada em três principais processos: dissolução, oxidação, redução e hidrólise. Os principais agentes do intemperismo químico são: a água, o oxigênio e o dióxido de carbono da atmosfera.

Já o intemperismo físico ocorre quando a rocha sólida é fragmentada por processos mecânicos que não mudam sua composição química. O intemperismo mecânico é, portanto, comandado pelas seguintes ações físicas: ação de congelamento, liberação de pressão, expansão e contração termal e a ação de organismos vivos.

Sendo assim, rupturas de encosta e movimentos de massa, estão atrelados aos fenômenos de intemperismo, sejam estes químicos ou físicos, ou seja, muitas vezes estão relacionadas a degradação natural dos materiais.

Mitchell (1975) descreve a importância da ação biológica no intemperismo. Embora alguns autores não façam esta subdivisão, de fato este ocorre conjuntamente e podem ser interpretadas como intemperismo físico ou químico, dependendo do caso. Este mesmo autor cita a ação química de microorganismos, a ação física de roedores e vermes, entre outras. Já Press et al. (2006), fazem uma divisão explícita da ação do homem como agente do intemperismo, exemplificando que somente a construção de novas rodovias, move anualmente, três mil trilhões de toneladas de rocha e solo, acelerando, sem dúvidas, o processo físico natural de degradação da crosta terrestre. Ainda, a ação de extração mineral, produção de adubos, queima de combustíveis, formação de chuvas ácidas, entre outras, também são ações físicas ou químicas provocadas pelo homem.

Segundo Press et al. (2006) existem quatro fatores que controlam a desintegração e a decomposição das rochas, que são: as propriedades da rocha matriz, o clima, a presença ou a ausência de solo e o tempo de exposição das rochas à atmosfera.

Estes mesmos autores esclarecem que os minerais de uma rocha alteram-se em taxas distintas, porque tem estabilidade química diferente, na presença de água, numa dada temperatura da superfície. A solubilidade e a taxa de dissolução dos minerais em água contribuem para determinar a estabilidade química do mineral. A Tabela 2 mostra os principais minerais das rochas em uma escala de estabilidade às ações degradantes. Existem três fatores que condicionam o intemperismo: a proporção de minerais estáveis e instáveis na rocha, o clima e o relevo, quanto mais curto for o período de exposição da rocha às intempéries, menores são

os processos erosivos e a formação de solo. Neste contexto, destaca-se a quantidade de minerais instáveis que intensificam a ação do intemperismo.

Tabela 2. Quadro indicativo dos principais minerais em ordem de estabilidade e da taxa de alteração. Modificado de Press (2006).

Estabilidade dos minerais	Principais minerais	Taxa de alteração
Mais estável ↓	Óxido de Ferro (hematita) Hidróxido de alumínio (gibsitita) Quartzo Argilominerais Moscovita Feldspato potássico (ortoclásio) Biotita Feldspato sódico (albita) Anfibólios Piroxênios Feldspato cálcico (anortita) Olivina Calcita Halita	Mais lenta ↓ Mais rápida
Menos estável		

A formação de solo é apenas um dos produtos do intemperismo. Fundamentalmente existem dois tipos de solo: os residuais e os depositados. Uma rocha granítica, por exemplo, ao sofrer a ação do intemperismo, inicialmente fragmenta-se em partículas, após sofrer alteração química nas partículas e por fim dissolve-se em íons nas águas das chuvas e no próprio solo. Ora, estes sedimentos (sólidos ou solubilizados) são transportados e depositados em ambientes de equilíbrio potencial. Assim, forma-se a matéria prima de sedimento e o material solubilizado nos rios, lagos e oceanos. Enquanto o ciclo das rochas ocorre, esses sedimentos são soterrados por deposições adicionais e lentamente se transformam nas rochas sedimentares (PRESS et al., 2006).

2.1.2 Formação das rochas sedimentares

A rocha sedimentar é o resultado de um ciclo natural e recorrente na crosta terrestre. Este ciclo pode ser dividido basicamente pela seguinte sequência de atividades energéticas: intemperismo, erosão, transporte, deposição, soterramento e diagênese. Tal ciclo inicia-se pelo processo de intemperismo, desagregando as rochas e reduzindo os seus minerais. Após, a erosão promove o movimento das partículas produzidas pelo intemperismo. Na sequência, as

correntes de vento e de água e o deslocamento de geleiras encarregam-se de transportar estas partículas para outros lugares. Quando se cessa a energia de transporte, ocorre a deposição, precipitações ou sedimentação das partículas. Ao longo do tempo, os sedimentos vão aumentando a espessura e sofrendo soterramento. Quando submetida a condições de pressão elevada, variação térmica e química, os sedimentos soterrados são litificados (sofrem diagênese) e transforma-se em rochas sedimentares (PRESS et al., 2006).

A Figura 1 mostra os ambientes de deposição de sedimentos compreendendo, portanto, os principais ambientes de formação das rochas sedimentares no planeta.

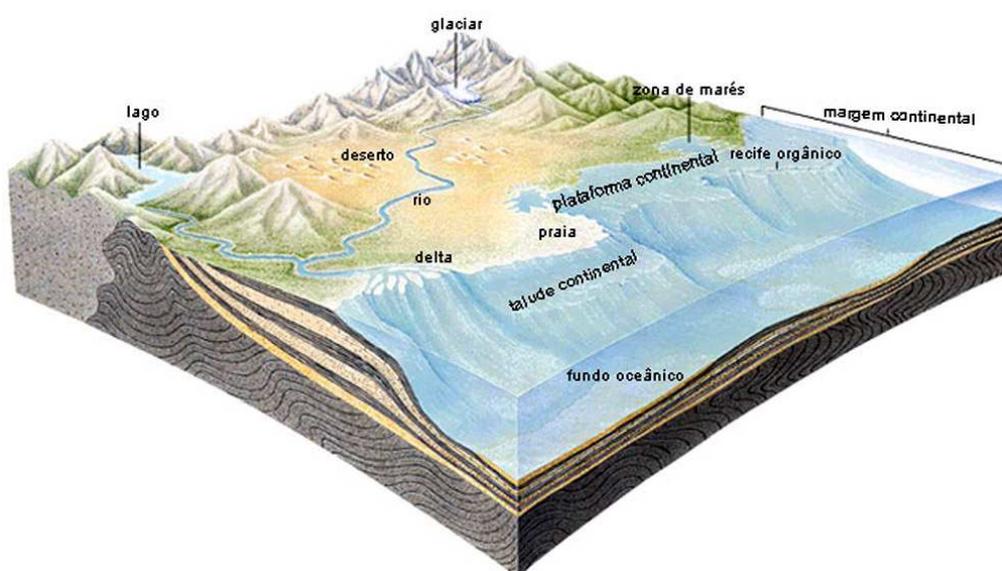


Figura 1. Principais ambientes que originam as rochas sedimentares na crosta terrestre (PRESS et al., 2006).

A matéria prima do intemperismo pode ser classificada em sedimentos clásticos, químicos ou bioquímicos, conforme Press et al. (2006). Os Sedimentos clásticos, ora chamados de siliciclástico, pela grande quantidade de sílica presente, são acumulações de partículas clásticas, que dependem da dimensão e disposição das juntas, fraturas e planos de acamamentos que determinam matações, seixos, areias, siltes e argilominerais, originários da rocha preexistente. Já os sedimentos químicos e bioquímicos são íons ou moléculas em solução nas águas dos solos, rios lagos e oceanos. Estas substâncias são depositadas através de reações químicas e bioquímicas. Ainda, os sedimentos podem ser bioclásticos quando resultantes da deposição de conchas e partículas de origem bioquímica, com o predomínio de minerais de carbonato de cálcio, por exemplo.

Embora a ação do vento possa mover de um local para outro as partículas siliciclásticas, o transporte e deposição de partículas são comandadas pela força gravitacional. Quando maior a energia de transporte, maiores são as partículas carregadas. As correntes de vento embora têm um papel importante no transporte das partículas, apresentam quantidades muito inferiores.

O transporte no fluido (água ou ar) é causado pelas forças dinâmicas que correspondem ao arraste e a sustentação de uma massa. As partículas sedimentares são transportadas segundo estas forças dinâmicas, embora possam ocorrer outras forças, como a magnética em determinadas partículas, por exemplo (SILVA, 2006).

A força de arrasto é aquela que se opõem a ação da corrente. Esta força depende da densidade e velocidade do líquido, da forma e dimensão da partícula. Assim, Press et al. (2006) classifica as correntes com energia forte, média e fraca. As correntes fortes são aquelas que se originam em regiões montanhosas, ou das forças das ondas oceânicas, atingindo velocidades superiores a 0,5 m/s, são capazes de deslocar detritos de grandes dimensões. As forças médias são consideradas aquelas corresponde a correntes com velocidades entre 0,2 e 0,5 m/s, incluindo nestas, a ação do vento, são capazes de transportar as partículas de cascalho e areia. Por último, as correntes fracas são aquelas que transportam partículas como os siltes e argilas. Estas velocidades são consideradas inferiores a 0,5 m/s, normalmente ocorrem quando as inundações dos rios recuam vagarosamente.

A seleção dos sedimentos ocorre justamente pela diferença de velocidades durante o transporte das partículas. Quando uma deposição apresenta partículas de tamanho uniforme, esta é dita bem selecionada. Sedimentos pobremente selecionados, consiste em partículas de vários tamanhos. Quanto maior a distância em que a partícula foi transportada, menor a sua dimensão e também menor a quantidade de arestas vivas. Isto se dá devido a energia de impacto e atrito entre partículas.

Outro fato importante é a intermitência do intemperismo químico. Na ocorrência de inundações ou transgressões, por exemplo, ocorre a deposição de partículas como as argilas, por exemplo em determinados locais estacionários ou de baixa velocidade. Quando este ambiente sofre regressão, as deposições ficam expostas ao intemperismo químico e quando a inundação ocorre novamente, estas partículas mais uma vez são carregadas. Esta transiência do regime dos rios e oceanos, provocam ações intermitentes predominantes entre intemperismo físico e químico, como expõem Press et al. (2006).

Tais autores ainda destacam que estes ambientes de sedimentação são resultantes da interação de múltiplos fatores. Frequentemente, tais ambientes são agrupados por sua localização nos continentes, em regiões costeiras ou, ainda, nos oceanos. As condições ambientais variam com o ambiente de ocorrência: se em oceanos, lagos, rios ou desertos; se apresenta relevo acidentado ou plano, seja este na litosfera ou na hidrosfera; ou, se apresenta atividades biológicas. Além disso, um ambiente de sedimentação pode ser afetado tanto pelo clima, quanto pela tectônica. Dentre os principais ambientes, pode-se citar: ambiente continental, podendo ser de origem lacustre, aluvial, desértico ou glacial; ambiente costeiro, podendo provir de delta, praia ou planície de maré; ambiente marinho, podendo originar-se de mar profundo, plataforma continental ou recifes orgânicos. Pode-se também dividir os ambientes de sedimentação de acordo com a sua origem, podendo serem: clásticos, tendo como exemplo alúvios, desertos arenosos, entre outros; químicos e bioquímicos, sendo mais comum os ambientes carbonáticos, mas também formam-se ambientes evaporíticos em ambientes lacustres rasos e silicosos em assoalho oceânicos, por exemplo.

Em uma rocha sedimentar, em especial as clásticas, frequentemente observa-se acamamentos ou estratificação, devido ao processo de deposição das diferentes camadas de sedimento. Em arenitos, ocorrem as estratificações inclinadas e cruzadas, que são acamamentos comandados pelos agentes de transporte eólico ou correntes de água. Já no fundo oceânico, os sedimentos são depositados através de correntes de turbidez, formam-se estratificação gradacional, formadas por acamamentos mais horizontalizados. Tais correntes podem transportar sedimentos de diversas dimensões, variando de cascalho até argilominerais. Por fim, como a deposição ocorre em eventos diferentes, com espaçado tempo de acomodação e da ação do intemperismo químico, surgem às diferentes camadas de deposição (PRESS et al., 2006).

2.1.2.1 Soterramento e Diagênese

Conforme Worden & Burley (2003) apud Martini (2014), a diagênese ou litificação é definida por um amplo conjunto de processos físicos, químicos e biológicos pós-deposicionais, através dos quais os sedimentos, em interação com a água intersticial, sofrem reações geoquímicas texturais buscando o equilíbrio com o ambiente.

Este processo de transformação ocorre devido a dois fatores principais: o aumento de temperatura e da pressão com a profundidade de soterramento. Sendo que o aumento de pressão é responsável pela compactação do sedimento, ou seja, a expulsão da água intersticial e a litificação.

A transformação fundamental decorrente da diagênese é a cimentação química, que consiste na precipitação de minerais nos poros dos sedimentos, devido ao aumento de pressão. A Figura 2 ilustra este processo que justifica a origem das rochas sedimentares.

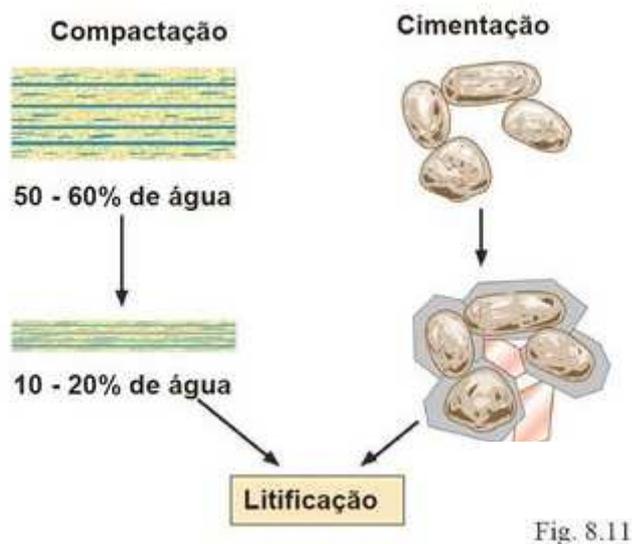


Figura 2. Sequência fundamental entre grãos de sedimento para a formação da rocha sedimentar. Adaptado de Press et al. (2006).

Choquette & Pay (1970) e Schmidt & McDonald (1979) apud Gesicki (2007) indicam a existência de estágios diagenéticos. Estes estágios são: a eodiagênese, mesodiagênese e a telodiagênese, sequenciadamente. São associados a alterações em condições de soterramento progressivo, desde raro (eodiagênese) envolvendo intervalos de profundidade sob influência das condições geoquímicas da superfície, passando pelo soterramento com efeito de isolamento da circulação de fluidos superficiais e sob temperaturas e pressões crescentes na mesodiagênese e telodiagênese. Esta última está relacionada a retomada de condições de pequeno soterramento por soerguimento tectônico no âmbito de um ciclo sedimentar completo. A partir de 2000 metros e 70°C ocorrem mesodiagênese rasas e ultrapassando 3000 m e 100°C considera-se mesodiagênese profunda.

2.1.2.2 Produto da Diagênese

Conforme relatado por Gesicki (2007), o produto da diagênese que podem ser encontrados no arenito da Formação Botucatu e Formação Pirambóia constituem-se de: (a) Cutículas argilo-ferruginosas; (b) Argilomenerais mecanicamente infiltrados; (c) Felspato autigênico; (d)

Quartzo autigênico; (e) Argilomienrais autigênicos; (f) Silica de baixa cristalinidade e criptocristalina; (g) Cimento de Calcita; (h) Compactação mecânica e química; (i) Geração de porosidade secundária; e (j) Cimento de analcima.

Antecipadamente, destaca-se que as cutículas argilo-ferruginosas grão-envolvente constituem o cimento eodiagenético mais precoce, de ocorrência generalizada nos arenitos de fácies eólicas das formações Pirambóia e Botucatu. Apresenta cor alaranjada e textura sacaroidal ao microscópico petrográfico (GESICKI, 2007).

2.1.3 Classificação das rochas sedimentares e dos sedimentos clásticos

As rochas sedimentares são classificadas segundo o tamanho das partículas, nos sedimentos clásticos ou detríticos e como textura e composição química nos sedimentos químicos ou bioquímicos. A Tabela 3 apresenta uma classificação dividindo as rochas sedimentares em detríticas, químicas ou bioquímicas.

Como este trabalho restringe-se as rochas de formação clásticas, estas são apresentadas em maiores detalhes.

A energia de transporte comanda a formação e deposição destes sedimentos. Por exemplos, seixos são encontrados em conglomerados e anteriormente são formados através de transporte de rios com grande energia de arraste. Já as areias são transportadas por correntes moderadas e após a litificação formam os arenitos. Por fim, as partículas finas são depositadas por correntes suaves ou mesmo estáticas onde formam, na litificação, os argilitos e siltitos (PRESS et al., 2006).

Tabela 3. Classificação das rochas sedimentares. Modificado de Wicander e Monroe (2009).

ROCHAS SEDIMENTARES DETRÍDICAS			
Nome e tamanho do sedimento	Descrição	Nome da Rocha	
Cascalho (>2mm)	Partículas arredondadas de cascalho	Conglomerado	
	Partículas angulares de cascalho	Brecha sedimentar	
Areia (1/16-2mm)	Principalmente areia de quartzo	Arenito de quartzo	
	Quartzo com >25% de feldspato	Arcósio	
Lama (<1/16mm)	Principalmente silte	Siltito	
	Silte e argila	Lamito*	Lutitos
	Principalmente argila	Argilito*	
ROCHAS SEDIMENTARES QUÍMICAS			
Textura	Composição	Nome da Rocha	
Variada	Calcita (CaCO ₃)	Calcário	Carbonatos
Variada	Dolomita [CaMg(CO ₃) ₂]	Dolomito	
Cristalina	Gipsita (CaSO ₄ .2H ₂ O)	Gesso	Evaporito
Cristalina	Halita (NaCl)	Halita	
ROCHAS SEDIMENTARES BIOQUÍMICAS			
Textura	Composição	Nome da Rocha	
Clástica	Conchas de carbonato de cálcio (CaCO ₃)	Calcário (de vários tipos, tais como o giz e coquina)	
	Conchas microscopicamente alteradas de dióxido de silício (SiO ₂)	Sílex	
-	Principalmente carbonos de resto de plantas alterados	Carvão	

2.1.4 Principais tipos de arenito

Os arenitos são classificados em vários grupos principais, de acordo com sua mineralogia e textura. Neste item descrevem-se os arenitos mais comuns e suas nomenclaturas, como o quartzarenito, arcósio, arenito lítico e a grauvaca.

A proporção dos diferentes grãos e a composição da matriz de cimentação da rocha define o tipo de arenito. Classificações através de diagramas triangulares por Dott (1964) ou posteriormente por Folck (1968) são frequentemente utilizadas para classificar os arenitos.

O quartzarenito é constituído quase que inteiramente por grãos de quartzo, geralmente bem selecionados e arredondados. Essa areia de puro quartzo resulta de um extenso intemperismo que ocorreu desde antes e, também, durante o transporte, removendo tudo, exceto o quartzo, que é o mineral mais estável.

O arcósio ou arenito feldspático contém mais de 25% de feldspato; os grãos tendem a ser mal arredondados e menos selecionados que os quartzarenitos. Esse arenito rico em feldspato provém de terrenos graníticos e metamórficos rapidamente erodidos, onde o intemperismo químico é subordinado ao físico. O arenito lítico contém muitos fragmentos derivados de

rochas de textura fina, predominantemente folhelhos, rochas vulcânicas e rochas metamórficas de grão fino. Já a grauvaca é uma mistura heterogênea de fragmentos rochosos e grãos angulares de quartzo e feldspato, sendo os grãos arenosos envolvidos por uma matriz argilosa de grãos finos. A maior parte dessa matriz é formada por alteração química, compactação e deformação mecânica de fragmentos de rocha relativamente moles, tais como folhelhos e algumas rochas vulcânicas, após soterramento profundo da formação arenítica (PRESS et al., 2006).

A Figura 3 apresenta um panorama dos tipos de arenitos encontrados e as suas supostas localizações de origem.

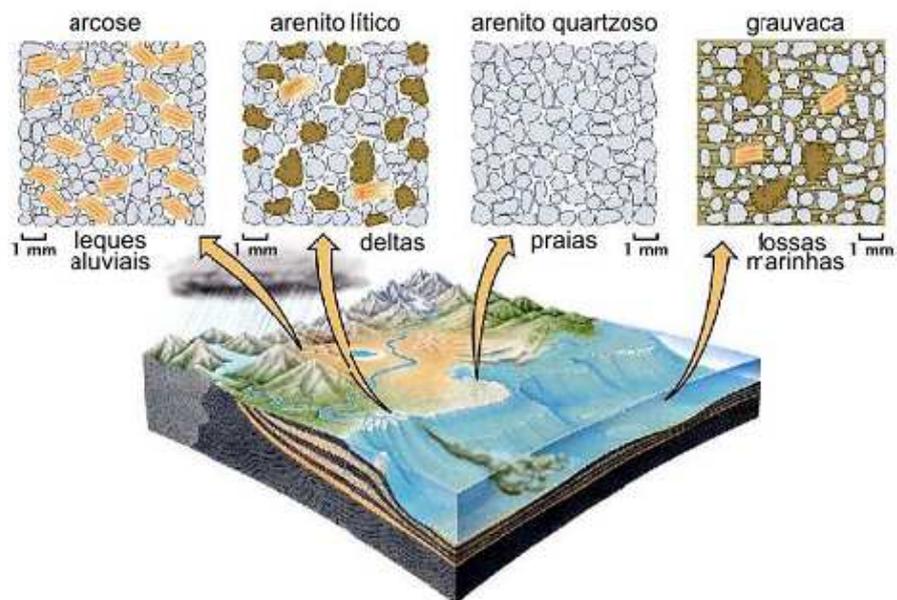


Figura 3. Tipos de arenitos e os locais típicos de sua gênese. Adaptado de Press et al. (2006).

A Figura 4 mostra como são classificadas as rochas clásticas através de diagrama triangular com base na quantidade de feldspato e de quartzo, onde a abundância de argila identifica o índice de Maturidade clástica. Neste contexto, destacam-se os arenitos.

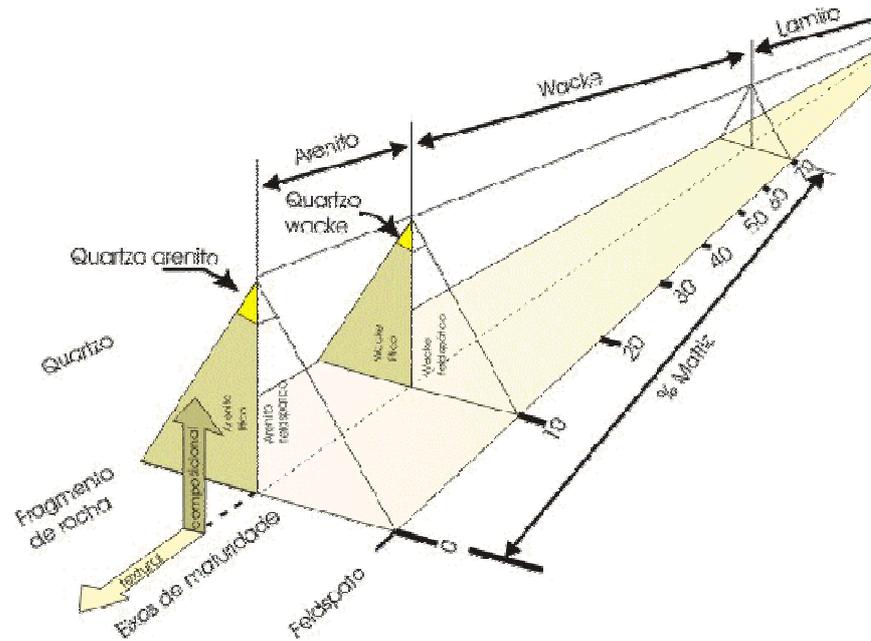


Figura 4. Triângulos de classificação de rochas clásticas, incluindo os arenitos. Teixeira et al. (2001).

2.1.5 Sedimentos de granulação fina

Quanto aos sedimentos e rochas sedimentares de granulação fina são aqueles que compõem partículas menores que 0,062mm. Sendo que se deve chamar de argilito aquela rocha sedimentar que constitui a maior parte de partículas de argila, ou seja, partículas com tamanho menores que 0,0039mm. Com maior abundância são encontrados os lamitos, pois são rochas sedimentares que provém de sedimentos lamosos, ou seja, que contém argila e silte misturados. Quando a maior parte dos grãos apresentam dimensão entre 0,0039 e 0,062mm identifica-se como um siltito.

Os folhelhos também são lamitos, no entanto, sofreram grande compressão e apresentam acamamentos argilosos que facilitam a foliação naquela posição da rocha sedimentar.

2.1.6 Classificação quanto a resistência das rochas

Pinho (2003) mostra que a classificação das rochas quanto a sua resistência depende do enfoque do autor ou do objetivo do trabalho. Alguns autores visam a resistência amostral, enquanto que outros a resistência do maciço como um todo. Estes últimos estão atribuem as diversas classificações de maciços existentes: "Rock Mass Rating", RMR de Bieniawski (1973,1974, 1976, 1978, 1979, 1984); "Rock Structure Rating", RSR (Wickham et. al, 1972);

"Rock Mass Quality, Q-System", Barton et al. (1974); Rocha (1976); "Slope Mass Rating", SMR (Romana, 1985); "Rock Mass Index", RMI (Palmstrom, 1995, 1996); "Geological Strength Index", GSI (Hoek e Brown, 1997).

De fato, do ponto de vista geotécnico a resistência das rochas deve estar atribuída a resistência do maciço no caso de obras de escavações ou mesmo da condição de instabilidade. No entanto, para ancoragens, esta lógica não deve ser totalmente respeitada.

A Figura 5 mostra que o consenso quanto às rochas resistentes existe, mas quando trata-se de rochas brandas ou de baixa resistência este consenso se perde completamente como observado por De Freitas (1993). Não somente a resistência, mas também as terminologias são distintas.

O que é quase consenso no meio geotécnico é identificar que rochas com resistência a compressão uniaxial inferiores a 50 MPa apresentam baixa resistência, e que a baixo de 20MPa apresentam resistência muito baixas.

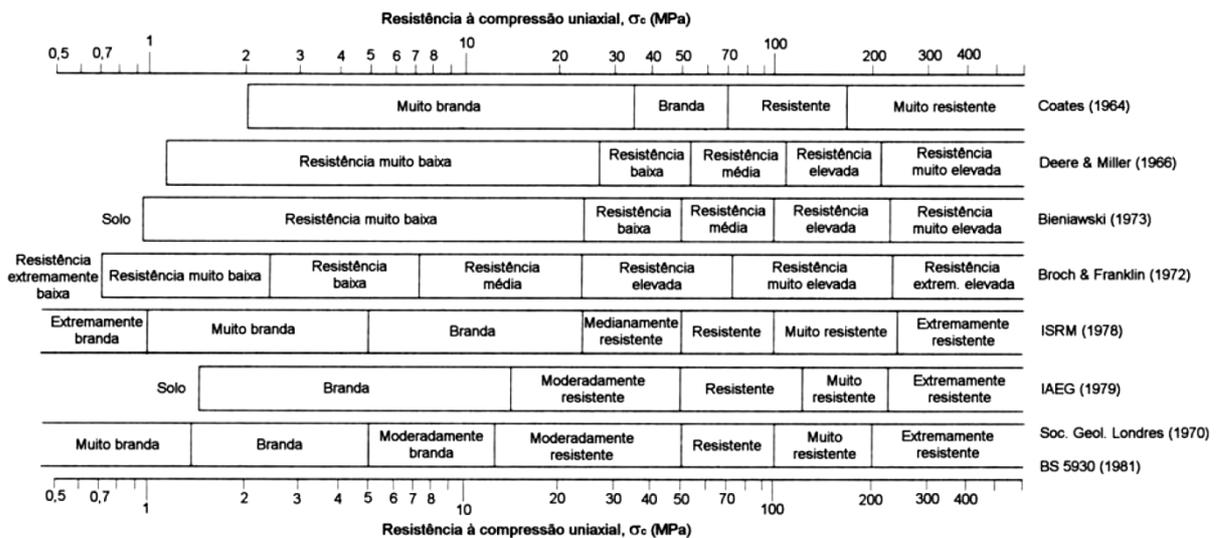


Figura 5. Comparação entre algumas das principais classificações de materiais rochosos quanto à resistência a compressão uniaxial (adaptado de Hawkins, 1998)

2.1.7 Propriedades índice típicas de arenitos

Hoek e Bray (1981), Goodman (1989), e Agustawijaya (2007) citam algumas propriedades índices para diversos tipos de rocha. No presente trabalho, como o enfoque são os arenitos, apresenta-se brevemente, com o intuito de mostrar a gama de valores que existe para estes materiais. Portanto, algumas propriedades índices de arenitos podem ser observadas na Tabela 4. Nota-se que o ambiente deposicional e sua evolução definem tais propriedades. Sendo

necessário uma associação incondicional da avaliação geológica com estas propriedades geotécnicas.

Destaca-se neste contexto os valores de resistência a compressão uniaxial de Agustawijaya (2007) para arenitos brandos apresentando valor mínimo de 1,48 MPa. Este autor ainda verificou o comportamento quanto a saturação destas amostras, indicando que os arenitos estudados apresentam redução de resistência de 8,2 a 23,5% quando saturados.

Tabela 4. Gama de valores de propriedades índices de arenitos compilado de Hoek e Bray (1981), Goodman (1989) e Agustawijaya (2007).

Propriedade Índice de Arenitos	Simbologia	Valor	Unidade
Porosidade média	η	0,7 - 34	%
Permeabilidade média	k	10^{-3} - 10^{-8}	cm/s
Resistência à carga pontual	RCP	0,05 - 1	MPa
Velocidade propagação sonora	V_1	6.000	m/s
Resistência a Compressão Simples	RCS	1,48 - 214,0	MPa
Transição comportamento fragil-dúctil	-	>100	MPa
Ângulo de atrito	ϕ	27,8 - 50	°
Intercepto coesivo	c	0,8 - 27,2	MPa

2.2 ANCORAGENS NO TERRENO E TENSÃO DE ADERÊNCIA

2.2.1 Conceito de ancoragem no meio geotécnico

Barley e Windsor (2000) apresentam uma publicação sobre os recentes avanços das ancoragens com referência no desenvolvimento dessa arte. Os autores separam os métodos de reforços, entre outras técnicas: ancoragem no terreno, reforço com cabos e grampeamento de rocha. Basicamente todas as técnicas procuram assegurar a estabilidade de uma estrutura artificial construída dentro ou sobre uma massa de solo ou rocha através da instalação destes elementos estruturais.

Estes mesmos autores mostram o avanço da carga de trabalho dos elementos de ancoragem publicado por diversos autores (LITTLEJOHN, 1970; OSTERMAYER, 1974; BARLEY, 1988), destacando o grande avanço do desempenho dos equipamentos de perfuração e da investigação. A medida que aumentam os fatores de segurança, aumentam também a confiança no uso de ancoragens, sendo frequente cargas de 800 a 2.000 kN em solo ou rocha, podendo atingir até 4.000 kN atualmente.

Barley e Windsor (2000) explicam também a importância da escolha do tipo de perfuração. Em rocha, que é o caso deste trabalho, geralmente as perfurações são realizadas através de equipamentos rotativos ou roto-percussivos. Os autores comentam que para diferentes situações pode ser utilizado como fluido perfurante o ar ou a água, sendo que na maioria dos casos a perfuração com ar é mais satisfatória para atingir a capacidade de carga entre a nata e a rocha. No entanto, os autores mencionam que em maciços com presença de vazios ou fraturados, que promovem instabilidade na entrada do furo ou de perda d'água em ensaio, as injeções posteriores entre outras alternativas são necessárias. Em rochas brandas com granulação grossa, como os arenitos puros, pode ser utilizada técnicas de perfuração com água, que na maior parte dos casos apresenta capacidade de ancoragem satisfatória. Porém, em rochas de granulação fina (siltitos e argilitos), as recomendações são para o uso do ar como fluido perfurante. Em contrapartida, se existir a presença de umidade ou mesmo de diaclases com presença de água o resultado pode ser muito pior, pois o material úmido mancha a parede do furo, fazendo com que ocorra perda de adesão do contato entre nata e rocha.

No caso de rochas muito fraca e fraturada (gipsita, por exemplo), Barley e Windsor (2000) dizem que pode ser necessário o revestimento completo do furo. Neste caso a água como fluido perfurante é mais recomendada associado a utilização da técnica de perfuração com broca excêntrica. Na remoção corrente da perfuração e durante a instalação da ancoragem com pressão de 1Mpa observa-se, frequentemente, melhoria no contato nata-rocha. Ainda em casos de maciços extremamente fraturados os sistemas de reinjeção através de machetes podem ser uma opção, bem como a realização posterior de ranhuras na cavidade (pouco empregado) ou mesmo a utilização de argamassa em vez da pasta de cimento como uma solução para evitar a pré perfuração ou mesmo a reinjeção.

Bustamante e Doix (1985) relatam que a resistência de um tirante depende: (1) do método de selagem ou da técnica de injeção da nata, (2) da quantidade de fases de injeção e quantidade final de nata injetada, (3) das pressões efetivas de injeção (na cabeça do tirante), (4) da vazão de injeção, e, também (5) da natureza da nata e das características reológicas e mecânicas especificadas. Ou seja, de uma diversidade que está extremamente intrínseca a qualidade construtiva e à nata de cimento, uma vez que o método de dimensionamento proposto por estes autores fundamenta-se nas proporções de nata de cimento.

Da concepção do autor do presente trabalho, o conceito de ancoragem pode ser exposto de diversas maneiras a depender do enfoque que cada autor privilegia. No contexto de obras de

contenção, podemos identificar que as ancoragens são elementos individuais que através esforços resistentes promovidos por tais elementos, contribuem para a estabilidade de um maciço qualquer. Espera-se que estes elementos sejam solicitados à tração, embora outras solicitações possam ocorrer.

Em obras de contenções de maciços, tais elementos podem ser vistos como promotores de sistemas de contenção passivos ou ativos no equilíbrio mecânico. Por exemplo, a cortina atirantada representa um sistema ativo, enquanto que o solo grampeado, representa um sistema passivo no primeiro instante.

A Figura 6e a Figura 7 mostram alguns exemplos de aplicação de sistemas de ancoragens na engenharia geotécnica. No entanto, como trata-se de um conceito bastante abrangente, o presente trabalho, relaciona a palavra "ancoragem" apenas as obras de estabilidade de taludes e encostas.

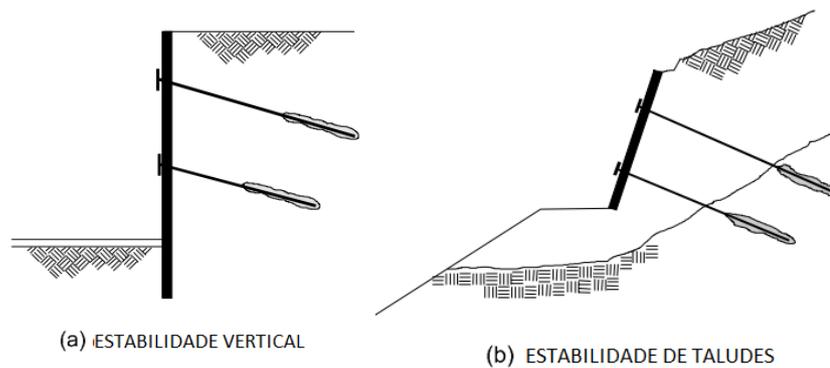


Figura 6. Sistemas típicos de ancoragem ativa, embora possam ser vistos também como passivas, a depender da função do elemento e da maneira como este é executado. Em (a) e (b) observam-se exemplos clássicos de cortinas atirantadas. Observa-se que em ambos casos as ancoragens são elementos que de alguma forma contribuem para a estabilização da estrutura ou do maciço instável. Adaptado de Sabatini et al. (1999).

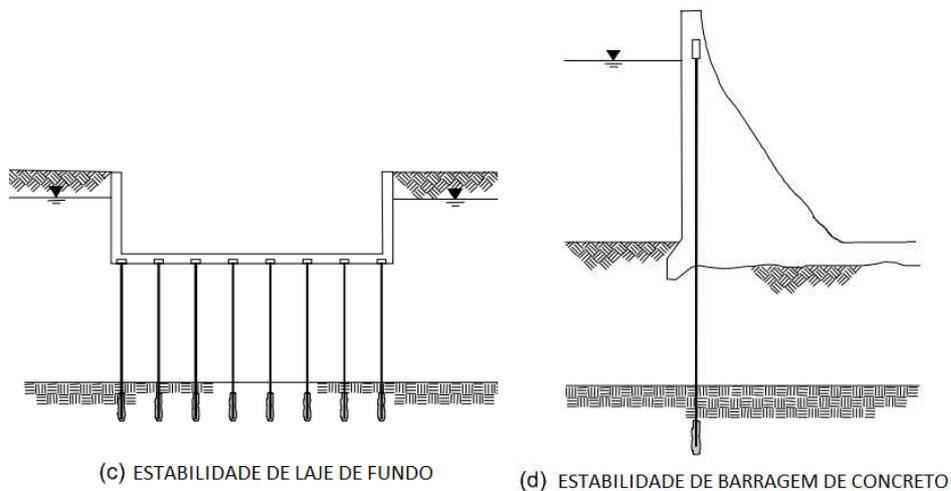


Figura 7. Outros exemplos de sistemas típicos de ancoragem ativa aplicados no meio geotécnico. Em (c) um exemplo de estabilização de ruptura laje de fundo e em (d) a estabilidade de barragens de concreto. Novamente em todos os casos as ancoragens são elementos que de alguma forma contribuem para a estabilização da estrutura ou do maciço instável. Adaptado de Sabatini et al. (1999).

Nos sistemas de ancoragem ativo, geralmente observa-se um trecho do elemento solidarizado ao maciço e outro livre. Cargas relativamente elevadas de tração, com aplicação através de macacos hidráulicos, são incorporadas ao elemento de ancoragem, promovendo um equilíbrio entre a zona de ancoragem e o ponto de aplicação da carga. Estes elementos são conhecidos como tirantes nas estruturas de contenção.

Já nos sistemas de ancoragem passivos, geralmente observa-se a solidarização de todo o elemento. Cargas muito baixas, com aplicação através de ferramentas manuais, são incorporadas ao elemento de ancoragem, fazendo com que a estrutura possa ser entendida como um maciço reforçado ou armado. Tais elementos são conhecidos como grampos ou chumbadores. Embora um chumbador seja passivo, uma vez solicitado pela instabilidade do maciço, este elemento também passa a ser ativo, mobilizando a resistência.

A Figura 8 apresenta as diferenças na distribuição das tensões normais aproximadas de um elemento ancorado ativo e outro passivo. Nota-se que em sistemas passivos, para que ocorra a mobilização das tensões, é necessário a ocorrência de deformações que envolve uma região passiva e uma região ativa separadas por uma zona ortogonal de cisalhamento no terreno. As deformações que promovem esta ativação de tensões, e por conseguinte o equilíbrio de forças do sistema, grande parte estão associadas aos alívios de pressão lateral durante processos de escavação do maciço a ser estabilizado ou da própria ruptura do maciço.

Modelos numéricos compatibilizados com medições de campo, corroboram com o entendimento do comportamento de maciços estabilizados passivamente (CLOTERRRE, 1990; GERSCOVICH, 2005; HENRIQUES, 2007, FLORIANO e STRAUSS, 2013).

Nota-se que os faceamentos das estruturas passivas são menos robustos, pois as cargas do interior do maciço são distribuídas ao longo do grampo. Tais cargas são de menor magnitude que nos elementos ativos (pré-tensionados). No entanto, os espaçamentos entre elementos de ancoragens normalmente são menores para também contemplar as instabilidades entre grampos. Por tal motivo, sistemas de contenção para estabilização de taludes com grampeamento, muitas vezes utilizam faceamentos em concreto projetado, telas metálicas, ou mesmo nenhum tipo de reforço na face.

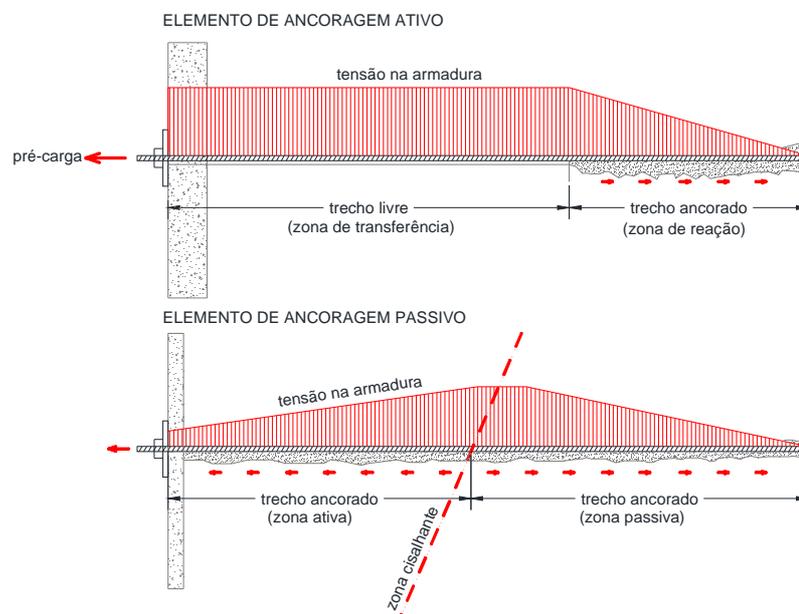


Figura 8. Diferença esquemática simplificada da distribuição de tensões ao longo da armadura de um elemento de ancoragem ativo e outro passivo. Pode-se atribuir similaridade aos elementos de ancoragem ativos os tirantes de uma cortina atirantada. Pode-se também atribuir similaridade aos elementos de ancoragem passivos os chumbadores ou grampos de um solo ou rocha grampeada (Fonte: do autor).

Atualmente, a evolução nas pesquisas de novos sistemas de ancoragens com grampeamento em face de telas de aços especiais vem evoluindo rapidamente. Cata et al. (2012) exemplificam esta realidade apresentando metodologias para dimensionamento de uma série de sistemas comerciais, muitos deles, testados em verdadeira grandeza. A grande vantagem do maior poder de absorção do faceamento é a possibilidade do aumento da área de influência entre elementos de ancoragem, proporcionando economia no sistema de contenção.

Para os sistemas ativos, os faceamentos sempre recebem cargas pontuais, ou melhor, cargas distribuídas em pequenas áreas (normalmente placas metálicas). A robustez da face é diretamente proporcional aos carregamentos necessários em conjunto com a área de influência de cada elemento de ancoragem no plano da face. Observa-se que é comum, como por exemplo em cortinas atirantadas, placas mais espessas (30 a 50 centímetros) de concreto armado à flexão, tração e puncionamento devido a aplicação da protensão (pré-carga) dos elementos de ancoragem.

As ancoragens podem ter como faceamento o próprio maciço. No entanto, tal maciço deve apresentar resistência suficiente para suportar os carregamentos junto a cada placa de ancoragem. O conhecimento do comportamento mecânico na face do maciço torna-se essencial neste caso.

Como exemplo, a Figura 9 apresenta um elemento de ancoragem ativo de uma cortina atirantada e na Figura 10 um elemento passivo de um solo grampeado.

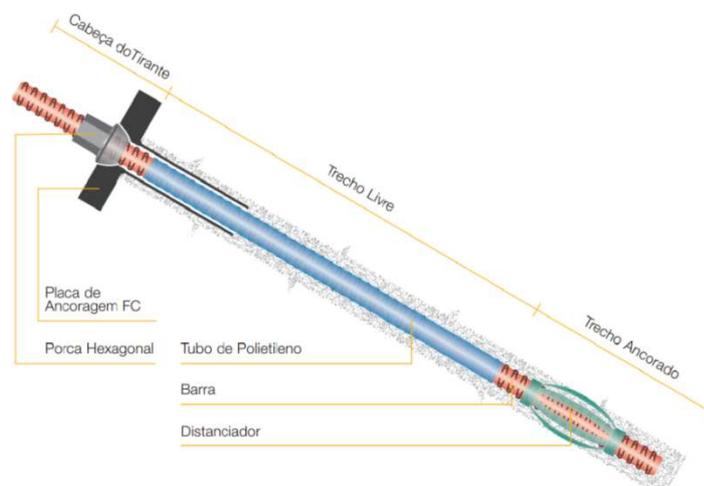


Figura 9. Elemento de ancoragem ativo provisório, do tipo monobarra, largamente utilizado em sistemas de contenção de escavações temporárias (subsolos), destacando as peças fundamentais que constituem o tirante provisório (Adaptado do sistema Dywidag).

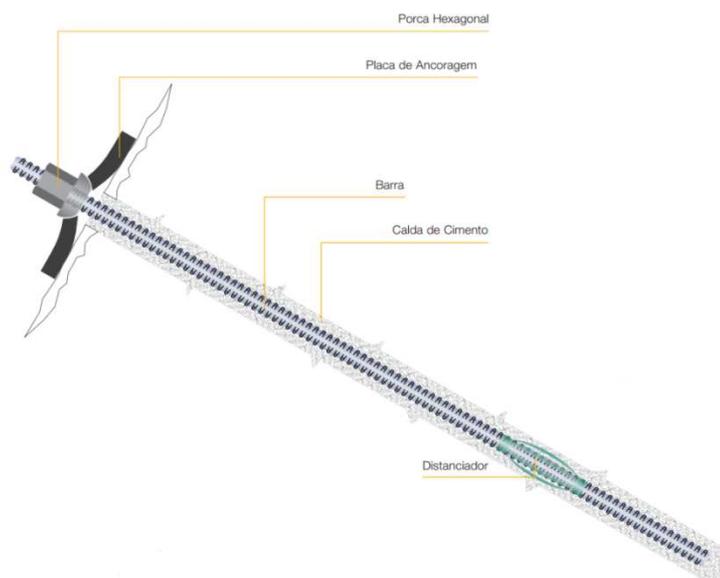


Figura 10. Elemento de ancoragem passivo provisória, do tipo monobarra, largamente utilizado em sistemas de contenção de grampeamento para situações temporárias, destacando as peças fundamentais que constituem o grampo (Adaptado do sistema Dywidag).

Segundo Macedo (1993) as ancoragens são classificadas de acordo com: função, valor da carga da armadura, modo de fixação no maciço e geometria do furo na zona de selagem. O autor também cita o funcionamento da selagem, classificando este como comprimido ou tracionado.

A função das ancoragens apresenta-se claramente dúvida na NBR-5629 (2006) quando esta norma brasileira cita a diferença entre ancoragem provisória e permanente. A diferença fundamental encontra-se na garantia de durabilidade do elemento determinado através do nível de proteção anticorrosiva. Ancoragens provisórias, apresentam classe de proteção 1, o que garante um período de vida útil de dois anos. Enquanto que ancoragens permanentes, indicam classes de proteção 2 e 3, enquadrando-as em níveis definitivos de proteção.

É fato que a proteção contra a corrosão das armaduras das ancoragens é o ponto crítico na durabilidade deste tipo de estrutura. A qualidade da proteção do elemento metálico depende de uma série de cuidados executivos, que não vem ao caso citá-los, muitas vezes são esquecidos tanto pelos projetistas, e essencialmente invalidados pelos executores das obras.

Nas ancoragens ativas, ainda existe um fenômeno bastante preocupante que é a corrosão sob tensão fraturante (*stress corrosion cracking*). Este fenômeno que ocorre em aços protendidos, resumidamente é definido como um processo de oxidação localizado e concentrado, atuando

diretamente na armadura sem prévio aviso de estricção pela oxidação superficial metálica. O efeito disto é uma ruptura extremamente frágil (RAMANATHAN, 1997).

Barley e Windsor (2000) distinguem que um sistema de reforço compreende um sistema de três componentes principais: a rocha, o elemento de fixação interna e o elemento de fixação externa. Cada componente apresenta um comportamento carga-deslocamento intrínseco e é envolvido em duas interações de transferência de carga. A rocha não é geralmente considerada como parte de um dispositivo de reforço, mas tem influência marcante sobre o comportamento do sistema através de sua interação com os outros componentes e deve ser considerada como parte integrante do sistema.

Os mesmos autores esclarecem que a resposta do sistema de reforço é determinada pelo comportamento combinado dos componentes principais do sistema e suas múltiplas interações. Claramente, a resposta de um ou mais componentes principais ou da interação entre dois componentes pode ditar o comportamento global do sistema. Uma abordagem de sistemas mecânico permite observar o comportamento mecânico global do sistema a ser previsto, o que por sua vez permite o projeto dos componentes individuais.

