

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

Estudo da distribuição dimensional de poros e da condutividade
hidráulica de solos arenosos compactados tratados com cal e cimento

Lidiane da Silva Ibeiro

Porto Alegre
2016

LIDIANE DA SILVA IBEIRO

**ESTUDO DA DISTRIBUIÇÃO DIMENSIONAL DE POROS E
DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE SOLOS ARENOSOS
COMPACTADOS TRATADOS COM CAL E CIMENTO**

Tese 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 Doutor em Engenharia.

Porto Alegre
2016

CIP - Catalogação na Publicação

Ibeiro, Lidiane da Silva

Estudo da distribuição dimensional de poros e da condutividade hidráulica de solos arenosos compactados tratados com cal e cimento / Lidiane da Silva Ibeiro. -- 2016.

173 f.

Orientadora: Karla Salvagni Heineck .

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2016.

1. Estabilização de solos. 2. Solo-cal. 3. Solo-cimento. 4. Condutividade hidráulica. 5. Microestrutura porosa. I. Heineck , Karla Salvagni , orient. II. Título.

LIDIANE DA SILVA IBEIRO

**ESTUDO DA DISTRIBUIÇÃO DIMENSIONAL DE POROS E DA
CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE SOLOS ARENOSOS
COMPACTADOS TRATADOS COM CAL E CIMENTO**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Área de Concentração Geotecnia, 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, 16 de setembro de 2016

Prof^a. Karla Salvagni Heineck
Dr^a pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientadora

Prof. Carlos Torres Formoso
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Pedro Domingos Marques Prietto
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Luciano Pivoto Specht
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Mauricio Mancio
Ph. D University of California, Berkeley

Prof. Samir Maghous
Ph. D Université de Marne la Vallée.

*Dedico este trabalho aos meus pais,
Ornelio e Rosa,
por todo o amor e compreensão.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço imensamente à minha querida professora orientadora Karla Salvagni Heineck pelo apoio incansável, pela confiança e incentivo, pelos ensinamentos valiosos e sua amizade.

Ao professor Nilo Cesar Consoli pela constante e irrestrita colaboração, pela paciência, pela generosidade com a qual transmite seus conhecimentos. Ao professor Lucas Festugato, por compartilhar sua sabedoria, por estar disponível a auxiliar sempre.

Aos colegas do LEGG, pela ajuda e amizade em todos os momentos. Marina Corte, Thaís de Paula, Jorge Florez, Sérgio Marques, Luis Velázquez, Néstor Villalba, e demais colegas e bolsistas, por estarem sempre disponíveis a compartilhar, contribuir e sorrir. Ao João Diniz, laboratorista, pela amizade, e por ajudar em todas as situações. Ao amigo Alejandro Samaniego pela incrível e gentil maneira de partilhar o que sabe. À minha amiga do coração Mozara Benetti, te admiro muito, obrigada por tudo!

Aos professores e funcionários do PPGEC-UFRGS, por tão bem tratarem a nós alunos. Aos órgãos financiadores Capes e CNPq pela oportunidade e suporte.

Aos meus familiares e amigos da vida toda, de sempre, pelo carinho, e por me terem em suas orações, sou muito grata. Aos meus amigos da UCPEL pela torcida. À amiga “Lu” Carper, por ter me ajudado de forma especial. À “Jo” Vargas, pela absoluta e impecável amizade. Ao “Ale” Knop, pelo apoio incondicional e por compartilhar a Lindinha. À “Shan” Casanova e à “Ju” Toro, e demais amigos da escola Mont’Serrat, por enriquecerem meus dias com energia e alegria. Ao seu Ivan Bobrzyk, pela amizade e cuidados. Ao meu cãozinho Marley, pela pureza, esperteza e amor canino.

Aos meus maravilhosos pais, Ornélio e Rosa, pelo profundo amor.

A Deus, pelo Espírito Santo a me iluminar, por tudo e todos em minha vida!

*Nada real pode ser ameaçado.
Nada irreal existe.
Nisso está a paz de Deus.*
UCEM

RESUMO

IBEIRO, L. S. **Estudo da distribuição dimensional de poros e da condutividade hidráulica de solos arenosos compactados tratados com cal e cimento.** 2016. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A técnica de estabilização de solos através da incorporação de agentes cimentantes é uma opção eficaz e amplamente utilizada em obras de engenharia geotécnica. Portanto, são relevantes os estudos que contemplam aspectos ainda não bem compreendidos relativos aos efeitos causados pela adição de agentes cimentantes na porosidade dos materiais obtidos e, por consequência, nas propriedades de desempenho destas misturas. Neste sentido, o presente trabalho pretende contribuir no que tange ao conhecimento da estrutura de poros de solos compactados tratados com cal e cimento e sua relação com o comportamento hidráulico destes materiais. Os solos utilizados têm granulometria arenosa e areno-siltosa. As variáveis de controle envolvidas nas análises são os teores dos agentes de cimentação empregados (cal e cimento), densidades de compactação e tempos de cura (para amostras com cal). Para a caracterização dos sistemas de poros empregou-se porosimetria por intrusão de Mercúrio e, de forma complementar, na quantificação das porosidades globais, microtomografia computadorizada de raios x. Um permeâmetro de parede flexível foi utilizado para as determinações das condutividades hidráulicas das amostras estudadas através de ensaios de carga constante. Para as amostras de matriz arenosa pura, os volumes de intrusão indicaram maior refinamento da rede porosa, sob efeito da cimentação, para as condições mais densas de moldagem. Para as amostras de matriz areno-siltosa, ao se variarem as condições de cimentação, e fixando-se o peso específico aparente seco, os volumes intrudidos indicaram o refinamento dos poros quando da adição de cal ou cimento em comparação à condição não cimentada. Com respeito à análise da influência do tempo de cura para as amostras moldadas com cal, os resultados sugeriram que a adição de cal (aos 7 dias de cura) não causou variação da porosidade, comparada à condição sem cimentação, mas aos 28 dias foi possível perceber o aumento da porosidade global e, com o passar do tempo (180 dias) verificou-se a redução da porosidade. O refinamento dos poros se tornou cada vez mais pronunciado conforme a evolução do tempo. Para a matriz arenosa, foi identificado que a adição de cimento e a variação da porosidade de moldagem não implicaram em mudanças mensuráveis no valor da condutividade hidráulica, quando comparadas às condições com e sem cimento. Para as amostras da matriz areno-siltosa, sob diferentes condições analisadas (adição de cal aos diferentes tempos investigados e adição de cimento), foi evidenciado que o peso específico aparente seco de moldagem causou influência significativa sobre a condutividade hidráulica. Foram obtidos bons ajustes para as correlações condutividade hidráulica *versus* relação porosidade/teor volumétrico do agente cimentante ao se aplicar a potência de 0,032 sobre o parâmetro teor volumétrico do agente cimentante. As curvas obtidas apresentaram relações distintas e sinalizaram aspectos do comportamento do material: aumento da condutividade hidráulica para 28 dias de cura da cal, em relação a 7 dias; para 180 dias e amostras nas condições menos densas, não ocorreu modificação em relação à idade de 28 dias, mas na condição mais densa o parâmetro investigado tornou-se sensível às modificações promovidas por efeitos do tempo de cura; ainda, para as amostras moldadas com cimento, ocorreu redução mais pronunciada da condutividade hidráulica relacionada às condições mais densas de moldagem.

Palavras-chave: distribuição de tamanho de poros, intrusão de mercúrio, condutividade hidráulica, solo-cimento, solo-cal, porosidade.

ABSTRACT

IBEIRO, L. S. **Study of the pore dimensional distribution and hydraulic conductivity of sandy compacted soils treated with lime and cement.** 2016. Thesis (Doctorate in Engineering) – Civil Engineering Post Graduation Program, UFRGS, Porto Alegre.

The soil stabilization technique which incorporates cementing agents is an effective alternative and widely used in geotechnical engineering works. Therefore, research on the aspects not well understood related to the effects caused by the addition of cementing agents on the porosity of the obtained materials and, consequently, on the performance properties of cemented blends, are relevant. In this sense, this study aims to contribute improving the knowledge on the pore structure of compacted soils treated with lime and cement, as well as to the relationship between pore structure and the hydraulic behavior of these materials. The used soils have a sandy and sandy-silty grain size distribution. The studied variables involved in the analysis are: the cement and lime contents; compaction density; and curing time (for samples with lime). To characterize the pore systems it was employed the Mercury intrusion porosimetry test and, additionally, in order to quantify the global porosities, it was used x-ray computed microtomography tests. A flexible wall permeameter was used to determinate the hydraulic conductivity of the samples through constant head tests. For sandy samples, the intrusion volumes indicated a more significant reduction of the porous media, under the effect of the cementation, when compacted in denser conditions. For the sandy-silt samples, it was observed that by maintaining the specific dry unit weight constant and by varying the cementation conditions, the intruded volumes indicated a reduction of the pores after the addition of lime or cement compared to the uncemented samples. With regards to the influence of the curing time for samples treated with lime, the results suggested that the addition of lime after 7 days of curing did not cause variation in porosity, compared to condition without cementing additions; however, after 28 days of curing it was observed a slight increase on the overall porosity and, after 180 days of curing, it was observed a reduction of the porosity. The reduction of the pores became more significant with the curing time. Related to the sandy soil, the results indicated that addition of cement to the soil and variations on the molding porosity did not result in measurable changes in the hydraulic conductivity, when compared the conditions with and without cement. For the sandy-silt samples, which were analyzed under different conditions (addition of lime and different curing times, and addition of cement), it was shown that the specific dry unit weight caused significant influence on the hydraulic conductivity. It was observed a satisfactory correlation between hydraulic conductivity and porosity/cementing agent ratio when the volumetric cementing agent content is to the power of 0,032. The obtained curves showed distinct relationships and indicated the following aspects of the material behaviour: the increasing of the hydraulic conductivity after 28 days of curing of the sample with lime, compared to 7 days of curing; after 180 days of curing and under low compaction conditions, it was observed no changes when compared to the samples tested after 28 days of curing; however, in the densest condition the investigated parameter became dependent on the curing time; moreover, for the samples molded with cement, it was observed a more significant reduction of the hydraulic conductivity related to denser molded conditions.

Key-words: pore dimensional distribution, Mercury intrusion test, hydraulic conductivity, cemented soils, soil-lime, porosity.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	20
1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA	20
1.2 OBJETIVOS.....	23
1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE	23
2. REVISÃO DA LITERATURA	24
2.1 ASPECTOS GERAIS SOBRE MELHORAMENTO DE SOLOS ATRAVÉS DE MISTURAS.....	24
2.2 ASPECTOS GERAIS SOBRE A TÉCNICA SOLO-CAL.....	26
2.2.1 Reações solo-cal	28
2.2.2 Dosagem solo-cal	30
2.2.3 Variáveis do comportamento solo-cal	31
2.3 ASPECTOS GERAIS SOBRE A TÉCNICA SOLO-CIMENTO.....	34
2.3.1 Reações solo-cimento	35
2.3.2 Dosagem solo-cimento	36
2.3.3 Variáveis do comportamento solo-cimento.....	37
2.4 ASPECTOS GERAIS DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA EM SOLOS	39
2.5 ASPECTOS DA RELAÇÃO ENTRE ESTRUTURA DE POROS E PERMEABILIDADE EM MATERIAIS CIMENTÍCIOS.....	43
2.6 MICROTOMOGRAFIA COMPUTADORIZADA DE RAIOS X.....	45
2.7 POROSIMETRIA POR INTRUSÃO DE MERCÚRIO	51
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	53
3.1 VARIÁVEIS INVESTIGADAS	53
3.2 ETAPAS DA PESQUISA	57
3.3 MATERIAIS	58
3.3.1 Areia	58
3.3.2 Solo residual de arenito	59
3.3.3 Resíduo de britagem	60
3.3.4 Cimento	63
3.3.5 Cal.....	65
3.3.6 Água	65
3.4 MÉTODOS.....	66

3.4.1 Coleta e preparação das amostras.....	66
3.4.2 Ensaio de caracterização	67
3.4.3 Confeção dos corpos de prova para ensaios de Micro-CT	68
3.4.4 Confeção dos corpos de prova para ensaios de MIP	71
3.4.5 Confeção dos corpos de prova para ensaios de condutividade hidráulica	72
3.4.6 Ensaio de microtomografia computadorizada de raios x	73
3.4.6.1 Fase de aquisição das imagens	75
3.4.6.2 Fase de reconstrução das seções microtomográficas.....	77
3.4.6.3 Fase de tratamento dos dados	79
3.4.7 Ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio	83
3.4.8 Ensaio de condutividade hidráulica.....	87
3.4.8.1 Instalação da amostra	89
3.4.8.2 Fase de percolação.....	89
3.4.8.3 Fase de saturação	90
3.4.8.4 Fase de medição da condutividade hidráulica	92
4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	95
4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	95
4.2 AVALIAÇÃO DA POROSIDADE	96
4.2.1 Amostras do “grupo A”	96
4.2.1.1 Efeito da densidade e do teor de cimento.....	97
4.2.1.2 Efeito do tempo de cura.....	98
4.3 AVALIAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DE TAMANHO DE POROS	100
4.3.1 Amostras do “grupo A”	100
4.3.1.1 Efeito da densidade e do teor de cimento.....	100
4.3.1.2 Comparação entre os resultados de MICRO-CT e MIP.....	106
4.3.2 Amostras do “grupo B”	106
4.3.2.1 Efeito da densidade e da condição de cimentação.....	107
4.3.2.2 Efeito do tempo de cura e da condição de cimentação.....	124
4.4 AVALIAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	128
4.4.1 Amostras do “grupo A”	128
4.4.1.1 Efeito do teor do agente cimentante	129
4.4.1.2 Efeito da porosidade	129
4.4.2 Amostras do “grupo B”	130

4.4.2.1 Efeito do teor do agente cimentante	133
4.4.2.2 Efeito da porosidade	137
4.4.2.3 Relação vazios/agente cimentante	139
4.4.2.4 Tempo de cura e tipo de cimentação <i>versus</i> vazios/agente cimentante.....	144
4.4.2.5 Análise de variância (ANOVA)	145
4.5 DISTRIBUIÇÃO DE TAMANHO DE POROS <i>VERSUS</i> CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	151
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	156
5.1 RESUMO DO CONHECIMENTO ADQUIRIDO	156
5.1.1 Relativo à porosidade e distribuição de tamanhos de poros (amostras do “grupo A”)	156
5.1.2 Relativo à porosidade e distribuição de tamanhos de poros (amostras do “grupo B”)	157
5.1.3 Relativo à avaliação da condutividade hidráulica (amostras do “grupo A”).	158
5.1.4 Relativo à avaliação da condutividade hidráulica (amostras do “grupo B”).	158
5.1.5 Relativo à avaliação distribuição de tamanho de poros <i>versus</i> condutividade hidráulica	159
5.2 Sugestões para trabalhos futuros	159
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	161
APÊNDICE A – DADOS DE MOLDAGENS.....	169

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Mecanismo de troca de cátions (PRUSINSKI & BRATTACHARJA, 1999).	29
Figura 2.2: esquema da cimentação solo-cal resultante de reações pozolânicas (INGLES & METCALF, 1972).	30
Figura 2.3: resistência à compressão simples versus relação vazios/cal ajustado (LOPES JUNIOR, 2011, p. 104).	33
Figura 2.4: variação de (a) qt e (b) qu com o teor de cimento (CONSOLI <i>et al.</i> , 2010, p. 761).	38
Figura 2.5: variação de (a) qt e (b) qu com a porosidade (CONSOLI <i>et al.</i> , 2010, p. 761).	38
Figura 2.6: variação de (a) qt e (b) qu com o fator porosidade/teor volumétrico do cimento (CONSOLI <i>et al.</i> , 2010, p. 762).	39
Figura 2.7: influência da adição de bentonita e fibras nas matrizes de solo e cinza de fundo (HEINECK, 2002, p. 118).	41
Figura 2.8: interação do feixe de raios x com a amostra (adaptado de Mendes, 2010, p. 31)..	47
Figura 2.9: esquema de projeção em forma de cone (PIEKARZ, 2006 <i>apud</i> MENDES, 2010, p. 35).	48
Figura 2.10: imagem monocromática com indicação das tonalidades de cinza de alguns pixels (QUIORIN, 2004 <i>apud</i> MENDES, 2010, p. 42).	49
Figura 2.11: reconstrução com diferentes quantidades de projeções (MENDES, 2010, p. 36).	50
Figura 2.12: efeitos do ângulo de contato na interação fluido-capilar (RODRIGUES, 2004, p. 88).	51
Figura 3.1: curvas de compactação nas energias normal e modificada para misturas de SRAB, RBR e cal (LOPES JUNIOR, 2011, p. 76).	56
Figura 3.2: imagem da areia de Osório (a) ampliada em 40 vezes e (b) ampliada em 500 vezes (DALLA ROSA, 2009, p. 99).	59
Figura 3.3: formações geológicas ao norte do estado do RS (adaptado de IBGE, 1986 <i>apud</i> Lopes Junior, 2011, p. 62).	61
Figura 3.4: difratograma do SRAB (LOPES JUNIOR, 2011, p. 82).	62
Figura 3.5: difratograma do RBR (LOPES JUNIOR, 2011, p. 82).	62
Figura 3.6: evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland (ABCP, 1996 <i>apud</i> ABCP, 2002, p. 13).	64
Figura 3.7: resíduo de britagem antes e após preparação.	66
Figura 3.8: confecção de corpo de prova: (a) controle da massa para compactação; (b) molde plástico contendo corpo de prova extraído do molde externo; (c) corpo de prova identificado, molde externo com tampa e pino auxiliar de extração; (d) amostras para verificação do teor de umidade de moldagem.	69
Figura 3.9: corte de corpo de prova para ensaio de MIP.	72
Figura 3.10: microtomógrafo de raios x utilizado no estudo.	74
Figura 3.11: <i>cluster</i> de computadores utilizados para o processamento de imagens.	75
Figura 3.12: amostra no compartimento de análise do microtomógrafo: (a) posicionada no sistema de rotação; (b) visualizada a partir da tela do computador de operação.	76
Figura 3.13: imagem microtomográfica de projeção de raios x: (a) visualizada na tela do computador de operação durante escaneamento da amostra; (b) no formato gerado na fase de aquisição de imagens.	77
Figura 3.14: tela do gerenciador do <i>cluster</i> durante a fase de reconstrução.	78
Figura 3.15: seção microtomográfica reconstruída.	79
Figura 3.16: seção microtomográfica em tons de cinza visualizada na tela do programa CTAn.	80

Figura 3.17: seção microtomográfica binarizada produzida na fase de tratamento dos dados.	81
Figura 3.18: porosímetro utilizado no estudo do “grupo A”.	83
Figura 3.19: porosímetro utilizado no estudo do “grupo B”.	84
Figura 3.20: penetrômetro (adaptado de Webb, 2001, p. 7).	85
Figura 3.21: amostra do “grupo A” (a) antes e (b) após o ensaio MIP.	86
Figura 3.22: amostra do “grupo A” (a) antes e (b) após o ensaio MIP.	87
Figura 3.23: visão geral do esquema de funcionamento do equipamento de ensaio de condutividade hidráulica (CRUZ, 2004, p. 53).	88
Figura 3.24: célula triaxial do permeâmetro e acumuladores.	89
Figura 3.25: instalação da amostra: (a) detalhe do corpo de prova e pedras porosas; (b) detalhe dos <i>o-rings</i> de vedação.	90
Figura 3.26: amostra durante a fase de percolação.	90
Figura 4.1: curvas granulométricas dos materiais areia, SRAB, RBR, cimento e cal.	96
Figura 4.2: variação da porosidade (η) em relação ao teor de cimento (C) e o índice de vazios de moldagem (e); amostras areia-cimento com 7 dias de cura.	97
Figura 4.3: variação da porosidade (η) em relação ao tempo de cura; amostras areia-cimento.	99
Figura 4.4: volume de intrusão acumulado; amostras areia-cimento.	102
Figura 4.5: volume de intrusão distribuído; amostras areia-cimento.	102
Figura 4.6: distribuição percentual do volume de intrusão (espectros micro, meso, macro); amostras areia-cimento.	105
Figura 4.7: distribuição percentual do volume de intrusão; amostras areia-cimento.	105
Figura 4.8: volume de intrusão acumulado; SRAB+RBR.	107
Figura 4.9: volume de intrusão distribuído; SRAB+RBR.	107
Figura 4.10: distribuição percentual do volume de intrusão (espectros micro, meso, macro); SRAB+RBR.	109
Figura 4.11: distribuição percentual do volume de intrusão; SRAB+RBR.	109
Figura 4.12: volume de intrusão acumulado; SRAB+RBR-cal 7%-28 dias.	111
Figura 4.13: volume de intrusão distribuído; SRAB+RBR- cal 7%-28 dias.	111
Figura 4.14: distribuição percentual do volume de intrusão (espectros micro, meso, macro); SRAB+RBR- cal 7%-28 dias.	113
Figura 4.15: distribuição percentual do volume de intrusão; SRAB+RBR- cal 7%-28 dias.	113
Figura 4.16: volume de intrusão acumulado; SRAB+RBR- cimento 7%-07 dias.	115
Figura 4.17: volume de intrusão distribuído; SRAB+RBR- cimento 7%-07 dias.	115
Figura 4.18: distribuição percentual do volume de intrusão (espectros micro, meso, macro); SRAB+RBR- cimento 7%-07 dias.	116
Figura 4.19: distribuição percentual do volume de intrusão; SRAB+RBR- cimento 7%-07 dias.	116
Figura 4.20: volume de intrusão acumulado; SRAB+RBR ($\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$).	118
Figura 4.21: volume de intrusão distribuído; SRAB+RBR ($\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$).	118
Figura 4.22: distribuição percentual do volume de intrusão (espectros micro, meso, macro); SRAB+RBR ($\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$).	119
Figura 4.23: distribuição percentual do volume de intrusão; SRAB+RBR ($\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$).	119
Figura 4.24: volume de intrusão acumulado; SRAB+RBR ($\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$).	120
Figura 4.25: volume de intrusão distribuído; SRAB+RBR ($\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$).	121
Figura 4.26: distribuição percentual do volume de intrusão (espectros micro, meso, macro); SRAB+RBR ($\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$).	121
Figura 4.27: distribuição percentual do volume de intrusão; SRAB+RBR ($\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$).	122
Figura 4.28: volume de intrusão distribuído; SRAB+RBR ($\gamma_d = 18.5 \text{ kN/m}^3$).	123

Figura 4.29: distribuição percentual do volume de intrusão (espectros micro, meso, macro); SRAB+RBR ($\gamma_d = 18,5 \text{ kN/m}^3$).	123
Figura 4.30: distribuição percentual do volume de intrusão; SRAB+RBR ($\gamma_d = 18,5 \text{ kN/m}^3$).	124
Figura 4.31: volume de intrusão acumulado; SRAB+RBR-cal 7%-07, 28, 180 dias ($\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$).	125
Figura 4.32: volume de intrusão distribuído; SRAB+RBR-cal 7%-07, 28, 180 dias ($\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$).	125
Figura 4.33: distribuição percentual do volume de intrusão (espectros micro, meso, macro); SRAB+RBR-cal 7%-07, 28, 180 dias ($\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$).	126
Figura 4.34: distribuição percentual do volume de intrusão; SRAB+RBR-cal 7%-07, 28, 180 dias ($\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$).	126
Figura 4.35: variação da condutividade hidráulica em função do teor de cimento (areia)....	129
Figura 4.36: variação da condutividade hidráulica em função da porosidade (areia).	130
Figura 4.37: variação da condutividade hidráulica em função do teor de cal (7 dias de cura).	134
Figura 4.38: variação da condutividade hidráulica em função do teor de cal (28 dias de cura).	134
Figura 4.39: variação da condutividade hidráulica em função do teor de cal (180 dias de cura).	135
Figura 4.40: variação da condutividade hidráulica em função do teor de cimento (7 dias de cura).	135
Figura 4.41: variação da condutividade hidráulica em função da porosidade (cal, 7 dias de cura).	137
Figura 4.42: variação da condutividade hidráulica em função da porosidade (cal, 28 dias de cura).	138
Figura 4.43: variação da condutividade hidráulica em função da porosidade (cal, 180 dias de cura).	138
Figura 4.44: variação da condutividade hidráulica em função da porosidade (cimento, 7 dias de cura).	139
Figura 4.45: condutividade hidráulica em função da relação vazios/cal (7 dias de cura).	140
Figura 4.46: condutividade hidráulica em função da relação vazios/cal (28 dias de cura).	140
Figura 4.47: condutividade hidráulica em função da relação vazios/cal (180 dias de cura).	141
Figura 4.48: condutividade hidráulica em função da relação vazios/cimento (7 dias de cura).	141
Figura 4.49: condutividade hidráulica em função da relação vazios/cal ajustado (7 dias de cura).	142
Figura 4.50: condutividade hidráulica em função da relação vazios/cal ajustado (28 dias de cura).	142
Figura 4.51: condutividade hidráulica em função da relação vazios/cal ajustado (180 dias de cura).	143
Figura 4.52: condutividade hidráulica em função da relação vazios/cimento ajustado (7 dias de cura).	143
Figura 4.53: condutividade hidráulica versus relação vazios/agente cimentante ajustado (cal 7, 28 e 180 dias de cura e cimento 7 dias).	144
Figura 4.54: efeitos dos fatores significativos para as amostras tratadas com cal.	147
Figura 4.55: efeitos da interação significativa para as amostras tratadas com cal.	148
Figura 4.56: efeitos dos fatores significativos para as amostras tratadas com cal e cimento.	150
Figura 4.57: efeitos da interação significativa para as amostras tratadas com cal e cimento.	151

Figura 4.58: log da condutividade hidráulica *versus* log do diâmetro médio dos poros maiores do que $0,05 \mu\text{m}$ 153

Figura 4.59: log da condutividade hidráulica *versus* log da frequência da faixa “1-0,1” μm .154

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Composição média das cales brasileiras (adaptado de Guimarães, 2002, p. 145).	28
Tabela 2.2: indicação de gradiente hidráulico para ensaio (adaptado de ASTM, 2010, p. 11)	43
Tabela 3.1: etapas e ensaios do programa da pesquisa.....	58
Tabela 3.2: caracterização química do solo residual de arenito e do resíduo de britagem (adaptado de Lopes Junior, 2011, p. 83).	63
Tabela 3.3: características do cimento utilizado.....	64
Tabela 3.4: características da cal utilizada.	65
Tabela 4.1: caracterização física dos materiais areia, SRAB e RBR.	95
Tabela 4.2: variações das porosidades; amostras areia-cimento.	98
Tabela 4.3: comparativo dos resultados de MICRO-CT e MIP.	106
Tabela 4.4: resultados dos ensaios de condutividade hidráulica (areia).....	128
Tabela 4.5: resultados dos ensaios de condutividade hidráulica (SRAB-RBR sem cimentação).	131
Tabela 4.6: resultados dos ensaios de condutividade hidráulica (SRAB-RBR, cal, 7 dias de cura).	131
Tabela 4.7: resultados dos ensaios de condutividade hidráulica (SRAB-RBR, cal, 28 dias de cura).	132
Tabela 4.8: resultados dos ensaios de condutividade hidráulica (SRAB-RBR, cal, 180 dias de cura).	132
Tabela 4.9: resultados dos ensaios de condutividade hidráulica (SRAB-RBR, cimento, 7 dias de cura).	133
Tabela 4.10: variáveis da análise para as amostras tratadas com cal.	146
Tabela 4.11: análise de variância para as amostras tratadas com cal.	146
Tabela 4.12: variáveis da análise para as amostras com cal e cimento.	149
Tabela 4.13: análise de variância para as amostras com cal e cimento.	149
Tabela 4.14: dados dos ensaios de MIP e de condutividade hidráulica	155

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

ABCP: Associação Brasileira de Cimento Portland

ASTM: American Society for Testing and Materials

EPUSP: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

IUPAC: International Union of Pure and Applied Chemistry

LAMIR: Laboratório de Análises de Minerais e Rochas

LCT: Laboratório de Caracterização Tecnológica

LEGG: Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental

LMC: Laboratório de Materiais de Construção

MICRO-CT: microtomografia computadorizada de raios x

MIP: porosimetria por intrusão de Mercúrio

NBR: norma brasileira

PPGEC: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

RBR: resíduo de britagem

SRAB: solo residual de arenito Botucatu

UFPR: Universidade Federal do Paraná

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UNISINOS: Universidade do Vale dos Sinos

LISTA DE SÍMBOLOS

B: parâmetro de poro-pressão de Skempton

C: quantidade de cimento

C_{iv} : teor volumétrico de cimento

e: índice de vazios

GC: grau de compactação

γ_d : peso específico aparente seco

k: condutividade hidráulica

L: quantidade de cal

L_{iv} : teor volumétrico de cal

LL: limite de liquidez

LP: limite de plasticidade

μ_m : micrômetro

η : porosidade

qu: resistência à compressão simples

qt: resistência à tração

R^2 : coeficiente de correlação

ω : teor de umidade

1. INTRODUÇÃO

De modo a permitir uma visão geral da ideia central desta tese, são explicados neste capítulo os seus seguintes aspectos: relevância e motivação, objetivos e organização.

1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

A técnica de estabilização de solos através da incorporação de agentes cimentantes, uma alternativa a ser empregada quando se busca adequar o comportamento de um determinado solo de modo que este responda de forma satisfatória às solicitações requeridas em projeto, mostra-se, comprovadamente, como uma opção eficaz e amplamente utilizada em obras de engenharia geotécnica. Em muitos casos, solos que são insatisfatórios em seu estado natural podem se tornar adequados para construções subsequentes ao serem tratados por adições estabilizadoras.

O uso destas misturas pode melhorar propriedades de solos em suas condições *in situ* de modo a serem ainda possíveis significativas reduções de custos, e isso se deve por requererem menos gastos com esquemas de fundações, menos volume de materiais selecionados para preenchimentos, aplicarem-se a solos de menor qualidade, e realizarem economias sobre metodologias convencionais de escavação/substituição (NICHOLSON, 2015, p. 232).

Os objetivos típicos buscados incluem: ganhos de resistência, rigidez, estabilidade volumétrica e durabilidade; mitigação de propriedades indesejadas como potencial expansivo, erosivo, de compressibilidade e de liquefação; modificação da permeabilidade; aumento da eficiência e produtividade pelo uso de métodos que podem salvar tempo e custos.

A melhoria das características comportamentais de solos obtida através da adição de agentes estabilizadores apresenta-se como uma solução já consagrada em aplicações geotécnicas clássicas, como em base de pavimentos rodoviários e camada de suporte para fundações pouco profundas. A abrangência da técnica se estende a diversas possibilidades de aplicações,

podendo-se citar injeções em sub-superfície, proteção de taludes em barragens de terra, reparo de rupturas geotécnicas e barreiras impermeáveis e encapsulamento de solos em aplicações geoambientais.

O cimento é um agente estabilizante amplamente utilizado, bem como a cal. O cimento e a cal apresentam similaridades para o propósito de estabilização de solos (ambos podem produzir reações químicas a base de cálcio) e os mecanismos de interação podem ser de natureza física e química.

Embora já estabelecida como uma técnica de sucesso, o entendimento das complexas interações, a partir das quais se dá a estabilização de solos por adição de cimento e cal, não é facilmente alcançado. Sabe-se, entretanto, que são fortemente influenciadas pelas propriedades físico-químicas do solo a ser tratado, pela quantidade adicionada do agente estabilizador, teor de água presente na mistura, temperatura de cura, tempo de cura e finalmente pela interação entre estes fatores (PORBAHA *et al.*, 2000; CONSOLI *et al.*, 2010, 2011, NICHOLSON, 2015).

As reações que ocorrem entre solo, cimento ou cal, e água acarretam na formação de um compósito, cuja estrutura é caracterizada pela presença de poros, sendo estes mais ou menos expressivos, a depender, igualmente, das complexas reações entre os componentes. Neste cenário, chega-se a um ponto de fundamental importância ao entendimento do comportamento destes materiais, qual seja, a relevância de se compreender a sua constituição espacial porosa, pois desta são dependentes suas propriedades físicas e comportamentais. Trata-se de se vislumbrar o comportamento macroescalar a partir do conhecimento das complexidades a nível microescalar, uma vez que o arcabouço poroso do compósito influencia importantes propriedades como resistência e permeabilidade.

O arranjo espacial da estrutura interna das misturas compactadas de solo-cimento/solo-cal é constituído por fases sólidas e sistemas de poros. As fases sólidas são devidas aos grãos de solo e aos produtos sólidos hidratados da pasta de cimento endurecida e de formações secundariamente desenvolvidas. Os sistemas de poros devem-se aos poros capilares (espaços não preenchidos por produtos sólidos de hidratação), aos poros presentes nas formações cimentadas (tradicionalmente chamados em literatura do cimento de poros de gel) e aos espaços interfaciais entre partículas de solo.

Em ciência dos materiais, um objetivo elementar é estabelecer relações quantitativas entre estrutura e propriedades. Neste contexto, e no âmbito da engenharia geotécnica, Consoli *et al.* (2007) foram os precursores no estabelecimento de uma metodologia de dosagem para solos artificialmente cimentados baseada em critérios racionais, através da qual, a relação entre o índice físico porosidade e o teor volumétrico do agente cimentante desempenha papel fundamental na previsão da resistência mecânica das misturas compactadas.

A partir do estabelecimento inicial desta metodologia, inúmeros trabalhos vêm sendo desenvolvidos pelo grupo de pesquisa do Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul no que se refere à estabilização de solos com cimento e cal, a partir dos quais é demonstrada a influência da relação entre a porosidade de moldagem e o teor do agente estabilizante sobre propriedades mecânicas (CONSOLI *et al.*, 2010, 2011, 2012a, 2012b; LOPES JUNIOR, 2011; DALLA ROSA, 2013; QUIÑÓNEZ SAMANIEGO, 2015; VELÁZQUEZ, 2016) e hidráulicas (BENETTI, 2015) dos compósitos estudados.

Dentro desta abordagem, são relevantes os estudos que buscam contemplar aspectos ainda não bem compreendidos relativos aos efeitos causados pela adição de agentes cimentantes na constituição da rede de poros dos materiais obtidos e, por consequência, nas propriedades de desempenho destas misturas.

Demonstrando a importância de se voltar para esta lacuna do conhecimento, a respeito das características microescalares dos solos artificialmente cimentados, Dalla Rosa (2013), estudando a interação de um solo siltoso estabilizado com cal e empregando a técnica experimental de Porosimetria por Intrusão de Mercúrio, realizou análises visando quantificar o sistema de poros presente nestes materiais, objetivando prever a variação de suas porosidades com o tempo e assim ampliar o desenvolvimento de correlações entre os parâmetros de dosagem das misturas e as características requeridas a elas.

A ideia central do presente trabalho fundamenta-se no entendimento de que se faz necessária uma maior compreensão da microestrutura dos solos artificialmente cimentados.

1.2 OBJETIVOS

Pelas razões expostas no item anterior, o presente trabalho pretende contribuir no que tange ao conhecimento da microestrutura porosa de solos compactados tratados com cal e cimento e sua relação com o comportamento macroescalar hidráulico destes materiais.

Têm-se, portanto, definidos os seguintes objetivos específicos:

- a) caracterizar a porosidade e a distribuição dimensional dos poros das misturas compactadas sob as influências da condição de cimentação (tratamento com cal, tratamento com cimento ou sem cimentação), da densidade de moldagem (porosidade teórica de moldagem) e do tempo de cura das amostras;
- b) avaliar as influências da condição de cimentação, da quantidade de agente cimentante, da densidade de moldagem e do tempo de cura sobre a condutividade hidráulica dos materiais estudados;
- c) verificar a validade do uso da relação vazios/agente cimentante na estimativa da condutividade hidráulica dos materiais estudados;
- d) analisar a existência de relação entre parâmetros que definam o arranjo da microestrutura porosa e o comportamento hidráulico dos materiais investigados.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE

O texto está dividido em cinco capítulos. Após o primeiro introdutório, segue-se o Capítulo 2, onde consta uma revisão da literatura, abordando assuntos concernentes à realização deste trabalho.

No Capítulo 3 são explicados o planejamento da pesquisa, o programa de experimentos e as variáveis investigadas, bem como os materiais, procedimentos e métodos utilizados. O Capítulo 4 apresenta os resultados experimentais obtidos e as análises realizadas. Ao fim, são apresentadas no Capítulo 5 as conclusões e considerações finais, incluindo sugestões para estudos futuros.

2. REVISÃO DA LITERATURA

Este capítulo tem como objetivo estabelecer um referencial teórico, com bases no qual a presente pesquisa foi desenvolvida.

2.1 ASPECTOS GERAIS SOBRE MELHORAMENTO DE SOLOS ATRAVÉS DE MISTURAS

O melhoramento de solos através de misturas se refere à aplicação de alguma melhoria onde algum material é adicionado e misturado ao solo para atingir propriedades comportamentais de interesse. O melhoramento de solos através de misturas (material adicionado ao solo) é frequentemente chamado de estabilização de solos, como pode ocorrer em muitos casos de o solo se tornar mais estável, por se apresentar menos suscetível às flutuações das características de engenharia.

Em muitos casos, solos que são insatisfatórios em seu estado natural podem se tornar adequados para construções subsequentes ao serem tratados através de adições de outros materiais. Outra força propulsora no que se refere à utilização de tratamento de solos por misturas é a escassez, em muitos locais, de agregados convencionais disponíveis, além das preocupações ambientais e regulamentações de uso dos solos.

Em muitas partes do mundo, condições de solos desfavoráveis inibem construções e o desenvolvimento de infraestrutura adequada. Para muitas pessoas, linhas de transporte são severamente impactadas por péssimas condições de solo de subleito e falta de material qualificado para a construção de estradas. Estas condições frequentemente ocorrem em áreas pouco desenvolvidas onde melhorias das propriedades de solos praticamente não existem. Na maioria destes casos, técnicas relativamente simples, utilizando materiais e equipamentos facilmente disponíveis, poderiam melhorar dramaticamente as condições dos solos e reduzir a degradação que de outra forma requereriam reparos contínuos (NICHOLSON, 2015, p. 232).

O melhoramento de solos com misturas de materiais adicionados é uma técnica amplamente utilizada e comprovadamente eficaz no âmbito da engenharia geotécnica; podem-se citar algumas aplicações como reabilitação de sites e rodovias, reparo de rupturas geotécnicas, emprego em base de pavimentos rodoviários, camada de suporte para fundações pouco profundas, injeções em sub-superfície, proteção de taludes em barragens de terra, e barreiras impermeáveis e encapsulamento de solos em aplicações geoambientais.

Ganhos de resistência, rigidez, estabilidade volumétrica e durabilidade; mitigação de propriedades indesejadas como potencial expansivo, erosivo, de compressibilidade e de liquefação; modificação da permeabilidade; bem como aumento da eficiência e produtividade pelo uso de métodos que podem salvar tempo e custos consistem objetivos tipicamente buscados em melhoramento de solos (PORBAHA *et al.*, 2000; HEINECK, 2002; CONSOLI *et al.*, 2010, 2011, DALLA ROSA, 2013; QUIÑÓNEZ SAMANIEGO, 2015).

Os mecanismos de melhoramento podem ser de natureza física ou química. Melhorias físicas podem ser realizadas pela alteração granulométrica (pela adição de certos tamanhos de grãos de solo) ou pela adição de materiais que fisicamente “vinculam” as partículas de solo sem causar reações químicas ou mudanças mineralógicas na estrutura do solo. Por outro lado, melhorias químicas podem ser atingidas pela adição de materiais que intencionalmente causam reações, resultando em mudanças físico-químicas na mineralogia da estrutura do solo (NICHOLSON, 2015, p. 232).

As misturas podem incluir uma larga gama de materiais como solos naturais, reagentes químicos, subprodutos industriais (como cinzas volantes), produtos recicláveis, sais, fibras, betume, entre outros (THOMÉ, 1999; SALDANHA, 2014; FESTUGATO *et al.*, 2015).

O tipo de material a ser utilizado dependerá das variáveis: tipo de solo a ser tratado, propósito do uso, propriedades desejadas, critérios mínimos (ou especificações) das propriedades, disponibilidade de materiais, custos e questões ambientais. A seleção do aditivo apropriado pode começar por se seguirem algumas orientações gerais baseadas na granulometria e plasticidade dos solos. Por exemplo, enquanto o cimento pode ser usado com uma variedade de solos, a cal irá reagir com solos de média à alta plasticidade, reduzindo assim sua plasticidade e os tornando mais facilmente misturáveis, enquanto também minimizando seu potencial expansivo e aumentando sua resistência; portanto, a escolha ou combinação de uma mistura a ser usada irá depender de uma ou mais das variáveis condicionantes.

O cimento e a cal são agentes estabilizadores amplamente utilizados e apresentam similaridades para o propósito de estabilização de solos (ambos podem produzir reações químicas a base de cálcio) e os mecanismos de interação podem ser de natureza física e química. O cimento contém cal, mas também tem sua própria fonte adicional de reagentes, enquanto que a cal é limitada em uso para onde outra fonte de materiais reagentes são presentes ou adicionadas ao solo (BHATTACHARJA *et al.*, 2003; NICHOLSON, 2015).

Além disso, em uma mistura, um material pode ser adicionado no sentido de promover pré-tratamento à matriz para a qual se busca melhoramento com uso de um agente estabilizador. É o caso, por exemplo, de em uma mistura, primeiramente, ser adicionada cal ao solo, para torná-lo mais friável e facilitar sua mistura com cimento. Ou quando uma matriz não apresenta reatividade à cal, a adição de cinzas pode suprir esta falta. Conforme Croft (1967), a trabalhabilidade e conseqüentemente a eficiência da mistura pode ser melhorada através do tratamento prévio do solo com cal antes da adição de cimento.

A introdução de resíduos industriais na área de melhoramento de solos visa solucionar problemas de caráter tecnológico e ambiental. O uso de pó de pedra, material fino (pulverizado) proveniente da britagem de rochas, mostra potencial estabilizante para ser empregado em solos tratados com cal, onde a matriz é predominantemente arenosa com escassez de argila coloidal (LOPES JUNIOR, 2011). Para a estabilização desses solos com cal (matriz arenosa) a adição de materiais siltosos pode torná-los, portanto, reativos à cal.

Os materiais cimento e cal são os agentes cimentantes utilizados nesta pesquisa. Nos itens que se seguem (2.2 e 2.3) são apresentados aspectos mais específicos a respeito dos mesmos.

2.2 ASPECTOS GERAIS SOBRE A TÉCNICA SOLO-CAL

A cal é conhecidamente um dos agentes mais antigos empregados em estabilização de solos, é muito usada, desde as últimas décadas, para estradas, aeroportos, canais de drenagem e solos de fundação. Encontra-se disponível em formas diferentes (cal virgem, cal hidratada) e, portanto, pode ser aplicada de diferentes maneiras.

Conforme relata Guimarães (2002), a cal afeta favoravelmente certas propriedades dos solos, podendo refletir em variações de características físicas como, granulometria, plasticidade, umidade e trabalhabilidade.

Enquanto sendo um dos aditivos mais utilizados para a estabilização permanente de longo prazo (especialmente quando da má qualidade de solos finos) a cal também tem demonstrado ser muito eficaz no fornecimento de uma solução rápida, de curta duração, para permitir ou acelerar a construção onde as condições de elevada umidade do solo geram inconveniência (NICHOLSON, 2015, p. 238).

A cal tem pouco efeito em solos altamente orgânicos e também em solos com pouca ou nenhuma quantidade de argila. É mais eficiente em solos argilosos podendo ser mais efetiva que o cimento em pedregulhos argilosos (INGLES & METCALF, 1972).

Thompson (1966) denominou de reativos os solos que ao reagirem com a cal sofrem ganho de resistência (compressão simples) de 345 kN/m² após 28 dias de cura à temperatura em torno de 23° C. Solos com média a alta plasticidade são mais reativos à cal (USACE, 1994).

Bell (1996) constatou rápido aumento inicial na resistência à compressão simples de um solo contendo montmorilonita, com pequenos teores de cal (2% a 3%). Além disso, para este solo, 4% de cal foram suficientes para atingir a resistência máxima, enquanto que para um solo rico em caulinita, a resistência máxima foi atingida com teores entre 4 e 6%. Entretanto, o nível de resistência alcançado pela mistura solo caulínico mais cal foi sensivelmente superior.

A cal utilizada na estabilização dos solos é produto resultante da calcinação de rochas carbonatadas cálcicas e magnesianas existentes na superfície terrestre.

A cal geralmente apresenta-se na coloração de branco ao cinza. A terminologia classificatória depende da quantidade de magnésio presente.

Na tabela 2.1 são apresentadas as propriedades com valores médios das cales comercializadas no mercado brasileiro, conforme Guimarães (2002).

Tabela 2.1: Composição média das cales brasileiras (adaptado de Guimarães, 2002, p. 145).

TIPO DE CAL	CaO (%)	MgO (%)	Insolúvel no HCl (%)	Fe ₂ O ₃ + Al ₂ O ₃ (%)	Perda ao fogo (%)	CO ₂ (%)	SO ₃ (%)	CaO + MgO base de não volátil (%)	MgO não hidratado (%)
Cal virgem cálcica	90 - 98	0,1 - 0,8	0,5 - 3,5	0,2 - 1,0	0,5 - 5,0	0,2 - 3,8	0,1 - 0,6	96,0 - 98,5	-
Cal hidratada cálcica	70 - 74	0,1 - 1,4	0,5 - 2,5	0,2 - 0,8	23 - 27	1,5 - 3,5	0,1 - 0,0		0,5 - 1,8
Cal hidratada dolomítica	39 - 61	15 - 30	0,5 - 18,2	0,2 - 1,5	19 - 27	3,0 - 6,0	0,02 - 0,2	76 - 99	5 - 25
Cal virgem dolomítica	51 - 61	30 - 37	0,5 - 4,5	0,2 - 1,0	0,5 - 4,8	0,5 - 4,5	0,05 - 0,1		-

2.2.1 Reações solo-cal

Segundo Dimond e Kinter (1972) alguns tipos de reações químicas ocorrem quando a cal é misturada com solos de granulometria fina. Estas reações podem ser classificadas em dois estágios relativamente bem definidos: um processo rápido (minutos a dias) na qual há uma melhora na plasticidade do material, mas é desenvolvida pouca resistência permanente; e um processo lento (semanas a anos) de desenvolvimento de resistência, com a formação de produtos cimentantes. As reações necessitam de água para que tenham início. O primeiro evento é a dissociação da molécula de hidróxido de cálcio (equações 2.1 e 2.2):



Após a dissolução da cal, o meio fica com Ca^{++} e Ca(OH)^- livre, o que desencadeia o processo de troca catiônica. A troca catiônica é a permutação dos cátions Na^+ , K^+ , Ca^{++} e Mg^{++} , existentes na superfície das partículas, pelo Ca^{++} da cal.

Segundo Grim (1953), assumindo igual concentração, a ordem de adsorção preferencial de cátions comuns associados é dada pela série $\text{Na}^+ < \text{K}^+ < \text{Ca}^{++} < \text{Mg}^{++}$ (em função da eletronegatividade desses elementos) e cátions monovalentes são geralmente substituídos por cátions multivalentes. A adsorção de cátions adicionais resulta na aglomeração das partículas de argilas (figura 2.1).

As reações capazes de aumentar a resistência e que se processam lentamente são denominadas reações pozolânicas. As reações pozolânicas ocorrem com materiais que contém sílica e alumina e que, estando finamente divididos em presença de água, reagem com a cal. Para que ocorram as reações pozolânicas é necessário que a sílica e a alumina sejam solubilizadas.

As reações pozolânicas iniciam com o aumento do pH pela hidroxila disponibilizada pela cal, que permite a dissolução da sílica e alumina do solo, criando géis de silicato (INGLES & METCALF, 1972). Os géis de silicato resultantes da reação imediatamente cobrem e ligam as partículas de argila. Os géis são cristalizados lentamente e transformados em silicatos hidratados de cálcio bem definidos. Esta reação só ocorre em presença de água, que tem a função de carregar os íons cálcio e hidroxila para a superfície da argila; o mecanismo é mostrado na figura 2.2.

