

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Estabilização de um solo dispersivo com adição de cal

Rubén Alejandro Quiñónez Samaniego

Porto Alegre
Abril 2015

Rubén Alejandro Quiñónez Samaniego

**ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO DISPERSIVO COM
ADIÇÃO DE CAL**

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

Porto Alegre

Abril 2015

CIP - Catalogação na Publicação

Quiñónez Samaniego, Ruben Alejandro
Estabilização de um solo dispersivo com adição de cal / Ruben Alejandro Quiñónez Samaniego. -- 2015.
171 f.

Orientador: Nilo Cesar Consoli.
Coorientadora: Cecília Gravina da Rocha.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2015.

1. Estabilização de solos. 2. Solos dispersivos. 3. Solo-Cal. 4. Relação Vazios/cal. 5. Energia incorporada. I. Consoli, Nilo Cesar, orient. II. Gravina da Rocha, Cecília, coorient. III. Título.

RUBÉN ALEJANDRO QUIÑÓNEZ SAMANIEGO

Estabilização de um solo dispersivo com adição de cal

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

Porto Alegre, 30 de abril de 2015

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. Concórdia University, Canadá
Orientador

Prof.^a Cecília Gravina da Rocha
Dr.^a pela UFRGS
Co-Orientadora

Prof. Dr. Armando M. Awruch
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Vanderley Moacir John (USP - SP)
D.Sc. pela Universidade de São Paulo - SP

Prof.^a Ana Carolina Passuello (PPGEC-UFRGS)
Ph.D. pela Universitat Rovira i Virgili

Prof. Américo Campos Filho (PPGEC-UFRGS)
Dr. pela Universidade de São Paulo

Prof. Lucas Festugato (DECIV-UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Este trabalho é dedicado a meus pais, meus padrinhos e meus irmãos.

AGRADECIMENTOS

Desejo expressar meus agradecimentos com as seguintes pessoas e instituições que de alguma forma contribuíram para que esteja finalizando esta etapa.

Agradeço, primeiramente a meus pais, meus irmãos, meu cunhado e minhas avós pelo amor, motivação e apoio constante que me brindaram estando longe de casa. Agradecer-lhes em especial a meus padrinhos Carlos e Carmín. *“Gracias por sus consejos! porque ustedes saben que son los verdaderos iniciadores de mis realizaciones”*.

À Alicia *“Gracias por ser mi gran compañera de vida”*.

A meus orientadores, Professor Nilo e Professora Cecília, pela atenção, ensinamentos e a constante motivação proporcionada durante todo este período, além de sua grata amizade brindada, meus mais sinceros agradecimentos.

Ao Professor Lucas, pela ajuda e valiosas sugestões dadas ao longo desta pesquisa mas, sobretudo, pela grande amizade.

À Professora Ana, pela ajuda proporcionada durante este período e pela amizade brindada, muito obrigado.

Aos professores do curso de pós-graduação em engenharia civil da área de Geotecnia pelos ensinamentos transmitidos.

Aos amigos paraguaios que estão em Porto Alegre, Alicia, Cynthia, Eduardo, Hermann, José, Luís, Néstor, Paola e Rodrigo: *“Gracias por la amistad y compañerismo”*. Aos amigos do mestrado: Alisson, Lucas, Mozara, Naloan, Ricardo e William obrigado pelo companheirismo, pelas discussões teóricas e práticas durante os estudos e pelos momentos de descontração.

Agradeço a meus ex-colegas de trabalho, Christian, Damián, Dani e Manu, à família Benitez e a empresa Ocho A S.A., pela ajuda na extração e armazenamento do solo para esta pesquisa.

Meu obrigado especial aos meus amigos do LEGG, em especial ao Jorge e Sérgio pela ajuda na montagem e calibração do equipamento triaxial, além de suas valiosas contribuições para esta pesquisa e pelas conversas descontraídas. Ao laboratorista João Diniz, pelo apoio em todas as atividades realizadas, dedicação e amizade.

Por fim agradeço ao CNPq e a CAPES pelo suporte financeiro, sem o qual este trabalho não poderia ter sido realizado.

If you can't explain it simply, you don't understand it well enough

Albert Einstein

RESUMO

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

Argilas dispersivas, também conhecidas como solos altamente erosivos, são dispersas na presença de água relativamente pura, tal como a causada por precipitações. Esse fenômeno é gerado pela ação que à água intersticial presente no solo ter uma maior concentração de cátions do que a água pura de chuva. A adição de cal nestes solos, é uma técnica de melhoramento das características físicas nas argilas dispersivas, assim também como suas propriedades mecânicas. A presente pesquisa tem por objetivo quantificar a influência isolada de cada variável; quantidade de cal, porosidade e tempo de cura, sobre a resistência não confinada de um solo dispersivo tratado com cal e permitir avaliação da transformação para um estado não-dispersivo. Esta dissertação visa a compreensão dos parâmetros-chave da mistura de argila dispersiva com adição de cal para o controle das resistências à compressão simples (q_u) e de tração (q_t). Assim, mostra-se que a relação vazios/cal é um parâmetro adequado para avaliar estas resistências não confinadas. Em consequência, verificou-se uma única relação q_t/q_u igual a 0,136, sendo independente da relação vazios/cal e o tempo de cura. Além disso, verificou-se que a metodologia para previsão de Envoltórias de Mohr-Coulomb é adequada para a determinação dos parâmetros de resistência. Finalmente, desde um enfoque ambiental através da ferramenta de avaliação do ciclo de vida (ACV) foram avaliadas todas as misturas em função ao custo energético envolvido (energia incorporada). Esta avaliação foi realizada através de um comparativo em Mega Joules por metro cúbico de mistura [MJ/m^3].

Palavras-chaves: Estabilização de solos, solos dispersivos, solo-cal, relação vazios/cal; energia incorporada

ABSTRACT

QUIÑÓNEZ SAMANIEGO, R.A. **Stabilization of dispersive soil with lime**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Dispersive clays undergo deflocculation in the presence of relatively pure still water to form colloidal suspensions. As such, dispersive clays are highly susceptible to erosion and piping. Lime treatment is one of the most practical methods to deal with such undesirable characteristics and to improve the soil mechanical properties. The present research aims to quantify the hydrated lime amounts, compacted dry unit weight, curing period and porosity/lime ratio influences, for the assessment of transformation to a non-dispersive state. This would be achieved by means of lime treatment, as well as strength properties improvement. This dissertation advances in the understanding of the key parameters for the strength control of blends with dispersive clay soil treated with lime by quantifying the influence of porosity/lime ratio on unconfined compressive (q_u) and splitting tensile (q_t) strengths. Thus, it is shown that the porosity/lime ratio is an appropriate parameter to assess the dispersive clay soil–lime mixtures strength. In consequence, it was found a single q_t/q_u relationship equal to 0.136, being independent of the porosity/lime ratio and curing period. Moreover, the concept previously established by Consoli et al. for the Mohr-Coulomb failure, for a dispersive clay treated with lime for an established curing period was tested with success. Finally, all mixtures were evaluated from an environmental viewpoint by the life cycle assessment (LCA). The cumulative energy demand method was used for the embodied energy evaluation of all mixtures. A comparison was established in Mega Joules per cubic meter of mixture [MJ/m^3].

Key-words: Dispersive clays, soil improvement, lime, strength, pinhole test, porosity/lime ratio; embodied energy.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 – Comportamento dos íons de Sódio e Calcio aderidos à partícula da argila. Adaptado de Hanson et al. (1999).	36
Figura 2.2 – Distribuição dos íons adjacentes à partícula da argila de acordo com o conceito de dupla camada difusa. Adaptado de Mitchell (1993).	37
Figura 2.3 – Limites de consistência: solos dispersivos vs. solos não dispersivos. Adaptado de Sherard et al. (1976b).	38
Figura 2.4 – Feições típicas - <i>piping</i> e depressões - <i>sinkholes</i> em solos dispersivos (Da Cruz, 2008).	39
Figura 2.5 – Erosão em túnel - <i>piping</i> (Da Cruz, 2008).	39
Figura 2.6 – Erosão em túnel - <i>piping</i> : (a) Obra: Barragem Subestação 500kV de Villa Hayes, Paraguay; (b) Obra: Barragem de Santa Bárbara, Pelotas/RS (Da Cruz, 2008).	40
Figura 2.7 – Depressões – <i>sinkholes</i> (Da Cruz, 2008).	40
Figura 2.8 – Desenvolvimento de uma voçoroca - Victoria / Austrália. Adaptado por Da Cruz (2008).	40
Figura 2.9 – Ensaio <i>Pinhole Test</i> . Adaptado de Sherard et al. (1976b).	41
Figura 2.10 – Graus de dispersibilidade atribuídos no “ <i>Crumb Test</i> ”.	43
Figura 2.11 – Porcentagem de dispersão pelo ensaio Sedimentométrico Comparativo.	44
Figura 2.12 – Padrões de dispersão dos solos pelo percentual de sódio e total de sais. Adaptado de Sherard et al. (1976b).	46
Figura 2.13 – Padrões de dispersão dos solos pelo percentual de sódio e total de sais sobreposto com o RAS ou SAR. Adaptado de Sherard et al. (1976b).	46
Figura 2.14 – Mecanismo de troca catiónica	52
Figura 2.15 – Mecanismo de Estabilização Solo-Cal. Adaptado Ingles e Metcalf (1972).	53
Figura 2.16 – Relação vazios/cimento pela resistência à compressão simples. Adaptado Larnach (1960).	55
Figura 2.17 – Relação vazios/cimento pela resistência à compressão simples. Adaptado de Foppa (2005).	56
Figura 2.18 – Previsão da tensão desvio através da relação vazios/cimento, segundo estudos de (Consoli et al., 2007).	57
Figura 2.19 – Fator vazios/cal expresso em termos da porosidade e teor volumétrico da cal para amostras com 28 e 90 dias de cura (Lopes Junior, 2007).	57
Figura 2.20 – Efeito da quantidade de cal sobre a resistência à compressão simples para alguns solos tratados com cal e curados por 7 dias. Adaptado de Ingles e Metcalf (1972).	60
Figura 2.21 – Desenvolvimento sustentável.	62
Figura 2.22 – Etapas iterativas de uma ACV. Fonte: ABNT - NBR 14044, (2009)	66

Figura 2.23–Procedimento simplificado para análise de inventário. Fonte: Passuello (2007).	70
Figura 3.1 – Mapa geológico do Paraguai extraído de (REDIEX, 2009), ressaltando em círculo a localização do Baixo Chaco	76
Figura 3.2 – Localização da jazida	77
Figura 3.3 – Curva granulométrica da amostra de solo dispersivo	78
Figura 3.4 – Classificação do Solo segundo Sherard et al. (1976b).	79
Figura 3.5 – (a) Coleta de Amostras (b) Excavação com ferramenta mecânica (c) Ensaio <i>in-situ</i>	80
Figura 3.6 – Corpo-de-Prova moldado	83
Figura 3.7 – (a) Corpo-de-Prova para o Ensaio de <i>Pinhole Test</i> (b) Visualização do furo de 1 mm ao longo da amostra	84
Figura 3.8 – Fluxograma para a Classificação do Solo Quanto à Dispersibilidade (modificado - ABNT - NBR 14114, 1998).	85
Figura 3.9 – Ensaio de Resistência à Compressão Simples	86
Figura 3.10–Ensaio de Resistência à Compressão Diametral	87
Figura 3.11–(a) Curva de calibração de transdutor de contra-pressão; (b) Curva de calibração do transdutor de pressão confinante	88
Figura 3.12–Transdutor de contra-pressão	88
Figura 3.13–Medidor externo de variação volumétrica em funcionamento	89
Figura 3.14–(a) Medidor externo de deslocamento axial (b) LVDT adaptado ao medidor externo de variação volumétrica	89
Figura 3.15–Curvas de calibração dos sensores de efeito Hall: (a) Axial 1 e Axial 2 (b) Radial	90
Figura 3.16–Sensores de efeito Hall em funcionamento aderidos à amostra	90
Figura 3.17–Célula de carga de medição externa (a) em funcionamento (b) especificações	91
Figura 3.18–Curva de calibração do sinal da célula de carga	91
Figura 3.19–Programa de Ensaios de Compressão Simples e Diametral	94
Figura 3.20–Método do <i>Lime Fixation Point</i> segundo Hilt e Davidson (1960) para o solo dispersivo	94
Figura 3.21–Sistema de produto realizado para este estudo.	98
Figura 3.22–Esquema representativo da construção de um processo.	103
Figura 4.1 – Comparativo das dimensões finais do furo: para $16kN/m^3$, $17,5kN/m^3$ e $19kN/m^3$ com adição de cal de 1%, (a)(b) e (c), respectivamente; para $16kN/m^3$, $17,5kN/m^3$ e $19kN/m^3$ com adição de cal de 2%, (d)(e) e (f), respectivamente.	110
Figura 4.2 – Resultados Ensaios <i>Pinhole Test</i>	111
Figura 4.3 – Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cal do Solo-Cal (7 dias de cura)	112

Figura 4.4 – Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cal do Solo-Cal (28 dias de cura)	112
Figura 4.5 – Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cal do Solo-Cal (60 dias de cura)	113
Figura 4.6 – Variação da resistência à compressão simples em relação ao tempo de cura do Solo-Cal ($16kN/m^3$)	114
Figura 4.7 – Variação da resistência à compressão simples em relação ao tempo de cura do Solo-Cal ($17,5kN/m^3$)	114
Figura 4.8 – Variação da resistência à compressão simples em relação ao tempo de cura do Solo-Cal ($19kN/m^3$)	115
Figura 4.9 – Variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade do Solo-Cal (7 dias de cura)	116
Figura 4.10–Variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade do Solo-Cal (28 dias de cura)	117
Figura 4.11–Variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade do Solo-Cal (60 dias de cura)	117
Figura 4.12–Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal do Solo-Cal (7 dias de cura)	119
Figura 4.13–Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal do Solo-Cal (28 dias de cura)	119
Figura 4.14–Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal do Solo-Cal (60 dias de cura)	120
Figura 4.15–Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (7 dias de cura)	121
Figura 4.16–Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (28 dias de cura)	121
Figura 4.17–Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (60 dias de cura)	122
Figura 4.18–Corpos-de-prova submetidos à compressão simples (Plano de ruptura típico)	123
Figura 4.19–Variação da resistência à compressão diametral em relação à quantidade de cal do Solo-Cal (7 dias de cura)	123
Figura 4.20–Variação da resistência à compressão diametral em relação à quantidade de cal do Solo-Cal (28 dias de cura)	124
Figura 4.21–Variação da resistência à compressão diametral em relação à quantidade de cal do Solo-Cal (60 dias de cura)	124
Figura 4.22–Variação da resistência à compressão diametral em relação ao tempo de cura do Solo-Cal ($16kN/m^3$)	125
Figura 4.23–Variação da resistência à compressão diametral em relação ao tempo de cura do Solo-Cal ($17,5kN/m^3$)	126

Figura 4.24–Variação da resistência à compressão diametral em relação ao tempo de cura do Solo-Cal ($19kN/m^3$)	126
Figura 4.25–Variação da resistência à compressão diametral em relação à porosidade do Solo-Cal (7 dias de cura)	128
Figura 4.26–Variação da resistência à compressão diametral em relação à porosidade do Solo-Cal (28 dias de cura)	129
Figura 4.27–Variação da resistência à compressão diametral em relação à porosidade do Solo-Cal (60 dias de cura)	129
Figura 4.28–Variação da resistência à compressão diametral versus relação vazios/cal do Solo-Cal (7 dias de cura)	130
Figura 4.29–Variação da resistência à compressão diametral versus relação vazios/cal do Solo-Cal (28 dias de cura)	131
Figura 4.30–Variação da resistência à compressão diametral versus relação vazios/cal do Solo-Cal (60 dias de cura)	131
Figura 4.31–Variação da resistência à compressão diametral versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (7 dias de cura)	132
Figura 4.32–Variação da resistência à compressão diametral versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (28 dias de cura)	133
Figura 4.33–Variação da resistência à compressão diametral versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (60 dias de cura)	133
Figura 4.34–Corpos-de-prova submetidos à compressão diametral (Plano de ruptura típico)	134
Figura 4.35–Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (7, 28 e 60 dias de cura)	135
Figura 4.36–Variação da resistência à compressão diametral versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (7, 28 e 60 dias de cura)	136
Figura 4.37–Variação da resistência à compressão simples versus $(\eta/L_{iv}^{0,16})^{-3,40}$ do Solo-Cal (7, 28 e 60 dias de cura)	137
Figura 4.38–Variação da resistência à compressão diametral versus $(\eta/L_{iv}^{0,16})^{-3,40}$ do Solo-Cal (7, 28 e 60 dias de cura)	137
Figura 4.39–Variação da resistência à compressão simples e diametral versus $(\eta/L_{iv}^{0,16})^{-3,40}$ do Solo-Cal (7, 28 e 60 dias de cura)	138
Figura 4.40–Variação da resistência à compressão simples e diametral em relação à porosidade, teor de cal e tempo de cura do solo-cal	140
Figura 4.41–Normalização da variação da resistência à compressão simples (q_u) e da resistência à compressão diametral (q_t) com a relação vazios/cal $(\eta/L_{iv}^{0,16})$ para os tempos de cura de 7, 28 e 60 dias.	142
Figura 4.42–Amostra <i>TRI_24_19_7_20_2</i> , tensão deformação e variação volumétrica. .	143
Figura 4.43–Amostra <i>TRI_24_19_7_50_2</i> , tensão deformação e variação volumétrica. .	144
Figura 4.44–Amostra <i>TRI_24_19_7_100_7</i> , tensão deformação e variação volumétrica.	145

Figura 4.45–Tensão deformação e variação volumétrica das amostras com $\eta/Liv^{0,16} = 24$ para as tensões de confinamento de $20kPa$, $50kPa$ e $100kPa$	146
Figura 4.46–Trajetória de tensões, amostras de solo-cal $\eta/Liv^{0,16} = 24$	147
Figura 4.47–Envoltória de ruptura, amostras de solo-cal $\eta/Liv^{0,16} = 24$	148
Figura 4.48–Envoltória de Ruptura de Mohr-Coulomb e Modelo de Previsão segundo Consoli et al. (2013) para um $\eta/Liv^{0,16} = 24$	149
Figura 4.49–Plano de ruptura para ensaios à compressão triaxial para $\eta/Liv^{0,16} = 24$ segundo a tensão de confinamento a) 20 kPa b) 50 kPa e c) 100 kPa	150
Figura 4.50–Comparativo de energia incorporada entre misturas de Solo-cal, expresso em MJ para 1 m^3 de mistura.	152
Figura 4.51–Comparativo de energia incorporada entre misturas de Solo-cal, expresso em MJ/m^3 , para os diferentes tipos de energia associada.	152
Figura 4.52–Energia de Compactação vs Peso específico aparente seco a) Expresso em J/g b) Expresso em MJ/m^3	153
Figura 4.53–Comparativo de energia incorporada entre misturas estabelecidas para dosa- gem, expresso em MJ para 1 m^3 de mistura.	157

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classificação e padrões de dispersão.	42
Tabela 2.2 – Graus de dispersibilidade atribuídos no “ <i>Crumb Test</i> ”.	43
Tabela 2.3 – Percentuais mínimos de $Al_2(SO_4)_3$ para estabilização dos solos dispersivos da Barragem de Sobradinho - dados de ensaios <i>Pinhole Test</i>	47
Tabela 2.4 – Percentuais mínimos de $Al_2(SO_4)_3$ para estabilização dos solos dispersivos da Barragem de Sobradinho - dados de <i>Crumb Test</i> e SC.	48
Tabela 2.5 – Composição média das cales brasileiras (Guimarães, 2002).	51
Tabela 2.6 – Previsão da quantidade de cal em função do tipo de solo (Adaptado de Ingles e Metcalf (1972)).	54
Tabela 3.1 – Etapas e Ensaios do Programa Experimental	76
Tabela 3.2 – Propriedades físicas do Solo Dispersivo. (Elaboração própria)	78
Tabela 3.3 – Propriedades químicas do Solo Dispersivo.	79
Tabela 3.4 – Classificação do solo quanto à dispersibilidade.	92
Tabela 3.5 – Misturas escolhidas para a avaliação do ponto de vista energético.	96
Tabela 3.6 – Pontos de dosagem escolhidas para a avaliação do ponto de vista energético.	97
Tabela 3.7 – Comparativo de inventário para o processo da produção de cal hidratada.	99
Tabela 3.8 – Dados fornecidos pela fábrica de cal.	103
Tabela 3.9 – Detalhe do consumo de diesel por parte do maquinário (Transporte da Cal).	104
Tabela 3.10–Detalhe do consumo de diesel por parte do maquinário (Extração do Solo).	104
Tabela 3.11–Detalhe do consumo de diesel por parte do maquinário (Transporte do solo).	105
Tabela 3.12–Detalhe do consumo de diesel por parte do maquinário (Produção da mistura de solo-cal).	106
Tabela 3.13–Quantidades de cal hidratada e solo diferenciadas para cada mistura.	106
Tabela 4.1 – Resultados do ensaio <i>Pinhole Test</i> em corpos-de-prova sem adição de cal	109
Tabela 4.2 – Resultados do ensaio <i>Pinhole Test</i> em corpos-de-prova com adição de cal de 1%.	109
Tabela 4.3 – Resultados do ensaio <i>Pinhole Test</i> em corpos-de-prova com adição de cal de 2%.	109
Tabela 4.4 – Resultados do ensaio <i>Pinhole Test</i> em corpos-de-prova com adição de cal de 3%.	110
Tabela 4.5 – Razão da resistência à compressão simples para 28 e 60 dias de cura em relação a 7 dias de cura	116
Tabela 4.6 – Razão da resistência à compressão diametral para 28 e 60 dias de cura em relação a 7 dias de cura	127
Tabela 4.7 – Avaliação do Impacto do Ciclo de Vida segundo a categoria de CED para cada processo da construção de Solo-Cal.	150
Tabela 4.8 – Valores de energia incorporada para cal hidratada, de acordo com várias fontes.	151

Tabela 4.9 – Avaliação do Impacto de Ciclo de Vida segundo a categoria de (CED) para as misturas de Solo-Cal expresso em Mega Joules por metro cúbico de mistura.	151
Tabela 4.10–Pontos de dosagens para uma mesma relação de vazios/cal ajustado.	155
Tabela 4.11–Consumos de materiais para os pontos de dosagens estabelecidos.	156
Tabela 4.12–Avaliação energética das misturas de solo-cal apresentadas para dosagem. .	157

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACV	Avaliação do ciclo de vida
AICV	Avaliação de impactos do ciclo de vida
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CED	<i>Cumulative energy demand</i> (Demanda de energia acumulada)
ICL	<i>Initial Consumption of Lime</i>
ICV	Inventário do ciclo de vida
PS	Porcentagem de sódio presente
RCD	Resistência à compressão diametral
RCS	Resistência à compressão simples
SAR	Razão de absorção de sódio
TSD	Total de sais dissolvidas
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

Alfabeto Latino

B	parâmetro de poro-pressão de Skempton
c'	coesão efetiva
e	índice de vazios
G	massa específica real dos grãos
IP	índice de plasticidade
L	quantidade de cal, expresso em percentagem
L_{iv}	teor volumétrico de cal, expresso em percentagem
LL	limite de liquidez
LP	limite de plasticidade
p'	tensão efetiva normal média
q	tensão desvio
q_u	resistência à compressão simples (compressão)
q_t	resistência à compressão diametral (tração)
q_α	resistência à compressão ($\alpha=u$; compressão, $\alpha=t$;tração)
q	tensão desvio
R^2	coeficiente de determinação
s	desvio padrão
t	tempo de cura
V_v	volume de vazios
V_{total}	volume total

Alfabeto Grego

ϵ_a	deformação axial
β	expoente da equação de regressão de potência

ϕ'	ângulo de resistência ao corte efetivo do material ou ângulo de atrito
γ_d	peso específico aparente seco
ξ	escalar que relaciona tração com compressão
η	porosidade
ω	umidade, expressa em percentagem

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	31
1.1	Relevância e Justificativa da Pesquisa	31
1.2	Objetivos	32
1.3	Organização da Dissertação	32
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	34
2.1	Argilas Dispersivas	34
2.1.1	O Fenômeno da Dispersão	35
2.1.2	Identificação de Solos Dispersivos	38
2.1.2.1	Ensaio de <i>Pinhole Test</i>	41
2.1.2.2	Ensaio de <i>Crumb Test</i>	42
2.1.2.3	Ensaio Sedimentométrico Comparativo – Ensaio de Dispersão SCS	44
2.1.2.4	Ensaio químico para determinar teores de sais na água intersticial do solo	45
2.1.3	Estabilização de Solos Dispersivos	47
2.2	Visão geral sobre a técnica do Solo-Cal	48
2.2.1	Materiais Utilizados no Solo-Cal	50
2.2.1.1	Solo	50
2.2.1.2	Tipos de Cal	50
2.2.2	Reações Solo-Cal	51
2.2.3	Dosagem Solo-Cal	53
2.2.3.1	Métodos Clássicos	53
2.2.3.2	Relação Vazios/Cal	55
2.3	Variáveis físicas e químicas no comportamento do Solo-Cal	58
2.4	Efeito Mecânico no Comportamento do Solo-Cal	59
2.4.1	Resistência à Compressão Simples	59
2.4.2	Resistência à Tração	60
2.4.3	Resistência ao Cisalhamento	61
2.5	A sustentabilidade na construção civil	61
2.5.1	Avaliação do Ciclo de Vida na construção civil	63
2.5.2	Tipos de ACV	64
2.5.2.1	Berço ao portão (<i>Cradle-to-gate</i>)	65
2.5.2.2	Berço ao Local (<i>Cradle-to-site</i>)	65
2.5.2.3	Berço ao túmulo (<i>Cradle-to-grave</i>)	65
2.5.2.4	Berço ao berço (<i>Cradle-to-cradle</i>)	65
2.5.3	Etapas de uma ACV	65
2.5.4	Aplicações da ACV na construção civil	71

3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	74
3.1	Considerações Iniciais	74
3.2	Materiais	76
3.2.1	Solo	76
3.2.2	Cal	80
3.2.3	Água	80
3.3	Métodos	80
3.3.1	Coleta de Amostras	80
3.3.2	Preparação das Amostras	81
3.3.3	Ensaio de Caracterização	81
3.3.4	Moldagem e Cura dos Corpos-de-Prova	82
3.3.5	Ensaio de <i>Pinhole Test</i>	84
3.3.6	Ensaio de Compressão Simples	86
3.3.7	Ensaio de Compressão Diametral	87
3.3.8	Ensaio de Compressão Triaxial	87
3.4	Programa de Ensaio	92
3.4.1	Ensaio de <i>Pinhole Test</i>	92
3.4.2	Ensaio de Resistência à Compressão Simples e Diametral	93
3.4.3	Ensaio de Resistência à Compressão Triaxial	95
3.5	Metodologia utilizada para Avaliação da energia incorporada de mistu- ras de Solo-Cal	96
3.5.1	Objetivo da ACV	96
3.5.2	Escopo da ACV	97
3.5.3	Análise de Inventário	102
3.5.3.1	Produção de cal hidratada	103
3.5.3.2	Transporte da cal	104
3.5.3.3	Extração do solo	104
3.5.3.4	Transporte do solo	105
3.5.3.5	Produção da mistura de solo-cal	105
3.5.4	Avaliação dos Impactos	107
3.5.5	Interpretação	107
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	109
4.1	Ensaio de <i>Pinhole Test</i>	109
4.2	Ensaio de Resistência à Compressão Simples	111
4.2.1	Efeito do Teor de Cal	111
4.2.2	Efeito do Tempo de Cura	113
4.2.3	Efeito da Porosidade	116
4.2.4	Relação Vazios/Cal	118
4.2.5	Modo de Ruptura	122

4.3	Ensaio de Resistência à Compressão Diametral	123
4.3.1	Efeito do Teor de Cal	123
4.3.2	Efeito do Tempo de Cura	125
4.3.3	Efeito da Porosidade	128
4.3.4	Relação Vazios/Cal	130
4.3.5	Modo de Ruptura	134
4.4	Relação entre a resistência à compressão simples e diametral	134
4.4.1	Tempo de Cura x Relação Vazios/Cal	139
4.5	Normalização das resistências não confinadas	141
4.6	Ensaio de Resistência à Compressão Triaxial	142
4.6.1	Modo de Ruptura	150
4.7	Avaliação de energia incorporada das misturas Solo-Cal	150
4.7.1	Avaliação do Impacto do Ciclo de Vida (AICV)	150
4.7.2	Energia de Compactação obtida de laboratório	153
4.7.3	Discussão das energias de compactação a) Laboratório vs b) ACV	153
4.7.4	Comportamento mecânico versus ponto de vista ambiental	155
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	159
5.1	Conclusões	159
5.2	Sugestões para Trabalhos Futuros	161
	REFERÊNCIAS	162

1 INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

A partir da revolução industrial, tem-se assistido a um crescimento da tecnologia, juntamente com o da população humana. Com um acesso mais fácil a bens industrializados e em uma procura por melhores condições de vida e econômicas, as populações começaram a se deslocar para os centros urbanos, abandonando o campo, alterando completamente a maneira de viver. Este crescimento populacional tem-se verificado até aos dias de hoje, conduzindo a problemas urbanísticos, com o início da ocupação de terrenos outrora não recomendados devido às inadequadas características geotécnicas (baixa resistência e alta deformação).

Para a ocupação dessas zonas de inadequadas qualidades geotécnicas, existiam essencialmente duas soluções, adaptar a estrutura ao solo, através de diferentes tipos de fundações, ou então adaptar o solo para as novas necessidades. Com o desenvolvimento das tecnologias na construção, novas técnicas foram encontradas para o melhoramento ou reforços dos solos, possibilitando assim a ocupação dessas áreas.

Atualmente são várias as técnicas existentes, podendo-se agrupar em técnicas de melhoramento, também designadas de estabilização, que se caracterizam pela alteração das propriedades intrínsecas do solo, ou técnicas de reforço, em que a introdução de um elemento estrutural torna possível um maciço suportar maiores solicitações às quais não estaria habilitado a resistir.

A escolha da técnica a utilizar depende de vários fatores, procurando-se otimizar o compromisso técnico-econômico face aos requisitos do projeto e à natureza dos solos envolvidos. Ultimamente o fator ambiental tem recebido cada vez maior proporção como um dos fatores decisivos na escolha da técnica a utilizar. Assim, a utilização dos materiais existentes no local de obra, independentemente da sua qualidade e adequabilidade ao projeto, tem-se tornado um dos requisitos. Esta condição tem levado à utilização da técnica de melhoramento (ou estabilização) química de um solo, que se caracteriza pela mistura in situ do solo local com materiais ligantes (por ex.: o cimento, cal, etc).

De fato, a técnica de estabilização de solos enfrenta várias limitações, entre elas, quando o solo contém uma quantidade significativa de compostos que podem alterar os efeitos do agente estabilizante. Portanto, entre alguns desses fatores que alteram o comportamento do solo pode-se citar a presença de sais, as quais estão contidos dentro da água intersticial, deflagrando o fenômeno de dispersão no comportamento do solo.

Este fenômeno de dispersibilidade no comportamento de um solo é um processo que causa a defloculação espontânea de suas partículas quando exposto à água com pouca ou nenhuma

velocidade, por isto estes solos dispersivos são conhecidos também como solos altamente erosivos e seu emprego em obras de engenharia requer muito cuidado.

A presente pesquisa fornece uma contribuição em grande parte para o conhecimento deste tipo de solos, levando como principal premissa do estudo a identificação das variáveis de controle deste tipo de solos, visando obter desde o ponto de vista mecânico: parâmetros de resistência e resistências não confinadas; visando obter enquanto a sua dispersibilidade: relação entre a dispersibilidade e à adição de cal, e finalmente visando obter desde o ponto de vista ambiental: comparativo de custos energéticos envolvidos em diferentes dosagens de Solo-Cal.

1.2 OBJETIVOS

Estudar o comportamento dispersivo e mecânico do solo estudado com adição de cal e avaliar o custo energético (energia incorporada) para diferentes dosagens de solo-cal utilizando a ferramenta de Avaliação do Ciclo de Vida.

A partir do objetivo geral, são estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- Verificar o grau de dispersão do solo em estudo com diferentes teores de cal através de ensaios Pinhole.
- Quantificar a influência isolada de cada uma das variáveis de interesse (teor de cal, porosidade da mistura compactada e tempo de cura) sob a resistência à compressão simples e diametral do solo-cal em estudo e verificar a aplicabilidade da metodologia de dosagem de relação vazios/cal.
- Verificar a aplicabilidade do método de previsão de parâmetros de resistência realizada por Consoli et al. (2013) através da realização de ensaios triaxiais.
- Avaliar a energia incorporada envolvida para diferentes dosagens de solo-cal.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está estruturada em cinco capítulos descritos sucintamente a seguir:

No Capítulo 1 é feita uma introdução, onde são apresentados o problema e a relevância da pesquisa e são definidos os objetivos gerais e específicos a serem atingidos.

No Capítulo 2 realiza-se uma revisão dos principais tópicos que são abordados nesta pesquisa. O estudo é iniciado com uma revisão sobre os solos dispersivos onde são expostos os princípios da natureza e do comportamento geotécnico das argilas dispersivas, contendo um breve relato

histórico. Expõe-se também a interpretação do fenômeno da dispersão, a descrição dos ensaios de caracterização dos efeitos da dispersibilidade e dos processos de estabilização química de solos dispersivos. Posteriormente, uma revisão sobre a visão geral do solo-cal abrangendo aspectos relevantes e à compreensão dos fenômenos químicos e físicos da estabilização de solos com cal. A bibliografia existente sobre estabilização de solos com cal é bastante ampla, portanto, estabelecem-se os comportamentos típicos esperados, e os fatores que podem influenciar no processo de estabilização. Finalmente, uma revisão bibliográfica da avaliação do impacto ambiental para o ponto de energia incorporada.

No Capítulo 3 apresenta-se o programa experimental que abrange a metodologia e procedimentos experimentais a serem desenvolvidos na pesquisa para atingir os objetivos propostos, apresentando os materiais empregados e os métodos a serem aplicados.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos na etapa experimental, e uma discussão detalhada dos resultados, levando em conta outros resultados encontrados na literatura.

No Capítulo 5 são apresentadas as conclusões obtidas nesta pesquisa, assim como sugestões para trabalhos futuros vinculados com a temática da pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ARGILAS DISPERSIVAS

As argilas dispersivas foram descobertas pelos engenheiros agrônomos no século XIX, embora o fenômeno de dispersão ainda não fosse interpretado até meados do século XX (Richards, 1954).

As constatações pioneiras relativas à existência de argilas dispersivas foram feitas a partir de pesquisas desenvolvidas por diversos autores, em rupturas de barragens por erosão, na Austrália no início de 1960 (Aitchison e Wood, 1965). Estes relatos iniciais, relacionados aos estudos de falhas em pequenas barragens de irrigação, promoveram uma ampla reverberação do problema dos solos dispersivos na abordagem de problemas geotécnicos. As argilas dispersivas também foram identificadas pela primeira vez na África do Sul em meados da década de 1960, como resultado da ruptura de um número de barragens de terra localizadas no Estado de Orange Free e Northern Cape (Donaldson, 1975).

Nos estudos subsequentes, através do estabelecimento de critérios de identificação de argilas dispersivas, foram identificados de forma mais ampla, os riscos destes materiais em obras geotécnicas.

Sherard et al. (1972b) identificaram em barragens executadas de três estados dos Estados Unidos: Oklahoma, Mississippi e Califórnia, a ocorrência de argilas dispersivas, e também em um dique de uma barragem no município de Zulia, Venezuela, apresentando a primeira proposta de critério de classificação quanto a dispersibilidade das argilas. Os mesmos autores (Sherard et al., 1972a) descrevem as causas que ocasionam o início do processo de formação de *piping* e a relevância da presença de estruturas de drenagem interna nas barragens. Posteriormente, Sherard et al. (1976a) caracterizaram a presença de solos dispersivos em obras geotécnicas executadas em mais quatro estados americanos (Tennessee, Texas, Dakota do Norte e Colorado).

Este fenômeno é reconhecido como sendo a fonte de inúmeras falhas em obras hidráulicas. Países como a Austrália, México, Trinidad, Vietnã, África do Sul, Tailândia, Israel, Gana, Quênia, Brasil, Venezuela e várias regiões do sul dos Estados Unidos, tiveram problemas com argilas dispersivas (Clarke, 1987).

Segundo Sotelo e Popolizio (1997) o Nordeste Argentino apresenta recorrentes problemas de erosão devidos à presença de solos dispersivos em barragens, estradas, canais e obras de contenção contra as inundações. Mercado et al. (2002) identificou a presença de solos dispersivos no Paraguai aplicando a metodologia de identificação, desse tipo de solos, de Sotelo e Popolizio (1997). Esta região é conhecida por apresentar problemas de erosão em obras de contenção, barragens e estradas.

Os estudos iniciais foram expostos e sistematizados no Simpósio Internacional de Argilas Dispersivas, casos de *piping* e erosão em Projetos Geotécnicos, promovido pela American Society for Testing and Materials – ASTM, em Chicago em 1976 (ASTM, 1977). Os trabalhos apresentados tratavam basicamente de metodologias para a identificação de argilas dispersivas e de propostas de soluções de engenharia para a resolução dos problemas afetos a sua utilização em obras geotécnicas.

2.1.1 O Fenômeno da Dispersão

As partículas de argila são elementos laminares muito pequenos, com cargas negativas na sua superfície. Sobre estas partículas atuam forças que tendem a flocular e outras que tendem a separar. As primeiras são as forças de van der Waals e devem-se à atração entre átomos de partículas adjacentes. As segundas, devem-se à repulsão eletrostática gerada pelas cargas negativas superficiais, e são significativamente maiores do que às forças de van der Waals. Se estas cargas negativas não são neutralizadas, as partículas são mantidas em suspensão comportando-se como coloides.

Segundo Mitchell (1993), a floculação se obtém quando são incorporados à estrutura da argila elementos carregados positivamente chamados cátions, que neutralizam as cargas negativas. Os mesmos provêm da solução à que se encontra a partícula de argila (água intersticial). Os cátions comuns são o cálcio, magnésio, sódio e potássio. Em torno de cada cátion forma-se uma esfera de solvatação formada por moléculas de água, isto é, o conjunto adere-se à partícula de argila devido ao campo eléctrico gerado pelos cátions e pelas características de dipolo das moléculas de água. O tamanho da esfera de solvatação diminui com o aumento da concentração de cátions na solução e vice-versa.

Sherard et al. (1976a) indicaram que algumas argilas naturais são dispersas na presença de água relativamente pura, tal como a causada por precipitações. Esse fenômeno é gerado pela ação que a água intersticial presente no solo ter uma maior concentração de cátions do que a água pura de chuva. Quando esta última, entra no solo basicamente produz dois efeitos:

- Por um lado, tende a tomar os cátions da água intersticial para reduzir a diferença de concentração, o que gera um desequilíbrio entre o complexo de adsorção de partículas da argila e a água intersticial, produzindo uma transferência de cátions a partir da partícula à água intersticial. O resultado é um desequilíbrio eléctrico da estrutura química da argila, aumentando a repulsão eletrostática entre partículas.
- Ao mesmo tempo, os cátions que permanecem aderidos à partícula de argila tendem a aumentar sua esfera de solvatação devido à diminuição da concentração de cátions na

solução. Isso aumenta a distância entre as partículas com conseqüente redução da força de atração de van der Waals.

Portanto, os dois efeitos produzem a dispersão das partículas de argila, mantendo-lhe no estado coloidal. Nestas condições, um mínimo gradiente hidráulico pode causar uma erosão significativa.

De acordo com Holmgren e Flanagan (1977), a tendência para uma erosão por dispersão depende, fundamentalmente, do tipo de cátion predominante na estrutura da argila, sendo os solos sódicos mais dispersivos do que aqueles que contem cálcio e magnésio como são mostrados na Figura 2.1.

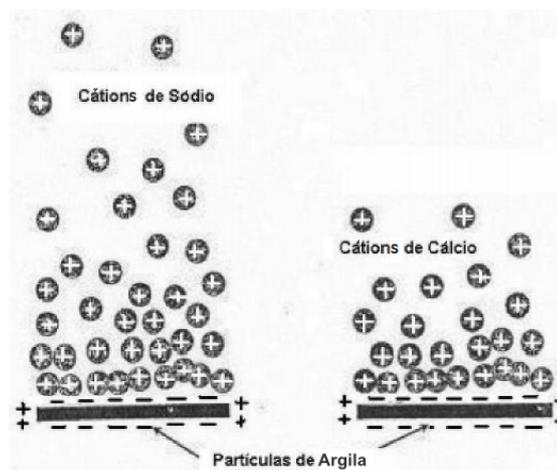


Figura 2.1 – Comportamento dos íons de Sódio e Cálcio aderidos à partícula da argila. Adaptado de Hanson et al. (1999).

Neste sentido, Mitchell (1993) indicou que a concentração dos cátions absorvidos diminui com o aumento da distância à partícula de argila, como pode ser visto na Figura 2.2. Este conjunto é chamado de dupla camada difusa. Os cátions divalentes tais como o cálcio e magnésio geram uma espessura da camada difusa muito menor do que os cátions monovalentes tais como sódio. Isso faz com que, resulte uma maior distância entre as partículas de argila em solos sódicos, o que significa menos força de atração. Além de manter outros outros fatores constantes, os cátions divalentes se aderem mais firmemente à partícula de argila do que os monovalentes. Assim, os íons de sódio podem ser removidos mais facilmente a partir do complexo de adsorção quando existem diferenças de concentração de sais com a água intersticial, descompensando eletricamente a partícula de argila.

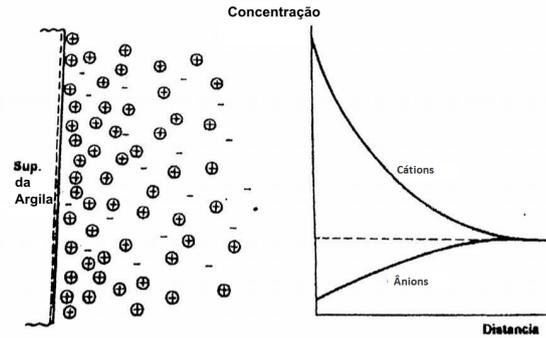


Figura 2.2 – Distribuição dos íons adjacentes à partícula da argila de acordo com o conceito de dupla camada difusa. Adaptado de Mitchell (1993).

Segundo Sotelo e Popolizio (1997), existem fatores que influenciam as características dispersivas das argilas. Tais como: o pH do solo, a composição mineralógica da partícula e o teor de umidade.

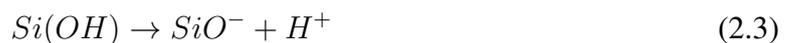
O pH de uma solução é definido como o logaritmo da inversa da concentração de íons de hidrogénio:

$$pH = \log \frac{1}{H^+} \quad (2.1)$$

Define-se como: a) o meio neutro uma solução cujo pH seja igual a 7, b) meio ácido quando o pH está abaixo de 7 e c) meio básico em valores de pH superior a 7. Se o pH é igual a 7 temos que:

$$\log \frac{1}{H^+} = 7 \rightarrow \left(\frac{1}{H^+} \right) = 10^7 \quad (2.2)$$

Isto implica que, quanto maior for o pH, menor a quantidade de íons de H^+ que estão presentes na solução. Anteriormente, foi estabelecido que as cargas das partículas de argila são devidas às cargas descompensadas em sua superfície. Isto é, independente do pH do meio e dependente da estrutura mineralógica do mineral. Nas bordas, as partículas de argila possuem hidroxilo $(OH)^-$ exposto. Segundo Mitchell (1993), a tendência dos hidroxilos a dissociar-se em água é fortemente influenciada pelo pH. Quanto maior o pH, menor a concentração de H^+ na água. Para compensar esta falta de H^+ , os hidroxilos das bordas se dissociam, descompensando a carga elétrica do oxigénio, o que aumenta a carga negativa da partícula.



Isto implica que para elevados valores de pH, geram-se condições favoráveis para a dispersão das partículas de argila enquanto baixos valores de pH favorecem à floculação.

De acordo com Holmgren e Flanagan (1977), o tipo de mineral da argila também influencia o fenômeno da dispersão. No caso das montmorilonitas, as partículas de argila existem em pacotes denominados “*tactoids*” de quatro a nove placas laminares. Os resultados dos testes mostraram

que os espaços entre as lâminas preferem o cálcio em vez do sódio, gerando uma troca catiônica que coloca o sódio na superfície exterior e o cálcio entre as lâminas. Na presença de sódio no exterior, o que se dispersa não é uma das lâminas, mas os pacotes juntos. A importância deste modelo dá uma explicação razoável para a dispersão espontânea em níveis muito baixos de sódio em solos contendo montmorilonita.

A caulinita e illita são estruturalmente diferentes da montmorilonita, devido que as primeiras consistem em lâminas individuais de maior espessura, tornando-os mais suscetíveis a mudanças de pH por gerar descompensação de cargas nas bordas.

O teor de umidade também influencia o fenômeno. Quando as partículas aproximam-se por secagem, ficam bem ligadas entre si. Ao aumentar o teor de umidade do solo, aumenta a distância entre as partículas que favorecem a dispersão.

2.1.2 Identificação de Solos Dispersivos

Segundo o Simpósio de Solos Dispersivos (1976), as argilas dispersivas não podem ser distinguidas de argilas não-dispersivas por ensaios convencionais tais como granulometria, limites de consistência ou compactação, mencionados nos trabalhos de Sherard et al. (1972a), Sherard et al. (1976b), Mitchell (1993), Bastos (1999). Na Figura 2.3, mostra-se o caso de 195 ensaios de determinação de limites de consistência de amostras provenientes de diversas barragens, plotados numa carta de plasticidade de Casagrande (Sherard et al. 1976b), ilustrando a impossibilidade de correlação entre solos dispersivos e não dispersivos.

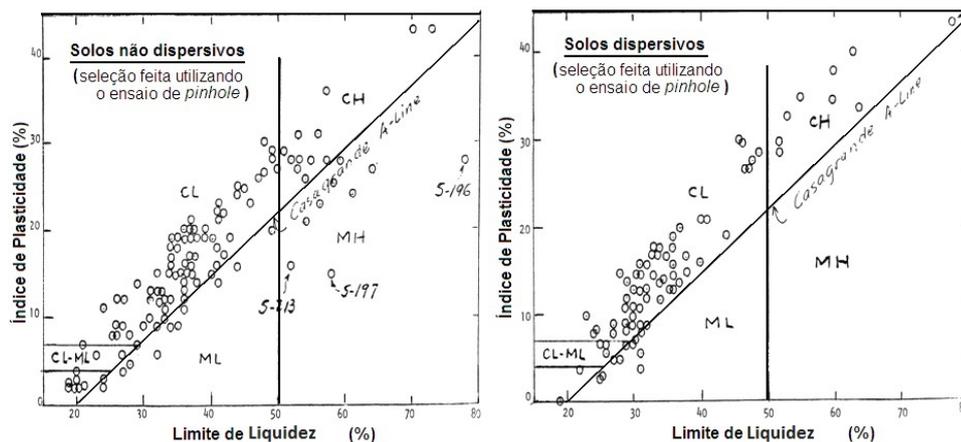


Figura 2.3 – Limites de consistência: solos dispersivos vs. solos não dispersivos. Adaptado de Sherard et al. (1976b).

A identificação de solos dispersivos deveria iniciar-se pelo reconhecimento de campo, determinando-se se existem indicativos de erosão. A ausência dos mesmos, no entanto, não assegura que estes solos sejam não-dispersivos.

A Figura 2.4 apresenta o perfil geológico típico em sítios com presença de solos dispersivos. Destacam-se as feições características e os processos erosivos superficiais e subterrâneos que ocorrem associados a tais ambientes. Estas feições topográficas típicas são identificadas e ilustradas nas figuras seguintes, em função de sua natureza: desenvolvimento de erosões em túnel – “*piping*” (Figuras 2.5 e 2.6), formação de depressões ou ralos – “*sinkholes*” (Figura 2.7), formação de ravinas e voçorocas (Figura 2.8) e formação de orifícios irregulares provocados pela erosão das águas de chuva.

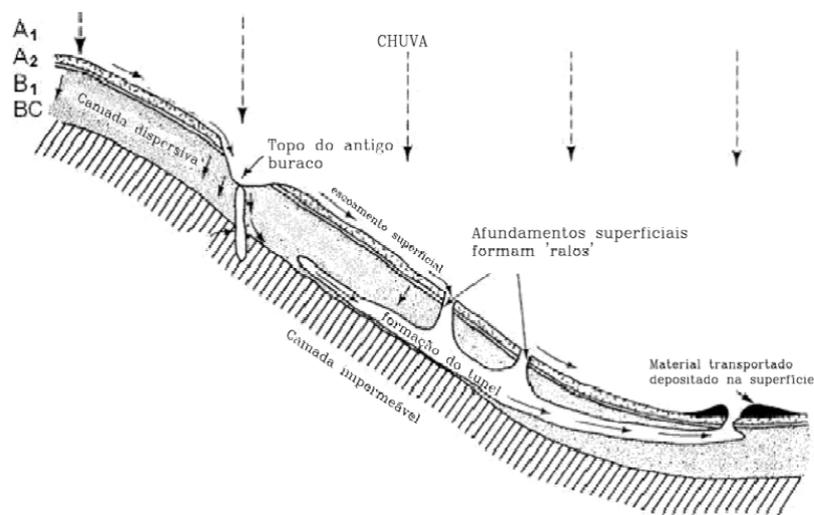


Figura 2.4 – Feições típicas - *piping* e depressões - *sinkholes* em solos dispersivos (Da Cruz, 2008).