Segundo Barley e Windsor (2000) a classificação fundamental de um sistema de reforço está relacionado ao grau em que os componentes são acoplados (mecanicamente ou por atrito) e ao ponto de ligação entre estes (contínuo ou discreto). Isto determina a resposta do sistema e pode ser utilizado para classificar os dispositivos de reforços em três tipos fundamentais:

- sistema de acoplagem contínua mecânica (CMC), por exemplo, grampos com sistema de alargamento diametral do tipo *cone bolt*;
- sistema de acoplagem contínua por atrito (CFC), por exemplo, grampos com sistema de expansão radial do tipo *Swellex bolt* ou *Split set*;
- sistema de acoplagem discreta mecânica ou por atrito (DMFC), por exemplo, tirantes monobarra.

A Figura 11 mostra o comportamento força axial - deslocamento de modo a caracterizar os tipos de sistemas (BARLEY e WINDSOR, 2000). Nota-se que neste contexto, os sistemas de ancoragem ativos ou passivos em maciços de solo ou rocha através de monobarras, fios ou cordoalhas enquadram-se no sistema DMFC.

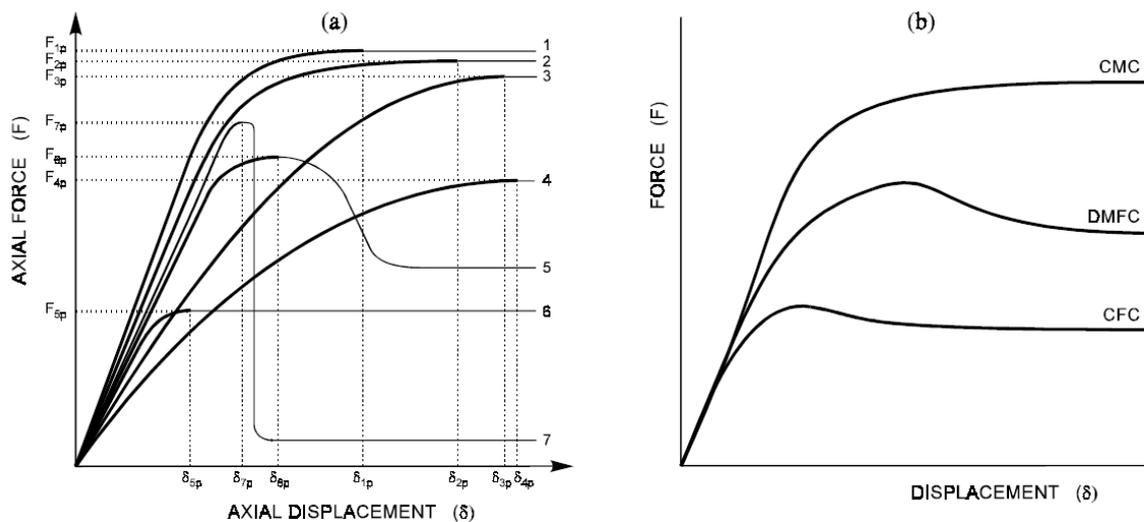


Figura 11. (a) tipo de resposta de diferentes sistemas no comportamento carga-deslocamento. (b) tipo de resposta ao comportamento carga-deslocamento (BARLEY E WINDSOR, 2000).

Embora o conceito de ancoragem é bastante abrangente executivamente, o elemento de ancoragem mais comum no meio geotécnico é aquele constituído por uma armadura (barra de aço) introduzida em um furo sem alargamento intermediário, e no seu interior, solidarizada a um maciço através de pasta de cimento injetada.

Outros fluidos cimentantes, como as resinas, também são utilizados, no entanto, quase que exclusivamente para estabilização de maciços rochosos em escavações de túneis e em mineração.

Quanto ao valor da carga instalada, ou carga de trabalho, esta, apresenta-se relacionada a carga de ruptura ou escoamento do elemento metálico. Novamente a NBR-5629 (2006) estabelece cargas de trabalho que corresponde a dois fatores redutores. Um multiplicador, que corresponde ao valor de 0,9 e um divisor que depende da classificação do elemento. Se definitivo, o divisor corresponde a 1,75 e se provisório, 1,5.

2.2.2 Modos de ruptura

Não há como entender o comportamento de um elemento de ancoragem, ou mesmo de um sistema de ancoragem, sem o entendimento sobre os processos de ruptura passível de ocorrência nestes elementos.

Na Figura 12e na Figura 13 pode-se observar os principais modos de rupturas que ocorrem com uma ancoragem, onde a numeração indica a posição de ocorrência do mecanismo. Tais modos de ruptura são:

- ruptura geral pelo maciço (1);
- ruptura por deslizamento do trecho ancorado (2);
- ruptura da armadura (3);
- ruptura da zona de apoio (4);
- ruptura da cabeça de ancoragem (5).
- ruptura por perda de carga.

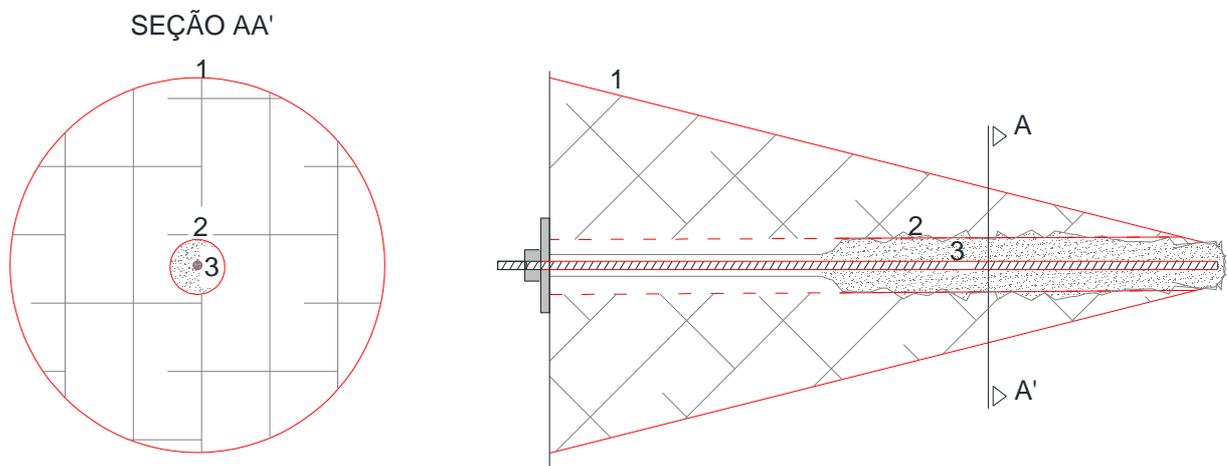


Figura 12. Esquema representativo das posições onde ocorrem rupturas no interior do maciço. (1) referente a ruptura geral pelo maciço. (2) referente a ruptura por deslizamento do trecho ancorado. (3) ruptura da armadura (Fonte: do autor).

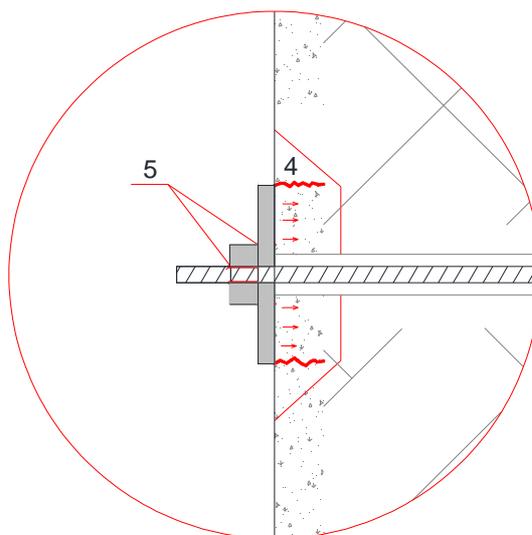


Figura 13. Esquema representativo das posições onde ocorrem rupturas junto face. (4) ruptura da zona de apoio. (5) ruptura da cabeça de ancoragem (Fonte: do autor).

Relata-se aqui estes tipos de modos de ruptura, no entanto serão mais bem enfatizadas as rupturas por deslizamento do trecho ancorado, especialmente a ruptura entre o contato nata de cimento (fluido consolidado) e o maciço, visto que este é o assunto previsto nos estudos deste trabalho, bem como trata-se de um ponto crítico no dimensionamento das estruturas ancoradas.

2.2.2.1 Ruptura Geral pelo Maciço

A ruptura geral pelo maciço está associada a profundidade de embutimento de uma ou mais ancoragem. A partir deste valor, a depender da rocha e suas características mecânicas, as rupturas não ocorrem de forma geral.

O embutimento está relacionado ao peso de um sólido que envolve a ancoragem, ou o sistema de ancoragem, podendo este sólido ter uma forma cônica ou prismática. Sendo a cônica relacionada a ruptura formando um ângulo de 60 graus em relação a aplicação de carga e às rochas muito fraturadas ou alteradas, e a prismática, associada a rupturas com ângulo de 90 graus em rochas sã (LITTLEJOHN e BRUCE, 1975).

Outro fator importante é a resistência ao cisalhamento. Segundo Littlejohn e Bruce (1975), este parâmetro pode ser desconsiderado em casos de maciços alterados ou muito fraturados devido a percolação de água e as pressões hidrostáticas elevadas, relacionado, portanto, apenas com o peso de maciço.

Hobst e Zajic (1977), mostram que a resistência ao arrancamento depende, em variáveis proporções: do atrito ao longo do plano de ruptura, do ângulo formado e da resistência ao cisalhamento da parte sólida da rocha. O sólido deslocado acompanha as porções de rocha com menor resistência como exemplo às rochas sedimentares com acamamento, visto na Figura 14.

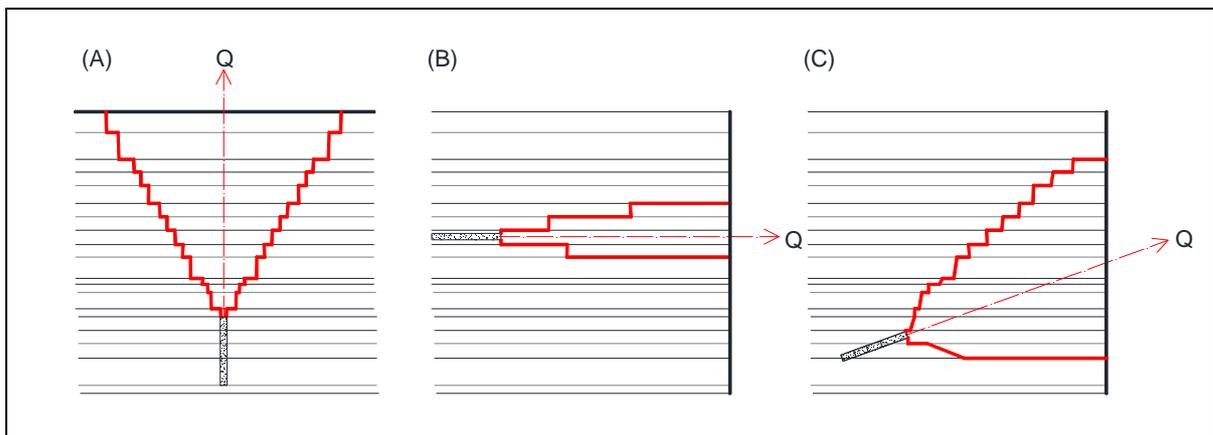


Figura 14. Comportamento ao arrancamento aproximado de ancoragens em relação aos planos de descontinuidade. Adaptado de Hobst e Zajic (1977). Em (A) mostra-se o arrancamento perpendicular ao plano de descontinuidade, em (B) paralelo e em (C) o arrancamento angular.

Se o sistema de descontinuidades corresponde aos planos de estratificação de uma rocha sedimentar, a coesão e o atrito no plano de descontinuidade são desconsiderados, sendo que a estratificação comanda o plano de fraqueza. O comprimento necessário para a ancoragem é definido pela seguinte formulação:

$$h_r = \frac{FP}{2,38\pi d} \quad (2.1)$$

Onde:

- P é a carga de ancoragem projetada
- d corresponde ao diâmetro da ancoragem
- F corresponde ao fator de segurança atribuído

Outras formulações são estabelecidas, para um conjunto de ancoragens, incluindo também a resistência ao cisalhamento da rocha intacta. A resistência ao cisalhamento pode ser obtida a partir de uma relação 1/12 da resistência a compressão da rocha quando o maciço é homogêneo. O fato é que normalmente os valores de profundidade de ancoragens para que ocorra o mecanismo de ruptura geral do maciço ficam entre zero e 4 metros em rocha sã (HOBST E ZAJIC, 1977). A partir de então, as rupturas gerais não são mais observadas. Já os valores de fator de segurança são difíceis de serem atribuídos, mas em geral ficam em torno de 1 a 3 dependendo especialmente do grau fraturamento da rocha. Tais mecanismo são mais pronunciados para arrancamento de estacas.

O EUROCODIGO 7 (1999) indica que quando o espaçamento das ancoragens é reduzido, formando conjuntos paralelos ou que se interpenetram, é conveniente considerar que a interação entre ancoragens requer a possibilidade de ruptura do conjunto.

2.2.2.2 Ruptura por deslizamento do trecho ancorado

A ruptura por deslizamento no trecho ancorado pode ser observada em duas posições. A primeira refere-se a posição entre ligante e maciço, que corresponde ao deslizamento da selagem, e a segunda entre armadura e ligante, que corresponde ao deslizamento da armadura.

A tensão de contato (*bond stress*) refere-se a resistência ao arrancamento do trecho ancorado, que está relacionado com a força axial por unidade de comprimento necessária para arrancar o trecho ancorado.

A definição de arrancamento pode ser bastante abrangente. No entanto, acha-se conveniente definir que o arrancamento é a ação física que corresponde a aplicação da carga que não há mais estabilização de deslocamentos da ancoragem, ou seja, ultrapassa-se a carga limite de ensaio definida pela NBR-5629, por exemplo.

De qualquer forma a tensão de contato, seja pela área entre nata e maciço, ou pela área entre armadura e nata é definida por uma expressão que inclui componente de adesão e de atrito, e, estes são proporcionais as tensões radiais na cavidade do furo (MACEDO, 1993). Tal expressão é definida como:

$$\tau = S_w + \sigma \tan \varphi \quad (2.2)$$

onde:

- τ corresponde à tensão de contato ou tensão de cisalhamento
- S_w corresponde à tensão de adesão
- σ corresponde à tensão radial normal à superfície analisada
- φ corresponde ao ângulo de atrito entre as superfícies

a) Deslizamento da selagem

Conforme Macedo (1993), neste caso a ancoragem resiste aos esforços pela mobilização de tensões em um cilindro de atrito delimitado pelas paredes do furo no maciço. Assim, obtém a Equação 2.10.

Esta formulação simples é baseada nas seguintes hipóteses:

- transferência de carga do trecho ancorado para o maciço ocorre com tensões uniformemente distribuídas em toda a superfície cilíndrica de atrito;
- o diâmetro do furo e do trecho ancorado (selagem) são idênticos;
- a ruptura ocorre por deslizamento na interface maciço-ligante em furos de diâmetro uniforme, ou pelo cisalhamento nas vizinhanças do trecho ancorado quando o furo é alargado;
- não existe descontinuidades ou planos de fraqueza que induzam a ruptura;
- não há falha na ligação da selagem com o maciço.

Existem diversos bancos de dados referente a ensaios de tração ou mesmo arrancamento, tanto em solos quanto em rocha. Littlejohn e Bruce (1975) já estabeleciam estimativas de valores de tensão de contato na selagem para cada tipo de material. Mais recentemente, Sabatini et al. (1999) apresentou uma serie de valores para ser tomados como referência em pré dimensionamentos. A tabela a seguir apresenta os valores de tensão de contato para os diversos tipos de rocha.

Sabatini et al. (1999) restringem tais valores para comprimentos de ancoragem entre 3 e 10 metros. O autor alerta para a observação quanto às descontinuidades que podem alterar tais valores de referência. Tais descontinuidades são muito mais importantes em rochas competentes, sendo esclarecedor quanto a definição de rochas brandas aquelas que apresentam valores entre 0,5 a 5,0 MPa no ensaio de compressão simples. Para tais rochas, deve-se utilizar em projeto um coeficiente de segurança 2,0 em relação a carga última. Alternativamente, PTI (1996) citado por Sabatini et al. (1999) indica que a tensão última de contato pode ser estimada com sendo 10% da resistência a compressão simples da rocha, sendo no máximo 3,1 MPa. Nota-se que as rochas ensaiadas neste trabalho em diversos casos podem ser enquadradas como rochas brandas.

Quanto a quantidade de nata de cimento, Bustamente e Doix (1985) relatam que o volume de injeção praticado em ancoragens na França fica em torno de 1,5 a 2,4 vezes o volume calculado para o bulbo ou trecho ancorado, a depender do maciço.

A Tabela 5 apresenta os valores de referência de diversos tipos de materiais, incluindo os arenitos, que são as rochas estudadas neste contexto.

Tabela 5. Previsão de valores últimos de transferência de carga e faixa de valores de tensão última de contato de ancoragens em rocha para utilização em anteprojeto segundo as recomendações da FHWA. Adaptado de Sabatini et al. (1999).

Tipo de Rocha	Carga última (KN/m)	Faixa de Tensão de contato última (MPa)
Granito ou Basalto	730	1,7 - 3,1
Calcário calcítico ou dolomítico	580	1,4 - 2,1
Calcita pouco cimentada	440	1,0 - 1,4
Arenitos	440	0,8 - 1,7
Arenito intemperizado	-	0,7 - 0,8
Ardosia e folhelhos cimentados	360	0,8 - 1,4
Folhelhos pouco cimentados	150	0,2 - 0,8
Gipsita	-	0,2 - 1,1
Marga intemperizada	-	0,15 - 0,25
Concreto	-	1,4 - 2,8

A NBR-5629 (2006) atribui uma relação a ser utilizada no dimensionamento com base no valor de resistência característica (f_{ck}) dos materiais quando a ancoragem é estabelecida em rocha. Esta relação se dá através do menor dos dois valores:

- 1/30 da resistência à compressão simples da rocha; ou
- 1/30 da resistência à compressão simples da argamassa.

Esta mesma norma indica que a determinação do comprimento transversal da ancoragem deve ser feita experimentalmente por meio dos ensaios básicos e de qualificação, ou seja, durante a execução da obra. Exigindo assim fiscalização contínua do dono da obra.

Tal norma não estabelece diretamente um coeficiente de segurança para arrancamento. No entanto, fica intrínseco que para qualquer ancoragem (ou conjunto de ancoragem) deve ser avaliada a resistência a compressão simples da rocha, quando esta for em rocha, e também definida uma resistência à compressão da nata de cimento em fase de projeto, que pela NBR-6118 (2014) deve ser de no mínimo 25MPa.

Estes valores de tensão de contato apresentam-se bastante variáveis como já observado por Macedo (1993). Segundo Littlejohn e Bruce (1975) está relacionado: à diversidade da forma dos ensaios, às diferenciações regionais para um mesmo tipo de rocha e à consideração da influência da perfuração, execução e dos processos executivos locais. Acrescenta-se ainda a possibilidade de variação de leitura por erro humano e variações de aferição de equipamentos.

A Tabela 6 mostra valores típicos de comprimento de trechos ancorados e de diâmetro de perfuração, indicando o local e o material perfurado.

Tabela 6. Comprimento do trecho ancorado e diâmetro de perfuração (valores de ancoragem de cortinas atirantadas no Brasil).

Local da Obra	Material de ancoragem	Trecho ancorado (m)	Diâmetro da perfuração (mm)	Referência
Corcovado/RJ	Gnaisse	6	-	Totis et al. (1970) apud Macedo (1993)
U.H. Paulo Afonso/BA	Granito e gnaisse	8	-	Totis et al. (1971) apud Macedo (1993)
U.H. Paulo Afonso/BA	Granito e gnaisse	6 -7	-	Rodio (1978) apud Macedo

Local da Obra	Material de ancoragem	Trecho ancorado (m)	Diâmetro da perfuração (mm)	Referência
				(1993)
Ferrovia São Paulo-Santos/SP	gnaisse	5 - 6	-	Rocha Filho e Zeitoune (1984) apud Macedo (1993)
Anel D. Marcos/RS	Folhelhos e siltitos	10	-	Costa Nunes et al. (1992) apud Macedo (1993)
Rodovia Imigrantes/SP		5 - 6	-	Machado Filho (1976) apud Macedo (1993)
Quatro cortinas na RS-115 Três Coroas/RS	Basalto fraturado	6	75	DAER/RS (1989)*
Quatro cortinas na RS-115 Gramado/RS	Basalto fraturado	6	75	DAER/RS (1989)*
RS-235 Gramado/RS	Riodacito	6	75	Macedo (1993)
Reforço da cortina RS-235 km 35+300/RS	Riodacito	6	125	DAER/RS (2014)*
BR-116 Caxias do Sul/RS	Basalto	5	75	Macedo (1993)
BR-101 Ubatuba/SP	Granitoide Charnockito	6	100	DNIT/SP (198?)*
BR-101 Ubatuba/SP	Granitoide Charnockito	6	110	DNIT/SP (2012)*
BR-116 Monte Castelo/SC	Arenitos e Pelitos	12	125	Arteris (2013)*
BR-459 Piquete/SP	Xisto	10	100	DNIT/SP (2009)*
BR-459 Piquete/SP	Gnaisse	10	100	DNIT/SP (2009)*

* Consulta ao Banco de dados do Órgão.

A pratica internacional, segue os mesmos padrões dimensionais. Littlejohn e Bruce (1975) mostram que os comprimentos variam entre 3 metros no mínimo e 10 metros no máximo. Este autor mostra uma gama de obras realizada entre os anos de 1966 e 1974 pela Europa e Estados Unidos.

O diâmetro de perfuração está relacionado ao cobrimento necessário da armadura, mas também influencia na capacidade de carga da ancoragem, pois quanto maior o diâmetro de ancoragem, maior será a capacidade de carga, uma vez que a área de contato entre o maciço e o ligante se torna maior.

b) Deslizamento da armadura

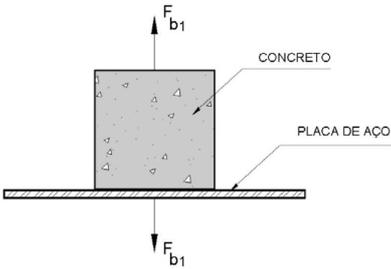
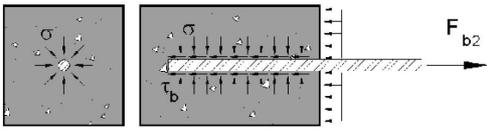
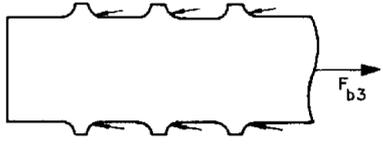
A ruptura entre a armadura e a nata consolidada, trata-se de um assunto abordado com mais propriedade nos estudos do comportamento de aderência do concreto armado ou protendido.

O que pode ser afirmado é a notória contribuição de aderência com o aumento de rugosidade da armadura. Como exemplo, para um aço CA-50 de diâmetro 32mm e concreto com $f_{ck}=25\text{MPa}$, segundo o dimensionamento da NBR-6118 (2014) nestas condições, barras de alta aderência (vergalhões corrugados) apresentam ganho de aderência de 125% em relação as barras lisas. Portanto, o tipo de barra, o passo da rosca, a profundidade das ranhuras e a resistência da nata certamente interferem na resistência ao deslizamento do contato entre armadura e ligante.

Macedo (1993) indica que são identificados três tipos de mecanismos que envolvem a possibilidade de deslizamento da armadura. A adesão, o atrito e o intertravamento mecânico. O primeiro refere-se a ligação física entre as micros rugosidades do aço associada a fluidez da nata. A segunda, refere-se a mobilização de atrito que depende das tensões de confinamento no furo (tensões radiais) e independe das tensões na armadura, está, portanto, associada a dilatação e encunhamento do ligante. A terceira, apresenta um mecanismo em grade escala, semelhante a adesão, devido a resistência ao cisalhamento entre as rugosidades (nervuras) da armadura.

A Tabela 7 mostra um esquema destes três mecanismos que envolve a possibilidade de deslizamento da armadura.

Tabela 7. Resumo esquemático dos mecanismos análogos que ocorrem no deslizamento de uma armadura.

Mecanismo	Esquema representativo
Adesão	
Atrito	
Intertravamento mecânico	

F_{b1} é a força normal e peso. F_{b2} e F_{b3} são forças de tração.

Como estes materiais que estão em contato sofrem diferentes deformações em resposta a ação de carregamento, espera-se uma complexidade maior no conjunto, a depender das propriedades mecânicas do ligante e da barra, bem como da geometria de contato entre ligante e barra.

Segundo Hanna (1982) com base nos ensaios de Lutz e Gergeley (1967) em barras lisas antes do deslizamento a tensão de contato depende da adesão e após o deslizamento depende do atrito. Se esta for nervurada, depende da ação mecânica de esmagamento da nata com esta rugosidade.

A NBR-5629 (2006) prevê para níveis de proteção permanente classe 1, em tirantes, a instalação de bainhas plástica ou metálicas como elemento de proteção anticorrosiva. Nestas condições, Macedo (1993) exemplifica que o conjunto bainha e barra apresentam comportamento de nervuras. Embora esta aproximação é bastante razoável, o mecanismo é mais complexo que o de uma simples nervura, pois a bainha corrugada também deve contribuir no intertravamento mecânico, no entanto a depender ainda da espessura radial entre a barra e a bainha preenchida com o ligante.

Não obstante, quando o trecho ancorado exige comprimentos superiores a 6 metros, estes são emendados com luva metálica. O comportamento mecânico junto a estas peças é ainda mais complexo a depender da disposição da bainha corrugada. Se a bainha corrugada apresentar espessura maior ou igual a da luva, as nervuras da bainha comandam o comportamento mecânico, enquanto que se a bainha for menor, a luva proporcionará cunhas de compressão no ligante, similar à utilização de batoques na extremidade de ancoragem. O desconhecimento deste último mecanismo pode ser prejudicial à capacidade da ancoragem.

O fato é que a ruptura do contato ligante-barra, segundo Hanna (1982), ocorre quando as tensões principais ultrapassam a resistência do ligante, ocorrendo a fissuração desta.

Em estruturas de contenção, atualmente sistemas monobarras estão sendo cada vez mais utilizados (PITTA et al., 2006) e quase na totalidade são armaduras que utilizam a rosca contínua como ranhura (Dywidag System®, Incotep®, Torcisão®, SAS Protensão® entre outros). Já as barras lisas representam as cordoalhas (fios) que, em geral, são utilizadas em estruturas que exigem cargas mais elevadas pois pode-se dispor uma densidade de fios maior com maior facilidade executiva.

Hanna (1982) apresenta as equações de Hawkes & Evans (1951), mais tarde apresentada por Phillips (1970), que assume que a distribuição aderente segue uma relação exponencial como:

$$\tau_x = \tau_0 \times e^{-\left(\frac{Ax}{d}\right)} \quad (2.3)$$

Onde:

τ_x é a tensão de aderência a uma distância x da parte superior do dispositivo de ancoragem fixo (barra);

τ_0 é a tensão de aderência da parte superior do dispositivo de ancoragem fixo (barra);

d é o diâmetro da barra;

A é a constante que relaciona a tensão de aderência com a tensão axial na barra.

Por integração ao longo do comprimento do dispositivo de ancoragem fixo (barra), L , e aplicando as condições de contorno, carga, P , tem-se:

$$P = \frac{\tau_0 \pi d^2}{A} \quad (2.4)$$

Portanto,

$$\frac{\tau_x \pi d^2}{P} = A e^{-\left(\frac{Ax}{d}\right)} \quad (2.5)$$

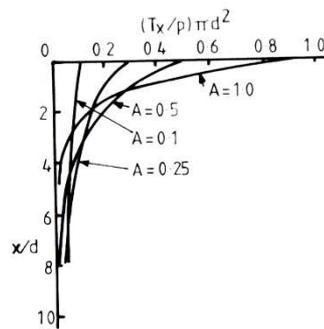


Figura 15: Distribuição da carga ao longo da barra por diferentes valores da constante A (PHILLIPS, 1970 apud HANNA, 1982).

Brown (1970) apud Springer (2006), propõe as seguintes relações para a tensão de aderência última no contato barra-nata:

$$\tau = 0,17 \sqrt{C_c}, \text{ para barras lisas} \quad (2.6)$$

$$\tau = 0,96 \sqrt{C_c}, \text{ para barras nervuradas} \quad (2.7)$$

onde:

C_c : resistência à compressão uniaxial da nata.

Hanna (1982) apresenta na Tabela 8 uma série de valores de tensão de aderência do contato entre nata e barra, fios ou cordoalhas empregados ou recomendados na prática.

Tabela 8. Relação de alguns tipos de ancoragem apresentados por Hanna (1982) relacionado mostrando comprimento incorporado e carga de ruptura.

Tipo de ancoragem	Comprimento incorporado (m)	Carga de ruptura (MPa)	Observações	Referência
Monobarra 25mm	0,20	2,7	Ensaio de ancoragem	Canada-Brown (1970)
Monobarra 25mm	0,40 0,60	5,0	5x mais eficiência na barra corrugada	Canada-Brown (1970)
Monobarra lisa 1 pol.	0,06	10,1	Ensaio: para cada par de comprimento, o primeiro foi com cura aos 28 dias e o segundo aos 90 dias.	Australia-Pender et al. (1963)
	0,06	11,1		
	0,12	5,5		
	0,12	7,0		
	0,18	4,4		
	0,18	8,1		
	0,36	4,9		
Monobarra lisa 44mm	0,35 0,60	4,7	Ensaio de ancoragem	Canada-Brown (1970)
37 Fios 5mm	1,00	2,62	Ensaio de ancoragem	U. K. Morris et al. (1956)
35 Fios 7mm	0,60	2,26	Ensaio de ancoragem	Switzerland-Ruttner (1966)
	1,50	2,0		

Bustamente e Doix (1985) indicam que habitualmente utiliza-se a tensão de aderência entre nata e aço de 1 a 2 MPa e que qualquer outra irregularidade no aço, amplia estes valores.

A Norma Brasileira NBR 5629 (2006) não especifica dimensionamento para a determinação da ancoragem entre a barra e a nata, a não ser através dos ensaios de recebimento e qualificação, verificando as condições limites de deformação elástica e plástica. A TecnoSolo (SERQUEIRA, 1978) em uma publicação clássica sobre o histórico de cortinas atirantadas, indicava na ausência de ensaio, que em fase de projeto de ancoragens com elevados comprimentos, pode-se utilizar a normatização de concreto armado, que atualmente é a NBR-6118 (2014).

Assim, cabe destacar que NBR-6118 (2014) estabelece o dimensionamento para ancoragem de barras. Para que não ocorra deslizamento da ancoragem, uma barra de aço de alta aderência (corrugada) diâmetro 32mm, aço CA-50, com resistência característica do concreto de 25MPa, deve ter um comprimento ancorado (lb) mínimo de 1,20m. Observa-se que para

comprimentos superiores, ou seja, a partir de 1,20m, para este exemplo, a ruptura tende a ocorrer no elemento metálico.

Para resistências de nata de cimento em torno de 9 MPa, Rosa (1991) apud Macedo (1993) calculou valores entre 2,0 e 4,0m de ancoragem obtido com os resultados dos ensaios de arrancamento nos basaltos e dacitos do próprio Macedo (1993). A NBR 5629 (2006) estabelece que a nata de cimento, dita como calda de cimento (NBR 7684-4, 2013) no texto original, para injeção, deve apresentar fator água-cimento em massa de 0,5 para a execução da bainha, ou seja, da primeira injeção, podendo ser utilizado outros fatores água-cimento, desde que atinja resistência de 25 MPa aos 28 dias. Portanto, para resistências de nata de cimento ainda mais elevada os comprimentos de ancoragem necessários deverão ser ainda menores.

2.2.2.3 Ruptura da armadura, zona de apoio e cabeça de ancoragem

A armadura, seja ela barra, cordoalha, fios, ou qualquer outro tipo, deve ser calculada em função das propriedades do material. Quando este material é o aço, como na grande maioria dos casos, o comportamento mecânico é bastante conhecido e a armadura é dimensionada em função da carga necessária que está relacionada a seção do aço.

A NBR 5629 (2006) estabelece duas expressões para o cálculo da tensão admissível da armadura. Uma para situações de ancoragem permanente e outra para o caso de ancoragens provisória.

No caso das ancoragens permanentes:

$$\sigma_{adm} = (f_{yk} \cdot 0,9) / 1,75 \quad (2.8)$$

No caso das ancoragens provisórias:

$$\sigma_{adm} = (f_{yk} \cdot 0,9) / 1,50 \quad (2.9)$$

Onde:

σ_{adm} é igual à tensão admissível da armadura;

f_{yk} é igual à resistência característica do aço à tração.

No entanto, Macedo (1993) identifica que não há um consenso na literatura para os fatores de segurança da armadura. O autor cita a sensibilidade do tema quando o maciço contém agentes agressivos à armadura.

A experiência do autor desta dissertação em supervisões e monitoramento de nove cortinas atirantadas nas Rodovias RS-115 e RS-235, mostra que o fator de segurança atribuído para a armadura permanente, em fase de projeto, não é o suficiente para a garantia da segurança da estrutura se as falhas provenientes de processos executivos permitem a corrosão das peças de ancoragem.

Bolina e Floriano (2014) mostram a necessidade da recuperação de uma destas cortinas atirantadas que apresentavam ruptura por corrosão no trecho livre ou na cabeça de ancoragem devido à inadequada proteção em apenas 2,9% dos tirantes. Em uma outra cortina com obra de reforço já executada, este valor era de quase 30% dos tirantes rompidos (DAER/RS, 2013). Denotando este um percentual geral crítico para a estabilidade da estrutura de contenção. O fato é que as ancoragens destas cortinas executadas no início da década de 1990 encontram-se atualmente em estado de deterioração acentuados por conta da corrosão dos elementos metálicos, necessitando serem reabilitadas ou substituídas em menos de 25 anos.

Pitta et al. (2006) apresentaram um artigo cujo título foi o seguinte: "quanto tempo durarão as Cortinas Atirantadas executadas a partir da década de 70? 30 anos?" cuja a experiência de tais autores fora através da ruptura de uma cortina atirantada com tirantes de fios e cabeça de ancoragem tipo Freyssinet executado na década de 1970.

Enquanto que nos Estados Unidos e na Europa a preocupação com o nível de proteção anticorrosiva já era uma realidade, somente em 1975 a ABNT NBR 5629 - Estruturas ancoradas no terreno - entra em vigor. Em 1978 a empresa Tecnosolo apresenta uma publicação mostrando uma efetiva preocupação com o nível de proteção anticorrosiva. Nesta publicação o nível de detalhamento para tirantes permanentes é praticamente o mesmo encontrado na antiga NBR 5629 (1996) e atual NBR 5629 (2006), o que denota que a atual norma necessita ser revisada e melhorada neste quesito.

A partir deste quadro fica nítido que a qualidade construtiva é o grande gargalo dos problemas patológicos de ancoragens no terreno, sendo a corrosão da armadura de aço, a manifestação mais efetiva, causando as fragilidades na cabeça de ancoragem e na própria armadura.

Já a ocorrência de ruptura da zona de apoio refere-se à falha da estrutura de apoio. Esta falha é deflagrada quando a reação sobre esta estrutura promove a solicitação de puncionamento no

apoio ou do próprio maciço nos casos de rochas resistentes. Tal mecanismo deve ser evitado através da inserção de armaduras específica para punção e fretagem no caso do apoio ser constituído de concreto armado ou projetado.

2.2.2.4 Ruptura por perda de carga

A perda de carga é promovida por algumas causas previsíveis outros nem tão previsíveis. Macedo (1993) indica os seguintes mecanismos causadores de perda de carga:

- perda de carga por fluência;
- relaxação da armadura;
- deslizamento da armadura durante a incorporação;
- deformação do apoio da placa na cabeça da ancoragem;
- atrito das armaduras dentro da bainha;
- efeito da componente tangencial a placa, efeito de grupo;
- fenômenos de corrosão a médio e longo prazo.

De todos estes mecanismos, a fluência é o mais destacado na bibliografia. Silveira (1978) citado por Macedo (1993) já exemplifica a perda de carga por fluência quantificando-a através de modelos reológicos. Atualmente a NBR 5629 (2006) estabelece que seja ensaiado 1% das ancoragens da obra ou pelo menos dois ensaios por obra, podendo ser ensaio juntamente com o ensaio de qualificação já que as etapas de carga são iguais.

O fato é que este ensaio verifica não somente a fluência da ancoragem com o maciço, mas também de outros tipos de perda de carga.

A perda de carga ou mesmo ganho de carga pode ocorrer em função do tipo de solo em que a estrutura ou cabeça de ancoragem promove a compressão ou ativação da carga.

2.2.3 Distribuições das tensões

Quando discute-se sobre distribuição de tensão, na verdade deve-se observar que existem as tensões normais e as tensões de cisalhamento, que, a princípio, são as mais importantes ao

longo do elemento de ancoragem. De fato a tensão de cisalhamento é muito importante tanto no contato entre o maciço e a selagem, como entre a nata de cimento e a armadura. São bastante complexas e dependem de uma série de condicionantes. Já a tensão normal torna-se mais simples de ser entendida, e possível de ser mensurada ao longo da armadura. O monitoramento das deformações em barras de aço através da instalação de extensômetros elétricos (*strain gauge*), ou fibra ótica, por exemplo, já é uma realidade nas pesquisas sobre o comportamento de ancoragens.

O trabalho de More (2003) faz uma compilação de diversos métodos analíticos de cálculo para estimativa de capacidade de carga de ancoragens. O autor cita: (a) Ostermayer (1974), baseado em ábacos que correlacionam o comprimento do trecho ancorado com a capacidade de carga, sem especificar o procedimento de injeção ou dos valores de pressão de injeção; (b) Bustamante e Doix (1985), que incorpora as influências da técnica de injeção e o volume injetado; (c) método de Costa Nunes (1987), a pressão de injeção pode ser analisada quantitativamente; (d) método de Mesci (1997) possibilita a estimativa da capacidade de carga da ancoragem e dos deslocamentos correspondentes.

Neste mesmo trabalho, More (2003) conclui que a transferência de carga solo-bulbo a resistência frontal, para efeito de projeto, é geralmente desprezada e a capacidade de carga é estabelecida em função da resistência lateral. Alguns autores admitem que com a continuidade do deslocamento do bulbo a tensão cisalhante conserva seu valor máximo, enquanto que outros consideram que devido aos relativos valores altos do deslocamento do bulbo a tensão cisalhante decresce para valores residuais.

Novais Souza apud More (2003) cita a importância de considerar o bulbo como elemento deformável, enfatizando que não considerar os deslocamentos da ancoragem em estruturas protendidas pode ocasionar má interpretação na aplicação da NBR 5629, em especial na definição do limite mínimo do trecho livre efetivo, pois a norma brasileira admite bulbo rígido, podendo este ser bastante menor quando o alongamento do bulbo é considerado.

Segundo Macedo (1993) desde a década de 1970, a distribuição de tensões ao longo do fuste de ancoragens de estacas (*scketed piles*) vem sendo investigada, visando a obtenção de métodos de cálculo da capacidade de carga mais coerentes com o funcionamento das ancoragens. Preterindo os métodos analíticos, os métodos dos elementos finitos são os mais utilizados, sendo baseados nas soluções clássicas derivadas da teoria da elasticidade.

Estudos através de modelos numéricos, Coates e Yu (1970) relatado por Macedo (1993), comprovaram que a distribuição das forças de cisalhamento depende da relação entre o módulo de elasticidade da selagem, E_A , e o módulo de elasticidade da rocha, E_R . Observa-se que quanto menor a relação E_A/E_R , ou seja, quanto mais dura for a rocha, maior é a variação dos esforços ao longo do trecho ancorado.

Philips (1970) apresentado por Littlejohn e Bruce (1975) e baseado nos resultados de Coates e Yu (1970), considerando um valor de 21GPa para E_A , uma distribuição de tensões só poderia ser uniforme ao longo da interface nata-rocha, caso o módulo elástico da rocha (E_R) fosse próximo a 2GPa. Philips demonstra que se utilizada a relação $RCS_R=E_R/350$, muitas vezes empregada em mecânica das rochas, a rocha em questão deveria ter uma resistência inferior a 6MPa, que é o que observa-se aproximadamente para os arenitos brandos estudados.

Floriano & Strauss (2013) relatam que o MEF tornou-se uma ferramenta de uso comum para análise de projetos quando é necessário avaliar deformações, no entanto esclarecem que em materiais naturais (como os solos e as rochas sã) não se pode pensar em propriedades físicas bem definidas pois existe grande variabilidade no comportamento mecânico. Nestas condições a utilização de modelagem numérica aproximando-se das condições de contorno e parâmetros geomecânicos reais, fornecem excelentes resultados e contribuem para o entendimento dos mecanismos.

Em estudos elaborados através do método dos elementos finitos utilizando modelos de Mohr-Coulomb em solo arenoso, More (2003) identificou distribuições de tensão normal ao longo do trecho ancorado de cortinas atirantadas sendo praticamente uniformes. O autor utilizou elementos de interface na análise numérica, disponível através do programa computacional Plaxis.

A distribuição de tensões cisalhantes no trecho ancorado neste caso ocorre pela deformação proveniente a partir da face da cortina. Tal solicitação é mais atuante na base uma vez que, naturalmente o tirante encontra-se inclinado.

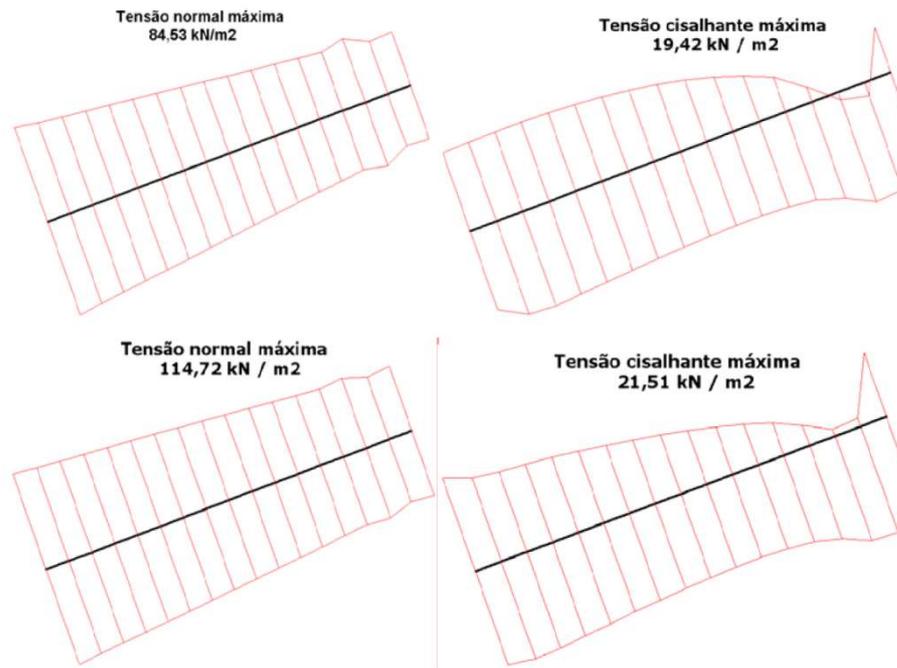


Figura 16. Distribuição de tensões normais e cisalhantes em dois tirantes de solo arenoso. Observa-se a distribuição quase uniforme da tensão normal, que permanece constante ao longo do trecho livre do tirante (MORE, 2003).

Floriano & Strauss (2013) mostram uma distribuição de tensões normais típica de um grampo, que diferente da situação de um tirante protendido, verifica-se um pico de tensão junto da zona de cisalhamento. A massa de solo promove a zona passiva na região onde ancora-se o grampo (L_a). Na Figura 17 pode-se verificar a distribuição de tensões normais ao longo de um grampo em meio da massa de solo.

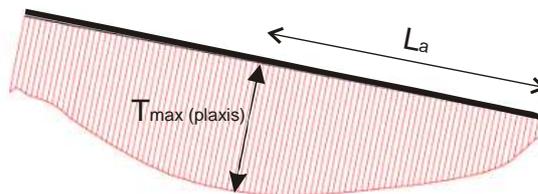


Figura 17. Distribuição de tensões normais em um grampo de uma estrutura de solo grampeado, obtida através do programa computacional Plaxis. Observa-se que o pico de tensão ocorre na posição do plano de cisalhamento (ruptura) do solo e existe uma carga residual a ser absorvida pela face (FLORIANO e STRAUSS, 2013).

2.2.4 Correlações com ensaios

Bustamante e Doix (1985) propuseram uma metodologia de cálculo de tirantes e micro estacas baseado num gama densa de ensaios. Nesta metodologia, os autores relatam curvas para determinação da tensão de arrancamento (q_s) para diferentes tipos de materiais. O relato de valores de q_s são obtidos quando a resistência é totalmente mobilizada. No caso de rochas, a curva de cálculo quase sempre é estabelecida levando-se em conta valores de q_s não mobilizados, sendo que os valores relatados quase sempre são para calcários ou arenitos. O gráfico obtido pelos autores, relaciona a tensão limite do terreno obtida por ensaio pressiométrico (PI) com a resistência a adesão de ancoragens com nata cimento (q_s) em rochas alterados ou fragmentadas. A Figura 18 indica a correlação obtida por Bustamante e Doix (1985).

Observa-se que nos resultados os pontos obtidos pelos autores encontram-se bastante dispersos. Estes autores admitem apresentar uma baixa gama de valores para correlação e explicam que a grande dispersão também é função da não mobilização total do q_s em alguns casos.

Nota-se ainda que o esclarecimento quanto ao grau de fraturamento da rocha deve ser impactante na resposta a tensão de adesão. Ainda, pode-se citar, o tipo de cimento que reagem ou não com a superfície rochosa, o fator água cimento e a resistência da nata de cimento, entre outros parâmetros que podem influenciar positivamente ou negativamente na tensão de contato entre nata de cimento e rocha alterada. Portanto correlações com tensão de aderência dependem de outros fatores além dos valores de resistência do maciço ou mesmo da rocha intacta. Porém, do gráfico apresentado na Figura 18, pode-se dizer que na relação proposta por Bustamante e Doix (1985), para rochas fraturadas ou maciços alterados, a gama de valores de q_s é superior aos materiais compostos puramente por solos, variando aproximadamente de 0,2 a 1,5 MPa.

Exposto isto, as correlações diretas com ensaios para obtenção de resistência a adesão da ancoragem devem ser utilizadas com bastante cautela.

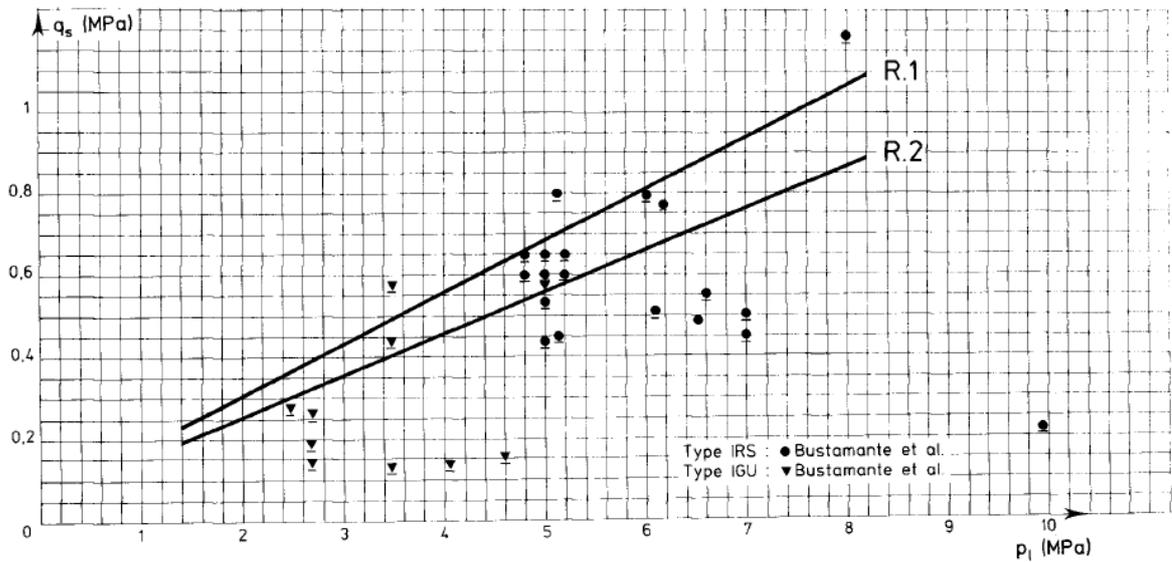


Figura 18. Correlação entre a pressão limite do solo do pressiômetro (PI) e a tensão de adesão nata-rocha (qs) para rochas fraturas e alteradas. IRS e R.1 (único estágio de injeção) e IGU e R.2 (múltiplos estágios de injeção). (BUSTAMANTE E DOIX, 1985).

