

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Desempenho e Comportamento Mecânico de Um Solo Dispersivo  
e Sulfatado Tratado com uma Pozolana Artificial, Cal de  
Carbureto e Reforçado com Fibras de Vidro**

**Gustavo Dias Miguel**

Porto Alegre

2020

GUSTAVO DIAS MIGUEL

**Desempenho e Comportamento Mecânico de Um Solo Dispersivo  
e Sulfatado Tratado com uma Pozolana Artificial, Cal de  
Carbureto e Reforçado com Fibras de Vidro**

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 área de concentração Geotecnia.

Porto Alegre

2020

## CIP - Catalogação na Publicação

Dias Miguel, Gustavo

Desempenho e Comportamento Mecânico de Um Solo Dispersivo e Sulfatado Tratado com uma Pozolana Artificial, Cal de Carburto e Reforçado com Fibras de Vidro / Gustavo Dias Miguel. -- 2020.

282 f.

Orientador: Nilo Cesar Consoli.

Coorientador: Lucas Festugato.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2020.

1. Solos dispersivos. 2. Solos sulfatados. 3. Minerais expansivos. 4. Reforço por fibras (fibras de vidro). 5. solo-cal-pozolana. I. Consoli, Nilo Cesar, orient. II. Festugato, Lucas, coorient. III. Título.

**GUSTAVO DIAS MIGUEL**

**Desempenho e Comportamento Mecânico de Um Solo Dispersivo  
e Sulfatado Tratado com uma Pozolana Artificial-Cal de  
Carbureto e Reforçado com Fibras de Vidro**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada e aprovada pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul para satisfazer os requisitos a obtenção do grau de mestre.

Porto Alegre, 18 de março de 2020

Prof. Nilo Cesar Consoli  
Ph.D. pela Concordia University, Canadá  
orientador

Prof. Lucas Festugato  
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande  
do Sul  
orientador

Prof. Nilo Cesar Consoli  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Sérgio Filipe V. Marques (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Pedro Domingos Marques Prietto (UPF)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Karla Salvagni Heineck (UFRGS)**  
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Erdin Ibraim (University of Bristol)**  
PhD. pela École Nationale des Travaux Publics (ENTPE) of Lyon

Dedico este trabalho a minha família, Zélio, Loreni e Leonardo. Vocês são a minha base, e contribuíram para o completo êxito deste, amo vocês!

## AGRADECIMENTOS

Nestes dois anos de mestrado, pude conhecer uma ampla quantidade de pessoas. Sendo que cada uma destas, me fez crescer um pouco, me tornar uma pessoa melhor. Pessoas estas que, direta ou indiretamente, por meio de uma opinião, apoio moral, contribuíram para este trabalho.

Portanto, inicialmente, de forma geral, para que eu não seja injusto esquecendo de alguém, gostaria de agradecer a todos aqueles que me auxiliaram seja da forma mais simples, tenham certeza que a ajuda de vocês fez a diferença. Deixo aqui o meu Muito Obrigado!

Entretanto, há sempre aquelas pessoas singulares e a estas, gostaria de deixar aqui um agradecimento em especial:

Ao Prof. Nilo C. Consoli, orientador deste trabalho, agradeço pela orientação, dicas, amizade e, pelo estímulo e empolgação sempre empenhados à pesquisa. Como eu sempre digo, se cada programa de pós-graduação tivesse um coordenador como o senhor, talvez a pesquisa no Brasil estivesse anos luz à frente.

Ao Prof. Lucas Festugato, que além de coorientador, se tornou um grande amigo. Dentre aquelas pessoas que sabe de tudo um pouco, sempre disposto a ensinar e, principalmente, um grande entusiasta e incentivador do pessoal do laboratório. Muito obrigado pelos conselhos tanto na vida acadêmica, quanto fora dela.

A todos aqueles colegas, que contribuíram para superar as desafiadoras disciplinas do primeiro trimestre, em especial, Helder, Lais, Aziz e Lukas, obrigado pela força e troca de conhecimento.

Aos Deuses Geovânis mas também, aos Geovânis, companheiros de laboratório e de *rolês*. Em especial, Dudi, Gonça, Mozara, Dionatas, Ecclesielter, Estéfano, São Hugo, João 01, Mariana, Paulo, Renight, Sérgio, Vini e, Lennon. Obrigado pela vivência, auxílio, amizade e companheirismo. Vocês além de contribuírem para este trabalho, fizeram com ele se tornasse mais leve.

A todos do laboratório LEGG, em especial ao Sérgio e ao Dionatas, os caras da eletrônica e programação, valeu pelo auxílio nesse quesito e incentivo em aprender mais a respeito.

Um agradecimento também a CAPES, fomentadora da bolsa de estudos que permitiu que este trabalho fosse realizado.

E, por fim, mas os **mais importantes**, MINHA FAMÍLIA, Zélio, Loreni, Leonardo e Drieli, obrigado por sempre se fazerem presentes, mesmo nas horas mais difíceis. Por suportarem a distância e, entenderem que esta não é sinônimo de esquecimento. Tenham certeza que, o que sou hoje, devo a vocês, ao caráter que me ensinaram a ter.

Muito obrigado!

Aquele que com sabedoria alimenta a alma, fortalece-a e  
em nada seu psicológico será abalado.

*Sebastião Maia*

## RESUMO

MIGUEL, G. D. (2020). **Desempenho e Comportamento Mecânico de um Solo Dispersivo e Sulfatado Tratado com uma Pozolana Artificial-Cal de Carbureto e Reforçado com Fibras de Vidro.** 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Solos dispersivos e sulfatados possuem características incomuns aos demais solos, demandando, desta forma, maior atenção durante sua utilização. Com relação às suas peculiaridades, a dispersão acontece devido à grande quantidade de sódio dissolvido em seus poros e, por consequência, adsorvido as partículas de argila. Isto faz com que se tenha um desbalanceamento eletroquímico, resultando assim, em cargas repulsivas líquidas. Em decorrência disto, suas partículas possuem um comportamento que se assemelha ao de coloides. Dentre as problemáticas envolvidas, encontram-se, por exemplo, a suscetibilidade à ocorrência de processos erosivos (*e.g. piping*, formação de ravinas, voçorocas, túneis, etc.) pelo simples fato de existir água pura e calma em suas proximidades. Já com relação à presença de sulfatos, os quais se manifestam na forma de minerais como gesso, anidrita, barita e jarosita. Este tipo de solo, quando estabilizado quimicamente a partir de estabilizantes à base de cálcio e, acrescido de excessiva umidade, desencadeiam a formação de minerais expansivos. Dentre estes, a etringita e a taumasita, responsáveis por um grande aumento de volume. Os problemas decorrentes deste fenômeno levam à deterioração de obras a um curto espaço de tempo. Isto, em virtude das expansões exacerbadas que causam consequências indesejadas como ondulações em rodovias, perda de sustentação de fundações, dentre outros. Nesse contexto, a atual pesquisa propõe a estabilização e reforço, de um solo proveniente da região do *Chaco* Paraguaio que apresenta as características acima mencionadas. O tratamento deste solo foi realizado a partir da incorporação de materiais como cal de carbureto (CC), fibra de vidro moída (FM) e fibra de vidro em filamentos (FI). E tem por objetivo dirimir problemáticas de dispersão e expansão dos compósitos gerados. As misturas propostas foram avaliadas em termos de resistência à compressão simples, rigidez inicial, expansão tridimensional, expansão unidimensional, resistência à compressão confinada, durabilidade, resistência à tração e, vida de fadiga. Também, por intermédio de ensaios de difração de raios-X (DRX) e microscopia eletrônica de varredura (MEV), verificou-se a formação de compostos ligantes bem como, de minerais expansivos. Ambos estes, que viessem justificar a utilização dos materiais propostos. Desta forma, propõe-se aqui uma maneira de melhoramento para solo que se enquadram nestas características, dispersivos e sulfatados.

Para isto, recorreu-se a metodologias de planejamento de experimentos como experimentos fatoriais, fatoriais fracionários e projetos compostos de segunda ordem. Ademais, além de averiguar a eficiência da estabilização proposta, procurou-se a implementação das relações  $\eta/B_{iv}$  e  $\eta/L_{iv}$  às variáveis respostas obtidas. A estabilização proposta se mostrou eficaz do ponto de vista de reações pozolânicas, entretanto, no que diz respeito à utilização de fibras de vidro no formato de filamentos, estas não chegaram a vigorar como uma alternativa. Com alguns casos, como durabilidade, podendo levar até a uma maior taxa de perda de massa. Independentemente do meio pelo qual foi realizada a avaliação, há uma predominância da porosidade em governar o desempenho dos compósitos. Desta forma, quão maior a compacidade das amostras bem como, teor de cal, maiores foram as expansões resultantes. Ambas relações  $\eta/B_{iv}$  e  $\eta/L_{iv}$  puderam ser implementadas, sendo a relação  $\eta/L_{iv}$  uma promissora ferramenta para previsão do potencial expansivo de solos sulfatados.

**Palavras-chave:** *solos dispersivos; solos sulfatos; fibras de vidro; expansão volumétrica 3-D; expansão volumétrica 1-D; reações pozolânicas; solo-cal-pozolana; cal de carbureto.*

## ABSTRACT

MIGUEL, G. D. (2020). **Performance and Mechanical Behavior of a Sulfate-Rich Dispersive Soil Treated with Carbide Lime-Artificial Pozzolan Blends and Reinforced with Fiber Glass**. 2020. Thesis (Masters in Engineering) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Dispersive and sulfate-rich soils have unusual characteristics when compared to the others soils. Thereby, a special attention needs to be taken when its presence is detected. The dispersity occurs owing to the presence of large amount of diluted sodium on the soil voids, consequently, adsorbed around the clay minerals. Therefore, an electrochemical imbalance results in repulsive charges between the clay particles. Therewith, the clay particles seems to be as colloids. Distinct problems are involved with this characteristic such as susceptibility to erosive processes like piping, ravines, gullies and, tunnels, when pure and calm water get in touch with soil particles. Related to sulfate-rich soils, the presence of sulfates is associated with minerals as gypsum, anhydrite, barite and, e jarosite. When calcium based stabilizers are applied to sulfate-rich soils, the later become prone to develop expansive minerals. Etringite and Thaumasite are examples of this, being responsible to larger volumetric swell. A significant volumetric swell induce a reduced life cycle of constructions owing to undesirable damages. Roadways could be stated as examples, where a minor strain become its usage unviable. In this context, was proposed a manner of stabilize and reinforce a sulfate-rich dispersive soil from Paraguayan country. The materials applied herein were carbide lime (CC), crushed fiberglass (FM) as an artificial pozzolan and, filament fiberglass (FI). The proposed stabilization and reinforcement aims to solve the dispersive and volumetric swell problems. A blend of materials were tested throughout unconfined compressive strength, initial shear modulus, 3-D volumetric swell tests, 1-D volumetric swell tests, confined compressive strength (triaxial), wetting-drying durability, tensile strength and, fatigue life. Finally, imagens of scanning electron microscope (SEM) and X-ray diffraction (XRD) are provided in order to verify the ettringite and thaumasite formation plus the C-S-H and C-A-H gel generation. To develop the actual research a factorial designs methodology were applied, in this case a general  $2^k$ ,  $2^{k-p}$  fractional and, central composite designs. Moreover, this study aims to verify the  $\eta/B_{iv}$  and  $\eta/L_{iv}$  relations efficiency on describing the response variables. The proposed stabilization achieved its objective by means through pozzolan reactions, however, fiberglass inclusions did not appears as an alternative to expansion restraint.

Independently of the test methodology, porosity remain being the main factor controlling the composite performance. Thereby, as greater as the specimen porosity, less was the volumetric swell observed. Whereas, an increase in the carbide lime content carried to larger expansions. Either  $\eta/B_{iv}$  and  $\eta/L_{iv}$  relations demonstrated to be an efficient tool to describe response variables, becoming the  $\eta/L_{iv}$  relation a potential way to predict the volumetric swell of sulfate-rich soils.

**Key-words:** *dispersive soil; sulfate rich soil; fiber glass; 3-D volumetric swell; 1-D volumetric swell; pozolan reactions; soil-lime-pozolan; carbide lime.*

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1	PROBLEMÁTICA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA	1
1.2	OBJETIVO GERAL	7
1.2.1	Objetivos específicos	7
1.3	HIPÓTESES DA PESQUISA	8
1.4	PREMISSA	8
1.5	DELIMITAÇÕES	9
1.6	LIMITAÇÕES	9
1.7	CONTRIBUIÇÃO PARA O ESTADO DA ARTE	10
1.8	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	10
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>12</b>
2.1	SOLOS DISPERSIVOS	12
2.1.1	Sua Ocorrência	12
2.1.2	O Fenômeno da Dispersão	16
2.1.3	Identificação de Solos Dispersivos	23
2.1.3.1	Emerson Dispersion Test	24
2.1.3.2	Pinhole Test	26
2.1.3.3	Soil Security Test	29
2.1.3.4	Double Hydrometer Test	30
2.1.3.5	Argila Dispersiva e a Tensão de Cisalhamento Crítica	32
2.1.3.6	Ensaio Químico	33
2.2	SOLOS SULFATADOS	36
2.2.1	Sua Ocorrência	36
2.2.2	Expansão Induzida Devido ao Tratamento à Base de Cálcio	38
2.2.3	Níveis de Sulfatos Considerados Críticos	44
2.2.4	Identificação de Sulfatos nos Solos	47
2.2.5	Determinação de Seu Potencial Expansivo	48
2.3	ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS	52

2.3.1	Reações Envolvidas na Estabilização de Solos Argilosos .....	53
2.3.1.1	Solo-Cal .....	53
2.3.1.2	Reações Pozolânicas .....	54
2.3.1.3	Solo-Cal-Pozolana .....	57
2.3.2	Variáveis Controladoras do Compósito Solo-Cal-Pozolana .....	58
2.3.2.1	Efeito da Cal .....	58
2.3.2.2	Efeito da Pozolana .....	60
2.3.2.3	Efeito da Compacidade da Mistura .....	61
2.3.2.4	Efeito da Umidade de Moldagem .....	62
2.3.2.5	Efeito do Tempo de Cura .....	63
2.3.2.6	Efeito da Temperatura de Cura .....	63
2.4	SOLOS REFORÇADOS .....	65
2.4.1	Utilização de Fibras .....	66
2.4.2	Tipos de Fibras .....	72
2.4.3	Variáveis Controladoras da Utilização de Fibras .....	75
2.4.3.1	Rugosidade das Fibras .....	75
2.4.3.2	Dimensão das Fibras .....	76
2.4.3.3	Teor de Fibras .....	78
2.4.3.4	Rigidez das Fibras .....	80
2.4.3.5	Densidade Relativa do Solo .....	82
2.4.4	Interação Solo/Fibra .....	84
<b>3</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>88</b>
3.1	PROJETO E PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL .....	91
3.1.1	Experimento Fatorial $2^k$ .....	92
3.1.2	Experimento Fatorial Fracionado $2^{k-p}$ .....	93
3.1.3	Metodologia de Superfície de Resposta (MSR) .....	95
3.2	VARIÁVEIS INVESTIGADAS .....	97
3.2.1	Fase I – Ensaios Preliminares .....	98
3.2.1.1	Ensaios de Resistência à Compressão Não-Confinada e Pulso Ultrassônico	
	98	
3.2.2	Fase II – Ensaios de Tratamento .....	104

3.2.2.1	Ensaio de Expansão Tridimensional, Expansão Unidimensional e Triaxial (CID)	104
3.2.3	Fase III – Ensaio de Desempenho	106
3.2.3.1	Ensaio de Durabilidade, Resistência à Tração e Vida de Fadiga	106
3.3	MATERIAIS UTILIZADOS	108
3.3.1	Solo Dispersivo e Sulfatado	108
3.3.2	Cal de Carbureto	114
3.3.3	Fibra de Vidro (Filamentos)	117
3.3.4	Fibra de Vidro (Moída)	119
3.4	MÉTODOS DE ENSAIOS E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS	122
3.4.1	Ensaio de Compressão Não-Confinada e Pulso Ultrassônico	122
3.4.2	Ensaio de Expansão Tridimensional, Expansão Unidimensional e Triaxial (CID)	127
3.4.3	Ensaio de Durabilidade, Resistência à Tração por Compressão Diametral e Vida de Fadiga	132
<b>4</b>	<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS</b>	<b>136</b>
4.1	FASE I – ENSAIOS PRELIMINARES	136
4.2	FASE II – ENSAIOS DE TRATAMENTO	151
4.2.1	Ensaio de Expansão Tridimensional	152
4.2.1.1	Impacto da variável independente período de cura ( $t$ )	153
4.2.1.2	Impacto da variável independente teor de fibra de vidro, filamentos (FI)	159
4.2.1.3	Impacto da variável independente teor de cal de carbureto (CC)	161
4.2.1.4	Impacto da variável independente peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ )	165
4.2.2	Ensaio de Expansão Unidimensional	167
4.2.2.1	Impacto da variável independente período de cura ( $t$ )	169
4.2.2.2	Impacto da variável independente teor de fibra de vidro, filamentos (FI)	173
4.2.2.3	Impacto da variável independente teor de cal de carbureto (CC)	175
4.2.2.4	Impacto da variável independente peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ )	177
4.2.3	Ensaio Triaxiais – CID	179
4.2.4	Análise Estatística – Fase II	187

4.3	FASE III – ENSAIOS DE DESEMPENHO .....	193
4.3.1	Ensaio de Durabilidade .....	193
4.3.1.1	Impacto das variáveis independentes teor de fibra de vidro (FI) e peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ) .....	196
4.3.1.2	Impacto da variável independente teor de cal de carbureto (CC).....	198
4.3.2	Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral .....	199
4.3.2.1	Impacto das variáveis independentes teor de fibra de vidro (FI) e peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ) .....	202
4.3.2.2	Impacto da variável independente teor de cal de carbureto (CC).....	203
4.3.3	Ensaio de Vida de Fadiga .....	204
4.3.3.1	Impacto das variáveis independentes teor de fibra de vidro (FI) e peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ) .....	206
4.3.3.2	Impacto da variável independente teor de cal de carbureto (CC).....	208
4.3.4	Análise Estatística – Fase III .....	210
4.4	ENSAIOS COMPLEMENTARES .....	214
4.4.1	Dispersibilidade – <i>Pinhole Test</i> .....	214
4.4.2	Difratometria de Raios-X (DRX) .....	215
4.4.3	Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) .....	217
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>221</b>
5.1	SÍNTESE DOS RESULTADOS .....	221
5.1.1	Ensaio de Compressão Não-Confinada e Pulso Ultrassônico ....	221
5.1.2	Ensaio de Expansão Tridimensional.....	222
5.1.3	Ensaio de Expansão Unidimensional.....	223
5.1.4	Ensaio Triaxiais – CID.....	224
5.1.5	Ensaio de Durabilidade por Molhagem e Secagem .....	225
5.1.6	Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral .....	226
5.1.7	Ensaio de Vida de Fadiga .....	226
5.2	CONCLUSÃO GERAL .....	227
5.3	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	228



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Problemas envolvendo solos dispersivos e sulfatados: a) ocorrência de <i>piping</i> em barragens (Hardie <i>et al.</i> , 2009); b) expansão de bases e sub-bases de rodovias (Talluri, 2013). .....	4
Figura 2: Comportamento de solos não-sódicos vs solos sódicos (baseado em: NSW Department of Primary Industries, 1998). .....	19
Figura 3: Distinção entre as graduações existentes no <i>Crumb Test</i> , não dispersivo ao altamente dispersivo (baseado em: ASTM D6572, 2013). .....	25
Figura 4: Configurações e representação do equipamento para realização do ensaio <i>Pinhole Test</i> (baseado em: ASTM D4647, 2013). .....	27
Figura 5: <i>Soil Security Test</i> : a) Confecção da amostra, b) Amostra com seu núcleo preenchido por água destilada (baseado em: Tadanier & Ingles, 1985). .....	30
Figura 6: Avaliação da dispersibilidade do solo levando-se em consideração sua tensão de cisalhamento crítica (baseado em: Arulanandan <i>et al.</i> , 1975). .....	33
Figura 7: Relação entre análises químicas dos sais dissolvidos na água intersticial do solo com sua possibilidade de dispersão (baseado em: Perry & Postol, 1977). .....	36
Figura 8: Guia de escolha do tipo de estratégia a adotar no caso de solos sulfatados (baseado em: Jones <i>et al.</i> , 2010). .....	46
Figura 9: Variação da resistência com o teor de cal utilizado (Fonte: modificado de Consoli <i>et al.</i> , 2009d). .....	59
Figura 10: Influência da compactação da mistura (expressa pelo volume de vazios) na resistência a compressão simples de tratamentos solo-cal (modificado de: Consoli <i>et al.</i> 2009d). .....	62
Figura 11: Comportamento tensão vs deformação de reforços Idealmente Não-Extensíveis e Idealmente Extensíveis (baseado em: McGown <i>et al.</i> , 1978). .....	82
Figura 12: Interação solo-fibra, distribuição hipotética das tensões ao longo dos filamentos (baseado em: Agarwal & Broutman, 1980). .....	86
Figura 13: Fluxograma e delineamento da pesquisa. ....	90
Figura 14: Gráfico de cubo, representação de um experimento fatorial $2^3$ . .....	93
Figura 15: Projeto composto de segunda ordem para $k = 3$ . a) tratamentos axiais (pontos estrela) adicionados a um experimento $2^k$ ; b) pontos estrela alocados no formato <i>face centrada</i> . .....	96

Figura 16: Ensaios de compactação, teores de umidade ótima. ....	101
Figura 17: Determinação do teor de cal mínimo a) ASTM D6276-19; b) Hilt & Davidson (1960), para períodos de cura de 0 e 48h.....	102
Figura 18: Local de extração do solo (Fonte: Google, 2019).....	109
Figura 19: Curva granulométrica solo dispersivo e sulfatado. ....	109
Figura 20: Avaliação da dispersibilidade segundo Sherard <i>et al.</i> (1976a) (modificado de: Bittar Marín, 2017).....	112
Figura 21: Difratoograma do solo através do método orientado (Fonte: Bittar Marín, 2017). ....	114
Figura 22: Curva granulométrica cal de carbureto. ....	115
Figura 23: Difratoograma da cal de carbureto.....	117
Figura 24: Fibra de vidro comercializada no formato de tecido.....	118
Figura 25: Nessa ordem, fibras desfiadas com auxílio de ar comprimido e, fibras cortadas com 24 mm de comprimento. ....	118
Figura 26: Curva granulométrica fibra moída. ....	120
Figura 27: Difratoograma fibra moída. ....	121
Figura 28: Fibra moída após peneiramento em uma malha #200 ( $d < 0,075$ mm). ....	122
Figura 29: Molde cilíndrico tripartido utilizado para confecção dos corpos-de-prova de 5 x 10 cm. ....	123
Figura 30: Ensaio de pulso ultrassônico a) Equipamento e transdutores para <i>onda-p</i> ; b) execução do ensaio, transdutores para <i>onda-s</i> .....	126
Figura 31: Compressão não-confinada uniaxial. ....	127
Figura 32: Expansão unidimensional, molde cilíndrico 7 x 2,5 cm e prolongador com pistão confeccionados para moldagem. ....	128
Figura 33: Equipamentos a) triaxial Geonor; b) prensas oedométricas.....	130
Figura 34: Equipamento de vida de fadiga.....	133
Figura 35: Associação entre $q_u$ e a relação $\eta/B_{iv}^{0,28}$ . ....	138
Figura 36: Associação entre $G_0$ e a relação $\eta/B_{iv}^{0,28}$ . ....	140
Figura 37: Correlação entre as variáveis respostas $q_u$ e $G_0$ . ....	141
Figura 38: Rigidez das amostras à grandes deformações: a) associação entre $E_{sec}$ e a relação $\eta/B_{iv}^{0,28}$ e, b) correlação entre as variáveis respostas $q_u$ e $E_{sec}$ . ....	142
Figura 39: Gráficos de efeitos principais para $q_u$ . ....	144
Figura 40: Gráficos de efeitos principais para a) RCS e, b) $G_0$ para um modelo não-linear..	145
Figura 41: Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados para $q_u$ .....	148

Figura 42: Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados para $G_0$ .....	148
Figura 43: Gráficos de superfície de resposta para a interação entre as variáveis independentes que compõem o teor de ligante a) $q_u$ e b) $G_0$ .....	150
Figura 44: Gráficos de contorno para a interação entre as variáveis independentes que compõem o teor de ligante a) $q_u$ e b) $G_0$ .....	150
Figura 45: Nomenclatura dos ensaios, Fases II e III. ....	151
Figura 46: Expansão tridimensional, deformação volumétrica ao longo do tempo. ....	153
Figura 47: Deformação volumétrica ao final de 7 dias, associação entre $\varepsilon_{vol.}$ e a porosidade das amostras.....	154
Figura 48: Associação entre $\varepsilon_{vol.}$ e a relação $\eta/L_{iv}^{0,51}$ .....	156
Figura 49: Normalização de $\varepsilon_{vol.}$ (sobre todo intervalo de $\eta/L_{iv}^{0,51}$ ), para $\eta/L_{iv}^{0,51} = 15$ , tendo em conta diferentes teores de reforço, porosidades, teores de agente cimentante e, tempos de cura. ....	158
Figura 50: Impacto da inserção de fibras na expansão tridimensional de amostras.....	160
Figura 51: Impacto do teor de cal na expansão tridimensional de amostras, associação entre $\varepsilon_{vol.}$ e a porosidade. ....	162
Figura 52: Impacto do teor de cal na expansão tridimensional de amostras, associação entre $\varepsilon_{vol.}$ e o teor de cal.....	164
Figura 53: Impacto do teor de cal na expansão tridimensional de amostras, associação entre $\varepsilon_{vol.}$ e a relação $\eta/L_{iv}^{0,51}$ .....	165
Figura 54: Impacto do peso específico aparente seco na expansão tridimensional de amostras, associação entre $\varepsilon_{vol.}$ e a porosidade.....	166
Figura 55: Impacto do peso específico aparente seco na expansão tridimensional de amostras, associação entre $\varepsilon_{vol.}$ e a relação $\eta/L_{iv}^{0,51}$ .....	167
Figura 56: Expansão unidimensional, deformação volumétrica ao longo do tempo.....	168
Figura 57: Deformação volumétrica ao final de 7 dias, associação entre $\varepsilon_{vol.}$ e a porosidade das amostras.....	170
Figura 58: Associação entre $\varepsilon_{vol.}$ e a relação $\eta/L_{iv}^{0,10}$ .....	171
Figura 59: Normalização de $\varepsilon_{vol.}$ (sobre todo intervalo de $\eta/L_{iv}^{0,10}$ ), para $\eta/L_{iv}^{0,10} = 25$ , tendo em conta diferentes teores de reforço, porosidades, teores de agente cimentante e, tempos de cura. ....	173

Figura 60: Impacto da inserção de fibras na expansão unidimensional de amostras. ....	174
Figura 61: Impacto do teor de cal na expansão unidimensional de amostras, associação entre $\varepsilon_{vol.}$ e a porosidade. ....	176
Figura 62: Impacto do teor de cal na expansão unidimensional de amostras, associação entre $\varepsilon_{vol.}$ e o teor de cal. ....	177
Figura 63: Impacto do peso específico aparente seco na expansão unidimensional de amostras, associação entre $\varepsilon_{vol.}$ e a porosidade. ....	178
Figura 64: Impacto do peso específico aparente seco na expansão unidimensional de amostras, associação entre $\varepsilon_{vol.}$ e a relação $\eta/L_{iv}^{0,10}$ . ....	179
Figura 65: Ensaio triaxiais, corpos-de-prova com 0 dias de cura: a) $q$ (kPa) vs $\varepsilon_a$ ; b) $\varepsilon_v$ vs $\varepsilon_a$ . ....	181
Figura 66: Ensaio triaxiais, corpos-de-prova com 28 dias de cura: a) $q$ (kPa) vs $\varepsilon_a$ ; b) $\varepsilon_v$ vs $\varepsilon_a$ . ....	182
Figura 67: Resistência à compressão confinada, associação entre $q$ (kPa) e a porosidade das amostras. ....	184
Figura 68: Associação entre $q$ (kPa) e a relação $\eta/L_{iv}^{-0,15}$ . ....	185
Figura 69: Normalização de $q$ (kPa) (sobre todo intervalo de $\eta/L_{iv}^{-0,15}$ ), para $\eta/L_{iv}^{-0,15} = 45$ , tendo em conta diferentes teores de reforço, porosidades, teores de agente cimentante e, tempos de cura. ....	187
Figura 70: Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados para $\varepsilon_{vol.}$ (%) tridimensional. ....	188
Figura 71: Gráficos de efeitos principais para $\varepsilon_{vol.}$ (%) tridimensional. ....	189
Figura 72: Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados para $\varepsilon_{vol.}$ (%) unidimensional. ....	190
Figura 73: Gráficos de efeitos principais para $\varepsilon_{vol.}$ (%) unidimensional. ....	191
Figura 74: Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados para $q$ (kPa). ....	192
Figura 75: Gráficos de efeitos principais para $q$ (kPa). ....	192
Figura 76: Perda de massa acumulada vs número de ciclos de molhagem e secagem. ....	194
Figura 77: Associação entre PMA (%) e a relação $\eta/L_{iv}^{0,04}$ . ....	195
Figura 78: Degradação da rigidez de amostras submetidas a ciclos de molhagem e secagem. ....	196
Figura 79: Associação entre PMA (%) e a porosidade. ....	197

Figura 80: Impacto do teor de cal na durabilidade de amostras, associação entre PMA e o teor de cal.....	198
Figura 81: Associação entre $q_t$ (kPa) e a relação $\eta/L_{iv}^{0,19}$ .....	199
Figura 82: Relação entre as variáveis respostas $q_t$ e $q_u$ .....	200
Figura 83: Associação entre $q_t$ (kPa) e a porosidade.....	202
Figura 84: Impacto do teor de cal na resistência à tração de amostras, associação entre $q_t$ (kPa) e o teor de cal.....	203
Figura 85: Associação entre $N_f$ (ciclo) e a relação $\eta/L_{iv}^{-0,46}$ .....	205
Figura 86: Impacto do teor de fibra, filamentos, na vida de fadiga de amostras: a) 5% de teor de cal; b) 8% de teor de cal.....	207
Figura 87: Associação entre $N_f$ (ciclo) e a porosidade.....	208
Figura 88: Impacto do teor de cal na vida de fadiga de amostras, associação entre $N_f$ (ciclo) e o teor de cal.....	209
Figura 89: Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados para PMA (%). ....	211
Figura 90: Gráficos de efeitos principais para PMA (%). ....	211
Figura 91: Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados para $q_t$ (kPa).....	212
Figura 92: Gráficos de efeitos principais para $q_t$ (kPa). ....	212
Figura 93: Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados para $N_f$ (ciclo). ....	213
Figura 94: Gráficos de efeitos principais para $N_f$ (ciclo). ....	214
Figura 95: Ensaio <i>Pinhole Test</i> , amostra de solo sem qualquer tratamento.....	215
Figura 96: Difractometria de raios-X (DRX) para distintas dosagens e tempos de cura. ....	216
Figura 97: Microscopia eletrônica de varredura (MEV) para distintas dosagens: a) Amostra 1; b) Amostra 4; c) Amostra CP 4 e, d) Amostra CP 16. ....	219

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Impacto da temperatura de cura sobre diferentes propriedades de engenharia para amostras de solo-cal curadas por um período de 90 dias (modificado de Al-Mukhtar <i>et al.</i> , 2010b).....	64
Tabela 2: Principais matérias-primas de fibras e suas propriedades físicas (baseado em: Shukla, 2016).....	74
Tabela 3: Tratamentos e fatores Fase I.....	103
Tabela 4: Tratamentos e fatores Fase II.....	106
Tabela 5: Tratamentos e fatores Fase III. ....	108
Tabela 6: Índices físicos do solo dispersivo e sulfatado.....	110
Tabela 7: Parâmetros de dispersibilidade (modificado de: Bittar Marín, 2017). ....	111
Tabela 8: Nível de sulfatos presentes no solo (modificado de: Bittar Marín, 2017).....	113
Tabela 9: Índices físicos cal de carbureto.....	115
Tabela 10: Composição química cal de carbureto.....	116
Tabela 11: Propriedade das fibras no formato de filamentos (Fonte: Owens Corning, 2018). .....	119
Tabela 12: Propriedades físico químicas fibra moída. ....	120
Tabela 13: Resumo ensaios triaxiais: cisalhamento, ruptura e deformabilidade.....	183
Tabela 14: Carregamentos utilizados para ensaios de vida de fadiga. ....	204
Tabela 15: Dosagens submetidas à difratometria de raios-X (DRX).....	216
Tabela 16: Dosagens submetidas à microscopia eletrônica de varredura (MEV).....	218

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas	DCD - dupla camada difusa	kPa - kilopascal
ACV - análise de ciclo de vida	<i>Denier</i> - 1 <i>Denier</i> = 1g/9 km	kV - kilovolt
A <sub>r</sub> /A - razão área reforço pela área da amostra	DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes	L/D - índice de aspecto (comprimento/diâmetro), 77
ASTM - American Society for Testing and Materials	DR - densidade relativa	L <sub>iv</sub> - teor volumétrico de cal
B <sub>iv</sub> - teor volumétrico de ligante	DRX - difratometria de raios-X	LP - limite de plasticidade
CC - cal de carbureto	ESP - exchangeable sodium percentage	LVDT - Linear Variable Differential Transformer
CCD - central composite design	FI - fibra de vidro (filamentos)	mEq - miliequivalente
CEC - cation exchange capacity	FM - fibra moída	MEV - microscopia eletrônica de varredura
CID - triaxial consolidado isotropicamente e drenado	FRS - fiber-reinforced soils	MPa - megapascal
C <sub>iv</sub> - teor volumétrico de cimento	FRX - fluorescência de raios-X	MSR - metodologia de superfície de resposta
CTC - capacidade de troca catiônica	GPa - gigapascal	NBR - norma brasileira
C <sub>u</sub> - coeficiente de uniformidade	Gs - peso específico real dos grãos	NCHRP - National Cooperative Highway Research Program
D <sub>10</sub> - diâmetro efetivo dos grãos	IP - índice de plasticidade	Nf - número de fadiga
D <sub>50</sub> - diâmetro médio dos grãos	ISO - International Organization for Standardization	NLA - National Lime Association
	iso-NCL - isotropic normal compression line	PA - nylon/poliamida
	kN - kilonewton	PCSO - projeto composto de segunda ordem
		PE - polietileno
		PET - poliéster
		PMA - perda de massa acumulada

PP - Polipropileno  
ppm - partes por milhão  
OS - porcentagem de  
sódio  
PVC - policloreto de  
vinila  
RCS - resistência à  
compressão simples  
RDFRS - Randomly  
Distributed Fibre-  
Reinforced Soils

RSM - response surface  
methodology  
RT - resistência à tração  
SAR - sodium adsorption  
ratio  
SCS US - Soil  
Conservation Service  
United States  
TDS - total dissolved salts  
*Tex* - 1 *Tex* = 1g/1km

TxDOT - Texas  
Department of  
Transportation  
USB - Universal Serial  
Bus  
USDA - United States  
Department of  
Agriculture  
WES - United States  
Army Engineer  
Waterways Experiment  
Station

## LISTA DE SÍMBOLOS E LETRAS

” - polegada	$p'$ - tensão efetiva média	$V_{\text{cal}} + V_{\text{pozolana}}$ - volume de cal + volume de pozolana
°C - graus Celsius	$q$ - tensão desvio	$V_p$ - velocidade onda-p
$\alpha$ - nível de significância	$q_t$ - resistência à tração	$V_s$ - velocidade onda-s
E - módulo de Young	$q_u$ - resistência à compressão	$V_v$ - volume de vazios
$E_{\text{sec}}$ - módulo de Young secante	R - Resolução	$w$ - teor de umidade
G - módulo cisalhante	R <sup>2</sup> - coeficiente de determinação	$\gamma_d$ - peso específico seco
$G_0$ - módulo cisalhante inicial	$\sigma_1$ - tensão principal maior	$\varepsilon_a$ - deformação axial
$\eta$ - porosidade	$\sigma_{\text{crí}}$ - tensão crítica	$\varepsilon_r$ - deformação radial
$l_c$ - comprimento crítico	$\sigma_{f\text{últ}}$ - tensão última das fibras	$\varepsilon_{\text{vol}}$ - deformação volumétrica
$l_t$ - comprimento de transferência de carga	$t$ - tempo de cura	$\mu\text{m}$ - micrômetro
m <sup>3</sup> - metro cúbico	$V_c$ - volume de cimento	$\Theta$ - plano de ruptura
N - Newton	$V_{\text{cal}}$ - volume de cal	$\xi$ - relação $q_t/q_u$
° - graus		

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 PROBLEMÁTICA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

O solo pode ser considerado um dos materiais mais complexos existentes na superfície terrestre devido a sua grande diversidade. O que faz com que jazidas próximas umas das outras, possam vir a ter características totalmente distintas, tornando a construção de obras civis sobre estes materiais um grande desafio. Diferente de materiais rotineiros da construção civil, como por exemplo aço e cerâmica, o solo não é produzido com especificações técnicas, não segue uma linha de produção muito menos uma padronização situação esta, comum aos materiais inicialmente citados os quais possuem padrões e lotes estabelecidos. Desta forma, isto faz com que por muitas vezes, o profissional responsável pela execução de uma obra tenha que se render ao tipo de solo ali encontrado já que nos dias atuais, a substituição de grandes volumes de massa de solo em geral está fora de cogitação ou então, tornam-se a última alternativa a ser abordada.

Render-se ao tipo de solo existente no local não quer dizer que o profissional deva simplesmente ignorar as características do solo ali existente, e por consequência, vir a realizar a obra sobre o mesmo em seu estado natural. Mas sim, que o profissional com sua expertise, seja capaz de melhorar as condições adversas ali encontradas e que, no final deste processo, se obtenham resultados positivos ao que até então se era encontrado. Este pensamento vai de encontro às ideologias que norteiam esta pesquisa. Já que a atual abrange solos os quais são considerados como problemáticos do ponto de vista da execução de obras, especialmente àquelas que envolvem obras de infraestrutura como rodovias, ferrovias, etc., e que por sua vez, se busca o melhoramento deste através da estabilização química em conjunto com a inclusão de materiais fibrosos que atuarão como reforço.

O material utilizado como matriz trata-se de um solo dispersivo e sulfatado o qual, possui características incomuns aos demais solos, e faz com que uma maior atenção seja requerida

durante o processo de utilização do mesmo. Com relação a sua peculiaridade de dispersão, esta acontece devido à grande quantidade de sódio dissolvido em seus poros e, por conseguinte, adsorvido as partículas de argila. Isto faz com que se tenha um desbalanceamento eletroquímico das forças entre partículas, resultando em uma repulsão entre estas e que então, tenderão a agir como grãos separados quando em contato com a água, se assemelhando desta forma, a coloides. Onde a olho nu, não é possível distinguir mais de uma fase (solo + água), ficando-se com a impressão de uma solução homogênea verdadeira. O comportamento similar a coloides faz com que não se tenha sedimentação das partículas sob ação da gravidade. Isto dificulta a separação de ambos os materiais por meio de processos físicos como a filtração. Já no caso dos solos ditos como normais, estes na verdade possuem cálcio ou magnésio dissolvidos em seus poros, a presença de cálcio ou magnésio nestes solos lhes confere a característica de flocculação ou agregação que em conjunto de água, devido a atração eletroquímica entre as partículas, lhes concede coesão aparente e comportamento não-erosivo (USDA-NRCS, 2012).

Dentre as problemáticas envolvendo este tipo de solo, encontram-se por exemplo sua alta suscetibilidade a processos erosivos como, a erosão interna (*piping*) ou externa (Figura 1a), seja pelo simples fato de existir água pura e calma em suas proximidades. Também, estes mesmos problemas podem vir a suceder devido ao impacto de gotas de chuva contra o próprio solo somando-se a isto, o escoamento mais severo de águas durante chuvas de maior monta. Desta forma, solos dispersivos estão sujeitos a criações de ravinas, voçorocas, taludes imperfeitos, degraus e túneis, com uma atenção especial para este último, em que após sua criação, é capaz de surpreender habitantes de forma inesperada podendo levar até a catástrofes envolvendo vidas devido a desabamentos, recalques diferenciais e rupturas inesperadas. Salienta-se também, a ação deste solo em outras áreas de abrangência como a agricultura e tratamento de águas. Onde solos dispersivos de alta salinidade podem fazer com que o solo se torne infértil ou então, no caso do tratamento de águas, o tratamento desta se torne mais dispendioso devido à alta turbidez (CAREY, 2014).

Já com relação a sua segunda peculiaridade mencionada, se tratar de um solo além de dispersivo ser também sulfatado. Isto se dá devido à presença de sulfetos ( $S^{-2}$ ) que por sua vez, poderão vir oxidar e então se tornar sulfatos ( $SO_4^{-2}$ ) ou então, da presença direta de

sulfatos no solo. Segundo Little & Nair (2009b), o enxofre é comumente encontrado em solos naturais como sulfetos quando da presença de minerais como piritas, marcassitas e greigitas e, na forma de sulfatos, na presença de minerais como gesso, anidrita, barita e jarosita. A existência de sulfatos no solo faz com que a estabilização química destes a partir de estabilizantes à base de cálcio somado a excessiva umidade, possa vir a desencadear a formação de minerais como a etringita e taumasita. Estes minerais são responsáveis por um grande aumento de volume/expansão do solo e por este motivo, podem vir a resultar em uma granulação do mesmo fazendo com que estes percam sua estrutura. Duas teorias são cogitadas a fim de explicar o fenômeno de expansão gerado, primeiro, devido à formação topoquímica da etringita e desenvolvimento de seus cristais de forma aleatória. Já a segunda, devido absorção de água por parte destes cristais, resultando em uma repulsão entre partículas. Os problemas decorrentes deste fenômeno são comumente encontrados em rodovias, as quais passam por um tratamento prévio de suas bases com materiais à base de cálcio (Figura 1b). Isto faz com que, devido as grandes expansões, se tenha uma deterioração de obras deste tipo em um curto período de tempo, gerando desta forma, reincidência de trabalhos e gastos excessivos (LITTLE & NAIR, 2009b). Além disto, quando se tratando de obras triviais como por exemplo edificações residências de menor magnitude, a presença de solos sulfatados pode levar ao aparecimento de patologias como trincas e fissuras, podendo chegar até a interdição do mesmo.



(a)

(b)

Figura 1: Problemas envolvendo solos dispersivos e sulfatados: a) ocorrência de *piping* em barragens (Hardie *et al.*, 2009); b) expansão de bases e sub-bases de rodovias (Talluri, 2013).

Conhecidos os potenciais problemas que cercam um solo dispersivo e sulfatado, surgem a partir daí infinitas tentativas de tratamentos destes. Já nos anos 2000, a quase 20 anos atrás, Aïtcin (2000) discutia a provável evolução e aparecimento de novos ligantes (*binders*), salientando que estes cada vez menos iriam ter como base o clínquer, e passariam a ser confeccionados a partir de matérias-primas alternativas ou então resíduos. Os quais, seriam capazes de desencarecer tais produtos, chegando ao ponto em que então, as indústrias produtoras de cimento na verdade se tornariam empresas fornecedoras de variados pós em que estes, quando misturados com água, resultariam em elementos rígidos. Passados 20 anos após a previsão de Aïtcin (2000), a realidade ainda não é bem esta, muito se evoluiu neste período com auxílio de pesquisas científicas, porém, há muito ainda a que ser feito. Desta forma, as técnicas de estabilização mais difundidas são ainda, aquelas as quais utilizam como agente estabilizante o cimento Portland ou cales calcínicas, mesmo que estes por venturam venham a desencadear a formação de minerais como a etringita e a taumasita. Podendo-se minimizar tal ocorrência ao se recorrer a metodologias alternativas de preparo e mistura dos componentes – *e.g. mellowing* – as quais, serão abordadas mais adiante e baseiam-se em recomendações como as do Departamento de Transportes do Texas (TxDOT, do inglês: *Texas Department of*

*Transportation*) e da Associação Nacional de Cales (NLA, do inglês: *National Lime Association*).

Voltando-se aos solos dispersivos, pode-se destacar alguns trabalhos envolvendo o tratamento destes seja por meios físicos, químicos ou então, a combinação de ambos. Como o caso de Bourdeaux & Imaizumi (1977), Cole *et al.* (1977), Peter (1977), Sherard *et al.* (1977a), Awad (2002), Hardie *et al.* (2009) e Vakili *et al.* (2012). Além dos recentes trabalhos brasileiros de Kanazawa (2015), Quiñónez Samaniego (2015), Consoli *et al.* (2016), Bittar Marín (2017), Schuermann Filho (2019) e Consoli *et al.* (2019a) onde em suma, a grande maioria destes apresenta possibilidades de soluções a partir de tratamentos físicos, como o caso de filtros – metodologia esta que não é um consenso de eficácia entre pesquisadores – ou então, a partir da estabilização química seja pela adição de pozolanas ou variados tipos de cales em geral, cal hidratada.

Já para o caso de solos sulfatados, uma maior gama de estabilizantes pode já ser testada graças aos trabalhos de Harris *et al.* (2005), Talluri (2013) e Talluri *et al.* (2013). Estes, abordam possibilidades de estabilização a partir de materiais à base de cálcio como escória de alto forno, cinzas volantes classe F e C e variados tipos de cimentos. Também, estabilizantes não convencionais, os quais não possuíam o cálcio como por exemplo a lignina, resinas, polímeros, enzimas, ácidos, surfactantes, dentre outros. No entanto, da mesma forma como mencionado acima para o caso dos solos dispersivos, a grande maioria dos trabalhos desenvolvidos ainda baseia-se na estabilização de solos sulfatados a partir do uso da cal, como é caso de Hunter (1988), Harris *et al.* (2004a), Harris *et al.* (2004b), TxDOT (2005), Little & Nair (2009b), Puppala & Cerato (2009), Gaily (2012), Belchior (2016), Knopp & Moormann (2016), Bittar Marín (2017) e Consoli *et al.* (2019a).

Em relação a característica em comum dentre os trabalhos mencionados, ou seja, a utilização de cimento Portland ou cal hidratada no processo de estabilização, esta nos dias atuais vem sendo muito questionada por ser danosa ao meio ambiente. Em virtude primeiro, da grande geração de dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) durante suas produções, segundo, devido a utilização de matérias-primas naturais como o caso de rochas cálcicas e magnesianas. Devido também a isto, faz-se necessário a incorporação de alternativas a estes materiais. Uma das possibilidades

seria substituição destes por resíduos ou subprodutos provenientes da produção de objetos comerciais. O que, por exemplo, é bem empreendido por parte de Schuermann Filho (2019) quando da utilização do resíduo da produção de gás acetileno – conhecida como cal de carbureto – como um ativador alcalino, vislumbrando com isto, o desenvolvimento de reações pozolânicas devido à grande quantidade de hidróxido de cálcio livre (SALDANHA *et al.* 2018). Somado a isto, Schuermann Filho (2019) também se utiliza de uma pozolana artificial, neste caso o vidro. O vidro trata-se de um resíduo doméstico comumente encontrado em aterros sanitários quando de sua má disposição, o qual pode ser comparado a demais pozolanas artificiais como cinzas volantes, escória de alto forno, etc.

Nesta perspectiva, a presente pesquisa visa estudar o desempenho e o comportamento mecânico de um solo dispersivo e sulfatado proveniente da região ocidental do Paraguai (*Chaco*). Sendo este reforçado por meio da incorporação de fibras de vidro inteiras (filamentos) e, além disto, estabilizado quimicamente por meio da adição de cal de carbureto e fibras de vidro estas por sua vez, moídas. A cal de carbureto é adicionada com a intenção de atuar como um ativador alcalino enquanto que a fibra de vidro moída, como uma pozolana artificial. A combinação destes irá incorrer em cimentação através da precipitação de compostos ligantes hidratados à base de cálcio, sílica e alumina como no caso de C-S-H e C-A-H.

Com relação a fibra de vidro moída (pó), esta trata-se de um subproduto utilizado na indústria automotiva, naval, entre outras, com a finalidade de confecção de produtos como painéis para veículos e cascos para barcos. Neste caso, para a utilização de um produto tão específico, vale a premissa de que: já que se utilizaram fibras inteiras (filamentos) tentando vir a conter uma eventual expansão devido a formação de minerais expansivos, por que não, da utilização destas também moídas a fim de avaliar a possibilidade de cimentação quando em conjunto com um ativador alcalino. Com isto, pretende-se avaliar a influência de variáveis fundamentais que englobam uma estabilização solo-cal-pozolana-fibra culminando desta forma, em respostas de resistência, rigidez, potencial expansivo, durabilidade e vida de fadiga. Sendo estas, posteriormente correlacionadas com as relações porosidade/teor volumétrico de ligante ( $\eta/B_{iv}$ ) e porosidade/teor volumétrico de cal ( $\eta/L_{iv}$ ). Também, a partir das variáveis estudadas, pretende-se realizar a caracterização mineralógica e microestrutural dos elementos

através de ensaios de difração de raios-X e microscopia eletrônica de varredura. Podendo então, a partir dos resultados obtidos, responder questionamentos como: A proposta da utilização de fibra de vidro moída como uma pozolana artificial foi eficaz? É possível empregar resíduos e subprodutos na tentativa de estabilização química de solos? As fibras inteiras (filamentos), são capazes de conter a expansão de um solo sulfatado quando este tratado à base de cálcio? Quais os impactos da estabilização e reforço propostos, frente ao comportamento de vida de fadiga das misturas confeccionadas? Perguntas como estas, motivam o desenvolvimento desta pesquisa e buscarão serem respondidas no decorrer deste trabalho.

## 1.2 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral deste trabalho é estabilizar e reforçar um solo dispersivo e sulfatado. Solos como estes, são responsáveis por avarias que compreendem erosões e grandes variações de volume (expansão) quando tratados à base de cálcio. Para isto, propôs-se a utilização de materiais novos bem como, materiais correntes da engenharia. Como por exemplo, a fibra de vidro moída, um subproduto atuando como uma pozolana artificial, além disto, a cal de carbureto um resíduo oriundo da produção do gás acetileno. Ademais, dos materiais já conhecidos, a fibra de vidro (filamentos) que intenciona alcançar uma menor variação volumétrica quando da formação de minerais expansivos.

### 1.2.1 Objetivos específicos

Para que se atinja o objetivo geral desta pesquisa, foram definidos alguns objetivos específicos os quais compõem o anteriormente mencionado e são descritos a seguir:

- Quantificar o grau de dispersão do solo em estudo este *in natura* e após o recebimento do tratamento proposto;
- Verificar estatisticamente a influência de cada uma das variáveis propostas no estudo (teor de umidade, peso específico, teor de cal, teor de fibra de vidro moída, teor de

fibra de vidro inteira e tempo de cura), frente ao comportamento de resistência, rigidez, variação volumétrica, durabilidade e, vida de fadiga das misturas sugeridas;

- Validar a utilização do resíduo e subproduto aqui empregados, como forma de estabilização de solos;
- Verificar a eficácia da utilização de fibras de vidro (filamentos), como metodologia de combate a expansão de solos sulfatados tratados a partir de estabilizantes à base de cálcio;
- Examinar a adequação das relações porosidade/teor volumétrico de ligante ( $\eta/B_{iv}$ ) e, porosidade/teor volumétrico de cal ( $\eta/L_{iv}$ ), às variáveis respostas obtidas;
- Encontrar uma única equação que descreva o potencial expansivo de solos sulfatados tratados a partir de estabilizantes à base de cálcio;

### 1.3 HIPÓTESES DA PESQUISA

Pressupõe-se que a mistura solo - cal de carbureto - fibra de vidro moída, venha a desenvolver uma cimentação artificial através da precipitação de compostos ligantes hidratados à base de cálcio, sílica e alumina como no caso de C-S-H e C-A-H. Isto, devido ao caráter alcalino da cal de carbureto e as características de pozolanicidade da fibra de vidro moída. Além disto, pressupõe-se que a inserção de fibras de vidro, estas por sua vez no formato de filamentos, sejam capazes de conter a variação volumétrica devido à formação de minerais expansivos como a etringita e taumasita, também, que a inserção destas venha a contribuir para um melhor desempenho do material em relação a suas características de vida de fadiga.

### 1.4 PREMISSA

Se tem como premissa o fato de que o tratamento de solos a partir de cal hidratada, por mais que estes por ventura tenham eficácia em solos dispersivos, o mesmo não ocorre em solos

sulfatados. Isto porquê, devido à grande variação volumétrica gerada em decorrência da formação da etringita e taumasita o que desta forma, demanda ainda a descoberta de novos meios de estabilização destes tipos de solos. A mitigação deste problema, foi tentada a partir de algumas variedades de estabilizantes, mas nunca até então, a partir da inserção de fibras de vidro. Além disto, a atual pesquisa tem como premissa a necessidade urgente da descoberta de novos materiais, com a intenção de se reduzir a utilização de matérias-primas naturais.

## 1.5 DELIMITAÇÕES

A atual pesquisa se restringe ao estudo de uma gama definida de materiais, ou seja, não haverá variações de tipos de solos, ativador alcalino, tipo de fibra inteira muito menos do tipo de pozolana. Mas sim, uma variação da dosagem/montante destes como por exemplo, o teor de um determinado material utilizado, o emprego ou não de reforços, etc. Isto, com o intuito de um melhor entendimento do impacto destas adições quando utilizadas em conjunto, ou não, frente as variáveis respostas obtidas.

## 1.6 LIMITAÇÕES

Algumas restrições precisam aqui serem mencionadas, afim de um melhor entendimento do desenvolvimento desta pesquisa, tais como:

- Quantidade restrita da disponibilidade do solo utilizado, fazendo com que por ventura na ocorrência de novos lotes, características possam vir a distinguir;
- Temperaturas de cura limitadas a  $23 \pm 2^{\circ}\text{C}$ ;
- Capacidade da prensa de moldagem esta, limitada a um peso específico seco máximo de aproximadamente  $18,5 \text{ kN/m}^3$  a depender do tipo de material;
- Alta demanda de equipamentos, o que faz com que ensaios de expansão tridimensional, por exemplo, sejam limitados a um máximo de 7 dias;

## 1.7 CONTRIBUIÇÃO PARA O ESTADO DA ARTE

Diversos trabalhos emergem mundo afora no âmbito da estabilização de solos por meio de sua ativação alcalina quando combinados com pozolanas naturais ou artificiais. Da mesma forma, é sabido da grande documentação existente referente à utilização de fibras distribuídas aleatoriamente em um solo. Contribuição esta, em grande parte responsabilidade do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul em virtude da eficácia de suas pesquisas desenvolvidas. No entanto, uma área de estudo jamais esgotará suas possibilidades de descobertas e, em virtude disto, o atual trabalho vem contribuir ao estado da arte no que tange o atual contexto aqui discutido por meio dos seguintes tópicos originais:

- Estabilização química de um solo dispersivo e sulfatado, a partir do emprego de fibra de vidro moída, uma pozolana artificial jamais até então utilizada.
- Aplicação de fibras de vidro, filamentos, como uma forma alternativa de conter a variação volumétrica (expansão) de solos sulfatados quando tratados com estabilizantes à base de cálcio. Novamente, situação esta até então nunca empenhada;
- Investigação do comportamento de vida de fadiga de um solo dispersivo e sulfatado, quando da estabilização e reforço deste a partir de resíduos e subprodutos concomitantemente a inserção de fibras de vidro (filamentos);

## 1.8 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A atual pesquisa se alicerça em cinco grandes etapas estas, de caráter mais abrangente, onde em cada qual haverá distinções das possíveis fases existentes que encontram-se inseridas em cada uma destas etapas. Sendo assim, as etapas que compõem este trabalho são a seguir discriminadas: 1) Identificação da problemática e objetivos desta pesquisa; 2) Revisão da literatura existente que englobe os assuntos aqui discutidos; 3) Planejamento e elaboração do programa experimental bem como sua execução; 4) Análise estatística, quantitativa e qualitativa dos resultados obtidos; por fim, 5) Discussão dos resultados e redação final.

A primeira etapa, discutida já anteriormente, buscou trazer ao leitor informações básicas relacionadas aos assuntos que aqui serão abordados como por exemplo, uma breve discussão do que seriam solos dispersivos e sulfatados e os problemas que os cercam. Além disto, a primeira etapa trás o que pode se dizer ser o núcleo do trabalho, ou seja, suas pretensões, materiais e o mais importante, seus objetivos.

Já no caso da segunda etapa, esta tenta trazer à tona uma revisão de todos os assuntos que são considerados importantes à compreensão deste trabalho. Sendo isto alcançado por meio de uma extensa revisão bibliográfica, a qual é amparada em trabalhos científicos desenvolvidos desde àqueles nos primórdios até os mais atuais. Esta etapa é de grande importância, já que é com base nesta que são definidas as diretrizes principais (variáveis e constantes, bem como seus níveis) e com isto, se obtenham embasamentos teóricos para a confecção do planejamento experimental.

O programa experimental, terceira etapa, tem por finalidade testar as variáveis (fatores controláveis) adotadas com base na revisão bibliográfica. O teste destas variáveis é feito a partir da alternância de seus níveis, que objetivam alcançar as então variáveis respostas estas logradas durante a realização dos ensaios. Para que se possa atingir de maneira coerente todos os objetivos acima descritos, fez-se necessário no caso da terceira etapa, a divisão desta em mais de uma fase. Com isto, a terceira etapa é ainda, subdividida em três fases sendo estas, a Fase I) realização de uma bateria de ensaios de resistência à compressão simples e rigidez inicial, Fase II) realização de ensaios de expansão tridimensional, triaxial (CID) e ensaios de expansão unidimensional. Por fim, fechando então a terceira etapa, a Fase III) com a realização de ensaios de durabilidade, resistência à tração e vida de fadiga.

As duas etapas remanescentes, isto é, quatro e cinco, possuem caráter conclusivo e visão apresentar as análises e discussões dos resultados obtidos no programa experimental. Sendo no final, confeccionada uma síntese do conhecimento alcançado.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No desenrolar deste capítulo será apresentada uma sucinta revisão da literatura existente em relação aos assuntos abordados por esta pesquisa. Em um primeiro momento, irá se discorrer sobre as características de solos dispersivos e sulfatados. No decorrer, são comentadas técnicas de estabilização de solos com dada ênfase àquelas que envolvem materiais pozolânicos e se utilizam da ativação alcalina para cimentação. Por fim, é elaborada uma discussão referente ao reforço de solos mais especificamente, daqueles que se utilizam de fibras no formato de filamento.

### 2.1 SOLOS DISPERSIVOS

#### 2.1.1 Sua Ocorrência

Pode-se dizer que solos dispersivos são aqueles em que na presença de água, mesmo esta sendo pura e calma, venham desencadear um processo de erosão devido à defloculação. (SHERARD *et al.*, 1977a; TUNCER *et al.*, 1989; AWAD, 2002; VACHER *et al.*, 2004; UMESH *et al.*, 2011; QUIÑONEZ SAMANIEGO, 2015; BITTAR MARÍN, 2017; SCHEUERMANN FILHO, 2019). Assim, na presença de um líquido como a água, as partículas deste solo se assemelhem a colóides onde a olho nu, não é possível distinguir mais de uma fase (solo + água) ficando-se então, com a impressão de uma solução homogênea verdadeira. O comportamento similar a colóides, resulta na não sedimentação das partículas sob ação da gravidade e com isto, dificulta a separação de ambos os materiais por meio de processos físicos como no caso da filtração (QUIÑONEZ SAMANIEGO, 2015).

Por muitos anos o reconhecimento da existência deste tipo de solo passou despercebida por diversos profissionais, independentemente se consultores ou pesquisadores, o que fez com que uma quantidade muito grande de obras de infraestrutura (*e.g.* barragens e represas) viessem a ser construídas com matérias-primas a partir deste tipo de solo. Em meados da década de 60 e 70, já com um maior alvoroço resultante de problemas envolvendo barragens, foi que então trabalhos pioneiros como os de Aitchison *et al.* (1963), Wood *et al.* (1964), Ingles & Wood

(1964), Aitchison & Wood (1965), Decker (1972), Sherard *et al.* (1972), Perry (1975), Sherard *et al.* (1976a) e Sherard *et al.* (1976b) surgiram buscando entender o que motivava a existência de processos erosivos acentuados, como o *piping*, em barragens de terra daquela época. Porém, o assunto ainda se mantinha restrito ao meio acadêmico, para que então um maior número de profissionais viesse a tomar conhecimento destas problemáticas, foi então por volta de 1976 realizar-se o primeiro simpósio referente ao tema. Este promovido pela *American Society For Testing and Materials* (ASTM) na cidade de Chicago, o que resultaria no compilado de trabalhos que acabou sendo intitulado por *Dispersive Clays, Related Piping, and Erosion In Geotechnical Projects* (SHERARD & DECKER, 1977b).

Ao verificarmos a origem dos trabalhos, chama atenção o fato destes possuírem regiões de estudos similares uns aos outros e concentrarem-se em países como a Austrália e Estados Unidos. O que vai de encontro por exemplo, ao afirmado por Boucher (1990) e Surapaneni (2001) em que comentam o fato de que todos os estados australianos terem já em algum momento reportado problemas com solos dispersivos. No entanto, com o passar do tempo, foram se verificando demais ocorrências de solos dispersivos estas espalhadas pelo mundo, como o caso também da Grécia, Índia, América Latina, Nova Zelândia, Vietnã, México, Iran, África do Sul e Tailândia (OUHADI & GOODARZI, 2006; UMESH *et al.*, 2011), o que culminou na expansão e diversificação de trabalhos abordando este tema.

Em um cenário mais atual, podemos mencionar os trabalhos de Awad (2002) o qual estudou oito solos de diferentes locais da Faixa de Gaza com intuito de classifica-los como dispersivos ou não, por meio de ensaios como *Pinhole Test*, *Crumb Test*, *Soil Security Test* e análise química. Além disto, o autor avaliou a presença de zonas granulares (filtros) nestes solos como também, seu possível tratamento com cinzas. Dentre as conclusões, pode-se constatar por exemplo, que filtros podem ser sim capazes de contornar problemas com solos dispersivos do contrário, a adição tão somente de cinza ao solo dispersivo não se mostrou favorável. Hardie *et al.* (2009), confeccionou um manual técnico de referência que orientasse pessoas que por ventura pudessem vir a ser leigas sobre o assunto. Similarmente, houve a criação de um manual de campo para engenheiros no ano de 2012 por parte do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos (USDA, do inglês: *United States Department of Agriculture*) como uma forma de orientar seu corpo de engenheiros. Vakili *et al.* (2013) que trabalharam

com uma argila dispersiva proveniente de Boordouzi, Iran, e buscaram estabilizar esta por meio da adição de uma pozolana natural oriunda de fábricas de cimento. Sendo que, no caso deste trabalho, os autores encontraram uma redução de 25,79% da dispersividade para uma adição de 5% de pozolana e um período de cura de 90 dias. Já Carey (2014), este sintetiza em seu livro aspectos gerais relacionados a solos dispersivos, mencionando por exemplo, o porquê da existência deste tipo de solo, onde ocorrem, seus impactos e possíveis medidas para tratamento.

Voltando-nos para o Brasil, o estudo de solos dispersivos demorou a tomar corpo. Com os primeiros passos sendo realizados após a percepção de erosões no material de empréstimo da barragem de Sobradinho localizada no estado da Bahia. No caso desta obra, os primeiros 30 cm de solo se tratavam de materiais dispersivos incorrendo assim, no desencadeamento de erosões mais severas (BOURDEAUX & IMAIZUMI, 1977). Em virtude disto, os autores Bourdeaux & Imaizumi (1977) buscaram compreender a efetividade de filtros granulares bem como a estabilização deste tipo solo a partir da inclusão de sulfato de alumínio ( $Al_2(SO_4)_3$ ). Os autores puderam concluir que filtros podem ser sim efetivos na contenção de partículas de argilas em solos dispersivos e que, a inclusão de 6% de sulfato de alumínio em relação a massa seca de solo se mostrou eficaz a estabilização destes. Concentrando-se ainda sobre trabalhos brasileiros que envolvem esta temática, mais tarde Welter & Bastos (2003) com o intuito de avaliar a dispersibilidade de planossolos sódicos, estes estudaram solos de sete jazidas diferentes com o objetivo de classifica-los quanto sua dispersão. Utilizando para isto, ensaios como *Crumb Test*, sedimentometria comparativa e ensaios químicos. Dentre as constatações, é detectada uma discrepância nos resultados quando se comparado ensaios como *Crumb Test* e sedimentometria comparativa, com ensaios químicos. Para um mesmo solo, a depender do ensaio realizado, este poderia ser classificado como dispersivo ou não-dispersivo. A barragem de Sobradinho volta a ser objeto de estudo no trabalho de Cruz (2008), com o trabalho se voltando a discutir ensaios de dispersibilidade anteriormente realizados na década de 70. Também, o autor investiga a possível relação de solos dispersivos com os aumentos de subpressões detectados nos diques existentes.

Com uma ou outra variação, a maioria dos trabalhos brasileiros se deteve a compreender e estudar o caso da barragem de Sobradinho, quando nos últimos quatro anos, uma

diversificação maior ocorreu em competência dos trabalhos advindos do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Uma grande contribuição ao tema solos dispersivos, é dada a partir de trabalhos como os de Kanazawa (2015), Quiñónez Samaniego (2015), Consoli *et al.* (2016), Bittar Marín (2017), Schuermann Filho (2019) e Consoli *et al.* (2019a). Sendo a essência da maioria destes, a determinação de fatores influentes na tentativa de estabilizar um solo dispersivo a partir de misturas como as de, solo-cal e solo-cal (de carbureto ou dolomítica)-pozolana. O impacto destes fatores foi mensurado a partir de variáveis respostas advindas de ensaios como por exemplo, de compressão e tração não-confinadas, rigidez inicial, durabilidade, defletometria em campo e triaxiais. Para a maioria dos casos, o peso específico aparente seco juntamente com o teor de cal se mostraram os fatores mais importantes, com a temperatura a cura se apresentando como potencial catalisador de reações. Além disto, dois destes trabalhos, Kanazawa (2015) e Quiñónez Samaniego (2015), trazem consigo uma abordagem alternativa geralmente pouco vista por parte da engenharia, que trata da Análise do Ciclo de Vida (ACV) e consumo energético das misturas utilizadas. Conclui-se então que, da mesma forma que o peso específico aparente seco e o teor de cal são os fatores mais influentes no que diz respeito ao desempenho mecânico das misturas, estes são também, responsáveis pelos maiores consumos energéticos.

Pôde-se observar que a ocorrência de solos dispersivos abrange infinitas regiões ao entorno do globo isto por que, com relação a gênese de solos dispersivos, estes em geral se enquadram como solos residuais ou então como solos sedimentares. O primeiro, decorrente de materiais de origem os quais possuíam uma grande quantidade de sódio. Já o segundo, resultado da sedimentação de materiais marinhos, fontes comuns de sódio. Além destas possibilidades, é capaz ainda, de um solo vir a se tornar dispersivo em decorrência de precipitações que por ventura venham possuir uma maior quantidade de sódio dissolvido e, desta forma, difundir ao solo este elemento (CAREY, 2014). Também, alguns autores mencionam o fato da existência de águas intersticiais com altos teores de sódio que, em locais áridos, com a possibilidade vaporização, estas possam vir a induzir camadas superficiais a concentrações deste elemento. Outro fator envolvendo este tipo de água, são as eventuais mudanças em seu nível que, com inundações e estiagens, possam da mesma forma vir a influenciar camadas superiores. Isto

posto, estes solos acabam sendo conhecidos muitas vezes como solos sódicos ou também comumente chamados de Sodosolos (ISBELL, 2002). É interessante ressaltar aqui, a diferença de solos salinos e solos sódicos, segundo Carey (2014), solos salinos seriam aqueles com a presença de diferentes tipos de sais estes como por exemplo, cloreto de sódio, sulfato de magnésio, sulfato de cálcio e bicarbonatos. Já solos sódicos, tratam-se daqueles que possuem uma expressiva presença de íons de sódio adsorvidos as partículas de argilas, estas carregadas negativamente o que faz com que então se gere a dispersão. Desta forma, poderão haver casos em que solos possam vir a ser ambos sódicos e salinos.

### 2.1.2 O Fenômeno da Dispersão

Uma fração de solo, pode estar sujeita a desintegração por meio de quatro principais processos sendo eles a hidratação, deairação, expansão osmótica e dispersão (EMERSON, 1964). No caso da hidratação e deairação, Holmgren & Flanagan (1977) comentam que o fato de o solo se encontrar no ramo seco, ou seja, abaixo de sua umidade ótima e longe de sua saturação, isto faz com que quando uma amostra é submergida em água, as moléculas de água venham a preencher muito rapidamente os poros existentes, com a intenção de voltarem a se aderirem a superfície dos argilominerais. O que resulta em duas formas de desintegração, primeiro, devido a violenta hidratação e penetração por parte da água e, segundo, devido a extração forçada do ar existente no interior dos poros do solo.

Já no caso da expansão osmótica, os mesmos autores acima mencionam que esta em geral ocorre simultaneamente a dispersão. E é observada quando se tem uma maior concentração de íons na fase do solo, quando comparado aos íons presentes na solução intersticial. Neste caso e, novamente, são duas as formas que levam a expansão osmótica. A primeira, devido aos sais dissolvidos na água intersticial do solo, enquanto que a segunda, em decorrência da aglomeração de íons estes por sua vez, neutralizados através de cargas localizadas na superfície dos argilominerais. Na primeira ocasião, o fato de o líquido intersticial possuir uma menor quantidade de íons – *e.g.* água pura, água destilada – e estes além disto serem transitórios, ou seja, o líquido intersticial mover-se através dos poros do solo, isto faz com que pressões osmóticas sejam desenvolvidas induzindo a desintegração. Já quando se tratando da aglomeração de íons, uma transição não ocorre, e as pressões desenvolvidas que venham a

induzir a desintegração provém da retenção de água no interior destas aglomerações. Isto resulta em expansão, o que acaba por levar a superação de forças atrativas que mantêm as partículas estáveis (HOLMGREN & FLANAGAN, 1977).

Dos quatro processos de desintegração, nos resta a dispersão que apesar de ser o ponto central aqui a ser discutido, esta acaba não ocorrendo de maneira isolada pelo contrário, a desintegração do solo resulta da interação entre os processos abordados. No caso deste último processo então, a susceptibilidade de um solo sofrer dispersão<sup>1</sup> e/ou defloculação está associada a existência e por sua vez quantidade, de íons como os de sódio, cálcio, magnésio e, em alguns casos até mesmo o potássio, nas estruturas formadas entre argilominerais. Íons estes, que se encontram adsorvidos às suas superfícies dos argilominerais. Se no caso, na estrutura de partículas argilosas preponderarem íons de sódio ( $\text{Na}^+$ ) e potássio ( $\text{K}^+$ ), então há predisposição a dispersão das partículas de argila. Isto em virtude dos íons de sódio e potássio serem muito maiores comparados a íons de cálcio e magnésio e, além disto, tratarem-se de íons monovalentes, ou seja, fracamente carregados. Enquanto que íons como os de cálcio ( $\text{Ca}^{+2}$ ) e magnésio ( $\text{Mg}^{+2}$ ) são bivalentes, fortemente carregados, e de menor tamanho. A Figura 2 faz alusão a esta situação (LAMBE & WHITMAN, 1979; CAREY, 2014; SINGH *et al.* 2015). A existência destes íons, cátions neste caso, adsorvidos as partículas de argila devem-se ao fato de substituições isomórficas como por exemplo de  $\text{Si}^{+4}$  por  $\text{Al}^{+3}$  ou então, de  $\text{Al}^{+3}$  por  $\text{Mg}^{+2}$ , resultando em cargas negativas líquidas nas camadas cristalinas, o que faz com



<sup>1</sup> [NMSU Board of Regents \(2016\). Visualizing Soil Properties: Dispersion and Flocculation. Western SARE Sustainable Agriculture Research & Education, New Mexico State University.](#)

que haja necessidade de uma compensação sendo esta, realizada por cátions como os de sódio e potássio mencionados (SILVA et al. 2013). Também, o fato de hidroxilas presentes nas extremidades de argilominerais virem a serem dissociadas em decorrência do líquido intersticial, resultando novamente, em um desequilíbrio iônico em que originem-se cargas negativas as quais venham a atrair cátions como os já referidos (HOLMGREN & FLANAGAN, 1977; SHARMA & REDDY, 2004; SCHEUERMANN FILHO, 2019).

Quando Carey (2014) menciona o termo “muito maiores” na diferenciação entre íons, por exemplo quando se comparado íons de sódio e potássio em relação aos de cálcio e magnésio, este refere-se a Dupla Camada Difusa (DCD). Isto por que, um solo o qual possui íons sódio adsorvidos, quando hidratado ou em condições de saturação, sua DCD entre as partículas argilosas tenderá a ser maior comparada com a DCD de solos os quais possuem cálcio e magnésio. Lambe & Whitman (1979) sugerem pegarmos como exemplos partículas de montmorilonita e a caulinita, a primeira contém aproximadamente 14.000 íons monovalentes trocáveis por partícula, enquanto que a segunda, em torno de 4.000.000. Ainda, se considerarmos neste mesmo exemplo que estes íons trocáveis sejam eles de sódio ( $\text{Na}^+$ ), isto representaria a adsorção de 14.000 e 4.000.000 íons de sódio, respectivamente. Transcorrida a hidratação destes, neste caso, os íons de sódio chegam a aumentar em 7 vezes o seu tamanho original desta forma, quando nos remetemos as quantidades anteriormente mencionadas, como por exemplo no caso da caulinita, seriam 4.000.000 íons de sódio aumentados em sete vezes seu tamanho. O resultado disto faz com que se tornem tão grandes, que não se ajustem a uma única camada, isto implica no afastamento destes íons envoltos por água para posições mais confortáveis, longe do argilomineral, resultando no aumento de forças repulsivas. Lembrando que, além de os cátions de cálcio e magnésio por si só expandirem menos (inferior a 7 vezes), além disto, haveria também um número inferior destes em virtude de sua bivalência, ou seja, 7.000 e 2.000.000 para montmorilonita e caulinita, respectivamente. Com isto, conclui-se que a magnitude da força de repulsão está amplamente relacionada ao tamanho da DCD ao entorno do argilomineral, fazendo com que qualquer variação nas características desta incorra em uma maior ou menor repulsão (LAMBE & WHITMAN, 1979).