Figura 2.5 – Erosão em túnel - *piping* (Da Cruz, 2008).

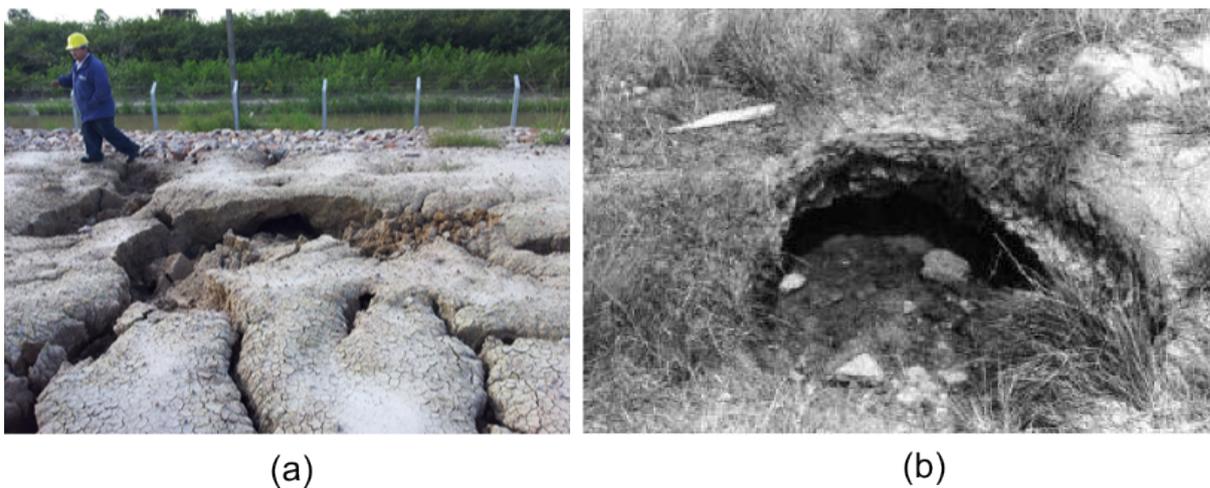


Figura 2.6 – Erosão em túnel - *piping*: (a) Obra: Barragem Subestação 500kV de Villa Hayes, Paraguay; (b) Obra: Barragem de Santa Bárbara, Pelotas/RS (Da Cruz, 2008).



Figura 2.7 – Depressões – *sinkholes* (Da Cruz, 2008).



Figura 2.8 – Desenvolvimento de uma voçoroca - Victoria / Austrália. Adaptado por Da Cruz (2008).

Além das características em campo, as argilas dispersivas são determinadas por meio dos resultados de ensaios padronizados, realizados em amostras representativas, que podem ser divididos em ensaios físicos:

- Ensaio de *Pinhole Test* ABNT - NBR 14114 (1998)
- Ensaio de *Crumb Test* ABNT - NBR 13601 (1996)
- Ensaio de dispersão por Sedimentometria comparativa ABNT - NBR 13602 (1996)

e avaliação da dispersibilidade de solos argilosos, por meio de ensaios químicos em amostras de água intersticial segundo a ABNT - NBR 13603 (1996), empregado para determinar teores de sais na água intersticial do solo.

2.1.2.1 Ensaio de Pinhole Test

Esta metodologia foi proposta por Sherard et al. (1976b) e os critérios de avaliação dos resultados baseiam-se em centenas de ensaios realizados sobre amostras coletadas de aterros, canais e outras obras geotécnicas, nas quais os solos argilosos apresentaram-se tipicamente erodíveis ou resistentes aos efeitos da erosão.

A metodologia deste ensaio é definida pela norma ABNT - NBR 14114 (1998), que busca avaliar, de forma direta e qualitativa, o potencial de dispersibilidade de solos argilosos, pelo fluxo de água destilada através de um pequeno furo feito axialmente, através de um corpo-de-prova padrão (Figura 2.9). O corpo-de-prova pode ser proveniente de um bloco indeformado ou compactado, simulando as condições de campo.

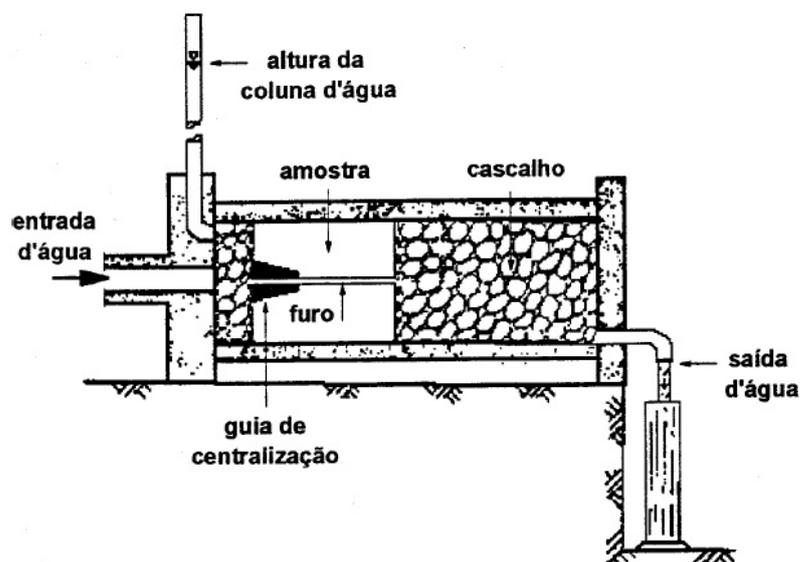


Figura 2.9 – Ensaio *Pinhole Test*. Adaptado de Sherard et al. (1976b).

A classificação do solo quanto à dispersibilidade baseia-se na aparência do efluente, na medição das vazões e nas dimensões finais do furo. A natureza da solução que flui do corpo-de-prova, com imposição de uma diferença de carga hidráulica inicial de 50 mm, fornece a diferença básica entre argilas altamente dispersivas e não dispersivas.

Quando o efluente torna-se turvo, o furo feito no corpo-de-prova tende a se alargar rapidamente, resultando em um aumento da vazão, identificando, desta forma, um comportamento dispersivo do solo. Na situação inversa, ou seja, sem alterações da forma do furo e da vazão, com o efluente levemente turvo, a argila pode ser classificada como levemente a moderadamente dispersiva. A Tabela 2.1 apresenta as seis classes de solos resultantes das análises por meio desta metodologia de ensaio.

Tabela 2.1 – Classificação e padrões de dispersão. Adaptado ABNT - NBR 14114 (1998).

Classificação da dispersão	Carga Hidráulica Tempo parcial				Vazão final através da amostra (mL/s)	Aparência do Efluente	Diâmetro final depois do ensaio (mm)
	Inicial 50 mm	180 mm	380 mm	1020 mm			
D1	5 min				1.50 - 2.00	Escuro	>2.0
D2	10 min				> 1.00	Levemente Escuro	>2.0
ND4	10 min				< 0.80	Levemente Escuro	>1.5
ND3	5 min	5 min			> 2.50	Escuro ou levemente escuro	>2.0
			5 min		> 3.50	Escuro ou levemente escuro	
ND2	5 min	5 min	5 min	5 min	> 5.00	Leve turbidez	
ND1	5 min	5 min	5 min	5 min	< 4.00	Claro	= 1.0

2.1.2.2 Ensaio de Crumb Test

O ensaio de *Crumb test* foi inicialmente proposto por Rallings (1966) e posteriormente modificado por Sherard et al. (1976a). O ensaio possibilita caracterizar susceptibilidade à dispersão de uma amostra associada a solos dispersivos. O inverso, contudo, não é necessariamente verdadeiro, isto é, o ensaio pode indicar que não ocorre dispersão e, no entanto, o solo pode ter um comportamento dispersivo.

Sendo assim, por se tratar de um ensaio cujos procedimentos e equipamentos necessários são muito simples e pelo potencial de indefinição dos resultados, os resultados devem ser objeto de avaliações cuidadosas. Entretanto, é sempre recomendado em fases iniciais de estudo ou de anteprojeto.

No ensaio, são utilizados três béqueres, com capacidade de 200 ml, que são preenchidos com

150 ml de água destilada, tendo como opção também a utilização de uma solução de hidróxido de sódio, com concentração de 1 meq/litro (0,001 normal).

Os torrões de formato aproximadamente esférico são dispostos nestes recipientes, com diâmetros entre 6 mm e 10 mm, preparados a partir de amostras indeformadas ou, então, corpos-de-prova compactados segundo as condições de campo. Após repouso de 1 hora, deve-se observar as reações ocorridas e atribuir o correspondente grau de dispersão à amostra, de acordo com os padrões estabelecidos na Tabela 2.2 e apresentados graficamente na Figura 2.10.

Tabela 2.2 – Graus de dispersibilidade atribuídos no “Crumb Test” segundo ABNT - NBR 13601 (1996).

Grau	Comportamento
1	Comportamento não dispersivo – o torrão (ou CP) de solo pode absorver água, sofrer esborroamento e esparramar-se no fundo do béquer, formando uma pilha achatada, mas não se observa sinal de turvação no líquido;
2	Comportamento levemente dispersivo – há indícios de turvação na água, próximos à superfície do torrão (ou CP);
3	Comportamento moderadamente dispersivo – observa-se uma nuvem de colóides em suspensão, geralmente finos veios espalhando-se no fundo do béquer;
4	Comportamento fortemente dispersivo – observa-se uma nuvem coloidal, geralmente uma película muito fina, cobrindo quase todo o fundo do béquer. Em casos extremos, toda a água torna-se turva.

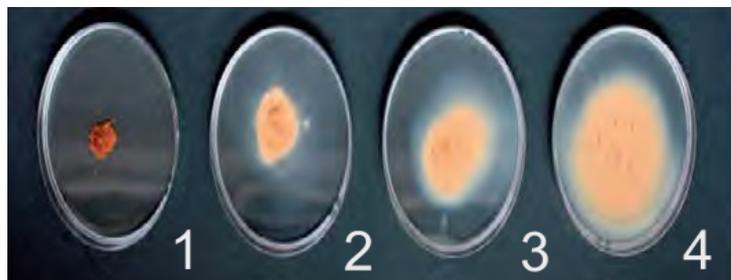


Figura 2.10 – Graus de dispersibilidade atribuídos no “Crumb Test”.

Segundo a ABNT - NBR 13601 (1996), um solo é classificado como não-dispersivo quando se atribui ao comportamento médio dos torrões testados o grau 1 ou 2. Ao contrário, um solo é caracterizado como dispersivo quanto for atribuído grau 3 ou 4.

Holmgren e Flanagan (1977) apresentam um extenso estudo sobre os mecanismos e fatores

intervenientes no “*Crumb Test*”. A reação do agregado no ensaio envolve fenômenos de hidratação, desaeração, fraturamento, expansão osmótica e finalmente dispersão. Os autores assim classificam os tipos de reação das amostras com a inundação:

- sem resposta: amostra mantém-se intacta;
- abatimento (*slumping*): desintegração total da amostra causada por mecanismos de hidratação e desaeração;
- fraturamento: amostra se quebra em fragmentos, mantendo a forma original das faces externas. O principal mecanismo atribuído ao processo é a expansão osmótica e;
- dispersão: amostra possui evidência de dispersão coloidal. As paredes tornam-se difusas e forma-se uma “nuvem” coloidal.

2.1.2.3 Ensaio Sedimentométrico Comparativo – Ensaio de Dispersão SCS

Este ensaio foi proposto originalmente pelo Soil Conservation Service (SCS) dos Estados Unidos. O princípio do ensaio está baseado no conceito de que o solo com características dispersivas irá se comportar, na fase de sedimentação, como se tivesse utilizado um agente dispersor durante o ensaio. O procedimento de ensaio é semelhante ao preconizado pela ABNT - NBR 7181 (1984), diferenciando-se em termos de dois aspectos básicos: não se usa agitação mecânica e não se adiciona agente dispersor na suspensão de solo-água.

O ensaio consiste em se comparar os percentuais (em massa) das partículas com diâmetros menores que 0.005 mm, que são as determinadas de acordo com o procedimento da norma ABNT - NBR 13602 (1996) e os obtidos pela norma ABNT - NBR 7181 (1984), de forma a se obter uma medida da dispersibilidade de solos argilosos, chamada porcentagem de dispersão, de acordo com a seguinte relação: (Figura 2.11).

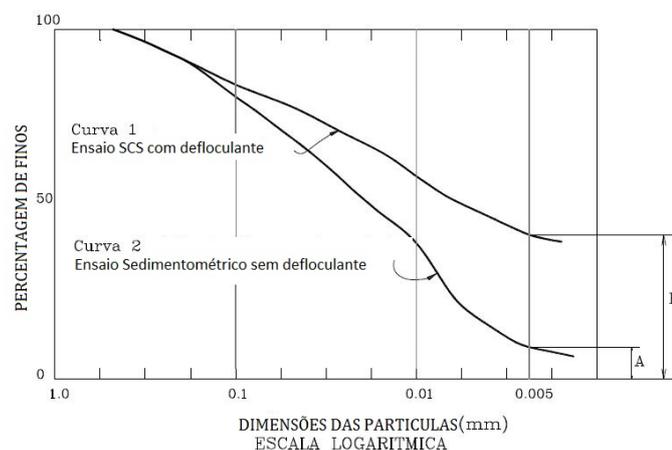


Figura 2.11 – Porcentagem de dispersão pelo ensaio Sedimentométrico Comparativo.

$$PD(\%) = (A/B) * 100 \quad (2.4)$$

sendo:

PD – porcentagem de dispersão, em %;

A – porcentagem, em massa, das partículas com diâmetro menor que $0.005mm$, determinada de acordo com a norma ABNT - NBR 13602 (1996);

B - porcentagem, em massa, das partículas com diâmetro menor que $0.005mm$, determinada de acordo com a norma NBR 7181.

A porcentagem de dispersão igual a 100% indica uma fração argila completamente dispersiva e porcentagem de dispersão igual a zero indica uma fração argila completamente não dispersiva.

2.1.2.4 Ensaio químico para determinar teores de sais na água intersticial do solo

O método de avaliação da dispersibilidade de solos argilosos, através de ensaios químicos, tem o objetivo de determinar a quantidade de sais dissolvidos na água intersticial. A partir de uma amostra de solo, com umidade próxima do limite de liquidez, a água intersticial é retirada mediante o uso de vácuo e um kitassato, até se obter um volume de cerca de 100 ml.

À análise química, feita por espectrofotometria, permite a determinação das quantidades dos cátions presentes de sódio, cálcio, magnésio e potássio, expressas em miliequivalentes por litro (meq/litro).

Desta forma são obtidos três parâmetros de análise por meio das seguintes relações:

- Total de sais dissolvidas (TSD):

$$TSD = Ca^{2+} + Mg^{2+} + Na^{+} + K^{+} \quad (2.5)$$

- Porcentagem de sódio presente (PS ou %Na):

$$PS(\%) = \frac{Na^{+}}{TSD} * 100 \quad (2.6)$$

- Razão de absorção de sódio (RAS ou SAR):

$$SAR = \frac{Na}{\sqrt{0.5 * (Ca + Mg)}} \quad (2.7)$$

Com os valores dos parâmetros TSD e PS caracteriza-se, por meio do ábaco indicado na Figura 2.12, a condição dispersiva, questionável ou não dispersiva do solo ensaiado.

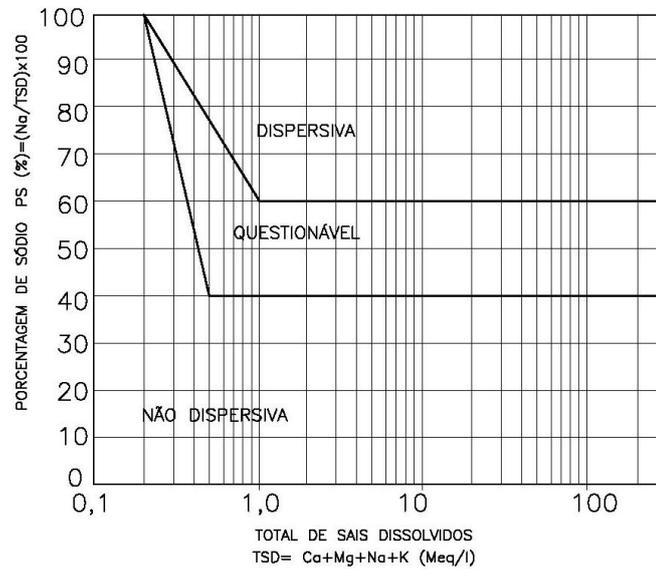


Figura 2.12 – Padrões de dispersão dos solos pelo percentual de sódio e total de sais. Adaptado de Sherard et al. (1976b).

Com os valores de RAS ou SAR, considera-se a condição dispersiva quando este valor seja maior a 2, segundo a Figura 2.13.

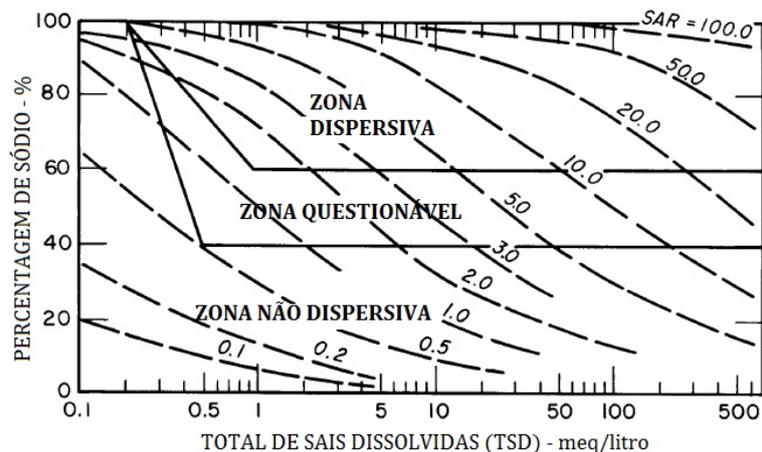


Figura 2.13 – Padrões de dispersão dos solos pelo percentual de sódio e total de sais sobreposto com o RAS ou SAR. Adaptado de Sherard et al. (1976b).

2.1.3 Estabilização de Solos Dispersivos

Segundo Sherard et al. (1976b) mediante a adição de cal em teores em torno de 1% a 4% da massa seca do solo é capaz de transformar um solo dispersivo em não dispersivo. Cuidados específicos devem ser tomados em relação à presença de sulfatos no solo, pois a presença deste íon ocasiona o surgimento do gipsita na forma de gel (gesso), o que causa maior expansão nos solos, impondo-se, então, a necessidade de se promover aumentos da dosagem convencional.

Em um dado solo, quanto maior as quantidades de bases presentes (Ca^{2+} , Mg^{+2} e até mesmo sulfato de alumínio), menor é a quantidade de hidrogênio adsorvido pelos colóides do solo; por consequência, o desbalanceamento de cargas dos minerais é reduzido, pois as bases possuem relações de raio atômico e uma capacidade de reação maior que os íons de sódio disponíveis.

No âmbito das obras do Bureau of Reclamation (EUA) que foram utilizadas argilas dispersivas tratadas com cal, destaca-se a barragem McGee Creek, em Oklahoma, sendo estabelecida uma dosagem de 1,5% a 3% da cal adicionada ao solo (USBR, 1998).

Mello et al. (2002) descrevem que, no canal de irrigação do Baixo Irecê no semi-árido baiano, adotou-se o emprego da adição de cal para reduzir as consequências danosas da dispersão e, consequentemente, os efeitos de piping.

Na barragem de Sobradinho no Brasil, foram realizados estudos de estabilização química com a utilização de sulfato de alumínio - $Al_2(SO_4)_3$. A Tabela 2.3 apresenta os percentuais mínimos de $Al_2(SO_4)_3$, por massa seca de solo, que foram necessários para caracterizar um comportamento não-dispersivo para as amostras submetidas aos ensaios *Pinhole Test*. A Tabela 2.4 apresenta, para as mesmas condições, os resultados obtidos com as amostras submetidas aos ensaios de Crumb Test e sedimentometria comparativa.

Tabela 2.3 – Percentuais mínimos de $Al_2(SO_4)_3$ para estabilização dos solos dispersivos da Barragem de Sobradinho - dados de ensaios *Pinhole Test* Bourdeaux e Imaizumi (1976).

Tipo de Água		Percentual mínimo de adição de $Al_2(SO_4)_3$		
		Carga Hidráulica Aplicada		
Preparação das Amostras	Ensaio	5,0 cm	17,5 cm	38,0 cm
Destilada	Destilada	0,3%	0,7%	0,7%
Natural do rio	Destilada	0,4%	0,6%	0,8%
Natural do rio	Natural do rio	0,3%	0,4%	0,6%

Tabela 2.4 – Percentuais mínimos de $Al_2(SO_4)_3$ para estabilização dos solos dispersivos da Barragem de Sobradinho - dados de Crumb Test e SC Bourdeaux e Imaizumi (1976).

Percentual mínimo de adição de $Al_2(SO_4)_3$	Tipo de água para preparação das amostras			
	Destilada		Natural do rio	
	Crumb Test	Sedimentometria Comparativa	Crumb Test	Sedimentometria Comparativa
0,0	4	100%	4	94%
0,3	3	86%	4	60%
0,4	2	58%	3	40%
0,5	2	48%	3	28%
0,6	1	38%	2	20%
0,7	1	22%	2	46%
0,8	1	22%	1	37%
0,9	1	22%	1	32%
1,0	1	14%	1	16%

Desta forma, foi identificada uma variação dos percentuais de $Al_2(SO_4)_3$ entre 0, 60% a 0, 90%, capazes de estabilizar a argila altamente dispersiva em não-dispersiva. Levando em conta os elevados volumes envolvidos, cerca de $19 \times 10^6 m^3$, a distância de transporte e os custos inerentes à mistura dos materiais, descartou-se a hipótese da estabilização dos solos dispersivos locais por meio da adição com sulfato de alumínio.

2.2 VISÃO GERAL SOBRE A TÉCNICA DO SOLO-CAL

O uso da cal como adição no tratamento de solos é o mais antigo método de estabilização química conhecida segundo Nunez (1991) e citam-se algumas obras antigas como:

- A grande Muralha da China (3.000a.C)
- A cidade bíblica de Jericó
- Construções feitas pelos índios americanos pré-colombianos
- Construções romanas: Santuário de Fortuna (Palestina) - 80AC; Teatro de Pompéia - 55AC; Panteão Romano; vários aquedutos em Roma, Segóvia, Constantinopla e França; construções militares.
- No Brasil: cidades de Diamantina e Ouro Preto (MG) e Parati (RJ).

Utiliza-se uma mistura solo-cal por exemplo quando não se dispõem de materiais que satisfaçam características de resistência, deformabilidade e permeabilidade adequadas ao projeto.

A estabilização com cal é comumente empregada na construção de estradas, sendo geralmente utilizada como base ou sub-base de pavimentos (Ingles e Metcalf, 1972).

Segundo Guimarães (1971), o uso expressivo de solo-cal em rodovias iniciou-se na década de 50. O autor relatou algumas experiências de sucesso em pistas experimentais de solo-cal no Brasil, entre elas:

- Aeroporto de Congonhas (São Paulo) – na área de hangares da Varig ($10.000m^2$) foi construída uma base de solo-cal-agregado, com 6% de cal hidratada;
- Rodovia Curitiba/Porto Alegre (Paraná) – próximo ao $km10$, com 1000 metros de extensão. Foi utilizado um solo siltoso, com 3% e 7% de cal;
- Rodovia Brasília/Fortaleza (Distrito Federal) – proximidades de Sobradinho, foram construídos dois trechos de 150 metros cada e bases com 1% e 3% de cal; item Avenida Sernambetiba – Guanabara (Rio de Janeiro) – trecho de $18km$, com base de 3% a 4% de cal;
- Rodovia Cruz Alta/Carazinho (BR-377/RS) – dois trechos experimentais em solo argiloso com 4% de cal.

Existe uma grande quantidade de pesquisas geotécnicas desenvolvidas sobre o método de estabilização dos solos com adição de cal, sendo no tratamento de solo empregada a cal em duas formas: cal viva (CaO) ou hidratada ($Ca(OH)_2$).

Outra importante aplicação do solo-cal tem sido na proteção de taludes contra a erosão em obras hidráulicas como, por exemplo, no canal de irrigação de Friant-Kern na Califórnia, no qual foi utilizada cal virgem pulverizada (3% a 5%). Tanto no aspecto estanqueidade, como no de estabilidade, o canal, com vazão de $150 m^3/min$, não apresentou nenhuma erosão significativa após um ano de serviços contínuos (Guimarães, 2002).

A técnica de melhoramento do solo também pode ser utilizada nas fundações de edificações de pequeno porte, em solos com baixa capacidade de suporte ou que apresentam baixa estabilidade volumétrica. Tais condições são problemáticas na medida em que podem causar severas patologias na edificação (Ingles e Metcalf, 1972).

Cabe destacar que a grande maioria das pesquisas foram desenvolvidas com solos argilosos. Devido a que os processos físicos e químicos entre a cal e o argilo-mineral podem-se manifestar macroscopicamente, através de modificações na plasticidade, na trabalhabilidade e nas características de compactação, em base ao teor de cal adicionado.

2.2.1 Materiais Utilizados no Solo-Cal

2.2.1.1 Solo

A cal tem pouco efeito em solos altamente orgânicos e também em solos com pouca ou nenhuma quantidade de argila. Sendo mais eficiente em solos argilosos, podendo ser mais efetivo que o cimento em pedregulhos argilosos (Ingles e Metcalf, 1972).

Para verificar qual aditivo mais indicado a ser utilizado na estabilização de solos deve-se levar em consideração a granulometria do solo e a plasticidade. Solos com média a alta plasticidade são mais reativos à cal, a qual aumenta a trabalhabilidade, diminui a expansão volumétrica e aumenta a resistência (U.S. Army Corps of Engineers, 1994).

Thompson (1966) denominou reativos aqueles solos que ao reagirem com a cal sofrem substancial ganho de resistência, qual seja, 345 kN/m^2 , após 28 dias de cura à temperatura de $22, 8^\circ\text{C}$. Solos que apresentam limitada reatividade pozolânica (ganhos de resistência inferiores a 345 kN/m^2) são denominados de não-reativos.

Argilas expansivas apresentam uma resposta mais rápida à adição de cal. Bell (1996) constatou um 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 foi suficiente 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 de mistura solo caulinítico e cal foi sensivelmente superior do que a mistura de solo contendo montmorilonita e cal.

Ormsby e Kinter (1973) constataram, para um solo contendo como principal argilo-mineral a caulinita, que a mistura com cal cálcica apresentou maior resistência à compressão simples que a mistura com cal dolomítica. Quando o principal argilo-mineral presente era a montmorilonita, a cal dolomítica apresentou desempenho um pouco superior. Segundo Bhattacharja et al. (2003), independentemente da fonte de cálcio utilizada, é necessário que uma quantidade equivalente de cálcio seja disponibilizada para as reações pozolânicas. Na cal dolomítica a presença de magnésio reduz a disponibilidade de cálcio por peso unitário, o que poderia ser compensado pela dosagem de um maior teor de cal.

2.2.1.2 Tipos de Cal

Conforme Guimarães (2002), a cal utilizada na estabilização ou melhoria dos solos é produto resultante da calcinação, em temperaturas próximas de 1000°C , de rochas carbonatadas cálcicas e magnesianas existentes na superfície terrestre. Na forma hidratada deve obedecer às determinações da Norma Brasileira NBR 7175.

Na Tabela 2.5 são apresentadas as propriedades com valores médios das cales comercializadas no mercado brasileiro, segundo Guimarães (2002).

Tabela 2.5 – Composição média das cales brasileiras (Guimarães, 2002).

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 OU MAGNESIANA	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 OU MAGNESIANA	51–61	30–37	0,5–4,5	0,2–1,0	0,5–4,8	0,5–4,5	0,05–0,1		–

2.2.2 Reações Solo-Cal

Castro (1995) observa que quando se adiciona cal a um solo fino em presença de água, ocorrem simultaneamente algumas reações químicas. A estabilização química com cal é caracterizada por duas etapas distintas: uma etapa inicial rápida (que dura de horas a dias), e uma outra mais lenta, que pode levar meses a anos.

Alguns fenômenos que podem originar a etapa rápida no processo da interação da cal com um solo fino são: troca catiônica, floculação-aglomeração, compressão da dupla camada elétrica, adsorção de cal e reações químicas.

A fase lenta é caracterizada pelas reações pozolânicas, que proporcionam um aumento da resistência, devido à formação de produtos cimentantes; e pela carbonatação, que é uma reação prejudicial, uma vez que reduz a quantidade de cal disponível para produzir as reações pozolânicas.

Prusinski e Bhattacharja (1999) afirmam que a troca catiônica inicia o processo de estabilização muito rapidamente e é seguida pela floculação e aglomeração. Segundo os autores, a superfície do argilo-mineral é deficiente em carga e, para neutralizar essa deficiência, cátions e moléculas de água são atraídos para a superfície de clivagem carregada negativamente. Isso resultará em uma separação de duas camadas, chamada de dupla camada difusa. Os mesmos autores relatam

que a floculação e aglomeração causam mudanças na textura da argila, pois sua estrutura é alterada de plana e paralela para uma orientação aleatória de partículas.

Thomé (1994) conforme estudo de Grim (1953), afirmou que, assumindo igual concentração, a ordem de adsorção preferencial de cátions comuns, associados com os solos é dada pela série: $Na^+ < K^+ < Ca^{2+} < Mg^{2+} < Al^{3+}$, da direita para a esquerda, ou seja, cátions de menor valência são substituídos por cátions de maior valência. Como a cal é uma fonte de cálcio livre, a sua adição em quantidade suficiente cria uma concentração de Ca^{2+} , que serão adsorvidos na superfície dos argilo-minerais.

Herzog e Mitchell (1963) apud TRB (1987), afirmam que o fenômeno da floculação é causado pelo aumento da concentração eletrolítica da água intersticial, pelo alto pH e pela redução da espessura da dupla camada difusa, através de trocas catiônicas. O mecanismo de troca de cátions é mostrado na Figura 2.14.

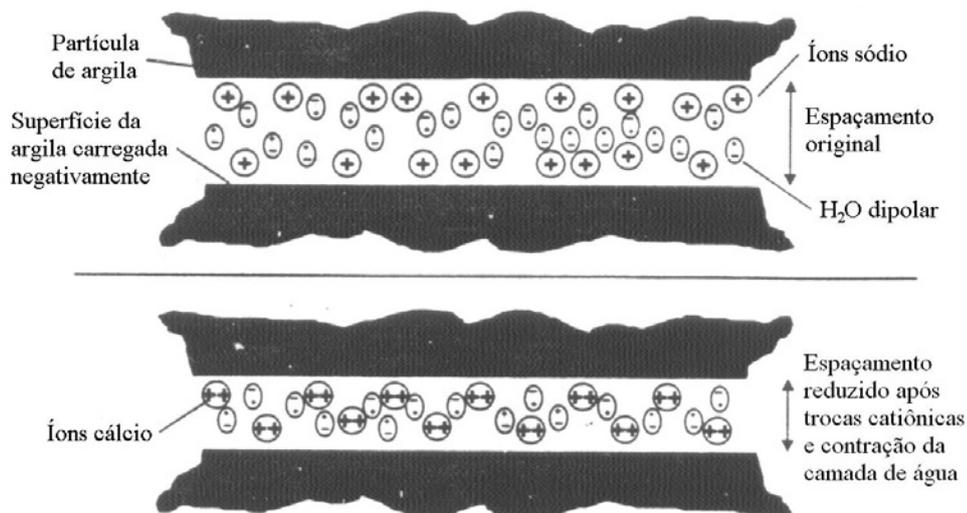


Figura 2.14 – Mecanismo de troca catiônica. Adaptado de Prusinski e Bhattacharja (1999).

As reações pozolânicas são responsáveis pelo contínuo aumento da resistência mecânica de misturas solo-cal. Esse aumento ocorre porque as fontes de sílica, alumina e ferro presentes no solo reagem com a cal e a água, formando diversos produtos cimentantes como por exemplo $CaSiO_3$.

Segundo Rogers e Glendinning (2000), os íons de hidroxilos liberados da cal elevam o pH da mistura a um valor suficientemente alto, de modo que a sílica e a alumina sejam dissolvidas da argila. Essas reações formarão géis de silicatos ou aluminatos hidratados de cálcio. Segundo relato do TRB (1987) esta reação não cessará enquanto houver $Ca(OH)_2$ reagindo e sílica disponível no solo.

Conforme Ingles e Metcalf (1972), os géis de silicato resultantes da reação imediata cobrem e ligam as partículas de argila, bloqueando os vazios. Os géis são cristalizados lentamente e transformados em silicatos hidratados de cálcio bem definidos. Os autores salientam que esta reação só ocorre em presença de água, que tem a função de carregar os íons cálcio e hidroxila para a superfície da argila. Este mecanismo é mostrado na Figura 2.15.

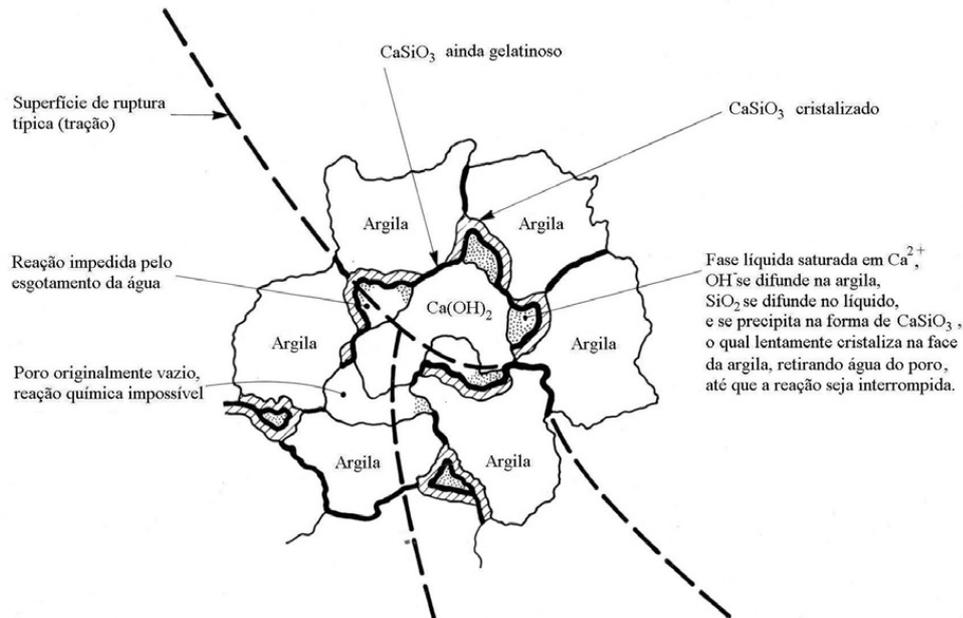


Figura 2.15 – Mecanismo de Estabilização Solo-Cal. Adaptado de Ingles e Metcalf (1972).

2.2.3 Dosagem Solo-Cal

2.2.3.1 Métodos Clássicos

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 e Metcalf, 1972).

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

- Método do pH (Eades e Grim, 1966) – consiste na determinação do teor mínimo de cal que produza um aumento no valor de pH para 12,4;
- Método do ICL (Initial Consumption of Lime) – proposto por Rogers et al. (1997), é uma variação do método do pH, onde o teor mínimo de cal é aquele onde o pH atinge um valor constante (máximo);
- Método do Lime Fixation Point (Hilt e Davidson, 1960) – baseado no limite de plasticidade,

que determina o teor de cal máximo que proporciona melhoria na trabalhabilidade, sem ganhos significativos de resistência;

- Método de Thompson (1966) – que define como reativo um solo que apresente um aumento de resistência à compressão simples de pelo menos $345kPa$ quando estabilizado com cal.

O método do pH apresenta algumas limitações para utilização em solos tropicais e subtropicais. Segundo relato do TRB (1987), estudos de Harty (1970) demonstraram que a porcentagem de cal obtida pelo método do pH, não produz a máxima resistência à compressão nos solos tropicais e subtropicais. Conforme o autor, o método não assegura se a reação do solo com a cal produzirá um substancial aumento de resistência, devendo ser utilizado apenas como referência.

Nunez (1991) ao estudar um solo saprolítico de arenito, observou a impropriedade do 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 (1966) 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. Caberia destacar que nenhum dos métodos é 100% confiável aos efeitos de avaliar a durabilidade da mistura solo-cal, portanto existe uma necessidade de dosagem experimental em campo para estes casos.

A título de ilustração, a Tabela 2.6, adaptada de Ingles e Metcalf (1972), apresenta um indicativo da quantidade de cal a ser adicionada para a estabilização, de acordo com o tipo de solo.

Tabela 2.6 – Previsão da quantidade de cal em função do tipo de solo (Adaptado de Ingles e Metcalf (1972)).

TIPO DE SOLO	TEOR DE CAL PARA MODIFICAÇÃO	TEOR DE CAL PARA ESTABILIZAÇÃO
Pedra finamente britada	2 a 4	Não recomendado
Pedregulho argiloso bem graduado	1 a 3	≥ 3
Areias	Não recomendado	Não recomendado
Argila arenosa	Não recomendado	≥ 5
Argila siltosa	1 a 3	2 a 4
Argilas	1 a 3	3 a 8
Solos orgânicos	Não recomendado	Não recomendado

2.2.3.2 Relação Vazios/Cal

Recentes pesquisas relatam o uso da relação volume de vazios/volume de agente cimentante na previsão do comportamento mecânico de solos artificialmente cimentados, de modo a citar algumas pesquisas temos: Foppa (2005), Lopes Junior (2007), Consoli et al. (2010), Lopes Junior (2011), Consoli et al. (2011), Marques (2015).

Segundo Larnach (1960), como a compactação em solos ou no solo-cimento não consegue expulsar completamente o ar do sistema solo-água-ar ou solo-cimento-água-ar, a resistência não pode ser correlacionada com o fator água/cimento, pois este só se aplica a materiais onde o ar foi totalmente expulso e os vazios existentes estão preenchidos por água, como no caso de argamassas e concretos tradicionais.

Em seu estudo, Larnach (1960) utilizou uma areia fina misturada com uma argila pulverizada na proporção de nove partes da areia para uma de argila. As porcentagens de cimento utilizadas, em relação ao peso do solo seco, foram de 3%, 5%, 11,1% e 17,7%. Para cada porcentagem de cimento foi feita uma série de ensaios de resistência à compressão simples e de flexão em vigotas, moldadas a diferentes teores de umidade e massas específicas aparente secas, ambos determinados a partir das curvas de compactação das misturas de solo e cimento. A relação vazios/cimento utilizada por este autor é definida pela seguinte Equação 2.8:

$$\frac{V_v}{V_{ci}} = \frac{\text{Volume absoluto de vazios (ar+água)}}{\text{Volume absoluto de cimento}} \quad (2.8)$$

Na Figura 2.16, apresenta-se os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples das amostras de solo-cimento curadas previamente por 7 dias. Observa-se um bom ajuste dos dados à relação vazios/cimento.

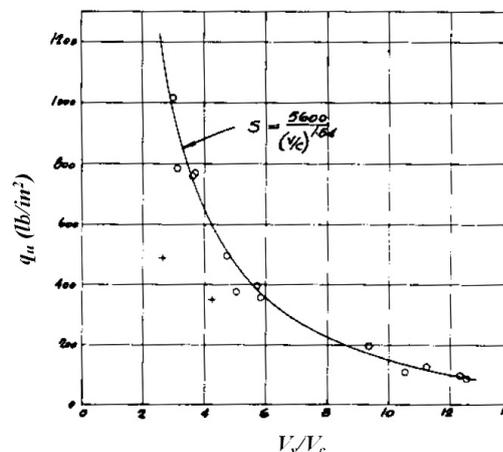


Figura 2.16 – Relação vazios/cimento pela resistência à compressão simples. Adaptado Larnach (1960).

Para Larnach (1960), o uso deste tipo de relação, similarmente ao que ocorre em concreto, pode ser de extrema utilidade para dosagem e controle de execução de misturas de solo-cimento em campo.

Posteriormente o autor Foppa (2005) verificou a mesma tendência obtida por Larnach (1960), tratando uma areia-siltosa com 2%, 3%, 5%, 7%, 9% e 12% de cimento em relação ao peso de solo seco. Para cada porcentagem de cimento foi feita uma série de ensaios de resistência à compressão simples, moldadas a diferentes teores de umidade e massas específicas aparente secas, ambos determinados a partir das curvas de compactação das misturas de solo e cimento. A Figura 2.17 apresenta os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples das amostras de solo-cimento curadas previamente por 7 dias. Verifica-se um bom ajuste dos dados à relação vazios/cimento.

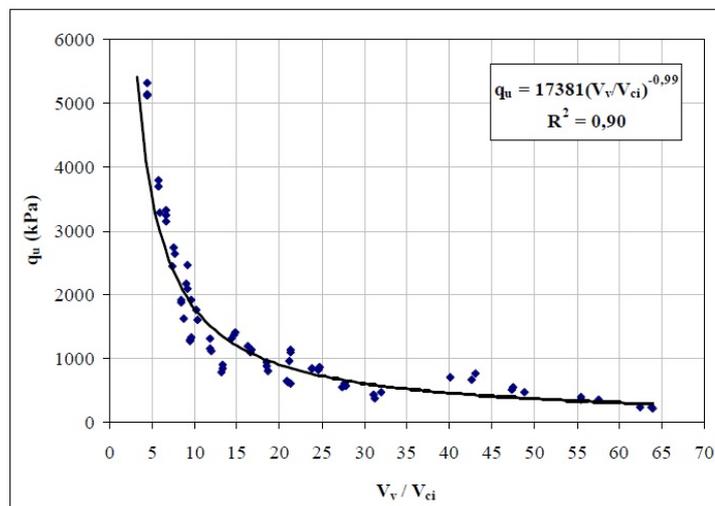


Figura 2.17 – Relação vazios/cimento pela resistência à compressão simples. Adaptado de Foppa (2005).

Consoli et al. (2007) com o objetivo de verificar o comportamento tensão-deformação de corpos-de-prova com mesma relação vazios/cimento, realizaram seis ensaios triaxiais não drenados com tensões de confinamento de 20kPa e compararam com a curva de ajuste dos resultados de resistência à compressão simples obtidos por Foppa (2005). Foram adotados três valores de $\eta/(C_i v)^{0,28}$ (relação entre a porosidade e o teor volumétrico de cimento ajustados por um fator 0.28) para avaliação (20, 25 e 35), como é apresentado na Figura 2.18.

Os autores concluíram que a relação vazios/cimento também fornece bons resultados para a previsão da tensão desvio dos ensaios triaxiais não-drenados. Perceberam também, que a curva de ajuste dos ensaios triaxiais ficou próxima, porém, um pouco acima da curva de ajuste dos ensaios de resistência à compressão simples, devido ao efeito do confinamento (Figura 2.18).

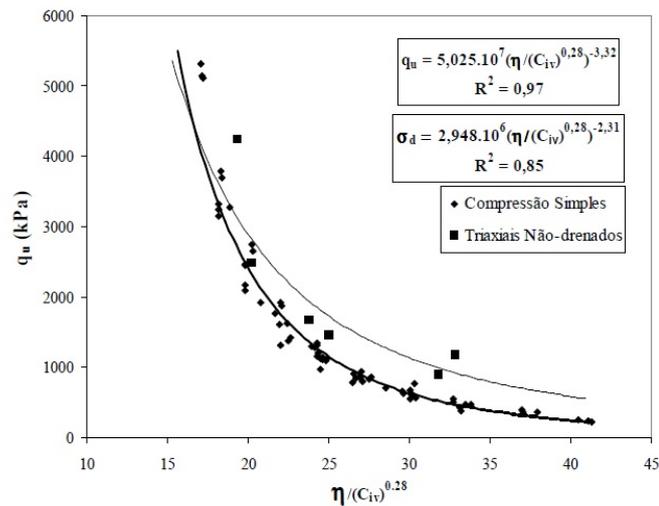


Figura 2.18 – Previsão da tensão desvio através da relação vazios/cimento (Consoli et al., 2007).

Lopes Junior (2007), estudou a relação vazios/cal tratando uma areia-siltosa com resíduo de britagem e as 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 teores de umidade e massas específicas aparente secas, ambos determinados a partir das curvas de compactação das misturas. A Figura 2.19 apresenta os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples das amostras tratadas com cal e com 28 e 90 dias de cura. Verifica-se um bom ajuste dos dados à relação vazios/cal, ajustados por um fator 0,06.

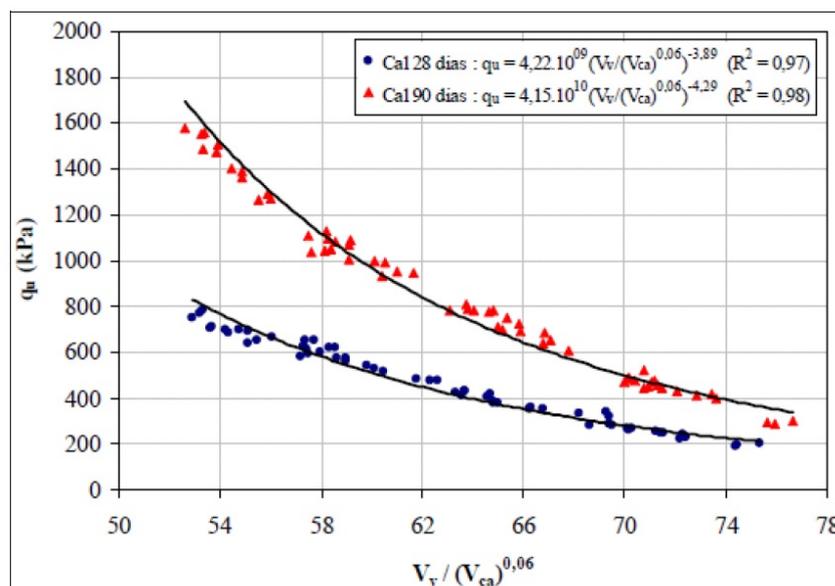


Figura 2.19 – Fator vazios/cal expresso em termos da porosidade e teor volumétrico da cal para amostras com 28 e 90 dias de cura (Lopes Junior, 2007).

Os exemplos de aplicações apresentados demonstram como o projetista pode, utilizando o fator

vazios/agente cimentante, escolher adequadamente a quantidade de cal e/ou cimento e a energia de compactação para proporcionar uma mistura que atenda à resistência necessária para o projeto ao menor custo possível. O fator vazios/agente cimentante pode ser também de extrema utilidade no controle da execução de camadas tratadas com cimento ou cal, na medida em que, constatada uma compactação inferior à prescrita, poderá se estimar com confiabilidade a perda da resistência decorrente deste fato e conseqüentemente medidas corretivas poderão ser tomadas como, por exemplo, o reforço da camada ou ainda, a redução do carregamento transmitido.

2.3 VARIÁVEIS FÍSICAS E QUÍMICAS NO COMPORTAMENTO DO SOLO-CAL

Segundo Ingles e Metcalf (1972) e TRB (1987), Attoh-Okine (1987), a primeira resposta da mistura solo-cal será a redução do índice de plasticidade e melhoria na trabalhabilidade e a segunda será o ganho de resistência através da cimentação das partículas.

Guimarães (1971) afirma que de modo geral, a cal afeta favoravelmente certas propriedades dos solos, o que se reflete em variações das seguintes características físicas: granulometria, plasticidade, contração e retração, umidade de campo, desintegração e compactação, densidade, trabalhabilidade, resistência e permeabilidade.

Consoli et al. (2001), ao estudarem um solo arenoso tratado com cinza volante e cal de carbureto, verificaram que para uma mesma tensão confinante, o aumento da quantidade de cal provoca aumento da resistência de pico e diminuição da deformação na qual o pico é atingido.

Lopes Junior (2007), Lopes Junior (2011) e Dalla Rosa (2009), ao estudarem misturas solo-cal, observaram que o aumento da quantidade de cal provoca um aumento da sua resistência à compressão simples, e também observaram que o aumento do peso específico aparente seco provoca o aumento da sua resistência à compressão simples.

Portanto, com o aumento do peso específico aparente seco, a resistência aumenta e a permeabilidade diminui até um valor mínimo, próximo da umidade ótima, depois começa a aumentar novamente, segundo Ingles e Metcalf (1972).

Para misturas de solo-cal, diversos autores por citar TRB (1987), observa que a umidade ótima aumenta com o aumento do teor de cal, melhorando o “empacotamento” dos grãos.

Lopes Junior (2007) e (2011), estudou misturas de solo residual arenito Botucatu tratadas com cal, e verificou ganhos de resistência para tempos de curas maiores.

Lopes Junior (2007), verificou, ainda, que não existe relação entre a relação água/cal, e a relação

água/cimento versus a resistência à compressão simples para o material estudado. Esse mesmo comportamento, para as amostras com cimento, foi verificado por Foppa (2005). Finalmente estes autores observaram uma boa correlação para prever as resistências não confinadas com a razão da porosidade do solo-agente cimentante (cal ou cimento) e a percentagem volumétrica do agente cimentante e propuseram uma nova metodologia de dosagem como foi apresentado na seção anterior.

2.4 EFEITO MECÂNICO NO COMPORTAMENTO DO SOLO-CAL

Solos estabilizados mediante a adição de cal, constituem-se, em última análise, em um novo material geotécnico artificialmente cimentado. O comportamento mecânico deste novo material, entre outras características, pode diferir, significativamente, daquele que caracteriza o solo natural, não cimentado, uma vez que tenha havido êxito na execução do processo de estabilização.