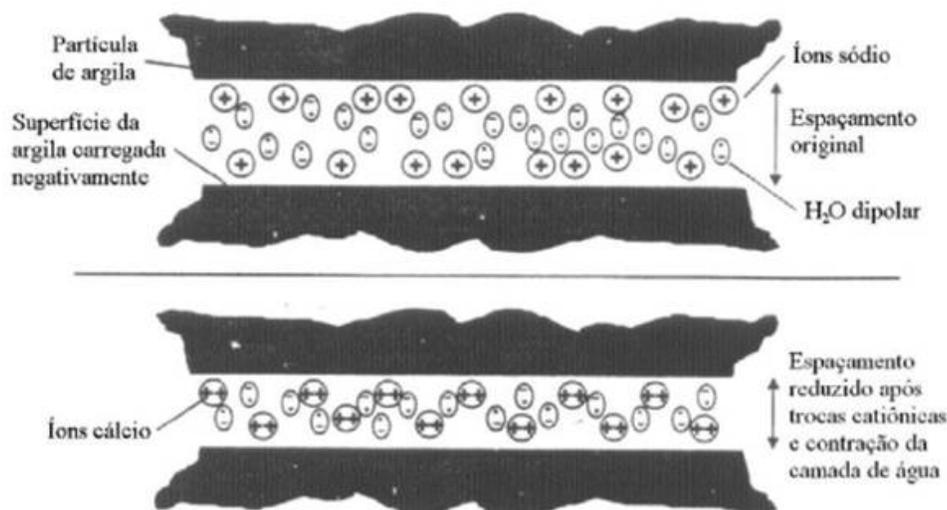


Figura 2.1: Mecanismo de troca de cátions (PRUSINSKI & BRATTACHARJA, 1999).

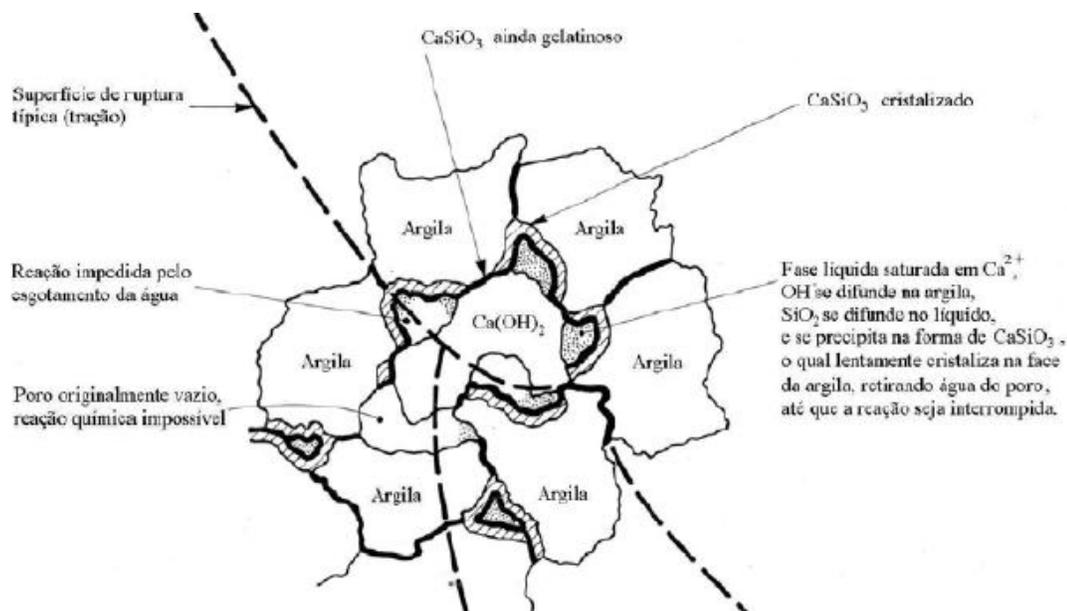


Figura 2.2: esquema da cimentação solo-cal resultante de reações pozolânicas (INGLES & METCALF, 1972).

Ainda, a cal adicional pode reagir com a umidade e dióxido de carbono para formar carbonato de cálcio (CaCO₃). Os produtos cimentícios resultantes são permanentes, formados a partir de reações não reversíveis que podem continuar durante dias, meses e mesmo anos (NICHOLSON, 2015, p. 243).

Segundo Castro (1981), a permeabilidade de uma mistura solo-cal pode diminuir devido ao bloqueio de canais, poros e fissuras pelos produtos das reações pozolânicas.

2.2.2 Dosagem solo-cal

A dosagem visa selecionar a quantidade de cal a ser adicionada ao solo que fornecerá a resistência e a durabilidade adequadas ao uso que o material se destina. O procedimento de dosagem é feito através de baterias de testes em laboratório (INGLES & METCALF, 1972).

Entre os métodos de dosagem de misturas solo-cal mais utilizados destacam-se:

- a) Método do pH (EADES & GRIM, 1966) – consiste na determinação do teor mínimo de cal que produza um aumento no valor de pH para 12,4;

- b) Método do ICL (*Initial Consumption of Lime*) – proposto por Rogers *et al.* (1997), é uma variação do método do pH, para o qual o teor mínimo de cal é aquele onde o pH atinge um valor constante (máximo);
- c) Método do *Lime Fixation Point* (HILT & DAVIDSON, 1960) – baseado no limite de plasticidade, que determina o teor de cal máximo que proporciona melhoria na trabalhabilidade, sem ganhos significativos de resistência;
- d) Método de Thompson (THOMPSON, 1966) – define como reativo um solo que apresente um aumento de resistência à compressão simples de pelo menos 345 kPa quando estabilizado com cal.

O método do pH apresenta algumas limitações para utilização em solos tropicais e subtropicais. Segundo relato do TRB (1987), a porcentagem de cal obtida pelo método do pH não produz a máxima resistência à compressão nos solos tropicais e subtropicais, devendo ser utilizado apenas como referência.

Núñez (1991), ao estudar um solo saprolítico de arenito, observou ser impróprio o método do pH para o solo em questão.

Thomé (1994), ao tratar com cal um solo caracterizado como gley húmico verificou que o método Eades e Grim não se apresentou adequado a determinação do teor ótimo de cal, o valor adotado pelo método (9%) simplesmente melhorou as características do material, não cimentando as partículas como esperado.

Segundo Bhattacharja *et al.* (2003), os métodos de dosagem existentes geralmente consideram a resistência como um critério secundário e não levam em consideração a durabilidade.

2.2.3 Variáveis do comportamento solo-cal

A primeira resposta da mistura solo-cal será a redução do índice de plasticidade e melhoria da trabalhabilidade e a segunda será o ganho de resistência através da cimentação das partículas (TRB, 1987; INGLES & METCALF, 1972).

O ganho de resistência (tipicamente medido após 28 dias ou períodos mais longos) e a durabilidade (a carregamentos repetidos, ciclos de congelamento/descongelamento e imersão prolongada do solo estabilizado) mostram-se afetados por diversas variáveis. Estas incluem a temperatura durante o período de cura, a uniformidade da mistura, o tempo de atraso entre a mistura e a compactação, a manutenção de condições adequadas de compactação (umidade e densidade) e a manutenção de umidade adequada durante a cura (NICHOLSON, 2015, p. 243).

Solos estabilizados com cal normalmente são compactados em campo na umidade ótima para obtenção da massa específica aparente seca máxima, como determinado no ensaio de compactação de Proctor. Entretanto, estudos com solo-cal (e solo-cimento) mostram que em alguns casos, o teor de umidade que proporciona máxima resistência e durabilidade não é necessariamente igual ao teor de umidade que gera a maior massa específica aparente seca, e sim um valor levemente inferior ao teor ótimo (CARRARO, 1997; FOPPA, 2005).

Diversos autores observaram que misturas solo-cal apresentam menor massa específica aparente seca máxima que o solo natural, para uma mesma energia de compactação. À medida que o teor de cal aumenta a massa específica aparente seca continua diminuindo. Além disso, a umidade ótima aumenta com o aumento do teor de cal (TRB, 1987).

Lopes Junior (2007) estudou misturas do solo residual de arenito Botucatu com 25% de rocha basáltica pulverizada, tratadas com 3%, 5%, 7%, 9% e 11% de cal. Nessas misturas utilizou 10%, 12%, 14% e 16% de umidade de moldagem. Os resultados mostraram que a variação de umidade de moldagem não afetou a resistência à compressão simples para os tempos de cura de 28 e 90 dias. Verificou não existir relação entre a resistência à compressão simples e a relação água/cal. Segundo o autor, a relação água/cal não é a melhor maneira de prever a resistência em solos no estado não saturado.

Agentes cimentantes de natureza pozolânica, artificialmente introduzidos em mecanismos de estabilização de solos têm no tempo de cura uma das variáveis mais significativas para a caracterização do comportamento mecânico, uma vez que esse fator afeta diretamente a efetividade do grau de cimentação da mistura (MALLMAN, 1996; CERATTI, 1979; MATEOS, 1961).

Segundo Ingles e Metcalf (1972), geralmente, a resistência à compressão simples aumenta linearmente com a quantidade de cal até certo nível, usualmente 8% para solos argilosos. A

partir deste ponto a taxa de acréscimo de resistência diminui com a quantidade de cal devido às misturas solo-cal apresentarem cimentação lenta que dependera do tipo de solo.

A relação volume de vazios/volume de cal na previsão do comportamento mecânico de solos artificialmente cimentados é foco de inúmeras pesquisas (LOPES JUNIOR, 2007; LOPES JUNIOR, 2011; DALLA ROSA, 2009).

Lopes Junior (2011) estudou a relação vazios/cal tratando areia siltosa com resíduo de britagem nas proporções de 3%, 5%, 7%, 9% e 11% de cal em relação ao peso de solo seco. Para cada porcentagem de cal foi feita uma série de ensaios de resistência à compressão simples, moldadas a diferentes massas específicas aparente secas, aos tempos de cura de 28, 90 e 360 dias. O autor verificou um bom ajuste dos dados à relação vazios/cal, expressa pela relação porosidade/teor volumétrico da cal, quando da aplicação da potência de 0,12 sobre o parâmetro teor volumétrico da cal (figura 2.3).

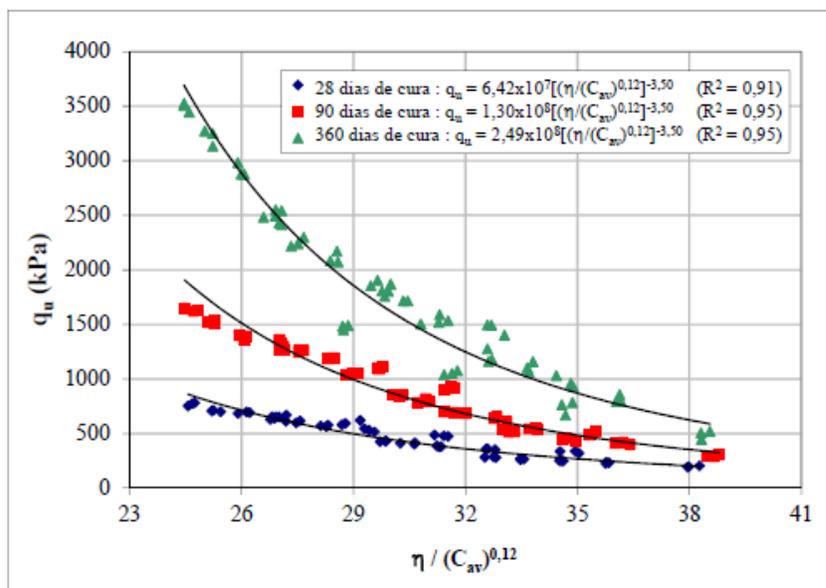


Figura 2.3: resistência à compressão simples versus relação vazios/cal ajustado (LOPES JUNIOR, 2011, p. 104).

2.3 ASPECTOS GERAIS SOBRE A TÉCNICA SOLO-CIMENTO

Pela definição da norma NBR 12253 (ABNT, 1992, p. 1), solo-cimento é o “Produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem, e executada de acordo com a NBR 12254 (Execução de sub-base ou base de solo-cimento – Procedimento)”. A resistência mínima admissível à compressão simples fixada pela norma é de 2,1 MPa aos 7 dias.

O solo-cimento é um material em que a porcentagem de cimento é suficiente para conferir determinadas propriedades mecânicas e de durabilidade às misturas, depois de compactadas com um determinado teor em água que garanta a hidratação do cimento. O solo-cimento difere do concreto em muitos aspectos. Uma diferença essencial é que no concreto existe uma quantidade de pasta (cimento + água) suficiente para recobrir a superfície dos agregados e preencher os vazios existentes entre os mesmos. Já nas misturas de solo-cimento a quantidade de pasta é insuficiente para recobrir a superfície de todas as partículas de solo e preencher os vazios existentes, resultando em uma matriz cimentícia que une nódulos de agregados não-cimentados (PCA, 2002).

A adição de cimento ao solo tem sido denominada de maneiras diferentes conforme o autor, sendo que termos como solo estabilizado, solo melhorado, solo modificado e solo tratado, são comumente utilizados. Em geral o critério para a adoção de uma ou outra denominação é o grau de alteração das propriedades do solo natural em função da quantidade de adição aplicada. Entretanto os processos são conceitualmente os mesmos, ou seja, a introdução e mistura de cimento ao solo para obtenção de propriedades como resistência ou deformabilidade adequadas a um determinado uso de engenharia.

Dentre as diversas técnicas de estabilização, a técnica de estabilização com cimento é a mais utilizada, sendo largamente empregada na construção de estradas, como base ou sub-base de pavimentos (INGLES & METCALF, 1972). Outra importante aplicação do solo-cimento é na proteção de taludes contra a erosão em obras hidráulicas como, por exemplo, em barragens de terra. Embora o “rip-rap” (camada de fragmentos de rocha) tenha sido tradicionalmente utilizado para tal finalidade, existem situações onde rochas adequadas não estão disponíveis ou ainda, a distância de transporte inviabiliza tal alternativa. Nestas situações o solo-cimento pode ser a mais econômica e apropriada solução (USACE, 2000).

Muitas são as aplicações do solo-cimento: execução de fundações profundas, na construção de caminhos de serviço, reforços em aterros, para contenção em escavações, como barreira para controle do fluxo sob barragens, para encapsulamento de solos contaminados, na prevenção de liquefação em areias, entre outros (PORBAHA *et al.*, 1998).

As propriedades finais do solo-cimento são dependentes, em grande parte, do tipo de solo envolvido. Certas diferenças nas propriedades e nas reações do cimento são devidas a variações na composição química do solo (FELT, 1955). Nas misturas solo-cimento, maior eficiência é observada em solos arenosos, pela facilidade de mistura e pelas maiores resistências obtidas (INGLES & METCALF, 1972).

De acordo com Croft (1967), a composição química e mineralógica do solo condiciona o sucesso de sua estabilização com cimento. Solos caoliníticos ou ilíticos podem ser considerados inertes e apresentarão um desenvolvimento adequado da resistência com econômicas quantidades de cimento. Já a presença de altos teores de argila montmorilonítica retarda a adequada hidratação e endurecimento do cimento, fazendo com que a estabilização com cal seja a mais eficiente. As reações entre a montmorilonita e cal liberada pela hidratação do cimento causam uma redução do pH da fase aquosa da mistura, o que retarda o endurecimento do gel de cimento e a cristalização de novos minerais.

Sabe-se que matéria orgânica ou excesso de sais, especialmente sulfatos, podem prejudicar a adequada hidratação do cimento ou mesmo fazer com que misturas de solo-cimento não atinjam a resistência esperada (FELT, 1955). A razão pela qual a matéria orgânica retarda a hidratação do cimento é porque ela absorve os íons de cálcio liberados quando da hidratação, prejudicando assim, as reações secundárias, do cálcio liberado com a sílica (SiO_2) e a alumina (Al_2O_3) do solo, também responsáveis pelo ganho de resistência (INGLES & METCALF, 1972). De acordo com SHERWOOD (1958) citado por NÚÑEZ (1991), teores de sulfatos no solo superiores a 0,5% podem reagir com produtos da hidratação do cimento gerando compostos expansivos com conseqüente deterioração e perda de resistência do solo-cimento.

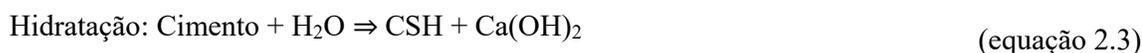
2.3.1 Reações solo-cimento

O cimento Portland é um cimento hidráulico produzido pela moagem de clínqueres constituídos essencialmente por silicatos de cálcio hidráulicos cristalinos e uma pequena

quantidade de uma ou mais formas de sulfato de cálcio e a partir de 5% de calcário como adição na moagem (MEHTA & MONTEIRO, 2014). O cimento Portland é, portanto, um material heterogêneo que contém produtos cimentantes de forma anidra: C_3S , C_2S , C_3A e C_4AF . Conforme a nomenclatura de química do cimento tem-se: C = CaO, S = SiO_2 , A = Al_2O_3 , e F = Fe_2O_3 .

O processo de endurecimento do solo-cimento ocorre através da formação de produtos da hidratação do cimento e pelos produtos de reações secundárias. Em solos granulares sem argila a ação cimentante se dá através dos produtos gerados na hidratação e hidrólise do cimento e o mecanismo é a cimentação dos grãos nos pontos de contato. Em solos predominantemente argilosos a ação cimentante principal se dá por reações secundárias

As equações 2.3 e 2.4 apresentam as reações primárias de hidratação do cimento e as equações 2.5 e 2.6 apresentam as reações secundárias do solo-cimento



Conforme explicam Bhattacharja *et al.* (2003, p. 7), o aumento da resistência de uma mistura é atribuído principalmente à formação dos silicatos hidratados de cálcio (CSH) por hidratação do cimento. Sendo o hidróxido de cálcio um subproduto da reação de hidratação das fases de silicatos de cálcio do cimento, à medida que os íons Ca^{++} são liberados no fluido dos poros, eles estão disponíveis para reagir com o solo argiloso circundante e formar novos produtos cimentantes.

2.3.2 Dosagem solo-cimento

A prática atual de dosagem consiste na realização de uma série de testes de laboratório visando selecionar a quantidade mínima de cimento a ser adicionada ao solo que fornecerá a resistência e a durabilidade adequadas ao uso que o material se destina. Os critérios adotados para a escolha da quantidade de cimento a ser adicionada variam, dependendo do país.

Os primeiros trabalhos nos Estados Unidos levaram à adoção de testes de durabilidade, pelos quais amostras curadas por 7 dias eram submetidas a 12 ciclos de congelamento e degelo e/ou molhagem e secagem e, ao final da sequência, a perda de peso após escovamento superficial da amostra era medida em conjunto com o eventual aumento de volume. A quantidade de cimento adotada era aquela que produzia níveis de perda de massa e inchamento dentro dos padrões estabelecidos (INGLES & METCALF, 1972). A NBR 12253/92 prescreve como critério de aceitação uma resistência mínima de 2,1 MPa aos 7 dias de idade.

2.3.3 Variáveis do comportamento solo-cimento

Vários são os fatores que influenciam a resistência de solos artificialmente cimentados. Porbaha *et al.* (2000) citam os seguintes: propriedades físico-químicas do solo (mineralogia, granulometria, teor de umidade, teor de matéria orgânica e pH); tipo e quantidade do agente cimentante, presença de adições; condições de compactação, mistura e cura. Segundo Catton (1962), o comportamento de pavimentos de solo-cimento compactados é governado principalmente por três fatores básicos: o teor de umidade, a densidade da mistura e a quantidade de cimento.

Felt (1955) observou, a partir de ensaios em areias, siltes e argilas, que com o aumento da densidade da mistura compactada, as perdas de massa em amostras submetidas a ensaios de durabilidade sofrem grande redução especialmente nos solos siltosos e argilosos. Em relação à resistência, observou um aumento exponencial da resistência à compressão simples com o aumento da densidade da mistura, mantendo-se constante o teor de umidade. Verificou também que as misturas testadas apresentam características satisfatórias quando compactadas no teor de umidade ótimo e massa específica seca máxima do ensaio de compactação.

Consoli *et al.*, (2010) apresentam estudo utilizando misturas da areia de Osório (granulometria fina e uniforme) e cimento Portland a diferentes teores (variando de 1 a 12%), moldadas a índices de vazios 0,64 a 0,78 e teor de umidade de 10%. Os autores avaliaram, além de outros aspectos, as influências do teor de cimento, da porosidade e da relação vazios/cimento nas resistências à tração (qt) e compressão simples (qu) do solo artificialmente cimentado. As figuras 2.4, 2.5 e 2.6, retratam, respectivamente, interessantes conclusões do trabalho, quais sejam: o teor de cimento apresenta grande efeito sobre as resistências (qt) e (qu) das misturas do solo-cimento, as quais crescem significativamente pelo aumento do teor

de cimento; ganhos nas resistências (q_t) e (q_u) estão relacionadas à redução na porosidade das misturas compactadas; e a relação vazios/cimento mostra-se um apropriado parâmetro para avaliar q_t e q_u para misturas da areia cimentada, ambas as resistências (q_t) e (q_u) reduzem com aumento dos valores da relação porosidade/teor volumétrico de cimento “ η/C_v ”.

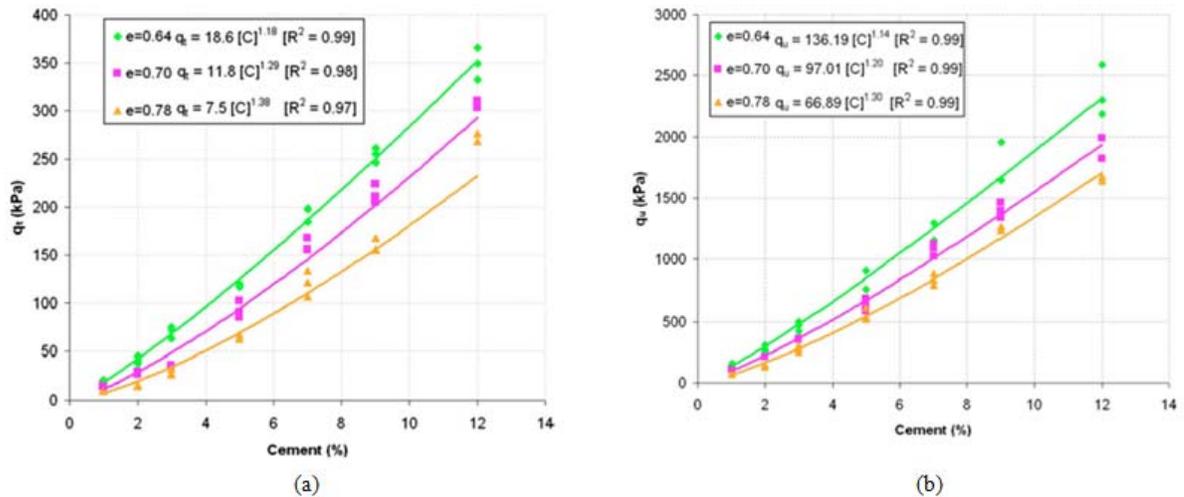


Figura 2.4: variação de (a) q_t e (b) q_u com o teor de cimento (CONSOLI *et al.*, 2010, p. 761).

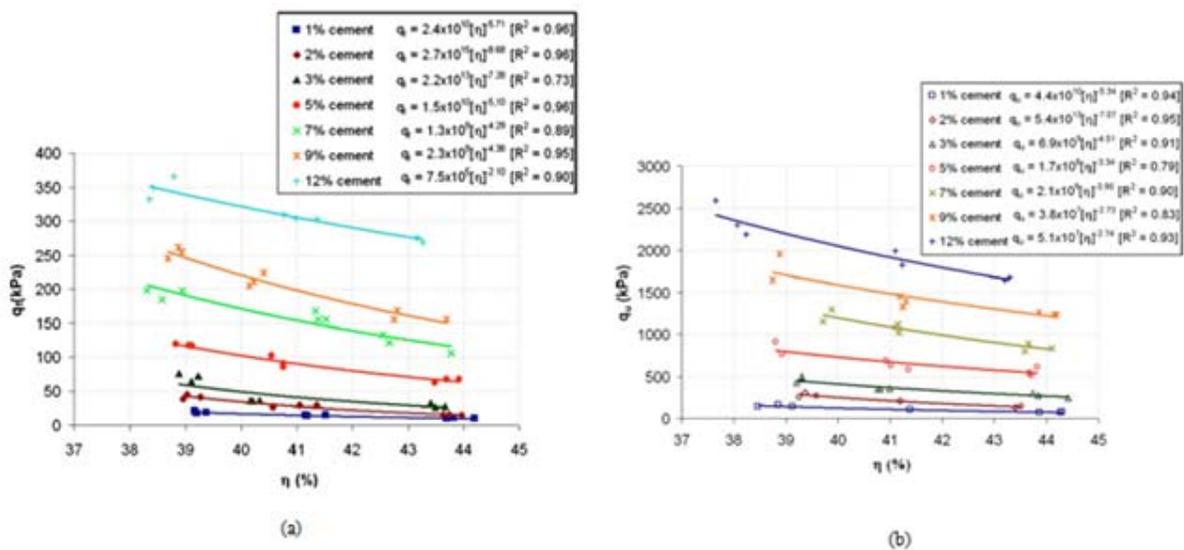


Figura 2.5: variação de (a) q_t e (b) q_u com a porosidade (CONSOLI *et al.*, 2010, p. 761).

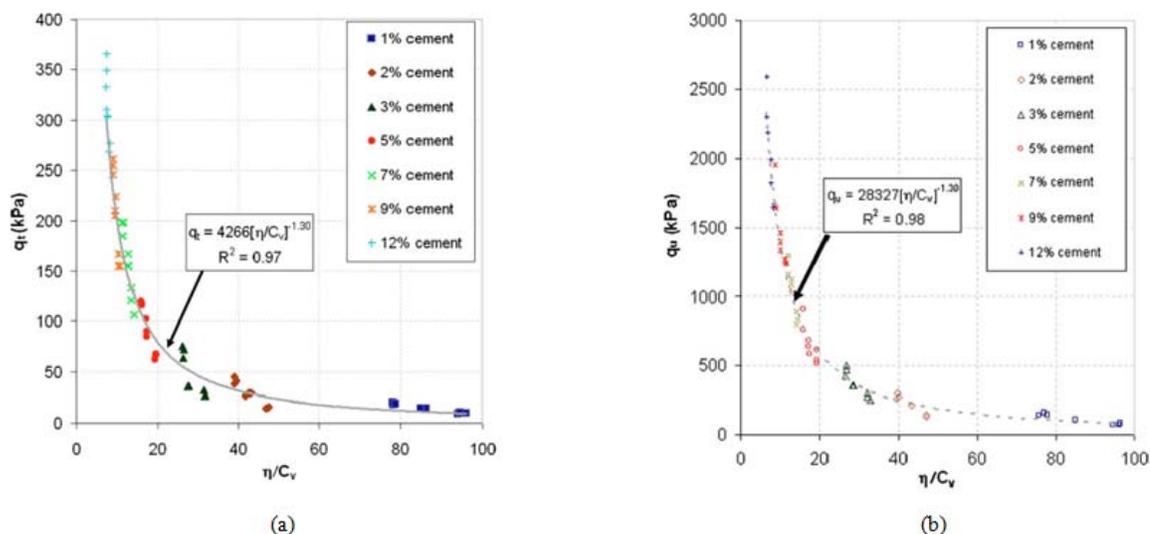


Figura 2.6: variação de (a) q_t e (b) q_u com o fator porosidade/teor volumétrico do cimento (CONSOLI et al., 2010, p. 762).

2.4 ASPECTOS GERAIS DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA EM SOLOS

A permeabilidade é a propriedade que um solo apresenta de permitir o escoamento de água através dele, propriedade esta que varia de acordo com os diversos tipos de solos encontrados, tais como areia, argila, entre outros. Já a condutividade hidráulica depende invariavelmente da viscosidade do fluido permeante no solo, que por sua vez depende da temperatura (Daniel, 1994).

Conforme destacam Boyton e Daniel (1985), vários são os fatores que influenciam a condutividade hidráulica medida de um determinado material, podendo-se citar: grau de saturação, distribuição dos tamanhos dos poros, composição química do líquido permeante, idade da amostra a ser testada, índice de vazios e outros.

Belleza e Pasqualini (1997) estudaram a influência da adição de cimento e do tempo de cura na condutividade hidráulica de dois siltes argilosos e uma areia siltosa. Os resultados demonstraram que os valores de condutividade hidráulica obtidos com a adição de cimento dependem do tipo de solo e da umidade em que são feitas a mistura e a compactação. A adição de cimento pode provocar valores de condutividade hidráulica maiores ou menores em

relação ao solo não tratado. Verificaram que o tempo de cura diminui o valor da condutividade hidráulica, podendo este chegar a valores muito menores que os do solo não tratado.

Osinubi (1998) estudou a influência da adição de 8% de cal virgem em um solo residual laterítico. Os coeficientes de permeabilidade das amostras não curadas compactadas no nível de energia padrão com um teor máximo de 4% de cal foi de $3,38 \times 10^{-7}$ m/s e diminuíram com o aumento no teor de cal. A permeabilidade, considerando uma idade de cura até 14 dias aumentou, e diminuiu com idade superior a 14 dias de cura.

Ao estudar a influência da adição de bentonita em matrizes de solo residual de arenito Botucatu e areia de Osório, Heineck (2002) constatou que a adição de bentonita mostrou-se efetiva na diminuição da condutividade hidráulica para as matrizes dos materiais de estudo. Segundo a autora a maior diminuição foi observada nas misturas cuja matriz era constituída de areia, em que a adição de 18% de bentonita reduziu a condutividade hidráulica de $3,17 \times 10^{-5}$ m/s para $5,15 \times 10^{-10}$ m/s. Para as matrizes de cinza pesada e caulim, também testadas, a adição de bentonita não provocou mudanças expressivas na condutividade hidráulica. No caso da matriz de cinza pesada, existe a influência da forma e porosidade dos grãos, que possuem alta permeabilidade intrínseca, dificultando a diminuição da condutividade hidráulica. O caulim é um material que possui uma condutividade baixa e a adição de mais argila não influenciou significativamente os valores de condutividade hidráulica. Para as matrizes estudadas, verificou que a adição de 0,5% de fibras de polipropileno (24 mm de comprimento) não influenciou significativamente a condutividade hidráulica. A figura 2.7 apresenta a influência da adição de bentonita e fibras nas matrizes dos materiais estudados.

Um fator que contribui para compor as características da condutividade hidráulica de um solo é a força atrativa das partículas a que está sujeita a água. A uma distância de algumas moléculas, a força atrativa entre o grão sólido e os íons da água é da ordem de milhares de atmosferas, mesmo a temperaturas de 15°C a 25°C, formando assim uma camada de água com um vínculo muito forte com os grãos. Uma segunda camada iônica contribui, embora com menor intensidade, para a coesão dos solos. A espessura dessa dupla camada iônica de água vai expressar as propriedades físicas do solo em nível macroscópico através da coesão e capilaridade (VARGAS, 1977).

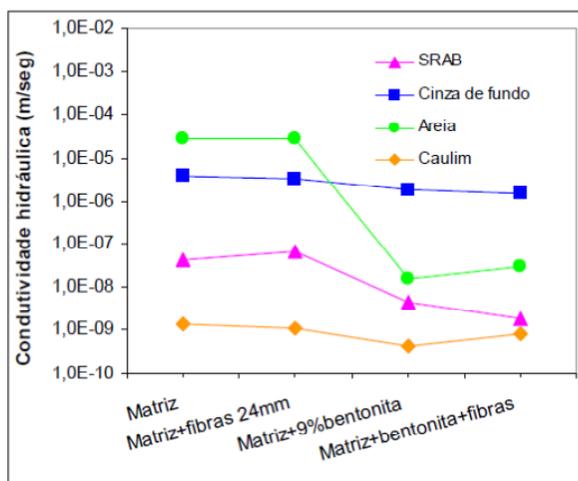


Figura 2.7: influência da adição de bentonita e fibras nas matrizes de solo e cinza de fundo (HEINECK, 2002, p. 118).

Sante *et al.* (2014), avaliaram a influência das reações solo-cal na permeabilidade de um solo argiloso tratado com cal, através da evolução do tempo de cura. Verificaram que os valores de condutividade hidráulica tendem a reduzir apreciavelmente com o tempo. Um aumento geral dos valores de condutividade hidráulica causado pela adição de cal foi detectado para todas as amostras testadas quando comparado com a condutividade hidráulica do solo não tratado.

Sobre a determinação da condutividade hidráulica em laboratório, Daniel (1994) relata que os solos altamente compressíveis ou solos com outras características tais como macroporos, juntas ou planos de falha são os mais sensíveis a mudanças nas tensões efetiva. Em todos os casos, o aumento das tensões efetivas irá reduzir a porosidade e, portanto, a condutividade hidráulica. Segundo o autor, a melhor prática é submeter a amostra a uma tensão efetiva representativa das condições de campo. Para solos compressíveis deve-se tomar o cuidado para que não ocorra consolidação excessiva da amostra. Boynton e Daniel (1985) ao avaliar a influência da tensão efetiva, observaram que o nível de tensões influencia principalmente o grau de fechamento das fissuras. A aplicação de uma tensão efetiva de 56 kPa foi capaz de fechar as fissuras, diminuindo a condutividade hidráulica, enquanto que tensões efetivas entre 14 e 28 kPa resultaram em condutividades hidráulicas muito mais elevadas. Os autores chamam a atenção para o uso de tensões confinantes muito altas em laboratório, que podem levar a resultados errôneos.

A aplicação de gradientes hidráulicos muito altos pode causar várias alterações no solo. Necessariamente, as tensões efetivas em uma das extremidades do corpo de prova (entrada de água) serão menores do que na outra extremidade do corpo de prova (saída de água). Por isso, quanto maior é o gradiente hidráulico, maior será a diferença nas tensões efetivas. Uma vez que o aumento das tensões efetivas tende a reduzir o índice de vazios, haverá uma consolidação excessiva na porção final da amostra, diminuindo a condutividade hidráulica (CARPENTER & STEPHENSON, 1986; DANIEL, 1993 *apud* HEINECK, 2002).

A condutividade hidráulica pode ser influenciada pelo tipo de permeâmetro utilizado. Daniel (1994) descreve estudo sobre os diferentes tipos de permeâmetros e seus respectivos desempenhos. Um permeâmetro pode ser classificado como permeâmetro de parede rígida ou flexível. Existem alguns tipos de permeâmetro de parede rígida, um deles é o chamado *compaction mold permeameter*, nele o solo é compactado dentro do tubo e o teste de condutividade hidráulica é conduzido através da aplicação de uma carga hidráulica. As desvantagens do sistema são: impossibilidade de saturação por contra-pressão; não existência de controle sobre pressões atuantes na amostra; possibilidade de haver fluxo lateral pelas paredes do tubo do permeâmetro. O permeâmetro de parede flexível é mais confiável em função do selamento que a membrana proporciona ao redor de toda a amostra. O permeâmetro de parede flexível possui várias vantagens: amostras indeformadas podem ser facilmente testadas; a contra-pressão pode ser utilizada para saturar a amostra; as tensões verticais e horizontais podem ser facilmente monitoradas.

A realização de testes nos permeâmetros deve ser feita com controle de entrada do líquido na amostra. O controle de entrada de líquido na amostra pode ser feito de diferentes formas: testes com carga constante, carga variável e com taxa de fluxo constante. A carga hidráulica pode ser mantida constante (teste de carga constante) através da utilização de reservatórios de água, possuindo a vantagem da simplicidade de cálculo e pressão constante na amostra, o que evita a sua variação volumétrica.

Dixon *et al.* (1999) resumem as dificuldades inerentes ao ensaio de condutividade hidráulica, estas incluem saturação incompleta, fluxo entre o corpo de prova e a parede da célula no caso de ensaio em parede rígida, vazamento na membrana no ensaio de parede flexível, vazamento na tubulação, bolhas de ar e efeito do menisco na tubulação e no sistema de medição de fluxo, mudanças na estrutura do solo produzida por altos gradientes hidráulicos, amostras não

uniformes, mudanças químicas em argilas, crescimento de bactérias, variações de temperatura e mudanças na estrutura do solo pela reversão da direção de fluxo.

Amostras utilizadas em permeâmetros de parede flexível deverão possuir diâmetro e altura no mínimo seis vezes maiores do que a maior partícula de solo da amostra. Esta recomendação encontra-se na norma americana D 5084 (ASTM, 2010).

A norma D 5084 (ASTM, 2010) indica a aplicação de valores de gradiente hidráulico em função do valor estimado de condutividade hidráulica a ser medida, conforme tabela 2.2, ressaltando que o gradiente hidráulico a ser aplicado no ensaio deve ser similar àquele esperado de ocorrer em campo, bem como, salientando que gradientes elevados devem ser evitados pois elevadas pressões de percolação podem consolidar o material, partículas da amostra podem ser carregadas causando colmatção da amostra ou serem lavadas da mesma.

Tabela 2.2: indicação de gradiente hidráulico para ensaio (adaptado de ASTM, 2010, p. 11)

CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA (m/s)	MÁXIMO GRADIENTE RECOMENDADO
1×10^{-5} a 1×10^{-6}	2
1×10^{-6} a 1×10^{-7}	5
1×10^{-7} a 1×10^{-8}	10
1×10^{-8} a 1×10^{-9}	20
menor que 1×10^{-9}	30

2.5 ASPECTOS DA RELAÇÃO ENTRE ESTRUTURA DE POROS E PERMEABILIDADE EM MATERIAIS CIMENTÍCIOS

Materiais compostos com cimento apresentam uma microestrutura complexa de constituintes reativos que interagem com o passar do tempo.

Quando o cimento anidro e água são misturados, reações se iniciam consumindo as partículas de cimento e produzindo produtos sólidos. Este fenômeno é acompanhado por uma redução

global em volume, chamada de retração química, porque o volume dos produtos sólidos da hidratação é menor do que o volume inicial de sólidos mais água, a partir dos quais eles são formados. Por outro lado, os produtos sólidos da hidratação têm maior volume do que os sólidos iniciais (partículas de cimento), de modo que a água que preenche os espaços é gradualmente substituída por produtos sólidos conforme se dá a evolução das reações (JENNINGS *et al.*, 2008, p. 6).

O espaço não preenchido por produtos sólidos de hidratação é tradicionalmente chamado de poros capilares. O principal produto de hidratação, silicato de cálcio hidratado (CSH), contém um volume significativo de pequeníssimos poros, chamados poros de gel. Neste contexto, portanto, o sistema de poros se divide em dois tipos distintos, um tipo tornando-se menos numeroso e outro tipo tornando-se mais numeroso à medida que as reações se processam (JENNINGS *et al.*, 2008, p. 6).

A hidratação do cimento é considerada como um processo durante o qual o volume total do sistema água-cimento permanece constante durante a hidratação, com o espaço originalmente ocupado pela água sendo progressivamente ocupado pelos produtos de hidratação. Nesse contexto, a porosidade capilar é constituída pelos espaços do sistema água-cimento não ocupados pelos produtos de hidratação (MEHTA & MONTEIRO, 2014).

Primeiramente, os poros capilares formam uma rede topológica tridimensional simples de espaços conectados. Uma vez que o avanço da hidratação se processa, o volume de poros capilares reduz continuamente até que, em determinado ponto, isto pode transformar a rede de poros inicial em espaços desconectos, podendo, por consequência, acarretar efeitos significativos sobre propriedades relativas a transporte e permeabilidade do material. (GARBOCZI & BENTZ, 2001, *apud* JENNINGS *et al.*, 2008, p. 6).

Bagel e Zivica (1997) apresentam estudo que tem por objetivo elencar um parâmetro efetivo da estrutura porosa para argamassas de cimento, definidas a partir de dados de ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio, e a relação deste com a condutividade hidráulica dos materiais analisados. As permeabilidades em questão são da ordem de 1×10^{-10} a 1×10^{-8} m/s. Os autores primeiramente elencaram vários parâmetros como frequências de distribuição de volume em faixas de tamanhos de poros, diâmetros médios e porosidades. Identificaram que dos parâmetros elencados, a porosidade mostrou-se mais fracamente relacionada ao comportamento hidráulico. Os autores selecionaram as faixas espectrais e diâmetros médios

mais bem relacionados à condutividade hidráulica do material, e assim por análise de regressão linear chegaram a um reacionamento que produziu bom ajuste entre as variáveis de estudo.

Garcia Bengochea e Lovell (1981) estudaram três matrizes de solos siltosos para diferentes níveis de compactação sob o aspecto da permeabilidade e sua relação com a estrutura porosa a partir de dados obtidos por porosimetria por intrusão de mercúrio. Identificaram que as distribuições dos volumes de vazios presentes caracterizam o aspecto bimodal, com poros representativos em uma faixa de poros maiores (10 a 1 μm) e uma faixa de poros menores (tipicamente concentrada em 0,1 μm). Os autores identificaram que as variações da condutividade hidráulica estavam associadas às variações das magnitudes e frequências da faixa de maiores poros. A redução na frequência e magnitude da faixa de poros maiores associou-se às reduções da permeabilidade. Testaram modelos de previsão baseados nos parâmetros definidos pra estrutura e obtiveram, para cada material, dentro do melhor modelo de ajuste, coeficientes de correlação variando de 0,64 a 0,82.

2.6 MICROTOMOGRAFIA COMPUTADORIZADA DE RAIOS X

A microtomografia computadorizada (MICRO-CT), também denominada de tomografia computadorizada de alta resolução, é uma técnica não destrutiva de análise que possibilita o reconhecimento de partes específicas da estrutura interna de um material (por exemplo, as fases sólidos e poros), permitindo a visualização de centenas de seções microtomográficas, reconstrução tridimensional, além de quantificações automatizadas de área e/ou volume dos constituintes de uma amostra.

A MICRO-CT é aplicável a diversos campos do conhecimento, e demonstra ser uma poderosa ferramenta de análise nas áreas de Engenharia e Ciência dos Materiais. Sendo uma técnica não destrutiva, apresenta a vantagem do estudo de amostras sem a necessidade de qualquer incursão em seu interior, podendo ser reutilizadas em ensaios futuros, pois permanecem com suas características preservadas.

A técnica tem sido utilizada em pesquisas para medir a porosidade e mudanças na estrutura do solo, a distribuição da umidade e o seu movimento no solo, o fluxo potencial de poluentes e a

determinação da constituição mineral e permeabilidade em rochas (PERRET *et al.*, 1999; GEET *et al.*, 2000; WILDENSCHILD *et al.*, 2002; APPOLONI *et al.*, 2007; LUO *et al.*, 2008; REIS NETO *et al.*, 2011; KORF, 2014).

Reis Neto *et al.* (2011), trabalhando com amostras diferenciadas de rocha (mármore, quartzito, arenito e brecha dolomítica) caracterizaram as diferenças nos arca-bouços porosos dos distintos materiais, aplicando a técnica de micro-CT. No estudo, os autores apresentam informações qualitativas e quantitativas a respeito da forma, tamanho, volume e distribuição dos poros presentes nestas rochas, e destacam a importância de integrar resultados fornecidos por outros métodos de análise na obtenção de melhores interpretações dos dados microtomográficos gerados. Chamam também a atenção para a limitação da técnica em avaliações de porosidade, que se refere à resolução alcançada na análise, a qual pode não atingir o menor tamanho de poro, dificultando a individualização de fases. Para resultados quantitativos mais precisos recomendam o trabalho com integração de escalas, com aquisições diferenciadas na mesma amostra, analisada em diferentes tamanhos e resoluções.

Luo *et al.* (2008) estudaram a estrutura de um solo siltoso e realizaram estudo de fluxo preferencial de poluentes no meio. Foi realizada a reconstrução tridimensional das imagens dos corpos de prova ensaiados. Foi determinada a porosidade e definidos os caminhos de fluxo do poluente através da atenuação dos raios-x no material investigado e pela implementação de métodos numéricos. A técnica mostrou-se efetiva para a investigação da microestrutura dos corpos de prova.

A MICRO-CT baseia-se no princípio de atenuação de um feixe de raios x que atravessa a amostra em cada projeção executada, para tal, a amostra é colocada entre uma fonte de raios x e um detector. Os distintos componentes do objeto de observação possuem seus respectivos contrastes de atenuação dos raios x. Por consequência, são produzidas imagens em tons de cinza das projeções de fatias da amostra, onde os elementos mais densos, atravessados pelos raios x, são identificados por tonalidades mais claras nas imagens.

Conforme explicam Reis Neto *et al.* (2011, p. 499), a radiação eletromagnética de raios x, produzida artificialmente por meio da aceleração de elétrons contra um material metálico de alto número atômico, é caracterizada por alta frequência, pequeno comprimento de onda e alto poder de penetração. O feixe de raios x corresponde ao conjunto de fótons gerados com o bombardeamento de elétrons de alta energia cinética, sendo designada por fóton, a menor

quantidade de qualquer tipo de radiação eletromagnética. A atenuação de um feixe de raios X está vinculada à redução de sua intensidade conforme ele atravessa a matéria. Tal situação pode ser observada na figura 2.8.

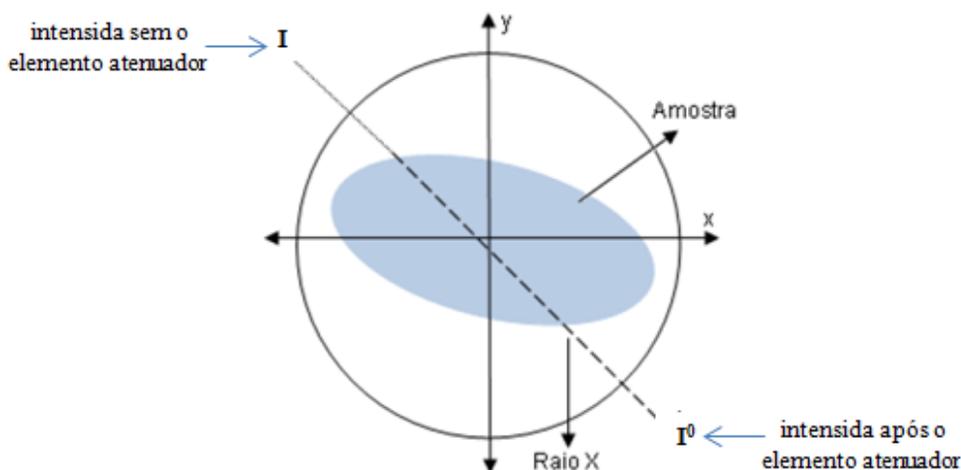


Figura 2.8: interação do feixe de raios x com a amostra (adaptado de Mendes, 2010, p. 31).

A tomografia computadorizada baseia-se na equação de atenuação dos raios x, que estabelece que a intensidade da radiação medida por um detector é proporcional ao número de fótons presentes no feixe de radiação (REIS NETO *et al.*, 2011, p. 499).

A redução da intensidade medida por um detector ao atravessar o material é dada pela equação 2.7, onde I é a intensidade medida sem o elemento atenuador, I^0 é a intensidade medida após o elemento atenuador, μ é o coeficiente de atenuação linear e x é a espessura do objeto atenuador.

$$I = I^0 e^{-\mu x} \quad (\text{equação 2.7})$$

Quando os raios x passam pela amostra, eles são atenuados em intensidades distintas, dependendo das diferenças entre os coeficientes de atenuação linear das fases contidas. A

densidade e o número atômico efetivo dos objetos são os principais fatores que determinam o grau de absorção dos raios x (REIS NETO *et al.*, 2011, p. 499).

A imagem formada do interior da amostra (projeção microtomográfica) é o resultado da representação bidimensional dos coeficientes de atenuação de seus constituintes. Para a formação das centenas de fatias microtomográficas de uma amostra, é necessário realizar a aquisição de projeções dos raios x rotacionando o objeto a um dado ângulo; sendo assim, os componentes básicos de um tomógrafo são fonte de raios x, detector e um sistema de rotação.

São três os tipos principais de projeção dos feixes de raios x: a geometria de raios paralelos, a geometria em forma de leque, e a geometria em forma de cone.

Os tomógrafos mais antigos possuem a geometria do feixe de raios x em paralelo, onde a fonte realiza movimentos de rotação e translação. A geometria do feixe em leque elimina o movimento translacional e diminui o tempo de varredura (REIS NETO *et al.*, 2011, p. 500).

Na projeção em forma de cone o feixe é oriundo de uma fonte pontual com projeção em leque, porém, neste caso, há uma divergência tridimensional formando um cone (conforme está apresentado na figura 2.9). Neste princípio de projeção, o detector usado deve ser plano (MENDES, 2010, p. 34). A geometria em feixe cônico acoplada a uma matriz de detectores permite a obtenção de vários cortes com uma só varredura, desde que o objeto analisado atinja todo o detector (REIS NETO *et al.*, 2011, p. 500).