2.3 O MÉTODO DE ENSAIO DE LABORATÓRIO CCBT

2.3.1 Introdução

Neste item faz-se uma transcrição adaptada do método CCBT de laboratório publicado por Macedo (1993). Este ensaio foi elaborado e aplicado pioneiramente para obras de cortinas atirantadas em rochas basálticas e dacíticas da Formação Serra Geral no Estado do Rio Grande do Sul.

Trata-se de um procedimento simplificado para estimar a tensão de contato entre rocha e selagem do trecho ancorado, τ_{uR} , utilizada no cálculo da capacidade de carga de ancoragem na Equação 2.10.

$$P_u = \pi D L_c \tau_{uR} \quad (2.10)$$

onde,

P_u — é a carga última teórica de arrancamento;

L_e – é o comprimento ancorado.

A τ_{UR} é a representação teórica do valor q_s obtido no ensaio de tração da ancoragem apresentado na Equação 5.6.

O método foi concebido para ser realizado em pequenos laboratórios, com baixo custo e com equipamentos relativamente simples. Seu emprego é aconselhado nas situações em que a ancoragem é instalada em maciços onde não existam experiências anteriores ou, ainda, quando as características da selagem forem modificadas. Assim, ele pode ser aplicado, tanto na fase de projeto, como durante a execução da obra, permitindo, indiretamente, a verificação e, se for o caso, o redimensionamento da estrutura. O método proposto foi denominado de *Composite Cylinder Bond Test* – CCBT – e, apresentado originalmente por Macedo, et al. (1991) e Macedo et al. (1992).

Baseado no ensaio de determinação da resistência de adesão do concreto com resina epóxi, da ASTM (1984), o método utiliza corpos de prova cilíndricos, compostos por rocha e nata de cimento, submetidos à compressão axial. A ruptura do corpo de prova, carregado axialmente, dispensa considerações sobre a reprodução, em laboratório, do estado de tensões de um ponto discreto do trecho ancorado em função da sua localização no interior do maciço rochoso e da variação das tensões normais durante o carregamento do trecho ancorado, como deve ser feito no caso do ensaio de cisalhamento direto, por exemplo. Além da dificuldade de se dispor de um equipamento que suporte níveis de tensões coerentes com a realidade, a determinação destas tensões, no ensaio de cisalhamento, exigiria a quantificação do efeito de dilatação da nata nas ancoragens instaladas em rocha (MACEDO, 1993).

A nata, que representa o material empregado na selagem do trecho ancorado, é moldada num testemunho de rocha, cuja superfície de contato deve reproduzir as características físicas da parede do furo onde o tirante será instalado. Nos procedimentos tradicionais de perfuração em rocha, utilizam-se as coroas diamantadas, que definem uma superfície muito pouco rugosa (lisa), com textura definida pela matriz e mineralogia da rocha, e que devem ser mantidas pelo processo de corte do testemunho (MACEDO, 1993).

Segundo Macedo (1993), os testemunhos que apresentam feições descontínuas (falhas abertas) do maciço devem ser excluídos do ensaio.

Considera-se que a tensão de contato, obtida do CCBT, é o resultado da ruptura das forças de adesão entre dois materiais. Uma força que corresponde à máxima tensão alcançada pelo componente de adesão, atuando, neste caso, como um dos mecanismos de resistência ao

deslizamento. Assim, como na concepção destes mecanismos, as forças de adesão atuam no corpo de prova, enquanto os deslocamentos relativos das metades fossem ínfimos. Deste modo, devido à natureza das ligações envolvidas, as metades separar-se-iam após a ruptura, como, de fato, ocorre durante o ensaio se este for validado (MACEDO, 1993).

2.3.2 Descrição do método de ensaio

2.3.2.1 Escopo

O método do CCBT consiste em obter a tensão de contato, na interface da nata de cimento com a rocha, através de uma série de ensaios de compressão axial, em corpos de prova cilíndricos compostos (MACEDO, 1993).

2.3.2.2 Materiais

Macedo (1993) relata que são necessários, basicamente, os seguintes materiais:

- uma prensa para carregamento axial dos corpos de prova com capacidade mínima igual a 100kN.
- uma máquina de serrar de bancada, equipada com disco diamantado, de ppq (pedra por quilate) próximo a das coroas de perfuração utilizadas nas ancoragens de serviço;
- um conjunto de 12 formas cilíndricas com diâmetro igual a 55mm;
- um conjunto de 6 formas cilíndricas para o ensaio da nata de cimento;
- gabarito para corte dos testemunhos de rocha;
- equipamentos de proteção apropriados ao corte dos testemunhos;
- demais materiais para mistura da nata de cimento e capeamento dos corpos de prova.

2.3.3 Interpretação dos resultados

A obtenção da resistência de junta é um assunto bastante discutido quando se estuda, em mecânica das rochas, a resistência de maciços anisotrópicos. Dentre os ensaios realizados com esta finalidade, destacam-se o cisalhamento direto e o triaxial. Eles fornecem os resultados mais adequados aos níveis de solicitação da maioria dos projetos de engenharia, nos quais se

incluem a estabilidade de taludes, fundações de barragem e, algumas vezes, obras subterrâneas (MACEDO, 1993).

Macedo (1993) cita que o ensaio triaxial, segundo Franklin e Dusseault (1989), não é adequado a esta análise, e seu uso é, quase exclusivamente, restrito a testes com rochas intactas. Isto ocorre porque os pequenos deslocamentos cisalhantes ocasionam o movimento das partes do corpo de prova, podendo provocar a ruptura da membrana. Brady e Brown (1985) citado por Macedo (1993) acrescentam que ocorrem tensões cisalhantes nos pratos da prensa, provocando a rotação do estado tensional no corpo de prova e dificultando a interpretação dos resultados.

Neste ensaio, apenas a resistência ao cisalhamento de pico pode ser determinada e, assim mesmo, somente quando ocorrer com pequenas deformações da superfície de cisalhamento. O aumento das tensões confinantes, σ_3 , em um ensaio triaxial multiestágios, produz a sequência de curvas onde a reta identifica a envoltória de resistência da junta (MACEDO, 1993).

No ensaio de cisalhamento direto, a resistência da junta é medida com a aplicação de uma tensão constante e normal ao plano, enquanto uma tensão tangencial é mantida até que ocorra o deslizamento na junta. Em laboratório, este ensaio é realizado com amostras que variam de 30 a 500mm de lado, porém pode ser utilizada amostras muito maiores em ensaios de campo (MACEDO, 1993).

A resistência de pico é a máxima tensão cisalhante que pode ser suportada pelo corpo de prova. A resistência residual é a menor resistência que pode ser obtida com a maior deformação que o ensaio pode permitir. Envoltórias de resistências são obtidas quando se relacionam a resistência ao cisalhamento com a tensão normal ao plano. Quanto maior a tensão normal, maior será a resistência ao cisalhamento (MACEDO, 1993).

A Norma brasileira que regulamenta o ensaio de compressão simples em nata de cimento é a NBR 7681-4 (2013) – Calda de cimento para injeção – determinação da resistência à compressão – método de ensaio. Outras normas como a ASTM D 2938-95 também regulam este ensaio. A grande preocupação deste ensaio é de manter rigorosamente o paralelismo entre as faces do ensaio, com tolerância de até 0,02mm, para evitar concentrações de tensões indesejadas (GOBBI, 2011).

A teoria desenvolvida por Jaeger (1960) com base nos fundamentos geométricos do círculo de Mohr, e apresentada por Jaeger e Cook (1976), para um único plano de fraqueza, é a base

do estudo sobre os efeitos da descontinuidade sobre a resistência da rocha e foi utilizado por Macedo et al. (1991) para interpretar os resultados obtidos no CCBT.

A teoria de Jaeger para a situação representada na Figura 19 tem as seguintes aplicações segundo relato de Macedo (1993):

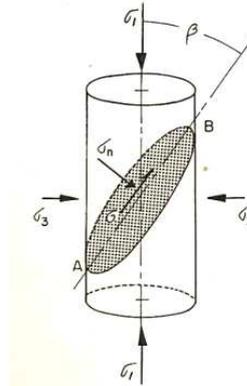


Figura 19. Estado de tensões em um corpo de prova (com plano de fraqueza) no ensaio triaxial. Adaptado de Macedo (1993).

- No estudo do escorregamento através de juntas abertas ou de superfícies cortadas da rocha para o qual o critério de deslizamento é aquele encontrado experimentalmente, e dado pela equação de Coulomb,

$$S = S_w + \sigma_n \tan \phi \quad (2.11)$$

onde, S_w – resistência de adesão da superfície da junta;

ϕ – ângulo de atrito.

- No caso das juntas serem preenchidas com um material de menor resistência, a mesma teoria poderá ser aplicada; e
- Um material anisotrópico, com planos paralelos de fraqueza, comportar-se-á do mesmo modo que o material do caso anterior, com um plano de fraqueza único.

O deslizamento no suposto plano de fraqueza AB, do corpo de prova composto, tornar-se-á iminente quando a tensão cisalhante no plano AB, τ , for igual ou maior que a resistência ao

cisalhamento S . As equações que relacionam as tensões normais e cisalhantes em AB são dadas por,

$$\sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\beta \quad (2.12)$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\beta \quad (2.13)$$

Substituindo σ_n na equação 2.12 e fazendo S igual a τ , após algumas transformações trigonométricas, obtém-se a expressão matemática por Jaeger e Cook (1976),

$$\sigma_1 \geq \sigma_n + \frac{2(S_w + \sigma_3 \tan \phi)}{(1 - \tan \phi \tan \beta) \sin 2\beta} \quad (2.14)$$

Resolvendo a inequação para uma situação particular, na qual a tensão confinante seja nula, $\sigma_3 = 0$, como no caso do método de ensaio proposto, tem-se,

$$\sigma_1 \geq \frac{2(S_w)}{(1 - \tan \phi \tan \beta) \sin 2\beta} \quad (2.15)$$

O valor de σ_1 é, então, a tensão que provoca o deslizamento no plano AB de um corpo de prova sujeito a um estado uniaxial de tensões, análogo à condição do CCBT.

Nas combinações de S_w , ϕ , e β para as quais a inequação não é satisfeita, não ocorre o deslizamento na descontinuidade e a única alternativa é a ruptura da rocha ou da nata de cimento, ou mesmo de ambos materiais, como foi visto neste trabalho com arenitos.

Macedo (1993) mostra que quando a resistência da nata for próxima à da rocha, os dois tipos de ruptura, na junta e na rocha ou nata, podem ser graficamente representados pela Figura 20. O ponto de mínimo é obtido diferenciando-se 2.15 e é função apenas do ângulo de atrito ϕ em,

$$\beta = \frac{\pi}{2} - \frac{\phi}{2} \tag{2.16}$$

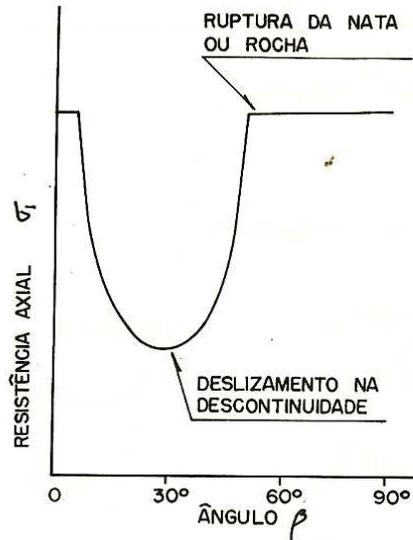


Figura 20. Relação entre as tensões principais na ruptura e o ângulo de junta. Adaptado de Macedo (1993)

Arbitrando-se duas inclinações de juntas diferentes, $\beta_A = 30^\circ$ e $\beta_B = 45^\circ$, obtém-se com 2.15 duas inequações com duas variáveis S_w e ϕ , que pode, então, formar um sistema determinado, desde que conheça os valores de σ_{1A} e σ_{1B} .

Uma representação gráfica através de um círculo de Mohr pode ser observada na Figura 21.

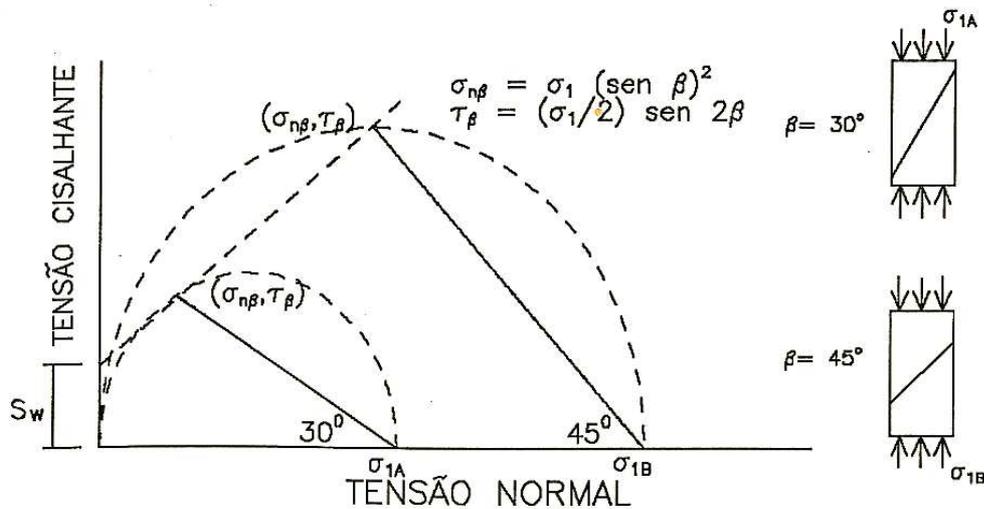


Figura 21. Interpretação gráfica do ensaio CCBT. Adaptado de Macedo (1993).

Estas tensões correspondem às cargas de ruptura nos corpos de prova com juntas de 30° e 45°, respectivamente.

$$\sigma_{1A} \cong \frac{4S_w}{\sqrt{3}-\tan\phi} \quad (2.17)$$

$$\sigma_{1B} \cong \frac{2S_w}{1-\tan\phi} \quad (2.18)$$

Os parâmetros S_w e ϕ são, respectivamente, a adesão e o ângulo de atrito nas superfícies de junta, determinada pelo contato da nata de cimento com a rocha. Eles podem ser obtidos no diagrama $\tau \times \sigma$, Figura 21, através da interpolação e da declividade da reta que passa pelos pontos (σ_n, τ) . Estas são as tensões na superfície da junta com a inclinação β calculadas com as equações 2.12 e 2.13, fazendo-se σ_3 nula:

$$\sigma_n = \sin^2 \beta \quad (2.19)$$

$$\tau = \frac{\sigma_t}{2} \sin 2\beta \quad (2.20)$$

Notadamente, no ensaio CCBT ocorrem deformações cisalhantes extremamente pequena, pois a resultante é obtida com tensões de pico. Neste caso, a parcela de resistência ao cisalhamento devido ao atrito ϕ , na equação 2.11, que é função da tensão normal, σ_n , deve ser ignorada, a favor da segurança. Portanto, faz-se a resistência no contato nata-rocha em função, apenas, da adesão dada por S_w .

$$S = S_w \quad (2.21)$$

2.3.4 Aplicação prática do ensaio CCBT

Macedo (1993) realizou um conjunto de ensaios em basaltos e dacitos da Formação Serra Geral no Estado do Rio Grande do Sul. Até o momento, estes foram os únicos materiais que foram aplicados ensaios CCBT. Este autor realizou ensaio para um conjunto de oito

amostragens. Sendo duas em dacito e seis em basalto. O gráfico da Figura 22 apresenta os resultados.

Neste gráfico, Macedo (1993) identifica que S_w , representado por um reta, é fundamentalmente condicionado ao valor de σ_{1A} , que é a tensão na junta a 30° fazendo-se o valor de ϕ corresponder ao valor médio obtido no ensaio CCBT. Nesta reta, a dispersão é quase nula e a inclinação é superior a reta formada por σ_{1B} e S_w .

Segundo Macedo (1993) a dispersão maior para a curva que relaciona σ_{1B} , ou seja, tensão na junta a 45° , deve-se as características específicas da superfície de contato, isto é, pela presença de amídalas e discontinuidades, enquanto aproxima-se o ângulo da junta do ponto de tensão axial mínima, determinado pela Equação 2.18, bem como a divergência de traço da nata de cimento para corpos de prova da mesma série.

O mesmo autor admite que a tensão de ruptura (τ_{UR}) nata-rocha em grampos protótipos mostraram-se constantes ao longo do trecho ancorado e que o mecanismo deve depender da relação entre as constantes elásticas dos materiais, nata e rocha (E_R/E_t). No entanto, o valor de τ_{UR} , embora não possa ser a tensão de ruptura da ancoragem, pode ser considerada a máxima tensão atingida na interface numa condição de confinamento zero e serve numa análise quantitativa, como termo comparativo entre dados de campo e laboratório.

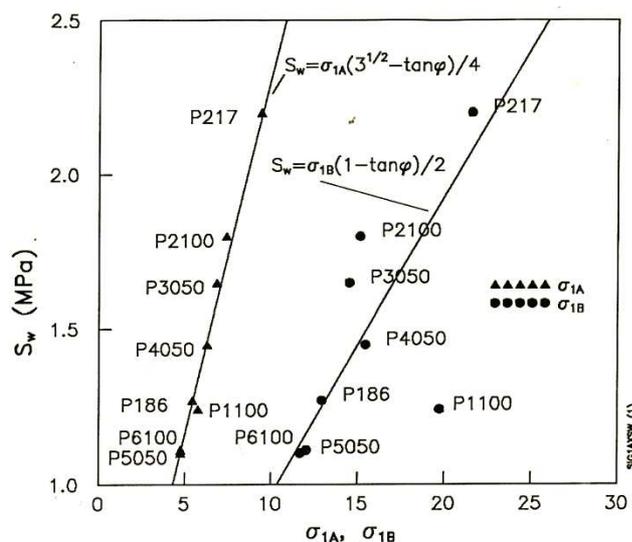


Figura 22. Relação entre a tensão de contato e as tensões axiais na ruptura dos corpos de prova compostos de Macedo (1993).

Os resultados do ensaio CCBT por Macedo (1993) revelaram, para aquelas rochas, que a resistência na interface nata-rocha, tiveram também relevância com fator água-cimento (A/C), obtendo valores inferiores de tensão de contato de 1.10MPa para um fator A/C de 0,6 e de 2,20MPa para um fator A/C de 0,45.

Macedo (1993) fez uma comparação entre os resultados dos ensaios protótipos de arrancamento de tirantes, com os ensaios CCBT quanto à resistência de contato, obtendo valores de tensão de aderência da ordem de 34% a 183% inferiores aos dos ensaios de arrancamento protótipos. Destes resultados, o autor concluiu que o valor de tensão, sempre inferior no ensaio CCBT é devido à desconsideração do atrito, bem como a dilatação, existentes neste contato.

Sendo assim, Macedo (1993) considera que a utilização destes resultados é válida, pois considerar apenas que a parcela de adesão contribui para a preservação da integridade da nata, evitando a sua fissuração e a penetração de agentes agressivos a armadura, ou seja, mantém o recobrimento da barra de aço intacto, sendo, portanto, a favor da segurança da estrutura de contenção.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo de metodologia foi subdividido de forma a apresentar os seguintes tópicos: amostragem do material rochoso estudado, as suas propriedades índices, granulometria, a amostragem para análise petrográfica, os ensaios de raio x para identificação das partículas argilosas nas rochas sedimentares, ensaio de resistência à compressão simples, ensaio CCBT e ensaio de arrancamento em campo.

3.1 AMOSTRAGEM

A escolha do local de amostragem passa por uma avaliação que deve respeitar a identificação de uma região onde a porção de material coletado é representativa do maciço estudado, bem como deve existir a possibilidade de acesso com o equipamento, sem prejuízo a qualidade da extração. Os locais de perfuração devem ser marcados com tinta spray e numerados para posterior identificação.

As amostras cilíndricas de rocha foram obtidas em duas campanhas. A primeira, realizada no dia 28 de julho de 2013, foram recolhidos dois blocos de rocha: um de aproximadamente 70kg, da Formação Botucatu; outro, de aproximadamente 30 kg, da Formação Rio do Rastro. Posteriormente, em laboratório, foram extraídas as amostras cilíndricas diretamente destes blocos. Tais blocos encontravam-se as margens da rodovia (lado direito), junto ao km 108+300 e foram remanescentes de uma ruptura de massa que, certa vez, interrompeu a rodovia naquela posição.

A segunda campanha foi obtida com a remoção de amostras in loco entre os dias 10 e 12 de março de 2014, sendo utilizado o mesmo equipamento de extração, complementado de ferramentas de fixação para a extração direta no talude. Nesta situação foram removidas amostras em três locais. O primeiro local encontra-se na posição do km 108+675, onde o talude de corte constitui-se exclusivamente de arenito eólico da Formação Botucatu. O segundo, também foi do arenito eólico, no entanto, foram extraídas amostras de blocos estacionados no bordo da pista remanescente da última ruptura naquela ocasião, à semelhança da primeira campanha de extração. Por fim o terceiro local de extração foi na base do talude junto ao km 108+500, onde aflora o arenito da Formação Rio do Rastro.

Na primeira campanha, em laboratório, foram obtidas 28 amostras cilíndricas, sendo 16 amostras do bloco de arenito da Formação Botucatu e 12 amostras do arenito da Formação Rio do Rastro. Estas amostras variaram comprimentos entre 12 a 17 centímetros, neste caso, relativo a espessura total do bloco amostrado.

Na segunda campanha, in loco, foram obtidas 89 amostras cilíndricas, sendo 57 amostras do arenito da Formação Botucatu e 32 amostras do arenito da Formação Rio do Rastro. Estas amostras variaram comprimentos entre 30 a 40 centímetros, neste caso, relativo ao comprimento máximo do cálice e coroa de corte, que foi de 45cm.

A Tabela 9 mostra um resumo da amostragem realizada para a presente pesquisa.

Tabela 9. Resumo da campanha de amostragem para realização de ensaios.

Local (km)	Número de amostras	Material	Posição em relação ao plano de estratificação	Data da extração	Observação
(1) 108+300	12	arenito Rio do Rastro	-	28/07/2014	bloco remanescente
(2) 108+500	32	arenito Rio do Rastro	-	12/03/2014	extração no talude
(3) 108+300	16	arenito botucatu	perpendicular	28/07/2014	bloco remanescente
(4) 108+675	29	arenito botucatu	paralelo e angular	10/03/2014	extração no talude
(5) 108+500	28	arenito botucatu	perpendicular e angular	11/03/2014	bloco remanescente - in loco

É importante destacar que todas as amostras foram extraídas com coroa denteada e pontas diamantadas com diâmetro externo de $2^{1/4}$ ”, formando um diâmetro interno equivalente da amostra de 50 mm.

3.1.1 Extração das amostras

Anterior à realização da extração das amostras, os seguintes itens foram tomados como fundamentais para a qualidade e organização da amostragem:

- Identificação do material a ser perfurado. No caso em questão, a identificação visual e tátil do arenito da Formação Botucatu e do arenito da Formação Rio do Rastro. Tal identificação visa o reconhecimento prévio do ambiente geológico e da estrutura mineralógica do material.

- Identificação do plano de estratificação do arenito. É comum no material de origem sedimentar, especialmente nos arenitos, apresentar planos de estratificação que correspondem à diferenciação entre camadas de deposição. Em alguns casos estas camadas são extremamente evidentes, como é o caso do arenito da Formação Botucatu. Já o arenito da Formação Rio do Rastro apresenta estratificação não aparente em escala amostral.

Uma vez identificada a estratificação, buscou-se três posições distintas a serem perfuradas. Uma paralela ao plano de estratificações naturais do arenito, outra perpendicular e ainda uma terceira, em ângulo. Para esta última, idealizou-se o mesmo ângulo praticado na execução de obras de grampeamento ou atirantamento, que varia entre 10 a 30 graus em relação a horizontal, embora na prática manter um ângulo de extração perfeitamente constante torna-se bastante dificultoso.

A Figura 23 apresenta alguns cilindros amostrados, identificando os planos de estratificação em relação à posição de corte em cada amostra.

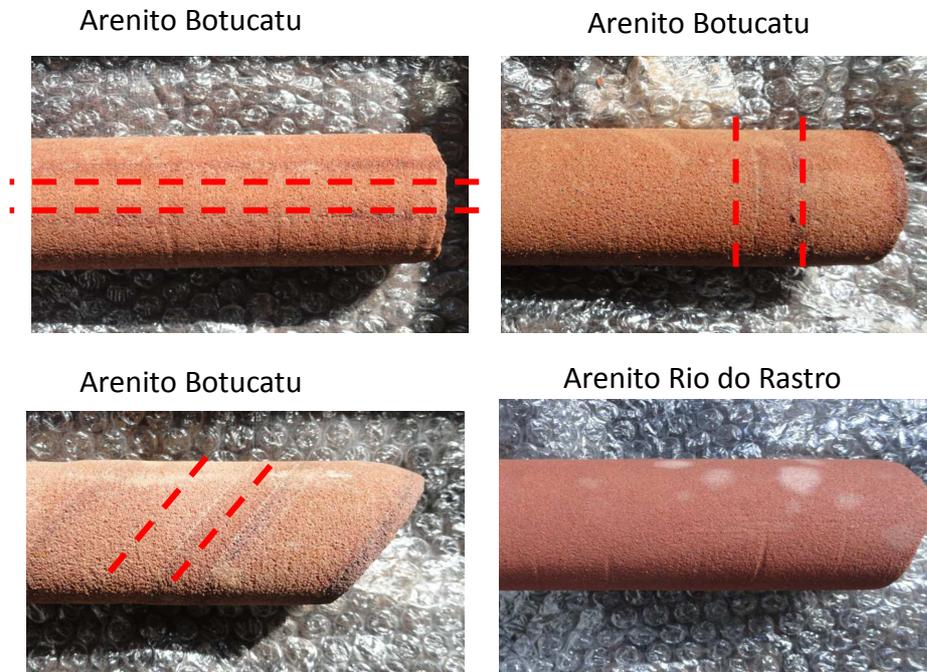


Figura 23. Amostras com diâmetro médio de 50mm obtidas através de extrator. Observa-se nestas amostras a indicação com tracejado em matiz vermelha a posição do plano de estratificação no arenito Botucatu. No arenito Rio do Rastro, embora exista a estratificação, esta não é identificada nas dimensões amostradas.

3.1.2 Equipamento de extração

A perfuratriz ou perfuradora manual é um equipamento largamente utilizado na extração de concreto armado e na perfuração de estruturas densas de concreto para passagem de tubulações. Não é muito comum a utilização deste tipo de equipamento para extração de amostras de rocha, embora tal equipamento também possa ser utilizado, observando sempre a sua limitação quanto a profundidade de amostragem.

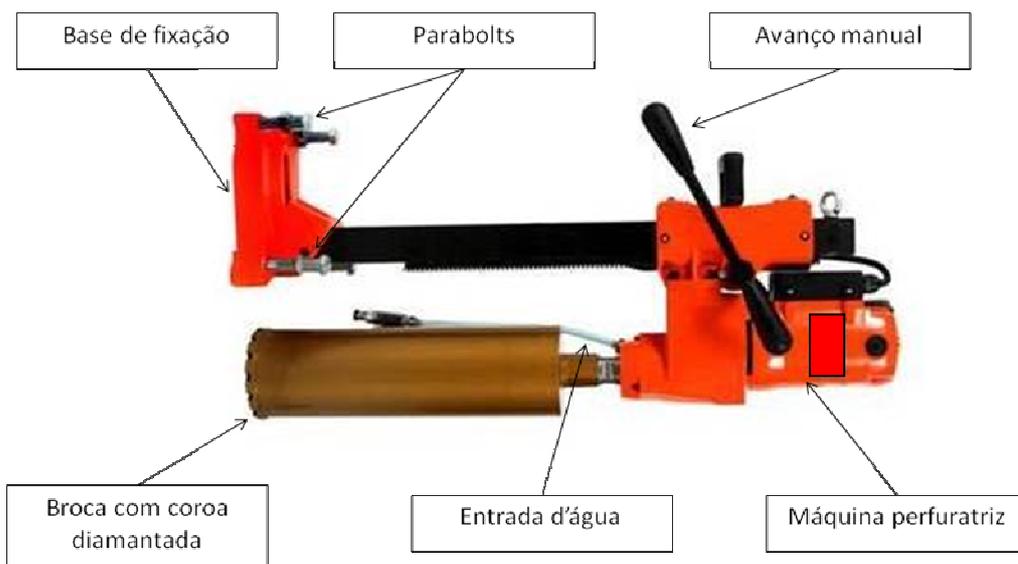


Figura 24. Equipamento de perfuração manual com sistema de fixação, similar ao equipamento utilizado para a extração das amostras obtidas neste trabalho, identificando suas principais peças.

Acoplado a esta máquina, com encaixe compatível de fábrica, encontra-se uma broca ou coroa de perfuração diamantada na extremidade de corte, com diâmetros padronizados, variáveis entre ½” a 14”. No caso das amostragens deste trabalho, foi utilizada coroa diamantada com diâmetro nominal de 2^{1/4} polegadas formando amostras cilíndricas com diâmetro correspondentes a 50mm.

Na extração de amostras, não se restringe a utilização de cálices ou brocas de comprimentos variados, o importante é a garantia da obtenção de peças de amostra de rocha com altura equivalente ao dobro do diâmetro, possibilitando a formatação de corpo de prova com dimensões idealizadas segundo a norma NBR-5739/2007, seja para a utilização nos ensaios CCBT ou para a realização de ensaio de Compressão Simples.

Para a extração das amostras deste trabalho foi utilizado os seguintes equipamentos e acessórios:

- a) Máquina perfuradora X tools 3.500W em baixa rotação: até 480 giros por minuto;
- b) Base de fixação adaptada à máquina;
- c) Gerador elétrico (eventual);
- d) Cilindro pressurizador de água;
- e) Água (de preferência de fonte natural do local);
- f) Furadeira elétrica;
- g) Grampos tipo parabolts;
- h) Cabos de energia;
- i) EPIs.

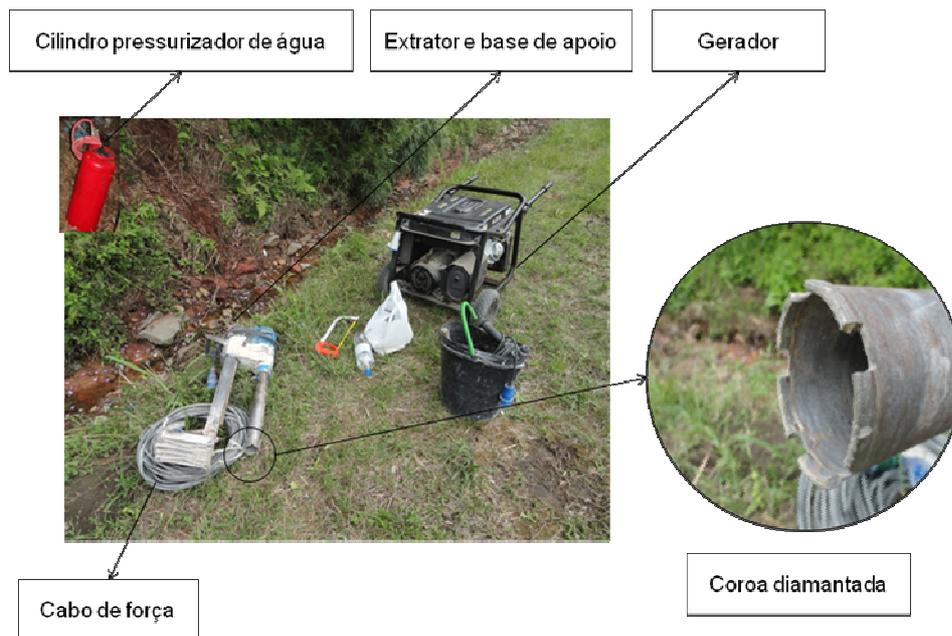


Figura 25. Conjunto das principais ferramentas e equipamentos utilizados para a extração das amostras de arenitos in loco.

Os parabolts para o apoio da base de fixação da perfuratriz devem ser posicionados previamente a perfuração no local de interesse de amostragem. Para isso, realizam-se quatro furos no maciço com o uso de uma furadeira elétrica e broca adequada ao diâmetro do parabolts.

Uma vez fixada na base, pode-se aproveitar as perfurações existentes, mudando de posição o equipamento a cada perfuração realizada. A perfuração inicia com o acionamento da broca em rotação lenta em contato com a superfície do maciço ou do bloco, enquanto que o avanço de perfuração se dá manualmente, controlado sensivelmente pelo operador, em movimento de corte contínuo, podendo existir a possibilidade de automatização com velocidade constante e controlada em equipamentos mais modernos.

O controle de rotação e a velocidade de avanço têm impactos na qualidade da amostra a ser obtida. Quando utilizadas velocidades excessivas ou descontínuas de avanço, o cilindro amostrado apresenta-se com forma não tão perfeita, podendo ser observadas pequenas variações diametrais deste como mostra a Figura 26. Uma seleção prévia das amostras mais regulares deve ser realizada.



Figura 26. Imagem comparativa entre uma amostra com corte regular no lado esquerdo e uma amostra com variações diametral devido à variação do controle manual de avanço.

Rotações excessivas podem ocasionar o seccionamento indesejado da amostra, em especial em cortes perpendiculares aos planos naturais de estratificação.

O corte é realizado com o uso de água de refrigeração. A água, preferencialmente, não deve conter substâncias que possam alterar as propriedades físicas e químicas da amostra extraída. É conveniente utilizar uma fonte de água natural, obtida no próprio local, ou utilizar água deionizada.

Observa-se que é inevitável que a água de refrigeração aumente a umidade natural da amostra, por conta disso, a umidade natural somente seria possível de obtenção através do corte sem a refrigeração, o que proporcionaria atrito excessivo no corte, aumentando o desgaste da ferramenta, redução de vida útil do equipamento, bem como dificuldade na obtenção de

amostras inteiras, uma vez que exigiria a aplicação de maiores torques na extremidade da amostra obtida.

Ao atingir o comprimento necessário de perfuração, utiliza-se uma barra metálica longa ou uma chave de fenda, aplicando uma carga manual no fundo do contato da amostra com o maciço. Realizado esta etapa, a amostra é retirada do maciço, podendo ser armazenada. No caso de amostras retiradas diretamente de blocos é conveniente que o corte atravessasse a espessura do bloco.

A Figura 27 mostra o corte no bloco amostrado do arenito Botucatu. Nesta ocasião, em corte perpendicular ao plano de estratificação, observou-se a necessidade de fixação da base de apoio, pois os cortes sem apoio apresentaram seccionamento junto aos planos de estratificação da rocha, mesmo em rotações baixas, proporcionando corpos de prova com alturas menores que duas vezes o diâmetro.

A Figura 28 mostra a sequência necessária à obtenção das amostras de rocha cilíndricas.



Figura 27. Extração de amostras em blocos remanescentes de rupturas. A imagem mostra a extração de amostras do bloco de arenito eólico da Formação Botucatu.

	Etapa	Imagem
1	Marcação do local de perfuração acoplando as conexões elétricas e hidráulicas necessárias.	
2	Perfuração com furadeira elétrica para a inserção dos parabolts que sustentam a base de fixação do equipamento no maciço rochoso	
3	Após fixação da base de apoio regula-se a vazão de água de refrigeração e a rotação do equipamento, realizando avanço manual da perfuração.	
4	Uma vez finalizado o curso da perfuração, remove-se o equipamento e retira-se a amostra de rocha.	

Figura 28. Sequência de execução para a extração de amostras de rocha in loco através de perfuradora manual. Destaca-se que o equipamento também apresenta o recurso angular de até 45 graus em relação ao plano de fixação da base.

3.1.3 Recolhimento e armazenagem das amostras

Realizada a perfuração, a amostra deve ser retirada do cálice ou broca com bastante cuidado, posicionada em sequência e armazenada organizadamente.

As amostras devem ser embaladas individualmente (por peças) com no mínimo duas voltas de plástico tipo bolha e fixada com fita adesiva. Quando finalizado um conjunto de amostras do mesmo local de extração, estas devem ser marcadas.

Após cada peça estar enrolada em plástico tipo bolha, embrulham-se todas as partes em sequência, também com este polímero e identifica-se o local da perfuração.

As amostras embrulhadas podem ser armazenadas em caixas de madeira ou papelão, com resistência mecânica suficiente para a realização do transporte sem que estas quebrem ou se rasguem.

A Figura 29 mostra as ferramentas e materiais necessários para a proteção mecânica, armazenamento e identificação das amostras extraídas, que fundamentalmente constitui-se de: plástico tipo bolha, filme PVC e caneta tipo marcador permanente. Para cada amostra extraída foi identificado o tipo de material e o plano de extração em relação a estratificação do material.



Figura 29. A sequência de imagem, a, b e c mostra a ordem executiva para o armazenamento das amostras de rocha extraídas. Observam-se na imagem (a) os materiais necessários para vedação e proteção mecânica de cada amostra cilíndrica (filme PVC, plástico tipo bolha, caneta marcador permanente). A imagem (b) destaca-se a etiquetagem individual da amostra demarcada com fita tipo crepe. A imagem (c) mostra o armazenamento em conjunto identificando o local de extração.

3.1.4 Corte das amostras

Para a realização dos ensaios em amostras cilíndricas, foi necessário o preparo destas, transformando-as em corpos de prova, possibilitando assim a realização dos ensaios de Compressão Simples e os ensaios CCBT.

Na amostra extraída, os primeiros dois a três centímetros de perfuração foram descartados, visto que este início foi identificado como uma camada intemperizada, muitas vezes com a presença de material orgânico como líquens e fungos.

O preparo dos cilindros pode ser realizado de forma simplificada, adaptando uma serra de bancada acoplada de um disco diamantado de corte para rocha, semelhante àquilo que Macedo (1994) realizou para a obtenção dos corpos de prova de basalto e dacito.



Figura 30. Máquina de bancada, com disco diamantado, utilizada para o corte das amostras.

Foram realizados cortes perpendiculares em todas as amostras. Para a realização destes cortes, uma forma de madeira, apresentando ângulo de 90° foi preparada para a realização do corte. É importante que este corte seja ajustado com bastante precisão angular, mesmo que a serra apresente leitor de ajuste.

Na separação das amostras cilíndricas, em especial aquelas extraídas diretamente dos taludes, realizou-se um corte na entrada da amostra e outro na saída da amostra. Buscando identificar a interferência do avanço de degradação no interior do maciço através dos resultados dos ensaios de compressão simples.



Figura 31. Exemplo de preparo de corpos de prova cilíndricos para ensaio de compressão simples. Neste caso, o material é o arenito Rio do Rastro. Estes CPs apresentam altura em média de 100mm e diâmetro de 50mm. Observa-se a marcação identificando entrada (E), posição mais superficial no talude e saída (S), indicando a posição mais profunda da amostra.

Assim como nas rochas metamórficas deve-se sempre observar o bandeamento ou planos de xistoidades em relação a direção do carregamento aplicado. Nas rochas sedimentares, como os arenitos, o que deve-se levar em conta é a posição da estratificação em relação a direção de carregamento do corpo de prova quando estes são submetidos a compressão simples.

Para o ensaio CCBT os testemunhos que compõem os corpos de prova compostos são definidos por dois cortes: um perpendicular (90°) e outro 30° ou 45° a seu eixo (Figura 32 e Figura 33). Podem ser talhados dois corpos de prova com o mesmo corte. A superfície, assim definida, tem a forma elíptica e o corpo de prova só deve ser utilizado se estiver sem bordas quebradas. Eventuais irregularidades nesta superfície, como por exemplo, a existência de amígdalas ou fenocristais, no caso de rochas magmáticas ou metamórficas devem ser anotadas (MACEDO, 1994).

No caso de rochas sedimentares, normalmente o corte apresenta-se com textura mais uniforme, embora a posição do plano de estratificação deva ser observada. Divergências na textura foram verificadas quanto à quantidade de água adicionada durante o corte e a umidade em que essa se encontra no momento do corte. Observou-se que quanto maior a quantidade de água ou maior a umidade da amostra, a superfície de corte apresenta-se mais lisa e menos porosa, apresentando uma camada de textura argilosa plástica impregnada na superfície de corte, tanto no arenito Botucatu quanto no arenito Rio do Rastro.

Deve-se, portanto, evitar o contato e a contaminação da superfície de corte, afim de não prejudicar a aderência com a nata de cimento nos cortes em ângulo para os ensaios CCBT.

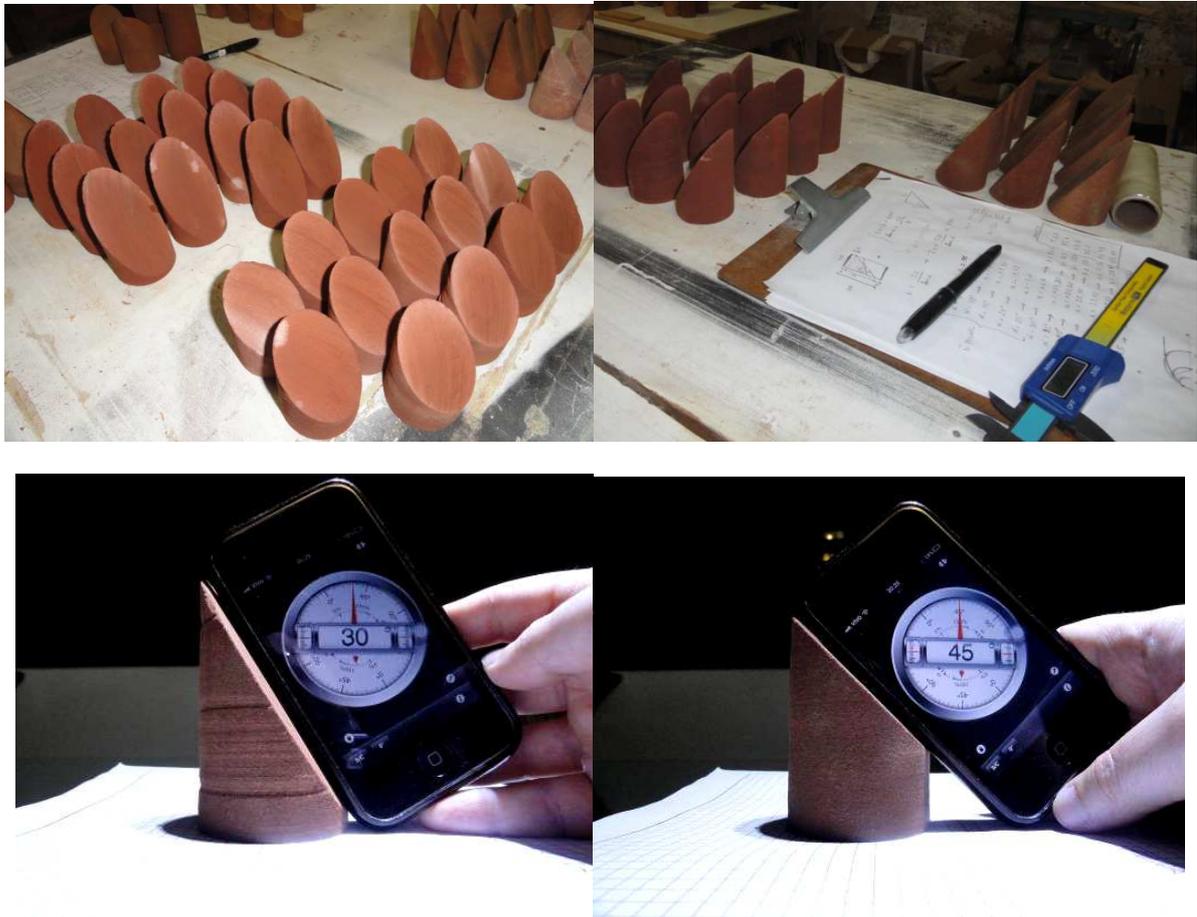


Figura 32. Exemplo de preparo de corpos de prova cilíndricos para ensaio CCBT. Neste caso, o preparo da série com os ângulos de corte 30 e 45 graus do arenito Rio do Rastro. Abaixo, destaca-se a aferição dos ângulos do plano de corte após sua realização.

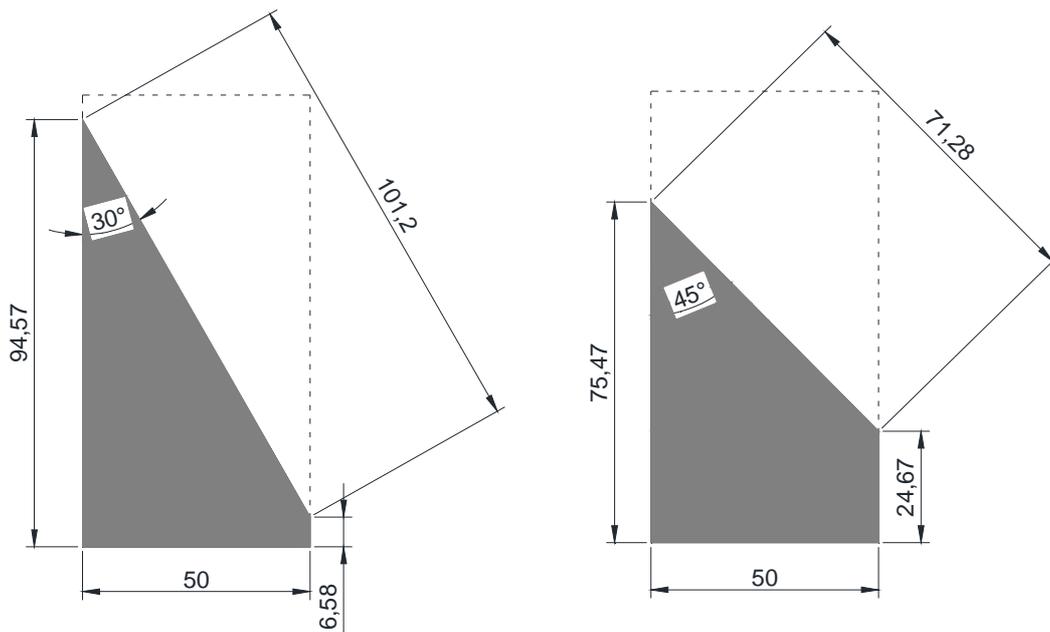


Figura 33. Dimensões para corte das amostras tanto de 45 graus quanto para 30 graus. Medias em milímetros.

As formas de madeira projetadas para o corte dos cilindros rochosos estão apresentadas na Figura 34, para o corte dos corpos de prova em 45°. Na Figura 35 mostra-se a forma para os cortes dos corpos de prova em 30°.

Observa-se que efetuar os cortes com as amostras apresentando estratificação perpendicular ou paralela ao eixo longitudinal do corpo de prova não necessita de cuidados quanto à posição do corte em ângulo. No entanto, nos corpos de prova com estratificação angular, esta posição pode ser importante. Neste trabalho, os cortes em ângulo foram realizados aleatoriamente, pois houve dificuldade em precisar a posição de corte em relação plano de estratificação, uma vez que o ângulo de estratificação, nas condições obtidas, torna-se nítido somente após a ruptura do corpo de prova no ensaio de compressão simples.

Ainda, a aleatoriedade natural das espessuras de estratos sedimentares nas amostras do arenito Botucatu, impede qualquer padronização.