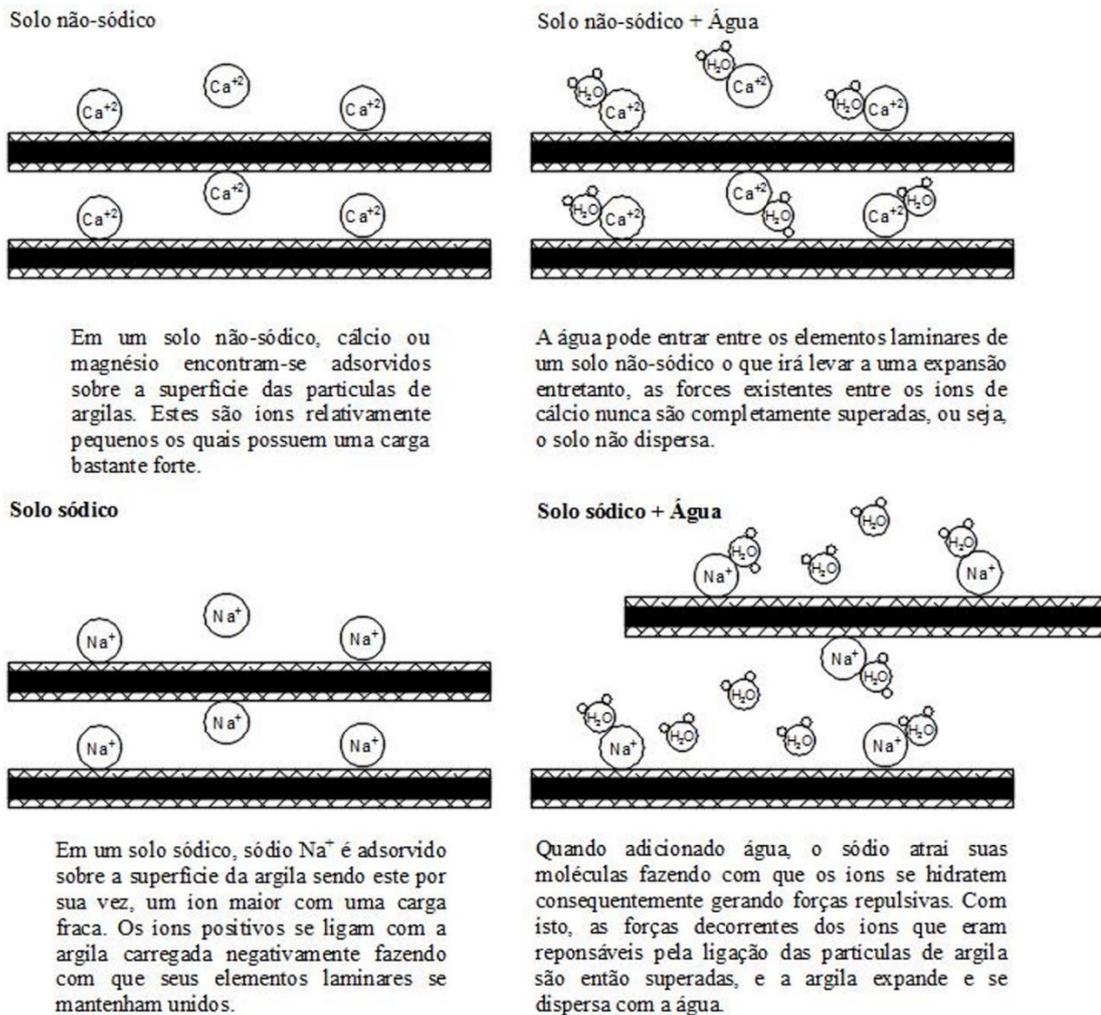


Figura 2: Comportamento de solos não-sódicos vs solos sódicos (baseado em: NSW Department of Primary Industries, 1998).

Nesta perspectiva, os fatores mais influentes no que diz respeito a possibilidade de dispersão de solos são os seguintes:

- Em uma primeira abordagem, o aumento demasiado da DCD durante a hidratação destes. No caso de solos contendo sódio e potássio, isto pode fazer com que as forças atrativas (forças de Van der Waals-London) acabem sendo superadas por forças repulsivas e desta forma, levando o solo a dispersão (VAN OLPHEN, 1963; HEINZEN & ARULANANDAN, 1977; HOLMGREN & FLANAGAN, 1977; McELROY, 1987). Fatores como, a diminuição da valência de íons adsorvidos bem

como, uma diminuição da temperatura, podem vir a levar a um aumento da DCD e por sua vez, a tendência a dispersão. Já com relação a índices como pH e constante dielétrica, seu aumento pode também, vir a levar a dispersão do solo (LAMBE & WHITMAN, 1979).

- Uma partícula de solo atrai íons com a intenção de neutralizar a sua rede de cargas. Os íons por ela atraídos, no entanto, são usualmente fracamente carregados fazendo com que esta força de atração denominada Coulombiana, que mantém o íon aderido a partícula, seja conseqüentemente da mesma forma de baixa intensidade. Isto acaba por permitir que íons assim caracterizados, venham a se afastar do argilomineral e em alguns casos sejam facilmente substituídos. A estes íons se dá o nome de *íons trocáveis* (LAMBE & WHITMAN, 1979). Íons de sódio ( $\text{Na}^+$ ) se enquadram nestas características devido sua baixa valência. Uma maior distância, além é claro de gerar uma maior DCD, também, faz com que se tenham maiores forças repulsivas. Íons bastante afastados acabam interagindo repulsivamente com demais partículas aumentando assim, a possibilidade de dispersão (HOLMGREN & FLANAGAN, 1977; SINGH *et al.* 2015).
- Langmuir (1938), Shainberg *et al.* (1971), Silva *et al.* (2013) e Romanzini (2016) mencionam o fato de que, partículas argilosas em geral se organizam de maneira a formarem um empilhamento umas sobre as outras resultando desta forma, em um empacotamento (*clay particle packets*). Isto é, também, conhecido como *tectoids*, o número de partículas empilhadas pode variar de argilomineral para argilomineral ficando em torno de quatro a nove paletes empilhados (SHAINBERG *et al.* 1971). Shainberg *et al.* (1971) e Holmgren & Flanagan (1977) comentam que a existência destes *tectoids*, está associada a presença de íons de cálcio bivalentes estes encontrando-se, adsorvidos no interior destes pacotes. Havendo a presença de íons de sódio concomitantemente, estes por sua vez, estariam localizados na superfície externa destas aglomerações. Esta abordagem, explica a ocorrência de dispersão mesmo a baixíssimos níveis de sódio. Por exemplo, se pegarmos um único argilomineral este contendo cerca de 4 mEq/100g (unidade de quantificação elucidada no item 2.1.3.5) de concentração de sódio, partícula esta, quando unida com outras demais quatro,

então, resultaria na formação de um *tectoid* de 5 paletes o qual, culminaria em uma concentração de 20 mEq/100g. A estes níveis de concentração, já haveria uma infiltração destes íons de sódio no interior destes *tectoids*, levando-os a dissociação e por sua vez a dispersão.

- Por ventura, os solos poderão ser tanto sódicos quanto salinos (ver item 2.1.1). No entanto, eventualmente, quando o solo sódico se encontrar envolto por uma solução salina, isto na verdade, resultará em uma **contenção** da dispersão (HOLMGREN & FLANAGAN, 1977; RENGASAMY & OLSSON, 1991; CAREY, 2014). Altas concentrações de sais, no ambiente ou então dissolvidos na água intersticial, fazem com que se tenha uma compressão da DCD. Desta forma, com uma menor espessura da DCD, o que passam a prevalecer são forças atrativas o que torna o solo não mais dispersivo (VAN OLPHEN, 1963; HOLMGREN & FLANAGAN, 1977; CAREY, 2014). Holmgren & Flanagan (1977) ao realizaram diversos teste, perceberam que existe um limite ao qual sais consigam conter a dispersão do solo, alguns solos com altos teores de sódio mesmo em solução salina se mostraram dispersivos. Outro fator é que, sais dissolvidos poderão vir a ser lixiviados em casos de chuvas torrenciais ou mesmo, durante a irrigação, o que pode tornar novamente o solo dispersivo. (HOLMGREN & FLANAGAN, 1977; RENGASAMY & OLSSON, 1991; CAREY, 2014). Um eventual indicativo da possibilidade de dispersão de um solo, o qual leva em conta o acima mencionado, é a razão entre a Razão de Sódio Adsorvido (SAR, do inglês: *Sodium Adsorption Ratio*) com o Total de Sais Dissolvidos (TDS) onde, valores acima da unidade indicariam a dispersão deste solo (uma abordagem mais precisa é dada nas formas de identificação de solos dispersivos).
- A necessidade de adsorção de íons pode ocorrer em decorrência de dois fatores, substituições isomórficas resultando na existência de cargas negativas líquidas nas camadas cristalinas dos argilominerais, como também, do fato da dissociação de hidroxilas presentes em suas extremidades. Na primeira conjuntura, por se tratar de um desbalanceamento interno, esta independe do pH do meio. Já no caso da segunda, observasse uma alta sensibilidade a alternância desta variável. Conforme o pH se eleva, há uma desassociação de prótons, conseqüentemente, as cargas estas que se

encontram nas extremidades dos argilominerais se tornam negativas, do contrário, conforme o pH se reduz, há novamente uma associação de prótons neutralizando assim as partículas de argila. As consequências disto, passam pelo fato de que: 1) a dissociação de prótons faz com que uma maior quantidade de íons esteja presente na DCD deste argilomineral. Isto significa, um aumento em seu tamanho, logo, um aumento nas forças repulsivas. Além disto, o fato das extremidades do argilomineral ficarem tomadas por cargas negativas, isto possibilita a associação de novos cátions  $\text{Na}^+$  contribuindo para dispersão. 2) Já na redução do pH, os cátions que até então teriam sido desassociados, tornam-se a se ligar as extremidades das partículas. Contudo, estes podem tanto se ligarem a cargas negativas (ânions) e então ocorrer a neutralização quanto, se conectarem a extremidades já neutralizadas. Isto resulta em um desbalanceamento, passa-se então, a se ter cargas positivas nesta extremidade sendo assim, capazes agora, de atrair ânions. A atração de ânions, é capaz de fazer com que se tenha a eliminação de forças Coulombianas e com isto, se tenha uma contribuição para a dispersão (HOLMGREN & FLANAGAN, 1977).

- O teor de umidade inicial de um solo, também vem a exercer considerável influência sobre sua possibilidade de dispersão (DECKER & DUNNIGAN, 1977; HOLMGREN & FLANAGAN, 1977). Uma vez que um solo perca toda sua umidade, isto resultará em uma aproximação das partículas as quais, de certa forma possuirão um intertravamento maior entre si seja, pelo atrito entre os próprios grãos, ou então, pela sucção ali gerada. Isto resulta no aparecimento de forças atrativas ali localizadas. Este solo seco, quando exposto a água corrente por exemplo, terá uma maior dificuldade em se dispersar. Porém, a partir do momento em que há uma remoldagem deste, com inserção de umidade acima da ótima, o solo torna-se novamente dispersivo (HOLMGREN & FLANAGAN, 1977).
- Referente a mineralogia dos solos, montmorilonitas e caulinitas se apresentam como os minerais com maior potencial de dispersão. A montmorilonita enquadra-se no que vinha sendo discutido anteriormente quanto a formação de *tectoids* e suas consequências. Já a caulinita, possui estrutura diferenciada, sem a formação de *tectoids*, logo, para a ocorrência de dispersão irá precisar de altos níveis de sódio

adsorvidos. Também, devido a seu formato bastante fino, esta possui uma razão extremidade/face bastante alta, o que resulta em um maior número de cargas adsorvidas em suas extremidades, ou seja, a caulinita é ainda mais dependente do pH do meio quando comparada a montmorilonita (HOLMGREN & FLANAGAN, 1977).

Isto posto, a dispersão de um solo está na verdade associada a presença de íons de sódio trocáveis em sua estrutura, fazendo com que, a erosão em decorrência da dispersividade dependa tanto da mineralogia, pH, teor de umidade, elementos químicos presentes na argila bem como, dos sais dissolvidos na água intersticial deste solo (UMESH *et al.* 2011).

### 2.1.3 Identificação de Solos Dispersivos

Sherard (1953) *apud* Aitchison & Wood (1965) foi um dos primeiros a tentar compreender o fenômeno de *piping* isto, estudando 27 casos de rupturas de barragens de pequeno porte. O estudo transcorreu-se a partir de ensaios como limites de Atterberg e granulometria – ensaios um tanto quanto triviais – determinando-se assim, as faixas de suscetibilidade de ocorrência deste fenômeno. No entanto, mal sabia Sherard (1953) da possibilidade de existência de solos dispersivos os quais, não são detectáveis por meio de ensaios comuns ao cotidiano da geotecnia. A exemplo disto, Tuncer *et al.* (1989) comenta que já houveram constatações de solos dispersivos mesmo com índices de plasticidade variando desde 15 a 49%, demonstrando este não ser um índice adequado. O que na realidade se foi observado, é que quanto maiores os índices de plasticidade, maior o potencial expansivo da argila e com isto, argilas de alto potencial expansivo se mostraram não dispersivas.

Mais tarde então, Sherard & Decker (1977b), Umesh *et al.* (2011), Vakili *et al.* (2013) e Singh *et al.* (2015) concordam com o fato de que ensaios convencionais da mecânica dos solos, não são capazes de inferir se um solo é propenso a dispersão ou não. Resendiz (1977) estabelece que para um solo ser dispersivo, sua atividade deve recair sobre uma faixa de variação de 0,3 a 1. No entanto, Tadanier & Ingles (1985) contrapõem esta informação, mencionando que mesmo os solos àqueles que virem a cair fora desta faixa, podem também, apresentar suscetibilidade a dispersão. Discussões à parte, uma ampla gama de ensaios se dispõe a verificar a possibilidade de dispersão de solos os quais, são discriminados abaixo.

### 2.1.3.1 Emerson Dispersion Test

Conhecido também por *Crumb Test*, o qual teve sua primeira investida com o intuito de estudar a estabilidade de solos a partir da interação destes com a água. Onde, sua primeira diligência data da década de 60 quando, Emerson (1967) buscou averiguar se solos os quais continham arglominais como caulinita, illita e montmorilonita viriam a se dispersar em água e, a partir disto, poder elenca-los em 8 classes distintas.

O ensaio, consiste basicamente na imersão de uma amostra de solo (torrão) em água destilada. A amostra, no caso de dispersiva, irá então iniciar sua desagregação a partir de uma nuvem coloidal ao em torno do exemplar imerso (HEINZEN & ARULANANDAN, 1977). As normas ABNT NBR 13601-96 e ASTM D6572-13 detalham os procedimentos a serem adotados como por exemplo, quanto aos tamanhos das amostras. Estas podendo variar de um formato esférico de 6 a 10 cm de diâmetro, para um cubo de 15 a 20 cm de aresta. No que diz respeito ao método de ensaio, transcorrido certo tempo de imersão então, com base no que se observa, o solo pode ser classificado em 4 distintas graduações. Estas, segundo Heinzen & Arulanandan (1977), elaboradas por Sherard e que, acabaram sendo adotadas pelas normas supracitadas. A graduação de número 1 identifica solos considerados não-dispersivos já a de número 4, aqueles fortemente dispersivos. A Figura 3 demonstra as quatro graduações existentes. Salienta-se que o ensaio *Crumb Teste* é apenas indicativo, havendo a necessidade da execução de ensaios complementares.

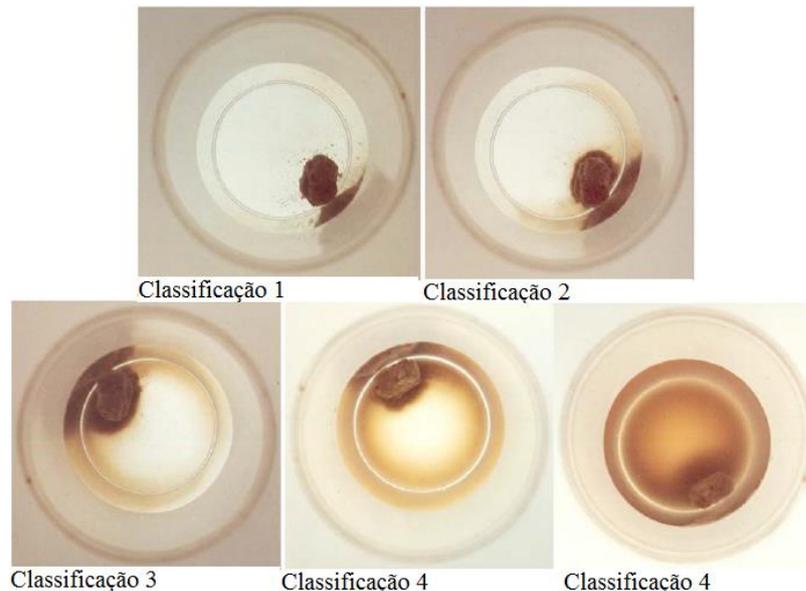


Figura 3: Distinção entre as graduações existentes no *Crumb Test*, não dispersivo ao altamente dispersivo (baseado em: ASTM D6572, 2013).

Ghuman *et al.* (1977) chamam atenção para influência do teor de umidade inicial das amostras. Citando por exemplo, casos em que os solos os quais possuíam uma umidade de 18% estes, quando imersos em água destilada, levaram cerca de três horas e meia até sua completa dispersão, enquanto que, outras amostras com teores inferiores de umidade (10 e 14%), demoraram cerca de 24 h. Para Perry (1975), “no caso da realização do *Crumb Test* e o solo aparentar dispersão então, na maioria das vezes, o mesmo será dispersivo mesmo quando confrontado com demais ensaios”. Cole *et al.* (1977) reportam a utilização deste ensaio para avaliações introdutórias, chamando atenção para sua praticidade de realização *in situ*.

O grande problema por trás deste ensaio, é que mais de 30% dos solos não apresentarão dispersão durante sua realização mesmo estes, sendo altamente sódicos. Fato que vai totalmente na contramão da segurança (Sherard *et al.*, 1976a). Forsythe (1977) relata o fato deste teste ser muitas vezes inconsistente e não ser um indicador confiável. Ocorrendo casos de ensaios laboratoriais não indicarem dispersão, enquanto que, no *Crumb Test*, o solo poder ser classificado como altamente dispersivo, e o inverso também podendo ocorrer. Ghuman *et al.* (1977), salientam que geralmente ocorre uma reação positiva (dispersão) durante a

execução deste ensaio o que então, classificaria o solo avaliado como dispersivo, porém, inverso nem sempre ocorre. Respostas negativas de dispersibilidade resultantes da execução do *Crumb Test*, nem sempre são fiáveis, isto faz com que conclusões errôneas possam vir a ser tiradas. Por isto, Sherard *et al.* (1976a) questiona a capacidade deste ensaio em avaliar solos verdadeiramente não-dispersivos isto, em virtude da turbidez causada pela falta de cuidados e manejo durante sua realização. Muitas vezes, a turbidez e si vista, é gerada na verdade por consequência da desagregação do solo (*slaking*) e não, propriamente de uma eventual dispersão. Apesar da apreciação aqui da opinião de ambos os lados, ainda assim, fica evidente a fragilidade deste ensaio o qual, se detém meramente a uma simples e comum análise visual.

#### 2.1.3.2 Pinhole Test

Conhecido por ser um dos ensaios de laboratório clássicos e mais confiáveis na identificação de solos dispersivos por meio de medidas diretas (DECKER & DUNNINGAN, 1977; FORSYTHE, 1977; STATTON & MITCHELL, 1977; U.S ARMY ENGINEER WATERWAYS EXPERIMENT STATION – WES, 1980; KNODEL, 1988; TUNCER *et al.*, 1989; AWAD, 2002; UMESH *et al.*, 2011). Foi implementado inicialmente, por Sherard *et al.* (1976b) com a intenção de averiguar a ocorrência do fenômeno de *piping*. Onde, uma amostra de solo é sujeita a um fluxo de água destilada através de um furo inicial longitudinalmente centralizado, o efluente resultante é então, coletado e avaliado do ponto de vista de sua vazão e turbidez ocasionada (Figura 4). Também, ao final do ensaio, são verificadas as dimensões do orifício derivado do fluxo imposto. Desta forma, nos casos àqueles então em que se tratarem de solos dispersivos, o efluente se mostrará com altos teores de turbidez como também, com uma maior vazão. Já em solos não-dispersivos, o efluente se apresentará limpo sem qualquer traço de turbidez. A partir disto, Sherard *et al.* (1976b) sugere a classificação dos solos em três categorias sendo elas solos dispersivos, intermediários e não-dispersivos. A distinção entre estas categorias, se dá através da observação da falha no solo quando este, estiver respectivamente sujeito a cargas hidráulicas de 50 mm, 50 a 180 mm e, 380 até 1020 mm.

Os procedimentos deste ensaio são dados pelas normas ABNT NBR 14114-98 e ASTM D4647-13 nestas, além dos métodos de ensaio, são também designadas as formas de avaliação. Diferente do sugerido por Sherard *et al.* (1976b), estes normativos ampliam as formas de classificação destes solos abrindo com isto, novas possibilidades de enquadramento. Quanto as limitações deste ensaio, salienta-se o fato de sua não aplicabilidade a solos que venham a ter uma porcentagem inferior a 12% em partículas de tamanhos iguais ou menores a 0,005 mm. Além disto, da mesma forma, não recomenda-se a execução em solos os quais possuam índice de plasticidade inferior a 4. (RYKER, 1977; WES, 1980; ASTM D4647-13). Ainda, de modo geral, indica-se a execução deste ensaio com o teor de umidade natural do solo (KNODEL, 1988; ASTM D4647-13).

Alguns autores chamam atenção ainda para o caso de argilas sensitivas estas, possuem sua estrutura altamente dependente da forma em que se encontram *in situ*. Desta forma, quando coletada uma amostra em campo ou então, do momento da inserção da agulha para realização do ensaio, estas ações podem ocasionar distúrbios na amostra e, conseqüentemente, gerar resultados errôneos que classificariam este solo como dispersivo onde na não verdade não são (DASCAL *et al.*, 1977; WES, 1980).

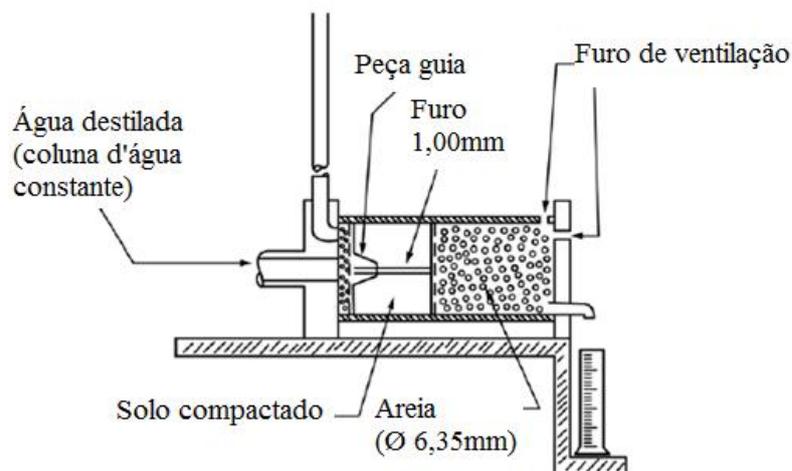


Figura 4: Configurações e representação do equipamento para realização do ensaio *Pinhole Test* (baseado em: ASTM D4647, 2013).

Algumas discussões são levantadas quando a este ensaio, como por exemplo, o mencionado por Dascal *et al.* (1977) os quais, concordam com o fato de a turbidez do efluente ser considerada como um indicador bem como, o alargamento do orifício derivado do fluxo. No entanto, estes autores ponderam o fato de que, transcorrido certo tempo de ensaio, poderá hipoteticamente haver uma diminuição da turbidez do líquido além de um cessar do aumento do diâmetro do furo. Isto, resultado do completo carreamento de partículas suscetíveis a dispersão o que deve ser cuidadosamente apreciado por parte do executor. Seguindo, Holmgren & Flanagan (1977) e WES (1980) alertam para o fato de que o ensaio *Pinhole Test* não tem intenção de servir como modelo em escala reduzida, já que a teoria de similaridade não foi utilizada. Desta forma, os resultados por ele obtidos, como no caso vazão e quantidade de solo erodida, não devem ser extrapolados para condições de campo. Além disto, o mesmo não se trata de um ensaio quantitativo, ou seja, sua avaliação ainda dispõe de certa subjetividade como no caso da avaliação da turbidez.

Decker & Dunnigan (1977) observaram que os resultados advindos do *Pinhole Test*, somente renderão conclusões coerentes no caso de o ensaio for realizado a uma umidade mínima de 60% do limite de plasticidade. Forsythe (1977) alerta que aparentemente, há um limiar de TDS para que este ensaio seja realizado o qual, seria em torno de 0,35 mEq/litro. Abaixo deste limiar, o ensaio *Pinhole Test* não seria capaz de classificar o solo como dispersivo mesmo este último, possuindo altos teores de sódio (da ordem de 80% do total de sais existentes). Algo similar é comentado por WES (1980) e a ASTM D4647-13, contudo, este limiar é alterado para 0,40 mEq/litro. Podendo isto então, se caracterizar como uma deficiência do ensaio *Pinhole Test*.

Para Ghuman *et al.* (1977), estes lembram que dentre os ensaios existentes, nenhum destes chega a provir resultados completamente fiáveis. No entanto, estes mesmos autores acreditam que o *Pinhole Teste* se trate do mais promissor dentre todos. Quando realizada a comparação de resultados do *Pinhole Test*, ensaio de medidas diretas, com àqueles também existentes, porém, de medidas indiretas como por exemplo o *Crumb Test*. O ensaio *Pinhole Test* foi o que resultou em uma maior e melhor correlação de dispersão, quando correlacionado as situações encontradas em campo. Além de tudo, trata-se de um ensaio que permite uma grande reprodutibilidade (GHUMAN *et al.*, 1977; ASTM D4647-13).

### 2.1.3.3 Soil Security Test

Tadanier & Ingles (1985) apreensivos com a ameaça da possibilidade de falhas em barragens, buscaram alternativas aos problemas que as cercavam. Uma delas, se deu por meio de uma nova proposta de ensaio o qual, intentava o reconhecimento de solos problemáticos de forma mais acurada e confiável. E, sobre este, poder prescrever tratamentos que viessem superar as deficiências do solo ali testado, com isto, tornando-o seguro. Foi aí então que surgiu o *Soil Security Test*.

O ensaio proposto, tem como premissa as propriedades de retenção de água por parte de um solo quando este, sujeito a variados estados de compactação e teores de umidade. Basicamente, o ensaio trata da confecção de um corpo-de-prova nas mesmas características daqueles utilizado em ensaios de compactação (Ensaio Proctor). Desta amostra, é extraído seu miolo de tal forma que o restante do solo, venha a formar uma espécie recipiente (copo) em formato de cilindro (Figura 5). O buraco ali formado, é então preenchido por água destilada ou o próprio líquido pertencente ao local em que se adquiriu o solo. A partir do momento de enchimento, registra-se então o tempo até a total ruptura/desagregação da amostra, o modo de ruptura (alguns sugeridos pelos autores) e possíveis anomalias decorridas durante o processo. Se, durante 420 minutos não houver sinais de ruptura, o ensaio é terminado e o solo classificado como não suscetível a ruptura/desagregação por meio deste ensaio. Para uma completa avaliação, os autores aconselham a realização de pelo menos quatro a cinco amostras, com estas possuindo um teor de umidade variando de -3% a +4% em relação a umidade ótima do solo.

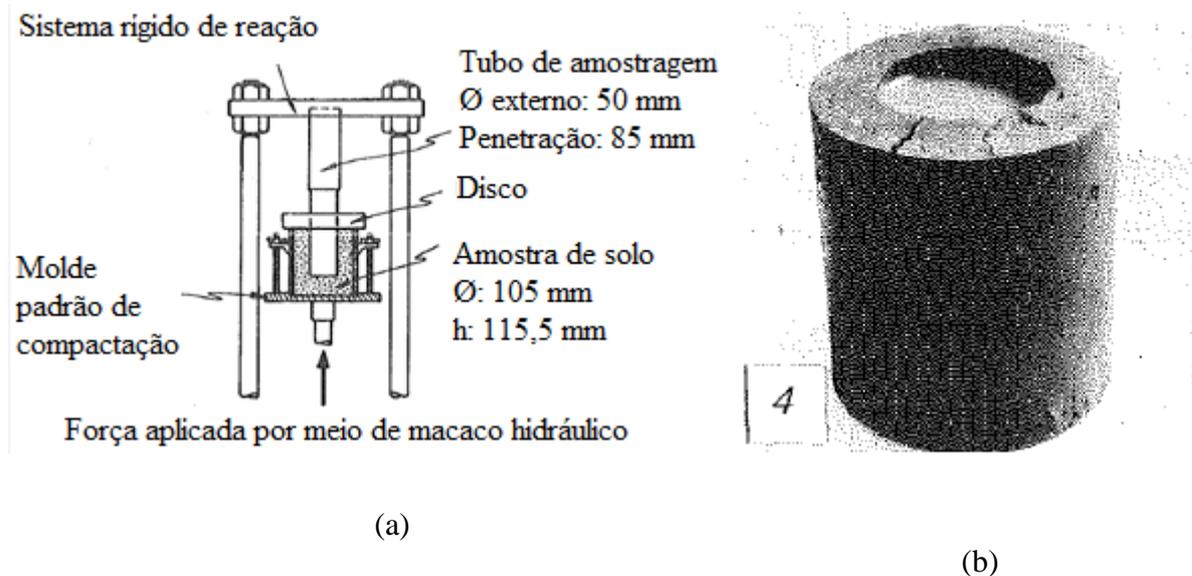


Figura 5: *Soil Security Test*: a) Confecção da amostra, b) Amostra com seu núcleo preenchido por água destilada (baseado em: Tadanier & Ingles, 1985).

Tadanier & Ingles (1985) reportam que a maior adversidade encontrada durante a realização deste ensaio, é a determinação de limites claros de aceitabilidade e rejeição das amostras. Não é visivelmente claro quando uma amostra deixa de ser tecnicamente aceitável. Tuncer *et al.* (1989) realizaram este ensaio para uma variedade de solos argilosos afim de verificar seus potenciais de dispersão. Estes por sua vez, alternaram a umidade de moldagem da amostra em uma faixa de variação de -6% a +3% em relação a umidade ótima do solo. Os autores perceberam que a suscetibilidade a dispersão do solo é inversamente proporcional ao teor de umidade, ou seja, solos com menores umidade se mostraram mais propensos a dispersão.

#### 2.1.3.4 Double Hydrometer Test

Alternativamente, também conhecido como *Dispersion Test* (HEINZEN & ARULANANDAN, 1977) ou então, no Brasil, como Ensaio Sedimentométrico Comparativo (ABNT NBR 13602-96). Foi desenvolvido inicialmente pelo Serviço de Conservação de Solos dos Estados Unidos (SCS US, do inglês: *Soil Conservation Service United States*) com o auxílio de Sherard *et al.* (1972) e tinham como intenção, averiguar a suscetibilidade de erosão/dispersão de solos. Como resposta, é possível obter a denominada Razão de Dispersão (DR, do inglês: *Dispersion Ratio*) índice que é alcançado a partir da comparação entre dois

ensaios sedimentométricos. Primeiro, é realizado um ensaio de granulometria por sedimentação conforme prescrito pela ABNT NBR 7181 a qual, estabelece a utilização de defloculante (hexametáfosfato de sódio) e agitação da mistura por cerca de 15 minutos em dispersor apropriado. Um segundo ensaio de sedimentação é realizado seguindo os procedimentos muito similares, porém, agora são eliminados o uso do defloculante – utiliza-se água destilada – e da agitação mecânica. Ou seja, neste segundo caso, toda e qualquer dispersão ali gerada será em virtude das próprias características do solo. A Porcentagem de Dispersão será então, a razão entre (A) a porcentagem, em massa, de partículas com diâmetro menor que 0,005 mm determinadas de acordo com o ensaio que não utilizou defloculante e agitação mecânica com, (B) a porcentagem, também em massa, das partículas com diâmetro menor que 0,005 mm do ensaio o qual, por sua vez, utilizou defloculante e agitação mecânica (a Eq. 1 faz alusão ao descrito). No Brasil, a norma que regulamenta os procedimentos deste ensaio, que extingue a necessidade de defloculante e agitação mecânica, é ABNT NBR 13602-96. Alternativamente, também pode ser utilizada a ASTM D4221-18.

$$\text{Porcentagem de Dispersão (\%)} = \left( \frac{A}{B} \right) \times 100 \quad (\text{Eq. 1})$$

Juntamente com o *Pinhol Test*, Umesh *et al.* (2011) cita este como um dos ensaios clássicos a se realizarem para a detecção de solos dispersivos. Para Crouch (1977), este se mostrou o ensaio que mais se correlacionava com a Porcentagem de Sódio Trocáveis (ESP, do inglês: *Exchangeable Sodium Percentage*) parâmetro este esclarecido na sequência. Forsythe (1977) comenta o fato de que dentre os ensaios de laboratório, a Sedimentometria Comparativa, o *Pinhole Test* e a Análise Química, seriam os ensaios os quais se correlacionariam muito bem entre si, ou seja, geram resultados similares e um corroborando o outro.

Apesar da ABNT NBR 13602-96 trazer a metodologia de ensaio, esta se eximi de qualquer classificação do solo quanto sua dispersibilidade. Já a ASTM D4221-18, enquadra os resultados em 3 categorias distintas sendo elas Não Dispersivo (< 30%), Intermediário (30 a 50%) e, Dispersivo (> 50%). Decker (1971) *apud* Heinzen & Arulanandan (1977) pormenoriza esta classificação, alegando que os valores de Porcentagens de Dispersão estão

relacionados também ao tipo de solo. Sendo assim, sugere que valores superiores a 40% estariam relacionados a argilas inorgânicas de baixa a média plasticidade (CL) e argilas inorgânicas de alta plasticidade (CH) enquanto que, valores de 25 a 30%, estes estariam atrelados a siltes inorgânicos de baixa plasticidade (ML), areias argilosas (SC) e siltes arenosos (SM).

#### 2.1.3.5 Argila Dispersiva e a Tensão de Cisalhamento Crítica

A grande maioria dos testes acima apresentados, tratam-se de abordagens qualitativas, no entanto, a engenharia por padrão acaba tendo dificuldades no tratamento de dados deste tipo. Desta forma, a fim de se estabelecerem ensaios os quais trouxessem uma análise mais quantitativa, foram sugeridos alternativamente, os ensaios de Cilindro Rotativo e de Calha ou Fluxo (*Flume Test*). Estes, buscavam determinar a tensão cisalhante mínima requerida para que se dê início a processos erosivos. Shields (1936) *apud* Heinzen & Arulanandan (1977) definiu a tensão de cisalhamento crítica como sendo, o valor aquele onde nenhuma descarga de sedimentos fosse observada durante a execução dos ensaios acima mencionados. Para isto, plotou no eixo das abcissas as tensões cisalhantes impostas e, no eixo das ordenadas, a taxa de erosão resultante (Figura 6). A partir dos dados de entrada, extrapolou os valores de taxa de erosão para zero então, era possível estimar a grandeza da tensão cisalhante para qual o solo seria capaz de se manter estruturado, anterior ao início de seu processo de erosão. Um solo dispersivo, se enquadraria aquele em que sua tensão cisalhante crítica se igualaria a zero (SHERARD, 1975). Desta forma, no gráfico tensão cisalhante vs taxa de erosão, as extrapolações as quais resultassem em uma tensão de cisalhamento próximo do zero, caracterizariam solos dispersivos. Do contrário, a existência de tensões cisalhantes acima da unidade, remeteria ao fato de o solo não ser suscetível a dispersão podendo assim, se manter estruturado até que esta dada tensão fosse ultrapassada.

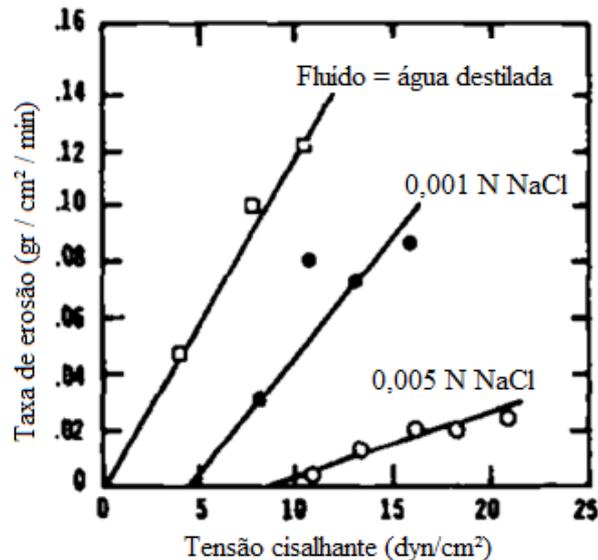


Figura 6: Avaliação da dispersibilidade do solo levando-se em consideração sua tensão de cisalhamento crítica (baseado em: Arulanandan *et al.*, 1975)

#### 2.1.3.6 Ensaios Químicos

Como uma opção extra, e quase sempre utilizada com intuito de esclarecer conflitos entre resultados dos ensaios anteriormente comentados, a análise química é realizada a partir da mistura de água destilada com o solo até que este quase alcance seu limite de liquidez e, a partir desta pasta resultante, realiza-se o processo inverso de extração da água por meio de bomba a vácuo. O líquido extraído, é então utilizado para realizar quantificações de elementos químicos presentes no solo o que é feito por exemplo, através de um espectrômetro de absorção atômica (KNODEL, 1988; USDA, 1991). A partir da quantificação dos elementos são sugeridas algumas formas de avaliação.

Dentre as formas possíveis, a Capacidade de Troca Catiônica – CTC (CEC, do inglês: *Cation Exchange Capacity*) seria uma destas. Ao longo do texto, foi evidenciada a relação entre íons de sódio adsorvidos às partículas e a propensão a dispersão de um solo isto, devido ao fato destes serem fracamente carregados e, portanto, facilmente trocados por outros íons de maior valência. Esta troca é entendida como sendo a “quantidade de íons positivos (cátions) que um solo é capaz de reter em determinadas condições e, permutar por quantidades

estequiométricas equivalentes de outros íons do mesmo sinal” (van RAIJ, 1969). Troca esta, que está intimamente associada ao pH do meio (FOTH, 1990).

O que faz desta equalização/comutação se tornar uma forma de avaliar solos dispersivos, diz respeito a quantificação de cátions  $\text{Na}^+$  existentes. Estes além de serem facilmente trocáveis seja, por sua monovalência e grande raio de hidratação, apresentam também, alto potencial osmótico em virtude de existir uma ordem preferencial para que estas trocas ocorram a qual, leva em conta a energia de adsorção apresentada por cada íon (FOTH, 1990):

$$\text{Ca} > \text{Mg} > \text{K} > \text{Na} \quad (\text{Eq. 2})$$

Ou seja, neste caso (Eq. 2) cátions de cálcio são aqueles com maior energia de adsorção enquanto que, cátions de sódio por sua vez, seriam aqueles com menor energia de adsorção. Isto faz com que íons de sódio sejam os primeiros a serem trocados por outros de maior valência. A partir disto, surge o conceito de Porcentagem de Sódios Trocáveis (ESP, do inglês: *Exchangeable Sodium Percentage*) que busca determinar quanto, do **total** destes cátions trocáveis, estes seriam em virtude apenas de íons de sódio:

$$\text{ESP (\%)} = \left( \frac{\text{Sódios trocáveis}}{\text{CTC ou CEC}} \right) \times 100 ; \text{ unidades em mEq/100g} \quad (\text{Eq. 3})$$

Solos que apresentarem ESP igual ou superior a 10 e, possuírem sais dissolvidos no líquido intersticial que eventualmente venham a ser lixiviados, são então classificados como dispersivos (KNODEL, 1988).

Nesta mesma perspectiva, enquadra-se também o conceito de Razão de Sódio Adsorvido (SAR) que se trata da quantificação do montante de íons de sódio em relação a outros íons (FOTH, 1990). Foth (1990) acaba deixando esta informação um tanto quanto vaga sendo que, os “outros íons” por ele mencionados, se tratam de cálcio e magnésio (ROBBINS, 1984; LESCH & SUAREZ, 2009; USDA, 2017). Robbins (1984) esclarece que o fato de adotar **apenas** cálcio e magnésio na confrontação de quantidades com íons de sódio, faz com que

duas postulações sejam adotadas. Primeiro, assume-se que ambos tanto cálcio como magnésio reagem da mesma forma que o sódio em uma possível troca de íons, segundo, ignora-se a provável existência de demais cátions solúveis como por exemplo o potássio.

$$\text{SAR} = \left( \frac{\text{Na}}{\sqrt{0,5 \times (\text{Ca} + \text{Mg})}} \right); \text{ unidades em mmol/L ou mEq/L} \quad (\text{Eq. 4})$$

USDA (2017) determina que solos com valores de SAR igual ou superior a 13 podem caracterizarem-se como dispersivos. Já Knodel (1988), menciona o fato de pesquisadores australianos terem encontrado solos dispersivos com valores de SAR próximo a 2, o que é bastante discrepante do adotado por USDA (2017).

Por fim, alternativamente ainda há possibilidade do emprego do índice Porcentagem de Sódio (PS, do inglês: *Percent Sodium*). Ou seja, uma avaliação da quantidade de sódio dissolvido na água intersticial é tomada em relação ao total de sais dissolvidos.

$$\text{PS (\%)} = \left( \frac{\text{Na}}{\text{TDS}} \right) \times 100; \text{ unidades em mEq/L} \quad (\text{Eq. 5})$$

A utilização propriamente dita deste último índice, é realizada em concomitância com os mesmos valores de TDS a partir de uma proposta de Sherard *et al.* (1976a). Isto é, em um gráfico, sugere-se plotar os valores de TDS no eixo das abcissas enquanto que, os valores de PS nas ordenadas. Os dados ali arranjados, são distribuídos em três grandes grupos e classificam os solos como não-dispersivos, intermediários e dispersivos. Mais tarde, esta mesma metodologia foi atualizada implementando-se os valores de SAR para o mesmo gráfico, como é apresentado em Perry & Postol (1977) e exemplificado abaixo pela Figura 7. Os ensaios químicos envolvendo o cruzamento destes dados, se mostraram um bom indicador de dispersão para solos siltsos sedimentares do Mississipi (FORSYTHE, 1977). Knodel (1988) menciona este se tratar do método atualmente utilizado e aceito no Estados Unidos para avaliação de solos dispersivos.

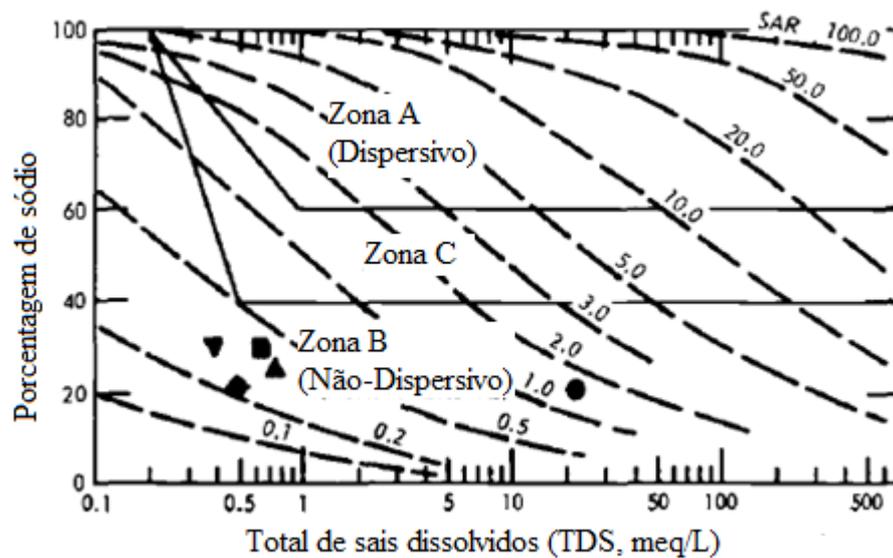


Figura 7: Relação entre análises químicas dos sais dissolvidos na água intersticial do solo com sua possibilidade de dispersão (baseado em: Perry & Postol, 1977).

## 2.2 SOLOS SULFATADOS

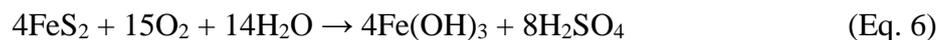
### 2.2.1 Sua Ocorrência

A incidência de solos sulfatados, se dá principalmente devido à presença nestes de sulfatos como os de sódio ( $\text{Na}_2\text{SO}_4$ ), magnésio ( $\text{MgSO}_4$ ) e cálcio ( $\text{CaSO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$  – gesso). Sendo o sulfato de cálcio o mais recorrente em virtude da sua baixa solubilidade quando comparado aos demais (solubilidade: sulfato de cálcio 2,58 g/L, enquanto que, sulfato de sódio e magnésio são, respectivamente, 408 g/L e 260 g/L). Esta peculiaridade, torna o gesso uma fonte constante geradora de sulfatos no solo, já os demais, acabam por vezes sendo lixiviados deixando assim de se fazerem presentes (PUPPALA *et al.*, 2003; TALLURI, 2013; TALLURI *et al.*, 2013).

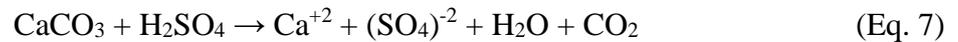
A existência por sua vez destes sulfatos nos solos, está associada a duas formas distintas sendo estas, classificadas como fontes primárias e secundárias. Também, por ventura podem virem a surgir sulfatos devido a percolação de líquidos que os contenham dissolvidos. Com

relação a fonte primária, esta se trata da presença natural destes no solo em decorrência de sua formação e/ou em virtude de ações intempéricas. Isto ocorre devido a existência propriamente dita de minerais sulfatados que é o caso, por exemplo, da anidrita e gipsita ambos envolvidos na produção de gesso. Já a fonte secundária, esta passa pela inserção de sulfatos em solos os quais não os possuíam sendo que, a forma mais conhecida é através da oxidação de sulfetos como os casos da Pirita e Marcasita (minerais igualmente formados por  $\text{FeS}_2$ ). Ambos estes minerais são, geralmente, encontrados em formações que contenham carvão mineral, xistos carbonáceos e calcários os quais, foram criados a partir de um ambiente com limitada presença de oxigênio.

Contudo, como normalmente os locais onde estes se encontram são de modo geral de interesse econômico, principalmente por parte da mineração, isto faz com que o ambiente que até então possuía limitado oxigênio, venha a ser inundado por este durante o processo de extração e beneficiamento. O resultado disto, passa por um problema já bastante conhecido que se trata da oxidação da Pirita e Marcasita (ou seja, transformação do sulfeto em sulfato como é possível observar na (Eq. 6). Uma das grandes preocupações envolvidas neste processo, trata-se do fato de que um dos produtos originados é o ácido sulfúrico ( $\text{H}_2\text{SO}_4$ ) (HARRIS *et al.*, 2004a; HARRIS *et al.*, 2004b; TALLURI, 2013; TALLURI *et al.*, 2013).



Juntamente com o ácido sulfúrico, é criada uma parcela de hidróxido de ferro que costuma precipitar e se acomodar a camadas mais profundas do solo enquanto que, o ácido sulfúrico se mantém em solução. Este último, é capaz de solubilizar por exemplo o calcário (Eq. 7) – lembrando que, jazidas de calcário seriam uma das possíveis fontes de Pirita e Marcasita onde originou-se esta discussão –, após a solubilização, havendo então cálcio livre suficiente, a combinação entre ácido sulfúrico e cálcio possibilita a precipitação por sua vez de gesso (Eq. 8). A partir do momento em que há precipitação de gesso, este pode vir a tornar-se uma fonte constata de sulfatos aos solos e, conseqüentemente, ser responsável pelos problemas citados no início deste trabalho (HARRIS *et al.*, 2004a; HARRIS *et al.*, 2004b; TALLURI, 2013; TALLURI *et al.*, 2013).



A presença destes sulfatos no solo, como o caso do gesso, por si só não leva a problemas maiores. No entanto, este mesmo solo quando exposto a um ambiente rico em cálcio, de pH elevado e, abundante umidade, faz com que minerais expansivos venham a ser formados. Isto, resulta em uma expansão/desintegração deste solo o que é responsável desde avarias de pequeno porte como, danos de maior potencial (PUPPALA *et al.*, 2004; AL-MHAIDIB, 2006). Um ambiente rico em cálcio e de pH elevado pode, a título de exemplo, pode ser encontrado em locais onde houveram estabilizações químicas a partir de cal, ou então, cimento, situações estas rotineiramente encontradas no tratamento de solos afim da implementação de rodovias por exemplo (MITCHELL & DERMATAS, 1992; DERMATAS 1995; TALLURI, 2013; KNOPP & MOORMANN, 2016). Desta forma, o simples tratamento deste tipo de solo com estabilizantes como a cal ou o cimento, podem vir a resultar em um insucesso onde seriam empregados esforços desnecessários.

### 2.2.2 Expansão Induzida Devido ao Tratamento à Base de Cálcio

Uma grande quantidade de pesquisadores se voltou a entender e abordar os mecanismos que levam a expansão de solos sulfatados, sendo eles naturalmente sulfatados ou não, quando estes, tratados a partir de estabilizantes à base de cálcio. A exemplo disto, podemos mencionar as pesquisas de Sherwood (1962), Schlorholtz & Demerial (1984), Hunter (1988), Mitchell & Dermatas (1992), Dermatas (1995), Kota *et al.* (1996), LTRC (2003), Roy *et al.* (2003), Harris *et al.* (2004a), Harris *et al.* (2004b), Hoyos *et al.* (2006a), Punthutaecha *et al.* (2006), Little & Nair (2009b), Puppala & Cerato (2009), Puppala *et al.* (2013), Talluri (2013) Talluri *et al.* (2013), Knopp & Moormann (2016), Raja & Thyagaraj (2018), Puppala *et al.* (2019a) e Puppala *et al.* (2019b). Uma das características comuns da utilização de estabilizantes à base de cálcio, trata-se da elevação do pH do meio após sua inserção onde, valores em geral da ordem de 12,4 são observados (MITCHELL & DERMATAS, 1992; TALLURI, 2013).

Situação esta, segundo Sherwood (1962), que faz com que se tenham reações entre os argilominerais e os sulfatos.

A um alto valor de pH, o que na prática realmente se transcorre, é a solubilização de sílica ( $\text{SiO}_2$ ) e alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) estas, sendo liberadas em uma solução aquosa. Dentre suas principais fontes, estão compostos químicos como os hidróxidos de alumínio amorfos  $\text{Al}(\text{OH})_3$ , em geral, encontrados na natureza como o mineral gibbsita, fases de aluminossilicatos já presentes nos solos e, fases de hidróxidos provenientes de argilominerais como a esmectita e montmorillonita. A indução então a expansão, se dá a partir do momento em que estes compostos de sílica e alumina liberados, venham a reagir com os sulfatos que por ventura existirem no meio e, com isto, virem a formar minerais expansivos (SCHLORHOLTZ & DEMIREL, 1984; HUNTER, 1988; MITCHELL & DERMATAS, 1992; DERMATAS, 1995; HOYOS *et al.* 2006; TALLURI, 2013). Dermatas (1995) e Skalny *et al.* (2002) salientam que dentre minerais formados, alguns seriam de maior interesse como o monossulfato hidratado, a etringita e a taumasita.

O monossulfato hidratado, também conhecido como um sulfoaluminato de cálcio hidratado com baixos teores de sulfatos,  $[\text{Ca}_2\text{Al}(\text{OH})_6] \cdot \text{SO}_3$  ou apenas  $\text{C}_4\text{A} \overline{\text{S}} \text{H}_{12}$ , é um mineral o qual contém um único (mono) composto do grupo  $\text{SO}_3$  e, se cristaliza sob um formato hexagonal a partir de cristais bem clivados. Quando exposto ao aquecimento, se decompõem em uma série de reações endotérmicas abaixo de  $300^\circ\text{C}$ . Já a etringita, sulfoaluminato de cálcio hidratado com altos teores de sulfato,  $[\text{Ca}_3\text{Al}(\text{OH})_6 \cdot 12\text{H}_2\text{O}]_2 \cdot (\text{SO}_4)_3 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  ou apenas  $\text{C}_6\text{A} \overline{\text{S}}_3 \text{H}_{32}$ , contém três unidades do grupo ( $\text{SO}_4$ ) podendo eventualmente, ocorrer como um mineral natural, ou então, surgir a partir da reação entre sílica, alumina e sulfatos. Esta por sua vez, cristaliza-se em formatos trigonais aciculares (formato de agulha), próximo de um formato piramidal sendo que, em sua forma pura, se decompõe a temperaturas acima de  $85\text{-}90^\circ\text{C}$ . Por fim, a taumasita,  $[\text{Ca}_3\text{Si}(\text{OH})_6 \cdot 12\text{H}_2\text{O}] \cdot (\text{SO}_4)(\text{CO}_3)$  ou apenas  $\text{C}_3\text{S} \overline{\text{S}} \overline{\text{C}} \text{H}_{15}$ , é estruturalmente similar a etringita apenas com a substituição de  $\text{Al}^{+3}$  por  $\text{Si}^{+4}$ . Esta, possui uma unidade de cada dos grupos ( $\text{SO}_4$ ) e ( $\text{CO}_3$ ), cristaliza-se em formatos hexagonais

aciculares ou, da mesma forma que a etringita, formatos muito próximos do piramidal e, da mesma forma, se decompõe a temperaturas acima de 85-90°C (SKALNY *et al.*, 2002).

Com relação a formação destes minerais, um ambiente em que se tenha altas concentrações de alumina, o monossulfato hidratado se formará primeiro com a etringita atingindo sua forma estável em um segundo plano. No caso de haver uma maior quantidade de alumina comparada a quantidade de sulfatos, então, a formação de monossulfatos hidratados irá continuar até que o pH do sistema reduza a valores da ordem de 10,5. Abaixo deste valor, a formação da própria etringita é cessada. Um valor de pH da ordem de 10,5, retarda a liberação/solubilização de alumina e sílica sendo que neste caso, se insuficiente sílica e alumina estão presentes no meio, então o cálcio remanescente irá procurar reagir com outros minerais. Isto pode levar a formação do próprio gesso, da calcita e reações pozolânicas em uma segunda instância. Se, mantido o pH elevado e havendo alumina e sílica suficientes, a etringita poderá vir a ser formada e continuará crescendo em sua fisionomia pura até que se tenha temperaturas acima de 15°C acima da qual, a etringita encontra-se em sua fase estável. A partir do momento, em que a temperatura do sistema decresce a ponto de ficar abaixo de 15°C, a etringita passa então a se transformar em taumasita. Isto, decorre de uma série de reações providas devido da existência suficiente de carbonatos e umidade no solo. Esta transformação se desenvolve em virtude de uma substituição isoestrutural entre alumínio e sílica e, carbonatos e sulfatos (DERMATAS, 1995; TALLURI, 2013).

Dermatas (1995) e Talluri (2013) comentam que, dentre os minerais acima citados, o monossulfato hidratado mesmo após sua formação ou então hidratação, este não chega a se tornar expansivo. Diferente do que ocorre com a etringita e taumasita, minerais estes altamente expansivos. Estes últimos, além de produzirem uma expansão devido a formação de seus cristais característicos, são responsáveis também pelo aumento da capacidade de retenção de água no solo, o que faz com que materiais venham a se tornar fofos/menos densos devido sua desagregação (*slaking*). Com relação a magnitude de expansão provocada, Little *et al.* (2010) a partir de cálculos estequiométricos, buscaram estimar a provável a mudança no volume desenvolvida em virtude da formação de etringita. Os autores chegaram a valores de até 137% na variação do volume em que, no caso de altas quantidades de sulfatos como, por

exemplo, 100.000 ppm, tal situação poderia representar uma expansão total de aproximadamente 60% valor este, assustadoramente alto.

No tocante aos mecanismos de expansão, são duas as possibilidades sustentadas pelos autores que até aqui já abordaram este mesmo tema. Primeiro, há o grupo daqueles como por exemplo de Ogawa & Roy (1982), Older & Gasser (1988) e Dron & Brivot (1989), que defendem que a etringita seja formada a partir de mecanismos topoquímicos logo, sugerindo que a expansão desenvolvida esteja apenas relacionada ao crescimento e orientação de seus cristais descartando desta forma, a necessidade de absorção/adsorção de água para ocorrência de tal fenômeno. Por outro lado, existem opiniões como as de Metha (1976; 1983) e Monteiro *et al.* (1985), que sustentam a formação da etringita através de um mecanismo em solução sugerindo que, para qualquer eventual expansão, se tenha a necessidade da etringita adsorver água situação esta, que é bastante plausível por se tratar de um mineral hidrofílico.

Para primeira hipótese de mecanismo de expansão, Ogawa & Roy (1982) sugerem que a etringita se formaria topoquimicamente ao entorno de partículas de sulfatos de cálcio. Isto implicaria na formação de zonas de nucleação, processo que trata da aproximação das moléculas onde a partir daí então se originariam os cristais. Deste ponto em diante, o que se decorre seriam interações entre núcleos e, mais tarde, a disputas de espaço entre cristais gerados que pode ser convertida em pressão de expansão e até desagregação.

Quanto ao mecanismo de expansão baseado na hidratação do mineral, isto é bastante tocante por exemplo, a partir dos resultados apresentados por Struble & Brown (1986). Os autores, por meio de ciclos de molhagem e secagem, perceberam que durante a secagem de amostras as quais continham etringita, estas chegavam a perder cerca de 30% de sua massa. Porém, o que acabou chamando a atenção foi o fato de que, durante o ciclo de molhagem, as amostras chegavam a ganhar massa além do que até então tinham perdido, cerca de 125% a mais do que seu valor inicial. Este processo de adsorção, estocagem, de água por parte dos cristais da etringita é algo que ainda não é bem definido. Dermatas (1995) destaca isso como sendo algo difícil de explicar, já que até então não são visíveis os espaços existentes ao entorno dos cristais. Contudo, este mesmo autor considera que ambos os mecanismos estejam presentes e contribuam para a expansão, porém, este enfatiza que cada um destes mecanismos teria um

tempo próprio de ocorrência. Com a expansão devido aos cristais demandando um maior tempo para que venham ocorrer.

Hunter (1988), Mitchell & Dermatas (1992), Dermatas (1995), Talluri (2013) e Knopp & Moormann (2016) resumem e elencam alguns dos pontos que seriam de maior importância para que a expansão devido a estes minerais ocorra:

- Um ambiente com alto pH (entende-se por um  $\text{pH} \geq 10,5$ ), para que ocorra a solubilização de aluminatos e silicatos. Situação esta, comumente encontrada em locais que sofreram tratamentos químicos a partir de estabilizantes à base de cálcio;
- Para o desenvolvimento da taumasita e da etringita, adequadas fontes de sílica e alumina são necessárias. Estas, geralmente são encontradas em argilominerais e, por isto, os autores acima mencionados concordam que um mínimo de 10% de fração argilosa é necessário para que as reações ocorram. Também, Knopp & Moormann (2016) chegam a comentar que alguns tipos de argilominerais seriam mais propensos ao desenvolvimento da etringita do que outros. A exemplo disto, mencionam-se os casos da caulinita e smectita, o primeiro é um argilomineral o qual não possui características expansivas, no entanto, possui um grande estoque de aluminatos. Já o segundo, trata-se de um argilomineral expansivo por si só, porém, não armazena muitos destes compostos logo, em condições similares, quem desenvolveria uma maior quantidade de etringita seria a caulinita;
- Obviamente, para que todo esse processo ocorra, não podemos tirar o protagonismo dos sulfatos. Desta forma, para formação de etringita/taumasita uma quantidade mínima de sulfatos solúveis se faz necessários;
- Fluxo de água ou presença desta. Seja para ocorrer a dissolução dos sulfatos ou ainda, para hidratação do meio e posterior adsorção às superfícies dos cristais concebidos. Hunter (1988) e Mitchell & Dermatas (1992) relatam por exemplo, um caso ocorrido em Las Vegas onde, foram constatados sulfatos da ordem de 43.500 ppm em que não houveram avarias desenvolvidas isto, muito devido ao fato de não haver um meio de hidratação (fonte de água) presente no local. Já em locais próximos, os quais possuíam sulfatos da ordem de 700 ppm e tinham uma fonte de hidratação constante, diversas avarias foram observadas;

- Hunter (1988) e Knopp & Moormann (2016) comentam que a temperatura é também um fator bastante influente frente a formação da etringita e taumasita. Com a precedente se desenvolvendo a temperaturas na faixa de 15 a 20°C enquanto que a outra, a temperaturas abaixo de 10°C. Dermatas (1995) explica que a variação na temperatura afeta a taxa de acontecimentos das reações impactando assim, no processo como um todo;
- A quantidade e tipo de estabilizante utilizado, uma maior quantidade de cálcio livre favorece a formação destes minerais. Kota *et al.* (1996) observaram que tratamentos à base de cal produzem uma maior expansão comparado a tratamentos que utilizavam cimentos com baixos teores de alumina. Os autores justificam isto devido a menor quantidade de cálcio existente para ocorrência das reações. Em cima de tal afirmação, estes sugerem a utilização de estabilizantes com baixos teores de cálcio, ou ainda, sem a existência destes;
- Com relação ao período de cura dos tratamentos utilizados e densidades em que se encontram. Períodos longos, podem fazer com que todo cálcio seja consumido por outros meios evitando desta forma, o desenvolvimento da etringita. Ou mesmo o inverso pode ocorrer, todo cálcio ser consumido na formação da etringita restringindo com isto, o desenvolvimento de reações pozolânicas. No entanto, até então não há um estudo que indique a preferência de ocorrência das reações. No que diz respeito à densidade do solo, solos mais densos tenderão a sofrer uma maior expansão visto que, não possuem vazios suficientes para acomodar os cristais de etringita formados;
- Harris *et al.* (2004a) após um longo estudo, comentam que a expansão está atrelada também, ao tamanho de partícula dos sulfatos existentes. No caso do gesso, poderão haver cristais extremamente grandes da ordem de 150 nm de comprimento, o que tornaria sua solubilização mais custosa devido à sua pequena superfície específica. Ao mesmo tempo, este mineral pode vir a ter tamanhos da ordem de 1  $\mu\text{m}$  agilizando assim a ocorrência da expansão;

### 2.2.3 Níveis de Sulfatos Considerados Críticos

Evidenciada a responsabilidade dos sulfatos na expansão dos solos em decorrência da formação de minerais como a etringita e taumasita, pesquisas então voltaram-se a estudar faixas de existência destes e seus respectivos impactos. A partir daí, estabeleceram-se valores de referência os quais seriam considerados como críticos e, relacionaram estes com a viabilidade ou não da utilização de tratamentos à base de cálcio.

Hunter (1988) por exemplo, não chega a balizar níveis de sulfatos que seriam críticos. O autor na verdade, comenta apenas, que a existência de sulfatos próximos a 10.000 ppm somando-se a isto, a existência de uma fonte contínua de água e a presença de frações de argila, faria com que os riscos de expansão fossem bastante elevados. O mesmo comenta ainda que, mesmo teores de sulfatos baixíssimos como 700 ppm, podem vir a resultar em danos aos projetos idealizados. Já para Mitchell & Dermatas (1992) e Dermatas (1995), a quantidade em si de sulfatos presentes no solo pouco importaria em relação a formação da etringita mas sim, a forma em que estes aparecem (se em solução ou sólidos), o tipo e a quantidade de argila existente e, a quantidade de alumina liberada no meio. Para estes autores, seriam estes na verdade, os fatores mais influentes que poderiam resultar na expansão de um solo sulfatado estabilizado à base de cálcio. Ainda assim, os autores chegam a opinar que uma quantidade de sulfatos em torno de 3.000 ppm já seriam suficientes para causarem danos bastante significativos.

Para Berger *et al.* (2001), os riscos de estabilizar um solo sulfatado a partir da adição de cal são divididos em quatro grandes níveis. Sendo eles, nível de sulfatos bastante baixos que não viriam a gerar preocupações estes, da ordem de 0,3% do peso do solo, ou então, equivalente a 3.000 ppm. Nível de sulfatos de risco moderado estes, variando entre 3.000 e 5.000 ppm onde, neste caso, os autores sugerem uma adequada mistura dos materiais, realização de *mellowing* e, aplicação de 3 a 5% de umidade acima da ótima alternativas estas, que visão evitar eventuais problemas. Em seguida, nível de sulfatos de risco moderado para alto, com estes variando de 5.000 a 8.000 ppm, o que demandaria uma maior atenção por parte do profissional responsável, mas que, não impediria a utilização de cal como estabilizante. Contudo, as mesmas alternativas anteriormente apresentadas, devem ser aqui também consideradas adicionando-se para este nível de sulfatos a realização de ensaios de expansão

que, intencionam averiguar o período de *mellowing* adequado a ser utilizado. Por fim, nível de sulfatos de risco alto ou riscos inaceitáveis, seriam os casos de sulfatos acima de 8.000 ppm os quais, o risco de ocorrência de problemas é bastante elevado recomendando-se nesta situação, períodos de *mellowing* acima de 72h até, em algumas ocasiões, ultrapassando 7 dias. Além disto, técnicas como aplicação dupla de cal, teor extra de umidade dentre outras que pudessem vir a ao menos abrandar eventuais problemas que viessem a surgir. Os mesmos autores ainda complementam que, no caso da existência de sulfatos da ordem de 10.000 ppm, deve-se pensar em meios de estabilização alternativos em substituição à cal.

Harris *et al.* (2004a) mencionam como exemplo, o que vinha sendo adotado pelo TxDOT até o ano de 2004 onde estes, não recomendavam a utilização de estabilizantes a base de cálcio em solos com níveis de sulfatos acima de 2.000 ppm. Ao mesmo tempo, a NLA comenta que a estabilização a partir de cal em solos contendo sulfatos superiores a 8.000 ppm, seria algo muito arriscado. Afim de se dirimir quaisquer dúvidas, Harris *et al.* (2004a) estudaram a adição de baixos teores de sulfatos em um solo natural faixa esta, variando de 0 ppm a 12.000 ppm. As consequências destas adições, foram avaliadas através da realização de ensaios de expansão tridimensional e tinham como objetivo, identificar deformações inaceitáveis permitindo, a partir daí, determinar o nível de sulfatos que conduziria a uma estabilização segura. Dentre as constatações, quanto maior a quantidade de sulfatos maior foi a expansão observada além disto, uma estabilização segura seria aquela em que a quantidade de sulfatos fosse inferior a 3.000 ppm. No caso desta se encontrar entre 3.000 e 7.000 ppm, tratamentos adicionais devem ser considerados como por exemplo, execução de *mellowing*, aplicação dupla de cal e uso de umidade acima da ótima. Por fim, há a recomendação da não utilização de estabilizações à base de cal em solos que contenham sulfatos acima de 7.000 ppm.

Little & Nair (2009a) e Little & Nair (2009b), compondo o Programa de Cooperação Nacional de Pesquisas Rodoviárias (NCHRP, do inglês: *National Cooperative Highway Research Program*), formularam manuais de boas práticas de como estabilizar subleitos e bases para pavimentos que por venturam contenham sulfatos. Nestes, os autores salientam que níveis de sulfatos acima de 3.000 ppm necessitam de cuidados extras. Para isto, desmembram os riscos existentes em cinco grandes grupos: baixo risco (sulfatos < 3.000 ppm), risco moderado (3.000 a 5.000 ppm), risco moderado para alto (5.000 a 8.000 ppm), risco alto para

não aceitável ( $> 8.000$  ppm) e, riscos inaceitáveis (sulfatos  $> 10.000$  ppm). Algo semelhante realizado por Jones *et al.* (2010), diferindo apenas em relação a última classificação de risco onde, para riscos inaceitáveis, um nível de sulfatos superior a  $11.000$  ppm seriam necessários. Com a intenção e tornar mais prática esta avaliação, Jones *et al.* (2010) elaboraram um organograma o qual é exposto na Figura 8 neste, são sugeridas técnicas consagradas de estabilização a depender da quantidade de sulfatos presentes. Além disto, no caso de altos níveis de sulfatos, a busca por meios alternativos de tratamentos (*e.g. mellowing*).

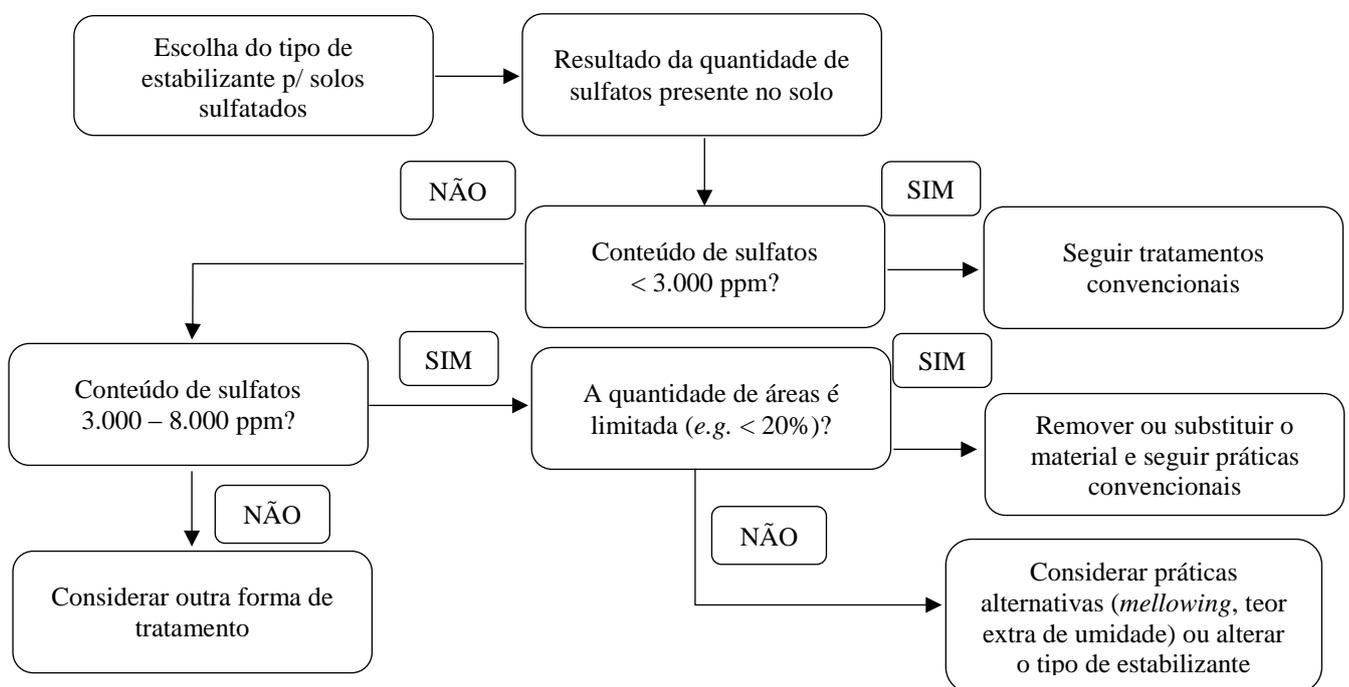


Figura 8: Guia de escolha do tipo de estratégia a adotar no caso de solos sulfatados (baseado em: Jones *et al.*, 2010).

Puppala *et al.* (2006a), diferente do que até então vinha sendo comentado, mencionam que sulfatos da ordem de até  $1.000$  ppm chegam a vir a auxiliar na melhora da resistência e rigidez de um solo quimicamente tratado. Isto, provavelmente em virtude da baixa quantidade de sulfatos combinado com uma maior porosidade das amostras onde, os possíveis cristais gerados puderam se acomodar de melhor maneira e assim, contribuir para um maior intertravamento entre partículas. Estes mesmos autores ainda explanam que, ao passo em que se aumentavam os sulfatos, uma queda na resistência era observada bem como uma

desestruturação das amostras. Algo semelhante é comentado por Mitchell & Dermatas (1992) e Moh *et al.* (1961), no caso de Moh *et al.* (1961) estes perceberam que amostras de solo estabilizados com cimento imersas em uma solução de sulfato de cálcio e avaliadas em relação as suas resistências, apresentaram resistência superior quando comparadas a amostras que foram apenas imersas em água. Estendendo a pesquisa, estes mesmos autores procuraram avaliar a adição de sulfatos em forma de pasta e pó diretamente na confecção de amostras em conjunto do cimento. Para isto, fizeram uso de sulfato de sódio, sulfato de cálcio anidro, sulfato de cálcio hidratado (gesso) e sulfato de magnésio, nas concentrações de 0,5 a 1 Normal que seria equivalente a um nível de sulfatos em torno de 30 a 80 ppm. Para todas as adições de sulfatos, os autores encontraram uma melhora na resistência comprada às amostras que apenas utilizavam cimento elegendo ainda, o sulfato de magnésio como sendo o menos eficiente dentre os utilizados. O fato da presença de sulfatos não vir a ter causado efeitos deletérios deve-se provavelmente a três fatores sendo estes, a ínfima quantidade de sulfatos utilizada, o fato de se tratar de um solo essencialmente arenoso, inexistindo uma parcela significativa de argilominerais necessários as reações e, quem sabe, devido à presença de um alto volume de vazios capaz de acomodar os cristais formados. A adição de gesso ao cimento, é algo já praticado ocorrendo de forma controlada pelas indústrias e tem por finalidade, controlar sua resistência, trabalhabilidade e melhorar suas características.