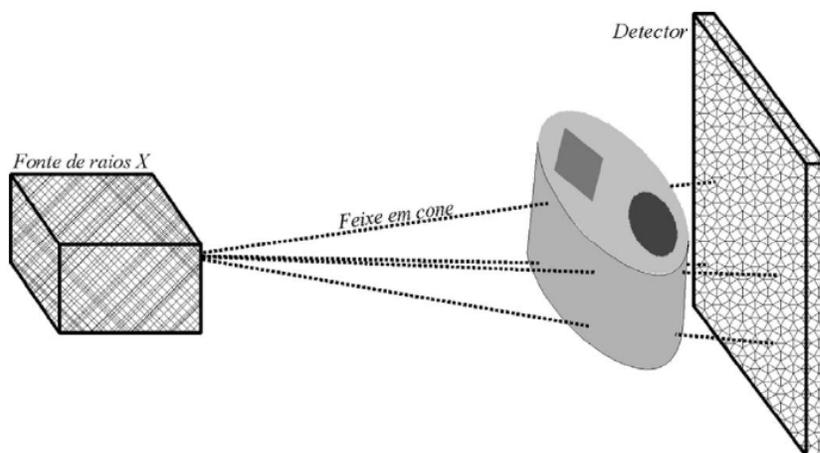


Figura 2.9: esquema de projeção em forma de cone (PIEKARZ, 2006 *apud* MENDES, 2010, p. 35).

A aquisição da imagem corresponde à primeira etapa do processo, na qual um sensor, que pode ser uma câmera CCD, é sensível ao espectro de energia eletromagnética. Além disso, se faz necessário um conversor digital, que vai transformar o sinal elétrico produzido em um sinal digital (por exemplo, imagem formato TIFF).

Uma imagem digital monocromática corresponde a uma função bidimensional da intensidade de luz, ou seja, $f(x,y)$, em que x e y correspondem às coordenadas espaciais, no qual o valor de f de um ponto da imagem indica o seu brilho, logo, uma imagem digital corresponde a uma matriz na qual os índices de linhas e colunas fazem referência a um ponto da imagem e o valor do elemento da matriz indica a tonalidade de cinza do respectivo ponto. Esses elementos da matriz são chamados elementos da imagem, ou pixels (MENDES, 2010, p. 38).

Em imagens monocromáticas (como a apresentada na figura 2.10), de 8 bits, o valor 0 (zero) representa uma intensidade luminosa nula, ou seja, preto. O maior valor possível corresponde a 256 e indica a maior luminosidade, branco.

Imagens monocromáticas, oriundas da tomografia de raios x, correspondem à distribuição bidimensional do coeficiente de atenuação da amostra. Neste caso, as regiões com maior intensidade luminosa correspondem às áreas mais densas, com coeficientes de atenuação maiores, já, as regiões menos densas apresentam-se mais escuras em consequência de coeficientes de atenuação menores (QUIORIN, 2004 *apud* MENDES, 2010, p. 42).

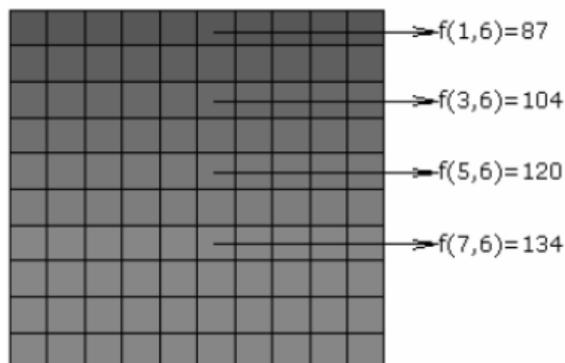


Figura 2.10: imagem monocromática com indicação das tonalidades de cinza de alguns pixels (QUIORIN, 2004 *apud* MENDES, 2010, p. 42).

Conforme mencionam Reis Neto *et al.* (2011, p. 500), um problema que afeta a capacidade de um tomógrafo de representar exatamente o material analisado é o ruído, que se apresenta como uma interferência na imagem (fundo granuloso ou mosqueado, listas, anéis, e borramento de bordas) e pode ser gerado por fatores diversos, mas tende a ser menor em equipamentos modernos. Os autores apresentam alguns exemplos, quais sejam: no processamento computacional do valor do pixel pode ocorrer um erro na forma de variação estatística, quando da semelhança nos coeficientes de atenuação dos materiais (dificultando sua diferenciação); com relação à dispersão de raios x, a dificuldade é devido ao detector não discriminar entre um fóton primário diretamente da fonte e um fóton disperso originado de uma área que não está na linha de projeção do raio; problemas nos detectores (como calibração); e ainda mau alinhamento do tubo e do detector (causando erro de posicionamento dos valores calculados). Os autores também acrescentam que parâmetros de ajuste aplicados na aquisição dos dados da amostra podem interferir incisivamente na geração ou eliminação de artefatos de interferência.

Depois de obtidas as imagens tomográficas segue-se a etapa de reconstrução, que consiste na organização das projeções formando imagens bidimensionais, em forma de fatias da seção transversal da amostra analisada. Os softwares de reconstrução utilizam cálculo algoritmo para a integração das imagens de projeção e produção dos cortes transversais. A figura 2.11 apresenta um exemplo de esquema de reconstrução onde são integradas diferentes quantidades de projeções na obtenção de uma imagem transversal.

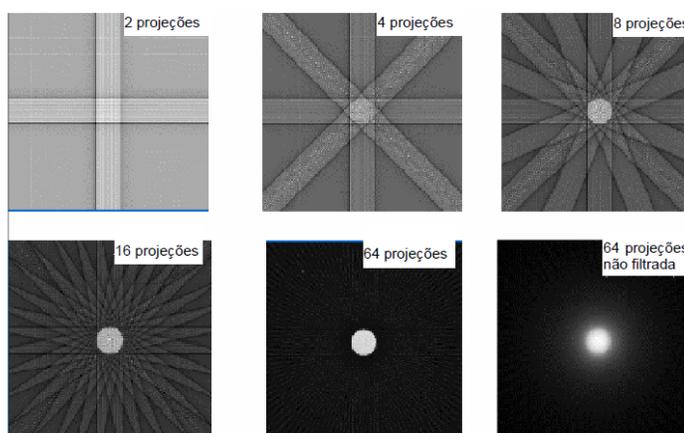


Figura 2.11: reconstrução com diferentes quantidades de projeções (MENDES, 2010, p. 36).

2.7 POROSIMETRIA POR INTRUSÃO DE MERCÚRIO

A técnica de porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP) tem sido aplicada com sucesso no estudo de solos (GARCIA BENGOCHEA & LOVELL, 1981; CHEW *et al.*, 2004; DALA ROSA, 2013; KORF, 2014; PEDARLA *et al.*, 2016).

O princípio físico de funcionamento do método MIP baseia-se na premissa de que um fluido não molhante, estando submetido à pressão externa, irá intrudir os poros de um material.

O método baseia-se nas reações hidrostáticas existentes num capilar envolvendo as características do material que o compõe, bem como as do fluido em contato com ele. No caso de um fluido com tensão superficial menor que aquela do material do capilar, o ângulo de contato na superfície fluido-material é menor que 90° , assim, o equilíbrio entre as tensões superficiais do fluido e do material e as tensões na superfície de contato entre eles resulta em uma força que favorece a penetração do fluido no capilar. Por outro lado, se o fluido possui tensão superficial maior que aquela do material do capilar, o ângulo de contato será maior que 90° e, neste caso, o equilíbrio de forças é contrário à entrada do fluido no capilar, a qual só se dará através da aplicação de uma força externa (RODRIGUES, 2004, p. 87).

Estão representadas na figura 2.12 as configurações dos efeitos de ação capilar (a) de um líquido molhante e (b) de um líquido não molhante, em relação às paredes do capilar.

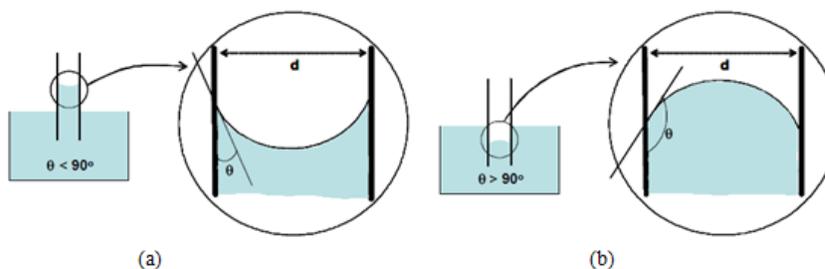


Figura 2.12: efeitos do ângulo de contato na interação fluido-capilar (RODRIGUES, 2004, p. 88).

Admitindo que o capilar tenha a forma cilíndrica com seção transversal circular, Washburn, em 1921, desenvolveu a expressão fundamental do método de intrusão de mercúrio (equação 2.8), a qual estabelece que a pressão externa (P) requerida para forçar um líquido não molhante a entrar no capilar, é inversamente proporcional ao diâmetro do capilar (d), e diretamente proporcional à tensão superficial do líquido (γ) e ao ângulo de contato (θ) entre o líquido e a superfície do capilar (WEBB, 2001, p. 5).

$$d = \frac{-4\gamma\cos\theta}{P} \quad (\text{equação 2.8})$$

Os principais problemas quanto à interpretação dos resultados do método de intrusão de mercúrio são discutidos por Brown et al. (1991) e Diamond (2000) *apud* RODRIGUES (2004, p. 89), que apontam como as principais fontes de incerteza: (a) a possibilidade de que poros originalmente fechados à rede porosa interconectada sejam alcançados pelo mercúrio devido à destruição de paredes dos poros durante a intrusão; (b) incertezas quanto ao valor do ângulo de contato adotado; (c) o fato de a equação de Washburn admitir como hipótese fundamental o fato dos poros serem cilíndricos de seção transversal circular.

Embora apresentando limitações, a análise por MIP é normalmente utilizada na avaliação da porosidade de materiais cimentícios. Com a aplicação da técnica, a distribuição de tamanho de poros do material investigado é determinada pelo volume intrudido de mercúrio para cada incremento de pressão aplicada durante o ensaio. A análise da estrutura porosa é feita considerando-se as curvas de intrusão incremental e cumulativa de mercúrio, geradas ao final do ensaio de MIP. Na curva de intrusão incremental é mostrado o volume de mercúrio intrudido em cada estágio de pressão (ou a cada diâmetro de poros correspondente). A curva de intrusão cumulativa mostra o volume total de mercúrio intrudido.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo são apresentados aspectos relativos ao planejamento da pesquisa e aos métodos adotados para a sua realização, tais como: delineamento dos experimentos, os materiais e as variáveis investigadas, e a descrição dos procedimentos e equipamentos utilizados.

3.1 VARIÁVEIS INVESTIGADAS

O programa experimental elaborado visa ao atendimento dos objetivos desta pesquisa (definidos no item 1.2 do texto), cujas variáveis são divididas em dois grupos: variáveis independentes e variáveis dependentes. As variáveis independentes correspondem aos fatores dos experimentos (controláveis ou constantes) que podem causar efeitos sobre as variáveis dependentes, as quais, por sua vez, constituem as variáveis de respostas obtidas.

Para um melhor entendimento das variáveis do estudo, o mesmo foi organizado em dois grupos (“grupo A” e “grupo B”), conforme descrito a seguir. O “grupo A” se refere ao estudo implementado em matriz de solo de granulometria arenosa pura, enquanto que o “grupo B” se refere ao estudo implementado em matriz de solo de granulometria areno-siltosa.

Variáveis do “grupo A”

a) Fatores controláveis investigados:

- Densidade do solo-agente cimentante: expresso através da porosidade (η) ou do índice de vazios (e) da mistura compactada;
- Quantidade do agente cimentante, cimento (C): massa do agente cimentante dividida pela massa de solo seco, expressa em porcentagem;
- Tempo de cura: tempo transcorrido entre a moldagem do corpo de prova até a sua utilização no ensaio de interesse.

b) Fatores constantes:

- Tipo de solo: areia de Osório;
- Tipo de agente cimentante: cimento Portland de alta resistência inicial;
- Teor de umidade (ω): massa de água dividida pela massa de material seco, expresso em porcentagem.

c) Variáveis dependentes:

- Condutividade hidráulica (k);
- Porosidade (η);
- Distribuição de tamanho de poros.

Variáveis do “grupo B”

a) Fatores controláveis investigados:

- Densidade do solo-agente cimentante: expresso através da porosidade (η) ou do peso específico aparente seco (γ_d) da mistura compactada;
- Quantidade do agente cimentante, cal (L) ou cimento (C): massa do agente cimentante dividida pela massa de solo seco, expressa em porcentagem;
- Tempo de cura: tempo transcorrido entre a moldagem do corpo de prova até a sua utilização no ensaio de interesse (constante quando do uso do cimento);
- Tipo de agente cimentante: cal hidratada dolomítica ou cimento Portland de alta resistência inicial.

b) Fatores constantes:

- Tipo de solo: solo residual de arenito Botucatu com adição de resíduo de britagem (nas proporções de 75% e 25%, respectivamente);
- Teor de umidade (ω): massa de água dividida pela massa de material seco, expresso em porcentagem.

c) Variáveis dependentes:

- Condutividade hidráulica (k);
- Porosidade (η);
- Distribuição de tamanho de poros.

A relação porosidade/teor volumétrico do agente cimentante (η/L_{iv} ou η/C_{iv}) é uma variável derivada dos fatores controláveis (utilizada na análise dos dados).

Ressalta-se que os solos matrizes desta pesquisa já foram amplamente caracterizados e investigados pelo grupo de pesquisa do LEGG, do qual este trabalho faz parte; os solos matrizes contextualizam importantes trabalhos anteriores (HEINECK, 2002; PRIETTO, 2004; FOPPA, 2005; CRUZ, 2008; DALLA ROSA, 2009; CONSOLI *et al.*, 2007, 2010, 2012a, 2012b; LOPES JUNIOR, 2011; BENETTI, 2015). Pela prerrogativa do conhecimento prévio da caracterização e definição das misturas de interesse, explica-se aqui que o estabelecimento das faixas de variação das variáveis investigadas foi embasado nos estudos precedentes, com ênfase para Cruz (2008) relacionado ao “grupo A” e Lopes Junior (2011) e Benetti (2015) relacionados ao “grupo B”.

Os intervalos de variação dos valores das variáveis consideradas nesta pesquisa (níveis dos fatores controláveis experimentais) atendem à abrangência de valores significativos, convergindo aos padrões da experiência brasileira e internacional acumulada quando em se tratando de solos tratados com cal e cimento para fins geotécnicos.

Assim, no que tange ao “grupo A”, definiram-se os valores de índices de vazios de moldagem de 0,65, 0,75 e 0,85, os quais se encontram variando em uma faixa representativa das condições compacta à fofa da areia de estudo. Definiram-se as porcentagens de adição de cimento de 3%, 5% e 7%, refletindo condições de solos tratados sob graus de cimentação variando de fraca à forte cimentação. Definiu-se como teor de umidade de moldagem o valor de 10 %, o qual se mostra adequado à trabalhabilidade das misturas e hidratação do cimento. O tempo de cura de moldagem utilizado na grande parte dos ensaios foi de 7 dias, mas também realizaram-se análises aos 28 dias. Amostras não cimentadas também foram adicionadas ao conjunto de experimentos, entretanto, a não cimentação da matriz arenosa representa condição não exequível a ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio.

Para o “grupo B” definiram-se os valores de peso específico aparente seco de $18,5 \text{ kN/m}^3$, $17,2 \text{ kN/m}^3$ e $16,0 \text{ kN/m}^3$, para um teor de umidade de moldagem de 14%, conforme curvas de compactação nas energias normal e modificada obtidas por Lopes Junior (2011), apresentadas na figura 3.1. Os pares de moldagem peso específico aparente seco e teor de umidade compreendem parâmetros executáveis para situações de campo e laboratório, representando condições variando de elevada à baixa densificação das misturas compactadas do solo residual de arenito (SRAB) com adição de resíduo de britagem (RBR). Definiram-se as porcentagens dos agentes estabilizadores (cal e cimento) de 5%, 7% e 9%. Quanto à quantidade de cal, Lopes Junior (2011) verificou a necessidade de um teor mínimo de 3% para se atingirem as reações que cessam a variação do pH da mistura solo-cal, conforme método de dosagem ICL – *initial consumption of lime* (ROGERS *et al.*, 1997). Os tempos de cura de moldagem utilizados foram 7, 28 e 180 dias para as amostras tratadas com cal, e para as amostras tratadas com cimento trabalhou-se com a idade de 7 dias. Amostras não cimentadas também foram adicionadas ao conjunto de experimentos.

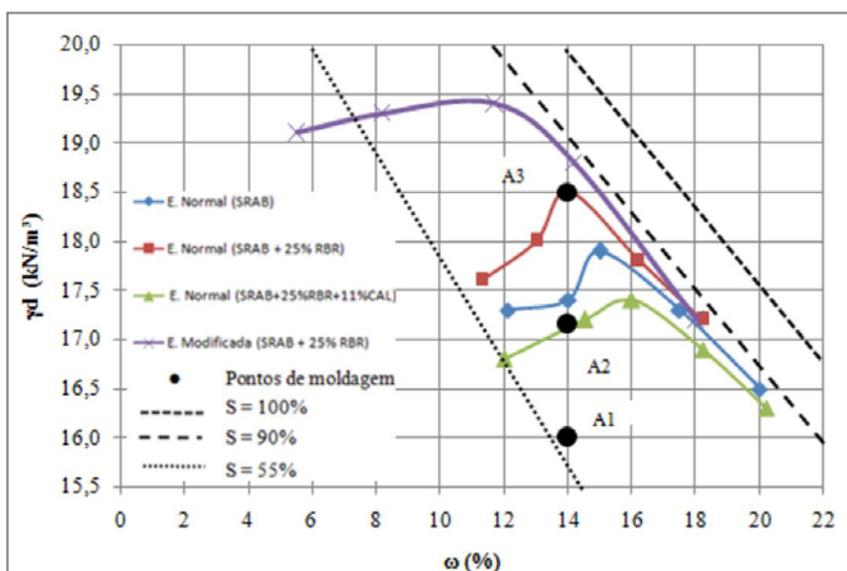


Figura 3.1: curvas de compactação nas energias normal e modificada para misturas de SRAB, RBR e cal (LOPES JUNIOR, 2011, p. 76).

3.2 ETAPAS DA PESQUISA

O programa da pesquisa foi dividido em quatro etapas. A primeira contemplou a realização (e compilação de resultados) de ensaios de caracterização física dos materiais, tendo como finalidade a verificação de propriedades necessárias ao desenvolvimento das etapas seguintes.

A segunda etapa consistiu na realização dos ensaios de microtomografia computadorizada de raios x (Micro-CT), realizados unicamente dentro do escopo do “grupo A”, tendo por objetivo avaliar a influência das variáveis investigadas sobre a porosidade das misturas compactadas.

A terceira etapa englobou os ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP). Para o “grupo B” (com maior número de variáveis) tornou-se necessária a seleção de amostras de interesse. Esta etapa teve por objetivo avaliar a influência das variáveis investigadas sobre a distribuição de tamanho de poros das misturas compactadas.

A quarta etapa compreendeu os ensaios de condutividade hidráulica, através dos quais se objetivou avaliar a influência das variáveis investigadas sobre a condutividade hidráulica das misturas compactadas e, também, analisar a existência de relação entre parâmetros que descrevam a distribuição dimensional de poros (obtidos com a etapa precedente) e o comportamento hidráulico dos materiais investigados.

A tabela 3.1 apresenta as etapas da pesquisa e os ensaios correspondentes.

Quanto à repetibilidade dos experimentos tem-se que os ensaios de Micro-CT e MIP apresentam elevado custo de execução e os ensaios de condutividade hidráulica caracterizam-se por demandarem tempos prolongados de execução (que a depender das características da amostra ensaiada pode variar de algo em torno de dois dias a uma semana), portanto, não se viabilizou um plano de ensaios com execuções replicadas. Entretanto, fez-se a seleção de algumas amostras para as quais se trabalhou em duplicata, as quais serão mencionadas quando da explanação dos resultados da pesquisa (capítulo 4 do texto).

Tabela 3.1: etapas e ensaios do programa da pesquisa.

ETAPA	TIPO DE ENSAIO	MATERIAL ENSAIADO	Nº DE ENSAIOS
Caracterização dos materiais	Massa específica real dos grãos	Solo matriz “grupo A”	5
		Solo matriz “grupo B”	
		Resíduo de britagem	
		Cimento e Cal	
	Análise granulométrica	Solo matriz “grupo A”	5
		Solo matriz “grupo B”	
		Resíduo de britagem	
		Cimento e Cal	
	Limites de liquidez e plasticidade	Solo matriz “grupo B”	2
		Resíduo de britagem	
Índices de vazios máximo e mínimo	Solo matriz “grupo A”	1	
Compactação	Misturas “grupo B”	3*	
Avaliação da porosidade	Micro-CT	Misturas compactadas “grupo A”	12
Avaliação da distribuição de tamanho de poros	MIP	Misturas compactadas “grupo A”	3
		Misturas compactadas “grupo B”	11
Avaliação da condutividade hidráulica	Condutividade hidráulica	Misturas compactadas “grupo A”	11
		Misturas compactadas “grupo B”	41

*Resultados compilados de Lopes Junior (2011).

3.3 MATERIAIS

3.3.1 Areia

A areia utilizada neste estudo é proveniente de jazida localizada no município de Osório – RS. Tem origem sedimentar e caracteriza-se pela ausência de impurezas e matéria orgânica.

Conforme analisado por Spinelli (1999), o quartzo corresponde a aproximadamente 99% da composição mineralógica desta areia, sendo o restante constituído por glauconita, ilmenita, turmalina e magnetita.

A figura 3.2 (a) e (b) apresenta imagens do solo de estudo por microscopia eletrônica de varredura, obtidas por Dalla Rosa (2009), o qual descreve que, a respeito da textura, a areia apresenta grãos de formato pouco arredondado e de moderada rugosidade.



Figura 3.2: imagem da areia de Osório (a) ampliada em 40 vezes e (b) ampliada em 500 vezes (DALLA ROSA, 2009, p. 99).

A areia em questão possui várias propriedades semelhantes às das areias utilizadas em pesquisas na prática internacional. Os resultados dos ensaios de caracterização física da areia encontram-se apresentados no item 4.1 do texto.

3.3.2 Solo residual de arenito

O solo residual de arenito utilizado é pertencente à denominada formação Botucatu. Esta formação se desenvolve no Rio Grande do Sul a partir da fronteira com o Uruguai, na região de Santana do Livramento, constituindo uma faixa de afloramento que se prolonga para o norte até a região de São Francisco de Assis, onde apresenta inflexão para leste, ocorrendo ao longo da escarpa basáltica, conformando uma estreita e alongada faixa (figura 3.3).

A jazida de onde foi coletada a amostra situa-se às margens da rodovia estadual RS-240, na localidade de Vila Scharlau, município de São Leopoldo – RS.

Conforme salientado por Foppa (2005, p. 65), este solo cobre uma extensa área do estado do Rio Grande do Sul sob regiões de relevante importância econômica, possui características como erodibilidade e baixa capacidade de suporte, fazendo deste um material que necessita de algum tipo de adequação ou melhoria para emprego sob condições mais severas do ponto de vista de engenharia. Destaca-se também por sua homogeneidade de características físicas e boa trabalhabilidade em laboratório.

Lopes Junior (2011) realizou ensaios de caracterização química e mineralógica do solo residual de arenito Botucatu. Os resultados de difratometria de raios x (figura 3.4) indicaram a presença dos minerais quartzo (83%), caolinita (16%) e hematita (1%). As análises de fluorescência de raios x evidenciaram a presença das composições químicas de óxidos de silício, alumínio, ferro e potássio (conforme tabela 3.2). O pH medido do solo foi de 5,2.

Os resultados dos ensaios de caracterização física solo residual de arenito Botucatu (SRAB) encontram-se apresentados no item 4.1 do texto.

3.3.3 Resíduo de britagem

O resíduo utilizado é a fração fina (pulverizada) proveniente do processo de britagem da rocha basáltica pertencente à denominada formação Serra Geral. Esta formação abrange praticamente toda a região norte do estado do Rio Grande do Sul, faz contato ao sul com a formação Botucatu, se desenvolve a partir das regiões de Uruguaiana e Alegrete e se estende até o leste do estado na região de Torres (figura 3.3).

O resíduo é oriundo da usina de britagem pertencente à empresa Andreetta e Cia. Ltda., localizada no município de Erechim – RS. Conforme dados levantados por Lopes Junior (2007, p. 59) junto à fabricante, a produção média mensal é da ordem de 300 toneladas, das quais 40% destinam-se à fertilização de lavouras, 50% são estocadas em depósitos a céu aberto e 10% da produção se perde no ar em forma de poeira.

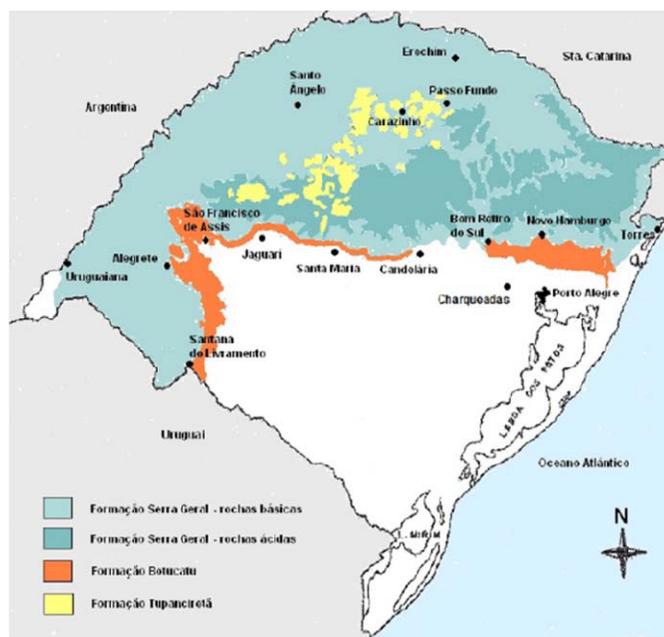


Figura 3.3: formações geológicas ao norte do estado do RS (adaptado de IBGE, 1986 *apud* Lopes Junior, 2011, p. 62).

Dentre às razões que justificam a utilização deste material destacam-se: seu potencial reativo e estabilizante (no melhoramento de propriedades mecânicas do solo residual de arenito Botucatu tratado com cal e cimento, quando de sua incorporação às misturas), comprovado por Lopes Junior (2007, 2011); sua significativa produção, uma vez que as rochas basálticas da formação Serra Geral são amplamente utilizadas como agregados para concretos e obras rodoviárias por cobrirem extensa área do território do Rio Grande do Sul sob regiões de relevante importância econômica; caráter ambiental, por se tratar de um material poluente, ainda de inexpressiva utilização na engenharia corrente.

Lopes Junior (2011) realizou ensaios de caracterização química e mineralógica do resíduo. Os resultados de difratometria de raios x (figura 3.5) indicaram a presença dos minerais do grupo dos plagioclásios (66%), feldspatos (22%) e esmectita (12%). As análises de fluorescência de raios x (dados apresentados na tabela 3.2) evidenciaram as principais composições químicas presentes (óxidos de silício, alumínio, ferro e cálcio). O pH medido do resíduo foi de 9,6.

Os resultados dos ensaios de caracterização física do resíduo de britagem (RBR) encontram-se apresentados no item 4.1 do texto.

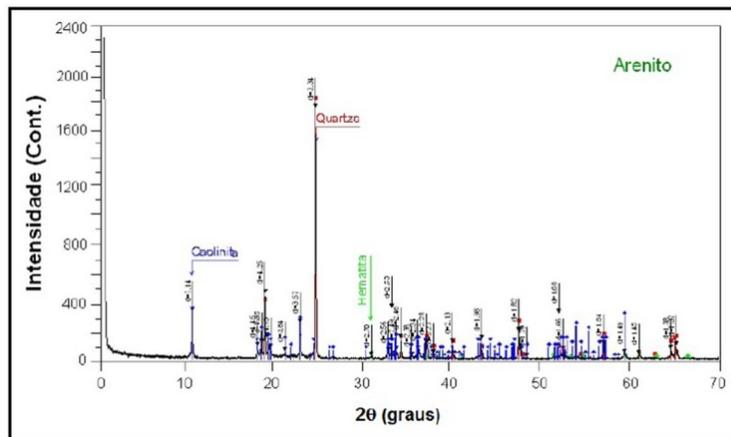


Figura 3.4: difratograma do SRAB (LOPES JUNIOR, 2011, p. 82).

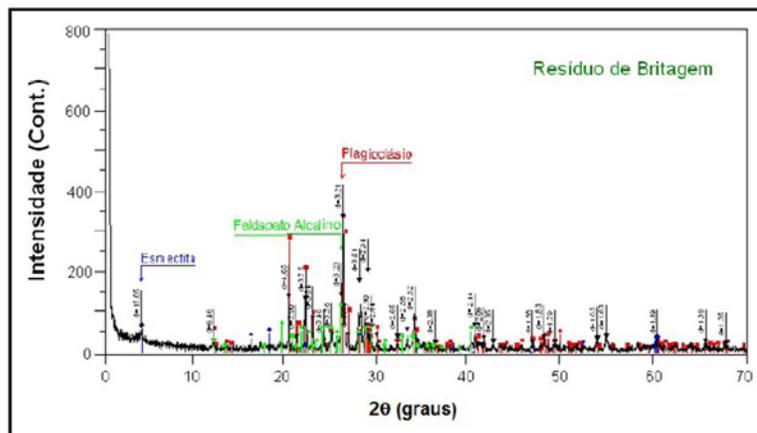


Figura 3.5: difratograma do RBR (LOPES JUNIOR, 2011, p. 82).

Tabela 3.2: caracterização química do solo residual de arenito e do resíduo de britagem (adaptado de Lopes Junior, 2011, p. 83).

ANÁLISES	SRAB	RBR
Óxido de silício (SiO ₂)	62,5%	43,4%
Óxido de alumínio (Al ₂ O ₃)	29,9%	11,3%
Óxido de ferro (Fe ₂ O ₃)	5,6%	28,2%
Óxido de cálcio (CaO)	-	11,1%
Óxido de potássio (MgO)	0,7%	1,9%
Óxido de magnésio (MgO)	-	0,9%
Óxido de sódio (Na ₂ O)	-	0,4%

3.3.4 Cimento

O cimento utilizado neste estudo é o cimento Portland de alta resistência inicial, designado CP V-ARI (NBR 5733 – ABNT, 1991a), permite ganhos rápidos de resistência à pasta endurecida, atingindo aos 7 dias de idade cerca de 80% da resistência obtida ao 28 dias, como indicado pela figura 3.6, a qual ilustra o comparativo dos ganhos de resistência com o tempo para distintos tipos de cimento Portland (comum – CP I-S, composto – CP II, de alto forno – CP III, pozolânico – CP IV, e de alta resistência inicial – CP V). O desenvolvimento da alta resistência inicial é conseguido pela utilização de uma dosagem diferente de calcário e argila na produção do clínquer, bem como pela moagem mais fina do cimento (ABCP, 2002, p. 12).

O cimento CP V-ARI é rotineiramente usado nos experimentos realizados pelo grupo de pesquisa LEGG, viabilizando a execução mais rápida de experimentos. O cimento utilizado é da marca Cauê (fornecido em sacos de 40 Kg). As informações da tabela 3.3 referem-se a resultados de ensaios do controle tecnológico do cimento, fornecidas pelo fabricante, em comparação às exigências de conformidade (NBR 5733 – ABNT, 1991a) relativamente a características químicas, físicas e mecânicas.

Os resultados dos ensaios de caracterização física do cimento (do escopo da primeira etapa de caracterização dos materiais para o estudo) encontram-se apresentados no item 4.1 do texto.

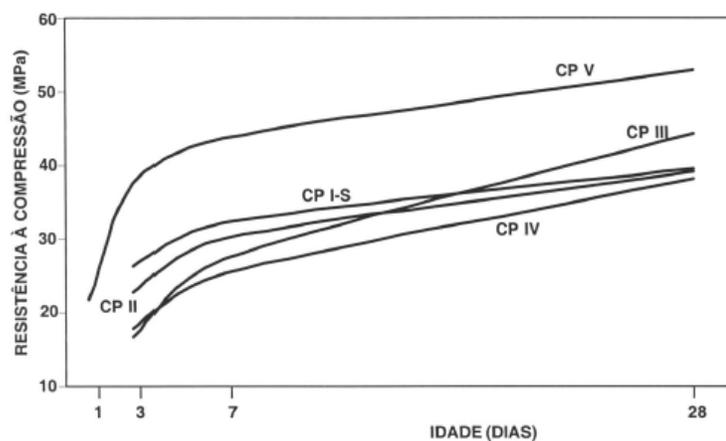


Figura 3.6: evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland (ABCP, 1996 *apud* ABCP, 2002, p. 13).

Tabela 3.3: características do cimento utilizado.

DETERMINAÇÕES		RESULTADOS	LIMITES DA NBR 5733	
Propriedades químicas	Resíduo insolúvel	0,68 %	≤ 1,0	
	Perda ao fogo	2,55 %	≤ 4,5	
	Óxido de magnésio (MgO)	1,99 %	≤ 6,5	
	Trióxido de enxofre (SO ₃)	3,12 %	≤ 3,5 (C ₃ A do clínquer ≤ 8%) ≤ 4,5 (C ₃ A do clínquer > 8%)	
Propriedades físicas	Resíduo na peneira 75 μm	0,28 %	≤ 6 %	
	Área específica	458,5 m ² /Kg	≥ 300 m ² /Kg	
	Tempo de início de pega	3:26 (h:min)	≥ 1 h	
	Tempo de fim de pega	5:15 (h:min)	-	
Propriedades mecânicas	Resistência à compressão	1 dia	21,4 MPa	≥ 14 MPa
		3 dias	36,7 MPa	≥ 24 MPa
		7 dias	41,8 MPa	≥ 34 MPa
		28 dias	49,0 MPa	-

3.3.5 Cal

A cal utilizada é a cal hidratada dolomítica, designada CH II (NBR 7175 – ABNT, 2003), comercialmente chamada de “Primor Extra”, produzida na cidade de Caçapava do Sul – RS.

A tabela 3.4 apresenta os resultados de ensaios do controle tecnológico da cal, fornecidos pelo fabricante, em comparação às exigências de conformidade (NBR 7175 – ABNT, 2003) relativamente a características químicas e físicas. Os resultados dos ensaios de caracterização física da cal (do escopo da primeira etapa de caracterização dos materiais para o estudo) encontram-se apresentados no item 4.1 do texto.

Tabela 3.4: características da cal utilizada.

DETERMINAÇÕES	RESULTADOS	LIMITES DA NBR 7175
Densidade	510 g/l	≤ 600 g/l
Perda ao fogo	23,3%	-
Resíduo insolúvel	4,7%	-
CO ₂ (anidrido carbônico)	2,2%	≤ 5%
Óxidos Totais	94,8%	≥ 88%
Óxidos não hidratados	11,0%	≤ 15%
CaO	44,8%	-
MgO	27,9%	-
Umidade	0,6%	≤ 1,5%
Resíduo na peneira 0,600 mm	0,0%	≤ 0,5%
Resíduo na peneira 0,075 mm	8,0%	≤ 15%

3.3.6 Água

A moldagem dos corpos de prova foi feita com o emprego de água destilada. Para os ensaios de caracterização utilizou-se água destilada quando especificada pela norma concernente. A água potável proveniente da rede de abastecimento pública foi utilizada como líquido permeante nos ensaios de condutividade hidráulica.

3.4 MÉTODOS

3.4.1 Coleta e preparação das amostras

A areia, o cimento e a cal utilizados nesta pesquisa foram adquiridos no comércio local. O solo residual de arenito foi coletado *in loco* no estado deformado, mediante escavação com ferramenta manual. O resíduo de britagem foi coletado diretamente dos reservatórios dos equipamentos da usina, mediante uso de ferramentas manuais.

A preparação das amostras dos solos e resíduo para os ensaios de caracterização e para a moldagem dos corpos de prova, que envolve os procedimentos de secagem ao ar, destorroamento, peneiramento e determinação da umidade higroscópica, seguiu os procedimentos estabelecidos pela norma NBR 6457 (ABNT, 1986a).

Na preparação da amostra do resíduo de britagem realizou-se uma remoção prévia do material retido na peneira de abertura 0,6 mm (figura 3.7). As amostras assim preparadas eram armazenadas em tonéis plásticos até a data da sua utilização, devidamente identificados e vedados.

O cimento e a cal foram armazenados em recipientes de vidro, com volume aproximado de quatro litros, adequadamente vedados e identificados para posterior utilização.



Figura 3.7: resíduo de britagem antes e após preparação.

3.4.2 Ensaio de caracterização

Para caracterização física da areia foram utilizados os ensaios de granulometria, massa específica real dos grãos, índices de vazios máximo e mínimo, e determinação do teor de umidade.

Para caracterização física do solo residual de arenito e do resíduo de britagem foram utilizados os ensaios de granulometria, massa específica real dos grãos, limites de liquidez e plasticidade, compactação (compilados de Lopes Junior, 2011) e determinação do teor de umidade.

Para o cimento e a cal realizaram-se os ensaios de massa específica real dos grãos (NBR NM 23 – ABNT, 2001) e granulometria a laser. Na determinação granulométrica foi utilizado o equipamento CILAS 1180, analisador de partículas a laser (faixa analítica de tamanho de partículas de 0,04 a 2500 micrometros).

As análises granulométricas dos solos e resíduo foram realizadas de acordo com a NBR 7181 (ABNT, 1984c).

As determinações de massa específica real dos grãos dos solos e resíduo seguiram o método descrito pela NBR 6508 (ABNT, 1984d).

Para as determinações dos índices de vazios máximo e mínimo da areia seguiram-se os procedimentos descritos pelas normas NBR 12004 (ABNT, 1990) e NBR 12051 (ABNT, 1991b), respectivamente.

A obtenção dos limites de liquidez e de plasticidade para o solo residual de arenito e o resíduo de britagem seguiu os métodos descritos nas normas NBR 6459 (ABNT, 1984a) e NBR 7180 (ABNT, 1984b), respectivamente.

Os ensaios de compactação (compilados de Lopes Junior, 2011), em misturas do solo residual de arenito mais resíduo de britagem com e sem adição cal, para energias normal e modificada, seguiram os procedimentos da NBR 7182 (ABNT, 1986b).

As determinações de teor de umidade seguiram os procedimentos da NBR 6457 (ABNT, 1986a).

3.4.3 Confeção dos corpos de prova para ensaios de Micro-CT

As quantidades dos materiais necessários à moldagem dos distintos corpos de prova foram calculadas em função dos parâmetros a serem atingidos (densidade, quantidade do agente cimentante, teor de umidade) e das massas específicas dos grãos dos materiais. A quantidade do agente cimentante foi definida em relação à massa de solo seco. A quantidade de água foi definida em relação à soma das massas de solo seco e agente cimentante.

Uma vez que as massas dos corpos de prova moldados para os ensaios de Micro-CT são muito pequenas (da ordem de 10 g), multiplicou-se por dez a quantidade de cada material necessário à mistura, de modo a facilitar a homogeneização da mesma, minimizar possíveis erros de dosagem e se obter, além dos materiais correspondentes à moldagem, um excedente suficiente para a determinação do teor de umidade do corpo de prova.

Após a pesagem dos materiais (com resolução de 0,01 g) misturavam-se inicialmente os sólidos com auxílio de espátula, acrescentando-se, posteriormente, a água, e dando-se continuidade ao processo até ser obtida uma mistura visualmente homogênea, sempre com o cuidado de se proceder rapidamente para serem evitadas perdas de umidade por evaporação.

As misturas resultantes eram compactadas no interior de molde plástico cilíndrico de 1,96 cm de diâmetro, o qual era adaptado no interior de um molde de aço inox, de modo a serem obtidos corpos de prova de 2,00 cm de altura com as devidas massas definidas nos cálculos de dosagens. Para serem confeccionados os corpos de prova com alturas e massas especificadas, procedia-se da seguinte maneira: apoiando-se o molde plástico sobre uma balança, acrescentava-se a este a primeira terça parte da massa de materiais necessários à constituição do corpo de prova a ser moldado e realizava-se uma prensagem estática com o auxílio de um cilindro plástico de ponta fechada, seguida de escarificação; após, acrescentava-se a segunda terça parte dos materiais utilizando-se do mesmo procedimento para a compactação; ao fim, adicionava-se a última parte dos materiais, acertando-se com cuidado o valor registrado na balança à massa requerida para o corpo de prova, e a compactação final deste era obtida inserindo-se o molde plástico no interior do molde de aço e ajustando sua altura com o encaixe da tampa do molde metálico (projetada de modo que a distância entre o fundo do molde plástico e a saliência da tampa de aço, que entrava no molde plástico, atingisse os 2,00 cm da altura do corpo de prova).

Depois de concluído o procedimento de moldagem, uma vez feito o encaixe exato do topo do molde plástico com a tampa metálica, esta era removida e se efetuava a extração do molde plástico do interior do molde maior com o uso de um pino auxiliar de extração. Na sequência, verificava-se a altura final do corpo de prova com o uso de paquímetro. Esta verificação era obtida através da medição da distância entre o topo do molde plástico e a face superior do corpo de prova, sendo posteriormente comparada ao valor obtido da diferença entre a altura interna total do molde plástico menos 2,00 cm (uma vez que cada corpo de prova ficava contido em seu respectivo molde plástico). Por último, o molde plástico contendo o corpo de prova era fechado com tampa, permitindo completa vedação do conjunto, e recebia a respectiva identificação. Na figura 3.8 podem-se observar algumas das etapas anteriormente descritas da confecção de um corpo de prova.

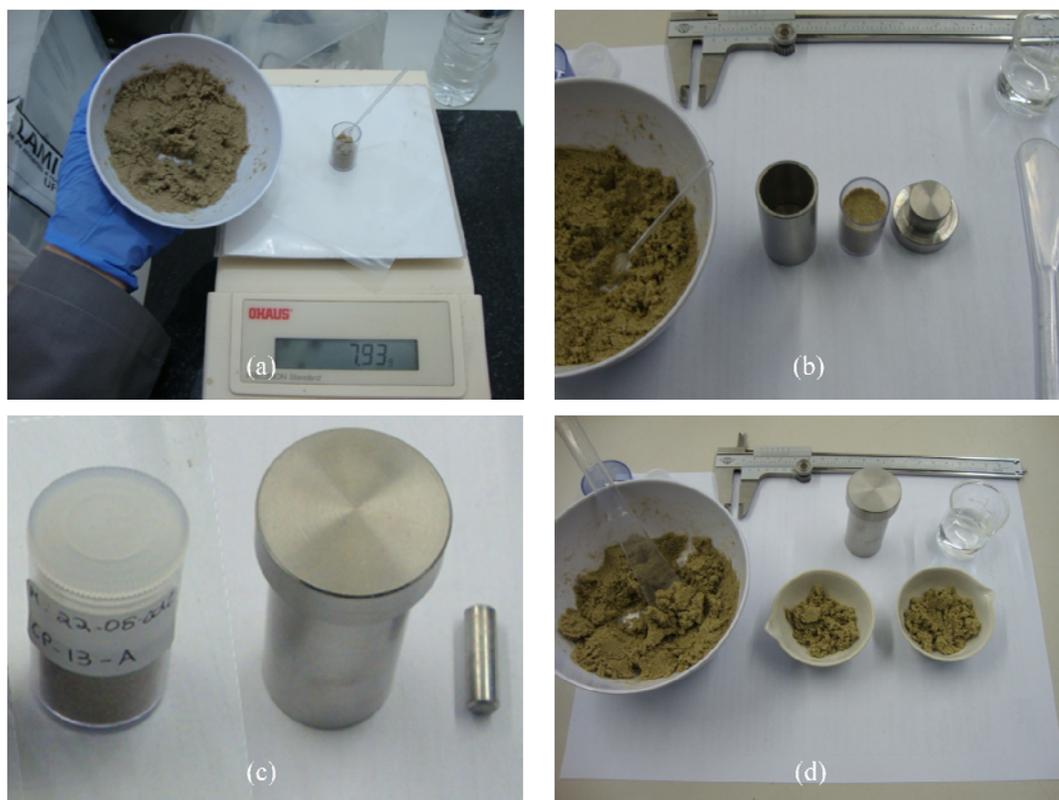


Figura 3.8: confecção de corpo de prova: (a) controle da massa para compactação; (b) molde plástico contendo corpo de prova extraído do molde externo; (c) corpo de prova identificado, molde externo com tampa e pino auxiliar de extração; (d) amostras para verificação do teor de umidade de moldagem.

Os corpos de prova eram considerados aptos à utilização no programa experimental quando atendiam às seguintes tolerâncias:

- a) grau de compactação de $100 \pm 1 \%$, sendo este parâmetro definido como a relação entre o valor da massa específica aparente seca obtida na moldagem e o valor estipulado como meta, expressa em porcentagem;
- b) teor de umidade especificado $\pm 0,5 \%$;
- c) dimensões especificadas (diâmetro ± 1 mm e altura ± 1 mm).

Para os ensaios de medição da porosidade através de microtomografia computadorizada de raios x, os quais foram realizados em Curitiba – PR, no laboratório LAMIR (Laboratório de Análises de Minerais e Rochas) da Universidade Federal do Paraná – UFPR, tomou-se o cuidado para que os corpos de prova, moldados em Porto Alegre – RS (LEGG/UFRGS), atingissem as idades de interesse de análise exatamente nas datas agendadas para os ensaios.

Os ensaios de Micro-CT eram realizados com os corpos de prova contidos em seus moldes plásticos, pois estes, além de não interferirem na execução do ensaio, e por terem um apropriado fechamento com tampa permitindo excelente vedação, auxiliando desta forma no sentido de proteger as amostras fisicamente e de perdas de umidade, acima de tudo serviam como contenção das amostras, as quais podiam ser analisadas mesmo se não apresentassem coesão (considerando o caso do ensaio de calibração realizado em amostra de areia não cimentada, como será explicado no item 3.4.6.3 do texto).

Assim, a cura dos corpos de prova de Micro-CT era realizada com as amostras contidas em seus moldes, e estes acondicionados em caixas plásticas mantidas em ambiente com temperatura controlada ($23 \pm 2^\circ$ C). As caixas continham repartições que permitiam um bom acondicionamento das amostras quando do transporte, e para este procedimento, eram envolvidas em papel alumínio, acomodadas em embalagem apropriada e cuidadosamente conduzidas durante todo o trajeto entre os laboratórios, evitando-se impactos e movimentos bruscos. As amostras eram confeccionadas em duplicata e buscava-se selecionar para o ensaio de interesse, aquela que melhor atendesse aos critérios de aceitação (tolerâncias de moldagem).

3.4.4 Confeção dos corpos de prova para ensaios de MIP

Ressalta-se primeiramente que os ensaios de MIP do presente estudo contemplam análises relativas aos dois experimentos (“grupo A” e “grupo B”). Destaca-se, portanto, que os ensaios do “grupo A” foram realizados no LMC (Laboratório de Materiais de Construção) da Universidade do Vale dos Sinos – UNISINOS, em São Leopoldo – RS, enquanto que os ensaios do “grupo B” foram realizados no laboratório LCT (Laboratório de Caracterização Tecnológica) do Departamento de Engenharia de Minas e de Petróleo, da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – EPUSP. Para os experimentos tomou-se o cuidado de que os corpos de prova atingissem as idades de interesse de análise nas datas agendadas para os ensaios.

Do mesmo modo como foram moldadas as amostras para os ensaios de Micro-CT (descrito no item anterior), também foram confeccionadas as amostras destinadas à porosimetria por intrusão de mercúrio. Entretanto, para que as amostras possam ser utilizadas no ensaio de MIP devem apresentar dimensões compatíveis com o porta amostra do equipamento de análise e serem previamente preparadas de modo a se ter removida a água evaporável presente nos poros (permitindo a intrusão do mercúrio nestes vazios).

Sendo assim, após a confecção do corpo de prova, seu armazenamento e transporte até o local de ensaio, procedia-se à sua extração do interior do molde plástico (que era partido com uso de alicate de corte) seguida de procedimento de ajuste de suas dimensões para a acomodação no porta amostra utilizado (volume de 3,2 cm³ no LMC/UNISINOS e 5,6 cm³ no LCT/EPUSP, respectivamente). A redução das dimensões dos corpos de prova cilíndricos confeccionados era realizada com o corte úmido das mesmas utilizando-se serra circular de precisão, conforme demonstrado na figura 3.9. Na molhagem utilizou-se álcool isopropílico.

Após o corte, as amostras eram levadas à estufa (temperatura média de 60° C) até constância de massa. Na sequência, antes de serem utilizadas nas análises de MIP, tinham suas dimensões medidas com paquímetro, para que se pudesse comparar o volume assim verificado com o volume determinado a partir da massa da amostra seca e da densidade da amostra, por sua vez obtida na fase de preenchimento do porta amostra com o mercúrio (início de ensaio).