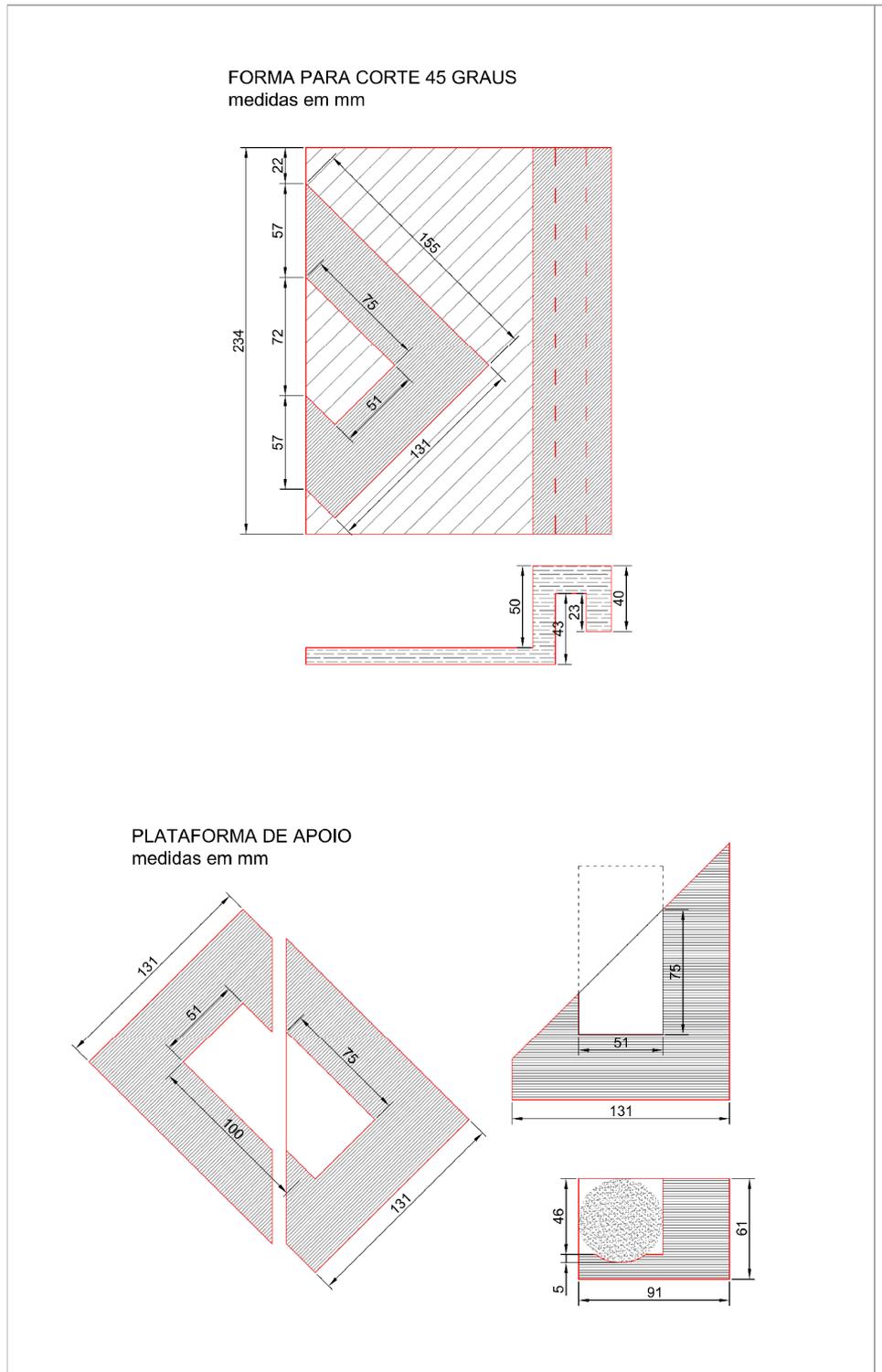


Figura 34. Preparo das formas de madeira para o posicionamento dos cortes das amostras. Esta figura mostra as formas para o corte de 45 graus.

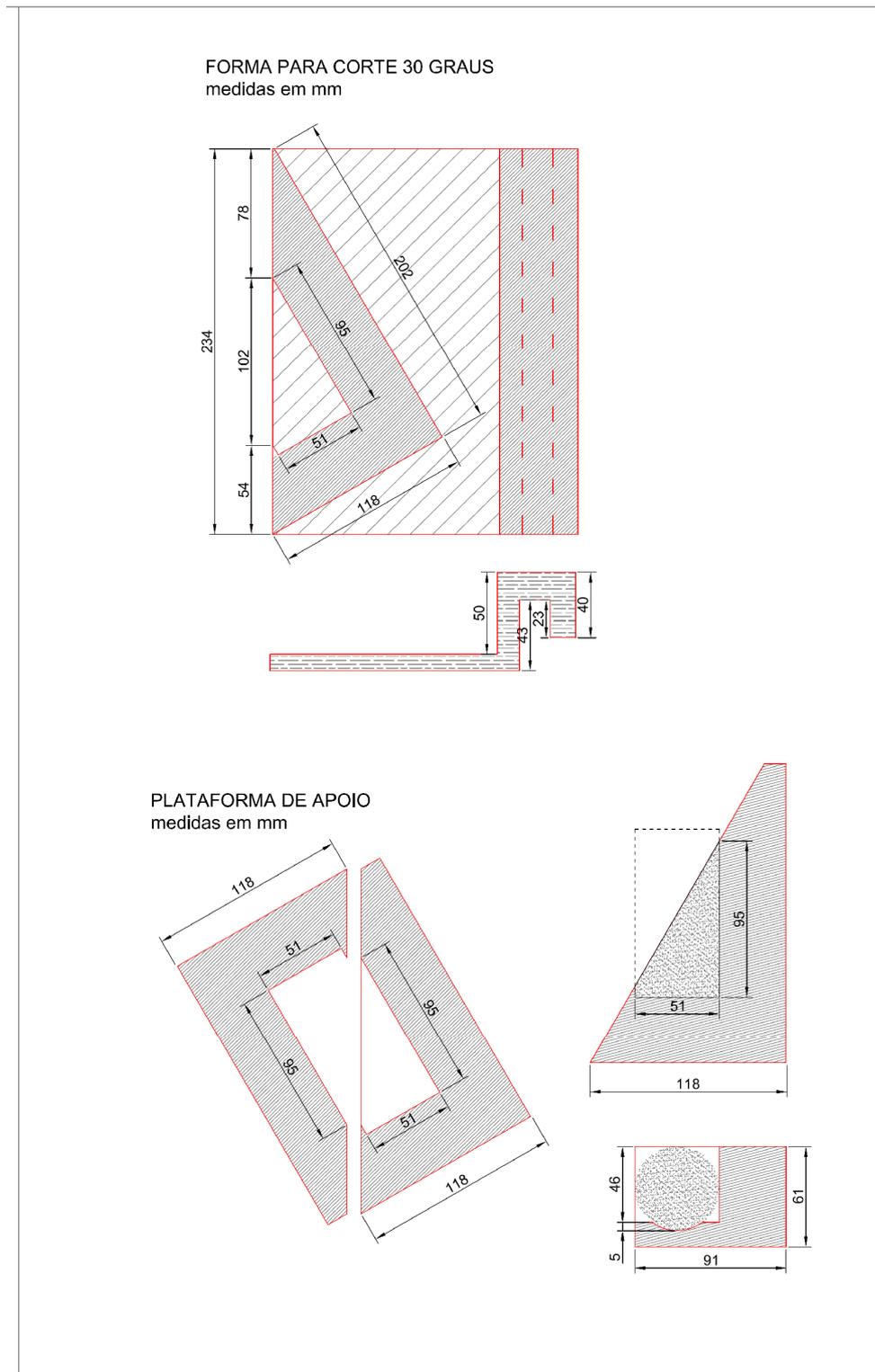


Figura 35. Preparo das formas de madeira para o posicionamento dos cortes das amostras. Esta figura mostra as formas para o corte de 30 graus.

Foram cortadas as amostras em ângulo nas quantidades que segue a Tabela 10.

Após os cortes efetuados, as metades rochosas dos corpos de prova dos ensaios CCBT foram armazenadas em embalagens com plástico tipo bolha como está apresentado na Figura 36.

Tabela 10. Resumo das quantidades dos corpos de prova cortados submetidos ao ensaio CCBT.

MATERIAL	 corte 45°	 corte 30°
Amostras extraídas em laboratório		
Botucatu 90°	12	12
Rio do Rastro	12	12
Amostras extraídas in loco		
Botucatu 0°	15	14
Botucatu 90°	9	9
Botucatu angular	21	22
Rio do Rastro	19	19
Total de Corpos de Prova	88	88



Figura 36. Conjunto das metades rochosas dos corpos de prova submetidos aos ensaios CCBT. As embalagens azuis, disposta no piso são aquelas provenientes na extração in loco, enquanto as armazenadas nas caixas são aquelas provenientes da extração dos blocos trazidos para o laboratório.

3.2 PESOS ESPECÍFICOS E UMIDADE NATURAL

Fernandes et al. (1974) constataram a notável influência da presença de água na relação com comportamento mecânico dos materiais das duas formações: Rio do Rastro e Botucatu. Embora esta influência tenha sido mais notada nos materiais pelíticos da Formação Rio do Rastro, os arenitos também apresentam queda de resistência e expansibilidade em função da presença de água no material segundo estes autores.

Nos ensaios realizados para este trabalho, foram obtidos pesos específicos em duas condições: Na de umidade ao ar natural (γ) e na condição de umidade embebida (γ^*).

Para os corpos de prova submetidos a ensaios de compressão simples estudados neste trabalho, realizou-se o embebedimento de alguns corpos de prova na tentativa de observar divergência na resistência em função da presença de água. Para isso um conjunto de corpos de prova foi embebido em água deixando apenas uma pequena parcela da amostra exposta ao ar. Após dois dias, girou-se o corpo de prova, invertendo-se a face exposta ao ar livre, onde novamente permaneceram por mais dois dias até serem submetidos ao ensaio. Embora este procedimento não garanta a saturação do material, a alta capacidade de absorção destes arenitos e o efeito de capilaridade é observada em poucos segundos na superfície do corpo de prova, especialmente no arenito da Formação Botucatu. Desta forma, o interior na amostra apresenta-se com características similares aos primeiros metros do maciço em dias chuvosos.

Nota-se que a determinação do peso específico real dos grãos (γ_g) foi obtido no Laboratório de Geotecnologia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (LAGEOtec/UFRGS) com uso do picnômetro com calibração de temperatura. Este ensaio seguiu a norma brasileira para determinação de densidade real dos grãos NBR 6508 (ABNT 7181).

A Figura 37 mostra os corpos de prova dos arenitos estudados sendo embebidos em água deionizada por quatro dias consecutivas antes de serem levados ao ensaio de compressão simples. Cabe observar que algumas amostras permaneceram por mais três semanas embebidas na mesma água e apresentaram aumento insignificantes da massa específica embebida.

Ainda, nota-se que as amostras tiveram de ser limpas, ou seja, foi removido da superfície lateral da amostra o material pulverizado do corte, que ficou impregnado na amostra, em maior quantidade pois o fluido de corte do equipamento era a água. Destaca-se desde já a

importância deste material impregnado, pois ele determina o comportamento mecânico no contato com a rocha, demonstrado no item 5.5.



Figura 37. Amostras dos dois tipos de arenito estudados sendo encharcadas por capilaridade em água deionizada. A direita, filtro deionizante do LEME/UFRGS.

3.3 GRANULOMETRIA

Foram necessários dois pequenos fragmentos de rocha, de 80 gramas, ambos provenientes de uma parcela dos blocos de origem das amostragens, de cada material coletado.

Os procedimentos de ensaio seguiram as diretrizes recomendadas pela norma brasileira NBR-7181 (ABNT, 1984).

A granulometria com sedimentação foi realizada para os dois materiais no Laboratório de Geotecnologia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (LAGEOtec/UFRGS). Um identificado como o arenito eólico da Formação Botucatu e outro identificado como o arenito da Formação Rio do Rastro.

Como estes materiais são rochas sedimentares brandas, foi possível realizar um apiloamento prévio daquele fragmento representativo do material. Inicialmente, todos os fragmentos apiloados passaram na peneira de número 30 (Figura 38).



Figura 38. Apiloamento e peneiramento pela malha número 30 e armazenamento do material para classificação.

3.4 ANÁLISE PETROGRÁFICA

Para a realização das análises petrográfica as lâminas delgadas foram produzidas no Laboratório de Preparação de Amostras do Instituto de Geociências da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS IGEO/IG).

Foram selecionadas nove amostras para a identificação petrográfica que foram avaliadas em microscopia óptica no Laboratório de Petrologia da Geociências na UFRGS.

A Tabela 11 mostra a identificação destas nove amostras que foram produzidas lâminas delgadas para a análise microscópica.

Tabela 11. Resumo dos ensaios de análise petrográfica através de lâmina delgada para identificação mineralógica dos diferentes materiais identificados.

IDENTIFICAÇÃO	AMOSTRA CS	MATERIAL	PEÇA/LOCAL DE ORIGEM
1	40	Bt	a 20cm da face do talude
2	18	Bt	bloco in loco - porção mais alterada
3	29	Rr	a 20cm face do talude
4	10	Bt	bloco in loco - porção não alterada
5	Lasca de amostra	Bt	bloco removido do local
6A	Não ensaiada	Bt	a 3cm da superfície do talude
6B	Não ensaiada	Bt	a 30cm da superfície do talude
7A	Não ensaiada	Rr	a 3cm da superfície do talude
7B	Não ensaiada	Rr	a 30cm da superfície do talude

A avaliação destas lâminas contribuiu para a identificação da formação do material, bem como para o melhor entendimento dos mecanismos de rupturas observados macroscopicamente nas amostras dos ensaios de laboratório.

3.5 DIFRATOMETRIA DE RAIOS X

A difratometria de raios X foi realizada no laboratório de Difratometria da UFRGS, também no Instituto de Geociências. Tal ensaio buscou identificar quais as argilas presentes no arcabouço dos arenitos estudados. Para isso, foi utilizado o método orientado, que consiste na preparação das amostras e separação da fração < 4 μ m.

O equipamento utilizado foi um difratômetro SIEMENS – BRUKER-AXS D5000 com goniômetro θ - θ . A radiação foi a $K\alpha$ em tubo de Cobre nas condições de 40kV e 25mA.

Destaca-se, nesta metodologia a velocidade e o intervalo de varredura do goniômetro para cada tipo de análise. Nas amostras orientadas Naturais e calcinada, o tempo foi de 2 segundos para 0,02 $^\circ$ de degrau do goniômetro de 2 $^\circ$ a 28 $^\circ$ 2 θ . Enquanto que na amostra orientada, glicolada, este tempo foi de 3 segundos.

As amostras orientadas foram preparadas conforme o seguinte procedimento:

- Desagregação em gral de porcelana;
- Desagregação por agitação durante 14 horas em agitador orbital;
- Desagregação por ultra-som de ponteira durante 5 min com amostra em solução;
- Com a amostra em solução estabiliza-se a temperatura para controlar a viscosidade do fluido;
- De acordo com a planilha eletrônica baseada na Lei de Stokes calcula-se o tempo de decantação respectivo de cada fração. O processo de decantação normal é utilizado para separar da amostra a fração <4 μ m. O tempo estipulado para essa fração é de 2h 30min;
- Com a fração granulométrica separada, faz-se lâminas especiais para análise por Difração de raios-X. Tem-se, assim, a amostra orientada em lâminas;

Após este processo descrito acima, tem-se a fração < 4 μ m orientada. Desta forma privilegia-se as faces 001 para a identificação de argilominerais. Nesta situação, chama-se amostra orientada natural.

Para a fabricação de amostras glicolada, a amostra orientada natural é saturada com etileno glicol para verificar a existência ou não de argilominerais expansivos. Para isto, a amostra orientada natural é borrifada com etileno glicol e o excesso retirado com papel absorvente.

Por fim, para a amostra calcinada, a amostra orientada natural é aquecida a 550 $^\circ$ C durante duas horas para avaliar os argilominerais que colapsam a sua estrutura nestas condições

(como por exemplo os argilominerais do grupo das Caolinitas) permitindo uma identificação mais precisa.

3.6 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

O ensaio de compressão simples ou de compressão uniaxial é largamente utilizado para a determinação de propriedades mecânicas das rochas e de qualquer outro material, sendo, portanto, a propriedade mais comum determinada em problemas de mecânica das rochas.

Basicamente o ensaio trata-se de um cilindro ou prisma sólido, onde o material é submetido a um carregamento paralelo ao seu eixo com taxas de carregamento ou deslocamento constante.

Jaeger e Cook (1976) frisaram a importância dos cuidados com o preparo das amostras para este ensaio, dando destaque para relação entre altura e diâmetro, pois de fato pode existir concentrações de tensões causadas pela irregularidade nas faces dos corpos de prova ou na placa de aplicação de carga, ou ainda qualquer restrição a expansão lateral das extremidades do corpo de prova. Por isso o comportamento de corpos de prova com altura inferior ao diâmetro é fortemente afetado pelo contato com os pratos de aplicação. Segundo os autores, a relação L/D (comprimento/diâmetro) entre 2 e 3 e utilização de cabeçotes reduzem os problemas de extremidade.

Existe uma série de normas e recomendações que vinculam aos ensaios de compressão simples, seja para materiais naturais (solos e rochas), seja para materiais fabricados (concretos, argamassa e natas de cimento). Cita-se algumas destas:

- NBR 12.767 (1992) - Rochas para revestimento - Determinação da resistência à compressão uniaxial;
- NBR 7680 (2007) - Concreto - Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto;
- NBR 12770 (1992) - Solo coesivo - Determinação da resistência à compressão não confinada;
- NBR 5738 (2008) - Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova;
- NBR 5739 (2007) - Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos;
- ASTM D 2938/95 (2002) - *Standard test method for unconfined compressive strength of intact rock core specimens*;

- ABNT 7681-4 (2013) - Calda de cimento para injeção. Parte 4: Determinação da resistência à compressão — Método de ensaio.
- ASTM D 4543 - *Practice for preparing rock core specimens and determining dimensional and shape tolerances*;
- ASTM C 1231 - *Practice for use of unbonded caps in determination of compressive strength of hardened concrete cylinders*.

O fato é que tais normas apresentam divergências quanto ao procedimento. No entanto, as preocupações quanto à boa qualidade geométrica do corpo de prova são sempre evidenciadas com tolerâncias extremamente rigorosas sobre as irregularidades entre faces (0,02 mm), como constatou Gobbi (2011).

Neste trabalho as irregularidades entre faces foram inferiores a 0,20 mm, sendo que os corpos de prova foram submetidos a retificações manuais com aferição de leituras através de relógio comparador fixado a uma base de apoio nivelada, como mostra a Figura 39.

A retificação manual foi possível pois estas rochas podem facilmente serem abrasadas por uma lixa, removendo saliências e irregularidades e posteriormente sendo aferidas com o relógio comparador.

Cabe destacar que o relógio comparador identificou irregularidades da ordem de 0,2 mm entre grãos para o arenito Botucatu e de 0,05 mm para o arenito Rio do Rastro, sendo estes os limites de retificação para estes materiais.

Tais procedimentos de retificação das amostras foram realizados no LPM (Laboratório de Pesquisa Mineral e Planejamento Mineiro) da UFRGS.

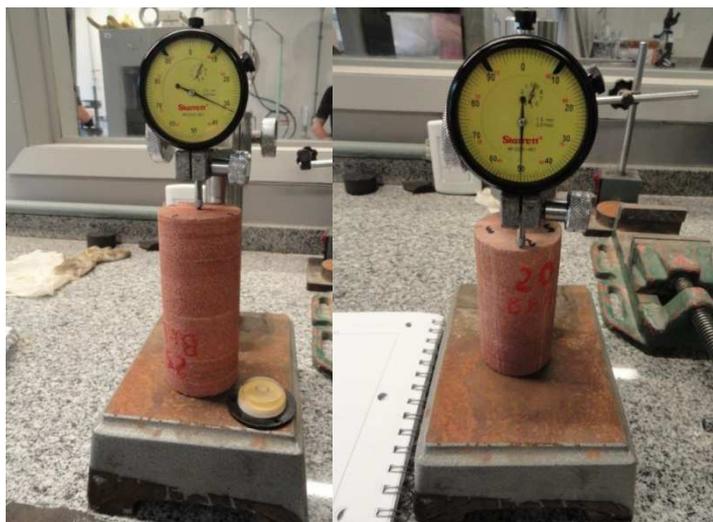


Figura 39. Retificação geométrica manual das amostras com aferição de medida através de medidor de deslocamentos com precisão de 0,01mm.

Os ensaios de compressão simples foram realizados no Laboratório de Modelos Estruturais (LEME) da UFRGS, utilizando uma prensa da marca Shimadzu com capacidade para 200 toneladas (2.000 kN).

Estes ensaios, de modo geral, seguiram as recomendações estabelecidas pelas normas brasileiras, dando ênfase à utilização da velocidade de carregamento de 0,45MPa/s.

Para a ruptura dos corpos de prova Chies (2011) elaborou estudos variando diferentes métodos de regularização de faces em corpos de prova de concreto com resistências a compressão diferentes. Segundo o autor, concretos com resistência inferior a 20 MPa, moldados com capeamento de enxofre, fixação de neoprene ou retificação mecânica, não apresentaram variância significativa nos resultados.

Também, como o material rochoso sedimentar apresenta-se fortemente anisotrópico, acredita-se que as pressões de contato entre o prato e a amostra se tornam ainda mais importantes, em especial naquelas com estratificações inclinadas ao eixo de carregamento.

Sendo assim julgou-se conveniente não utilizar outro tipo de regularização, senão a retificação, para evitar qualquer outro tipo de influência nos resultados de compressão uniaxial da rocha intacta.

O intuito principal dos ensaios é de determinar a resistência máxima à compressão uniaxial da rocha sedimentar nas diferentes posições de estratificação, umidades e observar diferenças na resistência de amostras afastadas pelo menos 30 centímetros para dentro do maciço e de

amostras a 5 centímetros da superfície. Esta resistência é calculada através da relação carga pela área média de compressão.

Ainda, para o resultado final, aplicou-se os fatores de correção estipulados pela Norma Brasileira que relaciona valores de H/D para corpos de prova com altura inferior ao diâmetro. Desta forma a resistência torna-se normalizada para a relação H/D=2.

A Figura 40 mostra a curva que representa a correção entre a relação altura/diâmetro e o fator de correção a ser utilizado.

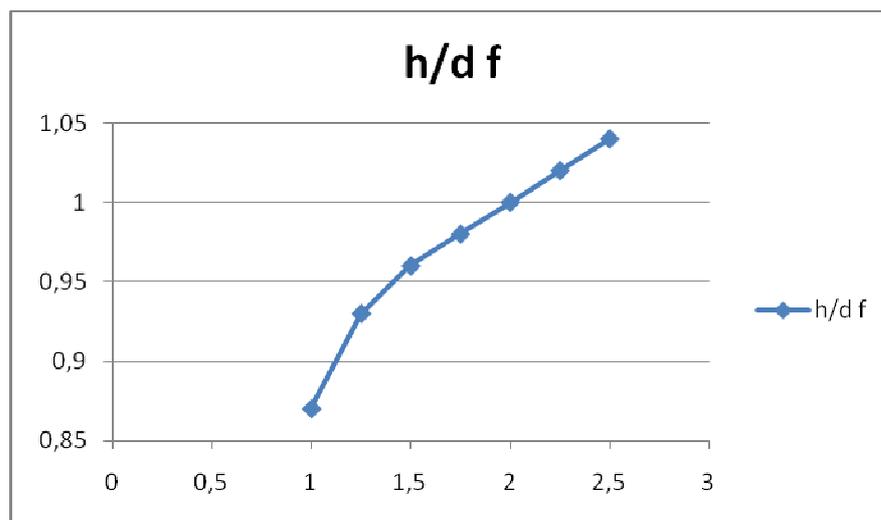


Figura 40. Gráfico de indicação de fator de correção para amostras com relação altura/diâmetro diferentes de 2.

3.7 ENSAIO CCBT

Neste item, relacionam-se os procedimentos, segundo descrição adaptada de MACEDO (1991), os e resultados do ensaio CCBT.

Para a realização do ensaio CCBT os testemunhos de rocha podem ser amostrados através de ensaios de perfuração para identificação da rocha, ou seja, sondagem rotativa. Também podem ser obtidos de perfurações na face do talude através máquinas perfuradoras. Ainda, podem ser obtidos testemunhos através da perfuração de blocos de rocha estacionados, que foram recentemente desprendidos do maciço. No caso desta pesquisa foram obtidas amostras através de perfuradora manual de blocos remanescentes de ruptura e diretamente do talude.

Macedo et al. (1991) idealizam que os testemunhos a serem ensaiados, devem ser extraídos numa posição no interior do maciço onde serão executadas as ancoragens, em especial para obras atirantadas, onde se tem um trecho livre e outro ancorado, mais afastado da superfície do maciço. A preocupação do autor restringiu-se à possibilidade da presença de uma diferenciação geológica na interface cortada de rochas como por exemplo a presença de intrusões, geodos, formações cársticas, entre outras. De fato, isto poderia alterar significativamente a capacidade de ancoragem.

Na amostragem para o ensaio CCBT, o diâmetro deve ter uniformidade, sendo necessário que o equipamento da sondagem esteja em boas condições e corretamente instalado. Sobretudo, os testemunhos devem ser representativos do maciço rochoso quanto às características mecânicas, texturais e microestruturais. No entanto, as características estruturais (fendas e fraturas) devem ser evitadas.

No caso desta pesquisa os cortes foram realizados através de uma perfuratriz com serra diamantada de diâmetro de 2^{1/4"}, largamente utilizada para perfuração de concreto armado, seja para remoção de testemunhos, seja pela perfuração para passagem de tubulações na construção civil.

A nata de cimento deve ser preparada com o mesmo tipo de cimento empregado nas ancoragens, bem como com a mesma relação A/C, ou seja, aquela definida em projeto executivo, onde normalmente fica estabelecida entre 0,4 a 0,6. As quantidades devem ser dosadas em peso. Outras características da selagem da ancoragem, tais como a presença de aditivos, areia, microsílica, também devem ser mantidas pelo ensaio.

No mínimo, deve-se dispor de um conjunto de 12 formas cilíndricas, mas sugere-se que haja 24 unidades mais 6 unidades para a verificação da resistência da nata de cimento, como pode ser observado na Figura 41. Assim, podem-se moldar os dois conjuntos de corpos de prova compostos, de uma vez, com apenas um traço de nata de cimento.



Figura 41. Conjunto com 30 moldes sendo 24 moldes para a formatação dos corpos de prova do ensaio CCBT e outros 6 moldes para a verificação da resistência a compressão simples da nata de cimento.

Os corpos de prova devem ser introduzidos nas formas cilíndricas com a umidade natural da amostra. A operação deve ser cuidadosamente realizada para que os testemunhos fiquem perfeitamente acomodados nas formas e a superfície da junta não seja contaminada pelo óleo desmoldante untado na borda interna do molde.

Uma alternativa para molde cilíndrico pode ser a utilização de tubos de PVC de parede compatível com o diâmetro de corte do amostrador. No entanto, são mais propícios a danos mecânicos, ou seja, não se deve fazer muitos reaproveitamentos dos moldes com PVC. Além disso, é necessário construir uma base de apoio para assegurar que o tubo permaneça alinhado durante o lançamento da nata de cimento e de sua cura.

A moldagem dos corpos de prova compostos é realizada quando a nata é despejada cuidadosamente sobre o testemunho cortado que está dentro do molde cilíndrico. Durante esta operação deve-se evitar a formação de bolhas na nata.



Figura 42. Posicionamento da parte rochosa dentro do molde metálico (a) e preenchimento com nata de cimento (b).

A calda de cimento foi preparada em um misturador elétrico horizontal de 40 litros produzindo uma massa de nata de cimento de 15kg em cada uma das séries. Quantidade esta suficiente para ser despejada em cada molde cilíndrico. O tempo de mistura foi de 5 minutos, sendo que o tempo para o preenchimento de todos moldes de uma série não ultrapassou 5 minutos.

Foi utilizado o mesmo cimento Portland Pozolânico tipo CP IV-32 para todas as moldagens de nata de cimento.

Devem ser moldados corpos de prova em nata, de acordo com a NBR 7681-4 (2013), para a determinação de resistência a compressão simples. Recomenda-se a determinação da resistência da nata na idade de ruptura dos corpos de prova compostos, ou seja aos 28 dias ou posterior.

A cura de todos os corpos de prova pode ser realizada em câmara úmida ou por imersão em água, conforme a NBR 7215 (1997), e lá, permaneceram, até a data de ruptura. No caso dos corpos de prova desta pesquisa, todos foram levados à câmara úmida no LEME-UFRGS como pode ser visto na Figura 43.

Após três dias de cura dentro do molde, estes foram desformados e permaneceram na câmara até o dia da ruptura.



Figura 43. Cura dos corpos de prova em câmara úmida. Observa-se ao fundo um conjunto de corpos de prova já desmodados.

Durante a desforma os corpos de prova foram regularizados (rasados) na face com nata de cimento, de forma a apresentar maior planicidade.

A determinação da resistência à compressão de todos os corpos de prova compostos, no que for cabível, deve ser realizada em conformidade com a recente ABNT 7681-4 (2013). A velocidade de carga aplicada aos corpos de prova compostos deve ser a mesma utilizada em todos os corpos de prova. Neste caso, as rupturas foram obtidas com velocidade de 0,45MPa/s.

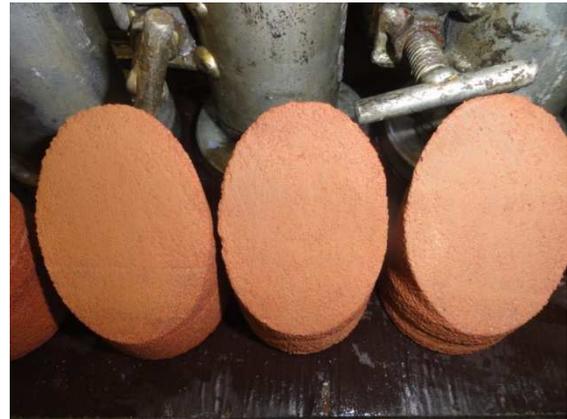
Foram realizadas três séries, sendo a primeira moldando os corpos de prova para as rochas do arenito Rio do Rastro e outras duas para formação de corpos de prova compostos com o arenito Botucatu, sendo a segunda com amostras obtidas com estratificações paralelas ao eixo de aplicação da carga e a terceira, com amostras em planos de estratificações perpendiculares e em ângulo em relação ao eixo de carregamento. Ainda, em um conjunto de seis amostras na terceira série de ensaios, foi realizada uma lavagem de superfície junto ao plano elíptico de cisalhamento (Figura 44 e Figura 45).



Figura 44. Conjunto de amostras que foram rompidas, formando três séries de 24 corpos de prova. Observa-se também os seis corpos de prova de nata de cimento moldados para cada serie também prontos para serem ensaiados.



(a)



(b)

Figura 45. Exemplificação de uma superfície lavada (a) e de uma superfície não lavada (b) durante a etapa de moldagem dos corpos de prova compostos. A imagem mostra o arenito Botucatu cortado a 45 graus. Observa-se que somente após lavagem é possível verificar com nitidez as estratificações destacadas na superfície de contato.

Para a nata de cimento foi realizado ensaios de compressão simples para cada série de consolidação. Como foram produzidas três séries, foram moldados 6 corpos de prova como preconiza a NBR 7681-4 (2013) para cada série consolidada, totalizando 18 rupturas. No entanto, anterior à compressão na prensa, os corpos de prova foram retificados na máquina retificadora do LEME-UFRGS, obtendo assim uma planicidade menor que 0,01mm na face comprimida, como pode ser visto na Figura 46.



Figura 46. (a) máquina retificadora de corpos de prova de concreto e nata de cimento do LEME-UFRGS retificando um dos corpos de prova que foram submetidos a compressão simples. (b) ruptura do corpo de prova cilíndrico com dimensões de 100mm de altura por 50mm de diâmetro.

3.8 ENSAIO DE ARRANCAMENTO

Foram executados três ensaios de arrancamento executados no trecho estuda, sendo dois deles no Arenito Botucatu e outro no Arenito Rio do Rastro. Estes ensaios foram contratados e fiscalizados pela Autopista Planalto Sul sendo executados por empresa especializada (Wyde Engenharia e Empreiteira de Obras Ltda.), uma vez que seria necessário a utilização de guindaste para a execução em altura.

Em tais ensaios não foram instalados instrumentos de monitoramento de deformações ao longo do chumbador. De qualquer sorte, os dados de arrancamento são muito importantes para parametrização de projetos e entendimento do comportamento mecânico comparativo com os ensaios mecânicos realizados em laboratório para esta dissertação.

As perfurações foram realizadas com perfuratriz roto-percussiva com coroas diamantadas de forma a produzir furos com diâmetro de 75mm e comprimento de 4m. Para isso, foi utilizando como fluido perfurante o ar. Após a perfuração, a nata de cimento foi preparada com fator a/c de 0,5, sendo instalado o chumbador de aço resinex – RT 06 – 38,1mm com três espaçadores tipo carambola no furo prévio. Após 28 dias das injeções de cada chumbador, realizou-se o ensaio de arrancamento.

Na aplicação das cargas de ensaio no chumbador, foi utilizado um macaco hidráulico alimentado por bomba manual, reagindo contra uma placa de aço, fixadas diretamente no talude. O macaco hidráulico, com capacidade de 60 toneladas foi calibrado pela empresa Falcão Bauer - Centro Tecnológico de Controle da Qualidade - certificando tal equipamento

para o uso em questão, segundo o relatório LME/L - 244.643/A/14 expedido no dia 19/03/2014.

Os deslocamentos foram medidos, por um extensômetro com sensibilidade de 0,01mm, a partir da carga F_0 , em relação a um ponto de referência fixo na extremidade do chumbador, na direção da tração aplicada. A base da leitura foi uma viga de referência fixada em região fora da influência de deformações do plano do talude.

Buscou-se aproximar-se ao máximo dos critérios normativos segundo a NBR 5629 - Tirantes ancorados no terreno -, no que tange a realização do ensaio de qualificação especificado nesta norma brasileira.

Sendo assim, foi definido previamente como carga de trabalho 11,50tf e a partir desta carga “F” definiu-se um plano de carregamento, distribuído da seguinte forma: $F_0(0,6tf)$, 0,3F, 0,6F, 0,8F, 1,0F, 1,2F, 1,4F, 1,6F, 1,75F, 2,0F, 2,25F e 2,50F. Atingindo a carga 2,50F e não havendo ruptura do chumbador continuou-se a adicionar 0,25F de carga até que chegar-se a ruptura do chumbador.



Figura 47. (a) imagem da perfuração para a instalação do grampo junto a Formação Rio do Rastro (km 108+500) e (b) imagem da perfuração junto a Formação Botucatu (km 108+565).

4 ÁREA DE ESTUDO

Esclarece-se inicialmente que, o problema geotécnico de encosta que afeta a rodovia BR-116 foco deste trabalho, afeta um trecho de aproximadamente 700 metros, iniciando no km 108+000 e terminado próximo ao km 108+700, no lado esquerdo (pista Norte) da BR-116. O local está inserido no município de Monte Castelo, Estado de Santa Catarina.

Tal trecho está limitado por uma obra de contenção, no km 107+900 (cota 1.075), cuja solução adotada para estabilização foi a de grampeamento com malha de aço. A partir do km 108+700 (cota 1.120), os problemas geotécnicos persistem com características bastante semelhantes, no entanto com o afloramento exclusivo do arenito Botucatu. Um pouco a montante, no km 110+200 (cota 1.173), já podem ser observados alguns matacões de rocha vulcânica nos taludes rodoviários, já demarcando a presença dos derrames basálticos da formação Serra Geral.

No capítulo 4.3 apresenta-se a geometria de cada um destes segmentos e a identificação dos mecanismos de movimento de massa que governam as instabilidades daquela encosta, a luz do conhecimento dos projetistas.

A Figura 48 mostra o mapa de situação e localização da área de estudo indicando a posição de contato entre a formação Botucatu e a formação Rio do Rastro através de uma linha traceja amarela.

MAPA DE SITUAÇÃO

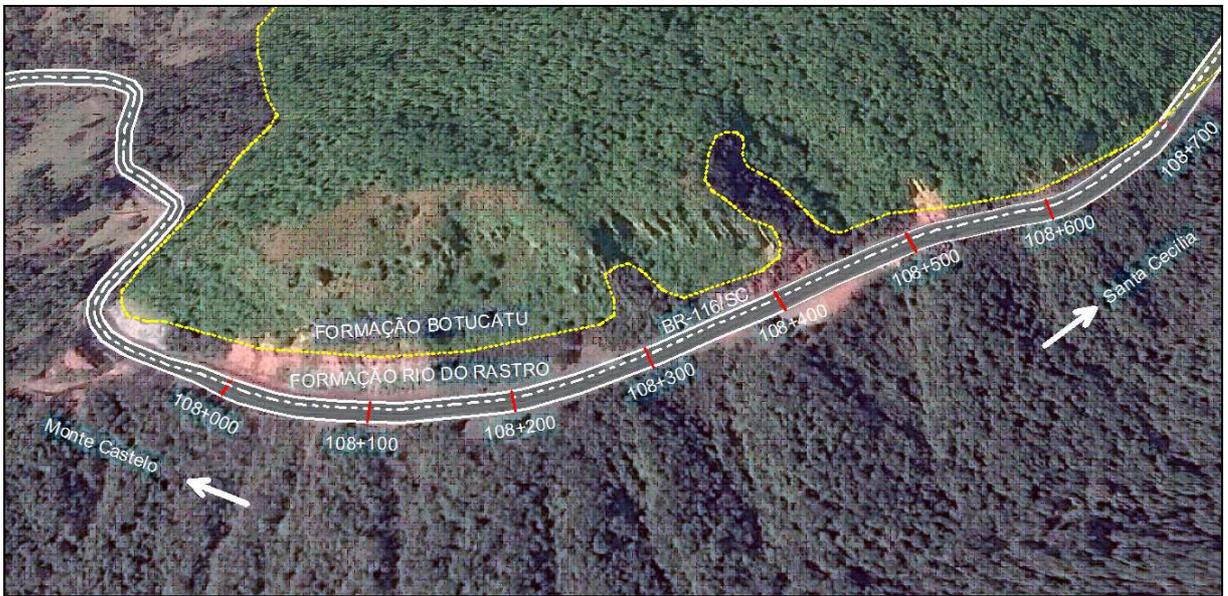
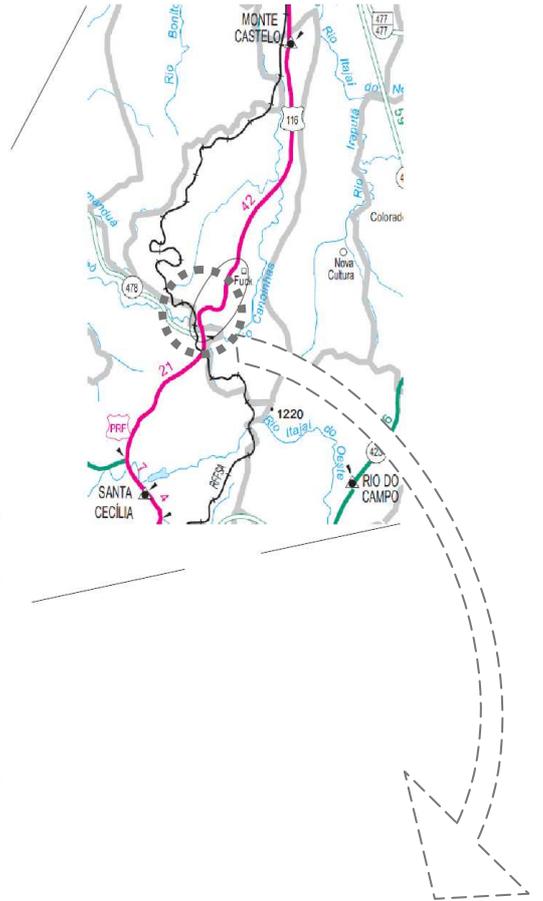
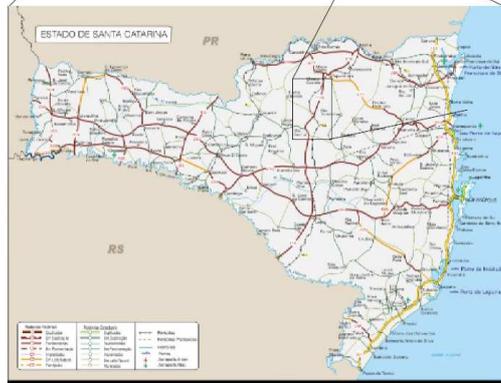


Figura 48. Mapa de Situação e Localização da área de estudo.

Ancoragem em rocha: estudo da adesão nata-rocha em dois arenitos da Serra do Espigão, SC

4.1 ESTUDO ESPECÍFICO DO LOCAL EM 1974

Segundo estudos promovidos pela Universidade Federal do Rio de Janeiro em conjunto com o DNER nos anos de 1972 a 1974 (FERNANDES et al., 1974), as quedas de blocos dos taludes que cortam as formações Rio do Rastro superior e Botucatu já se destacavam como um dos maiores problemas que afetava a segurança da rodovia BR-116 entre os km 104 e 110, no trecho Curitiba - Santa Cecília, na Serra do Espigão no Estado de Santa Catarina. Programas de estudo, de campo e laboratório, foram desenvolvidos no início da década de 1970, levando à identificação dos mecanismos causadores das quedas e à classificação genética dos problemas.

Os problemas de instabilidade no arenito Botucatu estão diretamente ligados aos sistemas de diaclases que o compartimentam, formando lascas e blocos de tamanhos variados e acabam por cair quando perdem o suporte basal, face à erosão mais acelerada da Formação Rio do Rastro superior. Essa instabilidade é agravada pelas fraturas existentes na base do arenito Botucatu, provenientes das tensões de expansão desenvolvidas pelos níveis superiores da Formação Morro Pelado, que contem minerais argílicos expansivos (FERNANDES et al., 1974).

Variações granulométricas e de teores em minerais expansivos nos múltiplos níveis da Formação Rio do Rastro superior dão origem à erosão diferencial, formando balanços de níveis resistentes que terminam por cair em forma de blocos, cujas dimensões são condicionadas pelo sistema de diaclases presente e espessura das camadas (FERNANDES et al., 1974).

4.1.1 Geologia do trecho a luz dos estudos de 1974

Segundo os autores existem somente duas formações observáveis na região: a “Formação” Morro Pelado e a Formação Botucatu.

A Formação Morro Pelado dita pelos autores na época, na realidade constitui o membro superior da Formação Rio do Rastro, que atualmente, segundo Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (2002), apresenta-se subdivida em Membro Serrinhas (inferior) e Membro Morro Pelado (superior).

O membro Morro Pelado, portanto, que pertence a Formação Rio do Rastro, apresenta uma variância espacial muito pronunciada entre seus componentes arenosos e silto-argilosos. São sedimentos do Permiano Superior, clásticos, continentais, de origem fluvio-lacustre, em estratos sub-horizontais, com ligeiro mergulho para sudoeste. Compõem-se de uma sequência de arenitos, siltitos e argilitos, por vez folhelhos, em repetições verticais de caráter cíclico. São também notados alguns poucos níveis calcíferos. A espessura das camadas alternadas é muito variada – de poucos centímetros até mais de 6 metros. A variabilidade da espessura é maior nos arenitos, além de serem esses os de maior irregularidade na distribuição horizontal. Os arenitos mais grosseiros, de médios a grossos, constituem os níveis mais resistentes, tendo sistemas de diaclasamento, cujo espaçamento médio é, via de regra, tanto mais estreito quanto menos espessa é a camada (FERNANDES et al., 1974).

Observa-se que existem inconformidades erosivas com efeito marcante na sedimentação do Membro Morro Pelado. As camadas anteriores à inconformidade apresentam uma certa regularidade de distribuição horizontal, enquanto as camadas posteriores a ela, até ao contato com o Arenito Botucatu, são extremamente irregulares, apresentando freqüentes espessamentos, adelgaçamentos, e mesmo extinções, de modo que via de regras, as feições dos cortes da esquerda da rodovia BR-116 não podem ser extrapolados para o lado direito (FERNANDES et al., 1974).

Entre os km 108 e 110 foram observados arenitos da Formação Botucatu, que aparecem inicialmente com relativo afastamento da faixa de rolamento, e gradativamente se aproximando até marcar-se por cortes, praticamente verticais. São arenitos triássicos, de deposição eólica, em espessas camadas sub-horizontais, com ligeiro mergulho para sudoeste, localmente concordantes com o Membro Morro Pelado, sotoposto. É freqüente a estratificação cruzada. Os arenitos são, predominantemente, de granulação média com pequenas frações de siltes e argilas. Devido ao seu aspecto maciço e de diaclasamento sub-vertical sistemático, forma tabuleiros e escarpas sub-verticais naturais. Localmente, como nos cortes da parte mais alta da serra, o caráter homogêneo e maciço do arenito Botucatu deixa visível a esfoliação, dando formas abauladas ao corte, até invertendo a sua inclinação (FERNANDES et al., 1974).

4.1.2 Ensaio de laboratório e resultados

Os estudos através de ensaios de laboratório de Fernandes et al. (1974) visaram a caracterização geológica e geotécnica dos materiais dos taludes da Serra do Espigão no trecho em questão.

Ao longo do trecho foram coletadas 39 amostras, porém apenas 35 amostras são apresentadas aqui. A reprodução dos dados elaborada pelos professores da UFRJ pode ser visualizada nas tabelas 5, 6, 7 e 8.

Os autores observaram, valores significativos de argilas expansivas nos materiais coletados. Nota-se que a expansão está associada na maioria dos casos nas amostras coletadas nas camadas de lamito da Formação Rio do Rastro, embora presente em alguns dados mesmos no arenito Botucatu uma quantidade excessiva argilas expansivas (montmorilonitas).

Tais autores realizaram um ensaio pioneiro, denominado de Ensaio de Ciclagem, que consiste na determinação da quantidade de ciclos de secagem e molhagem da amostra até que esta amostra fragmente-se. Atribuindo um grau qualitativo de sensibilidade do material aos ciclos.

A compatibilidade das estacas indicada no trabalho de Fernandes et al. (1974) com a marcação atual, indica que o km 103+160 representa a estaca zero.

Tabela 12. Conjunto de amostras apresentando a localização, tipo de material e resultados de ensaio de granulometria de materiais próximo ao local de estudo. Adaptado de Fernandes et al. (1974).

número	LOCALIZAÇÃO			amostra	MATERIAL			GRANULOMETRIA	
	estaca	lado	cota		tipo	rocha	Massa específica seca	areia	silte e argila
	N	I	(m)		N	II	III	g/cm ³	%
1	27	E	19,4	1	F	rr NR	1,72	1,53	98,47
2	49	E	28,6	1	F	rr NR	2,11	0,24	99,76
3	49	E	28,8	2	F	rr R	1,94	0,74	99,26
4	96	D	73	1	B	rr R	2,38	amostra não desagregou	
5	137	E	121,8	1	B	rr NR	-	-	-
6	137	E	122,2	2	B	rr R	-	77,54	22,46
7	157,5	E	148,5	1	B	rr R	1,98	amostra não desagregou	
8	172	D	166,9	1	F	rr NR	-	3,84	96,16
9	172	D	165,7	2	F	rr NR	2,34	6,69	93,31
10	238	E	233,9	1	F	rr NR	2,39	3,75	96,25
11	245	E	241,3	1	F	rr NR	2,28	1,5	98,5
12	246	E	241,5	1	F	rr NR	2,53	10,04	89,96
13	247	E	243,9	1	B/F	rr NR	-	7,02	92,98
14	248,5	E	247,5	1	B	rr R	1,93	amostra não desagregou	
15	248,5	E	245,5	2	B/F	rr NR	2,24	5,26	94,74
16	248,5	E	243,3	3	B/F	rr NR	2,14	1,97	98,03
17	248,5	E	242,5	4	F	rr R	2,21	14,92	85,08
18	255	E	262,2	1	B	Bt	-	74,6	25,4
19	265	E	252,3	1	F	rr NR	-	19,7	80,3
20	265	E	252	2	B	rr R	-	amostra não desagregou	
21	266	E	253,9	1	F	rr NR	2,32	76,84	23,16
22	266	E	253,8	2	F	rr NR	2,23	67,44	32,56
23	266	D	253,8	3	B	rr NR	2,06	78,98	21,02
24	266	D	253,7	4	B	rr R	2,28	76,38	23,62
25	266	D	253,6	5	B	rr R	2,14	72,9	27,1
26	266	D	253,4	6	B	rr R	2,05	73,68	26,32
27	266,5	E	256	1	B	rr R	2,02	79,57	20,43
28	266,5	E	256,3	2	B/F	RR NR	2,32	9,26	90,74
29	273	E	271,1	1	B	Bt	-	74,61	25,39
30	273	E	270,4	2	B/F	Bt	1,9	76,69	23,31
31	273	E	270,2	3	F	Bt	-	75,68	24,32
32	273	E	269,5	4	B/F	rr NR	2,19	45,29	54,71
33	273	E	268,8	5	F	rr NR	2,2	2,32	97,68
34	273	E	268,5	6	F	rr NR	2,26	36,65	63,35
35	273	E	267,5	7	F	rr NR	2,14	54,85	45,15

Tabela 13. Conjunto de amostras apresentando limites de Atterberg, classificações e identificação de argilominerais expansivos através de ensaio de difratometria de raio x em materiais próximos ao local de estudo. Adaptado de Fernandes et al. (1974).

número	LIMITES					RAIO - X		
	Liquidez	Plasticidade	Índice de Plasticidade	Contração	U.S.C.	montmorilonita	caulinita	ilita
	%	%	%	%	-	%	%	%
1	43,75	27,28	16,47	30,66	ML			
2	36,5	20,52	15,98	25,93	CL			
3	37,5	23,46	14,04	27,8	CL			
4								
5	28,25	21,6	6,65	19,88	ML			
6	NP	NP	NP	NP	SM			
7								
8	31,12	19,46	11,66	18,56	CL			
9	30,25	20,68	9,57	21,63	CL			
10	29,75	18,9	10,85	18,15	CL			
11	38	19,24	18,76	19,54	CL			
12	36,4	19,12	17,28	17,02	CL			
13	30,25	20,45	9,8	22,22	CL			
14								
15	30,37	21,83	8,54	21,31	CL			
16	35	24,37	10,63	21,81	ML	7	20	10
17	31,25	19,75	11,5	20,32	CL			
18	NP	NP	NP	NP	SM			
19	32	18,62	13,38	17,54	CL			
20								
21	NP	NP	NP	NP	SM	30	5	10
22	NP	NP	NP	NP	SM			
23	NP	NP	NP	NP	SM			
24	NP	NP	NP	NP	SM			
25	NP	NP	NP	NP	SM			
26	NP	NP	NP	NP	SM			
27	NP	NP	NP	NP	SM			
28	31	19,65	11,35	22,82	CL	15	-	5
29	NP	NP	NP	NP	SM	3	10	5
30	NP	NP	NP	NP	SM			
31	NP	NP	NP	NP	SM	35	-	5
32	37	21,22	15,78	20,57	CL	35	-	20
33	47,75	22,4	25,35	19,17	CL	25	-	10
34	37,5	17,88	19,62	20,54	CL			
35	35	21,57	13,43	21,6	CL			

Tabela 14. Conjunto de amostras apresentando resultados do ensaio pioneiro de ciclagem, expansão livre e tensão de expansão em materiais próximos ao local de estudo. Adaptado de Fernandes et al. (1974).

número	CICLAGEM	EXPANSÃO LIVRE		TENSÃO DE EXPANSÃO		
	Resistência	Extensão máxima %	tempo min	Orientação IV	Tensão máxima kgf/cm ²	tempo min
1	média					
2	média					
3	média					
4	média				45	2963
5						
6	alta					
7	alta					
8	baixa					
9	baixa					
10						
11						
12						
13						
14				perpendicular	29,6	259
15	média					
16	baixa					
17	média					
18		0,18	1500	perpendicular	4,9 (2)	1100 (2)
19						
20				perpendicular	63,6	3011
21				perpendicular	6	310
22						
23				perpendicular	3,4	1070
24	alta				1,3	1185
25	alta			perpendicular	3	490
26	alta			perpendicular	3,7	1094
27	média			perpendicular	6,9	505
28				perpendicular	40,8	608
29						
30				paral. e perp.	5 e 3,6	19 e 188
31						
32	baixa			perpendicular	17	1262
33	baixa					
34						
35						

Tabela 15. Resultados de Ensaios de Compressão Uniaxial e valores paramétricos de módulo de deformação e coeficiente de Poisson em alguns materiais próximo ao local de estudo. Adaptado de Fernandes et al. (1974).