A seguir são detalhados os efeitos da cal nos parâmetros de resistência, assim como seu desempenho mecânico.

2.4.1 Resistência à Compressão Simples

Ensaio de resistência à compressão simples são utilizados segundo a literatura, quando se deseja verificar a efetividade da estabilização com adição de cal ou analisar fatores que são influentes sobre a resistência de solos tratados. Uma das razões para tal é a experiência acumulada com este tipo de ensaio na área de concretos, além de ser um ensaio de simples e rápida execução, baixo custo, confiável e amplamente difundido no meio técnico.

Segundo Bell (1988), a resistência de misturas solo-cal é influenciada por alguns fatores, tais como: tipo de solo, tipo e quantidade de cal, tempo e temperatura de cura, peso específico aparente seco, umidade de moldagem e tempo de espera entre mistura e compactação.

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 uma cimentação lenta e que depende do tipo de solo (Figura 2.20).

Herrin e Mitchell (1961) afirmaram que não há, aparentemente, um teor ótimo de cal, que produza a máxima resistência em um solo estabilizado. Apontaram o teor e tipo de cal, o tipo de solo, a massa específica, o tempo e tipo de cura, como sendo os principais fatores que influenciam a resistência de misturas de solo e cal.

Ormsby e Kinter (1973) por sua vez, constataram que em solos ricos em caolinita a adição de cal

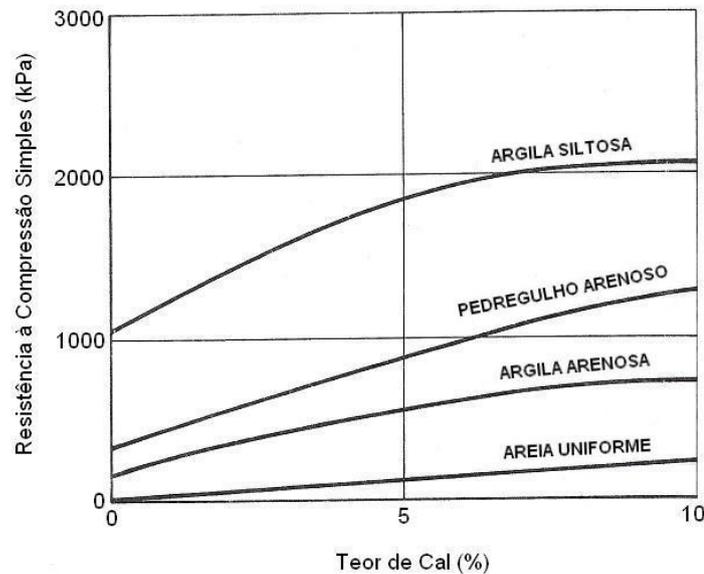


Figura 2.20 – Efeito da quantidade de cal sobre a resistência à compressão simples para alguns solos tratados com cal e curados por 7 dias. Adaptado de Ingles e Metcalf (1972).

cálcica dá maiores resistências do que a dolomítica, sendo a resistência à compressão simples função linear do teor de cal adicionado. Já para solos contendo montmorilonita a relação é uma equação do segundo grau, e os melhores efeitos são obtidos com a adição de cal dolomítica.

O aumento da resistência à compressão simples de misturas solo-cal, com o aumento da energia de compactação, foi observado por Mateos (1964), e afirmou que a resistência das misturas é fortemente influenciada pela temperatura de cura, recomendando a construção de camadas de pavimento estabilizadas com cal no início do verão. Carraro (1997) verificou que a energia de compactação influencia e é de fundamental importância na determinação da resistência mecânica de solos tratados com cal de carbureto e cinza volante.

2.4.2 Resistência à Tração

A resistência à tração do solo-cal é de grande interesse em projetos de pavimentos e tem sido investigada por vários pesquisadores.

Conforme citado por Nunez (1991), Thompson (1975) afirmou que, a resistência à tração por compressão diametral conduz a menores valores que a resistência à tração na flexão. Constatou, também, que o quociente entre a resistência à tração pela resistência à compressão simples das misturas solo-cal estudadas varia de 0,10 a 0,15, independente do tipo e/ou teor de cal. Além disso, Ceratti (1979), ao estudar os efeitos da adição de cal e cinza volante a um solo residual compactado, também constatou uma relação entre 0,10 e 0,13.

Carraro (1997), ao estudar uma mistura de solo arenoso compactado com cinza volante e cal

de carbureto, observou que valores médios de resistência à tração na compressão diametral aumentam com o tempo de cura e que a taxa de crescimento dos diferentes mecanismos de resistência (tração e compressão) é variável com o tempo de cura.

Segundo TRB (1987), estudos de Thompson (1969) demonstraram que o quociente entre a resistência à tração na flexão e a resistência à tração na compressão diametral é em torno de 2. Assim pode-se estimar que a resistência à tração na flexão é 25% da resistência à compressão simples.

2.4.3 Resistência ao Cisalhamento

Existe um entendimento geral que, para uma dada variação de tensões, a resistência ao cisalhamento de solos naturalmente e artificialmente cimentados pode ser representada por uma envoltória reta de Mohr-Coulomb, definida por um intercepto coesivo, que é apenas função da cimentação, e por um ângulo de atrito que parece não ser afetado pela cimentação (Schnaid et al., 2001).

O principal efeito na resistência ao cisalhamento de um solo fino reativo é o de produzir um substancial aumento da coesão; sendo o aumento do ângulo de atrito bem menos expressivo. Considerando as baixas tensões confinantes atuantes no interior de pavimentos flexíveis ou fundações superficiais, o aumento da coesão é da maior importância. Para os solos de Illinois, Thompson (1966) observou que o ângulo de atrito interno de misturas solo-cal variava de 25° a 35° e obteve a seguinte relação entre a coesão (c) e a resistência à compressão simples (RCS):

$$c = 9,3 + 0,292RCS \quad (2.9)$$

Thomé (1994), ao estabilizar um solo classificado como Gley Húmico com 5%, 7% e 9% de cal (teores insuficientes para o desenvolvimento de reações pozolânicas, conforme esse autor), obteve valores de coesão e ângulo de atrito (ϕ), compreendidos entre 13.7kPa e 21.6kPa, e 19.7 e 23.1 respectivamente. O solo natural tinha $c' = 6.1kPa$ e $\phi' = 18.3$.

Consoli et al. (2001), ao verificar o comportamento de um solo silte-arenoso tratado com 4% de cal de carbureto, observaram um acréscimo na coesão de 10kN/m² para 42kN/m² e um acréscimo no ângulo de atrito de 35° para 38°, em relação ao solo natural.

2.5 A SUSTENTABILIDADE NA CONSTRUÇÃO CIVIL

A palavra sustentabilidade tem sido definida por pessoas diferentes e de formas diferentes. Ela é ouvida muito frequentemente nos dias de hoje, especialmente quando se fala de desenvolvimento. Este não pode ser alcançado a qualquer custo e as ações tomadas no presente precisam levar em conta suas consequências imediatas e futuras.

O Relatório Brundtland divulgado pela Comissão Mundial sobre Meio Ambiente e Desenvolvimento (*World Commission on Environment and Development-WCED*) em 1987, define a sustentabilidade como: “satisfazer as necessidades da geração atual, sem comprometer a capacidade das gerações futuras de satisfazerem as suas próprias necessidades”.

Em 1992, a definição de desenvolvimento sustentável foi ainda concretizada durante a Conferência das Nações Unidas sobre Meio Ambiente e Desenvolvimento, no Rio de Janeiro. Nesta conferência Agenda 21 (UNCED, 1993), um programa de ação ambiental e desenvolvimento para o século 21, foi criado. Através deste documento orientador, foi desenvolvido o conceito de sustentabilidade, fundada em suas três dimensões: alvo de solidariedade social, eficiência econômica e de proteção ambiental (Wallbaum et al., 2011). Estas três dimensões podem ser definidas como colunas que carregam o conceito de sustentabilidade com cargas iguais (Figura 2.21). Em outras palavras, o desenvolvimento sustentável só pode ser alcançado através da aplicação simultânea e equitativa dos objetivos ambientais, econômicos e sociais.

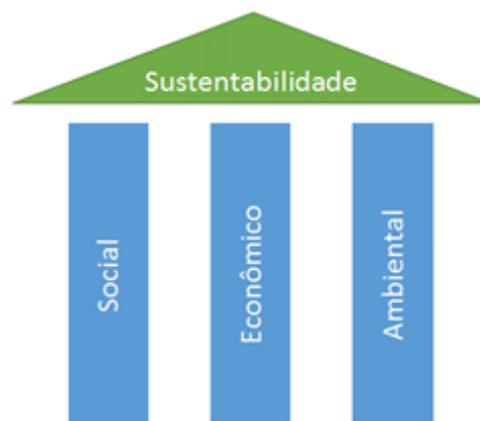


Figura 2.21 – Desenvolvimento sustentável.

A indústria da construção civil por ser um dos maiores da economia ele produz os bens de maiores dimensões físicas do planeta, sendo conseqüentemente o maior consumidor de recursos naturais de qualquer economia (John, 2000).

Segundo o *International Council for Research and Innovation in Building and Construction* (Casagrande, 2008), no âmbito global a indústria da construção civil comporta-se como um modelo de produção, conforme se pode constatar nos dados a seguir:

- 12 -16% de consumo de água;
- 25% da madeira florestal;
- 30%-40% de energia;

- 40% da produção de matéria-prima extrativa;
- 20 - 30% de produção de gases Efeito Estufa;
- 40% do total dos resíduos, dos quais 15% - 30% são depositados em aterros sanitários;
- 15% dos materiais transformam-se durante a execução da obra em resíduos.

Em vista aos dados anteriormente citados, esta indústria precisa um maior enfoque no pilar ambiental, que está associada à eficiência na utilização dos recursos naturais, limitação do consumo de combustíveis fósseis e recursos escassos, controle da geração de resíduos e de poluição, reuso, remanufatura e reciclagem de produtos.

Devida a tal preocupação, o termo construção sustentável foi proposto inicialmente pelo professor Kibert (1994) para descrever as responsabilidades da indústria da construção no que respeita ao conceito e aos objetivos da sustentabilidade. De acordo com Kibert (1994), o conhecimento existente e o diagnóstico à indústria da construção em termos de impactos ambientais revelam que, existe a necessidade de uma mudança para se atingirem os objetivos de sustentabilidade. Como primeira prioridade, dever-se-á referir a necessidade de se analisarem as características da construção tradicional e compará-la com o novo critério sustentável para os materiais de construção, os produtos e os processos de construção.

Na última década, o movimento de inserção da sustentabilidade na construção civil vem se consolidando gradativamente na comunidade científica brasileira e internacional. Isto se deve pelo fato de o macro complexo da Construção Civil configurar-se como uma das mais importantes atividades para o desenvolvimento econômico e social, e, por outro lado, grande geradora de impactos ambientais, quer seja pelo consumo de recursos naturais, pela modificação da paisagem ou pela geração de resíduos (Pinto, 2005). Sua cadeia produtiva (projeto, extração de materiais e fabricação de elementos, construção, manutenção, uso e desuso) carrega em seu macro complexo, a geração potencial de aspectos e impactos ambientais em diversas escalas de abrangência, local, regional ou global (John, 2000; Pinto, 2005; entre outros autores).

2.5.1 Avaliação do Ciclo de Vida na construção civil

A aplicação da Avaliação do Ciclo de Vida, é reconhecidamente de grande valia para o setor da construção civil. Tal situação decorre dos expressivos impactos ambientais produzidos nas diversas fases do processo construtivo, avaliados por meio das repercussões de emissões atmosféricas, consumo de recursos naturais, demandas energéticas e geração de resíduos sólidos e líquidos.

Entretanto, é necessário ressaltar que diversos autores entre eles Cole (2005), Utgikar e Thiesen (2005), destacam a aplicabilidade da metodologia de Avaliação do Ciclo de Vida (ACV), como

ferramenta e método de avaliação de sustentabilidade ambiental de construções. Em vista a aumentar a consciência de responsabilidade ambiental no setor da construção civil, este último autor menciona que esta ferramenta promete fornecer informações ambientais de apoio à tomada de decisões relacionadas à sustentabilidade.

A ACV é essencialmente um instrumento científico qualitativo e quantitativo, que avalia todos os estágios do ciclo de vida e tipos de impactos ambientais direcionados ao produto, com o intuito de levantar e interpretar os aspectos e impactos potenciais envolvidos em todo o processo. Este instrumento permite aprimorar o processo produtivo e os produtos de uma empresa, comparar de uma forma integrada o desempenho ambiental de seus produtos e auxiliar na tomada de decisões da indústria. Isto implica uma definição de prioridades e no desenvolvimento de projetos e processos, fornecer informações referentes aos recursos utilizados no consumo de energia e nas emissões de poluentes, subsidiar as estratégias de marketing (comparação de produtos, rotulagem e declarações ambientais), gerando uma diferenciação na competitividade dos produtos no mercado cada vez mais exigente (Barbosa et al., 2008).

No entanto, para Barbosa et al. (2008), algumas limitações são comuns entre as empresas brasileiras para aplicar a metodologia de ACV. Estas apresentam como principais dificuldades a falta de pessoal adequadamente capacitado, bancos de dados representativos da região e também de incentivos fiscais por parte do Estado, para aquelas empresas que desejam realizar e mudar os pontos críticos identificados por meio dessa análise.

Passuello et al. (2014) mencionam que por ser uma metodologia internacionalmente reconhecida na melhoria da sustentabilidade de processos e produtos, a aplicação da ACV na indústria brasileira promoverá o acesso aos mercados interno e externo, satisfazendo a expectativa de consumidores cada vez mais exigentes em relação ao perfil ambiental dos produtos adquiridos. A aplicação da ACV permite o cálculo do impacto da cadeia produtiva ao meio ambiente e o expressa através de distintas métricas (categorias de impacto), como por exemplo, os impactos sobre recursos energéticos não renováveis (em MJ) e mudanças climáticas (*carbon footprint* ou pegada de carbono, em kg CO_2eq).

2.5.2 Tipos de ACV

Existem dois tipos principais de ACV (Heijungs, 1997; Fischknecht, 1998; Ekvall e ASG 2006; Tillman, 2000; Weidema, 2003), que são descritos a seguir:

- ACVs de consequências: procuram identificar as consequências ambientais de uma decisão ou uma alteração proposta em um sistema em estudo (orientado para o futuro), o que significa que o mercado e as implicações econômicas de uma decisão podem ser levados em conta. ACVs sociais estão em desenvolvimento como uma abordagem diferente ao

pensamento do ciclo de vida destinado a avaliar as implicações sociais e impactos potenciais. ACV sociais devem ser considerados como uma abordagem que é complementar às ACV ambientais.

- ACVs de atribuição: procuram estabelecer os encargos associados à produção e utilização de um produto, ou com um serviço específico ou processo, em um ponto no tempo (geralmente no passado recente).

A seguir apresentam-se as principais técnicas de avaliar os ACV de atribuição de um produto.

2.5.2.1 Berço ao portão (Cradle-to-gate)

Berço ao portão é uma avaliação de ciclo de vida de um produto parcial, considerando a extração de matérias primas (berço) para o portão da fábrica (ou seja, antes de ser transportada para o consumidor).

2.5.2.2 Berço ao Local (Cradle-to-site)

Um estudo Berço ao Local, favorece à definição da energia incorporada de componentes individuais do edifício, como a energia necessária para extrair a matéria-prima, processá-las, montá-las em produtos utilizáveis e transportá-las para o local. Esta definição é útil quando se olha para a escala comparativa de componentes de construção. Um modelo berço ao portão (*cradle-to-gate*) simplesmente descreve a energia necessária para produzir o produto acabado sem nenhuma outra consideração.

2.5.2.3 Berço ao túmulo (Cradle-to-grave)

Berço ao túmulo é a Avaliação do Ciclo de Vida completo, desde a extração de matérias primas (berço), a fase de uso e o descarte final (túmulo).

2.5.2.4 Berço ao berço (Cradle-to-cradle)

É uma avaliação de um tipo específico de berço ao túmulo, onde a fase de descarte final do produto é um processo de reciclagem. Este é um método utilizado para minimizar o impacto ambiental dos produtos através do emprego de produção, operação e práticas sustentáveis de descarte e visa incorporar a responsabilidade social no desenvolvimento de produtos. Nesse sentido, a partir do processo de reciclagem, originar novos produtos idênticos (por exemplo, pavimentação asfáltica com reciclagem de pavimentos).

2.5.3 Etapas de uma ACV

Com base na norma ABNT - NBR 14044 (2009), a ACV tem quatro etapas que são apresentados na Figura 2.22 e listados a seguir:

- i. definição de objetivo e escopo;
- ii. análise de inventário (ICV);
- iii. avaliação de impactos (AICV); e
- iv. interpretação.

O escopo define os meios para atingir os objetivos do estudo. Para esta etapa definem-se a fronteira do sistema ou a abrangência do estudo, especificando quais processos elementares fazem parte do sistema de produto. Também é definido o grau de detalhamento, de acordo com o objetivo e o uso pretendido para o estudo.

Na etapa de ICV é realizado um inventário de dados de entradas e saídas associados ao sistema de estudo. Já a etapa de AICV provê informações adicionais respeito dos impactos associados ao produto/processo em estudo, ampliando o entendimento de sua significância ambiental.

Finalmente, na interpretação, os resultados são sumarizados e discutidos, fornecendo base para conclusões, recomendações e tomada de decisão, de acordo com a definição do objetivo e escopo.

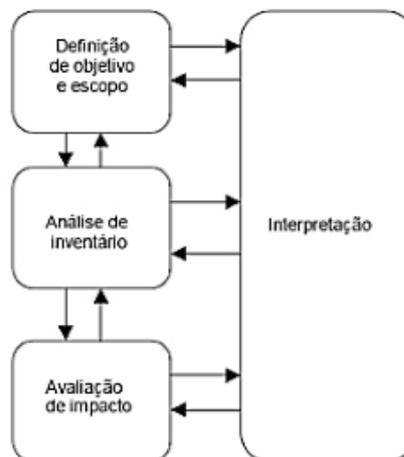


Figura 2.22 – Etapas iterativas de uma ACV. Fonte: ABNT - NBR 14044, (2009)

(i) Definição de objetivos e escopo.

O objetivo do estudo deve conter a aplicação pretendida, as razões para a realização do estudo, o público-alvo e referência à intenção de utilizar os resultados em afirmações comparativas a serem divulgadas publicamente (ABNT - NBR 14044, 2009).

O escopo define uma série de itens necessários para a realização do estudo, tais como: o sistema de produto e suas funções, a fronteira do sistema, a unidade funcional, procedimentos de alocação, metodologia de AICV e impactos a serem avaliados, requisitos de qualidade dos dados, entre outros (ABNT - NBR 14044, 2009).

- Unidade Funcional.

Segundo a ABNT - NBR 14044 (2009) o elemento mais importante na definição do escopo é a especificação da unidade funcional.

A unidade funcional é uma quantidade definida do produto em estudo, usada como referência para calcular seu desempenho. Essa unidade permite que diferentes sistemas de produto com a mesma função possam ser comparados. No caso da ACV relacionada à construção civil, para o cálculo de declarações ambientais de produto, a unidade funcional deve ser baseada (Building Research Establishment, 2013):

- no uso relevante quantificado ou no desempenho característico do produto quando aplicado à construção; e
- na vida útil de serviço do produto, ou na vida útil da edificação, por relacionar o desempenho funcional do produto ao longo de um período relevante (dimensão temporal do estudo).

Especificamente para o caso dos materiais de construção, em que a ACV é conduzida do berço ao portão (*cradle-to-gate*) da indústria, define-se uma unidade funcional, que deve ser medida em unidades de massa, área, comprimento, volume ou itens (Building Research Establishment, 2013). Isso porque o uso dessas métricas facilita a comparação de diferentes materiais de construção pelo projetista.

- Sistema de produto.

Nesta etapa são definidas as condições de contorno do sistema de produto, que determinam os processos unitários que devem ser incluídos na análise. A escolha de elementos do sistema a ser modelado é dependente da definição dos objetivos e do escopo do estudo, das suposições feitas, das limitações de dados e custos, e dos critérios para a eliminação de partes do processo, que devem ser claramente descritos.

De acordo com Rebitzer (2005), a modelagem do sistema de produto pode ser facilitado através de duas estratégias principais, dependentes do objetivo e escopo e dos dados em modelos disponíveis, que são:

- Utilização de modelos ou agrupamentos de dados existentes, ou dados agregados de estudos prévios e bancos de dados disponíveis. Para isso, os resultados devem ser aplicáveis à ACV em questão.

- Simplificação do sistema de produto, focando em itens chave do processo e eliminando a necessidade de uma coleta de dados completa, bem como de modelamento do processo.

- Fronteiras do sistema.

A definição das fronteiras do estudo representa a delimitação da sua abrangência, considerando diversas dimensões. Segundo Tillman e Baumann (1995) as fronteiras de um sistema de produto podem ser provenientes de diversas origens:

- Fronteiras ao sistema natural focando os limites onde seu ciclo de vida se inicia e termina, em relação ao meio natural.
- Em relação a fronteiras de outros sistemas, por exemplo cada sistema de produto tem associado uma rede de outros sistemas, como produção de insumos, obtenção de matérias-primas, co-produtos gerados, etc. Portanto, deve-se delimitar dentro desta rede quais processos serão ou não estudados, sob pena de estarmos tentando abranger um universo demasiadamente amplo.
- Fronteiras Geográficas, onde cada processo será considerado como realizado, uma vez que cada localidade possui características que podem fazer o resultado se tornar inadequado (por exemplo, cada país possui uma matriz energética, e o uso de um modelo de geração do Brasil, por exemplo, é inadequado ao europeu).
- Fronteira Temporal que pode considerar o momento para o qual os dados levantados terão validade, ou seja, se será estudada uma situação atual, passada ou ainda cenários de futuro.

- Procedimentos de alocação.

Segundo Passuello (2007), na prática, poucos processos industriais geram apenas um produto final ou estão baseados em fluxogramas lineares. A maioria dos processos industriais gera mais de um produto, reciclando intermediários e/ou comercializando subprodutos como matéria-prima para outras empresas. Mesmo que estes produtos secundários não sejam de interesse direto no estudo, sua produção contribui para sobrecarga do ambiente. A definição da alocação, etapa final da fase de escopo, é a técnica de determinar como serão distribuídas estas saídas entre os subprodutos.

Na alocação, a repartição dos fluxos de entrada ou de saída de uma unidade de processo no sistema de produto deve possuir especial atenção. Segundo a ABNT - NBR 14044 (2009), os fluxos de materiais e de energia, assim como as liberações ao ambiente associadas, devem ser alocados aos diferentes produtos de acordo com procedimentos claramente estabelecidos, que devem ser documentados e justificados.

- Requisitos de qualidade de dados.

De acordo com a ABNT - NBR 14044 (2009), os requisitos de qualidade dos dados devem ser especificados para que o objetivo e o escopo da ACV possam ser alcançados. Os dados fornecidos pela indústria devem cobrir o período de 1 ano de produção, o qual deve estar documentado, e derivações desse intervalo devem ser justificadas (Building Research Establishment, 2013). Ainda, dados medidos devem ser atualizados a cada 5 anos, e dados estimados, a cada 10 anos. Depois de definidos o objetivo e escopo da ACV, é iniciada a próxima etapa: a análise de inventário.

(ii) Análise de Inventário (ICV).

A segunda etapa do estudo refere-se a coleta de dados de entrada e saída do sistema, envolvendo recursos naturais, energia, produtos, emissões atmosféricas, resíduos sólidos e efluentes líquidos envolvidos no ciclo de vida. É importante salientar que a construção do ICV é iterativa, e com o decorrer dos dados obtidos e conseqüentemente maior conhecimento do sistema, deve-se proceder sempre que necessário a novas definições de meta e escopo.

Nesta etapa é elaborado um fluxograma do sistema em estudo, de modo que as atividades e/ou processos que serão avaliados sejam bem definidos, bem como as fronteiras técnicas do mesmo. Estes dados são compilados e as cargas ambientais do sistema são calculadas e relacionadas à unidade funcional.

É importante que os dados venham de fontes seguras. A qualidade das fontes utilizadas deve ser devidamente esclarecida. Se a qualidade dos dados obtidos não for satisfatória para o cumprimento da meta inicialmente estabelecida, devem-se coletar dados adicionais, para melhorar a qualidade ou redefinir a meta e o escopo do estudo (Passuello, 2007).

De acordo com a norma ABNT - NBR 14044 (2009), a análise de inventário deve incluir: preparação do material para coleta de dados, coleta, validação e agregação dos dados. A seqüência de procedimentos realizados nesta etapa pode ser visualizada na Figura 2.23.

Dentro das fases apresentadas na Figura 2.23, a preparação, coleta e validação dos dados, está relacionada a cada processo unitário dentro dos contornos do sistema e é classificada pela norma ABNT - NBR 14044 (2009) em grupos maiores, conforme segue:

- Entradas de energia, matéria-prima e outras entradas físicas;
- Produtos, subprodutos e resíduos;
- Emissões atmosféricas, descargas na água e no solo;
- Outros aspectos ambientais.

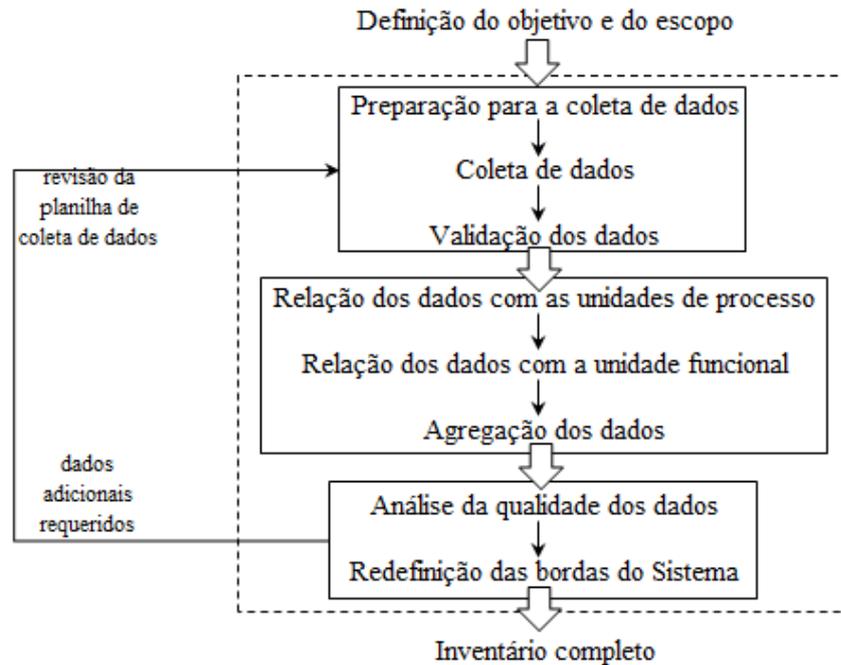


Figura 2.23 – Procedimento simplificado para análise de inventário. Fonte: Passuello (2007).

A validação pode ser realizada à medida que os dados são coletados. Procedimentos de validação comumente utilizados são balanços de massa e energia, e/ou análises comparativas de fatores de emissão.

Na fase de agregação de dados os dados coletados são relacionados às unidades de processo e, por fim, à unidade funcional. Nesta etapa, cabe salientar o cuidado especial que deve ser tomado ao converter todos os dados coletados a uma mesma unidade.

A qualidade dos dados permitem redefinir as bordas do sistema, e finalmente os resultados do ICV formam as bases para a próxima etapa do estudo.

(iii) Avaliação de impactos (AICV).

A avaliação do impacto da ACV, de acordo com a ABNT - NBR 14044 (2009), é dirigida às avaliações da significância de impactos ambientais potenciais, usando os resultados da análise de inventário do ciclo de vida. Em geral, este processo envolve a associação de dados de inventário com impactos ambientais específicos e a tentativa de compreender estes impactos.

Nessa avaliação pode ocorrer a iteração com o objetivo e escopo, para determinar se os mesmos podem ser alcançados, e até mesmo para modificá-los, se for necessário.

Esta etapa pode ser dividida em:

- **Seleção e Definição das Categorias de Impactos:** Podem ser as categorias tradicionais

ou definidas de acordo com as necessidades de cada estudo.

- **Classificação:** Os diferentes tipos de cargas ambientais são agrupados de acordo com os impactos a elas associados. Em determinados casos um tipo de carga ambiental pode estar associado a mais de um impacto, ou vários tipos de cargas ambientais podem estar associadas a um mesmo impacto.
- **Caracterização:** Os resultados do inventário, dentro de cada categoria de impacto, são convertidos em indicadores. Ou seja, usam-se fatores que convertem uma carga ambiental em impacto equivalente.

(iv) Interpretação.

Segundo a ABNT - NBR 14044 (2009) a última fase da ACV é a Interpretação do Ciclo de Vida, fase durante a qual os resultados da análise do inventário e da avaliação de impactos são combinados, de forma coerente, considerando o objetivo e o escopo definidos anteriormente, visando permitir que se estabeleçam correlações e interpretações apropriadas.

A Interpretação do Ciclo de Vida é a etapa na qual os resultados das análises e todas as escolhas e suposições feitas durante todo o estudo são avaliadas e as conclusões gerais são extraídas. Essa etapa ocorre durante todas as etapas da ACV, pois interage com todas elas.

Essa etapa apresenta também o objetivo de entender a confiabilidade e a validade dos dados coletados e das hipóteses realizadas, para que o estudo de ACV possa ter credibilidade e ser usado para seu propósito pretendido.

Avalia os resultados do inventário e da avaliação do impacto para selecionar o melhor produto, processo ou serviço com a compreensão clara das incertezas e hipóteses usadas para gerar os resultados (ABNT - NBR 14044, 2009).

2.5.4 Aplicações da ACV na construção civil

A indústria da construção, de acordo com Silva (2003), tem usado a ACV direta e indiretamente, por exemplo, para avaliação de materiais de construção, rotulagem ambiental de produtos e certificação ambiental.

A proposta de utilizar a ACV é de criar um banco de dados com inventários elementares de diferentes materiais, produtos e componentes de mesma função ou não, utilizados na construção civil. Dessa forma, torna-se possível avaliar os impactos do ciclo de vida de cada obra e na concepção do projeto será possível escolher os materiais com melhor desempenho ambiental. Nesse sentido, Soares et al. (2006) destaca que na construção civil há uma grande variedade de campos de aplicação da avaliação do ciclo de vida desde edificações até elementos construtivos.

Dentro da área de edificações, Soares et al. (2002) desenvolveram uma análise do ciclo de vida de 1 m² de tijolos (com 1,5 cm de rejunto), telhas e revestimentos cerâmicos (sem rejunte), da extração da argila até o carregamento do caminho para expedição. Os inventários foram levantados em um ciclo de produção completo em quatro empresas e comparados. Concluíram que o fluxo de material depende, principalmente, da condição tecnológica da fábrica, da estrutura gerencial e ao fluxo de produção.

Por outra parte, existem estudos que geralmente empregam a avaliação do ciclo de vida (ACV) para avaliar diferentes categorias de impacto. Esses estudos utilizam esta metodologia para comparar os materiais convencionais versus os mais sustentáveis e quantificar seus desempenhos ambientais, por exemplo Meliá et al. (2014). Outros se concentram em um material específico, para avaliar o seu impacto ambiental usando um ou mais indicadores. Por exemplo Reddy e Kumar (2010) em seu estudo investigaram a energia incorporada da estabilização com cimento em paredes de terra e avaliaram a energia envolvida no transporte e compactação, além do conteúdo energético do cimento.

Recentes trabalhos por exemplo de Biswas (2014), estudam todas as fases que compõem a construção de edificações, fornecendo recomendações de melhora para as fases que são as principais causantes das maiores emissões de gases de efeito estufa dentro do processo da construção.

As tendências recentes mostram também, que a sustentabilidade é levada em conta na construção e operação de rodovias. Muench (2010) mostra em seu estudo que a cada ano, os Estados Unidos gasta cerca de U\$ 100 bilhões de construção de rodovias, e que a energia gasta durante a construção da estrada é aproximadamente equivalente à utilizada pelo tráfego operando no estabelecimento, para 1 ou 2 anos.

Santero et al. (2011) compilou 15 estudos de ACV realizados em rodovias desde 1996 desde o princípio do 2010 realizados em Austrália, Canada, Finlândia, Coreia, Suíça, UK e USA com o objetivo de identificar a qualidade do sistema de produto. As principais conclusões encontradas foram que:

- A extração e produção de materiais foram incluídas por todas as análises.
- Os transportes dos materiais são pouco considerados nos estudos.
- Os equipamentos para a construção foram levados em conta na maioria dos estudos
- A fase de uso é desprezada
- A manutenção é levada em conta com uma serie simplificações durante o período de análise.

- A técnica de reciclagem de pavimento não é levada em conta pela maior parte dos estudos.

Baseando-se nos resultados anteriores, Santero et al. (2011) comprovou que a inclusão das desconsiderações nos processos das ACVs, em certas análises, muda a utilidade dos resultados, devido a que os elementos omitidos normalmente contribuem significativamente no ciclo de vida e mudam potencialmente as conclusões do estudo. Muench (2010) e Chan et al. (2011) também identificaram a falta de uma boa abordagem para conduzir a projetos adequados de ACV em rodovias.

Zhang et al. (2010) estudaram a ACV de três opções de recapeamento com, (a) Compósitos Cimentícios, (b) Concreto com cimento Portland, e (c) mistura asfáltica usinada a quente (HMA), para um pavimento trincado de concreto, considerando para a análise, 40 anos de vida útil e sua respectiva manutenção.

Biswas (2013) mostrou em seu estudo através da análise de ACV, uma comparação entre dois cenários, uma com materiais virgens, e a outra com materiais reciclados, para aplicação na pavimentação, encontrando que a reciclagem ajuda na mitigação das emissões de carbono.

Duggan et al. (2015) estudaram a construção de uma rodovia sobre solo melhorado (turfa e agente cimentante), a análise da ACV realizada envolveu os processos de produção de materiais constituintes da construção do solo melhorado, transporte e máquinas utilizadas em cada processo, bem como os fatores mais desconhecidos, como a drenagem da turfa, sistemas de drenagem, restauração, estabilidade de taludes e eliminação da vegetação/floresta, no qual fornece uma dosagem de melhoramento de solo ligado a um impacto ambiental.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Esta pesquisa possui três objetivos fundamentais. O primeiro é analisar a dispersabilidade das misturas solo-cal em estudo. O segundo é verificar a aplicabilidade da relação vazios/cal na estimativa da resistência à compressão simples, da resistência à compressão diametral e compressão triaxial das misturas de solo-cal. O terceiro e último objetivo é analisar as energias incorporadas das misturas de solo-cal e concluir desde o ponto de vista ambiental.

As variáveis da presente pesquisa podem ser classificadas em três grupos: fatores controláveis, fatores constantes e variáveis de resposta.

Os fatores controláveis são:

- *Peso específico do solo-cal*: expressa através da porosidade (η) inicial de moldagem ou do peso específico aparente seco (γ_d) da mistura compactada;
- *Quantidade de cal (L)*: massa de cal dividida pela massa de solo seco, expressa em percentagem;
- *Tempo de cura para a mistura*: 7 dias, 28 dias e 60 dias;

Os fatores constantes são:

- *Tipo de solo*: solo argiloso dispersivo;
- *Tipo de agente cimentante*: cal Primor Extra;
- *Teor de umidade (ω)*: 13% de massa de água (a) dividida pela massa de material seco (solo + cal), expresso em porcentagem;
- *Temperatura durante a moldagem*: $21^\circ \pm 2^\circ C$;

As variáveis dependentes são as variáveis de resposta do experimento:

- *Grau de Dispersabilidade*: que pode ser expressa através da classificação de ensaios físicos que variam desde não dispersivos (classe ND1) a fortemente dispersivos (classe D1) ou expressa através da classificação de ensaios químicos (RAS ou SAR) proposta por Sherard et al. (1976b);

- Resistência à compressão simples (q_u);
- Resistência à compressão diametral (q_t);
- Parâmetros de Resistência (c') e (ϕ');
- Energia incorporada das misturas: expressa em Mega Joules (MJ).

Este programa experimental foi dividido em cinco etapas. Na primeira etapa, foram realizados os ensaios de caracterização física e química do solo dispersivo e da cal, com o intuito objetivo de classificar os materiais e estabelecer as propriedades necessárias para o desenvolvimento da pesquisa.

A segunda etapa consiste na realização de ensaios de *Pinhole Test* das diferentes misturas. Esta etapa tem como objetivo classificar as misturas de solo-cal enquanto a sua dispersabilidade em função à adição da cal.

A terceira etapa consiste na realização de ensaios de resistência à compressão simples e de ensaios de resistência à compressão diametral sobre os pontos de moldagem pré-estabelecidos de acordo com o programa de ensaios no item 3.4. Esta etapa tem por objetivo avaliar a influência de cada uma das variáveis investigadas sobre a resistência à compressão simples e resistência à compressão diametral do solo-cal em estudo.

A quarta etapa consiste na realização de ensaios à compressão triaxial. Esta etapa tem por objetivo avaliar a aplicabilidade da relação de vazios/cal para a determinação de parâmetros de resistência das misturas de solo-cal em estudo.

A quinta e última etapa consiste em avaliar a energia incorporada das misturas de solo-cal em estudo através da ferramenta de análise de ciclo de vida (ACV) do tipo berço ao local.

A Tabela 3.1 apresenta as etapas do programa experimental, bem como o tipo e número de ensaios que foram realizados em cada etapa.

Tabela 3.1 – Etapas e Ensaios do Programa Experimental

Etapa	Material	Tipo de Ensaio	Nº de Ensaios
Ensaios de Caracterização	Solo	Massa Específica Real dos Grãos	3
		Análise Granulométrica	2
		Limite de Plasticidade	1
		Limite de Liquidez	1
		Determinação de Matéria Orgânica	1
		Compactação	2
		Ensaio <i>Crumb</i> (In Situ)	1
		Químico (Teor de Sais na Água Intersticial)	1
		Ensaio <i>Pinhole</i>	1
	Cal	Análise Física e Química	1
Dosagem Cal	Solo-Cal	Método <i>Lime Fixation Point</i>	1
Resistência Mecânica	Solo-Cal	Resistência à Compressão Simples	85
		Resistência à Compressão Diametral	35
		Ensaio Triaxial	3
Dispersibilidade	Solo-Cal	Ensaio <i>Pinhole Test</i>	3
	Solo-Cal	Ensaio <i>Pinhole Test</i>	27
Energia	Solo-Cal	Energia de Compactação	6

3.2 MATERIAIS

3.2.1 Solo

O solo utilizado no presente trabalho é um solo registrado como sedimentar quaternário segundo REDIEX (2009), localiza-se numa região denominada Baixo Chaco. (Figura 3.1).

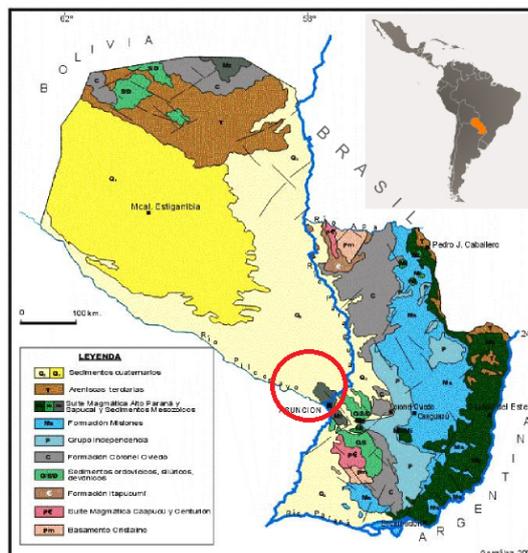


Figura 3.1 – Mapa geológico do Paraguai extraído de (REDIEX, 2009), ressaltando em círculo a localização do Baixo Chaco

É um solo que cobre uma extensa área do território da região ocidental do Paraguai, sendo esta região de relevante importância econômica; possui algumas 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. A jazida, onde foi coletada a amostra, situa-se às margens da Rodovia *Ruta Nacional N 12 "Vice Presidente Sánchez Vice Pdte. Sanchez"*, da localidade de Villa Hayes, município de Presidente Hayes (Figura 3.2).

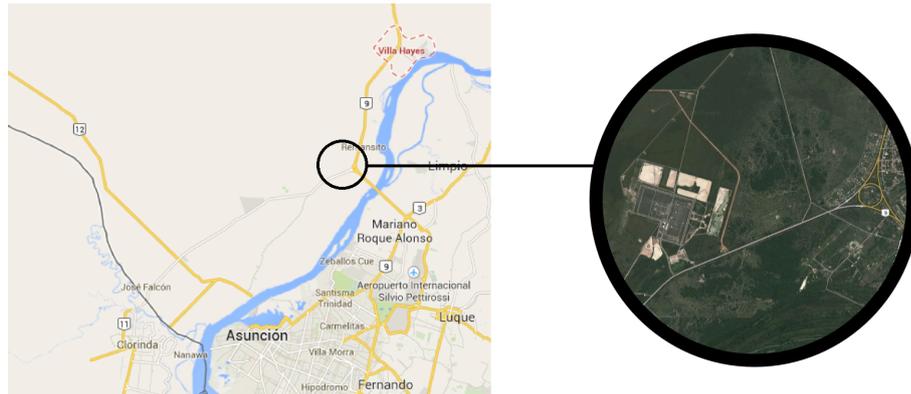


Figura 3.2 – Localização da jazida

A curva granulométrica do solo dispersivo para confecção de todos os corpos-de-prova desta pesquisa, é apresentada na Figura 3.3. Nesta figura, observa-se uma curva granulométrica determinada por granulometria laser e a outra por granulometria por sedimentação com uso de defloculante. A justificativa de fazer duas curvas granulométricas, é mostrar que a determinação da curva granulométrica por granulometria laser seria mais adequada para solos granulares. Sendo que para solos argilosos, a determinação pelo laser, não identifica se é uma partícula de argila ou um conjunto de partículas de argila ligadas entre si. Porém, o uso de defloculante permite separar as partículas de argilas e obter uma melhor classificação granulométrica.

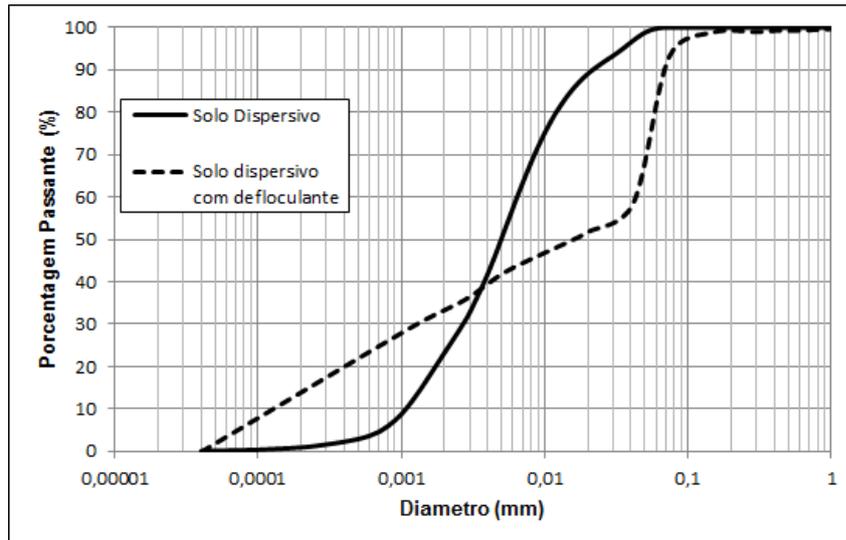


Figura 3.3 – Curva granulométrica da amostra de solo dispersivo

Os resultados da caracterização das propriedades físicas e químicas do solo são apresentados nas Tabelas 3.2, 3.3 respectivamente, e na Figura 3.4, apresenta-se sua classificação segundo Sherard et al. (1976b).

Tabela 3.2 – Propriedades físicas do Solo Dispersivo. (Elaboração própria)

Propriedades	Valores	Norma	Observações
Limite Liquidez (LL)	43	NBR 6459/84	
Limite de Plasticidade (LP)	19	NBR 7180/84	
Índice de Plasticidade (IP)	24	-	
Peso Específico Real dos Grãos (G)	27,36 kN/m ³	NBR 6508/84	Média de 3 determinações
% Passante Peneira #200	93%	NBR 6502/95	Com uso de defloculante
% de Areia fina (0,06 < ϕ < 0,2 mm)	20%		
% de Silte (0,002 < ϕ < 0,06 mm)	46%		
% de Argila (Φ < 0,002 mm)	34%		
% Matéria Orgânica	1,33%	NBR 13600/96	
Dispersibilidade (Crumb Test)	Grau 4	NBR 13601/96	Realizado em campo
Dispersibilidade (Pinhole)	ND4	NBR 14114/98	Dispersibilidade Intermediária

Tabela 3.3 – Propriedades químicas do Solo Dispersivo.

Parâmetros	Valor
Na (mEq/L)	13,90
K (mEq/L)	0,50
Ca (mEq/L)	0,60
Mg (mEq/L)	0,20
TSD (Total de Sais Dissolvidos)	15,20
PS = (Na/TSD)x100	91,4%
RAS ou SAR (Razão de Absorção de Sódio)	21,98
pH	8,24

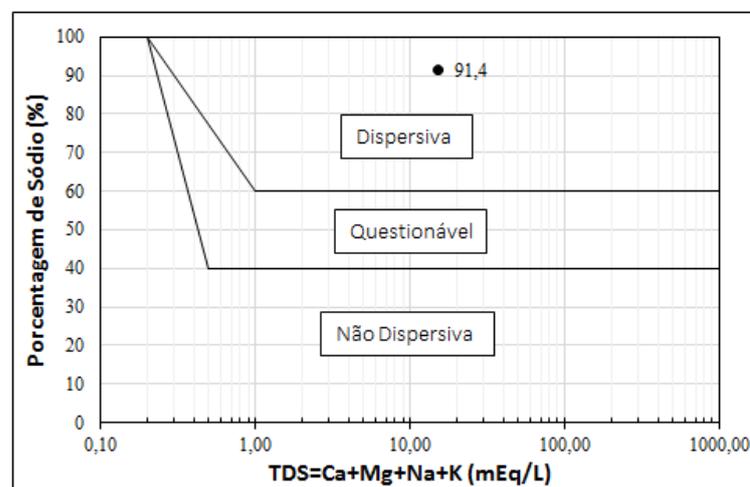


Figura 3.4 – Classificação do Solo segundo Sherard et al. (1976b).

Os resultados da análise química mostraram os conteúdos de sais dissolvidas nas águas dos poros da argila: 13,9 mEq/l de Sódio (Na), 0,5 mEq/l de Potássio (K), 0,6 mEq/l de Cálcio (Ca) e 0,2 mEq/l de Magnésio (Mg). O total de sais dissolvidas (TDS) é 15,2 mEq/l, com uma percentagem de sódio (PS) sobre o total de 91,4%. De acordo com Sherard et al. (1976b), a relação entre as sais dissolvidas na água intersticial da argila e a dispersão de amostras de solo medidas em laboratório com o *Pinhole Test*, mostra que solos com TDS maiores que 1,0 mEq/l e PS maiores que 60%, que envolve a argila estudada e pode ser considerado dispersivo. O mesmo autor relata que padrões de dispersão nos solos pelo valor de razão de absorção de sódio (RAS) maior a 2, considera-se um solo dispersivo, neste caso a argila estudada tem um valor de (RAS) igual a 22, considerando-se uma argila dispersiva.

Este solo, pode ser classificado como uma argila de baixa compressibilidade (CL) de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) (ASTM D 2487, 2011).

3.2.2 Cal

A cal utilizada no trabalho foi uma cal hidratada dolomítica, comercialmente chamada de “*Primor Extra*”, produzida na cidade de Caçapava do Sul - RS. Os ensaios para determinação da massa específica da cal seguiram as recomendações da (ABNT - NBR NM 23, 2001). Obteve-se o valor médio de $2,60 \text{ g/cm}^3$.

3.2.3 Água

A água utilizada para a moldagem dos corpos-de-prova foi água destilada.

3.3 MÉTODOS

3.3.1 Coleta de Amostras

A amostragem do solo foi executada na região onde localizam-se solos dispersivos. A extração do solo foi realizada mediante escavação com ferramenta mecânica a 2 metros de profundidade. Posteriormente, foi realizado um ensaio *in situ* (*Crumb Test*) para conferir as propriedades dispersivas do solo e se elas se mostravam satisfatórias.

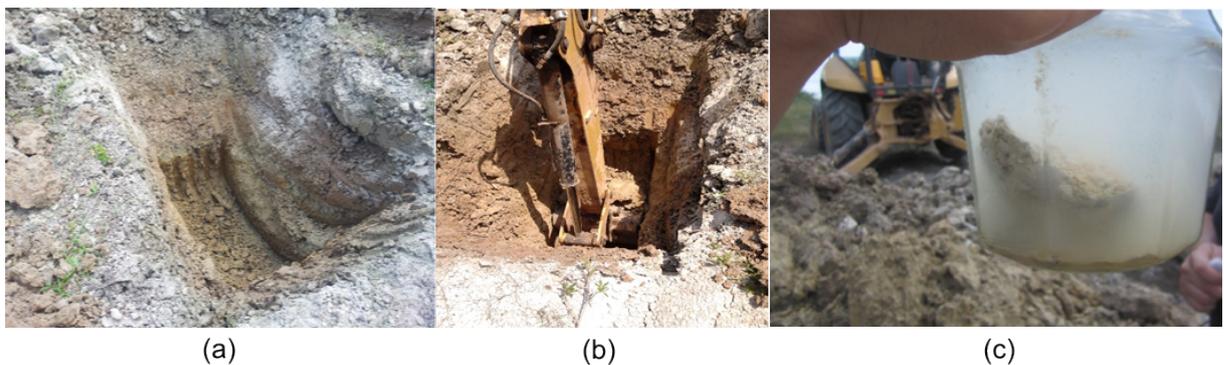


Figura 3.5 – (a) Coleta de Amostras (b) Escavação com ferramenta mecânica (c) Ensaio *in-situ*

A coleta foi realizada no estado deformado em quantidade suficiente para a realização de todos os ensaios previstos. Tomou-se cuidado de evitar sua contaminação por matéria orgânica. A amostra foi armazenada e transportada em sacolas plásticas adequadamente vedadas.