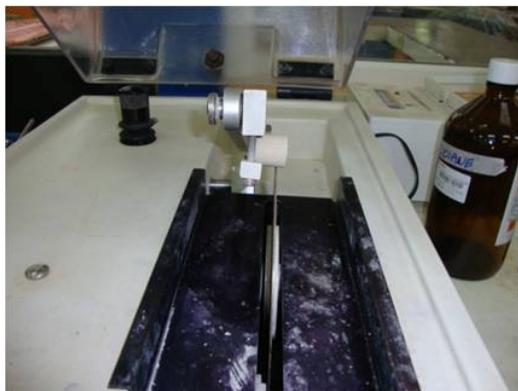


Figura 3.9: corte de corpo de prova para ensaio de MIP.

3.4.5 Confecção dos corpos de prova para ensaios de condutividade hidráulica

Foram utilizados para os ensaios de condutividade hidráulica corpos de prova cilíndricos de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. A confecção dos corpos de prova se deu por procedimentos de pesagem, mistura, compactação, desmoldagem, acondicionamento, armazenagem e cura.

As quantidades dos materiais necessários à moldagem dos distintos corpos de prova foram calculadas em função dos parâmetros a serem atingidos (densidade, quantidade do agente cimentante, teor de umidade) e das massas específicas dos grãos dos materiais. A quantidade do agente cimentante foi definida em relação à massa de solo seco. A quantidade de água foi definida em relação à soma das massas de solo seco e agente cimentante.

Após pesagem dos materiais sólidos (solos e agentes cimentantes) com precisão de 0,01 g, seguia-se com a mistura dos mesmos, com o auxílio de espátula, até sua homogeneização. Em seguida, a água era adicionada continuando o processo de mistura. A mistura permitia a moldagem de um corpo de prova e amostra suficiente para determinação do teor de umidade.

Após a mistura, a quantidade necessária à confecção de um corpo de prova era dividida em três partes iguais e armazenadas em recipientes com tampa até serem utilizadas na compactação. Duas pequenas porções da mistura restante eram retiradas e colocadas em cápsulas para determinação do teor de umidade. A média dos dois teores medidos foi adotada como sendo o teor de umidade do corpo de prova moldado. A amostra era então compactada estaticamente em três camadas, no interior de molde metálico tripartido, de maneira que cada

camada atingisse a densidade estipulada, tomando-se o cuidado de escarificar as superfícies entre camadas para assegurar a continuidade e integração entre as mesmas.

Concluído o processo de moldagem, o corpo de prova era extraído do molde, sua massa e dimensões determinadas com precisão de 0,01 g e 0,01 cm, respectivamente, e acondicionado em saco plástico adequadamente identificado e vedado para evitar variações do teor de umidade. O corpo de prova assim obtido era então armazenado e mantido pelo período de cura até sua utilização em ambiente com temperatura controlada ($23 \pm 2^\circ \text{C}$).

Os corpos de prova eram considerados aptos à utilização no programa experimental quando atendiam às seguintes tolerâncias:

- a) grau de compactação de $100 \pm 1 \%$, sendo este parâmetro definido como a relação entre o valor da massa específica aparente seca obtida na moldagem e o valor estipulado como meta, expressa em porcentagem;
- b) teor de umidade especificado $\pm 0,5 \%$;
- c) dimensões especificadas (diâmetro $\pm 0,5 \text{ mm}$ e altura $\pm 1 \text{ mm}$).

As amostras eram confeccionadas em duplicata e buscava-se selecionar para o ensaio de interesse, aquela que melhor atendesse aos critérios de aceitação (tolerâncias de moldagem).

3.4.6 Ensaio de microtomografia computadorizada de raios x

A microtomografia computadorizada de raios x (Micro-CT) foi aplicada ao estudo da porosidade das amostras da areia artificialmente cimentada. A técnica é não destrutiva e permite a observação de centenas de seções microtomográficas e visualização tridimensional interna de amostras reconstruídas através de imagens, além de quantificações automatizadas de áreas e volumes. O processo analítico divide-se em três partes principais: aquisição das imagens no microtomógrafo, reconstituição das seções microtomográficas e tratamento dos dados de acordo com o objetivo buscado.

Este tipo de análise física (cujos mecanismos e conceitos de funcionamento foram explicados no capítulo 2) possibilita a visualização de partes específicas da estrutura interna de um material, por exemplo, as fases sólidas e poros. Os distintos componentes do objeto de observação possuem seus respectivos contrastes de atenuação dos raios x. O resultado constitui imagens em tons de cinza de fatias da amostra, onde os elementos mais densos apresentam-se em tons mais claros.

Os ensaios de Micro-CT foram realizados em Curitiba – PR, no laboratório LAMIR (Laboratório de Análises de Minerais e Rochas) da Universidade Federal do Paraná – UFPR.

O microtomógrafo de raios x utilizado é da marca Skyscan, modelo 1172. Os componentes básicos são fonte de raios x, detector e sistema de rotação. A figura 3.10 apresenta o microtomógrafo contendo amostra no compartimento de análise (antes de ser fechado para iniciar o ensaio).

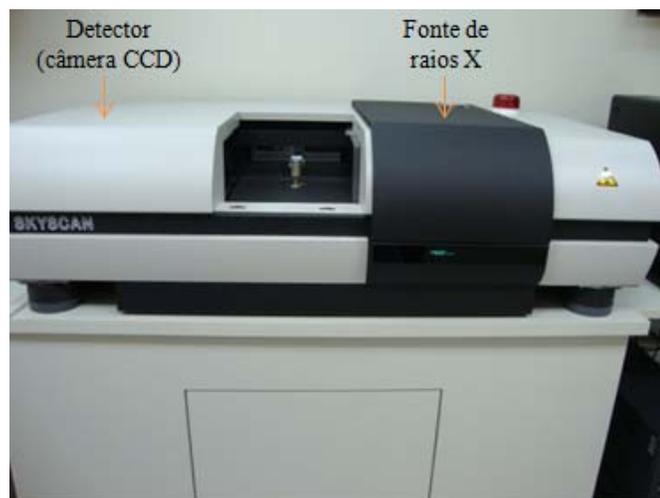


Figura 3.10: microtomógrafo de raios x utilizado no estudo.

O processamento computacional dos dados, para reconstrução das seções microtomográficas, é obtido pela integração (cluster) de quatro computadores, com 4 gigabytes de memória RAM cada, apresentados na figura 3.11.



Figura 3.11: *cluster* de computadores utilizados para o processamento de imagens.

3.4.6.1 Fase de aquisição das imagens

A geometria do feixe de raios x é cônica, e devido às dimensões das amostras analisadas, atingidas pelo detector, o escaneamento de cada corpo de prova foi realizado em uma única varredura, durante a qual a rotação da amostra foi ajustada para passos de 0,41 graus.

Foi definida, para cada passo do giro, a geração de projeções microtomográficas obtidas pela média entre dois *frames* da seção longitudinal. O tempo de duração de escaneamento por amostra foi de aproximadamente 1 hora e 10 minutos. O detector do equipamento utilizado consiste em uma câmera de 10 megapixels com sensor de imagem CCD (dispositivo de carga acoplado) de 12 bits, e cintilador de fibra ótica.

Na figura 3.12 observa-se a amostra, no compartimento de análise, fixada ao porta amostra que é conectado ao sistema de rotação, e também a tela do computador de operação onde se pode visualizar a amostra durante o ensaio com o compartimento de análise fechado.

A resolução espacial nas imagens é dependente do tamanho representado pelo pixel. O tamanho de pixel da imagem coincide com a distância entre as fatias (seções transversais reconstituídas da amostra), representando a profundidade tomográfica para os cálculos volumétricos.



Figura 3.12: amostra no compartimento de análise do microtomógrafo: (a) posicionada no sistema de rotação; (b) visualizada a partir da tela do computador de operação.

Para as amostras analisadas o tamanho do pixel foi de aproximadamente $11\ \mu\text{m}$. A redução deste valor implicaria em aumento no tempo de aquisição das imagens e expressiva ampliação no número de dados produzidos, requerendo maior tempo para a fase de reconstrução, bem como elevada capacidade computacional para a fase de tratamento dos dados, que não é efetuada pelo *cluster* do laboratório (utilizado apenas na aquisição e geração de dados processáveis). A máxima resolução permitida pelo equipamento é de $1,0\ \mu\text{m}$ (medida razoável de ser obtida apenas em amostras milimétricas, devido à relação custo-benefício operacional).

Os filtros aplicados nas análises das amostras da areia artificialmente cimentada foram de alumínio e cobre. No trabalho de Reis Neto *et al.* (2011), que utilizaram o mesmo aparelho de análise que a presente pesquisa, no qual foram avaliados exemplares de rochas (mármore, quartzito, arenito e brecha carbonática), também foram utilizados os mesmos filtros, empregados a fim de filtrar a radiação de baixa energia, que, segundo os autores, comumente não contribui na análise de amostras densas.

Foram adotados como parâmetros de operação do equipamento a tensão de $100\ \text{kV}$ e corrente de $100\ \mu\text{A}$. A escolha da tensão e corrente adequadas para as análises depende principalmente do tamanho e da densidade da amostra. No trabalho de Reis Neto *et al.* (2011), os melhores resultados nas rochas analisadas foram obtidos com a tensão máxima do equipamento ($100\ \text{kV}$) e corrente de $100\ \mu\text{A}$; testes com tensão mais baixa foram realizados, porém os resultados não foram satisfatórios. Com aplicação de menor tensão para as rochas de dimensões centimétricas (1 a 5 cm, sendo este o tamanho máximo permitido pelo equipamento), os

autores verificaram que seria necessário aumentar o tempo de exposição dos raios x em cada passo de rotação da amostra, aumentando substancialmente o tempo de aquisição, entretanto, apesar do aumento do tempo analítico, os resultados nas amostras não foram melhores do que os obtidos com 100 kV e menor tempo de exposição dos raios x, justificando a escolha dos parâmetros adotados naquele estudo, e servindo como base para a seleção dos parâmetros da presente pesquisa.

A fase de aquisição das imagens microtomográficas é executada no programa computacional Skyscan 1172, e o resultado obtido nesta etapa é um arquivo com centenas de imagens de projeção de raios x (formato TIFF). A figura 3.13 apresenta a tela do computador de operação durante a fase de aquisição e um exemplo de imagem obtida (seção longitudinal da amostra).

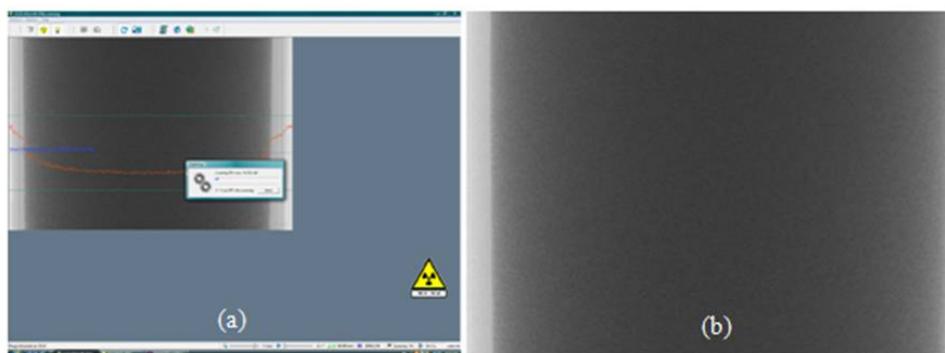


Figura 3.13: imagem microtomográfica de projeção de raios x: (a) visualizada na tela do computador de operação durante escaneamento da amostra; (b) no formato gerado na fase de aquisição de imagens.

3.4.6.2 Fase de reconstrução das seções microtomográficas

Relativamente à fase de reconstrução, o tempo necessário à geração das seções depende do tamanho da amostra, da resolução escolhida, e de parâmetros ajustados na etapa de aquisição de dados. As seções microtomográficas, associadas à distância entre elas (tamanho de pixel), fornecem as informações que permitem efetuar os cálculos volumétricos (fase de tratamento de dados).

A reconstrução de cada amostra foi operada no *cluster* do laboratório, e foi executada no programa computacional NRecon (SkyScan) através de cálculo algoritmo de Feldkamp-Davis-Kress (adequado para a geometria em feixe cônico). A figura 3.14 mostra a tela do gerenciador do *cluster* durante a fase de reconstrução, onde as linhas vermelhas sobre a imagem de projeção limitam a área de reconstituição das seções (*slices*) e a linha verde corresponde ao local para o qual são testados parâmetros de ajustes iniciais (que permitem, se necessário, a correção de artefatos de interferência).

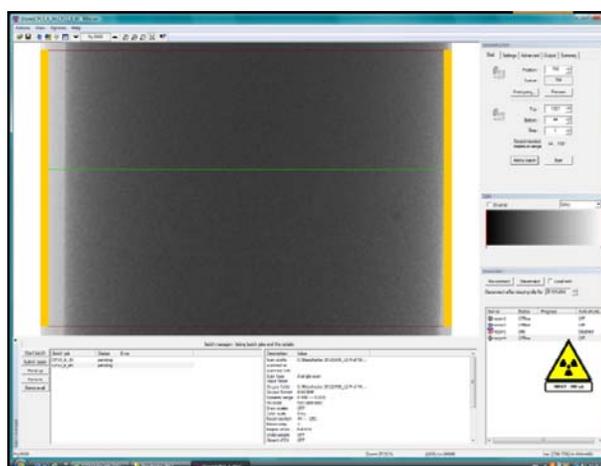


Figura 3.14: tela do gerenciador do *cluster* durante a fase de reconstrução.

O tempo requerido para a fase de reconstrução de cada amostra foi da ordem 40 minutos.

O resultado desta etapa era um arquivo com centenas de imagens (formato Bitmap) de seções microtomográficas, conforme a apresentada na figura 3.15, onde os tons na escala de cinzas representam elementos tanto mais densos, quanto mais clara a sua tonalidade, o que reproduz a atenuação sofrida pelos raios x transmitidos ao atravessarem a amostra.

Terminada a fase de reconstrução, estavam concluídas as etapas de análise realizadas no laboratório LAMIR.

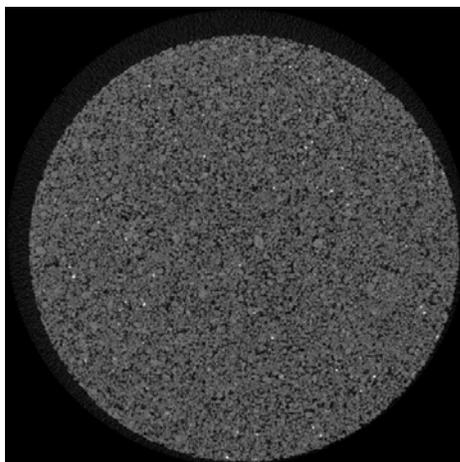


Figura 3.15: seção microtomográfica reconstruída.

3.4.6.3 Fase de tratamento dos dados

A terceira e última fase consiste no tratamento dos dados. As possibilidades de estudo são abrangentes e dependem principalmente do objetivo da análise.

Na avaliação a que se propõe esta pesquisa, o objetivo é quantificar a porosidade das amostras, a qual é definida pela relação entre o volume de vazios e o volume total do corpo de prova. Neste sentido, na fase de tratamento de dados, buscou-se, essencialmente, a definição da representação dos elementos sólidos e dos poros a partir das imagens.

O recurso utilizado para interpretação dos dados foi o software CTAnalyser – CTAn (Skyscan), o qual requer preferencialmente um sistema operacional de 64-bit e apresenta um bom funcionamento em computadores com pelo menos 8 gigabytes de memória RAM. O programa permite, além de outras opções, a definição nas imagens de fases especificadas representativas dos materiais. Após a definição de fases, feita por binarização, o programa executa os cálculos volumétricos (que servem a modelos tridimensionais). Os resultados gerados são obtidos em relatório (formato TXT).

Nesta etapa de tratamento de dados é possível se fazer a seleção da região de interesse (ROI – *region of interest*) em uma das imagens que representam as seções transversais da amostra, e assim a análise pode ser delimitada a um volume especificado. Além disso, após os cálculos

tridimensionais, os dados ainda podem ser utilizados em programa que permite criar modelos tridimensionais.

Chega-se neste ponto a uma definição crucial à representatividade dos resultados alcançados, pois a binarização de fases pode envolver erros de interpretação e, conseqüentemente, afetar o valor da porosidade obtida.

Durante a utilização do programa CTAn (para produção dos cálculos de porosidade), uma das tarefas a serem executada é a binarização. Ela consiste essencialmente em, a partir da observação das imagens microtomográficas, se dividirem em fases (conforme interesse) os elementos da amostra representados em diferentes tons de cinza. No caso deste estudo as fases de interesse são fase sólidos e fase poros, e sendo assim, a binarização foi o processo pelo qual as imagens visualizadas (em tons de cinza) foram transformadas em imagens preto e branco, de modo que as áreas interpretadas como sólidos foram selecionadas em branco e as áreas interpretadas como poros foram selecionadas em preto (pela escolha de um limiar adaptativo de valores do histograma de cores com o qual se trabalha nesta tarefa). As figuras 3.16 e 3.17 apresentam as telas do programa CTAn quando se está visualizando, respectivamente, a imagem de seção microtomográfica em tons de cinza e a imagem binarizada em preto e branco.

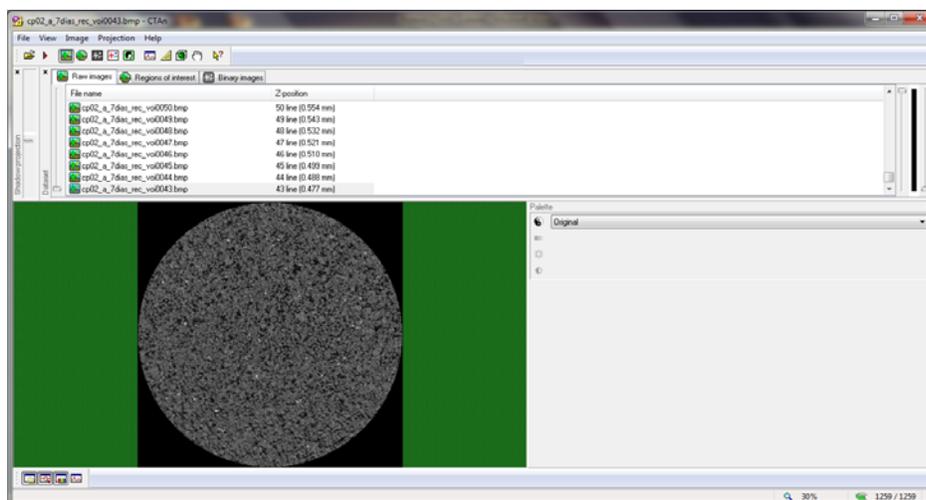


Figura 3.16: seção microtomográfica em tons de cinza visualizada na tela do programa CTAn.

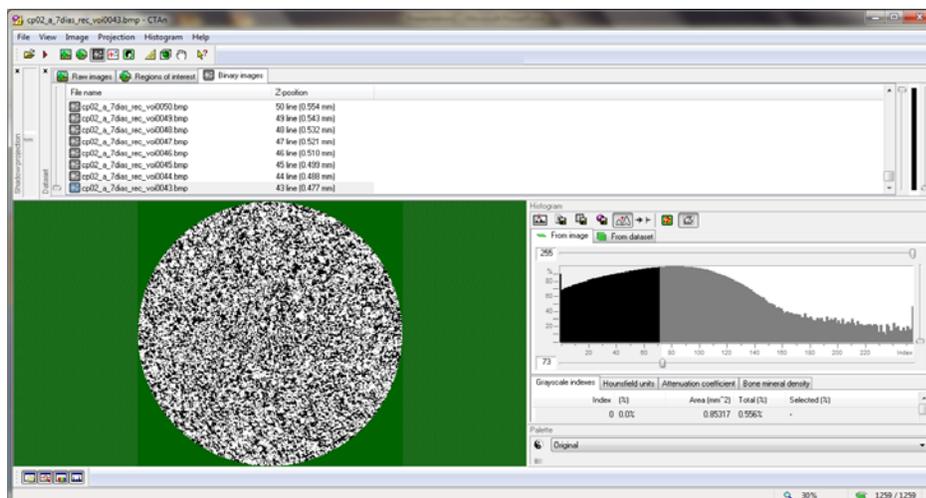


Figura 3.17: seção microtomográfica binarizada produzida na fase de tratamento dos dados.

Uma vez que as fases constituintes das amostras da areia artificialmente cimentada apresentam faixas de variação dimensional que incluem sólidos e poros de dimensões inferiores ao tamanho de pixel das imagens (aproximadamente 11 μm), torna-se inviável determinar com precisão o limiar entre fases por observação das imagens microtomográficas em tons de cinza. O limiar adaptativo no *software* utilizado é definido pelo ajuste em um histograma de cores (cada cor pode ter um brilho que varia de 0 a 255 em uma imagem digital com profundidade de 8-bits, como as imagens microtomográficas utilizadas). O histograma é produzido quando o computador varre a imagem identificando os valores de brilho e contando os pixels totalizados para cada intensidade (que varia de 0 a 255).

A seleção do intervalo no histograma das intensidades que devem representar os poros ou os sólidos é função do julgamento adotado, ou seja, depende da metodologia adotada que busque embasar a racionalização desta tarefa, o que pode ser facilitado em muitos casos, pela correlação de informações advindas de outras técnicas de análise (microscopia óptica, porosimetria por intrusão de mercúrio, entre outras).

Segue-se agora com a explicação do critério metodológico empregado para a execução da fase de binarização.

Basicamente, foi pensado em se utilizar uma calibração para a adoção de intervalos de valores das intensidades no histograma, a partir de uma amostra de porosidade conhecida, ou seja, uma vez que se conheça previamente a porosidade de uma amostra, as imagens microtomográficas obtidas para esta poderiam ser binarizadas pelo ajuste no histograma com valores tais que, por tentativas, fosse possível se atingir o resultado final desejado (a porosidade teórica previamente conhecida).

Para esta finalidade, moldou-se uma amostra apenas com areia e água (contida no molde plástico usado para os ensaios de Micro-CT), e sendo sua porosidade conhecida, fez-se a análise microtomográfica desta amostra, de modo que, na fase de binarização, foram-se testando valores para o histograma e gerando resultados. O resultado obtido, de mesmo valor da porosidade conhecida (teórica), indicou qual das análises serviria como calibração para os valores do histograma, a ser utilizada nas demais avaliações.

Ainda que a amostra utilizada no teste de calibração não contenha cimento hidratado (diferentemente das amostras do programa experimental), entende-se que ela cumpre de maneira adequada a função de gerar valores para o limiar entre as fases sólidos e poros, necessários à binarização.

Da observação entre imagens microtomográficas, geradas a partir da amostra moldada sem cimento e de amostras da areia artificialmente cimentada, não foi possível se perceberem diferenças relativamente aos tons de cinza, sugerindo que a atenuação dos raios x é semelhante para a areia e o cimento hidratado (indicando possuírem densidades próximas), portanto, justificando o critério metodológico empregado para aprimorar a tarefa de binarização. Além disso, com o critério utilizado para se gerar um valor de calibração, considera-se que foi possível resolver a dificuldade imposta pela resolução das imagens, abaixo da qual não é viável a detecção dos elementos nelas representados.

Deste modo, com os valores utilizados na geração do histograma, definido em análise que resultou na porosidade de mesmo valor da porosidade conhecida (teórica) da amostra teste, realizaram-se todas as demais binarizações do programa experimental e obtiveram-se os resultados do índice investigado para as amostras da areia artificialmente cimentada. O resultado da porosidade gerado juntamente com as demais informações do processamento (cálculos tridimensionais) eram armazenados em arquivos resumos salvos durante o tratamento dos dados.

3.4.7 Ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio

A técnica de análise física de porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP) foi utilizada para a caracterização dimensional dos poros de amostras do presente estudo (dividido em “grupo A” e “grupo B”).

Os ensaios do “grupo A” foram realizados no LMC (Laboratório de Materiais de Construção) da Universidade do Vale dos Sinos – UNISINOS, em São Leopoldo – RS. Os ensaios do “grupo B” foram realizados no laboratório LCT (Laboratório de Caracterização Tecnológica) do Departamento de Engenharia de Minas e de Petróleo, da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – EPUSP.

O porosímetro utilizado na investigação das amostras do “grupo A”, modelo PoreMaster 33 (Quantachrome Instruments), é mostrado na figura 3.18. A máxima pressão de trabalho do equipamento é de 227,53 MPa, que possibilita uma intrusão de mercúrio em poros de diâmetro equivalente de até 0,0064 μm . O porosímetro utilizado na investigação das amostras do “grupo B” (figura 3.19) é da marca Micromeritics, modelo AutoPore IV, com máxima pressão de trabalho de 275,79 MPa.



Figura 3.18: porosímetro utilizado no estudo do “grupo A”.



Figura 3.19: porosímetro utilizado no estudo do “grupo B”.

O princípio físico de funcionamento do método MIP (descrito no capítulo 2) baseia-se na premissa de que um fluido não molhante, estando submetido à pressão externa, irá intrudir os poros de um material. A distribuição de tamanho de poros do material investigado é determinada pelo volume intrudido de mercúrio para cada incremento de pressão aplicada durante o ensaio. A quantificação da porosidade total da amostra pode ser calculada uma vez obtido o volume total de intrusão de mercúrio nos poros.

As determinações de porosimetria por intrusão de mercúrio foram realizadas com base nos procedimentos descritos pela norma ISO 15901-1 (ISO, 2005). O volume de mercúrio que penetra na amostra, função da pressão aplicada, se relacionada com o diâmetro dos poros pela equação de Washburn (equação 2.8). As medidas foram efetuadas com leitura gradual para cada pressão aplicada (modo *stepwise*), nas amostras previamente secas. Para o cálculo do diâmetro equivalente dos poros adotaram-se os valores de tensão superficial de mercúrio e ângulo de contato de 0,48 N/m e 130°, respectivamente.

A metodologia de ensaio consiste basicamente em se encerrar a amostra em um recipiente, aplicar vácuo (para remoção de vapores) e permitir que o mercúrio preencha o recipiente. Na sequência, aplicando-se pressão externa, o volume de mercúrio entrando nos poros da amostra é monitorado. A medição do volume de mercúrio entrando na amostra é realizada pela associação do recipiente que a contém (porta amostra) a um tubo capilar, fazendo-se com que

este funcione como reservatório de mercúrio durante o experimento. Deste modo, previamente ao início da análise, o conjunto recipiente-capilar, conhecido como penetrômetro, é acoplado ao equipamento de aplicação de pressão e preenchido com mercúrio. Nos equipamentos utilizados a aplicação de pressão ao mercúrio é feita por transferência através de óleo hidráulico. Na figura 3.20 observa-se o esquema representativo de um penetrômetro.

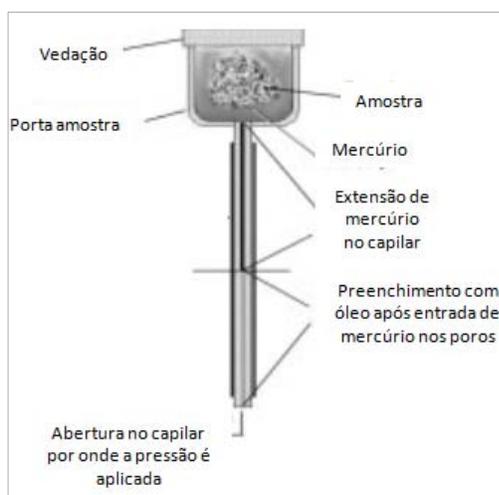


Figura 3.20: penetrômetro (adaptado de Webb, 2001, p. 7).

A haste do penetrômetro cheia de mercúrio funciona como um capacitor e os níveis de mercúrio que penetram na amostra durante o ensaio são determinados através da variação em sua capacitância. A haste capilar é construída em vidro (um isolante elétrico), está cheia de mercúrio (um condutor elétrico), e a superfície exterior da haste capilar é revestida com metal (condutor elétrico). A combinação de dois condutores elétricos concêntricos separados por um isolante produz um capacitor. O valor de capacitância é função das áreas dos condutores, da constante dielétrica do isolante e outros parâmetros físicos (WEBB, 2001, p. 7). Um pequeno volume de mercúrio entrando em um capilar faz com que o comprimento da coluna se modifique significativamente, então promovendo sensibilidade para medições de volumes.

Cumpridos os procedimentos prévios para o preenchimento do penetrômetro com mercúrio, inicia-se a aplicação de pressão. Os equipamentos utilizados possuem sistema automático de aquisição de dados. Quando a pressão externa é aumentada, a variação na altura da coluna de

mercúrio no tubo capilar indica o volume passando para dentro da amostra. O monitoramento dos estágios de aplicação de pressão e os volumes intrudidos de mercúrio compreendem o conjunto de dados. O incremento da pressão é realizado paulatinamente, de maneira a permitir que o processo de intrusão se equilibre antes da tomada dos pontos pressão-volume intrudido.

Medidas de controle de pressão são obtidas por transdutores que produzem sinal elétrico (proporcional à amplitude de pressão aplicada para o sensor). Este sinal elétrico é convertido a um código digital para ser processado pelo computador de monitoramento.

Durante o ensaio a pressão é aumentada, quando o mercúrio estará sendo forçado para dentro dos vazios da amostra acessíveis pela pressão correspondente. O volume de mercúrio requerido para preencher os poros acessíveis é considerado o volume total de poros da amostra. As figuras 3.21 e 3.22 apresentam os penetrômetros antes e após a realização dos ensaios contendo amostras do “grupo A” e do “grupo B”, respectivamente.

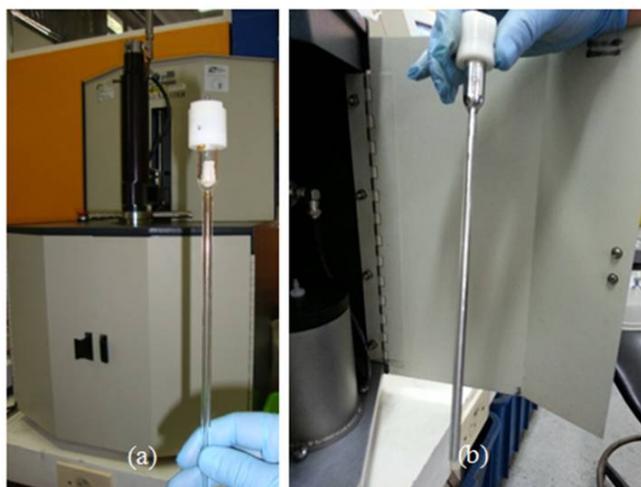


Figura 3.21: amostra do “grupo A” (a) antes e (b) após o ensaio MIP,

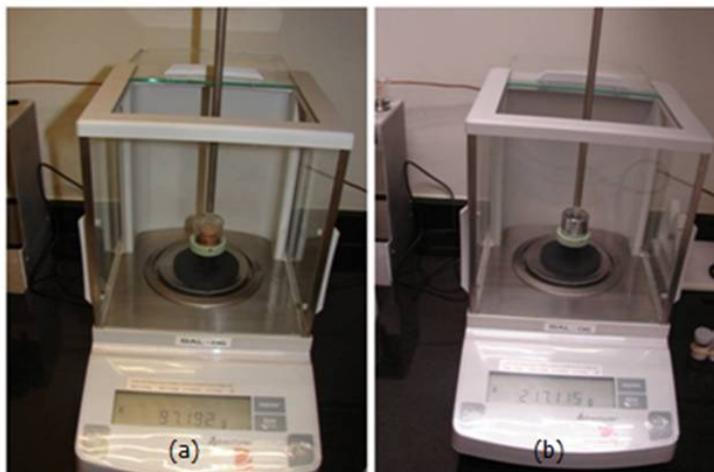


Figura 3.22: amostra do “grupo A” (a) antes e (b) após o ensaio MIP,

Ao final do experimento, geram-se gráficos com os dados adquiridos no decorrer do ensaio, obtendo-se desta forma as curvas de intrusão incremental e cumulativa de mercúrio. Na curva de intrusão incremental é mostrado o volume de mercúrio intrudido por unidade de massa da amostra em cada estágio de pressão, portanto, correlacionado aos espectros de tamanho de poros. A curva cumulativa mostra o volume total intrudido de mercúrio por unidade de massa da amostra, correlacionada à faixa completa de tamanho de poros investigados. De posse das curvas de intrusão e conhecidas a massa e dimensões da amostra, determinadas antes do início do ensaio, calcula-se a porosidade total da amostra, além de se tornarem possíveis outras observações relativas à rede porosa do material.

3.4.8 Ensaio de condutividade hidráulica

Os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados no laboratório LEGG/UFRGS em um permeâmetro de parede flexível (CRUZ, 2004) composto por célula triaxial e sistemas de aplicação de pressão, monitoramento e aquisição de dados. A figura 3.23 apresenta uma visão geral do esquema de funcionamento do equipamento.

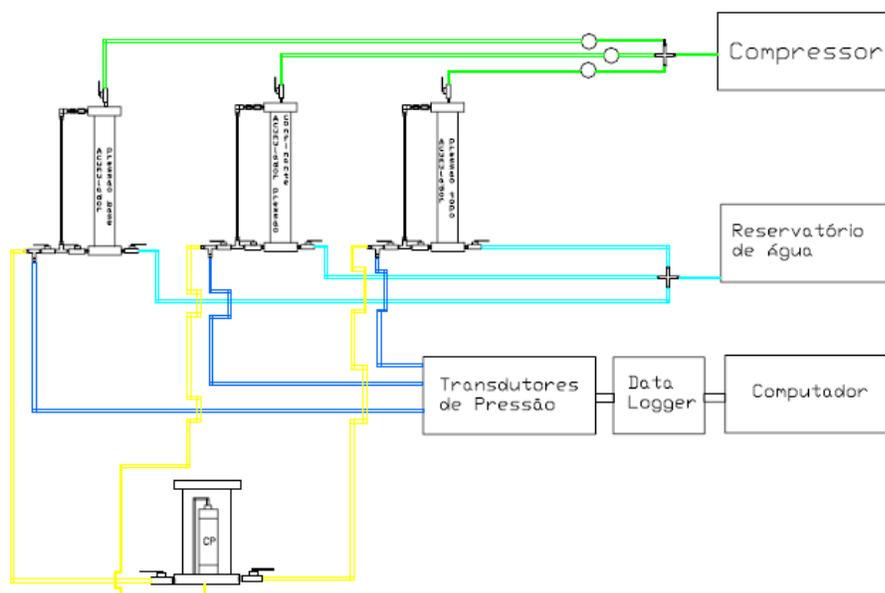


Figura 3.23: visão geral do esquema de funcionamento do equipamento de ensaio de condutividade hidráulica (CRUZ, 2004, p. 53).

O sistema de aplicação de pressão é composto por três câmaras de aço inox, denominadas de acumuladores, nos quais a pressão é aplicada através de ar comprimido diretamente sobre a água. O movimento da interface ar/água é monitorado para medir o fluxo nos acumuladores através de tubos graduados que mostram o nível do líquido dentro dos acumuladores. Dois dos acumuladores são conectados ao corpo de prova, um na base e outro no topo, sendo responsáveis pela tensão de base e topo. O terceiro acumulador é responsável pela tensão confinante. No topo dos acumuladores estão acoplados os tubos para a aplicação do ar comprimido e na base estão conectadas as tubulações de transmissão de tensão e do sistema de abastecimento de água. A ligação entre os acumuladores e a célula é feita por meio de tubos, conexões e válvulas (figura 3.24).

Dois transdutores eletrônicos de pressão servem ao monitoramento das pressões (confinante, de base e de topo), de modo que são utilizados de forma alternada, permitindo a observância das pressões de interesse conforme o andamento do ensaio. Os transdutores de pressão (com capacidade para 1,0 MPa) são conectados a um conversor analógico/digital (*datalogger*) que converte os dados de corrente elétrica em dados computacionais e os envia ao computador que gerencia as informações através do software FieldChart (NOVUS).

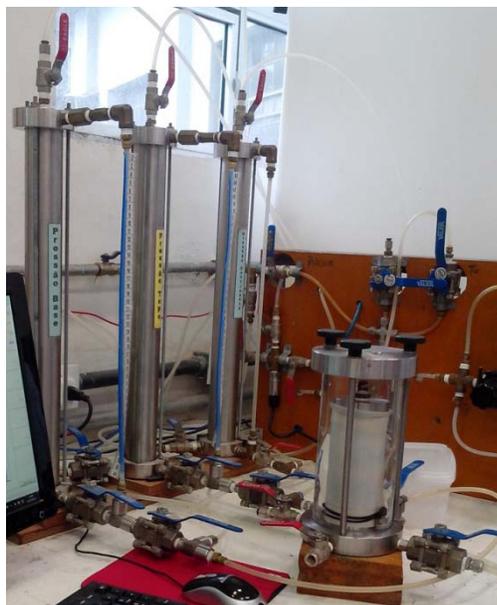


Figura 3.24: célula triaxial do permeâmetro e acumuladores.

3.4.8.1 Instalação da amostra

Consiste em instalar a amostra no interior da câmara triaxial, com as pedras porosas e papel filtro nas extremidades (figura 3.25a). No confinamento lateral é utilizada uma membrana de látex, cujas extremidades são fixadas à base e topo em aço inox, por meio de *o-rings* (figura 3.25b). Após faz-se o fechamento da câmara e procede-se ao seu enchimento com água.

3.4.8.2 Fase de percolação

Esta fase (figura 3.26) visa à eliminação de bolhas de ar na amostra e facilita a saturação do corpo de prova. O procedimento inicia-se com a aplicação de uma contra-pressão e uma tensão de confinamento na amostra (impedindo o fluxo preferencial entre o corpo de prova e a membrana), de modo que a tensão efetiva fique na ordem de 15 a 20 kPa. Para a geração do fluxo a base é conectada ao reservatório de água e o topo à pressão ambiente.

Esta etapa era mantida até que fossem percolados em torno de duas vezes o volume de vazios teórico da amostra, preferencialmente até que não fossem mais percebidas bolhas de ar saindo através da tubulação de saída (ligada à pressão ambiente, acoplada a um recipiente coletor do percolado), com tempo variando de poucas horas até aproximadamente 48 horas, a depender das características da amostra ensaiada.



Figura 3.25: instalação da amostra: (a) detalhe do corpo de prova e pedras porosas; (b) detalhe dos *o-rings* de vedação.

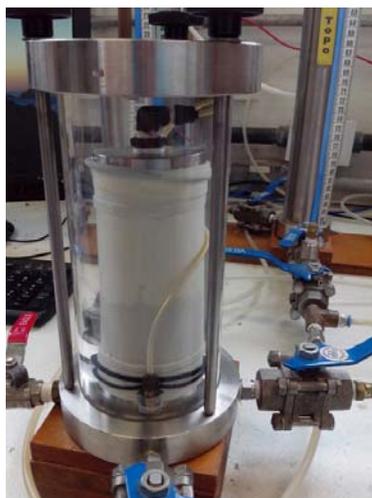


Figura 3.26: amostra durante a fase de percolação.

3.4.8.3 Fase de saturação

A fase de saturação por contra-pressão consistiu na aplicação de incrementos de tensão de 50 kPa na tensão confinante e na contra-pressão, mantendo-se a tensão efetiva constante em 20 kPa. Os incrementos eram aplicados abrindo-se a válvula da tensão confinante e a válvula da contra-pressão (conectada ao topo do corpo de prova).

Um novo incremento era aplicado somente depois que a contra-pressão (aplicada no topo) atingisse a base do corpo de prova, ou seja, somente depois que a pressão estivesse equalizada (observada através do monitoramento). O tempo transcorrido entre incrementos variava num intervalo de alguns minutos até algumas horas, a depender das características da amostra ensaiada.

Esse procedimento é realizado com a finalidade de que, à medida que a contra-pressão é aumentada, as porções de ar remanescentes na amostra entrem em solução. A contra-pressão deve ser de no mínimo 200 kPa para que as bolhas de ar sejam dissolvidas na água. Nos experimentos utilizaram-se contra-pressões máximas de até 460 kPa.

A saturação era verificada através do parâmetro B (SKEMPTON, 1954). Este parâmetro é definido pela razão entre a variação de poro-pressão e a correspondente variação da tensão confinante aplicada.

De acordo com a norma D5084 (ASTM, 2010, p. 11), a amostra deve ser considerada adequadamente saturada se o valor de B for maior ou igual a 0,95, ou, para materiais relativamente incompressíveis, se o valor de B se mantém inalterado com a aplicação de crescentes valores de contra-pressão. Para estes últimos, a condição de saturação é representada por valores de B, de alguma magnitude, inferiores a 1,0.

Para solos em geral, quando a amostra encontra-se saturada, obtém-se B igual ou muito próximo da unidade, ou seja, toda tensão aplicada se transforma em excesso de poropressão. Entretanto quando a incompressibilidade do solo se torna elevada, como é o caso de solos muito densos e solos cimentados, o valor do parâmetro B, na condição de saturação, é menor do que a unidade.

Na presente pesquisa a condição de saturação das amostras era arbitrariamente alcançada quando para medições sucessivas de B não se observassem variações significativas de seu valor, atingindo-se em geral para um nível de 460 kPa de contra-pressão, valores de B na ordem de 0,7 a 0,8, observando-se que para os materiais estudados tipicamente o valor de B se apresentava tanto menor quanto maior o nível de cimentação induzido.

3.4.8.4 Fase de medição da condutividade hidráulica

Os ensaios foram realizados com carga hidráulica constante, compreendendo o método A da norma D5084 (ASTM, 2010), e considerando-se a validade da aplicação da lei de Darcy para fluxo laminar em meio poroso.

A condutividade hidráulica é calculada através da equação 3.1.

$$k = \frac{V \cdot L}{h \cdot A \cdot t} \quad (\text{equação 3.1})$$

Na expressão, k é o coeficiente de condutividade hidráulica; V , o volume de água passante na amostra no intervalo de leitura; L , a altura da amostra; h , carga hidráulica; A , área transversal da amostra; t , intervalo de tempo entre leituras.

O volume de água passante na amostra no intervalo entre leituras foi obtido através da diferença de nível nos acumuladores de base e topo observada nos tubos graduados. Para cada intervalo entre leituras o volume foi calculado para cada acumulador multiplicando-se o valor de sua seção interna pela diferença de nível d'água lida. O volume adotado em cada intervalo entre leituras foi determinado pela média aritmética entre os volumes obtidos em cada acumulador, base e topo, correspondendo aos fluxos de entrada e saída na amostra.

O tempo transcorrido entre leituras foi definido em função da possibilidade de se observarem, para um dado intervalo de tempo, variações significativas nos níveis d'água dos tubos graduados. Deste modo, a depender das características da amostra ensaiada, executaram-se, por exemplo, leituras no intervalo de 5 minutos, 10 minutos, 30 minutos, 1 hora.

A carga hidráulica corresponde à diferença de tensão (expressa em unidade de comprimento ao ser dividida pelo peso específico da água) aplicada entre a base e o topo do corpo de prova, registrada pelos transdutores eletrônicos de pressão.

O parâmetro gradiente hidráulico, definido pela relação entre a carga hidráulica e a distância de percolação (dada pela altura da amostra) foi estabelecido para os experimentos baseando-se nas recomendações apresentadas na norma D5084 (ASTM, 2010, p. 11), a qual preconiza valores máximos de gradientes a serem utilizados de modo a se obter um adequado comportamento de ensaio.

Valores excessivos de gradiente hidráulico podem causar consolidação de amostras, carrear finos com possibilidade de colmatção de poros da seção de fluxo e, por consequência, afetar a condutividade hidráulica medida no ensaio. Deste modo, para os ensaios realizados utilizaram-se os valores de gradiente de 4 e 10, respectivamente aos “experimentos A e B” do presente estudo.

A fase de medição da condutividade hidráulica era iniciada, após o término da fase de saturação, aumentando-se a tensão na base do corpo de prova (entrada do fluxo) e, portanto, impondo-se um fluxo no sentido da base para o topo. A tensão aplicada ao topo do corpo de prova (saída do fluxo) não deve ser diminuída porque bolhas de ar que foram dissolvidas durante a saturação por contra-pressão podem se desprender se a pressão for reduzida (ASTM, 2011, p. 12). Para a manutenção da tensão efetiva em 20 kPa (tensão efetiva da fase de saturação) reduzia-se a tensão confinante do valor necessário para manter a diferença de 20 kPa entre a tensão confinante e a média das tensões aplicadas à base e topo do corpo de prova.

Durante o ensaio a temperatura da água foi monitorada. Isso foi realizado, com auxílio de termômetro, através de leituras da temperatura da água que foi coletada na fase inicial de percolação e mantida em recipiente de vidro fechado com tampa.

Com as leituras de temperatura foi possível determinar para cada valor de “k” calculado a sua correção em função da viscosidade da água à temperatura padrão (20° C) e a viscosidade da água à temperatura (T) do ensaio, obtendo-se “k₂₀” conforme a equação 3.2.

$$k_{20} = \left[\frac{2,2902(0,9842^T)}{T^{0,1702}} \right] \cdot k \quad (\text{equação 3.2})$$

Como critérios para definição do término de ensaio, somados a um tempo mínimo de aquisição de leituras de 1 hora, adotaram-se as recomendações da norma D5084 (ASTM, 2010, p. 12), quais sejam: continuar o ensaio até que sejam obtidos pelo menos quatro valores de condutividade hidráulica ao longo de um intervalo de tempo no qual (a) a relação entre a vazão de saída e a vazão de entrada esteja compreendida no intervalo de 0,75 e 1,25; e (b) a condutividade hidráulica apresente-se estável.

A condutividade hidráulica deve ser considerada estável se quatro ou mais determinações consecutivas estejam compreendidas na faixa de variação de mais ou menos 25% em relação ao valor médio obtido das determinações, e ao se plotar a variação dos valores de condutividade hidráulica *versus* tempo não sejam apreciadas significativas tendências ascendentes ou descendentes.

A condutividade hidráulica definida como resultado do ensaio foi determinada pela média aritmética das determinações que se enquadraram nos critérios acima listados, neste caso, aplicando-os de modo individualizado a cada determinação.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos com o programa experimental realizado e discutidas as principais percepções denotadas a respeito dos comportamentos encontrados.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Os resultados dos ensaios de caracterização física da areia, do solo residual de arenito (SRAB) e do resíduo de britagem (RBR) encontram-se apresentados na tabela 4.1.

Tabela 4.1: caracterização física dos materiais areia, SRAB e RBR.

PROPRIEDADES	AREIA	SRAB	RBR	NORMA*
Limite de liquidez [LL (%)]	-	22	27	NBR 6459 (ABNT, 1984a)
Limite de plasticidade [LP (%)]	-	12	20	NBR 7180 (ABNT, 1984b)
Índice de vazios máximo [$e_{\text{máx}}$]	0,6	-	-	NBR 12004 (ABNT, 1990)
Índice de vazios mínimo [$e_{\text{mín}}$]	0,9	-	-	NBR 12051 (ABNT, 1991b)
Massa específica real dos grãos [γ_s (g/cm ³)]	2,63	2,65	2,99	NBR 6508 (ABNT, 1984d)
Areia média [$0,2 < \phi < 0,6$ mm (%)]	33	12.2	5.6	NBR 6502 (ABNT, 1995)
Areia fina [$0,06 < \phi < 0,2$ mm (%)]	67	43.2	28.6	
Silte [$0,002 < \phi < 0,06$ mm (%)]	0	37.6	62.4	
Argila [$\phi < 0,002$ mm (%)]	0	7	3.4	
Diâmetro efetivo [D_{10} (mm)]	0,09	0,003	0,006	
Coefficiente de uniformidade [C_u]	2,1	46,7	8,3	
Classificação geotécnica SUCS	SP	SC	SM	D2487 (ASTM, 2011)

*Norma seguida para ensaio ou classificação.

De acordo com a metodologia do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), estes são classificados como areia uniforme (SP), areia argilosa (SC) e areia siltosa (SM), respectivamente. Foram obtidos para o cimento e a cal os valores de massa específica dos grãos de $3,16 \text{ g/cm}^3$ e $2,51 \text{ g/cm}^3$, respectivamente, conforme NBR NM 23 (ABNT, 2001).

A figura 4.1 apresenta as curvas granulométricas dos materiais de estudo: areia, SRAB e RBR (com uso de defloculante), cimento e cal (determinação a laser).