Após o exposto, fica claro que níveis de sulfatos inferiores a 3.000 ppm não chegam a causar danos expressivos por outro lado, podendo vir até incrementar a resistência. Já se tratando de níveis mais altos, como por exemplo variando de 3.000 a 11.000 ppm, a utilização de cal como estabilizante deve ser vista com cautela em virtude de envolver riscos bastante elevados merecendo neste caso, a realização de tratamentos adicionais.

#### 2.2.4 Identificação de Sulfatos nos Solos

A grande maioria dos métodos existentes baseiam-se na determinação dos sulfatos solúveis no solo logo, as técnicas fundamentam-se na análise química da água presente neste. Desta forma, uma determinação acurada da quantidade de sulfatos depende por consequência, do tipo de sulfato existente já que cada qual possui sua própria taxa de solubilização. Quanto maior for a razão entre água e solo utilizada, maior será possivelmente a solubilização

desenvolvida levando-se com isto, a uma determinação mais apurada dos sulfatos ali presentes (LITTLE & NAIR, 2009b). Dentre os métodos existentes, Little & Nair (2009b) destacam alguns deles:

- Método TxDOT – Tex-620-J: método gravimétrico baseado na precipitação de  $BaSO_4$  através da adição de uma solução de cloreto de bário como um reagente.
- Método *U.S. Army e U.S. Air Force* – TM 5-822-14/AFJMAN 32-1019: método gravimétrico onde é produzida uma solução entre solo e água demineralizada.
- Método TxDOT Colorimétrico – Tex-145-E: método baseado na mensuração da absorvância de uma solução a partir da utilização de um colorímetro.
- ASTM C1580 -2015: desenvolvida para abranger uma concentração de sulfatos variando entre 200 ppm a 33.300 ppm. Método baseado na mensuração da turbidez através, por exemplo, de um nefelômetro (turbidímetro).

### 2.2.5 Determinação de Seu Potencial Expansivo

A avaliação do potencial expansivo de solos, sejam eles sulfatados ou não, em geral como comentado por Kassif & Ben-Shalom (1971), Abduljawwad & Al-Sulaimani (1993), Al-Shamrani & Al-Mhaidib (1999) e Al-Shamrani & Al-Mhaidib (2000), é realizada por meio de ensaios unidimensionais como o caso do ensaio oedométrico. Isto em virtude de se tratar de um ensaio bastante simples de fácil execução e ainda, ser de acessível valor tanto para quem solicita quanto para quem adquire o equipamento.

A exemplo disto, podemos mencionar o trabalho realizado por Al-Mhaidib (2006) que executou ensaios oedométricos afim de avaliar solos sulfatados. Para isto, o autor fez uso de três metodologias distintas 1) expansão livre, 2) manutenção do volume da amostra e, 3) utilização de sobrecarga. A primeira forma de execução permitia que o solo expandisse livremente durante sua saturação para posteriormente, haver aplicação de pressões as quais buscassem fazer a amostra tornar a voltar ao seu índice de vazios inicial. A pressão final necessária, era nominada como pressão de expansão. No caso do segundo formato, eram-se aplicados carregamentos sucessivos durante a saturação estes, com a intenção de providenciar a manutenção do volume da amostra. E, da mesma forma, a pressão final necessária era tida

como a pressão de expansão. Por fim, o terceiro arranjo, consistia em uma aplicação de sobrecarga prévia a saturação que buscava simular o estado de tensões em campo avaliando-se no final, após todo processo de saturação, as deformações desenvolvidas. Os resultados considerando as três metodologias, levaram a pressões de expansão respectivamente de, 1700 kPa, 960 kPa e 880 kPa.

Em substituição ao ensaio oedométrico, surgem algumas opções que já buscam implementar uma avaliação tridimensional das amostras como caso de Harris *et al.* (2004a), Harris *et al.* (2004b), Puppala *et al.* (2013), Talluri (2013) e Talluri *et al.* (2013). No caso destes autores, os corpos-de-prova foram moldados e posteriormente recobertos por uma membrana de látex sendo suas faces, protegidas por pedras porosas. As amostras montadas, eram então levadas a submersão onde havia monitoramento das deformações verticais e radiais sendo a primeira, obtida por meio de três transdutores igualmente distribuídos sobre o topo do corpo-de-prova. Enquanto que a segunda, a qual era obtida apenas no final do ensaio, era efetuada a cada terço da amostra através de uma fita métrica denominada pelos autores como *Pi-Tape*. Com isto, a partir das deformações axiais e radiais, então era possível estimar a deformação volumétrica total deste corpo de prova.

Apesar das duas maneiras de ensaios diferirem uma da outra, oedométrico *versus* expansão tridimensional (sem confinamento), ambas anteriormente mencionadas carecem de representatividade das condições de campo. Johnson & Snethen (1978), Abduljawwad & Al-Sulaimani (1993), Al-Shamrani & Al-Mhaidib (1999) e Al-Shamrani & Al-Mhaidib (2000) salientam isto chamando a atenção para o fato de que a magnitude da expansão ocorrida em ensaios oedométricos por exemplo, difere significativamente daquela encontrada em campo. Situação esta, que ocorre devido ao diferente estado de tensões impostos, condições de contorno além de, condições de umidade. Ambas estas duas maneiras de ensaios, acabam por ir em sentidos opostos uma a outra, enquanto no oedométrico há uma total restrição a movimentações laterais, nos corpos de provas àqueles que se utilizam apenas da membrana de látex, não há restrição alguma. Situações estas que não retratam o real comportamento dos solos.

Se nos voltarmos unicamente a temática potencial expansivo, Richards (1967), Johnson & Snethen (1978) e Al-Shamrani & Al-Mhaidib (1999) comentam que o simples fato da existência de fissuras no solo poderia vir a induzir a uma redução das pressões laterais confinantes e, por consequência, permitir uma maior expansão lateral comparado a expansão vertical. Fato este, que poderia colocar em dúvida os dados obtidos a partir de ensaios oedométricos. Richards (1967) por exemplo, em uma de suas equações, considera que as deformações verticais seriam em torno de  $1/3$  das deformações laterais. Algo similar é apresentado por Johnson & Snethen (1978) onde, os autores com a intenção de prever potenciais expansivos, comparam metodologias empíricas, ensaios oedométricos e ensaios de sucção, com dados extraídos diretamente de campo. Para este caso, os ensaios de sucção resultaram em limites superiores de estimativas de potencial expansivo enquanto que, os ensaios oedométricos, em limites inferiores. O que acaba chamando atenção, é o fato de os autores comentarem que ao se aplicar um fator igual a  $1/3$  aos resultados de limites superiores (ensaios de sucção), estes se aproximariam dos resultados obtidos em ensaios oedométricos. Ou seja, isto sugere que em torno de um terço da variação volumétrica é convertida em deformação vertical o restante, mantêm-se como sendo deformação lateral/radial (AL-SHAMRANI & AL-MHAIDIB, 1999; AL-SHAMRANI & AL-MHAIDIB 2000).

Porém, isto pelo visto, não é ainda um consenso na literatura, já que Abduljawad & Al-Sulaimani (1993) pontuam que na verdade quem realmente apresentaria limites superiores de potencial de expansão seriam resultados advindos de ensaios oedométricos, contrariando o anteriormente colocado pelos autores acima mencionados. Dúvida esta, que poderá quiçá ser esclarecida ao final deste trabalho a partir dos resultados de expansão tridimensional e unidimensional aqui realizados.

Divergências à parte, o que há em comum entre os autores é em reconhecer que realmente se existem deficiências na utilização de ensaios oedométricos para previsão de potenciais expansivos. Por outro lado, há uma exaltação de ensaios como triaxial (expansão tridimensional com confinamento) e de sucção. No caso do atual estudo, este irá se deter a utilização de ensaios triaxiais e oedométricos para a determinação do potencial expansivo de um solo sulfatado este, estabilizado quimicamente e reforçado por meio de fibras. A partir disto, averiguar a capacidade destes procedimentos na determinação da variável resposta

desejada. O emprego de células triaxiais com este intuito, teve sua primeira abordagem realizada aparentemente por meio de Blight (1967) e, no decorrer por Abduljawwad & Al-Sulaimani (1993), Al-Shamrani & Al-Mhaidib (1999), Al-Shamrani & Al-Mhaidib (2000) e Al-Mhaidib (2006).

No caso de Abduljawwad & Al-Sulaimani (1993), tratava-se de uma célula triaxial convencional na qual, a amostra era submetida a uma tensão confinante inicial concomitantemente a percolação interna de água procedimento este, que tinha intenção tanto de atingir a tensão efetiva desejada como, possibilitar a hidratação do corpo de prova. A partir daí, transcorria-se a expansão do solo tendo-se como única resposta a variação volumétrica da amostra a qual, era mensurada com auxílio de um manômetro. Cessada a variação volumétrica, era então elevada a tensão confinante até que o corpo-de-prova tornasse a retornar ao seu volume inicialmente medido, a esta pressão excedente era dado o nome de pressão de expansão.

Já Al-Shamrani & Al-Mhaidib (1999) e Al-Shamrani & Al-Mhaidib (2000) insatisfeitos em obter apenas a variação volumétrica do corpo-de-prova estes, propuseram a utilização de uma célula triaxial modelo Bishop & Wesley (1975) esta, capaz de mensurar tanto a variação volumétrica do corpo-de-prova quanto, medir o que os autores chamaram de expansão vertical. Para o caso deste modelo de célula triaxial, sua estrutura é independente e não necessita de qualquer sistema de reação para aplicação de cargas, do contrário do que ocorre em modelos convencionais. Assim sendo, o que na verdade se sucede, é um avanço do corpo de prova contra um pistão estacionário devido a pressurização de uma câmara localizada na parte inferior do equipamento. Sabendo disto, Al-Shamrani & Al-Mhaidib (1999) e Al-Shamrani & Al-Mhaidib (2000) implementaram em seu equipamento transdutores axiais **externos** sobre esta câmara inferior pressurizada responsável por elevar a amostra. Com isto, a partir do momento em que o corpo-de-prova viesse a expandir verticalmente e então, gerar uma pressão reversa sobre esta mesma câmara, isto levaria a uma possível redução deste compartimento o que por sua vez, poderia ser captado por meio destes transdutores instalados. Esta medida era então associada a provável expansão vertical do corpo-de-prova no interior da câmara. Esta pode ser considerada uma alternativa modesta, cercada de imprecisões, já que se referem a medidas externas ao equipamento e não, diretamente sobre o corpo-de-prova.

Contudo, considerando-se de quando são datados estes trabalhos, pode ser que por ventura, naquela época, transdutores internos como os de Efeito Hall ainda não viessem a existir impossibilitando assim sua implementação.

Recentemente, Al-Mhaidib (2006) chegou no que pode se dizer ser o mais próximo do tema aqui abordado por esta dissertação. O autor repetiu as configurações utilizadas por Al-Shamrani & Al-Mhaidib (1999) e Al-Shamrani & Al-Mhaidib (2000) com intuito de comparar resultados obtidos a partir de ensaios triaxiais e oedométricos. Sendo que, para a realização destes ensaios, um solo altamente sódico e sulfatado foi utilizado. Apesar da similaridade, não houve a percepção por parte do autor em avaliar a possível expansão desenvolvida no solo em virtude da formação de minerais expansivos. Do contrário, apenas verificou-se o potencial expansivo deste solo em virtude dos minerais já existentes e cátions monovalentes como  $\text{Na}^+$  e  $\text{K}^+$ . Diferente da ênfase dada pela atual pesquisa a qual, busca compreender o fenômeno de expansão devido à formação de etringita e taumasita em solos sulfatados quando estes tratados à base de cálcio. Além disto, a pesquisa aqui desenvolvida se valeu de medições diretas sobre os corpos-de-prova através de transdutores internos do tipo Efeito Hall, do contrário do realizado por Al-Mhaidib (2006).

### 2.3 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

A modificação de solos, seja ela química ou física, tem se apresentado como uma alternativa aos impasses que envolvem matérias-primas de baixa qualidade as quais, não atendam necessidades mínimas necessárias à engenharia geotécnica. Para isto, atualmente uma infinidade de aditivos encontra-se disponível estes, capazes de aprimorar propriedades correntes dos solos. A título de exemplo, podemos mencionar o cimento Portland, cal, cinza volante, escória de alto forno, cinza de casca de arroz dentre outros que por vezes, são capazes tanto de atuarem isoladamente ou, em conjunto como um composto (TUNCER & BASMA, 1991; NALBANTOGLU, 2006).

## 2.3.1 Reações Envolvidas na Estabilização de Solos Argilosos

### 2.3.1.1 Solo-Cal

O emprego desta associação de materiais, pode já ser observada em misturas realizadas no império romano a partir de construções de estradas. As quais, devido sua longevidade, indicam que compostos de solo-cal possuem uma grande efetividade do ponto de vista de resistência e durabilidade podendo estes, virem a perdurarem por milhares de anos. A denominação cal em si, vem a englobar uma infinidade de materiais os quais obtiveram êxito quando implementados na engenharia. Podem se citar por exemplo, os já bem conhecidos, cal hidratada  $\text{Ca(OH)}_2$ , cal monohidratada dolomítica ou apenas cal dolomítica  $\text{Ca(OH)}_2 \cdot \text{MgO}$ , cal viva calcítica ( $\text{CaO}$ ) e cal viva dolomítica  $\text{CaO} \cdot \text{MgO}$ . Dentre as propriedades modificadas a partir da mistura da cal com solos destacam-se a resistência, variação volumétrica, trabalhabilidade e durabilidade. (MITCHELL & DERMATAS, 1992; DERMATAS, 1995).

Normalmente, a estabilização de solos à base de cal incorrerá no desenvolvimento de quatro mecanismos dentre eles, 1) a troca de cátions entre o meio e os que se fizerem presentes aderidos a superfícies dos argilominerais, 2) floculação e aglomeração das partículas, 3) reações de carbonatação e, 4) reações pozolânicas. Sendo que dentre os mencionados, os dois primeiros irão melhorar a trabalhabilidade deste solo enquanto que, os dois últimos se tratam de reações cimentantes que contribuirão para a melhora da capacidade de carga dos solos (THOMPSON, 1966; HUNTER, 1988).

Dos mecanismos elencados, estes podem diferirem quanto seu tempo de ocorrência. Nos primeiros instantes, via de regra, irão ocorrer a substituição dos cátions de menor valência por outros presentes no líquido intersticial de maior valência com o caso do cálcio ( $\text{Ca}^{+2}$ ), decorrente da adição da cal. Esta substituição, resulta em uma diminuição da DCD destes argilominerais em virtude da alteração da densidade de cargas elétricas fazendo com que, se tenha uma aproximação das partículas e, por consequência, a floculação destas. Isto impacta imediatamente na plasticidade e permeabilidade do solo (AL-MUKHTAR *et al.* 2010a). Mais adiante, na existência de períodos elevados de cura combinados com a presença de um ambiente favorável, isto é, havendo ainda disponibilidade de ativadores e precursores, tomam face então as reações pozolânicas responsáveis pela produção de ligantes químicos. O

desenvolvimento destas últimas reações, leva a solidificação dos compósitos contribuindo com isto, em propriedades como resistência e rigidez das misturas (AL-MUKHTAR *et al.* 2010b; TONOZ *et al.* 2006; NALBANTOGLU, 2006).

Inicialmente, já durante as primeiras reações de floculação, alguns benefícios podem ser observados como por exemplo, no tratamento de solos dispersivos. Onde, a aglomeração das partículas devido a uma maior atração entre estas, soluciona justamente a adversidade envolvendo este tipo de solo. A exemplo disto, podemos mencionar o trabalho desenvolvido por Dascal & Hurtubise (1977), onde por meio da realização de uma série de ensaios *Pinhole Test* estes puderam verificar que o tratamento de solos dispersivo a base de cal reduziu significativamente sua erodibilidade. Em contrapartida, a adição da cal responsável pela floculação das partículas, tende a aumentar a permeabilidade de um solo (efeito de silte). Também, leva a uma redução no índice de plasticidade (IP) devido ao aumento do limite de plasticidade (LP) o que conduz, a um controle da contração e expansão de solos altamente plásticos (HUNTER, 1988; NALBANTOGLU, 2006). Já para Knopp & Moormann (2016), o principal objetivo do tratamento do solo a partir da adição de certos componentes como a cal, é o aumento da sua resistência e, conseqüente, a diminuição de sua sensibilidade a fatores externos.

### 2.3.1.2 Reações Pozolânicas

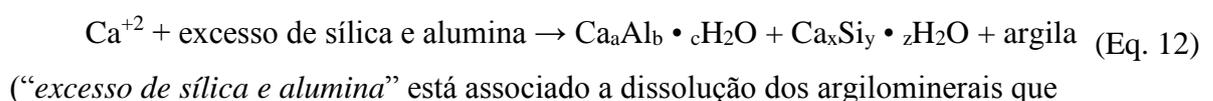
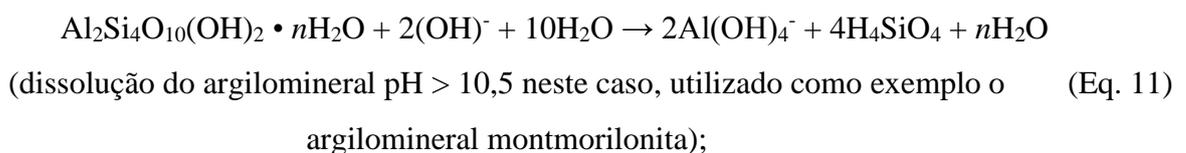
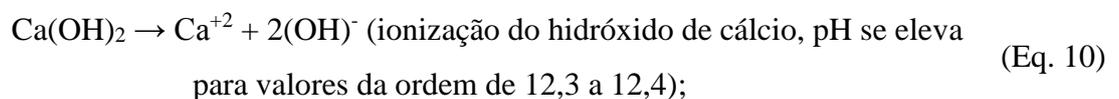
Reações que se desenvolvem quando da presença de água, cal (óxido de cálcio CaO) e fontes de sílica e alumina (pozolanas) que neste caso, podem se tratar das próprias partículas de solo. Algumas fontes de sílica e alumina incluem os argilominerais propriamente ditos, quartzo, feldspatos, micas, etc., como também, materiais alumino-silicosos estes podendo se tratarem de materiais naturais ou artificiais possuindo estrutura cristalina ou amorfa (MITCHELL & DERMATAS, 1992).

No geral, os depósitos de solos formados naturalmente encontram-se na natureza tendo seu valor de pH variando entre 5 a 8 faixa esta na qual, os argilominerais se mantêm estáveis. No entanto, ao passo em que este pH se eleva – valores maiores que 10,5 – estes mesmos argilominerais começam a apresentar instabilidade resultando em um processo de deterioração (EADES & GRIM, 1950; DAVIDSON *et al.* 1965). Na dissolução da fração

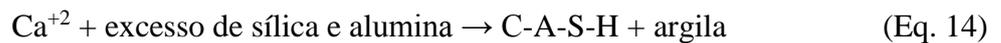
argilosa há liberação de sílica e alumina no meio estas, ficando livres para reagirem com demais elementos a fim de criarem novos componentes. Tal situação ocorre por exemplo, no momento da adição de cal a um solo concomitantemente a presença de água (ambiente hidratado). Onde, a partir do momento em que o solo é suficientemente saturado com cal, haverá uma reação química entre esta e a água resultando na liberação de hidroxilas ( $2\text{OH}^-$ ), as quais são responsáveis pela elevação do pH do meio. Sucedido isto, o pH tenderá a subir para valores da ordem de 12,3 a 12,4 resultando por consequência, como comentado, na deterioração de argilominerais.

O cálcio por sua vez, proveniente da substância inorgânica CaO (cal), igualmente se encontrará livre para se unir a demais elementos como a sílica e alumina estas últimas, provenientes da dissolução dos argilominerais (THOMPSON, 1966). O resultado desta combinação, são produtos cimentantes como o aluminato de cálcio hidratado (C-A-H), o silicato de cálcio hidratado (C-S-H) e, em algumas vezes, o alumino-silicato de cálcio hidratado (C-A-S-H). Estas reações estão intimamente ligadas ao período de cura bem como, a temperatura a que estão expostas podendo esta, trabalhar na forma de um catalisador (MITCHELL & DERMATAS, 1992; HUNTER, 1988; AL-MUKHTAR *et al.*, 2010a).

Schlorholtz & Demeriel (1984) e Hunter (1988) idealizam as reações acima descritas por meio das equações abaixo:



agora se encontram com alta área de superfície específica e não possuem propriedades autocimentantes);



Onde,  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $x$ ,  $y$  e  $z$  na (Eq. 12) dependem de fatores como temperatura, pressão e a razão molar entre os reagentes (SCHLORHOLTZ & DEMERIEL, 1984). Já para as (Eq. 13 e 14),  $C$  está associado ao óxido de cálcio ( $\text{CaO}$ ),  $S$  a sílica ( $\text{SiO}_2$ ),  $A$  a alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) e  $H$ , a umidade disponível que faz com que o meio permaneça hidratado ( $\text{H}_2\text{O}$ ). Nos instantes iniciais, estas reações cimentantes possuem maior dependência da área de superfície específica dos componentes envolvidos, enquanto que, com o passar do tempo, passa a vigorar a disponibilidade de sílica e alumina livres (SCHEUERMANN FILHO, 2019). Já com relação a elevação do pH, como demonstrado na (Eq. 10), este se manterá alto e constante durante o momento em que ainda houver hidróxido de cálcio livre. Sua queda, pode estar associada ao consumo da cal para o desenvolvimento de reações pozolânicas, isto é percebido por exemplo, quando avaliada a evolução da condutividade elétrica das amostras. Inicialmente, no momento da adição da cal juntamente com a água onde há liberação de hidroxilas, a condutividade elétrica sobe repentinamente, no entanto, com o passar do tempo, esta condutividade tende a reduzir indicando o que seria um consumo da cal em reações pozolânicas (AL-MUKHTAR *et al.*, 2010a). Algo similar pode ser percebido por meio de difratometria de raios-X, em que a partir de um dado período de cura, se tem uma redução do mineral portlandita [ $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ] para então surgimento de novos minerais como C-A-H, C-S-H e calcita. Os dois primeiros são responsáveis pela cimentação do material enquanto que o último, é resultado de uma eventual carbonatação da cal excedente.

Como pôde ser observado, o próprio solo é tratado como uma eventual fonte de sílica e alumina para o desenvolvimento de reações pozolânicas. Isto posto, Hunter (1988) comenta que um mínimo de 10% de fração argilosa seja necessário para que tais reações ocorram.

### 2.3.1.3 Solo-Cal-Pozolana

O que até então se discutiu, refere-se ao desenvolvimento de reações pozolânicas a partir de elementos sílico-aluminosos provenientes da dissolução dos próprios argilominerais. No entanto, estas mesmas reações podem vir a ocorrer a partir da inclusão de pozolanas externas estas podendo ser naturais ou artificiais. Pozolanas naturais são aquelas que existem por si só na natureza e para sua utilização, nada além de um tratamento físico é preciso como, por exemplo, a moagem ou um simples peneiramento. Já as pozolanas artificiais, estas são produzidas a partir de modificações químicas e/ou estruturais que visem a sua possibilidade de emprego como um precursor/agente cimentante. Tais modificações envolvem por exemplo, a submissão de forma controlada de alguns destes materiais a elevadas temperaturas. Como pozolanas artificiais podemos mencionar a cinza de casca de arroz proveniente da queima dos resíduos oriundos do tratamento empregado ao cereal arroz, escória de alto forno produto obtido da fusão e arrefecimento da escória de ferro que posteriormente passa por moagem, argilominerais calcinados, cinzas volantes oriundas da queima do carvão mineral, dentre outros (MASSAZA, 2004; SCHEUERMANN FILHO, 2019). Via de regra, estes materiais não são autocimentantes, ou seja, necessitam de um ativador. Com exceção da cinza volante do tipo Classe C, a qual provem da queima de carvões sub-betuminosos de alto teor de óxido de cálcio (CaO), o que faz com que estas possuam propriedades pozolânicas e aglomerantes (cimentantes) por si só na presença de água.

Por mais que uma eventual pozolana externa seja adicionada ao sistema, ainda assim haverá a dissolução dos argilominerais quando do emprego da cal. Isto faz com que de certa forma, se tenha uma concorrência pelos íons de cálcio provenientes da cal, com parcela destes reagindo com os elementos silico-aluminosos dos argilominerais, da pozolana externa adicionada e ainda, com eventuais compostos químicos de dióxido de carbono presentes no ar ou na água levando a formação de calcita (MATEOS, 1961; SCHEUERMANN FILHO, 2019).

## 2.3.2 Variáveis Controladoras do Compósito Solo-Cal-Pozolana

### 2.3.2.1 Efeito da Cal

Os efeitos da cal no que diz respeito à modificação química e microestrutural do solo, já se encontram debatidos. Agora, este item destina-se a elucidar os impactos de sua adição em propriedades de engenharia bem como, trazer algumas formas de obtenção de teores considerados mínimos para sua utilização.

Do impacto da adição de cal nos limites de consistência, mesmo pequenas quantidades (1 a 3%) já são capazes de alterar seu comportamento a depender do tipo do argilomineral envolvido. Em geral, há um aumento no limite de plasticidade até um patamar a medida em que os teores se elevam tornando desta forma, o solo mais friável e trabalhável (DASH & HUSSAIN, 2011; BELCHIOR, 2016). Já com relação ao teor ótimo de umidade do solo e sua permeabilidade, o emprego da cal tende por padrão vir a aumentar o teor de umidade ótimo além de reduzir o correspondente peso específico aparente seco máximo. No caso da permeabilidade, a flocculação das partículas leva a um aumento no tamanho dos grãos logo, a um aumento na condutividade hidráulica do solo (BELL 1996; CUISINIER *et al.* 2011). Do ponto de vista de expansibilidade, o tratamento à base de cal demonstrou atenuar o potencial expansivo de um solo isto também, atrelado ao impacto causado em seu índice de plasticidade. A inclusão deste aditivo da mesma forma, culmina em uma queda drástica em índices como os de compressão e recompressão ( $C_c$  e  $C_r$ ) (NALBANTOGLU & TUNCER, 2001).

Do ponto de vista de desempenho de solos tratados à base de cal estes, quando submetidos a ciclos de molhagem e secagem, não apresentaram boa performance. Guney *et al.* (2007) comentam que o benefício alcançado em relação ao controle do potencial expansivo de um solo, este é perdido após um dado número de ciclos. Algo semelhante é reportado por Bittar Marín (2017), em que a utilização tão somente da cal levou a perda de corpos-de-prova quando estes submetidos a ciclos de molhagem e secagem. Adversidade esta, sendo superada pelo autor quando da utilização concomitante de uma pozolana artificial. Por fim, dentre as propriedades mais pesquisadas na engenharia, a resistência a compressão simples de compósitos que utilizam cal bem como sua rigidez, estas tendem a aumentar ao passo que este

aditivo é incorporado. Consoli *et al.* (2009d) reporta que este aumento ocorre de forma linear, ou seja, quanto maior o teor de cal utilizado maior as resistências obtidas conforme demonstrado na Figura 9. No entanto, Bell (1996) também alerta para o fato de que teores muito elevados de cal possam vir a reduzir a resistência compressão de compósitos isto, em virtude da grande quantidade finos adicionada impactando desta forma, da resistência friccional da mistura.

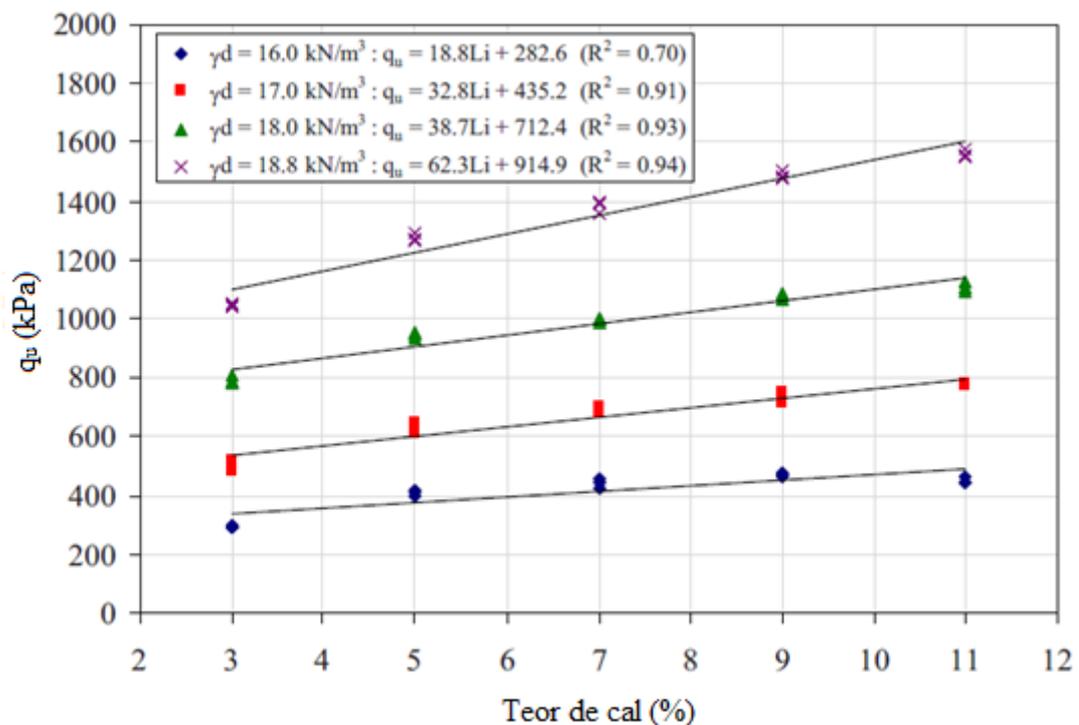


Figura 9: Variação da resistência com o teor de cal utilizado (Fonte: modificado de Consoli *et al.*, 2009d)

Dentre as formas de escolha do teor mínimo de cal, o exército e a força aérea americana destacam algumas por meio do relatório TM 5-822-14/AFJMAN 32-1019. No qual, estão discriminados métodos similares aos propostos por Hilt & Davidson (1960), Rogers *et al.* (1997) e a ASTM D6276-19. Em suma, os meios de determinação do teor de cal mínimo a ser utilizado se restringem a três opções sendo estas, 1) o teor naquele em que propriedades como resistência e diminuição do potencial expansivo são considerados adequados ao projeto. Ou seja, na forma de tentativa e erro se é designado o teor de cal considerado satisfatório; 2) teor

em que há uma estagnação dos limites de consistência mais especificamente, do limite de plasticidade (LP). Adiciona-se cal à mistura até que não se tenha mais variação deste limite; e, 3) o teor no qual um pH acima de 12,4 é atingido, este se mantendo estável mesmo com sucessivas adições de cal. No caso das formas descritas nos itens 2 e 3, os teores por elas definidos são considerados como aqueles em que há uma saturação do meio por cal e que, adições extras acima deste mínimo estariam livres para o desenvolvimento de reações pozolânicas. Para Al-Mukhtar *et al.* (2010a) e Al-Mukhtar *et al.* (2010b), os teores definidos por estas metodologias (2 e 3) se referem aos que seriam consumidos unicamente em reações de troca catiônica e floculação. Não restando assim, quantidades suficientes para o desenvolvimento de reações pozolânicas as quais demandariam teores ainda superiores.

#### 2.3.2.2 Efeito da Pozolana

Como já comentado, o emprego de uma pozolana em uma mistura de solo-cal tem, por objetivo, a melhoria de desempenho deste tipo de compósito. Quando da exposição destes elementos sílico-aluminosos a um ambiente alcalino, se dá início então ao desenvolvimento de reações cimentantes (SCHEUERMANN FILHO, 2019). As pozolanas usualmente utilizadas como por exemplo a cinza volante, cinza de casca de arroz, escória de alto forno, vidro moído e assim por diante, vem ganhando cada vez mais espaço em nosso cotidiano. Contudo, talvez pela grande maioria dos materiais se tratarem de resíduos, há ainda uma enorme carência de normativos que designem metodologias de dosagens ou propriamente a classificação destes materiais. Um caso excepcional é o da norma ASTM C593-06 a qual, classifica cinzas volantes e pozolanas correlatas, porém, a mesma não chega a mencionar formas de dosagem para o emprego deste tipo de materiais ficando desta forma, a cargo da academia sugestões de uso.

Além do corpo técnico acadêmico, as forças armadas de muitos países também contribuem para o conhecimento de novos materiais como por exemplo, o exército e a força aérea americana através do relatório TM 5-822-14/AFJMAN 32-1019. Para estes, a quantidade de pozolana a ser adicionada em conjunto da cal deve ser tal, que resulte em um preenchimento total dos vazios da amostra e que assim, se obtenha um completo recobrimento dos agregados. Segundo este relatório, esta situação deve ser avaliada por sucessivos ensaios de compactação

nos quais, se adicionam incrementos de cinza volante até que se atinja o máximo peso específico aparente seco da mistura. Sobre o teor atrelado a máxima densidade obtida são então, adicionados mais 2% e este valor adotado como sendo o teor ótimo de pozolana. No entanto, isto acaba não fazendo muito sentido já que sucessivas aplicações de cinza volante tenderão a reduzir o máximo peso específico aparente seco das misturas situação esta, que pode ser observada nas curvas de compactação apresentadas por Consoli *et al.* (2001). Alternativamente, o mesmo relatório propõe a determinação do teor de pozolana ótimo através de tentativa e erro variando-se a razão cal/pozolana. Sem maiores orientações, o que na verdade nos resta, é observar os atuais trabalhos e, por estes, tomar como base as quantidades de pozolanas que vem sendo empregadas as quais, encontram-se variando em torno de 10 e 40% em relação a massa de solo seca (CONSOLI *et al.*, 2001; SILVANI *et al.*, 2016; CONSOLI *et al.*, 2017b; LIU *et al.*, 2018).

#### 2.3.2.3 Efeito da Compacidade da Mistura

Propriedades dos solos como por exemplo resistência à compressão, condutividade hidráulica e variação volumétrica, estão intimamente ligadas ao grau de compacidade a que um solo se encontra. Conforme já comentado, se nos voltarmos novamente a mistura solo-cal, a adição deste ativador resulta em um abatimento do peso específico aparente seco da mistura bem como, em aumentado teor ótimo de umidade situação esta última, provavelmente devido a inclusão de finos a mistura. Desta forma, curvas de compactação as quais possuem a adição de cal tendem a se tornarem mais suaves fazendo com que a mistura não se torne tão sensível a variação de umidade (HAUSMANN 1990; BAGHDADI *et al.* 1992; NALBANTOGLU, 2006). Em relação a flocculação gerada, esta conduz a um aumento na dificuldade de compactação em virtude de um aumento no tamanho das partículas (NALBANTOGLU, 2006).

Se tratando de parâmetros de resistência, inúmeros autores evidenciam o impacto da compacidade das misturas no que diz respeito a resistência dos solos. Um menor volume de vazios leva a uma maior interação grão a grão logo, um maior desenvolvimento da resistência friccional destes materiais. Isto pode ser constatado nos trabalhos desenvolvidos por Consoli *et al.* (2006, 2007c e 2009d) e que, é mostrado através da Figura 10. Esta, indica que uma

maior efetividade de tratamentos à base de cal se é obtida a partir de misturas submetidas a um maior nível e compactação.

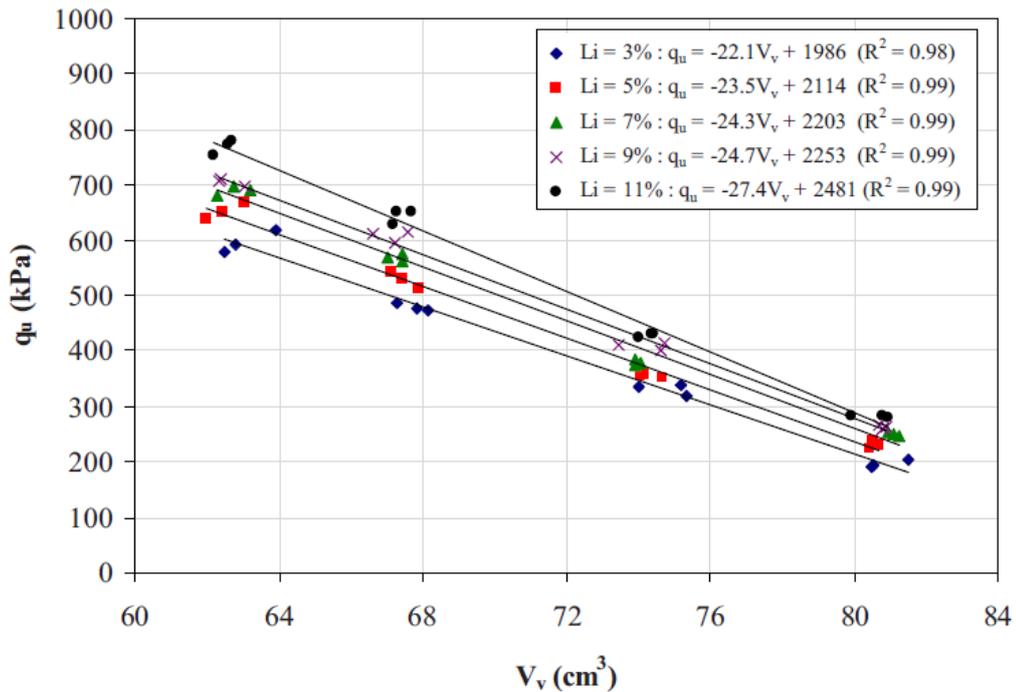


Figura 10: Influência da compactidade da mistura (expressa pelo volume de vazios) na resistência a compressão simples de tratamentos solo-cal (modificado de: Consoli *et al.* 2009d).

#### 2.3.2.4 Efeito da Umidade de Moldagem

Em um primeiro olhar, ao verificarmos os resultados encontrados por Consoli *et al.* (2009d), não é constatada influência do teor de umidade de moldagem em propriedades como a resistência à compressão simples de misturas solo-cal. Onde, para diferentes teores de umidade, verifica-se uma constante das resistências encontradas. Contudo, estes autores acabaram confeccionando seus compósitos com adição de cal a um solo no qual a fração argilosa era bastante baixa (apenas 4,3%) desta forma, não havia uma grande quantidade de partículas excessivamente finas ávidas por água. Situação que pode mudar quando da utilização de uma pozolana de granulometria bastante fina.

Um contraponto pode ser verificado por exemplo, nos resultados obtidos por Mateos (1961). Este, fez uso tanto de solos argilosos como arenosos para confeccionar misturas de solo-calcinza volante sendo estas, analisadas a partir de suas resistências a compressão. Com base nos dados do autor, as misturas àquelas que utilizaram um solo argiloso, estas obtiveram suas maiores resistências para teores de umidade superiores daqueles considerados ótimos. Enquanto que, no caso de solos arenosos, as maiores resistências foram observadas para teores de umidade próximos ou iguais aos ótimos. Isto sugere que os compósitos formados a partir de solos argilosos podem, quem sabe, demandar uma maior quantidade de água para que reações pozolânicas se desenvolvam isto, em virtude de uma maior complexidade de reações químico-físicas estarem envolvidas.

#### 2.3.2.5 Efeito do Tempo de Cura

Reações pozolânicas por padrão, demandam um certo período de tempo para possam gerar efetivamente ligações cimentantes entre uma partícula e outra a não ser, que sejam implementados catalisadores no processo. Al-Mukhtar *et al.* (2010a) compararam uma série de ensaios de difratometria de raios-X ao longo de distintos períodos de cura nestes, é possível perceber que o início do desenvolvimento de reações pozolânicas requer um período mínimo de 7 dias sendo estas, intensificadas com o passar do tempo no caso de ainda haver precursor e ativador disponíveis. Porém, os mesmos autores em um trabalho análogo, verificam que com o emprego de temperaturas mais elevadas este período de cura pode ser reduzido e, reações pozolânicas são já evidenciadas em um único dia de cura. Em síntese, o que se é observado é um aumento de propriedades como resistência à compressão simples, rigidez, durabilidade, dentre outras, conforme se tem um aumento do tempo de cura das misturas. Situação que é verificada por exemplo, em trabalhos como os de Consoli *et al.* 2009d (28 e 90 dias de cura), Bittar Marín (2017) (7, 28, 60, 90 e 182 dias de cura), Consoli *et al.* (2018a) (7, 28, 60, 90, 180 e 360 dias de cura) e Consoli *et al.* (2019b) (7 e 28 dias de cura).

#### 2.3.2.6 Efeito da Temperatura de Cura

A temperatura de cura atua diretamente na eficácia e desenvolvimento de reações pozolânicas. Quando altas, tendem a acelerar as reações na forma de um catalisador resultando com isto,

em um ganho precoce de resistência dos compósitos. Do contrário, baixas temperaturas tendem a retardar as reações ou até cessar estas (BOARDMAN *et al.* 2001; AL-MUKHTAR *et al.* 2010b).

Al-Mukhtar *et al.* (2010b) estabilizaram um solo expansivo através da adição de cal hidratada em teores variando de 0 a 20%. As amostras confeccionadas, foram submetidas a uma cura com temperatura de 50°C sendo avaliado, com o passar do tempo, a mineralogia, resistência à compressão simples e condutividade elétrica dos compósitos. Concomitantemente, os autores realizaram um trabalho análogo, porém, neste a cura se deu a uma temperatura de 20°C. Dentre as constatações, puderam perceber que o aumento da temperatura atuou de forma a catalisar as reações pozolânicas onde, nos casos em que utilizavam um teor de cal superior a 6%, já no primeiro dia de cura foram observadas formações de produtos como C-A-H e, após sete dias, C-S-H. Já as amostras curadas a uma menor temperatura (20°C), tais componentes muitas vezes chegavam a levar um mês para sua formação. Além disto, percebeu-se que em amostras curadas a 50°C, o consumo total da cal adicionada se deu em um período de 28 dias enquanto que, para as mesmas amostras, no entanto, curadas a 20°C, tal situação somente foi ocorrer com 90 dias de cura. Uma síntese dos resultados encontrados pelos autores é feita através da Tabela 1.

Tabela 1: Impacto da temperatura de cura sobre diferentes propriedades de engenharia para amostras de solo-cal curadas por um período de 90 dias (modificado de Al-Mukhtar *et al.*, 2010b).

% cal	RCS (MPa)		Pulso Ultrassônico (m/s)	
	20°C	50°C	20°C	50°C
0	0,21	0,21	540	540
2	0,5	0,6	950	960
4	0,92	1,5	1140	1150
6	1,3	2,8	1280	1320
8	1,9	3,4	1380	1440
10	2,2	4,3	1480	1580
20	3,6	8,4	1730	2020

## 2.4 SOLOS REFORÇADOS

O solo em seu estado natural, na maioria das vezes apresenta certas deficiências que impossibilitam sua utilização direta na prática de engenharia devido a isto, buscaram-se alternativas capazes que possam melhorar seu desempenho. Uma alternativa passa pela introdução de vários tipos e formas de reforços os quais, venham implementar propriedades como resistência, rigidez, permeabilidade, deformabilidade, etc., resultando no que é conhecido como solo reforçado (KRENCHER, 1973; HOOVER *et al.* 1982, SHUKLA *et al.* 2009, SHUKLA, 2017). Mitchell (1981) diferencia o termo melhoramento do termo reforço de solos onde o segundo, se destinaria mais a técnicas àquelas as quais se utilizariam da inserção propriamente dita de elementos ao solo estes, em geral, sendo elementos com alta resistência a tração. Shukla (2017) concorda com tal afirmação salientando ainda, que um solo reforçado se trataria de um compósito no qual, elementos resistentes à tração seriam inseridos em uma massa de solo esta por sua vez, incapaz por si só de suportar solicitações deste tipo. Como um exemplo destas inserções, Mitchell (1981), Hoover *et al.* (1982) e Shukla (2017) se remetem a técnica de Terra Armada onde possivelmente, poderia ser considerada como a primeira técnica de reforço de solo utilizada de forma mais lúcida. Além desta técnica, Mitchell (1981) aborda também demais metodologias relacionadas ao tema reforço de solos, citando por exemplo, a inserção de colunas de pedra, estacas raiz e solo grampeado. Não sendo associado até então, por meio deste autor, o termo reforço de solo a inclusão de fibras aleatoriamente distribuídas.

Com o passar dos anos, os reforços de solos se voltaram a utilização de materiais geonaturais produzidos à base de resíduos orgânicos, ou então, geossintéticos. Este último, com o benefício da escolha e determinação de propriedades dos materiais envolvidos durante sua confecção (HOOVER *et al.* 1982). Com relação aos insumos utilizados em materiais geonaturais, encontram-se por exemplo fibras de juta, coco, sisal, bambu e derivados os quais, possuem como trunfo (ou, de outro ponto de vista, inconveniência) a característica de biodegradabilidade. Já no caso dos geossintéticos, à base de polímeros, estes podem ser considerados como um grande advento da engenharia geotécnica com coparticipação da engenharia de matérias. O que resultou, na elaboração de materiais com propriedades que até então inexistiam, tanto do ponto de vista de resistência como de durabilidade. Dentre as

alternativas existentes, evidenciam-se as geogrelhas, geotêxteis, tiras e barras sintéticas, geomembranas e geocélulas.

Não mencionado em conjunto com os demais geossintéticos, as fibras podem da mesma forma serem classificadas como tal, já que suas confecções partem igualmente de elementos artificiais. O que motiva sua abordagem em paralelo trata-se do fato destas, na grande maioria dos casos, acabarem não sendo utilizadas como elementos contínuos – como os demais geossintéticos anteriormente mencionados – mas sim, como elementos aleatoriamente distribuídos. Devido a isto, Maher & Gray (1990), Maher & Woods (1990), Shukla *et al.* (2009), Shukla (2016) e Shukla (2017) autodenominam esta técnica como Solos Reforçados a Partir da Inclusão de Fibras Aleatoriamente Distribuídas (RDFRS, do inglês: *Randomly Distributed Fibre-Reinforced Soils*) ou, simplesmente, por Solos Reforçados a Partir de Fibras (FRS, do inglês: *Fibre-Reinforced Soils*). Há ainda, autores como McGown & Andrawes (1977) e Gray & Ohashi (1983) os quais, nomeiam a técnica que faz uso da inserção de elementos no interior da massa de solo como *Plysoils* ou *Ply soil* estes, caracterizados principalmente por se tratarem de reforços extensíveis. Independentemente da nomenclatura adotada, a distribuição aleatória destes elementos faz com que suas orientações sejam tanto bi quanto tridimensionalmente a depender, do processo de mistura utilizado (SHUKLA, 2017).

A inclusão de fibras aleatoriamente distribuídas como reforço de um solo, faz parte deste trabalho em que, como já mencionado, visa principalmente a contenção da expansão gerada em decorrência da formação de minerais expansivos. Além disto, não podemos esquecer que o solo aqui utilizado é igualmente dispersivo logo, a inserção destes elementos naturalmente deva também vir a impactar positivamente na solução de mais esta problemática. A técnica, com seus pormenores e fatores de maior relevância, será discutida no decorrer.

#### 2.4.1 Utilização de Fibras

O emprego de fibras com a intenção da melhora da propriedade de materiais, é algo que vem sendo utilizado por décadas. Majundar (1975), Hoover *et al.* (1982) e Bentur & Mindess (2007) comentam o fato desta técnica já ser utilizada na Civilização Mesopotâmica onde, faraós exigiam a aplicação de palha em tijolos que viriam a compor as construções daquela época. Mais tarde, em uma menor escala, registros apontam para a tentativa da utilização de

pelos de cavalos e fibras vegetais com a finalidade de reforçar materiais plásticos e placas de gesso (MAJUNDAR, 1975, HOOVER *et al.* 1982). Com o aprimoramento das tecnologias, surge por volta de 1900 um processo conhecido como Hatschek responsável por confeccionar papel e telhas onduladas. Neste, uma suspensão de água, cimento, alguns minerais e fibras (amianto), eram misturados para em seguida passarem por cilindros rotativos e posterior prensagem para então, gerar as comercialmente conhecidas telhas de fibrocimento (HOOVER *et al.* 1982; NEGRO *et al.* 2005; OLIVEIRA, 2010). Com o advento desta técnica, foi a partir daí que novos horizontes puderam ser vislumbrados em relação a utilização destes elementos mais especificamente, no ramo da engenharia civil. No entanto, repare que mesmo após o surgimento de produtos padronizados, foi apenas cerca de oitenta anos mais tarde que a inserção deste tipo de reforço veio fazer parte do meio geotécnico a partir do estudo de Vidal (1978). Este autor demonstrou que sistemas de contenções rotineiros, poderiam ser menos custosos se nestes houvessem a inserção de tiras/filamentos de aço galvanizado como reforço. Antes do mesmo, o que se tinha eram trabalhos acanhados os quais, ainda buscavam compreender o papel desempenhado por raízes de plantas na resistência ao cisalhamento dos solos ou então, que se restringiam a utilização de fibras naturais, neste caso a celulose (*e.g.* Endo & Tsuruta, 1969; Andersland & Khattak, 1979).

Com isso, verificado o quão promissor se mostrava o assunto, logo em seguida demais autores se debruçaram sobre este tema em busca de seus fatores controladores (*e.g.* Fang & Mehta, 1979; Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; Gray, 1988; Gray & Maher, 1989; Maher & Gray, 1990; Maher & Woods, 1990). Gray & Ohashi (1983) estudaram uma ampla gama de variedade de fibras onde, tinha-se por objetivo avaliar a contribuição destas inserções. Neste caso, foram utilizadas fibras naturais ou sintéticas as quais, foram implementadas em um solo arenoso e avaliadas quanto à resistência ao cisalhamento e ao comportamento tensão-deformação do compósito formado. Dentre as variáveis utilizadas, encontravam-se o módulo de elasticidade das fibras, seu diâmetro, orientação inicial, alongamento durante o cisalhamento, atrito entre fibra-solo, ângulo de atrito do solo e densidade da mistura. O estudo apontou a dependência da resistência ao cisalhamento a parâmetros como, tipo de fibra (de junco, palmira – tipo de palmeira –, PVC ou cobre), comprimento destas, orientação inicial e, fração/teor utilizado.

Já Gray & Al-Refeai (1986), estes tinham como principal objetivo a comparação entre elementos aleatoriamente distribuídos (fibras) com reforços orientados, mais especificamente geotexteis. A avaliação se deu por meio do comportamento tensão-deformação de um solo arenoso, quando este submetido a ensaios triaxiais. Dentre os reforços direcionais/planares, empregaram-se geotexteis tecidos, não-tecidos e fibras de vidro em forma de manta. Já com relação aos reforços aleatoriamente distribuídos, aplicaram-se fibras de junco e de vidro (filamento). Ambos os tipos de reforços apresentaram um ganho na resistência ao cisalhamento dos solos, no entanto, quando utilizados reforços direcionais/planares, percebeu-se uma diminuição da rigidez do compósito principalmente nos casos em que o espaçamento entre um reforço e outro era mínimo.

Gray (1988), Gray & Maher (1989), Maher & Gray (1990) e Maher & Woods (1990) apresentaram constatações de um estudo o qual, averiguou o comportamento de areias reforçadas por meio de fibras. Nestes, as amostras foram submetidas a carregamentos estáticos bem como, dinâmicos onde para isto, foram realizados ensaios triaxiais, de coluna ressonante e de cisalhamento torcional. A inserção das fibras levou a um aumento da resistência de pico e rigidez do solo, ao se deter aos ensaios triaxiais. Segundo os autores, o aumento destes parâmetros é função tanto da granulometria do solo utilizado bem como, do tipo e propriedades das fibras inseridas. Areias mais bem graduadas e de grãos angulosos, além fibras de elevado módulo e índice de aspecto, seriam os responsáveis por um ganho de resistência e rigidez. Já com relação ao comportamento dinâmico da matriz, a inserção de fibras nesta tendeu a impactar de forma análoga ao comportamento estático, isto é, o compósito passa a ter um módulo dinâmico superior ao passo em que se tem um aumento do índice de aspecto, rigidez dos reforços e teor de fibras. Os autores salientam que existem limites de trabalhabilidade destes fatores (*e.g.* teor, rigidez e índice de aspecto das fibras) onde, valores muito elevados levam a um comportamento assintótico do compósito, ou seja, o incremento destes fatores de nada mais adiantaria.

Na atualidade, destacam-se os trabalhos empreendidos pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como por exemplo, os casos de Consoli *et al.* (2002, 2003, 2005, 2007a, 2007b, 2009a, 2009b, 2010a, 2011, 2012a, 2012b, 2013a e 2017a). Concomitantemente, os trabalhos vinculados a Shukla (2006, 2016 e 2017)

responsáveis juntamente com demais autores, pela grande disseminação e emprego dos geossintéticos. A copiosa quantidade de trabalhos elencados impede o comentário de cada um destes sendo, portanto, discutidos apenas os de maior interesse para o atual estudo.

Desta forma, dentre os trabalhos acima referidos, Consoli *et al.* (2005) chama atenção pela forma em que é avaliada a utilização de fibras. Onde, corpos-de-prova reforçados ou não, foram submetidos a carregamentos isotrópicos de altas tensões (da ordem de 50 MPa). Percebeu-se então, que as fibras contribuem para melhora de propriedades do solo não somente quando se imposto trajetórias cisalhantes, mas também, quando um compósito é sujeito a compressão isotrópica. Isto porquê, seu emprego fez com que uma nova Linha de Compressão Normal, ou então, Linha de Compressão Isotrópica (iso-NCL, do inglês: *Isotropic Normal Compression Line*) surgisse sugerindo com isto, que mesmo à compressões isotrópicas, há uma atuação das fibras incrementando neste caso, a resistência da amostra. Já Consoli *et al.* (2007a), avaliaram o emprego de fibras por meio da realização de ensaios *Ring Shear* os quais, buscavam testar estes elementos quando da submissão das amostras a deformações da ordem de 4000%. A inserção de fibras, fez com que a resistência das amostras se mantivessem estáveis mesmo a grandiosos deslocamentos. Além disto, do ponto de vista dos autores, tanto o comprimento das fibras quanto o teor utilizado acabaram impactando na melhora da resistência do solo. Contudo, na opinião deste autor, aparentemente o comprimento dos elementos acaba desempenhando um papel mais irrisório comparado ao teor de fibras utilizado. Por fim, Consoli *et al.* (2011) sugere o que poderia ser considerado a primeira metodologia racional de dosagem para estes tipos de compósitos a qual, se adequa a distintos teores de fibras, cimento bem como, porosidades. Possibilitando desta forma, compor uma mistura de materiais afim de se obter uma dada resistência à compressão ( $q_u$ ) almejada.

Talvez com uma menor expressão na temática utilização de fibras, no entanto, com um enorme conhecimento relacionado a solos expansivos e sulfatados, Puppala & Musenda (2000), Puppala *et al.* (2006b), Hoyos *et al.* (2006a), Hoyos *et al.* (2006b) e Punthutaecha *et al.* (2006), já intentaram a aplicação destes reforços como forma a contenção de solos expansivos. Com relação a Puppala & Musenda (2000), os autores avaliaram o potencial da utilização de fibras de polipropileno no aumento da resistência à compressão simples (RCS),

redução da contração volumétrica e, redução da capacidade de expansão de um solo. Dentre os ensaios utilizados, encontravam-se ensaios de expansão livre tridimensional e oedométricos. Como matéria-prima, dois tipos de solos foram empregues estes, não sendo caracterizados como sulfatados, portanto, toda e qualquer expansão desenvolvida foi atribuída tipos de argilominerais ali presentes. Com relação as fibras utilizadas, tratavam-se de fibras de polipropileno nos tamanhos de 25 e 50 mm nos teores de 0, 0,3, 0,6 e 0,9% em relação ao peso seco de solo. Ao final, as fibras foram capazes de aumentar a resistência do solo, reduzir a contração desenvolvida e diminuir a pressão de expansão gerada. Entretanto, nos casos de expansão livre tridimensional, o uso das fibras fez com que uma maior expansão fosse percebida sendo esta, justificada pelos autores devido ao fato destes elementos criarem caminhos preferenciais de hidratação e com isto, permitirem que uma maior quantidade de água chegasse no interior do corpo-de-prova.

Em Puppala *et al.* (2006b), os autores seguem prerrogativas semelhantes ao do trabalho anterior alternando-se apenas, o fato de que a expansão passou a ser avaliada unicamente por meio de ensaios unidimensionais. Além disto, se acresce agora as misturas também o emprego de cal viva como forma de aprimorar as propriedades de quatro solos distintos. Estes agora, contendo altos teores de sulfatos (variando de 4.737 ppm a 33.048 ppm). Para este estudo, utilizaram-se fibras de polipropileno nos teores de 0, 0,15 e 0,30%, já com relação ao teor de cal, sua quantidade permaneceu fixa em 8%, ambos estes em relação a massa seca de solo. Para cada uma das combinações de dosagens, foram estipulados períodos de cura de 3, 7 e 14 dias, com posterior realização de ensaios de RCS, contração linear e expansão livre unidimensional. Dentre as respostas, um aumento da resistência dos corpos-de-prova foi verificado, já do ponto de vista de contração (secagem), a estabilização química e reforço destes fez com que praticamente se eliminasse esta problemática. Quanto a expansão livre, as constatações feitas pelos autores não chegam a persuadir quem lê o trabalho, porém, os mesmos afirmam que a utilização de fibras somado ao uso da cal é sim uma forma efetiva de conter este tipo de deformação. Para tal afirmação, os autores se valem de duas reflexões sendo elas, 1) que a inserção da fibras fez com que se criassem caminhos preferenciais para a água e, com isto, a partir de uma maior hidratação, uma maior quantidade de compostos ligantes pudessem vir a serem formados e, 2) um ganho de resistência do solo seja pela

inserção do reforço, ou então, pelas reações pozolânicas ali desenvolvidas, isto induziria a uma menor expansão deste solo.

Hoyos *et al.* (2006a) a partir da elaboração de câmaras próprias estas, desenhadas para acomodarem corpos-de-prova os quais seriam sujeitos a ciclos de molhagem e secagem. Buscaram avaliar o impacto de estabilizantes como Cimento Portland - CP V (5 e 10%), Cinza Volante - Classe F (20%) e Cal viva, esta última, misturada com fibras de polipropileno (8% de cal + 0,3% de fibra as quais, possuíam um comprimento de 19 mm), todos estes materiais sendo dosados em relação a massa de solo seco. A avaliação se deu frente a diversos aspectos de engenharia sendo um destes, a capacidade dos estabilizantes – e reforço – utilizados atuarem na diminuição da expansão e contração de um solo sulfatado (sulfatos da ordem de 33.048 ppm).

Para isto, os corpos de prova confeccionados e por sua vez as câmaras elaboradas, passavam por 0, 1, 2, 4, 8,16, e 32 ciclos de molhagem e secagem após um período de 7 dias de cura onde, cada ciclo consistia em 12 horas de molhagem e 12 horas de secagem (60°C). Durante todo este processo, relógios comparadores (defletômetros) localizados na parte superior da câmara, avaliavam as possíveis expansões e contrações desenvolvidas. No geral, todos os tipos de estabilizantes apresentaram um aumento na altura das amostras, ou seja, uma expansão após a realização do tratamento. Contudo, o real impacto dos estabilizantes e reforço, passa por uma redução na faixa de variabilidade (*bandwidth*) desta altura. Suprimindo desta forma, uma eventual fadiga dos materiais devido a sucessivas expansões e contrações. Dentre os tratamentos utilizados, aquele que utilizou 5% de Cimento Portland - CP V se mostrou a mais vantajoso, com uma redução da expansão e da variabilidade (*bandwidth*) da altura. Seguido na sequencia pela utilização de 10% de Cimento Portland CP V, 8% de Cal + 0,3% de Fibra e, 20% de Cinza Volante. Apesar da cal em conjunto das fibras não virem a ter um bom desempenho comparado aos demais tratamentos, esta combinação de materiais pode talvez, não ter sido totalmente aproveitada já que o período de cura é bastante baixo além disto, para um curto espaço de tempo minerais como etringita e taumasita podem não terem se desenvolvidos.

Por fim, dentre os trabalhos que buscaram empreender a inclusão de fibras como tratamento para solos sulfatados expansíveis, Punthutaecha *et al.* (2006) foi um dos que talvez tenha utilizado uma maior gama de estabilizantes e reforços. Dentre estes, dois tipos de Cinza Volante - Classe F, Cinza Pesada (0, 10, 15 e 20%), Fibras de Polipropileno e Fibras de Nylon (ambas, nos teores de 0, 0,2, 0,4 e 0,6%) sendo que, a utilização dos estabilizantes e reforços em um primeiro momento, foi realizada em separado para posteriormente haver uma mistura entre fibras e cinzas. Como forma de avaliação, foram executados ensaios oedométricos com manutenção do volume da amostra, de expansão livre tridimensional e, contração volumétrica. Estes, realizados em corpos-de-prova submetidos a um período de cura de 14 dias. Em uma primeira etapa, quando as inclusões foram avaliadas separadamente, os solos àqueles reforçados unicamente com fibras de polipropileno estes na verdade, tiveram um aumento de seu potencial expansivo quando avaliados perante a ensaios de expansão livre tridimensional. Os autores associam isto a maior dificuldade de compactação quando da utilização de fibras e, conseqüentemente, a uma maior porosidade da amostra. Em um segundo momento, com a mistura de fibras e cinzas, estes se mostraram o melhor cenário para redução de potenciais expansivos, com a combinação Cinza Volante - Classe F + Fibras de Nylon obtendo melhor desempenho.

Apesar da similaridade de alguns trabalhos aqui mencionados com o atual trabalho, como o caso de Puppala *et al.* (2006b) e Punthutaecha *et al.* (2006), nenhum destes tentou a aplicação de fibras rígidas como no caso de fibras de vidro. Muito menos, a possibilidade da utilização destas de forma moída como material pozolânico, empregadas em conjunto de um resíduo como a cal de carbureto. Ainda, nenhum dos autores buscou realizar verdadeiros ensaios de expansão tridimensional os quais, pudessem realmente simular condições reais de campo. Com apenas Puppala & Musenda (2000) se aproximando de tal situação mesmo assim, com períodos de cura que talvez não sejam capazes de permitir a formação de etringita e taumasita.

#### 2.4.2 Tipos de Fibras

De modo geral e em um aspecto mais amplo, as fibras podem ser divididas em sintéticas ou naturais. No caso destas últimas, estas podem ser encontradas em nosso dia-a-dia como por

exemplo, raízes de plantas que por ventura venham estabilizar solos superficiais, porém, sem qualquer padrão ou uniformidade (SHUKLA, 2017). Dentre as naturais, existem aquelas que são submetidas a algum tipo de tratamento contra o ataque de animais e radiação solar como no caso das fibras de sisal, coco, bambu, juta, palmeira, algodão, manila (abacá), etc. Porém, como já mencionado, alguns inconvenientes estão associados a estes tipos de fibras dentre eles, a falta de padrão das mesmas, baixa rigidez e além disto, sua suscetibilidade a biodegradação. Shukla (2017) exemplifica a utilização de fibras naturais em campo através de dois exemplares, fibras de coco e bambu. A primeira, possui alta resistência e manutenção desta mesmo em condições úmidas além de que, devido sua grande quantidade de lignina, a degradação acaba sendo lenta (vida útil de 2 anos). Já a segunda, igualmente possui uma alta resistência, contudo, um baixo módulo de elasticidade além de absorverem demasiada quantidade de água. Biswas *et al.* (2013) trazem alguns exemplos de resistências e módulos destes materiais, no caso de fibras de coco, resistências variando de 165 a 237 MPa enquanto que, para fibras de bambu, resistências da ordem de 615 a 862 MPa. Em relação aos seus módulos de elasticidade, estes giram em torno de 4 MPa e 35 MPa respectivamente. Para prática de engenharia, fibras naturais acabam possuindo uma menor aplicabilidade se restringido a casos específicos os quais, não venham a exigir muito destas.

O desempenho destes elementos pode muito bem, ser replicado ou então melhorado, a partir da substituição de matérias-primas naturais por alternativas sintéticas. As quais, são produzidas afim de atenderem especificações pré-determinadas além de, possuírem um maior controle de suas características. Surge ainda, dentre as duas alternativas anteriormente mencionadas, a possibilidade do reforço de solos através do uso de elementos recicláveis em que, da mesma forma, poderiam ser classificados como sintéticos. No entanto, tinham outrora alguma outra função a exemplo disto, mencionam-se as fibras provenientes de pneus e garrafas PET (SHUKLA, 2017). Compõem matérias-primas para fibras sintéticas o Polipropileno (PP), Poliéster (PET), Polietileno (PE), Nylon/Poliamida (PA), Plástico (PVC) os quais, irão suceder em elementos de baixo módulo de elasticidade e, conseqüentemente, um grande alongamento na ruptura. Em contrapartida, há as matérias-primas àquelas conhecidas por resultarem em alta resistência e alto módulo de elasticidade como o vidro, carbono, aço/metál, cobre e Kevlar<sup>®</sup> (Aramida). Apesar da enormidade de variedades

apresentadas, Hoover *et al.* (1982) chama atenção para a questão do custo destes materiais, salientando que matérias-primas como Poliéster, Nylon e Kevlar® acabam encarecendo demasiadamente eventuais projetos. Ponto alto e em comum, dentre todas as variedades sintéticas mencionadas, trata-se de que estas apresentam elevado ponto de fusão, são hidrofóbicas e ainda, química e biologicamente resistentes. Todavia, apesar de se tratarem de materiais sintéticos, podem da mesma forma virem a ser danificados pelo intemperismo, alcalinidade, corrosão dentre outros processos. No entanto, é claro, com uma taxa de degradabilidade muito inferior comparado aos materiais naturais, o que acaba por compensar sua utilização (MANGAT, 1976; SHUKLA, 2017). A Tabela 2 apresenta as propriedades de alguns destes elementos.

Tabela 2: Principais matérias-primas de fibras e suas propriedades físicas (baseado em: Shukla, 2016).

Polímeros	Gs	Temperatura de fusão (°C)	Resistência a tração a 20°C (Mpa)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Deformação na ruptura (%)
PP	0,90 - 0,91	160 - 165	400 - 600	1,3 - 1,8	10 - 40
PET	1,22 - 1,38	260	800 - 1200	12 - 18	8 - 15
PET	0,91 - 0,96	100 - 135	80 - 600	0,2 - 1,4	10 - 80
PVC	1,38 - 1,55	160	20 - 50	2,7 - 3	50 - 150
PA	1,05 - 1,15	220 - 250	700 - 900	3 - 4	15 - 30

A partir da habitual utilização de fibras sintéticas surgem com estas, termos que as descrevem e vigoram nas indústrias que as produzem. Termos estes, que são descritos por Hoover *et al.* (1982) e Shukla (2017) e elencados abaixo para uma melhor compreensão da técnica:

- Fibra: termo geral que engloba um amontoado de filamentos, fios, cerdas, partes/peças de filamentos dentre outros;
- Filamento: um único elemento individual de fibra o qual, não chegou a passar por algum processo de entrelaçamento. Possui como principal característica, o alto índice de aspecto (razão entre comprimento e diâmetro) podendo ser liso ou texturizado;
- *Denier*: o peso em gramas, de 9 quilômetros de fibras. Isto é, se 9 quilômetros de filamentos de Nylon pesarem 100 gramas então, neste caso, este produto será classificado como 100 *Denier*. Esta classificação pode ser considerada como uma medida indireta do diâmetro da fibra onde, 75 *Denier* refere-se por exemplo, a

diâmetros da ordem de cabelos humanos enquanto que, 2500 *Denier* a diâmetros de fios ou cordas;

- *Tex*: o peso em gramas, de 1 quilômetro de fibras. Isto é, se 1 quilômetro de filamentos de Nylon pesarem 100 gramas então, neste caso, o produto será classificado como 100 *Tex*. No que diz respeito a equivalência,  $1 \text{ Tex} = 9 \text{ Denier}$ .

### 2.4.3 Variáveis Controladoras da Utilização de Fibras

#### 2.4.3.1 Rugosidade das Fibras

Propriedade esta, a qual parece ainda não haver uma unanimidade de sua real influência e impacto nas respostas de desempenho dos compósitos. Ainda assim, existem fibras com uma rugosidade (*crimped*) ou então, lisas (*uncrimped*). Para Hoover *et al.* (1982), as fibras as quais possuem uma maior rugosidade na verdade, viriam ser menos efetivas quando comparadas com fibras lisas. Os autores justificam tal opinião por dois motivos, 1) fibras frisadas podem facilmente se aglomerarem formando com isto, heterogeneidades. Estas, responsáveis por gerar pontos de fragilidade tanto, do ponto de vista de resistência quanto, de durabilidade e permeabilidade. Ainda, 2) durante a compactação do compósito, estes frisos poderiam vir a desaparecer ficando assim, o projetista a mercê sem realmente saber quão rugosa as fibras utilizadas seriam. Os autores chegam ainda a comentar que, no caso de alguns tipos de fibras, estas viriam lubrificadas devido seu processo produtivo resultando com isto, em uma ineficácia dos frisos que por ventura viessem a existir.

Já Gray & Al-Refeai (1986), ao estudarem a inclusão de fibras naturais de junco e sintéticas de vidro em um solo arenoso, puderam concluir que as fibras com maior rugosidade – neste caso as de junco – levaram a um aumento na tensão principal maior ( $\sigma_1$ ) no momento da ruptura. Isto, sendo constatado a partir da comparação de compósitos que possuíam o mesmo teor de fibras bem como, o mesmo índice de aspecto destas (nesta situação, 1% e 40 respectivamente). Atestando desta forma, que no caso de haver o mesmo índice de aspecto, tensão confinante e teor empregados, as fibras de maior rugosidade (não rigidez) seriam mais efetivas no que diz respeito ao aumento da resistência do solo.

#### 2.4.3.2 Dimensão das Fibras

Para Gray & Ohashi (1983) e Consoli *et al.* (2009c) as fibras devem ser longas o suficiente para que se tornem elementos friccionais. De tal forma, que evitem serem arrancadas dos compósitos ou, de maneira inversa, a tensão efetiva deve ser suficientemente alta para que as forças de arrancamento não superem o atrito gerado entre as fibras e os grãos do solo.

No geral, estas dimensões acabam sendo apresentadas como grandezas escalares seguidas de suas unidades de medidas – comumente em milímetros – ou então, através da razão entre comprimento e diâmetro de forma adimensional. Este último, sendo conhecido como fator de forma ou índice de aspecto (HOOVER, *et al.* 1982). Quando se utilizado grandezas escalares, o comprimento se torna uma forma de classificação dos diferentes tipos de fibras existentes. Compósitos produzidos a partir da inclusão de fibras menores que 76,20 mm (3”), são conhecidos como aqueles que possuem fibras pequenas/curtas enquanto que, fibras de comprimento superior a este, enquadram-se como fibras longas ou contínuas (AGARWAL & BROUTMAN, 1980). Para Gray & Oashi (1983), fibras curtas que por ventura tenham a mesma matéria-prima e o diâmetro de fibras longas estas, teriam uma maior facilidade de acabarem sendo arrancadas quando comparadas as suas semelhantes, porém, longas.

Voltando-se a outra forma de mensuração referida, o índice de aspecto, primeiramente há necessidade de esclarecer o conceito de tensão crítica ( $\sigma_{crf}$ ) concebido por Gray & Maher (1989). A qual, se trata da tensão confinante em que abaixo desta, a envoltória de ruptura seria curva e as fibras simplesmente escorregariam. Do contrário, acima da mesma, a envoltória de ruptura se tornaria linear, paralela e logo acima da envoltória de ruptura do solo natural sem qualquer inclusão. Com base nisto e nos resultados experimentais encontrados pelos autores, estes sugerem que um aumento neste índice ( $L/D$ ) resultaria em uma menor  $\sigma_{crf}$ , conseqüentemente, a uma maior efetividade das fibras mesmo a tensões confinantes bastante baixas. Algo similar é comentado por Agarwal & Broutman (1980) e Consoli *et al.* (2009c), para estes autores o índice de aspecto influi na magnitude do cisalhamento desenvolvido na interface entre fibra e solo. Índices de aspectos elevados, levaram ao desenvolvimento de um cisalhamento de menor intensidade nesta interface logo, mais resistente se torna as ligações entre a matriz e a fibra levando com isto, a uma maior eficácia desta última. Além disto,

Consoli *et al.* (2009c) comentam que índices de aspectos elevados (superiores a 300), resultam em um comportamento de *strain-hardening* do compósito enquanto que, índices de aspecto baixos, desenvolvem *strain-softening* isto é claro, para aquele dado solo estudado.