A cal, adquirida em embalagem de 20 kg , foi armazenada em recipientes de vidro, com capacidade de 4 litros cada. Os recipientes de vidro foram vedados para evitar a carbonatação prematura com sua exposição ao ar.

3.3.2 Preparação das Amostras

A preparação das amostras de solo, para os ensaios de caracterização e para a moldagem dos corpos-de-prova, envolve os seguintes procedimentos:

- secado ao ar,
- destorroamento e peneiramento na peneira $N^{\circ}4(4.8mm)$ a fim de fazer o ensaio de compactação,
- peneiramento na peneira $N^{\circ}10(2.0mm)$ para a moldagem dos corpos de prova para os ensaios de compressão simples, ensaios de compressão diametral, ensaios triaxiais e ensaios de *Pinhole Test*,
- peneiramento na peneira $N^{\circ}40(0.42mm)$ para os ensaios de Limites de Atterberg e Difratograma de Raios X.

As amostras assim preparadas eram armazenadas até a data da sua utilização em sacolas plásticas, devidamente identificadas e vedadas.

3.3.3 Ensaio de Caracterização

Para a caracterização do solo, utilizaram-se os ensaios de granulometria, massa específica real dos grãos, limites de liquidez e plasticidade, compactação e determinação do teor de umidade.

As determinações do teor de umidade do solo seguiram os procedimentos descritos pela norma ABNT - NBR 6457.

A determinação da massa específica real dos grãos do solo e da cal seguiu o método descrito pela ABNT - NBR 6508 (1984).

A obtenção dos limites de liquidez e de plasticidade do solo seguiu os métodos descritos nas normas brasileiras ABNT - NBR 6459 (1984) e ABNT - NBR 7180 (1984), respectivamente.

Os procedimentos descritos pela ABNT - NBR 7182 (1986) foram utilizados para o ensaio de compactação.

Para a análise de sais dissolvidas nas águas de poro do solo, foram empregados os procedimentos do U.S. Soil Conservation Service que são descritos conforme a norma ABNT - NBR 13603 (1996). Neste procedimento para as determinações de Sódio e Potássio, realizou-se fotometria de chama, e para as determinações de Cálcio e Magnésio, utilizaram-se reativos específicos

por espectrofotometria. As duas análises químicas foram realizadas pela consultora INYMA CONSULT.

A determinação do teor de matéria orgânica, foi realizada pelo Laboratório de Materiais Cerâmicos (LACER), seguindo a ABNT - NBR 13600 (1996). Este método, para a determinação do teor de matéria orgânica dos solos, realiza-se por queima em mufla, à temperatura de $(440 \pm 5)^{\circ}\text{C}$, sendo o material previamente seco em estufa, à temperatura de 105°C a 110°C .

3.3.4 Moldagem e Cura dos Corpos-de-Prova

A moldagem dos corpos de provas para os ensaios de resistência à compressão simples, resistência à compressão diametral e ensaios triaxiais foram realizados em um molde cilíndrico tripartido de aço com dimensões suficientes para confecção de amostras com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. A confecção dos corpos-de-prova foi realizada através dos procedimentos de pesagem, mistura, compactação, desmoldagem, acondicionamento, armazenagem e cura.

Após a pesagem dos materiais (solo, cal e água) com uma precisão de $0,01\text{g}$, o solo e a cal foram misturados com o auxílio de uma espátula metálica, até chegar a uma mistura uniforme. Posteriormente foi adicionada a água, continuando o processo de mistura até uma adequada homogeneização.

A quantidade de cal necessária para cada mistura foi calculada em relação à massa de solo seco utilizada, a quantidade de água (teor de umidade) em relação à soma das massas de solo seco e de agente cimentante. A quantidade total de mistura permitia a moldagem de um corpo-de-prova e uma sobra para determinação do teor de umidade.

Após a mistura dos materiais, a quantidade de solo-cal necessária para confecção de um corpo-de-prova foi dividida em três partes iguais, armazenadas em recipientes com tampa para evitar a perda da umidade, para posterior compactação.

Ao final deste processo, três pequenas porções da mistura foram retiradas e colocadas em cápsulas para determinação do teor de umidade. A média dos três teores de umidade medidos foi adotada como sendo o teor de umidade de corpo-de-prova.

A amostra foi compactada estaticamente em três camadas no interior de um molde de aço tripartido, devidamente lubrificado, de maneira que cada camada atingisse as especificações de teor de umidade e peso específico aparente seco, tomando-se o cuidado de escarificar levemente os topos acabados da primeira e da segunda camada para aumentar a integração entre as camadas superpostas. Após a compactação foi feito o furo padronizado no corpo-de-prova.

Concluído o processo de moldagem, o corpo-de-prova foi imediatamente extraído do molde, sua

Rubén Alejandro Quiñónez Samaniego (ale_quinonez@hotmail.com) - Dissertação de Mestrado - Porto Alegre - PPGEC/UFRGS (2015)

massa e medidas (diâmetro e altura) devidamente anotados com resolução de $0,01g$ e $0,01mm$ respectivamente, e acondicionado em uma sacola plástica adequadamente identificada e vedada para evitar variações significativas do teor de umidade.

Os corpos-de-prova assim obtidos foram, então, armazenados e curados por um período de até 60 dias em um ambiente com temperatura e umidade controladas (temperatura de $21^{\circ} \pm 2^{\circ}C$). Para considerar os corpos-de-prova aptos para ensaios foram aceitas as seguintes tolerâncias:

- Massa específica aparente seca (γ_d): $\pm 1,0\%$ do valor alvo.
- Teor de umidade (ω): valor especificado $\pm 0,5$ pontos percentuais. Exemplo: para $\omega = 13\%$ foram aceitos valores compreendidos entre $12,5\%$ e $13,5\%$.
- Dimensões: diâmetro $50 \pm 0,5mm$ e altura $100 \pm 1mm$.

A Figura 3.6 apresenta o aspecto do corpo-de-prova moldado de acordo com os procedimentos acima descritos.



Figura 3.6 – Corpo-de-Prova moldado

A moldagem dos corpos de provas para os ensaios de *Pinhole Test*, foi realizada em um molde cilíndrico de aço com dimensões suficientes para confecção de amostras com $33mm$ de diâmetro e $38mm$ de altura. A confecção dos corpos-de-prova foi realizada através dos procedimentos de pesagem, mistura, compactação, desmoldagem, acondicionamento, armazenagem e cura.

A pesagem, mistura, armazenagem e cura seguem os mesmos procedimentos anteriormente mencionados.

Após a mistura dos materiais, a quantidade de solo-cal necessária para confecção de um corpo-de-prova foi dividida em 5 partes iguais, armazenadas em cápsulas e estas a sua vez em recipientes com tampa para evitar a perda da umidade, para posterior compactação manual. Após a compactação de cada camada, tomou-se cuidado de escarificar levemente os topos entre camadas para aumentar a integração entre as camadas superpostas.

Concluído o processo de moldagem, o corpo-de-prova foi imediatamente pesado no molde, conhecidas a tara do molde, obtém-se sua massa. Em seguida foi acondicionado em uma sacola plástica adequadamente identificada e vedada para evitar variações significativas do teor de umidade. A Figura 3.7 apresenta o aspecto de um corpo-de-prova moldado de acordo com os procedimentos acima descritos.

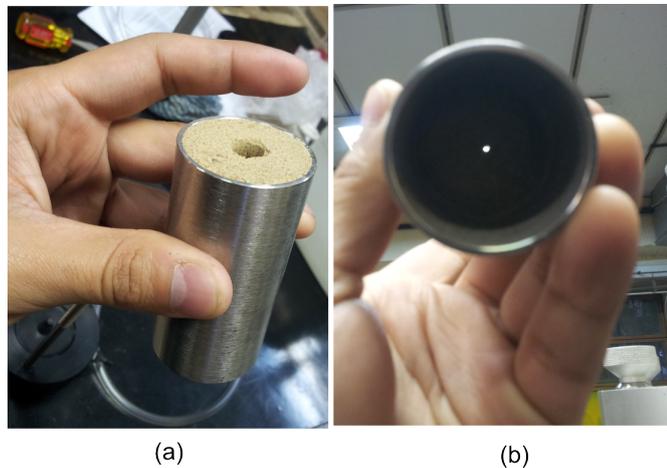


Figura 3.7 – (a) Corpo-de-Prova para o Ensaio de *Pinhole Test* (b) Visualização do furo de 1 mm ao longo da amostra

3.3.5 Ensaio de *Pinhole Test*

Nos ensaios de *Pinhole Test*, a susceptibilidade à dispersão é avaliada em termos das variações do aspecto e das vazões de água destilada através de um pequeno furo feito axialmente através de um corpo-de-prova padrão.

A principal diferença entre solos dispersivos e não dispersivos é dada pelo resultado do ensaio sob uma carga hidráulica de 50mm . Se a água que flui através do furo sob essa carga for visivelmente turva e não se tornar clara com o tempo, a amostra é classificada como dispersiva. O grau de dispersibilidade é influenciado pela intensidade de turbidez da água e por quanto tempo essa situação ocorre. Na Figura 3.8 é apresentado um fluxograma com as faixas de classificação do ensaio. A execução desse ensaio com o objetivo de classificar os solos estudados quanto à sua dispersibilidade foi realizado segundo os procedimentos descritos na (ABNT - NBR 14114, 1998).

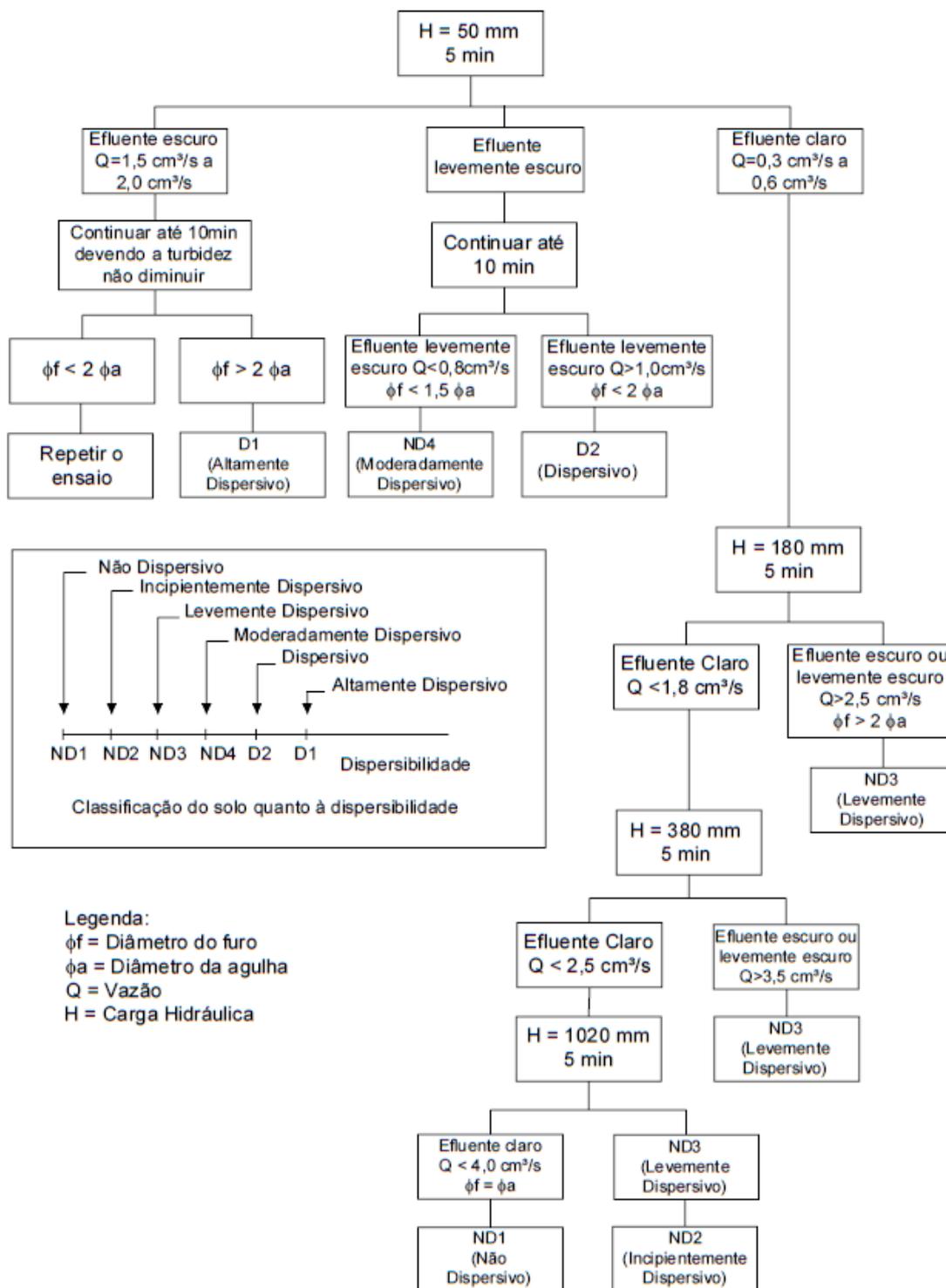


Figura 3.8 – Fluxograma para a Classificação do Solo Quanto à Dispersibilidade (modificado - ABNT - NBR 14114, 1998).

Nesta metodologia, a susceptibilidade à dispersão é avaliada mediante a classificação dos solos em seis padrões, que variam desde não dispersivos (classe ND1) a fortemente dispersivos (classe D1) segundo a Figura 3.8.

3.3.6 Ensaios de Compressão Simples

Neste estudo, analisa-se a variação da resistência com o teor de cal e com o tempo de cura, em três diferentes pesos específicos para a mistura solo-cal, mantendo-se constantes todas as outras variáveis para todos os corpos de prova.

Para estes ensaios foi utilizada uma prensa automática com capacidade máxima de 300 kN , com anel de capacidade de 10 kN e resolução de $0,005\text{ kN}$.



Figura 3.9 – Ensaio de Resistência à Compressão Simples

A velocidade de deformação destes ensaios foi de $1,14\text{ mm}$ por minuto. Os procedimentos do ensaio de compressão simples seguiram a norma brasileira ABNT - NBR 5739 (2010), que está de acordo com a norma americana ASTM D 5102 (1996).

Os corpos-de-prova, pelo menos 24 horas antes do ensaio, eram submersos em um recipiente com água por um período de 24 horas, visando aproximar a condição de saturação. A temperatura da água do tanque era controlada e mantida em $21 \pm 2^\circ\text{C}$.

Imediatamente antes do ensaio de compressão simples, os corpos-de-prova eram retirados do tanque e superficialmente secos com auxílio de um tecido absorvente. Em seguida era realizada a execução do ensaio e anotava-se a carga máxima atingida pelo corpo-de-prova.

Como critério de aceitação para o ensaio de resistência à compressão simples, estipulou-se que as resistências individuais de três corpos-de-prova não deveriam se afastar mais de 10% da resistência média desse conjunto.

3.3.7 Ensaio de Compressão Diametral

Estes ensaios consistem em comprimir transversalmente cilindros de solo ao longo de sua geratriz, que se rompem à tração ao no plano longitudinal corresponde ao diâmetro da seção transversal.



Figura 3.10 – Ensaio de Resistência à Compressão Diametral

Os ensaios de resistência à compressão diametral foram realizados de acordo com a norma brasileira ABNT - NBR 7222 (1984). O procedimento foi realizado através de compressão diametral das amostras utilizando a mesma prensa dos ensaios de compressão simples com o mesmo anel de capacidade máxima de $10kN$ e resolução de $0,005kN$. A velocidade de deformação destes ensaios foi de 1,14 milímetros por minuto.

Os corpos-de-prova prévio e posterior ao ensaio seguem os mesmos cuidados que foram aplicados para o ensaio de resistência à compressão simples.

3.3.8 Ensaio de Compressão Triaxial

Para a determinação da resistência ao cisalhamento e obter os parâmetros mecânicos do solo estudado foram realizados ensaios triaxiais. O equipamento triaxial utilizado foi do tipo Bishop-Wesley, cabe destacar que este equipamento foi desenvolvido na tese de Dalla Rosa (2009).

O equipamento foi reconicionado e portanto são apresentadas as calibrações correspondentes a cada elemento que compõe o equipamento triaxial.

Dois transdutores de pressão, da marca ASHCROFT, possibilitam a medida independente dos valores de pressão confinante e de contra-pressão. Suas curvas de calibração e a imagem de um deles podem ser observadas nas Figuras 3.11 e 3.12, respectivamente.

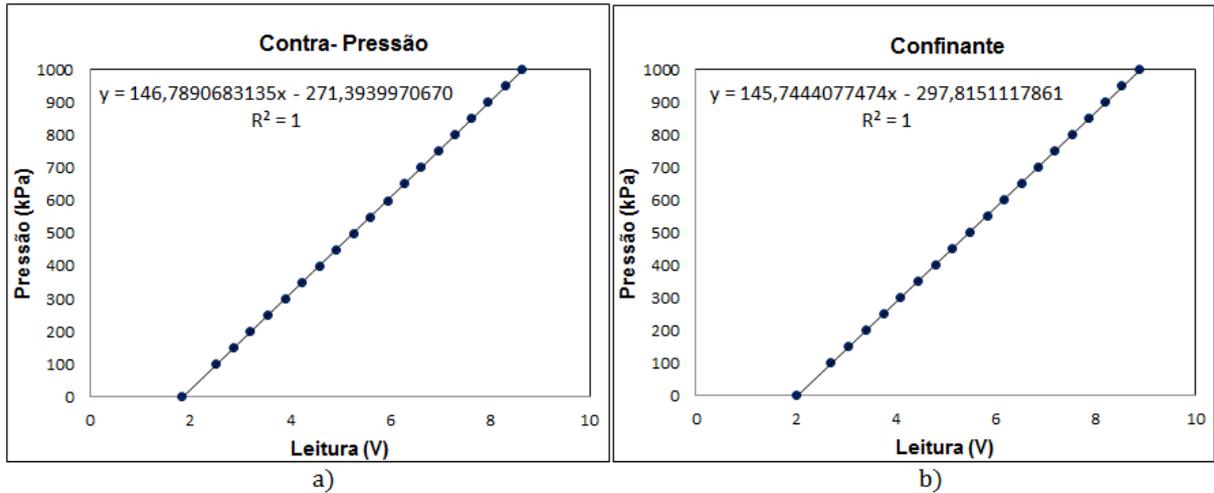


Figura 3.11 – (a) Curva de calibração de transdutor de contra-pressão; (b) Curva de calibração do transdutor de pressão confinante



Figura 3.12 – Transdutor de contra-pressão

A variação volumétrica é obtida através de um medidor externo do tipo Imperial College, já amplamente conhecido e utilizado pelo PPGEC/UFRGS (Figura 3.13). Um transdutor de deslocamento linear, da marca GEFRAN, é responsável pela medida externa de deslocamento axial (Figura 3.14).



Figura 3.13 – Medidor externo de variação volumétrica em funcionamento

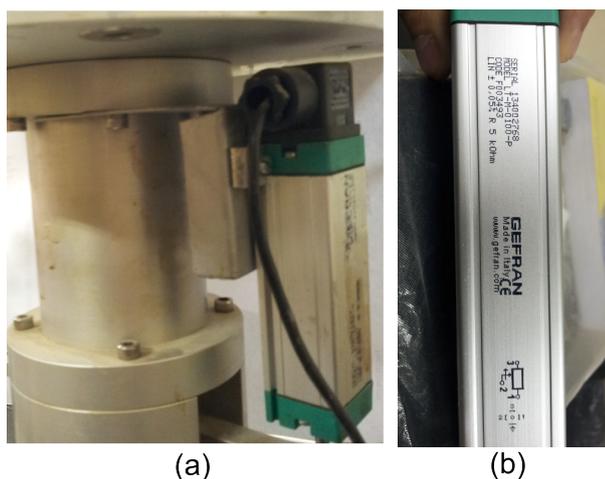


Figura 3.14 – (a) Medidor externo de deslocamento axial (b) LVDT adaptado ao medidor externo de variação volumétrica

Três sensores de efeito Hall, axial 1, axial 2 e radial, aderidos à superfície da amostra, possibilitam as medidas de deslocamentos para pequenas deformações. As curvas de calibração dos sensores, com os trechos lineares adotados, são mostradas na Figura 3.15. A Figura 3.16 mostra imagens da estrutura acoplada aos sensores e os sensores aderidos à amostra após a colagem.

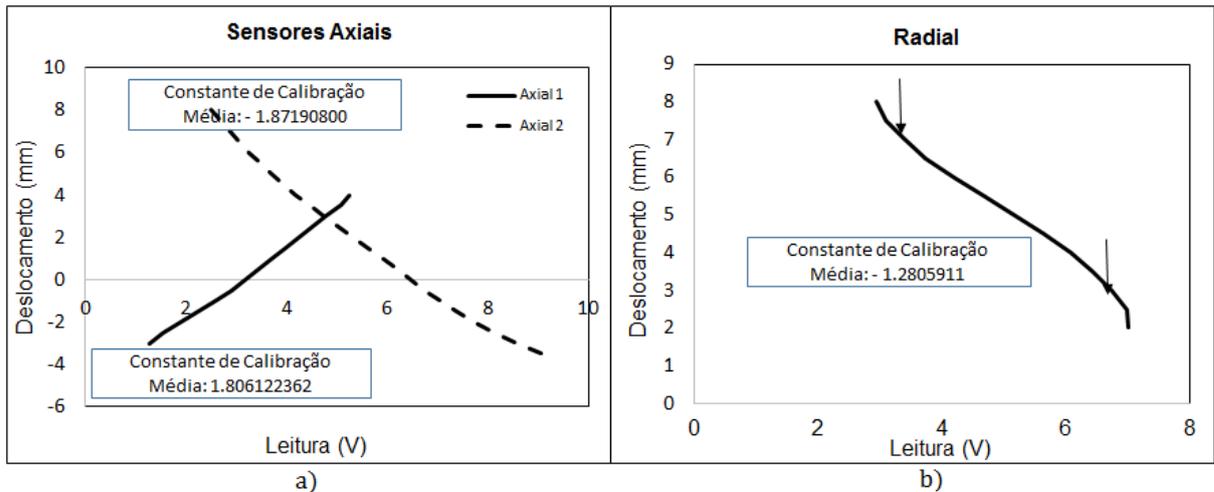


Figura 3.15 – Curvas de calibração dos sensores de efeito Hall: (a) Axial 1 e Axial 2 (b) Radial



Figura 3.16 – Sensores de efeito Hall em funcionamento aderidos à amostra

O carregamento é aplicado, com taxa de deformação constante, por uma bomba hidráulica que é responsável pela aplicação da tensão desvio durante a realização dos ensaios triaxiais. A bomba é composta por um sistema propulsionado por um êmbolo, que é deslocado com o auxílio de um motor de passo acoplado a uma caixa de redução e um fuso de esferas. A medida da carga imposta pela prensa é realizada externamente através de uma célula de carga HBM, modelo *S40/1t*, apresentada na Figura 3.17 A curva de calibração do sinal amplificado da célula é apresentada na Figura 3.18.

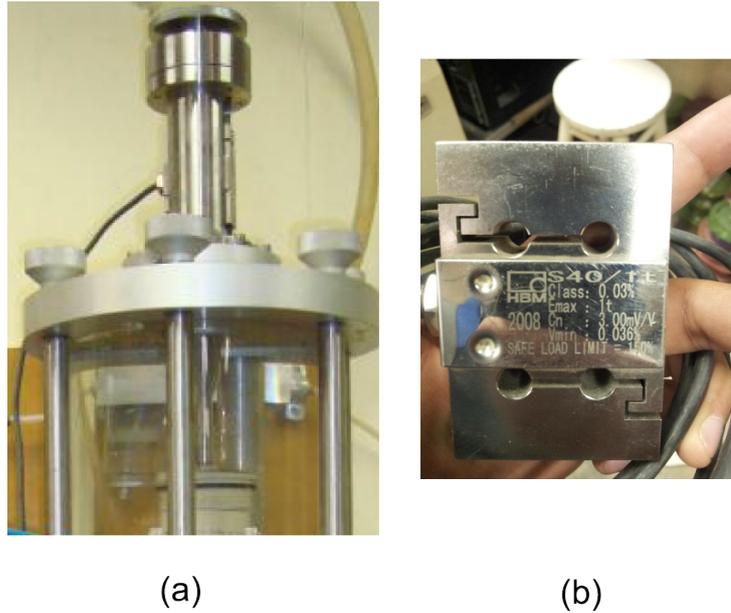


Figura 3.17 – Célula de carga de medição externa (a) em funcionamento (b) especificações

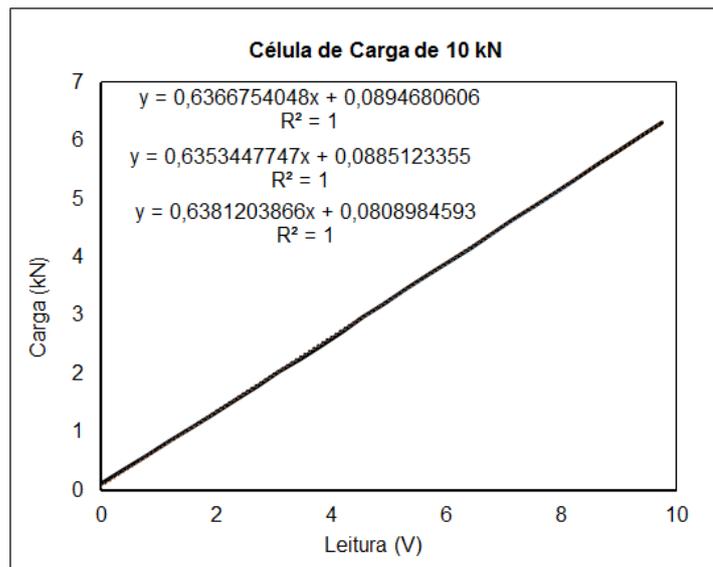


Figura 3.18 – Curva de calibração do sinal da célula de carga

Os procedimentos gerais adotados na preparação e execução dos ensaios triaxiais seguiram os procedimentos de ensaio já consolidados pelos laboratórios de Mecânica dos Solos da UFRGS.

Após a colocação dos corpos de prova na câmara triaxial e o ajuste dos sensores de efeito Hall, para medidas internas de deformação, inicia-se a fase de saturação das amostras.

O processo de saturação, para assegurar maior dissolução das bolhas de ar, é realizado em duas etapas. Inicialmente ocorre a percolação de água, feita da base para o topo do corpo de prova. Nessa etapa, a amostra é submetida a uma tensão confinante de $20kPa$ para impedir o fluxo preferencial entre a mistura e a membrana. Em seguida, acontece a aplicação de contrapressão.

Estágios de incrementos são aplicados na tensão confinante e na contrapressão, sendo a tensão efetiva mantida constante em aproximadamente $20kPa$.

A garantia de saturação da amostra é monitorada através da medição do parâmetro B de Skempton, medido antes da fase de adensamento.

A partir daí, é aplicada a tensão confinante conforme a tensão efetiva média inicial desejada e a fase de adensamento da amostra é iniciada. A variação volumétrica é medida para o cálculo do índice de vazios após o adensamento. No cálculo da tensão desvio, as correções de área e de membrana são aplicadas, conforme a abordagem proposta por La Rochelle et al. (1988).

A velocidade de carregamento adotada para fase de cisalhamento é de $0,015mm/min$.

3.4 PROGRAMA DE ENSAIOS

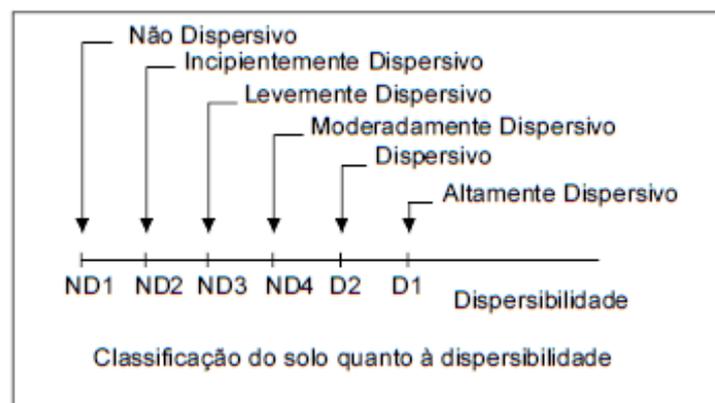
3.4.1 Ensaios de Pinhole Test

A metodologia deste ensaio é definida pela norma ABNT - NBR 14114 (1998), que busca avaliar, de forma direta e qualitativa, o potencial de dispersibilidade de solos argilosos, pelo fluxo de água destilada através de um pequeno furo feito axialmente, através de um corpo-de-prova padrão.

Para isto, foram moldados corpos-de-prova, com as mesmas características utilizadas nos ensaios de compressão não confinada e confinada. Tendo a intenção de determinar se, para as porcentagens de cal e tempos de cura estudados, existe uma classificação não dispersiva mediante à adição de cal.

Contudo, a susceptibilidade à dispersão é avaliada mediante a classificação dos solos em seis padrões, que variam desde não dispersivos (classe ND1) a fortemente dispersivos (classe D1), conforme a Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Classificação do solo quanto à dispersabilidade. Adaptado ABNT - NBR 14114 (1998).



As amostras foram identificadas, apresentando uma respectiva codificação, de peso específico aparente seco, percentagem de cal, tempo de cura e número de corpo-de-prova. Como por exemplo, a amostra *P1101* corresponde à seguinte formatação:

- *P1101*, o número 1 representa o primeiro peso específico aparente seco sendo (1 : $16kN/m^3$, 2 : $17,5kN/m^3$ e 3 : $19kN/m^3$);
- *P1101*, o número 1 representa o teor de cal em percentagem (1%);
- *P1101*, o número 0 representa que não tem tempo de cura sendo (0: 0 dias, 1: 7 dias, 2: 28 dias e 3: 60 dias);
- *P1101*, o número 1 representa o primeiro corpo-de-prova para as mesmas características de peso específico aparente seco, teor de cal e tempo de cura.

3.4.2 Ensaio de Resistência à Compressão Simples e Diametral

O programa de ensaios de compressão simples consistiu em verificar a influência das variáveis: teor de cal, porosidade, relação vazios/cal e tempo de cura em um solo argiloso dispersivo tratado com cal.

Para isto foi elaborado o programa de ensaios apresentado na Figura 3.19. Na figura pode-se observar a curva de compactação na energia normal e a curva de saturação do solo dispersivo, sem adição de cal; a curva de compactação do solo com 5% de cal para as energias normal e modificada; e os pontos de moldagem dos corpos-de-prova. A posição dos pontos de moldagem foi estabelecida de modo que estes ficassem compreendidos dentro de uma faixa de pesos específicos aparentes secos e teor de umidade exequíveis numa situação de campo e laboratório.

Para a avaliação das variáveis no solo dispersivo tratado somente com cal foi moldado corpos-de-prova com 3%, 5% e 7% de cal para cada ponto da linha “A” da Figura 3.19 e para cada tempo de cura (7, 28 e 60 dias).

Os teores de cal utilizados neste trabalho (3% a 7%) foram definidos através do Método de dosagem para solo-cal estabelecido pelo ensaio de *Lime Fixation Point* (Hilt e Davidson, 1960) e experiência brasileira e internacional.

A partir do método do *Lime Fixation Point* (Figura 3.20) foi definido o teor mínimo de cal 3% (em termos de peso específico aparente seco) adotado para este trabalho. Quando a cal é misturada com solos argilosos, são envolvidos dois estágios de reação. O primeiro estágio é imediato e ocorre com uma melhora da trabalhabilidade resultando um aumento do limite plástico (devido pela troca catiônica e floculação). A quantidade de cal requerida para produzir o aumento máximo em termos de limite plástico é definido como *Lime Fixation Point*, e este

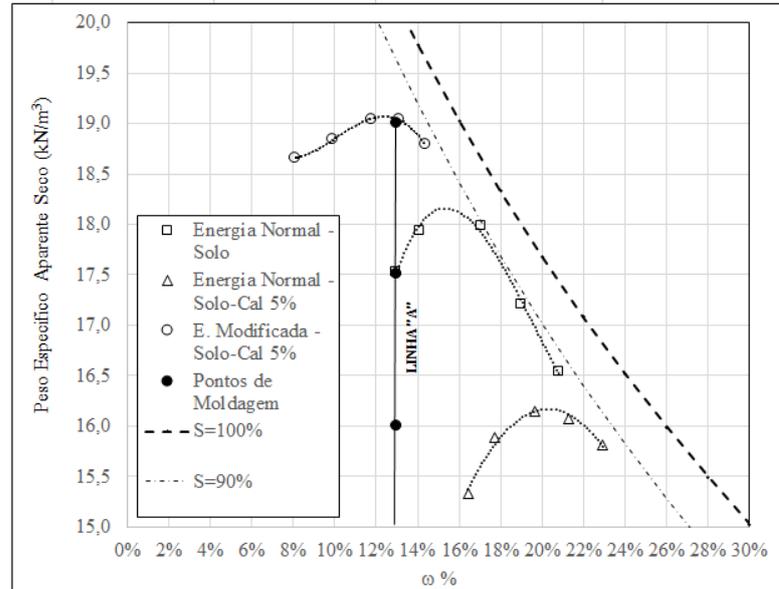


Figura 3.19 – Programa de Ensaio de Compressão Simples e Diametral

processo está referido como ponto de fixação de cal. No segundo estágio, o excedente de cal após o *Lime Fixation Point* é utilizado no processo de cimentação onde se gera um ganho de resistência da mistura devido às reações pozolânicas.

As quantidades de 5% e 7%, foram escolhidas considerando a experiência brasileira e internacional com o solo-cal (Mitchell, (1981); Consoli et al., (2001); Consoli et al., (2008); entre outros).

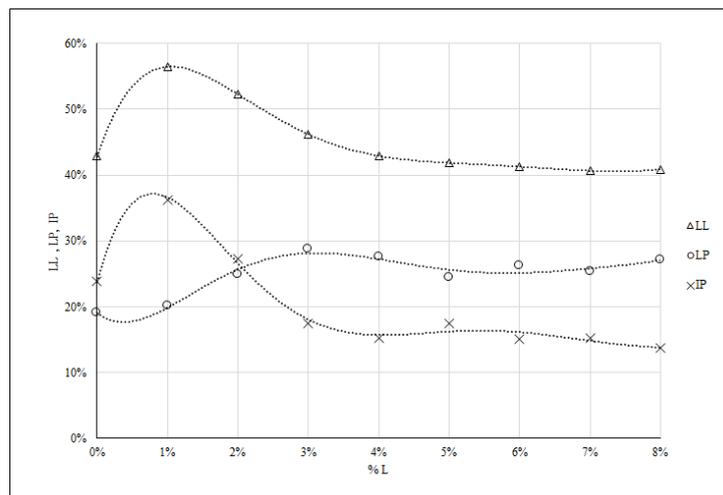


Figura 3.20 – Método do *Lime Fixation Point* segundo Hilt e Davidson (1960) para o solo dispersivo

Cada corpo-de-prova foi moldado em quadruplicata, obtendo-se assim, três ensaios de compressão simples, e um de compressão diametral.

Foram moldados também, corpos-de-prova em quadruplicata especificamente para ensaios à compressão diametral, definidos como valores limites e intermediários. (Por exemplo: 19.0 kN/m^3 , $\%Cal = 7\%$ e tempo de cura de 60 dias; 17.5 kN/m^3 , $\%Cal = 5\%$ e tempo de cura de 28 dias; 16.0 kN/m^3 , $\%Cal = 3\%$ e tempo de cura de 7 dias).

O objetivo de moldagem destes corpos-de-prova foi para obter uma quantificação da resistência à compressão simples e diametral em função dos teores de cal, tempo de cura e peso específico aparente seco. Para ensaios de resistência à compressão diametral, foi necessário diminuir a quantidade de ensaios devido ao risco de insuficiência de material em estudo.

As amostras foram identificadas, apresentando uma respectiva codificação, de peso específico aparente seco, percentagem de cal, tempo de cura e número de corpo-de-prova. Como por exemplo, a amostra *A2523*, que representa a seguinte formatação:

- *A2523*, o número 2 representa o segundo peso específico aparente seco sendo (1 : 16 kN/m^3 , 2 : $17,5 \text{ kN/m}^3$ e 3 : 19 kN/m^3);
- *A2523*, o número 5 representa o teor de cal em percentagem;
- *A2523*, o número 2 representa o segundo tempo de cura sendo (1 : *7dias*, 2 : *28dias* e 3 : *60dias*);
- *A2523*, o número 3 representa o terceiro corpo-de-prova para as mesmas características de peso específico aparente seco, teor de cal e tempo de cura.

3.4.3 Ensaios de Resistência à Compressão Triaxial

Para este estudo, com a utilização de uma mistura solo-cal, optou-se por tensões de confinamento efetivas de 20, 50 e 100 kPa. Estas tensões foram escolhidas para representar misturas a pequenas profundidades.

Para a realização dos ensaios triaxiais, foi escolhido um tempo de cura intermediário de 28 dias e valores limites de relação vazios/cal, portanto foram moldados corpos-de-prova com ($\eta/L_{iv}^{0,16} = 24$). Esta relação de vazios/cal, com um fator de 0,16 vem de uma correção, onde os resultados estão mais a frente.

As amostras foram identificadas, apresentando o respectivo fator vazios/cal ajustado, peso específico aparente seco, percentagem de cal, tensão confinante e número de amostra. Como por exemplo, a amostra *TRI_24_19_7_100_2*, sendo caracterizada pelo $\eta/L_{iv}^{0,16} = 24$, peso específico aparente seco de 19 kN/m^3 , adição de 7% de cal, tensão confinante de 100 kPa e amostra número dois.

3.5 METODOLOGIA UTILIZADA PARA AVALIAÇÃO DA ENERGIA INCORPORADA DE MISTURAS DE SOLO-CAL

A metodologia utilizada para o ACV, segue a norma ABNT - NBR 14044 (2009) com a definição das fases iterativas de Definição do Objetivo e Escopo, Análise do Inventário, Avaliação de Impactos do Ciclo de Vida e Interpretação. O âmbito de aplicação desta ACV é compatível com o tipo de berço ao local (*Cradle-to-site*) pois neste estudo não foram consideradas as etapas de uso e manutenção do produto. Para isto, foi utilizado o *software Open LCA*, que facilitou a utilização e modificação de dados. Este programa *Open LCA* é da versão 1.4 (Green Delta, 2014) de caráter gratuito. Uma das vantagens deste programa é sua ampla gama de recursos e bancos de dados disponíveis.

3.5.1 Objetivo da ACV

A ACV realizada neste trabalho possui dois objetivos: (a) comparar a energia incorporada para diferentes misturas de Solo-Cal avaliadas neste trabalho e (b) determinação de dosagens com menor impacto ambiental (considerando uma resistência alvo). Para avaliar a energia incorporada de cada mistura foi realizada uma análise dos processos necessários para produzir a construção de $1 m^3$ de mistura compactada de Solo-Cal. Esta constitui a unidade funcional desta ACV. Para a comparação de energias incorporadas foram estabelecidas nove misturas de Solo-Cal que são apresentadas na Tabela 3.5. As misturas escolhidas foram as mesmas que para o programa experimental de resistência à compressão simples e diametral. As misturas de Solo-Cal foram denominadas com as siglas de SC (Solo-Cal) e a numeração corresponde para cada dosagem.

Tabela 3.5 – Misturas escolhidas para a avaliação do ponto de vista energético.

Mistura	SC-1	SC-2	SC-3	SC-4	SC-5	SC-6	SC-7	SC-8	SC-9
Peso Específico Aparente Seco em kN/m^3 (γ_d)	16,0	16,0	16,0	17,5	17,5	17,5	19,0	19,0	19,0
Cal	3%	5%	7%	3%	5%	7%	3%	5%	7%
Porosidade (η)	41,43	41,37	41,32	35,94	35,88	35,82	30,45	30,38	30,32
L_{iv}	1,79	2,93	4,03	1,96	3,21	4,40	2,13	3,48	4,78
$\eta/L_{iv}^{0,16}$	37,74	34,83	33,06	32,27	29,77	28,26	26,98	24,88	23,61

De modo a obter o menor custo energético para pontos de mistura com uma mesma relação de vazios/cal ajustado e obtendo-se uma mesma resistência alvo, foram realizados pontos de dosagens com diferentes combinações de teor de cal e peso específico aparente seco. Os pontos de dosagens foram estabelecidos dentro da faixa de teores de cal estudados (3% a 7%) e pesos específicos estudados (16; 17,5 e $19 kN/m^3$). Na Tabela 3.6 são apresentados os pontos de dosagens que serão avaliados do ponto de vista energético.

Tabela 3.6 – Pontos de dosagem escolhidas para a avaliação do ponto de vista energético.

	A		B			C			D			E			F	
	1	2	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	2	3
γ_d (kN/m ³)	16,79	16,00	17,28	16,52	16,00	17,50	16,75	16,24	18,20	17,50	17,02	19,00	18,35	17,91	19,00	18,58
Teor de Cal (%)	3	5	3	5	7	3	5	7	3	5	7	3	5	7	5	7
Liv	1,88	2,93	1,94	3,03	4,03	1,96	3,07	4,09	2,04	3,21	4,28	2,13	3,36	4,51	3,48	4,68
$\eta/L_{iv}^{0,16}$	34,84		33,07			32,27			29,78			26,98			24,89	

3.5.2 Escopo da ACV

A ACV inclui cinco processos mostrados na Figura 3.21: produção de cal hidratada, transporte de cal, extração do solo, transporte do solo e produção da mistura de solo-cal. Cada sistema de produto engloba estes cinco processos. Cada sistema de produto representa uma mistura, e cada mistura está associada a um consumo de material apresentado anteriormente, obtendo-se diferentes impactos do ponto de vista energético.

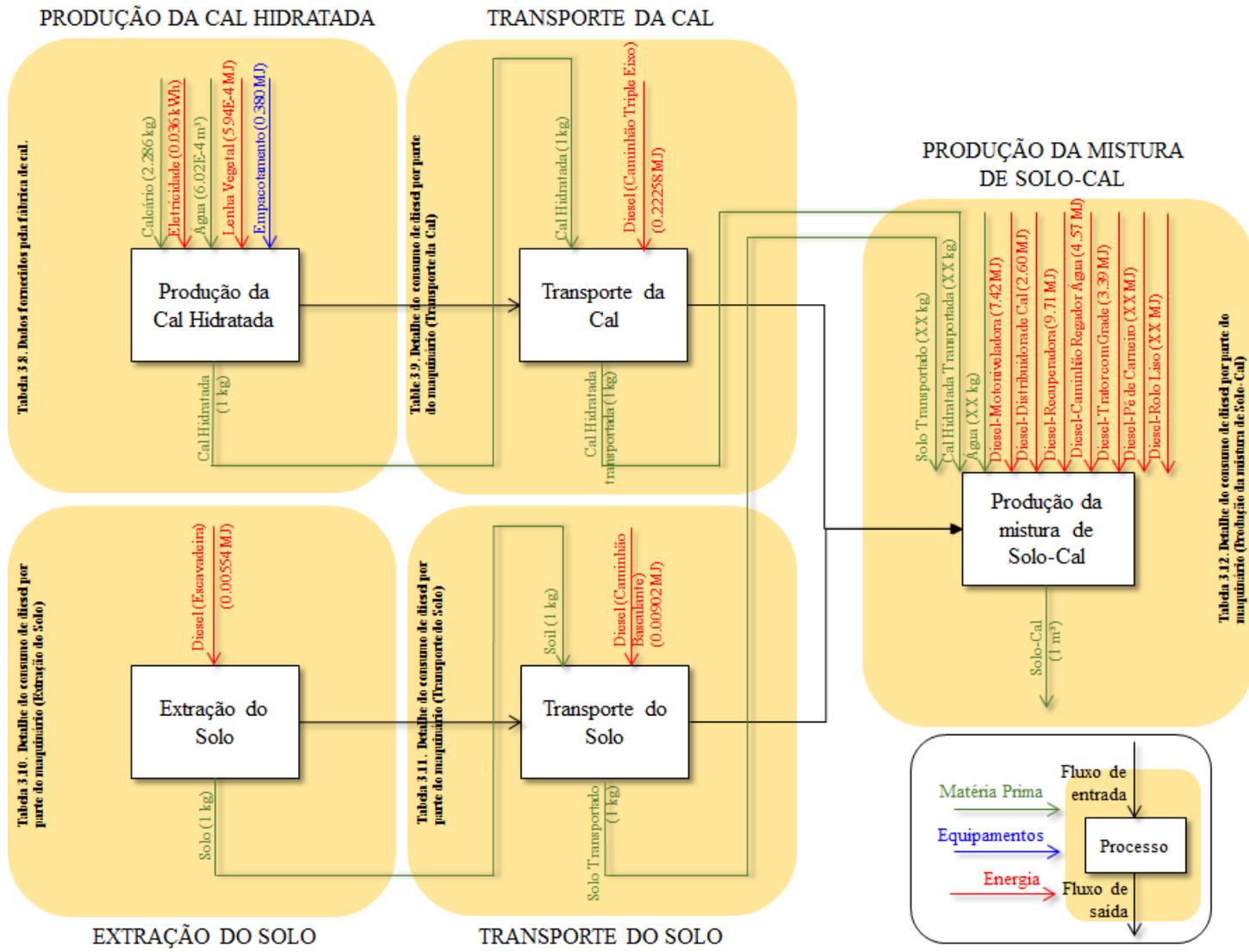


Figura 3.21 – Sistema de produto realizado para este estudo.

Toda a entrada de dados dentro de cada processo está constituída pela energia associada ao mencionado processo, com exceção do calcário e o empacotamento (no processo de produção de cal hidratada) que são considerados processos. Cabe salientar que no caso dos equipamentos considerou-se apenas a energia associada ao consumo de combustível (diesel) de cada equipamento. Ou seja, não se considera a energia associada ao ciclo de vida (produção) de cada equipamento. No caso de ser considerado a energia associada à produção da maquinaria, esta energia está em função a: tempo de vida útil do maquinário, tempo de operação por unidade de tempo, produção do maquinário por unidade de medida em volume ou massa.

A partir do inventário realizado por Kellenberger et al. (2007), utilizado como referência para o processo da produção de cal, foi realizada uma análise e constatou-se que a influência que representa o maquinário dentro do processo da produção de cal foi mínima e sua exclusão não altera os resultados desde o ponto de vista energético. O comparativo de inventário é apresentada na seguinte Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Comparativo de inventário para o processo da produção de cal hidratada.

Material / Processo	Fluxo	Unidade	Inventário Realizado	Kellenberger D. et al. (2007)
			Quantidade	
Calcário – CH (*)	Massa	kg	2,286 (**)	1,33
Eletricidade - Hidrelétrica	Energia	kWh	0,036	0,00636
Empacotamento – CH (*)	Massa	kg	1	1
Água	Volume	m ³	6,02E-04	6,02E-04
Lenha Vegetal	Volume	m ³	7,03E-04	
Eletricidade - Média Tensão	Energia	kWh		0,00636
Planta Industrial	Massa	kg		8,76E-05
Combustível Leve	Energia	MJ		0,0015
Combustível Pesado	Massa	kg		0,0914

Nota: () Processos considerados do banco de dados da Suíça (CH) devido à insuficiência de dados para construção destes processos.
(**) Quantidade bruta de calcário fornecida pela empresa de Cal.*

Para os processos de construção de solo-cal que engloba os trabalhos realizados por parte do maquinário, esta ACV não considera o ciclo de vida associado à fabricação do maquinário. Existem vários trabalhos na literatura por exemplo Biswas (2013), Duggan et al. (2015) entre outros, que desconsideram o ciclo de vida do maquinário, tendo em conta unicamente o consumo de combustível que cada maquinário utiliza.

A partir da Figura 3.21 são explicados a seguir todos os processos que englobam cada sistema de produto.

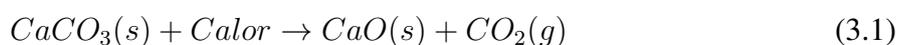
O processo da produção de cal hidratada engloba os seguintes sub-processos, descritos a seguir: (i) produção de calcário, (ii) calcinação do calcário, (iii) hidratação da cal viva e (iv) empacotamento. A base de dados para os sub-processos de produção de cal hidratada foi utilizada de Kalkfabrik Netstal AG (KFN), situado na Suíça. É a única fábrica na Suíça destinada à produção de cal hidratada. O inventário realizado por Kellenberger D. et al. (2007) referente a esta fábrica, foi adaptado para uma fábrica de cal hidratada Concret-Cal situada no Paraguai, para a qual foram obtidos dados.

i) Produção de calcário

O calcário é extraído de jazidas a céu aberto. A primeira operação é a de remover a camada de terra (isto é, o solo que recobre a jazida de calcário). Diversas são as técnicas e tipos de equipamentos usados para destape de jazida. A próxima etapa é a perfuração das rochas. Brocas rotativas e de percussão são usados. Os orifícios são preenchidos com explosivo. No processo de explosão a pedra é fragmentada, com cerca de 90 g de explosivo por 1 tn de calcário. Após explodir, a rocha fragmentada é carregada geralmente por escavadeiras hidráulicas e transportado em caminhões basculantes para a unidade de britagem e peneiramento. Na planta de britagem e peneiramento, os pedaços maiores de rocha são quebrados em um britador de mandíbula primária. Depois de ter alcançado o tamanho desejado, a rocha é transportada para a instalação de lavagem e de classificação. Ao passar diferentes esteiras transportadoras e agitando as peneiras com diferentes aberturas de malha, a brita é lavada e armazenada. A água utilizada para a lavagem é água de rio.