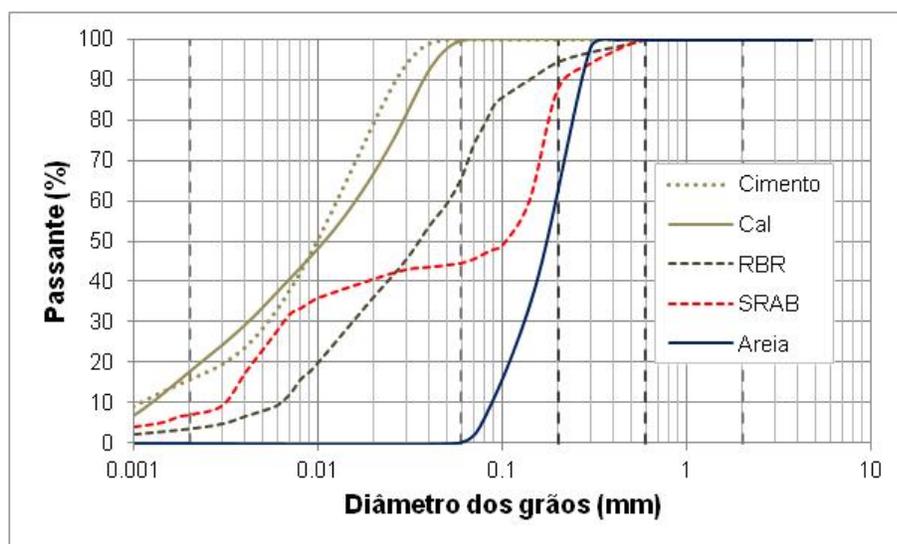


Figura 4.1: curvas granulométricas dos materiais areia, SRAB, RBR, cimento e cal.

4.2 AVALIAÇÃO DA POROSIDADE

4.2.1 Amostras do “grupo A”

A avaliação da porosidade para as amostras do “grupo A” (areia-cimento) foi realizada através da técnica de microtomografia computadorizada de raios x. A tabela A.1 do apêndice A apresenta as informações de moldagem das referidas amostras.

4.2.1.1 Efeito da densidade e do teor de cimento

Na figura 4.2 são apresentadas as curvas de ajuste da variação da porosidade entre a condição inicial teórica de moldagem e 7 dias de cura, em função do teor de cimento. Cada curva, isoladamente, possui o mesmo índice de vazios e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade (10 %). O ponto de 5 % de cimento e índice de vazios de 0,75 representa o valor médio obtido para dois corpos de prova de mesmas características.

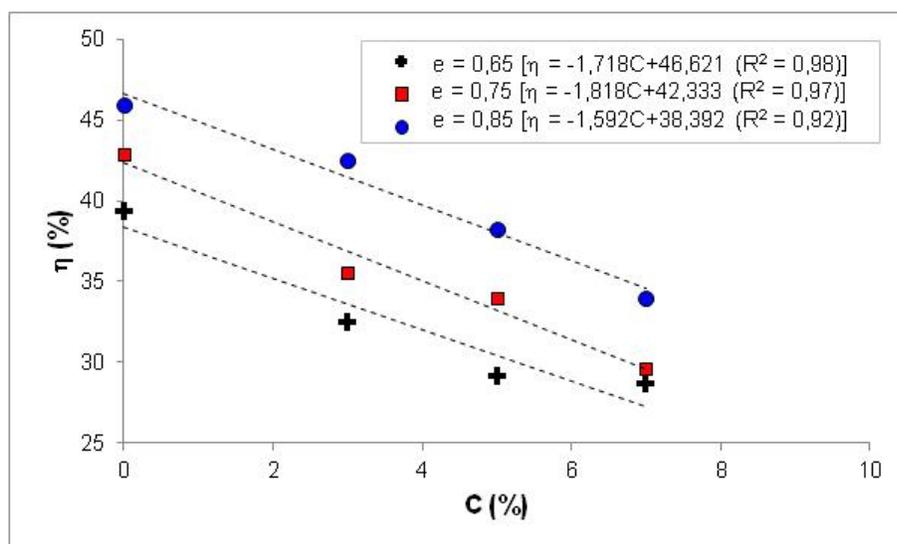


Figura 4.2: variação da porosidade (η) em relação ao teor de cimento (C) e o índice de vazios de moldagem (e); amostras areia-cimento com 7 dias de cura.

Pela análise do gráfico é possível visualizar que a quantidade de cimento exerce efeito sobre a porosidade. Verifica-se que, na faixa de teores estudados, a porosidade apresenta uma tendência à redução de forma linear com o aumento da quantidade de cimento. Além disso, as taxas de redução da porosidade, representadas pelas inclinações das retas de ajuste, indicam certa similaridade, para os distintos índices de vazios, podendo-se observar uma sutil indicação de que a taxa de redução da porosidade é mais pronunciada quanto menor o índice de vazios. De modo a complementar estas informações apresentam-se na tabela 4.2 os valores calculados destas variações.

Tabela 4.2: variações das porosidades; amostras areia-cimento.

ÍNDICE DE VAZIOS	TEOR DE CIMENTO (%)	POROSIDADE TEÓRICA INICIAL (%)	POROSIDADE AOS 7 DIAS	VARIAÇÃO (%)	VARIAÇÃO MÉDIA (%)
0,65	3	39,39	32,52	17,45	23,59
	5		29,12	26,08	
	7		28,66	27,25	
0,75	3	42,86	35,59	16,96	22,30
	5		34,31	19,94	
	5		33,67	21,44	
	7		29,63	30,86	
0,85	3	45,95	42,53	7,43	16,74
	5		38,26	16,73	
	7		33,97	26,07	

A maior redução média de porosidade (23,59%) ocorre para o menor índice de vazios (0,65), ao passo que a menor redução média (16,74%) ocorre para o maior índice de vazios (0,85), tendo-se para a condição intermediária ($e = 0,75$) uma variação de 22,30%. Entre os extremos tem-se, portanto, uma máxima diferença de aproximadamente 7 pontos percentuais.

Ao se analisar a variação da porosidade para um único teor de cimento, por exemplo, para o teor intermediário de 5%, tem-se a maior redução da porosidade (26,08%) quando o índice de vazios vale 0,65, denotando que o refinamento dos poros pelo efeito da cimentação é facilitado por um maior nível de entrosamento dos grãos da areia (condição mais compacta).

4.2.1.2 Efeito do tempo de cura

Apresenta-se na figura 4.3 o gráfico de variação da porosidade em função do tempo de cura (relativo à condição teórica inicial e às idades de 7 e 28 dias) para duas amostras moldadas com as mesmas características (5% de cimento e índice de vazios igual a 0,75).

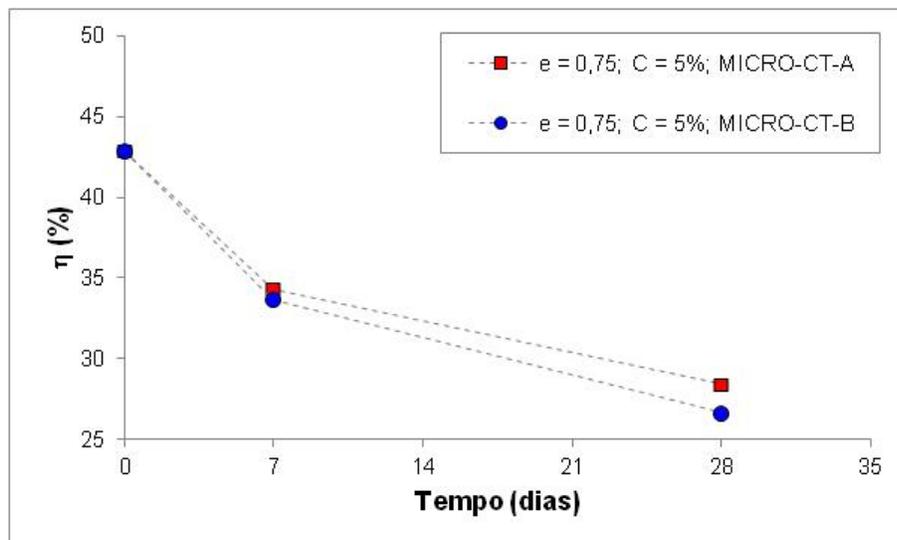


Figura 4.3: variação da porosidade (η) em relação ao tempo de cura; amostras areia-cimento.

Levando-se em conta o comportamento médio dado pelas duas amostras ensaiadas, referente ao qual se percebe boa repetibilidade, é possível se constatar que após uma redução ligeiramente mais acentuada da porosidade, entre a condição inicial e os primeiros 7 dias (de 20,7%), esta segue se processando até os 28 dias. A continuidade da redução da porosidade entre 7 e 28 dias amorteceu em torno de 2 pontos percentuais (de 20,7% para 18,9%), sugerindo que, após passados os primeiros 7 dias, a evolução das reações de hidratação do cimento tende a atenuar-se.

Ao se considerar o período integral compreendido entre a condição inicial e 28 dias verifica-se que a taxa de redução da porosidade chegou a 35,7%.

Como indicado no gráfico, percebe-se que o comparativo foi feito utilizando-se, para ambas as amostras (identificadas por “MICRO-CT-A” e “MICRO-CT-B”), os mesmos corpos de prova testados às duas idades (7 e 28 dias), o que é possibilitado pela técnica não destrutiva de microtomografia computadorizada de raios x.

4.3 AVALIAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DE TAMANHO DE POROS

4.3.1 Amostras do “grupo A”

A avaliação da distribuição dimensional de poros para amostras da areia-cimento foi realizada através da técnica de porosimetria por intrusão de mercúrio. A tabela A.2 do apêndice A apresenta as informações de moldagem destas amostras.

4.3.1.1 Efeito da densidade e do teor de cimento

É preciso explicar-se neste momento que a pretensão inicial, no que tange ao planejamento dos ensaios MIP para amostras do “grupo A” (areia-cimento), era de que fosse realizada a investigação abrangendo os diferentes níveis estabelecidos para os fatores controláveis (índices de vazios e teores de cimento), no entanto, houve uma significativa dificuldade em se realizar o preparo necessário das amostras para o procedimento de análise.

O preparativo feito através de corte da amostra, para a compatibilidade de suas dimensões relativamente ao porta amostra do porosímetro, na maioria das vezes, resultou na sua inutilização (por fragmentação), ou danificação, a qual era evidenciada quando da obtenção de um resultado de ensaio incoerente. Por serem as amostras constituídas de matriz arenosa não coesiva, e quando não apresentando suficiente cimentação ao manuseio, e ainda por suas reduzidas dimensões (que fazem com que perdas de grãos sejam expressivas em sua representatividade), fragmentavam-se e quebravam-se facilmente. Por esta razão o processo de corte foi sempre de difícil execução. Inevitavelmente, geravam-se fissuras nas amostras, o que ocasionava em aumento de suas porosidades para valores observados nos resultados dos ensaios significativamente maiores do que os iniciais de moldagem, tornando-os inválidos.

Além disso, outra hipótese julgada como possível causa desta característica (porosidades medidas maiores do que as iniciais de moldagem, quando se esperavam valores supostamente menores) é de que durante a execução dos ensaios, o mercúrio sob pressão, intrudindo a amostra, danificou sua estrutura.

Sabe-se, entretanto, que a acurácia do resultado obtido através de medidas por intrusão de mercúrio pode ser afetada por vários fatores, tanto para valores maiores como para valores menores.

Quando se avaliam mudanças de porosidades entre uma situação teórica de moldagem e uma situação sobre efeitos de alguma variável, por exemplo, o efeito da hidratação do cimento, na verdade precisa-se considerar que os parâmetros iniciais podem não representar de forma rigorosa a situação inicial real, com base na qual se produzem avaliações dos resultados. Pode-se mencionar, a título de elucidação, o fato de que a porosidade teórica inicial é calculada em função do volume total do corpo de prova, mas no cálculo desse volume não se considera o efeito da rugosidade entre as faces de contato da superfície externa do corpo de prova e as paredes do molde, efeito esse que pode ser mais ou menos importante a depender das características da amostra (grau de entrosamento entre partículas, por exemplo). Além disso, poros existentes na amostra podem ser computados para a condição teórica, mas serem inacessíveis à determinação por intrusão do mercúrio por se encontrarem isolados das áreas de entrada que dariam acesso a eles (poros fechado).

A diferença entre os volumes de poros reais e medidos pode representar uma pequena ou grande porcentagem do volume de poros total da amostra, cabendo-se ressaltar que uma adequada interpretação do somatório destas peculiaridades requer um esforço para além do que o planejamento experimental desta pesquisa intenciona abarcar.

De todo modo, e principalmente pelos motivos das dificuldades relatadas, os resultados dos ensaios de MIP das amostras do “grupo A” julgados adequados resumiram-se a apenas três determinações. Este fato não era esperado, mas serviu ao entendimento da relação entre as peculiaridades do material e o método experimental, como também possibilitou vislumbrar a importância da avaliação complementar (produzida por diferentes técnicas) no embasamento de uma análise de resultados e na confiabilidade dos mesmos.

Nas figuras 4.4 e 4.5 apresentam-se as curvas do volume de intrusão de mercúrio acumulado e distribuído, respectivamente, para as amostras dos testes de MIP do “grupo A” (areia-cimento), ensaiadas com 7 dias de cura e moldadas com teor de umidade de 10%.

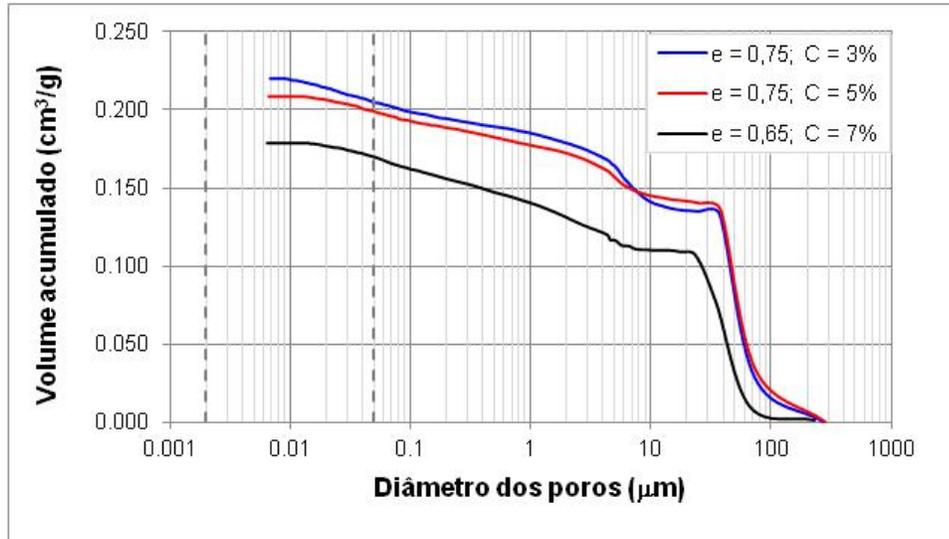


Figura 4.4: volume de intrusão acumulado; amostras areia-cimento.

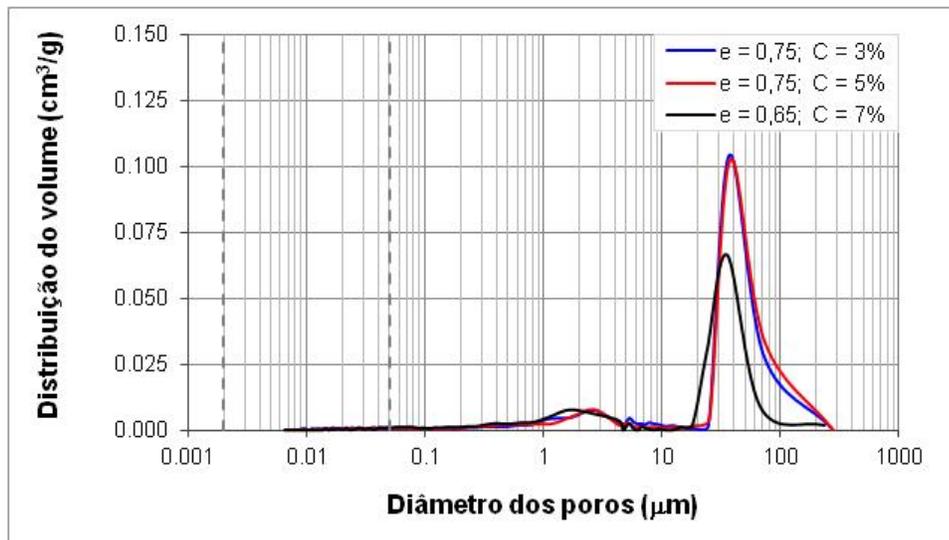


Figura 4.5: volume de intrusão distribuído; amostras areia-cimento.

Pela análise das figuras 4.4 e 4.5, observa-se que os testes se iniciam a pressões relacionadas a poros de cerca de 300 μm de diâmetro equivalente. Percebe-se que na amostra com índice de vazios igual a 0,65, para poros acima de 100 μm não há intrusão significativa de mercúrio, sugerindo ser este o diâmetro máximo presente na rede porosa interconectada.

Considerando-se o diâmetro médio (170 μm) dos grãos da areia uniforme e, por consequência os poros correlacionáveis à estrutura compactada, as curvas de intrusão de mercúrio parecem ser compatíveis com o material, acreditando-se, portanto, que as amostras consideradas válidas não apresentam danificações provenientes da preparação (corte) ou do processo de ensaio (intrusão sob pressão).

As curvas de intrusão acumulada mostram que mais da metade do volume de mercúrio intrudido ocorre para poros maiores do que aproximadamente 30 μm , abaixo dos quais forma-se um patamar, indicando inexistência de poros de dimensões em torno de 30 a 10 μm , ou a presença de poros inacessíveis (isolados) nesta faixa de valores, para a areia de granulometria uniforme em condição cimentada. Após o patamar, segue-se novo trecho de intrusão, representada pela continuidade da curva com inclinação mais abatida, abrangendo o restante dos poros menores.

De posse das curvas de intrusão acumulada, o máximo volume de mercúrio intrudido para uma dada amostra é dado em função de sua massa (determinada antes do início do ensaio), e a porosidade é calculada com base em seu volume total (determinada na pressão de enchimento).

A menor porosidade ($\eta = 28,9\%$) ocorreu para a amostra com 7% de cimento e índice de vazios de moldagem de 0,65. Relativamente à amostra com 5% de cimento e índice de vazios de moldagem de 0,75, a porosidade obtida foi de 31,47%. A maior porosidade ($\eta = 33,44\%$) foi da amostra com 3% de cimento e índice de vazios de 0,75.

Quando se observam as curvas de distribuição (figura 4.5), é interessante visualizar que aquela que representa a amostra de índice de vazios de 0,65, encontra-se deslocada para a esquerda em relação às demais (índices de vazios de 0,75), denotando o maior refinamento da rede porosa correspondente sob o efeito da maior efetividade de entrosamento dos grãos (condição mais densa). Observa-se também que as curvas das duas amostras com mesmo índice de vazios de 0,75 apresentam-se quase que totalmente sobrepostas, o que parece ser bastante adequado, sendo este um gráfico das diferenças incrementais. Ainda, no aspecto geral das curvas de distribuição salientam-se dois picos de intrusão (com destaque para o maior). Os picos demonstram que os espectros de tamanho de poros a eles relacionados apresentam-se em maiores porcentagens nas amostras.

De modo a possibilitar a visualização dos percentuais representativos de faixas de tamanho de poros encontradas nas amostras subdividiu-se a escala da variação de tamanho de poros em espectros de interesse.

Assim, apresenta-se na figura 4.6 o gráfico de distribuição percentual do volume de intrusão de mercúrio para os seguintes espectros: menor do que 0,002 μm , entre 0,002 μm e 0,05 μm , e maior do que 0,05 μm ; estes representam a classificação de tamanho de poros em microporos, mesoporos e macroporos, respectivamente, conforme a classificação IUPAC (IUPAC, 1976).

Na figura 4.7 o gráfico de distribuição percentual do volume de intrusão de mercúrio enfatiza os espectros de tamanho de poros para intervalos de variação da ordem de grandeza.

O gráfico de distribuição percentual do volume de poros intrudidos (figura 4.6) torna claro que os poros presentes nas amostras se enquadram, quase que totalmente, na faixa dos macroporos e que os mesoporos representam, em média, no máximo 6% das porosidades.

O gráfico de distribuição percentual do volume de poros intrudidos (figura 4.7) realça que a faixa de poros entre 10 e 100 μm (mesmo inacessíveis ou inexistindo os poros entre 10 e 30 μm) é a mais significativa, representando, em média, aproximadamente 65% do total de poros das amostras analisadas, seguida por menores proporções na sequência da diminuição do tamanho dos poros.

Entende-se ao final desta avaliação que, embora existindo incertezas relacionadas ao processo experimental (pequena amostragem, peculiaridades das amostras e do preparo das mesmas), os ensaios parecem representar adequadamente as características do material, pois indicaram que menores porosidades são obtidas e o refinamento dos poros se intensifica à medida que se empregaram maiores teores de cimento e menores índices de vazios de moldagem, sinalizando o efeito destas variáveis sobre a porosidade e a distribuição dimensional dos poros da areia compactada cimentada à idade de 7 dias de cura.

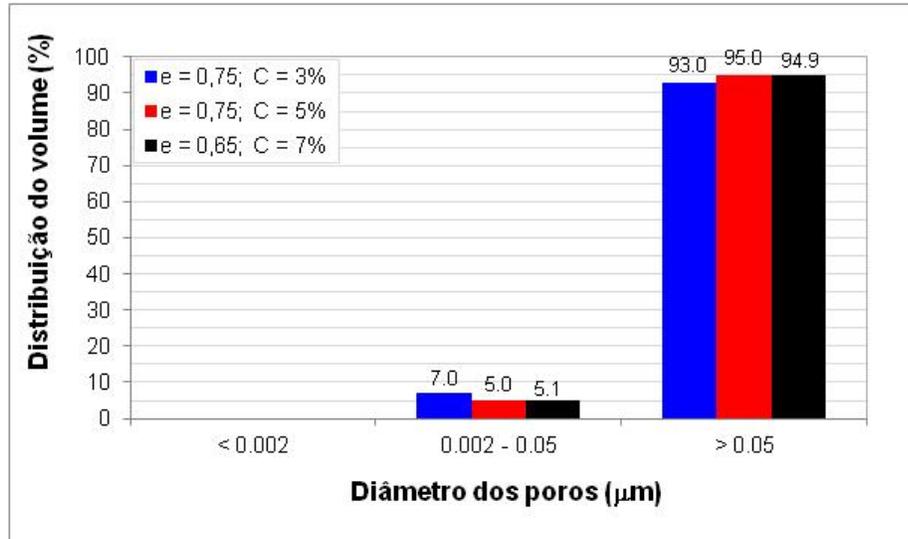


Figura 4.6: distribuição percentual do volume de intrusão (espectros micro, meso, macro); amostras areia-cimento.

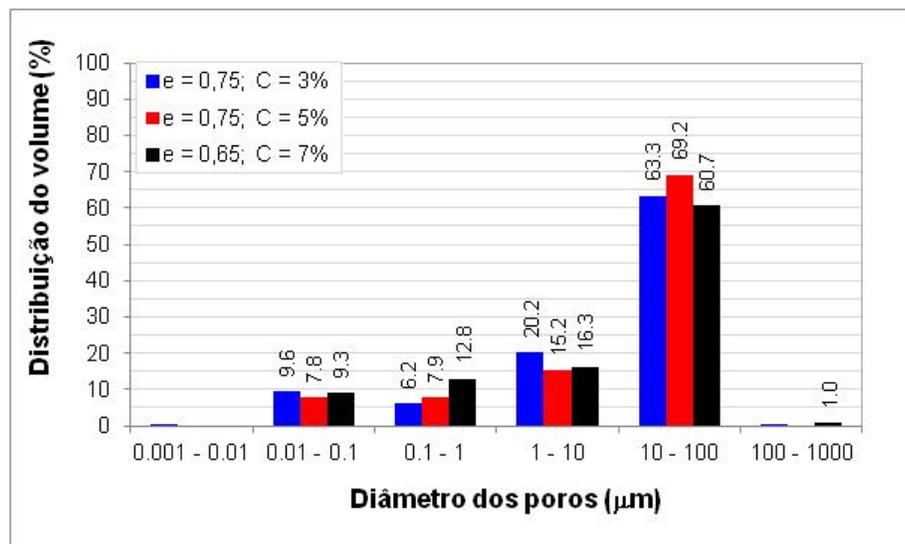


Figura 4.7: distribuição percentual do volume de intrusão; amostras areia-cimento.

4.3.1.2 Comparação entre os resultados de MICRO-CT e MIP

A tabela 4.3 apresenta o comparativo dos resultados de porosidade provenientes das análises de MICRO-CT e MIP das amostras da areia cimentada à idade de 7 dias.

Tabela 4.3: comparativo dos resultados de MICRO-CT e MIP.

ÍNDICE DE VAZIOS	TEOR DE CIMENTO (%)	POROSIDADE (%) MICRO-CT	POROSIDADE (%) MIP
0,65	7	28,66	28,90
0,75	3	35,99	33,44
	5	33,99	31,47

Observa-se boa convergência de valores do índice investigado pelas duas técnicas de análise. Ambas apresentam limitações e incertezas são inerentes aos resultados produzidos, portanto, considera-se que por serem técnicas fundamentadas em princípios distintos, o emprego complementar de ambas tem o potencial de tornar mais confiáveis os resultados por elas gerados, neste caso representando os efeitos da formação dos produtos sólidos de hidratação do cimento e da densidade de moldagem na estrutura de poros das amostras em estudo.

4.3.2 Amostras do “grupo B”

A avaliação da distribuição dimensional de poros para amostras do solo residual de arenito com resíduo de britagem, para diferentes condições (com adição de cal, com adição de cimento e sem adições), moldadas com teor de umidade de 14%, foi realizada através da técnica de porosimetria por intrusão de mercúrio. As amostras foram moldadas para os pesos específicos aparente secos de 16 kN/m³, 17,2 kN/m³ e 18,5 kN/m³. Para esta avaliação fixou-se o teor dos agentes cimentantes em 7%.

A tabela A.3 do apêndice A apresenta as informações de moldagem destas amostras.

4.3.2.1 Efeito da densidade e da condição de cimentação

Relativo às amostras dos ensaios de MIP do solo residual de arenito com resíduo de britagem (SRAB+RBR) moldadas sem adições, apresentam-se nas figuras 4.8 e 4.9 as curvas do volume de intrusão de mercúrio acumulado e distribuído, respectivamente.

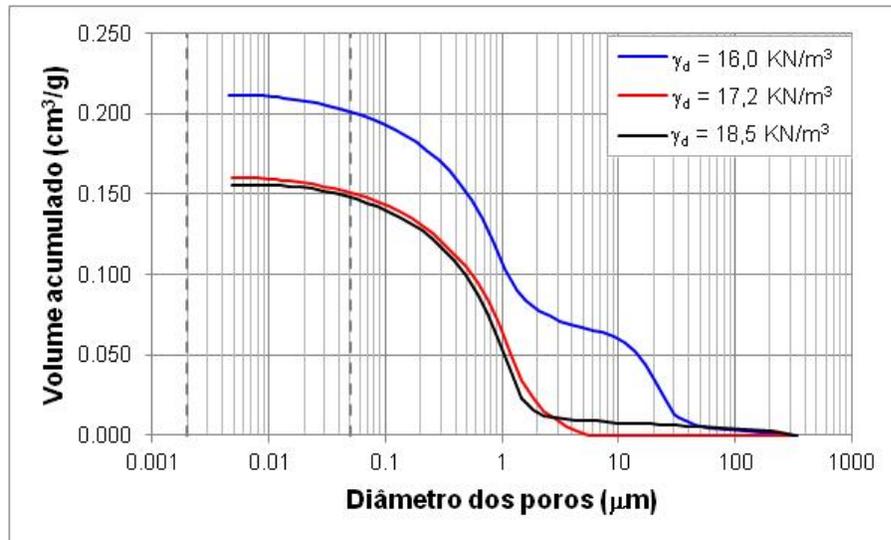


Figura 4.8: volume de intrusão acumulado; SRAB+RBR.

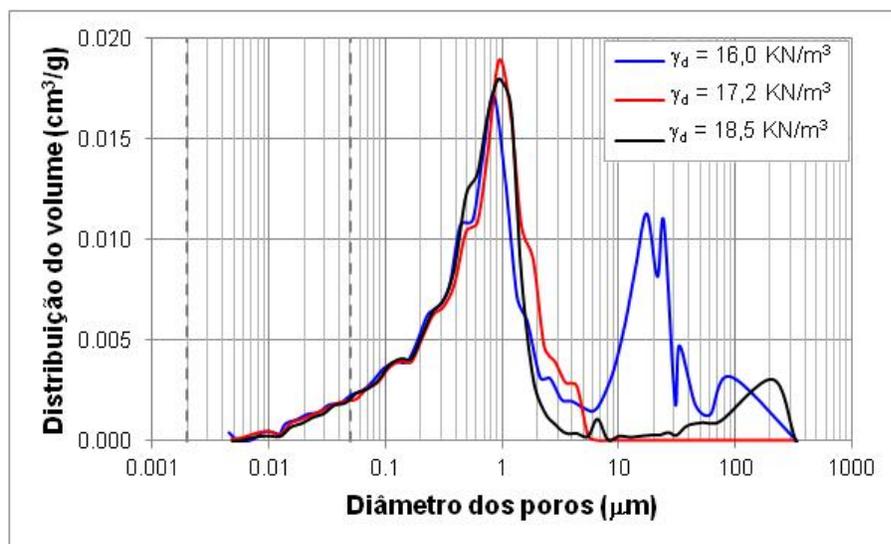


Figura 4.9: volume de intrusão distribuído; SRAB+RBR.

Os volumes máximos de intrusão de mercúrio nas amostras são obtidos pelas curvas de volume acumulado (figura 4.8) que servem à determinação da porosidade. Constatou-se que a amostra de menor peso específico aparente seco ($\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$) apresentou a maior porosidade ($\eta = 36,82\%$), enquanto que as demais amostras ($\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$ e $\gamma_d = 18,5 \text{ kN/m}^3$) apresentaram porosidades inferiores e semelhantes ($\eta = 29,58\%$ e $\eta = 29,19\%$, respectivamente).

Relativo às curvas de distribuição (figura 4.9), percebe-se, para as três amostras analisadas, razoável sobreposição do espectro de poros sinalizado por um pico principal de intrusão, no intervalo de 0,1 a 1 μm . Um pico de intrusão indica que há maior concentração de poros na faixa de tamanho a ele relacionado. Identifica-se que a amostra de menor densidade ($\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$) apresenta um segundo pico (menor) no intervalo de 10 a 100 μm . No caso da amostra de densidade intermediária ($\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$), visualiza-se que a intrusão de mercúrio tem seu início associado a poros de diâmetro equivalente inferior a aproximadamente 10 μm . Para a amostra mais densa ($\gamma_d = 18,5 \text{ kN/m}^3$) nota-se que há no início da curva certo volume intrudido, antes dela se assemelhar ao aspecto da curva da amostra intermediária; este comportamento sugere que estes poros maiores intrudidos na amostra mais densa se devam a algum efeito (contrário) do processo de compactação quando se busca um elevado nível de compactação, ou seja, possivelmente gerou-se algum grau de fissuração na amostra ou não se atingiu uma moldagem integralmente homogênea. O que, em sendo o caso (e que se acredita ser admissível de se considerar), implica em se poder corrigir a porosidade global da amostra (de 29,19%) a um valor inferior. Esse ajuste causa, portanto, no gráfico dos volumes acumulados, o deslocamento vertical para baixo da curva da amostra “ $\gamma_d 18,5 \text{ kN/m}^3$ ”, para a qual se obteve a nova porosidade corrigida no valor de 27,17%, cálculo este que foi determinado pelo desconto do volume intrudido até poros da ordem de 3 μm . Salienta-se que esta correção foi feita com intuito de tornar os valores mais coerentes quando das comparações de âmbito geral dos resultados, as quais serão apresentadas na continuidade das análises (item 4.5 do texto).

Nas figuras 4.10 e 4.11 são apresentados os gráficos das distribuições percentuais dos volumes de poros intrudidos para as amostras do solo residual de arenito com resíduo de britagem, moldadas sem adições.

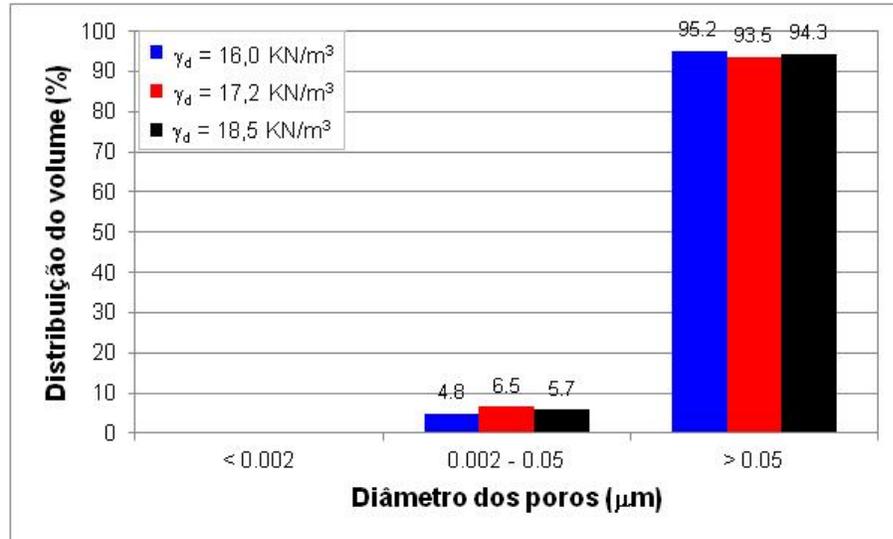


Figura 4.10: distribuição percentual do volume de intrusão (espectros micro, meso, macro); SRAB+RBR.

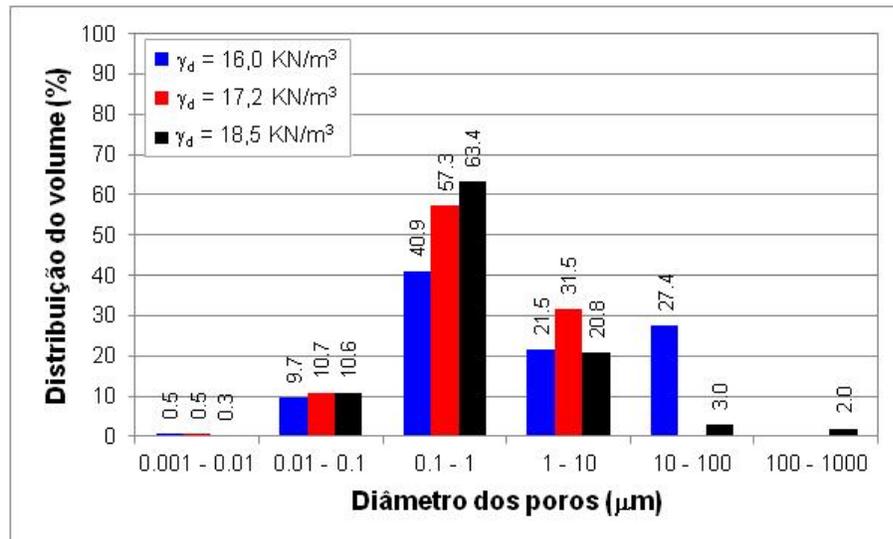


Figura 4.11: distribuição percentual do volume de intrusão; SRAB+RBR.

O gráfico de distribuição percentual do volume de poros intrudidos da figura 4.10 torna claro que os poros presentes nas amostras se enquadram, quase que totalmente, na faixa dos macroporos e que os mesoporos representam, em média, 6% das porosidades.

O gráfico de distribuição percentual dos volumes intrudidos da figura 4.11 indica que na faixa de poros entre 0,1 e 1 μm , preponderante para todas as amostras (conforme os picos sobrepostos do gráfico de intrusão incremental sinalizaram), a proporção dos poros é tanto maior quanto mais densa a amostra, o que implica em dizer que quanto maior o entrosamento dos grãos, mais se tem poros no referido intervalo. Na faixa de 0,01 a 0,1 μm , as proporções são semelhantes para as três amostras, da ordem de 10%. Destaca-se ainda o percentual da amostra “ $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$ ” de 27,4 % no intervalo de 10 a 100 μm .

Por fim, ressalta-se que, de modo a compatibilizar o resultado corrigido da porosidade global para a amostra “ $\gamma_d = 18,5 \text{ kN/m}^3$ ”, realizou-se também a redistribuição dos percentuais nas faixas de tamanho de poros (frequências de suas porosidades parciais). O critério adotado que pareceu mais plausível foi reposicionar o total de 5% de poros (relacionado às faixas de 10 a 100 μm e de 100 a 1000 μm) na frequência de 0,1 a 1 μm .

Relativo às amostras dos ensaios de MIP do solo residual de arenito com resíduo de britagem (SRAB+RBR) moldadas com teor de cal (L) de 7% ensaiadas à idade de 28 dias, apresentam-se nas figuras 4.12 e 4.13 as curvas do volume de intrusão de mercúrio acumulado e distribuído, respectivamente.

Os volumes máximos de intrusão de mercúrio nas amostras são obtidos pelas curvas de volume acumulado (figura 4.12) e servem à determinação da porosidade. Como se observa pela similaridade das curvas, as três amostras apresentaram porosidades semelhantes, apesar das distintas densidades de moldagens, quais sejam: 31,05%; 31,71% e 32,17%, para os pesos específicos aparente secos de 16 kN/m^3 , 17,2 kN/m^3 e 18,5 kN/m^3 , respectivamente.

Relativo às curvas de distribuição (figura 4.13), percebe-se, para as três amostras analisadas, razoável sobreposição do espectro de poros sinalizado pelo pico principal de intrusão, mais evoluído no intervalo de 0,1 a 1 μm e se estendendo aos poros de dimensões inferiores. Identificou-se que a amostra de menor densidade ($\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$) apresenta dois outros pequenos picos compreendendo poros maiores.

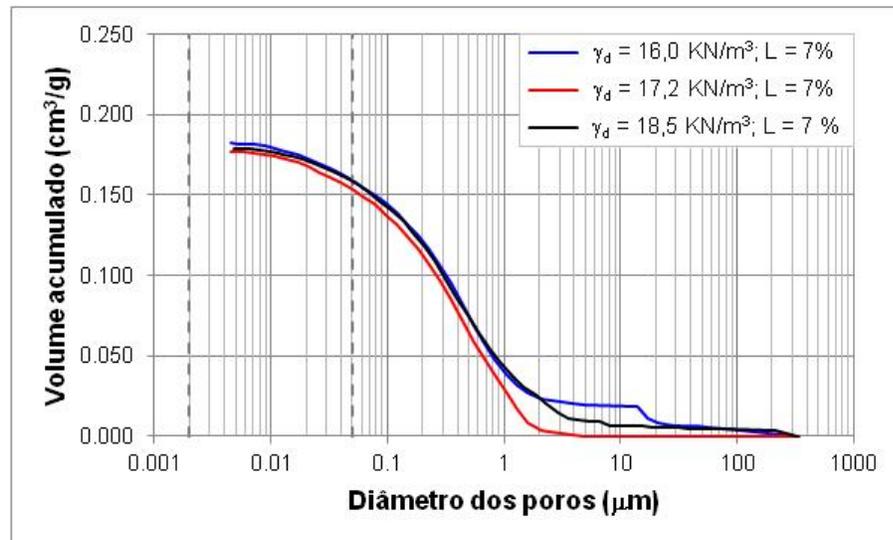


Figura 4.12: volume de intrusão acumulado; SRAB+RBR-cal 7%-28 dias.

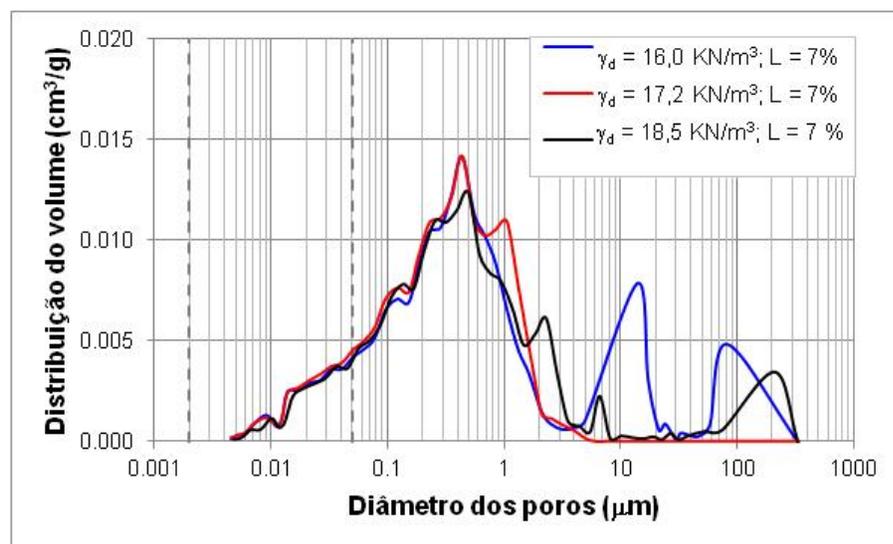


Figura 4.13: volume de intrusão distribuído; SRAB+RBR- cal 7%-28 dias.

No caso da amostra de densidade intermediária ($\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$), visualiza-se que a intrusão de mercúrio tem seu início associado a poros de diâmetro equivalente inferior a aproximadamente $10 \mu\text{m}$ (análogo ao que foi percebido para a mostra “ $\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$ ” sem cal). Para a amostra mais densa ($\gamma_d = 18,5 \text{ kN/m}^3$), nota-se que há no início da curva certo volume intrudido antes dela se assemelhar ao aspecto da curva da amostra intermediária (análogo ao ocorrido para a mostra “ $\gamma_d = 18,5 \text{ kN/m}^3$ ” sem adições). Este comportamento sugere que esses poros maiores intrudidos na amostra mais densa se devam a algum efeito (contrário) do processo de compactação (percebido nas amostras com o maior nível de compactação), por este motivo, procedeu-se à correção da porosidade global (do mesmo modo como feito para amostra “ $\gamma_d = 18,5 \text{ kN/m}^3$ ” sem adições), e obteve-se o valor de porosidade corrigida de 28,46%, cálculo este que foi determinado pelo desconto do volume intrudido até poros da ordem de $2 \mu\text{m}$.

As figuras 4.14 e 4.15 apresentam os gráficos das distribuições percentuais dos volumes de poros intrudidos para as amostras do solo residual de arenito com resíduo de britagem, moldadas com teor de cal de 7%.

O gráfico de distribuição percentual do volume de poros intrudidos da figura 4.14 evidencia que os poros presentes nas amostras se enquadram de forma expressiva na faixa dos macroporos (aproximadamente 87%). Comparativamente às amostras da condição sem cal, houve um aumento, para o dobro, dos poros definidos como mesoporos, com a consequente redução associada dos macroporos.

O gráfico de distribuição percentual do volume de poros intrudidos da figura 4.15 indica que a faixa de poros entre $0,1$ e $1 \mu\text{m}$ representa praticamente 60% da porosidade das amostras.

Na faixa de $0,01$ a $0,1 \mu\text{m}$, as proporções também são semelhantes para as três amostras (em média 22%). Destaca-se ainda o percentual da amostra “ $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$ ” de 10,3 % no intervalo de 10 a $100 \mu\text{m}$.

Por fim, de modo a compatibilizar o resultado corrigido da porosidade global para a amostra “ $\gamma_d = 18,5 \text{ kN/m}^3$ ”, realizou-se a redistribuição dos percentuais nas faixas de tamanho de poros (do mesmo modo como feito para amostra “ $\gamma_d = 18,5 \text{ kN/m}^3$ ” sem adições), reposicionando-se o total de 3,5% de poros (relacionado às faixas de 10 a $100 \mu\text{m}$ e de 100 a $1000 \mu\text{m}$) na frequência de $0,1$ a $1 \mu\text{m}$.

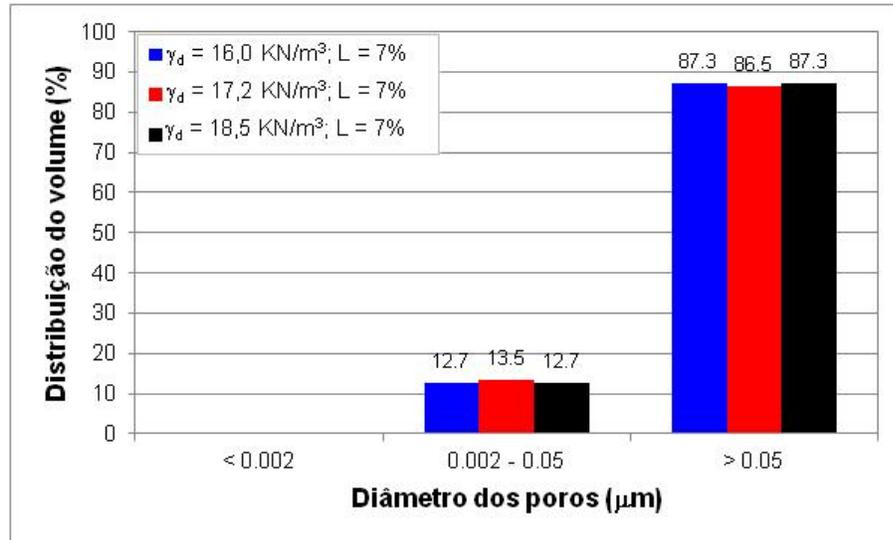


Figura 4.14: distribuição percentual do volume de intrusão (espectros micro, meso, macro); SRAB+RBR- cal 7%-28 dias.

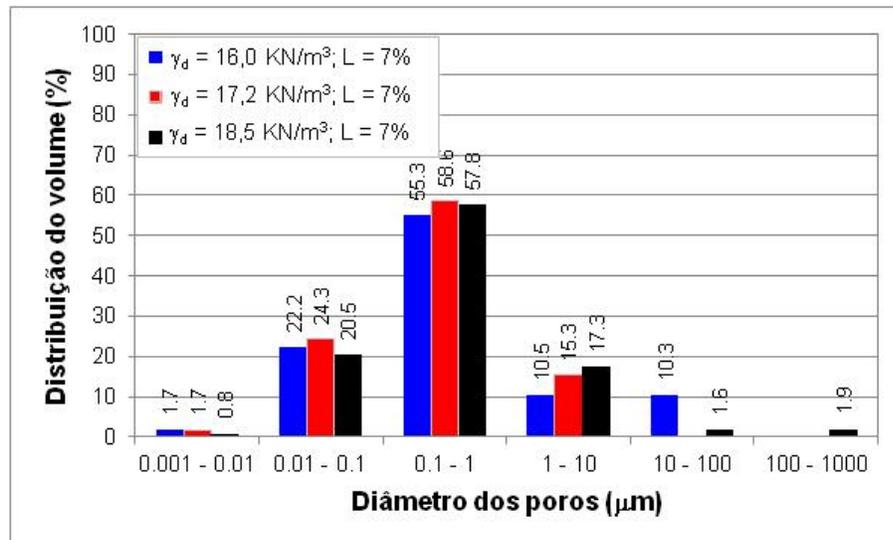


Figura 4.15: distribuição percentual do volume de intrusão; SRAB+RBR- cal 7%-28 dias.

Relativo às amostras dos ensaios de MIP do solo residual de arenito com resíduo de britagem (SRAB+RBR) moldadas com teor de cimento (C) de 7% ensaiadas à idade de 07 dias, apresentam-se nas figuras 4.16 e 4.17 as curvas do volume de intrusão de mercúrio acumulado e distribuído, respectivamente.

Com os volumes máximos de intrusão de mercúrio obtidos pelas curvas de volume acumulado (figura 4.16) determinaram-se as porosidades das amostras: 40,31%; 30,7% e 28,73%, para os pesos específicos aparente secos de 16 kN/m^3 , $17,2 \text{ kN/m}^3$ e $18,5 \text{ kN/m}^3$, respectivamente. No caso destas amostras (com cimento) se percebe que as porosidades globais seguem uma tendência de redução com aumento da densidade de moldagem, por isso, aqui se entendeu não ser interessante corrigir a porosidade da amostra “ $\gamma_d 18,5 \text{ kN/m}^3$ ”.

Relativo às curvas de distribuição (figura 4.17), percebe-se, para as três amostras, razoável sobreposição do pico de intrusão que abrange poros dos intervalos de 0,01 a 0,1 μm e de 0,1 a 1 μm . Identifica-se para a amostra de menor densidade ($\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$) a existência de um segundo pico de maior intensidade relativo aos poros de 10 a 100 μm .

As figuras 4.18 e 4.19 apresentam os gráficos das distribuições percentuais dos volumes de poros intrudidos para as amostras do solo residual de arenito com resíduo de britagem, moldadas com teor de cimento de 7%.

O gráfico de distribuição percentual do volume de poros intrudidos da figura 4.18 evidencia que os poros presentes nas amostras se enquadram de forma expressiva na faixa dos macroporos (na proporção variando de 80 a 87%). Comparativamente às amostras da condição sem agente cimentante houve aumento dos mesoporos, com destaque para a amostra mais densa, cuja proporção de mesoporos triplicou.