COMPRESSÃO UNIAXIAL							
número	Orientação	Resistência Seca	Resistência Saturada	Módulo Seco	Módulo Saturado	Poisson Seco	Poisson Saturado
	IV	kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²	-	-
1							
2							
3							
4							
5							
6							
7							
8							
9							
10							
11							
12							
13							
14	paralelo		53,5	36900	9700	0,04	0,12
15							
16							
17							
18	perpendicular	69 (4)	29 (2)	29900 (3)	7600 (2)	0,16 (3)	0,16 (2)
19							
20	perpendicular		501,5	298800	213000	0,09	
21							
22							
23							
24							
25							
26							
27							
28							
29							
30	paral. e perp.	12,5 e 18,3			16700 e 27700		0,22 e 0,17
31							
32							
33							
34							
35							

4.2 CONTEXTO GEOLÓGICO LOCAL ATUALIZADO

O km 108 da BR-116 no estado de Santa Catarina encontra-se dentro da Bacia sedimentar do Paraná.

Segundo o mapa litológico local na folha SG.22 de Curitiba (PERROTTA et al., 2004) no local de estudo estão demarcadas duas formações geológicas originária de antigos depósitos sedimentares. Trata-se da Formação Botucatu e da Formação Rio do Rastro. Ainda, embora não observado nos taludes da plataforma rodoviária da BR-116 por volta do km 108, a montante, pode-se observar a presença da Formação Serra Geral e a jusante a Formação Teresina e depósitos aluvionares recentes quaternários (ver Figura 49).

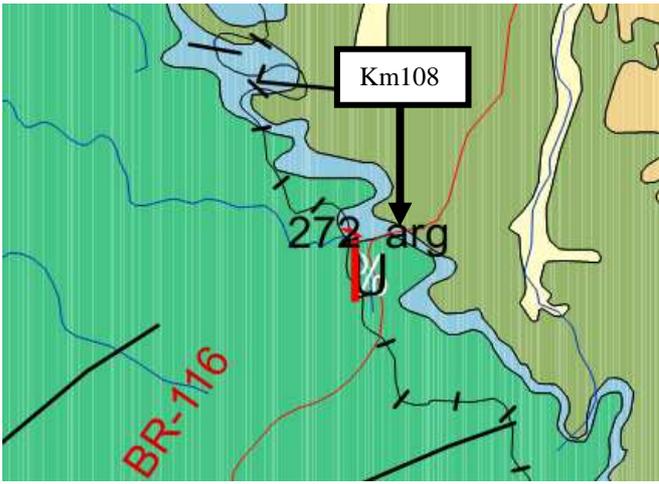
MAPA GEOLÓGICO (BR-116 KM 108)	CONVENÇÕES GEOLÓGICAS	
	K1 _β sg	Formação Serra Geral
	P3T1rr	Formação Rio do Rastro
	J3K1bt	Formação Botucatu
	P3t	Formação Teresina
	Q2a	Depósitos Holocênicos

Figura 49. Formações geológicas junto ao km 108 da BR-116 segundo o mapa geológico do Serviço Geológico do Brasil - CPRM. Adaptado de Perrotta et al. (2004).

Scheibe (1986) identifica geologicamente a Formação Rio do Rastro da seguinte forma: depósitos de planícies costeiras constituídos de siltitos, argilitos e arenitos finos, esverdeados, arroxeados e avermelhados com representação local de bancos calcíferos, às vezes oolíticos, com abundantes fragmentos de conchas; na porção superior depósitos fluviais compreendendo arenitos avermelhados, arroxeados e amarelados, esbranquiçados, intercalados em argilitos e siltitos avermelhados, arroxeados, com intercalações localizadas de siltitos calcíferos. Datado do Permiano Superior, apresenta espessuras de até 400 m e aflora ao longo de todo o Estado de Santa Catarina, alargando em muito a faixa de ocorrência em volta do Domo de Lages.

Enquanto que Perrota et al. (2004) disponibilizam através do mapa geológico que a Formação Rio do Rastro é composta por: pelito e arenito com dominância de camadas tabulares ou com lenticularidade muito estendida; siltito verde ou avermelhado, tabular; arenito fino, arroxeadado, róseo a esbranquiçado, tabular ou lenticular; ambiente transicional, deltaico, lacustre, eólico e raros depósitos fluviais. Esta formação, pertencente ao Grupo Passa Dois, originou-se no final do Permiano e início do período Triássico, por volta de 250 milhões de anos.

Neste mesmo mapa, segundo Perrota et al. (2004), embora não se apresenta aflorante no local de estudo, identifica-se a composição mineralógica da Formação Teresina, que constitui de: argilito, siltito e arenito muito fino e fino, cinza escuro a esverdeado, geometria tabular ou lenticular alongada, lentes e concreções de calcário; ambiente marinho com tempestades a transicional (marés), esta formação também pertence ao Grupo Passa Dois e por isso merece a descrição devido à proximidade do local estudado.

Scheibe (1986) descreve a Formação Botucatu como: arenitos eólicos de ambiente desértico, avermelhados, finos a médios, com estratificação cruzada de médio a grande porte; localmente depósitos lacustres representados por arenitos argilosos, mal selecionados, mais frequentes na base da formação. Afossilífera, atribui-se a idade juro-cretácea em função das relações estratigráficas. Raramente ultrapassa os 100 m de espessura.

Enquanto que para Perrota et al. (2004), a Formação Botucatu, um pouco mais acima dos depósitos transicionais e oceânicos, geologicamente é composta por: arenito fino a grosso de coloração avermelhada, grãos bem arredondados e com alta esfericidade, depósitos *set ecose* de estratificações cruzadas de grande porte; ambiente continental desértico: depósitos de dunas eólicas. Esta formação, mais recente, ocorreu durante o período Jurássico, por volta de 135 milhões de anos, antecedendo os derrames da formação Serra Geral.

Maack (2001) relata que na porção da Bacia do Paraná no Estado de Santa Catarina, as fácies fluviais Pirambóia do arenito Botucatu mede, em média, 5 a 10 m de espessura, podendo atingir até 20 m. A fácies eólica do arenito Botucatu revela espessura variável, oscilando entre 50 e 260 m. Na extensão total da Serra Geral, da Serra do Espigão e da Serra da Boa Esperança, o arenito Botucatu forma degraus e paredões. A Formação Pirambóia é incipiente na porção que abrange o estado de Santa Catarina.

Segundo CPRM (2006), o arenito Botucatu seguindo a coluna White, no terço inferior, apresenta finas intercalações de pelitos, sendo comuns interlaminações areia-silte-argila, ocorrendo freqüentes variações laterais de fácies. À medida que se dirige para o terço médio,

desaparecem as intercalações pelíticas, predominando espessas camadas de arenitos bimodais, com estratificação acanalada de grande porte, indicando que as condições climáticas se tornavam gradativamente mais áridas, implantando definitivamente um ambiente desértico. Na base está em contato discordante com os arenitos avermelhados da Formação Rio do Rastro.

Muitas vezes a característica textural da rocha não leva a afirmativa certa do tempo geológico a qual as formações buscam ser organizadas. O ambiente diferencial, pode propiciar caracterizações bastante similares entre duas ou mais formações geológicas. Neste contexto, é importante a identificação pedogenética de forma a orientar a classificação do maciço observado. Texturalmente a Formação Rio do Rastro é de reconhecimento direto no ambiente em que se encontra. No entanto a Formação Pirambóia e Botucatu podem ser confundidas visto que alguns autores posicionam-se de forma controversas.

O Léxico Estratigráfico do Brasil citado no site oficial do CPRM (CPRM, 2014) apresenta os seguintes comentários relacionados a Formação Pirambóia:

- Washburne, 1930: o arenito Pirambóia é a Formação Botucatu em sensu strictu;
- Mendes, 1961: o arenito Pirambóia trata-se de um litotipo do arenito Botucatu;
- Sanford & Lange, 1960: o arenito Pirambóia deve ser considerado como uma Formação;
- Salamuni & Bigarella (1967): o arenito Pirambóia é considerado como uma facie no arenito Botucatu;
- Mendes, 1970: o arenito Pirambóia é uma facies subacosa no Botucatu (nos 2/3 inferiores) desprovido de sentidos os nomes Pirambóia e Santana.
- Soares, 1972: afirma tratar-se de formação pois sempre está associado a camada sedimentar de origem subacosa.

Mais recentemente a divergência continua entre os autores, alguns afirmam existir discordância temporal entre a Formação Pirambóia e a Rio do Rastro (Fulfaro, et al. 1980; Almeida e Melo, 1981; apud Dias, 2006) e outros afirmam que o contato é concordante (Coimbra & Ricominni, 1994; Lavina, 1991; Lavina et al., 1993; Faccini, 2000 apud Dias, 2006).

Um pouco mais recente, Gesicki (2007) comparou a composição da Formação Pirambóia e o Arenito da Formação Botucatu no estado de São Paulo. O Autor relata que as duas formações são facilmente confundidas, pois muitas vezes apresentam textura e composição mineralógicas bastante similares, modificando apenas a forma de deposição. Sendo os arenitos da Formação Pirambóia aqueles onde existe de alguma forma a presença de água no grande deserto de dunas do Botucatu, tendo em sua estrutura, maior quantidade de feldspato originário de deposições não eólicas. Tal formação surge em alguns locais sobrejacentes a Formação Rio do Rastro, tornando passível a confusão, devido à similaridade textural, com os arenitos da Formação Botucatu.

Em análises petrográficas de lamina comparativa entre as Formações Botucatu e Pirambóia, Gesicki (2007), identificou através da classificação de Dott (1964) ou de Folk (1968) que o arenito da Formação Botucatu apresenta maior quantidade de quartzo, enquanto que o arenito da Formação Pirambóia apresenta maior quantidade de feldspato, podendo ser este último, portanto, classificado como um arenito subarcosiano (Figura 50).

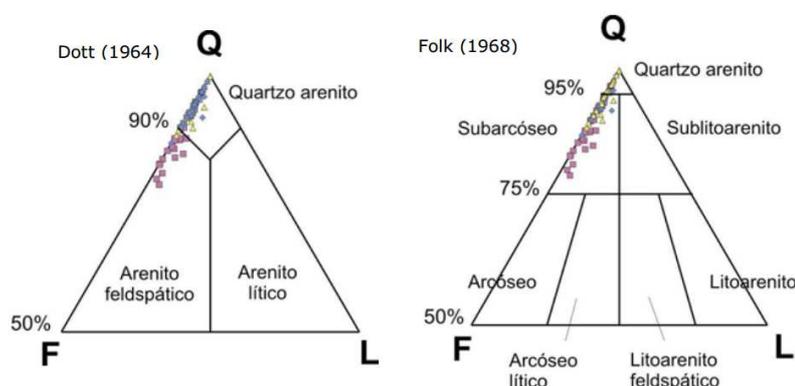


Figura 50. Comparativo entre um arenito da Formação Pirambóia e um arenito da Formação Botucatu. Os pontos rosados, são aqueles onde enquadram-se os arenitos Pirambóia. Portanto, para a classificação de Dott (1964) tais arenitos são feldspáticos, enquanto que para Folk (1968) estes arenitos são subarcosianos.

Quanto a Formação Diagenética, Gesicki (2007) estudou os processos e produtos da diagênese das Formações Pirambóia e Botucatu, mostrando que os principais componentes diagenéticos destas formações são cutículas argilo-ferruginosas grão-envolventes, esmectita neoformada incipiente, cimentos de quartzo e feldspato e, localmente, cimento de opala, calcedônia e calcita. A silicificação dos arenitos da Formação Botucatu é aparentemente pós compactação tendo em vista as relações de contato intergranulares do arcabouço, com predomínio do tipo planar e presença rara do tipo côncavo-convexo. A localização marginal

das ocorrências em relação à zona aflorante das unidades favorece a hipótese de cimentação telodiagenética superficial na região estudada pelo autor, que foi no estado de São Paulo.

Milani et al. (2007), afirmam que no domínio setentrional da Bacia do Paraná, um contexto sedimentar análogo ao da Formação Sanga do Cabral é conhecido como Formação Pirambóia. Trata-se de depósitos fluviais e eólicos compondo uma cunha que se adelgaça para sudoeste no sentido da porção paranaense da bacia. Ou seja, esta Formação aflora com veemência nos terrenos Paulistas.

Em Santa Catarina, na ausência da Formação Pirambóia, o contato basal da unidade se dá com a Formação Rio do Rastro, como pode ser visto na Rodovia SC-438, entre Lauro Muller e São Joaquim, onde arenitos eólicos com estratificação cruzada acanalada de grande porte sobrepõem-se, em uma superfície aplainada e inclinada, a bancos de arenitos de formas sigmoidais, atribuíveis ao Membro Morro Pelado, por sua vez progradando sobre siltitos e argilitos, com intercalações de arenitos, considerados do Membro Serrinha (CPRM, 2006).

Massoli (2007) realizou a caracterização litofaciológica das Formações Pirambóia e Botucatu, embora o estudo foi realizado na porção da cidade de Ribeirão Preto, o relato do autor apresenta as diversas divergências e convergências que promovem a similaridade textural destas duas formações, como: curva granulométrica, uniformidade dos grãos, composição mineralógica, períodos de formação, estruturas de acamamento, entre outros. O mesmo autor monta uma sequência das divergências entre diversas publicações em relação a gênese dos arenitos mesozóicos infrabásicos da Bacia do Paraná no Estado de São Paulo. Na evolução conceitual, os dois arenitos (Botucatu e Pirambóia) apresentam origem essencialmente eólicas, segundo Caetano-Chang (1997) em Massoli (2007).

Compilando os valores encontrados por Azevedo et al. (1981) apud Massoli (2007) e os dados do próprio Massoli (2007), o arenito Botucatu apresenta percentuais de finos entre 6% a 19% com diâmetro médio de 0,164 a 0,183 mm, equivalente a areia fina. Já o Pirambóia, apresenta percentuais de finos entre 14% a 38% com diâmetro médio de 0,087 a 0,108 mm que corresponde a fração areia muito fina.

Massoli (2007) relata que o contato Pirambóia/Botucatu é marcado por uma litofície conglomerática, pelo menos no local estudado (Ribeirão Preto, SP) ocasionada por alterações tectônicas pertencendo ao período da Formação Pirambóia.

A baixo do Botucatu, durante o Permiano, os 1.000 m de sedimentos foram depositados sob condições aquosas continentais, que continuaram possivelmente até o começo do Triássico. O

clima seria frio, mas os depósitos do fim do Permiano são primariamente vermelhos, apontando já para condições mais quentes do Grupo Guatá e Passa Dois. Neste último encontra-se a Formação Rio do Rastro (SCHEIBE, 1986).

Segundo Scheibe (1986), a sedimentação nas bacias intracratônicas brasileiras quase cessou do Triássico médio até o Jurássico superior, mas na Bacia do Paraná depositou-se o Arenito Botucatu, desértico fluvial árido, numa depressão formada por arqueamento crustal anterior a ruptura do Gondwana. Ao final desse estágio, ocorreu o vulcanismo relacionado a essa ruptura, com o começo da abertura do Oceano Atlântico, a cerca de 140 milhões de anos, finalizando o que se denomina de Grupo São Bento.

No estado de Santa Catarina, as formações sedimentares da Bacia do Paraná seguem uma faixa grosseiramente norte-sul com cerca de 100 Km de largura, entre o Estado do Paraná e as cidades de Lages e Bom Retiro. Seguindo na direção sul, estreita-se para apenas 10 a 40 Km de largura, desaparecendo sob sedimentos mais recentes e o oceano atlântico, na área do município de Torres, RS. O Domo de Lages, onde há uma inversão completa na sucessão de faixas aflorantes, é possível identificar a sequência inversa das formações sedimentares da Bacia do Paraná (SCHEIBE, 1986).

Segundo Milani et al. (2007) a sedimentação Passa Dois “pós-Serra Alta” desenvolveu-se acompanhando uma definitiva tendência regressiva em grande escala. Sistemas continentais passam a dominar a bacia de acumulação, representando o assoreamento da bacia remanescente. Depósitos predominantemente pelíticos, com estruturas sedimentares ligadas à ação de marés na Formação Teresina, dão lugar a um complexo progradacional de *red beds* incluindo lobos deltaicos, pelitos lacustres, arenitos eólicos e depósitos fluviais (LAVINA, 1988 apud MILANI et al. 2007) da Formação Rio do Rastro, que se desenvolveram no sentido geral de noroeste para sudeste.

Cisneros et al. (2005) apud Milani et al. (2007) descreve que a fauna de vertebrados fósseis (pareiassaurídeos) da Formação Rio do Rastro, registrada em afloramentos do Paraná e Rio Grande do Sul, referem-se a idade Mesopermiana. Contudo, o maior desenvolvimento em espessura sedimentar da Formação Rio do Rastro em subsuperfície permite especular-se que essa unidade possa atingir o Permiano Superior – Triássico inicial no interior da bacia, em seções não representadas na faixa de afloramentos.

Na porção gaúcha da Bacia do Paraná, uma espessa sucessão flúvio-eólica com até 500 m de espessura, como constatado pelo poço de Alegrete, corresponde à Formação Sanga do Cabral,

unidade que se prolonga ao Uruguai nos depósitos da Formação Buena Vista. O pacote Sanga do Cabral foi interpretado por Lavina (1988) apud Milani et al. (2007) como um equivalente lateral da Formação Rio do Rasto, que representaria o avanço para norte de sistemas continentais sobre os remanescentes lacustres da “Bacia Passa Dois”. Tal interpretação, associada à presença de répteis da biozona de *Lystrosaurus do Scythiano* (Eotriássico) nos estratos da Formação Sanga do Cabral, corrobora o posicionamento no início do Mesozóico.

Milani et al. (2007) relata que em síntese, no arcabouço aloestratigráfico da Bacia do Paraná, a Supersequência Gondwana I documenta um ciclo transgressivo-regressivo completo, que se inicia na base do pacote glacial pensilvaniano, atinge condições de máximo afogamento marinho na Formação Palermo no Artinskiano, e encerra em depósitos continentais que colmatariam a sinéclise já no início do Mesozóico.

Uma sequência da geocronologia da bacia do Paraná é apresentada na Figura 51 (MILANI et al., 2007).

As cronoestratigrafias apresentada na Figura 52 contribuem para o entendimento do tempo geológico das formações citadas, dando destaque àquelas que são objetos de estudo deste trabalho e as possíveis formações passíveis de semelhança textural.

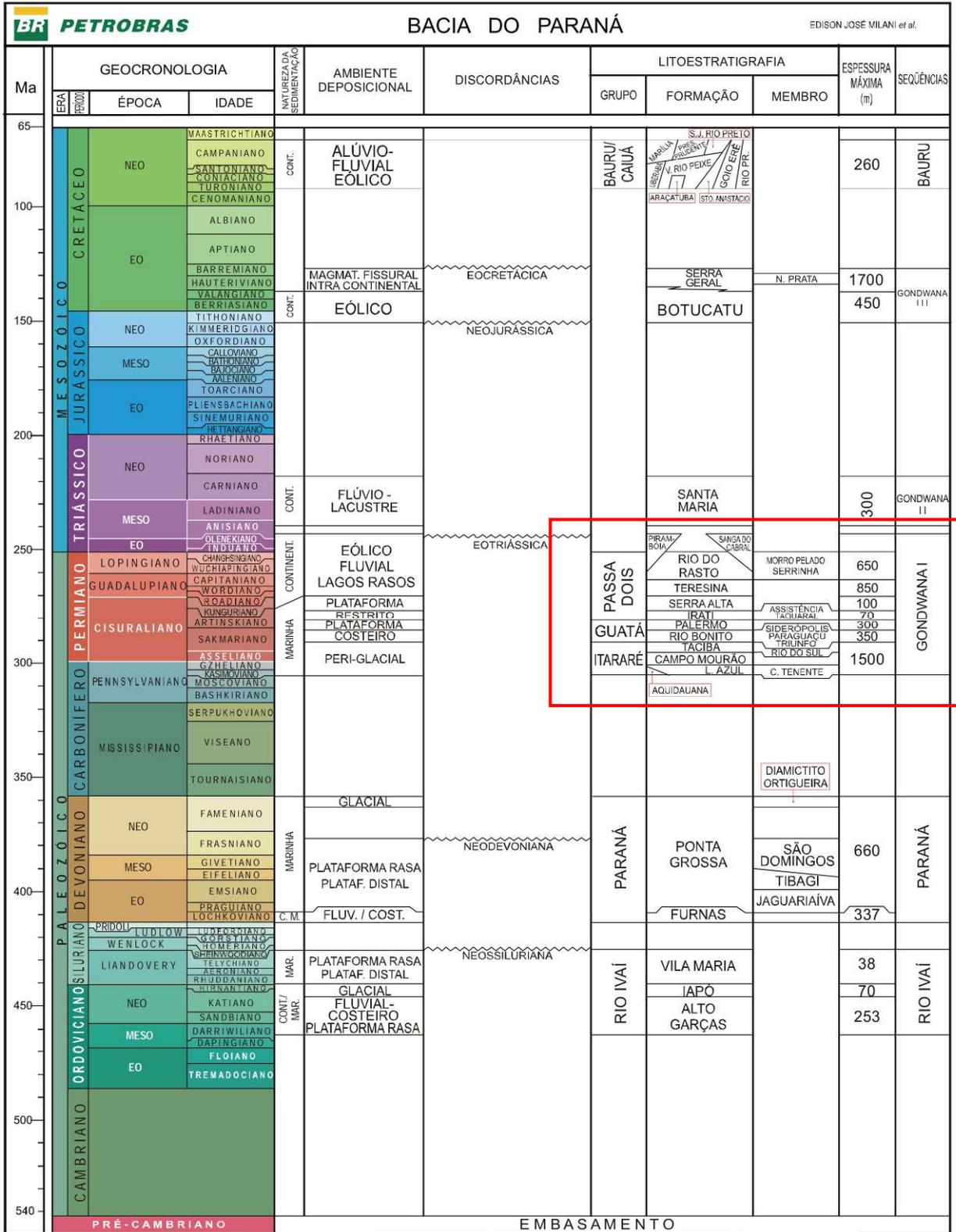


Figura 51. Cronoestratigrafia da bacia do Paraná destacando a Supersequência Gondwana I onde encontra-se a Formação Rio do Rastro do Grupo Passa Dois (MILANI et al., 2007).

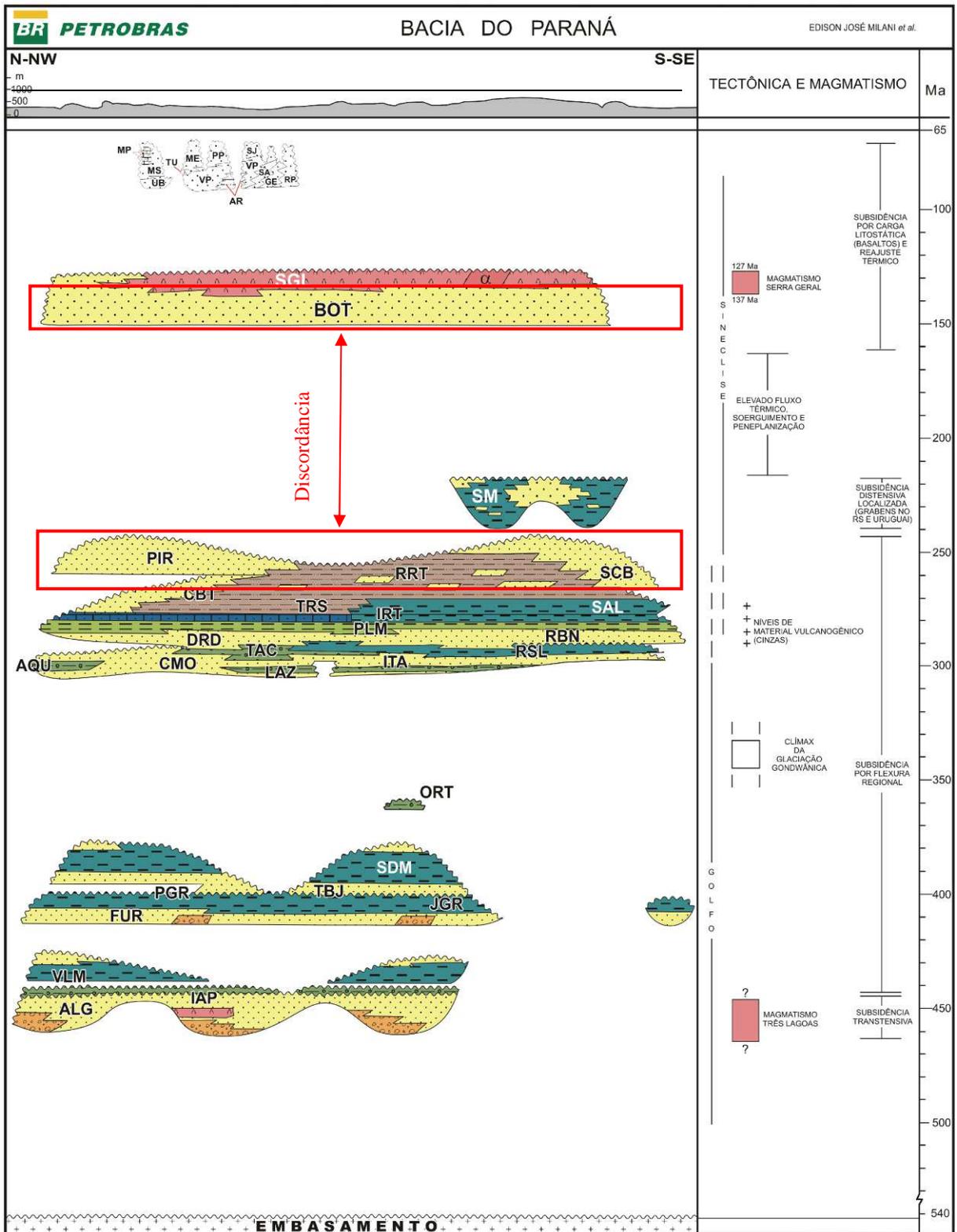


Figura 52. Cronoestratigrafia da bacia do Paraná destacando a divergência temporal entre as Formações Rio do Rastro e Pirambóia e a Formação Botucatu (MILANI et al., 2007).

4.3 SOLUÇÕES TÍPICAS DE ESTABILIZAÇÃO ADOTADAS EM PROJETO NO LOCAL

Neste capítulo apresentam-se as soluções adotadas para o talude do km 108+000 ao 108+400 na BR-116 no Estado de Santa Catarina. Tais projetos foram desenvolvidos pela Empresa Azambuja Engenharia e Geotecnia Ltda. a serviço da Concessionária de Rodovias Autopista Planalto com participação efetiva autor desta dissertação.

Nos subitens a seguir apresenta-se as particularidades do talude, que levaram a setorização do talude rodoviário para três distintas situações de instabilidade de encosta: do km 108+000 ao km 108+150, do km 108+150 ao km 108+ 300 e do km 108+300 ao km 108+400. Desta forma, para cada setor foi idealizada uma solução.

4.3.1 Km108+000 ao 108+150

Neste setor, a encosta atingi alturas de até 70 metros em relação a rodovia BR-116/SC, que encontra-se inicialmente na cota 1.080m, havendo ocorrência de taludes escarpados naturais de arenito eólico, com até 45m de altura, na parte superior e de taludes de corte na parte inferior, com até 25m de altura, onde se intercalam camadas de rochas sedimentares de granulometria fina (pelitos) com arenitos de granulação média.

Quanto aos mecanismos de instabilidade observáveis, estes estão relacionados ao colapso de blocos de grandes dimensões (até 24m³) das camadas superiores de arenito eólico, condicionados pelas juntas tectônicas e de alívio, bem como os colapso de blocos das camadas de arenito nos taludes inferiores de corte, por perda de sustentação basal originada pela erosão diferenciada nas camadas de granulação fina.

A Figura 53 ilustra um esquema observado em campo particularizado para este setor do talude.

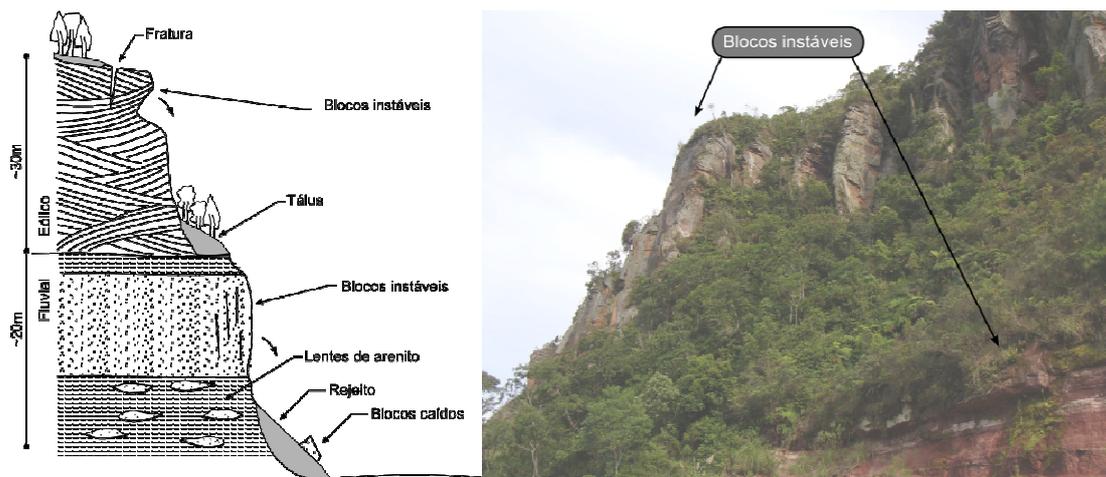


Figura 53. Representação esquemática e vista do talude do km 108+000 a 108+150, Norte.

4.3.2 Km108+150 ao 108+300

Neste setor a encosta atinge até 90 metros de altura em relação a plataforma rodoviária da BR-116/SC, que encontra-se inicialmente na cota 1.088m, ocorrendo taludes escarpados naturais de arenito eólico, com até 45m de altura, na parte superior e na parte inferior da encosta, depósitos gravitacionais de encosta (tálus e colúvios), sem taludes de corte significativos.

Quanto aos mecanismos de instabilidade observáveis, estes estão relacionados a colapso de blocos de grandes dimensões (até 24m³) das camadas superiores de arenito eólico, que são condicionados pelas juntas tectônicas e de alívio desta rocha. Já os depósitos gravitacionais é comumente estão sujeitos a movimentação lenta por processos de rastejamento, vinculados a períodos de grande ou prolongada pluviosidade.

Destaca-se que o material depositado (tálus e colúvios) não foi objeto de estudo nesta dissertação, embora seja notável a interferência deste com os problemas geotécnicos neste setor.

A Figura 54 ilustra um esquema observado em campo particularizado para este setor do talude.

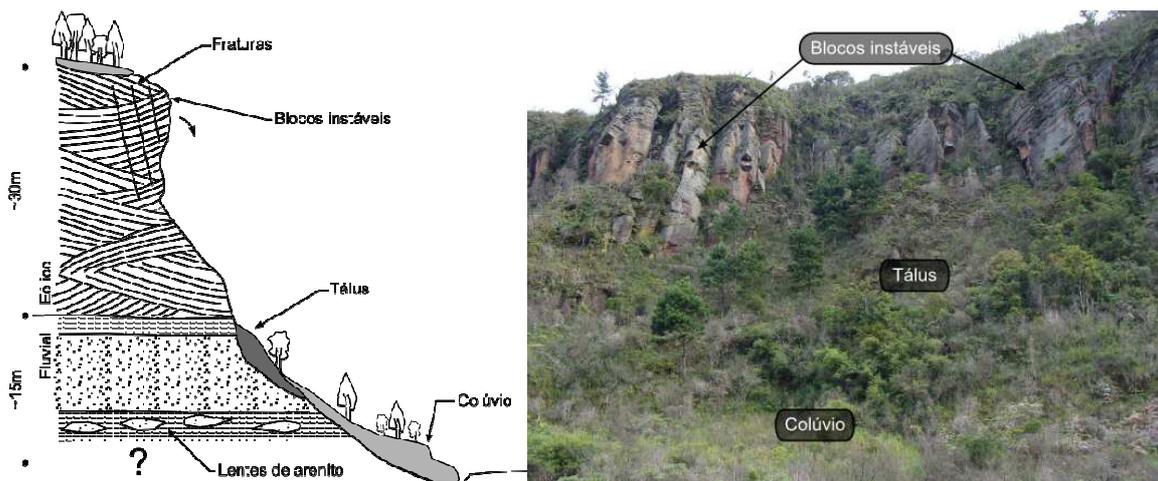


Figura 54. Representação esquemática e vista do talude do km 108+150 ao 108+300, Norte.

4.3.3 Km108+300 ao 108+400

No terceiro setor a encosta atinge até 80 metros de altura em relação a plataforma rodoviária da BR-116/SC, que se encontra inicialmente na cota 1.093m. Neste local, há a ocorrência de taludes escarpados naturais de arenito eólico, com até 45m de altura, na parte superior e de taludes de corte na parte inferior, com até 15m de altura, onde se intercalam camadas de rochas sedimentares de granulometria fina (pelitos) com arenitos de granulação média.

Há incidência de colapso de blocos de grandes dimensões (até 24m³) das camadas superiores de arenito eólico, condicionados pelas juntas tectônicas e de alívio. Neste setor a proximidade do corte com a pista de rodagem e a grande altura em que se encontram os blocos instáveis do pacote superior promover com facilidade a projeção de blocos diretamente sobre a rodovia.

Nota-se que o pacote eólico (superior) encontra-se intensamente fraturado em toda a extensão desse trecho como pode ser observado na ilustração apresentada na Figura 55.

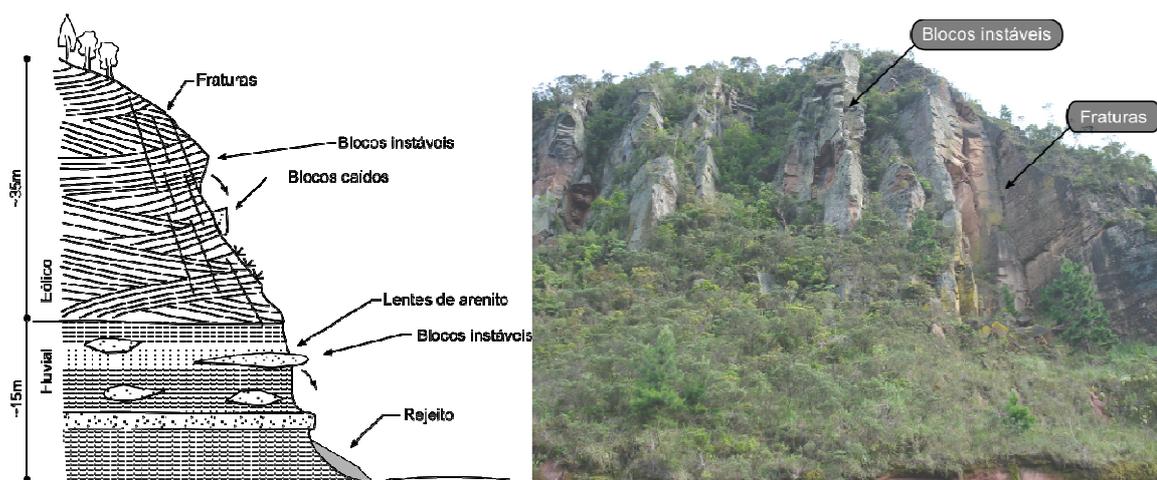


Figura 55. Representação esquemática e vista do talude do km 108+300 ao 108+400, Norte.

4.3.4 Concepção da solução

Claramente os fenômenos ocorrentes nos taludes de corte (inferiores) são absolutamente distintos do restante da encosta, neste sentido as soluções foram tratadas em separado. Embora tais soluções não são enfoque da presente dissertação, cabe apresentá-los como um meio de complementar as argumentações deste estudo.

4.3.4.1 Taludes de corte (inferiores)

Os fenômenos de instabilidade identificados em taludes de corte têm origem na degradação dos pelitos por ciclos de saturação e ressecamento e, decorrente disto, o desprendimento de blocos de arenitos mais resistentes.

Tais soluções basicamente têm as seguintes vertentes: impedir a progressão do fenômeno de decomposição dos lamitos e impedir o desprendimento de blocos potencialmente instáveis.

Para atender essas vertentes, foram utilizadas as seguintes técnicas apresentadas a seguir.

a) Solução para impedir a degradação dos lamitos

Duas soluções para impedir a degradação dos lamitos foram adotadas. Nos locais em condição verticalizada e até negativa da face dos lamitos foi adotado o faceamento com concreto projetado. Esta solução consiste na execução de uma “capa” de concreto com espessura mínima de 6cm, prevendo-se também contrafortes de concreto nos locais onde a face do lamito tenha recuado muito em relação ao arenito. Barbacãs em grande número são previstos para não haver risco de geração de poro-pressão sobre o concreto projetado.

Nos taludes menos verticalizados a solução viabilizada foi um tratamento por bioengenharia, impedindo-se a troca de umidade por fixação de vegetação. Consiste em criar substrato para fixação de raízes de espécies vegetais pioneiras (semeadas ou plantadas com mudas) para crescimento da vegetação de sorte que o ressecamento seja minimizado. Em princípio, os taludes rochosos exigem a implantação de uma malha principal de contenção que se sobrepõe a uma biotela que é lançada sobre a superfície tratada com coveamento e semeadura. Alguns locais em que existe o interesse de desenvolvimento de espécies arbustivas são utilizados retentores cilíndricos de fibra vegetal com ou sem a implantação de estacas vivas.

b) Solução para impedir o desprendimento de blocos de arenito

A solução escolhida para tal procedimento foi a implantação de uma malha grampeada ativa, isto é, a implantação de uma tela que é tensionada por grampos, transferindo a força de protensão da malha para os blocos e, com isso, aumentando o atrito sobre o substrato. Essa técnica, entretanto, foi utilizada em casos especiais, aonde as demais soluções vierem a se mostrar inseguras.

c) Seção típica da solução

Os diferentes setores de corte receberam tratamentos diferenciados. No trecho do km108+000 ao 108+150 predomina as soluções de bioengenharia e tela ativa. A Figura 56 a seguir apresenta uma seção tipo da solução projetada para este setor.

Já no setor do km108+300 ao 108+390 a solução foi exclusivamente em concreto projetado, sendo a seção tipo apresentada na Figura 57.

Nestas seções tipo também já são apresentadas as soluções adotadas nos taludes superiores, que são justificadas separadamente, a seguir.

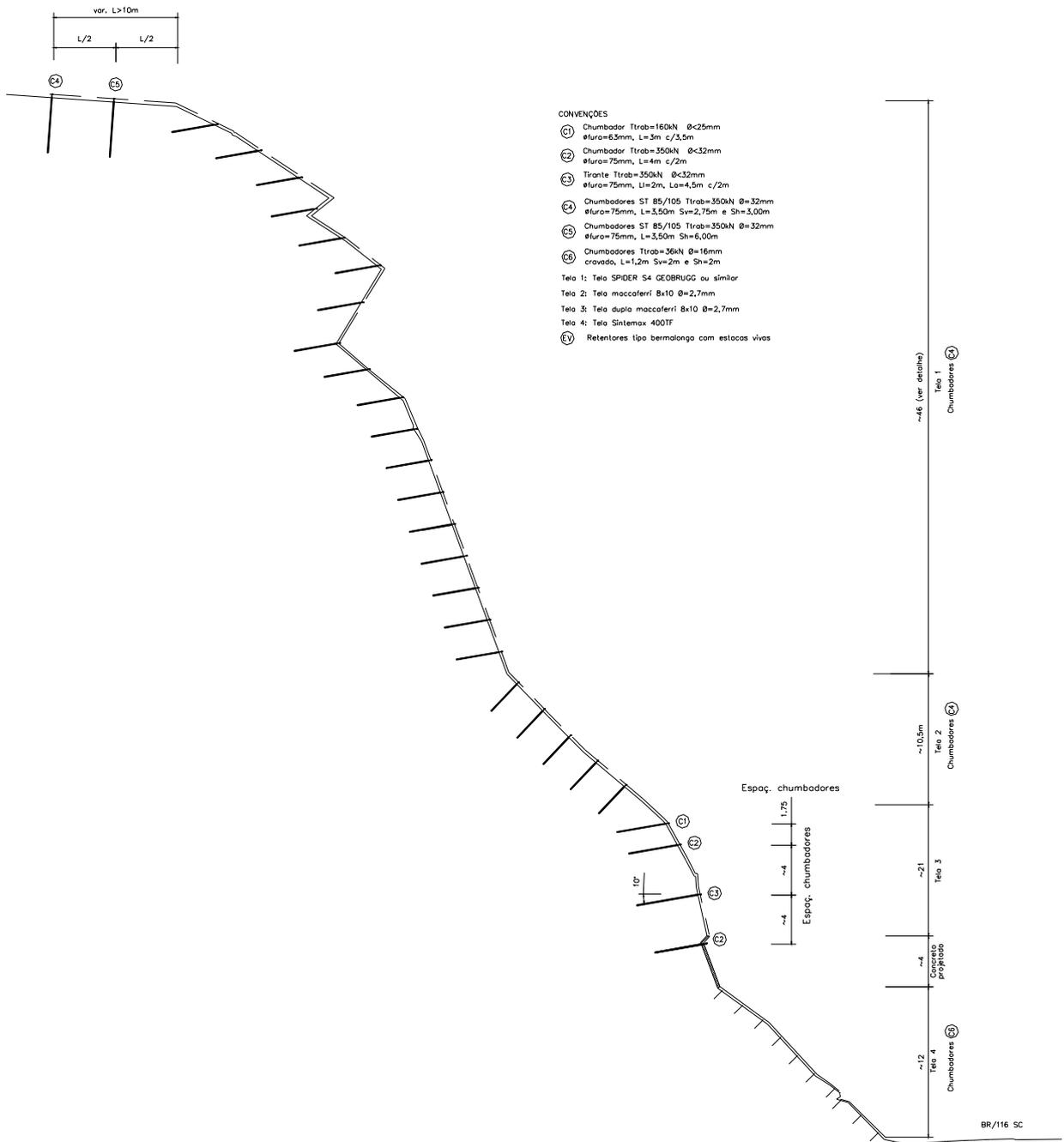


Figura 56. Seção tipo do km108+000 ao 108+140.

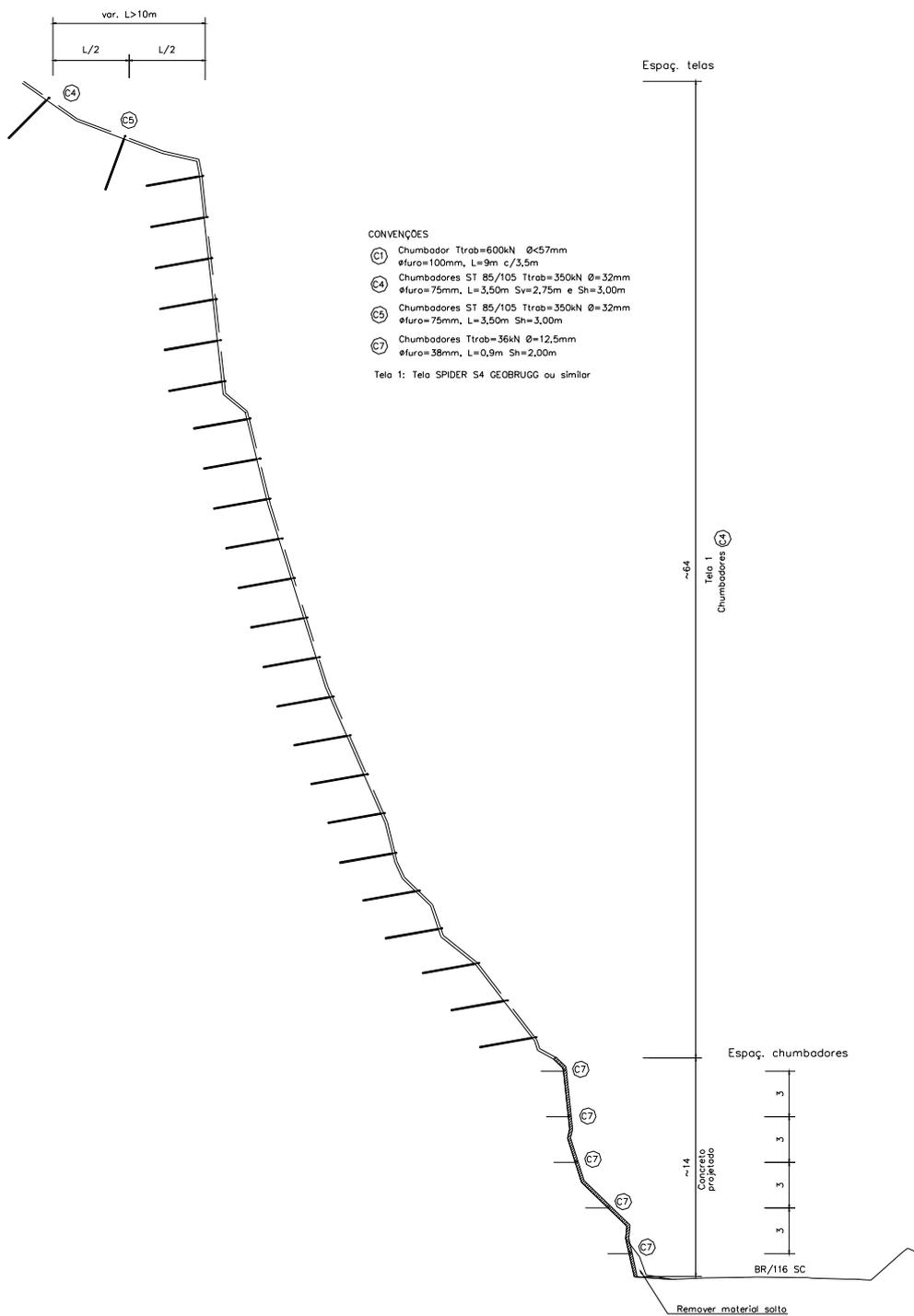


Figura 57. Seção tipo do km108+300 ao 108+390.

4.3.4.2 Taludes naturais de arenito eólico (superiores)

Os fenômenos de instabilidade identificados em taludes de corte têm origem na degradação dos pelitos por ciclos de saturação e ressecamento e, decorrente disto, o desprendimento de blocos de arenitos mais resistentes.