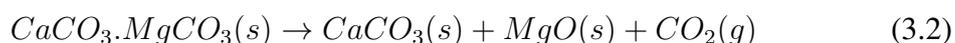
ii) Calcinação de calcário e dolomitos

Segundo EPA (1998), a reação química para a decomposição de carbonato de cálcio (Calcário) por calor é:

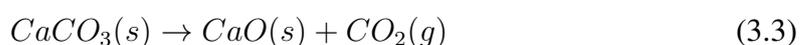


Segundo Isaia (2007), para dolomito, a reação se dá em duas etapas, em faixas de temperatura diferentes:

- 1ª etapa:



- 2ª etapa:



- resultando a reação global:



Neste sub-processo, a planta da fábrica Concret-Cal usa dois fornos metálicos de eixo vertical e ambos são acionados por lenha vegetal. Os fornos de calcinação possuem duas partes: (a) a zona de pré-aquecimento das pedras calcárias, que logo são transferidos para o ar de combustão (pré-aquecido a cerca de 800 C) e (b) a zona de calcinação da cal viva, que ocorre em uma temperatura de cerca de 1100 C.

Segundo Kellenberger et al. (2007), o forno de KFN da suíça, precisa uma energia de 4.200 kJ/kg, para aquecimento dos fornos às temperaturas correspondentes do processo de calcinação, utilizando combustível pesado (*Heavy Fuel Oil*). Já na Concret-Cal (planta do Paraguai), o forno precisa de 6.620 kJ/kg, energia proveniente da queima de lenha vegetal. O consumo de lenha vegetal é de 0,427 kg por cada quilograma de cal hidratada produzida. Esta lenha, é proveniente de uma reserva de eucaliptos que apresentam um peso específico aproximado de 0,60 – 0,80 kg/m³, com um poder calorífico subestimado de 15,5 MJ/kg.

iii) Hidratação da cal viva

Segundo EPA (1998), a reação de hidratação é fortemente exotérmica, sendo representada pelas Equações 3.5 e 3.6.



Na KFN (Suíça), a cal viva é misturada rapidamente com algo menos do que duas vezes a quantidade estequiométrica de água. O pó de cal hidratada produzido tem uma densidade muito mais baixa do que a cal viva, e portanto pode passar através de um açude para entrar na segunda fase de apagamento onde é agitada ligeiramente. Quando a segunda fase da hidratação está concluída, o produto é seco.

A cal hidratada bruta é alimentada a um primeiro circuito em que um separador de ar remove as partículas mais finas. Estes finos são recuperados utilizando um ciclone, e em seguida, transferido por um sistema de transporte pneumático para os silos de armazenagem e empacotamento. A cal hidratada é descarregada a cerca de 100 C e contém menos do que 1% de água em excesso. Por insuficiência de dados do consumo de água no processo de hidratação para a fábrica de cal do Paraguai, a quantidade de água foi adotada igual aos processos descritos para KFN.

iv) Empacotamento

O processo de embalagem do produto é realizado em sacos de papel. Uma vez preenchidos com cal hidratada, os sacos são transportados por uma cinta transportadora. Por sua

vez, os sacos são empilhados em páletes. Para garantir a proteção contra umidade, e para um transporte melhor os páletes são envoltos em um saco de plástico. O pálete é assumido para ser usado 10 vezes antes de ser descartado. Assim, apenas um décimo da demanda é inventariado. Este processo de empacotamento da KFN, é assumido igual para a fábrica de cal de Paraguai, devido à insuficiência de dados para este processo.

Dados dos processos de transporte de cal, extração do solo, transporte do solo e produção da mistura solo-cal, referente às descrições de cada processo e considerações para os consumos de cada maquinário adotados neste trabalho, foram fornecidos por uma empresa construtora da área de pavimentação do Paraguai.

Portanto, o processo de transporte da cal compreende, o transporte do produto empacotado de cal hidratada em caminhões triplo eixo com capacidade para 25 tn. Considerou-se uma velocidade do caminhão de 40 km/h em média, tempo de carregamento e descarregamento médio de 40 minutos e um transporte de 20.000 kg de cal hidratada por viagem. Finalmente, foi considerada uma distância de 100 km, de modo a considerar que as obras serão realizadas em um local afastado da fábrica distribuidora da cal hidratada.

O processo de extração do solo envolve os trabalhos de exploração do solo local. Nestes trabalhos, foi considerada a extração de solo por escavadeira. Desconsiderou-se a limpeza do local de exploração devido à baixa incidência deste trabalho.

O processo de transporte do solo, envolve o trabalho de transporte de solo até o pé de obra. Neste processo, considerou-se um tempo de espera de 7 minutos entre carga e descarga do solo, e uma velocidade média de transporte de 30 km/h. A distância média considerada para a exploração do solo foi de 1,5 km. Esta distância é normalmente considerada para trabalhos de extração de solo para terraplenagens.

O processo de produção da mistura solo-cal, engloba os processos de mistura, homogeneização e compactação. Para os trabalhos de mistura até a homogeneização do solo-cal, foram considerados os seguintes maquinários: motoniveladora, distribuidora de cal, recuperadora, caminhão regador de água e trator com grade de discos. Para os trabalhos de compactação do solo-cal foram considerados os seguintes maquinários: rolo pé de carneiro e rolo liso.

3.5.3 Análise de Inventário

Nesta etapa são apresentadas entradas e saídas de cada processo construído, para avaliar a energia incorporada. Cada processo foi construído com um fluxo de dados de entrada, por exemplo: processos, materiais, maquinários, energia entre outros, e dados de saída representado por um produto. A descrição mencionada se representa na seguinte Figura 3.22.

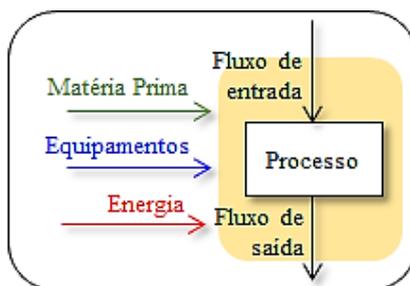


Figura 3.22 – Esquema representativo da construção de um processo.

3.5.3.1 Produção de cal hidratada

No processo de produção da cal hidratada foram consideradas as entradas necessárias para a produção de 1kg de cal hidratada (Figura 3.21). Este processo compreende duas entradas de material: produção de calcário (2,286 kg/kg) e água ($6,02E-4$ m³/kg). O calcário é a principal matéria prima necessária para a produção de cal hidratada. A água é necessária para o processo de hidratação da cal viva. Os dados apresentados na Tabela 3.8, são a média dos consumos para uma produção de cal hidratada expressada em unidade mensal (com base em dados da fábrica de cal hidratada Concret-Cal). O período de coleta destes consumos foi realizado no ano 2014. Duas entradas como fontes de energia: Lenha vegetal (6,618 MJ/kg) utilizada como principal fonte de energia para abastecimento dos fornos da planta da fábrica de cal hidratada, e energia elétrica considerada de Paraguai, com matriz energética 100% de hidrelétrica (0,036 kWh/kg) utilizada para consumo energético da fábrica de cal hidratada.

Tabela 3.8 – Dados fornecidos pela fábrica de cal.

Dados coletados da Indústria de Cal		
A	Cal Hidratada	3937 ton/mês
B	Lenha	1682 ton/mês
C	Calcáreo	9000 ton/mês
D	Eletricidade Média Tensão	141481 kWh/mês
B / A	Consumo de Lenha	0.427 kg / 1 kg -Cal Hidratada
C / A	Consumo de Calcáreo	2.286 kg / 1 kg -Cal Hidratada
D / A	Consumo de Eletricidade Média Tensão	0.0359 kWh / 1 kg -Cal Hidratada

Finalmente a entrada de empacotamento compreende a energia necessária para empacotar cada quilograma de cal hidratada, neste caso de (0,381 MJ/kg). O processo de empacotamento foi utilizado do inventário realizado por Kellenberger et al. (2007), e foi calculado com uma categoria de impacto de demanda de energia acumulada para gerar a energia incorporada por cada quilograma de cal hidratada produzida.

3.5.3.2 Transporte da cal

Para este processo foi considerado o consumo de diesel por parte do maquinário. Na Tabela 3.9 são apresentados todos os fatores considerados para o valor de consumo final por MJ/kg. Este processo se limita à inserção de consumo de diesel por parte do maquinário.

Tabela 3.9 – Detalhe do consumo de diesel por parte do maquinário (Transporte da Cal).

Equipamento para Transporte de Cal	Potência (HP)	Lts/Horas (0,05xHP)	Horas/tn	Lts/tn	MJ/tn	MJ/kg
		(E)	(F)	(G) = (E) x (F)	(H) = (G) x (*)	(H) / 1.000
Caminhão Triple Eixo 25 tn - DMT = 100 km - Transporte da Cal	360	18.00	0.3448	6.21	222.58	2.23E-01

Nota: () O poder calorífico inferior do Diesel é 35,86 MJ / litro de diesel*

O caminhão Triple eixo apresenta uma potência igual a 360 HP, um fator de 0,05 (fator de consumo de diesel empírico do maquinário fornecido pela empresa construtora do Paraguai) e uma incidência definida como a inversa do rendimento de 0,344 h/t sendo o rendimento 2,9 t/h. Finalmente na Tabela 3.9 se observa o resultado 6,21 l/t que multiplicado pelo poder calorífico do Diesel (35,86 MJ/Litro de Diesel) obtém o consumo de 222,58 MJ/t do maquinário para este processo (ou 2,23E-1 MJ/kg).

3.5.3.3 Extração do solo

Neste processo foi considerado o consumo de diesel da escavadeira. Portanto, este consumo de energia proveniente da queima do diesel é apresentado na Tabela 3.10. Este processo se limita à inserção de consumo de diesel por parte do maquinário, portanto não são considerados o consumo de energia associado ao seu ciclo de vida. A escavadeira considerada apresenta uma

Tabela 3.10 – Detalhe do consumo de diesel por parte do maquinário (Extração do Solo).

Equipamento para a Extração do Solo	Potência (HP)	Lts/Horas (0,15xHP)	Horas/tn	Lts/tn	MJ/tn	MJ/kg
		(E)	(F)	(G) = (E) x (F)	(H) = (G) x (*)	(H) / 1.000
Escavadeira	150	22.50	0.0069	0.15	5.54	5.54E-03

Nota: () O poder calorífico inferior do Diesel é 35,86 MJ / litro de diesel*

potência igual a 150 HP, um fator de 0,15 (fator de consumo de diesel empírico do maquinário) e uma incidência definida como a inversa do rendimento de 0.007 h/t sendo o rendimento 145 t/h.

Finalmente na tabela se observa o resultado 0,15 l/t e vezes o poder calorífico do Diesel (35,86 MJ/Litro de Diesel) se obtém o consumo de MJ/t do maquinário para este processo, sendo igual a 5,54 MJ/t (ou 5,54E-1 MJ/kg).

3.5.3.4 Transporte do solo

Na Tabela 3.11 são apresentados todos o equipamento envolvidos no transporte do solo. Este processo se limita à inserção de consumo de diesel por parte do maquinário, portanto não são considerados o consumo de energia associado ao seu ciclo de vida. O caminhão basculante apresenta uma potência igual a 220 HP, um fator de 0,05 (fator de consumo de diesel empírico do maquinário fornecido) e uma incidência definida como a inversa do rendimento de 0,023 h/t sendo o rendimento 43,48 t/h. Finalmente na tabela se observa o resultado 0,25 l/t e vezes o poder calorífico do Diesel (35,86 MJ/Litro de Diesel) se obtém o consumo de 9,02 MJ/t do maquinário para este processo. Como foi considerado uma unidade funcional em quilograma para este processo de transporte, foi feita a conversão, resultando 9,02E-3 MJ/kg.

Tabela 3.11 – Detalhe do consumo de diesel por parte do maquinário (Transporte do solo).

Equipamento para Transporte de Solo	Potência (HP)	Lts/Horas (0,05xHP)	Horas/tn	Lts/tn	MJ/tn	MJ/kg
		(E)	(F)	(G) = (E) x (F)	(H) = (G) x (*)	(H) / 1.000
Caminhão basculante 10 m ³ - DMT = 1,50 km - Transporte do Solo	220	11.00	0.0229	0.25	9.02	9.02E-03

Nota: () O poder calorífico inferior do Diesel é 35,86 MJ / litro de diesel*

3.5.3.5 Produção da mistura de solo-cal

Na Tabela 3.12 apresentam-se os equipamentos necessários para a construção de Solo-Cal que foram fornecidos pela empresa construtora. Este processo se limita à inserção de consumo de diesel por parte dos maquinários, portanto não são considerados os ACV dos maquinários.

Tabela 3.12 – Detalhe do consumo de diesel por parte do maquinário (Produção da mistura de solo-cal).

Equipamentos para a Construção do Solo-Cal	Potência (HP)	Lts/Horas (0,15xHP)	Horas/m ³	Lts/m ³	MJ/m ³
		(E)	(F)	(G) = (E) x (F)	(H) = (G) x (*)
Motoniveladora	185	27.75	0.0075	0.21	7.42
Distribuidora de Cal	115	17.25	0.0042	0.07	2.60
Recuperadora	430	64.50	0.0042	0.27	9.71
Caminhão regador de água	220	33.00	0.0039	0.13	4.57
Trator com grade de discos	150	22.50	0.0042	0.09	3.39
Sub-processo de Mistura e Homogeneização					27.69
Rolo Pé de Carneiro	115	17.25	0.0092	0.16	5.70
Rolo Liso	115	17.25	0.0058	0.10	3.61
Sub-processo de Compactação					9.30
<i>Nota: (*) O poder calorífico inferior do Diesel é 35,86 MJ / litro de diesel</i>					

Neste processo de produção do solo-cal, estão envolvidos os consumos de diesel por parte dos maquinários. Este consumo de diesel representa o sub-processo de mistura, homogeneização e compactação do solo-cal. Assim também são envolvidas as quantidades de cal hidratada e solo que são diferenciadas para cada mistura e são apresentadas na seguinte Tabela 3.13. A quantidade de cal em kg/m³ foi calculada em relação à massa seca do solo.

Tabela 3.13 – Quantidades de cal hidratada e solo diferenciadas para cada mistura.

Mistura	16 kN/m ³			17.5 kN/m ³			19 kN/m ³		
	SC-1	SC-2	SC-3	SC-4	SC-5	SC-6	SC-7	SC-8	SC-9
Quantidade de Solo (kg/m ³)	1553	1524	1495	1699	1667	1636	1845	1810	1776
Cal (%)	3%	5%	7%	3%	5%	7%	3%	5%	7%
Quantidade de Cal (kg/m ³)	47	76	105	51	83	114	55	90	124

Deste modo, como não foi feita uma discriminação das energias de compactação, optou-se por contribuir com as energias de compactação através de ensaios de laboratório, para cada mistura estudada.

Para isto, foram moldados corpos-de-prova cilíndricos de 50 mm de diâmetro e 50 mm de altura. Todos os corpos-de-prova foram moldados com a mesma umidade de 13% e ensaiados para

3%, 5% e 7% de teor de cal. Para a aplicação da força foi utilizada uma prensa automática com capacidade máxima de 300 kN, com anel de capacidade de 50 kN e resolução de 0,005 kN. Para medição de deslocamento foi utilizado um medidor digital com precisão de 0,01 mm.

Finalmente, para montar cada sistema de produto ou em outras palavras para cada mistura foram considerados: (a) os consumos unitários de cada material definido na Tabela 3.13, (b) o sub-processo de mistura e homogeneização constante (energia da mistura na Tabela 3.12), e (c) o sub-processo de compactação definida pela equação obtida a partir dos ensaios de laboratório.

3.5.4 Avaliação dos Impactos

Esta fase, engloba todos os processos de analisar os resultados do inventário e relacioná-los ao seu potencial de impactar o ambiente, neste caso o consumo de energia. Cada sistema de produto foi elaborado visando obter o custo energético, a energia incorporada ou em outras palavras a demanda de energia incorporada de cada sistema de produto, desde sua produção até o seu serviço. Este estudo não considera ciclo de vida do berço ao túmulo (*Cradle-to-grave*), portanto os processos de manutenção e disposição final não são contabilizados.

A ferramenta utilizada para sua avaliação, foi através do *software Open LCA*, usando o método de demanda de energia acumulada (*Cumulative energy demand – CED*).

A metodologia de demanda de energia acumulada, avalia os diferentes tipos de recursos energéticos renováveis e não-renováveis utilizados.

Ressalta-se que as demais categorias de impacto por exemplo: toxicidade humana, mudança climática entre outros, não foram avaliados para este estudo.

Define-se como energia total para este estudo, todos os processos de produção da cal, extração de solos, transportes dos materiais e sua construção.

3.5.5 Interpretação

Esta fase, permite a geração de resumos e discussão de resultados do ICV e da AICV. Além de base para conclusões, recomendações e tomada de decisões, de acordo com o objetivo e escopo estabelecidos.

Deste modo, após ter montado cada sistema de produto, foi realizado uma comparativa de resultados para cada tipo de mistura.

Com a obtenção da energia incorporada para cada processo da produção do solo-cal, e com os resultados experimentais do programa de resistência não confinada, estimou-se as misturas de

custo energético com menor impacto no ambiente. Permitindo realizar recomendações para a dosagem de misturas de solo-cal e que gerem o menor impacto no ambiente desde do ponto de vista energético.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 ENSAIOS DE PINHOLE TEST

Nas Tabelas 4.1 até 4.4 apresentam-se os resultados do ensaio de *Pinhole Test*, avaliando a dispersibilidade dos corpos-de-prova moldados e ensaiados. Neste ensaio, a dispersão é classificada em seis padrões, que variam desde não dispersivos (*classe ND1*) a fortemente dispersivos (*classe D1*).

Tabela 4.1 – Resultados do ensaio *Pinhole Test* em corpos-de-prova sem adição de cal

Tipo de Amostra	P100X	P200X	P300X
<i>Peso Específico aparente Seco (kN/m³)</i>	16	17,5	19
<i>Teor de Cal (%)</i>	-	-	-
<i>Carga Hidráulica (mm)</i>	50	50	50
<i>Diâmetro do furo final (mm)</i>	1,5 - 2 mm	1,5	2 mm
<i>Classificação</i>	ND4	ND4	ND4

Tabela 4.2 – Resultados do ensaio *Pinhole Test* em corpos-de-prova com adição de cal de 1%.

Tipo de Amostra	P111X	P211X	P311X
<i>Peso Específico aparente Seco (kN/m³)</i>	16	17,5	19
<i>Teor de Cal (%)</i>	1	1	1
<i>Carga Hidráulica (mm)</i>		50 para 180	
<i>Diâmetro do furo final (mm)</i>	1,5	1,5	1,1
<i>Classificação</i>	ND3	ND3	ND3

Tabela 4.3 – Resultados do ensaio *Pinhole Test* em corpos-de-prova com adição de cal de 2%.

Tipo de Amostra	P121X	P221X	P321X
<i>Peso Específico aparente Seco (kN/m³)</i>	16	17,5	19
<i>Teor de Cal (%)</i>	2	2	2
<i>Carga Hidráulica (mm)</i>		50 para 1020	
<i>Diâmetro do furo final (mm)</i>	1,1	1	1
<i>Classificação</i>	ND1	ND1	ND1

Tabela 4.4 – Resultados do ensaio *Pinhole Test* em corpos-de-prova com adição de cal de 3%.

<i>Tipo de Amostra</i>	P131X	P231X	P331X
<i>Peso Específico aparente Seco (kN/m³)</i>	16	17,5	19
<i>Teor de Cal (%)</i>	3	3	3
<i>Carga Hidráulica (mm)</i>	50 para 1020		
<i>Diâmetro do furo final (mm)</i>	1	1	1
<i>Classificação</i>	ND1	ND1	ND1

Nas seguintes figuras, apresenta-se o registro fotográfico dos ensaios *Pinhole Test* onde, na Figura 4.1 se mostra a comparação na medição das dimensões finais do furo e na Figura 4.2, observa-se o aspecto das vazões de água destilada que foram percoladas, através de um pequeno furo feito axialmente no corpo-de-prova padrão. Para um maior senso da turbidez da água percolada, do lado esquerdo de todas as fotos da Figura 4.2, colocou-se um cilindro graduado com água destilada.

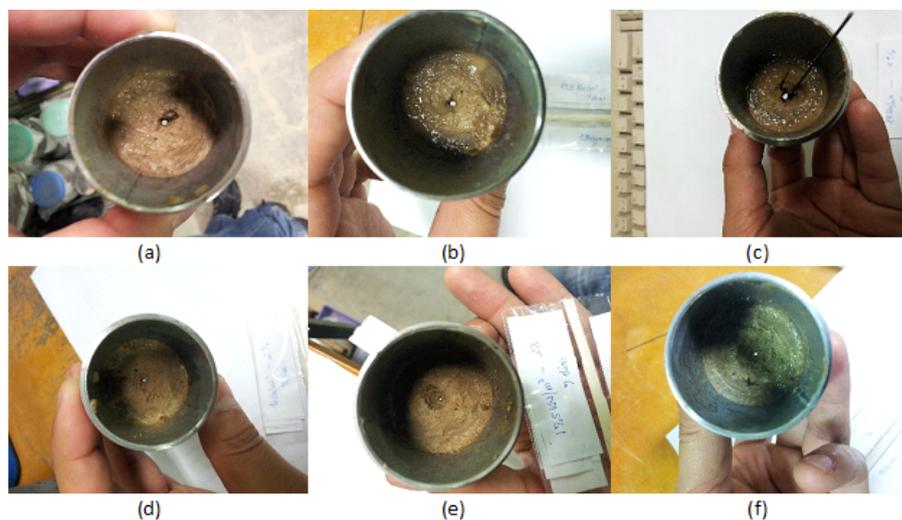


Figura 4.1 – Comparativo das dimensões finais do furo: para 16 kN/m^3 , $17,5\text{ kN/m}^3$ e 19 kN/m^3 com adição de cal de 1%, (a)(b) e (c), respectivamente; para 16 kN/m^3 , $17,5\text{ kN/m}^3$ e 19 kN/m^3 com adição de cal de 2%, (d)(e) e (f), respectivamente.



Figura 4.2 – Ensaio *Pinhole Test*: para 16 kN/m^3 , $17,5\text{ kN/m}^3$ e 19 kN/m^3 com adição de cal de 1%, (a)(b) e (c), respectivamente; para 16 kN/m^3 , $17,5\text{ kN/m}^3$ e 19 kN/m^3 com adição de cal de 2%, (d)(e) e (f), respectivamente; para 16 kN/m^3 , $17,5\text{ kN/m}^3$ e 19 kN/m^3 com adição de cal de 3%, (g)(h) e (i), respectivamente.

Os resultados dos ensaios de *Pinhole Test* evidenciaram, em geral, comportamentos pouco e não dispersivos dos solos dispersivos com adição de cal.

4.2 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

4.2.1 Efeito do Teor de Cal

Nas Figuras 4.3, 4.4 e 4.5, são apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função da quantidade de cal para 7, 28 e 60 dias de cura, respectivamente. Cada curva, isoladamente, possui a mesma massa específica aparente seca e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega = 13\%$).

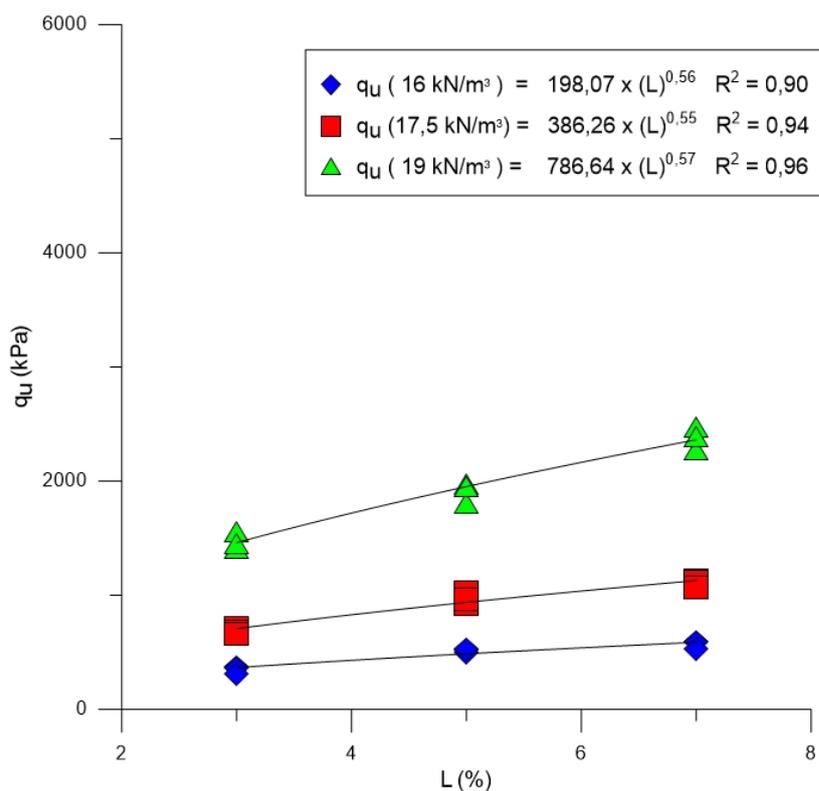


Figura 4.3 – Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cal do Solo-Cal (7 dias de cura)

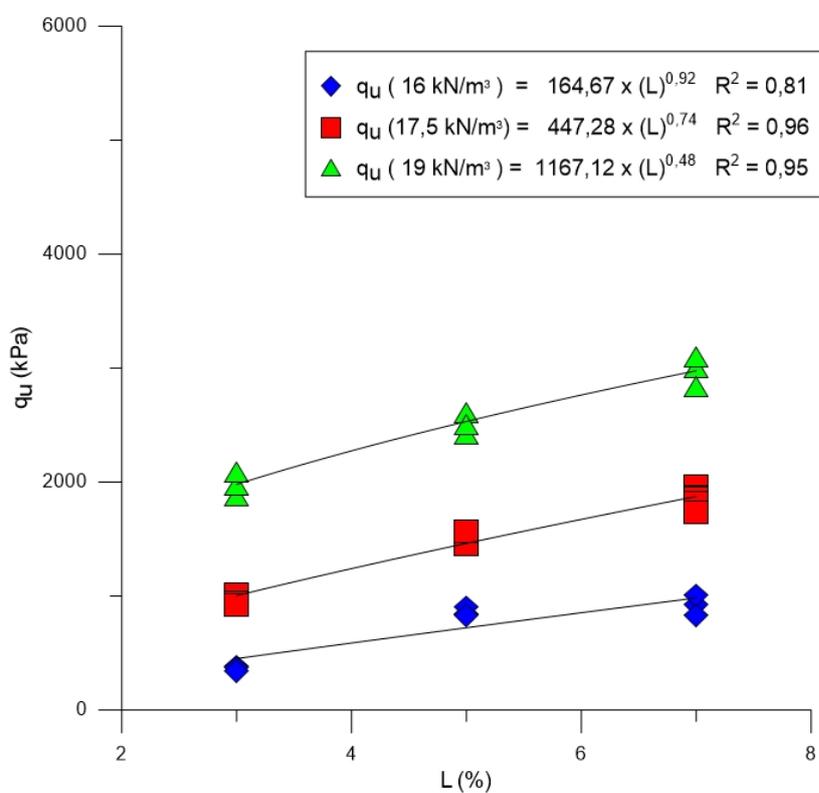


Figura 4.4 – Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cal do Solo-Cal (28 dias de cura)

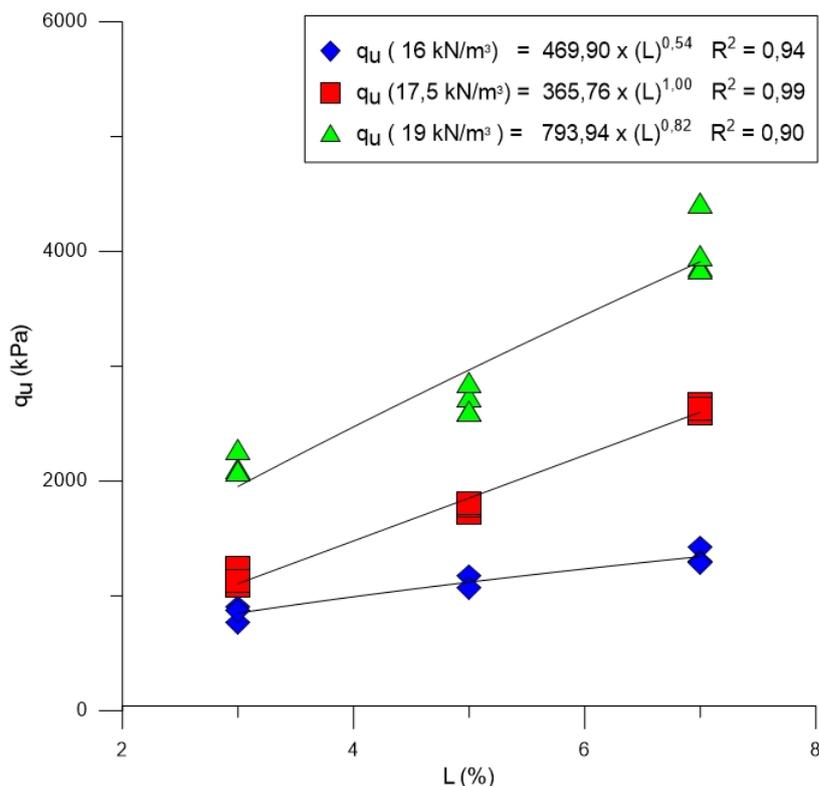


Figura 4.5 – Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cal do Solo-Cal (60 dias de cura)

Pode-se observar que a quantidade de cal exerce influência sobre a resistência à compressão simples do material. Ao se aumentar a quantidade de cal de 3% para 7% para cada peso específico aparente seco, a resistência à compressão simples, em média, teve um acréscimo. Verifica-se também que, na faixa de teores estudados, a resistência à compressão simples aumentou de forma potencial com o aumento da quantidade de cal. Isto devido que a resistência sem adição de cal é zero. Este comportamento de aumento da resistência com a adição de cal é um aspecto esperado por grande parte de trabalhos consultados, entre eles: Herrin e Mitchell (1961), Ingles e Metcalf (1972), Nunez (1991), Lopes Junior (2007).

4.2.2 Efeito do Tempo de Cura

Nas Figuras 4.6, 4.7 e 4.8, são apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função do tempo de cura para 16, 17, 5 e 19 kN/m^3 de peso específico aparente seco respectivamente. Cada curva, isoladamente, possui a mesma massa específica aparente seca e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega = 13\%$).

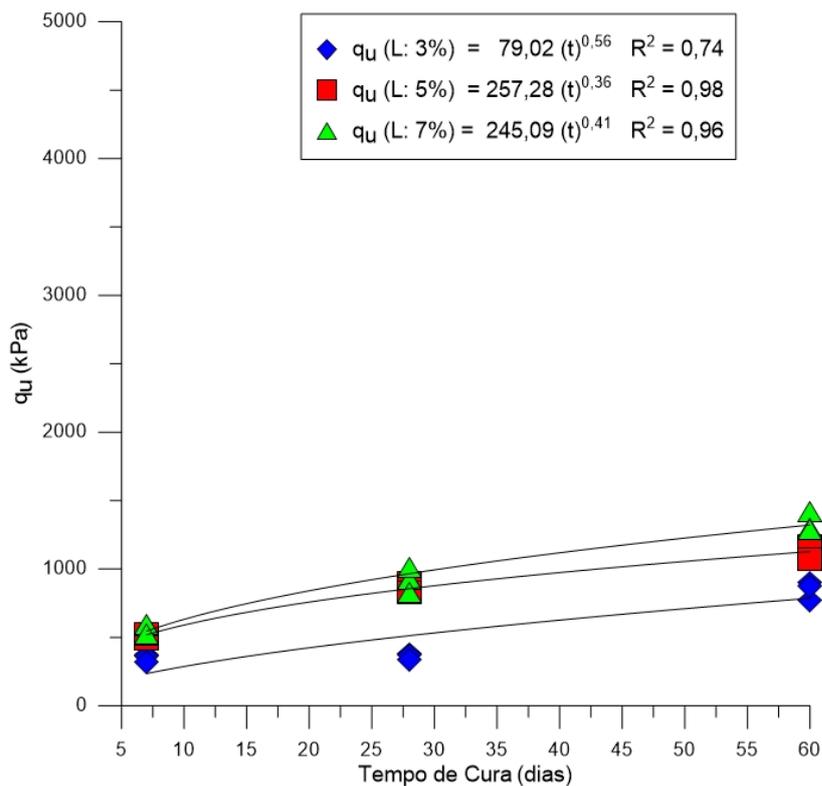


Figura 4.6 – Variação da resistência à compressão simples em relação ao tempo de cura do Solo-Cal ($16\text{kN}/\text{m}^3$)

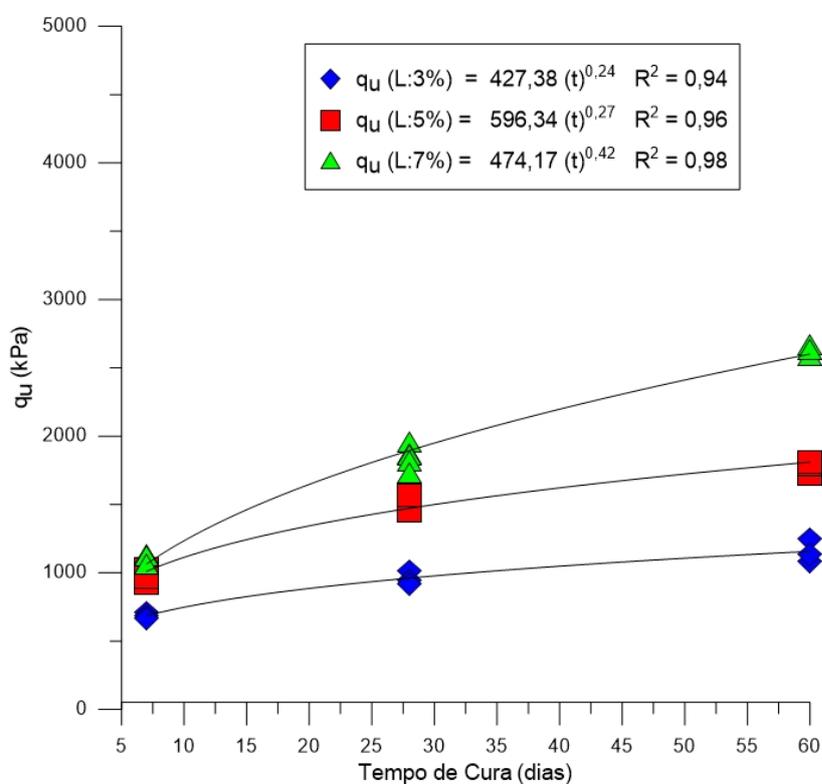


Figura 4.7 – Variação da resistência à compressão simples em relação ao tempo de cura do Solo-Cal ($17,5\text{kN}/\text{m}^3$)

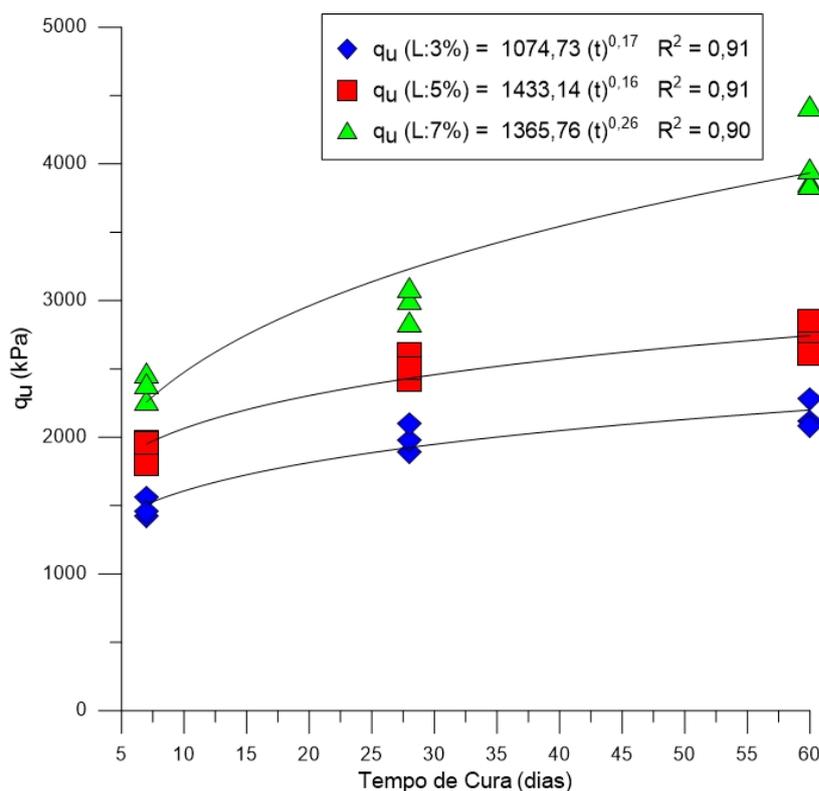


Figura 4.8 – Variação da resistência à compressão simples em relação ao tempo de cura do Solo-Cal ($19kN/m^3$)

A partir das figuras acima apresentadas, observa-se que o tempo de cura exerce influência sobre a resistência à compressão simples da mistura compactada. Para cada peso específico aparente seco com um mesmo teor de cal, pode-se observar uma tendência de aumento linear da resistência à compressão simples em função do tempo de cura.

A razão de aumento da resistência à compressão simples para os tempos de cura de 28 e 60 dias em função aos 7 dias de cura é apresentado na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Razão da resistência à compressão simples para 28 e 60 dias de cura em relação a 7 dias de cura

Peso específico aparente seco	Teor de Cal	Tempo de Cura	
		28 dias	60 dias
$16kN/m^3$	3%	1,05	2,80
	5%	1,43	2,10
	7%	1,48	2,25
$17,5kN/m^3$	3%	1,25	1,64
	5%	1,28	1,70
	7%	1,50	2,27
$19kN/m^3$	3%	1,16	1,41
	5%	1,14	1,36
	7%	1,27	1,70

4.2.3 Efeito da Porosidade

Nas Figuras 4.9, 4.10 e 4.11 são apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função da porosidade do solo-cal para 7, 28 e 60 dias de cura, respectivamente. Cada curva, isoladamente, possui a mesma quantidade de cal e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega = 13\%$).

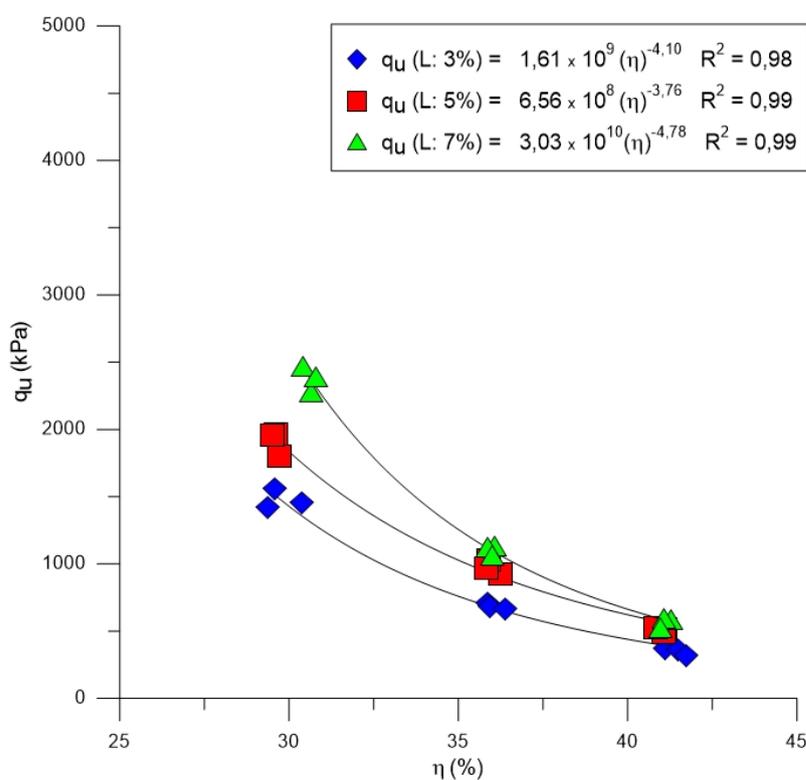


Figura 4.9 – Variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade do Solo-Cal (7 dias de cura)

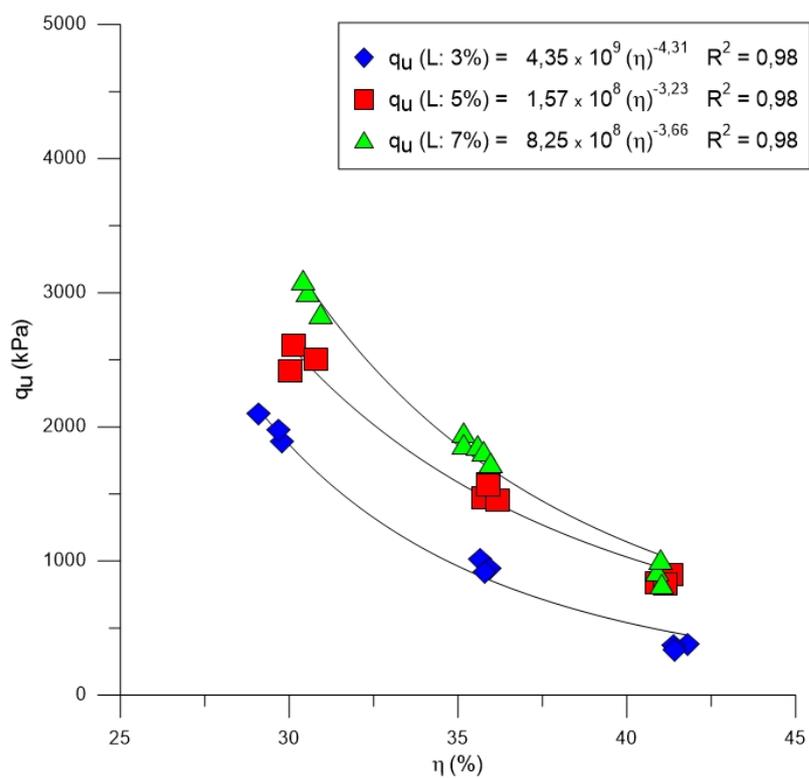


Figura 4.10 – Variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade do Solo-Cal (28 dias de cura)

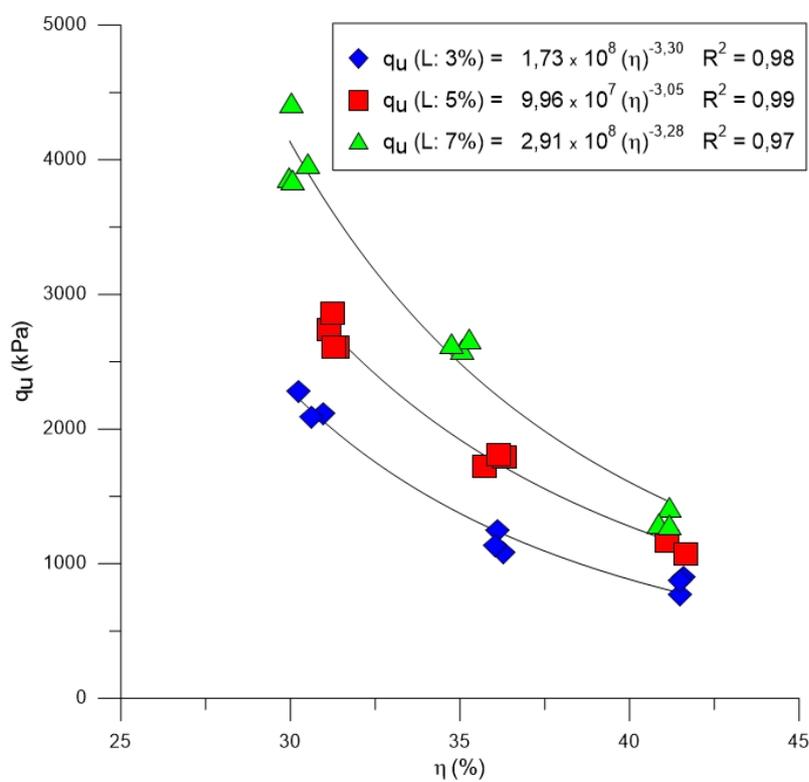


Figura 4.11 – Variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade do Solo-Cal (60 dias de cura)

As figuras permitem verificar que a diminuição da porosidade gera aumentos substanciais de resistência à compressão simples, independentemente da quantidade de cal adicionada e do tempo de cura. O aumento da resistência à compressão simples com a redução da porosidade, pode estar relacionado à existência de maior contato entre as partículas existentes, este efeito benéfico em termos de aumento de resistência com a diminuição da porosidade tem sido reportado em diversos trabalhos (Ingles e Metcalf, (1972); Nunez, (1991); Foppa, (2005); Lopes Junior, (2007); Dalla Rosa, (2009); Lopes Junior, (2011); entre outros).

4.2.4 Relação Vazios/Cal

A relação de vazios/cal se compara com a relação vazios/cimento utilizada por Larnach (1960) que relaciona a porosidade η e o teor volumétrico de cal L_{iv} através da seguinte equação:

$$\frac{V_v}{V_{Li}} = \frac{V_v/V_{total}}{V_{Li}/V_{total}} = \frac{\eta}{L_{iv}} \quad (4.1)$$

Onde: V_v = volume absoluto de vazios (água + ar) da amostra;

V_{Li} = volume absoluto de cal da amostra;

V_{total} = volume total da amostra.

Nas Figuras 4.12, 4.13 e 4.14 são apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função da relação vazios/cal do solo-cal para 7, 28 e 60 dias de cura, respectivamente. Cada curva, isoladamente, possui a quantidade de cal e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega = 13\%$).