Dentre os trabalhos que utilizaram fibras e tiveram como variável o comprimento destas, destacam-se Gray & Oashi (1983), Consoli *et al.* (2002 e 2007a). Gray & Oashi (1983) procuraram entender a influência do comprimento a partir de um aumento progressivo desta variável (alternando de 2 cm até 25 cm). A avaliação se deu por meio do impacto desta variante na resistência ao cisalhamento do solo sendo utilizado neste caso, fibras de junco, palmira e fios de cobre. Para os três modelos de reforço utilizados, houve um aumento da resistência ao cisalhamento progressivo ao passo que se eram aumentados seus comprimentos. Porém, foi chegado a um ponto em que o comportamento se mostrou assintótico sugerindo desta forma, que comprimentos superiores a este limite pouco ou nada impactariam. Com isto, tornar as fibras mais longa ou mais friccionais, não necessariamente irá se assegurar a mobilização total de sua resistência a tração.

Já nos trabalhos desenvolvidos por Consoli *et al.* (2002 e 2007a) estes, em um primeiro momento, sugerem que o comprimento das fibras não chegaria a gerar um impacto tão significativo quanto ao teor das mesmas. No entanto, após uma análise mais criteriosa, a influência desta variável é detectada. Consoli *et al.* (2002) estudaram a inclusão de fibras a um solo arenoso este por sua vez, sendo cimentado ou não. A análise se deu por meio de ensaios RCS, Resistência a Tração por Compressão Diametral (RT) e ensaios triaxiais. Surgem a partir daí duas constatações bastante interessantes como por exemplo, o fato de que o efeito das fibras se mostrou muito mais pronunciado nas amostras que utilizavam apenas este tipo de tratamento, comparado as demais que possuíam fibras mais cimento. Além disto, para estes autores, nos casos dos ensaios de RCS e RT o comprimento das fibras pouco impactou em sua resposta final. Em contrapartida, o teor em que estas eram empregadas demonstrou forte influência sugerindo desta forma, que o comprimento das fibras não seria tão relevante em uma primeira instância. No entanto, quando realizados os ensaios triaxiais, nos quais passa a se ter algum tipo de confinamento, a resistência do compósito torna-se agora dependente do comprimento das fibras. Sendo neste caso, observadas maiores resistências para compósitos que utilizaram fibras de maior comprimento (36 mm). Demonstrando assim,

a influência que tensão efetiva exerce sobre a efetividade do reforço de fibras, não bastando apenas aumentar suas dimensões para se ter um total aproveitamento deste tratamento. Já para caso de Consoli *et al.* (2007a), os quais realizaram ensaios *ring shear* a elevadas deformações, foram utilizadas fibras de polipropileno nos comprimentos de 6, 12 e 24 mm. Dentre os resultados obtidos, percebe-se que a partir da inclusão de fibras uma maior tensão cisalhante é desenvolvida, no entanto, a magnitude deste aumento acaba sendo marginal quando comparado os comprimentos de 12 e 24 mm. O que é parcialmente percebido também, através dos respectivos ângulos de atrito obtidos em que, para os casos de 12 mm de comprimento, um ângulo de atrito de 31° foi alcançado enquanto que, para 24 mm de comprimento, 37°. Sugerindo desta forma, um possível limiar do comprimento este, se aproximando do tamanho intermediário empregado. Ainda, no que diz respeito a tamanhos limites, há também aquele que se refere ao comprimento mínimo destes elementos onde, para estes mesmo autores, este seria em torno de 4 a 6 mm. Tamanhos inferiores a estes, as fibras poderiam simplesmente serem arrancadas sem desenvolver qualquer interação com o solo.

Isto posto, percebe-se de certa forma que o comprimento das fibras não atua isoladamente, mas sim, depende de uma combinação de fatores como, por exemplo, a tensão efetiva na qual o material encontra-se submetido, a rugosidade dos elementos, etc. O que fica aparentemente claro, é o fato de existirem limites inferiores e superiores com relação ao comprimento das fibras de modo que estes, garantiriam uma maior ou menor eficácia deste tipo de reforço. Os quais, se encontrariam em torno de 4 a 30 mm a depender do tipo de solo avaliado.

#### 2.4.3.3 Teor de Fibras

Conforme já discutido anteriormente, a inclusão de fibras ocorreu em um primeiro momento em materiais como argamassas e concretos, para logo em seguida, serem empregues nos solos. Devido a isto, Krenchel (1973) chega a comentar em teores de fibras variando entre 1 a 20% em relação ao volume total de materiais. Isto porquê, este autor se refere a concretos e argamassas, no entanto, para solos estes teores podem parecer um tanto quanto elevados.

Gray & Oashi (1983) em uma primeira abordagem, na tentativa de entender o impacto da quantidade de fibras inseridas em uma massa de solo, literalmente inserem as fibras uma a uma. Por isto, o termo “quantidade” ao invés de “teor” quando se tratando no estudo destes

autores. Estes, realizam um estudo através de um índice denominado como razão de área ou índice de área – análogo ao índice de aspecto – o qual, era dado pela razão entre a área transversal do reforço e a área transversal da matriz ( $A_r/A$ ). Foram utilizadas fibras de junco sendo estas, inseridas nas quantidades de 3 a 22 filamentos o que representaria respectivamente, uma razão de área de 0,25% a 1,67%. O aumento progressivo desta razão, causou um aumento proporcional na resistência ao cisalhamento do compósito bem como, uma manutenção desta mesmo após atingido seu pico. Verificada a importância deste índice, os autores comentam ainda que seria mais vantajoso dobrar a razão de área dos atuais elementos (fibras de junco) do que, substituir estas por fibras mais rígidas mantendo-se a mesma razão de área.

Os trabalhos de Gray & Al-Refeai (1986) e Gray & Maher (1989) corroboram com o que vinha sendo discutido, para estes autores a resistência ao cisalhamento tende a aumentar de forma aproximadamente linear ao passo em que são adicionadas fibras (aumento de seu teor). Porém, similar ao que ocorre com o comprimento destes elementos, é chegado a um dado teor em que se observa um comportamento assintótico, ou seja, sugerindo a existência de um limite superior. No caso de um destes estudos, o comportamento assintótico manifestou-se a partir da utilização de um teor de 2% de fibras. Ademais, contrariamente do que ocorre com o índice de aspecto, a variação do teor de fibras não impacta na tensão crítica responsável por uma maior eficiência destes elementos.

Ainda, com relação ao trabalho de Gray & Al-Refeai (1986), os autores confeccionaram corpos-de-prova nos quais houve uma manutenção do peso específico aparente seco e, ao mesmo tempo, um aumento progressivo do teor de fibras. Nesta situação, conforme se aumentava o teor das fibras, a resistência ao cisalhamento aumentava proporcionalmente até determinado teor. A partir deste, o que na verdade passava a ocorrer era um decréscimo da resistência com os autores justificando tal circunstância, devido ao grande volume de fibras inserido. Este fato, era responsável por tornar o corpo-de-prova cada vez mais poroso sendo que, um aumento na porosidade do solo ou em seu índice de vazios, inibiria qualquer ganho de resistência provido por parte das fibras.

Corroborando o que vinha sendo comentado, Consoli *et al.* (2007a) também empreenderam na tentativa de estudar a influência do teor de fibras. No caso destes autores, estes utilizaram teores de 0,25, 0,5 e 1% em relação ao peso seco do solo e, da mesma forma, puderam concluir que a resistência aumenta proporcionalmente com o aumento do teor utilizado. Justificando esta situação, devido ao fato de uma maior área de contato existente entre fibras e solo. A estes trabalhos, se juntam como por exemplo os de Consoli *et al.* (2009b e 2011) em que os autores combinaram a utilização de fibras a inserção de cimento Portland nas amostras. No primeiro caso, houve uma variação do teor de fibras empregado (0 a 0,75%) enquanto que no segundo, este se manteve fixo em 0,5% em relação ao peso de solo seco. No estudo aquele em que houve a variação do teor de fibras, mais uma vez observou-se um aumento da resistência à medida que se elevava seu teor mesmo com a inclusão de cimento. No caso do segundo trabalho, os autores puderam notar que quando utilizados concomitantemente fibras e cimento, a eficiência das primeiras vai diminuindo proporcionalmente ao aumento do teor de cimento. Já que, após determinada quantidade de cimento (5%), o que passa a controlar a resistência ali na verdade é a matriz cimentícia, e não mais as fibras em si ou então a mistura destas com o cimento.

Ao avaliarmos o que foi exposto, percebemos que deve haver uma quantidade mínima e máxima de fibras a ser utilizada. A partir de um dado teor mínimo, a resistência ao cisalhamento irá no geral, crescer linearmente conforme aumentam os teores. Este crescimento é balizado por um limiar no qual, inserções de fibras além deste, pouco impactaram no aumento da resistência ou, por outro lado, poderiam vir até decrescer esta (GRAY & OASHI, 1983). Dentre os teores mínimos já observados, o menor deles encontrado foi de 0,1% em relação a massa de solo seca. Já em relação ao teor máximo, este dependerá do tipo de solo, índice de aspecto das fibras como também, da tensão confinante a que estas amostras estiverem sujeitas. Desta forma, uma avaliação caso a caso é necessária.

#### 2.4.3.4 Rigidez das Fibras

Dentre os tipos possíveis de reforços existentes, estes em geral podem se diferenciarem quanto sua rigidez. Com isto, surgem aí dois grandes grupos de reforços os conhecidos como Idealmente Não-Extensíveis e opostamente, os Idealmente Extensíveis. No caso do primeiro,

se enquadrariam materiais como aço e fibra de vidro ambos com elevada rigidez. Já o segundo grupo, se caracteriza por módulos de elasticidade de menor grandeza tendo como exemplo materiais como a madeira, alguns tipos de geossintéticos, fibras de polipropileno, dentre outros (SHUKLA, 2017).

A distinção entre ambos os grupos é abordada por McGown *et al.* (1978) onde, segundo este autor, materiais idealmente não-extensíveis seriam aqueles em que a razão entre o módulo de elasticidade do reforço e a média do módulo de elasticidade do solo, resultar em valores acima de 3000 (Eq. 15). Já, quando esta mesma razão, apresentar valores inferiores a 3000 (Eq. 16) então, os reforços utilizados nesta circunstância são considerados idealmente extensíveis.

$$\frac{E_{\text{Reforço}}}{E_{\text{solo}}} > 3000 ; \text{Idealmente Não-Extensíveis} \quad (\text{Eq. 15})$$

$$\frac{E_{\text{Reforço}}}{E_{\text{solo}}} < 3000 ; \text{Idealmente Extensíveis} \quad (\text{Eq. 16})$$

A escolha de um ou outro, de maior ou menor rigidez, impacta diretamente em como um compósito irá desenvolver seu comportamento tensão vs deformação. Reforços idealmente extensíveis, apresentarão comportamento dúctil com uma pequena perda de resistência pós-pico (Figura 11). Com alguns casos, podendo vir até ocorrer ganhos de resistência com o aumento das deformações (comportamento de *strain-hardening*) não apresentando desta forma, uma ruptura clara. Já o inverso ocorre com reforços idealmente não-extensíveis, em que há uma perda de resistência considerável após atingido o pico (Figura 11). Estes últimos, caracterizam-se por serem elementos frágeis, com sua ruptura se dando a pequenas deformações (SHUKLA, 2017). Para o atual estudo, no qual almeja-se uma redução imediata do potencial expansivo de solos sulfatados estabilizado à base de cal, foram utilizadas fibras idealmente não-extensíveis de vidro. Já que estas não necessitam de uma maior deformação para que sejam efetivamente solicitadas.

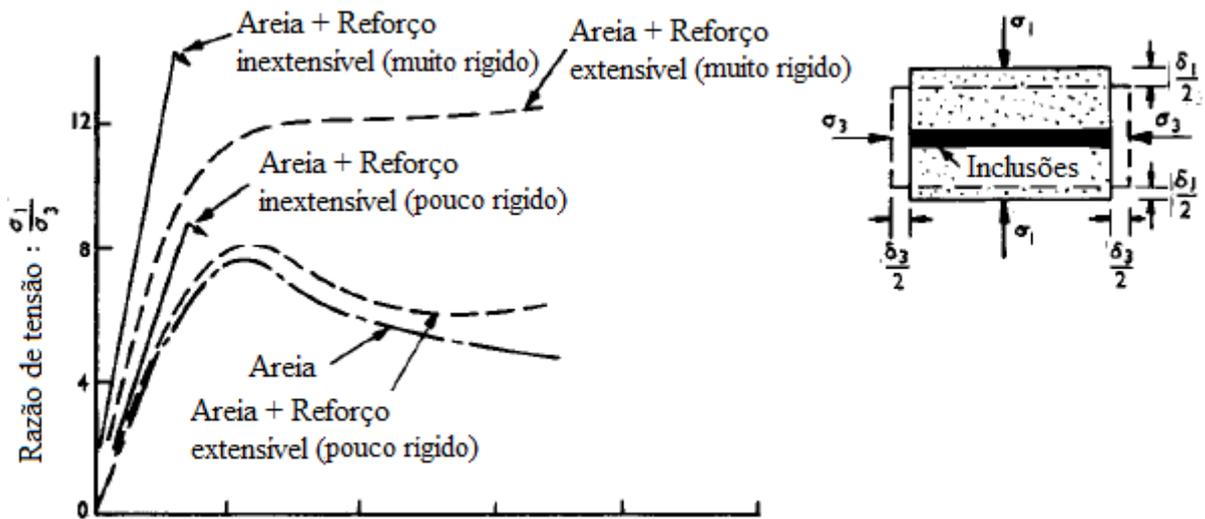


Figura 11: Comportamento tensão vs deformação de reforços Idealmente Não-Extensíveis e Idealmente Extensíveis (baseado em: McGown *et al.*, 1978).

#### 2.4.3.5 Densidade Relativa do Solo

Para Hoare (1977) e Gray & Al-Refeai (1986) a porosidade bem como o tipo e a quantidade de compactação utilizada, impactam diretamente na efetividade de compósitos os quais utilizam fibras como reforços. Gray & Al-Refeai (1986) por exemplo, salientam que quanto maior o teor de fibras, maior a porosidade resultante nas amostras isto, para um mesmo peso específico seco adotado. Logo, um maior esforço de compactação será necessário para se atingir um dado peso específico almejado. Por outro lado, elevadas energias de compactação podem levar ao emaranhamento das fibras bem como, possíveis rupturas destas reduzindo assim seu desempenho.

Gray & Oashi (1983) avaliaram a inclusão de fibras de junco em um solo arenoso onde neste, dois índices de vazios foram utilizados 0,50 e 0,73. Vislumbrando as curvas tensão vs deformação, percebeu-se que para solo arenoso mais denso as fibras atuaram logo de início, ou seja, já a pequenas deformações. Enquanto que, para um solo mais fofo, foram requeridas altas deformações para que estas viessem atuar. Em uma primeira perspectiva, de certa forma o estado em que se encontra o solo (densidade), não chegaria a impactar na efetividade em si

das fibras, mas sim, o quão rápido estas seriam mobilizadas. Este fato é de melhor visualização quando são esboçadas as envoltórias de ruptura de cada um dos casos onde, o acréscimo de resistência é similar para ambas as ocasiões (denso e fofo). Havendo na verdade, apenas um translado destas envoltórias para uma posição superior sugerindo desta forma, que as fibras impactem na parcela coesiva do solo apenas. Enquanto que, a densidade por sua vez, manifeste seu aumento da resistência através do incremento do ângulo de atrito interno do solo ( $31^\circ$  para  $e = 0,73$  e  $39^\circ$  para  $e = 0,50$ ) situação esta, associada a uma maior interação grão a grão do solo.

Contrapondo a opinião dos autores acima, Vendruscolo (2003) apresenta seus resultados de ensaios triaxiais para um solo arenoso este, reforçado a partir da inclusão de fibras e tendo sua densidade relativa também variada. Ao compararmos resultados de mesmas densidades, porém, um possuindo reforço e outro não, mesmo assim é possível observar um incremento do ângulo de atrito interno do solo devido a inserção dos reforços (DR= 90% sem fibras,  $41^\circ$ ; DR=90% com fibras,  $47^\circ$ ). Sugerindo desta forma, que estes elementos impactem não somente no intercepto coesivo das amostras, mas também em sua parcela friccional.

Para Consoli *et al.* (2009a) por exemplo, não é esperado que alguém venha por ventura, realizar um reforço de solos a partir de fibras empregando densidades relativas tão baixas já que isto, incorreria em uma grande ineficiência do sistema. Estes autores ao realizarem provas de carga *in situ* em solos reforçados com fibras a diferentes densidades (30, 50 e 90%), puderam chegar a constatações semelhantes tanto de Gray & Oashi (1983) quanto de Vendruscolo (2003). Consoli *et al.* (2009a) também verificaram uma solicitação tardia das fibras quando se tratando de solos de menores densidades. Além disto, no caso deste estudo, se compararmos novamente mesmas densidades, no entanto, um ensaio reforçado e outro não, há da mesma forma um incremento do ângulo de atrito interno tão somente devido a inclusão das fibras. Dentre algumas conclusões elencadas pelos autores, em uma delas estes afirmam que o efeito das fibras se torna cada vez mais pronunciado ao passo em que se aumentam as densidades. Consoli *et al.* (2007a) vêm corroborar com as constatações anteriores, suscitando que a resistência última de compósitos à base de fibras, estaria totalmente atrelada a densidade inicial em que estes se encontrem. Novamente, agora para estes autores, estes sugerem que fibras tendem a desempenhar melhor seu papel em solos com baixos índices de vazios.

Motivo pelo qual, que faz Consoli *et al.* (2012b) realizar ensaios de arrancamento em solo-cimento-fibra tão somente em máximas densidades atingidas para um dado solo.

O entendimento a que se chega, é que a densidade em que o solo se encontra, impacta fortemente no desempenho de compósitos solo-fibras. Contudo, o desmembramento deste impacto seja ele devido a uma maior interação entre grãos, ou então, devido a uma maior interação grão-fibra, é algo até o momento inconcebível de se realizar. Não sendo possível distinguir qual das duas interações impactaria de forma mais categórica na performance de um compósito. Na verdade, o consenso que se tem, é que uma maior densidade levará a uma atuação antecipada das fibras. Também, que uma maior densidade do solo combinada com o emprego de fibras, isto resultaria em um aumento da tensão efetiva média ( $p'$ ) isto, devido a um ganho de confinamento fictício. Que ocorre no momento em que, o solo ao tentar desenvolver um comportamento dilatante, este é suprimido pela atuação das fibras quando solicitadas à tração, por consequência, há um aumento de  $p'$  que acaba levando tanto a uma maior resistência quanto a uma redução nas deformações (CONSOLI *et al.*, 2009a).

#### 2.4.4 Interação Solo/Fibra

O mecanismo de ruptura de um solo reforçado por fibras está associado a tensão efetiva média atuante sobre este (GRAY & OASHI, 1983; CONSOLI *et al.* 2009a). No caso do estudo conduzido por Gray & Oashi (1983), quanto maior a tensão de confinamento proporcionalmente maior se apresentou a resistência ao cisalhamento. Ou seja, uma maior tensão efetiva levou por sua vez a uma maior interação entre o solo e a fibra. A este pensamento, volta a ser associado o conceito de tensão crítica onde abaixo desta, haveria apenas um deslizamento dos filamentos, enquanto que acima, há uma mobilização mais contundente destes reforços. Logo, a altas tensões efetivas, o comportamento do compósito solo-fibra é governado pela resistência e rigidez da fibra o que é confirmado por Consoli *et al.* (2007b), ao submeterem compósitos a distintas trajetórias de tensão.

Para Hoover *et al.* (1982), a interação entre ambos os elementos – grãos dos solo e fibras – é algo que se dá expressamente de maneira friccional. Em que, estes compósitos quando carregados, venham a desenvolver um tipo de ruptura progressiva caracterizada pela sequência de superação do atrito partícula-partícula do solo seguido, pela desanexação das

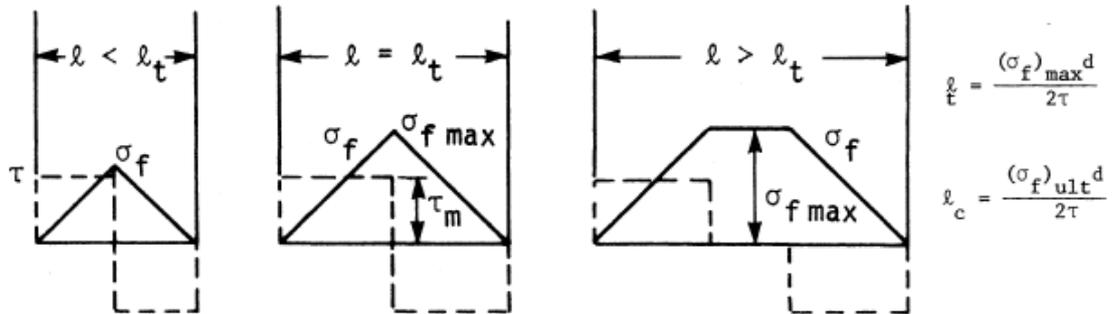
fibras. Culminando então, na posterior ruptura ou arrancamento destes elementos. Para estes autores, dissociações e arrancamentos das fibras estariam associados a uma matriz de solo fraca, isto do ponto de vista de que esta matriz não estaria sendo capaz de desenvolver todo seu potencial friccional. Seja pela baixa tensão efetiva atuante, baixa densidade ou angulosidade dos grãos, resultando em uma falha do compósito antes mesmo de que toda a resistência à tração das fibras seja mobilizada.

Ao unir os dois pontos de vista anteriormente discutidos, conceito de tensão crítica e as causas de dissociação/arrancamento das fibras (*e.g.* densidade, angulosidade dos grão, etc.), Gray & Maher (1989) chegaram as seguintes conclusões 1) um aumento na graduação do solo, este representado por um aumento no coeficiente de uniformidade ( $C_u$ ), levaria a uma menor  $\sigma_{crít}$  e, com isto, uma maior contribuição por parte das fibras na resistência do solo; 2) quanto maior a esfericidade das partículas maior seria a  $\sigma_{crít}$ , ou seja, solos com grãos bastante arredondados levariam a uma menor contribuição das fibras por fim, 3) um aumento no diâmetro médio dos grãos,  $D_{50}$ , não chegou a impactar na magnitude da  $\sigma_{crít}$ , por outro lado, valores de  $D_{50}$  mais elevados resultaram em uma menor resistência do compósito.

Agarwal & Broutman (1980) comentam que a interação solo-fibra e conseqüentemente, a transferência de carga para os reforços, irá variar de caso a caso. Para fibras consideradas curtas ( $< 76,20$  mm), sua sollicitação devido a um carregamento externo só ocorrerá após toda a matriz do solo já ter sido empenhada. Na seqüência, estes elementos são então sollicitados iniciando-se por suas extremidades (pontas) e respectiva superfície lateral que compõem estas bordas. Já no caso das fibras consideradas longas ( $> 76,20$  mm), a tensão externa é distribuída de maneira uniforme ao longo de todo seu comprimento, e ocorre concomitantemente tanto no solo quanto nos reforços. O que leva aos autores a acreditarem que, para reforços unidimensionais (fibras longas), os parâmetros mais relevantes no caso destes reforços seriam o volume de elementos bem como, a qualidade da ligação entre estes e a matriz.

Agarwal & Broutman (1980) na tentativa de compreenderem a distribuição de tensões nas fibras bem como a interação destas com o solo, sugerem a adoção de um modelo constitutivo do tipo rígido perfeitamente plástico para a matriz (solo). Onde neste, pressupõe-se a perfeita ligação entre as fibras e a matriz e, a partir disto, concebem a distribuição de tensões nas

fibras conforme apresentado na Figura 12. É claro que tal comportamento da matriz é apenas algo hipotético, já que na maioria dos casos (principalmente aqueles os quais utilizam fibras idealmente extensíveis) o comportamento na verdade seria do tipo elástico não-linear-perfeitamente plástico podendo haver ainda, variações entre *softning* e *hardening*.



$l$  = comprimento;  $l_t$  = comprimento de transferência de carga (comprimento mínimo para mobilizar toda a resistência da fibra a tração);  $\sigma_f$  = tensão desenvolvida na fibra;  $\sigma_{f\max}$  = máxima tensão desenvolvida na fibra;  $\tau$  = resistência ao cisalhamento interfacial;  $d$  = diâmetro;  $\sigma_{fult}$  = tensão final/resistência final da fibra;  $l_c$  = comprimento crítico da fibra

Figura 12: Interação solo-fibra, distribuição hipotética das tensões ao longo dos filamentos (baseado em: Agarwal & Broutman, 1980).

Da Figura 12, distintas formas de distribuição das tensões são apresentadas, a depender do comprimento dos filamentos. Dimensões estas, que são confrontadas com o comprimento de transferência de carga ( $l_t$ ), também conhecido como o comprimento mínimo para que a tensão desenvolvida na matriz seja transferida à fibra. Neste caso, toda e qualquer tensão que venha chegar às fibras, é dependente da tensão a que o compósito no todo estiver submetido tendo como limiar, a capacidade máxima tanto do próprio compósito como também das fibras. No que diz respeito a capacidade última das fibras ( $\sigma_{f\text{ ult}}$ ), esta também encontra-se associada um comprimento designado como crítico ( $l_c$ ), o qual se trata do comprimento mínimo em que a máxima resistência da fibra pode ser alcançada. Este por sua vez, é independente do compósito sendo vinculado apenas a matéria-prima da fibra (AGARWAL & BROUTMAN, 1980).

Como dá para se perceber, a interação solo-fibra é fortemente impactada pelo comprimento destes elementos. Interação esta, que pode ser traduzida na forma e quantidade de tensão que o reforço consegue suportar, podendo estas solicitações ocorrerem diretamente nas próprias fibras quanto, em sua interface com o solo. Desta forma, se considerarmos uma interação perfeita, quem na verdade deverá governar o comportamento do compósito serão as propriedades das fibras. Para isto, os comprimentos adotados devem se equipararem ao menos ao comprimento crítico destas. Comprimentos de fibras iguais ou acima do crítico, levam a uma interação completa entre as fibras e a matriz, com esta última vindo a falhar somente se ocorrer ruptura das fibras. Assegurado este comprimento crítico, eventuais escorregamentos destes elementos entre os grãos do solo não devem ocorrer.

### 3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental concebido tem como intenção averiguar a eficiência de distintos tratamentos para um solo dispersivo e sulfatado. A avaliação das proposições, transcorrerá por meio da realização de variados ensaios alguns, correntes do dia-a-dia de um laboratório de engenharia geotécnica, enquanto que outros, será recorrido a variantes de ensaios habituais para uma melhor compreensão dos fenômenos aqui envolvidos.

Dada a grande quantidade de ensaios desenvolvida, houve a necessidade da divisão do atual plano experimental em três fases distintas. Na primeira fase (Fase I), a qual engloba ensaios preliminares, procurou-se entender como se davam as interações entre os materiais utilizados. Desta forma, esta fase tem por objetivo buscar compreender, por meio de análise estatística, as variáveis mais relevantes no comportamento destes compósitos. Vale ressaltar que para esta primeira fase, não foram utilizadas fibras inteiras (filamentos). Já que o foco principal, era tão somente averiguar se haveria, ou não, o desenvolvimento da cimentação e quais os parâmetros que a governavam. Para isto então, realizaram-se ensaios de resistência à compressão simples (RCS) e de pulso ultrassônico ( $G_0$ ).

A fase seguinte, nomeada como Fase II, a qual trata-se de uma fase de tratamento, nesta agora sim há a inclusão de fibras inteiras (filamentos), tencionando-se a avaliar a eficácia destas na supressão da expansão em decorrência da formação de minerais expansivos. Para o caso desta fase, ensaios como expansão tridimensional – variante do célebre ensaio triaxial –, expansão unidimensional e ensaio triaxial (CID), foram executados. Ocorre também nesta segunda fase, em um segundo plano, a caracterização mineralógica e microestrutural de alguns tratamentos propostos, afim de uma melhor compreensão da formação de ligantes bem como, de minerais expansivos.

Por fim, a última fase, Fase III, esta é conhecida como uma fase de avaliação do desempenho dos tratamentos. Nesta fase volta-se a conjuntura inicial deste trabalho, onde uma de suas intenções seria melhorar o desempenho de estradas construídas sobre solos dispersivos e sulfatados. Para isto, o desempenho das amostras foi avaliado através da execução de ensaios de durabilidade, resistência à tração (RT) e vida de fadiga. Análogo a fase anteriormente

comentada, procederam-se ainda ensaios complementares como os de caracterização física, química e mineralógica dos materiais.

Isto posto, o capítulo a seguir descreverá as fases acima elencadas como também, os materiais e equipamentos empregados. São englobadas aqui, da mesma forma, as metodologias utilizadas e eventuais modificações destas frente aos normativos vigentes. Para uma melhor compreensão da estrutura deste trabalho, convida-se ao leitor a apreciação do organograma que compreende a Figura 13. Neste, aborda-se todas as etapas e fases que copreendem este trabalho, exibindo desta forma, todos os ensaios e fatores controláveis os quais se trabalhou.

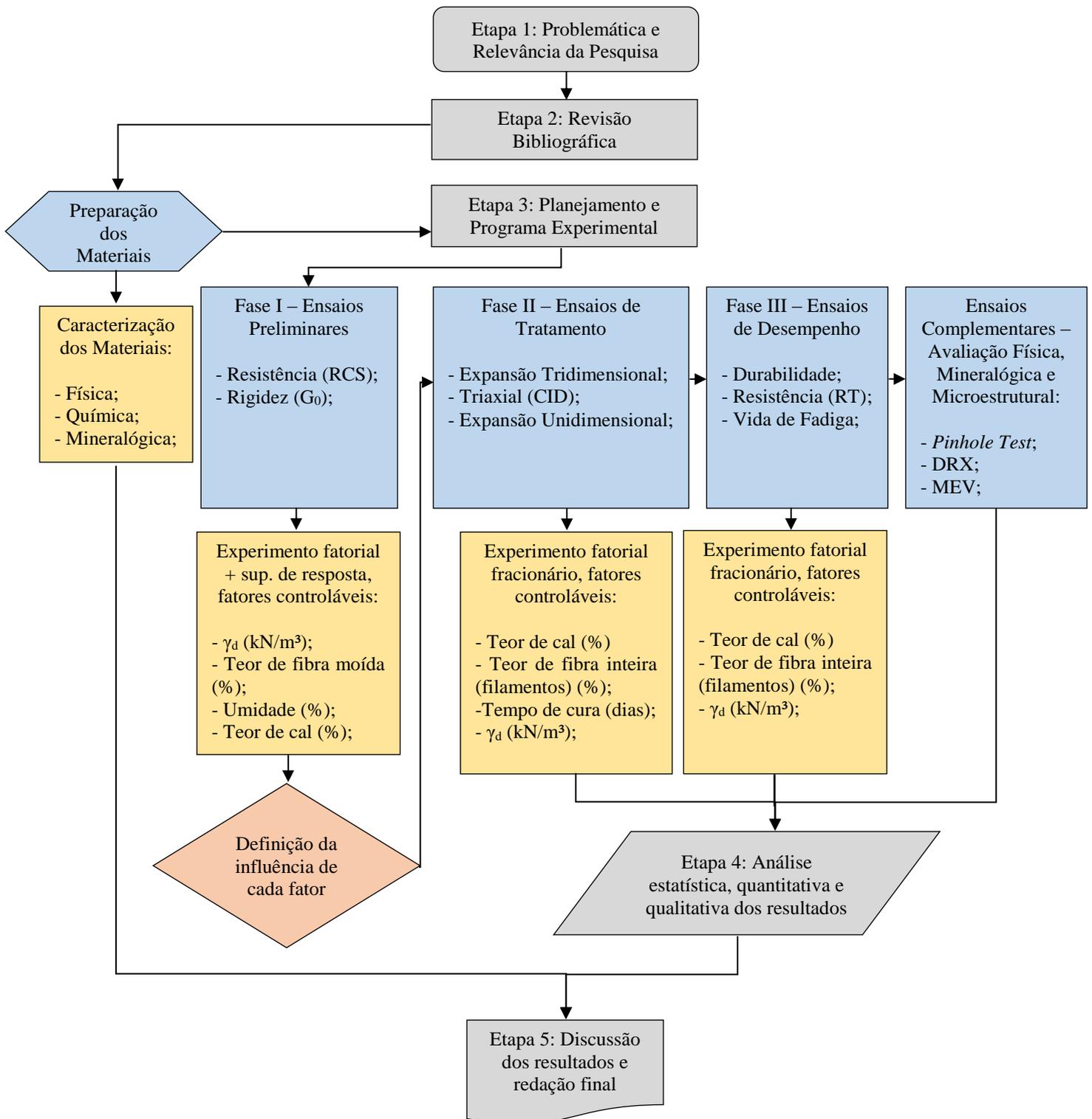


Figura 13: Fluxograma e delineamento da pesquisa.

### 3.1 PROJETO E PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL

A metodologia de experimentos, norteia qualquer tipo de pesquisa, além disto, permite contornar eventuais adversidades presentes. Desta forma, conforme já mencionado no início deste trabalho, um dos fatores adversos, que limita a experimentação aqui realizada, se trata da quantidade restrita de materiais, mais especificamente, a quantidade de solo disponível. Posto isto, uma forma racional de tentar contornar este fator foi, então, recorrer a metodologia de projeto de experimentos por meio, por exemplo, de projetos de experimentos fatoriais e fatoriais fracionários. Com isto, alicerçando-se vigorosamente em conceitos estatísticos, otimizou-se o planejamento, execução e análise dos experimentos realizados. Este viés permite a estruturação de uma sequência lúcida de ensaios de maneira a manifestar os objetivos prefixados pelo pesquisador. (RIBEIRO & CATEN, 2014).

Frequentemente são encontrados experimentos que visam a otimização de um produto ou processo de forma a levar a uma redução de seus custos. Dentre os fatores comuns avaliados, citam-se por exemplo a temperatura, umidade, lote, dentre outros. O mesmo ocorre, para os níveis destes fatores, ou seja, avaliadas 3 temperaturas para 2 distintos teores de umidade ou vice-versa. A este formato de avaliação e experimentação, se institui possuir um *design fatorial* em que para Montgomery (2001), trata-se da forma de experimentação mais eficiente existente.

Dentre as variantes de um design fatorial, a primeira e mais usual se trata do experimento fatorial completo ou ainda, fatorial cruzado. Esta, leva em conta todas as possíveis combinações dos “ $n$ ” níveis dos fatores investigados. Em que, no caso da adoção de um fator  $A$  com  $a$  níveis e um fator  $B$  com  $b$  níveis, isto resultará em um total de  $ab$  combinações de tratamentos para cada uma das eventuais replicações necessárias. O efeito destes fatores, são conhecidos como *efeitos principais* os quais, são apurados a partir do impacto na mudança de níveis de um fator frente à variável resposta. Também, poderão haver interações entre fatores, levando a *efeitos secundários* estes, dados pela diferença média dos efeitos que um fator pode vir a causar noutro (MONTGOMERY, 2001).

Apesar da incontestável eficiência de um experimento fatorial completo, ao passo em que são adicionados novos fatores bem como, novos níveis, o volume de experimentos pode se tornar inexecutável. Scheuermann Filho (2019) por exemplo, menciona um experimento fatorial no qual são utilizados 5 fatores (*e.g.* teor de cal, umidade, operador, etc.), cada um destes a 3 níveis com triplicatas. Neste exemplo, teríamos um total de 243 tratamentos ( $3^5$ ) que, quando replicados ( $\times 3$ ), resultariam na execução de 729 experimentos. Número bastante alto, na maioria das vezes totalmente inconcebível. Alternativamente, surgem então os experimentos fatoriais com dois níveis ( $2^k$ ) e, experimentos fatoriais com dois níveis fracionados ( $2^{k-p}$ ). Os quais, possibilitam uma eficiente apreciação das variáveis a um consumo de tempo e materiais muito inferior.

### 3.1.1 Experimento Fatorial $2^k$

Diferente do experimento fatorial completo, esta metodologia fornece a menor quantidade possível de níveis com que os “ $k$ ” fatores podem ser avaliados. É fortemente indicada para concepção de estudos iniciais, de forma a realizar uma triagem de fatores para que posteriormente, se detenham apenas aos realmente relevantes (MONTGOMERY, 2001). Os experimentos fatoriais  $2^k$ , contemplam a influência de “ $k$ ” fatores estes sendo variados em apenas 2 níveis (baixo e alto, -1 e +1). É chamado desta forma, por que para uma única repetição são necessários  $N = 2 \times 2 \times 2 \dots \times 2 = 2^k$  observações (MONTGOMERY, 2001; RIBEIRO & CATEN, 2014; SCHEUERMANN FILHO, 2019). O uso deste tipo de experimentação leva a algumas implicações como, os fatores utilizados trabalharem a níveis fixos, os projetos elaborados seguirem a regra de aleatorização e, as hipóteses de normalidade serem satisfeitas. Por fim, devido a existência de apenas dois níveis, pressupõe-se inicialmente que a resposta devido a variação destes terá um comportamento aproximadamente linear (MONTGOMERY, 2001; RIBEIRO & CATEN, 2014).

Entretanto, sabe-se que a grande maioria dos fenômenos ocorre de forma não-linear em virtude da infinidade de fatores envolvidos. Afim de identificar eventuais não-linearidades, podem ser adicionados aos experimentos os conhecidos *pontos centrais* os quais, são replicados para os “ $k$ ” fatores existentes. Codificados por sua vez, por meio do numeral 0 (zero). Estes, poderão prover segurança contra eventuais conclusões errôneas além de,

possibilitarem uma estimativa independente do erro (MONTGOMERY, 2001). Além de ajustar eventuais não-linearidades leves ou, detectar àquelas exageradas, serve também de alerta para necessidade de elaboração de um experimento baseado na Metodologia de Superfície de Resposta (MSR) (RIBEIRO & CATEN, 2014).

A Figura 14 faz alusão a um experimento fatorial  $2^3$ , ou seja, três fatores hipotéticos estariam sendo estudados (*e.g.* A= temperatura, B= teor de cal, C= umidade). Estes, variando em dois níveis, -1 e +1 (*e.g.* A= temperatura: 40°C e 60°C, respectivamente). Sendo ainda, adicionados pontos centrais (zero) (*e.g.* A= temperatura: 50°C). Cada um dos vértices do cubo abaixo, representa um dos tratamentos a serem realizados. Nestes, a depender do vértice em questão, haverá fatores em seus níveis baixos ou altos.

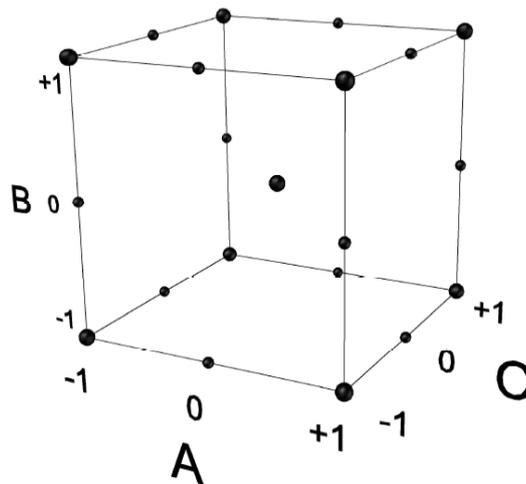


Figura 14: Gráfico de cubo, representação de um experimento fatorial  $2^3$ .

### 3.1.2 Experimento Fatorial Fracionado $2^{k-p}$

Mesmo experimentos fatoriais  $2^k$ , em um dado momento, podem vir a se tornar muito custosos do ponto de vista de materiais e tempo. Por exemplo, no caso de um experimento fatorial  $2^6$  completo, isto implicaria na execução de pelo menos 64 tratamentos. Dos 63 graus de liberdade envolvidos, apenas 6 deles estariam relacionados aos efeitos principais (primeira ordem), 15 aos efeitos de interação entre dois fatores (segunda ordem) enquanto que, os

demais, estariam distribuídos entre interações de mais alta ordem (MONTGOMERY, 2001). Interações entre três fatores ou mais, não chegam a possuir uma alta confiabilidade podendo desta forma, virem a ser negligenciadas. Isto posto, é fortemente recomendado que experimentos fatoriais acima de 32 tratamentos, ou seja  $2^5$ , venham a ser fracionados e em consequência disto, as interações de mais alta ordem sejam utilizadas para estimativa do termo do erro.

O fracionamento ocorre a partir da execução de uma das variantes do experimento fatorial  $2^k$ , também conhecida como experimento fatorial fracionado  $2^{k-p}$ . Nesta, são avaliados  $k$  fatores a 2 níveis cada estes, testados em  $2^{k-p}$  tratamentos (MONTGOMERY, 2001). Isto faz com que, o número de tratamentos possa cair pela metade, um quarto, um oitavo, assim por diante, do total de tratamentos a serem realizados. A adoção do valor de  $p$ , deve obedecer um *design fatorial* que beneficie os efeitos principais bem como, as interações entre dois fatores para que estes, não se confundam com interações de mais alta ordem. Para que isto seja assegurado, os valores de  $p$  devem suceder em *designs fatoriais* que possuam a mais alta resolução (R) possível (MONTGOMERY, 2001).

Dentre as resoluções convenientes, Montgomery (2001), Ribeiro & Caten (2014) e Scheuermann Filho (2019) destacam as seguintes:

- Resolução III: efeitos principais encontram-se confundidos com interações de segunda ordem, havendo ainda a possibilidade de haverem interações de segunda ordem confundidas entre si. Ou seja, em uma resolução III, apenas os efeitos principais devem ser levados em conta. A interação ABC não pode ser estimada, devido ao fracionamento ter sido realizado usando seu contraste de definição;
- Resolução IV: efeitos principais encontram-se confundidos com interações de terceira ordem, já por sua vez as interações de segunda ordem, estarão confundidas entre si. Ou seja, em uma resolução IV, efeitos principais e de segunda ordem podem ser levados em consideração na análise, no entanto, com ressalvas a este último. A interação ABCD não pode ser estimada devido ao fracionamento ter sido realizado usando seu contraste de definição;

- Resolução V: efeitos principais encontram-se confundidos com interações de quarta ordem enquanto que, interações de segunda ordem encontram-se confundidas com interações de terceira ordem. Ou seja, em uma resolução V, ambos efeitos principais e de segunda ordem podem ser utilizados sem quais quer problemas. A interação ABCDE não pode ser estimada devido ao fracionamento ter sido realizado usando seu contraste de definição;

### 3.1.3 Metodologia de Superfície de Resposta (MSR)

A metodologia de superfície de resposta (RSM, do inglês: *Response Surface Methodology*) possui dois grandes objetivos, sendo um deles a tentativa de modelar fenômenos não-lineares enquanto que o segundo, a busca da otimização da resposta por meio do mapeamento de regiões de alto desempenho. Desta forma, propõe-se que esta metodologia seja um procedimento sequencial onde, em um primeiro momento, busca-se encontrar a região de resultados ótimos o que ocorre por meio de modelos lineares ( $2^k$  e  $2^{k-p}$ ). Já em uma segunda etapa, utiliza-se modelos mais elaborados, como estes de segunda ordem, para a determinação real dos pontos ótimos existentes (MONTGOMERY, 2001; RIBEIRO & CATEN, 2014).

Se durante a execução de experimentos  $2^k$  ou  $2^{k-p}$  forem detectadas não-linearidades com auxílio de pontos centrais, podem recorrer-se a modelos de segunda ordem para um melhor ajuste. Uma das possibilidades seria a utilização de Projetos Compostos de Segunda Ordem (PCSO) (CCD, do inglês: *Central Composite Design*) o qual, é constituído basicamente pela união de um experimento fatorial  $2^k$  ou  $2^{k-p}$  (de resolução V) com,  $2k$  tratamentos axialmente distribuídos (conhecidos por pontos estrela) (MONTGOMERY, 2001).

A Figura 15a exemplifica um PCSO onde se tem como base um experimento fatorial  $2^3$  nele, são adicionados  $2 \times 3$  pontos axiais, daí a palavra *composto* em sua nomenclatura. Mesmo com esta união, ainda sim é permitida a blocagem, ou seja, a separação dos tratamentos em blocos independentes. O que possibilita a execução dos tratamentos em momentos distintos sem qualquer prejuízo na resposta. Desta forma, é comum a tentativa inicial de buscar um ajuste através de modelos lineares (arestas do cubo), esta não sendo verificada, parte-se então a

realização dos pontos estrela para obtenção dos elementos quadráticos que melhor irão retratar o fenômeno estudado.

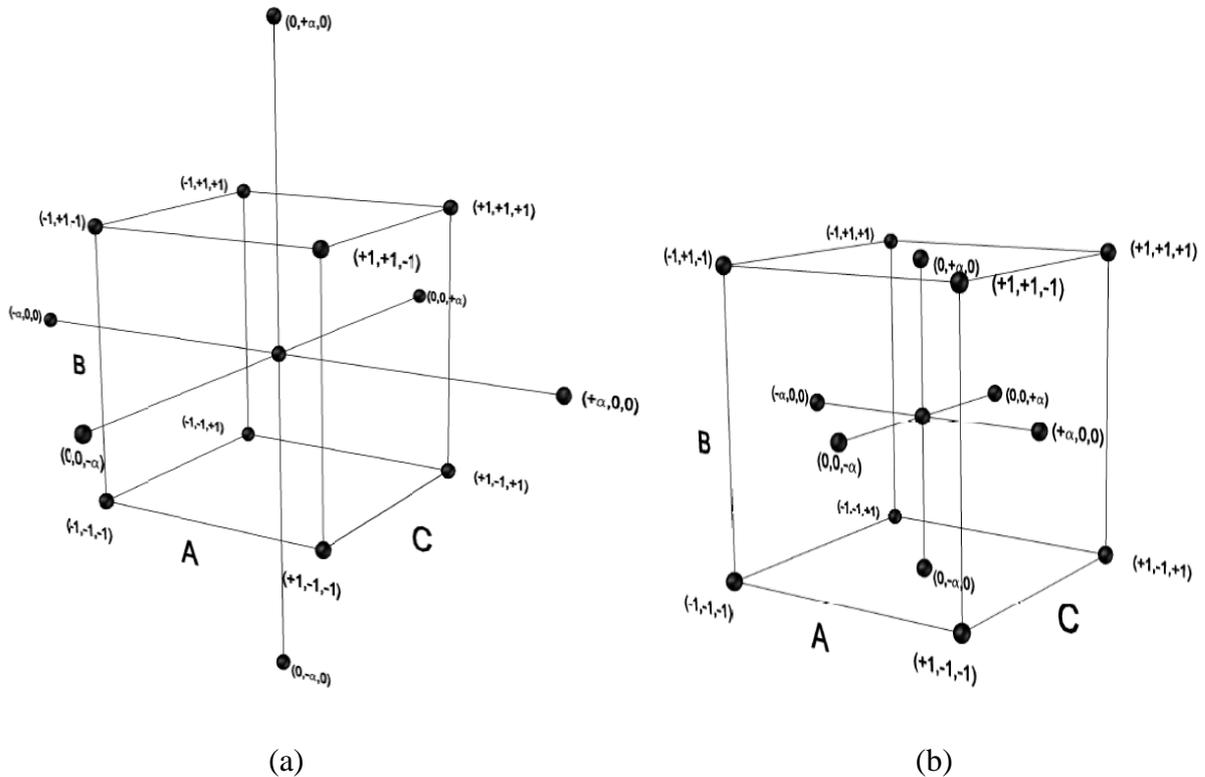


Figura 15: Projeto composto de segunda ordem para  $k = 3$ . a) tratamentos axiais (pontos estrela) adicionados a um experimento  $2^k$ ; b) pontos estrela alocados no formato *face centrada*.

Dos parâmetros a serem definidos quando da execução de um PCSO, um deles se trataria de  $\alpha$  que designa a distância dos pontos axiais ao ponto central (o que é possível observar na Figura 15a por exemplo, quando apreciado os pontos externos ao cubo *e.g.* “ $+\alpha, 0, 0$ ”). Os valores de  $\alpha$  devem ser determinados de tal forma que sejam garantidas propriedades como as abaixo:

- Rotacionalidade: esta propriedade assegura a mesma precisão na estimativa de  $Y$  para todos os pontos envolvidos dentro da faixa amostral estudada (RIBEIRO & CATEN, 2014).
- Ortogonalidade: esta propriedade torna a estimativa dos coeficientes dos termos lineares e quadráticos independente, ou seja, eventuais eliminações de termos em um

modelo não afetarão os demais visto que estes seriam um independente ao outro (RIBEIRO & CATEN, 2014).

Alternativamente, ainda existe a possibilidade de execução de um PCSO do tipo apresentado na Figura 15b. Também conhecido como experimento de face centrada no qual, abre-se mão da rotacionalidade anteriormente comentada, no entanto, é garantida a ortogonalidade do modelo. No caso dos experimentos de face centrada,  $\alpha$  deixa de ser calculado e passa a ser igual a 1. A utilização de experimentos de face centrada, tem por objetivo adequar o experimento as condicionantes reais de campo.

### 3.2 VARIÁVEIS INVESTIGADAS

Muitos estudos se desenvolveram com a intenção de avaliar o potencial de estabilizantes à base de cálcio no tratamento de solos competência esta, que é bastante consolidada na literatura atual. E, de forma eficaz, percebeu-se que este tipo de tratamento é capaz de solucionar problemas como os de solos dispersivos, solos naturalmente expansivos, dentre outros. O mesmo êxito, no entanto, não foi atingido quando se deparado com solos sulfatados. A partir disto, cogitaram-se a utilização de novos estabilizantes ou até mesmo, o uso daqueles à base de cálcio combinados a demais materiais ou técnicas. Todavia, dentre as combinações existentes na literatura atual, nunca até então se idealizou a utilização das misturas de materiais aqui empregadas, o que leva a necessidade da avaliação de seu potencial. Também, das dosagens que culminem em seu melhor desempenho. Algo similar ocorre com o emprego de reforços à base de fibras, uma vez ou outra, estes reforços foram utilizados com o objetivo de conter a expansão de solos sulfatados. Contudo, nos ínfimos casos já existente, os tipos de reforços empregados diferem dos aqui inseridos. Situações como estas, da criação de novos geomateriais, carecem de esclarecimentos para que possam ser empregues na prática.

A escolha das variáveis a serem estudadas, bem como de seus respectivos níveis, decorreu baseando-se tanto em trabalhos já existentes como também, na resposta de ensaios preliminares. Uma vez que as variáveis de maior importância foram identificadas, variou-se então seus níveis de forma controlada enquanto que, demais fatores eram mantidos fixos. O

Quadro 1, sintetiza todo o apanhado que envolve o plano experimental, sendo que apenas no caso das Fases I, II e III é que houve a variação de níveis dos fatores.

Quadro 1: Resumo do plano experimental.

Plano Experimental	Materiais	Tipos de tratamentos / ensaios
Preparação e Caracterização dos Materiais	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Solo dispersivo e sulfatado;</li> <li>• Cal de carbureto;</li> <li>• Fibra de vidro (filamento);</li> <li>• Fibra de vidro (moída);</li> </ul>	→ Tratamentos: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Moagem;</li> <li>• Peneiramento;</li> <li>• Corte e separação;</li> </ul> → Ensaios: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Massa Esp. Real dos Grãos;</li> <li>• Análise Granulométrica;</li> <li>• Limites Físicos;</li> <li>• Compactação;</li> <li>• Mineralogia (DRX);</li> <li>• Análise Química (FRX);</li> <li>• Dispersibilidade (<i>Pinhole Test</i>);</li> <li>• Dispersibilidade (<i>Crumb Test</i>);</li> <li>• Dispersibilidade (Sedimentometria Comparativa);</li> </ul>
Fase I	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <u>Mistura</u>: Solo dispersivo e sulfatado + Cal de carbureto + Fibra de vidro (moída);</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Resistência à Compressão (RCS);</li> <li>• Pulso Ultrassônico (<math>G_0</math>);</li> </ul>
Fase II	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <u>Mistura</u>: Solo dispersivo e sulfatado + Cal de carbureto + Fibra de vidro (filamento) + Fibra de vidro (moída);</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Expansão Tridimensional;</li> <li>• Triaxial (CID);</li> <li>• Expansão Unidimensional;</li> </ul>
Fase III		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Durabilidade;</li> <li>• Resistência à tração (RT);</li> <li>• Vida de Fadiga;</li> </ul>
Ensaio Complementares		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Dispersibilidade (<i>Pinhole Test</i>);</li> <li>• Mineralogia (DRX);</li> <li>• Microscopia eletrônica de Varredura (MEV);</li> </ul>

### 3.2.1 Fase I – Ensaio Preliminares

#### 3.2.1.1 Ensaio de Resistência à Compressão Não-Confinada e Pulso Ultrassônico

A Fase I deste projeto experimental, tem como principal objetivo verificar o potencial de estabilização de um solo a partir da mistura Solo + Cal de Carbureto + Fibra de Vidro (moída). Afim de verificar os fatores mais influentes, se propôs a realização de um experimento fatorial completo. Este, contemplando 4 fatores distintos variados a dois níveis

cada, ou seja,  $2^4$  resultando desta forma, em 16 tratamentos (ensaios). Ao considerarmos que as amostras foram replicadas, o experimento passa contar então com 32 tratamentos. Ainda, por se tratar de um experimento  $2^4$ , fortemente é recomendada sua blocagem. O que foi feito a partir da adoção de 4 blocos distintos, sendo que cada um destes possuía seu próprio ponto central culminando em um total de 36 tratamentos ( $32+4$ ). Cada um dos blocos se tratava de uma parte homogênea deste experimento onde, dentro de um bloco, os ensaios encontravam-se aleatorizados.

A adoção de 4 blocos parte do pressuposto que seria intangível do ponto de vista prático, bem como estatístico, a execução de 36 corpos-de-prova em um único dia por um único operador. Sendo desta forma, a moldagem das amostras distribuídas ao longo de 4 dias distintos sem qualquer prejuízo aos resultados. Também, quando da moldagem destas amostras, por se tratar de um período do ano com elevadas temperaturas, a divisão em blocos auxilia na minimização deste fator não-controlável (ruído).

- Variáveis independentes:

As variáveis independentes, são distinguidas entre Fatores Controláveis, Fatores Constantes e Fatores Não-Controláveis (Ruídos). Em relação aos fatores controláveis, os então adotados foram Fibra de Vidro (moída) (FM), Umidade de Moldagem ( $w$ ), Peso Específico Aparente Seco ( $\gamma_d$ ) e o Teor de Cal de Carbureto (CC). Já como fatores constantes, encontram-se a unicidade dos materiais utilizados, a manutenção dos procedimentos e operadores bem como, a adoção de um período de cura de 28 dias a uma temperatura controlada de  $23 \pm 2^\circ\text{C}$ . Por fim, dentre os fatores não-controláveis, encontram-se por exemplo a variação da temperatura e umidade do local ao longo do dia fatores estes, que buscavam serem abrandados a partir de sua medição e controle do ambiente.

Em uma primeira instância, se suscitou utilizar fibras de vidro (filamentos) com o intuito de conter a expansão de solos sulfatados. A partir daí, conjecturou-se a possibilidade de utilizar estas mesmas fibras, porém, na forma moída atuando como uma pozolana artificial. Deste modo, a fibra de vidro neste último formato, pode ser considerada um material inédito. Devido sua originalidade, surge uma dificuldade do que seriam teores utilizáveis deste

produto. No entanto, por se tratar de uma eventual pozolana artificial e ter como base o vidro, se recorreu a trabalhos como os de Consoli *et al.* (2018a, 2018b, 2019b) e Scheuermann Filho (2019) para determinação de uma faixa de trabalho de teores. Desta forma, os teores de fibra moída (FM) utilizados na Fase I foram de 5, 15 e 25% em relação a massa de solo seca. Onde, 5 e 25% correspondem a pontos fatoriais enquanto que 15% a um ponto central.

Com relação ao teor de umidade de moldagem ( $w$ ), havia o interesse de se saber o impacto deste no desenvolvimento de reações pozolânicas, isto é, se eventuais teores mais elevados beneficiariam o desenvolvimento destas reações. Para isto, realizaram-se ensaios de compactação alicerçados nas normas NBR 7182-16 e ASTM D698-12<sup>ε2</sup> estes, efetuados a uma energia normal de compactação, tendo-se por objetivo, simular as condições para uma base de pavimentos. É sabido da influência da cal no teor ótimo de umidade bem como no peso específico seco máximo das misturas, porém, foi também esclarecido aqui as limitações de solo que envolvem este trabalho. Desta forma, os ensaios de compactação foram executados sem a inclusão deste elemento, visando o reaproveitamento das misturas Solo + Fibra de Vidro (moída). A Figura 16, apresenta os resultados das misturas de solo somado às quantidades de 5 e 25% de fibra moída (pontos fatoriais, extremos). A mesma figura, compara os resultados obtidos com os de Bittar Marín (2017) que fez uso do mesmo solo em um trabalho análogo. Verifica-se que a adição de fibra de vidro moída nada impactou no teor ótimo de umidade comparado ao teor obtido para o solo *in natura*, demonstrando a adição se tratar de um material hidrofóbico. Em virtude disto, adotaram-se como níveis desta variável os teores de 14 (teor ótimo), 15 e 16%, os extremos se tratando de pontos fatoriais enquanto que 15% de um ponto central.

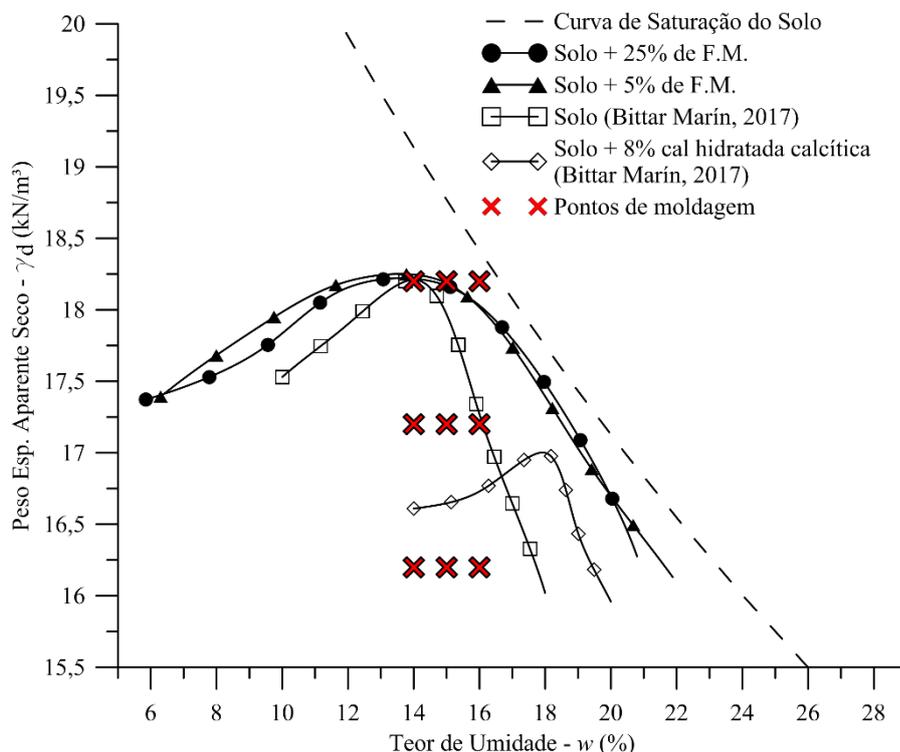


Figura 16: Ensaios de compactação, teores de umidade ótima.

No que diz respeito ao peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ), os níveis deste fator foram igualmente tomados com base nos ensaios de compactação realizados. Contudo, atentando-se as limitações do sistema de moldagem, que possuía um limiar máximo de aproximadamente 18,5 kN/m<sup>3</sup>. Com isto, um dos pesos específicos adotados se tratou daquele atrelado ao teor ótimo de umidade, isto é, em torno de 18,2 kN/m<sup>3</sup>. Enquanto que os demais níveis, foram variados entre 17,2 e 16,2 kN/m<sup>3</sup>. Novamente, ambos os extremos se tratam de pontos fatoriais enquanto que o ponto intermediário, de um ponto central. A Figura 16 discrimina cada um dos pontos de moldagem aqui adotados.

Por fim, a determinação do teor de cal de carbureto (CC) iniciou-se pela busca do teor considerado mínimo possível. Isto se transcorreu através de duas metodologias distintas, primeiro, por meio da ASTM D6276-19 e, posteriormente, pelo método proposto por Hilt & Davidson (1960). O primeiro critério, baseia-se na determinação do pH da mistura a partir da adição de teores de cal onde, o teor considerado mínimo é aquele no qual um pH de 12,4 é

atingido e se mantém estável. Já o segundo, fundamenta-se na determinação dos Limites de Atterberg das misturas em que, o teor de cal considerado mínimo seria aquele em que o limite de plasticidade deixaria de crescer, passando a ser constante. A Figura 17 apresenta os resultados de cada uma das metodologias utilizadas. Ambos os requisitos – pH igual a 12,4 e estabilização do LP – foram atingidos já para um teor de cal igual a 2%. Com isto, este teor foi adotado como um dos pontos extremos do experimento fatorial (teor mínimo), enquanto que o valor máximo, este por sua vez foi estipulado em 8%. Este último, tem como base estudos atuais e análogos a este como os de Bittar Marín (2017) e Schuermann Filho (2019). Além disto, procurou-se trabalhar com uma ampla faixa de teores afim de estudar melhor os compósitos gerados. Desta forma, os pontos extremos (fatoriais) adotados foram de 2 e 8%, havendo entre estes um ponto central de 5%. O teor de cal foi calculado sobre a soma das massas secas de solo e FM.

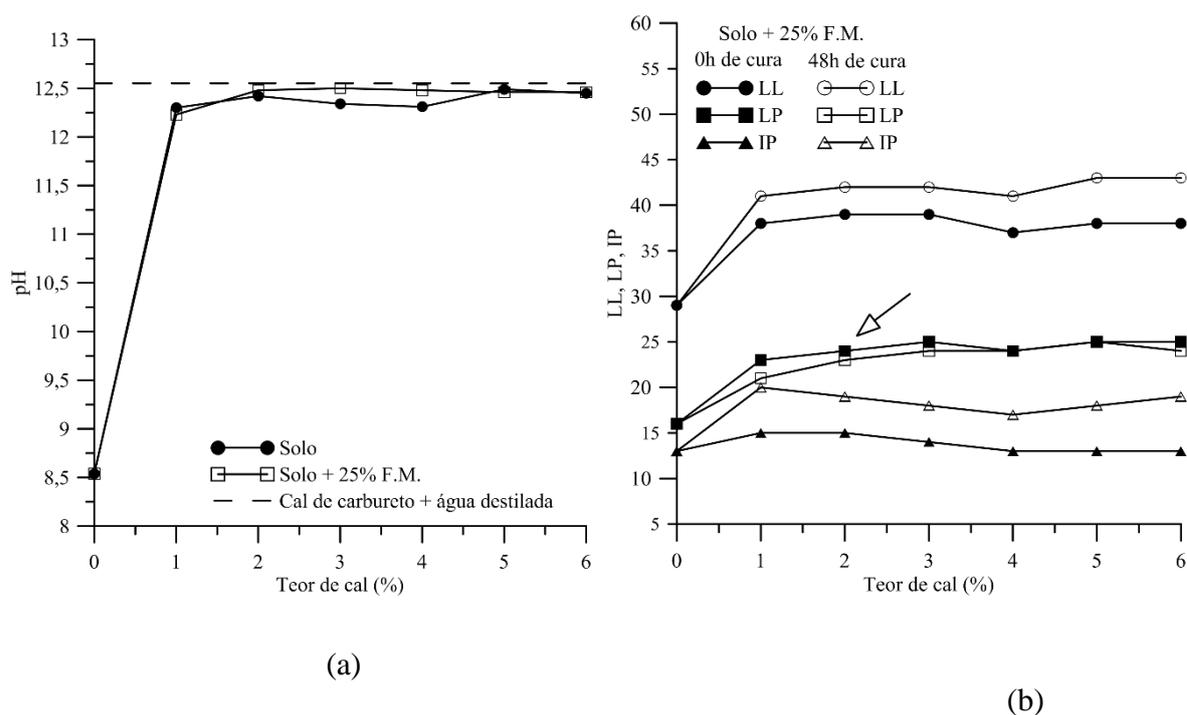


Figura 17: Determinação do teor de cal mínimo a) ASTM D6276-19; b) Hilt & Davidson (1960), para períodos de cura de 0 e 48h.

- Variáveis Dependentes ou Resposta:

Nesta primeira fase, afim de verificar o impacto dos fatores escolhidos, realizaram-se ensaios de resistência a compressão simples e pulso ultrassônico. A partir destes, puderam-se obter, respectivamente, variáveis respostas como resistência a compressão ( $q_u$ ) e módulo cisalhante inicial ( $G_0$ ).

Como poderá ser visto mais adiante, no item em que são apresentados os resultados, a utilização de pontos centrais cumpriu com um de seus papéis, isto é, detectou uma não-linearidades do modelo. Desta forma, houve a necessidade de modelar os termos quadráticos que compunham os fenômenos aqui estudados. Para isto, logo após a execução da parte fatorial do experimento, executou-se também um PCSO. O que foi feito por meio da adição de pontos estrela no interior do cubo fatorial estes, arranjados de forma a se ter um experimento do tipo *face centrada* (ver Figura 15b). Optou-se por esta configuração já que, na eventual existência de pontos que extrapolassem as faces do cubo, isto levaria a impossibilidade de moldagem dos corpos-de-prova. Apesar da implementação de um PCSO, os fatores acima elencados permanecem os mesmos mudando tão somente a combinação entre estes. Com isto, 16 tratamentos extras foram realizados, a Tabela 3 faz uma síntese dos tratamentos que compõem esta fase.

Tabela 3: Tratamentos e fatores Fase I.

Ensaio	Tipo de Tratamento	Fatores Controláveis	Fatores Constantes	Variáveis Resposta	Ensaio
RCS;	Pontos fatoriais + pontos centrais + pontos estrela	•FM = 5, 15 e 25%	•Materiais: Solo, FM, CC; •Tempo de cura: 28 dias; •Temperatura de cura: 23±2°C;	$q_u$	52
Pulso Ultrassônico;		• $w = 14, 15$ e 16% • $\gamma_d = 16,2, 17,2$ e 18,2 kN/m <sup>3</sup> •CC = 2, 5 e 8%		$G_0$	52
Total de ensaios:					104

## 3.2.2 Fase II – Ensaios de Tratamento

### 3.2.2.1 Ensaios de Expansão Tridimensional, Expansão Unidimensional e Triaxial (CID)

Como já bastante estruturado, é sabido que a utilização de estabilizantes à base de cálcio em solos sulfatados leva a formação de minerais expansivos (SHERWOOD, 1962; PUPPALA *et al.*, 2019b). Desta forma, a Fase II deste estudo se volta ao tratamento destas eventuais expansões devido a formação de etringita e/ou taumasita. Isto se é tentado, a partir da inclusão de fibras de vidro estas por sua vez, no formato de filamentos. Suscitando-se a ideia de que, por se tratarem de elementos que funcionam à tração, estes seriam capazes de conter a variação volumétrica das amostras. Poderiam vir a surgir questionamentos do tipo, por que não apenas trocar o tipo de estabilizante empregado, no entanto, note que a intenção é justamente esta, vir a testar a possibilidade da utilização de fibras de vidro. Desta forma, elaborou-se um experimento fatorial fracionário do tipo  $2^{4-1}$  para avaliar a utilização deste tipo de filamento tanto para supressão da expansão quanto, para aumento da resistência confinada das amostras. Nesta fase, foram ainda mantidos 4 fatores, no entanto, estes agora sendo testados em 8 tratamentos distintos. Ao contemplar duplicatas, o projeto experimental desta fase abrange a execução de um total de 16 tratamentos para cada um dos tipos de ensaios propostos. Esta configuração, levou a atual fase possuir uma resolução de nível IV (ver item 3.1.2).

- Variáveis independentes:

A divisão deste estudo em fases tem também, por convicção, o afinamento dos projetos experimentais que se sucedem. Isto é, a partir das respostas obtidas na Fase I, permite-se então a supressão de fatores que se mostraram irrelevantes. Possibilitando a execução de um novo projeto experimental mais enxuto ou, abrindo a possibilidade para inclusão de um novo fator. Fato este, que ocorre aqui na elaboração da Fase II deste projeto de experimentos.

Então, com base nos resultados da Fase I estes, expostos no decorrer deste relatório, três ponderações aos fatores anteriormente utilizados puderam ser inferidas. Que são, a passagem de dois fatores controláveis a fatores constantes, casos da fibra de vidro moída (FM) e, da umidade de moldagem ( $w$ ). Em relação ao primeiro fator, o modelo matemático resultante da

Fase I permitiu a estimativa de seu valor ótimo o qual, foi agora adotado como uma constante. Já em relação ao segundo, a alternância de umidades no momento da moldagem não se mostrou significativa nas variáveis respostas. O que fez com que, se optasse pela utilização da umidade aquela considerada ótima determinada durante os ensaios de compactação. Além disto, outra percepção obtida trata-se da baixa eficiência das misturas que utilizavam o teor de 2% de cal de carbureto optando-se então, pela eliminação deste nível. Isto posto, os fatores controláveis nesta fase passam a ser o Teor de Cal de Carbureto (CC), Teor de Fibra de Vidro (filamentos) (FI), Período de Cura ( $t$ ) e o Peso Específico Aparente Seco ( $\gamma_d$ ). Já os fatores constantes, são compostos pela unicidade dos materiais e procedimentos, temperatura de cura de  $23 \pm 2^\circ\text{C}$ , teor de fibra de vidro moída (FM), teor de umidade de moldagem e, dimensões das fibras utilizadas. Por fim, dentre os fatores não-controláveis encontram-se, por exemplo, a variação da temperatura e umidade do local ao longo do dia fatores estes, que buscavam serem abrandados a partir de sua medição e controle do ambiente.

Para o caso do teor de cal de carbureto (CC) como já mencionado, apenas optou-se pela exclusão do mais baixo teor permanecendo assim, como pontos fatoriais apenas os teores de 5 e 8%. Se tratando da fibra de vidro (filamentos) (FI), com base na revisão da literatura apresentada pode-se perceber que, dentre as variáveis que governam seu comportamento, o teor/quantidade de fibras foi o que se mostrou mais relevante. Desta forma, como a principal intenção é avaliar se fibras são capazes de conter a expansão de um solo, optou-se então pela adoção de teores nos valores de 0 e 0,5% ambos, em relação à massa total de sólidos. Ou seja, amostras sem e com fibra, respectivamente. O teor máximo adotado, tem como base os inúmeros trabalhos até então desenvolvidos pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Já com relação ao fator período de cura ( $t$ ), sua alternância tem como intenção diferenciar o que seriam expansões devidas tão somente a hidratação daquelas, em virtude da formação de minerais expansivos. Adotando-se assim, os períodos de 0 e 28 dias isto porquê, a períodos tão curtos de cura (*e.g.* 0 dias) dificilmente haverá formações de minerais expansivos. O que se distingue para períodos mais longos (*e.g.* 28 dias) em que há tempo suficiente para formação destes minerais. Finalmente, se tratando do peso específico aparente Seco ( $\gamma_d$ ),

nesta fase este vislumbra compreender o impacto da densidade em relação ao potencial expansivo de um solo. A um menor índice de vazios, ou seja, uma maior densidade, isto levaria a menores espaços para acomodação de cristais como os de etringita e taumasita. Logo, uma maior expansão é esperada para estes casos. Desta forma, foram adotados como pontos fatoriais os valores de 16,2 e 18,2 kN/m<sup>3</sup>.

- Variáveis Dependentes ou Resposta:

Para esta fase, três ensaios foram realizados sendo dois deles, sucessivos um ao outro. Casos da expansão tridimensional e triaxial consolidado drenado (CID). Um terceiro ensaio, de expansão unidimensional, foi realizado concomitantemente, entretanto, em um distinto equipamento. A execução destes, leva à possibilidade de extração de variáveis respostas como deformação volumétrica ( $\varepsilon_{vol}$ ), comportamento tensão vs deformação, módulos como os de elasticidade e cisalhante (E, G), dentre outras. Demais eventuais variáveis resposta bem como, o resumo da segunda fase, podem ser observados por meio da Tabela 4.

Tabela 4: Tratamentos e fatores Fase II.

Ensaio	Tipo de Tratamento	Fatores Controláveis	Fatores Constantes	Variáveis Resposta	Ensaio
Expansão tridimensional;		•CC = 5, e 8%	•Materiais: Solo, FM, CC;	$\varepsilon_{vol}$	16
Triaxial (CID);	Pontos fatoriais	•FI = 0 e 0,5%	•Temperatura de cura: 23±2°C;	$q \times \varepsilon_a$ ; $\varepsilon_{vol} \times \varepsilon_a$ ;	16
		•t = 0 e 28 dias	•FM = 20%; •w = 14%;	$E_{sec}$	
Expansão unidimensional;		• $\gamma_d = 16,2$ e 18,2 kN/m <sup>3</sup>	•Dimensões da Fibra (filamento);	$\varepsilon_{vol}$	16
Total de ensaios:					48

### 3.2.3 Fase III – Ensaios de Desempenho

#### 3.2.3.1 Ensaios de Durabilidade, Resistência à Tração e Vida de Fadiga

A última fase deste estudo, Fase III, é elaborada com a finalidade de avaliar o desempenho dos compósitos propostos. O que é feito, através de ensaios de tração por compressão diametral, vida de fadiga e durabilidade por molhagem e secagem. Com isto, elaborou-se um

experimento fatorial do tipo  $2^3$  no qual, foram mantidos apenas 3 dos quatro fatores anteriormente discriminados para a Fase II. Desta vez, o fator controlável período de cura ( $t$ ) é quem se torna um fator constante. Isto, em virtude de todos os ensaios aqui sugeridos demandarem um período mínimo de cura para que os tratamentos surtam algum efeito. Assim sendo, novamente se tem 8 tratamentos distintos para cada um dos tipos de ensaios, no entanto, em virtude da escassez de solo, esta fase não contemplada a execução de duplicatas das amostras.