O gráfico de distribuição percentual do volume de poros intrudidos da figura 4.19 indica que as faixas de poros de 0,1 a 1 μm e de 0,01 a 0,1 μm têm importância aproximadamente proporcional nas amostras e, para o caso da amostra “ $\gamma_d 16 \text{ kN/m}^3$ ” essa representatividade se divide com os poros da faixa de 10 a 100 μm .

Para o caso destas amostras (com cimento), como se percebeu que as porosidades globais seguem uma tendência de redução com aumento da densidade de moldagem e, portanto, não se corrigiu a porosidade da amostra “ $\gamma_d 18,5 \text{ kN/m}^3$ ”, também não se redistribuiu o percentual de 5% de poros da faixa de 10 para 100 μm .

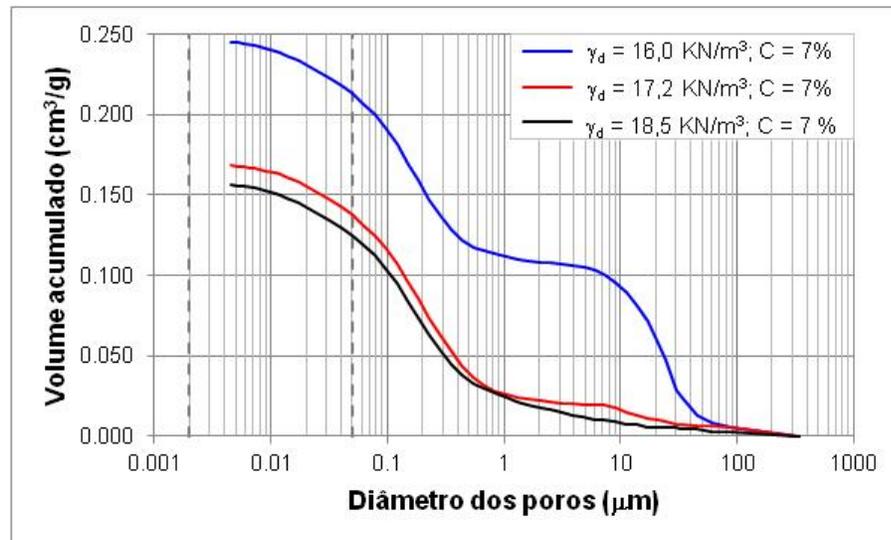


Figura 4.16: volume de intrusão acumulado; SRAB+RBR- cimento 7%-07 dias.

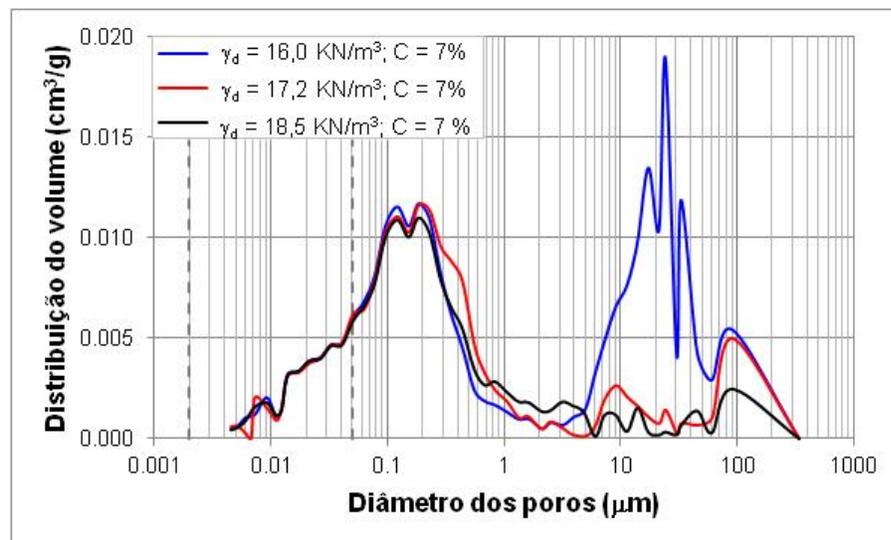


Figura 4.17: volume de intrusão distribuído; SRAB+RBR- cimento 7%-07 dias.

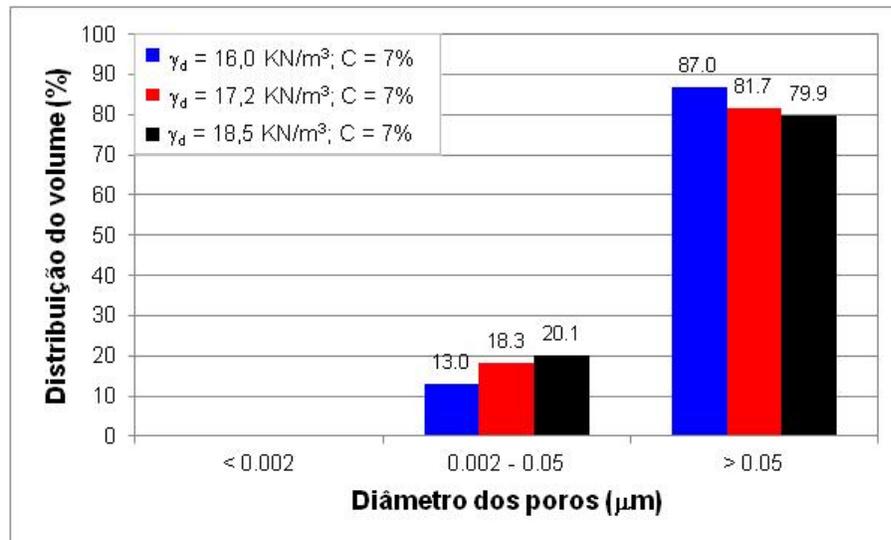


Figura 4.18: distribuição percentual do volume de intrusão (espectros micro, meso, macro); SRAB+RBR- cimento 7%-07 dias.

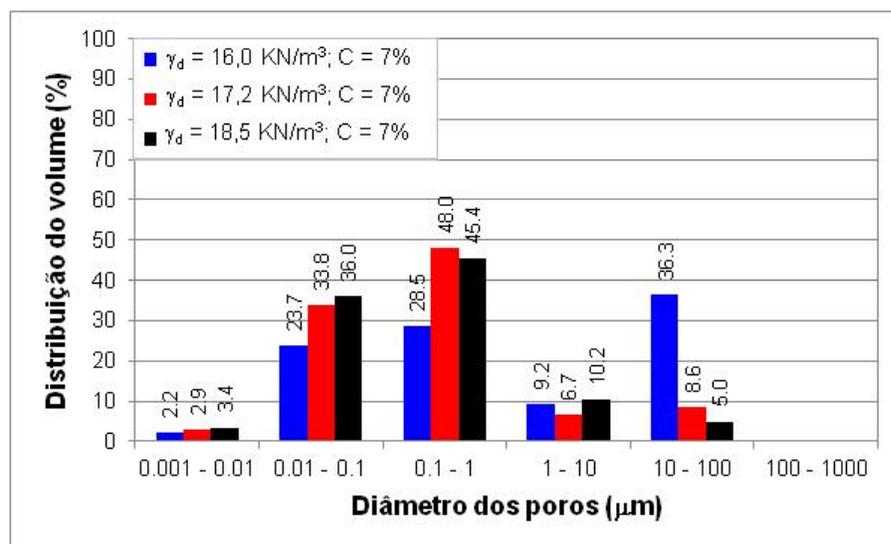


Figura 4.19: distribuição percentual do volume de intrusão; SRAB+RBR- cimento 7%-07 dias.

Passa-se agora às apreciações que buscam enfatizar, de maneira mais específica, os efeitos da condição de cimentação (adição de cal, adição de cimento e sem adições). Para tal geraram-se os gráficos que combinam a variação entre as condições relativamente ao valor fixado de peso específico aparente seco de moldagem (16 kN/m^3 , $17,2 \text{ kN/m}^3$ e $18,5 \text{ kN/m}^3$).

As figuras 4.20 a 4.23 apresentam as informações dos ensaios de MIP para as amostras do solo residual de arenito com resíduo de britagem moldadas com peso específico aparente seco de 16 kNm^3 e as seguintes características: adição de 7% de cimento (C) à idade de 7 dias; adição de 7% de cal à idade de 28 dias; sem adição de agente cimentante.

As curvas dos volumes acumulados (figura 4.20) permitem a visualização relativa das porosidades das amostras (31,05%, 40,31% e 36,82%, para as condições cal 7%, cimento 7% e sem adição, respectivamente).

Relativo às curvas de distribuição (figura 4.21), percebe-se uma aparência geral do tipo bimodal e ainda um deslocamento relativo para a esquerda na sequência das condições sem cimentação, com adição de cal e com adição de cimento; implicando em uma maior presença de menores poros quanto mais à esquerda e mais alta a curva em seu trecho final, no comparativo entre amostras.

Os gráficos das distribuições percentuais revelam o refinamento dos poros quando da adição de cal ou cimento em comparação à condição não cimentada, dado, neste retrospecto, pela redução dos percentuais de macroporos e aumento dos mesoporos (figura 4.22) e pelo crescimento da porosidade nas faixas dos menores poros ($0,001$ a $0,01 \mu\text{m}$ e $0,01$ a $0,1 \mu\text{m}$ da figura 4.23).

Nota-se que a intensidade do refinamento de poros não é associável necessariamente a menores porosidades globais, pois a amostra com cimento, que é a que mais aumentou a quantidade dos menores poros, apresenta a maior porosidade ($\eta = 40,31\%$).

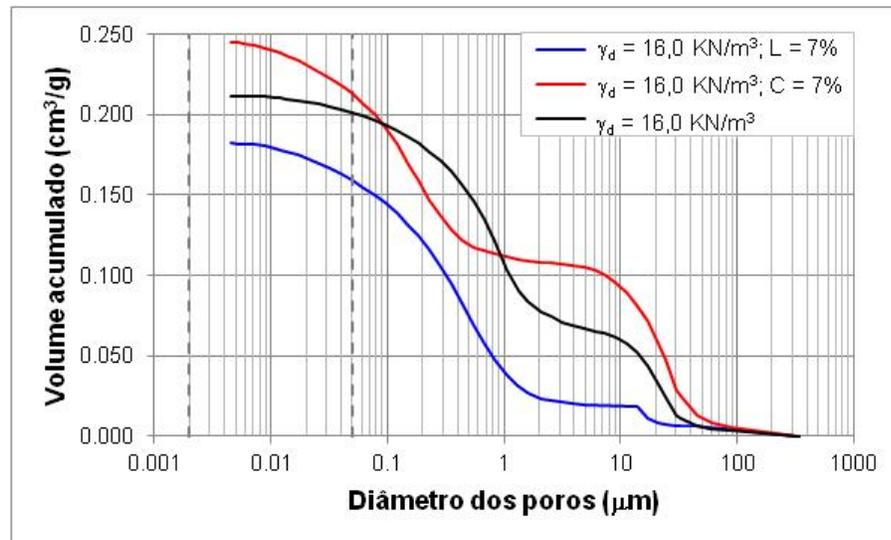


Figura 4.20: volume de intrusão acumulado; SRAB+RBR ($\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$).

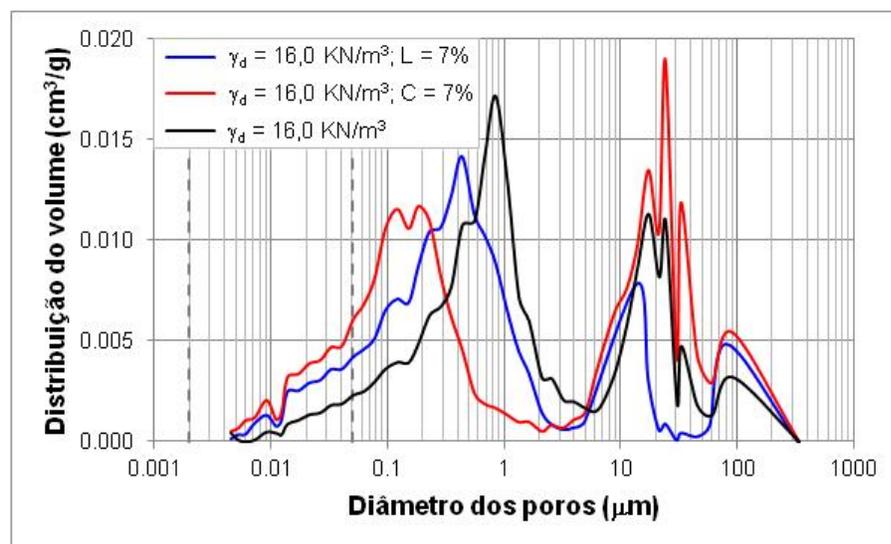


Figura 4.21: volume de intrusão distribuído; SRAB+RBR ($\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$).

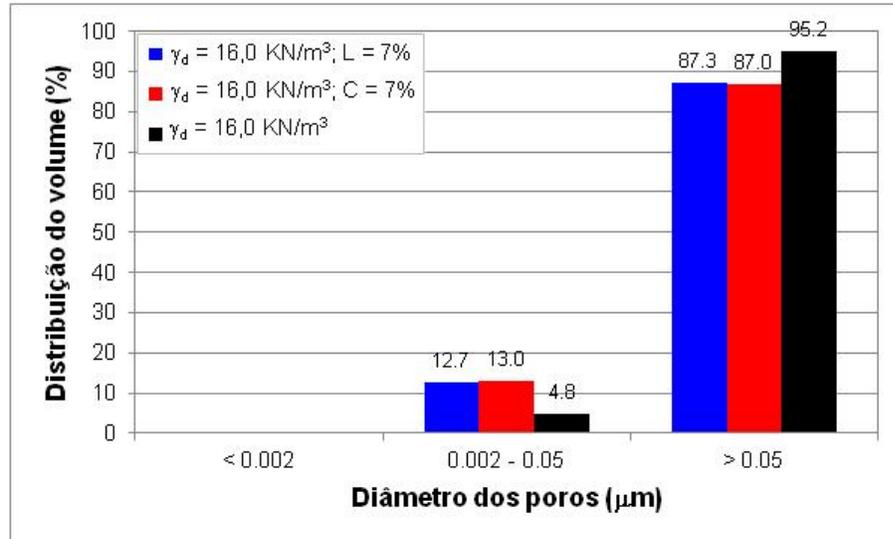


Figura 4.22: distribuição percentual do volume de intrusão (espectros micro, meso, macro); SRAB+RBR ($\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$).

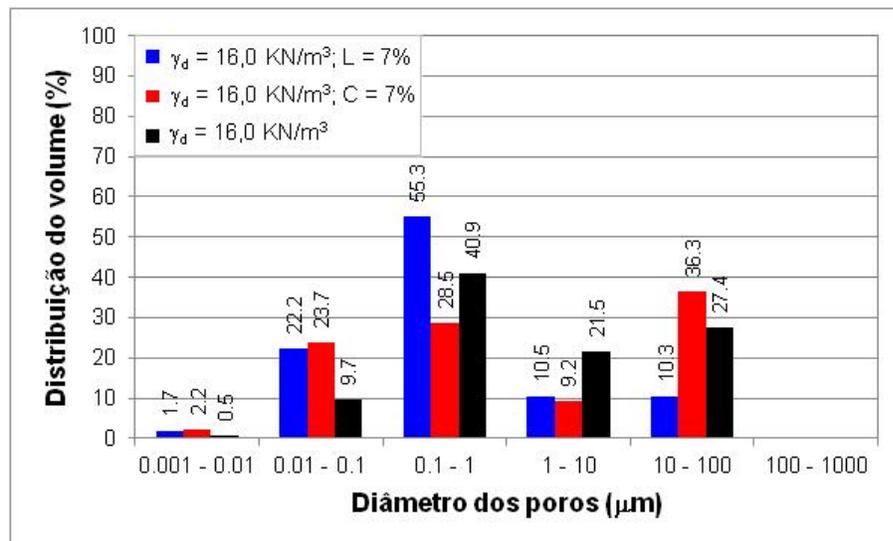


Figura 4.23: distribuição percentual do volume de intrusão; SRAB+RBR ($\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$).

As figuras 4.24 a 4.27 apresentam as informações dos ensaios de MIP para as amostras do solo residual de arenito com resíduo de britagem moldadas com peso específico aparente seco de $17,2 \text{ kNm}^3$ e as seguintes características: adição de 7% de cimento (C) à idade de 7 dias; adição de 7% de cal à idade de 28 dias; sem adição de agente cimentante.

As curvas dos volumes acumulados (figura 4.24) permitem a visualização relativa das porosidades das amostras (31,71%, 30,7% e 29,58%, relativas às condições cal 7%, cimento 7% e sem adição, respectivamente).

Com referência às curvas de distribuição (figura 4.25), visualiza-se o deslocamento relativo dos picos para a esquerda na sequência das condições sem cimentação, com adição de cal e com adição de cimento. Quanto mais à esquerda e mais alta a curva em seu trecho final, maior é a proporção dos menores poros no comparativo entre amostras.

Os gráficos percentuais indicam o refinamento dos poros quando da adição de cal ou cimento em comparação à condição não cimentada, dado, nesta relação, pela redução dos percentuais de macroporos e aumento de mesoporos (figura 4,26) e pelo crescimento da porosidade nas faixas dos menores poros (0,001 a 0,01 μm e 0,01 a 0,1 μm da figura 4.27).

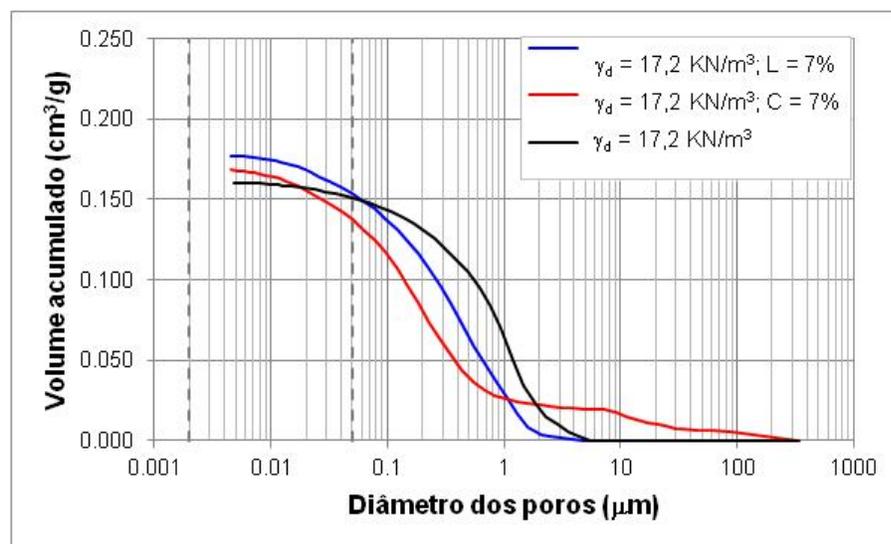


Figura 4.24: volume de intrusão acumulado; SRAB+RBR ($\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$).

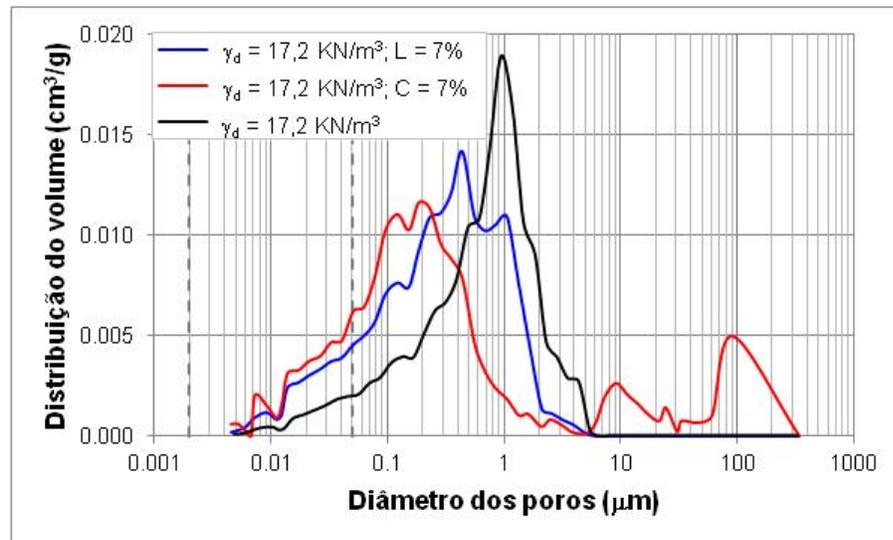


Figura 4.25: volume de intrusão distribuído; SRAB+RBR ($\gamma_d = 17,2$ kN/m³).

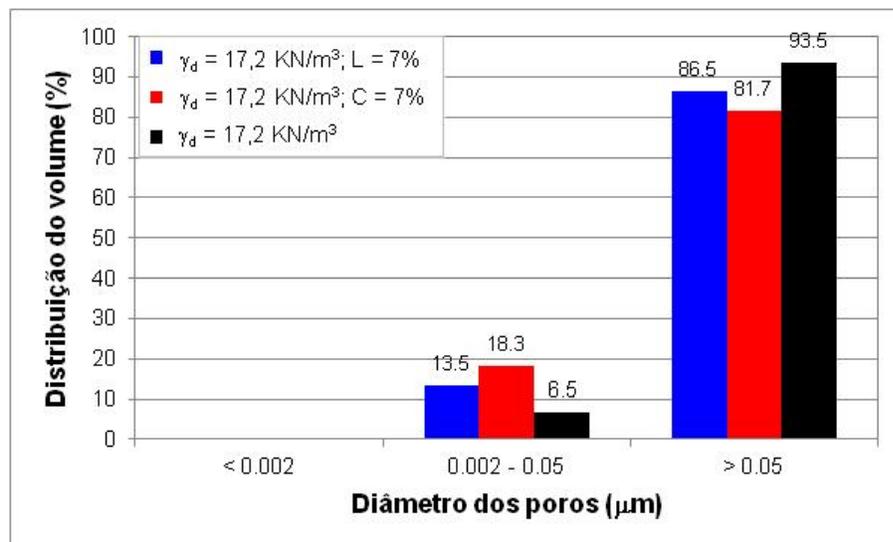


Figura 4.26: distribuição percentual do volume de intrusão (espectros micro, meso, macro); SRAB+RBR ($\gamma_d = 17,2$ kN/m³).

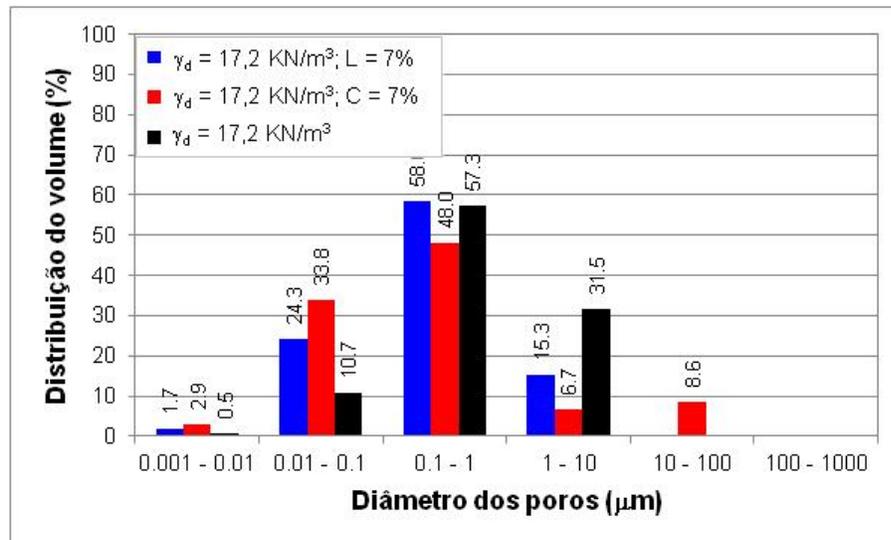


Figura 4.27: distribuição percentual do volume de intrusão; SRAB+RBR ($\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$).

As figuras 4.28 a 4.30 apresentam as informações dos ensaios de MIP para as amostras do solo residual de arenito com resíduo de britagem moldadas com peso específico aparente seco de $18,5 \text{ kNm}^3$ e as seguintes características: adição de 7% de cal (L) à idade de 28 dias, adição de 7% de cimento (C) à idade de 7 dias e sem adições, para as quais foram obtidas as porosidades de 28,46% (corrigida), 28,73% e 27,17% (corrigida), respectivamente.

Com referência às curvas de distribuição (figura 4.28), visualiza-se o deslocamento relativo dos picos para a esquerda na sequência das condições sem cimentação, com adição de cal e com adição de cimento. Quanto mais à esquerda e mais alta a curva em seu trecho final, maior é a proporção dos menores poros no comparativo entre amostras.

Os gráficos percentuais revelam o refinamento dos poros quando da adição de cal ou cimento em comparação à condição não cimentada, dado, neste retrospecto, pela redução dos percentuais de macroporos e aumento dos macroporos (figura 4.29) e pelo crescimento da porosidade nas faixas dos menores poros (0,001 a 0,01 μm e 0,01 a 0,1 μm da figura 4.30).

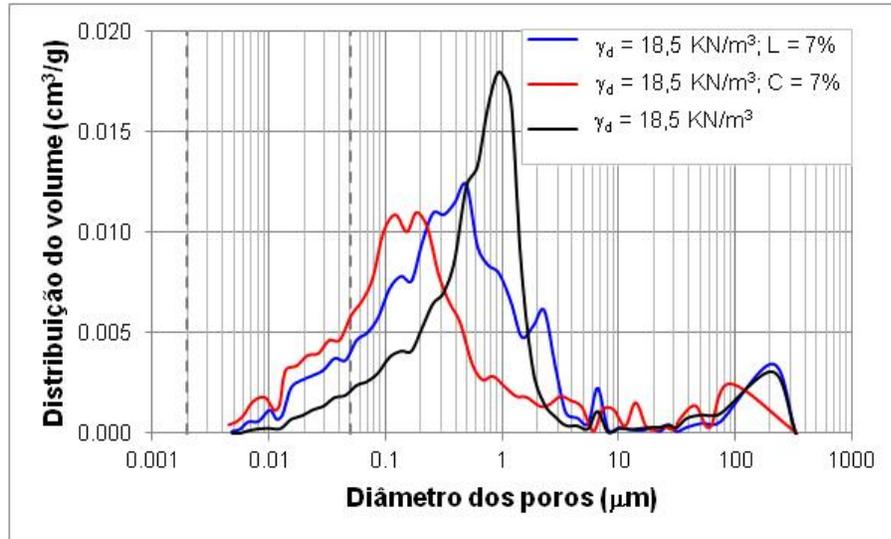


Figura 4.28: volume de intrusão distribuído; SRAB+RBR ($\gamma_d = 18,5$ kN/m³).

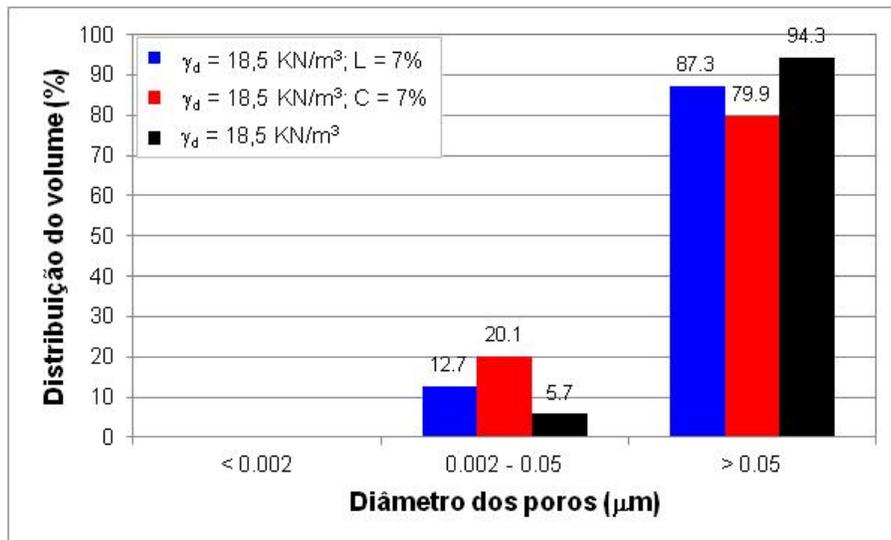


Figura 4.29: distribuição percentual do volume de intrusão (espectros micro, meso, macro); SRAB+RBR ($\gamma_d = 18,5$ kN/m³).

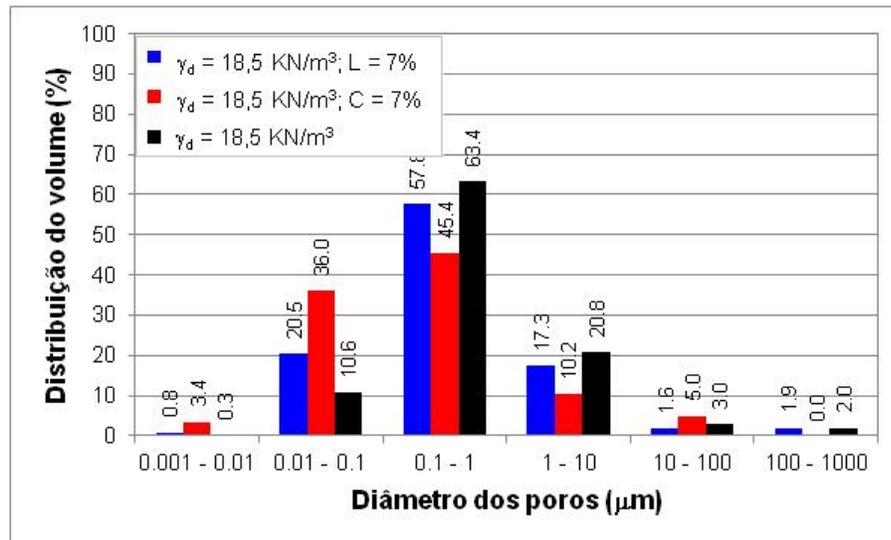


Figura 4.30: distribuição percentual do volume de intrusão; SRAB+RBR ($\gamma_d = 18,5 \text{ kN/m}^3$).

4.3.2.2 Efeito do tempo de cura e da condição de cimentação

As figuras 4.31 a 4.34 apresentam as informações dos ensaios de MIP realizados para as amostras do solo residual de arenito com resíduo de britagem (SRAB+RBR) moldadas com teor de cal (L) de 7% e peso específico aparente seco (γ_d) de $17,2 \text{ kN/m}^3$, ensaiadas a diferentes tempos de cura (07, 28 e 180 dias). Nestas figuras foram adicionados os dados relativos à amostra da condição não cimentada ($\gamma_d=17,2 \text{ kN/m}^3$) para integrar a este comparativo a visualização do efeito da inserção da cal.

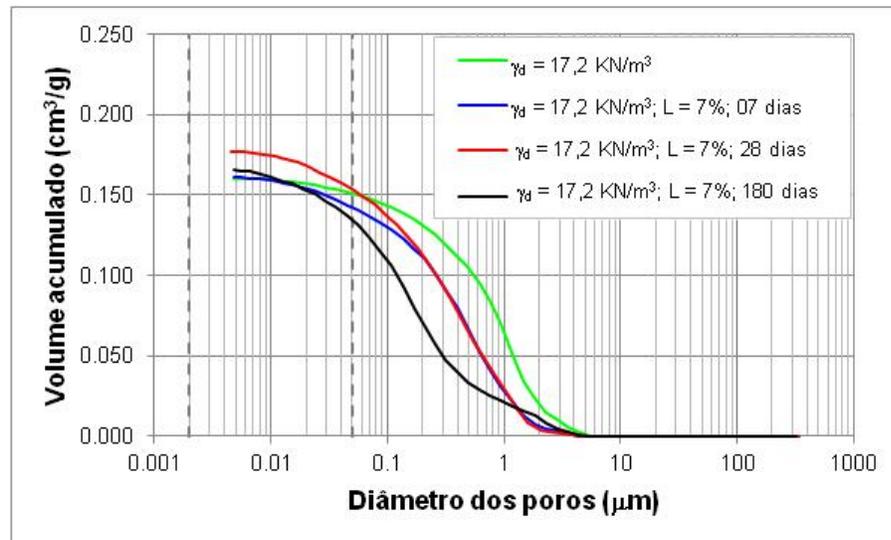


Figura 4.31: volume de intrusão acumulado; SRAB+RBR-cal 7%-07, 28, 180 dias ($\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$).

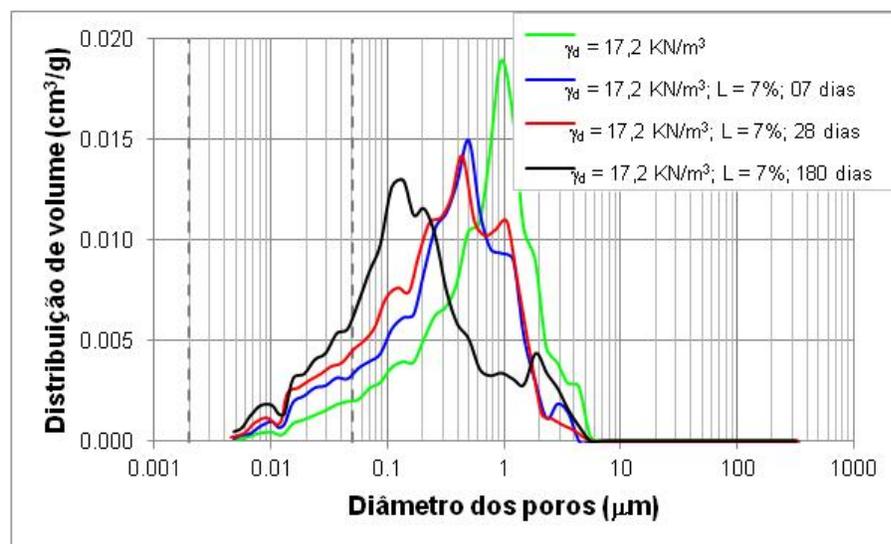


Figura 4.32: volume de intrusão distribuído; SRAB+RBR-cal 7%-07, 28, 180 dias ($\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$).

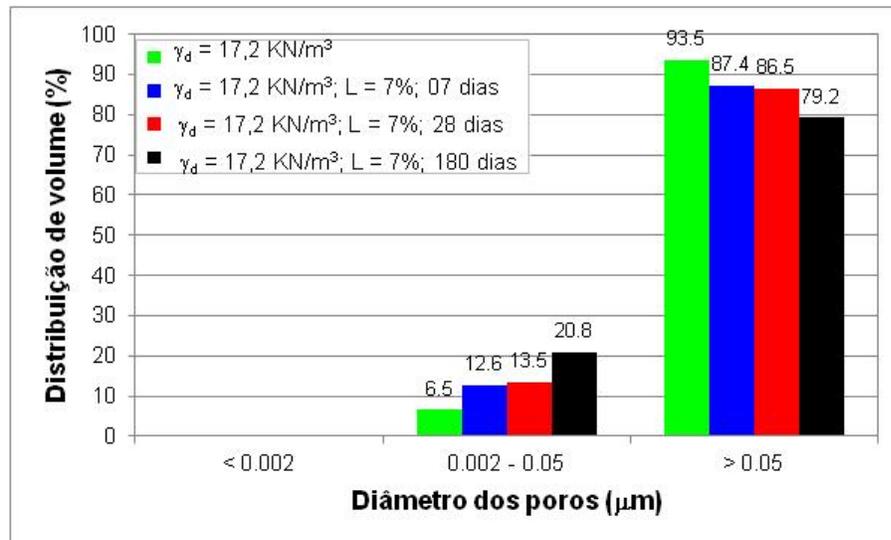


Figura 4.33: distribuição percentual do volume de intrusão (espectros micro, meso, macro); SRAB+RBR-cal 7%-07, 28, 180 dias ($\gamma_d = 17,2$ kN/m³).

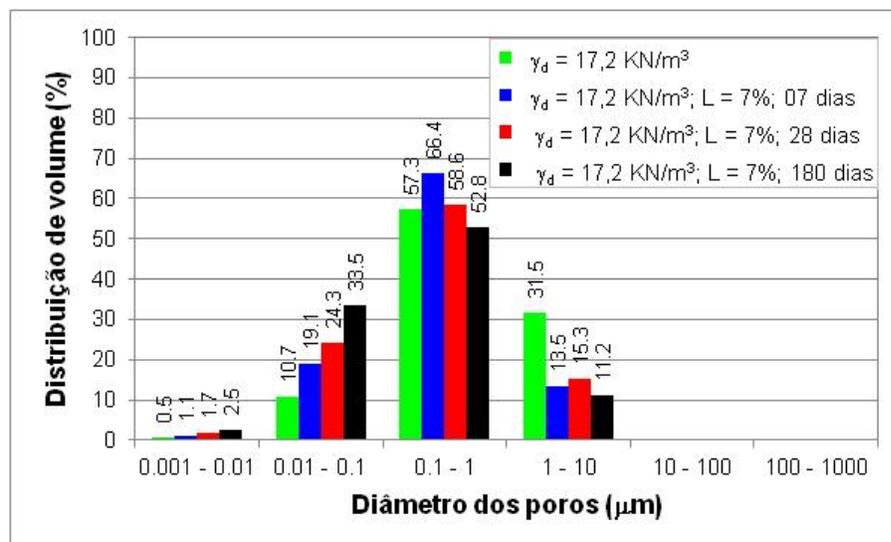


Figura 4.34: distribuição percentual do volume de intrusão; SRAB+RBR-cal 7%-07, 28, 180 dias ($\gamma_d = 17,2$ kN/m³).

As curvas dos volumes acumulados (figura 4.31) permitem a visualização relativa das porosidades das amostras que são as seguintes: 29,58% (amostra sem cal), 29,37% (cal 07

dias), 31,71% (cal 28 dias) e 30,21% (cal 180 dias). Embora sejam diferenças pouco expressivas para o índice investigado (e também possa haver incerteza associada à falta de repetibilidade dos ensaios), os resultados suscitam a hipótese de que ao se retirar 7% da matriz (SRAB+RBR) em massa e substituí-la por cal, em 07 dias não há praticamente variação da porosidade (podendo haver efeitos sobrepostos contrabalançados), mas aos 28 dias é possível se perceber um pequeno aumento da porosidade global, supostamente gerado pelo efeito precedente aglomerante da cal sobre os finos da matriz. Com o passar do tempo (180 dias) verifica-se a redução da porosidade, que na amostra ensaiada se entende ser devida às reações pozolânicas, as quais geram produtos cimentantes que afetam as relações volumétricas da estrutura do solo. As reações pozolânicas são características da fase lenta do processo de interação solo-cal quando há, presente no meio, fonte de sílica e alumina, água e cálcio livre (este disponível a depender da adição da cal em quantidade suficiente para produzir o fenômeno).

Com referência às curvas de distribuição do volume intrudido (figura 4.32), visualiza-se o deslocamento relativo dos picos para a esquerda na sequência das condições sem cimentação, com cal aos 7, 28 e 180 dias. Quanto mais à esquerda e mais alta a curva em seu trecho final, maior é a proporção dos menores poros no comparativo entre amostras.

Os gráficos das distribuições percentuais revelam o refinamento dos poros que se torna cada vez mais pronunciado conforme se tem a evolução do tempo. Este aspecto é evidenciado pela formação mais significativa dos percentuais mesoporos (figura 4.33) e pelo crescimento da porosidade nas faixas dos menores poros (0,001 a 0,01 μm e 0,01 a 0,1 μm da figura 4.34) quando as amostras são visualizadas na sequência: sem cal, cal 7, 28 e 180 dias. É interessante, portanto, notar-se que a intensidade do refinamento de poros não é associável necessariamente a menores porosidades globais. O que foi possível identificar é que com o passar do tempo há incrementalmente formação de poros menores, devido à constituição de produtos cimentantes, que se sabe já são presentes aos 28 dias, conforme Lopes Junior (2011) determinou para este mesmo material. Então, acredita-se que há refinamento dos poros por preenchimento de espaços, mas em paralelo, na fase compreendida entre 7 e 28 dias também há aumento da porosidade global por efeito de aglomeração.

Por fim, salienta-se que, relativo ao preparo das amostras do “grupo B”, diferente do que aconteceu com as amostras do “grupo A” (areia-cimento), não ocorreram dificuldades durante o processo de corte. Outro aspecto é que, no âmbito das apreciações feitas sobre os resultados

das amostras do “grupo B” (SRAB-RBR), não se estabeleceu um paralelo entre os resultados teóricos iniciais e os obtidos às idades de ensaios, isso porque se compreende que nestas amostras (“grupo B”) o efeito de se ter uma porosidade medida que não engloba todos os poros efetivamente existentes, quando comparadas às amostras do “grupo A”, é mais pronunciado, pois a estrutura interna das amostras (“grupo B”) é mais fechada, induzindo possivelmente à existência de poros inacessíveis ao processo intrusivo.

4.4 AVALIAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

4.4.1 Amostras do “grupo A”

Foi realizada a avaliação da condutividade hidráulica para amostras da areia, moldadas com teor de umidade de 10%, índices de vazios de 0,65 e 0,75 e nas condições cimentada (teores de cimento de 3%, 5% e 7%) e não cimentada. A tabela A.4 do apêndice A apresenta as informações de moldagem das amostras. Na tabela 4.4 encontra-se a síntese dos resultados dos ensaios de condutividade para as amostras desta análise.

Tabela 4.4: resultados dos ensaios de condutividade hidráulica (areia).

ÍNDICE DE VAZIOS	TEOR DE CIMENTO (%)	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA (m/s)
0,75	0	1,61E-05
	3	1,50E-05
	5	1,39E-05*
	7	1,51E-05*
0,65	0	1,86E-05
	3	1,31E-05
	5	1,33E-05*
	7	1,25E-05

*Média de dois ensaios; Relação entre resultados médios $k_{0,75}/k_{0,65} = 1,04$.

4.4.1.1 Efeito do teor do agente cimentante

A figura 4.35 apresenta a variação da condutividade hidráulica (k) para as amostras do “grupo A” (areia) em função do teor de cimento (C). Nos gráficos, cada curva isoladamente representa o mesmo índice de vazios de moldagem.

Verifica-se que a adição dos teores de cimento (3%, 5% e 7%) não implicou em mudanças mensuráveis sobre o valor da condutividade hidráulica medida, para o material em análise e na faixa de valores utilizada para o fator de controle. Quando comparadas as condições com e sem cimento, igualmente não foram percebidos efeitos de importância. Efeitos relacionados à efetividade da cimentação são demonstrados para solos com presença de finos (BOYNTON e DANIEL, 1985; AKBULUT e SAGLAMER, 2003; BELLEZZA e FRATALOCCHI, 2006); constituição não característica do material em questão.

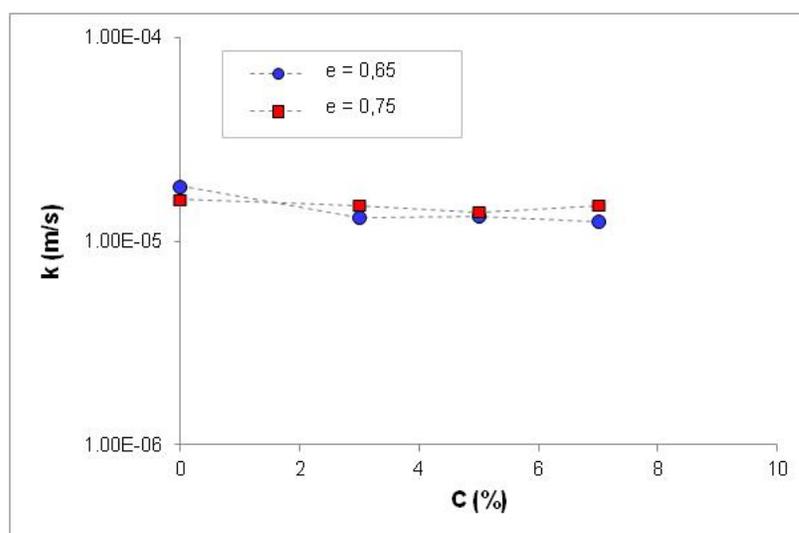


Figura 4.35: variação da condutividade hidráulica em função do teor de cimento (areia).

4.4.1.2 Efeito da porosidade

A figura 4.36 apresenta as curvas de ajuste da variação da condutividade hidráulica (k) em função da porosidade (η) para as amostras da areia em estudo. No gráfico, cada curva isoladamente possui o mesmo teor de cimento.

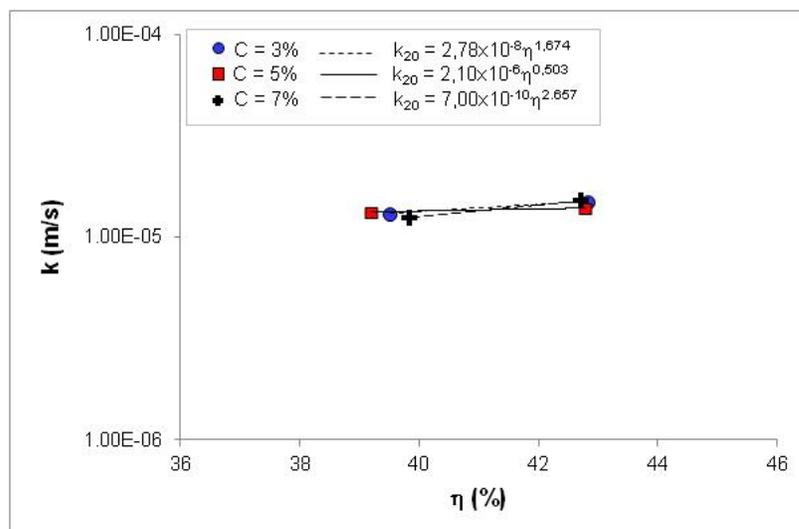


Figura 4.36: variação da condutividade hidráulica em função da porosidade (areia).

Pela análise da figura 4.36 identifica-se que o comportamento hidráulico para o material de estudo não foi sensível a mudanças na sua porosidade de moldagem (no intervalo de valores investigados).

Compreende-se, portanto, que dentro da abrangência das variáveis analisadas (teor de cimento e índice de vazios) a característica granulométrica do material consiste na propriedade preponderante que faz com que a condutividade hidráulica se mantenha não afetada por mudanças nas condições de compactação e nível de cimentação.

4.4.2 Amostras do “grupo B”

Foi realizada a avaliação da condutividade hidráulica para amostras do solo residual de arenito com resíduo de britagem, moldadas com teor de umidade de 14%, para diferentes condições: com adições de cal às idades de 07, 28 e 180 dias; com adições de cimento à idade de 7 dias; e sem adições. As amostras foram moldadas para os pesos específicos aparente secos de 16 kN/m³, 17,2 kN/m³ e 18,5 kN/m³. Os teores utilizados dos agentes cimentantes foram de 5%, 7% e 9%. As tabelas A.5, A.6 e A.7 do apêndice A apresentam as informações de moldagem das amostras.

Nas tabelas 4.5 a 4.9 encontram-se as sínteses dos resultados dos ensaios de condutividade para amostras “SRAB-RBR” sem cimentação, com adição de cal, com adição de cimento, respectivamente.

Tabela 4.5: resultados dos ensaios de condutividade hidráulica (SRAB-RBR sem cimentação).

PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO (KN/m ³)	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA (m/s)	RELAÇÃO ENTRE RESULTADOS
16,0	2,97E-07*	$k_{16}/k_{17,2} = 1,1$
17,2	2,72E-07*	$k_{17,2}/k_{18,5} = 13,1$
18,5	2,06E-08	$k_{16}/k_{18,5} = 14,4$

*Média de dois resultados.

Tabela 4.6: resultados dos ensaios de condutividade hidráulica (SRAB-RBR, cal, 7 dias de cura).

PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO (KN/m ³)	TEOR DE CAL (%)	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA (m/s)	RELAÇÃO ENTRE RESULTADOS MÉDIOS
16,0	5	1,53E-06	$k_{16}/k_{17,2} = 5,0$
	7	8,18E-07	
	9	7,50E-07	
17,2	5	2,43E-07	$k_{17,2}/k_{18,5} = 4,6$
	7	2,55E-07	
	9	1,19E-07	
18,5	5	6,53E-08	$k_{16}/k_{18,5} = 23,1$
	7	3,06E-08	
	9	3,84E-08	

Tabela 4.7: resultados dos ensaios de condutividade hidráulica (SRAB-RBR, cal, 28 dias de cura).

PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO (KN/m ³)	TEOR DE CAL (%)	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA (m/s)	RELAÇÃO ENTRE RESULTADOS MÉDIOS
16,0	5	1,67E-06	$k_{16}/k_{17,2} = 4,2$
	7	1,03E-06	
	9	1,18E-06*	
17,2	5	4,11E-07	$k_{17,2}/k_{18,5} = 5,2$
	7	2,79E-07	
	9	2,33E-07	
18,5	5	5,82E-08	$k_{16}/k_{18,5} = 21,7$
	7	5,65E-08	
	9	6,37E-08	

*Média de dois resultados.