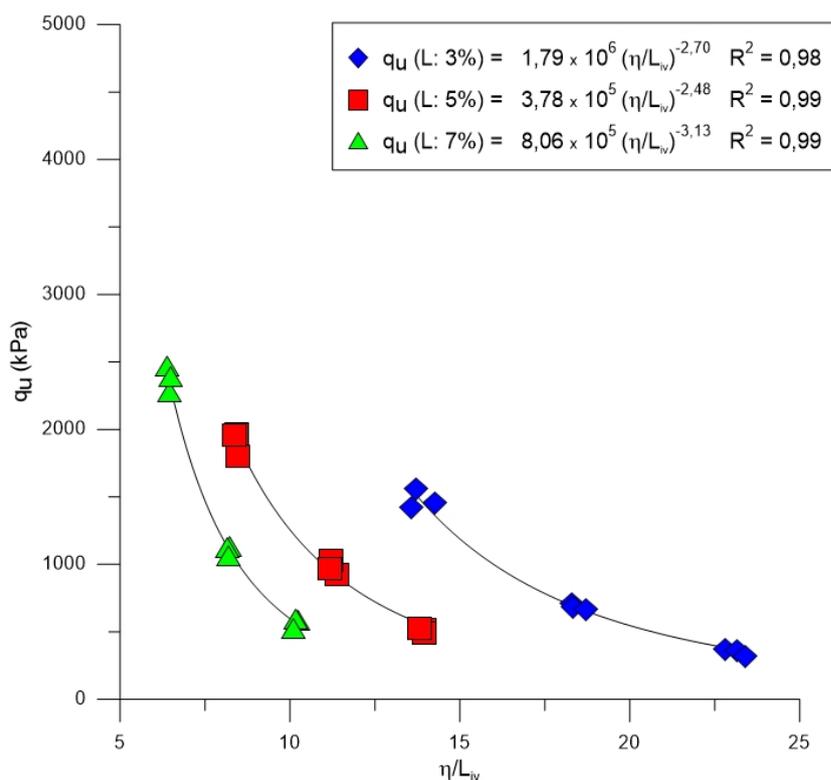


Figura 4.12 – Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal do Solo-Cal (7 dias de cura)

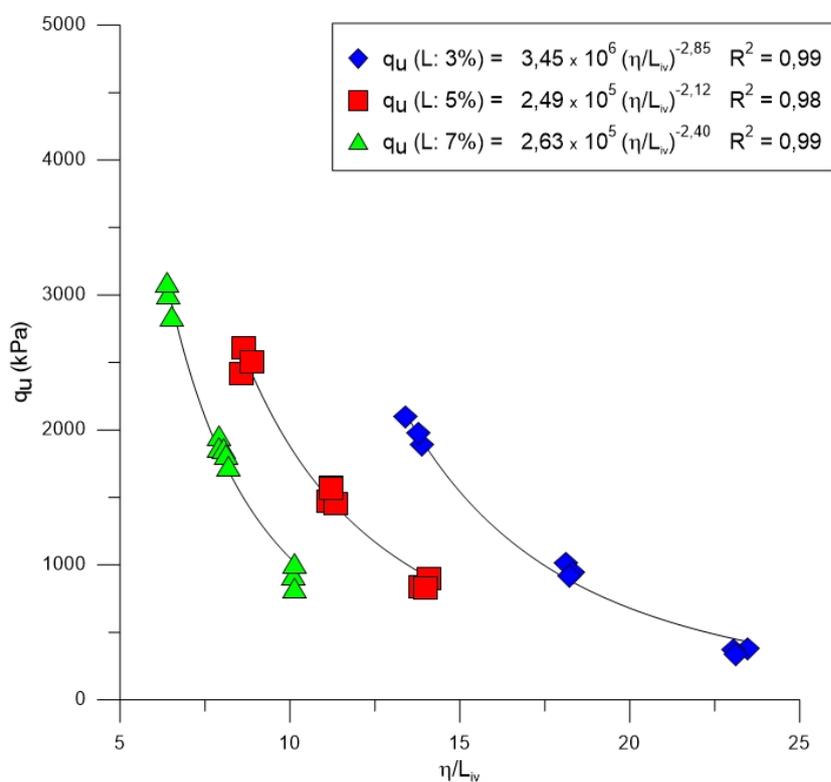


Figura 4.13 – Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal do Solo-Cal (28 dias de cura)

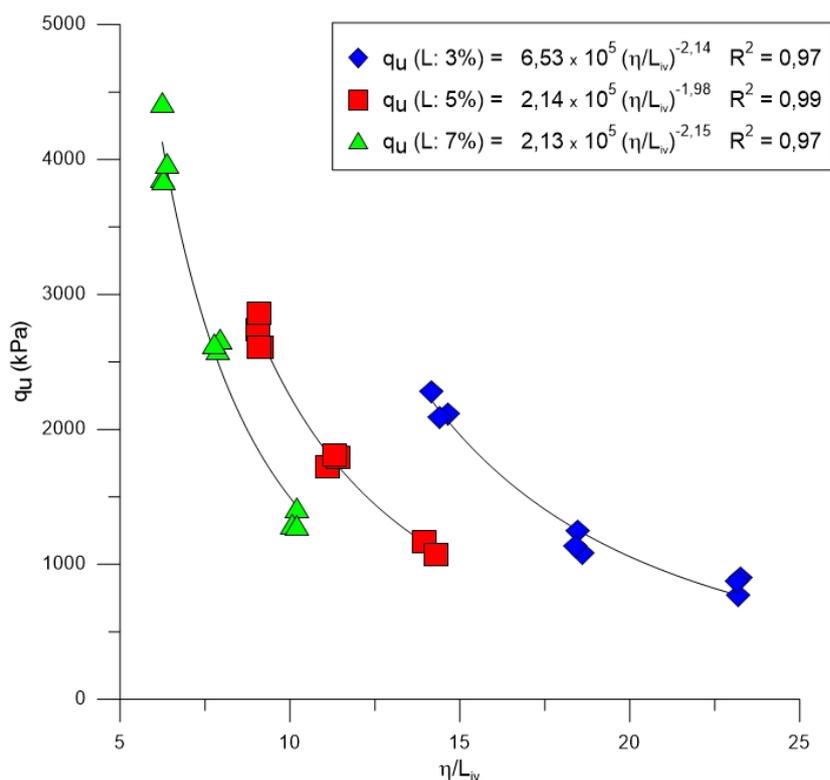


Figura 4.14 – Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal do Solo-Cal (60 dias de cura)

Pode-se observar que não existe uma correlação única entre a resistência à compressão simples e a relação porosidade/teor volumétrico de cal. Nota-se ainda, que iguais valores de porosidade/teor volumétrico de cal, obtidos de diferentes combinações de cal e porosidades, apresentam distintas resistências.

Como já citado na revisão bibliográfica, uma maneira de compatibilizar as taxas de variação das grandezas citadas é através da aplicação de uma potência sobre uma delas. Após diversas tentativas obteve-se que, aplicando uma potência igual a 0,16 sobre o parâmetro L_{iv} , haveria uma melhor compatibilização entre as taxas de variação, resultando num melhor ajuste para a relação vazios/cal.

Nas Figuras 4.15, 4.16 e 4.17 são apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função da relação porosidade/teor volumétrico de cal ajustado pela potência de 0,16, dos corpos-de-prova de solo-cal para 7, 28 e 60 dias de cura, respectivamente. Cada curva, isoladamente, possuem o mesmo teor de umidade ($\omega = 13\%$).

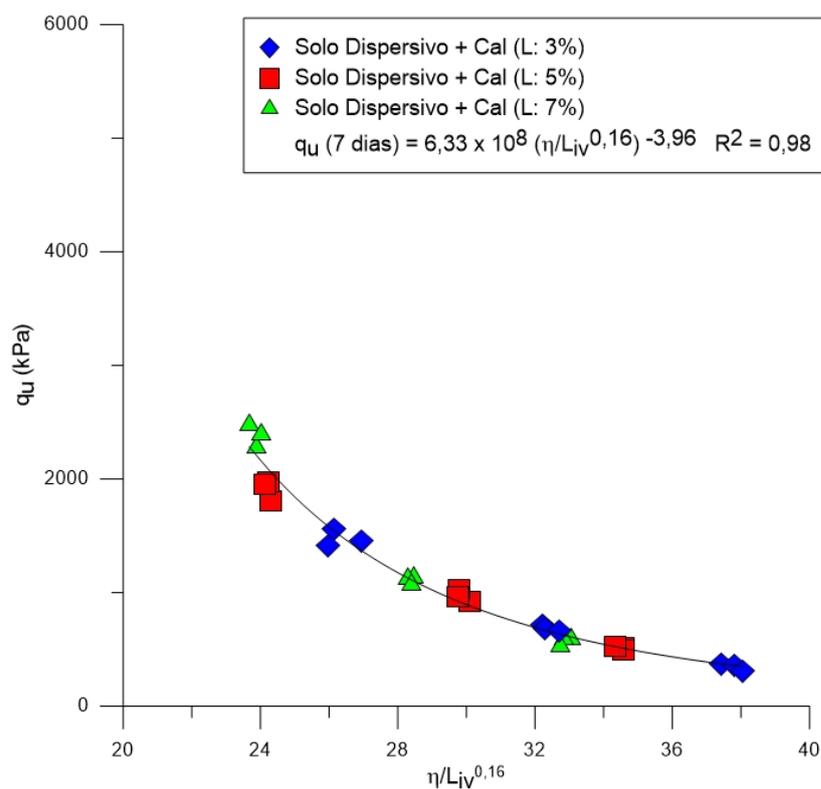


Figura 4.15 – Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (7 dias de cura)

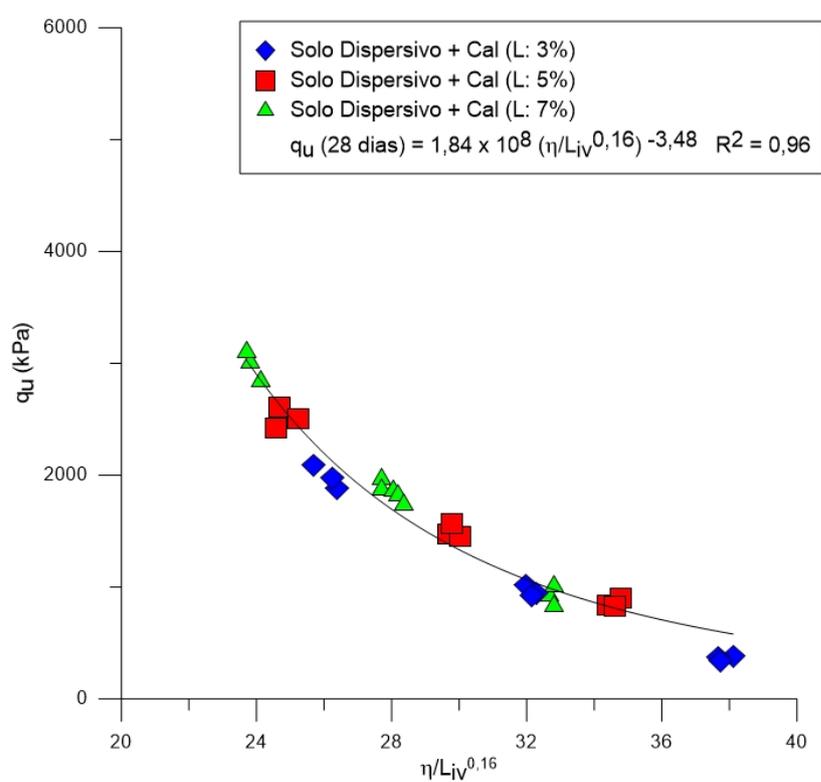


Figura 4.16 – Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (28 dias de cura)

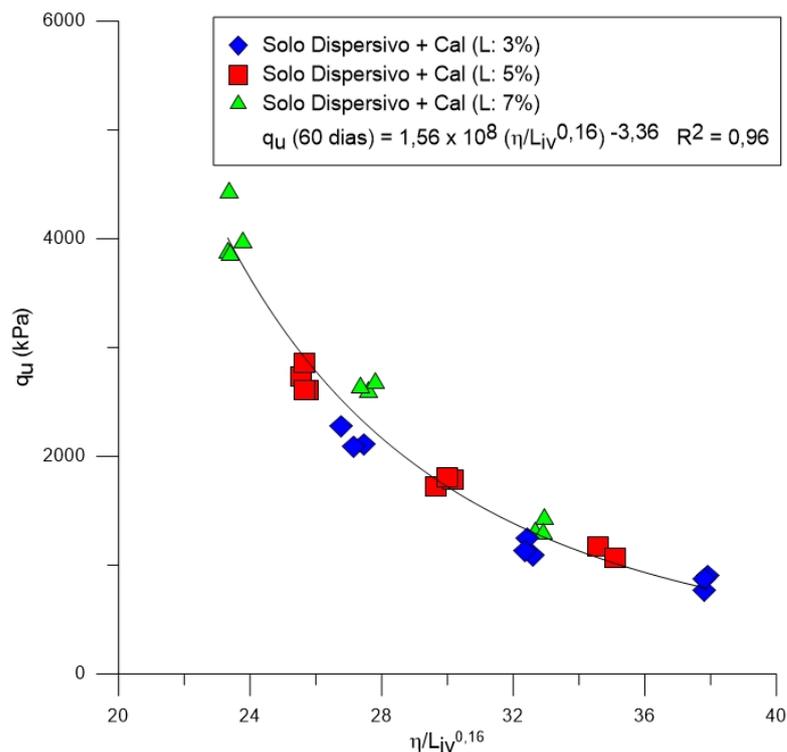


Figura 4.17 – Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (60 dias de cura)

Pode-se observar uma boa correlação entre o volume de vazios/volume de cal ajustados e a resistência à compressão simples do solo-cal compactado em estudo. Foi utilizado no ajuste curva tipo potência, a qual apresentou melhores coeficientes de correlação R^2 .

4.2.5 Modo de Ruptura

A Figura 4.18 mostra alguns corpos-de-prova solo-cal submetidos à compressão simples. Na maior parte de todos os ensaios de compressão simples realizados, observou-se um modo de ruptura frágil com a formação de um ou mais planos de ruptura bem definidos.

Em geral, o ângulo formado entre o plano de ruptura e o plano onde atua a tensão principal maior é de aproximadamente 60° . Não foram notadas diferenças consideráveis entre o tipo de ruptura apresentado por corpos-de-prova com mesmo fator vazios/cal.



Figura 4.18 – Corpos-de-prova submetidos à compressão simples (Plano de ruptura típico)

4.3 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIAMETRAL

4.3.1 Efeito do Teor de Cal

Nas Figuras 4.19, 4.20 e 4.21 são apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão diametral em função da quantidade de cal para 7, 28 e 60 dias de cura, respectivamente. Cada curva, isoladamente, possui a mesma massa específica aparente seca e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega = 13\%$).

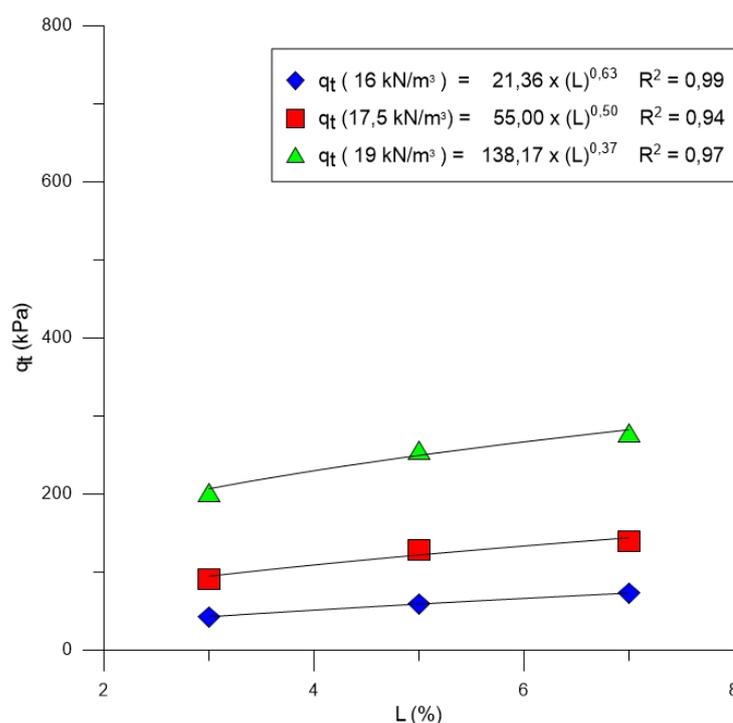


Figura 4.19 – Variação da resistência à compressão diametral em relação à quantidade de cal do Solo-Cal (7 dias de cura)

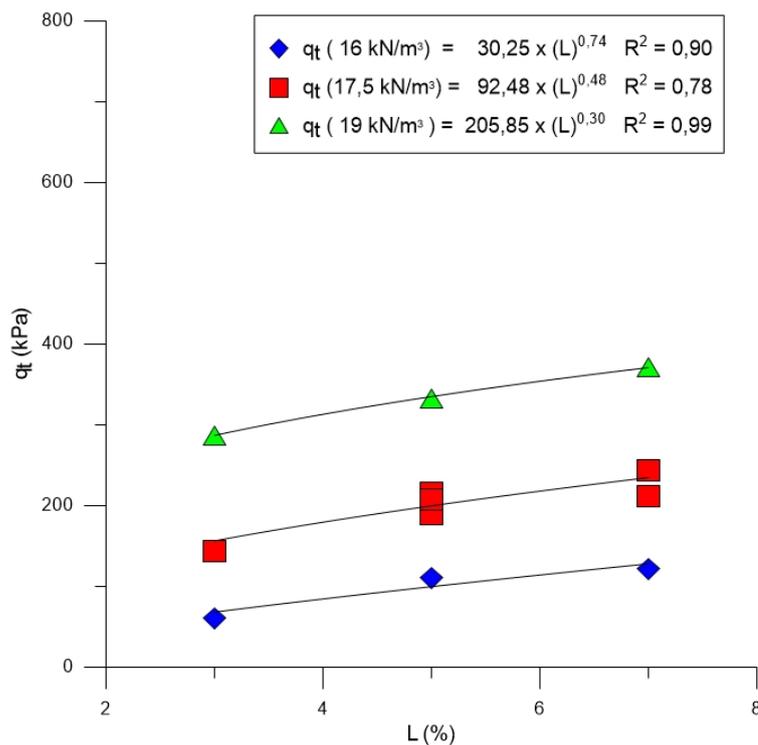


Figura 4.20 – Variação da resistência à compressão diametral em relação à quantidade de cal do Solo-Cal (28 dias de cura)

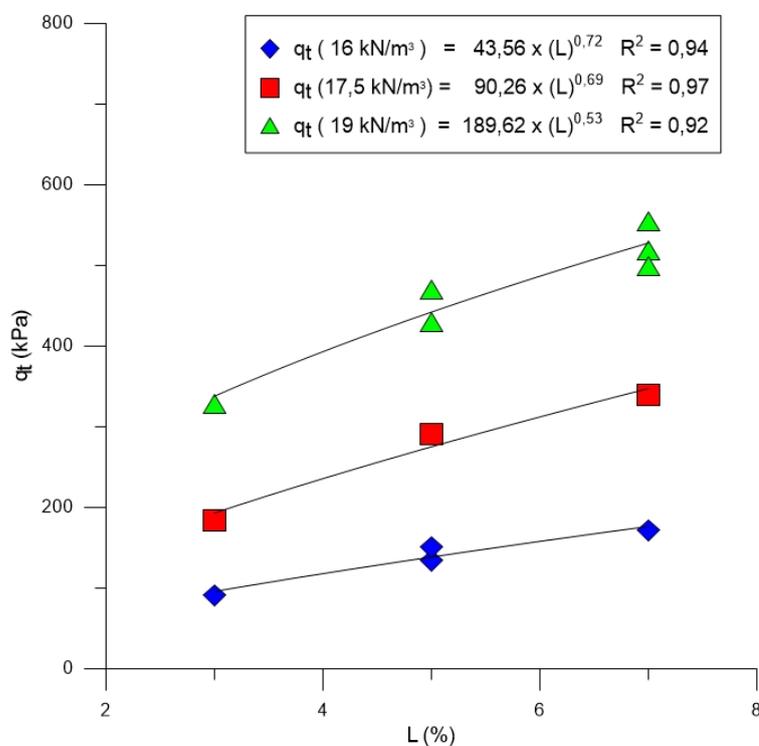


Figura 4.21 – Variação da resistência à compressão diametral em relação à quantidade de cal do Solo-Cal (60 dias de cura)

Pode-se observar que a quantidade de cal exerce influência sobre a resistência à compressão diametral do material. Ao se aumentar a quantidade de cal de 3% para 7%, a resistência à compressão diametral, em média, teve um acréscimo respeito aos pesos específicos determinados para a moldagem.

4.3.2 Efeito do Tempo de Cura

Nas Figuras 4.22, 4.23 e 4.24, são apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão diametral em função ao tempo de cura para 16, 17, 5 e 19 kN/m^3 de peso específico aparente seco respectivamente. Cada curva, isoladamente, possui a mesma quantidade de cal e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega = 13\%$).

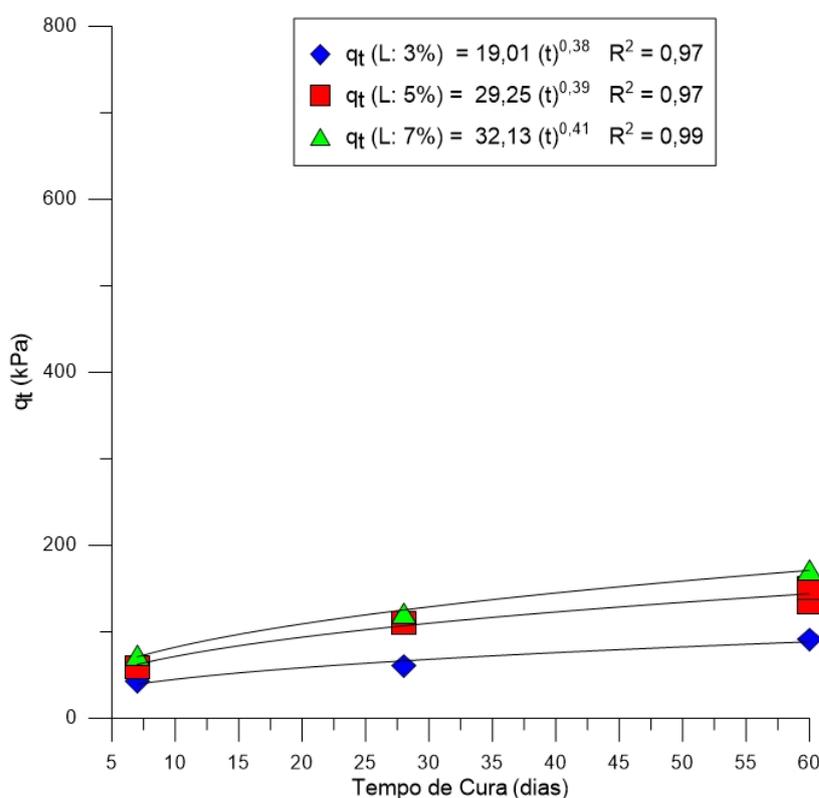


Figura 4.22 – Variação da resistência à compressão diametral em relação ao tempo de cura do Solo-Cal ($16kN/m^3$)

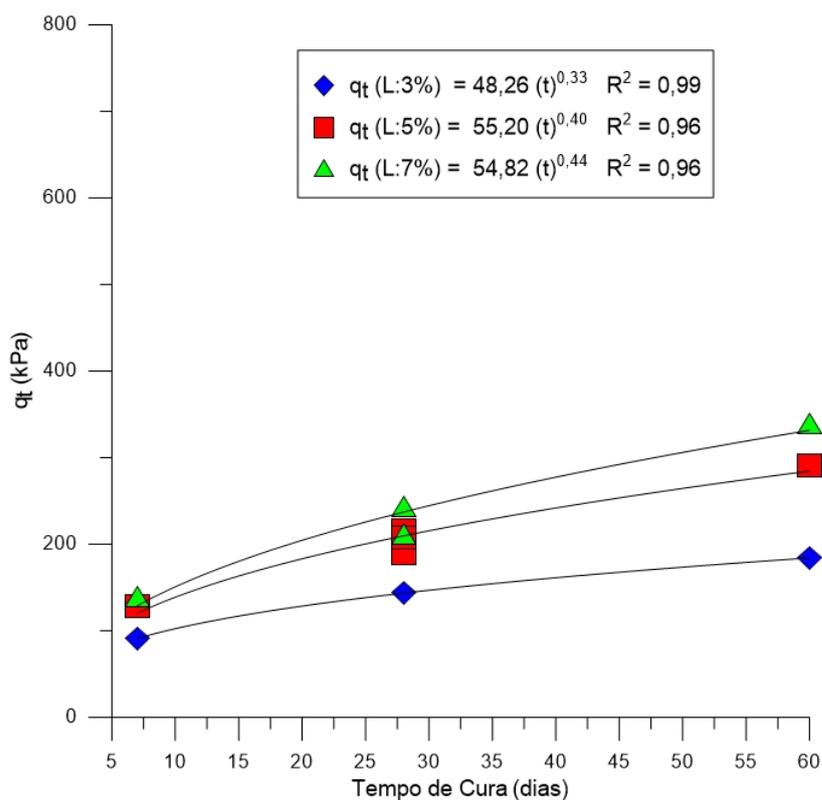


Figura 4.23 – Variação da resistência à compressão diametral em relação ao tempo de cura do Solo-Cal ($17,5 \text{ kN/m}^3$)

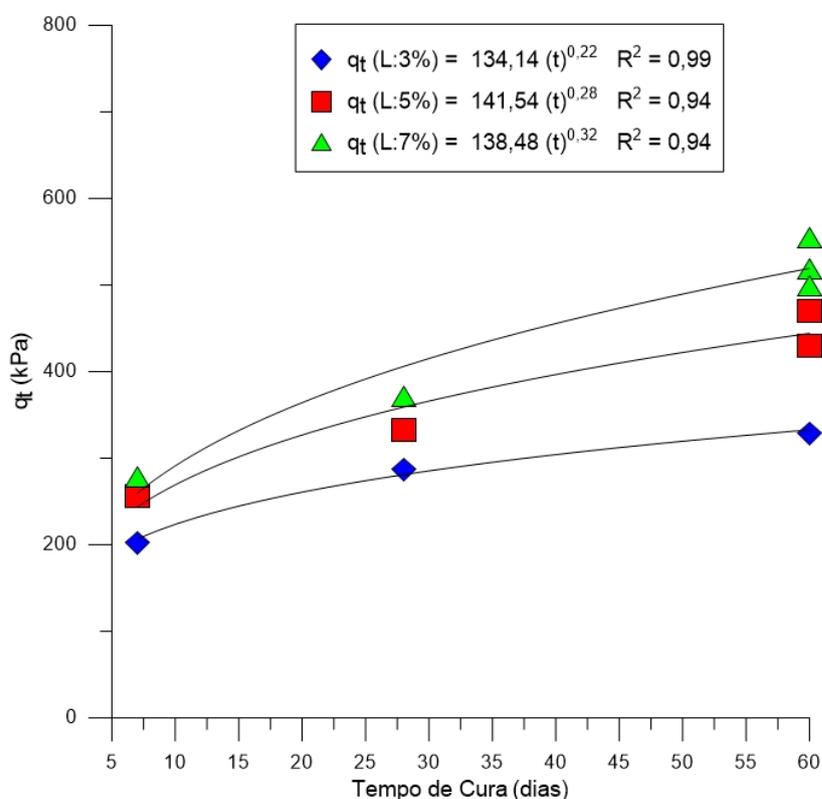


Figura 4.24 – Variação da resistência à compressão diametral em relação ao tempo de cura do Solo-Cal (19 kN/m^3)

A partir das figuras acima apresentadas, observa-se que o tempo de cura exerce influência sobre a resistência à compressão diametral da mistura compactada. Para cada peso específico aparente seco com um mesmo teor de cal pode-se observar uma tendência de aumento linear da resistência à compressão diametral em função ao tempo de cura.

A razão de aumento da resistência à compressão diametral para os tempos de cura de 28 e 60 dias em função aos 7 dias de cura é apresentado na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Razão da resistência à compressão diametral para 28 e 60 dias de cura em relação a 7 dias de cura

Peso específico aparente seco	Teor de Cal	Tempo de Cura	
		28 dias	60 dias
16kN/m ³	3%	1,46	2,15
	5%	1,46	2,15
	7%	1,51	2,27
17,5kN/m ³	3%	1,37	1,93
	5%	1,45	2,14
	7%	1,54	2,36
19kN/m ³	3%	1,22	1,56
	5%	1,30	1,76
	7%	1,36	1,92

4.3.3 Efeito da Porosidade

Nas Figuras 4.25, 4.26 e 4.27, são apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão diametral em função da porosidade do solo-cal para 7, 28 e 60 dias de cura, respectivamente. Cada curva, isoladamente, todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega = 13\%$).

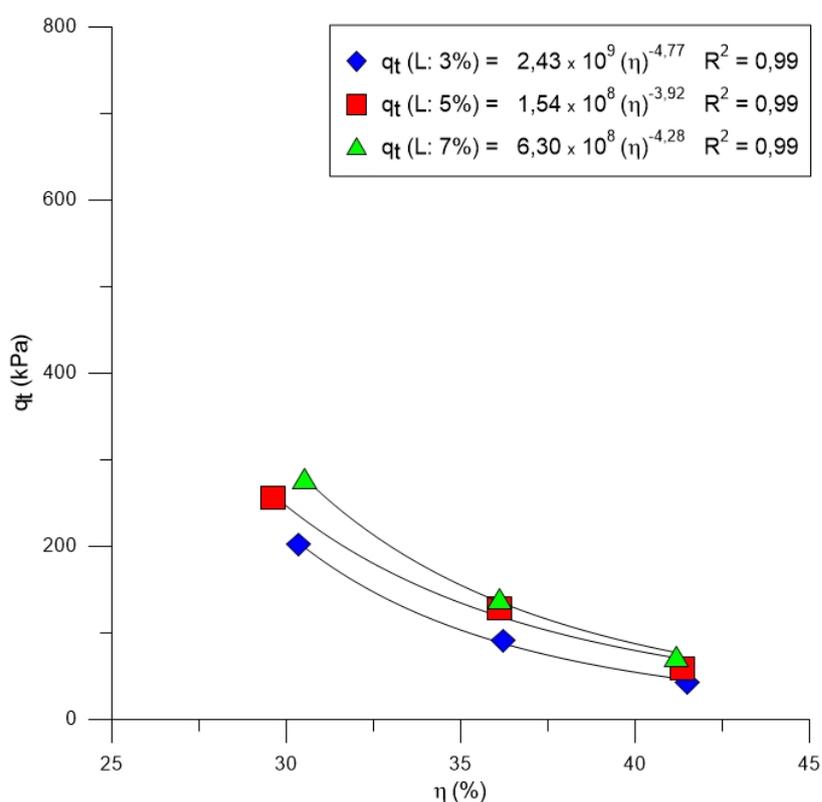


Figura 4.25 – Variação da resistência à compressão diametral em relação à porosidade do Solo-Cal (7 dias de cura)

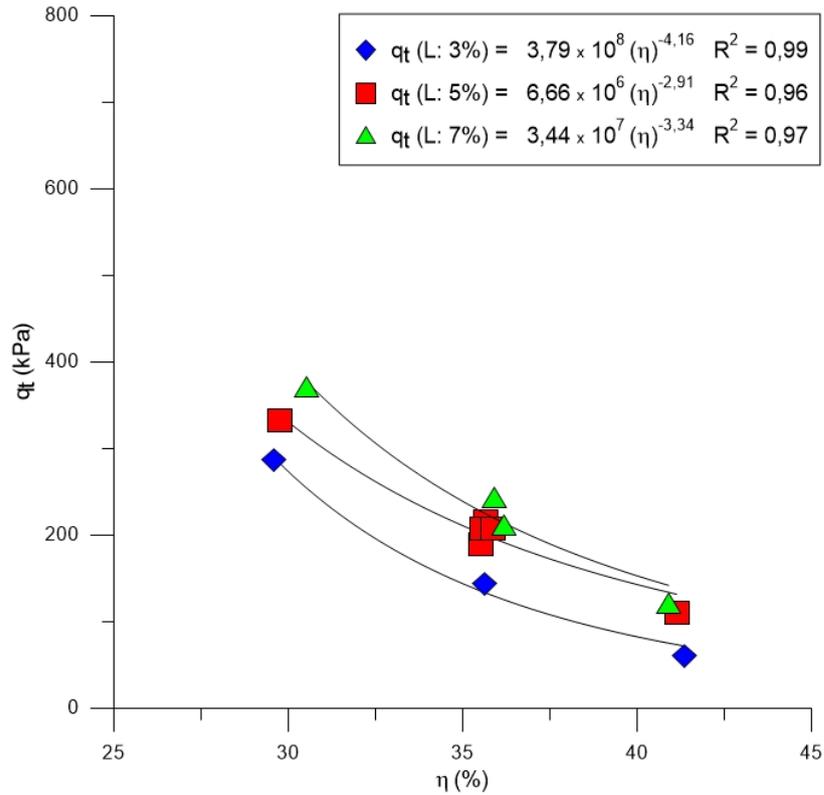


Figura 4.26 – Variação da resistência à compressão diametral em relação à porosidade do Solo-Cal (28 dias de cura)

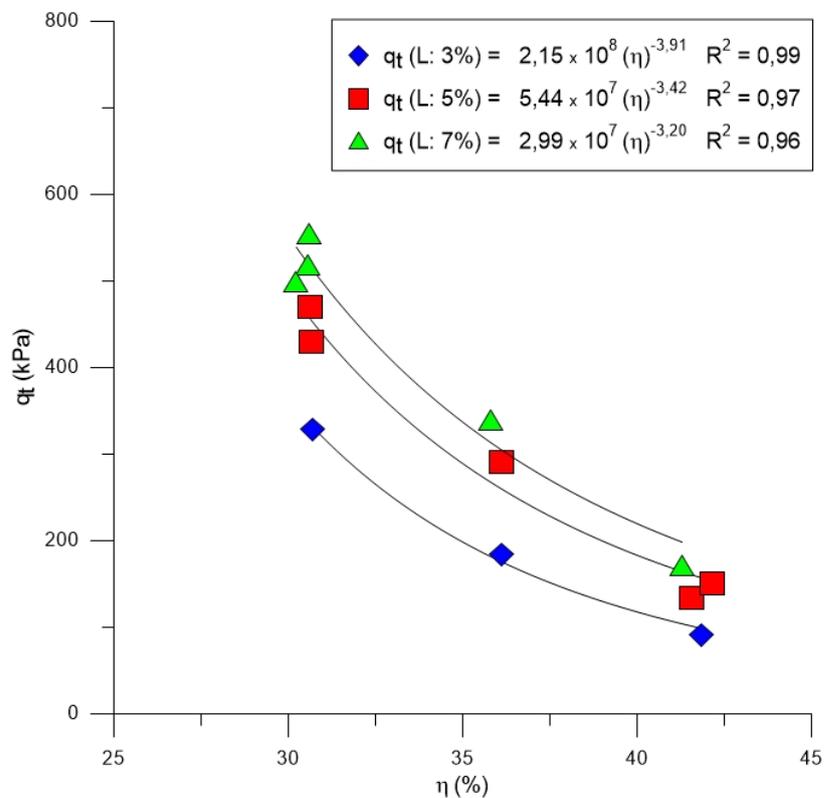


Figura 4.27 – Variação da resistência à compressão diametral em relação à porosidade do Solo-Cal (60 dias de cura)

Observa-se nas figuras que todas as curvas tem uma boa tendência potencial, de comportamento similar com as curvas de resistências à compressão simples. Onde, as figuras permitem verificar que a diminuição da porosidade gera aumentos substanciais de resistência à compressão diametral, independentemente da quantidade de cal adicionada e do tempo de cura.

4.3.4 Relação Vazios/Cal

Nas Figuras 4.28, 4.29 e 4.30 são apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão diametral em função da relação vazios/cal do solo-cal para 7, 28 e 60 dias de cura, respectivamente. Cada curva, isoladamente, possui a mesma massa específica aparente seca e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega = 13\%$).

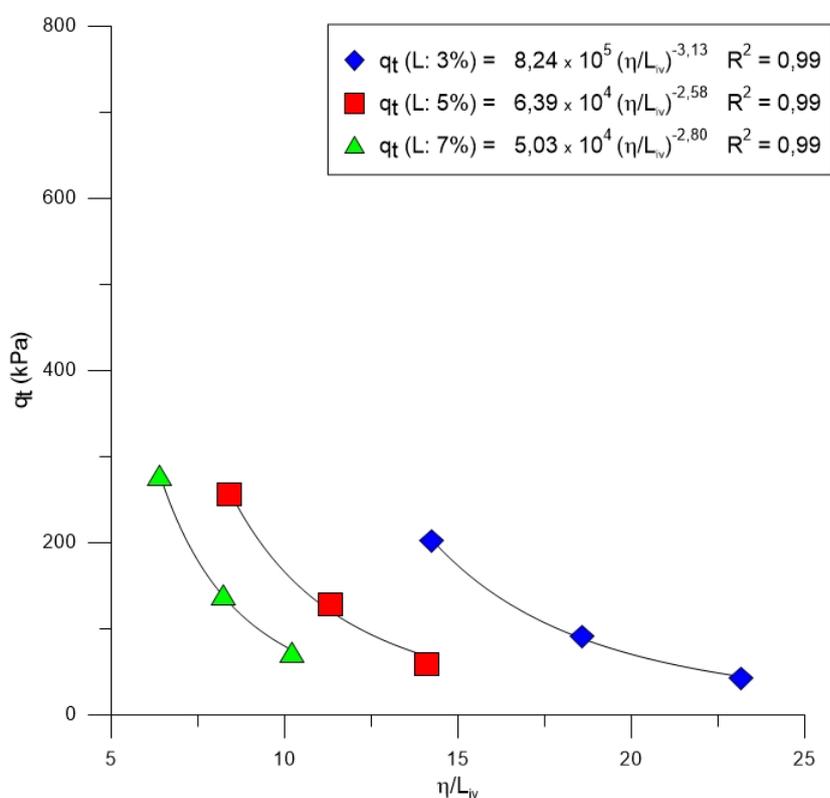


Figura 4.28 – Variação da resistência à compressão diametral versus relação vazios/cal do Solo-Cal (7 dias de cura)

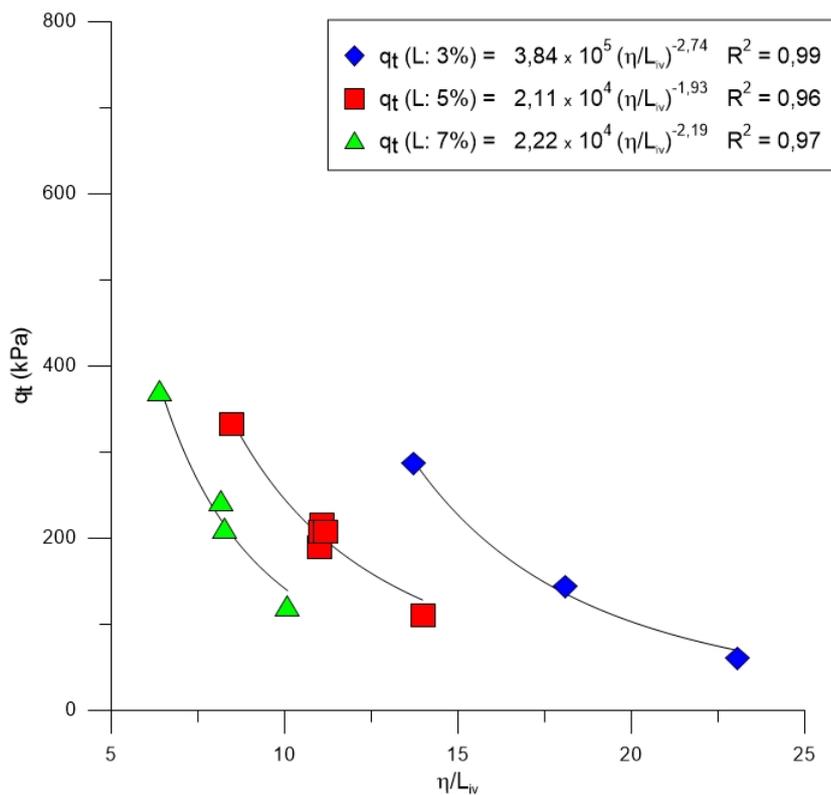


Figura 4.29 – Variação da resistência à compressão diametral versus relação vazios/cal do Solo-Cal (28 dias de cura)

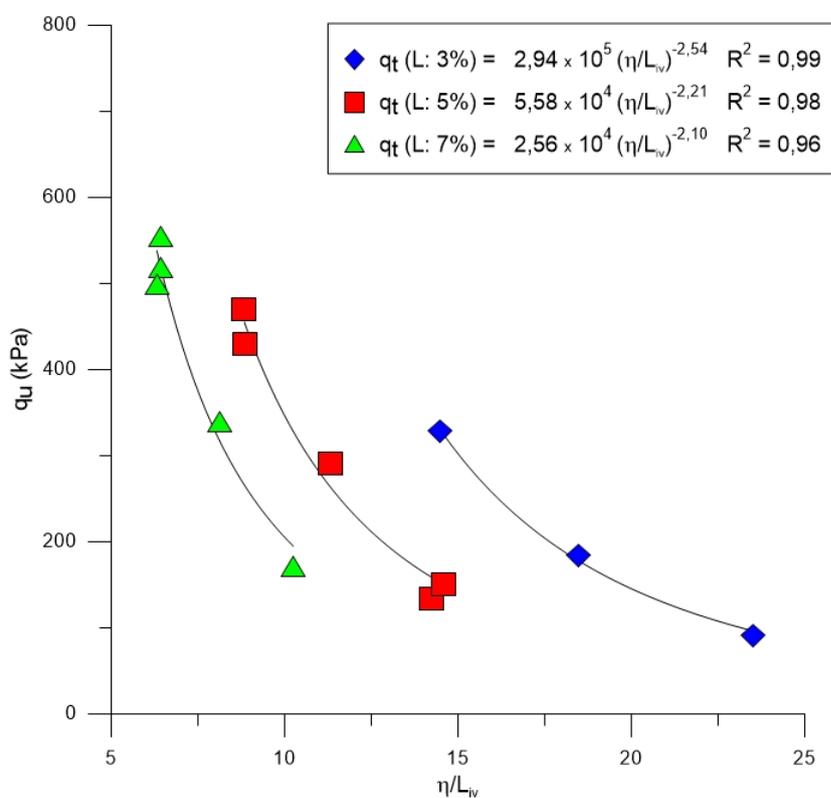


Figura 4.30 – Variação da resistência à compressão diametral versus relação vazios/cal do Solo-Cal (60 dias de cura)

Observa-se que não existe uma correlação única entre a resistência à compressão diametral e a relação porosidade/teor volumétrico de cal. Nota-se ainda, que iguais valores de porosidade/teor volumétrico de cal, obtidos de diferentes combinações de cal e porosidades, apresentam distintas resistências.

Contudo, de forma análoga à análise da resistência à compressão simples, compatibilizou-se as taxas de variação das grandezas citadas através da aplicação de uma potência, uma potência igual a 0,16 sobre o parâmetro L_{iv} , resultando num melhor ajuste para a relação vazios/cal.

Nas Figuras 4.31, 4.32 e 4.33 são apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão diametral em função da relação porosidade/teor volumétrico de cal ajustado pela potência de 0,16, dos corpos-de-prova de solo-cal para 7, 28 e 60 dias de cura, respectivamente. Cada curva, isoladamente, todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega = 13\%$).

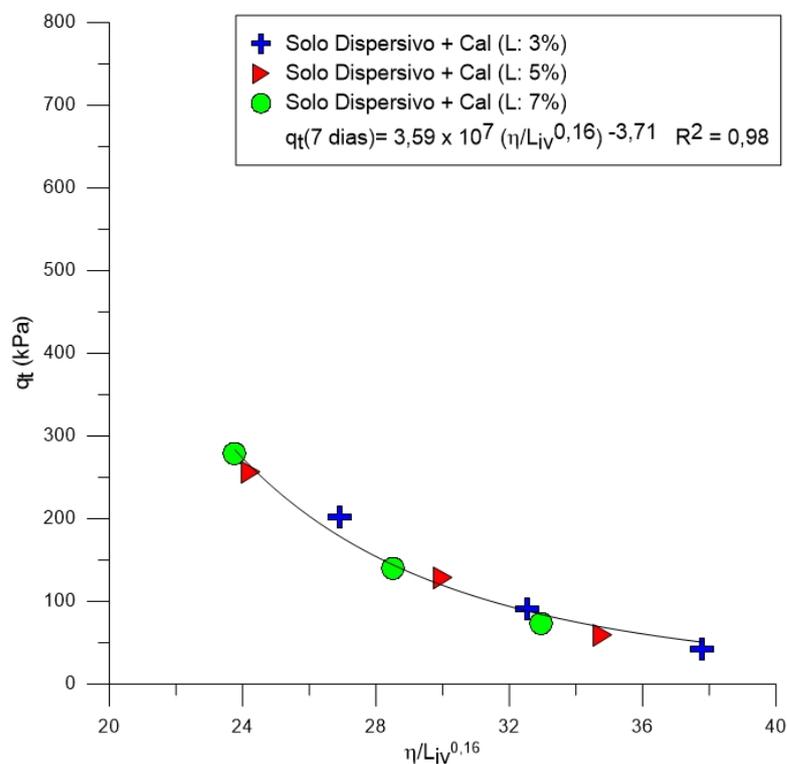


Figura 4.31 – Variação da resistência à compressão diametral versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (7 dias de cura)

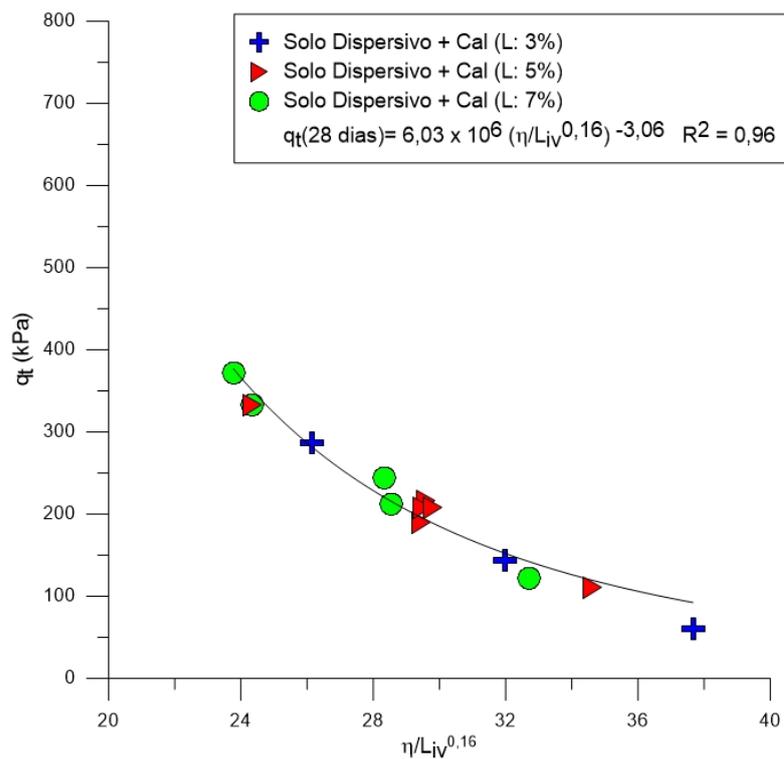


Figura 4.32 – Variação da resistência à compressão diametral versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (28 dias de cura)

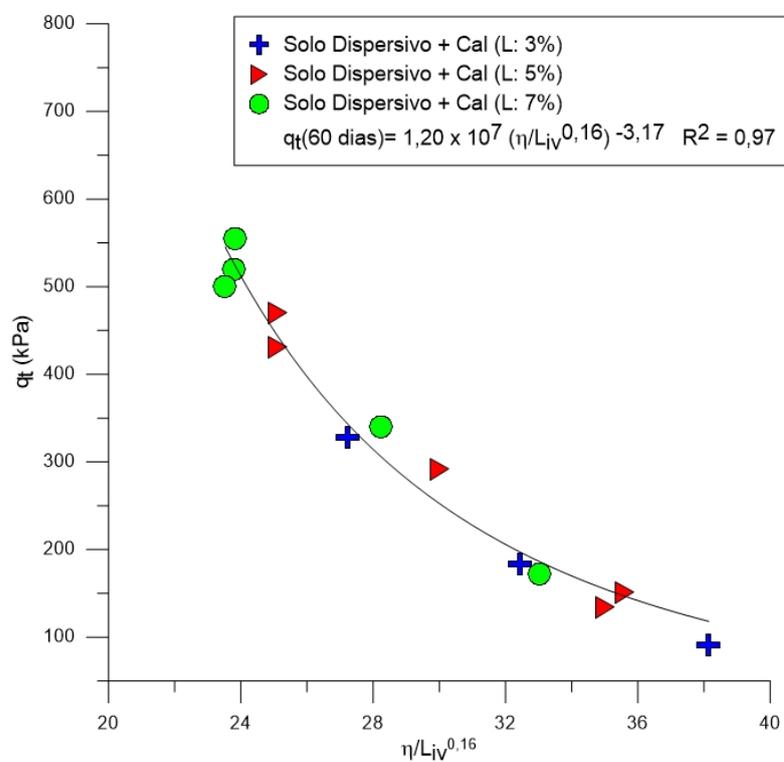


Figura 4.33 – Variação da resistência à compressão diametral versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (60 dias de cura)

Pode-se observar uma boa correlação mesmo com poucos pontos, entre o volume de vazios/volume de cal ajustados e a resistência à compressão diametral do solo-cal compactado em estudo. Foi utilizado no ajuste curva tipo potência, a qual apresentou melhores coeficientes de correlação R^2 .

4.3.5 Modo de Ruptura

Na maioria dos ensaios de resistência à compressão diametral realizados, observou-se um modo de ruptura frágil, com a formação de um plano de ruptura bem definido no sentido longitudinal da amostra, partindo a amostra ao meio (como é observado na Figura 4.34). Não foram notadas diferenças significativas entre o tipo de ruptura apresentado por corpos-de-prova de diferentes relações vazios/cal.

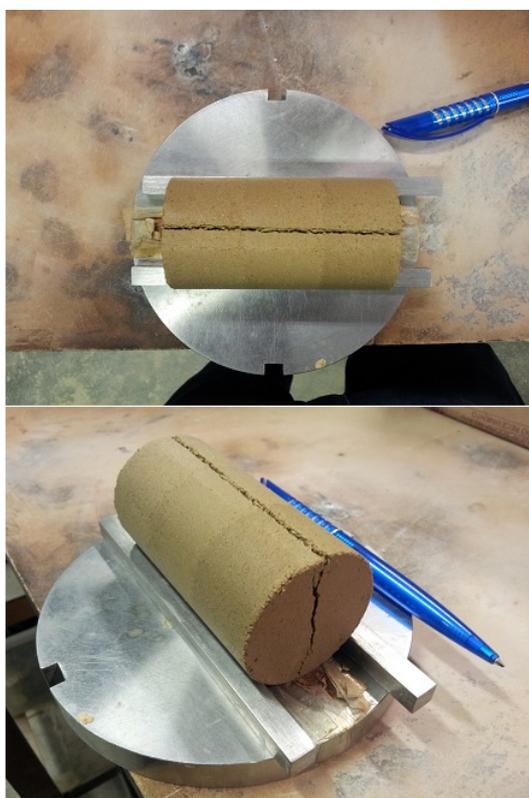


Figura 4.34 – Corpos-de-prova submetidos à compressão diametral (Plano de ruptura típico)

4.4 RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES E DIAMETRAL

Segundo varios estudos realizados na UFRGS, tem-se demonstrado que a resistência à compressão simples e compressão diametral estão controlados em certa forma pela porosidade e a relação

vazios/agente cimentante do solo. Portanto, para uma melhor análise são agrupadas as curvas de resistências à compressão simples em função à relação vazios/cal ajustado, para cada tempo de cura na figura 4.35, e na figura 4.36 se apresentam as resistências à compressão diametral em função à relação vazios/cal ajustado, para cada tempo de cura.