- Variáveis independentes:

Os fatores controláveis utilizados nesta fase, dispensam maiores esclarecimentos já que se tratam dos mesmos adotados na fase anterior. A exceção, de como já mencionado, em relação ao período de cura ( $t$ ) o qual se tornou um fator constante. Desta forma, os fatores controláveis são para esta fase o Teor de Cal de Carbureto (CC), Teor de Fibra de Vidro (filamentos) (FI) e o Peso Específico Aparente Seco ( $\gamma_d$ ). Já os fatores constantes, são compostos pela unicidade dos materiais e procedimentos utilizados, temperatura de cura de  $23 \pm 2^\circ\text{C}$ , teor de fibra de vidro moída (FM), teor de umidade de moldagem ( $w$ ), dimensões das fibras utilizadas e, período de cura ( $t$ ) dos corpos de prova. Por fim, dentre os fatores não-controláveis, encontram-se a variação da temperatura e umidade do local ao longo do dia fatores estes, que buscavam serem abrandados a partir de sua medição e controle do ambiente.

Com relação ao teor de cal de carbureto (CC), mantiveram-se os teores de 5 e 8%. Se tratando da fibra de vidro (filamentos) (FI) os teores de 0 e 0,5% em relação à massa total de sólidos. No tocante ao peso específico aparente Seco ( $\gamma_d$ ), os valores de 16,2 e 18,2 kN/m<sup>3</sup>.

- Variáveis Dependentes ou Resposta:

Para esta fase, ensaios como de tração por compressão diametral, vida de fadiga e durabilidade por molhagem e secagem foram realizados. Estes, proporcionam a obtenção de variáveis respostas como, resistência à tração das amostras ( $q_t$ ), deformação radial ( $\varepsilon_r$ ), número de fadiga ( $N_f$ ) e, perda de massa acumulada (PMA). O resumo desta fase pode ser observado através da Tabela 5.

Tabela 5: Tratamentos e fatores Fase III.

Ensaio	Tipo de Tratamento	Fatores Controláveis	Fatores Constantes	Variáveis Resposta	Ensaio
Resistência à tração;	Pontos fatoriais	•CC = 5, e 8%	•Materiais: Solo, FM, CC; •Temperatura de cura: 23±2°C;	q <sub>t</sub>	8
Vida de Fadiga;		•FI = 0 e 0,5%	•FM = 20%; •w = 14%;	N <sub>f</sub>	8
Durabilidade;		• $\gamma_d$ = 16,2 e 18,2 kN/m <sup>3</sup>	•Dimensões da Fibra (filamento); •Período de cura (t) = 28 dias;	PMA	8
				Total de ensaios:	24

### 3.3 MATERIAIS UTILIZADOS

#### 3.3.1 Solo Dispersivo e Sulfatado

O solo utilizado neste estudo provém de uma jazida localizada entre os municípios de Filadelfia e Loma Plata. Ambos, situados na República do Paraguai em uma região também conhecida como *Chaco* Paraguai (Figura 18). O qual, caracteriza-se por ser um solo argilo-siltoso com baixa quantidade de matéria orgânica podendo assim, ser classificado como uma *lean clay* – CL (ASTM D2487-17). Tem como predominância os minerais Quartzo (33,9%), Albita (24,5%), Clorita (17,4%), Ilita (14,5%), Ortoclásio de Bário (5,5%) e Gesso (4,2%) (BITTAR MARÍN, 2017). Este material teve sua granulometria determinada a *laser* e por sedimentação, a primeira forma, realizada no Laboratório de Materiais Cerâmicos enquanto que a segunda, bem como seus índices físicos, através do Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental. Ambos estes, pertencentes a Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Sua caracterização e demais informações, são apresentadas por meio da Figura 19 e Tabela 6.

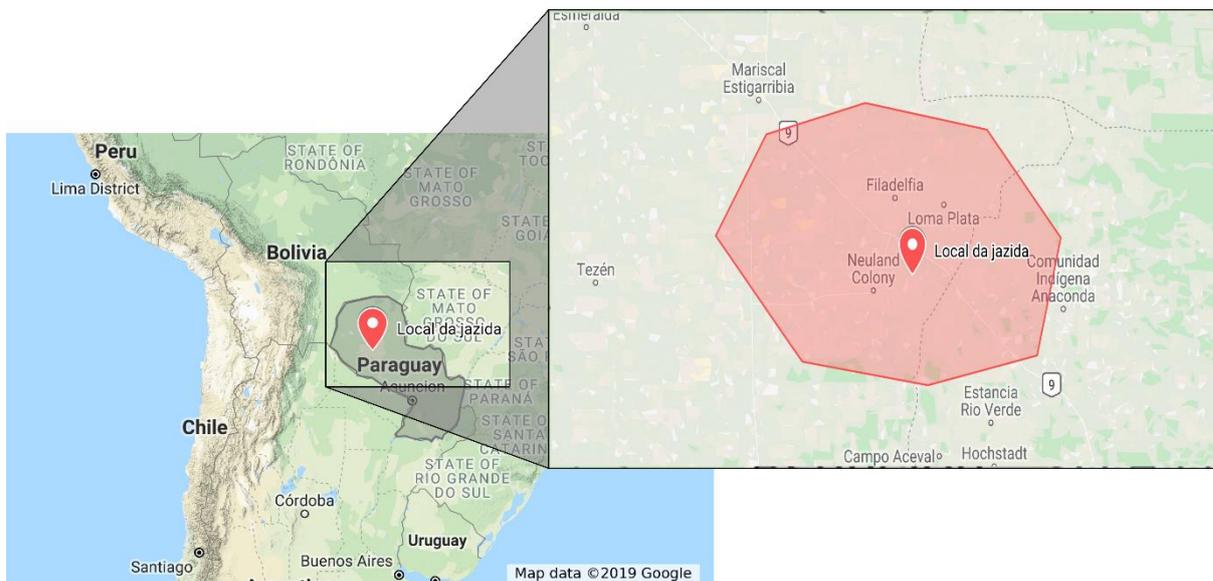


Figura 18: Local de extração do solo (Fonte: Google, 2019).

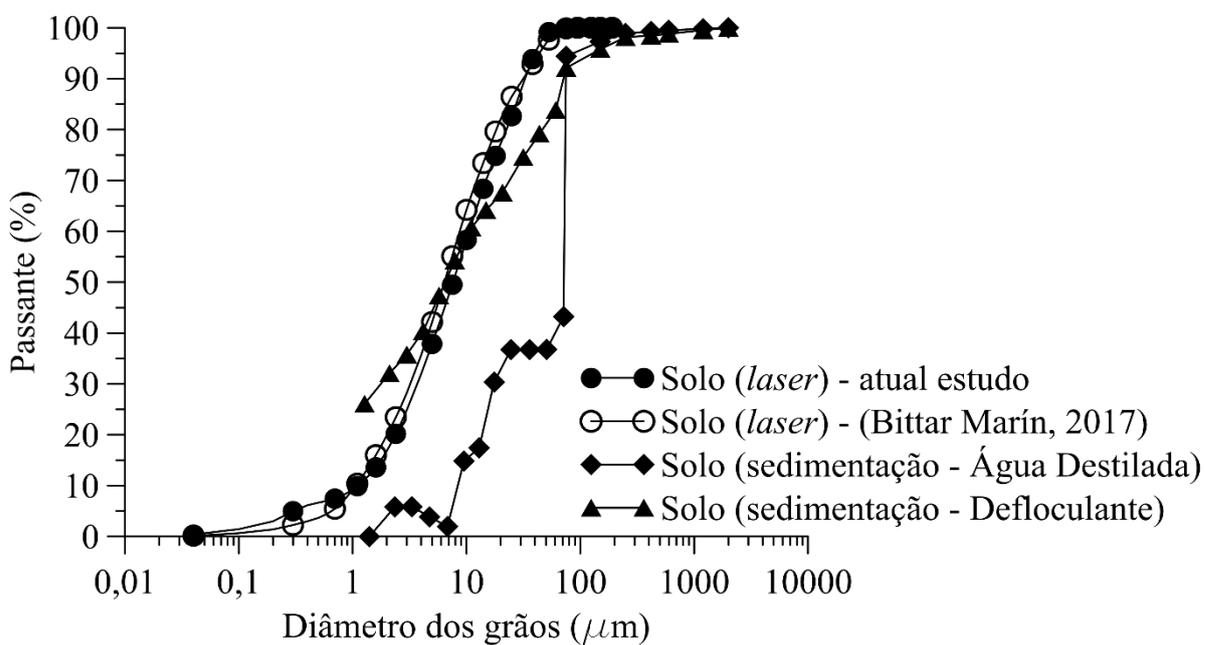


Figura 19: Curva granulométrica solo dispersivo e sulfatado.

Tabela 6: Índices físicos do solo dispersivo e sulfatado.

Índices	Bittar Marín (2017)	Trabalho atual	Trabalho atual <sup>a</sup>	Norma / Método
Limite de Liquidez (LL)	33	32	32	ASTM D4318-17
Limite de Plasticidade (LP)	17	16	16	ASTM D4318-17
Índice de Plasticidade (IP)	16	16	16	ASTM D4318-17
Peso Esp. Real dos Grãos (Gs) (kN/m <sup>3</sup> )	26,91	26,18	-	ASTM D854-14
% Passante Peneira #200	92%	92,11%	-	ASTM D6913M-17
D <sub>50</sub> (mm)	-	~0,0064	-	ASTM D2487-17
Superfície Específica (m <sup>2</sup> /g)	26,17	22,74	-	Método BET
Porcentagem de Matéria Orgânica	1,24%	-	-	ASTM D2974-14
pH	9,24	8,54	-	ASTM D4972-19
Dispersão <i>Crumb Test</i>	-	Grau 2 (Intermediário)	-	ASTM D6572-13
Dispersão <i>Pinhole Test</i>	D2	D1	-	ASTM D4647M-13
Dispersão (SAR)	Área Dispersiva	-	-	Sherard <i>et al.</i> (1976a)
Porcentagem de Dispersão	-	9,61	-	NBR 13602-96
Sulfatos Solúveis	14.299 ppm	-	-	ASTM C1580-15 / SMEWW
Capacidade de Troca Catiônica (CTC) (cmol/kg)	12	-	-	ASTM D7503-18
Classificação SUCS	CL	CL	-	ASTM D2487-17
Classificação AASHTO	A6	A6	-	ASTM D3282-15

<sup>a</sup> Ensaios realizados com 24h de período de cura/repouso da amostra após adição de água destilada;

Os solos situados na região do *Chaco* Paraguai, são reconhecidos pela sua alta alcalinidade (pH > 8,5) como também, da existência de sódio adsorvido em suas partículas. Somado a estas duas condições ainda, ocorrem por vezes a presença de sulfatos como o caso deste trabalho. Primeira situação responsável pela dispersão de partículas enquanto que a segunda, pela eventual expansão quando se utilizado estabilizantes à base de cálcio (BITTAR MARÍN, 2017; SCHEUERMANN FILHO, 2019). Isto posto, gera a necessidade de avaliação destes aspectos para fins de aplicação deste material em obras de engenharia. Com relação a dispersibilidade de um solo, esta pode ser verificada por intermédio de uma das metodologias propostas no item 2.1.3. Para o atual estudo, recorreu-se à realização de ensaios como *Crumb Test*, *Pinhole Test* e, Sedimentometria Comparativa. Somado a estes, se associou os resultados obtidos por Bittar Marín (2017) já que os solos utilizados em ambas as pesquisas se tratava do mesmo lote. Este último autor, determinou o total de sais dissolvidos na água intersticial do solo (TDS), porcentagem de sódio existente (PS), como também, a razão de sódio adsorvido (SAR). Tanto os resultados providos deste atual estudo como, aqueles advindos do trabalho de Bittar Marín (2017), podem ser vislumbrados por meio das Tabelas 6 e 7.

Tabela 7: Parâmetros de dispersibilidade (modificado de: Bittar Marín, 2017).

Elementos / Parâmetros	Valores
Na (mEq/L)	44,91
K (mEq/L)	0,21
Ca (mEq/L)	15,80
Mg (mEq/L)	4,53
TDS ( <i>Total Dissolved Salts</i> )	65,45 <sup>a</sup>
PS (Porcentagem de Sódio)	68,60% <sup>b</sup>
SAR ( <i>Sodium Adsorption Ratio</i> )	14,09 <sup>c</sup>

<sup>a</sup> Soma dos sais dissolvidos;

<sup>b</sup> Equação 5;

<sup>c</sup> Equação 4;

Para Sherard *et al.* (1976a), uma boa avaliação de solos dispersivos é aquela que associa valores de TDS e PS à respostas obtidas diretamente de ensaios *Pinhole Test*. Para isto, os autores propõem a elaboração de um gráfico onde, no eixo das abscissas, se encontram os valores de TDS, enquanto que no eixo das ordenadas, PS (*e.g.* Figura 7). Ao se considerar os resultados do solo atual, a Figura 20 pode desta forma, ser confeccionada. Tomando-se em conta por sua vez o valor de SAR obtido, Sherard *et al.* (1976a) e Knodel (1988) comentam que valores acima de 2 já poderiam vir a representar solos dispersivos. Já para USDA (2017), solos dispersivos seriam aqueles os quais teriam um SAR superior a 13. De uma forma ou outra, em ambos os casos o atual solo supera os limites apresentados (SAR = 14,09).

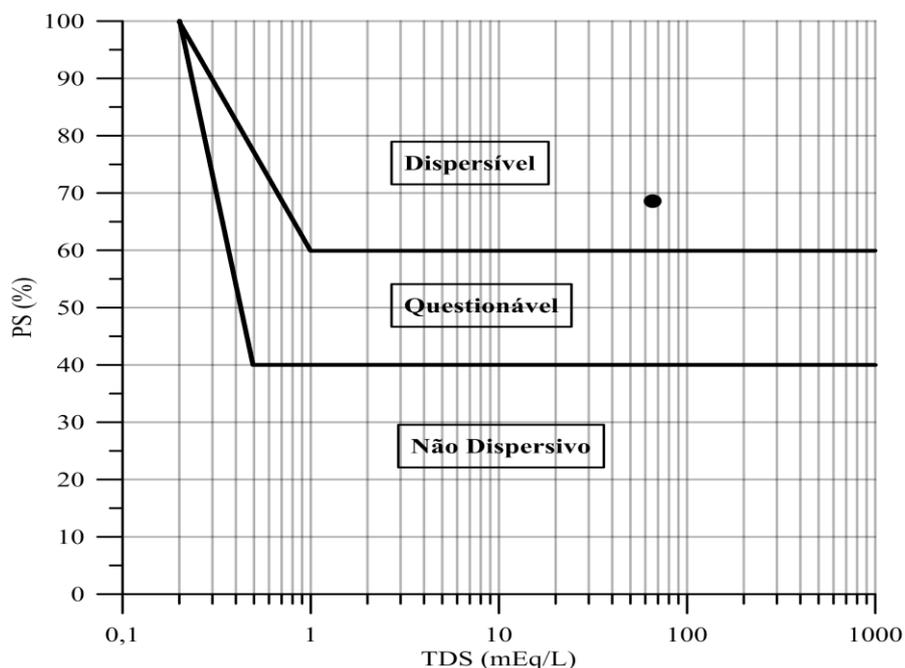


Figura 20: Avaliação da dispersibilidade segundo Sherard *et al.* (1976a) (modificado de: Bittar Marín, 2017).

Agora, nos voltando a quantificação de sulfatos presentes no solo, esta se deu seguindo a metodologia proposta pela norma ASTM C1580-15 e SMEWW (1989). Que é dada por meio da determinação da quantidade de sulfatos solúveis em água estes, que se fazem presentes no solo. Os resultados desta análise são apresentados na Tabela 8. Como se pode ver, os três principais tipos de sulfatos causadores da formação de minerais expansivos se fazem presentes, isto é,  $\text{CaSO}_4$ ,  $\text{K}_2\text{SO}_4$  e  $\text{MgSO}_4$ . Com uma maior quantidade daquele conhecido por ser o mais solúvel, o sulfato de cálcio. Totalizando assim, uma quantidade bastante elevada de sulfatos, 14.299 ppm, comparado aos limiares estabelecidos no item 2.2.3.

Tabela 8: Nível de sulfatos presentes no solo (modificado de: Bittar Marín, 2017).

Sais solúveis	Unidade	Valores
Sulfato de Cálcio (CaSO <sub>4</sub> )		5.372
Sulfato de Potássio (K <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> )		93
Sulfato de Magnésio (MgSO <sub>4</sub> )	ppm	1.351
Sulfato de Sódio (Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> )		7.576
Bicarbonato de Sódio (NaHCO <sub>3</sub> )		215
Cloreto de Sódio (NaCl)		7.396
Sais Totais		22.003
<b>Total de Sais de Sulfato (SO<sub>4</sub>)</b>	ppm	<b>14.299</b>

A caracterização mineralógica semiquantitativa deste solo, foi já mencionada no primeiro parágrafo deste item. A qual, foi obtida através de ensaios de difratometria de raios-X (DRX) por meio de um equipamento pertencente ao Laboratório de Geociências da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Trata-se de um difratômetro de raios-X da marca Siemens (BRUKER AXS) modelo D-5000 ( $\theta$ - $2\theta$ ) este, equipado com monocromador curvado de grafite no feixe secundário e tubo de ânodo fixo de cobre operando a 40 kV e 35 mA. Neste caso, o ensaio transcorreu em amostras cuja as partículas possuíam um diâmetro inferior a 4  $\mu\text{m}$ . As quais, foram separadas por desagregação em gral de porcelana, agitação orbital e ultrassom de ponteira. Por fim, passaram por um processo de decantação de 1h e 20min. A Figura 21 exhibe os resultados obtidos. Nesta, são apresentadas amostras naturais, glicoladas e calcinadas. No primeiro formato, se trata da fração de solo inferior a 4  $\mu\text{m}$  posicionada de forma orientada. No segundo, a amostra foi submetida a uma saturação por etileno glicol, com intuito de verificar a presença de minerais expansivos. Na última configuração, calcinada, a amostra foi previamente aquecida a 550°C, visando identificar minerais que por ventura viessem a colapsar a altas temperatura (*e.g.* caulinita). Os ensaios tiveram intervalo angular de 2 a 28°  $2\theta$  em passo de 0,02°/2s para amostra natural orientada e calcinada. Enquanto que, 0,02°/3s quando glicolada. Vislumbra-se a presença de minerais expansivos como a esmectita, também, claramente a existência de caulinita. A qual acaba sendo desestruturada após a realização da calcinação.

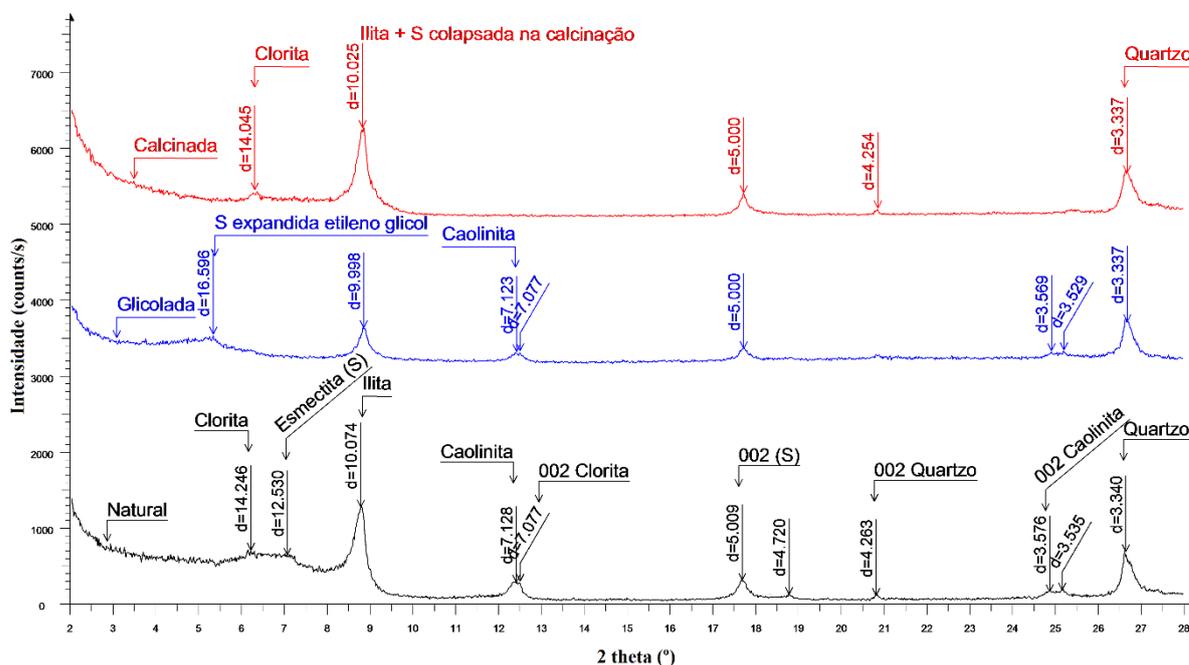


Figura 21: Difratograma do solo através do método orientado (Fonte: Bittar Marín, 2017).

### 3.3.2 Cal de Carbureto

A cal utilizada neste estudo trata-se de um resíduo resultante da produção de gás acetileno também conhecida como cal de carbureto. Sendo esta, obtida junto a empresas produtoras deste gás e situadas na região metropolitana de Porto Alegre – RS. O material angariado, foi inicialmente seco a 60°C para posteriormente, ser desagregado em gral de porcelana e moinho de bolas. Do obtido, este passou por uma peneira com uma malha de abertura de 0,075mm (#200), com vista a potencializar seu desempenho devido ao aumento da Área Superficial Específica (ASE). Findado o peneiramento, o material era então guardado em sacos hermeticamente fechados, afim de se evitar a reação entre óxido de cálcio e dióxido de carbono que poderia levar a uma carbonatação deste componente.

A seguir, são apresentadas a distribuição granulométrica, os índices físicos e químicos deste material. Estes, obtidos por meio do Laboratório de Materiais Cerâmicos e Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental, ambos pertencentes a Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

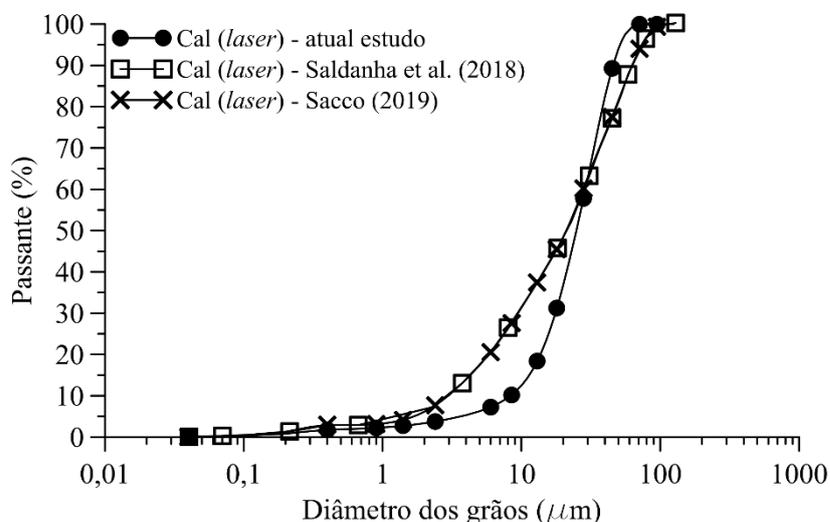


Figura 22: Curva granulométrica cal de carbureto.

Tabela 9: Índices físicos cal de carbureto.

Índices	Saldanha <i>et al.</i> (2018)	Trabalho atual	Norma / Método
Peso Esp. Real dos Grãos (Gs) (kN/m <sup>3</sup> )	21,90	20,90	ASTM D854-14
Superfícies Específica (m <sup>2</sup> /g)	22,60	20,70	Método BET
D <sub>10</sub>	0,003	0,008	
% de Areia fina (0,06 < d < 0,2 mm)	82,00	3,94	Granulometria a laser
% de Silte (0,002 < d < 0,06 mm)	16,00	90,47	
% de Argila (d < 0,002 mm)	2	5,59	

Das informações apresentadas na Tabela 9, ao se comparar com os dados obtidos por Saldanha *et al.* (2018), chama atenção a diferenciação encontrada entre as classificações granulométricas. Em que, para o atual estudo, cerca de 90,47% do material pode ser classificado como um silte, diferente dos 16% encontrados pelo outro estudo. Isto está associado a moagem e peneiramento da matéria-prima, que transcorreu de forma diferente do trabalho análogo. Já para determinação da composição química da cal, recorreram-se a ensaios de Fluorescência de Raios-X (FRX). Os resultados destes são apresentados por meio da Tabela 10. Novamente, há uma dessemelhança encontrada, principalmente no que diz respeito à fração de óxido de cálcio. Isto pode estar associado à produção do gás acetileno

bem como, ao período e forma em que este resíduo ficou armazenado (eventual carbonatação para o caso dos demais autores).

Tabela 10: Composição química cal de carbureto.

Óxido	Scheuermann Filho (2019)	Vichan & Rachan (2013)	Trabalho atual
CaO	74,00%	83,10%	98,28%
SrO	-	-	0,54%
SiO <sub>2</sub>	3,10%	5,71%	0,12%
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,46%	2,61%	0,37%
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,26%	0,72%	0,22%
MgO	0,72%	0,80%	-
SO <sub>3</sub>	0,54%	0,05%	0,48%
Na <sub>2</sub> O	-	0,29%	-
K <sub>2</sub> O	-	-	-
LOI <sup>a</sup>	20,90%	6,70%	-

<sup>a</sup> *Loss on ignition* (perda ao fogo)

Por fim, são apresentados os principais minerais contidos nas amostras de cal de carbureto. Dado este, obtido através de um difratômetro de raios-X da marca Philips, modelo X'Pert MDP, com tubo de raios-X com radiação de Cu K $\alpha$ , seguindo condições de análise com inclinação 2 theta variando entre 5 e 75°, fendas de 0,5° e janela de 20mm. O resultado é apresentado através da Figura 23. Há uma predominância do mineral portlandita que se trata da fase cristalina do hidróxido de cálcio. Concomitantemente, surge um pico do mineral calcita, provavelmente oriundo de eventuais processos de carbonatação. Com relação a análise semiquantitativa destes minerais, a portlandita aparece como sendo cerca de 96% enquanto que, a calcita, 4% (SCHUERMANN FILHO, 2019).

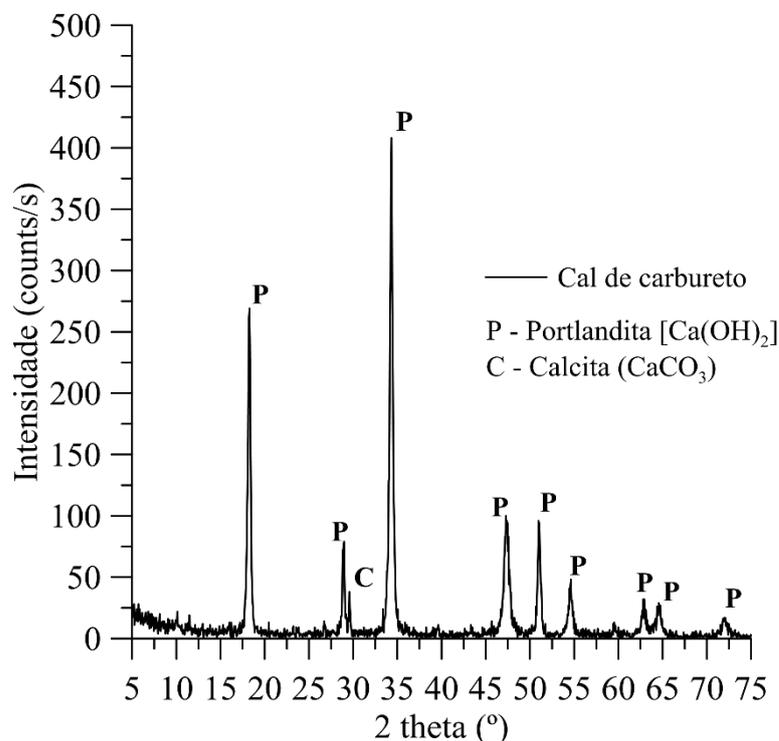


Figura 23: Difratograma da cal de carbureto.

### 3.3.3 Fibra de Vidro (Filamentos)

As fibras utilizadas neste estudo se tratam de fibras de vidro. Estas, comercializadas na forma de tecido, ou seja, uma porção de filamentos unida com intuito de formar um fio, este por sua vez, entrelaçado com os demais à sua volta. O formato de tecido resultante pode ser observado na Figura 24. As fibras de vidro nesta configuração são, em geral, destinadas à utilização em áreas navais e automotivas, mais especificamente, em cascos de barcos e painéis de veículos. Desta forma, previamente sua utilização, houve a necessidade de desfazer parte deste tecido. Resultando em inúmeros fios que posteriormente seriam cortados no comprimento desejado para em seguida, virem a ser desfiados (Figura 25). A adoção do material neste formato, levou em consideração principalmente o custo envolvido como também, por ser química e biologicamente inerte além de altamente resistente à corrosão.

As fibras aqui utilizadas são produzidas pela Owens Corning do Brasil e pertencem ao modelo *Advantex*<sup>®</sup> *Boron-Free* (ASTM D578-18) *E-CR* (ISO 2078, material recomendado

para uso em ambientes ácidos). Após procedimento de corte, os filamentos passaram a possuir um comprimento de 24 mm (Figura 25). Já em relação a sua espessura, é comum na indústria de fibras se referir a esta por meio da nomenclatura *Tex* ( $1 \text{ Tex} = 1\text{g}/1\text{km}$ ), o que leva os filamentos resultantes a possuírem um título de  $\sim 100 \text{ Tex}$ . Verificando-se esta mesma grandeza com auxílio de um microscópio eletrônico de varredura (MEV), chegou-se a uma espessura de  $\sim 16 \mu\text{m}$ , que leva a um valor índice aspecto de 1500. A Tabela 11, apresenta as principais propriedades das fibras aqui empregadas.



Figura 24: Fibra de vidro comercializada no formato de tecido.



Figura 25: Nessa ordem, fibras desfiadas com auxílio de ar comprimido e, fibras cortadas com 24 mm de comprimento.

Tabela 11: Propriedade das fibras no formato de filamentos (Fonte: Owens Corning, 2018).

Propriedades	Valor	Norma Procedimento
Resistência à tração de um único filamento (MPa)	3100 - 3800	ASTM D2101
Módulo de Young (GPa)	80 - 81	Sonic
Peso Específico Real (kN/m <sup>3</sup> )	26,2	ASTM D1505
Ponto de amolecimento (°C)	916	ASTM C338
Ponto de Recozimento (°C)	736	Viscosímetro de pratos paralelos
Índice de refração	1,560 - 1,562	Imersão em óleo
Resistência dielétrica (kV/cm)	100 - 106	ASTM D149
Constante dielétrica a 100 kHz & 23°C (kV/cm)	7,2	ASTM D150
Constante dielétrica a 100 kHz & 250°C (kV/cm)	7,5	ASTM D150

### 3.3.4 Fibra de Vidro (Moída)

Como uma pozolana artificial, utilizou-se fibras de vidro estas agora, moídas. As quais, tratam-se de um subproduto das anteriormente apresentadas no formato de filamentos. Em geral, são utilizadas como um precursor em que, quando misturadas com algum tipo de resina, resultam em uma espécie de massa plástica. Tem a finalidade de realizar reparos e auxiliar na fixação de tecidos como os da Figura 24, ou ainda, serem empregadas como cargas de enchimento em processos de usinagem. São, da mesma forma, comercializadas pela empresa Owens Corning do Brasil e originam-se da moagem dos filamentos contínuos proveniente do vidro *Advantex*<sup>®</sup> e, pertencem ao modelo TEM 14. Sua distribuição é realizada por meio de sacos contendo 25 kg cada, por se tratar de um material proveniente dos filamentos anteriormente já apresentados, suas propriedades e características são da mesma forma descritas pela Tabela 11. Demais atributos podem ainda serem vislumbrados na Tabela 12, a qual engloba dados da empresa e resultados aqui obtidos. Para utilização deste material, realizou-se previamente um peneiramento através de uma malha de abertura de 0,075mm (#200).

Em seguida, são expostas as propriedades físicas, químicas e mineralógicas deste componente. Estas, obtidas por meio de ensaios realizados na Universidade Federal do Rio

Grande do Sul como por exemplo, no Instituto de Geociências - Centro de Pesquisas em Petrologia e Geoquímica (CPGq) e Laboratório de Materiais Cerâmicos (LACER). Também, a Figura 28 exibe o que seria a fibra de vidro moída após procedimento de peneiramento.

Tabela 12: Propriedades físico químicas fibra moída.

Propriedade	Valor	Norma/ Procedimento
Teor de umidade (%)	0,15	Owens Corning (2018)
Densidade aparente (g/cm <sup>3</sup> )	0,58 - 0,94	Owens Corning (2018)
Superfície específica (m <sup>2</sup> /g)	3,96	Método BET - LACER
pH	9,6	ASTM 4972-19
Óxido	Trabalho atual	Norma/ Procedimento
SiO <sub>2</sub>	59,39%	
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	13,54%	
TiO <sub>2</sub>	0,06%	
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,43%	
MnO	0,01%	
MgO	2,88%	FRX - CPGq
CaO	22,14%	
K <sub>2</sub> O	0,28%	
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,02%	
LOI <sup>a</sup>	1,24%	

<sup>a</sup> *Loss on ignition* (perda ao fogo)

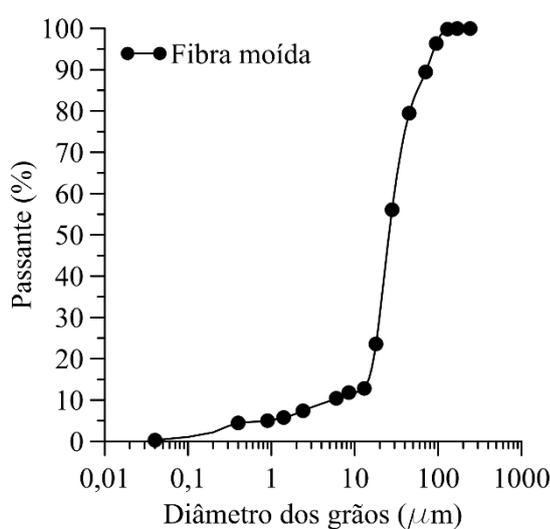


Figura 26: Curva granulométrica fibra moída.

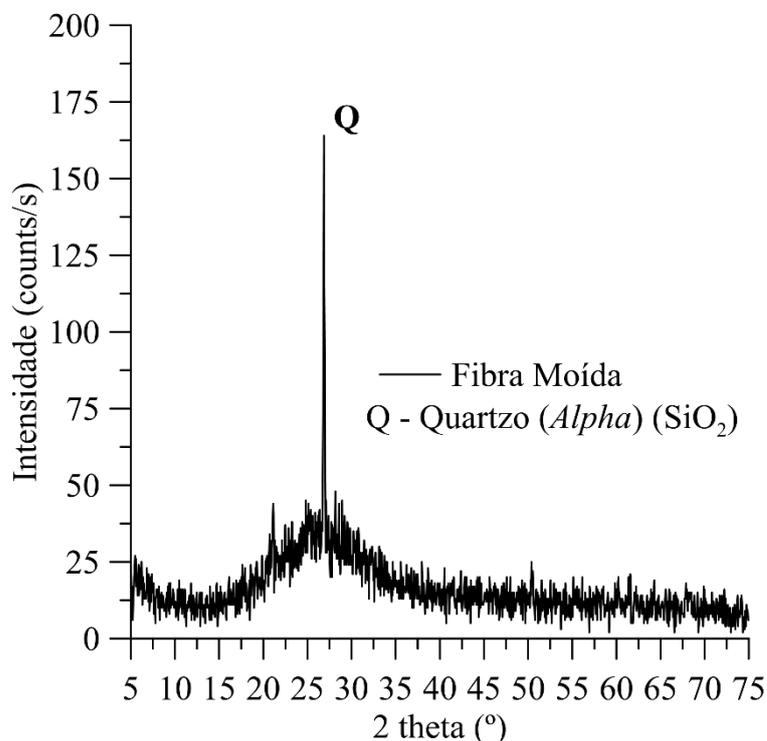


Figura 27: Difratoograma fibra moída.

Com relação à difratometria do material, evidencia-se a presença de um pico próximo a posição  $26,88^\circ 2\theta$ . O qual, é identificado como o mineral Quartzo- $\alpha$  presente, por exemplo, em vidros a base de quartzo. A designação *alpha*, está relacionada ao fato deste mineral ter passado por um aquecimento intenso e posterior resfriamento a temperaturas abaixo dos  $575^\circ\text{C}$ , apresentando assim, sua forma metaestável a temperatura ambiente. Em virtude do pico apresentado, buscou-se por intermédio do Método da Cristalinidade Relativa (Eq. 17), avaliar o percentual de fração amorfa deste material, culminando em um amorfismo superior a 98,99%.

$$\%A = 100 \times \left(1 - \frac{I_{\text{DRX}} - I_{\text{H.A.}}}{I_{\text{H.A.}}}\right) \quad (\text{Eq. 17})$$

$I_{\text{DRX}}$  = integral definida do DRX calculado ao longo do intervalo  $5-75^\circ 2\theta$ ;  
 $I_{\text{H.A.}}$  = integral definida do Halo Amorfo calculado ao longo do intervalo  $5-75^\circ 2\theta$ ;  
 theta;



Figura 28: Fibra moída após peneiramento em uma malha #200 ( $d < 0,075$  mm).

### 3.4 MÉTODOS DE ENSAIOS E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

Este item tem por objetivo descrever os equipamentos, métodos e demais procedimentos utilizados em cada um dos ensaios realizados. No geral, para aqueles que possuem normativos vigentes, estes foram utilizados e nomeados ao longo do texto. Do contrário, por ventura da não existência de normas indicando procedimentos, fundamentou-se então em ensaios similares constantes na literatura atual. Todos os ensaios que englobam as três fases deste trabalho, desenvolveram-se nas instalações do Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental pertencente à Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

#### 3.4.1 Ensaios de Compressão Não-Confinada e Pulso Ultrassônico

Em alguns casos, como será visto, um ensaio acaba por suceder o outro. Isto ocorre, por exemplo, na atual situação em que são primeiramente realizados ensaios de pulso ultrassônico para em seguida, o mesmo corpo-de-prova ser submetido à compressão não-confinada. Isto leva a procedimentos de moldagem e cura idênticos para ambos os ensaios, obviamente.

- Processo de mistura, moldagem e cura dos corpos de prova

Para a Fase I foram realizadas moldagens de corpos-de-prova individuais estes, obedecendo uma ordem de aleatorizada. Neste caso, utilizaram-se corpos-de-prova cilíndricos possuindo 10 cm de altura e 5 cm de diâmetro (Figura 29). Em um primeiro momento, eram separados os materiais conforme cada uma das dosagens estabelecidas e que se tratavam, respectivamente, do solo dispersivo e sulfatado, da fibra de vidro moída e, da cal de carbureto. Separação esta, que ocorria por meio da pesagem de cada um dos componentes em balança com precisão de 0,01g. Findado este procedimento, partia-se para a mistura dos materiais. Essencialmente há dois momentos em que são realizadas misturas, previamente à adição de água sendo, portanto, os materiais homogeneizados a secos e, após a adição do teor de umidade adotado. Sendo em todos os casos, independentemente do tipo de ensaio, utilizada água destilada. Após a mistura, eram retiradas 3 pequenas porções (cápsulas), e tinham por intuito a verificação da umidade de moldagem resultante.



Figura 29: Molde cilíndrico tripartido utilizado para confecção dos corpos-de-prova de 5 x 10 cm.

Na sequência, do material restante, este era separado em três quantidades idênticas representando cada uma das camadas a serem confeccionadas. Afim de não se ter perdas significativas de umidade, cada uma destas parcelas era acondicionada em sacos plásticos até

o momento de sua compactação. Os materiais inseridos dentro do molde, passavam por um mecanismo de compactação estática até se atingir a altura desejada sendo a camada posterior, apenas adicionada após escarificação da já existente. Efetuadas as três camadas, eram tomadas as medidas do corpo-de-prova, altura e diâmetro neste caso. Ambas grandezas averiguadas em três diferentes posições, obtendo-se assim seus valores médios. Neste mesmo momento, apurava-se a massa total do elemento. Em relação a critérios de aceitabilidade, foram adotados  $\pm 1,5\%$  em relação às dimensões médias e massa total dos corpos-de-prova e,  $\pm 0,5\%$  para umidade de moldagem em relação a umidade teórica.

Voltando-se ao procedimento de cura das amostras, estas logo após moldadas, eram acomodadas no interior de três sacos plásticos sendo o último, do tipo *zip lock*. Que tinham como propósito evitar o contato dos corpos-de-prova com a água, já que a cura se desenvolveu submersa a temperatura controlada de  $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ . A preocupação pela completa selagem parte por exemplo, do afirmado por Sherwood (1962), o qual comenta que a presença de sulfatos como o sulfato de cálcio, pouco influenciará na resistência de corpos-de-prova desde que mantidos a um teor de umidade constante. No entanto, no caso da elevação abrupta desta umidade (*e.g.* imersão), isto poderia implicar em uma grande perda de resistência/desagregação.

- Equipamentos utilizados e métodos de ensaio

Findada a cura, isto é, alcançado o período de 28 dias, os corpos-de-prova eram então submetidos a ensaios de pulso ultrassônico. Este tipo de ensaio tem como finalidade a obtenção da rigidez inicial do corpo-de-prova sendo esta, representada pelo módulo cisalhante inicial ( $G_0$ ). As medições eram efetuadas a partir do equipamento comercialmente conhecido como *Pundit Lab(+)*<sup>®</sup> proveniente da empresa *Proceq S.A.* Este, é capaz de emitir e receber ondas ultrassônicas propagadas em um meio onde então, se é estimado o tempo de viagem destas ondas. Em posse do tempo de propagação, este pode ser associado a distância entre os transdutores emissor/receptor, que nada mais é que a própria altura do corpo-de-prova. A razão entre distância e tempo, leva a velocidade de propagação da onda, que por sua vez, pode ser relacionada a rigidez do material e associada a parâmetros como o módulo cisalhante inicial ( $G_0$ ).

O equipamento existente no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, possibilita a emissão de dois tipos de ondas sendo estas conhecidas como, onda de compressão (*onda-p*) e onda de cisalhamento (*onda-s*). O que, conseqüentemente, irá suceder em tempos  $t_p$  e  $t_s$ , respectivamente. Bem como, em velocidades  $V_p$  e  $V_s$ , a depender do tipo de transdutor utilizado e finalidade do ensaio. Para isto, são utilizados dois transdutores diferentes cada qual, trabalhando a sua respectiva frequência de emissão. No caso da *onda-p*, a frequência emitida é de 54 kHz, já para a *onda-s* 250 kHz. Dentre as diferenças entre uma onda e outra, encontram-se o seu formato. Enquanto que a *onda-p* lembra um formato de “marola”, já a *onda-s* possui um aspecto senoidal se propagando em mais de uma direção. Além disto, a *onda-p* é capaz de se propagar em fluídos e sólidos sendo filtrada apenas no vácuo, diferente da *onda-s* que necessita um meio que apresente resistência ao cisalhamento para se propagar. Por conseqüência, esta última, acaba sendo filtrada em fluídos (*e.g.* água) (SANTAMARINA *et al.* 2001; BORTOLOTTI, 2017).

A concepção inicial deste ensaio é voltada para aplicações em concretos e rochas, o que faz com que não se tenham normativos descrevendo suas aplicações em solos. A ASTM D2845-08 é a que mais se aproximaria do assunto, mas que por sinal, encontra-se cancelada atualmente e sem reposição. Desta forma, recorreu-se primordialmente as instruções do fabricante para execução dos ensaios e, a literatura atual para análise dos resultados. Os ensaios consistiam inicialmente, na determinação dos tempos de propagação das *ondas-p* para cada um dos corpos-de-prova o que era feito, com auxílio de um gel de acoplamento e, na forma de triplicatas (Figura 30a). Logo em seguida, eram então determinados os tempos de propagação das *ondas-s* de maneira análoga a anterior (Figura 30b). Porém, com um outro modelo de transdutor trabalhando agora a 250 kHz de frequência. Da mesma forma, outro gel de acoplamento é necessário, este de maior viscosidade. As leituras destas últimas ondas, eram realizadas continuamente, o que resultava em um grande número de replicações.

Com relação a análise dos resultados, as *ondas-p* tinham como único objetivo auxiliar na determinação das posteriores, *ondas-s*. Enquanto que esta última, é a que acabava sendo utilizada na determinação do módulo cisalhante inicial este, obtido por meio da (Eq. 18). A

equação abaixo, é válida apenas para um meio elástico, contínuo, homogêneo e isotrópico (SANTAMARINA *et al.* 2001; BORTOLOTTI, 2017).

$$G = \rho V_s^2 \quad (\text{Eq. 18})$$

$\rho$  = massa específica do material;

$V_s$  = velocidade da onda cisalhante;



(a)

(b)

Figura 30: Ensaio de pulso ultrassônico a) Equipamento e transdutores para *onda-p*; b) execução do ensaio, transdutores para *onda-s*.

Efetivada as leituras de ondas  $p$  e  $s$ , os corpos-de-prova eram então levados a submersão em água por um período de 24h. Esta ação visava suprimir eventuais efeitos de sucção na resistência à compressão das amostras. Transcorrido este período, realizava-se a ruptura (compressão não-confinada uniaxial) de cada um dos corpos-de-prova, tendo-se como base a norma ASTM D5102-09. Para isto, fez-se uso de uma prensa elétrica mantida a uma velocidade constante de 1,14 mm/min na qual, um anel dinamométrico com capacidade de 10 kN encontrava-se acoplado. A determinação da variável resposta  $q_u$  se deu por meio da (Eq. 19), onde a carga  $Q$  era obtida a partir das leituras efetuadas diretamente no anel e, posteriormente convertidas em unidades de engenharia. A Figura 31 exhibe o procedimento aqui descrito.

$$q_u = \left( \frac{Q}{\frac{\pi D_m^2}{4}} \right) \quad (\text{Eq. 19})$$

Q = carga desenvolvida devido a reação;  
 Dm = diâmetro médio do corpo-de-prova;



Figura 31: Compressão não-confinada uniaxial.

### 3.4.2 Ensaio de Expansão Tridimensional, Expansão Unidimensional e Triaxial (CID)

- Processo de mistura, moldagem e cura dos corpos de prova

No que diz respeito aos ensaios de expansão tridimensional e triaxial (CID), ambos estes se enquadram na premissa já comentada de um suceder o outro. Neste caso, realizaram-se ensaios de expansão tridimensional para em seguida, a mesma amostra ser levada a ruptura

confinada (ensaio triaxial). Isto posto, os procedimentos para confecção dos corpos-de-prova para ambos estes ensaios, se assemelha ao passo-a-passo já comentado nos ensaios de pulso ultrassônico e RCS. Da mesma forma, foram utilizados moldes do tipo 5 x 10 cm de dimensão, distinguindo-se apenas os constituintes da mistura. Esta fase contempla a utilização de fibras na forma de filamentos as quais, no que diz respeito à expansão, tiveram seu potencial avaliado tanto em ensaios tridimensionais como unidimensionais. Desta forma, eram inicialmente separados os materiais conforme cada uma das dosagens, que se tratavam respectivamente, do solo dispersivo e sulfatado, da fibra de vidro moída, da cal de carbureto e, ainda, a fibra de vidro no formato de filamentos. Os filamentos, componente novo nesta fase, eram acrescentados logo após a homogeneização de todos os materiais finos com a água. Onde então, a mistura prosseguia novamente até uma uniformidade visual de todos os elementos.

Contudo, quando se tratando de ensaios de expansão unidimensional, apesar destes utilizarem os mesmos materiais e procedimentos de mistura, sua moldagem acaba diferindo em alguns detalhes. Isto porquê, este ensaio era realizado em uma prensa oedômetrica na qual, os moldes são igualmente circulares, porém, contendo 7 cm de diâmetro e 2,5 cm de altura. Para isto então, foram desenvolvidas peças que permitissem a compactação estática do material diretamente nestes anéis de 7 x 2,5 cm. Molde, prolongador e pistão podem ser observados na Figura 32.



Figura 32: Expansão unidimensional, molde cilíndrico 7 x 2,5 cm e prolongador com pistão confeccionados para moldagem.

Do procedimento de acomodação e cura dos corpos-de-prova, este é idêntico ao descrito para os ensaios de compressão não-confinada e pulso ultrassônico. Ou seja, eram da mesma forma selados a partir de sacos plásticos e curados em imersão a uma temperatura de  $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ . Contudo, vale lembrar que esta fase contempla períodos de cura de 0 e 28 dias. Desta forma, corpos-de-prova sem qualquer cura, passavam da moldagem imediatamente para seus respectivos equipamentos. Os demais, curados a 28 dias, permaneciam imersos a temperatura controlada até se atingirem o referido tempo de cura.

- Equipamentos utilizados e métodos de ensaio

Como já mencionado, poderiam haver ensaios que por ventura viessem a não possuir normativos que os descrevessem. Nesta menção se enquadram, por exemplo, os ensaios de expansão tridimensional aqui propostos. Em virtude de sua abordagem tridimensional, estes acabam se desenvolvendo dentro de uma célula triaxial. Contudo, no que diz respeito a normas para ensaios de expansão, depara-se apenas com a norma ASTM D4546-14<sup>ε1</sup>. A qual, leva em conta apenas ensaios unidimensionais, realizados em prensas oedométricas. Assim sendo, para realização destes ensaios, baseou-se em trabalhos similares já desenvolvidos como os de Abduljawwad & Al-Sulaimani (1993), Al-Shamrani & Al-Mhaidib (1999), Al-Shamrani & Al-Mhaidib (2000) e Al-Mhaidib (2006).

Isto posto, para realização então dos ensaios de expansão tridimensional bem como, de ensaios triaxiais (CID), utilizou-se uma célula triaxial convencional esta da marca Geonor (Figura 33a). Compõem esta, um motor elétrico com pistão hidráulico controlado por engrenagens, uma câmara triaxial em acrílico, dois transdutores de pressão Ashcroft com capacidade de 1000 kPa (pressão confinante e contrapressão), uma célula de carga Kratos com capacidade de 1000 kg, dois *Linear Variable Differential Transformer* (LVDTs) da marca Gefran, com cursos de 50 e 100 mm, destinados às leituras do sistema volumétrico e deformações externas ao corpo-de-prova, respectivamente. Por fim, fazem parte ainda, três transdutores do tipo Efeito Hall utilizados junto à amostra, que tem por objetivo captarem as reais deformações desta – ponto alto deste estudo –. Todos estes componentes, são ligados a um sistema de aquisição da marca NOVUS. Este, é composto por 8 canais analógicos operando por meio de uma interface RS485 e protocolo Modbus RTU. A comunicação com

um microcomputador é realizada via portas serial do tipo USB para isto, um conversor NOVUS USB-i485 é utilizado. A taxa de aquisição adotada para este tipo de ensaio foi de 0,033 Hz, ou seja, uma amostra a cada 30 segundos.

Se tratando agora dos ensaios de expansão unidimensional, estes seguem o estabelecido na norma ASTM D4546-14<sup>ε1</sup>. E, se desenvolveram em duas prensas oedométricas como mostrado na Figura 33b. Nestas, dois LVDTs da marca Gefran com curso de 50 mm cada, foram instalados afim de captarem os deslocamentos axiais das amostras. Estes por sua vez, eram conectados a uma placa Arduino UNO R3 através de seus canais analógicos que possuíam uma resolução de 10 bits. A placa se comunicava a um microcomputador por meio de porta serial USB, sendo os dados lidos e interpretados através de uma interface (algoritmo) desenvolvido no *software* LabView 2013.



(a)

(b)

Figura 33: Equipamentos a) triaxial Geonor; b) prensas oedométricas.

Nos voltando aos métodos e procedimentos de ensaios, o ensaio de expansão tridimensional precede o ensaio triaxial consolidado drenado. Desta forma, o equipamento era montado com uma amostra em seu interior sobre a qual, eram instalados os três transdutores de Efeito Hall (1 radial e 2 axiais). Estes, diferente dos demais estudos tidos como base, eram responsáveis por medir a expansão do corpo-de-prova durante o período proposto. Finalizada a etapa de enchimento da câmara, uma tensão confinante inicial de 35 kPa era aplicada enquanto que, a

contrapressão era mantida em zero. Este procedimento era mantido por um período de 24 horas, e tinha como objetivo a acomodação da amostra. Transcorrido este período, elevava-se a tensão confinante a 50 kPa e, ao mesmo tempo, a contrapressão para 15 kPa, ou seja, mantinha-se a tensão efetiva da amostra em 35 kPa. O aumento da contrapressão para 15 kPa, transcorria-se por meio da liberação da percolação, isto é, este equipamento conta com um tanque elevado a aproximadamente 1,5 m de altura. Esta configuração era mantida por um período de 6 dias.

Sendo assim, as 24 horas iniciais somados aos 6 dias de percolação, compõem o que aqui é nomeado como ensaio de expansão tridimensional. A adoção de 35 kPa de tensão efetiva tem, por objetivo, tentar simular uma camada de um pavimento localizada cerca de 1 m abaixo da superfície. Para isto, o cálculo considerou parado sobre esta camada, um veículo (caminhão) de eixo simples e rodado duplo (eixo padrão) com peso de 80 kN. Já com relação ao período de sete dias do ensaio de expansão, este foi adotado por questões práticas de equipamento. Além disto, Kota *et al.* (1996) menciona que apesar da formação da etringita demandar longos prazos, do tipo 6 meses, mesmo assim há casos observados *in situ* em que esta expansão tenha ocorrido a curtos períodos, como 2 dias. O que possibilita a adoção do atual período para este estudo e que, posteriormente, é constatada sua formação por meio de imagens de microscopia.

Terminado o ensaio de expansão, o corpo-de-prova era mantido dentro da célula triaxial. A partir daí, transcorria-se um ensaio triaxial do tipo consolidado drenado (CID) este, baseado dos preceitos da norma ASTM D7181-11. Onde então, a amostra era levada inicialmente a saturação a partir de incrementos de tensão confinante e contrapressão (contrapressão elevada a tensões superiores a 500 kPa, visando a dissolução completa de bolhas de ar). Não havendo consolidação, restava apenas a etapa de cisalhamento. Esta, realizada de forma drenada a uma tensão efetiva ainda de 35 kPa e, a uma velocidade de 1mm/hora.

Se tratando dos ensaios de expansão unidimensional, estes se desenvolvem com base na norma ASTM D4546-14<sup>ε1</sup> método A. O qual, contempla a expansão de um corpo-de-prova cilíndrico instalado em uma prensa oedométrica. Sobre este, são aplicadas tensões que representem àquelas atuante em campo. Logicamente, com a intenção de realizar a comparação entre ensaios tridimensionais e unidimensionais, foram mantidos os mesmos 35

kPa anteriormente mencionados. Além disto, diferente do que a norma preconiza, no que se refere a tempos específicos de leitura de dados, neste caso, as leituras se deram continuamente a uma taxa de aquisição de 0,033 Hz. As etapas deste ensaio se assemelham as do formato tridimensional, isto é, nas primeiras 24 horas, o corpo-de-prova permaneceu apenas com 35 kPa sem haver inundação da célula oedométrica. Findado este período, a inundação era realizada para que esta amostra permanecesse 6 dias consecutivos imersa.

### 3.4.3 Ensaio de Durabilidade, Resistência à Tração por Compressão Diametral e Vida de Fadiga

- Processo de mistura, moldagem e cura dos corpos de prova

Os procedimentos adotados para mistura, moldagem e cura dos atuais corpos-de-prova se assemelham aos demais aqui já descritos. A diferenciação ocorre nos tamanhos de moldes aqui empregados bem como, no tempo de cura das amostras. Que nesta fase é único e, de 28 dias para todos os ensaios. Com relação aos moldes empregados, se tratando dos ensaios resistência à tração e vida de fadiga, nestes utilizaram-se moldes em aço de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura (padrão ensaio *Proctor*). No entanto, a altura útil realmente utilizada se tratou de apenas 5 cm. Desta forma, os corpos-de-prova para estes ensaios continham 10 cm de diâmetro e 5 cm de altura, seguindo os preceitos da norma DNIT 183/2018-ME. Agora por sua vez, se tratando dos ensaios de durabilidade, os moldes empregados permaneceram os mesmos, contudo, agora o seu preenchimento era completo. Ou seja, os corpos-de-prova de durabilidade possuíam ~10 cm de diâmetro e ~12 cm de altura, atendendo as normas ASTM D559/D559M-15 e D698-12<sup>ε2</sup>.

- Equipamentos utilizados e métodos de ensaio

Primeiramente, se tratando dos ensaios de tração por compressão diametral, estes transcorreram na mesma prensa elétrica já utilizada nos ensaios de RCS (Fase I). Desta forma, novamente manteve-se uma velocidade constante de 1,14 mm/min e, ainda, o uso de um anel dinamométrico com capacidade de 10 kN. A modificação necessária, trata do acoplamento de frisos metálicos os quais, irão então comprimir diametralmente a amostra como exemplificado na norma ASTM C496/C496M-17.

Já se tratando dos ensaios de vida de fadiga, o equipamento utilizado para estes foi um desenvolvido por Venson (2015) (Figura 34). Este consiste em um sistema pressurizado capaz de aplicar carregamentos repetidos, o que é feito, devido a presença de uma solenoide. Esta válvula, tem sua abertura controlada através de um relé, que por sua vez, é comandado por meio de portas digitais. Estas últimas, compõem uma placa de aquisição da marca *Measurement Computing* modelo USB-202, possuindo uma resolução de 12 bits e capacidade de leitura de 100k S/s (*specimen per second*). Fazem parte desta placa de aquisição ainda, 8 portas (entradas) analógicas onde se encontram conectados uma célula de carga Kratos com capacidade de 1000 kg e, dois LVDTs da marca Gefran com curso de 50 mm cada. Para um melhor controle da pressão aplicada, uma válvula proporcional Norgreen compõe ainda o sistema. Esta possui capacidade de vazão de 1200 l/min, e é controlada através de portas (saídas) analógicas. Dentre os elementos físicos, um botijão de gás do tipo P-2 encontra-se acoplado ao sistema para capacitância do sistema de ar.

Agora, com relação aos ensaios de durabilidade, estes não demandam equipamentos mais sofisticados. Sendo utilizado para sua execução apenas uma estufa regulada para a temperatura de  $71 \pm 3^\circ\text{C}$ , uma bacia para imersão das amostras e, uma escova com cerdas em aço que atenda a norma ASTM D559/D559M-15.



Figura 34: Equipamento de vida de fadiga.

Se tratando dos métodos de ensaios, os ensaios de resistência à tração se basearam na já referida norma ASTM C496/C496M-17. Sobre esta, não recaem maiores indagações das quais, já não tenham sido aqui explanadas. Já se tratando dos ensaios de vida de fadiga, estes possuem como base a norma BS EM 12.697-24:2018. Na qual, um corpo-de-prova cilíndrico é levado a fadiga por meio da aplicação de pulsos de carga estes, aplicados diametralmente a amostra. A aplicação de carregamentos neste formato, implica em solicitações indiretas de tração a mesma.

O carregamento neste tipo de ensaio, ocorre a uma frequência de 2 Hz. Onde, um pulso de carga é dado durante um intervalo de 0,1s enquanto que, seu descarregamento decorre durante os 0,4s seguintes. Ao longo do ensaio, são contabilizados os números de ciclos aplicados até a total ruptura da amostra bem como, suas deformações radiais. Para o atual estudo, adotou-se como magnitude de carregamento 90% da resistência à tração das amostras ensaiadas por compressão diametral. Para o correto emprego da tenção de tração desejada, dois corpos-de-prova foram produzidos. Sendo um destes destinado a calibração do pulso de carga enquanto que o outro, a realização do ensaio de fadiga propriamente dito.

Por fim, o último dos ensaios aqui descritos, trata-se da determinação da durabilidade das amostras quando estas sujeitas a ciclos de molhagem e secagem. A norma que compreende este tipo de ensaio é a ASTM D559/D559M-15. Neste procedimento, os corpos-de-prova passam por um período de 5h imersos em água potável. Para em seguida, serem retirados, medidos e pesados e, na sequência, acondicionados em estufa por 42h a uma temperatura de  $71 \pm 3^{\circ}\text{C}$ . O intervalo de tempo de 47 horas, corresponde a 1 ciclo. As amostras foram submetidas a 12 destes ciclos. Transcorrido o tempo em estufa, as amostras passavam por um processo de escovagem de suas faces. Durante uma escova e outra, uma força de 13 N deve ser mantida, o que é verificado com auxílio de uma balança sobre a qual os corpos-de-prova eram depositados. No final deste processo, cada uma das amostras tinha sua perda de massa acumulada determinada. Ainda, aproveitando a elaboração de corpos-de-prova como estes, para durabilidade por molhagem e secagem, realizou-se também nos mesmos, ensaios de pulso ultrassônico. Os quais, ocorreram durante os ciclos 0 e 12, ou seja, anteriormente a primeira inundação e secagem e, ao final de todos os ciclos. Desta forma, no que diz respeito

a equipamentos e métodos utilizados, estes são idênticos aos já abordados no item 3.4.1 (ensaios de compressão não-confinada e pulso ultrassônico).

## 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Na sequência dos itens que seguem, serão apresentados os resultados provenientes do programa experimental proposto. O desenrolar deste capítulo, seguirá a sucessão de fases elencadas no Quadro 1. Desta forma, em uma primeira instância, serão expostos os resultados de resistência à compressão simples e pulso ultrassônico os quais, ajudaram na tomada de decisões para ensaios posteriores. Na sequência, é dissertado a respeito dos demais ensaios que compõem as fases restantes.

### 4.1 FASE I – ENSAIOS PRELIMINARES

Durante a Fase I, foram executados ensaios RCS e pulso ultrassônico estes, tinham como intenção compreender a interação entre os materiais aqui utilizados. Desta forma, como já descrito, verificou-se o impacto de variáveis independentes como a fibra de vidro moída (FM), umidade de moldagem ( $w$ ), peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ) e, teor de cal de carbureto (CC). A avaliação dos ensaios realizados, se deu por meio das variáveis respostas  $q_u$  (resistência a compressão) e  $G_0$  (rigidez inicial), as quais tem seus valores discriminados no ANEXO B. As respostas obtidas, foram associadas a relação  $\eta/(B_{iv})^k$  apresentada por Consoli *et al.* (2018a e 2018b). Esta relação deriva-se de uma antecessora, que levava em conta solos artificialmente cimentados a partir da inclusão de cimento Portland. E, foi introduzida por Foppa (2005) e Consoli *et al.* (2007c), sendo descrita abaixo pela (Eq. 20).

$$\frac{V_v}{V_c} = \frac{\frac{V_v}{V_{total}}}{\frac{V_{cimento}}{V_{total}}} = \frac{\eta}{C_{iv}} \quad (\text{Eq. 20})$$

Onde,  $V_v$  representa o volume absoluto de vazios presentes na amostra e,  $V_c$  o volume absoluto de cimento. Se ambos, numerador e denominador, forem normalizados através do volume total da amostra, a relação pode ser então expressa em termos do quociente entre a porosidade ( $\eta$ ) e o teor volumétrico total de cimento ( $C_{iv}$ ). Mais adiante, uma relação análoga

foi proposta por Consoli *et al.* (2009d e 2009e). Com a intenção de abranger solos estabilizados a partir da adição de cal, substituiu-se, portanto, o volume de cimento ( $V_{\text{cimento}}$ ) pelo volume de cal ( $V_{\text{cal}}$ ). O que, por consequência, resultaria no teor volumétrico total de cal e, na relação  $\eta/L_{iv}$ .

Contudo, apesar do grande avanço no que diz respeito a metodologias de dosagem, a área que abrangia tratamentos à base de pozolanas permanecia estagnada. Como a grande maioria das pozolanas não é autocimentante, estas necessitam serem utilizadas em conjunto de um ativador. Com isto, e a partir desta necessidade, foi então elaborada a relação  $\eta/B_{iv}$ . Que trata do quociente entre a porosidade  $e$ , o teor volumétrico total de ligante. Este último, correspondendo ao somatório do volume absoluto de cal e pozolana ( $V_{\text{cal}} + V_{\text{pozolana}}$ ).

Independentemente da relação utilizada, os autores verificaram a necessidade do emprego de um expoente  $k$  (e.g.  $\eta/B_{iv}^k$ ) que compatibilizasse as relações propostas. Assim, nos compósitos em que o efeito da porosidade tiver uma maior relevância, o expoente  $k$  da relação será inferior a unidade. Do contrário, o mesmo será superior, indicando uma maior importância para as ligações cimentantes. Ainda, os mesmos que vieram propondo estas relações, ao confrontarem estas a propriedades de engenharia, como por exemplo resistência à compressão, perceberam a adequação de um ajuste matemático do tipo potência. Que pode ser exemplificado por meio da (Eq. 21), onde  $B$  é um expoente de ajuste da curva e,  $A$ , um escalar.

$$q_u = A \left[ \frac{\eta}{B_{iv}^k} \right]^{-B} \quad (\text{Eq. 21})$$

Diambra *et al.* (2017) procurou entender, de forma teórica, a configuração apresentada pela (Eq. 21). Estes autores, ao estudarem as relações propostas, demonstraram que os valores de  $k$  e  $B$  dependem predominantemente das características do solo. Sendo  $k$ , aproximadamente o inverso de  $B$  (i.e.  $k \approx 1/B$ ). Enquanto que o escalar  $A$ , é governado pelas propriedades tanto do solo como da matriz cimentícia. Diante disto, com auxílio da relação  $\eta/B_{iv}$ , são apresentados os resultados da Fase I.

A Figura 35 expõe os resultados de RCS para as misturas de solo, fibra de vidro moída e, cal de carbureto. Nesta, encontram-se os 36 tratamentos referentes ao experimento fatorial ( $2^4$ ) somados, aos 16 tratamentos de pontos extras relativos ao projeto composto de segunda ordem ( $2 \times 4$ ). Lembrando que, tratam-se de duplicatas e, além disto, há a existência de 4 pontos centrais. Desta forma, a referida figura apresenta 52 tratamentos (ensaios) os quais, encontram-se descritos na Tabela 3. A resistência à compressão ( $q_u$ ), é associada à relação  $\eta/B_{iv}$  sendo o denominador, ajustado por meio de uma potência  $k$  igual a 0,28. Ou seja, nos compósitos aqui confeccionados, a porosidade das amostras desempenhou um papel de maior importância quando comparado ao teor volumétrico de ligante.

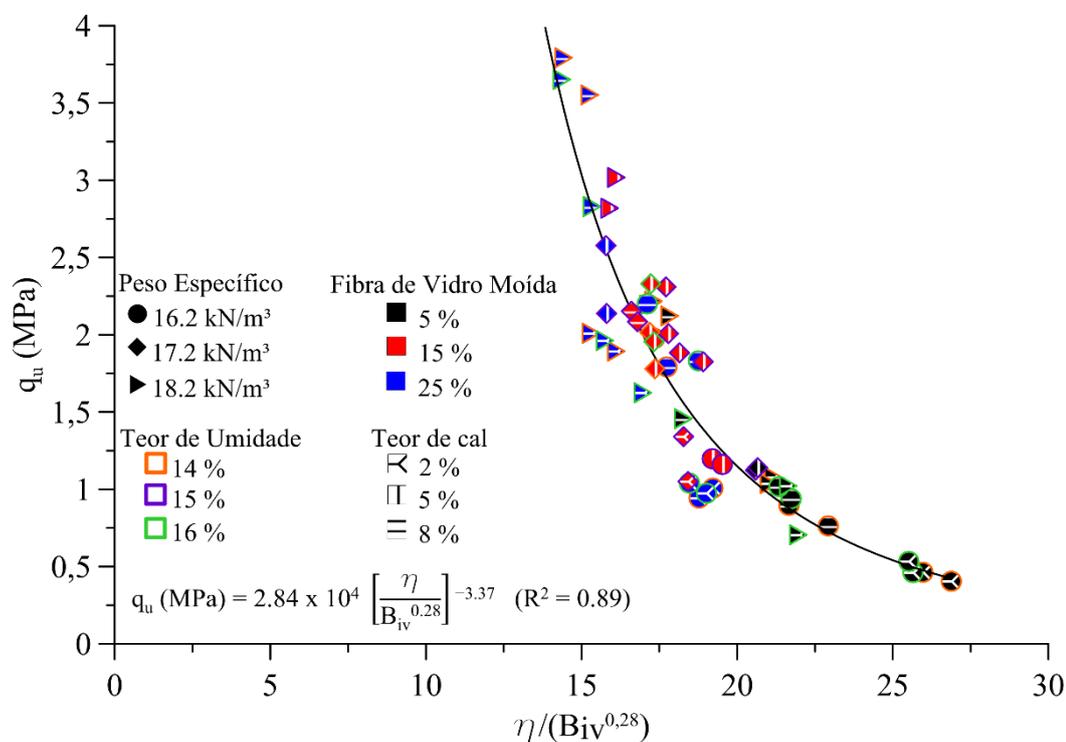


Figura 35: Associação entre  $q_u$  e a relação  $\eta/B_{iv}^{0.28}$ .

Ademais, outra situação que acaba chamando atenção, é o alto coeficiente de determinação apresentado pela regressão em forma de potência ao se utilizar a relação  $\eta/B_{iv}^{0.28}$  ( $R^2 = 0,89$ ). Isto porquê, é de se salientar que o número de variáveis envolvidas chega a 12, algo bastante expressivo. O que levaria a uma ampla magnitude de combinações possíveis e, mesmo assim, a relação utilizada foi capaz de descrever o comportamento dos compósitos de maneira

exemplar. Isto é, se tratando de materiais novos, nunca até então utilizados como o caso da fibra de vidro moída, a diferentes porosidades, umidades e, teores de ligante, ainda assim, foi possível o ajuste de uma única curva que os descrevessem. A existência de uma única curva, permite que a Figura 35 se torne uma metodologia de dosagem para estes compósitos, desde que é claro, sua abrangência se detenha às variáveis aqui estudadas.

Sobre tudo ainda, deve se destacar a eficiência do tratamento proposto. No que diz respeito ao ganho de resistência das amostras, observam-se exemplares se aproximando dos 4 MPa aos 28 dias de cura quando mantidos a  $\sim 23^{\circ}\text{C}$ .

Já para o caso da Figura 36, são apresentados os resultados de pulso ultrassônico dos mesmos 52 tratamentos anteriormente mencionados, isto é, as amostras para RCS e pulso ultrassônico se tratavam das mesmas, sendo este último ensaio, realizado em uma primeira instância. Neste caso, o módulo cisalhante inicial ( $G_0$ ) – rigidez a pequenas deformações – é calculado por meio da (Eq. 18). Tomando-se então a figura acima referida, percebe-se que o coeficiente de determinação encontrado do ajuste matemático proposto, não chega a figurar como um valor adequado para predição da variável resposta ( $R^2 = 0,68$ ). Em busca do porquê desta ocorrência, observou-se que os resultados que se afastam da curva, são aqueles pontos extras relativos ao projeto composto de segunda ordem. Estes, executados em um segundo momento, em separado, podendo então terem sofrido influências externas do local durante a realização destes ensaios. Já que, ensaios de pulso ultrassônico, por exemplo, possuem maior vulnerabilidade do ponto de vista do local onde são executados.

Ainda, neste caso, quando se utilizado a relação  $\eta/B_{iv}$ , esta foi proposta com base no mesmo valor de expoente  $k$  acima utilizado, ou seja, 0,28. A verificação de outros valores para  $k$  é pertinente, podendo levar a um aumento do coeficiente de determinação. No entanto, não faz sentido cada uma das variáveis repostas possuírem um expoente distinto. Já que o que se busca, é justamente a unicidade de uma relação que possa descrever o comportamento geral dos compósitos aqui propostos. Ainda assim, da Figura 36, é perceptível que uma menor porosidade das amostras isto, associado a uma maior quantidade de ligante, levou a valores de rigidez iniciais mais elevados.

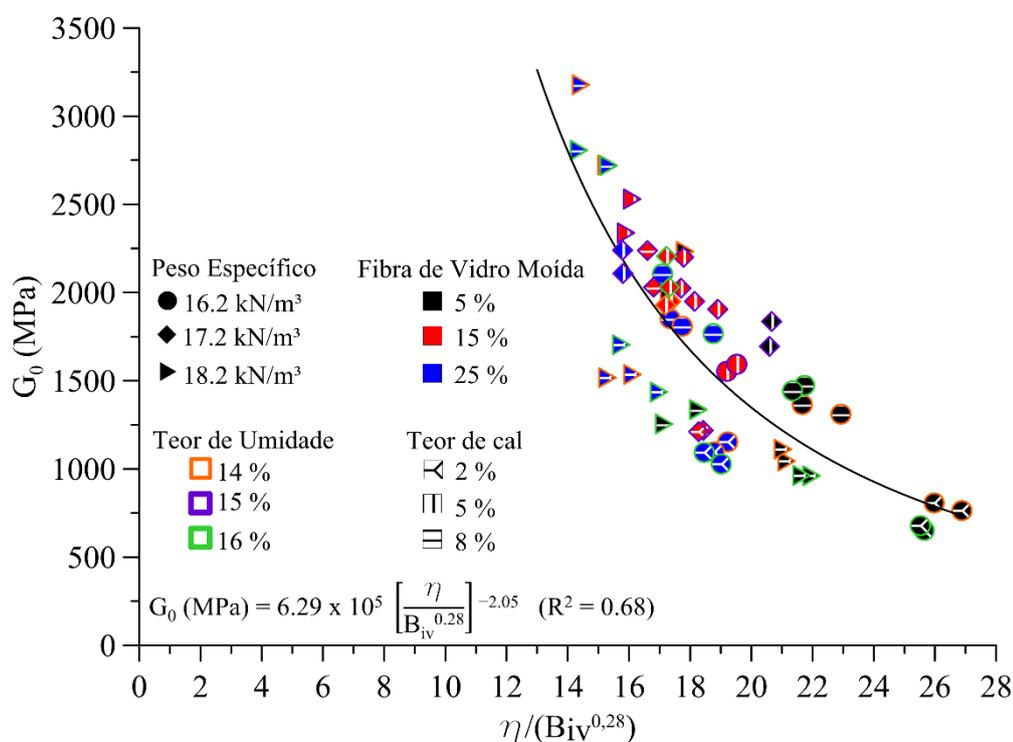


Figura 36: Associação entre  $G_0$  e a relação  $\eta/B_{iv}^{0,28}$ .