Tabela 4.8: resultados dos ensaios de condutividade hidráulica (SRAB-RBR, cal, 180 dias de cura).

PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO (KN/m ³)	TEOR DE CAL (%)	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA (m/s)	RELAÇÃO ENTRE RESULTADOS MÉDIOS
16,0	5	1,46E-06	$k_{16}/k_{17,2} = 8,0$
	7	1,42E-06	
	9	1,27E-06	
17,2	5	2,58E-07	$k_{17,2}/k_{18,5} = 10,2$
	7	1,31E-07	
	9	1,30E-07	
18,5	5	1,70E-08	$k_{16}/k_{18,5} = 81,5$

Tabela 4.9: resultados dos ensaios de condutividade hidráulica (SRAB-RBR, cimento, 7 dias de cura).

PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO (KN/m ³)	TEOR DE CIMENTO (%)	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA (m/s)	RELAÇÃO ENTRE RESULTADOS MÉDIOS
16,0	5	4,03E-06	$k_{16}/k_{17,2} = 7,2$
	7	3,04E-06	
	9	2,02E-06	
17,2	5	6,43E-07*	$k_{17,2}/k_{18,5} = 41,9$
	7	5,02E-07	
	9	1,21E-07	
18,5	5	1,01E-08	$k_{16}/k_{18,5} = 300,6$
	7	1,07E-08	
	9	9,42E-09	

*Média de dois resultados.

4.4.2.1 Efeito do teor do agente cimentante

As figuras 4.37 a 4.40 apresentam a variação da condutividade hidráulica (k) para as amostras do “grupo B” (SRAB-RBR) em função do teor dos agentes cimentantes, cal (L) e cimento (C), para as idades de estudo (7, 28 e 180 dias). Nos gráficos, cada curva isoladamente representa o mesmo peso específico aparente seco de moldagem.

Da análise das figuras 4.37 a 4.39, referentes aos dados das amostras moldadas com cal, aos distintos tempos de cura, verifica-se que de maneira geral a variação dos teores de cal (5%, 7% e 9%) não causou expressiva influência sobre a condutividade hidráulica quando fixado um peso específico de moldagem, embora se perceba uma pequena tendência à redução do parâmetro investigado com o aumento da quantidade da cal.

Quando comparadas as condições com cal e a condição sem cal, percebe-se que a inserção do agente cimentante causou uma ligeira elevação da condutividade hidráulica.

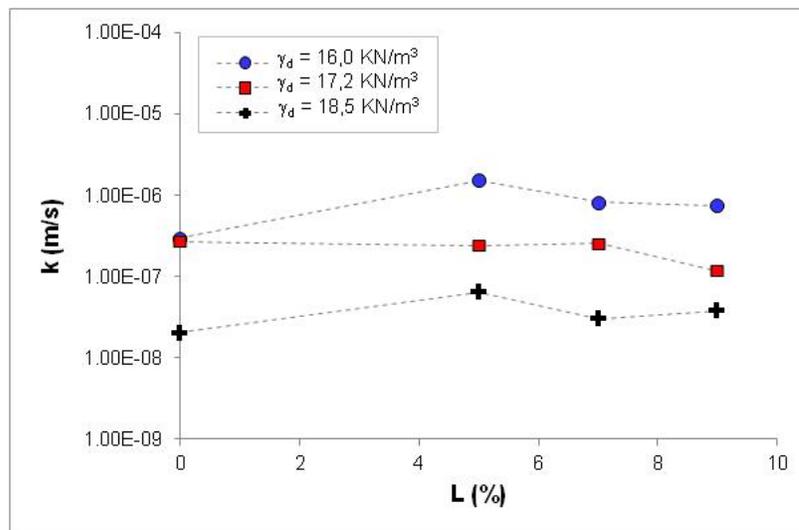


Figura 4.37: variação da condutividade hidráulica em função do teor de cal (7 dias de cura).

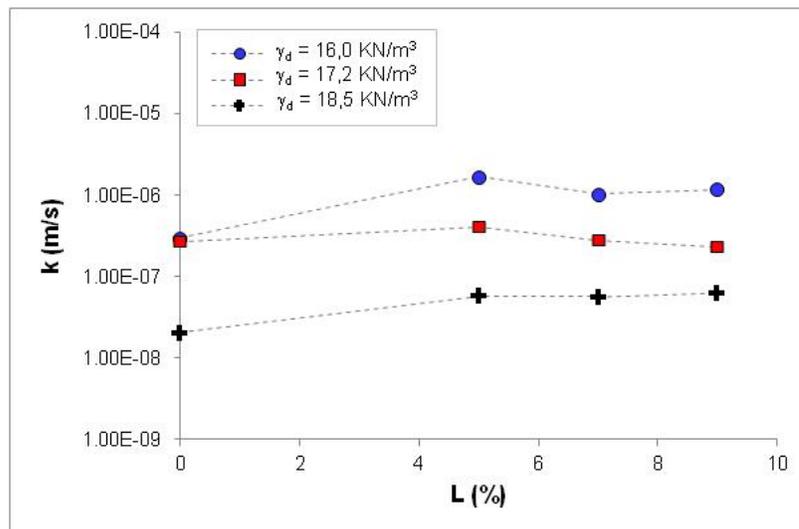


Figura 4.38: variação da condutividade hidráulica em função do teor de cal (28 dias de cura).

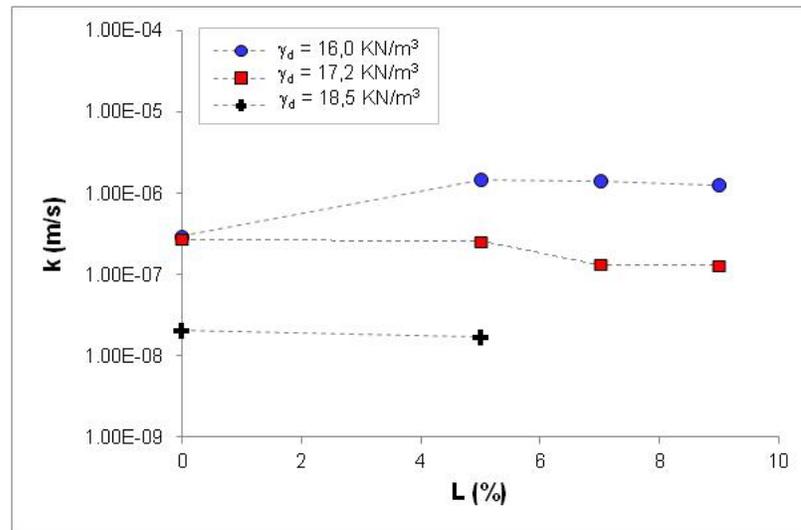


Figura 4.39: variação da condutividade hidráulica em função do teor de cal (180 dias de cura).

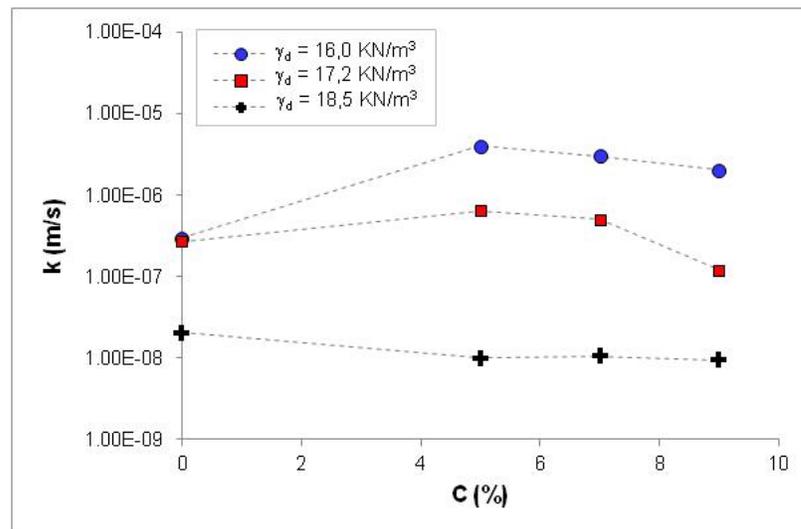


Figura 4.40: variação da condutividade hidráulica em função do teor de cimento (7 dias de cura).

Analisando-se a figura 4.40, referente aos dados das amostras moldadas com cimento e ensaiadas aos 7 dias de cura, observa-se que na condição não cimentada nas menores densidades, a condutividade hidráulica apresenta valores inferiores, os quais crescerem quando da presença de cimentação, mas tendem à redução com o aumento do teor de cimento. Para a condição mais densa, o efeito ocorre de maneira diferente, ou seja, a inserção de cimento mostrou-se capaz de causar redução na condutividade hidráulica, em comparação à condição não cimentada, entretanto, sob efeito dos diferentes teores de cimentação, a condutividade hidráulica não se mostrou afetada. Neste sentido, os resultados corroboram o descrito na literatura de que a adição de cimento pode provocar valores de condutividade hidráulica maiores ou menores em relação ao solo não tratado (BELLEZZA e PASQUALINI, 1997; CHEW *et al.*; 2004).

Conforme mencionado, nas condições menos densas a condutividade hidráulica aumentou quando da adição de cimento, o que pode ser justificado pelo fato de que, para um mesmo peso específico e teor de umidade, a mistura contendo cimento possui maior porosidade. Já para a condição mais densa, a introdução de cimento (de pelo menos 5% na matriz analisada) parece ser suficiente para gerar certo nível de fechamento de poros (pela formação de produtos cimentantes) capaz de reduzir a condutividade hidráulica (ou pelo menos contrabalançar o efeito de aumento causado pela introdução de cimento), em relação à condição sem cimentação.

Ainda, para todas as condições analisadas, adição de cal aos diferentes tempos investigados e adição de cimento, o que se torna evidenciado (figuras 4.37 a 4.40) é que o peso específico aparente seco de moldagem (γ_d) causa influência significativa sobre a condutividade hidráulica, numericamente apresentada nas tabelas 4,5 a 4.9 pelas relações “ $k_{\gamma_d}/k_{\gamma_d}$ ”. A título de exemplo, podem-se mencionar as relações “ $k_{16}/k_{17,2}$ ” (relação entre as condutividades hidráulicas médias para os pesos específicos aparentes secos de 16 kN/m³ e 17,2 kN/m³) e “ $k_{17,2}/k_{18,5}$ ” (relação entre as condutividades hidráulicas médias para os pesos específicos aparentes secos de 17,2 kN/m³ e 18,5 kN/m³) para as amostras com cimento, cujos valores indicam que ao se aumentar o “ γ_d ” de 16 kN/m³ para 17,2 kN/m³, em média a condutividade hidráulica torna-se 7 vezes menor, e ao se aumentar o “ γ_d ” de 17,2 kN/m³ para 18,5 kN/m³ a redução é da ordem de 40 vezes. A densificação do solo, como aqui verificada, é reportada como fator de forte influência sobre a condutividade hidráulica (BELLEZZA e FRATALOCCHI, 2006; NICHOLSON, 2015).

4.4.2.2 Efeito da porosidade

As figuras 4.41 a 4.44 apresentam as curvas de ajuste da variação da condutividade hidráulica (k) em função da porosidade (η) para as amostras do “SRAB-RBR” nas diferentes condições analisadas (cal aos 7, 28 e 180 dias e cimento aos 7 dias). Nos gráficos, cada curva isoladamente possui o mesmo teor do agente cimentante. Pode-se verificar a forte influência da porosidade sobre a condutividade hidráulica do material (SRAB-RBR) nas distintas condições analisadas. Independentemente da quantidade dos agentes cimentantes utilizados, reduções nas porosidades de moldagem promoveram considerável diminuição no parâmetro investigado, conforme, de forma análoga, já mencionada na análise anterior, com respeito à importância do peso específico aparente seco de moldagem sobre a condutividade hidráulica medida.

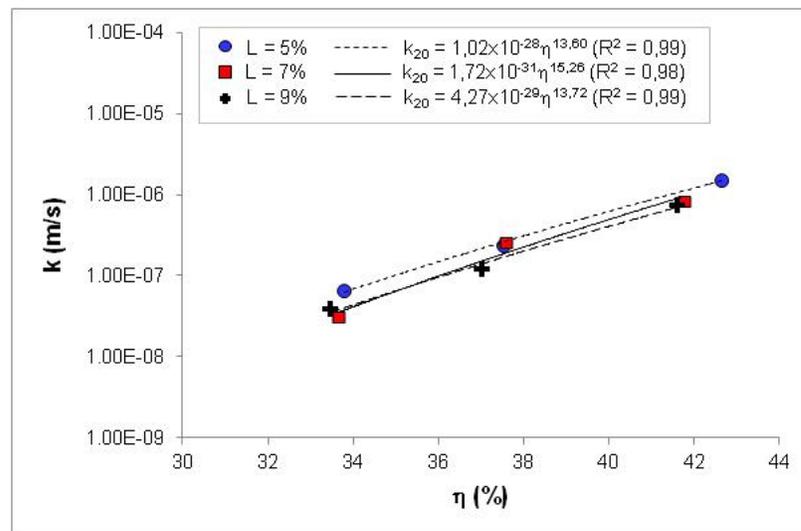


Figura 4.41: variação da condutividade hidráulica em função da porosidade (cal, 7 dias de cura).

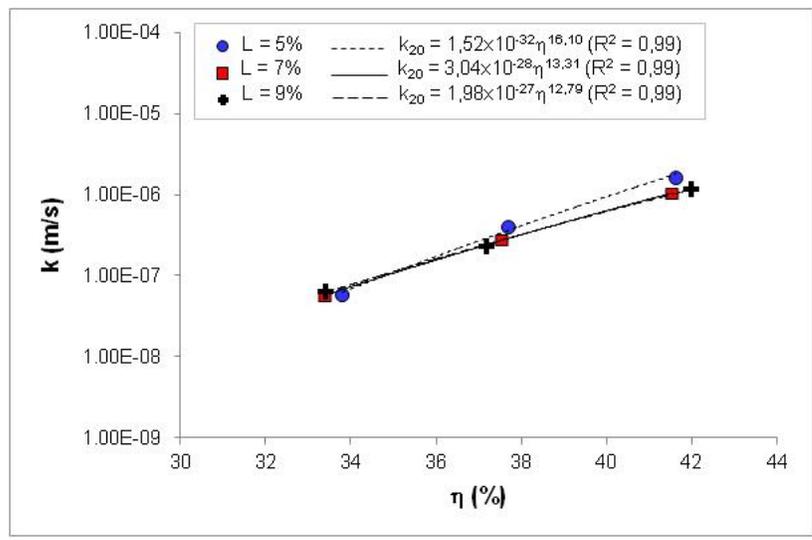


Figura 4.42: variação da condutividade hidráulica em função da porosidade (cal, 28 dias de cura).

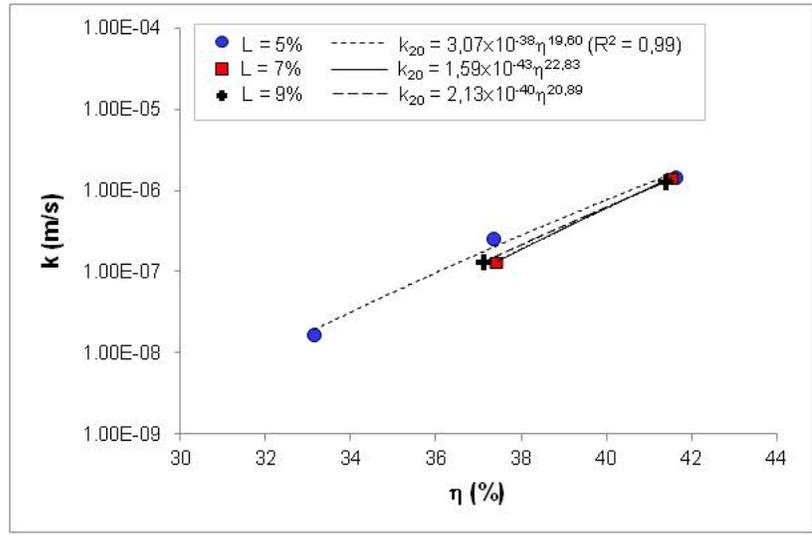


Figura 4.43: variação da condutividade hidráulica em função da porosidade (cal, 180 dias de cura).

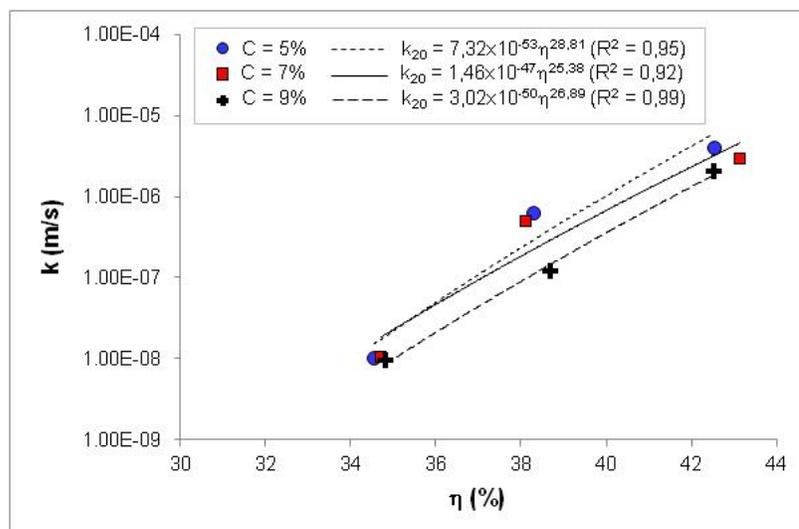


Figura 4.44: variação da condutividade hidráulica em função da porosidade (cimento, 7 dias de cura).

4.4.2.3 Relação vazios/agente cimentante

As figuras 4.45 a 4.48 apresentam as curvas da variação da condutividade hidráulica (k) em função da relação vazios/agente cimentante, expressa pela relação porosidade/teor volumétrico do agente cimentante ($\eta/L_{iv}, C_{iv}$), para as amostras analisadas (cal aos 7, 28 e 180 dias e cimento aos 7 dias). Pela análise das figuras observa-se, portanto, que não existe uma correlação única entre condutividade hidráulica e a relação porosidade/teor volumétrico do agente cimentante, nota-se ainda que iguais valores de “ $\eta/L_{iv}, C_{iv}$ ”, obtidos de diferentes combinações entre agente cimentante e porosidades, relacionam-se a distintos valores de condutividade hidráulica.

Uma maneira de compatibilizar as taxas de variação das grandezas citadas é através da aplicação de uma potência. Para os dados em questão obteve-se, para as diferentes condições em análise, um bom ajuste aplicando-se uma potência de 0,032 sobre o parâmetro teor volumétrico do agente cimentante “ L_{iv}, C_{iv} ”. Assim, apresentam-se nas figuras 4.49 a 4.52 as curvas de ajuste da variação da condutividade hidráulica em função da relação porosidade/teor volumétrico do agente cimentante ajustado pela potência 0,032, para as quais se observam boas correlações.

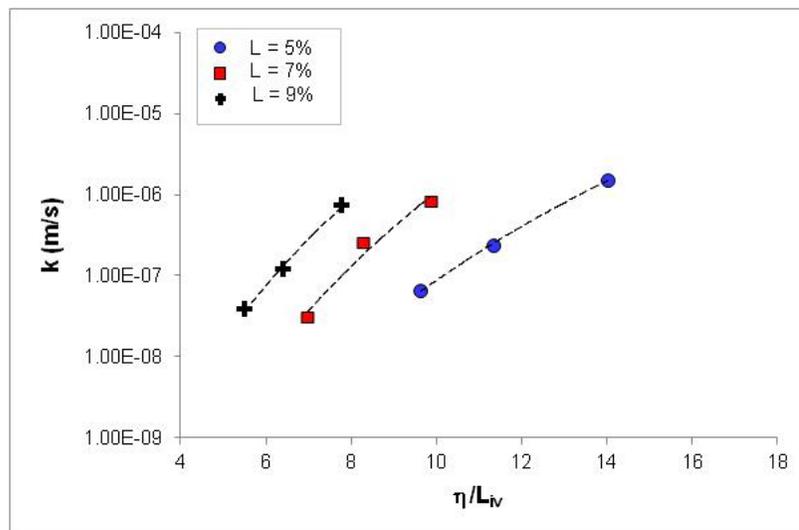


Figura 4.45: condutividade hidráulica em função da relação vazios/cal (7 dias de cura).

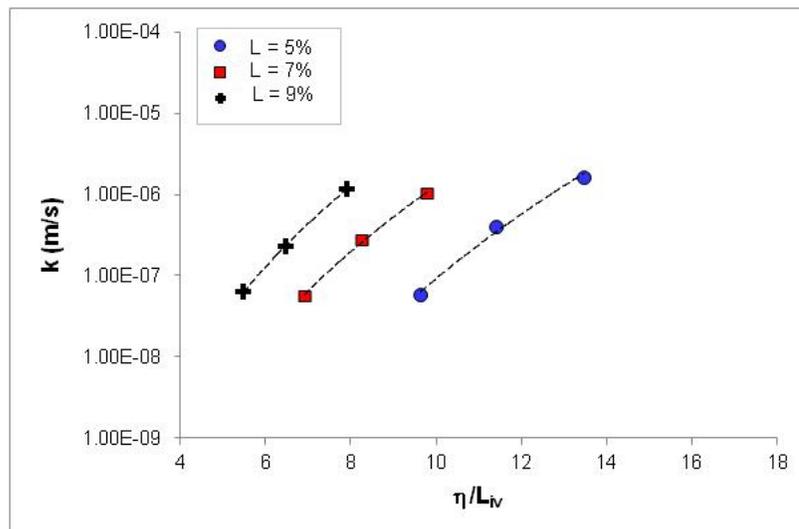


Figura 4.46: condutividade hidráulica em função da relação vazios/cal (28 dias de cura).

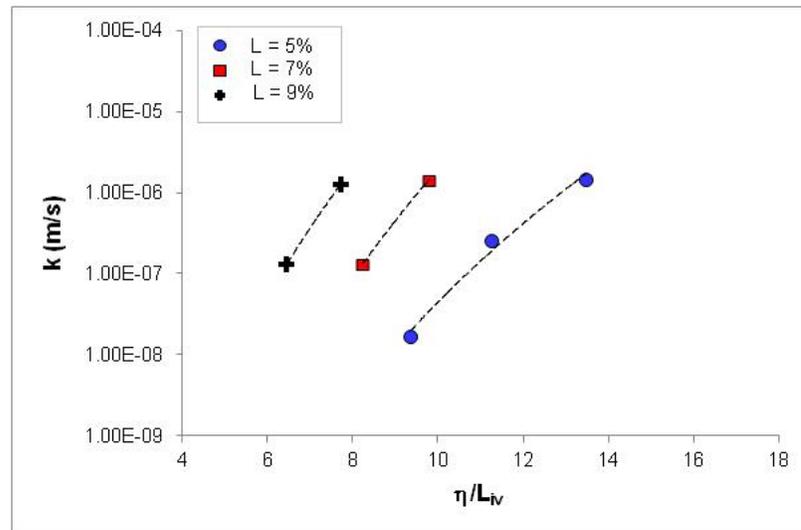


Figura 4.47: condutividade hidráulica em função da relação vazios/cal (180 dias de cura).

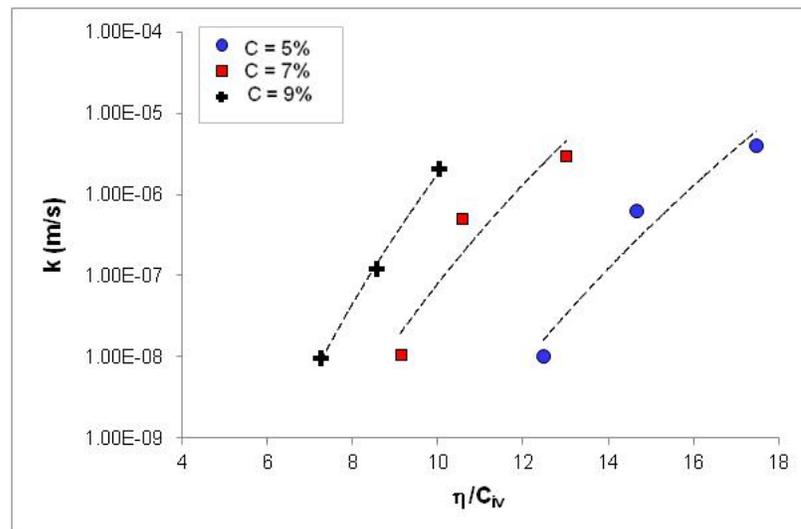


Figura 4.48: condutividade hidráulica em função da relação vazios/cimento (7 dias de cura).

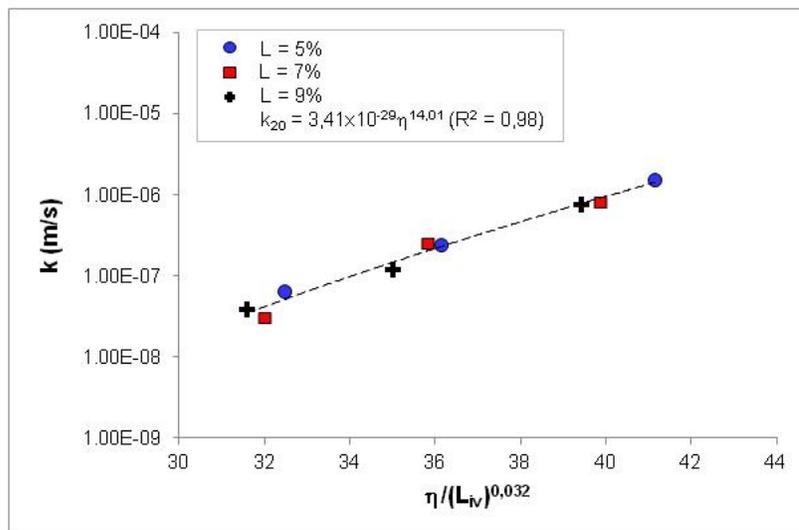


Figura 4.49: condutividade hidráulica em função da relação vazios/cal ajustado (7 dias de cura).

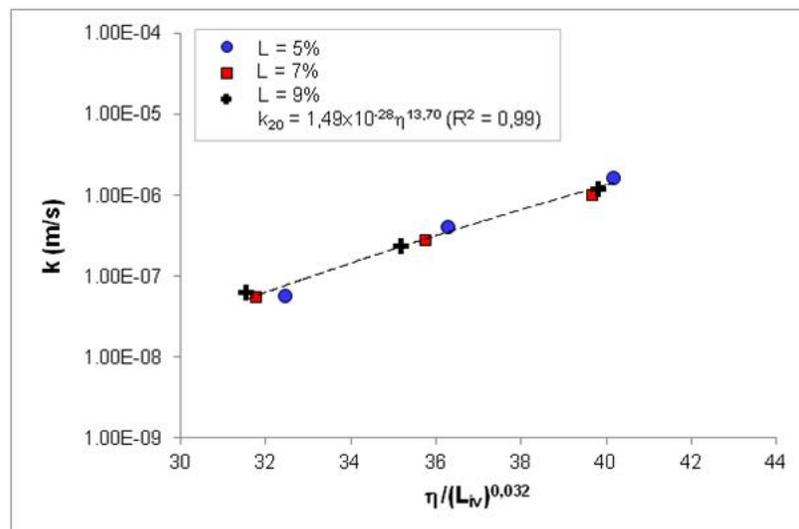


Figura 4.50: condutividade hidráulica em função da relação vazios/cal ajustado (28 dias de cura).

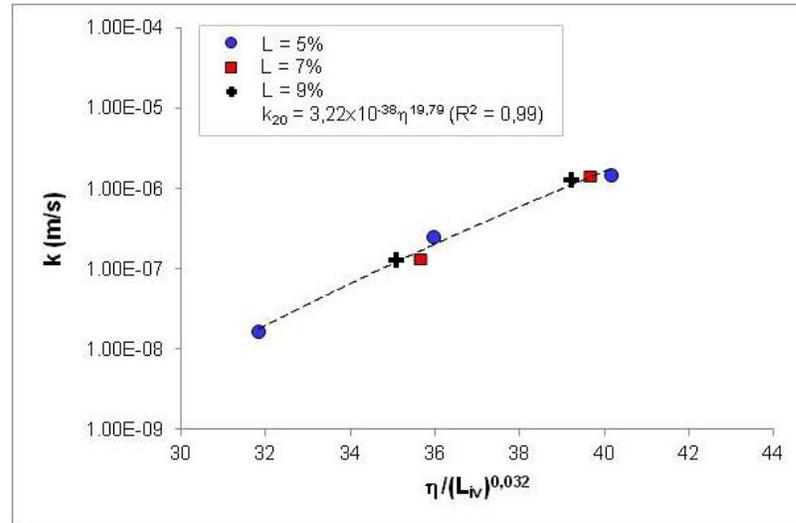


Figura 4.51: condutividade hidráulica em função da relação vazios/cal ajustado (180 dias de cura).

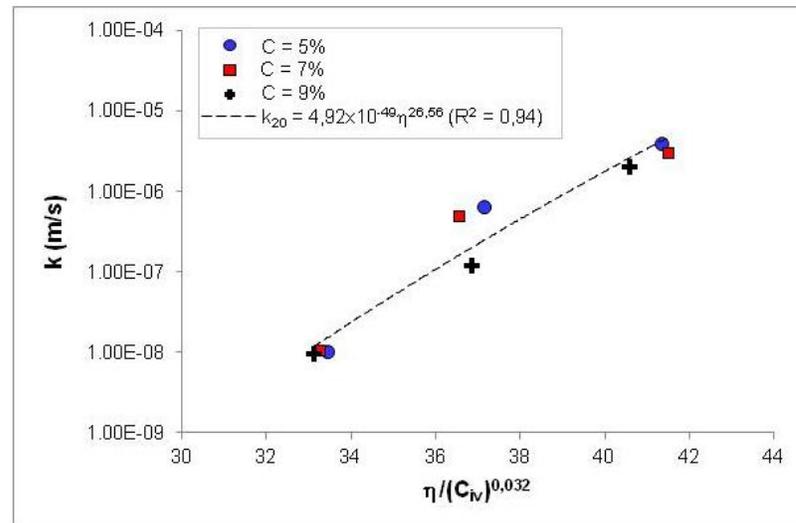


Figura 4.52: condutividade hidráulica em função da relação vazios/cimento ajustado (7 dias de cura).

4.4.2.4 Tempo de cura e tipo de cimentação *versus* vazios/agente cimentante

Para permitir uma melhor visualização dos efeitos das variáveis tempo de cura (para cal) e tipo do agente cimentante, apresenta-se na figura 4.53 o gráfico de variação da condutividade hidráulica em função das relações porosidade/teor do agente cimentante ajustado, obtidas para as amostras do “SRAB-RBR”.

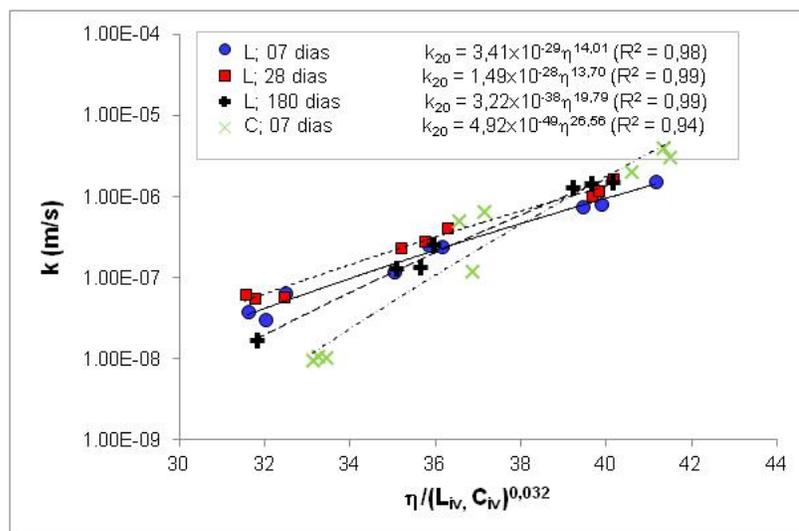


Figura 4.53: condutividade hidráulica versus relação vazios/agente cimentante ajustado (cal 7, 28 e 180 dias de cura e cimento 7 dias).

Observa-se que, apesar da proximidade entre as curvas, elas apresentam relações distintas e sinalizam aspectos do comportamento do material. Verifica-se o indicativo de aumento da condutividade hidráulica para 28 dias de cura da cal, em relação a 7 dias. Percebe-se também, pela inclinação das retas de ajuste, que a condutividade hidráulica em 180 dias (cal) para amostras nas condições menos densas (relacionáveis aos maiores valores de $(\eta/L_{iv})^{0,032}$), não sofreu modificação em relação à idade de 28 dias, mas ao se observar o ponto representativo da amostra mais densa e teor de cal de 5% (que é o único ponto para 180 dias), percebe-se que o parâmetro investigado torna-se sensível às modificações promovidas por efeitos do tempo de cura, que são as cimentações por reações pozolânicas. Ainda, observando-se a curva representativa das amostras moldadas com cimento, é possível se perceber a redução mais pronunciada da condutividade hidráulica relacionada às condições mais densas de moldagem.

4.4.2.5 Análise de variância (ANOVA)

Foi realizada a análise de variância para os resultados de condutividade hidráulica das amostras tratadas com cal com três fatores controláveis: tempo de cura, densidade de moldagem (expressa pelo peso específico aparente seco) e teor de cal. Nesta análise foram empregados os três níveis do fator teor de cal (5, 7 e 9%), os três níveis do fator densidade (16,0; 17,2 e 18,5 kN/m³) e dois níveis do fator tempo de cura (7 e 28 dias). O tempo de cura de 180 dias não integrou os dados, pois não haveria simetria dos níveis dos fatores controláveis (não houve resultado de ensaio de 180 dias de amostras moldadas na maior densidade para os dois maiores teores de cal).

A tabela 4.10 contendo as variáveis investigadas foi preparada no programa Minitab, utilizado para a realização dos cálculos estatísticos. As variáveis foram designadas da seguinte maneira: o fator A corresponde ao fator tempo de cura, o fator B corresponde ao fator peso específico aparente seco, o fator C corresponde ao fator teor de cal e a variável de resposta VR é a condutividade hidráulica.

Os resultados da análise de variância são mostrados na tabela 4.11, onde GDL é o número de graus de liberdade correspondente a cada termo, SQ é a soma quadrada correspondente à variabilidade causada por cada um dos fatores controláveis, suas interações e o erro residual, MQ a média quadrada, TESTE-F é o valor da coordenada correspondente da distribuição F, dada por $MQ(\text{fator})/MQ(\text{erro})$ e PROB é o valor da probabilidade de que resultados obtidos ao se modificar o nível do fator controlável correspondente pertençam a uma mesma distribuição, considerando-se então que probabilidades inferiores a 5% indicam que os resultados pertencem a distribuições diferentes, ou seja, o fator controlável provoca alteração significativa na variável de resposta.

Em função dos dados experimentais em análise não consistirem em um conjunto de dados com repetibilidade para todos os ensaios, para a estimativa do termo de erro utilizou-se do artifício que foi remover da análise a interação de terceira ordem (A*B*C) bem como a interação de segunda ordem (A*B), julgadas não significativas.

Tabela 4.10: variáveis da análise para as amostras tratadas com cal.

FATORES CONTROLÁVEIS			VARIÁVEL DE RESPOSTA	
A	B	C	VR	VR x 1E08
7	16,0	5	1,53E-06	153,16
7	17,2	5	2,43E-07	24,25
7	18,5	5	6,53E-08	6,53
7	16,0	7	8,18E-07	81,76
7	17,2	7	2,55E-07	25,53
7	18,5	7	3,06E-08	3,06
7	16,0	9	7,5E-07	74,96
7	17,2	9	1,19E-07	11,86
7	18,5	9	3,84E-08	3,84
28	16,0	5	1,67E-06	167,00
28	17,2	5	4,11E-07	41,06
28	18,5	5	5,82E-08	5,82
28	16,0	7	1,03E-06	102,55
28	17,2	7	2,79E-07	27,91
28	18,5	7	5,65E-08	5,65
28	16,0	9	1,18E-06	117,65
28	17,2	9	2,33E-07	23,26
28	18,5	9	6,37E-08	6,37

Tabela 4.11: análise de variância para as amostras tratadas com cal.

FONTE	GDL	SQ	MQ	TESTE-F	PROB
A	1	700,8	700,8	6,52	0,043
B	2	41854,4	20927,2	194,78	0,000
C	2	2696,5	1348,3	12,55	0,007
A*C	2	93,4	46,7	0,43	0,666
B*C	4	3336,7	834,2	7,76	0,015
Erro	6	644,7	107,4		
Total	17	49326,5			

Conclui-se pela tabela ANOVA (tabela 4.11), dada pelo programa Minitab, que na variável de resposta condutividade hidráulica os três fatores controláveis foram significativos e que a interação de segunda ordem dada pelos fatores peso específico aparente seco e teor de cal foi significativa, a um nível de significância de 5%, tendo como referência o valor PROB menor do que 0,05. Pode-se observar que o efeito do fator B (peso específico aparente seco) é o mais fortemente significativo sobre a variável de resposta. Os efeitos dos fatores significativos e da interação significativa são mostrados nas figuras 4.54 e 4.55, respectivamente.

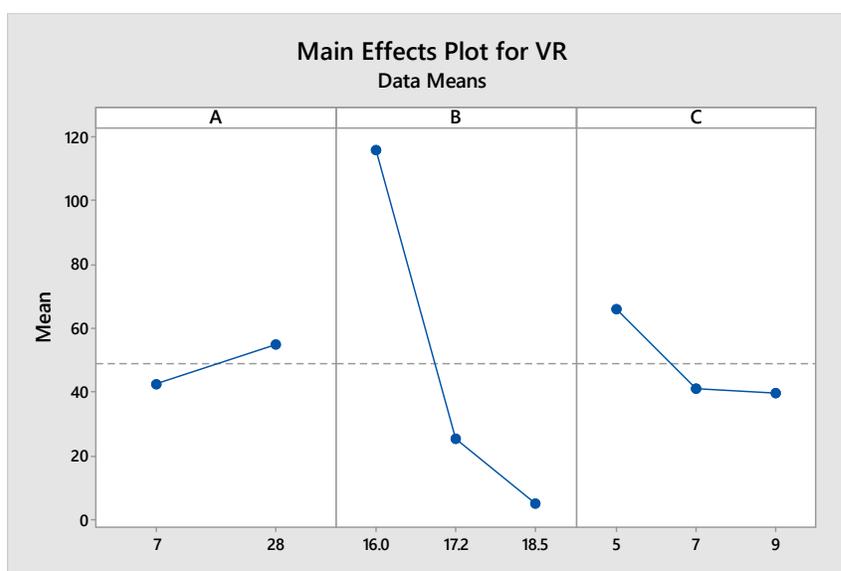


Figura 4.54: efeitos dos fatores significativos para as amostras tratadas com cal.

Analisando-se a figura 4.54 percebe-se, pelas inclinações graficadas, que o fator B tem maior efeito sobre a condutividade hidráulica, seguido pelos fatores C e A. Observa-se que quando se aumentam os fatores B (peso específico aparente seco) e C (teor de cal), a variável de resposta diminui; e quando se aumenta o fator A (tempo de cura), de 7 para 28 dias, a condutividade hidráulica aumenta.

Da observação da figura 4.55, que mostra a interação B*C (entre os fatores peso específico aparente seco e teor de cal), percebe-se que as inclinações graficadas não são paralelas e indicam que quanto menor a densidade de moldagem maior é a redução da condutividade hidráulica com o aumento do teor de cal.

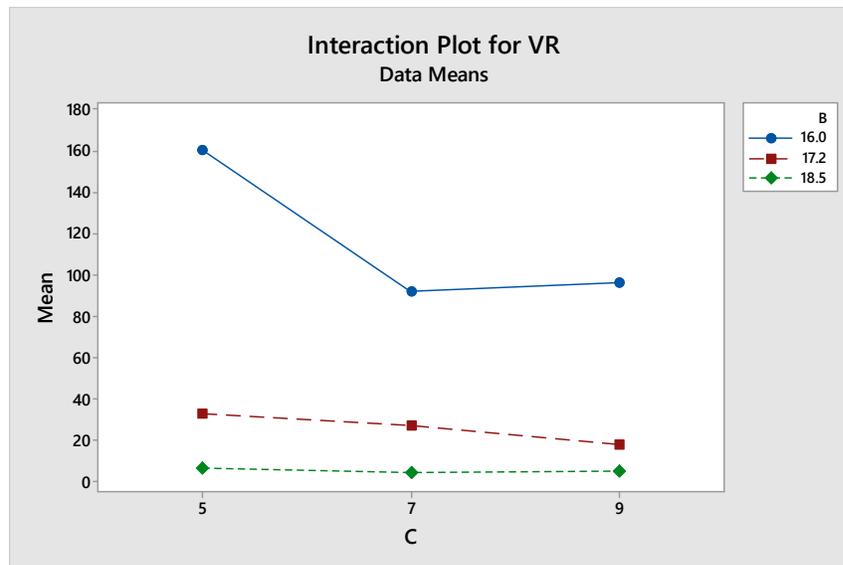


Figura 4.55: efeitos da interação significativa para as amostras tratadas com cal.

Outra avaliação realizada por análise de variância foi para os resultados de condutividade hidráulica das amostras tratadas com cal e cimento no intuito de verificar a influência da condição de cimentação (tratamento com cal com 28 dias de cura e tratamento com cimento com 7 dias de cura). Portanto, os fatores controláveis definidos foram: condição de cimentação (expressa numericamente), densidade de moldagem (expressa pelo peso específico aparente seco) e teor do agente de cimentação. Nesta análise foram empregados os três níveis do fator teor do agente de cimentação (5, 7 e 9%), os três níveis do fator densidade (16,0; 17,2 e 18,5 kN/m^3) e os dois níveis do fator condição de cimentação (7 equivalendo ao tratamento com cimento e 28 ao tratamento com cal).

A tabela 4.12, contendo as variáveis investigadas, foi preparada no programa Minitab, utilizado para a realização dos cálculos estatísticos. As variáveis foram designadas da seguinte maneira: o fator A corresponde ao fator condição de cimentação, o fator B corresponde ao fator peso específico aparente seco, o fator C corresponde ao fator teor do agente de cimentação e a variável de resposta VR é a condutividade hidráulica.

Os resultados da análise de variância são mostrados na tabela 4.13

Tabela 4.12: variáveis da análise para as amostras com cal e cimento.

FATORES CONTROLÁVEIS			VARIÁVEL DE RESPOSTA	
A	B	C	VR	VR x 1E08
28	16,0	5	1,67E-06	167,00
28	17,2	5	4,10E-07	41,06
28	18,5	5	5,81E-08	5,82
28	16,0	7	1,02E-06	102,55
28	17,2	7	2,79E-07	27,91
28	18,5	7	5,64E-08	5,65
28	16,0	9	1,17E-06	117,65
28	17,2	9	2,32E-07	23,26
28	18,5	9	6,36E-08	6,37
7	16,0	5	4,02E-06	402,64
7	17,2	5	6,43E-07	64,30
7	18,5	5	1,01E-08	1,01
7	16,0	7	3,03E-06	303,68
7	17,2	7	5,02E-07	50,21
7	18,5	7	1,06E-08	1,07
7	16,0	9	2,02E-06	202,39
7	17,2	9	1,20E-07	12,10
7	18,5	9	9,41E-09	0,94

Tabela 4.13: análise de variância para as amostras com cal e cimento.

FONTE	GDL	SQ	MQ	TESTE-F	PROB
A	1	16265	16265	10,75	0,011
B	2	156943	78471	51,85	0,000
C	2	8595	4298	2,84	0,117
A*B	2	29298	14649	9,68	0,007
A*C	2	3251	1626	1,07	0,386
Erro	8	12107	1513		
Total	17	226460			

Em função dos dados experimentais em análise não consistirem em um conjunto de dados com repetibilidade para todos os ensaios, para a estimativa do termo de erro utilizou-se do artifício que foi remover da análise a interação de terceira ordem (A*B*C) bem como a interação de segunda ordem (B*C).

Conclui-se pela tabela ANOVA (tabela 4.13), dada pelo programa Minitab, que na variável de resposta condutividade hidráulica os fatores controláveis A (condição de cimentação) e B (peso específico aparente seco) foram significativos e que a interação de segunda ordem entre estes fatores foi significativa, a um nível de significância de 5%, tendo como referência o valor PROB menor do que 0,05. Os efeitos dos fatores significativos e da interação significativa são mostrados nas figuras 4.56 e 4.57, respectivamente.

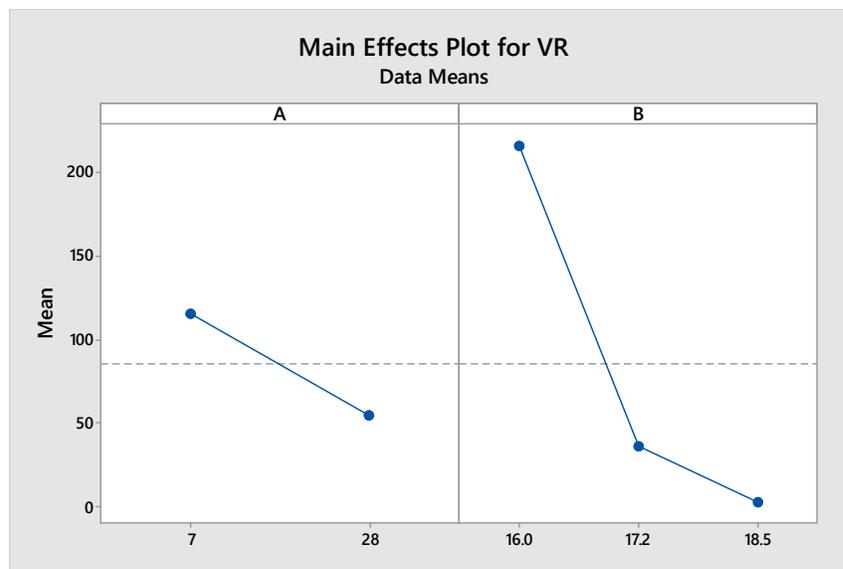


Figura 4.56: efeitos dos fatores significativos para as amostras tratadas com cal e cimento.

Analisando-se a figura 4.56 percebe-se que o fator B tem o maior efeito sobre a condutividade hidráulica. Observa-se que quando se aumenta o fator B (peso específico aparente seco) a variável de resposta diminui; e quando se varia o fator A entre as duas condições de cimentação, a condutividade hidráulica aumenta para a condição de tratamento com cimento (7 dias de cura) em relação ao tratamento com cal (28 dias de cura).

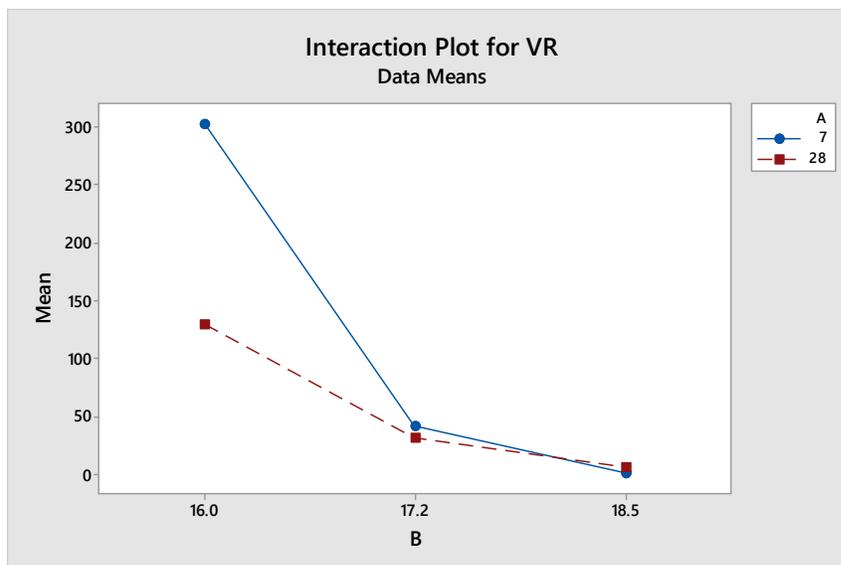


Figura 4.57: efeitos da interação significativa para as amostras tratadas com cal e cimento.