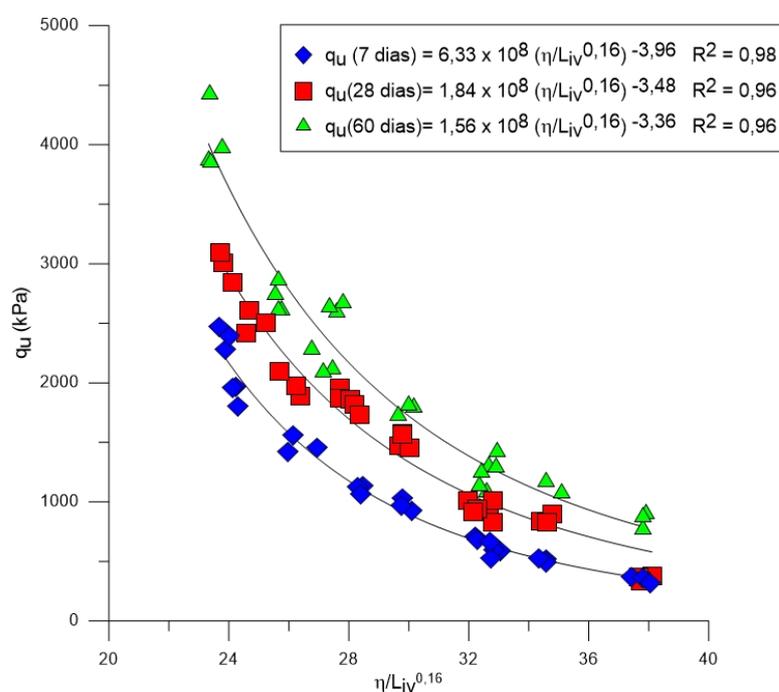


Figura 4.35 – Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (7, 28 e 60 dias de cura)

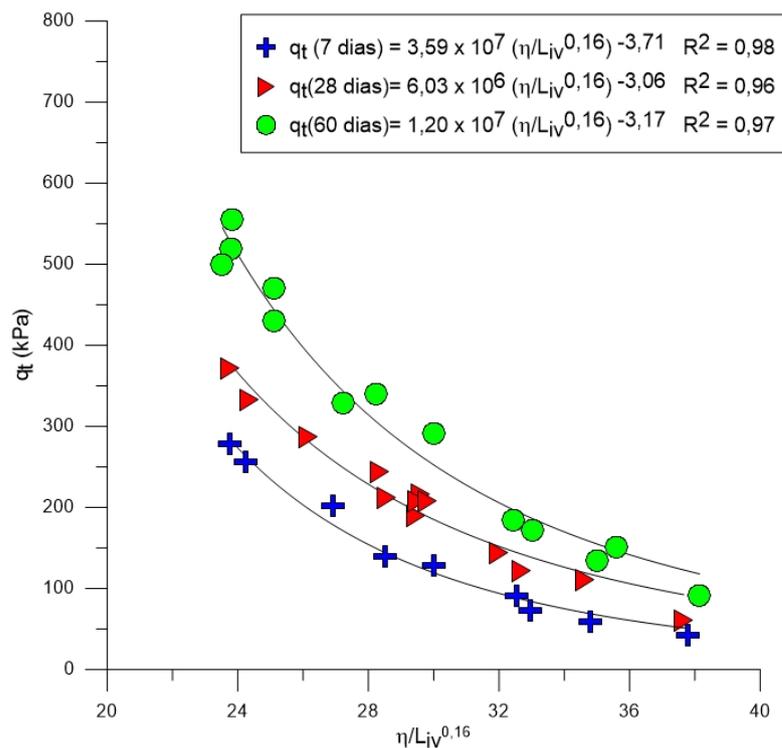


Figura 4.36 – Variação da resistência à compressão diametral versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (7, 28 e 60 dias de cura)

Nota-se que as curvas se correspondem ao melhor ajuste de forma potencial, com um formato de $q_\alpha = A(\eta/L_{iv}^{0,16})^{-\beta}$. Para que exista uma razão igual a uma constante entre as resistências à compressão simples e compressão diametral, as curvas devem-se ajustar potencialmente a uma única potência, igual para todas as curvas.

Para isto, foi realizado uma tentativa de ajuste potencial, um fator β , único para todas as curvas. Portanto, encontrou-se uma potência igual a $\beta = 3,40$ que corresponde ao melhor ajuste para todas as curvas. Este valor foi encontrado fazendo que o somatório dos mínimos quadrados de todas as curvas, seja mínimo.

Nas Figuras 4.37 e 4.38 são agrupadas as curvas de resistências à compressão simples e compressão diametral respectivamente, em função à relação vazios/cal para os distintos tempos de cura, ajustados para um formato de curva potencial igual a $q_\alpha = A(\eta/L_{iv}^{0,16})^{-3,40}$. A seguir, na figura 4.39 se agrupa as figuras anteriores.

Observa-se que estas curvas se ajustam de forma potencial, na maioria com um R^2 satisfatório ($R^2 \geq 0,94$).

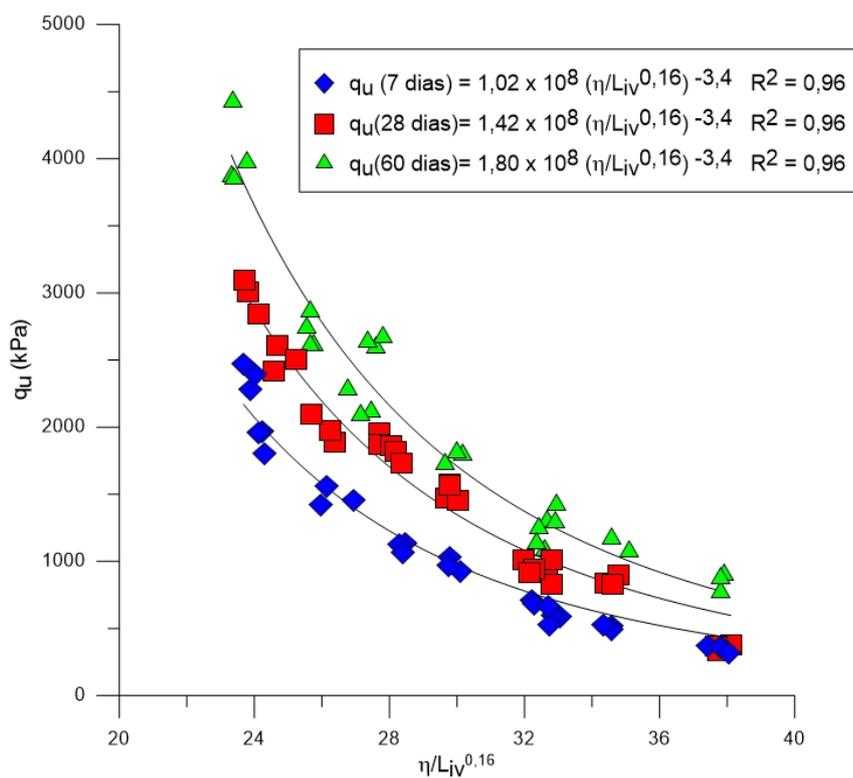


Figura 4.37 – Variação da resistência à compressão simples versus $(\eta/L_{iv}^{0,16})^{-3,40}$ do Solo-Cal (7, 28 e 60 dias de cura)

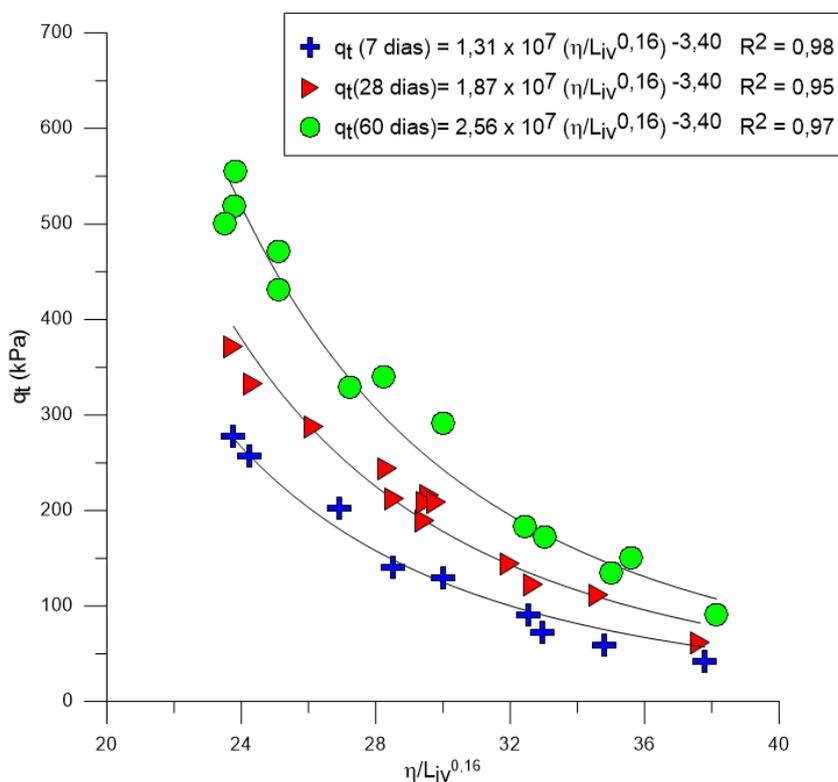


Figura 4.38 – Variação da resistência à compressão diametral versus $(\eta/L_{iv}^{0,16})^{-3,40}$ do Solo-Cal (7, 28 e 60 dias de cura)

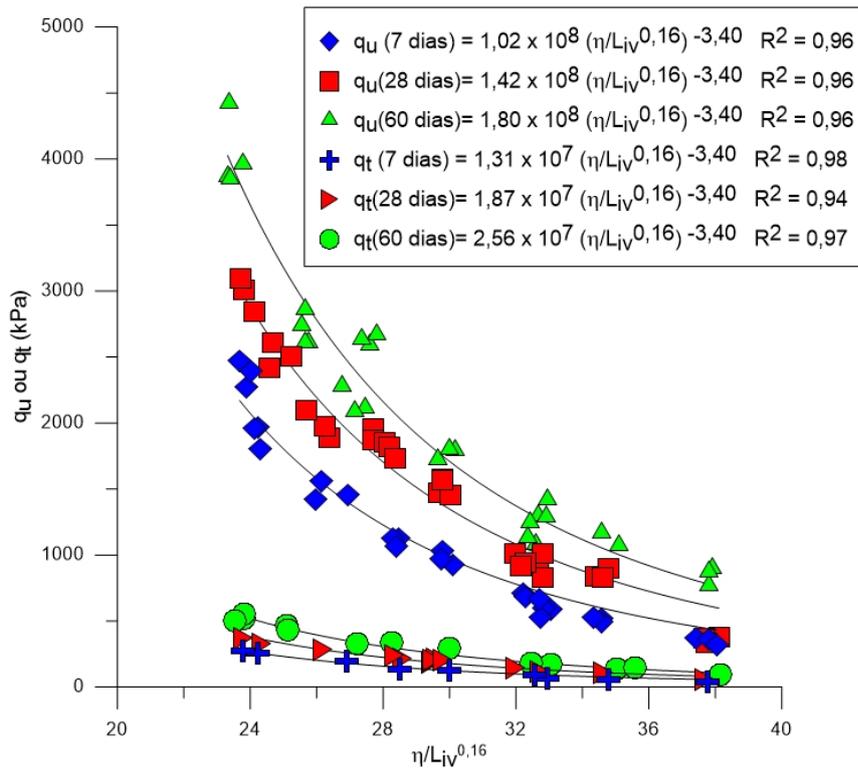


Figura 4.39 – Variação da resistência à compressão simples e diametral versus $(\eta/L_{iv}^{0,16})^{-3,40}$ do Solo-Cal (7, 28 e 60 dias de cura)

Comparando as equações obtidas em cada tempo de cura, pode-se observar que a resistência à compressão diametral e compressão simples, tem um relacionamento direto com $(\eta/L_{iv}^{0,16})^{-3,40}$ para os três tempos de cura estudados, tendo apenas um escalar diferente devido ao efeito do tempo de cura. Portanto, uma relação única pode ser conseguida relacionando a resistência à compressão diametral e compressão simples para cada tempo de cura, resultando da razão de curvas um escalar ($q_t/q_u = \xi$).

A seguir se relaciona as equações de resistência à compressão simples e compressão diametral.

Para 7 dias de cura se tem:

$$\frac{q_t}{q_u} = \frac{1,31 \times 10^7 (\eta/L_{iv}^{0,16})^{-3,4}}{1,02 \times 10^8 (\eta/L_{iv}^{0,16})^{-3,4}} = \xi = 0,129 \quad (4.2)$$

Para 28 dias de cura se tem:

$$\frac{q_t}{q_u} = \frac{1,87 \times 10^7 (\eta/L_{iv}^{0,16})^{-3,4}}{1,42 \times 10^8 (\eta/L_{iv}^{0,16})^{-3,4}} = \xi = 0,132 \quad (4.3)$$

Para 60 dias de cura se tem:

$$\frac{q_t}{q_u} = \frac{2,56 \times 10^7 (\eta/L_{iv}^{0,16})^{-3,4}}{1,80 \times 10^8 (\eta/L_{iv}^{0,16})^{-3,4}} = \xi = 0,142 \quad (4.4)$$

Nas razões de resistência à compressão diametral e simples, nota-se um aumento do fator em função do tempo de cura. Pode-se atribuir este comportamento as reações pozolânicas, que são responsáveis pelo contínuo aumento da resistência mecânica de misturas solo-cal. Esse aumento ocorre porque as fontes de sílica, alumina e ferro presentes no solo reagem com a cal e a água, formando diversos produtos cimentantes.

4.4.1 Tempo de Cura x Relação Vazios/Cal

Na figura 4.40 são apresentadas duas curvas relacionando a resistência à compressão simples e compressão diametral pela $(\eta/L_{iv}^{0,16})^{-3,4}$, respectivamente, em função ao tempo de cura. Tendo-se então:

Para as resistências à compressão simples de 7 dias de cura:

$$\frac{q_u}{(\eta/L_{iv}^{0,16})^{-3,4}} = 1,02 \times 10^8 \quad (4.5)$$

Para as resistências à compressão simples de 28 dias de cura:

$$\frac{q_u}{(\eta/L_{iv}^{0,16})^{-3,4}} = 1,42 \times 10^8 \quad (4.6)$$

Para as resistências à compressão simples de 60 dias de cura:

$$\frac{q_u}{(\eta/L_{iv}^{0,16})^{-3,4}} = 1,80 \times 10^8 \quad (4.7)$$

Para as resistências à compressão diametral de 7 dias de cura:

$$\frac{q_t}{(\eta/L_{iv}^{0,16})^{-3,4}} = 1,31 \times 10^7 \quad (4.8)$$

Para as resistências à compressão diametral de 28 dias de cura:

$$\frac{q_t}{(\eta/L_{iv}^{0,16})^{-3,4}} = 1,87 \times 10^7 \quad (4.9)$$

Para as resistências à compressão diametral de 60 dias de cura:

$$\frac{q_t}{(\eta/L_{iv}^{0,16})^{-3,4}} = 2,56 \times 10^7 \quad (4.10)$$

Considerando, o seguinte formato da equação usando as resistências à compressão simples (q_u) e resistências à compressão diametral (q_t), pode-se estabelecer:

$$q_\alpha (kPa) = A(t)^B \left[\frac{\eta}{(L_{iv}^D)} \right]^C \quad (4.11)$$

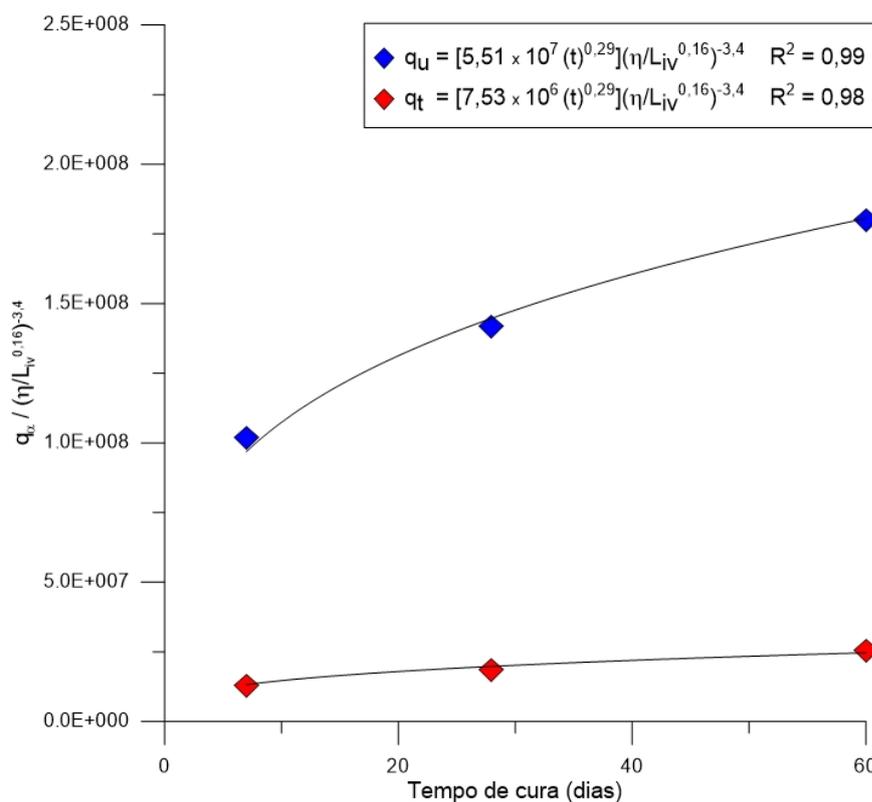


Figura 4.40 – Variação da resistência à compressão simples e diametral em relação à porosidade, teor de cal e tempo de cura do solo-cal

onde q_α ($\alpha = u$, compressão; $\alpha = t$, tração), o coeficiente A é um escalar que depende do tipo de ensaio, sendo $5,51 \times 10^7$ para resistência à compressão simples e $7,53 \times 10^6$ para resistência à compressão diametral, coeficientes $B=0,29$, $C=-2,4$ e $D=0,16$ são fatores escalares únicos tanto para resistência à compressão simples e diametral.

Para o solo dispersivo com adição de cal nos tempos de cura (7, 28 e 60 dias), pode-se obter uma razão única q_t/q_u (denominada ξ) da seguinte equação:

$$\xi = \frac{q_t}{q_u} = \frac{7,53 \times 10^6 (t)^{0,29} \left[\frac{\eta}{(L_{iv}^{0,16})} \right]^{-3,4}}{5,51 \times 10^7 (t)^{0,29} \left[\frac{\eta}{(L_{iv}^{0,16})} \right]^{-3,4}} = 0,136 \quad (4.12)$$

4.5 NORMALIZAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS NÃO CONFINADAS

Para uma metodologia de normalização, Consoli et al. (2013) e Marques (2015) apresentaram um fator multiplicador para todas as equações, sendo que, para sua aplicação é importante garantir que todas as curvas devem possuir o mesmo formato (por exemplo: formato potencial) e o eixo das abscissas ser igual a (η/A_{iv}^β) .

Portanto, em relação à resistência não confinada, o propósito foi obter uma curva única, com um ajuste satisfatório, que tenha por objetivo englobar todos os resultados da resistência à compressão simples (q_u) e compressão diametral (q_t) em função da relação vazios/cal ($\eta/L_{iv}^{0,16}$) para os três tempos de cura estudados de 7, 28 e 60 dias.

Para isto, foram utilizadas as equações apresentadas na figura 4.39. Na metodologia, escolhe-se uma relação ($\eta/L_{iv}^{0,16} = 25$), mas poderia ter sido utilizado outro valor que esteja dentro dos limites mínimos e máximos do conjunto de valores apresentados nas curvas. A seguir, foram avaliadas as resistências para ($\eta/L_{iv}^{0,16} = 25$), nas equações que correspondem para cada tempo de cura, obtendo-se ($q_{\alpha(\eta/L_{iv}^{0,16}=25)}$).

Como os tempos de cura são diferentes, normaliza-se todas resistências à compressão simples e diametral pelo correspondente ($q_{\alpha(\eta/L_{iv}^{0,16}=25)}$) de sua respectiva curva de resistência não confinada em função do ($\eta/L_{iv}^{0,16} = 25$). Com esses dados obtidos da relação da resistência não confinada ($q_\alpha/q_{\alpha(\eta/L_{iv}^{0,16}=25)}$) em função à relação vazios/cal ($\eta/L_{iv}^{0,16}$), apresenta-se a seguinte figura 4.41.

A aplicação da equação da normalização 4.13, poderá ser utilizado com a introdução do valor da resistência não confinada ($q_{u(\eta/L_{iv}^{0,16}=25)}$) ou ($q_{t(\eta/L_{iv}^{0,16}=25)}$).

$$q_\alpha = 56.623[q_{\alpha(\eta/L_{iv}^{0,16} = 25)}](\eta/L_{iv}^{0,16})^{-3,4} \quad (4.13)$$

Por exemplo se quiser saber a curva específica da resistência à compressão simples ou compressão diametral em função da relação vazios/cal ($\eta/L_{iv}^{0,16}$) para um tempo de cura de 14 dias, é preciso determinar através de um único ensaio, sua resistência à compressão simples (q_u) ou diametral (q_t) para um ($\eta/L_{iv}^{0,16} = 25$).

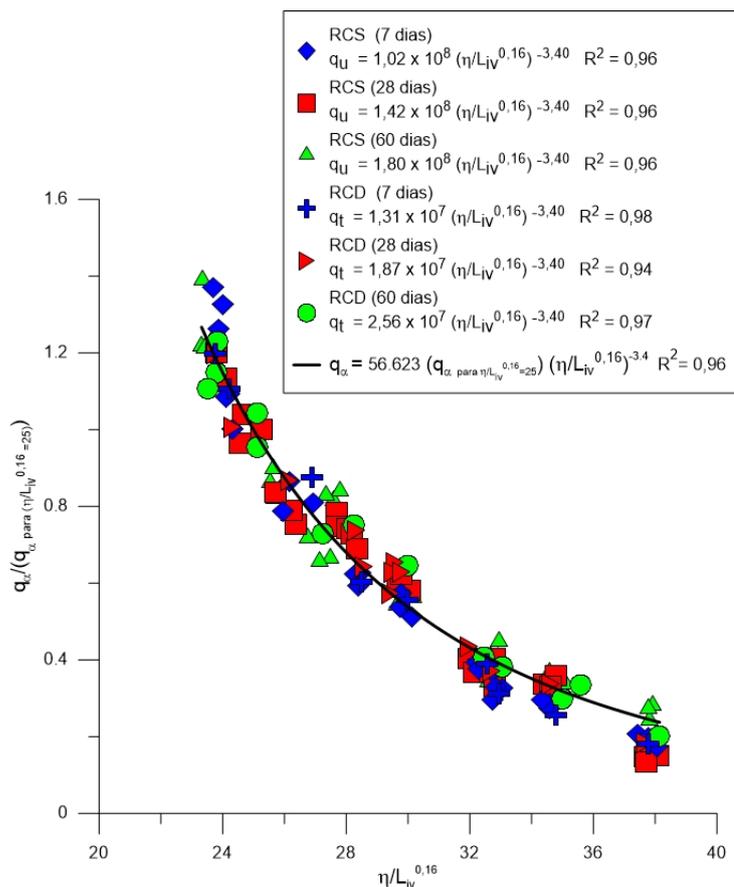


Figura 4.41 – Normalização da variação da resistência à compressão simples (q_u) e da resistência à compressão diametral (q_t) com a relação vazios/cal ($\eta/L_{iv}^{0,16}$) para os tempos de cura de 7, 28 e 60 dias.

4.6 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO TRIAXIAL

Para os ensaios triaxiais drenados, do solo dispersivo com adição de cal, foram realizadas amostras com fator vazios/cal ajustado de $\eta/L_{iv}^{0,16} = 24$.

Foram realizados 3 ensaios triaxiais, utilizando a mistura de solo-cal, uma com peso específico $19kN/m^3$ e 7% de cal. Para cada mistura foram realizados ensaios com tensão confinante de 20, 50 e $100kPa$.

Para garantir a saturação dos espécimens de solo-cal, foi realizada a medição de poro-pressão atingindo valores de pelo menos de 0,90. Em estudos anteriores por Schnaid et al. (2001), Consoli et al. (2001) sobre valores de B (parâmetro de Skempton) na fase de saturação em solos cimentados submetidos a ensaios triaxiais, mostraram que valores de 0,90 ou maiores são valores aceitáveis.

As Figuras 4.42, 4.43 e 4.44 apresentam os gráficos de tensão-deformação e variação volumétrica das amostras com $\eta/L_{iv}^{0,16} = 24$, sendo cada gráfico apresentado para cada uma das tensões confinantes.

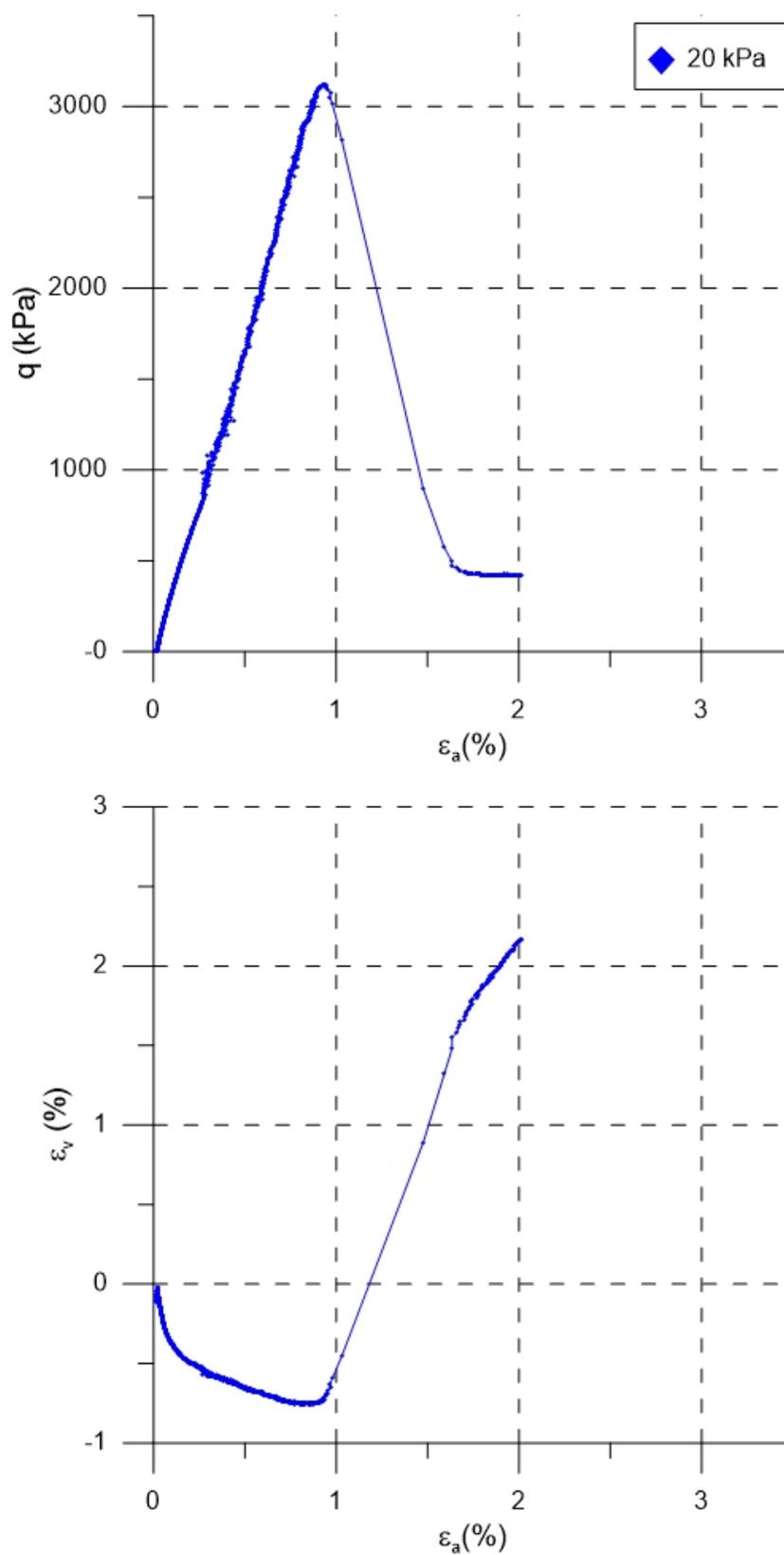


Figura 4.42 – Amostra *TRI_24_19_7_20_2*, tensão deformação e variação volumétrica.

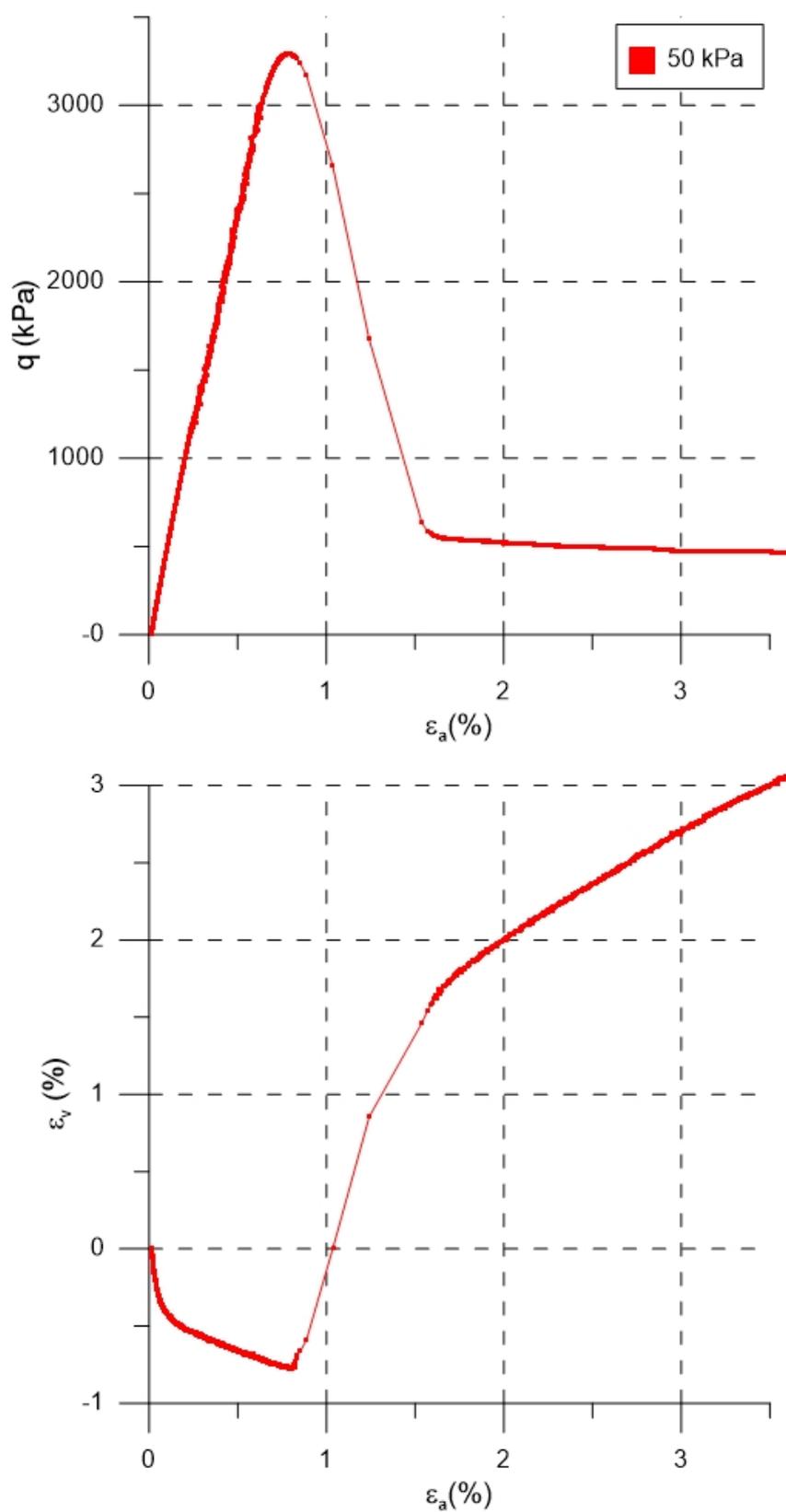


Figura 4.43 – Amostra *TRI_24_19_7_50_2*, tensão deformação e variação volumétrica.

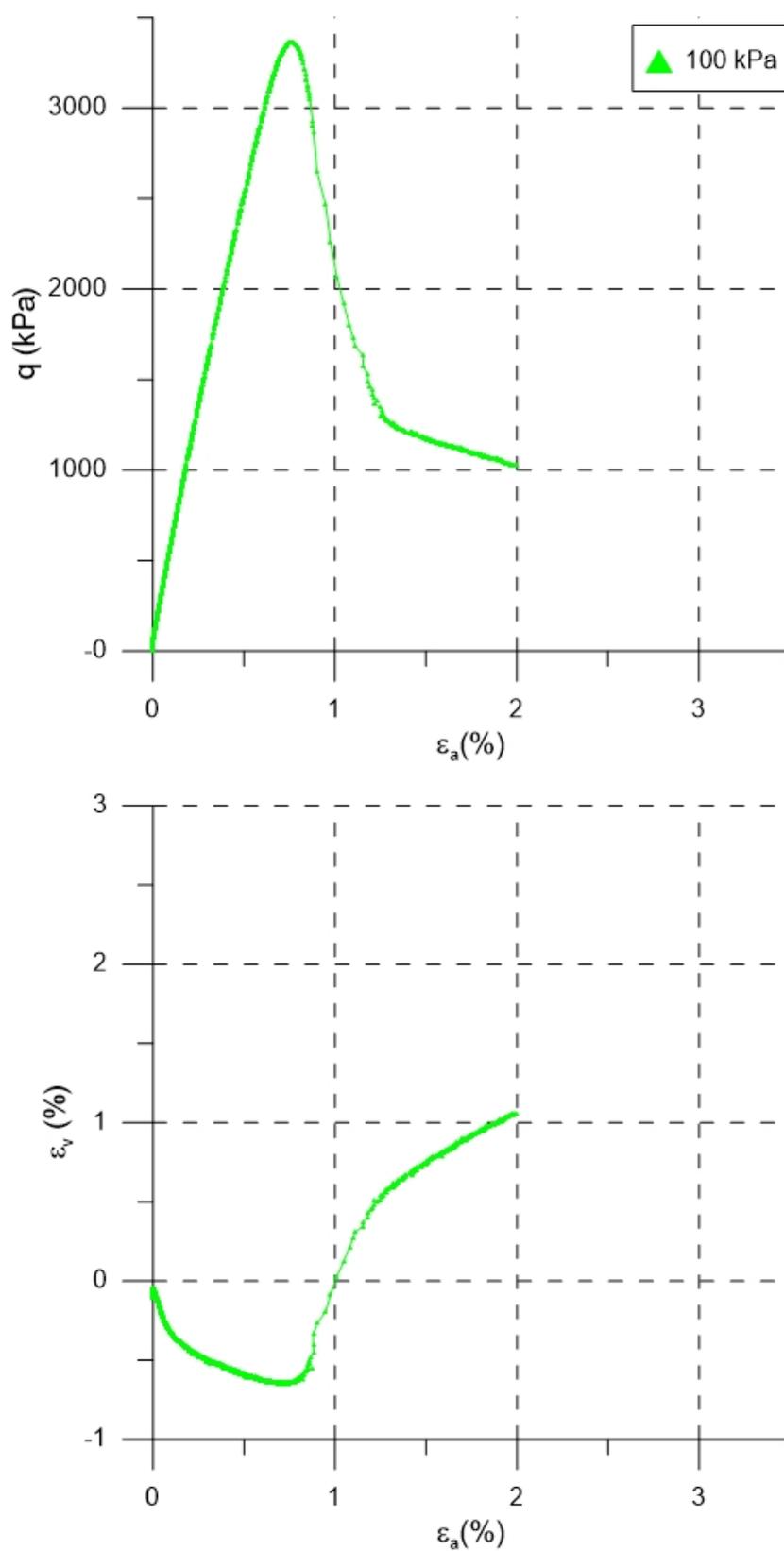


Figura 4.44 – Amostra *TRI_24_19_7_100_7*, tensão deformação e variação volumétrica.

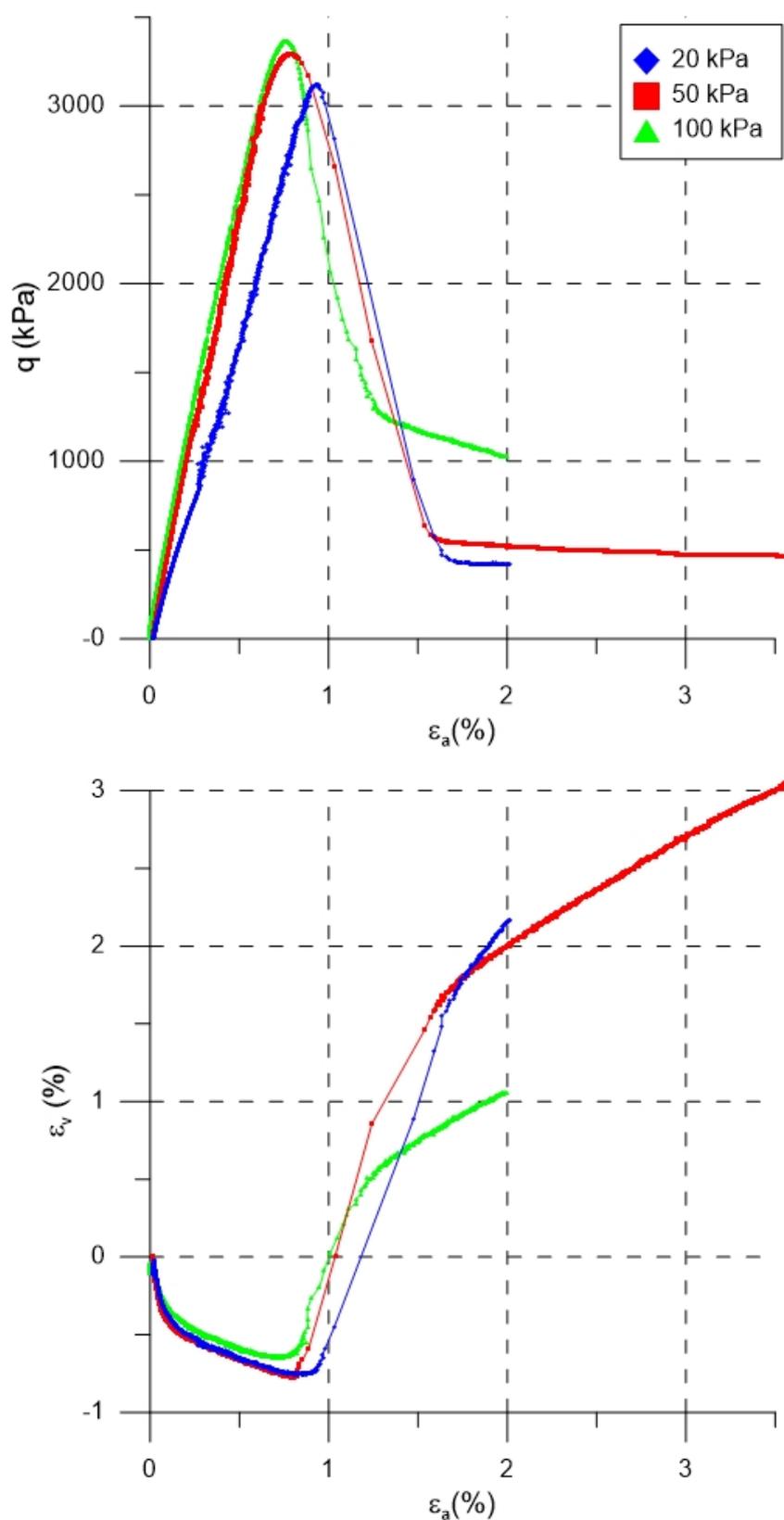


Figura 4.45 – Tensão deformação e variação volumétrica das amostras com $\eta/Liv^{0,16} = 24$ para as tensões de confinamento de 20 kPa , 50 kPa e 100 kPa

Na Figura 4.45 se apresentam as três curvas de tensão deformação e variação volumétrica para as três tensões de confinamento. Nas figuras todas as amostras apresentaram pico de ruptura, sendo mais pronunciado nas amostras com menor tensão de confinamento. Quanto à variação volumétrica se observa, também, que todos os ensaios apresentaram pequena compressão inicial seguida de uma forte expansão que, após a ruptura, diminuiu o seu gradiente, e mantém uma tendência constante.

Observa-se que o comportamento que se apresenta é o comportamento característico de um solo cimentado. Existe uma grande rigidez inicial a pequenas deformações chegando até um pico bem pronunciado. Após do pico, tem-se uma queda bem considerável da resistência confinada. Em média, a diminuição da resistência confinada após a ruptura é igual ao 20% da resistência de pico.

As Figuras 4.46 e 4.47 apresenta a trajetória de tensões e a envoltória de ruptura das amostras estudadas, com $\eta/Liv^{0,16} = 24$.

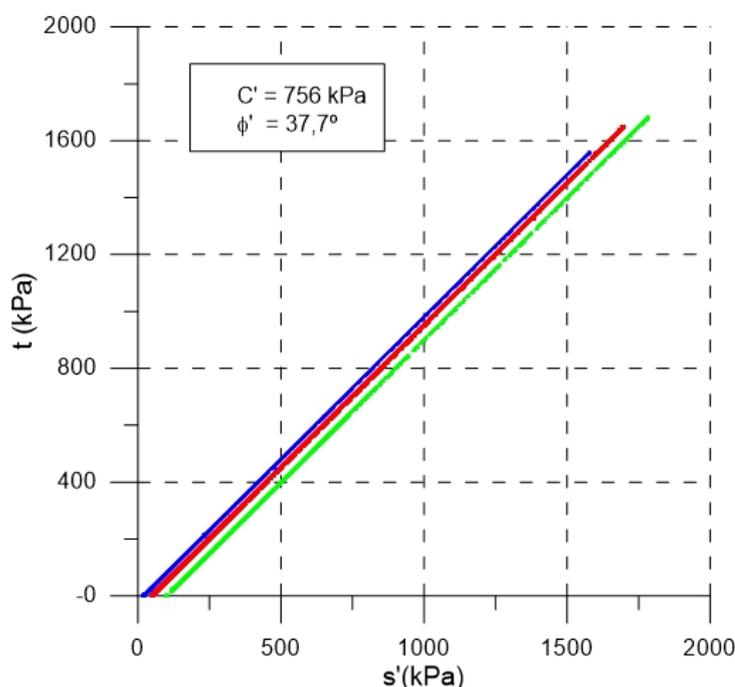


Figura 4.46 – Trajetória de tensões, amostras de solo-cal $\eta/Liv^{0,16} = 24$

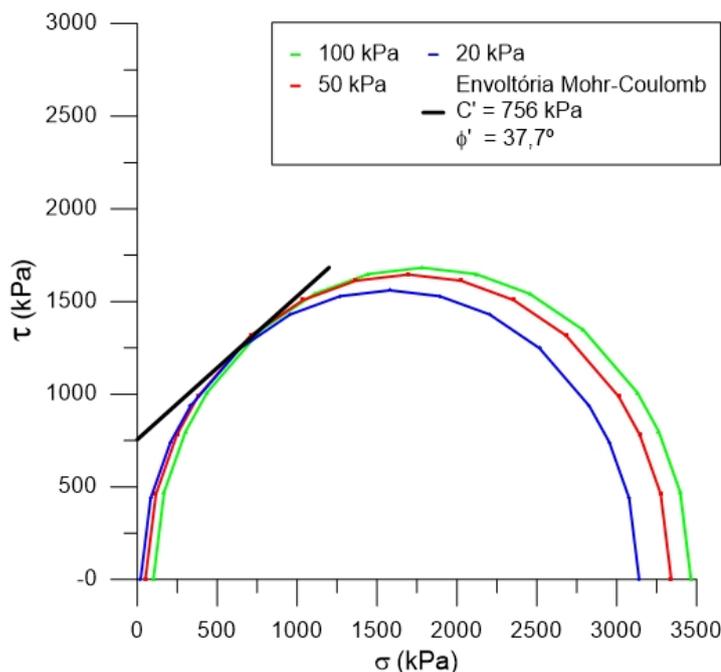


Figura 4.47 – Envoltória de ruptura, amostras de solo-cal $\eta/Liv^{0,16} = 24$

Na figura 4.47 se apresenta a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb do solo dispersivo com adição de cal, obtendo um intercepto coesivo (c') de 756 kPa e um ângulo de atrito efetivo (ϕ') de 37,7°.

Em seus estudos, Consoli et al. (2013) conseguiram avaliar a influência da relação vazios/cal e da porosidade na previsão da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb de solos tratados, a partir de ensaios de resistência à compressão simples (q_u) e compressão diametral (q_t) realizados para cada material, sem a necessidade de ensaio triaxial.

Este estudo estabelece que a razão de resistência à compressão diametral e simples (q_t/q_u) é única para cada mistura de solo tratado, onde demonstra que o ângulo de atrito para cada mistura de solo com adição de cal é independente da porosidade e da quantidade de cal, e o intercepto coesivo é diretamente proporcional da função de q_u (ou q_t) correspondente ao solo tratado.

Neste caso, considerando as equações 4.14 e 4.15, propostas pela metodologia, temos que:

$$\phi' = \arcsin\left(\frac{1 - 4\xi}{1 - 2\xi}\right) \quad (4.14)$$

$$c' = \frac{q_u \left[1 - \left(\frac{1-4\xi}{1-2\xi}\right)\right]}{2 \cos\left[\arcsin\left(\frac{1-4\xi}{1-2\xi}\right)\right]} \quad (4.15)$$

A razão da resistência à compressão diametral e simples é $\xi = 0,136$ obtido na seção anterior.

Inserindo o valor de ξ , nas equações 4.14 e 4.15 temos:

$$\phi' = \arcsin\left(\frac{1 - 4x_{0,136}}{1 - 2x_{0,136}}\right) = 38,8^\circ \quad (4.16)$$

$$c' = \frac{q_u \left[1 - \left(\frac{1-4x_{0,136}}{1-2x_{0,136}}\right)\right]}{2\cos\left[\arcsin\left(\frac{1-4x_{0,136}}{1-2x_{0,136}}\right)\right]} = 0,239q_u \quad (4.17)$$

Substituindo $\eta/(L_{iv}^{0,16}) = 24$ na equação de resistência à compressão simples para 28 dias de cura $q_u = 1,42 \times 10^8 (\eta/L_{iv}^{0,16})^{-3,4}$ temos um valor de $q_u = 2881$ kPa. Finalmente inserindo o valor de q_u na equação 4.17 temos que:

$$c' = 0,239(2881) = 690 \text{ kPa} \quad (4.18)$$

A seguinte Figura 4.48 apresenta a comparação entre a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb e o modelo de previsão de Consoli et al. para uma relação de $\eta/L_{iv}^{0,16} = 24$

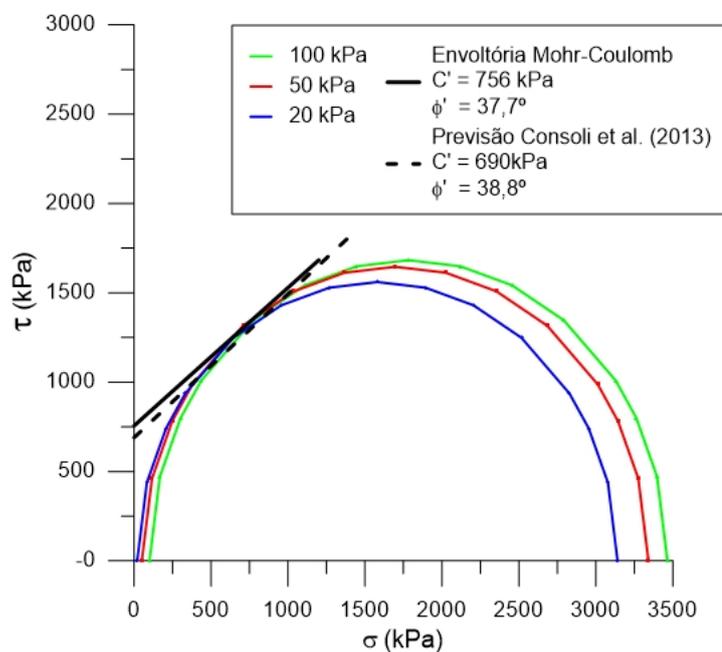


Figura 4.48 – Envoltória de Ruptura de Mohr-Coulomb e Modelo de Previsão segundo Consoli et al. (2013) para um $\eta/L_{iv}^{0,16} = 24$

4.6.1 Modo de Ruptura

Nos ensaios de resistência à compressão triaxial realizados para $\eta/L_{iv}^{0,16} = 24$, observou-se um modo de ruptura frágil, com a formação de um ou mais planos de ruptura bem definidos na amostra, como é observado na Figura 4.49.