É comum a associação de ambas às variáveis respostas anteriormente apresentadas. Fato este, que ocorre por meio da Figura 37. Nesta, evidencia-se a possibilidade do emprego de um ajuste matemático do tipo linear aos dados experimentais, o que vai de encontro com o já observado na literatura. Isto é natural, haja o fato de que, ao passo em que se tem um ganho de resistência, é esperado da mesma forma, um aumento da rigidez das amostras. É interessante destacar o fato do intercepto ao eixo das ordenadas não ser zero, para o tipo de ajuste adotado. O que leva a crer que, mesmo a uma resistência à compressão tendendo a zero, mesmo assim uma rigidez inicial poderia vir a existir. Fisicamente isto é possível, no caso de solos arenosos por exemplo, quando se tem a existência de uma mínima tensão efetiva média ( $p'$ ) positiva. Já para solos argilosos, este mínimo valor de  $p'$  poderia ser atribuído a existência de uma eventual sucção no interior das amostras, o que possibilitaria a execução de ensaios de pulso ultrassônico.

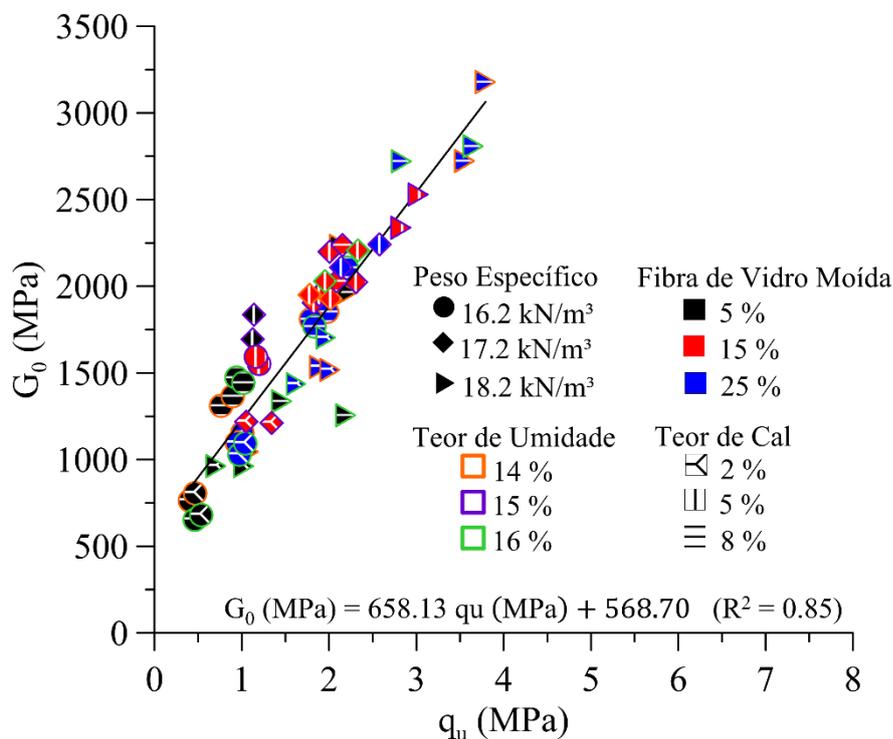


Figura 37: Correlação entre as variáveis respostas  $q_u$  e  $G_0$ .

Por fim, no decorrer dos ensaios de RCS, tomou-se o tempo decorrido até a ruptura das amostras, ou seja, até que estas atingissem sua máxima resistência. Isto, associado a velocidade da prensa elétrica (1,14 mm/min), possibilita a estimativa da rigidez das amostras à grandes deformações. O que ocorre por intermédio do módulo de elasticidade secante (Módulo de Young), determinado para a resistência máxima (resistência de pico). A Figura 38 associa esta variável resposta à relação  $\eta/B_{iv}$  bem como, com a resistência à compressão das amostras. No que diz respeito a Figura 38a, há uma similaridade de comportamento entre rigidez inicial ( $G_0$ ) e, rigidez à grandes deformações ( $E_{sec}$ ). Em outras palavras, em ambos os casos uma maior porosidade associada a um baixo teor volumétrico de ligante, resultam em valores de rigidez menos expressivos. Agora, se tratando da Figura 38b, contempla-se um aumento do módulo de elasticidade (rigidez) ao passo que se tem, concomitantemente, um aumento da resistência à compressão das amostras.

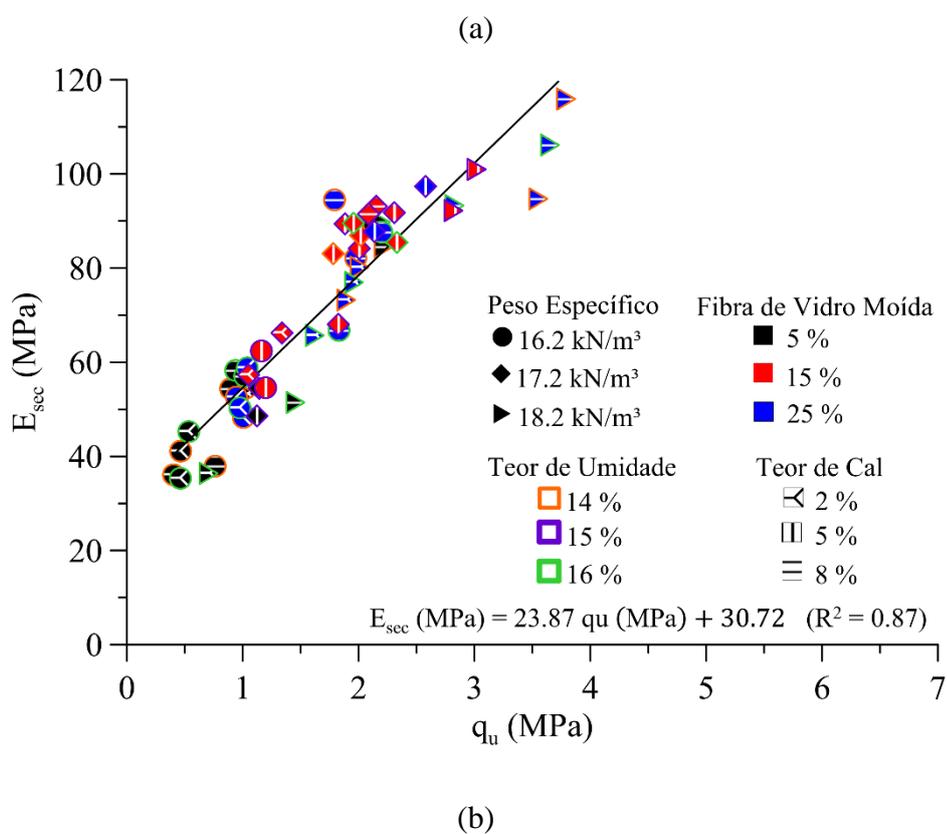
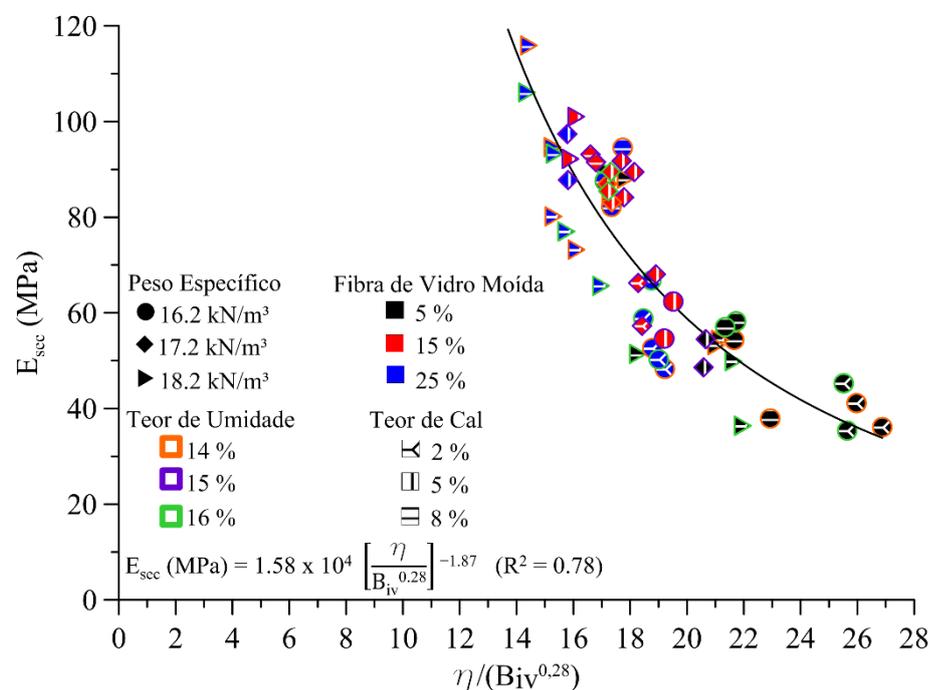


Figura 38: Rigidez das amostras à grandes deformações: a) associação entre  $E_{sec}$  e a relação  $\eta/Biv^{0.28}$  e, b) correlação entre as variáveis respostas  $q_u$  e  $E_{sec}$ .

Da primeira fase, foram apresentadas três variáveis respostas. As quais, foram elegidas como forma de compreensão do comportamento dos compósitos formados. Observa-se então, uma eficácia do emprego da relação  $\eta/B_{iv}$  em descrever estas variáveis. A viabilidade de utilização desta relação, dá sentido físico aos fenômenos ali envolvidos mesmo a uma grande quantidade de variáveis independentes presentes. Da mesma forma, observa-se uma eficácia do tratamento proposto no que diz respeito ao aumento da resistência e rigidez de um solo dispersivo e sulfatado. Suscitando com isto, sua capacidade em ser utilizado nas fases seguintes.

Isto verificado, volta-se agora a análise estatística dos resultados. Que tem por finalidade, averiguar as variáveis controladoras das misturas. Apesar de anteriormente, na apresentação dos resultados da Fase I, terem sido mostradas três variáveis respostas, para a análise estatística apenas duas destas foram utilizadas. O módulo de elasticidade secante ( $E_{sec}$ ), obtido de forma indireta, apesar de se apresentar como um possível dado experimental, é circundado por elevada imprecisão. Desta forma, a análise estatística se baseou exclusivamente nas variáveis respostas  $q_u$  e  $G_0$  para o caso da Fase I.

A análise estatística, em uma primeira instância, leva em conta apenas os tratamentos referentes ao experimento fatorial completo  $2^4$ . Como pode ser visto abaixo, uma não-linearidade foi detectada com auxílio dos pontos centrais existentes. O que levou então, a realização de um PCSO conforme já esclarecido no item 3.2.1 e, a uma nova análise estatística. Desta forma, inicialmente, a Figura 39 expõe o gráfico de efeitos principais para a variável resposta  $q_u$ .

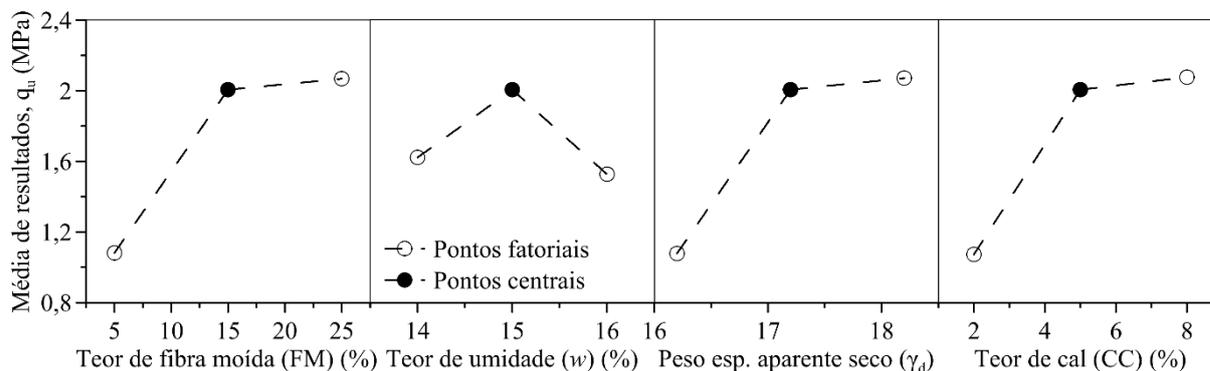


Figura 39: Gráficos de efeitos principais para  $q_u$ .

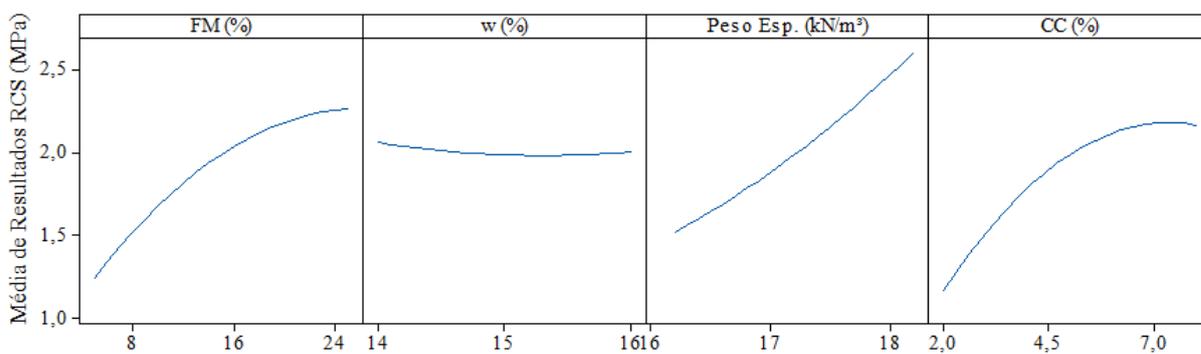
O gráfico de efeitos principais, é composto pela média dos resultados dos tratamentos sendo com isto, comparadas as variáveis dependentes em seus níveis altos (+1) e baixos (-1). Além disto, nestes são também apresentados os pontos centrais existentes, também, por meio de suas médias. Se por ventura, por um descuido, os pontos centrais não fossem levados em conta durante o planejamento experimental, a Figura 39 poderia induzir a erros. Isto porquê, os fatores independentes FM,  $\gamma_d$  e CC, seriam tomados como mais influentes sendo estes, descritos por meio de um modelo linear. No entanto, como se pode perceber, esta situação não ocorre e o que há na verdade, é uma não-linearidade detectada.

Ao vislumbrarmos os resultados, por exemplo de RCS, percebemos que esta não-linearidade pode estar associada ao teor de cal de carbureto igual a 2%. Lembrando que este ponto fatorial, foi determinado por meio dos procedimentos presentes na ASTM D6276-19 e, pelo método proposto por Hilt & Davidson (1960). Tanto para Hilt & Davidson (1960) como para Rogers *et al.* (1997), este mínimo teor de cal determinado por meio destas formas, seria capaz tão somente de proporcionar floculação às partículas. Isto é, o cálcio livre remanescente, seria incapaz de resultar em reações pozolânicas. Desta forma, ao se utilizar um teor de cal bastante baixo, isto fez com que as variáveis respostas da mesma maneira resultassem em valores baixos de resistência e rigidez.

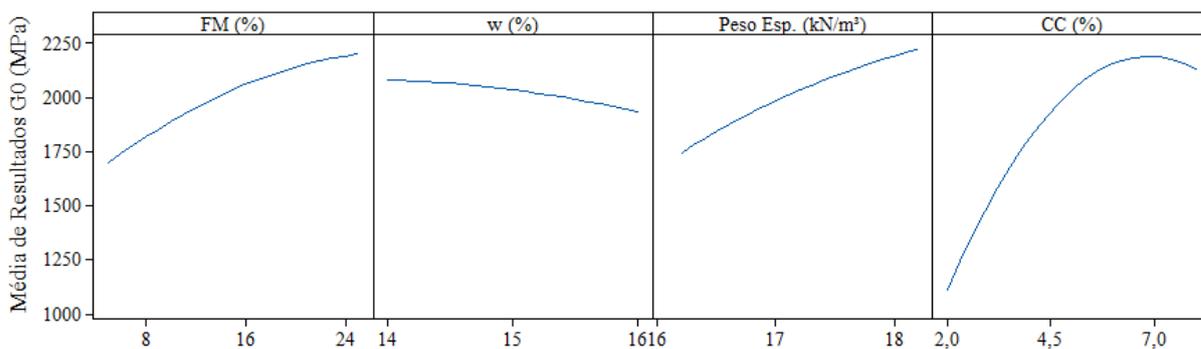
Em virtude disto, e devido ao gráfico de efeitos principais apresentar valores médios, isto acaba mascarando o impacto das variáveis independentes em seus níveis mais altos (+1). Surgindo a partir daí, a não-linearidade exposta pela Figura 39 e, a necessidade de elaboração

de um PCSO. Para isso, número de tratamentos foi expandido para 52 (36 pontos fatoriais + 16 pontos estrelas, Tabela 3). A adição de novos pontos a um experimento fatorial já existente, demanda a verificação da ortogonalidade do modelo o que foi feito, por meio da *Correlação de Pearson*.

No que diz respeito a um PCSO este, além da vantagem de modelar eventuais não-linearidades, é capaz de mapear áreas de alto desempenho e apresenta-las por meio de superfícies de resposta, ou então, gráficos de contorno. Isto posto, é mostrado abaixo uma nova análise de efeitos principais esta, por sua vez, leva em conta os 52 tratamentos que combinam pontos fatoriais e estrela.



(a)



(b)

Figura 40: Gráficos de efeitos principais para a) RCS e, b) G<sub>0</sub> para um modelo não-linear.

$$\begin{aligned}
 \mathbf{q_u (MPa)} = & 4,5 - 0,0647 \text{ F.M. (\%)} + 0,28 \text{ Umidade (\%)} - 0,99 \text{ Peso Esp.} \\
 & (\text{g/cm}^3) - 0,349 \text{ Cal (\%)} - 0,00231 \text{ F.M. (\%)} * \text{F.M. (\%)} + 0,045 \text{ Umidade (\%)} * \\
 & \text{Umidade (\%)} + 0,074 \text{ Peso Esp. (g/cm}^3) * \text{Peso Esp. (g/cm}^3) - 0,0354 \text{ Cal (\%)} * \text{Cal} \\
 & (\%) - 0,00063 \text{ F.M. (\%)} * \text{Umidade (\%)} + 0,00999 \text{ F.M. (\%)} * \text{Peso Esp. (g/cm}^3) + \\
 & 0,00445 \text{ F.M. (\%)} * \text{Cal (\%)} - 0,0941 \text{ Umidade (\%)} * \text{Peso Esp. (g/cm}^3) - 0,0049 \\
 & \text{Umidade (\%)} * \text{Cal (\%)} + 0,0509 \text{ Peso Esp. (g/cm}^3) * \text{Cal (\%)}
 \end{aligned}
 \tag{Eq. 22}$$

$$\begin{aligned}
 \mathbf{G_0 (MPa)} = & - 44905 - 204,8 \text{ F.M. (\%)} + 2416 \text{ Umidade (\%)} + 3270 \text{ Peso Esp.} \\
 & (\text{g/cm}^3) + 57 \text{ Cal (\%)} - 0,862 \text{ F.M. (\%)} * \text{F.M. (\%)} - 27,2 \text{ Umidade (\%)} * \text{Umidade} \\
 & (\%) - 53,0 \text{ Peso Esp. (g/cm}^3) * \text{Peso Esp. (g/cm}^3) - 45,96 \text{ Cal (\%)} * \text{Cal (\%)} + 4,73 \\
 & \text{F.M. (\%)} * \text{Umidade (\%)} + 9,14 \text{ F.M. (\%)} * \text{Peso Esp. (g/cm}^3) + 5,50 \text{ F.M. (\%)} * \text{Cal} \\
 & (\%) - 100,3 \text{ Umidade (\%)} * \text{Peso Esp. (g/cm}^3) - 3,7 \text{ Umidade (\%)} * \text{Cal (\%)} + 31,7 \\
 & \text{Peso Esp. (g/cm}^3) * \text{Cal (\%)}
 \end{aligned}
 \tag{Eq. 23}$$

A Figura 40 e as (Eq. 22 e 23) trazem o que não pôde ser explicado através da Figura 39. Isto é, da Figura 40, são apresentados agora os efeitos principais sobre as variáveis respostas  $q_u$  e  $G_0$ , que levam em conta os efeitos quadráticos do modelo. As equações por sua vez, descrevem como se dá a regressão e interação entre os fatores e, chamam atenção para os coeficientes que compreendem cada termo.

Dentre as constatações possíveis da Figura 40, duas delas se mostram mais importantes. Primeiro, dos quatro fatores apresentados, apenas três deles se mostraram influentes sendo estes FM,  $\gamma_d$  e CC. Já, se tratando do teor de umidade de moldagem ( $w$ ), a expectativa inicial de que valores superiores desta variável pudessem contribuir para ocorrência de reações pozolânicas não ocorreu. Este fator na verdade, se mostrou quase que irrelevante as respostas obtidas. Na realidade, um maior teor de umidade levou a um decréscimo das variáveis respostas fato este, que é justificável ao se considerar que teores de umidade mais elevados induzem a um afastamento do máximo peso específico aparente seco. Situação que é corroborada, por exemplo, ao vislumbramos novamente a Figura 35 e o expoente de 0,28 aplicado à relação  $\eta/B_{iv}$ , já que neste caso, a porosidade detém maior relevância no compósito.

Além disto, em uma segunda constatação, são observados patamares nos fatores FM e CC, ficando mais claro no caso deste último. A existência destes é um indicativo de que, para os compósitos aqui proposto e, faixa de variação das variáveis independentes, teores de cal de carbureto mais elevados não seriam necessários. Contudo, a cura das amostras em temperaturas mais elevadas, ou então, um aumento no período de cura, podem fazer com que estes patamares deixem de existir. A presença ou não destes, está associada, por exemplo, a quantidade de cálcio, sílica e alumina disponíveis no meio.

O discutido acima é ratificado através das Figura 41 e 42. Nestas, são apresentados os gráficos de Pareto em relação as variáveis respostas  $q_u$  e  $G_0$ , respectivamente. Neste caso, são expostos tanto fatores principais quanto interações. Onde, aqueles que se mostrem estatisticamente significativos, devem cruzar a linha determinada para um nível de significância de 5%. Ou seja, a chance de estarmos cometendo um erro em afirmar que estes fatores são significativos, é de apenas 5%. Fica evidente a influência dos três fatores anteriormente já comentados, FM,  $\gamma_d$  e, CC. Sendo que destes, o peso específico aparente seco demonstrou maior influência para variável resposta  $q_u$ , enquanto que, o teor de cal de carbureto para  $G_0$ . O mesmo, se verifica para a variável teor de umidade de moldagem, a qual não se mostrou significativa. Ou então, quando se mostrou – no caso de  $G_0$ , por exemplo – sua influência foi mínima. As apurações aqui apresentadas, podem igualmente, serem verificadas por meio das tabelas ANOVA disponibilizadas no ANEXO A.

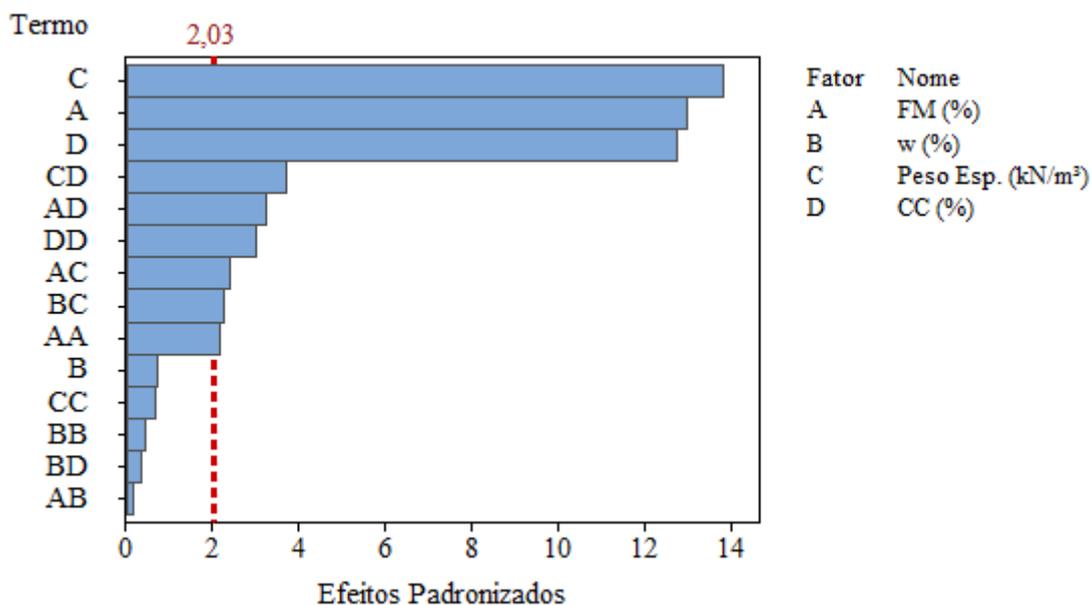


Figura 41: Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados para  $q_u$ .

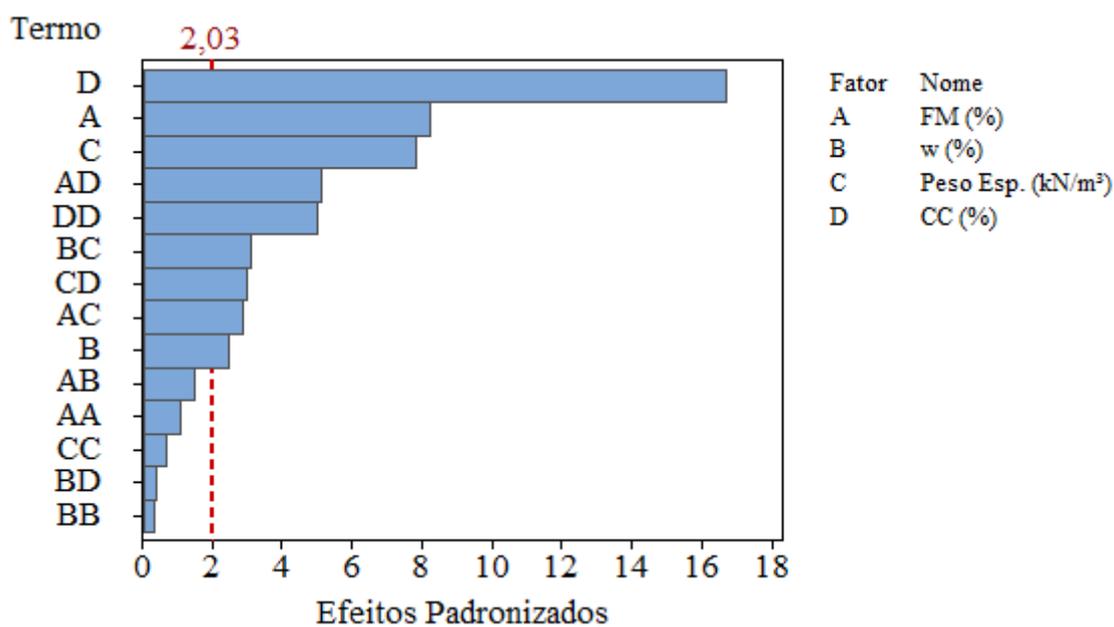


Figura 42: Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados para  $G_0$ .

Os resultados acima discutidos, serviram como base para tomada de decisão dos fatores que iriam compor as fases seguintes. Isto é, conforme já comentado em 3.2.2.1, as variáveis

controláveis teor de fibra moída (FM) e teor de umidade ( $w$ ), passaram a ser consideradas como constantes. No caso do primeiro fator, calculou-se com base no modelo não-linear obtido, o teor que resultaria no máximo desempenho dos compósitos. Já para o segundo, devido sua baixa influência nas variáveis respostas ou até, piora destas, optou-se por utilizar apenas o teor de umidade ótimo, obtido através de ensaios de compactação. Ainda, em virtude do insucesso do teor de cal de carbureto de 2%, o que aparentemente foi responsável pelo aparecimento da não-linearidade, optou-se então pela exclusão deste ponto fatorial nas fases subsequentes.

Voltando-nos ainda para análise dos resultados da Fase I esta, por se tratar de um experimento fatorial completo, aleatorizado, faz com que não se tenham confundimentos entre variáveis. Ou seja, neste caso, é possível se analisar o impacto de fatores principais bem como, a interação entre estes. A interação entre duas destas variáveis é mostrada por meio das Figura 43 e 44, através de gráficos de superfícies de resposta (formato 3D) e, de contorno (formato 2D). No caso de ambas as figuras é demonstrado a interação entre os fatores CC e FM, ou seja, o teor de ligante, do impacto deste em variáveis resposta como  $q_u$  e  $G_0$ .

No tocante a resistência à compressão, a interação entre estes fatores ocorre quase que de forma linear (Figura 44a), onde a resistência tende a aumentar ao passo em que são acrescidos os teores em ambos os fatores. Já com relação a rigidez do material, observa-se um impacto majoritariamente do teor de cal. A Figura 44b deixa claro a ineficiência do teor de cal de 2%, demonstrando que não basta haver fontes de aluminossilicatos se não houver uma quantidade suficiente de um ativador. Tendo, desta forma, a necessidade de uma maior saturação do meio por hidroxilas provenientes da reação da cal com a água. As quais então, irão proporcionar uma dissolução superior destes precursores levando com isto, a um melhor desenvolvimento de reações pozolânicas. Fato este, que segundo a Figura 44b, viria a ocorrer mais eficientemente a partir de teores da ordem de 4% a 5% de cal de carbureto.

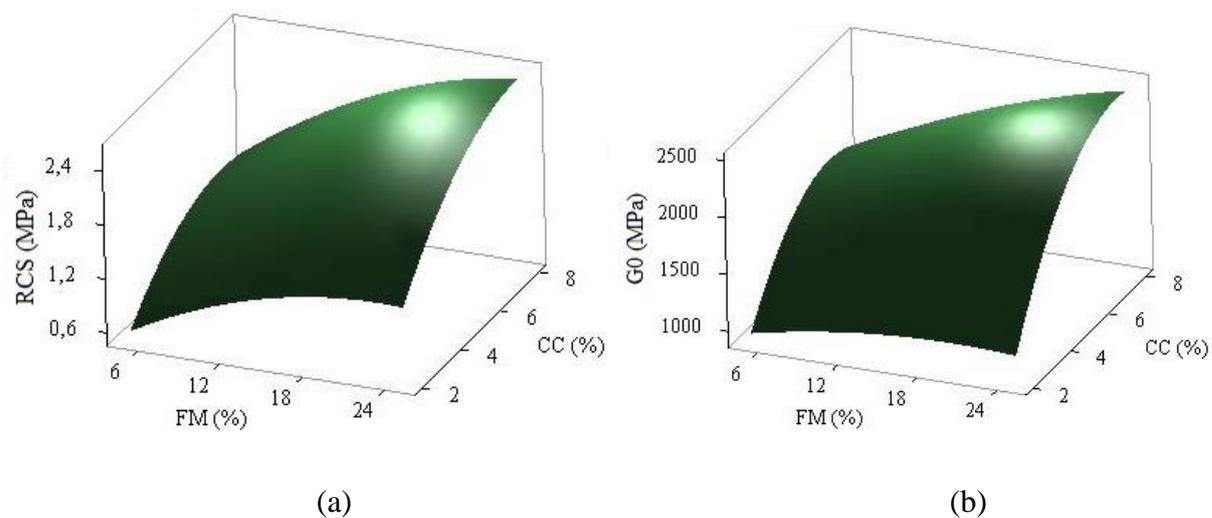


Figura 43: Gráficos de superfície de resposta para a interação entre as variáveis independentes que compõem o teor de ligante a)  $q_u$  e b)  $G_0$ .

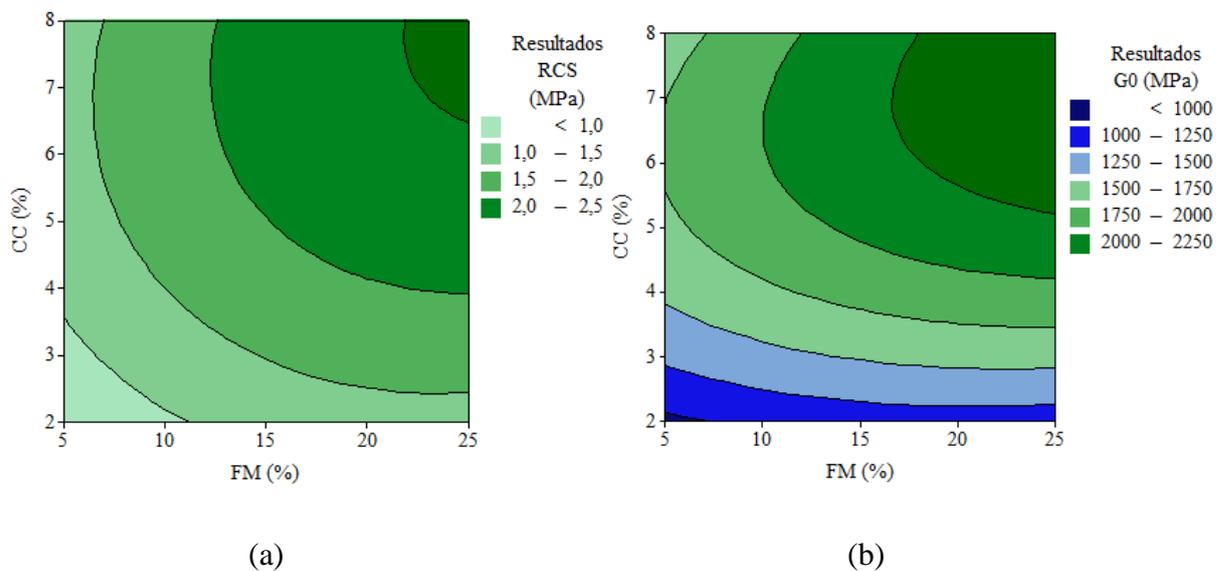


Figura 44: Gráficos de contorno para a interação entre as variáveis independentes que compõem o teor de ligante a)  $q_u$  e b)  $G_0$ .

## 4.2 FASE II – ENSAIOS DE TRATAMENTO

A Fase II, tem como intenção solucionar as problemáticas que envolvem este tipo de solo, no que diz respeito às suas características dispersivas e de expansão. Para isto, foram executados ensaios de expansão tridimensional, expansão unidimensional e, triaxial (CID). Com base nos resultados destes ensaios, averiguou-se a competência dos tratamentos propostos em solucionar os problemas acima elencados. Além disto, buscou-se determinar influência das variáveis independentes fibra de vidro filamentos (FI), peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ), teor de cal de carbureto (CC) e, período de cura ( $t$ ), sobre as variáveis respostas. A avaliação dos ensaios transcorridos, se deu por meio de variáveis respostas tais como deformação volumétrica ( $\varepsilon_{vol.}$ ) e, capacidade de carga das amostras. Abaixo são apresentados os resultados que compreendem esta fase os quais, são também sintetizados por meio do ANEXO B.

De agora em diante, os resultados que abrangem as Fases II e III serão esboçados por meio da relação  $\eta/L_{iv}$ . A opção desta relação em detrimento da anteriormente já empregada,  $\eta/B_{iv}$ , parte do princípio de que para a atual fase e seguintes, o volume absoluto de pozolâna é constante. Ou seja, o impacto deste fator é idêntico para qualquer uma das misturas, restando com isto, apenas influência do volume absoluto de cal que é alternável. Também, para uma melhor compreensão e diferenciação entre ensaios, propôs-se a identificação destes através do modelo de nomenclatura descrito abaixo. Nesta, encontram-se todas as variáveis independentes que terão seus níveis alternados durante as fases seguintes.

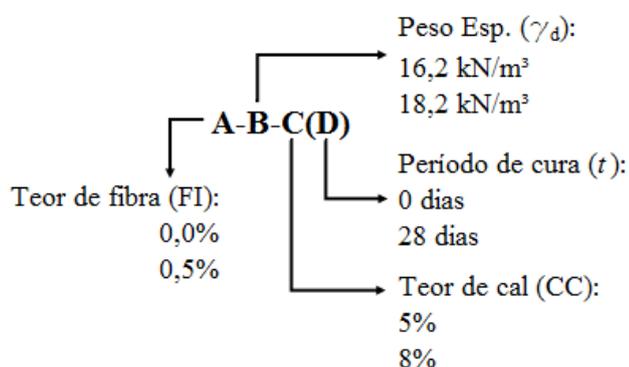


Figura 45: Nomenclatura dos ensaios, Fases II e III.

### 4.2.1 Ensaio de Expansão Tridimensional

Inicialmente, a Figura 46 apresenta a expansão tridimensional das amostras ao longo do tempo. Variável resposta a qual, é representada por meio da deformação volumétrica que é obtida com base nas leituras dos transdutores de Efeito Hall. O tempo decorrido, apresentado em segundos, equivale ao período de 24 horas iniciais somados aos 6 dias em que a amostra fica sujeita a percolação de água, ou seja, cerca de 604.800 segundos. Para apresentação dos resultados, por meio da deformação volumétrica ( $\varepsilon_{vol.}$ ), excepcionalmente para este trabalho, adotou-se que valores positivos representariam expansão. Desta forma, repare que na Figura 46, nota-se um padrão onde as amostras iniciam sua expansão, isto é, por volta de 100.000 segundos. Fato este, que se aproxima do final do ciclo de 24 horas e, início da percolação por água.

Ainda, no caso desta mesma figura, na qual há distinção entre amostras com e sem cura, em uma primeira análise verifica-se uma efetividade dos tratamentos propostos. Especialmente para os casos aqueles que possuíam um período de cura de 28 dias (símbolos azuis, vazados). O que pode ser averiguado, por exemplo, com auxílio das setas que compõe a Figura 46. Onde, corpos-de-prova sujeitos a períodos de cura mais longo, se detiveram a deformações volumétricas da ordem de 1,75%. Enquanto que os demais, sem cura, chegaram a expansões de cerca de 6,75%. Demonstrando com isto, que o aumento da rigidez seja ela em virtude da inserção de fibras de vidro (filamentos), ou então, em decorrência de reações pozolânicas, foi capaz de conter a expansão em razão da formação de minerais expansivos.

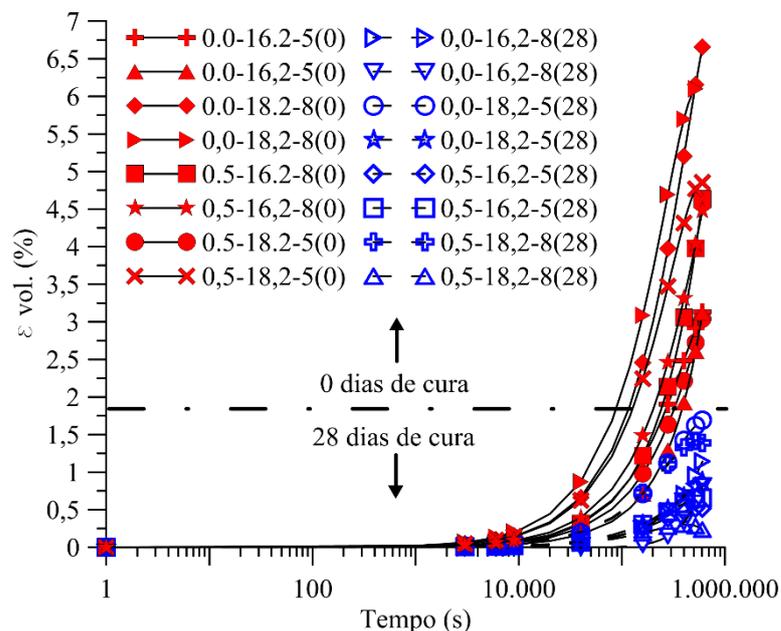


Figura 46: Expansão tridimensional, deformação volumétrica ao longo do tempo.

Apresentadas as curvas de expansão ao longo do tempo para cada uma das amostras, no decorrer deste item serão abordadas as influências de cada uma das variáveis independentes. No que se refere ao tempo de cura, teor de fibra (filamentos), teor de cal e, peso específico aparente seco.

#### 4.2.1.1 Impacto da variável independente período de cura ( $t$ )

A efetividade do tratamento proposto, pôde já ser vislumbrada através da Figura 46. No entanto, esta carece de maiores detalhes que auxiliariam na compressão da conjuntura no todo. Ademais, vislumbra-se quiçá, a adequação da relação  $\eta/L_{iv}$  às variáveis respostas obtidas. Desta forma, as figuras abaixo tentam elucidar estes e outros quesitos conforme será visto.

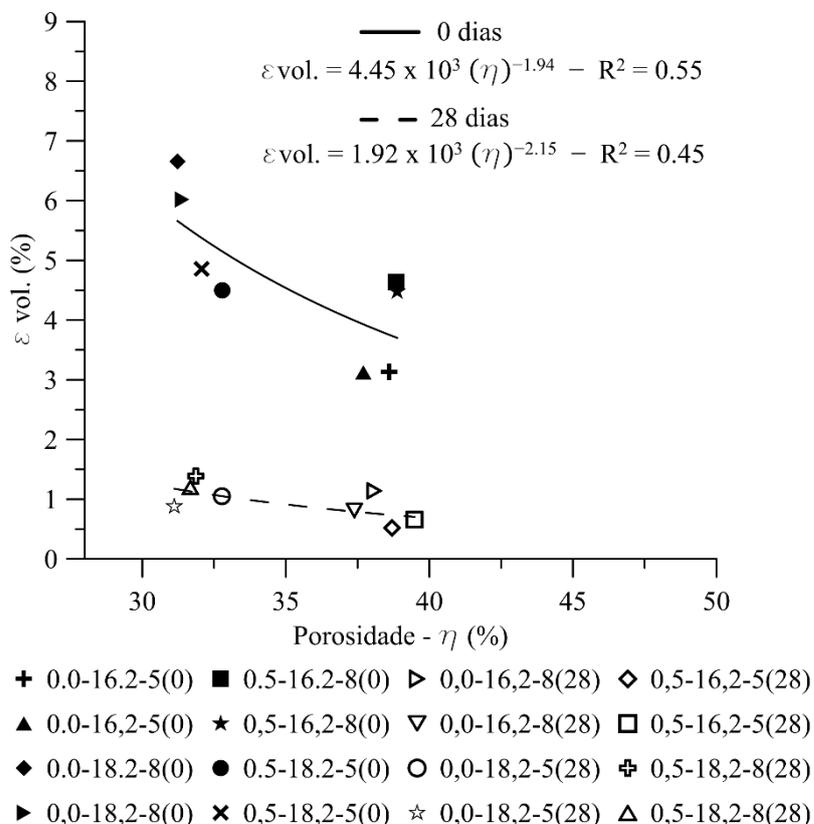


Figura 47: Deformação volumétrica ao final de 7 dias, associação entre  $\varepsilon_{vol.}$  e a porosidade das amostras.

Em uma primeira abordagem, buscou-se associar a deformação volumétrica das amostras ( $\varepsilon_{vol.}$ ) a porosidade ( $\eta$ ) em que estas se encontravam. Fato este, que é exibido através da Figura 47. Nesta figura, novamente é feita a distinção entre amostras com e sem cura, símbolos vazados e sólidos, respectivamente. Além disto, os pontos experimentais que a compõem tratam-se da deformação volumétrica absoluta ao final dos 7 dias que englobam um ensaio de expansão tridimensional.

Isto posto, agora de forma mais clara, é possível identificar o real impacto causado pelos tratamentos utilizados. Enquanto que amostras sem cura possuem expansões variando entre 3% e 6,75% as demais, submetidas a um período de 28 dias de cura, se restringem a deformações na faixa de 0,5% a 1,5%. Além disto, da Figura 47, é possível verificar o efeito da porosidade sobre o potencial expansivo das amostras. Corpos-de-prova os quais, possuíam

uma maior porosidade, resultaram em menores expansões. A existência de um maior volume de vazios faz com que, na eventual formação de minerais expansivos, estes possam ser facilmente acomodados. Também, durante a hidratação das partículas, que se tenham espaços suficientes para a ampliação destas.

Apesar da evidente melhora no que diz respeito a exibição dos resultados, a Figura 47 peca ainda, por exemplo, em seus coeficientes de determinação bastante baixos para ambos ajustes matemáticos apresentados. Ainda, ao levarmos em conta tão somente a porosidade, estaríamos negligenciando os impactos das reações pozolânicas que ali se desenvolvessem. A partir disto, propõe-se a implementação da relação  $\eta/L_{iv}$  para previsão do potencial expansivo dos compósitos aqui formados.

A ideia do emprego desta relação parte do princípio de que se possa contabilizar, através de uma única ferramenta, a influência seja da compacidade da mistura, ou então, do teor de cal, no potencial expansivo de solos sulfatados. Lembrando que ambos estes fatores, estão intimamente ligados a formação de minerais expansivos bem com, a variação volumétrica por estes causada. Assim sendo, a Figura 48 apresenta a associação da variável resposta  $\varepsilon_{vol.}$  com a relação  $\eta/L_{iv}^{0,51}$ . De imediato, chamam atenção os altos coeficientes de determinação apresentados para ambos ajustes matemáticos,  $R^2 = 0,94$  e  $0,76$  para cura a 0 dias e 28 dias, respectivamente. Levando-se em conta que os pontos experimentais compreendem diferentes teores de fibras, porosidades e, teores de cal, pode-se afirmar com veemência, a partir dos coeficientes apresentados, a capacidade desta relação em explicar o potencial expansivo deste tipo de mistura.

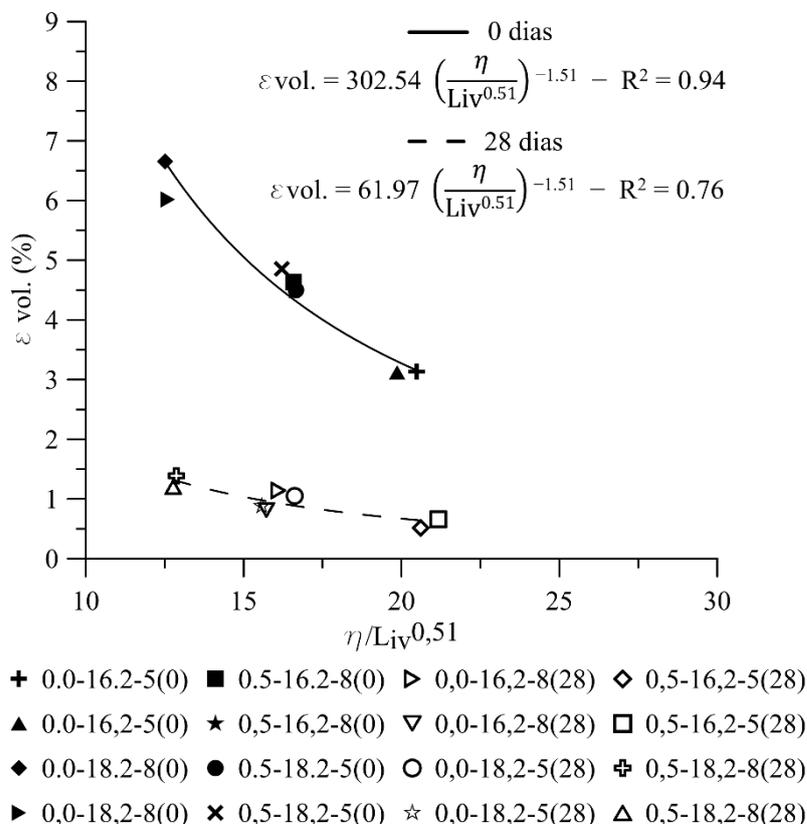


Figura 48: Associação entre  $\varepsilon_{vol.}$  e a relação  $\eta/L_{iv}^{0,51}$

Para lograr tamanha capacidade, aplicou-se sobre a parcela  $L_{iv}$  um expoente de ajuste o qual, neste caso, é igual a 0,51. Suscitando a ideia de que para estas misturas, a porosidade detém maior importância comparado ao teor volumétrico de cal, no que diz respeito ao potencial expansivo das amostras. Uma das possíveis justificativas para isto, parte do fato de que as hidroxilas liberadas, provenientes da hidratação da cal, foram partilhadas entre reações pozolânicas e formação de minerais expansivos. Deixando desta forma, o protagonismo para a porosidade. Ademais, se nos determos aos expoentes internos que compõem as equações – equivalente ao termo  $k$  da (Eq. 21) – estes se assemelham ao afirmado por Diambra *et al.* (2017), isto é, se aproximam do valor inverso do expoente externo.

Ainda, da Figura 48, podemos identificar agora com maior nitidez, o impacto do período de cura empregado. O qual, possibilitou por exemplo, o desenvolvimento de reações pozolânicas, sendo isto evidenciado por meio das equações abaixo:

$$\varepsilon_{\text{vol.}} = 302,54 \left[ \frac{\eta}{(L_{\text{iv}})^{0,51}} \right]^{-1,51} - 0 \text{ dias de cura} \quad (\text{Eq. 24})$$

$$\varepsilon_{\text{vol.}} = 61,97 \left[ \frac{\eta}{(L_{\text{iv}})^{0,51}} \right]^{-1,51} - 28 \text{ dias de cura} \quad (\text{Eq. 25})$$

Como já demonstrado em estudos anteriores como, por exemplo, Consoli *et al.* (2013b, 2017b, 2018b e 2019c), o período de cura tende a afetar tão somente o escalar que compõe a relação acima apresentada. Desta forma, o fato de ambas equações, (Eq. 24 e 25), possuírem relações idênticas diferindo apenas seu escalar, isto nos permite a divisão entre uma e outra. Conforme exposto por meio da (Eq. 26).

$$\left[ \frac{\varepsilon_{\text{vol.}} - 0 \text{ dias de cura}}{\varepsilon_{\text{vol.}} - 28 \text{ dias de cura}} \right] = 4,88 \quad (\text{Eq. 26})$$

A partir do valor resultante, podemos agora, quantificar de forma palpável, o real impacto do fator controlável tempo de cura ( $t$ ). Ou seja, concedida a possibilidade de reações pozolânicas ocorrerem, estas viabilizaram a redução do potencial expansivo das amostras em cerca de 4,88 vezes.

Apesar dos altos valores de correlação apresentados e, ainda, a adequação de uma única relação na forma de potência com expoentes idênticos. As (Eq. 24 e 25), conforme já comentado, diferem a magnitude de seu escalar para diferentes tempos de cura. Como um dos objetivos deste trabalho é, encontrar uma única equação que descreva o potencial expansivo de solos sulfatados, recorreu-se então, a metodologia de normalização proposta por Consoli *et al.* (2013b). A qual, é bem empreendida e apresentada por meio da Figura 49.

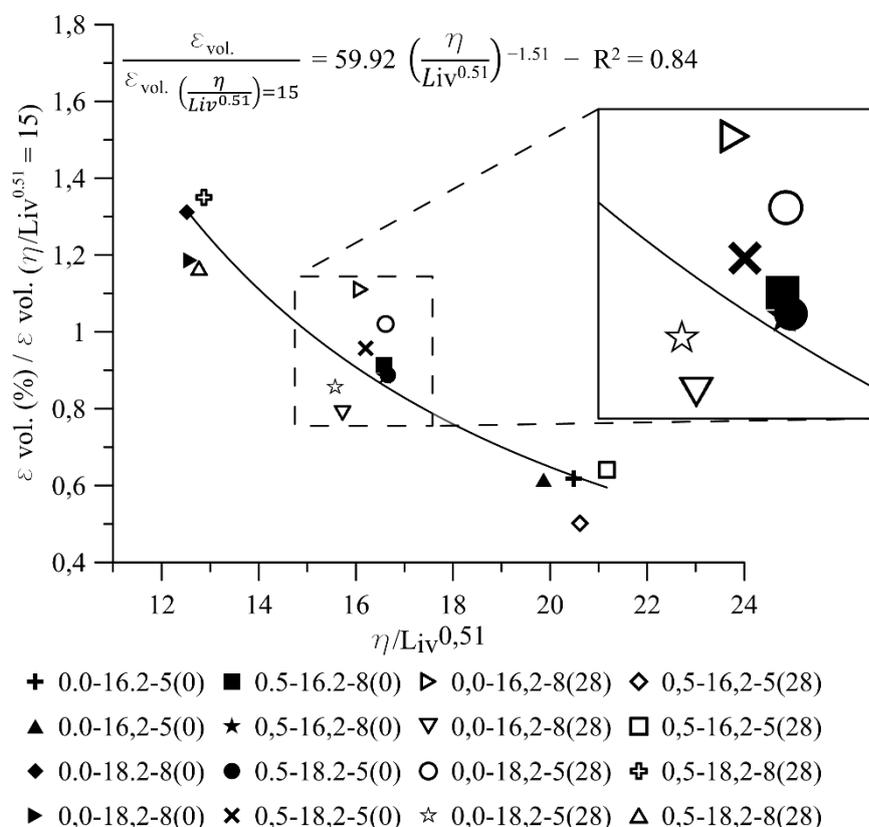


Figura 49: Normalização de  $\varepsilon_{vol.}$  (sobre todo intervalo de  $\eta/L_{iv}^{0,51}$ ), para  $\eta/L_{iv}^{0,51} = 15$ , tendo em conta diferentes teores de reforço, porosidades, teores de agente cimentante e, tempos de cura.

A normalização utilizada consiste na divisão do eixo das ordenadas da Figura 48, por uma deformação volumétrica de normalização o que, por consequência, irá resultar em valores adimensionais. Isto é, como ambas as curvas com períodos de cura distintos possuem a mesma tendência, determinou-se então valores de  $\varepsilon_{vol.}$  para uma dada grandeza de  $\eta/L_{iv}^{0,51}$ . Para estes dados experimentais foi utilizado  $\eta/L_{iv}^{0,51} = 15$ , já que este valor se encontra presente em ambas as curvas bem como, dentro do intervalo de máximos e mínimos. Assim sendo, os valores de deformação volumétrica de normalização resultaram em ~5,07% e ~1,03%, para 0 dias e 28 dias de cura, respectivamente. Valores estes, que podem ser obtidos de forma gráfica ou analítica através dos ajustes matemáticos disponíveis na Figura 48.

A normalização da variável resposta  $\varepsilon_{vol.}$ , através de uma deformação volumétrica de normalização, para diferentes tipos de misturas mostrou-se uma metodologia adequada. Misturas estas, que englobavam o emprego ou não de reforços, distintas porosidades além de, teores de agente cimentante e, tempos de cura alternáveis. O que possibilitou desta forma, em uma única curva, apresentar todos os resultados dos ensaios de expansão tridimensional. Além disto, o êxito do ajuste matemático proposto pode ser verificado através do coeficiente de determinação obtido ( $R^2 = 0,84$ ). Isto possibilita, com a determinação de um único valor de  $\varepsilon_{vol.}$ , ou seja, execução de apenas um ensaio, para qualquer  $\eta/L_{iv}^{0,51}$ , estimar toda a curva de potencial expansivo. Dois principais benefícios despontam a partir da normalização realizada, primeiro, o desenvolvimento deste modelo permite uma enorme redução de ensaios necessários a previsão do potencial expansivo de solos sulfatados. Segundo, surge aqui uma nova forma de previsão do potencial expansivo a qual, leva em conta uma ampla faixa de variáveis.

Emerge ainda, da Figura 49, um fato interessante o qual é magnificado na mesma. Os pontos centrais da curva, que se encontram destacados, tratam-se de distintas dosagens as quais combinam diferentes pesos específicos e teores de cal. Mais especificamente, dosagens como 16,2 kN/m<sup>3</sup> e 8% de cal e, 18,2 kN/m<sup>3</sup> e 5% de cal. Em virtude destes pontos experimentais se encontrarem em uma mesma região da curva, surge a ideia de poder haver uma dosagem ótima a qual, a partir de uma correta associação entre porosidade e teor volumétrico de cal, levaria a uma mínima expansão. Fato este que engrandece ainda mais a utilização da relação  $\eta/L_{iv}$ , já que esta procura empreender justamente a combinação de ambos estes fatores.

#### 4.2.1.2 Impacto da variável independente teor de fibra de vidro, filamentos (FI)

Para verificação da influência da presença ou não de fibras, no que diz respeito ao potencial expansivo de um solo sulfatado, é apresentada a Figura 50. Esta, relaciona os dados experimentais de expansão tridimensional com a porosidade das amostras. Novamente, se é mantida a distinção entre períodos de cura. Neste caso, se nos determos às amostras com 0 dias de cura, podemos perceber dois padrões estes intimamente ligados à compacidade das misturas.

O primeiro deles, ao compararmos amostras que possuem uma maior compacidade, fica perceptível a eficácia da inclusão de fibras no formato de filamentos. Já que a expansão atribuída a estas amostras, passa de ~6,5% (sem fibra) para em torno de ~4,5% (com fibra). Agora, de forma inversa, o mesmo não ocorre. O segundo padrão, associado às amostras mais porosas, mostra que a inserção de fibras na realidade causou um aumento da expansão. Isto é, enquanto amostras sem fibra resultaram em expansões de ~3,0%, aquelas que possuíam esta inserção alcançaram expansões da ordem de ~4,5%. Isto demonstra o impacto da compacidade da mistura na efetividade ou não destes elementos.

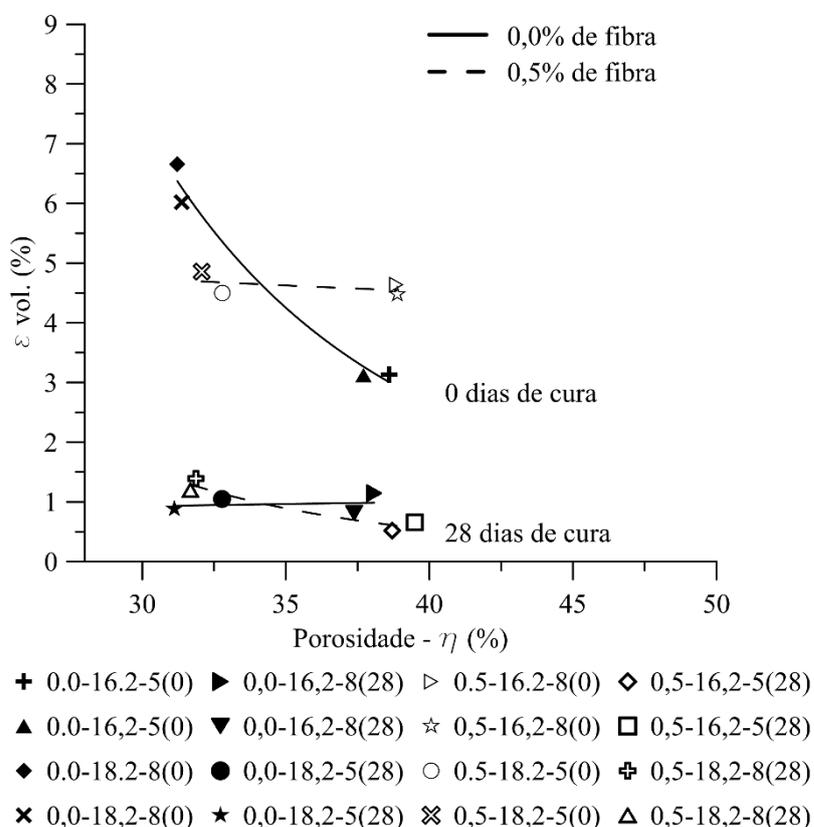


Figura 50: Impacto da inserção de fibras na expansão tridimensional de amostras.

O que é algo já comentado anteriormente quando, por exemplo, se remete a trabalhos como os de Gray & Al-Refeai (1986) e Consoli *et al.* (2009a). O primeiro destes, salienta que quanto maior o teor de fibras, maior a porosidade resultante nas amostras, isto claro, quando se mantida a mesma energia de compactação. Desta forma, ao compararmos pesos específicos

idênticos, entretanto, amostras com e sem fibra, aquelas em que há a inserção destes elementos podem resultar em um afastamento entre grãos do solo logo, em uma maior dificuldade de compactação. Fato este, que pode se refletir na porosidade das amostras onde, amostras que por ventura já eram porosas em virtude de suas dosagens, quando da inserção do reforço podem, por conseguinte, vieram a tornar-se ainda mais porosas. O que viria a dificultar a solicitação destes elementos à tração quando necessário. Já com relação ao segundo trabalho, os autores comentam que quanto maior a densidade do solo, mais rapidamente as fibras tendem a serem solicitadas. Em outras palavras, uma menor deformação será necessária para que estas venham a atuar. Além disto, estes mesmos autores afirmam também, que o efeito das fibras se torna cada vez mais pronunciado ao passo em que se aumentam as densidades.

Desta forma, observando-se a Figura 50, induz-se a ideia de que a inserção de fibras pode vir a ser eficaz desde que, estas sejam utilizadas sob uma elevada compacidade. Entretanto, isto incorre em um dilema para aqueles que trabalham com solos sulfatados. Pois, é sabido que maiores densidades levam também, a maiores expansões. Já ao avaliarmos as amostras com 28 dias de cura, não é percebida qualquer distinção entre corpos-de-prova com e sem fibra. Neste caso, dado o tempo de cura utilizado, imperaram as reações pozolânicas no combate à expansão.

#### 4.2.1.3 Impacto da variável independente teor de cal de carbureto (CC)

Dentre as causas de expansão de solos sulfatados está, como já visto, a utilização de estabilizantes à base de cálcio. Deste modo, as quantidades destes empregados tendem a impactar diretamente no potencial expansivo de solos como estes (KOTA *et al.*, 1996). Para avaliar o impacto desta variável independente, foram elaboradas as Figura 51 a 53.

A Figura 51, além de nos permitir avaliar o efeito do teor de cal sobre o potencial expansivo, também, possibilita comparar a eficácia de cada um dos teores utilizados. No caso desta figura, são evidenciadas as amostras quanto aos seus respectivos teores de cal utilizados. Mais especificamente, teores de 5% com linhas contínuas e, de 8% com linhas tracejadas. Em ambos os casos, sejam amostras sem cura ou com cura, o teor de cal de 8% levou a maiores expansões. Isto é, diferente do que ocorre geralmente, em que a cal é responsável pela

supressão da expansão em solos do cotidiano, no caso de solos sulfatados esta é, na verdade, propulsora desta expansão.

Ao compararmos, por exemplo, corpos-de-prova com 0 dias de cura, amostras com 8% de cal obtiveram uma expansão média cerca de 1,5 vezes maior que as demais que utilizaram um teor de 5%. Para 28 dias de cura, a mesma situação é observada, mantendo-se inclusive, a mesma magnitude de diferença de um teor para o outro. Ou seja, o teor de 8% levando a maiores expansões estas, sendo da mesma forma, cerca de 1,5 vezes superiores. Entretanto, o período de cura impactou na grandeza destas expansões como pode ser observado na Figura 51.

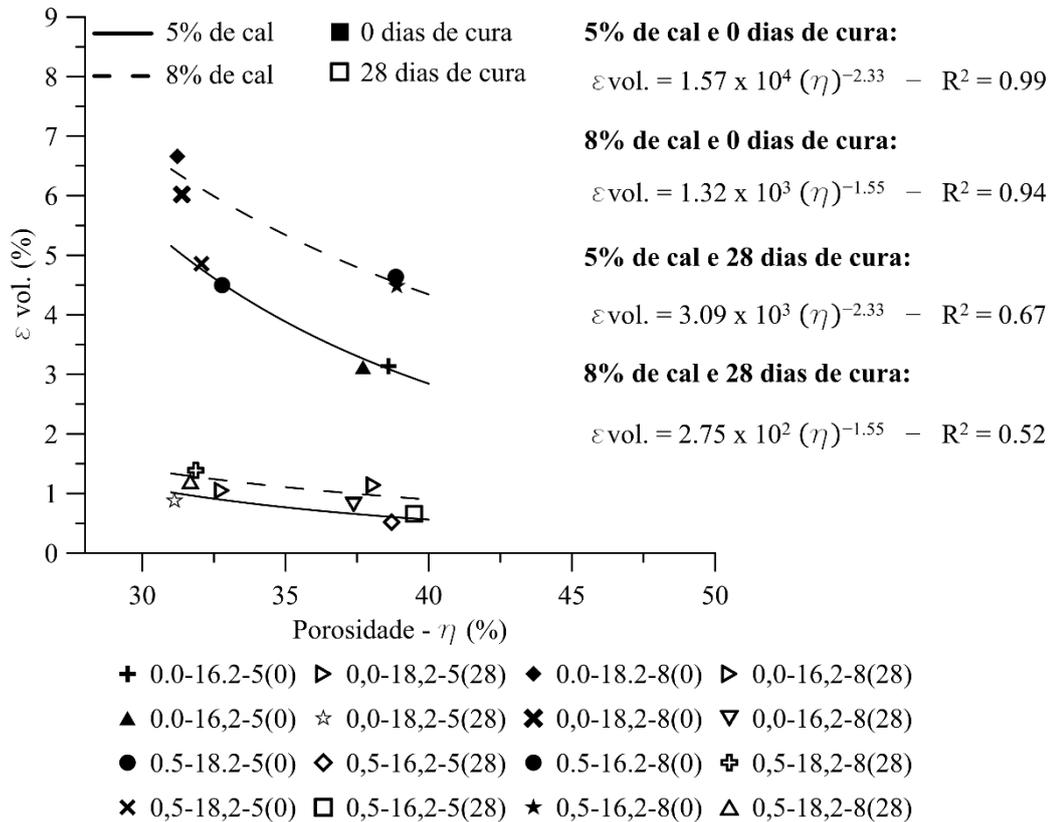


Figura 51: Impacto do teor de cal na expansão tridimensional de amostras, associação entre  $\epsilon_{vol.}$  e a porosidade.

No que diz respeito à possibilidade de comparar a eficácia de cada um dos teores, isto pode ser intentado por meio dos ajustes matemáticos dispostos na Figura 51. Similar ao que ocorre

com a variável período de cura ( $t$ ) aqui já apresentada, entre as equações ali expostas há, tão somente, uma diferenciação em seu escalar. Desta forma, isto nos permite a divisão entre uma e outra desde que, se mantida a similaridade entre seus expoentes externos. Fato este, que é apresentado ao longo das (Eq. 27 a 32).

$$\varepsilon_{\text{vol.}} = 1,57 \times 10^4 [\eta]^{-2,33} - 5\% \text{ de cal e 0 dias de cura} \quad (\text{Eq. 27})$$

$$\varepsilon_{\text{vol.}} = 3,09 \times 10^3 [\eta]^{-2,33} - 5\% \text{ de cal e 28 dias de cura} \quad (\text{Eq. 28})$$

$$\left[ \frac{\varepsilon_{\text{vol.}} - 5\% \text{ de cal e 0 dias de cura}}{\varepsilon_{\text{vol.}} - 5\% \text{ de cal e 28 dias de cura}} \right] = 5,08 \quad (\text{Eq. 29})$$

$$\varepsilon_{\text{vol.}} = 1,32 \times 10^3 [\eta]^{-1,55} - 8\% \text{ de cal e 0 dias de cura} \quad (\text{Eq. 30})$$

$$\varepsilon_{\text{vol.}} = 2,75 \times 10^2 [\eta]^{-1,55} - 8\% \text{ de cal e 28 dias de cura} \quad (\text{Eq. 31})$$

$$\left[ \frac{\varepsilon_{\text{vol.}} - 8\% \text{ de cal e 0 dias de cura}}{\varepsilon_{\text{vol.}} - 8\% \text{ de cal e 28 dias de cura}} \right] = 4,80 \quad (\text{Eq. 32})$$

Isto posto, pode-se perceber que além de um teor de 5% de cal levar a menores expansões, o mesmo, transcorrido um dado período de cura é, por conseguinte, também responsável por se obter uma maior eficácia no tratamento. Ou melhor dizendo, transcorridos 28 dias de cura, corpos-de-prova contendo 5% de cal foram capazes de obter uma redução de sua expansão em 5,08 vezes. Enquanto que, amostras com 8%, tiveram uma redução em apenas 4,80 vezes.

A Figura 52 retrata, de forma mais elucidativa, o que até então vinha sendo discutido. Na mesma, novamente é feita a diferenciação entre teores de cal entre amostras além disto, salienta-se igualmente, o efeito causado pelos diferentes pesos específicos adotados. Neste caso, linhas contínuas representam pesos específicos de 16,2 kN/m<sup>3</sup> enquanto que, tracejadas, 18,2 kN/m<sup>3</sup>. Independentemente da dosagem observada, em todos os casos é verificado um comportamento crescente de expansão ao passarmos do teor de 5% para 8% de cal. Isto porquê, uma maior quantidade de cálcio livre auxilia na formação de minerais expansivos

como a etringita e thaumasita. Da mesma figura, constata-se também, uma maior taxa de expansão para amostras com 0 dias de cura.

Ao nos determos a variável independente peso específico aparente seco, a ser analisada na sequência, em todos os casos pesos específicos mais elevados levaram a maiores expansões. Corroborando a ideia de que uma maior compactidade, ou seja, menor volume de vazios, resultaria em uma menor quantidade de espaços para acomodar minerais expansivos. Igualando-se desta forma, ao já visto para os teores de cal, isto é, o maior peso específico (18,2 kN/m<sup>3</sup>), levou a expansões 1,5 vezes superiores as ocorridas devido ao menor peso específico adotado.

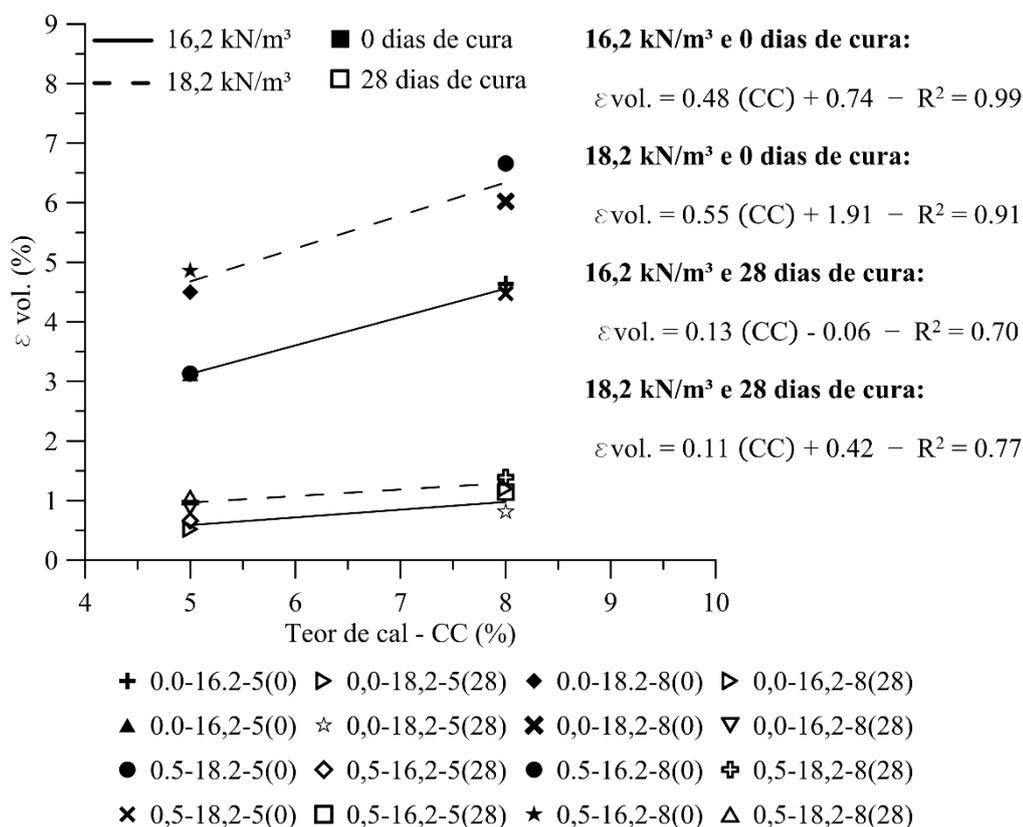


Figura 52: Impacto do teor de cal na expansão tridimensional de amostras, associação entre  $\varepsilon_{vol.}$  e o teor de cal.

Por fim, ainda procurando demonstrar o impacto da variável independente teor de cal de carbureto, buscou-se retratar o efeito desta através da associação com a relação  $\eta/L_{iv}^{0,51}$ . O

que é feito por meio da Figura 53. Nesta, teores de cal de 5% e 8% encontram-se particularizados, símbolos cheios e vazados, respectivamente. Fica claro que símbolos vazados, teor de 8%, galgam posições mais elevadas em magnitude de expansão. Além disto, nesta mesma figura, são evidenciadas 3 regiões distintas – retratadas por meio de círculos –. A região de número 1, abrange corpos-de-prova de apenas 8% de cal, 3 de apenas 5% de cal, enquanto que, a região 2, mescla ambos estes teores. Desta forma, este realce de regiões retoma a ideia anterior de dosagem ótima, onde uma combinação distinta entre porosidades e teores de cal levou a uma mesma magnitude de expansão.