Da observação da figura 4.57, que mostra a interação A*B (entre os fatores condição de cimentação e peso específico aparente seco), percebe-se que as inclinações graficadas não são paralelas e indicam que a redução da condutividade hidráulica com o aumento do peso específico aparente seco é mais pronunciada para a condição de moldagem com cimento (7 dias de cura) do que para a condição de moldagem com cal (28 dias de cura). Ainda é possível verificar-se que a redução da condutividade hidráulica com o aumento do peso específico aparente seco é mais pronunciada, para ambas as condições de cimentação, quando se variam os pesos específicos aparente secos entre os valores de 16 para 17,2 kN/m^3 , do que de 17,2 para 18,5 kN/m^3 .

4.5 DISTRIBUIÇÃO DE TAMANHO DE POROS *VERSUS* CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Com as análises realizadas sobre os dados obtidos dos ensaios de MIP foi possível verificar a existência de mudanças na estrutura de poros das amostras estudadas. Estas mudanças são

associadas às variações dos níveis de compactação, variações das condições de tratamento das amostras (adição de cal, adição de cimento, sem adições) e variações no tempo de cura (para amostras do “grupo B” tratadas com cal). A posição relativa das curvas de distribuição de volume intrudido e as frequências representativas das porosidades parciais (em espectros de tamanho de poros definidos para as observações) serviram como indicadores das peculiaridades denotadas.

Sabe-se que o comportamento hidráulico de um material poroso é dependente de sua estrutura de poros interconectados e que correlações entre estes fatores podem ser estabelecidas para explicar, ou prever, a natureza do comportamento (BAGEL & ZIVICA, 1997; GARCIA BENGOCHEA & LOVELL, 1981). Entretanto, é relatada na literatura a dificuldade de serem obtidas fortes relações frente a parâmetros definidos em análises (regressão linear multivariada) aplicadas ao comportamento de solos (JAAFAR & LIKOS, 2014; BOADU, 2000).

Na tentativa de se examinar como a condutividade hidráulica dos materiais do presente estudo se relaciona às características de distribuição da porosidade (conforme selecionadas neste estudo), agruparam-se na tabela 4.14 os dados numéricos processados das análises dos resultados dos ensaios MIP e os valores de condutividade hidráulica obtidos para as amostras estudadas. Foi obtida a correlação entre a condutividade hidráulica e cada parâmetro determinado (área de poros, porosidade, frequências e diâmetros médios nos espectros de tamanhos de poros). Os valores foram expressos no formato logarítmico.

Ao se observarem os dados tabelados (tabela 4.14) é possível se perceber razoável concordância entre os parâmetros de distribuição dimensional dos poros e as características de moldagem das amostras (fatores controláveis do experimento), que por sua vez demonstraram-se relacionáveis às medidas de condutividade hidráulica (para amostras do “grupo B”), por exemplo: redução do diâmetro médio com aumento do peso específico aparente seco. Entretanto, ao se analisar a correspondência linear entre os parâmetros (individualizados) definidos para caracterizar a estrutura porosa e a condutividade hidráulica, as relações tornam-se enfraquecidas. Os maiores coeficientes de correlação obtidos foram 0,72 e 0,68 (conforme gráficos representados nas figuras 4.58 e 4.59), quando testados o diâmetro médio dos poros na faixa macro ($> 0,05 \mu\text{m}$) e a frequência na faixa “1-0,1” μm , respectivamente.

A condutividade hidráulica é certamente influenciada pelas características da estrutura porosa, porém, estabelecer uma relação direta entre ela e parâmetros individualizados que descrevem essa estrutura não é trivial.

Talvez uma boa adaptação dos dados seja possível através de uma investigação mais aprofundada que vise identificar parâmetros que melhor se conformem à representatividade da distribuição das porosidades, ou ainda, seja viável promover um tratamento mais detalhado dos dados para tal finalidade (assim como foram realizados ajustes para a definição das porosidades das amostras mais densas). É cabível também que os resultados desta avaliação possam estar sendo afetados (a um certo nível) pela pequena amostragem. De todo modo, conclui-se que os mesmos são coerentes para corroborar as tendências evidenciadas de influência dos fatores controláveis do experimento sobre a variável dependente (condutividade hidráulica). Além disso, sendo esta análise de cunho exploratório, a mesma serve ao estabelecimento de uma base experimental para investigações subsequentes.

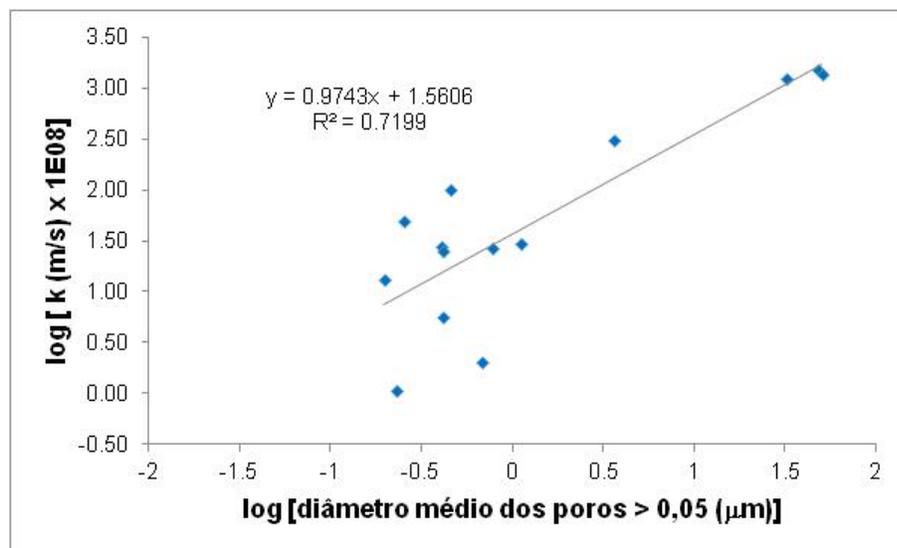


Figura 4.58: log da condutividade hidráulica *versus* log do diâmetro médio dos poros maiores do que 0,05 μm.

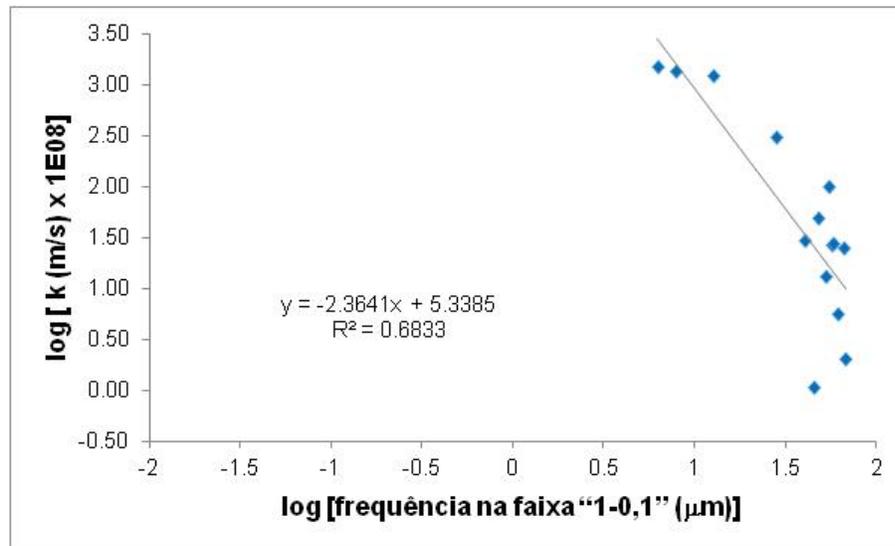


Figura 4.59: log da condutividade hidráulica *versus* log da frequência da faixa “1-0,1” μm .

Tabela 4.14: dados dos ensaios de MIP e de condutividade hidráulica

AMOSTRA			DADO MIP										k (m/s)
Solo	Cimento / Cal	γ_d (kN/m ³)	Área (m ² /g)	η (%)	Diâmetro médio (μ m)			Frequência na faixa (%)					
					Total	Macro	Meso	Macro	Meso	100-1	1-0.1	0.1-0.01	
SRAB-RBR	L,C = 0	16	3.67	36.82	1.020	1.109	0.026	95.186	4.814	48.898	40.900	9.700	2.97E-07
		17,2	3.664	29.58	0.720	0.774	0.027	93.525	6.475	31.479	57.314	10.707	2.72E-07
		18,5	3.223	27.17	0.640	0.686	0.029	94.273	5.727	20.809	68.350	10.591	2.06E-08
	C = 7%; 7 dias	16	10.313	40.31	0.430	3.615	0.023	86.954	13.046	45.525	28.511	23.715	3.04E-06
		17,2	9.906	30.7	0.190	0.251	0.023	81.665	18.335	15.271	48.022	33.769	5.02E-07
		18,5	10.004	28.73	0.170	0.229	0.023	79.889	20.111	15.196	45.390	36.023	1.07E-08
	L = 7%; 28 dias	16	7.278	31.05	0.380	0.460	0.024	87.337	12.663	20.837	55.261	22.204	1.03E-06
		17,2	7.562	31.71	0.330	0.407	0.025	86.523	13.477	15.329	58.634	24.328	2.79E-07
		18,5	7.162	28.46	0.330	0.414	0.025	87.325	12.675	17.295	61.406	20.453	5.65E-08
	L = 7%; 7 dias	17,2	6.555	29.37	0.350	0.414	0.024	87.353	12.647	13.461	66.398	19.089	2.55E-07
	L = 7%; 180 dias	17,2	11.148	30.21	0.150	0.196	0.024	79.219	20.781	11.162	52.820	33.532	1.31E-07
	AREIA	C = 3%; 7 dias	e = 0,75	-	33.44	45.077	47.702	0.024	92.994	7.006	83.485	6.233	9.554
C = 5%; 7 dias		e = 0,75	-	31.47	49.151	50.982	0.031	95.017	4.983	84.379	7.858	7.762	1.39E-05
C = 7%; 7 dias		e = 0,65	-	28.9	30.524	32.249	0.030	94.899	5.101	76.906	12.780	9.305	1.25E-05
Coef. correlação (k versus parâmetro)			-	0.21	0.62	0.72	0.08	0.21	0.19	0.63	0.68	0.24	-

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 RESUMO DO CONHECIMENTO ADQUIRIDO

A partir dos resultados e análises realizadas sobre a influência dos fatores controláveis (tipo e quantidade de agente cimentante, densidade de moldagem e tempo de cura) sobre as variáveis investigadas (porosidade, distribuição dimensional de poros e condutividade hidráulica), foram obtidas, dentro das condições e limites específicos desta pesquisa, algumas conclusões, na sequência apresentadas, elencadas conforme o enfoque dado no programa experimental.

5.1.1 Relativo à porosidade e distribuição de tamanhos de poros (amostras do “grupo A”)

A quantidade de cimento exerce efeito sobre a porosidade de 7 dias de cura das misturas compactadas; a porosidade apresentou uma tendência à redução de forma linear com o aumento da quantidade de cimento. O refinamento dos poros, por efeito da cimentação, é facilitado por um maior nível de entrosamento dos grãos (devido ao aumento da densidade de moldagem). Na avaliação da influência do tempo de cura foi constatada que a taxa de redução da porosidade, em relação à teórica inicial de moldagem, se deu de forma mais acentuada nos primeiros 7 dias, comparada à do período entre 7 e 28 dias, indicando a atenuação das reações de hidratação do cimento com o passar do tempo. Os poros presentes nas amostras se enquadram quase que totalmente na faixa dos macroporos (representando em média 94% das porosidades) e a faixa de poros entre 10 e 100 μm é a mais significativa (65% do total). Houve boa convergência dos valores das porosidades medidas pelos dois métodos de análise (MICRO-CT e MIP); julgou-se importante a avaliação complementar dos resultados oriundos das duas técnicas a fim de fundamentar o experimento, pois ambas apresentam limitações.

5.1.2 Relativo à porosidade e distribuição de tamanhos de poros (amostras do “grupo B”)

A avaliação da distribuição dimensional de poros para amostras do “grupo B” sob o aspecto das análises em que se fixou a condição de cimentação (em adição de 7% cal, em adição de 7% de cimento e sem adição) indicou a ocorrência de sobreposição, nas três densidades de estudo, do espectro sinalizado pelo pico principal de intrusão, no intervalo de 0,1 a 1 μ m, que é, portanto, a faixa de tamanho de poros preponderante nas amostras. Foi evidenciada a presença de poros na faixa de 10 a 100 μ m para as amostras de menor densidade ($\gamma_d = 16$ kN/m³), tanto para as condições com cal (representando 10% da porosidade), com cimento (36%) e sem adições (27%). Foi verificado que os poros presentes nas amostras se enquadram de forma expressiva na faixa dos macroporos (em média acima de 80%). Comparativamente às amostras sem cimentação, houve aumento dos mesoporos, quando da adição de cal, para pelo menos o dobro e chegando ao triplo quando da adição de cimento, denotando o refinamento de poros neste retrospecto.

Sob o aspecto das análises em que se fixou o peso específico aparente seco, variando-se as condições de cimentação (entre sem adição, com cal, com cimento) relativamente às curvas de distribuição de poros, ocorreu (nas três densidades) o deslocamento relativo para a esquerda na sequência das condições sem cimentação, com cal e com cimento, implicando em uma maior presença de menores poros quanto mais à esquerda a curva se encontrar.

Com respeito à análise da influência do tempo de cura para as amostras moldadas com cal e comparadas à condição sem cimentação ($\gamma_d = 17,2$ kN/m³), os resultados sugeriram que a adição de cal em 07 dias não causou variação da porosidade, mas aos 28 dias foi possível se perceber um pequeno aumento da porosidade global (supostamente gerado pelo efeito aglomerante da cal sobre os finos da matriz) e, com o passar do tempo (180 dias) verificou-se a redução da porosidade. Com referência às curvas de distribuição do volume intrudido foi percebido o deslocamento relativo dos picos para a esquerda na sequência das condições sem cimentação, com cal aos 7, 28 e 180 dias, sendo revelado o refinamento dos poros que se tornou cada vez mais pronunciado conforme a evolução do tempo (sugerindo possíveis efeitos de reações pozolânicas e carbonatação de hidróxido de cálcio). Foi denotado que a intensidade do refinamento de poros não é associável necessariamente a menores porosidades.

5.1.3 Relativo à avaliação da condutividade hidráulica (amostras do “grupo A”)

Para as amostras do “grupo A”, moldadas com índices de vazios de 0,65 e 0,75, nas condições cimentada e não cimentada, foi identificado que a adição dos teores de cimento (de 3%, 5% e 7%) não implicou em mudanças mensuráveis sobre o valor da condutividade hidráulica medida, e quando comparadas as condições com e sem cimento, igualmente não foram percebidos efeitos de importância. Verificou-se também que o comportamento hidráulico para o material de estudo não foi sensível a mudanças da porosidade de moldagem. Entende-se que, dentro da abrangência das variáveis analisadas, a característica granulométrica do material consiste na propriedade preponderante que faz com que a condutividade hidráulica se mantenha não afetada por mudanças nas condições de compactação e nível de cimentação.

5.1.4 Relativo à avaliação da condutividade hidráulica (amostras do “grupo B”)

Foi realizada a avaliação da condutividade hidráulica para amostras do “grupo B” moldadas a diferentes densidades (16, 17,2 e 18,5 kN/m³) e teores dos agentes cimentantes (5%, 7% e 9%). Para as amostras moldadas com cal, de maneira geral, a variação dos teores não causou expressiva influência sobre a condutividade hidráulica quando fixado um peso específico de moldagem, mas foi identificada uma tendência à redução do parâmetro investigado com o aumento da quantidade da cal. Quando comparadas as condições com cal e sem cal, percebeu-se que a inserção do agente cimentante causou elevação da condutividade hidráulica.

Referente aos dados das amostras moldadas com cimento observou-se que entre as condições não cimentada e cimentada nas menores densidades, a condutividade hidráulica apresentou valores inferiores (no primeiro caso) que cresceram quando da presença de cimentação, tendendo então à redução com o aumento do teor de cimento. Para a condição mais densa, a inserção de cimento mostrou-se capaz de causar redução na condutividade hidráulica, em comparação à condição não cimentada, entretanto, sob efeito dos diferentes teores de cimentação, a condutividade hidráulica não se mostrou afetada.

Para todas as condições analisadas (adições de cal aos diferentes tempos investigados e adições de cimento), o que se tornou evidenciado é que o peso específico aparente seco de moldagem causou influência significativa sobre a condutividade hidráulica; reduções nas porosidades de moldagem promoveram considerável diminuição do parâmetro investigado.

Foram obtidos bons ajustes para as correlações condutividade hidráulica *versus* relação porosidade/teor volumétrico do agente cimentante ao se aplicar a potência de 0,032 sobre o parâmetro teor volumétrico do agente cimentante “Liv,Civ”. As curvas obtidas apresentaram relações distintas e sinalizaram aspectos do comportamento do material, quais sejam: houve aumento da condutividade hidráulica para 28 dias de cura da cal, em relação a 7 dias; para 180 dias e amostras nas condições menos densas, não ocorreu modificação em relação à idade de 28 dias, mas na condição mais densa e teor de cal de 5% (que é o único ponto para 180 dias) o parâmetro investigado tornou-se sensível às modificações promovidas por efeitos do tempo de cura (possivelmente cimentações por reações pozolânicas e carbonatação de hidróxido de cálcio); ainda, para as amostras moldadas com cimento, ocorreu redução mais pronunciada da condutividade hidráulica relacionada às condições mais densas de moldagem.

As variações observadas foram corroboradas pela análise estatística realizada (ANOVA).

5.1.5 Relativo à avaliação distribuição de tamanho de poros *versus* condutividade hidráulica

Com as análises realizadas sobre os dados obtidos dos ensaios de MIP foi verificada a existência de mudanças na estrutura de poros das amostras estudadas. De forma geral, foi detectada concordância entre os parâmetros de caracterização da distribuição dimensional dos poros (porosidade, frequências e diâmetros médios nos espectros de tamanhos de poros) e as características de moldagem das amostras, que por sua vez, para as amostras do “grupo B”, mostraram-se influentes sobre as medidas de condutividade hidráulica.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

De forma a dar prosseguimento ao trabalho realizado e ampliar o conhecimento sobre o comportamento de solos artificialmente cimentados, sugere-se a seguinte pauta de pesquisa:

- a) Implementar experimento com os níveis de cimentação representados por valores mais espaçados entre si, e assim promover efeitos mais pronunciáveis

sobre a condutividade hidráulica, facilitando a compreensão das tendências comportamentais;

- b) Implementar experimento que priorize realizar ensaios de porosimetria em replicata, e assim contrapor o inconveniente de incertezas quanto à representatividade das análises;
- c) Realizar ensaios de difratometria de raios x e microscopia eletrônica de varredura, antes e depois da estabilização e ao longo do tempo, a fim de detectar as possíveis presenças de hidróxido de cálcio não dissolvido e produtos das reações de hidratação (pozolânicas e de carbonatação) dos aglomerantes utilizados;
- d) Realizar ensaios de porosimetria sobre amostras removidas dos corpos de prova depois de submetidos ao ensaio de condutividade hidráulica;
- e) Através de ensaios MIP, investigar a estrutura porosa de solos cimentados, sob efeitos de ensaios de durabilidade;
- f) Verificar a influência do teor de umidade sobre a condutividade hidráulica das amostras cimentadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 2487: standard practice for classification of soils for engineering purposes**. Philadelphia, 2011, 11p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 5084: standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter**. Philadelphia, 2010, 24p.

AKBULUT, S.; SAGLAMER, A. Improvement of hydraulic conductivity of soils by grouting. **Ground Improvement**, London, International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2003, v. 7, n. 4, p. 157-164.

APPOLONI, C. R.; FERNANDES, C. P.; RODRIGUES, C. R. O. 2007. **X-ray microtomography of a sandstone reservoir rock**. Nuclear Instruments and Methods in Physics Research A, 580:629-632.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Guia básico de utilização do cimento Portland**. 7. ed. São Paulo, Associação Brasileira de Cimento Portland, 2002, Boletim Técnico (BT-106), 28p. Disponível em <http://www.abcp.org.br/conteudo/basico-sobre-cimento/basico/basico-sobre-cimento>, acesso em maio de 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5733: cimento Portland de alta resistência inicial**. Rio de Janeiro, 1991a, 5p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: Solo – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. 1986. Rio de Janeiro, 1986a, p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro, 1984a, 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502: rochas e solos – terminologia**. Rio de Janeiro, 1995, 18p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508: grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica**. Rio de Janeiro, 1984d, 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro, 1984b, 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: solo – análise granulométrica**. Rio de Janeiro, 1984c, 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182: Solo – ensaio de compactação**. 1986. Rio de Janeiro, 1986, p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7175: Cal hidratada para argamassas – Requisitos.** Rio de Janeiro, 2003, 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12004: solo – determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos – método de ensaio.** Rio de Janeiro, 1990, 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12051: solo – determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos – método de ensaio.** Rio de Janeiro, 1991b, 15p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12.253: solo-cimento – dosagem para emprego como camada de pavimento.** Rio de Janeiro, 1992, 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 23 Cimento portland e outros materiais em pó - Determinação da massa específica.** Rio de Janeiro, 2001, 5p.

BELLEZZA, I.; FRATALOCCHI, E. **Effectiveness of cement on hydraulic conductivity of compacted soil-cement mixtures.** Proceedings of ICE – Ground Improvement, v.10, n.2, p.77-90.2006.

BELLEZZA, I., PASQUALINI, E. Hydraulic performance of soil-cement liners. In: **Geoenvironment 97, 1997.** Proceedings... Bouazza, Kadikara & Parker ed, Balkema, Rotterdam, 1997. p.271-276.

BHATTACHARJA, S.; BHATTY, J. I.; TODRES, H. A. **Stabilization of Clay Soils by Portland Cement or Lime – A Critical Review of Literature.** Portland Cement Association, 2003, 60p.

BOYNTON, S.S.; DANIEL, D.E. **Hydraulic conductivity tests on compacted clay.** Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.111, n.4, p. 465-478. 1985

BELL, F. G. **Lime stabilization of clay minerals and soils.** Engineering Geology, n.42, p. 223-237, 1996.

BELLEZZA, I.; PASQUALINI, E. Hydraulic performance of soil-cement liners. In: **Geoenvironment, 1997. Proceedings...** Bouazza, Kadikara & Parker ed, Balkema, Rotterdam, 1997. p.271-276.

BENETTI, M. **Comportamento hidráulico e mecânico de um solo residual tratado com cal.** 2015, 110p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

BHATTACHARJA, S.; BHATTY, J.I.; TODRES, H.A. **Stabilization of clay soils by Portland Cement or Lime – A critical review of literature.** Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA. PCA R&D Serial n. 2066.60p. 2003.

BOYNTON, S.S.; DANIEL, D.E. Hydraulic conductivity tests on compacted clay. **Journal of Geotechnical Engineering,** New York, v.111, n.4, p. 465-478, 1985.

CARRARO, J.A.H. **Utilização de resíduos industriais na estabilização de um solo residual de arenito**. 1997. 152p. Dissertação (Mestrado em engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.

CATTON, M. D. Soil-Cement Technology – A Résumé. Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association: Bulletin 136. Reprinted from the Journal of PCA Research and Development Laboratories, v. 4, n.1, p.13-21, 1962.

CASTRO, F.J.C.O; **Um estudo físico químico matemático da estabilização alcalina de solos argilosos**. 1981. 476p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – COPPE – UFRJ, Rio de Janeiro.

CHEW, S. H., KAMRUZZAMAN, A. H. M., & LEE, F. H. (2004). Physicochemical and engineering behavior of cement treated clays. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, 130(7), 696-706.

CERATTI, J.A.P. **Efeitos da adição de cal e cinza volante nas propriedades de um Solo Residual Compactado**, 1979. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FLOSS, M. F.; FESTUGATO, L. Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. Reston, American Society of Civil Engineers, 2010, v. 136, n. 5, p. 759-763.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FONSECA, A. V.; COOP, M. R. Influence of cement-voids ratio on stress-dilatancy behavior of artificially cemented sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. Reston, American Society of Civil Engineers, 2012a, v. 138, n. 1, p. 100-109.

CONSOLI, N. C.; DALLA ROSA, A.; CORTE, M. B.; LOPES, L. S. Jr.; CONSOLI, B. S. Porosity-cement ratio controlling strength of artificially cemented clays. **Journal of Materials in Civil Engineering**. Reston, American Society of Civil Engineers, 2011, v.23, n. 8, p. 1249-1254.

CONSOLI, N. C.; FONSECA, A. V.; SILVA, S. R.; CRUZ, R. C.; FONINI, A. Parameters controlling stiffness and strength of artificially cemented soils. **Géotechnique**. London, Institution of Civil Engineers, 2012b, v. 62, n. 2, p.177-183.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. Key parameters for strength control of artificially cemented soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. Reston, American Society of Civil Engineers, 2007, v. 133, n. 2, p. 197-205.

CROFT, J. B. The Influence of Soil Mineralogical Composition on Cement Stabilization. **Géotechnique**, London, v.17, p.119-135, 1967.

CRUZ, R. C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada**. 2008, 216p. Tese (Doutorado em Engenharia) –

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

CRUZ, R. C. **Condutividade hidráulica em solos contaminados encapsulados**. 2004, 95p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

DALLA ROSA, A. J. **Metodologias para a previsão do comportamento mecânico e para a análise da variação da porosidade de um solo siltoso tratado com cal em diferentes tempos de cura**. 2013, 271p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

DALLA ROSA, F. **Efeito do estado de tensões de cura no comportamento de uma areia artificialmente cimentada**. 2009, 191p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

DANIEL, D.E. **State-of-the-art: Laboratory hydraulic conductivity tests for saturated soils**. In: Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport In Soil, Philadelphia. ASTM STP 1142, ASTM, p. 30-78.1994.

DIMOND, S.; KINTER, E. B. **Mechanisms of soil lime stabilization: an interpretive review**. Highway Research Record, Washington, n. 92, 1965.

EADES, J. L.; GRIM, R. E. **A quick test to determine lime requirements for lime stabilization**. Highway Research Record, Washington, D. C., n. 139, p. 61–72, 1966.

FELT, E. J. **Factors Influencing Physical Properties of Soil-cement Mixtures**. Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association: Bulletin D5. Authorized Reprint from Bulletin 108 of the Highway Research Board, 1955, 138p.

FESTUGATO, L.; CONSOLI, N. C.; FOURIE, A. **Cyclic shear behavior of fibereinforced mine tailings**. Geosynthetics International, v. 22, n. 2, 2015, p. 196-206.

FOPPA, D. **Análise de Variáveis-chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados**. 2005. 143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

GARCIA-BENGOCHEA, I. LOVELL, C.W. **Correlative Measurements of Pore Size Distribution and Permeability in Soils. Permeability and Groundwater Contaminant Transport**. ASTM STP 746, T. F. Zimmie and C. O. Riggs, Eds., American Society for Testing and Materials, 1981, p. 137-150.

GEET, M.V.; SWENNEN, R.; WEVERS, M. 2000. **Quantitative analysis of reservoir rocks by microfocuss X-ray computerized tomography**. Sedimentary Geology, 132:25-36.

GRIM, R.E. **Clay mineralogy**. New York: McGraw-Hill, 1953. 422p.

GUIMARÃES, J. E. P. **A cal – Fundamentos e aplicações na Engenharia Civil**. São Paulo: Pini, 2002.

HEINECK, K. S. **Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais impermeáveis**. 2002, 255p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

HILT, G. H.; DAVIDSON, D. T. Lime fixation in clayey soils. **Highway research board**. Washington D C, n262, p20-32, 1960)

INGLES, O. METCALF, J.B. **Soil Stabilization – Principles and Practice**. Sidney: Butterworths, 1972. 374p.

INTERNATIONAL UNION OF PURE AND APPLIED CHEMISTRY. **Manual of symbols and terminology for physicochemical quantities and units - Appendix II. Definitions, terminology and symbols in colloid and surface chemistry. Part II: Heterogeneous catalysis**. Great Britain, Pergamon Press, 1976, v. 46, p. 71-90. Disponível em <http://pac.iupac.org/publications/pac/pdf/1976/pdf/4601x0071.pdf>, acesso em maio de 2013.

ISO 15901-1: 2005. **Pore size distribution and porosity of solid materials by Mercury porosimetry and gas adsorption – Part 1: Mercury porosimetry**, 2015.

JENNINGS, H. M.; BULLARD, J. W.; THOMAS, J. J.; ANDRADE, J. E.; CHEN, J. J.; SCHERER, G. W. Characterization and modeling of pores and surfaces in cement paste: correlations to processing and properties. **Journal of Advanced Concrete Technology**. Tokyo, Japan Concrete Institute, 2008, v. 6, n. 1, p. 5-29.

KORF, E. P. **Comportamento macro e microestrutural de barreiras compactadas para contenção de lixiviados ácidos de resíduos industriais e de mineração**, 2014, 259p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

LOPES JUNIOR, L. S. **Metodologia de previsão do comportamento mecânico de solos tratados com cal**. 2011, 226p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

LOPES JUNIOR, L. S. **Parâmetros de Controle da Resistência Mecânica de Solos Tratados com Cal, Cimento e Rocha Basáltica Pulverizada**, 2007, 148p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

LUO, L.; LIN, H.; HALLECK, P. **Quantifying soil structure and preferential flow in intact soil using x-ray computed tomography**. Soil Science Society of America, v.72, n.4, 2008, p.1058-1069.

MALLMANN, J.E.C. **Estabilização pozolânica de cinzas volantes e pesadas com cal dolomítica hidratada e areia, curadas pelos processos de autoclavagem e câmara à temperatura constante**. Porto Alegre, Escola de Engenharia, 1996. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

MATEOS, M. **Physical and mineralogical factors in stabilization of Iowa soils with lime and fly ash.** Ames. 1961, 247p. Tese (Ph.D.) – Iowa State University of Science and Technology.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concrete: microstructure, properties, and materials.** New York, McGraw-Hill Education, 2014, 675p.

MENDES, R. A **Tomografia computadorizada de raios X como método não destrutivo de análise volumétrica de concreto: estudo de caso em testemunho de concreto da usina hidroelétrica Mourão.** 2010, 80p. Dissertação (Mestrado em Engenharia e Ciência dos Materiais) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciência dos Materiais, Universidade Federal do Paraná, Curitiba.

NICHOLSON, P. G. **Soil improvement and ground modification methods.** Elsevier, 2015.

NÚÑEZ, W. P. **Estabilização físico-química de um solo de arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação.** 1991. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

OSINUBI, K.J. **Permeability of lime treated laterite soil.** Journal Transport Engineering, American Society of Civil Engineers, v.124, n.5, p. 456–469, 1998.

PEDARLA, A.; PUPPALA, A. J.; HOYOS, L. R.; CHITTOORI, B.. **Evaluation of Swell Behavior of Expansive Clays from Internal Specific Surface and Pore Size Distribution.** J. Geotech. Geoenviron. Eng., 2016, 142(2), p.1-10.

PERRET, J.; PRASHER, S. O.; KANTZAS, A.; LANGFORD, C. 1999. **Three-dimensional quantification of macropore networks in undisturbed soil cores.** Soil Sci. Soc. Am. J. 63:1530–1543.

PORBAHA, A.; SHIBUYA, S.; KISHIDA, T. State of the art in deep mixing technology. Part III: geomaterial characterization. **Ground Improvement.** London, International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2000, v. 4, n. 3, p. 91-110.

PORBAHA, A.; TANAKA, H.; KOBAYASHI, M. State of the art in deep mixing technology: part II – Applications. **Ground Improvement, Journal of ISSMGE,** v.2, n.2, p. 125-139, 1998.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION - PCA. **Soil-Cement for Water Resources Applications.** Soil-Cement Solutions, Report PL072.01, 2002, 8p.

PRIETTO, P. D. M. **Resistência e dilatância de solos cimentados: uma abordagem teórico-experimental.** 2004, 229p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

QUIÑÓNEZ SAMANIEGO, R. A. **Estabilização de um solo dispersivo com adição de cal.** 2015, 171p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

REIS NETO, J. M.; FIORI, A. P.; LOPES, A. P.; MARCHESE, C.; PINTO-COELHO, C. V.; VASCONCELLOS, E. M. G.; SILVA, G. F.; SECCHI, R. A. **A microtomografia computadorizada de raios X integrada à petrografia no estudo tridimensional de porosidade em rochas.** *Revista Brasileira de Geociências*. São Paulo, Sociedade Brasileira de Geologia, 2011, v. 41, n. 3, p. 498-508.

RODRIGUES, C. S. **Efeito da adição de cinza de casca de arroz no comportamento de compósitos cimentícios reforçados por polpa de bambu.** 2004, 265p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.

ROGERS, C.; GLENDINNING, S.; ROFF, T. **Lime modification of clay soils for construction expediency.** *Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering*, v. 125, p. 242–249, 1997.

SALDANHA, R. B. **Misturas Cinza Volante e Cal de Carbureto: Comportamento da Resistência à Compressão Simples para Cura Acelerada.** 2014. 170p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SANTE, M. D.; FRATALOCCHI, E.; MAZZIERI, F.; PASQUALINI E. **Time of reactions in a lime treated clayey soil and influence of curing conditions on its microstructure and behavior.** *Applied Clay Science*, n.99, p.100–109, 2014.

SKEMPTON, A.W. **The pore pressure coefficients A and B.** *Géotechnique*, London, v. 4, p. 143-147, 1954.

SPINELLI, L. **Comportamento de fundações superficiais em solos cimentados.** 1999, 133p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

THOMÉ, A. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais.** 1999. 238p. Tese (Doutorado em engenharia) - PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. **Lime Stabilization: Reactions, Properties, Design and Construction.** Washington: TRB, 1987, 58p.

THOMPSON, M. R. **Lime Reactivity of Illinois Soils.** *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. ASCE, v. 92, p.67-92. 1966.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. **Lime Stabilization: Reactions, Properties, Design and Construction.** Washington: TRB, 1987, 58p.

USACE- U.S. Army Corps of Engineers. **Soil stabilization for pavements.** Technical Manual, n. 5 -822-14, Washington, D. C., 1994.

USACE – U. S. Army Corps of Engineers. **Design and Construction of Levees.** Engineer Manual N° 1110-2-1913, Appendix G: Use of Soil cement for Levee Protection. Washington D. C., 2000. p.146-162.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos Solos**. Mcgraw- Hill do Brasil, Universidade de São Paulo, 1977, 500p.

VELÁZQUEZ, L. E. G. **A Influência da Umidade de Compactação na Durabilidade, Rigidez e Resistência de um Solo Fino Artificialmente Cimentado**. 2016, 113p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

WEBB, P. A. **An introduction to the physical characterization of materials by mercury intrusion porosimetry with emphasis on reduction and presentation of experimental data**. Norcross, Micromeritics Instrument Corp, 2001, 23p. Disponível em: <http://ww.micromeritics.com/Library/Technical-Articles-Research-Applications.aspx>, acesso em maio de 2013.

WILDENSCHILD, D.; HOPMANS, J. W.; VAZ, C. M. P.; RIVERS, M. L.; RICARD, D.; CHRISTENSEN, B. S. B. 2002. **Using X-ray computed tomography in hydrology: systems, resolutions and limitations**. Journal of Hydrology, 267:285-297.

WINSLOW, D.N; LOVELL, C.W. Measurements of Pore Size Distribution in Cements, aggregates and Soils. **Powder Technology**, 1981, v.29, p. 151-165.

APÊNDICE A – DADOS DE MOLDAGENS

Tabela A.1: dados de moldagens das amostras do “grupo 1” (areia) para ensaios MICRO-CT.

AMOSTRA	C (%)	e	γ_d (g/cm ³)	ω (%)	V_T (cm ³)	W_T (g)	$W_{S-AREIA}$ (g)	W_{S-CI} (g)	W_w (g)	V_{AREIA} (cm ³)	V_{CI} (cm ³)	V_v (cm ³)	S (%)	η (%)	Civ (%)	$\eta/(Civ)$	GC (%)
MICRO-CT-01	3	0.648	1.61	9.80	6.03	10.64	9.41	0.28	0.95	3.58	0.09	2.37	40.11	39.31	1.48	26.56	100.14
MICRO-CT-02	3	0.748	1.51	9.90	6.03	10.04	8.87	0.27	0.90	3.37	0.08	2.58	35.09	42.78	1.40	30.66	100.13
MICRO-CT-03	3	0.849	1.43	9.90	6.03	9.49	8.38	0.25	0.85	3.19	0.08	2.77	30.89	45.92	1.32	34.81	100.05
MICRO-CT-04	5	0.650	1.61	10.00	6.03	10.69	9.26	0.46	0.97	3.52	0.15	2.37	41.03	39.38	2.43	16.23	100.03
MICRO-CT-05-A	5	0.746	1.52	9.80	6.03	10.08	8.74	0.44	0.90	3.32	0.14	2.57	34.98	42.73	2.29	18.64	100.22
MICRO-CT-05-B	5	0.748	1.52	9.90	6.03	10.08	8.74	0.44	0.91	3.32	0.14	2.57	35.27	42.78	2.29	18.68	100.13
MICRO-CT-06	5	0.852	1.43	10.10	6.03	9.53	8.24	0.41	0.87	3.13	0.13	2.77	31.57	46.00	2.16	21.28	99.89
MICRO-CT-07	7	0.653	1.61	10.20	6.03	10.73	9.10	0.64	0.99	3.46	0.20	2.37	41.86	39.50	3.34	11.82	99.82
MICRO-CT-08	7	0.754	1.52	10.30	6.03	10.12	8.57	0.60	0.95	3.26	0.19	2.58	36.57	42.99	3.15	13.66	99.76
MICRO-CT-09	7	0.848	1.44	9.90	6.03	9.57	8.14	0.57	0.86	3.09	0.18	2.76	31.24	45.89	2.99	15.36	100.10

Tabela A.4: dados de moldagens das amostras do “grupo 1” (areia) para ensaios condutividade hidráulica

AMOSTRA	C (%)	e	γ_d (g/cm ³)	ω (%)	V_T (cm ³)	W_T (g)	$W_{S-AREIA}$ (g)	W_{S-Cl} (g)	W_w (g)	V_{AREIA} (cm ³)	V_{Cl} (cm ³)	V_V (cm ³)	S (%)	η (%)	Civ (%)	$\eta/(Civ)$	GC (%)
CH-01	3	0.749	1.51	9.93	196.40	326.54	288.39	8.65	29.50	109.65	2.74	84.01	35.11	42.84	1.39	30.73	100.16
CH-02	3	0.653	1.60	10.12	196.30	345.98	305.03	9.15	31.80	115.98	2.90	77.42	41.07	39.51	1.48	26.78	100.03
CH-03-A	5	0.758	1.51	10.12	196.73	327.40	283.15	14.16	30.09	107.66	4.48	84.59	35.57	43.11	2.28	18.93	99.43
CH-03-B	5	0.738	1.53	10.28	194.20	327.40	282.74	14.14	30.52	107.51	4.47	82.22	37.12	42.45	2.30	18.43	100.58
CH-04	5	0.644	1.62	9.98	195.37	347.10	300.57	15.03	31.50	114.29	4.76	76.33	41.27	39.19	2.43	16.10	100.34
CH-06-A	7	0.740	1.53	10.06	194.97	328.98	279.35	19.55	30.07	106.22	6.19	82.56	36.42	42.52	3.17	13.40	100.86
CH-06-B	7	0.752	1.52	9.79	197.13	329.45	280.44	19.63	29.38	106.63	6.21	84.29	34.85	42.93	3.15	13.62	100.15
CH-07	7	0.662	1.60	10.33	197.13	348.98	295.61	20.69	32.67	112.40	6.55	78.18	41.79	39.84	3.32	11.99	99.05
CH-08	0	0.749	1.50	10.23	195.56	324.10	294.02	0.00	30.08	111.80	0.00	83.77	35.91	42.83	0.00	#DIV/0!	100.23

Tabela A.5: dados de moldagens das amostras do “grupo 2” (SRAB-RBR), sem cimentação, para ensaios condutividade hidráulica

AMOSTRA	L.C (%)	Tempo (dias)	γ_d (g/cm ³)	ω (%)	V_T (cm ³)	W_T (g)	W_S (g)	W_{S-SOLO} (g)	W_{S-Cl} (g)	V_{SOLO} (cm ³)	V_{Cl} (cm ³)	V_S (cm ³)	V_V (cm ³)	e	η (%)	Civ (%)	$\eta/(Civ)$	GC (%)
CH-A- γ_d 16.0	-	-	16.10	14.41	189.14	348.38	304.50	304.50	0.00	109.37	0.00	109.37	79.77	0.73	42.18	-	-	100.62
CH-B- γ_d 16.0	-	-	15.90	14.05	196.25	355.90	312.05	312.05	0.00	112.08	0.00	112.08	84.17	0.75	42.89	-	-	99.38
CH-A- γ_d 17.2	-	-	17.27	14.05	190.25	374.72	328.56	328.56	0.00	118.01	0.00	118.01	72.24	0.61	37.97	-	-	100.40
CH-B- γ_d 17.2	-	-	17.26	14.50	193.80	334.42	334.42	334.42	0.00	120.11	0.00	120.11	73.69	0.61	38.02	-	-	100.32
CH-A- γ_d 18.5	-	-	18.53	14.50	189.34	401.66	350.79	350.79	0.00	125.99	0.00	125.99	63.35	0.50	33.46	-	-	100.14

Tabela A.6: dados de moldagens das amostras do “grupo 2” (SRAB-RBR), cal 7 dias de cura, para ensaios condutividade hidráulica

AMOSTRA	L.C (%)	Tempo (dias)	γ_d (g/cm ³)	ω (%)	V_T (cm ³)	W_T (g)	W_s (g)	W_{s-SOLO} (g)	W_{s-Cl} (g)	V_{SOLO} (cm ³)	V_{Cl} (cm ³)	V_s (cm ³)	V_v (cm ³)	e	η (%)	Liv (%)	η/L_v	GC (%)
CH-A-gd16.0	5.00	7.0	15.88	14.00	195.88	354.62	311.07	296.26	14.81	106.41	5.95	112.35	83.53	0.74	42.64	3.04	14.04	99.25
CH-A-gd17.2	5.00	7.0	17.29	13.93	195.68	385.54	338.40	322.28	16.11	115.75	6.47	122.22	73.46	0.60	37.54	3.31	11.35	100.54
CH-A-gd18.5	5.00	7.0	18.33	13.50	196.84	409.53	360.82	343.64	17.18	123.42	6.90	130.32	66.52	0.51	33.79	3.51	9.64	99.08
CH-A-gd16.0	7.00	7.0	16.09	13.92	195.65	358.58	314.76	294.17	20.59	105.65	8.27	113.92	81.72	0.72	41.77	4.23	9.88	100.55
CH-A-gd17.2	7.00	7.0	17.24	13.91	196.35	385.61	338.52	316.38	22.15	113.63	8.89	122.53	73.82	0.60	37.60	4.53	8.30	100.24
CH-A-gd18.5	7.00	7.0	18.33	13.80	198.59	414.17	363.95	340.14	23.81	122.17	9.56	131.73	66.87	0.51	33.67	4.81	6.99	99.06
CH-A-gd16.0	9.00	7.0	16.10	14.50	194.70	358.93	313.48	287.59	25.88	103.29	10.39	113.69	81.01	0.71	41.61	5.34	7.79	100.63
CH-A-gd17.2	9.00	7.0	17.36	13.77	195.16	385.49	338.83	310.85	27.98	111.65	11.24	122.88	72.28	0.59	37.04	5.76	6.43	100.94
CH-A-gd18.5	9.00	7.0	18.34	13.50	196.78	409.67	360.94	331.14	29.80	118.93	11.97	130.90	65.87	0.50	33.48	6.08	5.50	99.15

Tabela A.7: dados de moldagens das amostras do “grupo 2” (SRAB-RBR), cal 28 dias de cura, para ensaios condutividade hidráulica

AMOSTRA	L.C (%)	Tempo (dias)	γ_d (g/cm ³)	ω (%)	V_T (cm ³)	W_T (g)	W_s (g)	W_{s-SOLO} (g)	W_{s-Cl} (g)	V_{SOLO} (cm ³)	V_{Cl} (cm ³)	V_s (cm ³)	V_v (cm ³)	e	η (%)	Liv (%)	η/L_v	GC (%)
CH-A-gd16.0	5.00	28.0	16.16	13.89	189.45	348.67	306.15	291.57	14.58	104.72	5.85	110.58	78.87	0.71	41.63	3.09	13.47	101.00
CH-A-gd17.2	5.00	28.0	17.25	14.11	190.21	374.50	328.20	312.57	15.63	112.26	6.28	118.54	71.67	0.60	37.68	3.30	11.42	100.32
CH-A-gd18.5	5.00	28.0	18.33	13.68	192.80	401.79	353.45	336.62	16.83	120.90	6.76	127.66	65.14	0.51	33.78	3.51	9.64	99.10
CH-A-gd16.0	7.00	28.0	16.15	13.58	189.87	348.33	306.68	286.62	20.06	102.94	8.06	111.00	78.87	0.71	41.54	4.24	9.79	100.95
CH-A-gd17.2	7.00	28.0	17.26	14.30	189.71	327.47	306.05	21.42	109.92	8.60	118.53	71.18	71.18	0.60	37.52	4.24	8.84	100.36
CH-A-gd18.5	7.00	28.0	18.40	13.50	192.68	402.40	354.54	331.34	23.19	119.01	9.31	128.32	64.36	0.50	33.40	4.24	7.87	99.46
CH-A-gd16.0	9.00	28.0	16.15	13.70	189.70	348.32	306.35	281.06	25.29	100.95	10.16	111.10	78.59	0.71	41.43	5.36	7.74	100.93
CH-B-gd16.0	9.00	28.0	15.84	14.07	198.69	359.06	314.77	288.78	25.99	103.72	10.44	114.16	84.54	0.74	42.55	5.25	8.10	99.01
CH-A-gd17.2	9.00	28.0	17.31	14.14	193.33	374.66	328.25	301.15	27.10	108.16	10.88	119.05	70.53	0.59	37.20	5.74	6.48	100.67
CH-A-gd18.5	9.00	28.0	18.36	13.50	189.58	402.82	354.91	325.60	29.30	116.95	11.77	128.71	64.61	0.50	33.42	6.09	5.49	99.23

Tabela A.9: dados de moldagens das amostras do “grupo 2” (SRAB-RBR), cimento 7 dias de cura, para ensaios condutividade hidráulica

AMOSTRA	L.C (%)	Tempo (dias)	γ_d (g/cm ³)	ω (%)	V_T (cm ³)	W_T (g)	W_S (g)	W_{S-SOLO} (g)	W_{S-Cl} (g)	V_{SOLO} (cm ³)	V_{Cl} (cm ³)	V_S (cm ³)	V_V (cm ³)	e	η (%)	Civ (%)	$\eta/(Civ)$	GC (%)
CH-A-gd16.0	5.00	7.0	16.09	14.50	193.45	356.46	311.32	296.49	14.82	106.49	4.71	111.20	82.25	0.74	42.52	2.43	17.48	100.58
CH-A-gd17.2	5.00	7.0	17.21	14.50	194.25	382.77	334.30	318.38	15.92	114.35	5.05	119.40	74.85	0.63	38.53	2.60	14.81	100.05
CH-B-gd17.2	5.00	7.0	17.34	13.50	194.36	382.58	337.07	321.02	16.05	115.30	5.10	120.40	73.97	0.61	38.06	2.62	14.52	100.83
CH-A-gd18.5	5.00	7.0	18.32	13.50	197.26	410.26	361.46	344.25	17.21	123.64	5.46	129.11	68.15	0.53	34.55	2.77	12.47	99.05
CH-A-gd16.0	7.00	7.0	15.96	14.50	194.76	355.81	310.75	290.42	20.33	104.31	6.45	110.76	83.99	0.76	43.13	3.31	13.01	99.72
CH-A-gd17.2	7.00	7.0	17.37	13.61	195.26	385.37	339.20	317.01	22.19	113.86	7.04	120.90	74.36	0.62	38.08	3.61	10.56	101.00
CH-A-gd18.5	7.00	7.0	18.32	13.95	197.23	411.67	361.27	337.64	23.63	121.27	7.50	128.77	68.46	0.53	34.71	3.80	9.12	99.01
CH-A-gd16.0	9.00	7.0	16.16	14.50	193.39	357.83	312.52	286.71	25.80	102.98	8.19	111.17	82.22	0.74	42.52	4.24	10.04	101.00
CH-A-gd17.2	9.00	7.0	17.24	13.90	196.09	384.98	338.00	310.09	27.91	111.37	8.86	120.23	75.86	0.63	38.69	4.52	8.56	100.21
CH-A-gd18.5	9.00	7.0	18.32	13.50	197.73	411.14	362.24	332.33	29.91	119.36	9.50	128.86	68.87	0.53	34.83	4.80	7.25	99.03