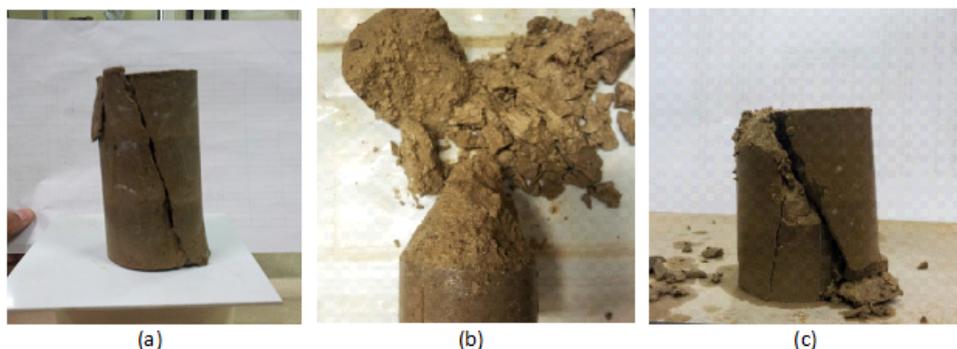


Figura 4.49 – Plano de ruptura para ensaios à compressão triaxial para $\eta/L_{iv}^{0,16} = 24$ segundo a tensão de confinamento a) 20 kPa b) 50 kPa e c) 100 kPa.

4.7 AVALIAÇÃO DE ENERGIA INCORPORADA DAS MISTURAS SOLO-CAL

4.7.1 Avaliação do Impacto do Ciclo de Vida (AICV)

Nesta seção foram avaliadas todas as misturas apresentadas na metodologia, em termos de demanda de energia acumulada (CED). A seguir a avaliação do impacto do ciclo de vida (AICV) de cada processo para a construção de $1 m^3$ de mistura compactada de Solo-Cal, e os referentes aos sistemas de produtos para cada mistura são apresentados.

Na Tabela 4.7 são mostrados os resultados da avaliação da CED de cada processo do sistema de produto. As mesmas estão representadas na unidade funcional definida para a análise.

Tabela 4.7 – Avaliação do Impacto do Ciclo de Vida segundo a categoria de CED para cada processo da construção de Solo-Cal.

Extração do solo	Transporte do solo	Produção da cal hidratada	Transporte da Cal	Produção da mistura Solo-Cal
<i>J/g (Joule por grama de solo extraído)</i>	<i>J/g (Joule por grama de solo transportado)</i>	<i>J/g (Joule por grama de cal)</i>	<i>J/g (Joule por grama de cal transportada)</i>	<i>MJ/m³ (MJ por m³ de mistura)</i>
7.66	12.47	7965.44	307.62	52.4

Estes resultados são apresentados de modo a comparar os valores obtidos de energia incorporada para a produção de cal, com valores tabulados na literatura. Neste estudo a demanda de energia acumulada associada à produção de cal hidratada é igual a 7965 J/g (Joules por grama de cal). Na Tabela 4.8 são apresentadas as energias associadas à produção de cal hidratada encontradas na literatura.

Tabela 4.8 – Valores de energia incorporada para cal hidratada, de acordo com várias fontes.

Resultado Obtido	Env. Resource Guide (1997)	ICE (2008)	Athena Institute (1993-2005)
J/g	J/g	J/g	J/g
7965	7300	5300	6864

Deste modo, encontramos na literatura valores menores que do valor obtido. A comparação entre os inventários apresentados na seção da metodologia podem explicar este fato. Baseados neste resultado pode-se afirmar que: existe uma ineficiência para a produção de cal hidratada, referente aos dados revisados na literatura. Esses dados são originais da Alemanha, Suíça e outros países europeus que podem diferenciar sua produção de cal hidratada tendo uma maior eficiência em seu processo de produção (Consumo de calcário, fornecimento de energia aos fornos, etc).

Na Tabela 4.9, são apresentados os resultados obtidos da avaliação do impacto do ciclo de vida, para cada mistura de Solo-Cal em termos de metro cúbico de mistura como unidade funcional.

Tabela 4.9 – Avaliação do Impacto de Ciclo de Vida segundo a categoria de (CED) para as misturas de Solo-Cal expresso em Mega Joules por metro cúbico de mistura.

	Consumo de Material em [kg] por m ³ de Mistura		γ_d	Teor de Cal	Extração do solo	Transporte do Solo	Produção da cal hidratada	Transporte da Cal	Produção da mistura Solo-Cal	Energia Total
	Solo	Cal								
SC1	1553	47	16	3%	11,9	19,4	371,2	14,3	52,4	469
SC2	1524	76		5%	11,7	19,0	606,9	23,4	52,4	713
SC3	1495	105		7%	11,4	18,6	833,8	32,2	52,4	948
SC4	1699	51	17,5	3%	13,0	21,2	406,0	15,7	52,4	508
SC5	1667	83		5%	12,8	20,8	663,8	25,6	52,4	775
SC6	1636	114		7%	12,5	20,4	911,9	35,2	52,4	1032
SC7	1845	55	19	3%	14,1	23,0	440,8	17,0	52,4	547
SC8	1810	90		5%	13,9	22,6	720,7	27,8	52,4	837
SC9	1776	124		7%	13,6	22,1	990,1	38,2	52,4	1116

Deste modo, na Figura 4.50. são apresentados graficamente o comparativo das avaliações em termos de CED das misturas Solo-Cal expressos em MJ para 1 m^3 de mistura.

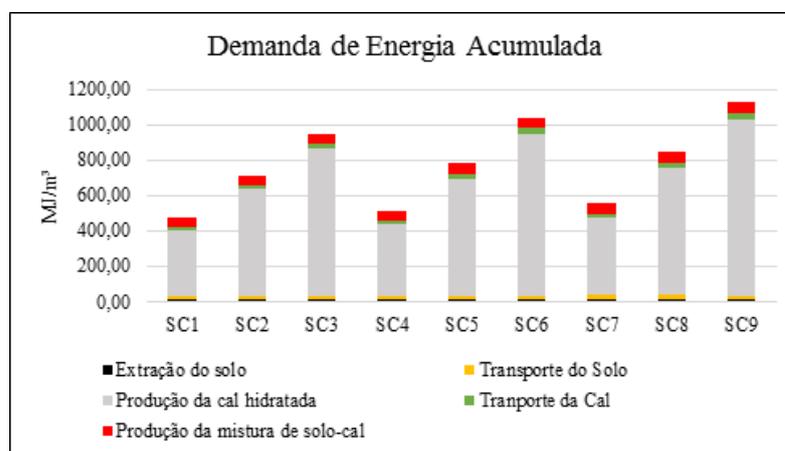


Figura 4.50 – Comparativo de energia incorporada entre misturas de Solo-cal, expresso em MJ para 1 m^3 de mistura.

A avaliação do impacto segundo a categoria de Demanda de Energia Acumulada (CED), fornece vários tipos de energias associadas para cada mistura. O *software Open LCA* organiza as energias em diferentes categorias, entre as mais representativas se encontram: fóssil, biomassa e hidrelétrica. O consumo de biomassa advém da queima de lenha vegetal, principal gerador de energia para os fornos para o processo de produção de cal hidratada. A energia fóssil está associada ao consumo de combustível por parte dos maquinários nos processos de extração do solo, transportes dos materiais e da produção da mistura solo-cal. Já a energia hidrelétrica está associada à planta da fábrica de cal nos processos produção da cal hidratada.

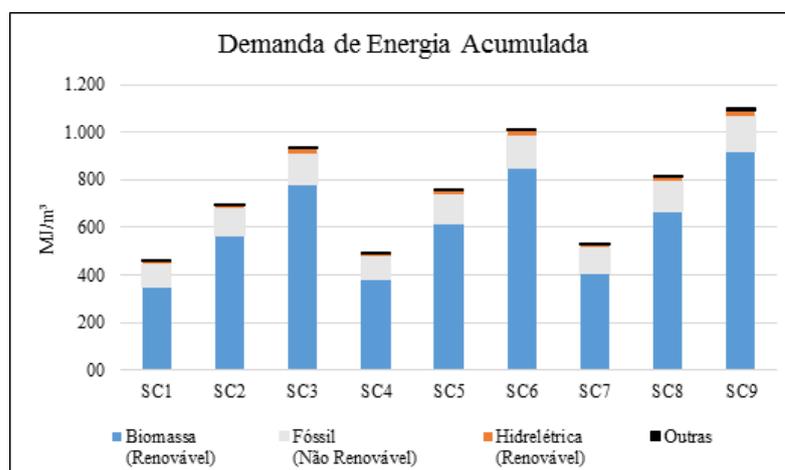


Figura 4.51 – Comparativo de energia incorporada entre misturas de Solo-cal, expresso em MJ/m^3 , para os diferentes tipos de energia associada.

4.7.2 Energia de Compactação obtida de laboratório

A partir dos ensaios de laboratório foram obtidas as energias de compactação para cada mistura de Solo-Cal (3% a 7%). Este ensaio consistiu em medir a força de compactação e o deslocamento produzido pela força de compactação, sendo calculada a energia pelo princípio do trabalho (Força x distância).

Na Figura 4.52 mostra-se as curvas obtidas das misturas Solo-Cal com diferentes teores de cal.

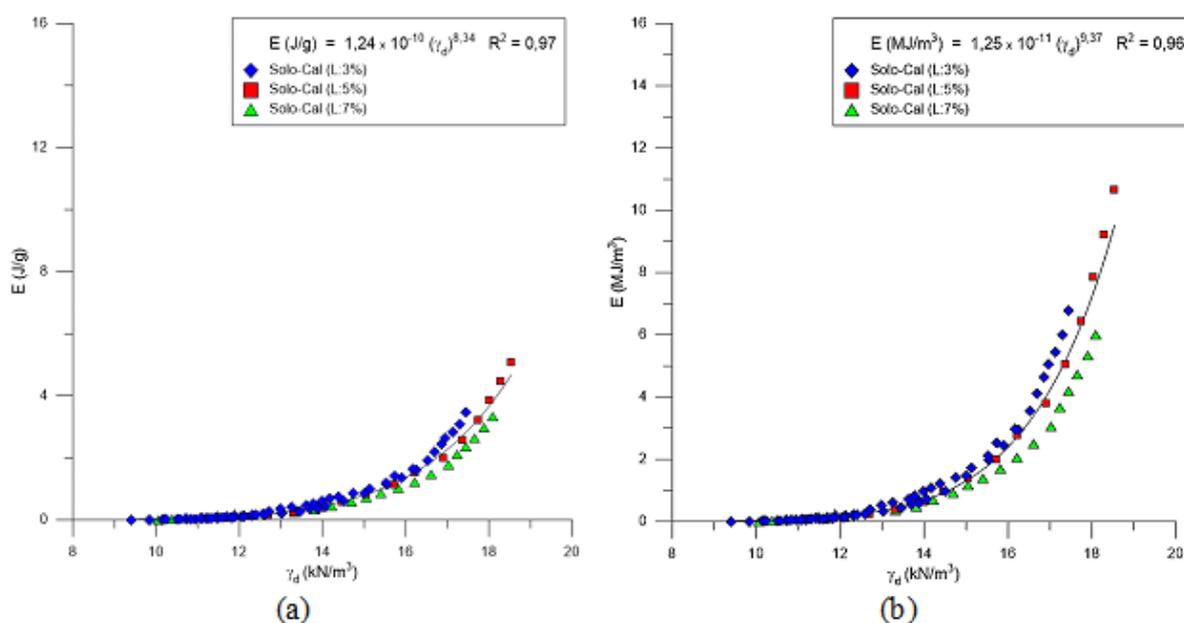


Figura 4.52 – Energia de Compactação vs Peso específico aparente seco a) Expresso em J/g b) Expresso em MJ/m^3 .

4.7.3 Discussão das energias de compactação a) Laboratório vs b) ACV

Nesta seção, pode-se discutir as energias de compactação obtidas no laboratório, e as obtidas através do *software Open LCA*.

Primeiramente no *software Open LCA*, para o processo de produção de mistura solo-cal, foi utilizado o valor do consumo de combustível diesel dos maquinários envolvidas para este processo. Este fato, foi estabelecido devido que nas diversas revisões da literatura as considerações para o uso de maquinários são afetadas diretamente pelo consumo de diesel. Portanto, os valores de consumo do combustível diesel gasto pelas maquinarias utilizados, foram fornecidos por parte de uma empresa construtora de Paraguai. A limitação destes dados se vê refletido em que o consumo de diesel dos maquinários foram obtidos para atingir um peso específico de $19,60 kN/m^3$ em um caso de terraplenagem de Paraguai. Neste sentido, não permite uma diferenciação entre os consumos de combustível diesel gasto pelas maquinarias para atingir diferentes pesos específicos

secos.

Desta forma foi feita uma discriminação do processo de produção da mistura de solo-cal em termos de dois sub-processos: a) Mistura e Homogeneização (cujo o uso dos maquinários não varia em função do peso específico) e b) Compactação (cujo o uso dos maquinários tende a variar em função do peso específico). Por cada sub-processo foi possível associar os maquinários envolvidos.

A divisão foi realizada de modo a realizar uma comparativa entre a energia associada à queima de combustível na fase de compactação e à energia obtida no laboratório, resultando o seguinte:

Energia de Compactação associado à energia de combustão do diesel: 9,30 MJ/m³ para um peso específico aparente seco de 19,60 kN/m³.

Energia de Compactação de Laboratório definida da regressão na Fig 4.52.

Na análise dos resultados, temos 9,30 (energia obtida no banco de dados) contra 16,05 MJ/m³ (energia obtida em laboratório). A energia obtida no laboratório é quase o dobro, portanto de modo a obter uma melhor qualidade de resultados em vista a permitir obter uma diferenciação de pesos específicos aparentes secos, optou-se por substituir a energia de compactação da base de dados pela obtida no laboratório.

Portanto, estabelece-se o seguinte: o processo de produção da mistura solo-cal subdividido em dois sub-processos representados pelo seguinte gasto energético expresso em MJ para 1 metro cúbico de mistura.

a) sub-processo de mistura e homogeneização: atribuição de um valor de 39,51 MJ/m³, este sub-processo atende um custo energético associado constante para todos os pesos específicos aparentes secos. Considerou-se que o consumo de materiais (solo + cal) para todas dosagens são da mesma ordem, e também o consumo de diesel por parte dos maquinários.

b) sub-processo de compactação: atribuição da função de $E_c = f$ (peso específico aparente seco). Este sub-processo discrimina os pesos específicos aparentes secos e sua aplicação nas dosagens atende uma superestimação do custo energético em referência à energia fornecida pelo diesel consumido dos maquinários. Então, para um peso específico de 19,60 kN/m³, a energia obtida em laboratório foi de 16,05 MJ/m³ e energia da queima do diesel consumido dos maquinários foi de 9,30 MJ/m³.

4.7.4 Comportamento mecânico versus ponto de vista ambiental

Em referência às misturas que podem se estabelecer deste estudo com a combinação de pesos específicos secos e teor de cal hidratada, temos nove misturas de solo-cal.

Da Tabela 3.6 foi possível fazer diferentes combinações de materiais para atingir o mesmo valor da relação de vazios/cal ajustado.

Para exemplo de determinação de dosagem com menor impacto ambiental (considerando uma resistência alvo) foi realizada a seguinte Tabela 4.10 com os pontos de dosagens apresentados na Tabela 3.6.

Tabela 4.10 – Pontos de dosagens para uma mesma relação de vazios/cal ajustado.

		γ_d (kN/m ³)	Teor de Cal (%)	Liv	$\eta/L_{iv}^{0,16}$	q_u (7 dias)	q_u (28 dias)	q_u (60 dias)
A	1	16,79	3	1,88	34,84	583,04	811,68	1028,90
	2	16,00	5	2,93				
B	1	17,28	3	1,94	33,07	696,12	969,11	1228,45
	2	16,52	5	3,03				
	3	16,00	7	4,03				
C	1	17,50	3	1,96	32,27	756,22	1052,78	1334,51
	2	16,75	5	3,07				
	3	16,24	7	4,09				
D	1	18,20	3	2,04	29,78	993,90	1383,66	1753,93
	2	17,50	5	3,21				
	3	17,02	7	4,28				
E	1	19,00	3	2,13	26,98	1389,58	1934,51	2452,19
	2	18,35	5	3,36				
	3	17,91	7	4,51				
F	2	19,00	5	3,48	24,89	1829,30	2546,68	3228,18
	3	18,58	7	4,68				

Para cada mistura foi realizado um detalhe dos consumos necessários para produzir a construção de 1 m^3 de mistura compactada de Solo-Cal e são apresentados na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Consumos de materiais para os pontos de dosagens estabelecidos.

		γ_d (kN/m^3)	Teor de Cal (%)	Cal (kg/m^3)	Solo (kg/m^3)
A	1	16,79	3	48,90	1630,05
	2	16,00	5	76,19	1523,81
B	1	17,28	3	50,33	1677,52
	2	16,52	5	78,66	1573,21
	3	16,00	7	104,67	1495,33
C	1	17,50	3	50,97	1699,03
	2	16,75	5	79,78	1595,63
	3	16,24	7	106,27	1518,19
D	1	18,20	3	53,01	1767,11
	2	17,50	5	83,33	1666,67
	3	17,02	7	111,34	1590,61
E	1	19,00	3	55,34	1844,66
	2	18,35	5	87,39	1747,75
	3	17,91	7	117,14	1673,43
F	2	19,00	5	90,48	1809,52
	3	18,58	7	121,56	1736,59

Para avaliar a energia incorporada de cada mistura foi realizada uma análise dos processos necessários para produzir a construção de 1 m^3 de mistura compactada de Solo-Cal. Os resultados desta análise fornecem os custos energéticos das misturas solo-cal apresentadas para dosagem (Tabela 4.12).

Tabela 4.12 – Avaliação energética das misturas de solo-cal apresentadas para dosagem.

		Extração do solo	Transporte do Solo	Produção da cal hidratada	Transporte da Cal	Produção da mistura Solo-Cal		Energia Total
						Mistura	Compactação	
		MJ/m ³	MJ/m ³	MJ/m ³	MJ/m ³	MJ/m ³	MJ/m ³	MJ/m ³
A	1	12,48	20,32	389,52	15,04	39,5	3,8	480,64
	2	11,67	19,00	606,89	23,44	39,5	2,4	702,90
B	1	12,84	20,91	400,87	15,48	39,5	4,9	494,54
	2	12,05	19,61	626,57	24,20	39,5	3,2	725,16
	3	11,45	18,64	833,77	32,20	39,5	2,4	937,96
C	1	13,01	21,18	406,01	15,68	39,5	5,5	500,93
	2	12,22	19,89	635,50	24,54	39,5	3,7	735,35
	3	11,62	18,93	846,51	32,69	39,5	2,8	952,03
D	1	13,53	22,03	422,27	16,31	39,5	8,0	521,67
	2	12,76	20,78	663,79	25,64	39,5	5,5	768,02
	3	12,18	19,83	886,89	34,25	39,5	4,3	996,94
E	1	14,12	23,00	440,81	17,02	39,5	12,0	546,45
	2	13,38	21,79	696,08	26,88	39,5	8,7	806,30
	3	12,81	20,86	933,07	36,03	39,5	6,9	1049,17
F	2	13,86	22,56	720,68	27,83	39,5	12,0	836,43
	3	13,30	21,65	968,29	37,40	39,5	9,7	1089,87

Deste modo, na Figura 4.53 são apresentados graficamente o comparativo das avaliações em termos de CED das misturas Solo-Cal expressos em MJ para 1 m³ de mistura.

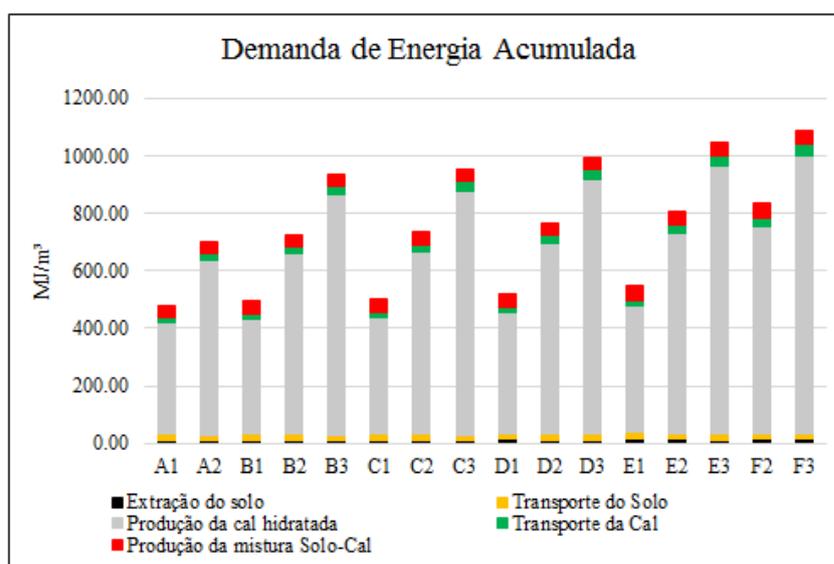


Figura 4.53 – Comparativo de energia incorporada entre misturas estabelecidas para dosagem, expresso em MJ para 1 m³ de mistura.

Dos resultados obtidos, mostra-se um custo energético menor considerando um peso específico aparente seco maior com uma percentagem de cal menor para atingir mesmos valores de relação vazios/cal para uma determinada resistência à compressão simples. Em todos os casos das misturas avaliadas com 3% de cal e peso específico aparente seco determinado por defeito, o custo energético é aproximadamente 1,5 vezes menor que uma mistura de 5% de cal e peso específico aparente seco determinado por defeito, 2 vezes menor custo energético que uma mistura de 7% de cal e peso específico aparente seco determinado por defeito.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÕES

A análise e discussão dos resultados, dentro das condições e limites específicos deste estudo, levaram às seguintes conclusões:

i. Ensaio *Pinhole*

a) Dispersabilidade

A adição de cal no solo dispersivo (classificação segundo o *Pinhole Test*: ND4 moderadamente dispersivo, e segundo a análise química de SAR: solo altamente dispersivo), torna ao solo numa classificação não dispersiva para adições de 2% e 3% para um tempo de cura de 7 dias. Portanto, é importante expressar que para as adições estudadas e os tempos de cura definidos nesta pesquisa, poderia-se assumir que os solos passaram de um comportamento dispersivo a uma classificação não dispersiva do ponto de vista qualitativo.

Segundo Sherard et al. (1976b) mediante a adição de cal em teores cerca de 1% a 4% da massa seca do solo é capaz de transformar um solo dispersivo em não dispersivo.

ii. Ensaio à compressão simples e compressão diametral

a) Quanto à influência da quantidade de cal

Adição de cal, mesmo em pequenas quantidades, promoveu ganhos de resistência nos três pesos específicos aparentes secos do solo estudado. Na faixa de teores estudados (3% até 7%), a resistência à compressão simples e diametral, aumentou linearmente com o aumento da quantidade de cal. A taxa de ganho de resistência, representada pela inclinação das retas de ajuste, não se alterou consideravelmente com o aumento de peso específico aparente seco. Independentemente da quantidade de cal adicionada, a redução na porosidade do material compactado promoveu ganhos substanciais de resistência. Verificou-se que a resistência à compressão simples aumentou potencialmente com a redução da porosidade da mistura compactada.

Foram encontradas relações únicas entre a resistência à compressão simples e a relação vazios/cal: $(\eta/Liv^{0,16})^{-3,40}$ para o solo-cal, como também para as resistências à compressão diametral. Mesmo usando composições e tempos de cura diferentes, o expoente de ajuste 0,16 é único, evidenciando que este fator está ligado primeiramente ao tipo de agente cimentante utilizado e em segundo lugar a matriz de solo.

b) Quanto à influência do tempo de cura

Observou-se que o aumento do tempo de cura provoca o aumento da resistência à compressão simples e da resistência à compressão diametral das misturas de solo-cal estudadas. A explicação para esse comportamento consiste em que as reações pozolânicas, as quais proporcionam ganhos efetivos de resistências às misturas compactadas de solo e cal são lentas, estendendo-se por anos e só se iniciando certo tempo depois da compactação.

c) Quanto à influência da porosidade

Independentemente da quantidade de cal adicionada, a redução na porosidade do material compactado promoveu ganhos significativos de resistência. Verificou-se que a resistência à compressão simples e diametral, aumentou potencialmente com a redução da porosidade da mistura compactada.

O mecanismo pelo qual a redução na porosidade influencia a resistência do solo-cal parece estar relacionado à existência de índice de vazios e melhor ligação entre as partículas de solo. Por isso, com a redução na porosidade do solo-cal estudado, é causado uma cimentação mais efetiva.

d) Relação entre a resistência à compressão diametral e a resistência à compressão simples

Verificou-se que a razão entre as equações da resistência à tração e da resistência à compressão simples (q_t/q_u) é única com um valor de 0.136. Este resultado sugere, então, que resistência à tração das amostras de solo-cal estudadas representam, em média, 13.6% da sua resistência à compressão simples, para os tempos de cura estudados.

e) Normalização das resistências não confinadas

Verificou-se que existe uma normalização das resistências não confinadas, obtendo-se uma curva única, com um ajuste satisfatório, que engloba todos os resultados da resistência à compressão simples (q_u) e compressão diametral (q_t) em função da relação vazios/cal ($\eta/L_{iv}^{0,16}$) para os três tempos de cura estudados de 7, 28 e 60 dias.

iii. Resistência à compressão triaxial

A maior tensão confinante efetiva no ensaio triaxial, proporciona uma maior tensão desvio de ruptura, para a mistura estudada. Verificou-se que a aplicação da metodologia de previsão da envoltória de ruptura para a determinação de parâmetros de resistência foi satisfatória.

iv. Relação vazios/cal

Verificou-se que a relação vazios/cal, ajustado por um expoente, é um parâmetro eficaz na previsão de comportamento mecânico de solos tratados com cal. Em termos práticos, o projetista pode, utilizando a relação vazios/cal, escolher adequadamente a quantidade de

cal e a energia de compactação para proporcionar uma mistura que atenda à resistência e deformabilidade requerida para o projeto ao menor custo possível.

v. Energia Incorporada das misturas solo-cal

Verificou-se que para uma mesma relação vazios/cal, uma mistura com menor quantidade de cal e peso específico aparente seco determinado por defeito gera um menor custo energético.

Na abordagem de Avaliação do Ciclo de Vida (ACV), a energia incorporada para os processos que envolvem a produção de cal hidratada foi de 7.965 [J/g], resultando um valor próximo aos encontrados na literatura.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

De forma a dar prosseguimento ao trabalho realizado nesta dissertação e ampliar o conhecimento sobre o comportamento de solos dispersivos estabilizados com cal, o autor sugere os seguintes tópicos de pesquisa:

- a verificação da dispersibilidade do ponto de vista quantitativo, mediante ensaios de carácter químico.
- a verificação da validade da relação vazios/cal para outros solos predominantemente dispersivos;
- a verificação da relação vazios/cal na estimativa da resistência à compressão simples e compressão diametral das misturas estudadas, para outros tempos de cura (90, 360 dias);
- a verificação da relação vazios/cal na estimativa de resistência do solo-cal estudado, para cargas cíclicas.

REFERÊNCIAS

ABNT - NBR 13600. *Solo - Determinação do teor de matéria orgânica por queima a 440C*. Rio de Janeiro Av. Treze de Maio, 13 - 28 andar, 1996. Citado na página 82.

ABNT - NBR 13601. *Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio do torrão (Crumb Test)*. Rio de Janeiro Av. Treze de Maio, 13 - 28 andar, 1996. Citado 2 vezes nas páginas 41 e 43.

ABNT - NBR 13602. *Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio sedimentométrico comparativo - Ensaio de dispersão SCS*. Rio de Janeiro Av. Treze de Maio, 13 - 28 andar, 1996. Citado 3 vezes nas páginas 41, 44 e 45.

ABNT - NBR 13603. *Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos, por meio de ensaios químicos em amostra de água intersticial*. Rio de Janeiro Av. Treze de Maio, 13 - 28 andar, 1996. Citado 2 vezes nas páginas 41 e 81.

ABNT - NBR 14044. *Gestão ambiental - Avaliação do ciclo de vida: Requisitos e Orientações*. Rio de Janeiro Av. Treze de Maio, 13 - 28 andar, 2009. Citado 9 vezes nas páginas 15, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71 e 96.

ABNT - NBR 14114. *Solos argilosos dispersivos - Identificação e classificação por meio do ensaio do furo de agulha (Pinhole Test)*. Rio de Janeiro Av. Treze de Maio, 13 - 28 andar, 1998. Citado 6 vezes nas páginas 16, 41, 42, 84, 85 e 92.

ABNT - NBR 5739. *Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro Av. Treze de Maio, 13 - 28 andar, 2010. Citado na página 86.

ABNT - NBR 6457. *Amostras de solo - Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização*. Rio de Janeiro Av. Treze de Maio, 13 - 28 andar, 1986. Citado na página 81.

ABNT - NBR 6459. *Solo - Determinação do Limite de Liquidez*. Rio de Janeiro Av. Treze de Maio, 13 - 28 andar, 1984. Citado na página 81.

ABNT - NBR 6508. *Grãos de Solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da Massa Específica*. Rio de Janeiro Av. Treze de Maio, 13 - 28 andar, 1984. Citado na página 81.

ABNT - NBR 7180. *Solo - Determinação do Limite de Plasticidade*. Rio de Janeiro Av. Treze de Maio, 13 - 28 andar, 1984. Citado na página 81.

ABNT - NBR 7181. *Solo - Análise Granulométrica*. Rio de Janeiro Av. Treze de Maio, 13 - 28 andar, 1984. Citado na página 44.

ABNT - NBR 7182. *Solo - Ensaio de Compactação*. Rio de Janeiro Av. Treze de Maio, 13 - 28 andar, 1986. Nbr7182. Citado na página 81.

ABNT - NBR 7222. *Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro Av. Treze de Maio, 13 - 28 andar, 1984. Citado na página 87.

AITCHISON, M.; WOOD, C. *Some Interactions of Compaction, Permeability, and Post-construction Deflocculation Affecting the Probability of Piping Failure in Small Earth Dams*. [S.l.]: Volumen 61 de Australia CSIRO division of Soil Mechanics Res. Paper, 1965. Citado na página 34.

ASTM D 2487. *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. [S.l.], 2011. Citado na página 79.

ASTM D 5102. *Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Compacted Soil-Lime Mixtures*. [S.l.], 1996. Citado na página 86.

ATTOH-OKINE, N. Lime treatment of laterite soils and gravels - revisited. *Construction and Building Materials*, Vol. 9, N 5, p. pp. 283–287, 1995. Citado na página 58.

BARBOSA, A. F.; de Moraes, R. M.; EMERENCIANO, S. V.; DIAS, H. C.; PEREIRA, R. Conceito e aplicações de análise do ciclo vida (ACV) no brasil. *Revista Gerenciais, So Paulo*, v. 7, p. 39–44, 2008. Citado na página 64.

BASTOS, C. A. B. *Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados*. Tese (Doutorado) — UFRGS, Porto Alegre, Setembro 1999. Citado na página 38.

BELL, F. *Stabilization and Treatment of Clay Soils with Lime. Part 1 - Basic Principles*. [S.l.]: Ground Engineering, 1988. Citado na página 59.

BELL, F. Lime stabilization of clay minerals and soils. *Engineering Geology*, Vol. 42, p. pp. 223–237, 1996. Citado na página 50.

BHATTACHARJA, S.; BHATTY, J.; TODRES, H. *Stabilization of Clay Soils by Portland Cement or Lime A Critical Review of Literature*. [S.l.]: Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA, 2003. Citado 2 vezes nas páginas 50 e 54.

BISWAS, W. K. Carbon footprint and embodied energy assessment of a civil works program in a residential estate of western australia. *The International Journal of Life Cycle Assessment*, v. 19 (4), p. 732–744, 2013. Citado 2 vezes nas páginas 73 e 99.

BOURDEAUX, G.; IMAIZUMI, H. Dispersive clay at sobradinho dam. *Symposium on Dispersive Clay, ASTM Annual Meeting, Chicago*, 1976. Citado 2 vezes nas páginas 47 e 48.

Building Research Establishment. Product category rules for type iii environmental product declaration of construction products to en 15804:2012. 2013. Citado 2 vezes nas páginas 67 e 69.

CARRARO, J. *Utilização de Resíduos Industriais na Estabilização de um Solo Residual de Arenito*. Dissertação (Mestrado) — UFRGS, 1997. Citado na página 60.

CASAGRANDE, E. F. Parâmetros para a construção sustentável. 2008. Citado na página 62.

CASTRO, F. *Contribuição ao Conhecimento e à Determinação da Reatividade de Solos Sesquídicos Utilizando o Hidróxido de Cálcio: Aplicação ao Processo de Geopolimerização (Estabilização)*. Tese (Doutorado) — COPPE/UFRJ, 1995. Citado na página 51.

CERATTI, J. *Efeitos da Adição de Cal e Cinza Volante nas Propriedades de um Solo Residual Compactado*. Dissertação (Mestrado) — CPGEC/UFRGS, 1979. Citado na página 60.

CHAN, S.; LANE, B.; KAZMIEROWSKI, T.; LEE, W. Pavement preservation a solution for sustainability. *Transporta*, p. 36–42, 2011. Citado na página 73.

CLARKE, M. Mechanics, identification, testing and use of dispersive soil in zimbabwe. 1987. Citado na página 34.

- COLE, R. J. Building environmental assessment methods: redefining intensions and roles. *Building Research & Information*, v. 33, p. 455–467, 2005. Citado na página 63.
- CONSOLI, N. C.; CONSOLI, B. S.; FESTUGATO, L. A practical methodology for the determination of failure envelopes of fiber-reinforced cemented sands. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 41, p. 51–54, 2013. Citado 4 vezes nas páginas 13, 19, 148 e 149.
- CONSOLI, N. C.; CRUZ, R.; FLOSS, M.; FESTUGATO, L. Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, ASCE*, v.136, p. pp. 759–763, 2010. Citado na página 55.
- CONSOLI, N. C.; DALLA ROSA, A.; SALDANHA, R. Variables governing strength of compacted soil-fly ash-lime mixtures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, ASCE*, v.23, p. pp. 432–440, 2011. Citado na página 55.
- CONSOLI, N. C.; FESTUGATO, L.; Da Rocha, C. G.; CRUZ, R. C. Key parameters for strength control of rammed sandcement mixtures: Influence of types of portland cement. *Construction and Building Materials*, v. 49, p. 591 – 597, 2013. Citado na página 141.
- CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. Key parameters for strength control of artificially cemented soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 133, p. pp. 197–205, 2007. Citado 3 vezes nas páginas 15, 56 e 57.
- CONSOLI, N. C.; PRIETTO, P.; CARRARO, J.; HEINECK, K. Behavior of compacted soil-fly ash-carbide lime mixtures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v.127, n.9, p. pp. 774–782, 2001. Citado 4 vezes nas páginas 58, 61, 94 e 142.
- CONSOLI, N. C.; THOMÉ, A.; DONATO, M.; GRAHAM, J. Loading test on compacted soil, bottom-ash and lime layers. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers Geotechnical Engineering*, p. 29–38, 2008. Citado na página 94.
- Da Cruz, S. I. C. *Caracterização e utilização de solos dispersivos nos aterros compactados na Barragem de Sobradinho*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. NUGEO, 2008. Citado 3 vezes nas páginas 15, 39 e 40.
- Dalla Rosa, F. *Efeito do estado de tensões de cura no comportamento de uma areia artificialmente cimentada*. Tese (Doutorado) — UFRGS, 2009. Citado 3 vezes nas páginas 58, 87 e 118.
- DONALDSON, G. The occurrence of dispersive soil piping in central south africa. *Proceedings Sixth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, p. pp. 229–235, 1975. Citado na página 34.
- DUGGAN, A. R.; MCCABE, B. A.; GOGGINS, J.; CLIFFORD, E. An embodied carbon and embodied energy appraisal of a section of irish motorway constructed in peatlands. *Construction and Building Materials*, v. 79, p. 402–419, 2015. Citado 2 vezes nas páginas 73 e 99.
- EADES, J. L.; GRIM, R. E. A quicktest to determine lime requirements for lime stabilization. *Paper sponsored by Committee on Lime and Lime-Fly Ash Stabilization and presented at the 45th Annual Meeting*, p. pp. 61–72, 1966. Citado 2 vezes nas páginas 53 e 54.
- EKVALL, T.; ASG, A. Attributional and consequential environmental assessment of the shift to lead-free solders. *Int J LCA*, v. 11, p. 344–353, 2006. Citado na página 64.

FISCHKNECHT, R. Life cycle inventory analysis for decision-making. *Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, Switzerland*, 1998. Citado na página 64.

FOPPA, D. *Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados*. Dissertação (Mestrado) — UFRGS, Porto Alegre, Agosto 2005. Citado 5 vezes nas páginas 15, 55, 56, 59 e 118.

GRIM, R. *Clay Mineralogy*. [S.l.: s.n.], 1953. pp. 384 p. Citado na página 52.

Guimarães, J. E. P. Estabilização de solos nova e importante aplicação da cal conceitos e vantagens. *Associação Brasileira dos Produtores de Cal*, Boletim N1, 1971. Citado 2 vezes nas páginas 49 e 58.

Guimarães, J. E. P. *A Cal Fundamentos e Aplicações na Engenharia Civil*. 2 ed.. ed. Saulo: PINI, 2002. Citado 4 vezes nas páginas 21, 49, 50 e 51.

HANSON, B. R.; GRATAN, S. R.; FULTON, A. *Agricultural Salinity and Drainage*. [S.l.]: Published in the United States of America by the Department of Land, Air and Water Resources, University of California, Davis, California., 1999. Citado 2 vezes nas páginas 15 e 36.

HEIJUNGS, R. Economic drama and the environmental stage formal derivation of algorithmic tools for environmental analysis and decision-support from a unified epistemological principle. *Centre of Environmental Science, Leiden University*, 1997. Citado na página 64.

HERRIN, M.; MITCHELL, H. Lime-soil mixtures. *Highway Research Board Bulletin, Washington, D.C.*, Vol. N304, p. pp. 99–121, 1961. Citado 2 vezes nas páginas 59 e 113.

HILT, G.; DAVIDSON, D. Lime fixation in clayey soils. *Highway Research Board Washington, D.C.*, N 262, p. pp. 20–32, 1960. Citado 4 vezes nas páginas 16, 53, 93 e 94.

HOLMGREN, G.; FLANAGAN, C. Factors affecting spontaneous dispersion of soil materials as evidenced by the crumb test. *Dispersive Clays, Related Piping, and Erosion in Geotechnical Projects.*, ASTM STP 623, p. pp. 218–239, 1977. Citado 3 vezes nas páginas 36, 37 e 43.

INGLES, O. G.; METCALF, J. B. *Soil stabilization : principles and practice*. [S.l.: s.n.], 1972. pp. 374 p. Citado 11 vezes nas páginas 15, 21, 49, 50, 53, 54, 58, 59, 60, 113 e 118.

ISAIA, G. C. *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência da Engenharia de Materiais*. [S.l.] : IBRACON, 2007.v. 2v. Citado na página 100.

JOHN, V. M. Reciclagem de resíduos na construção civil: Contribuição para metodologia de pesquisa e desenvolvimento. In: *Tese de Livre Docência apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo*. São Paulo: [s.n.], 2000. Citado 2 vezes nas páginas 62 e 63.

KELLENBERGER, D.; ALTHAUS, H.; JUNGBLUTH, N.; KÜNNIGER, T.; LEHMANN, M.; THALMANN, P. Final report of the project of a national life cycle inventory database "ecoinvent 2000" commissioned by buwal/bfe/astra/blw. *EMPA Dübendorf, Swiss Centre for Life Cycle Inventories*, v2.0, 2007. Citado 3 vezes nas páginas 99, 101 e 103.

KIBERT, C. J. Proceedings of the first international conference on sustainable construction. In: . Tampa, Florida: [s.n.], 1994. p. 6–9. Citado na página 63.

La Rochelle, P.; LEROUEIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX, L.; TAVENAS, F. Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests. *Symposium on Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, 1988. Citado na página 92.

LARNACH, W. Relationship between dry density, voids/cement ratio and strength of soil-cement mixtures. *Civil Engineering and Public Works Reviews*, Vol. N55, p. pp. 903–905, 1960. Citado 4 vezes nas páginas 15, 55, 56 e 118.

Lopes Junior, L. da S. *Parâmetros de controle da resistência mecca de solos tratados com cal, cimento e rocha basáltica pulverizada*. Dissertação (Mestrado) — UFRGS, Porto Alegre, Maio 2007. Citado 6 vezes nas páginas 15, 55, 57, 58, 113 e 118.

Lopes Junior, L. da S. *Metodologia de Previsão do Comportamento Mecânico de Solos Tratados com Cal*. Tese (Doutorado) — UFRGS, Porto Alegre, Novembro 2011. Citado 3 vezes nas páginas 55, 58 e 118.

MARQUES, S. *Estudo do comportamento de uma areia artificialmente cimentada a altas tensões de confinamento. (Em desenvolvimento)*. Tese (Doutorado) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2015. Citado 2 vezes nas páginas 55 e 141.

MATEOS, M. Soil lime research at iowa state university. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divisions*, ASCE, New York, Vol N 90, p. pp. 127–153, 1964. Citado na página 60.

MELIÁ, P.; RUGGIERI, G.; SABBADINI, S.; DOTELLI, G. Environmental impacts of natural and conventional building materials: a case study on earth plasters. *Journal of Cleaner Production*, v. 80, p. 169–186, 2014. Citado na página 72.

MELLO, L.; BILFINGER, W.; CAMARGO, V.; PIMENTEL, R. Solos dispersivos na região de xique-xique problemática e técnicas de solução em canais de irrigação. *XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, 2002. Citado na página 47.

MERCADO, O.; FILIZZOLA, R.; STANICHEVSKY, M. Dispersive soils in the oriental region of paraguay. 2002. Citado na página 34.

MITCHELL, J. Behavior of compacted soilfly ashcarbide limefly ash mixtures. proceedings of the 10th international conference on soil mechanics and foundation engineering. *Stockholm, Sweden: International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, v. 4, p. 509–565, 1981. Citado na página 94.

MITCHELL, J. K. *Fundamentals of Soil Behavior*. [S.l.]: Wiley Inter-Science, 1993. Citado 5 vezes nas páginas 15, 35, 36, 37 e 38.

MUENCH, S. T. Roadway construction sustainability impacts. *Journal of the Transportation Research Board*, v. 2151, p. 36–45, 2010. Citado 2 vezes nas páginas 72 e 73.

NUNEZ, W. P. *Estabilização físico-química de um solo residual de Arenito Botucatu, visando o seu emprego na pavimentação*. Dissertação (Mestrado) — UFRGS, Porto Alegre, 1991. Citado 5 vezes nas páginas 48, 54, 60, 113 e 118.

ORMSBY, W. C.; KINTER, E. Effects of dolomitic and calcitic limes on strenght development in mistures with two clay minerals. *Public Roads*, Vol. N37, p. pp. 149–160, 1973. Citado 2 vezes nas páginas 50 e 59.

PASSUELLO, A. C.; de Oliveira, A.; da Costa, E. B.; KIRCHHEIM, A. P. Aplicação da avaliação do ciclo de vida na análise de impactos ambientais de materiais de construção inovadores: estudo de caso da pegada de ccarbon de clínqueres alternativos. *Ambiente Construído*, v. 14, p. 7–20, 2014. Citado na página 64.

PASSUELLO, A. C. B. *Aplicação da Avaliação do Ciclo de Vida em Embalagens Descartáveis para Frutas: Estudo de Caso*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Instituto de Pesquisas Hidricas., 2007. Citado 4 vezes nas páginas 16, 68, 69 e 70.

PINTO, T. P. *Gestão ambiental de resíduos da construção civil: a experiência do sinduscon/sp. Obra Limpa: I&T, SindusCon-SP*, 2005. Citado na página 63.

PRUSINSKI, J.; BHATTACHARJA, S. Effectiveness of portland cement and lime in stabilizing clay soils. *Transportation Research Record*, Vol N 1652, p. pp. 215–227, 1999. Citado 2 vezes nas páginas 51 e 52.

RALLINGS, R. A. An investigation into the causes of failure of farm dams in the brigalow belt of central queensland. *Water Research Foundation of Austra*, Bulletin N 10, 1966. Citado na página 42.

REBITZER, G. *Enhancing the application efficiency of life cycle assessment for industrial uses*. Tese (Doutorado) — Facultvenvironment Naturel, Architectural et Construit, ole Polytechnique Frale, Lausanne, 2005. Citado na página 67.

REDDY, B. V.; KUMAR, P. P. Embodied energy in cement stabilised rammed earth walls. *Elsevier, Energy and Buildings*, v. 42, p. 380–385, 2010. Citado na página 72.

REDIEX, U. G. *Atlas Geografico del Chaco Paraguayo*. [S.l.]: REDIEX (Red de Inversiones y Exportaciones), 2009. Citado 2 vezes nas páginas 16 e 76.

RICHARDS, L. A. *Diagnosis and Improvemet of Saline and Alkali Soils*. [S.l.]: Soil and Water Conservation Research Branch, 1954. Agriculture Handbook No. 60. 160 p. Citado na página 34.

ROGERS, C.; GLENDINNING, S. Lime requirement for stabilization. *Journal of the Transportation Research Board*, Volume 1721 / 2000 Geomaterials 2000, p. pp. 9–18, 2000. Citado na página 52.

ROGERS, C.; GLENDINNING, S.; ROFF, T. Lime modication of clay soils for construction expediency. *Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering*, Vol. N125, p. pp. 242–249, October 1997. Citado na página 53.

SANTERO, N.; MASANET, E.; HORVATH, A. Life-cycle assessment of pavements. part i: Critical review. *Resources, Conservation & Recycling*, v. 55, p. 801–809, 2011. Citado 2 vezes nas páginas 72 e 73.

SCHNAID, F.; PRIETTO, P.; CONSOLI, N. C. Prediction of cemented sand behavior in triaxial compression. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, ASCE*, v.127, n.10, p. pp. 857–868, 2001. Citado 2 vezes nas páginas 61 e 142.

SHERARD, J. L.; DECKER, R. S.; RYKER, N. Hydraulic fracturing in low dams of dispersive clay. *Proceedings, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures*, ASCE, Vol. 1, p. pp. 653–689, 1972. Citado 2 vezes nas páginas 34 e 38.

SHERARD, J. L.; DECKER, R. S.; RYKER, N. Piping in earth dams of dispersive clays. *Proceedings, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures*, ASCE, Vol. 1, p. pp. 584–626, 1972. Citado na página 34.

SHERARD, J. L.; DUNNIGAN, L. P.; DECKER, R. S. Identification and nature of dispersive soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 102, p. pp. 287 – 301, April 1976. Citado 3 vezes nas páginas 34, 35 e 42.

SHERARD, J. L.; DUNNIGAN, L. P.; DECKER, R. S.; STEELE, E. F. Pinhole test for identifying dispersive soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. N 102, p. pp. 69–85, 1976. Citado 10 vezes nas páginas 15, 16, 38, 41, 46, 47, 74, 78, 79 e 159.

SOARES, S.; PEREIRA, S. W.; BREITENBACH, F. E. Análise do ciclo de vida de produtos cerâmicos da indústria de construção civil. In: AMBIENTAL, X. C. I. de Ingenieria Sanitaria y (Ed.). Cancun, Mexico: [s.n.], 2002. Citado na página 72.

SOARES, S. R.; SOUZA, D. M.; PEREIRA, S. A avaliação do ciclo de vida no contexto da construção civil. *Construção e Meio Ambiente*, (Coleção Habitar, v.7), 2006. Citado na página 71.

SOTELO, R. R.; POPOLIZIO, E. Influencia de las propiedades químicas de los suelos en sus características dispersivas. *ICOPAINGE*, p. pp. 47–56, 1997. Citado 2 vezes nas páginas 34 e 37.

THOMÉ, A. *Estudo do Comportamento de um Solo Mole Tratado com Cal, Visando seu Uso em Fundações Superficiais*. Dissertação (Mestrado) — UFRGS, Porto Alegre, Julho 1994. Citado 3 vezes nas páginas 52, 54 e 61.

THOMPSON, M. R. Lime reactivity of illinois soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE (SM5), Vol. 92, p. pp. 67–92, 1966. Citado 3 vezes nas páginas 50, 54 e 61.

TILLMAN, A.; BAUMANN, H. General description of life cycle assessment methodology. (*Technical Environmental Planning. Report 1995:5*), 1995. Citado na página 68.

TILLMAN, A. M. Significance of decision-making for lca methodology. *Environ Impact Assess*, v. 20, p. 113–123, 2000. Citado na página 64.

TRB, T. R. B. *Lime Stabilization: Reactions, Properties, Design and Construction*. [S.l.: s.n.], 1987. Citado 4 vezes nas páginas 52, 54, 58 e 61.

U.S. Army Corps of Engineers. *Soil Stabilization for Pavements*. Washington, D.C., 1994. Citado na página 50.

USBR. *Earth Manual, Bureau of Reclamation*. [S.l.: s.n.], 1998. Citado na página 47.

UTGIKAR, V.; THIESEN, T. Life cycle assessment of high temperature electrolysis for hydrogen production via nuclear energy. *International Journal of Hydrogen Energy*, v31, p. p. 939–944., 2005. Citado na página 63.

WALLBAUM, H.; OSTERMEYER, Y.; SALZER, C.; ESCAMILLA, E. Z. Indicator based sustainability assessment tool for affordable housing construction technologies. *Ecological Indicators, Elsevier*, v. 18, p. 353–364, 2011. Citado na página 62.

WEIDEMA, B. P. Market information in life cycle assessment. *Danish Environment Protection Agency, Copenhagen, Denmark*, p. 1–147, 2003. Citado na página 64.

ZHANG, H.; LEPECH, M.; KEOLEIAN, G. A.; QIAN, S.; LI, V. Dynamic life-cycle modeling of pavement overlay systems: Capturing the impacts of users, construction, and roadway deterioration. *Journal of Infrastructure Systems*, v. 16, p. 299–309, 2010. Citado na página 73.