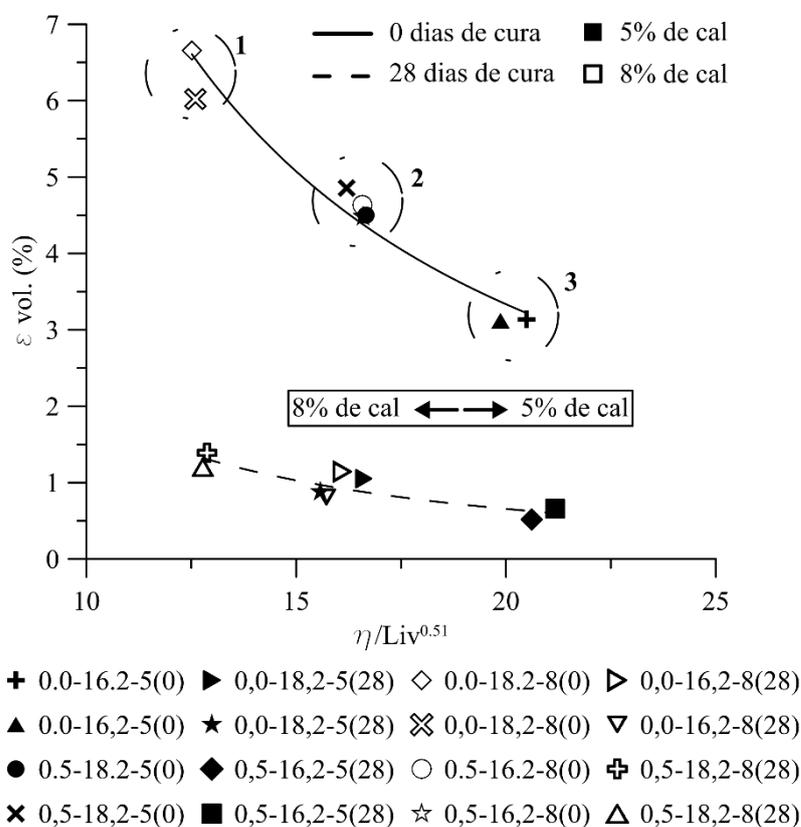


Figura 53: Impacto do teor de cal na expansão tridimensional de amostras, associação entre  $\varepsilon_{vol.}$  e a relação  $\eta/Liv^{0,51}$ .

#### 4.2.1.4 Impacto da variável independente peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ )

Por fim, a última variável independente da Fase II trata-se do peso específico aparente seco. Seu impacto no que diz respeito ao potencial expansivo das amostras, é demonstrado por meio

das Figura 54 e 55. No subitem anterior, através da Figura 52, pôde já ser identificado o quão esta variável influi na expansão das amostras. Agora, por meio da associação desta com a porosidade e relação  $\eta/L_{iv}^{0,51}$ , novos indícios corroboram o já afirmado.

A Figura 54, distingue ambos os pesos específicos aqui utilizados, 16,2 kN/m<sup>3</sup> e 18,2 kN/m<sup>3</sup>, por meio de símbolos sólidos e vazados, nessa ordem. Similar ao que já ocorreu anteriormente, os símbolos vazados, representando o peso específico de 18,2 kN/m<sup>3</sup>, chegaram a níveis de expansão superiores. Isto pode estar associado a formação de minerais expansivos, como a etringita e taumasita. Trabalhos como os de Ogawa & Roy (1982), Older & Gasser (1988) e Dron & Brivot (1989), sugerem que devido a estes minerais serem formados a partir de mecanismos topoquímicos estes, quando em um ambiente de pouco espaço, acabem em suceder em expansão. O que justificaria os dados experimentais tanto da Figura 54 como, da Figura 55. Poderá ainda, no decorrer, através do item 4.4.3, ser constatada a formação de tais minerais o que foi feito com auxílio de imagens de microscopia.

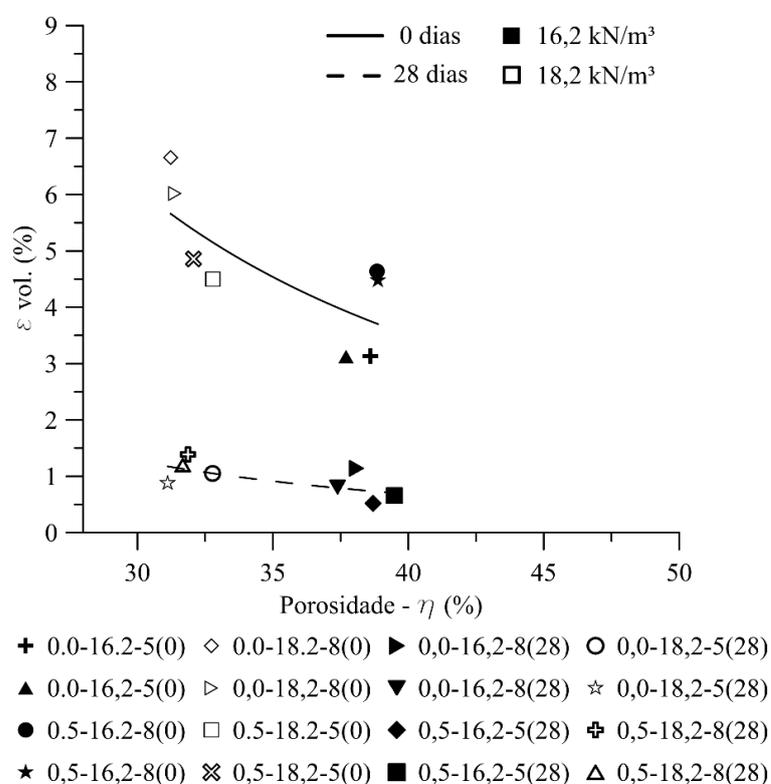


Figura 54: Impacto do peso específico aparente seco na expansão tridimensional de amostras, associação entre  $\varepsilon_{vol.}$  e a porosidade.

As constatações se assemelham para a Figura 55, entretanto, os dados experimentais neste caso, foram associados a relação aqui proposta,  $\eta/L_{iv}^{0,51}$ . Desta vez, os pesos específicos são evidenciados por meio de linhas, linha contínua e tracejada, 16,2 kN/m<sup>3</sup> e 18,2 kN/m<sup>3</sup>, respectivamente. Da mesma forma, as linhas tracejadas responsáveis por representar o peso específico de 18,2 kN/m<sup>3</sup>, encontra-se superiores as contínuas, de 16,2 kN/m<sup>3</sup>.

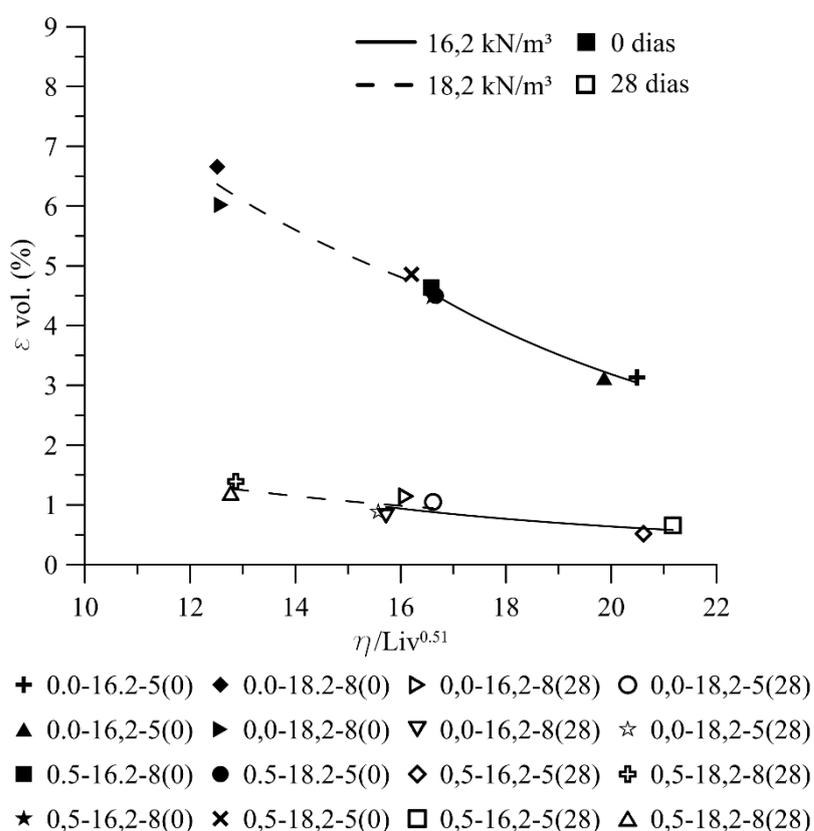


Figura 55: Impacto do peso específico aparente seco na expansão tridimensional de amostras, associação entre  $\varepsilon_{vol.}$  e a relação  $\eta/L_{iv}^{0,51}$ .

#### 4.2.2 Ensaios de Expansão Unidimensional

A realização de ensaios de expansão unidimensional tem por objetivo, além é claro de avaliar o potencial expansivo das amostras, a comparação com os tridimensionais já apresentados. Desta forma, como ocorrido nos ensaios de expansão tridimensional, a Figura 56 apresenta inicialmente a deformação volumétrica das amostras ao longo do tempo. Para isto, o mesmo

tipo de representação foi adotado, isto é, o tempo decorrido é apresentado em segundos, além de valores positivos representarem expansão neste caso.

Para os ensaios unidimensionais, em alguns casos, além da expansão, é também observado um adensamento inicial dos corpos-de-prova. Lembrando que, mesmo se tratando de uma configuração diferente de ensaio, igualmente foram aplicados 35 kPa sobre às amostras. Provavelmente, em virtude de suas características, rigidez lateral do anel e aplicação da carga em uma única direção, isto acabou por influenciar para que tal comportamento ocorresse. Diferente do que é observado para os ensaios tridimensionais no quais, apenas expansão é observada. No que diz respeito a similaridades, em ambos os casos uma maior variação volumétrica é constatada transcorridos 100.000 segundos. Momento em que é realizada a inundação da câmara localizada sobre a prensa oedométrica.

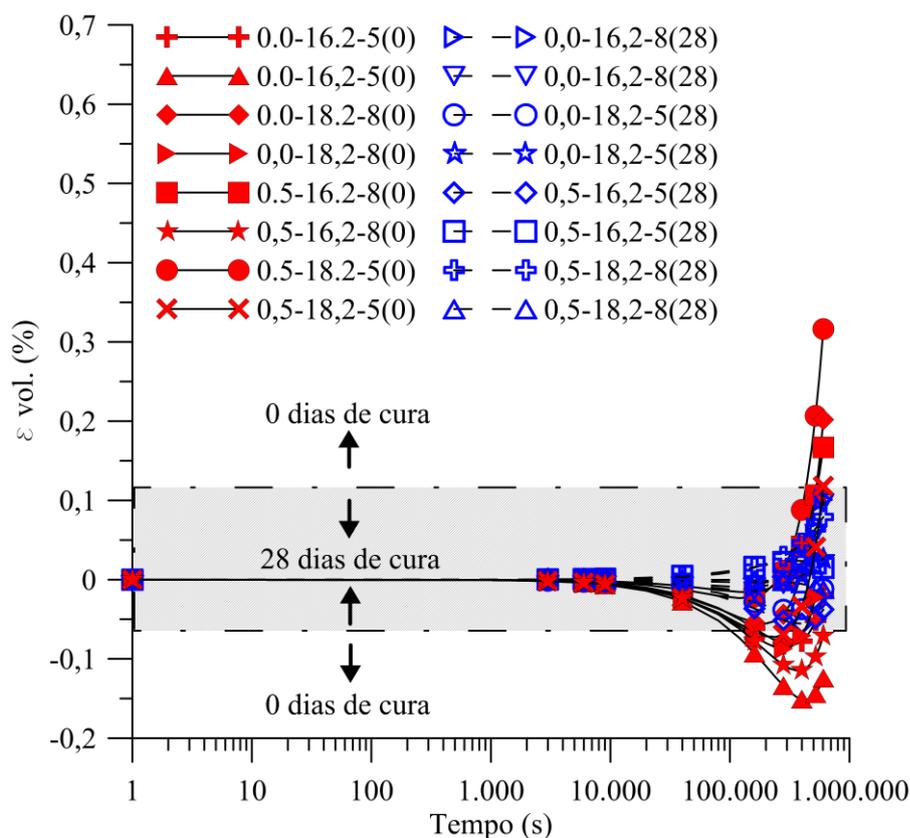


Figura 56: Expansão unidimensional, deformação volumétrica ao longo do tempo.

Voltando-nos a eficácia dos tratamentos, a Figura 56 distingue amostras com cura e sem cura símbolos vazados e sólidos, respectivamente. No caso dos ensaios unidimensionais, em vez de declarar que houve uma redução do potencial expansivo, pode-se, na verdade, dizer que houve uma redução da amplitude de variação. Isto é, a cura das amostras permitiu que tanto expansão como adensamento fossem minimizados. O que pode ser averiguado, por exemplo, com auxílio das setas que compõe a Figura 56. Onde, os corpos-de-prova sujeitos a um período de cura mais longo, tiveram suas deformações restritas a faixa de variabilidade evidenciada.

Mais importante ainda que observar a variação volumétrica das amostras ao longo do tempo, é também, necessário chamar atenção para ambas magnitudes de expansão de ensaios unidimensionais e tridimensionais. Enquanto que o primeiro se detém a expansões da ordem de 0 a 0,3%, para o segundo, são observadas expansões variando de 0,5 a 7%. Isto está associado, é claro, as condições de contorno de cada um dos ensaios. Desta forma, ao compararmos ensaio por ensaio, em suas equivalências de dosagens, os ensaios de expansão tridimensional apresentaram uma expansão média cerca de 48 vezes maior do que ensaios unidimensionais. Ou ainda, de outra forma, os ensaios unidimensionais estariam representando apenas cerca de 2,75% do real potencial de expansão das amostras. O que pode suscitar a não representatividade deste último ensaio quando, se quer avaliar o potencial de expansão de solos.

#### 4.2.2.1 Impacto da variável independente período de cura ( $t$ )

Análogo ao que ocorre para os ensaios tridimensionais, a primeira abordagem realizada considerando dados unidimensionais é, a associação destes com a porosidade. O que é feito através da Figura 57. Nesta, ocorre a distinção entre amostras com e sem cura, símbolos vazados e sólidos, respectivamente. Que tem por intenção, exaltar justamente o impacto desta variável no que diz respeito ao potencial expansivo das misturas.

Da Figura 57, observa-se que amostras sem cura possuem expansões variando entre 0,05% e 0,35%. Enquanto que as demais, com cura, se restringem a deformações na faixa de 0,01% a 0,05%. O que leva a crer que, devido as reações pozolânicas ali ocorridas e, conseqüentemente, a maior rigidez apresentada pelas amostras, isto fez com que a expansão

fosse suprimida. Pode-se ainda, na mesma figura, apurar o impacto da porosidade. Corpos-de-prova mais porosos resultaram em menores expansões. Chama ainda atenção, os coeficientes de determinação já apresentados quando da associação tão somente com a porosidade. De certa forma, estes como no caso de amostras com 0 dias de cura, já se mostram bastante elevados ( $R^2 = 0,90$ ).

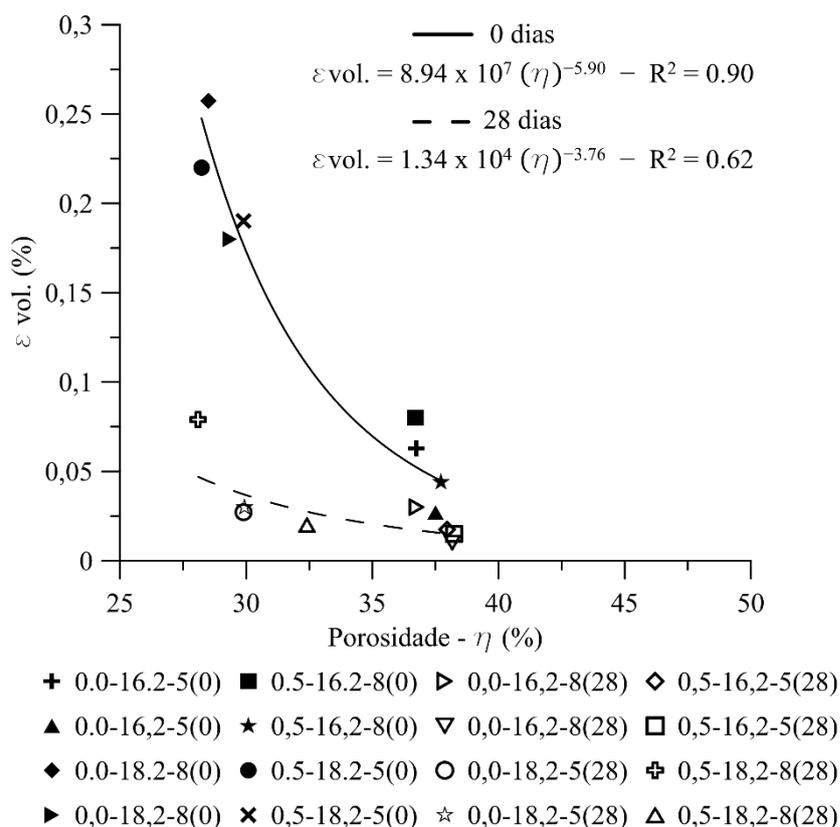


Figura 57: Deformação volumétrica ao final de 7 dias, associação entre  $\varepsilon_{vol.}$  e a porosidade das amostras.

Entretanto, seguindo a configuração já implementada, a qual procura verificar o impacto tanto da porosidade quanto, do volume absoluto de cal, buscou-se então o ajuste da relação  $\eta/L_{iv}$  aos dados unidimensionais. O que é retratado por meio da Figura 58. Neste caso, não foi possível fazer uso do mesmo expoente já utilizado para os ensaios tridimensionais. O qual, resultaria em coeficientes de determinação bastante baixos. Desta forma, para os ensaios unidimensionais, um expoente de 0,10 foi aplicado à parcela  $L_{iv}$  da relação. Observa-se uma

melhora irrisória de ambos coeficientes de determinação,  $R^2 = 0,91$  e  $0,64$  para cura de 0 dias e 28 dias, respectivamente. Mesmo assim, ao se considerar que se tratam de corpos-de-prova que compreendem diferentes teores de fibras, porosidades e, teores de cal, ainda assim, os coeficientes apresentados figuram como bons desfechos.

Todavia, para os ensaios unidimensionais, sobressai-se o baixo valor de expoente aplicado afim de se obter o melhor ajuste matemático. O valor de  $0,10$  insinua que, para este tipo de ensaio, quase que tão somente a porosidade controla o potencial expansivo das amostras. Situação improvável de ocorrer, já que para que se tenha a formação de minerais expansivos há a necessidade da presença de estabilizantes à base de cálcio, por exemplo.

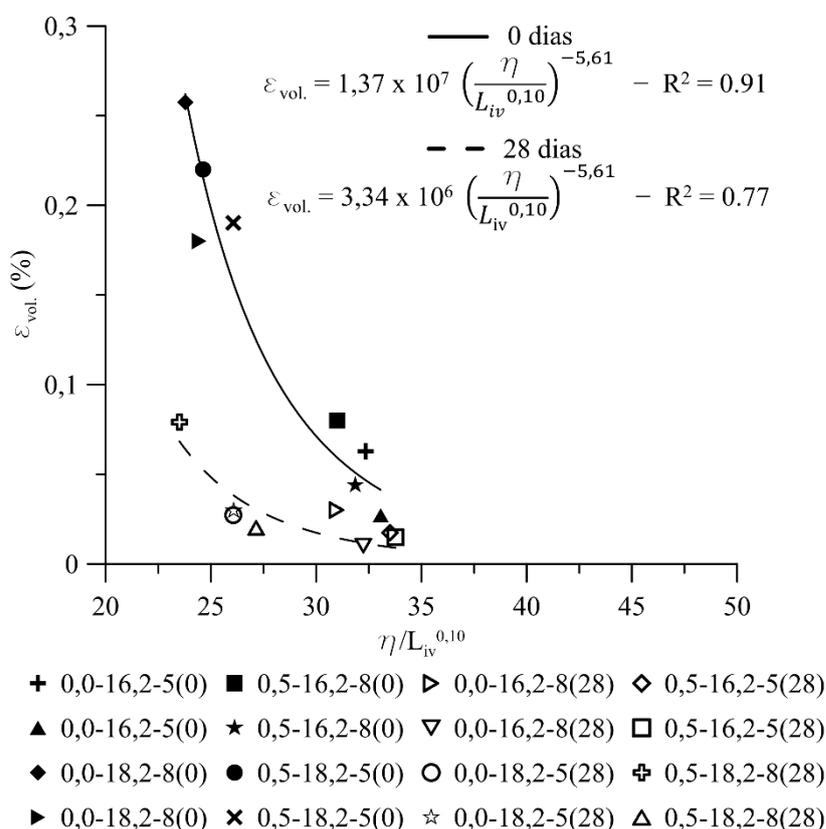


Figura 58: Associação entre  $\varepsilon_{vol.}$  e a relação  $\eta/L_{iv}^{0,10}$ .

Da Figura 58, podemos identificar o impacto do período de cura empregado. Sendo isto evidenciado por meio das equações abaixo:

$$\varepsilon_{\text{vol.}} = 1,37 \times 10^7 \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,10}} \right]^{-5,61} - 0 \text{ dias de cura} \quad (\text{Eq. 33})$$

$$\varepsilon_{\text{vol.}} = 3,34 \times 10^6 \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,10}} \right]^{-5,61} - 28 \text{ dias de cura} \quad (\text{Eq. 34})$$

O fato de ambas equações, (Eq. 36 e 37), possuírem relações idênticas diferindo apenas seu escalar, isto nos permite a divisão entre uma e outra. Conforme exposto na (Eq. 35).

$$\left[ \frac{\varepsilon_{\text{vol.}} - 0 \text{ dias de cura}}{\varepsilon_{\text{vol.}} - 28 \text{ dias de cura}} \right] = 4,10 \quad (\text{Eq. 35})$$

A partir do valor resultante, podemos agora, quantificar de forma palpável, o real impacto do fator controlável tempo de cura ( $t$ ). Ou seja, concedida a possibilidade de reações pozolânicas ocorrerem estas, viabilizaram a redução do potencial expansivo das amostras em cerca de 4,10 vezes.

Isto posto, empreendeu-se a normalização dos dados experimentais. O que foi feito, seguindo o mesmo procedimento adotado para os ensaios tridimensionais. Desta forma, agora, para estes dados experimentais, foi utilizado um valor de  $\eta/L_{iv}^{0,10} = 25$ . Este valor se encontra presente em ambas as curvas bem como, dentro do intervalo de máximos e mínimos destas. Assim sendo, os valores de deformação volumétrica de normalização resultaram em  $\sim 0,14\%$  e  $\sim 0,04\%$ , para 0 dias e 28 dias de cura, respectivamente. A curva normalizada pode ser observada na Figura 59. Novamente, uma única curva é formada a qual, é capaz de englobar todos os resultados de ensaios de expansão unidimensional. Seu coeficiente de determinação considerável,  $R^2 = 0,78$ , atesta a capacidade da metodologia em descrever o comportamento expansivo de diferentes tipos de misturas. O que possibilita, com a determinação de um único valor de  $\varepsilon_{\text{vol.}}$ , para qualquer  $\eta/L_{iv}^{0,10}$ , estimar toda a curva de potencial expansivo.

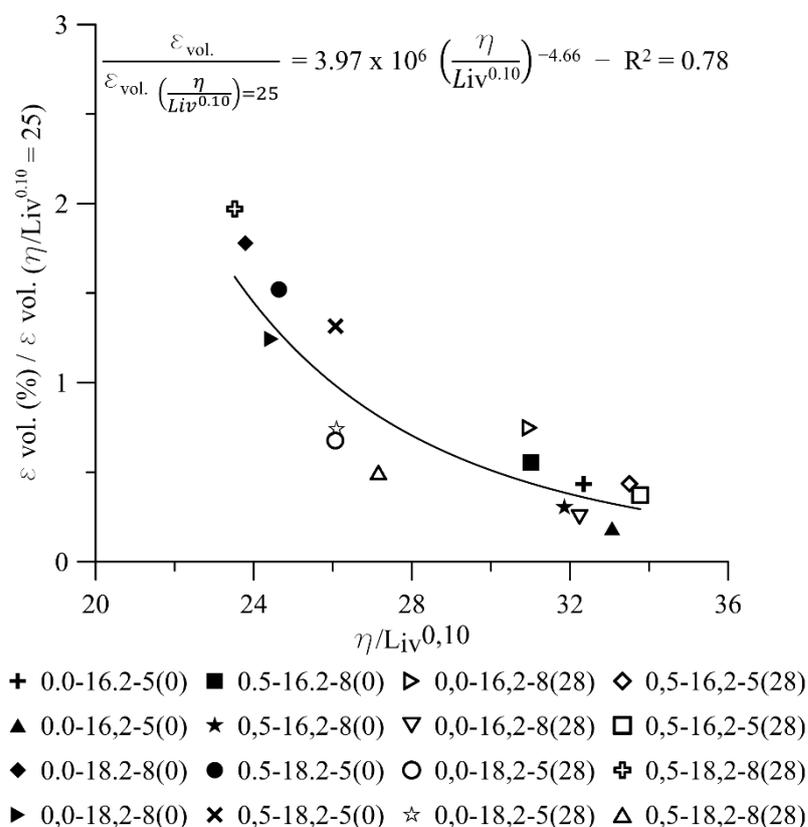


Figura 59: Normalização de  $\varepsilon_{vol.}$  (sobre todo intervalo de  $\eta/L_{iv}^{0,10}$ ), para  $\eta/L_{iv}^{0,10} = 25$ , tendo em conta diferentes teores de reforço, porosidades, teores de agente cimentante e, tempos de cura.

#### 4.2.2.2 Impacto da variável independente teor de fibra de vidro, filamentos (FI)

Para os ensaios unidimensionais, da mesma forma, foram aplicados teores de fibras de 0,0% e 0,5% em relação à massa total de sólidos. A consequência da utilização deste reforço pode ser vista através da Figura 60 onde nesta, os teores são distinguidos por meio de linhas. Mais especificamente, linhas contínuas o teor de 0,0% e, linhas tracejadas, o teor de 0,5%. Como é possível observar, o emprego de fibras na forma de filamentos não chegou a surtir o efeito esperado isto claro, considerando-se a gama de materiais e condições de contorno aqui utilizadas. Com alguns casos, em que haviam estas inserções, chegando até expandir mais do que corpos-de-prova que não as possuíam. Isto é percebido, por exemplo, no caso de amostras que continham um teor de fibras de 0,5% e 28 dias de cura. Para as amostras sem cura, linhas

superiores da Figura 60, a inserção das fibras se mostrou irrelevante já que ambas as curvas se aproximam muito uma da outra.

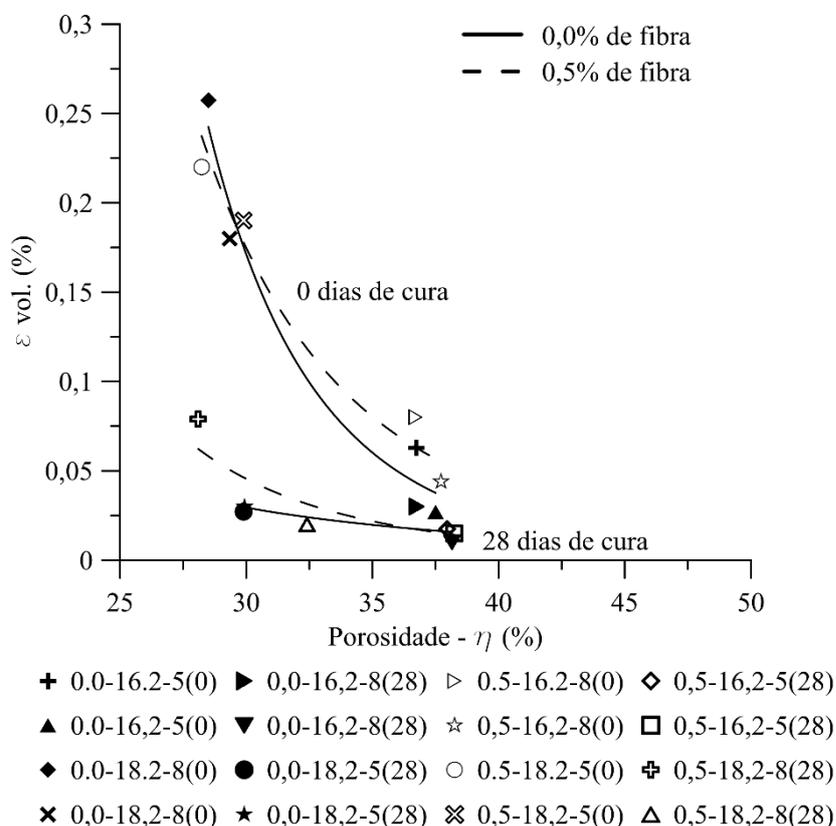


Figura 60: Impacto da inserção de fibras na expansão unidimensional de amostras.

A ineficiência dos reforços pode estar associada a dois principais elementos, primeiro, as dimensões do corpo-de-prova. Por mais que se tenha buscado a elaboração de anéis metálicos contendo 7 cm de diâmetro e, 2,5 cm de altura, esta última dimensão ainda assim é baixa, o que pode comprometer a avaliação dos compósitos já que os próprios filamentos possuíam 2,4 cm. Além disto, em uma segunda constatação, que pode também estar relacionada à altura das amostras, diz respeito a forma de compactação destes elementos. Durante a compactação estática dos corpos-de-prova, há uma tendência involuntária, de que as fibras venham a se alinhar de forma transversal a estes espécimes. O que pode ocorrer ainda mais facilmente, se considerarmos novamente a baixa altura do corpo-de-prova. A eventual orientação destas

transversalmente, anulária qualquer possibilidade de sua atuação, já que ao entorno do corpo-de-prova se encontraria o anel metálico restringindo a deformação neste sentido.

#### 4.2.2.3 Impacto da variável independente teor de cal de carbureto (CC)

A Figura 61, ao associar a deformação volumétrica com a porosidade, evidencia por meio de linhas os diferentes teores de cal utilizados neste estudo. Conforme o modelo aqui já estabelecido, a linha contínua está vinculada ao teor de 5% enquanto que, a tracejada, ao teor de 8%.

Para esta figura, os mesmos padrões observados em ensaios tridimensionais foram aqui também encontrados. Isto é, quanto maior o teor de cal empregado, maior foi a expansão resultante das amostras. Apesar de que, por exemplo, ao nos determos às amostras com 0 dias de cura, esta diferenciação entre teores acabe que sendo bastante pequena. Fato interessante diz respeito aos ensaios com cura de 28 dias, quando estes observados a uma maior porosidade. Nesta circunstância, ambos teores de 5% e 8% acabam convergindo para um mesmo local. O que leva a presumir que, para uma alta porosidade, o teor de cal utilizado teria um impacto reduzido. Isto primeiro, novamente, pelo fato de que um maior volume de vazios possibilitaria acomodar mais facilmente minerais expansivos. Mas também, que uma alta porosidade das amostras possa dificultar o desenvolvimento de reações pozolânicas.

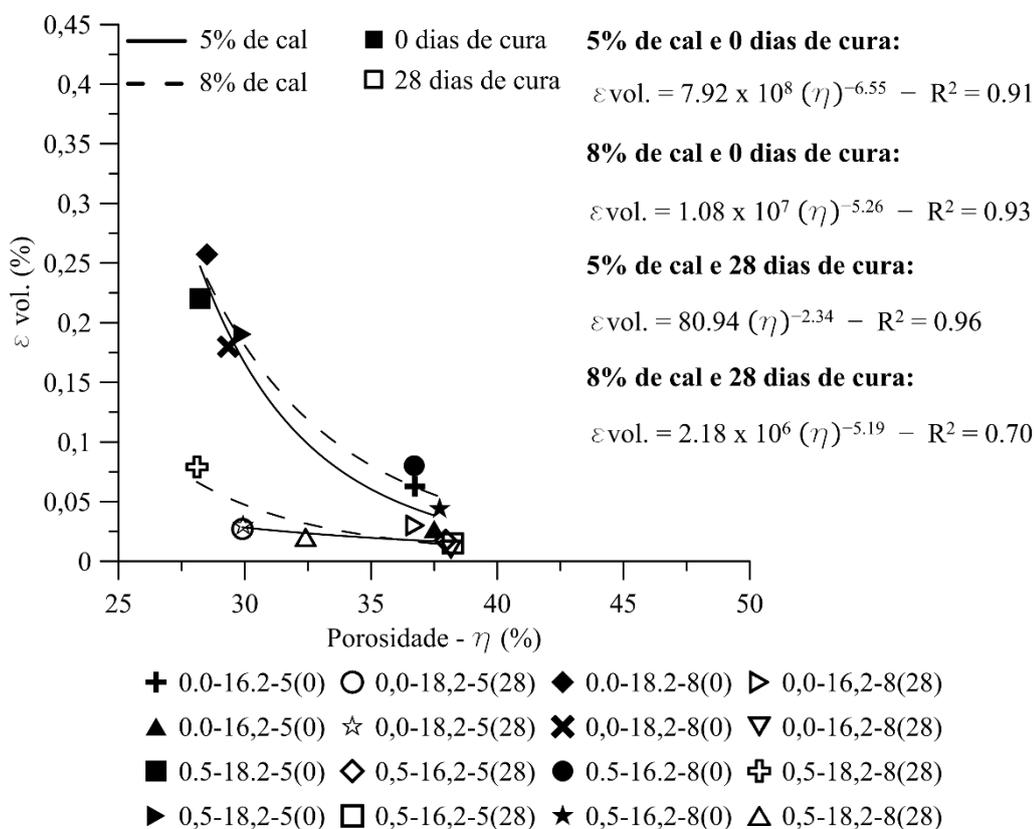


Figura 61: Impacto do teor de cal na expansão unidimensional de amostras, associação entre  $\varepsilon_{vol.}$  e a porosidade.

O efeito da variável teor de cal de carbureto pode ainda, ser melhor visualizado através da Figura 62. Nesta, é feita a distinção entre dados experimentais por meio de pesos específicos, onde amostras com 16,2 kN/m<sup>3</sup> são representadas por linhas contínuas já as demais, de 18,2 kN/m<sup>3</sup>, por linhas tracejadas. O impacto do teor de cal pode ser notado por intermédio do eixo das abscissas. Para as diferentes retas apresentadas, observa-se uma ascensão da expansão quando se passa do teor de 5% para 8%. Sendo que para os casos em que há uma combinação entre um peso específico de 18,2 kN/m<sup>3</sup> e, um teor de cal de 8%, a taxa de crescimento se mostra mais acentuada. Ou seja, neste último caso, houve a combinação dos dois piores cenários possíveis. Um baixo volume de vazios ligado a uma alta quantidade de estabilizante à base de cálcio.

Salienta-se também, a grande influência neste caso do peso específico de maior valor, variável a qual, irá ser abordada no item seguinte. Para 0 dias de cura, a utilização de um peso

específico mais elevado resultou em um salto no potencial expansivo das amostras. Estas chegando a expandirem cerca de 4 vezes mais em comparação com demais amostras de mesmas condições, no entanto, com um menor peso específico.

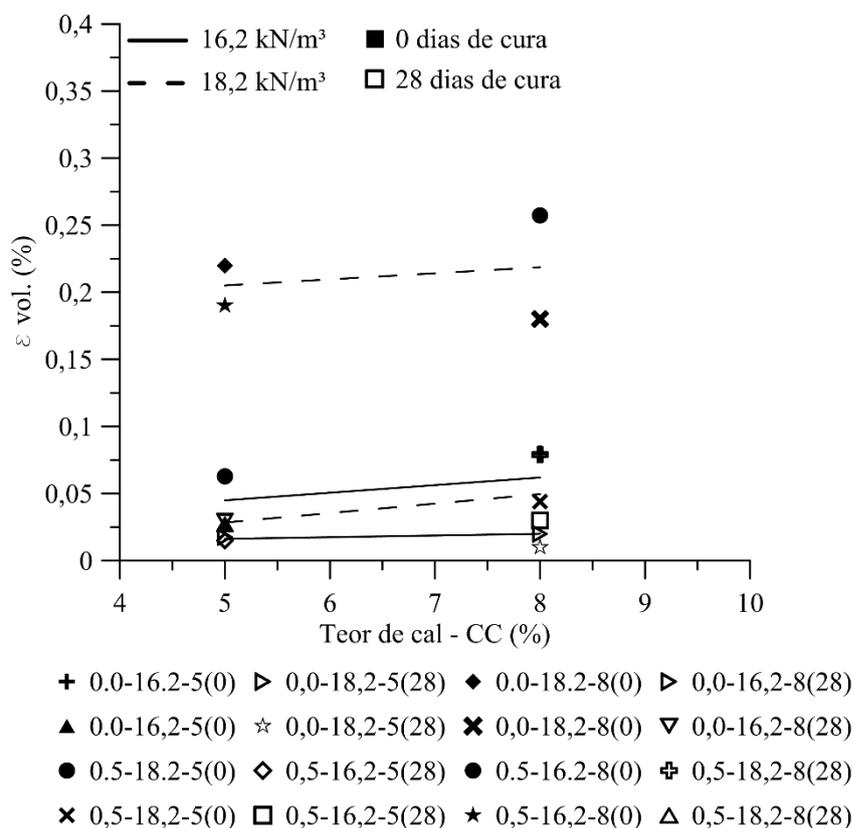


Figura 62: Impacto do teor de cal na expansão unidimensional de amostras, associação entre  $\varepsilon_{vol.}$  e o teor de cal.

#### 4.2.2.4 Impacto da variável independente peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ )

A Figura 63, distingue ambos os pesos específicos aqui utilizados, 16,2 kN/m<sup>3</sup> e 18,2 kN/m<sup>3</sup> isto, por meio de símbolos sólidos e vazados, nessa ordem. Isto posto, as amostras aquelas que continham um maior peso específico logo, um menor volume de vazios, resultaram em níveis de expansão superiores. Novamente, isto pode estar associado a formação de minerais expansivos, como a etringita e taumasita. E pode ser verificado, quando se observado que os símbolos vazados que compõem a figura, já que estes se localizam em zonas superiores aos demais, sólidos, que representam um peso específico de 16,2 kN/m<sup>3</sup>.

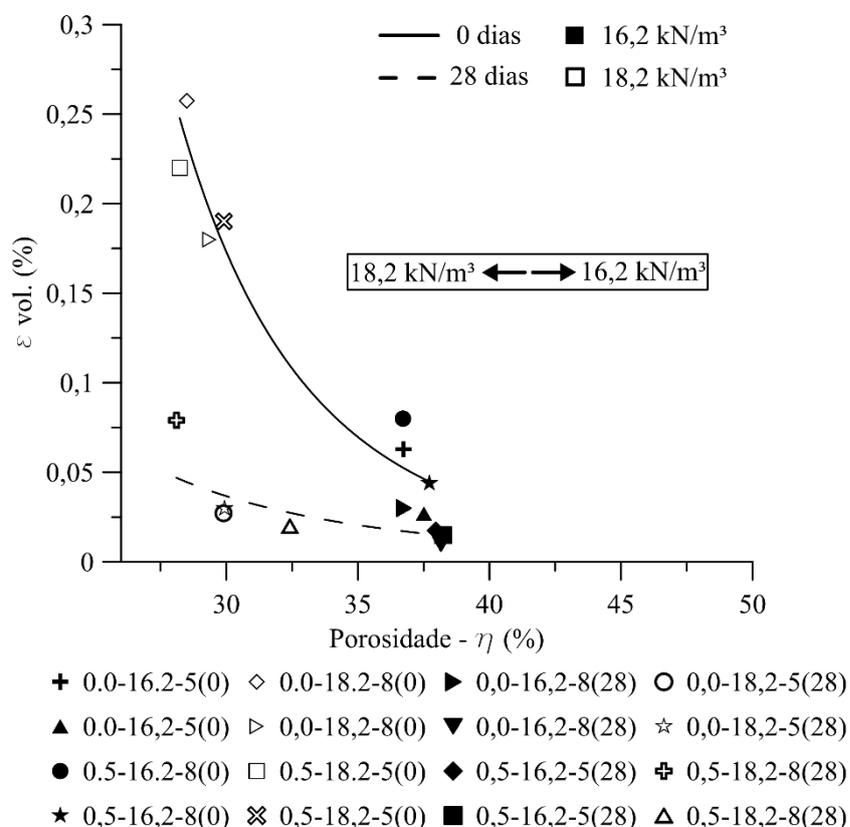


Figura 63: Impacto do peso específico aparente seco na expansão unidimensional de amostras, associação entre  $\varepsilon_{vol.}$  e a porosidade.

As constatações se assemelham para a Figura 64, entretanto, os dados experimentais neste caso, foram associados a relação  $\eta/L_{iv}^{0,10}$ . Desta vez, os pesos específicos são distinguidos através de linhas, linha contínua e tracejada, 16,2 kN/m<sup>3</sup> e 18,2 kN/m<sup>3</sup>, respectivamente. Igualmente ao que já foi comentado acima, as linhas tracejadas responsáveis por representar o peso específico de 18,2 kN/m<sup>3</sup>, apresentam-se superiores as contínuas, de 16,2 kN/m<sup>3</sup>. Demonstrando desta forma, que solos sulfatados demasiadamente compactados, podem potencializar seu potencial expansivo quando tratados com estabilizantes à base de cálcio.

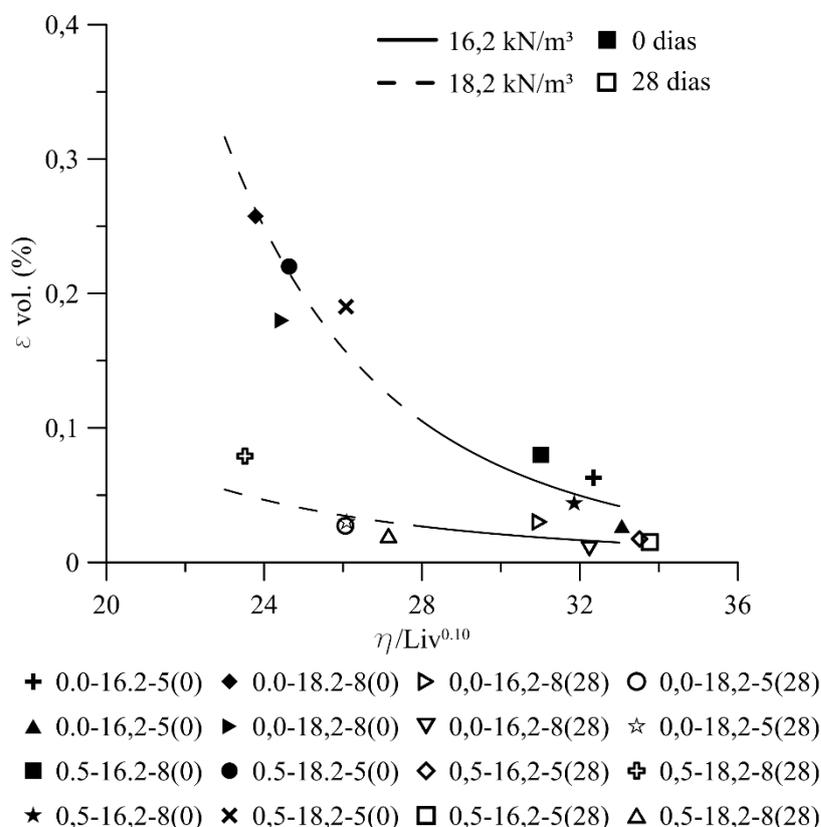


Figura 64: Impacto do peso específico aparente seco na expansão unidimensional de amostras, associação entre  $\varepsilon_{vol.}$  e a relação  $\eta/Liv^{0,10}$ .

#### 4.2.3 Ensaios Triaxiais – CID

Como já mencionado, os ensaios triaxiais transcorreram-se em uma célula triaxial convencional mais especificamente, logo após findado os ensaios de expansão tridimensional. Sobre os dados experimentais destes ensaios, aplicaram-se correções que levam em conta o modo de ruptura e, o efeito da membrana. Que seguem, respectivamente, Head (1998) e a norma ASTM D7181-11.

As Figuras 65 e 66, trazem as clássicas representações de curvas de tensão *vs* deformação axial e, deformação volumétrica *vs* deformação axial. Onde, nessa mesma ordem, para uma melhor visualização, encontram-se distinguidas entre amostras com 0 e 28 dias de cura. Estas figuras ao serem comparadas, fica claro já inicialmente o efeito do fator período de cura ( $t$ ).

Isto porquê, as amostras com um maior intervalo de cura, apresentaram resistências muito superiores. A mencionar, por exemplo, resistências da ordem de 3750 kPa em amostras de 28 dias de cura e, de 1200 kPa para amostras de 0 dias de cura. O que leva, a título de exemplo, a uma melhoria de capacidade de carga de cerca de 3,12 vezes a mais, pelo simples fato de permitir que reações pozolâicas ali se desenvolvessem. Fato este, que engrandece o tipo de estabilização aqui proposto. Ademais, se compararmos a resistência à compressão de amostras confinadas com aquelas da Figura 35, estas últimas por sua vez, não-confinadas, as faixas de variação das resistências condizem entre ambos os casos. O lógico, é claro, seria que amostras submetidas a um confinamento viessem a resistir mais, entretanto, se considerarmos que a tensão efetiva aplicada às amostras foi de apenas 35 kPa, valor este bastante baixo, isto poderia quem sabe justificar a similaridade de valores entre amostras confinadas e não-confinadas.

Outra característica bastante interessante, diz respeito às rigidezes das amostras – em uma primeira instância, apreciada diretamente das curvas tensão *vs* deformação –. Estas, bastante elevada principalmente para o caso de corpos-de-prova curados por um período de 28 dias. Todavia, ao vislumbrarmos a Tabela 13, podemos perceber que ao serem comparadas as dosagens, as maiores magnitudes de rigidez (variável resposta  $E_{sec}$ ) estão associadas ao desenvolvimento de reações pozolânicas. E não, devido a inserção de elementos fibrosos, como as fibras vidro aqui utilizadas. Estas elevadas rigidezes, fazem com que a carga máxima desenvolvida (pico) acabe ocorrendo precocemente, no geral, anterior aos 2% de deformação axial.

Ainda, com relação as Figuras 65 e 66, estas trazem consigo as deformações volumétricas de cada uma das amostras ao longo de seu cisalhamento. Em todos os casos, há por padrão, uma leve compressão inicial dos corpos-de-prova para em seguida, uma significativa expansão ser desenvolvida. A tensões efetivas baixas, como a aqui empregada, bem como elevadas compacidades das misturas, ou então, rigidezes elevadas em virtude da cimentação desenvolvida, é esperado um comportamento dilatante das amostras. Comportamento este que seria suprimido, por exemplo, a elevadas tensões efetivas (*e.g.* 4000 kPa).

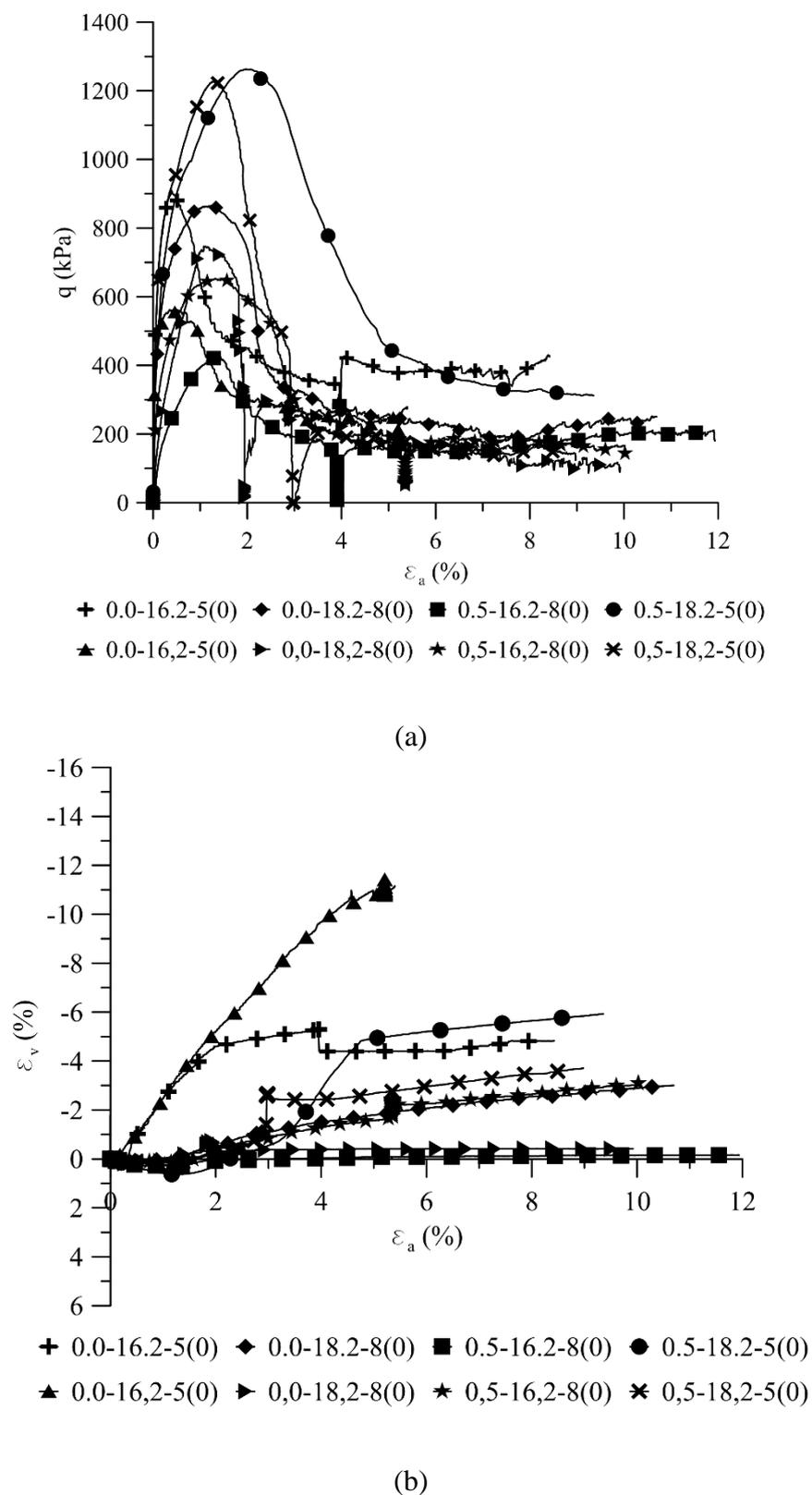
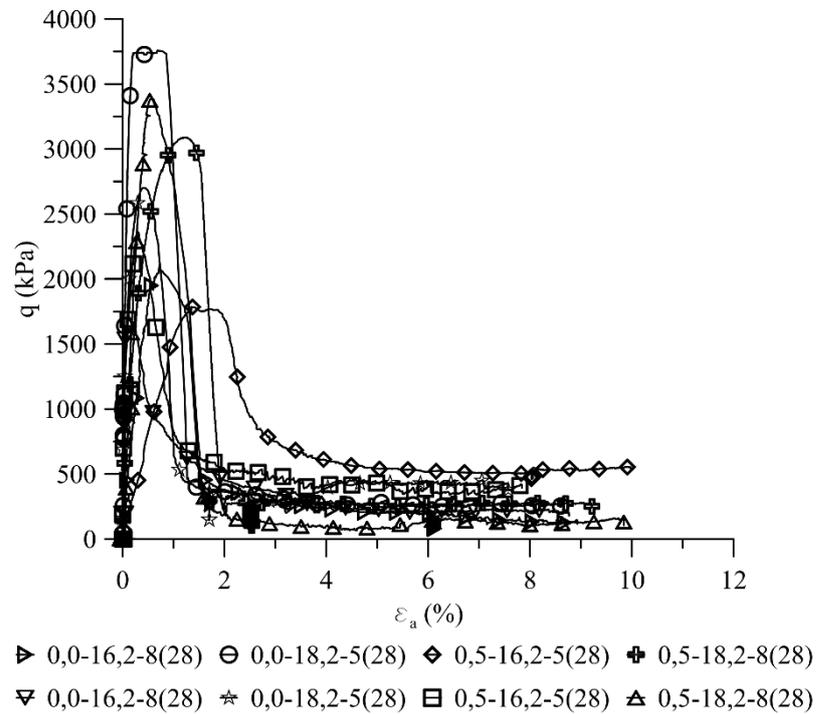
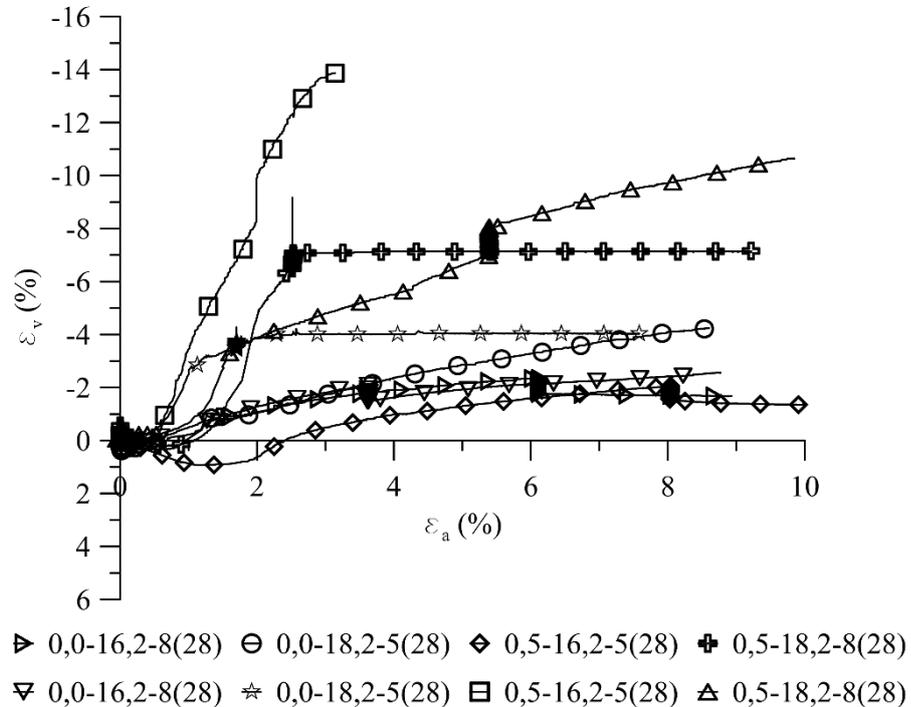


Figura 65: Ensaios triaxiais, corpos-de-prova com 0 dias de cura: a)  $q$  (kPa) vs  $\varepsilon_a$ ; b)  $\varepsilon_v$  vs  $\varepsilon_a$ .



(a)



(b)

Figura 66: Ensaio triaxiais, corpos-de-prova com 28 dias de cura: a)  $q$  (kPa) vs  $\varepsilon_a$ ; b)  $\varepsilon_v$  vs  $\varepsilon_a$ .

Tabela 13: Resumo ensaios triaxiais: cisalhamento, ruptura e deformabilidade.

Ensaio	Cisalhamento			Ruptura		Deformabilidade	
	p' (kPa) inicial cisalhamento	Tipo de ruptura	$\Theta$ (°)	q (kPa) ruptura (pico)	$\varepsilon_a$ (%) ruptura (pico)	p' (kPa) ruptura (pico)	E <sub>sec</sub> (pico) (MPa)
0.0-16.2-5(0)	35	Plano <sup>1</sup>	38	911,6	0,38	339,2	240
0.0-16,2-5(0)	35	Plano	29	562,5	0,50	221,6	112
0.0-18.2-8(0)	35	Plano	32	864,9	1,22	326,9	71
0,0-18,2-8(0)	35	Plano	35	746,7	1,07	283,7	70
0.5-16.2-8(0)	35	Plano	32	429,7	1,28	176,8	34
0,5-16,2-8(0)	35	Plano	28	654,8	1,54	219,6	43
0.5-18.2-5(0)	35	Plano	36	1262,8	1,97	426,9	64
0,5-18,2-5(0)	35	Plano	28	1228,5	1,27	429,7	96
0,0-16,2-8(28)	35	Plano	29	2105,8	0,72	720,8	290
0,0-16,2-8(28)	35	Plano	38	1723,5	0,11	598,8	1535
0,0-18,2-5(28)	35	Plano	35	3757,2	0,68	1286,0	552
0,0-18,2-5(28)	35	Plano	26	2700,6	0,40	944,1	671
0,5-16,2-5(28)	35	Plano	38	2360,4	0,31	808,0	763
0,5-16,2-5(28)	35	Plano	26	1785,6	1,35	497,6	132
0,5-18,2-8(28)	35	Plano	14	3386,6	0,58	1267,0	582
0,5-18,2-8(28)	35	Plano	22	3087,5	1,23	1080,4	251

<sup>1</sup>Plano = Plano de cisalhamento

A Tabela 13, trata-se de uma tabela resumo de todos os ensaios triaxiais aqui realizados. Nesta, são apresentadas informações referente ao cisalhamento, ruptura e, deformabilidade das amostras. Ao final de cada ensaio, todos os corpos-de-prova apresentaram plano de cisalhamento os quais, tiveram suas inclinações médias em torno de 30° em relação a vertical. Sendo estas representadas por meio da letra grega  $\Theta$  na Tabela 13. Além disto, no que diz respeito a resistência à compressão confinada, observa-se uma crescente destas conforme vão se sucedendo as dosagens (de cima para baixo). Tanto devido ao tempo de cura de 28 dias, mas também, devido a inserção de fibras e a redução na porosidade. Tendo isto em conta, buscou-se associar a variável resposta tensão desvio  $q$  (kPa) com a porosidade  $e$ , a relação  $\eta/L_{iv}$ .

Diferente do que vinha sendo apresentado, agora, no caso dos ensaios triaxiais propriamente ditos, não haverá o fracionamento em subitens que priorizam detectar o impacto de variáveis independentes. Do contrário, para estes ensaios, o efeito de cada um dos fatores será abordado diretamente na análise estatística apresentada no decorrer. Isto porquê, o enfoque principal do

trabalho se trata da amenização do potencial expansivo de solos sulfatados além disto, o parcelamento aqui em subitens poderia tornar este relatório ainda mais longo.

Desta forma, tornando a abordar a associação da variável resposta  $q$  (kPa) com o índice e relação já estabelecidos, apresentam-se então as Figuras 67 e 68.

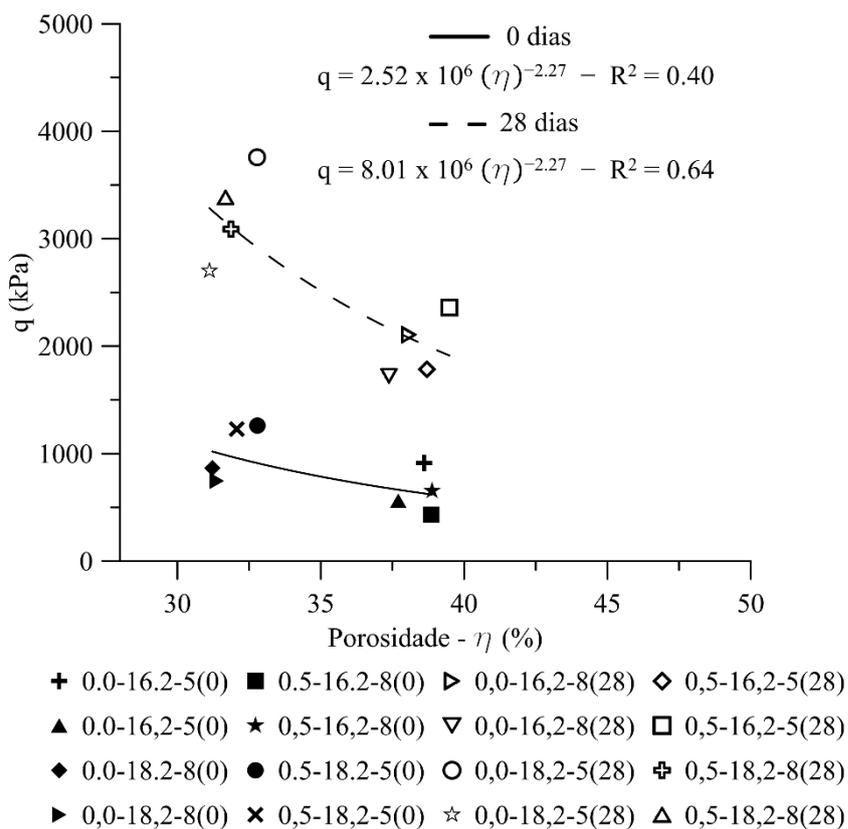


Figura 67: Resistência à compressão confinada, associação entre  $q$  (kPa) e a porosidade das amostras.

Como evidenciado já em diversos trabalhos apresentados na revisão da literatura, ao passo em que se tem uma redução da porosidade, há conseqüentemente, um ganho na resistência de amostras de solo. Fato este, que pode ser observado na Figura 67. Em que a maior compactação das amostras, levou da mesma forma, a maiores valores de tensão desvio. Esta mesma figura, faz ainda, distinção entre os períodos de cura adotados. Onde neste caso, a linha tracejada, localizada mais acima, identifica amostras com períodos de 28 dias de cura. Enquanto que mais abaixo, com menores resistências e, linha contínua, os corpos-de-prova

com 0 dias de cura. Observa-se uma leve dispersão entre pontos experimentais, ainda mais, no que diz respeito aos dados contendo 28 dias de cura. O que se reflete, por exemplo, nos baixos coeficientes de determinação encontrados.

Afim de tentar melhorar a capacidade de predição das equações apresentadas, propôs-se então, a utilização da relação  $\eta/L_{iv}$ . Com o volume absoluto de cal sendo ajustado por meio de um expoente no valor de -0,15. Em termos físicos, a existência de um expoente negativo nesta parcela, representaria o efeito prejudicial causado pelo aumento de ambas variáveis. Isto é, se nos determos a parcela porosidade, um aumento significativo desta incorreria em uma menor interação entre grãos logo, uma menor parcela de resistência friccional seria desenvolvida. Já, se tratando da segunda parcela, volume absoluto de cal, exclusivamente para o caso de solos sulfatados, um aumento demasiado desta por sua vez levaria a formação exacerbada de minerais expansivos. Estes últimos, responsáveis tanto por uma grande deformação volumétrica como também, por eventuais desagregações e perda de estrutura das amostras.

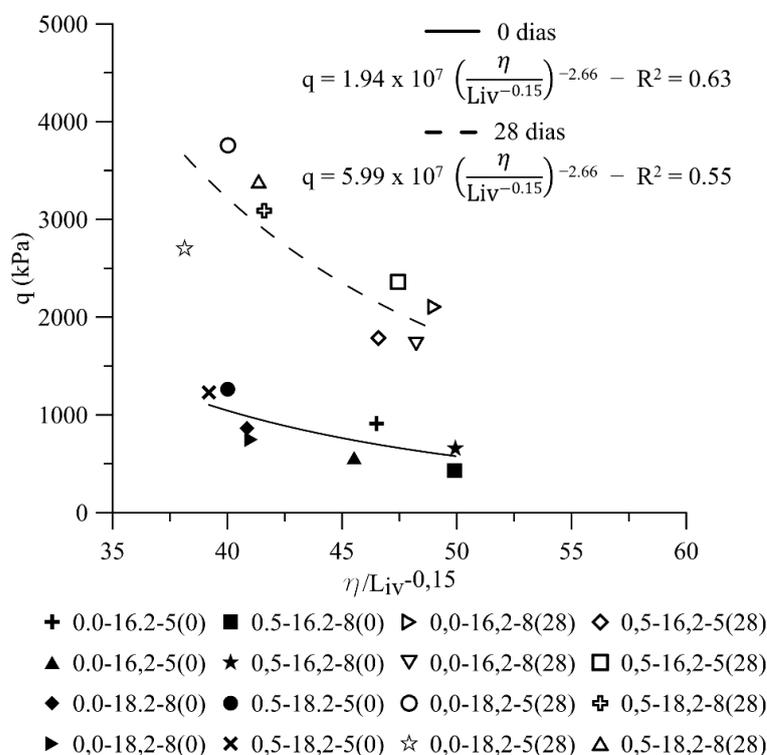


Figura 68: Associação entre  $q$  (kPa) e a relação  $\eta/L_{iv}^{-0,15}$ .

Da Figura 68, dado a simplificação de expoentes externos dos ajustes matemáticos apresentados, isto nos permite identificar a influência da cura sobre a variável resposta tensão desvio. O que é feito através das equações abaixo.

$$q \text{ (kPa)} = 1,94 \times 10^7 [\eta]^{-2,66} \text{ - 0 dias de cura} \quad (\text{Eq. 36})$$

$$q \text{ (kPa)} = 5,99 \times 10^7 [\eta]^{-2,66} \text{ - 28 dias de cura} \quad (\text{Eq. 37})$$

$$\left[ \frac{q \text{ (kPa)} - 28 \text{ dias de cura}}{q \text{ (kPa)} - 0 \text{ dias de cura}} \right] = 3,08 \quad (\text{Eq. 38})$$

Conceder tempo hábil para que reações pozolânicas se manifestassem, permitiu que as amostras com 28 dias de cura, atingissem capacidades de carga cerca de 3 vezes superiores em comparação às amostras sem cura.

Afim de suprimir esta diferenciação apresentada em virtude do período de cura, empreendeu-se a normalização dos dados experimentais. O que foi feito, seguindo o mesmo procedimento adotado para os ensaios anteriores. Desta forma, agora, para estes dados experimentais, foi utilizado um valor de  $\eta/L_{iv}^{-0,15} = 45$ . Este valor se encontra presente em ambas as curvas bem como, dentro do intervalo de máximos e mínimos destas. Assim sendo, os valores de tensão desvio de normalização resultaram em ~684,25 kPa e ~2229,45 kPa, para 0 dias e 28 dias de cura, respectivamente. A curva normalizada pode ser observada na Figura 69. Novamente, a normalização resulta em uma única curva. A qual, é capaz de englobar todos os resultados de ensaios triaxiais. Em virtude da já comentada dispersão de pontos experimentais, o coeficiente de determinação para esta normalização apresentou-se baixo,  $R^2 = 0,62$ . Ainda assim, a utilização desta metodologia possibilita, com a determinação de um único valor de  $q$  (kPa), para qualquer  $\eta/L_{iv}^{-0,15}$ , estimar toda a curva de resistência à compressão confinada. Fato interessante, diz respeito a manutenção dos expoentes, internos e externos, para a equação de regressão da Figura 69. Estes, sendo idênticos aqueles já utilizados mesmo anteriormente a normalização.

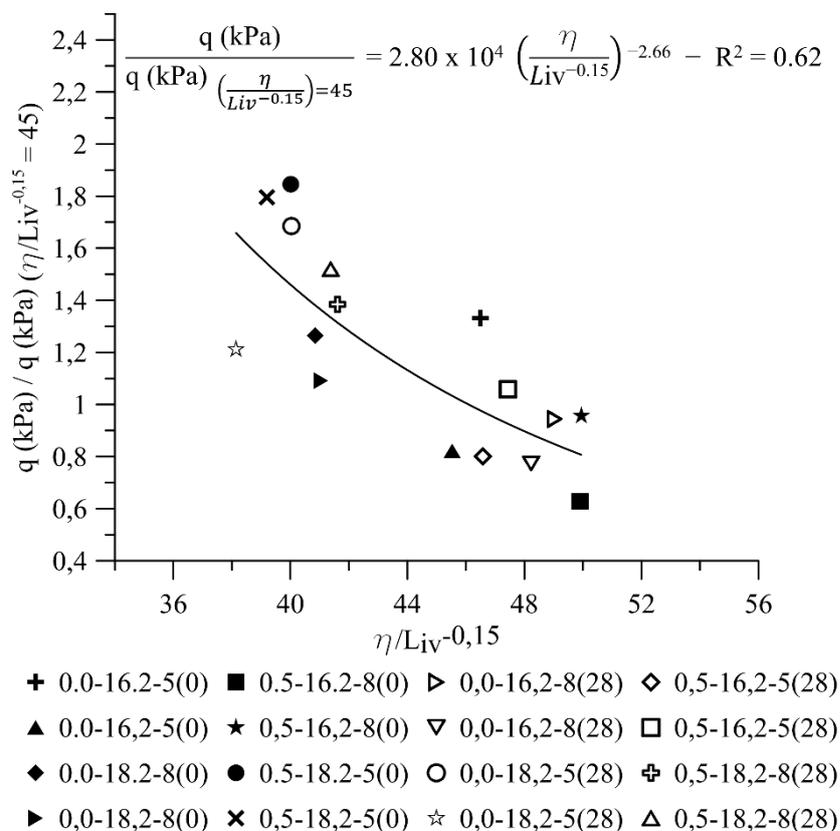


Figura 69: Normalização de  $q$  (kPa) (sobre todo intervalo de  $\eta/L_{iv}^{-0,15}$ ), para  $\eta/L_{iv}^{-0,15} = 45$ , tendo em conta diferentes teores de reforço, porosidades, teores de agente cimentante e, tempos de cura.

#### 4.2.4 Análise Estatística – Fase II

As análises estatísticas aqui apresentadas, de maneira simples, irão abordar para cada um dos ensaios que compõem a Fase II, quais variáveis independentes se mostraram mais impactantes nos comportamentos de expansão e compressão confinada das amostras. Também, o efeito da alternância entre seus níveis baixos e altos, se estes se mostraram significativos ou não, nas variáveis respostas examinadas. Desta forma, a análise estatística decorreu com base nos experimentos fatoriais elaborados constantes no item 3.2 deste relatório. Sendo neste caso, para os ensaios da Fase II, adotado um valor de  $\alpha$  de 5%, ou seja, a chance de se estar errando nas afirmações aqui elaboradas, é de apenas 5% contra os demais 95% de certeza. As tabelas ANOVA, referente às análises aqui realizadas, encontram-se no ANEXO A.

- Ensaios de expansão tridimensional

Iniciando-se pelos ensaios de expansão tridimensionais, a Figura 70 apresenta o que seria o gráfico de Pareto para a variável resposta  $\varepsilon_{vol}$  tridimensional. Neste caso, são expostos tanto fatores principais quanto interações de segunda ordem. Onde, aqueles que se mostrem estatisticamente significativos, devem cruzar a linha determinada para um nível de significância de 5%. Com exceção do teor de fibra de vidro (FI), todas as demais variáveis independentes se mostraram significativas. Com o período de cura ( $t$ ) se apresentando como a variável de maior impacto. A Figura 50, apresentada anteriormente, exibiu um efeito acahado das fibras de vidro, estas atuando apenas em alguns casos e, somente quando combinadas com o peso específico máximo empregado. Agora aqui, por meio da análise estatística, fica evidente a insignificância dos reforços no combate a expansão tridimensional de solos sulfatados quando tratados à base cálcio. Enquanto que, por sua vez, as reações pozolânicas devido à combinação da cal de carbureto, fibra de vidro moída e, solo, desenvolvidas durante os 28 dias de cura, foram capazes de suprimir substancialmente a expansão.

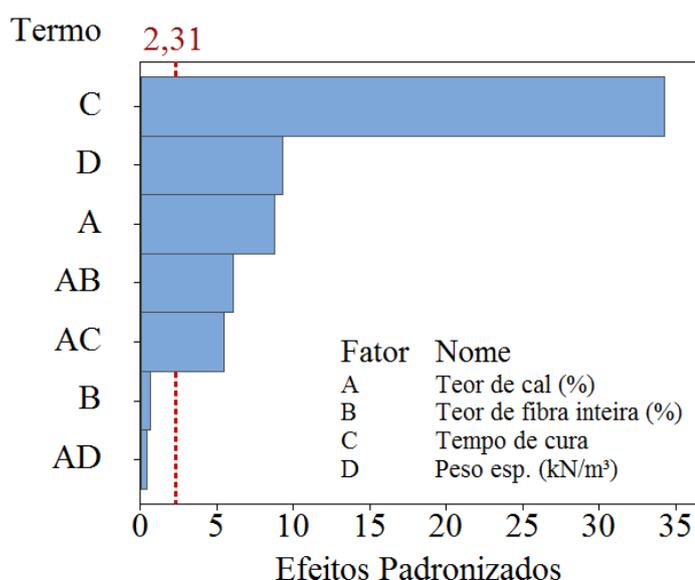


Figura 70: Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados para  $\varepsilon_{vol}$  (%) tridimensional.

É importante salientar, que os gráficos de Pareto somente retratam a significância ou não das variáveis. Destes, após verificada a significância de uma variável, não se pode inferir se esta variável significativa teve um impacto positivo ou negativo nas misturas. Para isto, existem então os gráficos de efeitos principais, como o caso da Figura 71. Ao observarmos esta figura, podemos concluir que duas variáveis independentes foram as principais responsáveis pela expansão das amostras. São elas, teor de cal e peso específico de moldagem, o que vai totalmente de encontro com o apresentado pela literatura. Teores de cal mais elevados são responsáveis por uma maior facilidade na formação de minerais expansivos. Enquanto que pesos específicos de moldagem mais elevados, resultam em menores espaços para acomodar os cristais responsáveis pela expansão. Já as duas variáveis remanescentes, teor de fibra e período de cura, a primeira se mostrou irrelevante como já mencionado, enquanto que a segunda, esta sim pode-se dizer a maior responsável pela supressão da expansão.