As soluções tiveram as seguintes vertentes: impedir o desprendimento de blocos potencialmente instáveis; bloquear o translado dos blocos desprendidos; e gerenciar a queda de blocos, conduzindo-os para locais seguros com pouca probabilidade de conflito com o tráfego viário na BR-116/SC.

Para atender essas vertentes, foram utilizadas as seguintes técnicas como apresentadas nas alíneas seguintes.

a) Solução para impedir o desprendimento de blocos de arenito

A solução escolhida para tal procedimento foi a implantação de uma malha chumbada, que também pode ser definida como rocha grampeada. Consiste no grampeamento do talude rochoso complementado com um faceamento em tela metálica de alta resistência. Isto impede na origem o desprendimento de blocos de arenito.

b) Soluções para bloqueio do translado de blocos

Esta solução consiste em criar barreiras que interceptem a trajetória de uma queda de bloco em direção à rodovia. Tal barreira deve possuir capacidade de suportar o impacto do bloco em movimento e volume de acúmulo no seu tardoz.

Duas soluções de bloqueio são possíveis: dique de contenção próximo à lateral da pista e barreira metálica flexível.

O dique só é viável no caso em que os blocos cheguem até ele com baixas energias, o que é o caso do km108+150 ao 108+225.

Já as barreiras flexíveis são exequíveis em qualquer local da encosta, no entanto limitado a energias inferiores a 1,0 MJ, que é o máximo que os produtos comerciais disponíveis suportam (Sistema RXE, 8000kJ - Geobrugg ou Sistema RMC, 2000kJ - Maccaferri, por exemplo). Desta forma, opta-se por malha chumbada em toda a face da rocha, neste caso.

c) Soluções para gerenciar a queda de blocos

A solução adotada para gerenciar a queda dos blocos é a utilização de redes guarda-pedras.

São sistemas de panos de redes metálicas dispostas verticalmente e justapostas que não objetivam estabilizar os blocos, mas conduzir o seu movimento tangente ao talude. Com isso, há um gasto de energia cinética em um movimento com mais choques e atrito, permitindo que os blocos em movimento sejam acumulados junto ao acostamento, sem invadir o sistema viário.

No entanto, o trecho em questão possui sérias restrições ao uso de tal solução. Primeiro porque não possui uma área plana para acúmulo dos blocos no pé da rede, exigindo assim o uso de uma barreira. Também, o dimensionamento de tal barreira fica prejudicado, porque atualmente não há no meio técnico maneiras convencionais de mensurar a perda de energia proporcionada pela rede guarda-pedras e, portanto, se não considerar tal efeito, resulta em energias altíssimas chegando à barreira, tornando impraticável o uso das barreiras atualmente disponíveis no mercado.

d) Seções típicas das soluções para os arenitos eólicos

Foram indicadas duas tipologias de solução.

Nos trechos do km108+000 ao 108+150, do km108+220 ao 108+270 e do km108+300 ao 108+390, foi utilizada exclusivamente a malha chumbada. A Figura 58 apresenta uma seção tipo da solução projetada para estes trechos. Nesta figura não está apresentado o tratamento utilizado nos taludes inferiores de corte, pois já foram anteriormente apresentados.

No trecho do km108+150 ao 108+225 a solução foi associar malha chumbada com barreira de enrocamento, conforme apresentado na Figura 59.

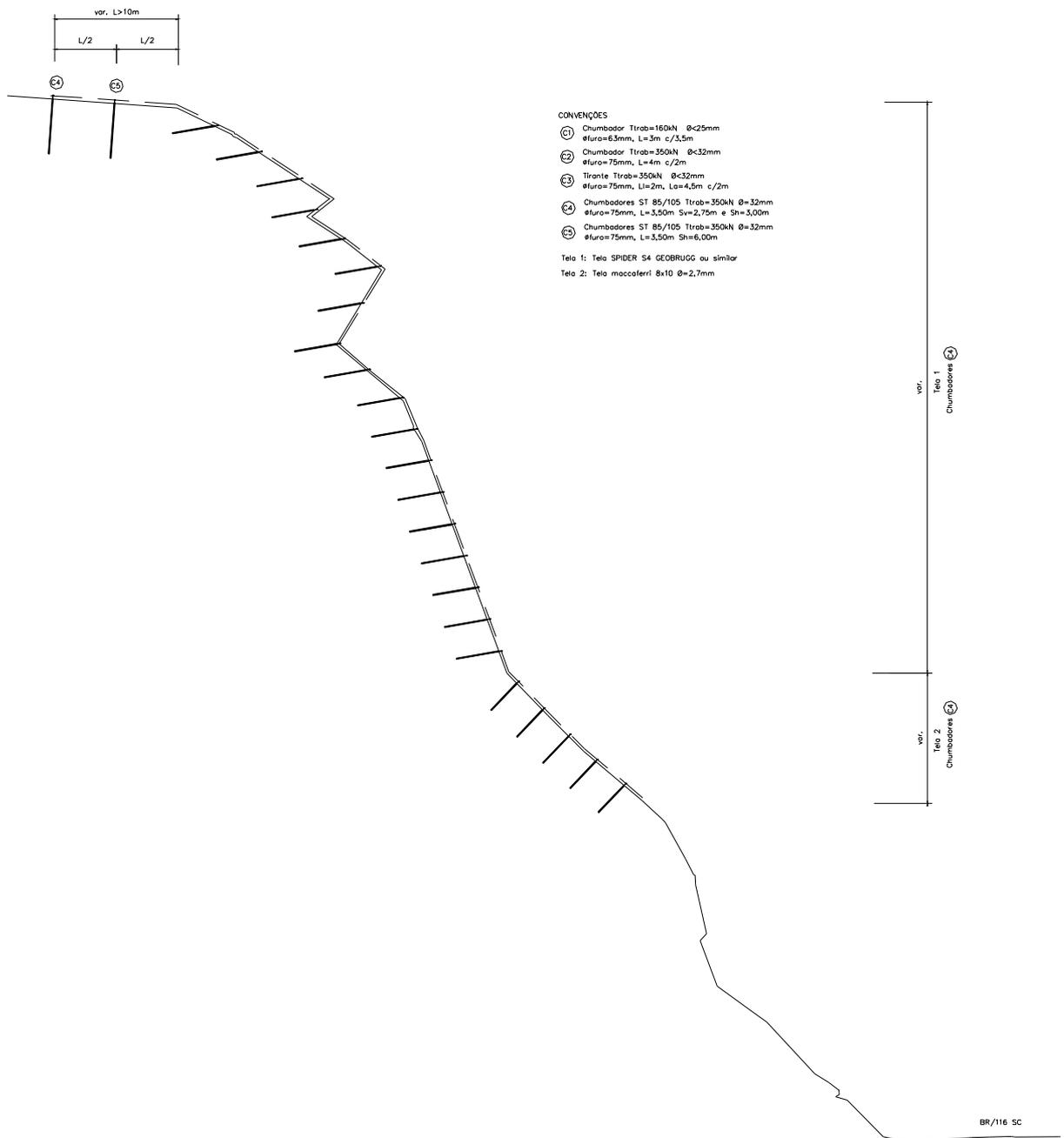


Figura 58. Seção tipo do km108+000 ao 108+150, do km108+220 ao 108+270 e do km108+300 ao 108+390.

5 RESULTADOS

5.1 PROPRIEDADES ÍNDICE

Nas amostras recolhidas neste trabalho, o ganho de massa através da presença de água retida nos corpos de prova do arenito Rio do Rastro e do Botucatu foi de 6%, em relação à massa na umidade natural.

As principais propriedades índices não mecânicas obtidas tanto para o arenito Rio do Rastro, quanto para o arenito Botucatu, podem ser observadas na Tabela 16.

Deve-se destacar que a porosidade e o índice de vazios são propriedades médias calculadas através da proporcionalidade homogeneizadas dos índices físicos. No entanto, tratam-se de rochas sedimentares com acamamentos marcantes, em especial o arenito Botucatu, que apresentam forte anisotropia. Esta anisotropia, depende: da interferência da cimentação, da quantidade e distribuição de estratos na amostra, bem como da distribuição da porosidade intragranular e intergranular.

Nota-se que a anisotropia de porosidade, também afeta uma importante propriedade, não avaliada nestes estudos, que é a permeabilidade destes tipos de rocha. Porém em ensaios expeditos por acessão capilar, pode-se observar que são materiais de alta permeabilidade ($\sim 10^{-3}$ cm/s) no caso dos arenitos da Formação Botucatu e de média permeabilidade ($\sim 10^{-4}$ cm/s) no caso dos arenitos Rio do Rastro.

Tabela 16. Principais propriedades índices das rochas estudadas.

Propriedade Índice	Simbologia	Unidade	Amostra	
			Arenito RR	Arenito Bt
Peso específico real dos grãos	γ_g	kN/m ³	25,95	26,17
Peso específica natural	γ	kN/m ³	20,27	19,87
Peso específico seco	γ_s	kN/m ³	19,67	19,74
Peso específico embebido	γ_w^*	kN/m ³	21,48	21,03
Umidade natural	w	%	3,04	0,64
Umidade embebida	w*	%	8	6
Grau de saturação embebido	S	%	92	67
Grau de Aeração embebido	A	%	8	33
Índice de vazios	ε	-	0,32	0,33
Porosidade	η	-	0,24	0,25

1.1. GRANULOMETRIA

A Tabela 17 mostra os percentuais passantes de partículas para os dois arenitos estudados, enquanto que a Figura 60 e a Figura 61 mostram a distribuição granulométrica.

Tabela 17. Percentual de partículas para os dois arenitos estudados.

(%) PASSANTE			
Partícula	Tamanho (mm)	Botucatu	Rio do Rastro
Argila	0,002	9	13
Silte	0,002 - 0,06	6	27
Areia Fina	0,06 - 0,2	32	60
Areia Média	0,02 - 0,6	53	-
Areia Grossa	0,6 - 2,0	-	-
Pedregulho	>2,0	-	-

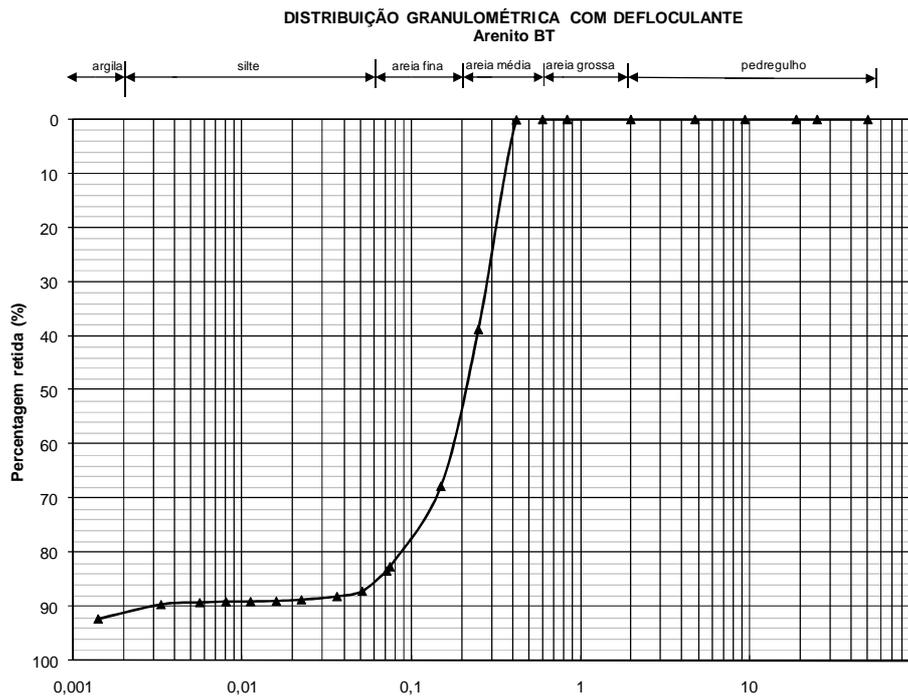


Figura 60. Distribuição granulométrica com defloculante para uma amostra do arenito da Formação Botucatu localizado no km 108+650 da BR-116/SC.

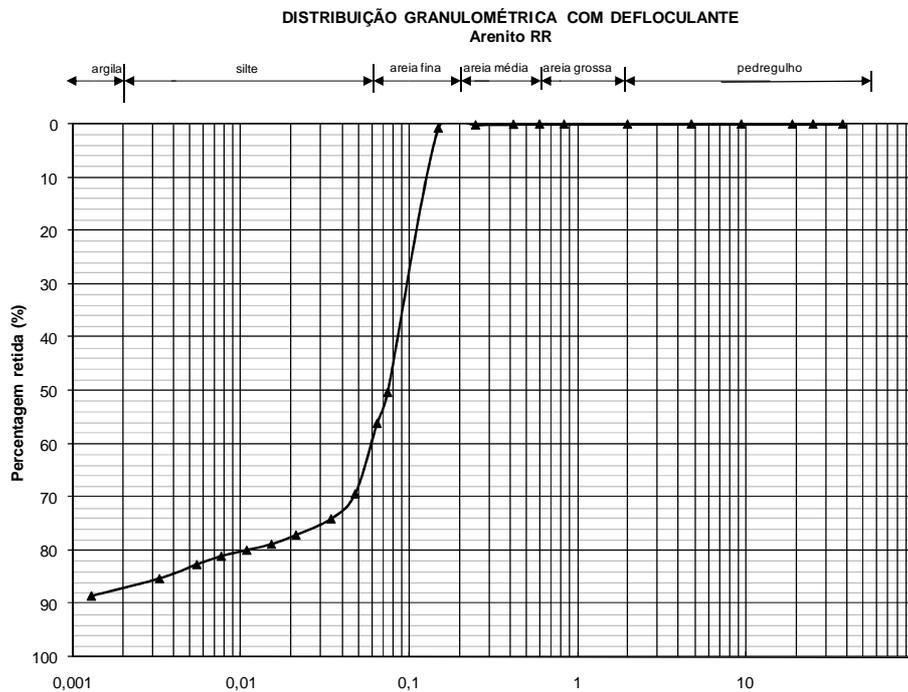


Figura 61. Distribuição granulométrica com defloculante para uma amostra do Arenito da Formação Rio do Rastro localizado no km 108+300 da BR-116/SC.

5.2 ANÁLISE PETROGRÁFICA

A análise petrográfica foi realizada separadamente para cada Formação geológica identificada.

5.2.1 Arenito Rio do Rastro

Quanto a mineralogia mostra-se em ordem crescente de abundância os minerais essenciais como: quartzo, feldspato alcalino, fragmentos líticos, plagioclásios e minerais acessórios opacos. Ainda, observam-se os minerais de alteração como a hematita e argilomonerais.

Dos fragmentos líticos foram observados tanto de origem metamórfica quanto vulcânica.

As lamínas foram avaliadas em luz direta e também polarizada. A estrutura observada apresenta-se maciça com cimentação nodular dispersa (vista a olho nú) com textura de granulometria de areia fina bem selecionada, grãos subangulosos a arredondados com esfericidade baixa a moderada.

A estrutura é suportada pelos grãos (deposição por meios de viscosidade e densidade normais), com matriz de cimento carbonático nodular posterior e em partes a matriz está compactada como pode ser observado na Figura 63.

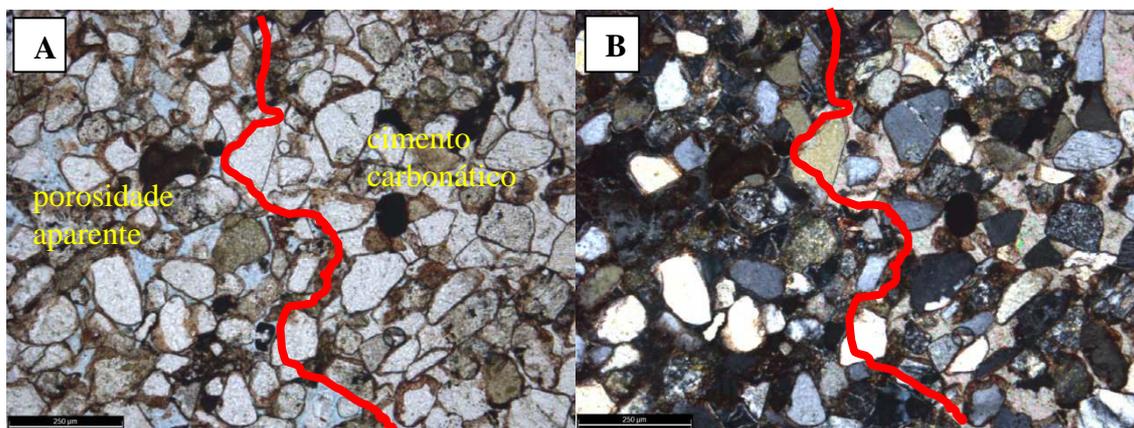


Figura 62. Contato entre a matriz cimentada por carbonato nodular (material esbranquiçado) na parte direita da lâmina delgada e a matriz compactada na parte esquerda da lâmina com porosidade destacada pela resina utilizada na confecção da lâmina (em azul). Figura A em nicóis paralelos e B em nicóis cruzados.

Ainda, observa-se parte da cimentação constituída pelas cutículas de hematitas ao redor do grão e por argilas esmectitas posteriores, corroborando com que foi deflagrado na difratometria de raio x como pode-se observar mais detalhado na Figura 62. A fração baixa de

esmectita associada a porosidade intergranular produz maior resistência a variação de secagem e umedecimento em comparação aos materiais de constituição mais finas como os pelitos desta mesma formação geológica.

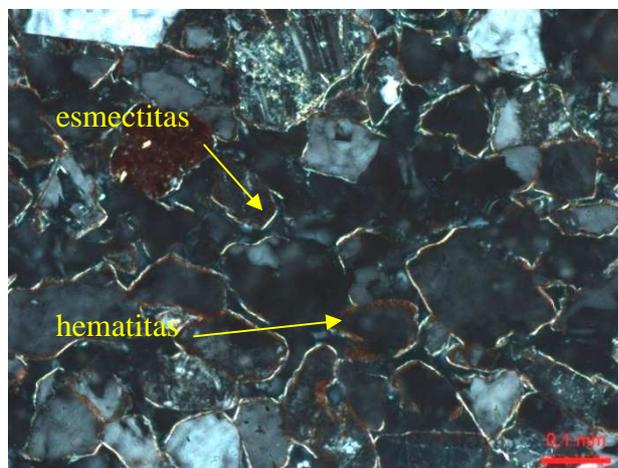


Figura 63. Cutículas de esmectitas no contorno dos grãos (lâmina 6B). Imagem obtida em nicóis paralelos.

Na Figura 64 pode-se identificar a laminação por mudança de empacotamento das partículas.

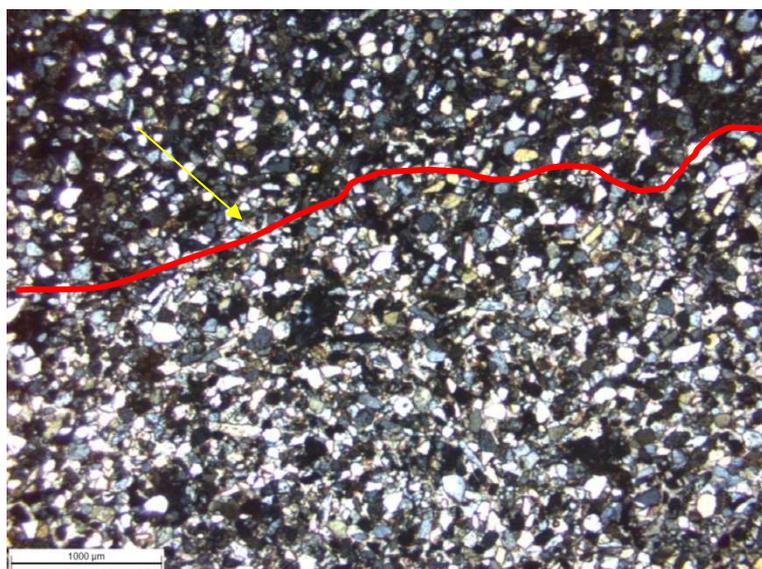


Figura 64. Laminação por mudança de empacotamento das partículas. Nicóis cruzados.

Os quartzos aparecem como os minerais mais abundantes devido a sua alta resistência mecânica e química. Sua concentração é em torno de 45%. Já os feldspatos manifestam-se como ortoclásios, microclínio e plagioclásios com macla albita. Têm a abundância diminuída devido a menor estabilidade física e química dos grãos. Sua concentração é da ordem de 20%.

Ainda, observam-se fragmentos de rochas metamórficas, ígneas e sedimentares (cherts), com concentração em torno de 30%, visto pela posição da lâmina segundo apresentação na Figura 65. Finalizando a composição detrítica microvisível, observa-se pelo menos 5% de minerais opacos.

Esta relação proporcional mineralógica pode ser estendida para as três lâminas delgadas observadas para esta formação rochosa.

Não foi observado diferenças significativas quanto ao grau de alteração ou dissolução dos grãos na comparação entre a amostra que foram obtidas a 30 cm e a 3 cm da superfície.

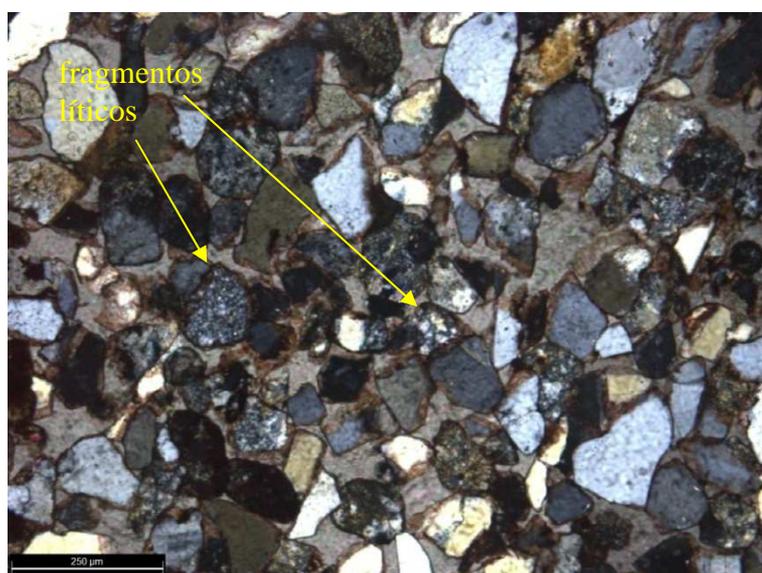


Figura 65. Detalhe da concentração de fragmentos líticos na rocha. Nicóis cruzados.

Conforme Coluna *White* (CPRM- 2002) a deposição da Formação Rio do Rastro é atribuída inicialmente a um ambiente marinho raso que transiciona para depósitos da planície costeira (Membro Serrinha) e passando posteriormente à implantação de uma sedimentação flúvio-deltáica (Membro Morro Pelado), estritamente continental, com sedimentos de lagos e planícies aluvias sendo recobertos por dunas de areia sob condições climáticas áridas. As amostras analisadas devem pertencer ao Membro Morro Pelado.

Devido à presença de grãos cobertos com cutículas de hematita e precipitação de carbonato, como pode ser observado na Figura 66, tal textura indica a ocorrência de eodiagênese continental sob clima seco, compondo a constituinte diagenética deste arenito. A porcentagem de feldspatos, relativamente elevada (20%), seria outra argumentação favorável ao clima

continental seco, pois com a presença da água estes feldspato tenderia a se alterar a minerais argilosos.

Nesta mesma Figura 66 ainda podemos observar em detalhes os contatos entre grãos do tipo pontual e côncavo-convexo entre partículas.

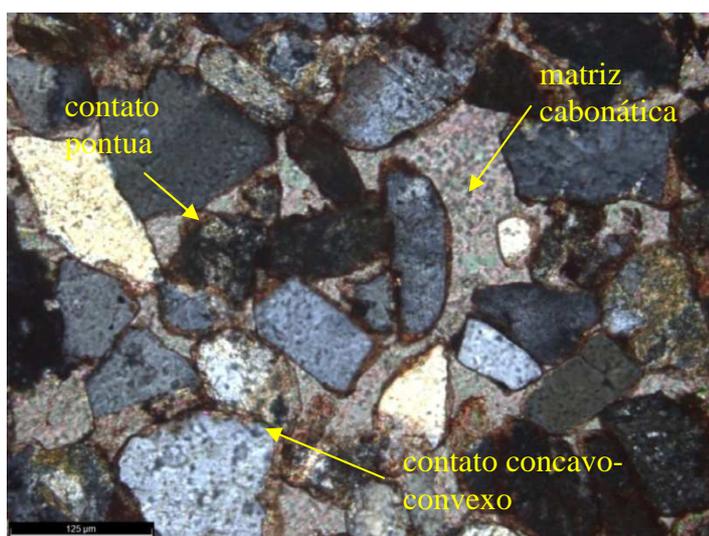


Figura 66. Detalhe dos contatos pontuais e côncavo convexos entre os grãos. Ainda é observável a matriz carbonática e as cutículas de hematita na borda dos grãos. Nicóis cruzados.

Quanto aos poros, existe pouca porosidade primária intergranular, porosidade secundária intergranular com dissolução dos grãos e precipitação de carbonato nas áreas nodulares.

Seguindo a classificação de Folk (1968), a rocha sedimentar detrítica é cassificada como um Arenito Arcóseo Lítico podendo ser também classificado como um litarenito feldspático a depender da concentração de grãos de rocha vulcânica da porção amostrada. A representação gráfica da classificação de Folk (1968) pode ser observada na Figura 67.

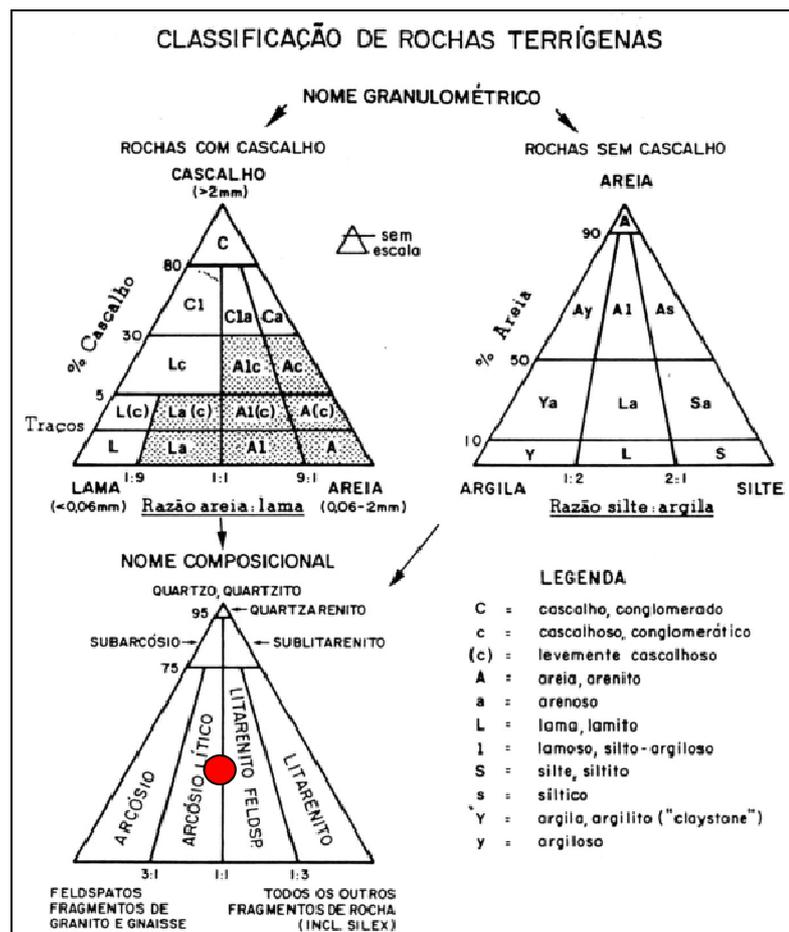


Figura 67. Classificação de rochas sedimentares detríticas. Adaptado de Folk (1968).

5.2.2 Arenito Botucatu

Quanto à mineralogia mostra-se em ordem crescente de abundância os minerais essenciais como: quartzo, feldspatos e minerais acessórios opacos. Ainda, observa-se no arcabouço, a hematita como mineral de alteração.

A identificação do arcabouço como sendo Arenito Botucatu segue o que descreve Gesicki (2007) no comparativo granulométrico em microscopia óptica. Sendo a única variação observável nestas lâminas em relação a Fácies eólica - dunas do sistema eólico Pirambóia - é o percentual de feldspato, que no caso da Fácies eólica - dunas do sistema eólico Botucatu - é inferior a 10%, enquanto que no sistema eólico Pirambóia é superior a 10%.

Sobre a textura tátil do solo residual originário destas rochas, o Arenito Botucatu, tende gerar um solo residual arenoso fino, enquanto o arenito Pirambóia, pode gerar um solo areno argiloso ou mesmo argilo arenoso, devido a alteração dos feldspatos à argila.

As lâminas foram avaliadas em luz direta (nicóis paralelos) e também polarizada (nicóis cruzados). A estrutura observada apresenta-se lamelar plano paralela com textura granulométrica de areia fina bem selecionada. As partículas são constituídas por grãos arredondados com esfericidade moderada a alta, como pode ser observado na Figura 68.

Na Figura 69 observa-se a bimodalidade textural (areia fina e muito fina ou areia fina e média) com segregação granular nítida por variação granulométrica e de empacotamento. Na porção fina, observa-se concentração de cimento.

A Figura 70 indica uma estrutura visivelmente suportada pelos grãos através de contatos pontuais e retos, grão a grão.

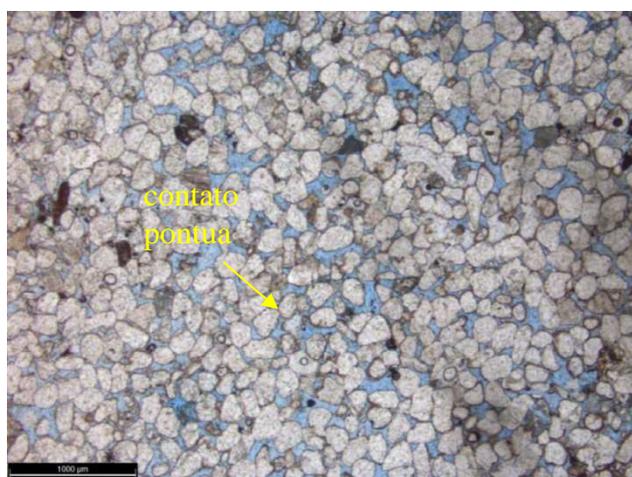


Figura 68. Visualização microscópica do arenito (lâmina 1), mostrando a textura granulométrica de areia fina. Imagem obtida através de nicóis paralelos.

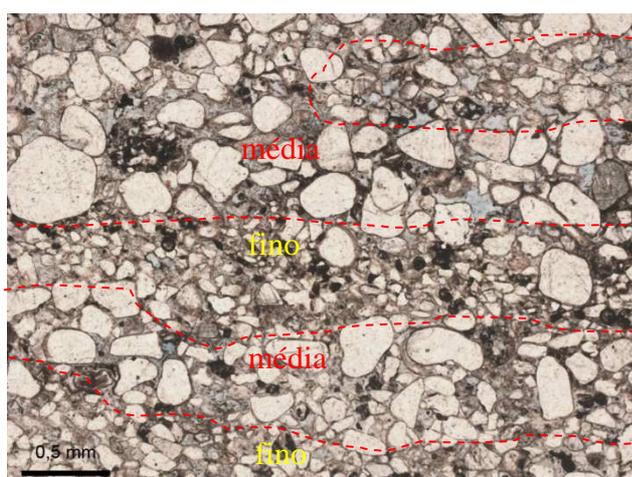


Figura 69. Visualização microscópica do arenito (lâmina 4), mostrando a textura variada (bimodalidade) entre areia fina a muito fina e localmente areia média. Imagem obtida através de nicóis paralelos.

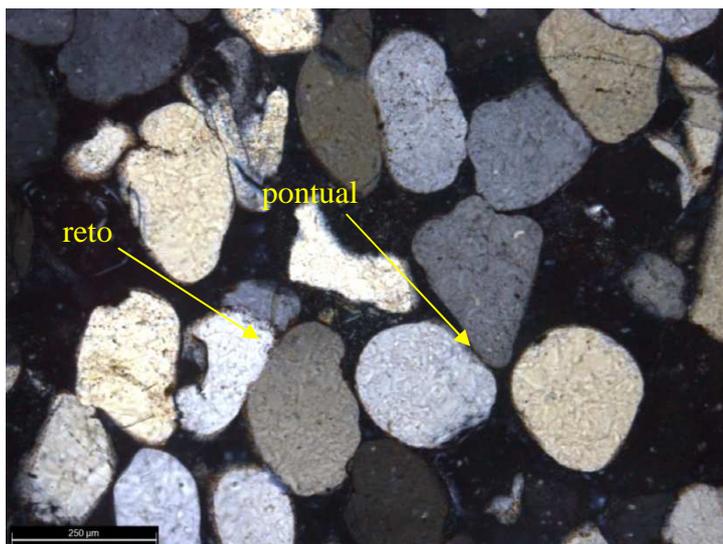


Figura 70. Detalhe dos contatos pontuais e retos entre os grãos do arenito. Imagem obtida através de nicóis cruzados.

Outra evidência é a laminação por mudança de orientação dos grãos, observado na Figura 71.

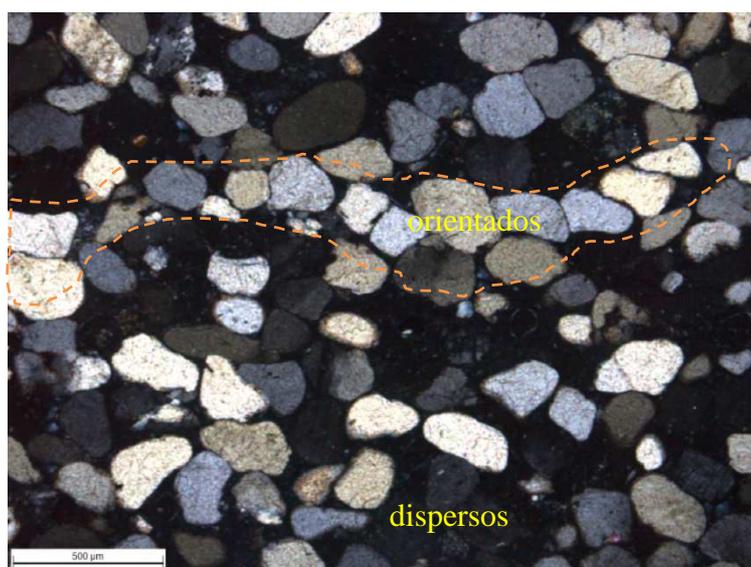


Figura 71. Laminação por orientação dos grãos. Imagem obtida através de nicóis cruzados.

Os quartzos aparecem como os minerais predominantes devido a sua alta resistência mecânica e química. Sua concentração é em torno de 90%. Já os feldspatos ortoclásios e microclínios manifestam-se com menor concentração, em torno de 8%. Têm a abundância diminuída devido a menor estabilidade física e química dos grãos. Finalizando a composição detrítica microvisível, observa-se pelo menos 2% de minerais opacos.

O baixo percentual de feldspato observados, corroboram com classificação de Arenito Botucatu para as amostras e não Arenito Pirambóia.



Figura 72. Composição detrítica da rocha sedimentar, mostrando o detalhe no centro do feldspato microclínio. Imagem obtida através de nicóis cruzados.

Quanto a deposição, trata-se de um ambiente desértico formados por dunas. A textura de constituintes diagenéticas indicam que os grãos são cobertos com cutículas de hematita, como pode ser observado na Figura 73. Tais conjuntos de fatores somam-se para a conclusão de ocorrência de eodiagênese continental sob clima seco.

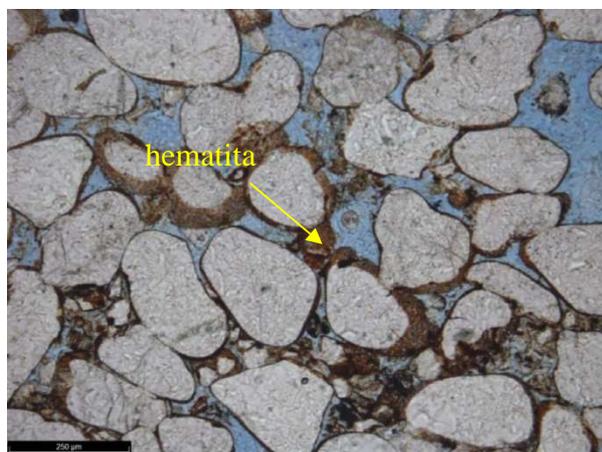


Figura 73. Detalhe para as cutículas de hematita nas bordas dos grãos. Imagem obtida através de nicóis cruzados.

Na Figura 74 observa-se que esta rocha sedimentar apresenta porosidade intergranular, bem como pode-se observar porosidade intragranular ocasionada por dissolução de grãos, em especial a dissolução do feldspato.

Observa-se que ocorre aumento de porosidade média destas rochas, que corresponde ao aumento de permeabilidade gradativo, devido a dissolução dos minerais.

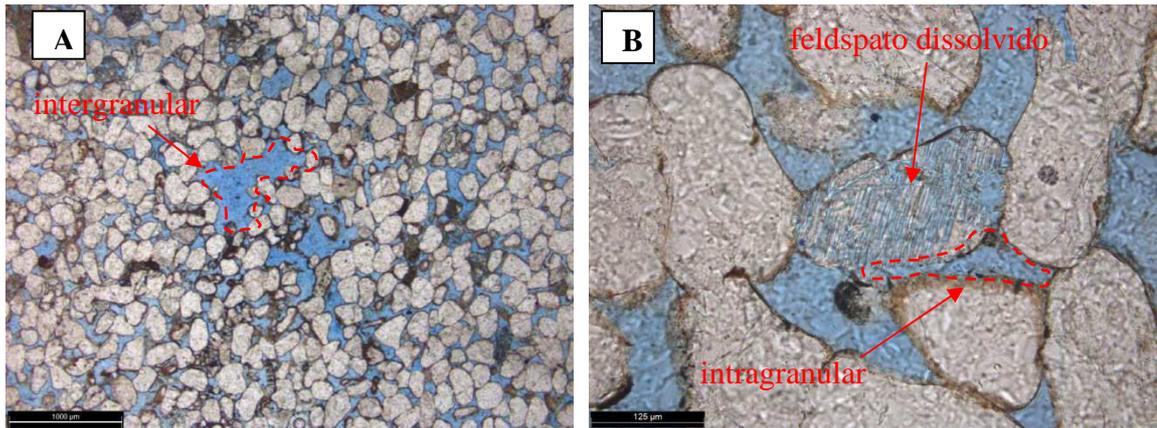


Figura 74. (A) Porosidade intergranular. (B) Porosidade intragranular por dissolução de grãos.

Segundo a classificação de Folk (1968) esta rocha sedimentar é classificada como um arenito subarcósio a quartzarenito, a depender da concentração do feldspato microclínio na porção rochosa (ver Figura 75).

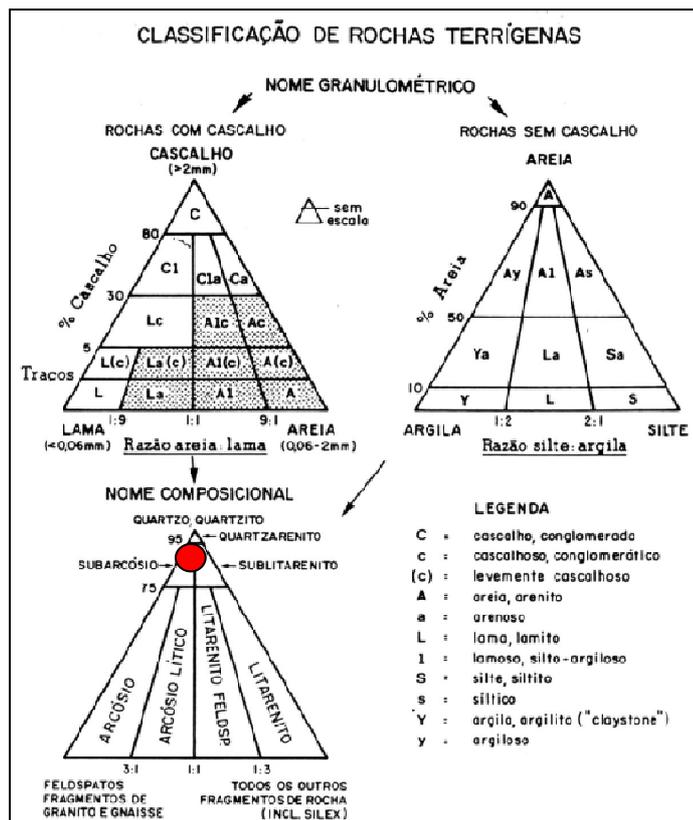


Figura 75. Classificação de rochas sedimentares detríticas. Adaptado de Folk (1968).

5.3 DIFRATOMETRIA DE RAIOS X

Os resultados dos ensaios de difratometria são apresentados em forma de gráfico identificando os tipos de partículas observadas segundo a metodologia utilizada. O gráfico da Figura 76 mostra o resultado do ensaio de difratometria de raios X utilizando a amostra de arenito Rio do Rastro.

Enquanto que o gráfico da Figura 77 mostra o resultado do ensaio de difratometria de raios X utilizando a amostra de arenito Botucatu.

Figura 76. Resultado do ensaio de difratometria de raios X para a amostra de arenito Rio do Rastro.

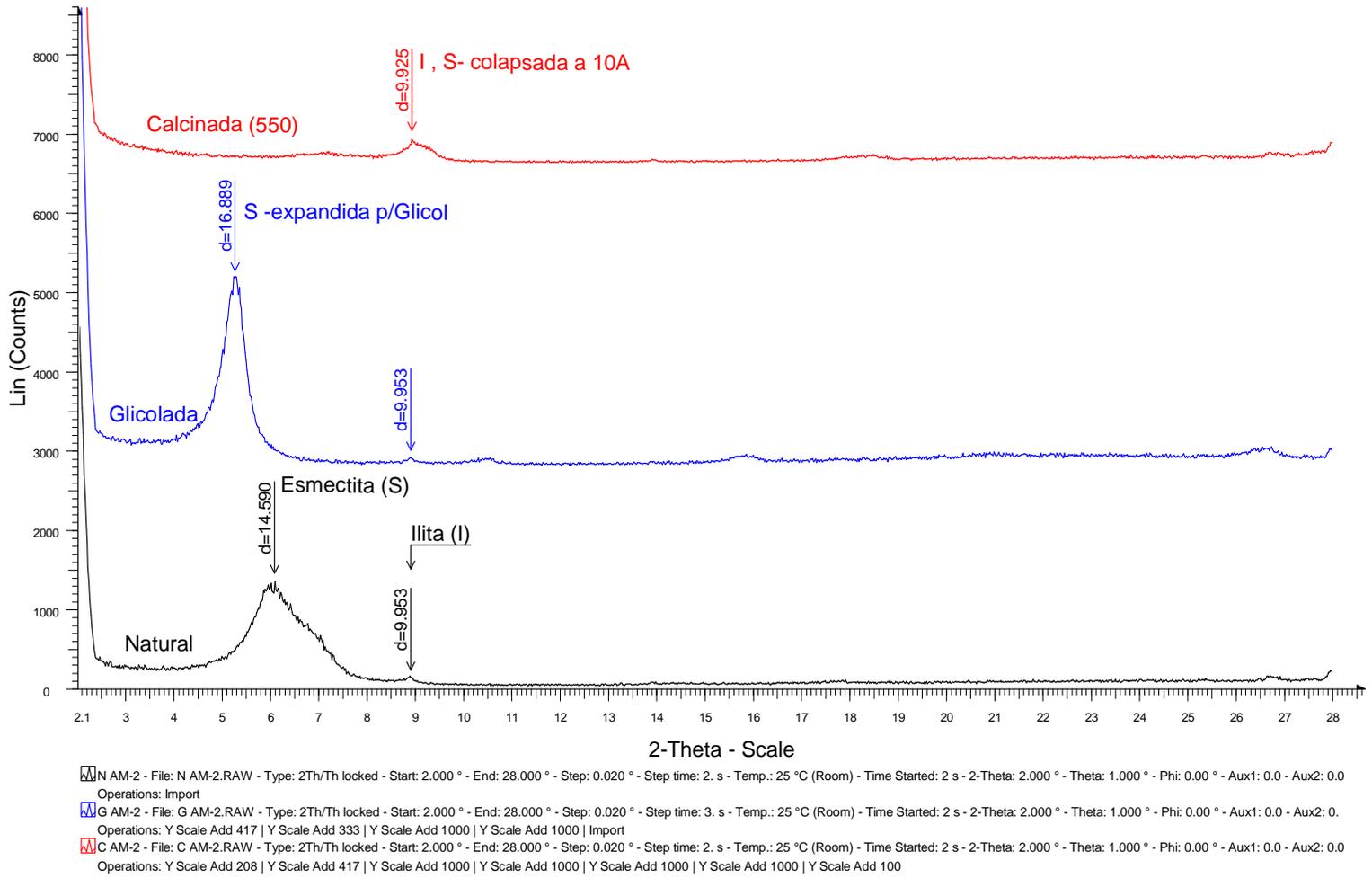
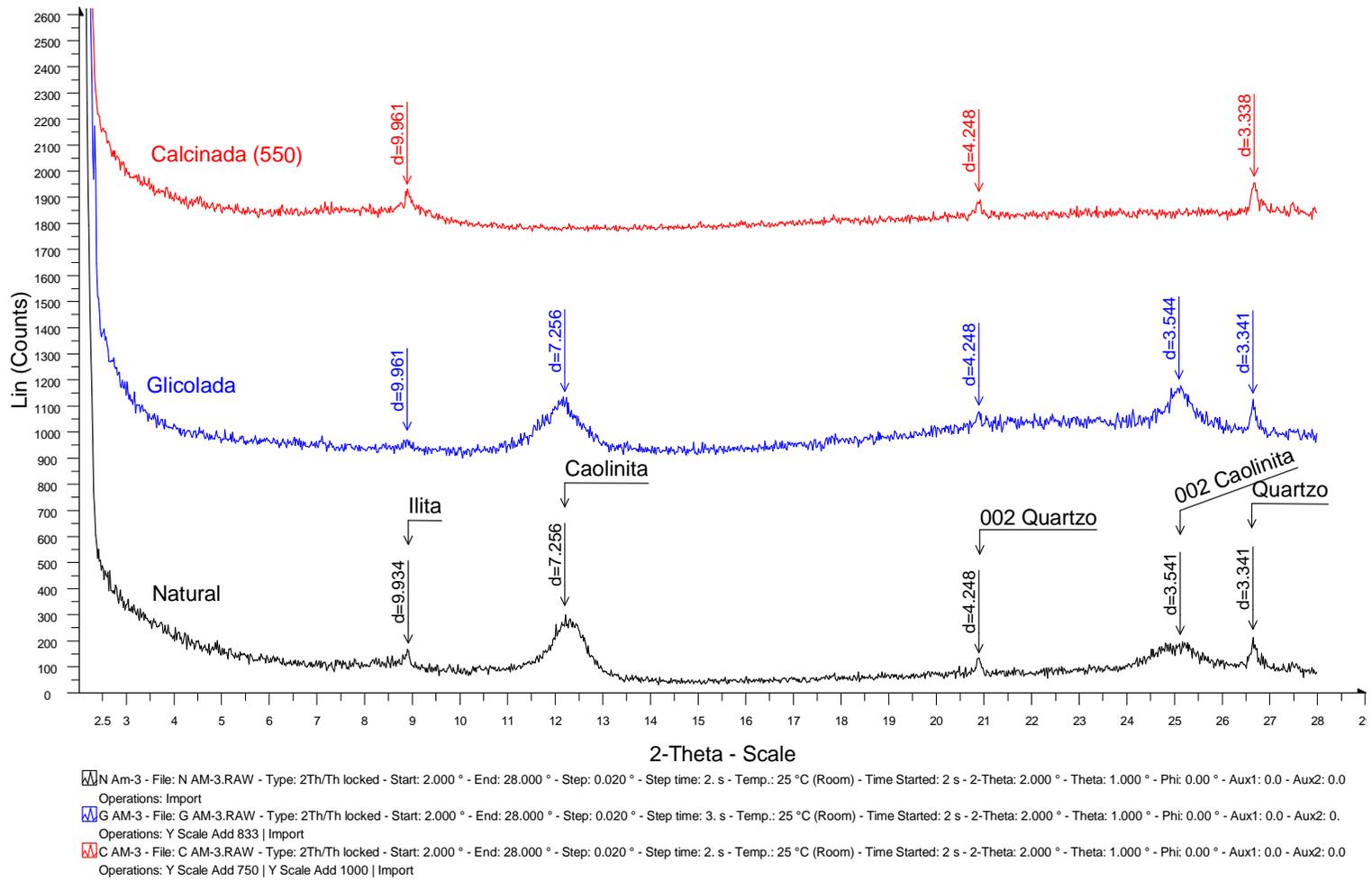


Figura 77. Resultado do ensaio de difratometria de raio x para a amostra de arenito Botucatu.



5.3.1 Interpretação

No arenito da Formação Rio do Rastro observa-se a presença de argilo-minerais expansivos (Esmectitas) representadas pela expansão quando a amostra foi exposta ao Etileno Glicol. Após a calcinação (aquecimento até 550°C) o pico desaparece, confirmando a atividade de expansão da esmectita. Ainda nesta amostra observou-se também a presença de Ilita denotada pelo colapso a 10 Angstroms.

Na amostra do arenito da Formação Botucatu observa-se a presença de ilita, caulinita e a identificação de quartzo em dimensões menores do que 4 micra. A ilita da mesma forma que a esmectita pulveriza-se a temperatura de 550°C, no entanto este argilomineral não sofre expansão ao Etileno Glicol. A caulinita também é pulverizada na calcinação e o quartzo é identificado em qualquer uma das condições: natural, glicolada ou calcinada. Os arenitos da Formação Rio do Rastro apresentam-se mais susceptíveis à degradação por coação interna devido à expansibilidade volumétrica das argilas (esmectitas) presente na estrutura pelo efeito de secagem e molhagem. A presença de tais argilas na estrutura, identificam a formação em ambientes pouco drenados. Enquanto que para o arenito da Formação Botucatu, a presença de ilita e caulinita mostram nível de degradação em ambiente bem drenado dos feldspatos presentes na amostra. Corroborando com isto, os resultados de observação das lâminas microscópicas indicam que na estrutura não somente existe porosidade intragranular, mas também a intergranular, com presença de poucos grãos de feldspato (microclínio na maioria dos casos). Um arranjo deste tipo, com presença de argilominerais evoluídos e de cutículas de óxidos (hematita) denotam ambiente bem drenado.

5.4 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

5.4.1 Resultados

Foram submetidos 41 corpos de prova a ensaios de compressão simples.

A Tabela 18 mostra os resultados destes ensaios. Observa-se que nesta mesma tabela pode-se observar a medida do ângulo principal de ruptura. Este ângulo representa o ângulo do plano de falha do corpo de prova quando submetido ao carregamento. Nota-se que tal ângulo, refere-se ao plano de estratificação natural da rocha em relação ao plano de cisalhamento.

Na Figura 79 apresenta-se graficamente a média e o desvio padrão de cada conjunto de amostras separadas de acordo a direção de carregamento em relação ao plano de estratificação do arenito e também pelo tipo de rocha. Ainda, algumas amostras inclinadas apresentavam-se friáveis, ou seja, fragmentavam-se como solo e foram separadas em um conjunto específico.

As médias e desvio padrão incluem os valores dos corpos de prova embebidos.

Tabela 18. Resumo dos resultados de ensaio de compressão simples.

nº AMOSTRA	ROCHA	D m (mm)	H m (mm)	RUPTURA (KN)	TENSÃO (MPa)	ESTRAT./CARGA (°)	DATA DA RUPTURA
AMOSTRAS CONDICIONADAS PARA ENSAIO							
1	RRS	50,12	100,70	17,05	8,65	-	21/08/2014
2	RRE	50,22	100,95	12,15	6,14	-	21/08/2014
3	RRS	49,27	100,15	24,90	13,10	-	21/08/2014
4*	RRS	50,38	100,60	9,00	4,51	-	02/05/2014
5*	RRE	50,23	100,45	11,05	5,58	-	21/08/2014
6*	RRE	49,65	100,60	13,75	7,12	-	21/08/2014
7	Bt In E	49,82	100,70	9,20	4,73	18	21/08/2014
8	Bt In S	48,90	100,50	11,35	6,07	19	21/08/2014
9	Bt In E	49,10	101,00	15,05	7,98	8	21/08/2014
10*	Bt In S	49,73	100,70	4,40	2,27	14	02/05/2014
11*	Bt In E	49,62	100,55	2,50	1,30	20	02/05/2014
12*	Bt In S	49,95	100,60	8,97	4,58	2	21/08/2014
13	Bt In E1	49,35	100,85	4,10	2,15	20	28/04/2014
14	Bt In S1	49,87	101,05	4,02	2,06	21	28/04/2014
15	Bt In E1	49,57	100,95	2,82	1,47	24	28/04/2014
16	Bt In S1	50,02	100,95	3,16	1,61	20	28/04/2014
17	Bt In E1	48,98	100,80	3,84	2,05	21	28/04/2014
18	BT In S1	49,93	101,05	4,02	2,06	22	28/04/2014
19	Bt Par E	50,55	100,75	41,55	20,69	0	21/02/2014
20	Bt Par S	50,58	100,70	28,75	14,30	0	21/02/2014
21	Bt Par E	49,73	100,75	34,98	18,04	0	21/02/2014
22*	Bt Par S	50,52	100,60	30,30	15,11	0	02/05/2014
23*	Bt Par E	50,28	100,45	34,10	17,17	0	21/08/2014
24*	Bt Par S	50,47	100,60	25,90	12,94	0	21/08/2014
25	Bt Trans	50,52	118,80	27,60	14,16	90	21/02/2014
26	Bt Trans	50,70	118,90	32,85	16,72	90	21/02/2014
27*	Bt Trans	49,30	119,15	11,60	6,28	90	02/05/2014

nº AMOSTRA	ROCHA	D m (mm)	H m (mm)	RUPTURA (KN)	TENSÃO (MPa)	ESTRAT./CARGA (º)	DATA DA RUPTURA
28*	Bt Trans	49,08	119,30	5,05	2,76	90	21/02/2014
AMOSTRAS ADICIONAIS DE ALTURA VARIÁVEL							
29	RR	50,35	101,15	12,00	6,03	-	02/05/2014
30	RR	50,17	89,30	13,50	6,71	-	02/05/2014
31	RR	49,28	81,75	25,00	12,75	-	02/05/2014
32	RR	50,25	76,60	10,00	4,85	-	02/05/2014
33	BT In	48,92	80,40	6,50	3,36	10	02/05/2014
34	BT In	49,15	84,55	6,00	3,09	21	02/05/2014
35	BT In	49,63	85,50	6,00	3,03	17	02/05/2014
36	BT In	48,00	65,95	5,50	2,87	21	02/05/2014
37	BT In	49,23	66,10	11,00	5,44	5	02/05/2014
38	Bt Par	50,13	96,25	21,50	10,82	0	02/05/2014
39	Bt Par	50,38	91,80	29,00	14,34	0	02/05/2014
40	Bt Par	50,27	87,70	25,50	12,59	0	02/05/2014
41	Bt Par	50,30	77,70	12,50	6,06	0	02/05/2014

RR – Rio do Rastro; Bt In E – Botucatu inclinado entrada; Bt In S – Botucatu inclinado saída; Bt In E1 – Botucatu inclinado entrada friável; Bt In S1 – Botucatu inclinado saída friável; Bt Par E – Botucatu paralelo entrada; Bt Par S – Botucatu paralelo saída; Bt Trans – Botucatu transversal. * CPs encharcados.

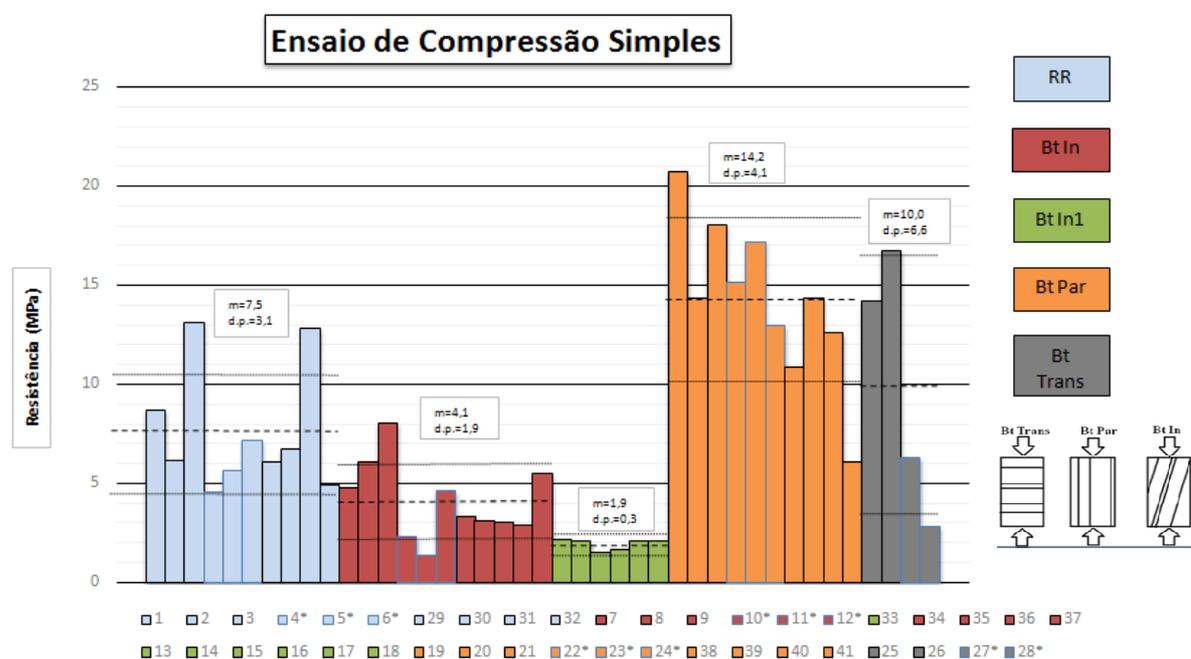


Figura 78. Gráfico em barras mostrando a resistência de cada CP ensaiado com a indicação da média e desvio padrão para cada posição de ruptura definida em relação ao plano de estratificação do arenito.

5.4.2 Interpretação

A Tabela 19 mostra a média aritmética dos valores de Resistência a Compressão Simples (RCS_m) das amostras em umidade natural e das amostras que foram embebidas e logo ensaiadas. Observa-se uma redução significativa dos valores de RCS_m quando esta amostra passa do estado natural para o embebido. Nota-se que este estado inundado, não representa que a amostra encontra-se saturada.

Não foram realizados ensaios de permeabilidade para os arenitos neste trabalho, no entanto observa-se que estes arenitos apresentam porosidade média relativamente elevada (0,24 para o arenito Rio do Rastro e 0,25 para o arenito Botucatu). A constatação física deste fato é evidenciada, quando observa-se que ao despejar água no topo do corpo de prova o volume é visivelmente absorvido em poucos segundos. Tal verificação, corrobora com a observação da presença de porosidade intergranular através da microscopia especialmente presente no arenito Botucatu e visto no item 5.2.

Portanto, quando submetida ao embebimento, deve promover um umedecimento do corpo de prova. Apesar do corpo de prova não estar confinada, talvez uma parcela considerável desta redução de resistência esteja associada a poro-pressão durante o carregamento. No entanto, o que deve ser destacado é que como estes arenitos apresentam um percentual de material argiloso na matriz, em especial o arenito da Formação Rio do Rastro, que apresenta argilas esmectitas, ao redor do grão, a inundação pode promover adsorção de água pela argila, reduzindo a resistência do contato entre grãos, visto que em condições naturais, tais argilas contribuem também com a cimentação da rocha.

É notável a influência da direção do plano de estratificação em relação a direção de carregamento. Para o arenito Rio do Rastro a identificação de estratificação não é tão evidente na amostragem, apesar de existir, já que o processo de sedimentação e posteriormente diagênese naturalmente promovem planos de estratificação.

No entanto, para o arenito Botucatu a estratificação é claramente notável. Em termos de resistência a compressão, observa-se que planos inclinados em relação a direção de carregamento num estado de tensões não confinado como está submetida a amostra à compressão uniaxial, apresentam as resistências mais baixas. A RCS_m em corpos de prova com inclinação média de 14 graus em relação a direção de carregamento, foi de 4,70 MPa, na condição natural, enquanto que a RCS_m de corpos de prova paralelos ao eixo de carregamento

foi de 17,68 MPa, ou seja, observa-se um ganho de resistência de 3,76 vezes na compressão uniaxial em relação ao ângulo de estratificação da amostra.

Nota-se que o conjunto de amostras Bt In₁ além de apresentarem ângulo médio de 21 graus, ou seja, superior ao ângulo de 14 graus dos corpos de prova Bt In, observou-se ser mais friável, visivelmente esta porção que foi obtida de blocos remanescente de ruptura, apresentava-se já em um nível de decomposição mais elevado. Motivo este que caracterizou estes corpos de prova como os de menor resistência mecânica dos conjuntos ensaiados.

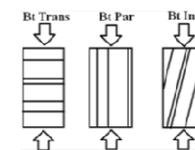
Outro fato importante a ser observado é que as amostras com planos paralelos à direção de carregamento apresentaram os maiores valores médio na condição natural (17,68 MPa), sendo um pouco superior aos valores dos corpos de prova com estratificação transversal a direção de carregamento (15,44 MPa) também na condição natural. Porém, na condição embebida a queda de RCS é da ordem de 3,42 vezes nos corpos de prova com estratificação transversal a direção de carregamento, enquanto nos corpos de prova com estratificação paralela a direção de carregamento, a redução de resistência é da ordem de 1,17 vezes. Pode-se considerar que ao sofrer carregamento não confinado, quando o plano de estratificação encontra-se paralelo a este, colunas de estratos resistentes são comprimidas em conjunto e a ruptura ocorrerá ou por flambagem ou por esmagamento de uma das colunas externa do cilindro ensaiado. Já a ruptura dos corpos de prova com carregamento perpendicular às estratificações, ocorrem ou por esmagamento ou tração no contato com o prato da prensa ou ainda por cisalhamento em um dos planos de estratificação com resistência menor.

Após inundação, os planos de menor resistência nos corpos de prova com estratificação perpendicular ao carregamento, sofrem influência drástica na resistência através da possível saturação destas camadas. Contudo, nos corpos de prova com estratificação paralela ao carregamento, a influência dos planos de fraqueza é reduzida, visto que as colunas de estratos resistentes comandam o comportamento mecânico na compressão do copo de prova.

Como o arenito Botucatu apresenta estratos bimodais compostos de areias finas com permeabilidade mais baixa e de areias médias com permeabilidade mais elevada, nota-se que na condição de ruptura com estratos transversais, tem-se zonas aquitardas no corpo de prova que promovem excesso de pressão neutra durante o carregamento, não possível de mensurar em ensaio de compressão simples. Ou seja, um problema de anisotropia hidráulica difícil de ser mensurado, pois os padrões de estratos não são constantes, portanto, as propriedades hidráulicas da rocha também não são.

Tabela 19. Resumo dos valores médios de resistência a compressão simples obtidos para cada tipo de material.

Material	RCSm natural (MPa)	RCSm embebida (MPa)	% RCSn/RCSe
RR	6,97	5,74	21%
Bt In*	4,70	2,72	73%
Bt In1**	1,90	-	-
Bt Par	17,68	15,07	17%
Bt Trans	15,44	4,52	242%



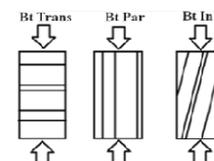
* Ângulo médio de 14°; ** Ângulo médio de 21°; Bt In1- amostra friável.

Na Tabela 23 observa-se uma outra variação relatada em termos de resistências médias a compressão simples. Nesta situação buscou-se separar as médias de valores de RCS naturais e embebida, porém com corpos de prova obtidos da parte inicial da amostra, identificado pela letra “e” (entrada do amostrador) e da parte final da amostragem, representada pela letra “s” (saída do amostrador - 30 a 40 cm da superfície).

Nestas condições, a rigor, assim como os valores obtidos na Tabela 19, identifica-se também redução da RCS da rocha quando esta encontra-se inundada. Apenas para o material RRE (Rio do Rastro Entrada) a RCS_m natural ficou abaixo, em 3%, em relação a RCS_m inundada. Possivelmente por variações decorrentes da natureza mineralógica e textural da rocha sedimentar que promove tal variabilidade mecânica mais atuante que o embebedimento.

Tabela 20. Resumo dos resultados de ensaio de compressão simples separando os corpos de prova de entrada e saída do amostrador.

Material	RCSm natural (MPa)	RCSm embebida (MPa)	% RCSnat./RCSe
RRE	6,14	6,35	-3%
RRS	10,87	4,51	141%
Bt In E*	4,24	1,30	69%
Bt In S**	6,07	2,72	55%
Bt In E1***	1,89	-	-
Bt In S1****	1,91	-	-
Bt Par E	19,37	17,17	11%
Bt Par S	14,30	14,02	2%

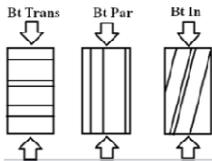


* Ângulo médio de 15°; ** Ângulo médio de 12°; *** Ângulo médio de 22°; **** Ângulo médio de 21°; Bt In E1 e Bt In S1- amostra friável.

Quanto a relação entre a RCS de corpos de prova junto a superfície e de corpos de prova na profundidade de 30 a 40 cm, não pode ser verificada, em todas as amostragens uma lógica que atribua identidade da melhor qualidade mecânica do material no interior do maciço em relação a superfície, salvo alguns valores que estão apresentados em termos percentuais na Tabela 21.

Tabela 21. Percentual relativo a RCS dos corpos de prova da saída e da entrada.

Amostra	Rocha	Entrada (5cm)	Saída (30 a 40 cm)	Perda de resistência %
1 e 2	RR	6,14	8,65	41%
7 e 8	Bt In	4,73	6,07	28%
13 e 14	Bt In1	2,15	2,06	-4%
15 e 16	Bt In1	1,47	1,61	10%
17 e 18	Bt In1	2,05	2,06	0%
19 e 20	Bt Par	20,69	14,30	-31%



Nas rupturas de corpos de prova dos arenitos Botucatu e Rio do Rastro, observaram-se os seguintes dados importantes:

(a) a estratificação do arenito Botucatu é extremamente marcante no comportamento mecânico. Variando de 4,70 MPa (estratificação média de 14° em relação a direção de carregamento) a 17,68 MPa (estratificação paralela em relação a direção de carregamento).

(b) as amostras embebidas, condição específica similar a condição de chuva na face do maciço exposto, apresentam resistência a compressão uniaxial significativamente menor que na umidade natural das amostras e são dependentes da direção de carregamento.

(c) a resistência à compressão simples de corpos de prova junto à superfície (5 cm) não apresenta variação consistente com os resultados de corpos de prova a 30 a 40 cm de profundidade.

A compressão destes fenômenos passa pela avaliação mineralógica destes materiais. Pois os planos de fraqueza encontram-se em determinadas camadas da estratigrafia do arenito Botucatu, que estão condicionadas por diferenças deposicionais na origem da rocha, bem como pela cimentação diagenética fraca (eodiagenética) deste arenito no km 108. A baixa resistência mecânica destes materiais, a elevada porosidade e o diaclasamento desfavorável, aclamam este ambiente de forte instabilidade geotécnica.

No arenito da Formação Rio do Rastro embora também ocorra a estratificação, as deposições são mais espessas e a relevância da estratificação em nível de ensaio de laboratório não é

possível de identificar. Deste material, destaca-se a existência de argilominerais expansivos (esmectitas) observada através dos ensaios de difratometria de raio x. No entanto tais argilominerais são elementos constituintes da cimentação desta rocha. Esperava-se perda de resistência significativa por efeito de expansibilidade intergranular com o encharcamento, no entanto, os valores de perda de resistência atingiram 17%, em geral menores que aqueles observados no arenito Botucatu.

Nas ancoragens de grampos e especialmente tirantes diretamente em rocha, deve-se atentar-se a pressão de contato entre a placa de ancoragem e a superfície rochosa. Os arenitos, apresentam resistências relativamente baixas e grande influência quanto a posição da estratificação e variação de umidade. Embora o comportamento mecânico de uma carga sendo aplicada ao maciço não é uma relação direta com a compressão simples, é aparentemente razoável relacionar o critério de ruptura de Terzaghi em ruptura generalizada em fundações rasas. Desta forma, a capacidade de suporte é definida da seguinte forma para materiais puramente coesivos:

$$P_r = 5,7. C + \gamma. h \quad (5.1)$$

Onde:

P_r é a capacidade de carga;

C é a coesão efetiva do material;

γ é o peso específico natural; e

h a profundidade da aplicação da carga.

Com $h=0$ e a relação é para uma área de aplicação de carga quadrada ou circular,

$$P_{rr} = 7,4. C \quad (5.2)$$

Relacionado a pressão aplicada com a variação da resistência em função da posição angular obtida pelo gráfico da Figura 79 tem-se a seguinte relação:

$$P_{rr} = 100. e^{-0,084\alpha} \quad 0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ \quad (5.3)$$

Onde: α é o angulo de estratificação em relação a direção de carregamento.

Portanto, para o arenito da Formação Botucatu, através dos ensaios de compressão simples realizados, pode-se estabelecer uma função exponencial que define a resistência a compressão da superfície rochosa uma vez estabelecido o ângulo da estratificação em campo. Porém esta função somente é válida para ângulos entre 0 e 45 graus.

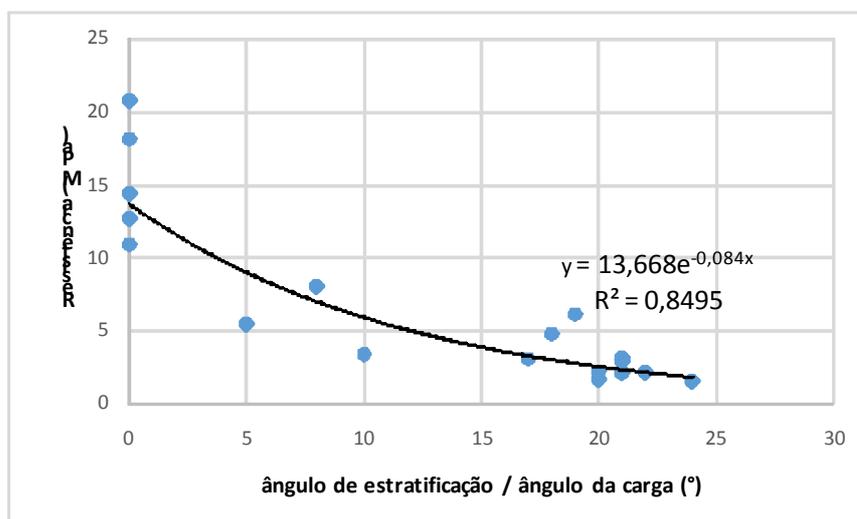


Figura 79: Variação da resistência em função da variação de direção de carregamento em relação ao plano de estratificação do arenito Botucatu (resultados dos CPs com plano de estratificação inclinados, ensaiados nesta dissertação).

5.5 ENSAIO CCBT

Neste item, mostra-se os resultados dos ensaios CCBT realizados segundo os procedimentos adaptados de Macedo (1993). Também, apresenta-se a interpretação sobre tais ensaios.

5.5.1 Resultados

A Tabela 22 mostra os resultados numéricos obtidos na compressão simples da nata de cimento de cada amostra ensaiada. Enquanto que na Tabela 23 mostra um resumo dos resultados de resistência à compressão simples de acordo com o cálculo estabelecido pela ABNT 7681-4 (2013), o tempo de cura e o fator água-cimento de cada série ensaiada.

Nota-se que o fator água-cimento da última consolidação foi reduzido de 0,5 para 0,4 de modo a verificar o ganho de resistência através de uma simples redução de água na mistura. Verificou-se um ganho de 33% na resistência a compressão simples, no entanto, a redução de

fluidez da nata é bastante grande, portanto, há uma perda significativa de trabalhabilidade. Se projetarmos este panorama para a realização de injeção, além do esperado maior consumo de cimento, um fator água-cimento igual a 0,4 ou menor, dificultaria a injeção da nata no furo. Porém, em casos de existências de muitas diáclases e fissuras, a redução do fator água-cimento poderia ser uma solução para estancar a perda de nata dentro do furo, embora a reinjeção nestes casos seja inevitável.

Tabela 22. Resultados dos valores de resistência a compressão simples (tensão) e a data de moldagem de cada corpo de prova de nata de cimento. Observa-se que a tensões marcadas por (*) referem-se aquelas com valores inferiores ou superiores a15% da média aritmética da RCS de cada série.

Série	Metade rochosa do CP composto	Carga (KN)	RCS (MPa)	RCS de cálculo (MPa)	Data da moldagem
1	RR	59,8	30,5	30,5	07/07/2014
1	RR	59,9	30,5	30,5	07/07/2014
1	RR	54,6	27,8	27,8	07/07/2014
1	RR	38,2	19,5	-	07/07/2014
1	RR	74,25	37,8	-	07/07/2014
1	RR	49	25,0	25,0	07/07/2014
2	Bt Par	35,9	18,3	-	11/07/2014
2	Bt Par	53,6	27,3	27,3	11/07/2014
2	Bt Par	63,1	32,1	-	11/07/2014
2	Bt Par	49,3	25,1	25,1	11/07/2014
2	Bt Par	43,6	22,2	22,2	11/07/2014
2	Bt Par	52,8	26,9	26,9	11/07/2014
3	Bt Trans e Bt In	71,0	36,2	36,2	14/07/2014
3	Bt Trans e Bt In	81,8	41,6	41,6	14/07/2014
3	Bt Trans e Bt In	65,8	33,5	33,5	14/07/2014
3	Bt Trans e Bt In	61,4	31,3	-	14/07/2014
3	Bt Trans e Bt In	98,8	50,3	-	14/07/2014
3	Bt Trans e Bt In	80,7	41,1	41,1	14/07/2014

Tabela 23. Resumo dos valores obtidos para a nata de cimento utilizando cimento tipo PC IV-32.

Série	Média (MPa)	RCS NBR-7681-4 (2013)	Tempo (dias)	Fator a/c
1 -RR	28,5	28,4	39	0,5
2 - Bt Par	25,3	25,4	35	0,5
3 - Bt Trans e Bt In	39,0	38,1	32	0,4

Os corpos de prova compostos foram submetidos ao carregamento axial, sendo monitorado o seu deslocamento vertical de modo a observar o comportamento tensão deslocamento até a ruptura. Para estes CPs, devido às imperfeições na superfície da parte da nata de cimento, utilizou-se um prato metálico auxiliar e neoprene com o intuito de reduzir as concentrações de tensão indesejáveis na superfície.

A Figura 80 exemplifica uma amostra de corpo do corpo de prova composto após o carregamento, bem como a superfícies elípticas que constituem o contato nata-rocha.

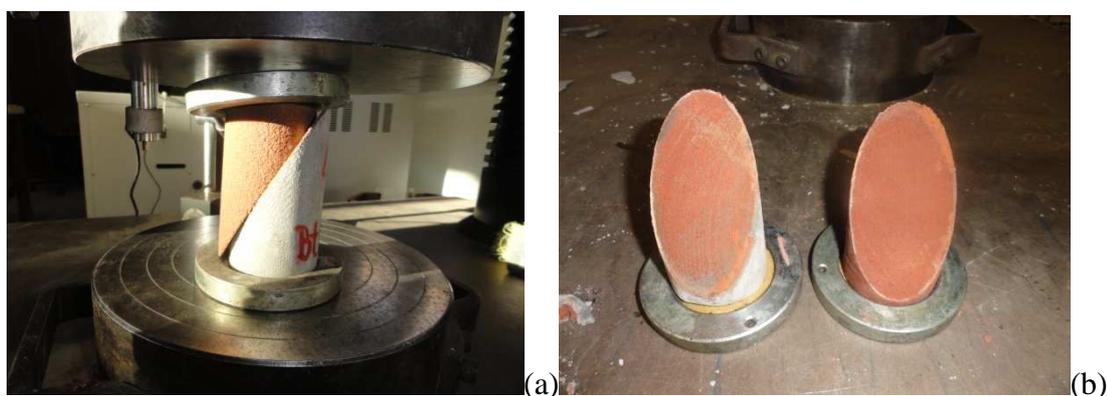


Figura 80: Exemplificação de um corpo de prova com ângulo de corte de 30 graus em relação ao eixo de carregamento. Na imagem (a) o corpo de prova logo após ensaio, mostrando o cisalhamento efetivo ao longo do plano de contato entre nata e rocha, neste caso o arenito Botucatu. Na imagem (b) mostra em detalhe a superfície elíptica do contato nata/rocha logo após a ruptura.

Observou-se que alguns corpos de prova não romperam na posição do contato entre a nata e a rocha. Para estes casos, é nítido que a resistência do contato entre a nata de cimento e a rocha foi superior em tal superfície, não promovendo uma zona de fraqueza nesta posição. Duas condições de ruptura foram observadas quando estas ocorreram fora do contato nata-rocha. Tais rupturas estão exemplificadas na Figura 81. Sendo que a que aquela representada na imagem (a) indica que a resistência da nata é superior a resistência da rocha sedimentar e também do contato entre estes dois materiais. Na imagem (b) a resistência da rocha é igual ou superior a da nata de cimento e a resistência no contato entre estes dois materiais foi ainda superior, fazendo com que a ruptura ocorresse nos dois materiais ao mesmo tempo.

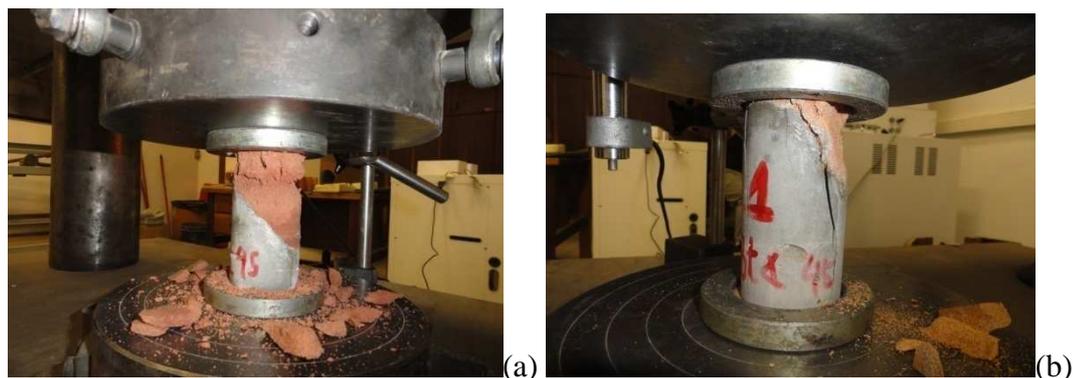


Figura 81: Exemplificação de um corpo de prova com ângulo de corte de 45 graus em relação ao eixo de carregamento. Na imagem (a) o corpo de prova logo após ensaio, mostrando que não ocorreu o cisalhamento do plano de contato entre nata e rocha, neste caso, a ruptura foi diretamente no arenito Botucatu. Na imagem (b) mostra que não houve ruptura no contato, mas sim envolvendo a nata de cimento e o arenito Botucatu.

A Tabela 24 apresenta os valores de resistência obtidas em todas as amostras ensaiadas para os ensaios CCBT. Àquelas que sofreram rupturas dos corpos de prova em posição divergente do plano de contato, 30 ou 45 graus em relação ao eixo de carregamento, não entram como tensão de cálculo.

Nas observações da Tabela 23 apresenta-se fundamentalmente três observações: "ok" que representa amostra validada para efeito de cálculo da adesão; ruptura no arenito, que significa que o corpo de prova rompeu somente no arenito; e a ruptura da nata e do arenito conjuntamente.

Tabela 24. Resumo dos resultados dos ensaios CCBT, identificando as amostras, a carga máxima de ruptura, a tensão atingida na ruptura do corpo de prova composto, bem como a data em que esta ocorreu.

SÉRIE	AMOSTRA	CARGA (kN)	TENSÃO DE RUPTURA (MPa)	TENSÃO DE CÁLCULO (MPa)	DATA DA RUPTURA	OBSERVAÇÃO
1	RR 3002	1,40	0,71	0,71	14/08/2014	ok
1	RR 3003	1,60	0,81	0,81	14/08/2014	ok
1	RR 3004	2,85	1,45	1,45	14/08/2014	ok
1	RR 3005	0,60	0,31	0,31	14/08/2014	ok
1	RR 3006	3,45	1,76	1,76	14/08/2014	ok
1	RR 3007	2,45	1,25	1,25	14/08/2014	ok
1	RR 3008	5,35	2,72	2,72	14/08/2014	ok
1	RR 3009	3,30	1,68	1,68	14/08/2014	ok
1	RR 3010	4,00	2,04	2,04	14/08/2014	ok
1	RR 3011	4,20	2,14	2,14	14/08/2014	ok

SÉRIE	AMOSTRA	CARGA (kN)	TENSÃO DE RUPTURA (MPa)	TENSÃO DE CÁLCULO (MPa)	DATA DA RUPTURA	OBSERVAÇÃO
1	RR 3012	3,70	1,88	1,88	14/08/2014	ok
1	RR 4501	5,70	2,90	2,90	14/08/2014	ok
1	RR 4502	4,60	2,34	2,34	14/08/2014	ok
1	RR 4503	6,21	3,16	3,16	14/08/2014	ok
1	RR 4504	5,70	2,90	-	14/08/2014	ruptura no arenito
1	RR 4505	6,20	3,16	3,16	19/08/2014	ok
1	RR 4506	6,35	3,23	3,23	19/08/2014	ok
1	RR 4507	5,65	2,88	-	19/08/2014	ruptura no arenito
1	RR 4508	6,05	3,08	3,08	19/08/2014	ok
1	RR 4509	7,05	3,59	3,59	19/08/2014	ok
1	RR 4510	6,30	3,21	3,21	19/08/2014	ok
1	RR 4511	6,95	3,54	3,54	19/08/2014	ok
1	RR 4512	4,85	2,47	2,47	19/08/2014	ok
2	Bt Par 3001	1,70	0,87	0,87	19/08/2014	ok
2	Bt Par 3002	1,10	0,56	0,56	19/08/2014	ok
2	Bt Par 3003	0,65	0,33	0,33	19/08/2014	ok
2	Bt Par 3004	1,45	0,74	0,74	19/08/2014	Ok
2	Bt Par 3005	4,05	2,06	2,06	19/08/2014	Ok
2	Bt Par 3006	0,55	0,28	0,28	19/08/2014	ok
2	Bt Par 3007	2,45	1,25	1,25	19/08/2014	ok
2	Bt Par 3008	0,57	0,29	0,29	19/08/2014	ok
2	Bt Par 3009	2,80	1,43	1,43	19/08/2014	ok
2	Bt Par 3010	1,50	0,76	0,76	19/08/2014	ok
2	Bt Par 3011	1,00	0,51	0,51	19/08/2014	ok
2	Bt Par 3012	1,05	0,53	0,53	19/08/2014	ok
2	Bt Par 4501	26,35	13,42	-	19/08/2014	ruptura da nata e arenito
2	Bt Par 4502	11,70	5,96	5,96	19/08/2014	ok
2	Bt Par 4503	26,60	13,55	-	19/08/2014	ruptura da nata e arenito
2	Bt Par 4504	6,40	3,26	3,26	19/08/2014	ok
2	Bt Par 4505	10,45	5,32	5,32	19/08/2014	ok
2	Bt Par 4506	-	-	-	-	sem dados
2	Bt Par 4507	16,15	8,23	8,23	19/08/2014	ok
2	Bt Par 4508	1,95	0,99	-	19/08/2014	ruptura no arenito
2	Bt Par 4509	18,35	9,35	9,35	19/08/2014	ok
2	Bt Par 4510	11,40	5,81	5,81	19/08/2014	ok
2	Bt Par 4511	4,35	2,22	2,22	19/08/2014	ok
2	Bt Par 4512	6,80	3,46	3,46	19/08/2014	ok
2	Bt Par 4513	22,45	11,43	-	19/08/2014	ruptura no arenito
3	Bt Trans 3001	1,45	0,74	0,74	19/08/2014	ok
3	Bt Trans 3002	3,85	1,96	1,96	19/08/2014	ok
3	Bt Trans 3003	1,45	0,74	0,74	19/08/2014	ok
3	Bt Trans 3004*	23,60	12,02	-	19/08/2014	ruptura no arenito

SÉRIE	AMOSTRA	CARGA (kN)	TENSÃO DE RUPTURA (MPa)	TENSÃO DE CÁLCULO (MPa)	DATA DA RUPTURA	OBSERVAÇÃO
3	Bt Trans 3005*	32,10	16,35	-	19/08/2014	ruptura no arenito
3	Bt Trans 3006*	34,20	17,42	-	19/08/2014	ruptura no arenito
3	Bt Trans 4501	12,00	6,11	6,11	19/08/2014	ok
3	Bt Trans 4502*	37,90	19,30	-	19/08/2014	ruptura no arenito
3	Bt Trans 4503*	30,00	15,28	-	19/08/2014	ruptura no arenito
3	Bt Trans 4504	21,40	10,90	-	19/08/2014	ruptura da nata e arenito
3	Bt Trans 4505	7,50	3,82	3,82	21/08/2014	ok
3	Bt Trans 4506*	26,20	13,34	13,34	21/08/2014	ok
3	Bt Trans 4507*	27,35	13,93	-	21/08/2014	ruptura no arenito
3	Bt Trans 4508	5,30	2,70	-	21/08/2014	ruptura no arenito
3	Bt In 3001	3,75	1,91	1,91	21/08/2014	ok
3	Bt In 3002	13,40	6,82	6,82	21/08/2014	ok
3	Bt In 3003	1,70	0,87	0,87	21/08/2014	ok
3	Bt In 3004	4,15	2,11	-	21/08/2014	ruptura no arenito
3	Bt In 3005	12,05	6,14	-	21/08/2014	ruptura no arenito
3	Bt In 4501	8,40	4,28	-	21/08/2014	ruptura no arenito
3	Bt In 4502	10,75	5,47	-	21/08/2014	ruptura no arenito
3	Bt In 4503	6,70	3,41	-	21/08/2014	ruptura no arenito
3	Bt In 4504	7,50	3,82	-	21/08/2014	ruptura no arenito

* CPs com superfície de corte lavada. RR – Rio do Rastro; Bt In – Botucatu inclinado; Bt Par – Botucatu paralelo; Bt Trans – Botucatu transversal.

Na Figura 82 apresenta-se de forma gráfica os valores validados dos ensaios CCBT. Nota-se que para o conjunto de amostras do tipo Botucatu Inclinada (Bt In) não foi possível validar os ensaios com o plano de corte a 45°, pois todos tiveram ruptura fora do contato nata-rocha.

São os valores médios obtidos destes ensaios validados que foram utilizados para o cálculo da resistência tanto do arenito Botucatu quanto do arenito Rio do Rastro.

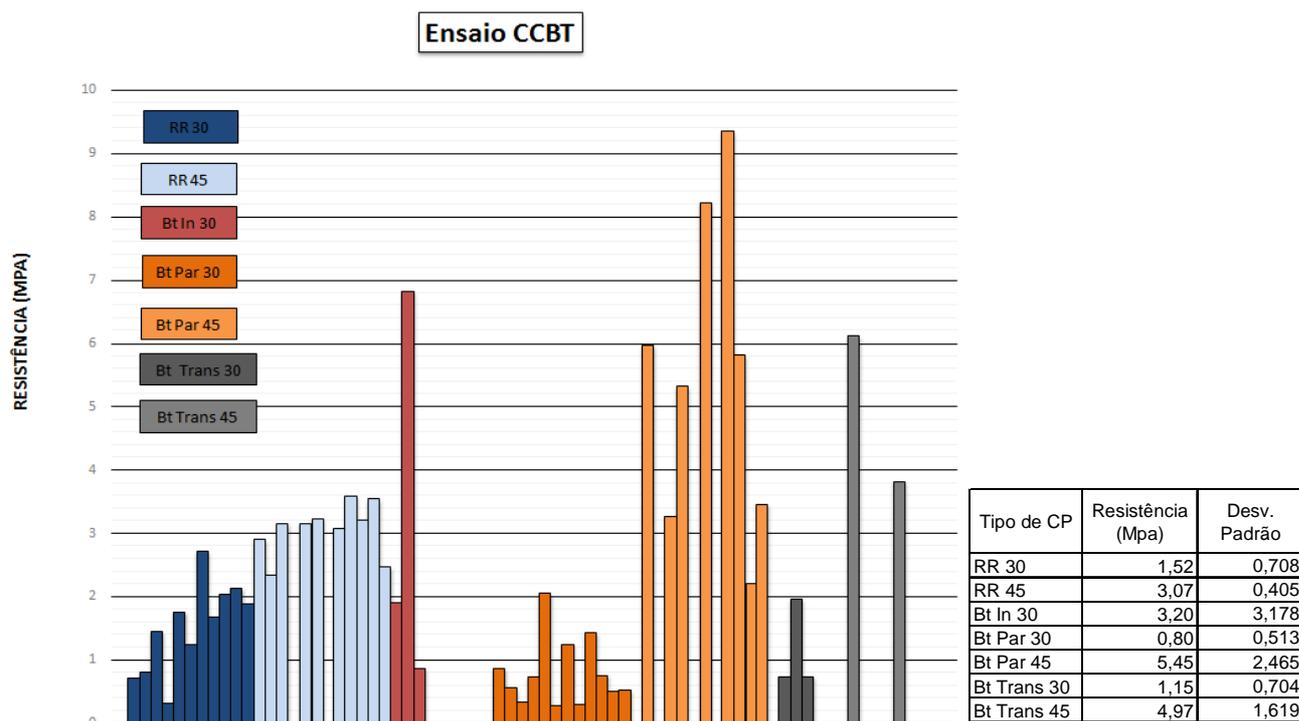


Figura 82: Gráfico de barras dos ensaios CCBT para as situações avaliadas. Ao lado, observa-se a tabela com valores médios para cada situação ensaiada.

5.5.2 Interpretação e Análise

A interpretação do CCBT, S_w , é obtido quando se resolve o sistema com as equações 8.1 e 8.2, fazendo σ_{1A} igual a média das tensões de ruptura do conjunto moldado com juntas de 30° e σ_{1B} , a média das tensões de ruptura do conjunto moldado com juntas a 45°.

$$S_w = \frac{\sigma_{1A}}{4} (\sqrt{3} - \tan \varnothing) \quad (5.4)$$

$$S_w = \frac{\sigma_{1B}}{2} (1 - \tan \varnothing) \quad (5.5)$$

Onde \varnothing é o ângulo de atrito da junta.

Somente os resultados dos corpos de prova compostos que romperam na superfície de contato da nata com a rocha foram utilizados no cálculo de S_w .

É importante observar que o ângulo de estratificação do corpo de prova em relação a direção de carregamento na relação tensão de ruptura versus ângulo de estratificação para os resultados dos ensaios CCBT não apresentam variabilidade significativa na análise de variância através do valor 'p' obtido do *software* Statistica v. 8. Este número indica se a relação entre as variáveis é estatisticamente significativa com certo nível de confiança. Neste caso, atribui-se a confiança de 95%. Desta maneira, para que exista significância, o valor de 'p' tem que ser menor do que 0,05 (HASTENPFLUG, 2012), sendo que para o conjunto de amostras submetidas ao ensaio CCBT com rupturas somente no contato nata-rocha foi de 0,22.

Além da constatação numérica estatística, o acúmulo de material fino impregnado originado da pulverização da superfície de corte, impõem um certo grau de homogeneização na resistência ao cisalhamento de contato. A resistência ao cisalhamento no contato, portanto, está diretamente proporcional a espessura de material impregnado, sua umidade e a capacidade de reação com o cimento. Esta última pode ser representada esquematicamente denotando uma fina camada de influência das reações cimentantes com as partículas pulverizadas, muitas delas argilosas. O esquema pode ser observado na Figura 83.

A espessura de material pulverizado impregnado, dependerá do tipo de ferramenta de corte e da umidade da rocha. Se o corte é realizado com água as espessuras de material pulverizado impregnado vão ser maiores pelo efeito coesivo do material pulverizado, que constitui-se de um solo de granulação fina que quando umedecido apresenta comportamento plástico. O material pastoso impregna-se nos vazios do arenito criando uma zona de transição granulométrica de certa forma impermeabilizando o contato rochoso. O cimento irá reagir quimicamente com este material pulverizado, sendo que a limitação é dada pela espessura limite das reações com o cimento o que também deve definir a capacidade de adesão do contato. Assim, quando a espessura de material pulverizado é tal que impeça qualquer melhora de resistência no contato, a adesão é comandada exclusivamente pelo comportamento mecânico do material pulverizado, ou seja, comportamento de solo.

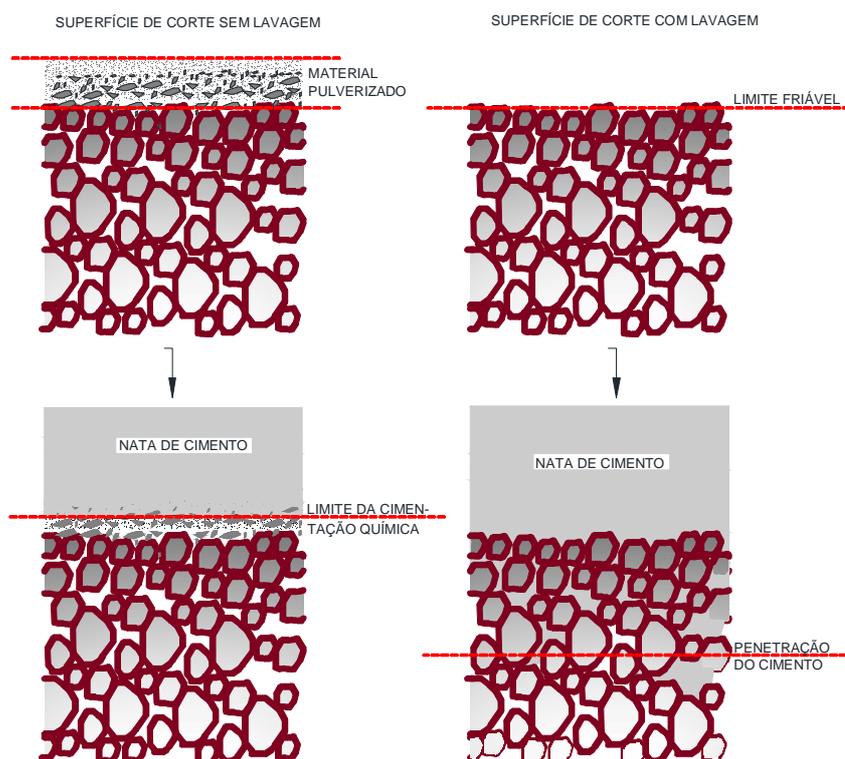


Figura 83: Representação esquemática da superfície de contato entre a nata de cimento e a porção de rocha cortada sem a realização de lavagem de superfície. Fonte: do Autor.

Enquanto que, se ocorrer uma limpeza, ou seja a remoção completa do material pulverizado, ocorre também a migração do cimento para os poros intergranulares e intragranulares do arenito criando uma zona de intertravamento. Desta forma, a adesão de contato é superior à resistência ao cisalhamento do material mais frágil, no caso o arenito, ocorrendo, portanto, a ruptura no próprio arenito.

Embora possa-se esperar que a alternância das camadas de estratificação podem promover variação de resultados de tensão de contato, na prática isto não é observado, uma vez que existe esta fina camada de material pulverizado impregnada.

Evidentemente que o ângulo de estratificação limita a resistência do material a depender da direção da aplicação de carga, como constatado nos ensaios de compressão uniaxial das rochas. Assim, nota-se que quando o ângulo de inclinação encontra-se desfavorável, muitos corpos de prova CCBT romperam nos estratos do arenito, indicando que a resistência do contato foi superior à resistência da rocha na compressão simples.

A Figura 84 e a Figura 85 mostram, respectivamente, os círculos de Mohr para o arenito da Formação Rio do Rastro e para o Arenito da Formação Botucatu.

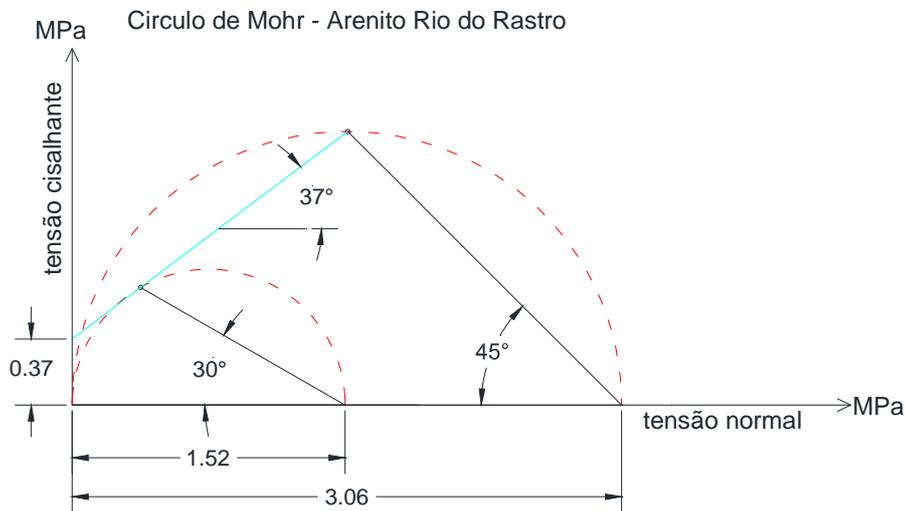


Figura 84: Círculos de Mohr para o arenito Rio do Rastro.

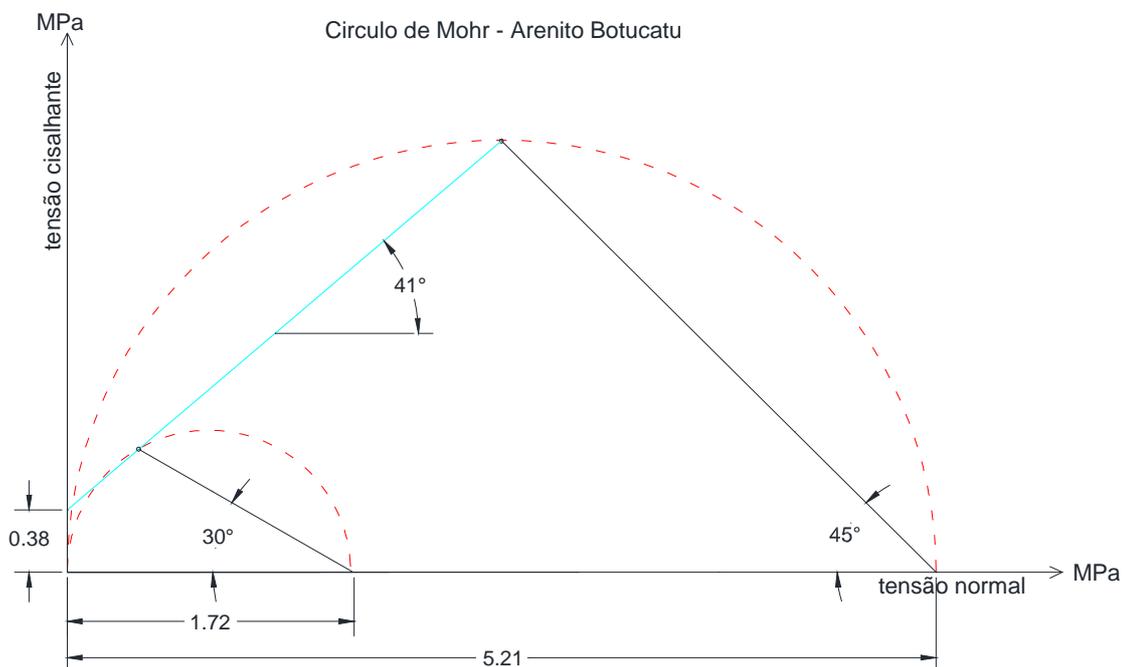


Figura 85: Círculos de Mohr para o arenito Botucatu.

Analisando o resultado gráfico obtido pelo ensaio CCBT podemos identificar a similaridade entre a adesão S_w nos dois arenitos estudados, onde no arenito Rio do Rastro obteve-se adesão de 0,37 MPa, enquanto que para o arenito Botucatu o valor foi de 0,38 MPa.

Observa-se que a quantidade de corpos de prova ensaiados para cada série (12 com plano de corte de 30° e 12 com plano de corte à 45° como indicado pela metodologia original) é uma repetição suficiente para atribuir um valor médio. Apenas em dois casos obteve-se séries quase completas, que foram com os corpos de prova do arenito Rio do Rastro e outra com os corpos de prova do arenito Botucatu com as estratificações paralelas à direção de carregamento. As demais, grande parte das rupturas ocorreram fora do plano de cisalhamento forçado.

Como pode-se observar na microscopia e na difratometria de raio x, e no ensaio de granulometria, tanto o arenito Botucatu, como o arenito Rio do Rastro apresentam quantidades significativas de material fino que contribui para a massa cimentante entre grãos. Este material, juntamente com os grãos fragilizados, durante o corte, fragmentam-se e transformam-se em uma fina pasta constituída de um pó muito fino. Portanto, é este material que reage com a nata de cimento na superfície, proporcionando a coesão química no contato.

O resultado da pulverização umedecida nestes materiais é o selamento mecânico dos poros do contato entre o arenito e a nata. Uma vez constatado este fato, nota-se que a espessura do contato pulverizado e sua umidade na hora da mistura da nata, impactam na capacidade de aderência de ligação. Quando esta espessura torna-se pequena e em amostragem secas, o pó gerado do corte permanece em pequena quantidade junto a porosidade superficial da rocha. No entanto, quando tem-se amostras com espessuras mais densas de material pulverizado e maior umidade, ocorre o bloqueio da porosidade superficial, reduzindo a aderência do contato.

Realizou-se uma limpeza com água corrente sob baixa pressão (esguicho manual de mangueira) na superfície de seis dos corpos de prova do arenito Botucatu com estratificação em planos perpendicular à direção de carregamento, sendo três em corte com ângulo de 30° e outras três em corte com ângulo de 45°. Nestas condições, observou-se que todos os corpos de prova tiveram suas rupturas fora da superfície de contato. Sendo assim, pode-se constatar que a limpeza da superfície proporcionou uma abertura dos poros, permitindo a microancoragem superficial da nata de cimento que promoveu um ganho de resistência na superfície de contato superior a própria resistência a compressão simples da rocha.

Outra constatação importante é que diversos corpos de prova romperam na rocha antes de ocorrer o cisalhamento na junta construída. Boa parte dos casos ocorreu com as amostras do arenito Botucatu com planos de estratificação inclinados em relação a direção de

carregamento. Neste caso, estes planos de estratificação representam também os planos de falha, assim como ocorreu nos ensaios de compressão simples dessas rochas.

O ângulo de atrito obtido do resultado da interpretação dos ensaios, deve ser desconsiderado segundo Macedo (1993), porém tal ângulo apresenta-se coerente com faixas de valores típicos para materiais similares.

Era de se esperar valores mais acentuados para o arenito Botucatu em relação ao arenito Rio do Rastro, pois este último apresenta-se com granulometria mais fina. No entanto, tanto o resultado dos ensaios de campo obtidos pela Autopista Litoral, quanto os ensaios de laboratório obtidos nestes estudos mostram compatibilidade em termos de adesão.

Observa-se que o arenito Rio do Rastro, por apresentar granulometria mais fina, também apresenta espessuras de material pulverizado impregnado com menor espessura, pois a porosidade é menor. Esta baixa espessura de material pulverizado e com percentual de argila mais acentuado, pode contribuir com as reações com o cimento no contato, tornando uma ligação um pouco mais resistente, embora não se tenha realizado a limpeza em algum conjunto de superfície cortada, de forma a obter resultados comparativos, como foi realizado para os corpos de prova do arenito Botucatu.

Por fim, alguns corpos de prova romperam a rocha e a nata de cimento conjuntamente. Deste resultado tem-se que as concentrações de tensões junto aos planos de estratificações tornaram-se tão grandes que superaram a resistência a tração em determinado ponto (mais externo junto a superfície de contato nata-rocha) do corpo de prova, promovendo a ruptura conjunta. Todavia, associado a concentração de tensões, não descarta-se a possibilidade da existência de pequenos pontos de falha, com acúmulo de micro bolhas, que reduzem a resistência em determinada porção da nata de cimento ou mesmo a possibilidade de maior adesão em determinada região da superfície.

A compilação entre os valores encontrados por Macedo (1991) e os deste estudo, referente a relação entre a ruptura máxima (σ_1) e a tensão de aderência de contato, estão plotados no gráfico apresentado na Figura 86.

Neste gráfico, pode -se observar uma excelente relação entre a equação teórica e os pontos experimentais para os cortes de 30 graus, apresentado coeficiente de determinação de 0,99, enquanto que para os cortes a 45 graus esta relação apresenta maior dispersão, com coeficiente de determinação de 0,77.

Provavelmente, esta menor dispersão, fisicamente se deve ao fato de que a resistência de contato do CP composto é menos afetada pelas características da superfície em níveis de tensão menos elevados. Macedo (1993) relata que seus valores dispersos para as rochas vulcânicas estão associados a presença de amígdalas e descontinuidades. Já para as rochas areníticas, interpreta-se que a maior dispersão para os cortes a 45 graus, deve estar associada a espessura da camada de material pulverizado presente no contato, bem como a capacidade reativa e de penetração do cimento nos poros da rocha arenítica.

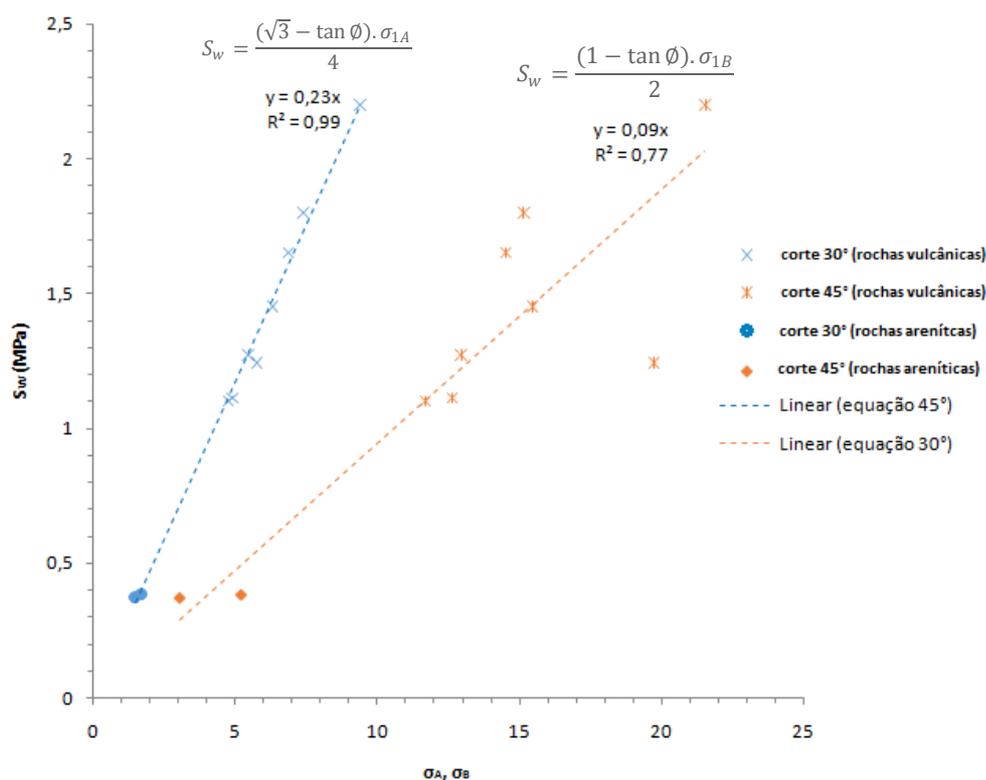


Figura 86: Reação entre a tensão de contato e as tensões axiais na ruptura dos corpos de prova compostos de arenito-nata do presente estudo e rocha vulcânica-nata de Macedo (1993).

5.6 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO NOS MATERIAIS ESTUDADOS

Para o chumbador 1, instalado no maciço que constitui a Formação Botucatu, a carga estimada de arrancamento foi de 35 toneladas, enquanto que para o chumbador 2, também neste mesmo material, mas em posição diferente, foi de 39 toneladas. Já o chumbador 3 foi instalado no maciço da Formação Rio do Rastro e sua carga de arrancamento foi de 38 toneladas.

É importante destacar que todos os grampos ensaiados foram levados até o seu arrancamento físico (grandes deslocamentos) sem que ocorresse o rompimento da armadura.

Destaca-se ainda que na injeção destes chumbadores o consumo foi de 1,5 sacos de cimento para cada furo.

Os gráficos da série de carregamentos e descarregamentos obtidos, fornecidos pela empresa executora dos ensaios, estão apresentados nas Figuras 87, 88 e 89.

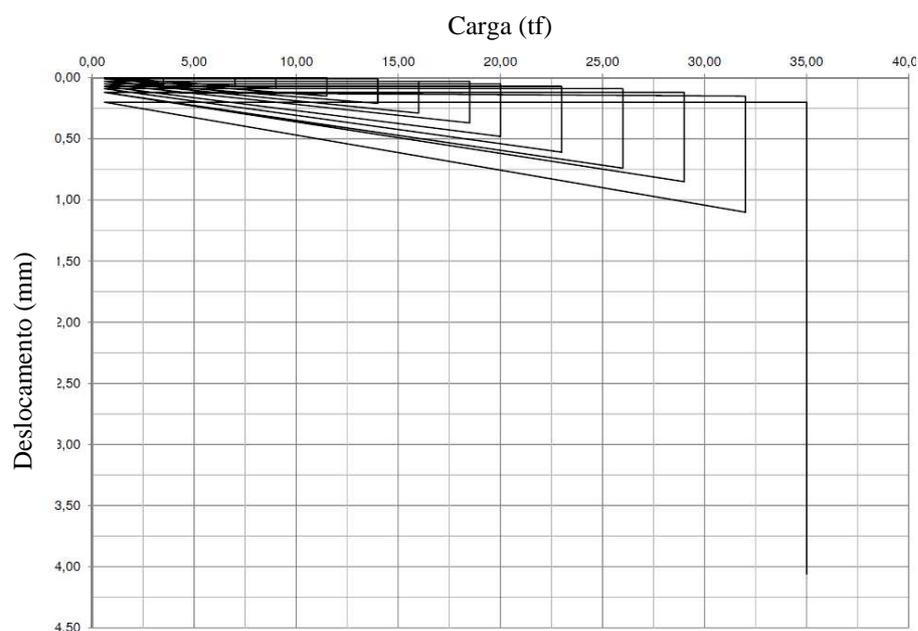


Figura 87: Resultado gráfico do ensaio de arrancamento de grampo 01 junto a Formação Botucatu (km 108+650). O eixo vertical indica o deslocamento em milímetros (mm) e o eixo horizontal a carga aplicada em toneladas-força (tf).

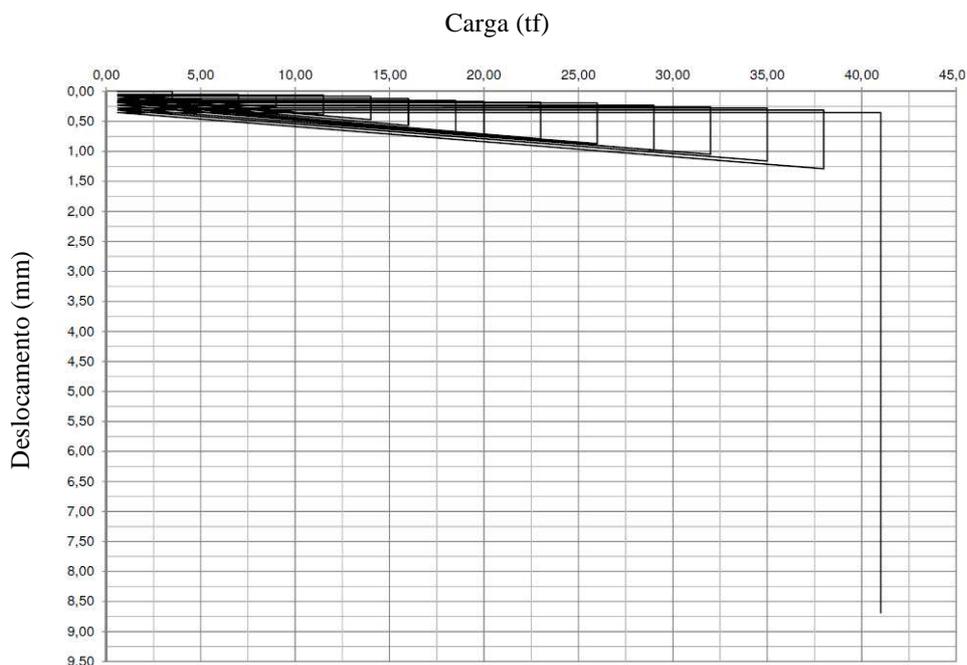


Figura 88: Resultado gráfico do ensaio de arrancamento de grampo 02 junto a Formação Botucatu (km 108+600). O eixo vertical indica o deslocamento em milímetros (mm) e o eixo horizontal a carga aplicada em toneladas-força (tf).

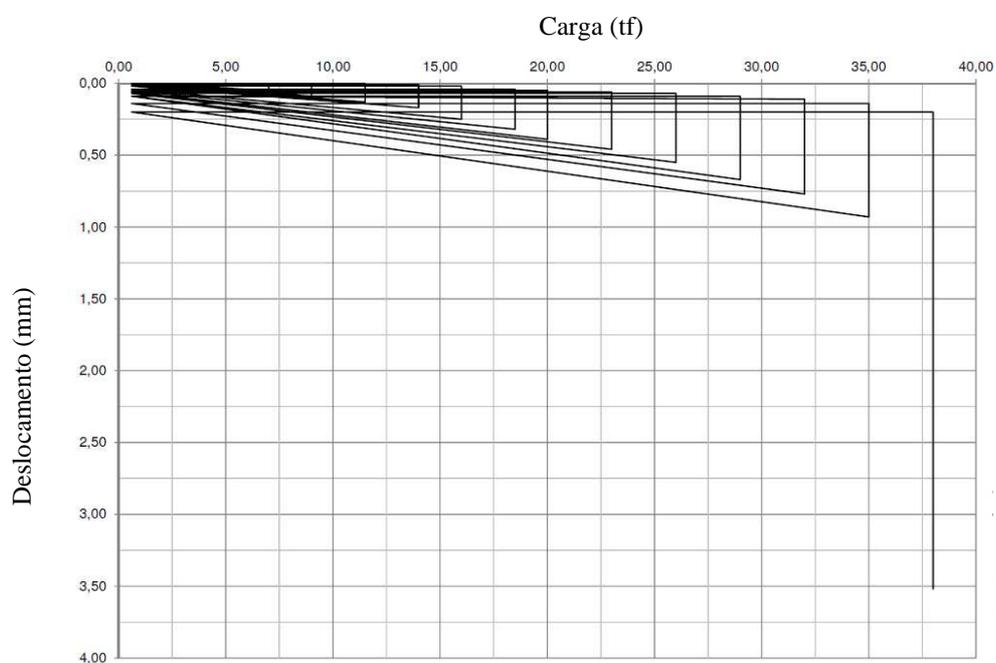


Figura 89: Resultado gráfico do ensaio de arrancamento de grampo 03 junto a Formação Rio do Rastro na parte inferior do talude (km 108+500). O eixo vertical indica o deslocamento em milímetros (mm) e o eixo horizontal a carga aplicada em toneladas-força (tf).

Os resultados numéricos de medidas de deslocamento e carga indicam comportamento mecânico ao arrancamento similar para os dois arenitos. O arenito da Formação Botucatu apresentou resistência última um pouco menor (km 108+665) em um dos resultados e outra um pouco maior (km 108+565), em relação ao arenito Rio do Rastro (km 108+500).

Quanto aos deslocamentos o arenito Botucatu no ensaio 01, antes da ruptura, ao atingir carga de 32 toneladas, apresentou deslocamento de aproximadamente 1,00 mm. Enquanto que o ensaio 2, ao atingir 38 toneladas apresentou deslocamento de aproximadamente 1,25 mm.

Já quanto aos deslocamentos do material da Formação Rio do Rastro, ensaio 3, antes da ruptura, ao atingir a carga de 35 toneladas apresentou deslocamento de 0,90 mm.

Quanto a resistência a adesão de ensaio (q_s), calcula-se da seguinte forma:

$$P_u = \pi D L_o q_s \quad (5.6)$$

Sendo que o comprimento de ancoragem foi de 4m e a perfuração foi com diâmetro de 75mm. Tem-se os seguintes resultados apresentados na Tabela 25.

A equação (10.1) e a equação (7.1) são análogas, a divergência é apenas quanto a nomenclatura de Macedo (1993), que atribuiu a simbologia τ_{uR} para a tensão de ruptura de um trecho ancorado em tirante.

Tabela 25. Resumo dos valores estimados em campo para a tensão última de adesão dos materiais estudados.

Ensaio	Tensão de arrancamento q_s (kPa)
Formação Botucatu (km 108+665)	371,4
Formação Botucatu (km 108+565)	413,8
Formação Rio do Rastro (km 108+500)	403,2

5.7 COMPARAÇÃO ENTRE ENSAIO DE CAMPO E LABORATÓRIO

Comparando os valores de tensão última de campo (q_s) com os valores do ensaio CCBT (S_w) observa-se uma aproximação bastante grande em termos de valores médios, divergindo em 3,4% para o arenito da Formação Botucatu e 8,9% para o arenito da Formação Rio do Rastro.

Sendo que os valores de S_w inferiores aos valores de q_s . Na Tabela 26 pode-se verificar um resumo incluindo os valores obtidos por Macedo (1993).

Nota-se que o percentual para as rochas sedimentares estudadas ficaram bastante próximos dos valores obtidos dos ensaios de arrancamento em campo, pois o grau de fraturamento das rochas vulcânicas é bastante superior àquele encontrado nas rochas sedimentares estudadas, embora não medido. Um nível acentuado de fraturamento do maciço, proporciona a formação de microancoragens por onde a nata de cimento consolida o furo. Mesmo que o tipo de perfuração e a umidade da rocha promovesse selamento das paredes do furo, talvez o grau de fraturamento seja tal que a pressão aplicada na injeção consiga facilmente romper a fina camada de material pulverizado. Segundo Macedo (1993), nestas condições, portanto, a ancoragem é governada pela resistência da nata e pelas feições de descontinuidades da rocha. Sendo que quanto maior a resistência da nata e maiores as descontinuidades, mais resistente se torna o contato.

Por outro lado em rochas sedimentares, quando a frequência de diaclases se torna mais espaçadas, o comportamento está diretamente vinculado ao material gerado pelo resíduo de corte, por isso, os valores de campo se aproximam tanto dos valores de laboratório, deixando os valores de atrito e dilatância menos efetivos, uma vez que trata-se de um material pulverizado.

Tabela 26. Comparativo dos resultados de campo com resultados de laboratório, incluindo os valores obtidos por Macedo (1993).

MATERIAL	$q_{smédio}$ (MPa)	S_w médio (MPa)	q_s/S_w médio (MPa)
Dacito*(Formação Serra Geral)	1,700	1,270	1,339
Basalto* (Formação Serra Geral)	4,400	1,550	2,839
Arenito subarcosiano (Formação Botucatu)	0,393	0,380	1,034
Arenito lítico fino (Formação Rio do Rastro)	0,403	0,370	1,089

* Dados obtidos de Macedo (1993).

Fazendo uma relação direta das perfurações com o método CCBT, em rochas sedimentares o método de perfuração deve influenciar na resistência do contato nata-rocha, pois na realização

do plano de corte das amostras para o ensaio CCBT verificou-se que a umidade natural da amostra determina a impregnação de material fino pulverizado no plano de cisalhamento. O material de corte bloqueia os poros da rocha porosa, impedindo que a nata de cimento, quando em condição fluida, construa as microancoragens que garantem o bom comportamento aderente do contato, promovendo assim o ganho de resistência suficiente para que as rupturas ocorram no arenito, na condição não confinada, ou mais provavelmente na nata de cimento em condição confinada.

Nestas condições, a resistência do contato em superfícies não limpas dos corpos de prova do ensaio CCBT é comandada pelo comportamento mecânico do material pulverizado do corte. Ou seja, apresenta comportamento intermediário entre uma ancoragem direta no maciço e uma ancoragem direta em solo pulverizado, pois ainda que esta camada bloqueie os poros da superfície rochosa, a consolidação do cimento com o solo pulverizado (contendo partículas reativas) deve ocorrer em micro profundidades.

Análogo a superfície de cisalhamento de ensaio, a superfície da perfuração do grampo ou tirante no trecho ancorado também ocorre este mesmo fenômeno. Observa-se que as perfurações realizadas para os ensaios de arrancamento de grampos no local estudado, obtiveram valores de adesão (~400kPa) em faixa intermediária entre a resistência da nata de cimento ($f_{ck}/30=833$ kPa, para $f_{ck}=25$ MPa de acordo com a NBR-5629) e a resistência de um comportamento de solos silte-argilosos (com limite superior de 150 kPa sem injeção, segundo correlações de Bustamante e Doix, 1985). Nestes caso o fluido de perfuração foi o ar comprimido.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste trabalho foram realizados estudos de adesão nata-rocha em dois arenitos presentes numa encosta junto da BR116 em Santa Catarina, arenitos da Formação Botucatu e da Formação Rio do Rastro. Foi realizado ensaio de arrancamento de grampo *in situ* e foram realizados ensaios de compressão uniaxial e ensaios utilizando a técnica do ensaio CCBT. Também foram realizados ensaios de granulometria, avaliações de microscopia e difratometria de raio x para auxiliar na identificação dos materiais e interpretação dos resultados.

6.1 CONCLUSÕES SOBRE OS ENSAIOS MECÂNICOS

Foram amostrados corpos de prova orientados de arenito Botucatu que foram testados com diferentes graus de inclinação entre o plano de estratificação e a linha de carregamento. Embora o arenito Rio do Rastro também tenha estratificação visível em escala de campo (ordem de metros), não foi possível obter orientação estratigráfica nestes corpos de prova, ao contrário do arenito Botucatu que tem estratificação bem visível em amostras de mão (escala centimétrica ou menor).

O peso específico média na umidade natural para o Arenito Botucatu foi de $19,87 \text{ kN/m}^3$, e na condição embebida (inundação durante quatro dias por capilaridade) foi de $21,03 \text{ kN/m}^3$. Para o arenito Rio do Rastro foi de $20,27 \text{ kN/m}^3$ na condição natural e na condição embebida de $21,28 \text{ kN/m}^3$, portanto, apresentando ganho de 5% e 6% em massa quando embebidos, respectivamente.

Foram feitos ensaios CCBT e de Compressão Uniaxial em corpos de prova para os dois arenitos. No caso do arenito Botucatu, os ensaios foram analisados considerando também a direção da carga com respeito às estratificações. Nos ensaios de Compressão Uniaxial foi avaliada a resistência dos materiais na condição embebida e na umidade seca ao ar (ao abrigo de luz).

No ensaio CCBT não foi possível observar a influência da orientação do plano de corte em relação ao plano de estratificação na resistência de contato nata-rocha do arenito Botucatu,

pois a resistência na superfície é comandada pela camada impregnada de material pulverizado residual do corte para os dois arenitos ensaiados.

A média dos resultados médios da adesão nata-rocha através dos ensaios CCBT no arenito Botucatu foi de 0,38 MPa e no arenito Rio do Rastro foi de 0,37 MPa.

Os ensaios de compressão simples no arenito Botucatu mostraram a forte influência da posição do plano de estratificação em relação à direção de carregamento, onde pode-se estabelecer uma função exponencial entre resistência com o ângulo de estratificação e carregamento. A resistência média a compressão para corpos de prova com ângulo médio de 14 graus apresentou valor de 4,7 MPa, enquanto que na condição paralela foi de 15,44 MPa e na transversal de 17,68 MPa em condições de umidade natural.

Para a resistência a compressão uniaxial, os ensaios realizados variando a umidade (ao ar e embebidos) mostraram uma grande variação nos valores, obtendo redução média de 2,11 vezes no caso do arenito Botucatu, com destaque para a estratificação paralela ao carregamento que apresentou redução de 3,42 vezes a resistência. No arenito Rio do Rastro esta redução foi de 1,21 vezes a resistência natural em relação à embebida. A grande dispersão de valores no arenito Botucatu deve estar associada a variação de porosidade interna do CP (textura granulométrica bimodal) que gera excesso de poro-pressão entre planos de estratificação quando carregado com a velocidade de ensaio estipulada (0,45MPa/min).

Ao verificar resultados de ensaios de compressão simples de corpos de prova da entrada (a 3 cm da superfície) e da saída (a 35 cm de profundidade) da amostra não foi observado variação significativa dos resultados.

Nos ensaios de arrancamento em campo com barras ancoradas em nata de cimento nos dois arenitos, foram obtidos valores de 0,371 MPa e 0,414 MPa em dois ensaios realizados para o arenito Botucatu e de 0,403 MPa para o ensaio realizado no arenito Rio do Rastro. Isto representa um valor de apenas 3,4% superior aos valores médios dos ensaios CCBT para o arenito Botucatu e de 8,6% no caso do arenito Rio do Rastro.

No ensaio CCBT os corpos de prova do arenito Botucatu com plano de estratificação perpendicular a linha de carga, que tiveram a superfície de corte lavada, apresentaram aderência no contato superior à resistência da própria rocha, impossibilitando a interpretação nesta condição. Os valores de ruptura média, neste caso, foram de 15,26 MPa para o corte de 30° em relação ao plano de carga e de 15,46 MPa para o corte de 45° em relação ao plano de carga.

6.2 CONCLUSÕES A LUZ DA GEOLOGIA

Tais conclusões são apresentadas com base na análise granulométrica, na microscopia óptica e na difratometria de raio x, bem como nas visitas ao local, para os dois materiais estudados.

Os materiais estudados foram identificados com sendo arenitos arcoseo lítico e fino da formação Rio do Rastro e arenitos subarcoseo fino a médio da formação Botucatu, de acordo com a classificação de Folk (1968).

A baixa resistência destes materiais (rochas brandas) está associada à cimentação fragilizada proveniente de eodiagênese em ambiente seco com deposição eólica, no caso do arenito Botucatu; e transicional, no caso do arenito Rio do Rastro.

Os principais cimentos observados são os óxidos de ferro presentes nos dois arenitos e os argilominerais com maior abundância no arenito Rio do Rastro. Neste último, ainda se observou nódulos carbonáticos que de tão dispersos, na média, não interferem na adesão com a nata de cimento nem no ganho de resistência da rocha intacta.

Os modos de ruptura observados para o arenito Botucatu nos ensaios de compressão uniaxial são comandados essencialmente pelos planos de estratificação, que no microscópio são identificados através dos contatos entre grãos semi alinhados originados da variação energética do agente de deposição (vento). No arenito Rio do Rastro as rupturas são generalizadas e a microscopia não identifica empacotamentos, corroborando com sedimentações que ocorrem por um ambiente com energia mais uniforme, por isso a estratificação neste material é paralela e extrapola a dimensão amostral (40 cm).

Foram identificadas porosidades intergranular e intragranular acentuadas no arenito Botucatu. Esta última, devido à dissolução de grãos menos estáveis que os de quartzo. No arenito Rio do Rastro a porosidade é bastante menor e pouco se observa vazios intragranular.

6.3 CONCLUSÕES GERAIS E SUGESTÕES

Os ensaios de laboratório do tipo CCBT não identificam quantitativamente o ganho de resistência pela lavagem da superfície, embora notadamente existe. Portanto, procedimentos de limpeza através de lavagem *in loco* devem ser mais bem estudados.

Perfuração, instalação e injeção de ancoragens curtas executadas através de técnicas com ferramentas manuais (martelotes) manipuladas por rapelistas treinados e certificados para o

trabalho em altura são cada vez mais comuns. Nota-se que a avaliação da capacidade de ancoragem nestas condições através do ensaio CCBT pode ser uma alternativa interessante, pois os equipamentos de extração podem ser seguramente utilizados por este profissional treinado, podendo retirar amostras em qualquer posição na face do maciço rochoso.

Realizar ensaios de limites de Atterberg no material pulverizado do corte e determinar a sua resistência ao cisalhamento pode fornecer dados importantes para a complementação dos estudos realizados para esta dissertação.

Estudar a capacidade reativa do cimento com os minerais presentes na rocha e no material pulverizado poderiam fornecer dados importantes na escolha do cimento a ser utilizado na execução de ancoragens nestes materiais.

Como a porosidade intragranular do arenito Botucatu é bastante acentuada, espera-se, que ao realizar a limpeza da superfície, a migração de nata de cimento para o interior do maciço contribui significativamente para o aumento da adesão nata-rocha. Entretanto isto deve ser confirmado através de análise microscópica.

Neste trabalho, não foi levada em conta a rigidez da rocha ou da nata de cimento. Embora seja sabido que o módulo de rigidez se trata de um parâmetro mecanicamente importante, tomou-se como regra que os materiais (rocha e nata de cimento) apresentam comportamento rígido até atingirem a ruptura, o que de fato não é verdadeiro. Portanto, o monitoramento de deformações em corpos de prova com estes materiais pode ser conduzido em trabalhos futuros, podendo ainda incluir análises em termo de tensão e deformação. No entanto, ressalva-se que os valores de carga última são compatíveis se comparados os resultados de campo com os resultados de laboratório. Mostrando que na prática, o resultado do ensaio CCBT é um bom limite inferior da resistência do contato nata-rocha.

Destaca-se, todavia, aquilo já frisado por Macedo (1993) que a resistência no contato nata-rocha pelo método CCBT trata-se de um limite inferior, pois o método desconsidera a parcela de atrito e os efeitos de dilatância, cuja a complexidade para obtenção desses parâmetros em cada ancoragem ou mesmo em um conjunto de ancoragens é bastante grande.

A possibilidade de utilizar o CCBT como ensaio de referência na adesão torna-se plausível, pois nesta situação não há necessidade de aplicar fatores de segurança obtidos de resultados de ensaio de ancoragens ou em situações em que o projetista necessita obter dados via correlações, podendo o projeto de ancoragem ser dimensionado através da adesão de ensaio de laboratório CCBT.

Como sugestão de trabalhos futuros, pode-se adaptar ou projetar e posteriormente construir um equipamento de perfuração manual que atinja profundidades superiores a 80 cm, que é o limite comercial dos cálices e coroas das perfuradoras. Com isso, possibilita-se que técnicos rapelistas possam realizar extrações de amostras nas profundidades estabelecidas em projeto de qualquer posição do talude.

Por fim, a relação entre a resistência do contato nata-rocha obtida em campo, através dos ensaios de arrancamento, e a adesão de laboratório foram compatíveis numericamente, no entanto mais ensaios em diferentes tipos de rocha (metamórficas, outras sedimentares, vulcânicas, plutônicas) devem ser executados para que seja possível obter parâmetros ainda mais seguros e também estabelecer relações ainda mais concreta.

Não obstante, o ganho de aderência promovido pela abertura dos poros superficiais foi positivo nas superfícies de corte lavadas. Se extrapolada para a condição de perfuração em campo, a realização da lavagem através de bico de pressão radial para a limpeza do material impregnado após a perfuração com auxílio de ar comprimido, assim como na superfície de corte das amostras, também deve promover ganho expressivo de aderência, reduzindo, portanto, os comprimentos de ancoragens necessários.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS D 2938-95. **Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Intact Rock Core Specimens**. 2002.
- _____. ASTM C 1231. **Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens Using Unbonded Caps - modified**. 2012.
- _____. ASTM C 882-78. **Bond strength of epoxy-resin systems used with concrete**. 1984.
- _____. ASTM D 4543-08. **Standard Practices for Preparing Rock Core as Cylindrical Test Specimens and Verifying Conformance to Dimensional and Shape Tolerances**. 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12767 - **Rochas para revestimento, determinação da resistência à compressão uniaxial**. 1992.
- _____. NBR 12.770 - **Solo coesivo - Determinação da resistência à compressão não confinada - método de ensaio**. 1992.
- _____. NBR 5629 - **Tirantes ancorados no terreno**. 2006.
- _____. NBR 5739 - **Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**, 2007.
- _____. NBR 6118 - **Projeto de estrutura de concreto – Procedimento**. 2014.
- _____. NBR 7181 - **Solo - Análise Granulométrica**. 1984.
- _____. NBR 7215 - **Resistência à compressão do cimento Portland**. 1997.
- _____. NBR 7680 - **Concreto - Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto**, 2007.
- _____. NBR 7684-4 - **Calda de cimento para injeção - Determinação da resistência a compressão**. 2013.
- AUGUSTAWIJAYA, D. S. **The uniaxial compressive strength of soft rock**. Civil Engineering Dimension. 2007. Vol. 9, n 1. pp. 9-14.
- AUTOPISTA PLANALTO SUL. 2013. **Consulta ao banco de dados de projetos executados pela concessionária Auto Pista Planalto Sul do Grupo ARTERIS SA**. Rio Negro, PR.
- _____. 2010. **Projeto Executivo de estabilização km 108+200 – Pista Norte**. Volume 1., 2009. Ed. Azambuja Engenharia e Geotecnia Ltda. Rio Negro, PR.
- AZAMBUJA, M. A. E. **Formação e composição mineralógica dos solos - Importância na pavimentação de pistas**. 1966. Porto Alegre, RS. Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 40p.
- BARLEY, A. D. WINDSOR C. R. RECENT. **Advances In Ground Anchor And Ground Reinforcement Technology With Reference To The Development Of The Art**. In: GeoEng200, Melbourne, Australia, 2000.

BARLEY, A. D. **Ten Thousand Anchorages in Rock**. 1988. *Ground Engng.*, v.21, n.6, p. 20-29; n.7, p.24-40; n.8, p. 35- 39.

BOLINA & FLORIANO. **Reabilitação Estrutural de Cortina Atirantada: Estudo de Caso**. 2014. I Congresso Brasileiro de Patologia das Construções. Foz do Iguaçu. PR.

BRADY, B. H. G., BROWN, E. T. **Rock mechanics for underground mining**. London: **George Allen e Unwin**, 1985. 527p.

BURAS, M.. **Aplicação de sensores distribuídos de fibra óptica em um modelo experimental para monitoramento de movimentos de massa**. UFPR. Curitiba, 2013. 160 f.

BUSTAMANTE, M. e DOIX, B. **Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés**. 1985. Section des fondations, Laboratoire central des Ponts et Chaussées.

CATA, M.; FLUM, D.; RUDUNER, A; RÜEGGER, R.; WARTMANN, S. **TECCO Slope Stabilization System and Ruvolum Dimensionig Method**. Geobrugg AGH, Romanshorn, Switzerland. 2012.

CATÁLOGO

online http://www.dywidag.com.br/uploads/media/DSI_Protendidos_Ancoragens_Solos_Rochas_br.pdf.

CERQUEIRA, C. A. G. (Coord.). **Estabilização de taludes com ancoragem**: vinte anos de atividade. Rio de Janeiro: Tecnosolo. 1978. Tópicos de Geomecânica Tecnosolo n. 29.

CHIES, J. A. **Corpos-de-prova submetidos à compressão: influência do tipo de preparação das faces para diferentes níveis de resistência do concreto**. 2011. Trabalho de Diplomação em Engenharia Civil. n f. 87 - Departamento de Engenharia Civil. Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

CLOUTERRE. **Recommendations Clouterre – Soil Nailing Recommendations for Designing, Calculating, Constructing and Inspecting Earth Support Systems Using Soil Nailing (English Translation)**, Scientific Committee of the French National Project Clouterre, ENPC, Paris, France. In: Report FHWA-SA-93-026, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA. 1991. July. Edited by F. Schlosser.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS (CPRM) - **Excursão virtual pela Serra do Rio do Rastro**. 2002. Porto Alegre, RS. Extraído da Internet, site www.cprm.gov.br.

_____. **Léxicos Estratigráficos do Brasil de 1984**. Site oficial do Serviço Geológico do Brasil. Pesquisado em 01/11/2014 - <http://www.cprm.gov.br/bases/lexico/frame.htm>.

DE FREITAS, M. H. **Introduction to Session 1.2: Weak arenaceous materials**. The Engineering Geology. 1993. London. vol. 14, pp. 115-123.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL (DAER/RS). 2013. **Consulta ao banco de dados de projetos** – Departamento de Estudos e projetos (DEP). Porto Alegre, RS.

DIAS, K. D. N. **Análise estratigráfica da Formação Pirambóia, permiano superior da Bacia do Paraná, leste do Rio Grande do Sul**. 2006. Dissertação de mestrado. Instituto de Geociências. Programa de Pós-Graduação em Geociências da UFRGS. Porto Alegre, RS.

DOTT, JR. R.H. 1964. **Wacke, graywacke and matrix – what approach to immature sandstone classification?** Jour. Of Sedim. Petrol., 34 (3):625-632.

EUROCODIGO 7: **Projecto geotécnico**. Parte 1: Regras gerais. 1999.

FERNANDES, C. E. M., TEIXEIRA H. A. S., CADMAN J. D., BARROSO J. A., **Estudo geotécnico relativo à estabilidade dos taludes marginais à rodovia BR-116 – PR/SC – Trecho: Curitiba – Sta. Cecília – Serra do Espigão – Santa**. 1974. n f. 96. Relatório final. Instituto de Geociências da UFRJ, Departamento de Geologia de Engenharia, convênio UFRJ – IGEOC/DNER.

FLORIANO, C. F. & STRAUSS, M. **Solo grampeado: comparação de resultados de análise numérica com dados de monitoramento**. In.: VI Conferência Brasileira de Encostas, 2013, Rio de Janeiro. Anais...Angra dos Reis, RJ.

FOLK, R. L.. 1968, **Petrology of Sedimentary Rocks**: Austin, University of Texas Publication, 170 p.

FRANKLIN, J. A. & DUSSEAULT, M. B. 1989. **Rock Engineering**. McGraw-Hill, New York, 600 pp.

GERSCOVICH, D. M. S.; SIEIRA, A. C. C. F.; LIMA, A. P.; SAYÃO, A. S. F. J., **Técnica de modelagem numérica de escavações de taludes em solo grampeado**. In:IV CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS. 2005, Bahia. **Anais...** Salvador: ABMS; Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia, 2005, v. 2, p. 643-655.

GESICKI, A.L.D. **Evolução diagenética das formações Pirambóia e Botucatu (Sistema Aquífero Guarani) no Estado de São Paulo**. São Paulo. 2007. 175 p. Tese (Doutorado em Geociências) – Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo.

GOODMAN, R. E. **Introduction to Rock Mecchanics**. 1989. 2nd ed.

HANNA, T. H. **Foundations in Tension - Ground Anchors**. Trans Tech Publications Series on Rock an Soil Mechanics, Vol. 6, United States of American.1982.

HASTENPFLUG, D. **Emprego de aditivos em pasta de cimento para poços de hidrocarbonetos e injeção de CO2: Influência na resistência à degradação por ataque ácido**. 2012. Tese de Doutorado. Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul. Programa de Pós Graduação em Engenharia e Tecnologia de Materiais.

- HAWKINS, A. B. **Aspects of rock strength**. Bulletin of Engineering Geology and Environment. LAEG, vol. 57, n°1, June. 1998. pp. 17-30.
- HENRIQUES, P.R. D. J. **Simulação numérica de ensaios de arrancamento de grampos**. 2007. n f. 241. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE), Rio de Janeiro.
- HOBST, L., ZAJIC, J. **Anchoring in rock**. Amsterdam: Elsevier. 1977. 390p.
- JAEGER, J.C., COOK, N. G. W. **Fundamentals of Rock mechanics**. 2 ed. London: Chapman and Hall. 1976. 585p.
- HOECK, E. e BRAY, J.. **Rock Slope Engineering**. 198. Third edition.
- LITTLEJOHN, G. S. E BRUCE, D. A. **Rock anchor - state of the art**. Ground Engng., v8, n. 3, p. 25-32; n.4, p. 41-48; n.6, p. 36-45, 1975.
- LITTLEJOHN, G. S. **Soil anchors**. In: Conference on Ground Engineering. 1970. London. Proceedings... London: Institute of Civil Engineers, 1970. p. 33-44.
- MAACK, R. **Breves Notícias Sobre a Geologia dos Estados do Paraná e Santa Catarina**. 2001. An International Journal. Brazilian Archives of Biology and Technology. pp. 169-288.
- MACEDO, M. C., MILITITSKY, J., BRESSANI, L. A. **Proposta de método para estimativa da resistência ao arrancamento de tirantes fundados em rocha**. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, 2., 1991, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS/ABEF, 1991. V.1, p. 217-226.
- _____. **Rock anchors in southern Brazil – bond strenght evaluation**. In: International Conference on retaining structures, 1992, Cambridge. Proceedings ... London: Institute of Civil Engineers, 1992. 8p.
- MACEDO, M. C. **Contribuição ao estudo da capacidade de carga de ancoragens em rochas vulcânicas**. 1993. n f. 147. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- MARTINI, M. **Diagênese e qualidade de reservatórios dos arenitos conglomeráticos cretácios do campo de fazenda cedro norte, bacia do Espírito Santo, Brasil**. 2014. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Geociências. Instituto de Geociências UFRGS. 60 f.
- MASSOLI, M. **Caracterização litofaciológica das formações Pirambóia e Botucatu, em subsuperfície, no município de Ribeirão Preto (SP) e sua aplicação na prospecção de águas subterrâneas**. 2007. Tese de Doutorado pela Universidade Estadual Paulista, Instituto de Geociências e Ciências Exatas. 174 f.
- MICHELL, J. K. **Fundamentals of soil behavior**. 2 ed. United States of American: John Wiley e Sons. 1993.

MILANI, E. J., MELO J. H. G., SOUZA P.A., FERNANDES L.A., FRANÇA A. B. **Bacia do Paraná**. Boletim de Geociências da PETROBRÁS, Rio de Janeiro, v. 15, n. 2, p. 265-278, mai./nov. 2007.

MORE, J. Z. P. **Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos**. 2003.120f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) –Departamento de Engenharia Civil - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. PUC-RIO, Rio de Janeiro.

OLIVEIRA , A. M. S. e diversos autores. **Geologia de Engenharia**. 1998. 586 p. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. São Paulo, SP.

OSTERMAYER, H. **Construction, carrying behaviour and creep characteristics of ground anchors**. In: Conference on Diaphragm Walls and Anchorages. 1974. London. Proceedings London: Institute of Civil Engineers, 1974. p . 141-151.

PÉREZ, M.J. Z. **Análise do comportamento de cortinas atirantadas em solos**. Rio de Janeiro. PUC, Departamento de Engenharia Civil, 2003. 120 f.

PERROTTA, M.M.; SALVADOR, E.D.; LOPES, R.C.; D'AGOSTINO, L.Z.; WILDNER, W.; RAMGRAB, G. E.; PERUFFO, N.; FREITAS, M.A.; GOMES, S.D.; CHIEREGATI, L. A.; SILVA, L.C.; SACHS, L.L.B.; SILVA, V.A.; BATISTA, I.H.; MARCONDES, P.E.P. 2004. **Folha Curitiba SG-22**. In: Schobbenhaus, C.; Gonçalves, J.H.; Santos, J.O.S.; Abram, M.B.; Leão Neto, R; Matos, G. M. M., Ramos, M. A. B., Jesus, J. D. A. de. (Eds.). Carta Geológica do Brasil ao Milionésimo, Sistema de Informações Geográficas. Programa Geologia do Brasil. CPRM, Brasília. CD-ROM.

PINHO, A. B. **Caracterização Geotécnica de Maciços Rochosos de Baixa Resistência - O Flysch do Baixo Alentejo**. 2003. Universidade de Évora. Évora, Portugal. 272 p.

PITTA, C. A.; DE SOUZA, G. J. T.; ZIRLIS A. C.; FERREIRA, J. F. C. **Quanto tempo durarão as Cortinas Atirantadas executadas a partir da década de 70? 30 anos?**. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2006. Curitiba, PR.

PRESS, F.; SIEVER, R.; GROTZINGER, J.; JORDAN, T. H. **Para entender a Terra**. Tradução de Rualdo Menegat. 4 ed. Porto Alegre: Boman. 2006.

RAMANATHAN, L. V. **Corrosão e seu controle**, 3ª edição. 1997. 344p. Hemus.

ROCHA, R. P. DE O. **Instrumentação geotécnica com fibra ótica: monitoramento de frente de umedecimento e análise da variação do grau de saturação em solos arenosos**. UFPR. Curitiba, 2011. 112 f.

SABATINI, P.J. PASS, D.G. BACHUS, R.C. 1999. Geotechnical Engineering Circular no. 4. **Ground Anchors and Anchored Systems Report FHWA-SA-90-015**, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

SCHEIBE, L. F. **A geologia de Santa Catarina – Sinopse provisória**. Geosul. n. 2, p. 7-38, 1º semestre. 1986.

SILVA, R. G., **Estudo numérico de movimentação de partículas em escoamento**. 2006. n f. 238. Dissertação (Dissertação em Engenharia Mecânica) – Departamento de Engenharia Mecânica. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

SPRINGER, F. O. **Ensaio de arrancamento de grampos em solo residual de gnaiss**. Rio de Janeiro : PUCRJ, Departamento de Engenharia Civil. 2006. 310 f.

TEIXEIRA, W.; TOLEDO, M. C. M.; FAIRCHILD, T. R.; TAIOLI, F.; **Decifrando a Terra**. 2000. Reimpressão. 2001. 558 p. Oficina de Textos. São Paulo, SP.

WICANDER, R. e MONROE, J. S. **Fundamentos de Geologia**. Com colaboração de Peters K. E. Tradução de Harue Ohara Avritcher. Revisão técnica de Maurício Antônio Carneiro. São Paulo: Cengage Learning. 2009.