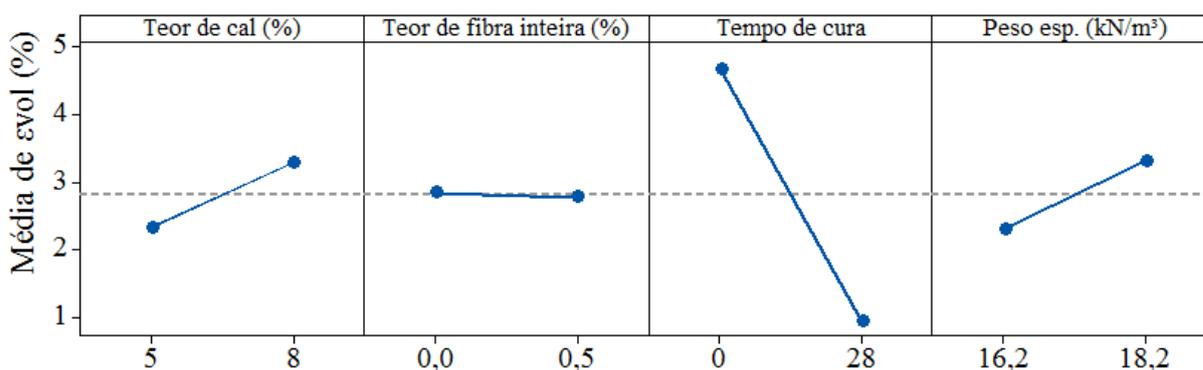


Figura 71: Gráficos de efeitos principais para  $\varepsilon_{vol.}$  (%) tridimensional.

- Ensaios de expansão unidimensional

Para o caso dos ensaios de expansão unidimensionais, as variáveis independentes significativas foram desta vez, o período de cura ( $t$ ) e o peso específico de moldagem ( $\gamma_d$ ). Havendo ainda, uma interação de segunda ordem, entre teor de cal (CC) e teor de fibra de vidro (FI), apresentando-se como significativa. Podendo ambas situações, serem constatadas por meio da Figura 72. Isto posto, verifica-se uma semelhança entre ensaios uni e tridimensionais isto, no que diz respeito a variáveis influenciadoras da expansão, entretanto, o

grande problema encontrado, passa pela grandeza de expansão mensurada de um ensaio para o outro.

Se tratando das influências positivas ou negativas de uma variável e outra, quando da alternância entre seus níveis baixos ou altos, para ensaios de expansão unidimensionais, é apresentada a Figura 73. Novamente, o mesmo padrão observado para os ensaios tridimensionais, é aqui também encontrado. Isto é, amostras com um maior teor de cal obtiveram maiores expansões bem como, aquelas que possuíam um maior peso específico. Além disto, para cessar a expansão, somente o período de cura se mostrou eficiente, enquanto que o reforço por meio da inclusão de fibras, pouco impactou.

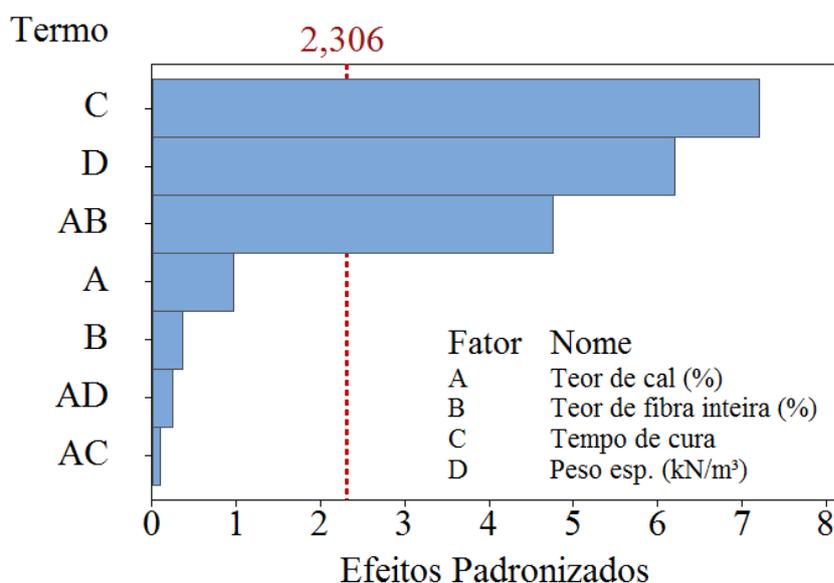


Figura 72: Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados para  $\varepsilon_{vol.}$  (%) unidimensional.

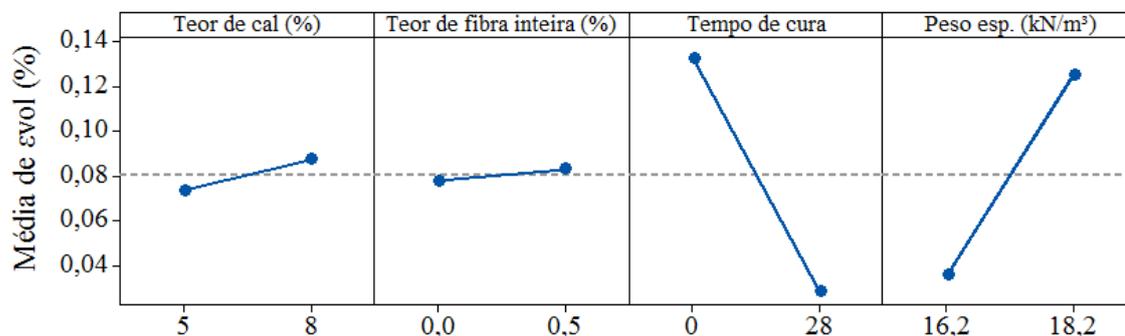


Figura 73: Gráficos de efeitos principais para  $\varepsilon_{vol.}$  (%) unidimensional.

- Ensaios triaxiais (CID)

Por fim, no que concerne a resistência à compressão confinada das amostras, a Figura 74 traz as variáveis independentes que se mostraram significativas. Outra vez, a variável período de cura se apresenta com maior relevância esta, seguida pelo peso específico de moldagem. Como pôde já ser visto, no subitem que discute os resultados de ensaios triaxiais, a porosidade se mostrou realmente, como um dos principais fatores que governam o comportamento destes compósitos. Esta, em conjunto com o teor de cal, que aqui apenas se mostra significante quando associado com o teor de fibras.

Já com relação ao impacto positivo ou negativo de cada uma destas variáveis, a Figura 75 traz os gráficos dos efeitos principais para  $q$  (kPa). O interessante desta figura, é que ela esclarece o motivo da utilização de um expoente negativo junto a parcela  $L_{iv}$  (*i.e.* -0,15), para o caso de ensaios triaxiais. Ao nos determos as variáveis teor de cal e, peso específico, percebe-se que um aumento da primeira levou a um decréscimo na tensão desvio. O mesmo ocorre, quando da diminuição do peso específico de moldagem. Se olharmos por outro ângulo, do ponto de vista da porosidade, a diminuição do peso específico leva, por consequência, a um aumento da porosidade. Por isto, nos resultados de ensaios triaxiais, ao aumentarmos a porosidade e o teor de cal, temos na verdade, uma diminuição no valor da tensão desvio. Justificando a passagem da parcela  $L_{iv}$  de denominador para numerador junto da porosidade.

Se tratando do teor de fibra e período de cura, a inclusão dos reforços apesar de positiva, se mostrou acanhada no que diz respeito ao ganho de resistência. Já o período de cura este, de todos, foi quem levou a ganhos substanciais de resistência.

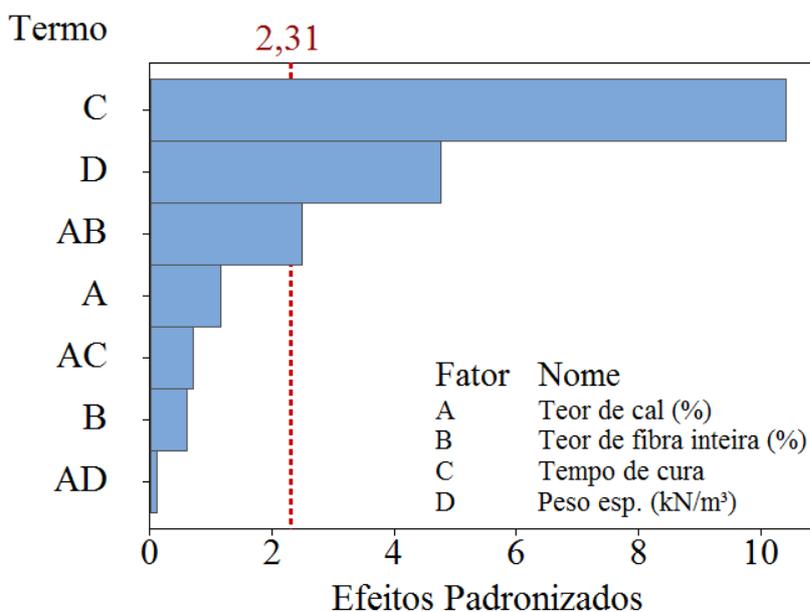


Figura 74: Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados para  $q$  (kPa).

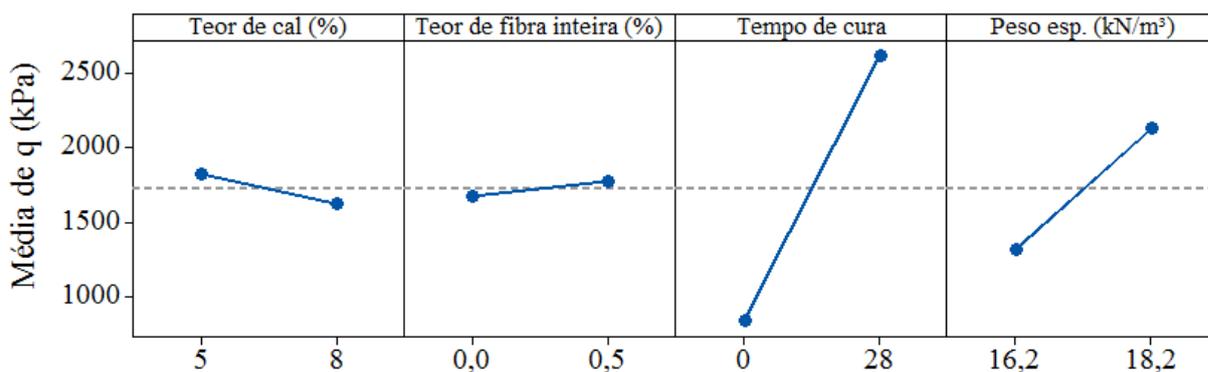


Figura 75: Gráficos de efeitos principais para  $q$  (kPa).

### 4.3 FASE III – ENSAIOS DE DESEMPENHO

A Fase III, por sua vez, tem como intenção averiguar o desempenho da estabilização proposta. Isto, por meio da experimentação das diversas misturas de materiais aqui utilizados. O que foi feito, por exemplo, através de ensaios de durabilidade por molhagem e secagem, resistência à tração por compressão diametral e, ensaios de vida de fadiga. Com base nos resultados destes ensaios, averiguou-se a performance dos tratamentos adotados. Além disto, buscou-se averiguar a influência das variáveis independentes fibra de vidro filamentos (FI), peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ) e, teor de cal de carbureto (CC), sobre as variáveis respostas. Que, para esta fase, se trataram a título de exemplo, da perda de massa acumulada (PMA), resistência à tração ( $q_t$ ) e, número de fadiga (Nf). Vale ressaltar, que a nomenclatura dos ensaios segue ainda o disposto na Figura 45. Entretanto, devido ao período de cura se restringir a 28 dias de cura, a parcela que se refere a esta informação acabou sendo suprimida. Assim sendo, abaixo são apresentados os resultados que compreendem esta fase os quais, encontram-se também sintetizados no ANEXO B.

#### 4.3.1 Ensaios de Durabilidade

Tendo em conta o local de coleta do solo aqui utilizado, caracterizado por se tratar de um local semiárido, optou-se então, para verificar o desempenho da estabilização aqui proposta, a realização de ensaios de durabilidade por molhagem e secagem. Isto posto, a Figura 76 traz a perda de massa acumulada das amostras após os sucessivos ciclos. Nesta mesma, sua legenda foi configurada de forma a ressaltar a taxa de perda de massa por ciclo. Isto é, de cima para baixo, encontram-se nesta ordem, as amostras que tiveram uma maior taxa de perda de massa até, por fim, chegar na qual a taxa foi mínima. Com isto, a dosagem nomeada como 0,0-16,2-5, apresentou a máxima taxa de perda de massa por ciclo, enquanto que, inversamente, a dosagem 0,0-18,2-8 a mínima. Além disto, as taxas de perda de massa se mostraram constantes, independentemente do tipo de dosagem.

Dada esta configuração implementada na legenda, alguns padrões podem ser observados tomando em conta o tipo de dosagem adotada para cada amostra. Primeiro, as maiores taxas de perda de massa estão associadas a corpos-de-prova mais porosos, como também, aqueles

em que há mínima adição de cal de carbureto. Segundo, com exceção das duas primeiras dosagens, em que suas taxas de perda de massa são quase que idênticas, 0,41 e 0,40, nas demais, a inserção de fibras fez com a taxa de perda de massa fosse acrescida. O que retoma a ideia já antes discutida, de que a utilização de fibras, acaba deixando o solo mais poroso e, neste caso, mais suscetível a perda de massa.

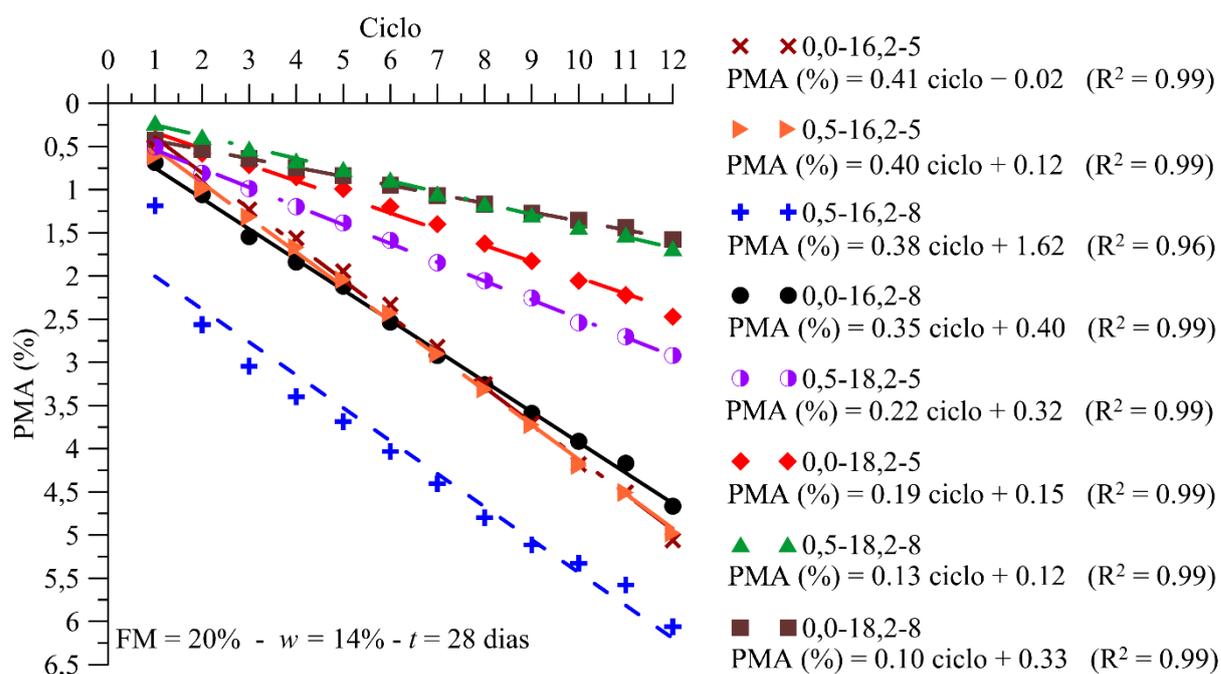


Figura 76: Perda de massa acumulada vs número de ciclos de molhagem e secagem.

A Figura 77, por sua vez, associa a perda de massa acumulada máxima, ou seja, aquela obtida ao fim de 12 ciclos, com a relação  $\eta/L_{iv}$ . Sendo o volume absoluto de cal ajustado por meio de um expoente no valor de 0,04. Ao darmos sentido físico ao valor do expoente atribuído, isto significaria que o desempenho das amostras aqui ensaiadas, seria quase que totalmente dependente apenas da porosidade. Ademais, corroborando o que acima já foi discutido, por meio da relação  $\eta/L_{iv}^{0.04}$  percebe-se que quanto mais porosas as amostras e, além disto, possuírem menor quantidade de estabilizante, maior será sua perda de massa.

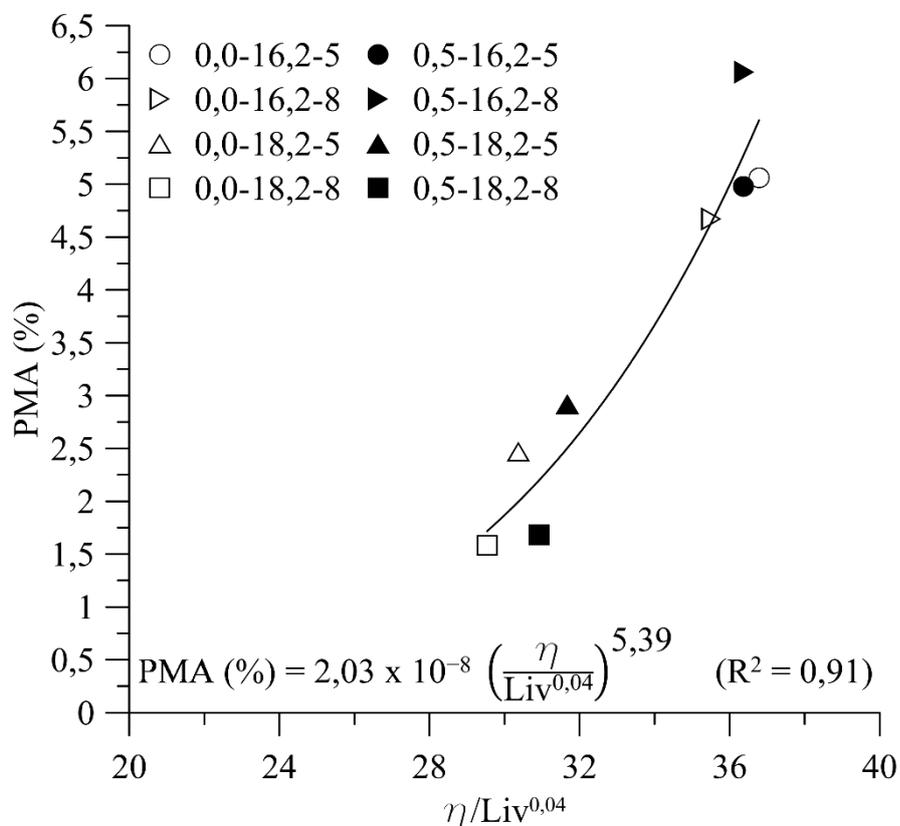


Figura 77: Associação entre PMA (%) e a relação  $\eta/Liv^{0,04}$ .

A perda de massa das amostras decorre, é claro, devido suas sucessivas escovas durante os ciclos. No entanto, os procedimentos de molhagem e secagem instigam também, a variação volumétrica destas. O que resulta, por sua vez, no aparecimento de microfissuras e bandas de cisalhamento. Desta forma, com a intenção de averiguar a degradação da rigidez dos corpos-de-prova, estes foram submetidos durante os ciclos 0 e 12, a ensaios de pulso ultrassônico. A Figura 78, por meio da variável resposta  $G_0$ , aborda os resultados encontrados para ambas situações. Sendo feito neste caso, a distinção entre ciclos por meio de linhas, linhas tracejadas e contínuas, representando respectivamente, ciclos de 0 e 12.

Inicialmente, e similar ao que ocorre com a perda de massa acumulada, quanto mais porosas as amostras e, possuírem uma menor quantidade de estabilizante, menor foram suas rigidezes. Já, se tratando da degradação da rigidez, transcorridos 12 ciclos de molhagem e secagem, esta decaí significativamente. Amostras que apresentam uma maior compactidade, a queda na

rigidez gira em torno de 2,75 vezes, ao se comparar com amostras idênticas isentas de qualquer ciclo. Por outro lado, amostras de menor compacidade, ou seja, mais porosas, esta queda na rigidez pode chegar em até 6 vezes. Demonstrando com isto, a maior sensibilidade de amostras que não se encontram em seus respectivos pesos específico secos máximos, como também, a severidade pela qual passam as amostras ao serem submetidas a ciclos como estes.

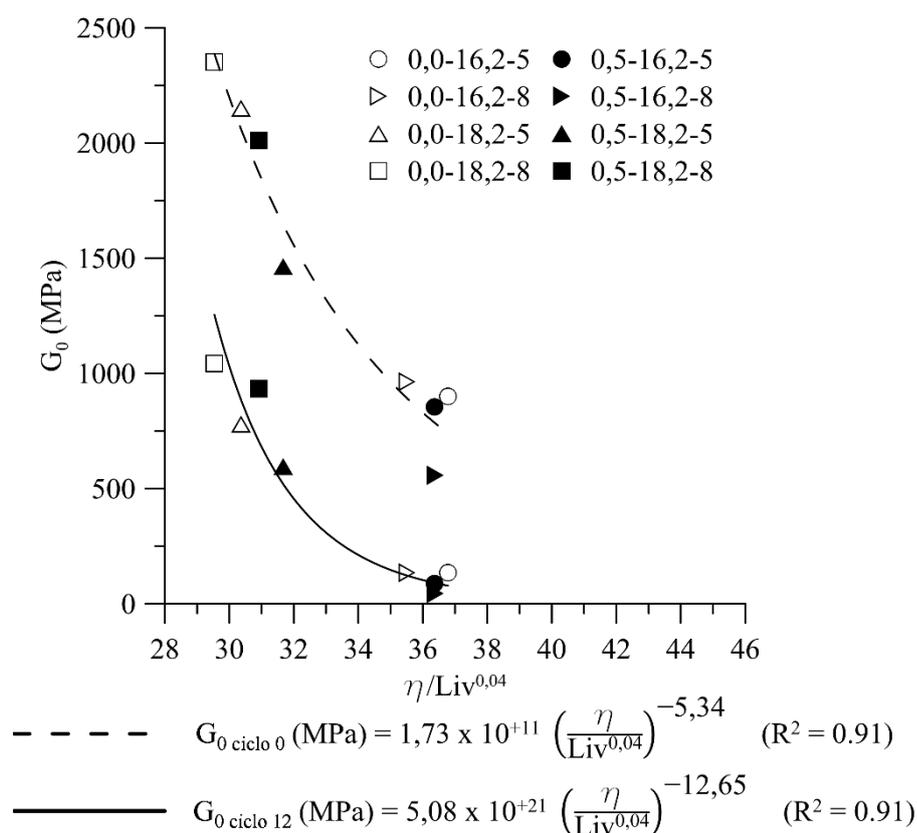


Figura 78: Degradação da rigidez de amostras submetidas a ciclos de molhagem e secagem.

#### 4.3.1.1 Impacto das variáveis independentes teor de fibra de vidro (FI) e peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ )

A Figura 79, a qual associa os dados experimentais de perda de massa acumulada com a porosidade nos permite, detectar a influência de variáveis como FI e  $\gamma_d$ . Nesta, símbolos vazados representam amostras sem adição de fibra, enquanto que, sólidos, há adição de 0,5% de fibras em relação à massa total de sólidos. No que diz respeito ao impacto da inserção

destes elementos, corpos-de-prova que os continham resultaram em perdas de massa superiores. Desta forma, seguindo a mesma analogia adotada para os ensaios de expansão, ao compararmos corpos-de-prova de pesos específicos idênticos, entretanto, amostras com e sem fibra, aqueles em que há a inserção destes elementos podem resultar em um afastamento entre grãos do solo logo, em uma maior dificuldade de compactação. Fato este, que pode se refletir na porosidade das amostras onde, amostras que por ventura já eram porosas em virtude de suas dosagens, quando da inserção do reforço podem, por conseguinte, virem a se tornar ainda mais porosas. Fato este, que tornaria as amostras mais frágeis do ponto de vista mecânico com isto, mais suscetíveis a perda de massa.

Já se tratando do efeito relacionado ao peso específico de moldagem, é notória sua influência. A qual, pode ser descrita através de um ajuste matemático do tipo linear. Amostras mais porosas chegam a possuir uma perda de massa 4 vezes superior as demais, de maior compactidade.

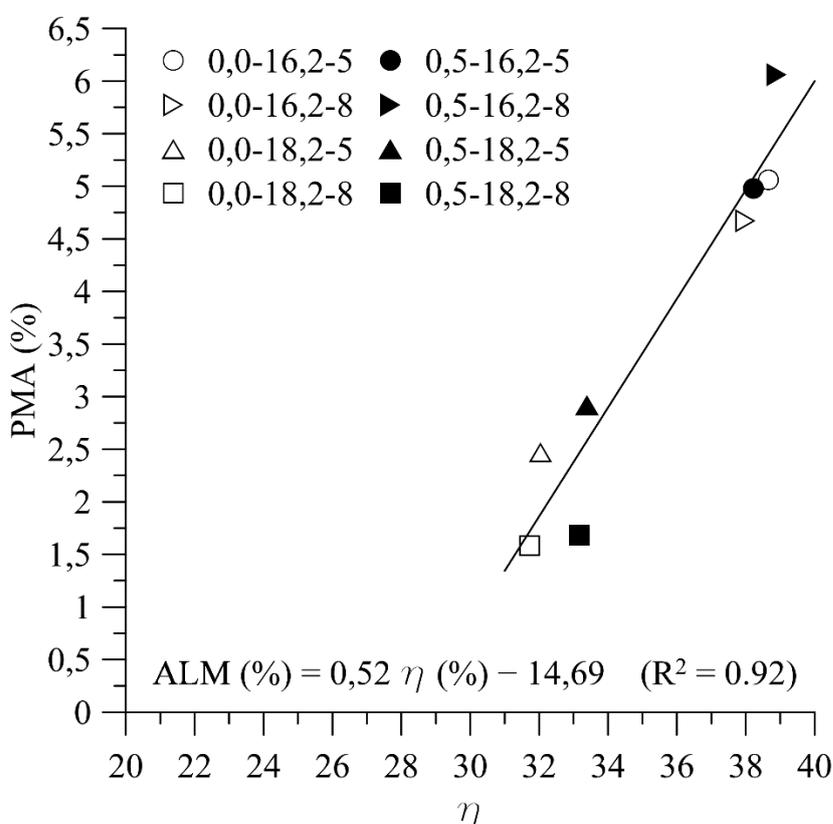


Figura 79: Associação entre PMA (%) e a porosidade.

#### 4.3.1.2 Impacto da variável independente teor de cal de carbureto (CC)

A Figura 80, tem por intenção destacar o impacto da variável teor de cal de carbureto. No entanto, a mesma acaba sintetizando tudo o que até aqui foi já discutido. Todavia, se nos determos apenas ao efeito da cal, a efetividade desta aparenta estar ligada ao peso específico e porosidade em que as amostras se encontram. Corpos-de-prova de maior compactidade, representado pelo peso específico de 18,2 kN/m<sup>3</sup> e, linhas contínuas, demonstram possuir uma maior eficiência da cal. Enquanto que os demais, de menor compactidade, isto é, peso específico de 16,2 kN/m<sup>3</sup> e, linhas tracejadas, o aumento do teor da cal pouco impactou ou, em alguns casos, levou até a uma maior perda de massa. Sendo o pior caso, aquele em que há combinação de menor peso específico e adição de fibras, ou seja, resultando no estado mais poroso possível. Uma menor porosidade, além é claro de resultar em uma maior interação grão-a-grão e com isto, uma maior resistência friccional, também, faz com que a proximidade entre partículas favoreça o desenvolvimento da cimentação e desenvolvimento de reações pozolônicas. Desta forma, amostras de elevada compactidade, possuem maior suscetibilidade a estabilização logo, menor perda de massa e maior efetividade do estabilizante.

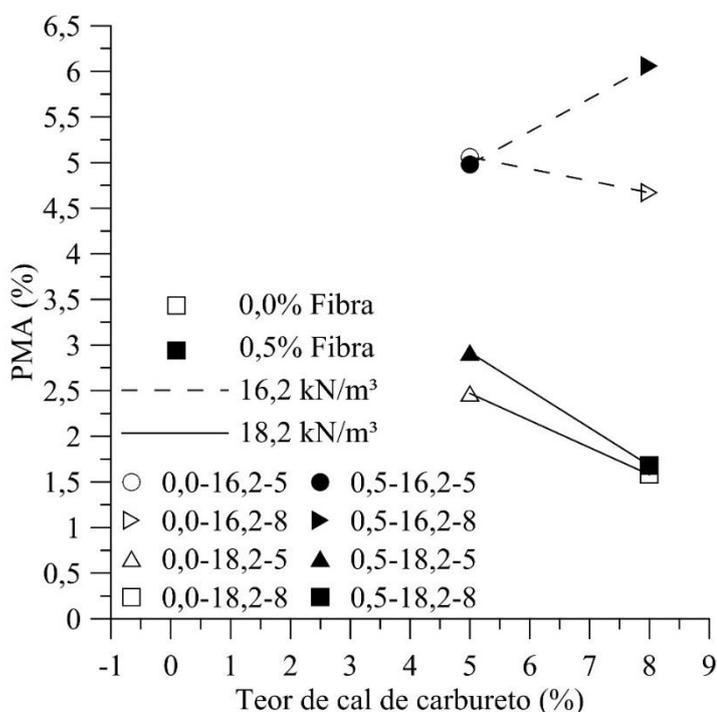


Figura 80: Impacto do teor de cal na durabilidade de amostras, associação entre PMA e o teor de cal.

### 4.3.2 Ensaios de Resistência à Tração por Compressão Diametral

Os ensaios de resistência à tração por compressão diametral além de examinar o desempenho dos compósitos aqui elaborados, visam também, proporcionar a execução de ensaios de vida de fadiga. Já que nestes últimos, os carregamentos aplicados foram de 90% em relação a resistência à tração das amostras. A Figura 81 relaciona as resistências à tração obtidas com a relação  $\eta/L_{iv}$ , com a parcela  $L_{iv}$  sendo ajustada por um expoente no valor de 0,19. Se compararmos as Figuras 81 e 83, este ajuste possibilitou um ganho significativo no coeficiente de determinação dos ajustes matemáticos, de  $R^2 = 0,70$  para  $R^2 = 0,83$ . Além disto, igualmente ao que ocorre na maioria dos demais ensaios, fisicamente o valor do expoente indica uma predominância da porosidade em governar o comportamento das misturas. Ademais, uma maior porosidade vinculada a um menor teor de estabilizante levou, por consequência, a menores resistências à tração.

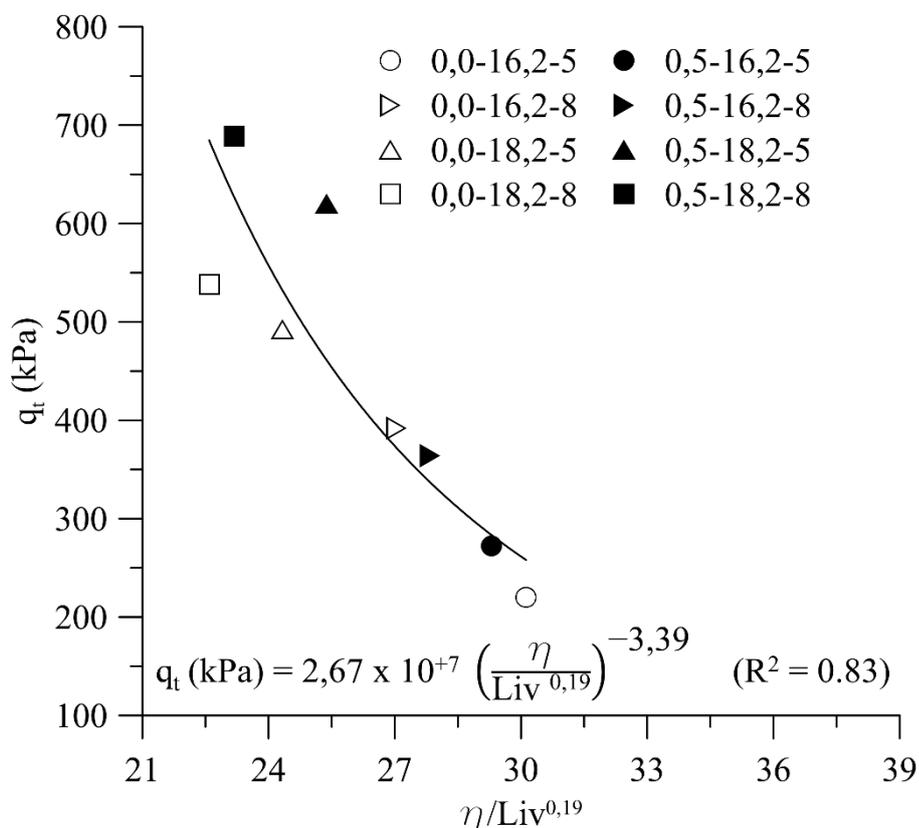


Figura 81: Associação entre  $q_t$  (kPa) e a relação  $\eta/L_{iv}^{0,19}$ .

É comum, em trabalhos que abordam tanto a resistência à compressão como à tração, esboçar a relação entre ambas estas resistências. Fato este, que é feito por meio da Figura 82. Para isto, da Figura 35, mantiveram-se apenas dosagens similares as aqui utilizadas nos ensaios de resistência à tração. Além disto, destes dados remanescentes, os mesmos tiveram sua relação alterada de  $\eta/B_{iv}$  para  $\eta/L_{iv}$ . Com isto, com base na Figura 82, são apresentadas as (Eq. 39 a 41).

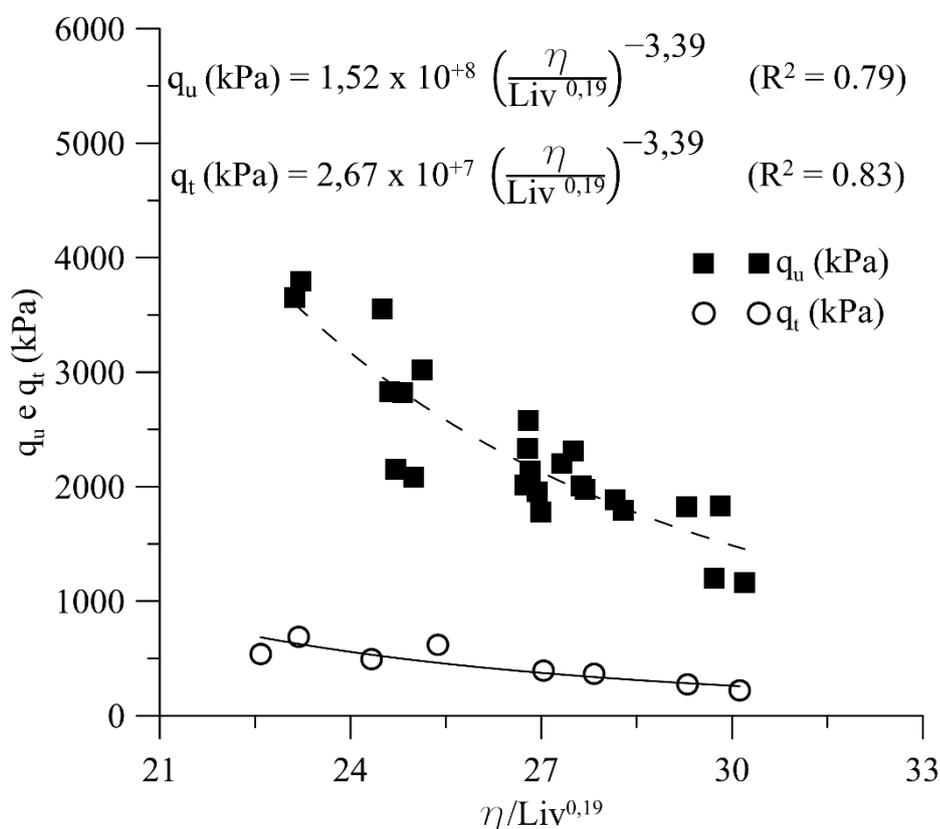


Figura 82: Relação entre as variáveis respostas  $q_t$  e  $q_u$ .

$$q_t = 2,67 \times 10^7 \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,19}} \right]^{-3,39} \quad (\text{Eq. 39})$$

$$q_u = 1,52 \times 10^8 \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,19}} \right]^{-3,39} \quad (\text{Eq. 40})$$

$$\xi = \left[ \frac{q_t \text{ (kPa)}}{q_u \text{ (kPa)}} \right] = 0,18 \quad (\text{Eq. 41})$$

Ao nos remetermos a literatura, como por exemplo, Consoli *et al.* (2010b), Silvani (2013), Consoli *et al.* (2014), Pasche (2016) e, Godoy (2018). Estes autores mesmo ao utilizarem distintos materiais, encontram relações  $q_u/q_c$  variando entre 0,15 a 0,20. Podemos perceber desta forma, que a relação aqui encontrada de 0,18, encontra-se dentro desta faixa de variação. Representando com isto, que a resistência à tração das amostras é cerca de 18% da resistência à compressão. Além disto, em termos práticos, uma relação como esta nos permite, por exemplo, estimar parâmetros de resistência do solo como proposto por Consoli (2014). As (Eq. 42 a 48) apresentam uma estimativa dos parâmetros de resistência para as misturas de materiais aqui utilizados.

$$\phi' = \text{arco seno} \left( \frac{1 - 4\xi}{1 - 2\xi} \right) \quad (\text{Eq. 42})$$

$$\phi' = \text{arco seno} \left( \frac{1 - 4 * 0,18}{1 - 2 * 0,18} \right) = 25,94^\circ \quad (\text{Eq. 43})$$

$$c' = \frac{\sigma_c \left[ 1 - \left( \frac{1 - 4\xi}{1 - 2\xi} \right) \right]}{2 \cos \left[ \text{arco seno} \left( \frac{1 - 4\xi}{1 - 2\xi} \right) \right]} \quad (\text{Eq. 44})$$

$$c' = \frac{q_u \left[ 1 - \left( \frac{1 - 4 * 0,18}{1 - 2 * 0,18} \right) \right]}{2 \cos \left[ \text{arco seno} \left( \frac{1 - 4 * 0,18}{1 - 2 * 0,18} \right) \right]} \quad (\text{Eq. 45})$$

$$c' = 0,31 * q_u \quad (\text{Eq. 46})$$

$$c' = 0,31 * 1,52 \times 10^8 \left[ \frac{\eta}{(L_{iv})^{0,19}} \right]^{-3,39} \quad (\text{Eq. 47})$$

Adotando-se, por exemplo, um valor de  $\eta/L_{iv} = 27$ , valor intermediário da Figura 82, tem-se:

$$c' = 662,03 \text{ kPa} \quad (\text{Eq. 48})$$

#### 4.3.2.1 Impacto das variáveis independentes teor de fibra de vidro (FI) e peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ )

Para averiguar o impacto das referidas variáveis, no que diz respeito a resistência à tração das amostras, foi então, confeccionada a Figura 83. Nos detendo a influência da inserção de fibras, representado, neste caso, por símbolos sólidos. Pode-se observar de que, quando se tratavam de mesmas dosagens, entretanto, com e sem fibra, aquelas que continham o reforço resultaram em resistências à tração superiores. Como era de se esperar, já que estes elementos são elaborados para desempenhar sua máxima eficiência justamente quando solicitados neste sentido, à tração.

Agora por sua vez, nos voltando ao impacto do peso específico aparente seco, o que é feito apreciando-se a associação entre  $q_t$  (kPa) e a porosidade, nota-se que amostras mais porosas tendem a resultarem em menores resistências. Desta forma, a utilização de pesos específicos inferiores ao máximo, como por exemplo,  $16,2 \text{ kN/m}^3$ , resulta por consequência, em uma menor interação grão-a-grão. Além disto, como já visto, uma maior porosidade dificulta também o desenvolvimento de reações cimentantes. Logo, ambas parcelas de resistência acabam sendo afetadas, sejam elas friccionais ou coesivas.

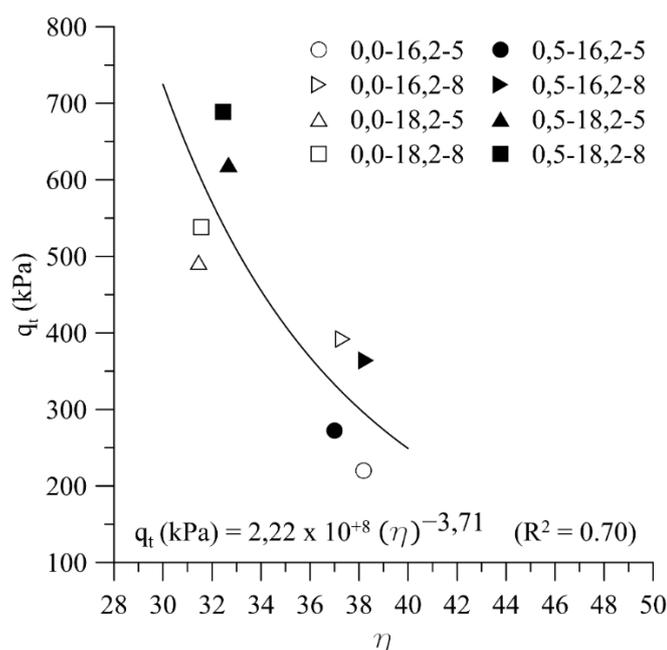


Figura 83: Associação entre  $q_t$  (kPa) e a porosidade.

#### 4.3.2.2 Impacto da variável independente teor de cal de carbureto (CC)

A Figura 84 aponta agora, o impacto da variável independente teor de cal sobre a resistência à tração das amostras. Fato este, que pode ser deduzido com auxílio do eixo das ordenadas da figura mencionada. Em ambos os casos, amostras com 16,2 kN/m<sup>3</sup> e 18,2 kN/m<sup>3</sup>, linhas tracejadas e contínuas, respectivamente, há um aumento da resistência quando se utilizado o teor superior de cal, ou seja, 8%. Sendo a melhor combinação para este caso, o uso em conjunto do peso específico de 18,2 kN/m<sup>3</sup> com o teor de cal de 8%. Entretanto, ao observarmos os ajustes matemáticos propostos, ambos estas retas, a taxa de crescimento da resistência é superior em amostras de 16,2 kN/m<sup>3</sup> quando, da passagem do teor de 5% para 8% de cal.

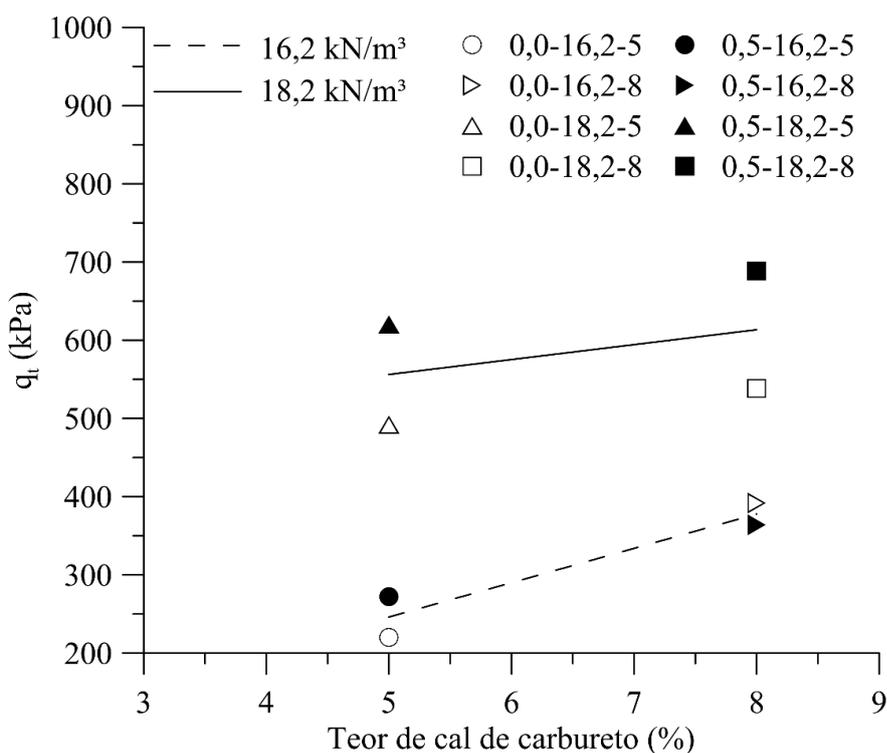


Figura 84: Impacto do teor de cal na resistência à tração de amostras, associação entre  $q_t$  (kPa) e o teor de cal.

### 4.3.3 Ensaios de Vida de Fadiga

A existência de solos sulfatados em determinado local, resulta no aparecimento de diversas patologias estas, já elencadas durante a revisão da literatura. Todavia, os casos mais famosos são aqueles que envolvem rodovias. Onde pequenas deformações volumétricas podem já, inviabilizar a utilização destas obras de infraestrutura. Isto posto, além de averiguar o potencial expansivo deste tipo de solo, uni e tridimensionalmente. Buscou-se também, investigar suas características de vida de fadiga após serem estabilizados por meio das dosagens aqui propostas. Desta forma, as mesmas dosagens anteriormente testadas à tração, foram agora, submetidas a ensaios de fadiga. Sobre as quais, aplicou-se uma tensão de 90% em relação a resistência à tração de cada uma das amostras. A Tabela 14 faz alusão aos carregamentos aplicados para cada uma das dosagens durante os ensaios de vida de fadiga.

Tabela 14: Carregamentos utilizados para ensaios de vida de fadiga.

Dosagem	$q_t$ (kPa)	$q_t$ fadiga (kPa) - 90%
0,0-16,2-5	220,0	198,0
0,0-16,2-8	391,7	352,6
0,0-18,2-5	492,3	443,0
0,0-18,2-8	538,3	484,4
0,5-16,2-5	272,3	245,0
0,5-16,2-8	363,9	327,5
0,5-18,2-5	620,2	558,2
0,5-18,2-8	688,6	619,7

Assim sendo, a Figura 85 expõe os resultados das 8 dosagens testadas. Onde nesta, é realizada a associação entre a variável resposta número de fadiga ( $N_f$ ) com a relação  $\eta/L_{iv}$ . Para este último ensaio de desempenho, o volume absoluto de cal foi ajustado por meio de um expoente no valor de -0,46. Novamente, e de forma similar aos ensaios triaxiais, em termos físicos a existência de um expoente negativo nesta parcela, representaria o efeito prejudicial causado pelo aumento de ambas variáveis. Isto é, no caso da porosidade, um aumento desta incorreria em uma menor interação grão-a-grão. Já se tratando do volume absoluto de cal, para o caso específico de ensaios de vida de fadiga, seu aumento demasiado pode vir a tornar as amostras demasiadamente rígidas. O que levaria deste modo, a um decréscimo na quantidade de ciclos

que um corpo-de-prova poderia suportar isto, em virtude da supressão de seu comportamento resiliente.

Nesta mesma figura, é feita a distinção entre corpos-de-prova que receberam, ou não, o reforço de fibras de vidro no formato de filamentos. Sendo os símbolos sólidos representantes das amostras reforçadas, enquanto que os vazados, das não-reforçadas. Em uma primeira instância, ao serem comparadas dosagens idênticas, porém, uma reforçada e outra não, a eficiência destes elementos se mostra totalmente dependente do nível de porosidade e grau de cimentação das amostras. Fato este, que é melhor discutido no item posterior, e tem sua visualização e entendimento facilitados.

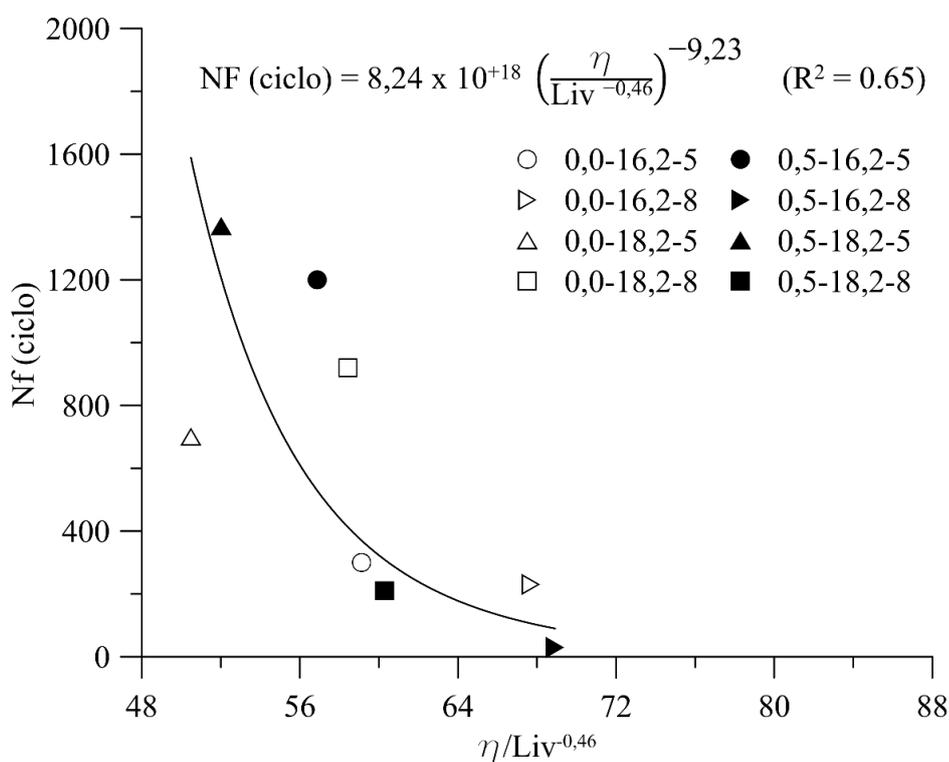
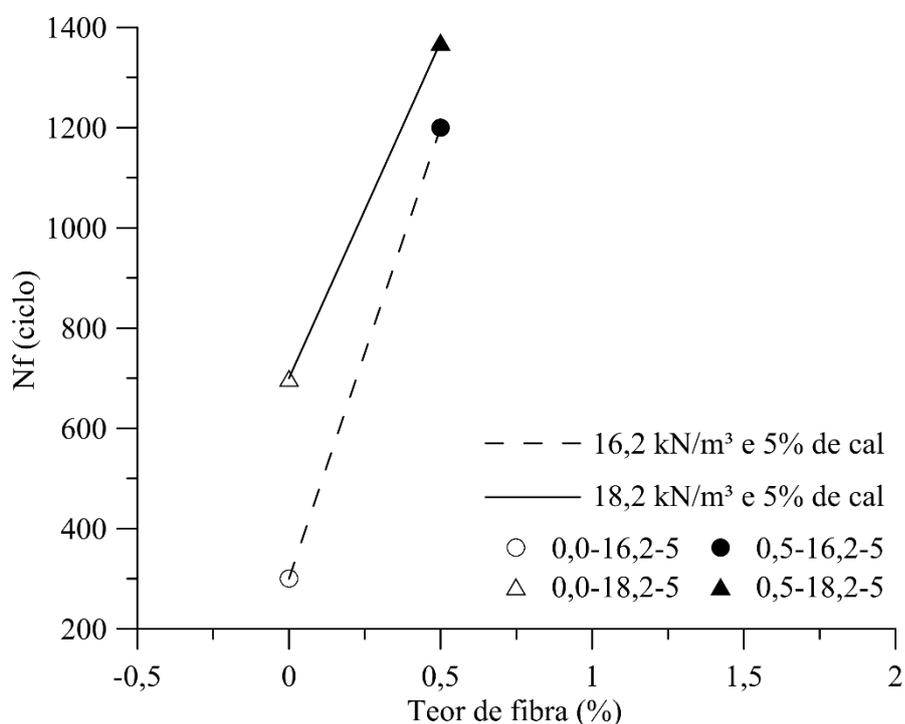


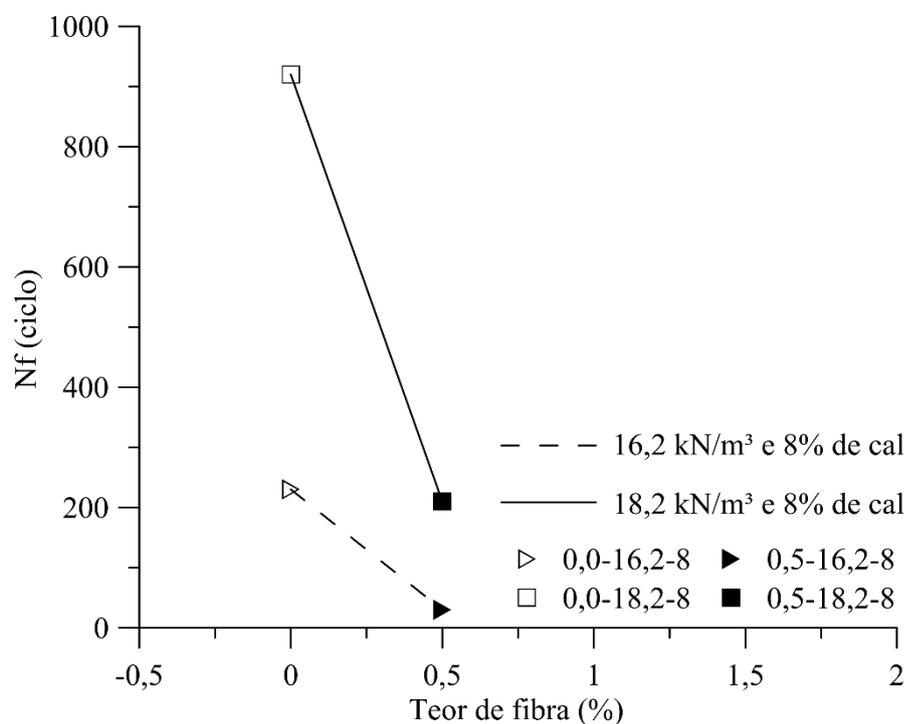
Figura 85: Associação entre Nf (ciclo) e a relação  $\eta/Liv^{-0,46}$ .

#### 4.3.3.1 Impacto das variáveis independentes teor de fibra de vidro (FI) e peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ )

Obedecendo a sequência de apresentação dos resultados, inicialmente é exibida a influência da adição de fibras de vidro aos corpos-de-prova. Para tornar mais cômodo o entendimento do impacto desta variável, efetuou-se a separação entre amostras que utilizaram 5% e 8% de cal de carbureto, conforme as Figuras 86a e 86b, respectivamente. A Figura 86a, de 5% de cal de carbureto, demonstra que o emprego das fibras resultou em um aumento do número de fadiga. Isto é, quando os corpos-de-prova solicitados à tração, durante um pulso, estes elementos puderam contribuir absorvendo parte desta energia empenhada. Fato interessante ainda, é que amostras com um maior peso específico, ou seja, menor porosidade, culminaram em números de fadiga superiores. Denotando que, no caso de amostras mais compactas, os elementos fibrosos tiveram uma maior interação com os grãos do solo.



(a)



(b)

Figura 86: Impacto do teor de fibra, filamentos, na vida de fadiga de amostras: a) 5% de teor de cal; b) 8% de teor de cal.

Agora por sua vez, se tratando da Figura 86b, amostras com 8% de cal, a inclusão de fibras fez com que houvesse uma queda brusca do número de fadiga. A união entre o máximo teor de cal e, fibras de vidro de elevado módulo e pequena deformabilidade, culminou em corpos-de-prova extremamente rígidos. A alta rigidez resultante, é responsável por suceder em um acúmulo de energia no interior dos corpos-de-prova, como também, causadora de torna-lhes mais frágeis e sensíveis ao surgimento de microfissuras. Tornando-os desta forma, inaptos por exemplo, em rodovias de alto tráfego.

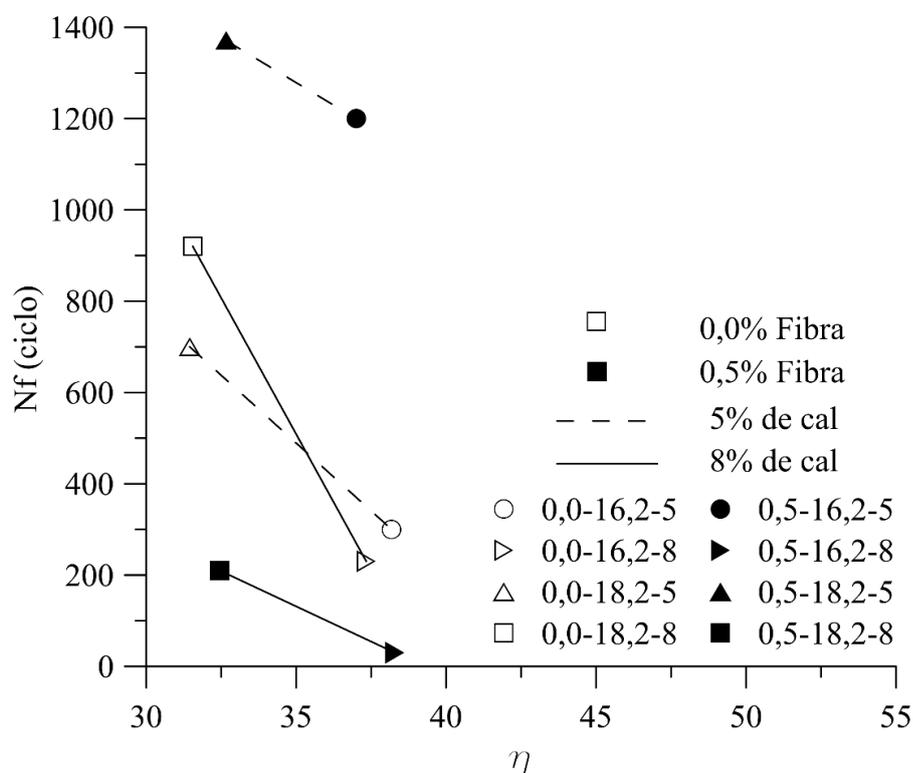


Figura 87: Associação entre Nf (ciclo) e a porosidade.

Seguindo, a Figura 87 por meio porosidade, exibe o impacto de ambos os pesos específicos de moldagem aqui utilizados. Sendo que, o aumento da porosidade levou a um decréscimo da vida de fadiga das amostras, independentemente do tipo de dosagem utilizada. Tendo-se como melhor combinação de variáveis a dosagem a qual, continha 0,5% de fibras, 5% de cal de carbureto e, peso específico de 18,2 kN/m<sup>3</sup>. Amostras mais porosas, tendem a possuir uma menor resistência friccional e, menor interação com os reforços. Por outro lado, possuem um comportamento mais dúctil do que amostras de alta compacidade. Desta forma, o desempenho dos corpos-de-prova aqui confeccionados, é também, dependente da interação das diversas variáveis abordadas.

#### 4.3.3.2 Impacto da variável independente teor de cal de carbureto (CC)

Por fim, a Figura 88 traz consigo o impacto da variável independente teor de cal de carbureto. Em que na verdade, apenas reafirma o já apresentado pela Figura 85. Onde um aumento do teor de cal levou a uma menor vida de fadiga das amostras. Fato este, que vem corroborar o

emprego de um expoente negativo (*i.g.* -0,46) junto a parcela  $L_{iv}$  da relação utilizada. Conforme já comentado, o aumento em teores de cal leva, por conseguinte, em corpos-de-prova mais frágeis do ponto de vista de fadiga. Logo, a um desempenho reduzido destes. Entretanto, se nos determos a resistência à compressão das amostras, o aumento dos teores desta variável resultou em resistências superiores. Isto decorre das diferentes formas de sollicitação das amostras sendo necessário, portanto, encontrar uma dosagem que venha atender ambas especificações.

Em síntese, atentando-se às figuras apresentadas, pode-se afirmar que o desempenho à fadiga das amostras, é fortemente impactado tanto pelo aumento da porosidade quanto, aumento do teor de cal. Para ambas estas variáveis, seu acréscimo levou a números de fadiga inferiores. Já com relação ao reforço por meio da adição de fibras, o êxito deste tratamento é dependente do teor de cal utilizado. Teores muito elevados, quando combinados com o reforço, resultam em amostras demasiadamente frágeis.

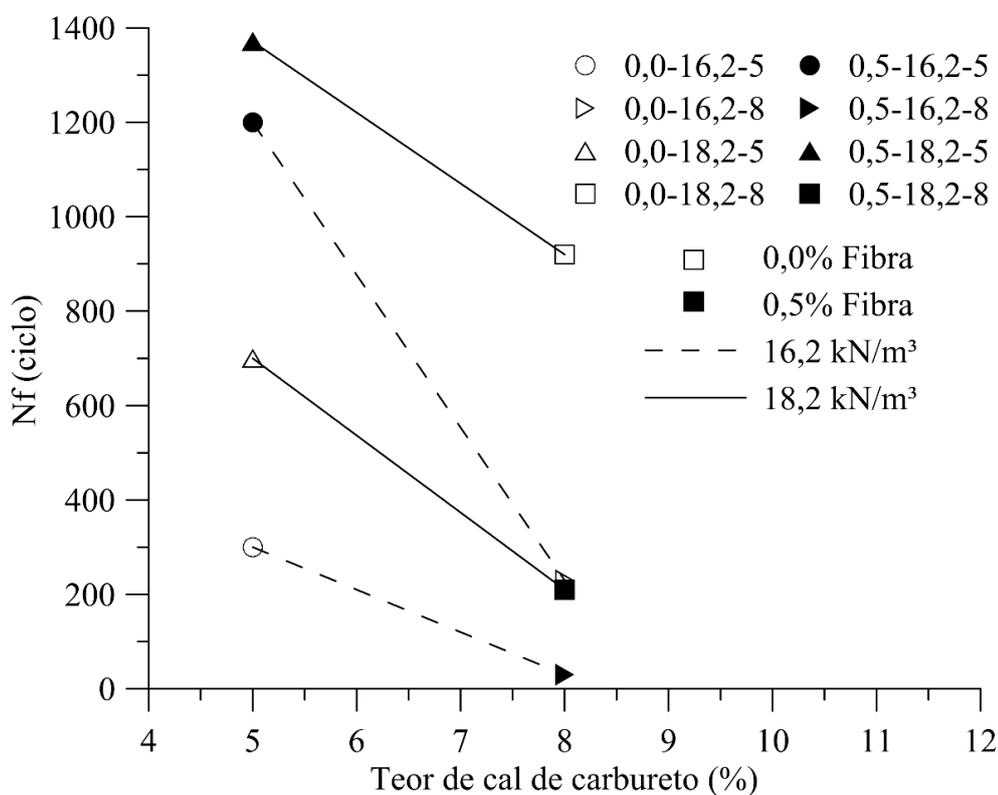


Figura 88: Impacto do teor de cal na vida de fadiga de amostras, associação entre Nf (ciclo) e o teor de cal.

#### 4.3.4 Análise Estatística – Fase III

Seguindo o já estruturado no item 4.2.4, as análises estatísticas da Fase III irão abordar, por sua vez, quais variáveis independentes se mostraram mais impactantes nos comportamentos de durabilidade, resistência à tração e vida de fadiga das amostras. Também, o efeito da alternância entre seus níveis baixos e altos. Entretanto, agora no caso da Fase III, adotou-se um valor de  $\alpha$  de 20%, ou seja, a chance de se estar errando nas afirmações aqui elaboradas é de 20%, contra os demais 80% de certeza. Não se trata do cenário mais ideal, já que comumente se utiliza  $\alpha = 5%$ , no entanto, devido à limitada quantidade de solo disponível, um número reduzido de amostras precisou ser confeccionado. Um número reduzido de pontos experimentais, sem eventuais duplicatas, acaba por ampliar o termo do erro e, por consequência, impossibilitando a utilização de  $\alpha = 5%$ . Além disto, como poderá ser visto, nenhuma das interações de segunda ordem foram apresentadas. Isto porquê, a forma em que foi estruturado o projeto fatorial que compreende a Fase III, leva ao confundimento de interações entre variáveis, restando com isto, apenas a possibilidade de analisar os efeitos principais. As tabelas ANOVA, referente às análises aqui realizadas, encontram-se no ANEXO A.

- Ensaios de durabilidade

No que diz respeito a durabilidade por molhagem e secagem das amostras, apenas o peso específico de moldagem se mostrou significativo, o que pode ser observado na Figura 89. Isto reafirma o já explanado pela Figura 79, onde corpos-de-prova de maior compacidade resultaram em perdas mínimas. Também, leva a crer que empregar um maior esforço em atingir o máximo peso específico aparente seco, seja ainda, mais vantajoso do que investir em maiores teores de estabilizantes. Fato este último, que é impulsionado ao se observar a Figura 90. Nela, tanto teor de cal quanto peso específico, são responsáveis por reduzir as perdas de massa das amostras. Entretanto, a redução na porosidade se mostrou grandiosamente mais eficaz.

Já se tratando da inclusão de fibras, estas na verdade levaram a uma maior perda de massa por parte das amostras. Isto pode estar associado a maior porosidade resultante, já que quando do emprego deste tipo de reforços, há uma tendência de aumento deste índice.

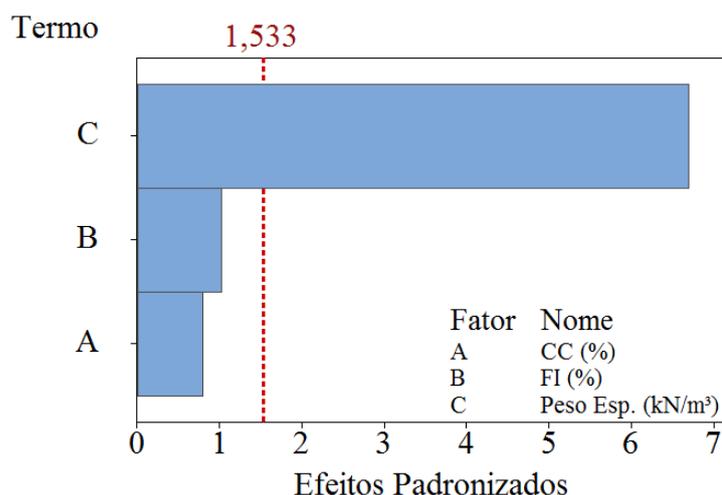


Figura 89: Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados para PMA (%).

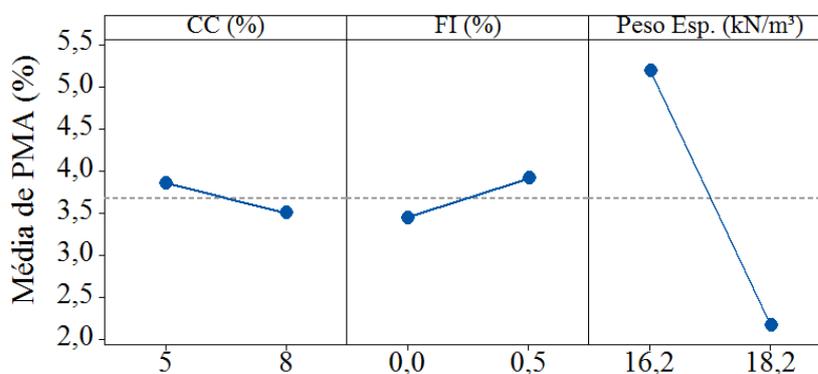


Figura 90: Gráficos de efeitos principais para PMA (%).

- Ensaios de resistência à tração por compressão diametral

Para os ensaios de resistência à tração por compressão diametral, todas as variáveis independentes se mostraram significativas, como pode ser visto na Figura 91. Dando-se destaque, neste caso, para o teor de fibra de vidro que aqui passou a ser relevante para variável resposta final. Demonstrando assim, que quando as amostras solicitadas neste

sentido, estes reforços tendem a desempenhar o papel deles esperado. Além disso, ao nos determos a Figura 92, podemos perceber também, que da mesma forma que todas variáveis foram significantes, todas estas igualmente possuíram um impacto positivo na resistência à tração das amostras. Com o peso específico de moldagem, despontando como o fator que melhor contribuiu para um maior ganho de resistência à tração dos corpos-de-prova.

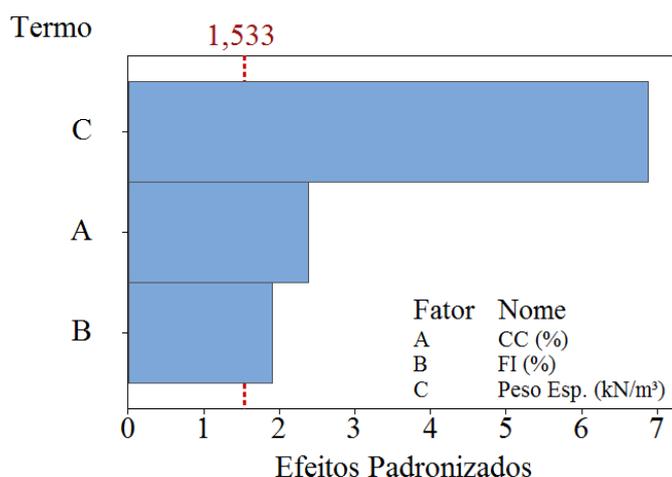


Figura 91: Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados para  $q_t$  (kPa).

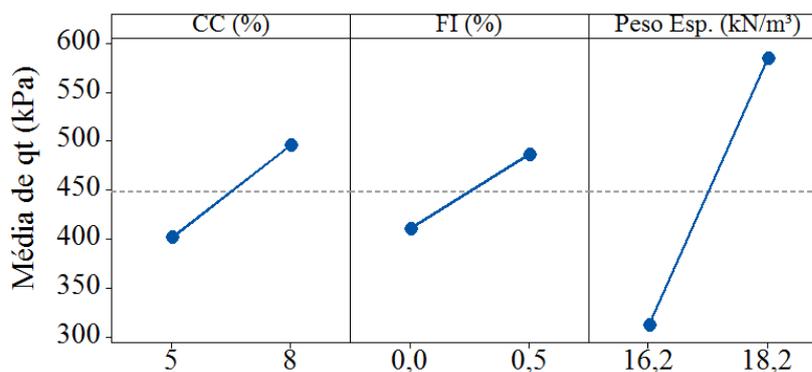


Figura 92: Gráficos de efeitos principais para  $q_t$  (kPa).

- Ensaio de vida de fadiga

Se tratando do desempenho das amostras em relação a sua vida de fadiga, a única variável independente que se mostrou significativa foi o teor de cal, como pode ser visto por meio da Figura 93. Entretanto, ao olharmos em conjunto ambas as Figura 93 e 94, chama atenção que

a significância por parte desta variável, na verdade, atuou de modo a influenciar negativamente os resultados. Que nada mais é, o que já foi explorado por meio do item 4.3.3.2 e Figura 88. Em que corpos-de-prova com teores de cal mais elevados, tornaram-se mais rígidos e, ao mesmo tempo, mais frágeis culminando com isto, em um menor número de fadiga.

Todavia, ao confrontarmos ensaios estáticos (resistência à tração) e, dinâmicos (vida de fadiga), percebe-se que em relação ao primeiro, o aumento do teor de cal na prática foi benéfico a variável resposta. Fato que, como já mostrado, ocorre inversamente para ensaios dinâmicos. Isto pode estar associado a forma em que é dado o carregamento, já que nos ensaios estáticos há um dano contínuo enquanto que, para os dinâmicos um dano progressivo, a partir do surgimento de microfissuras nas amostras.

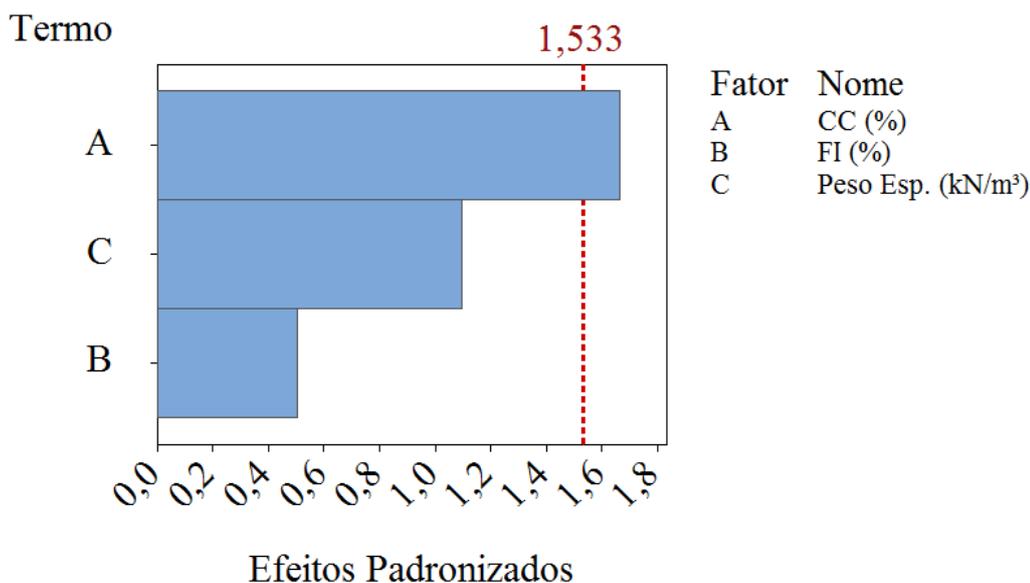


Figura 93: Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados para Nf (ciclo).

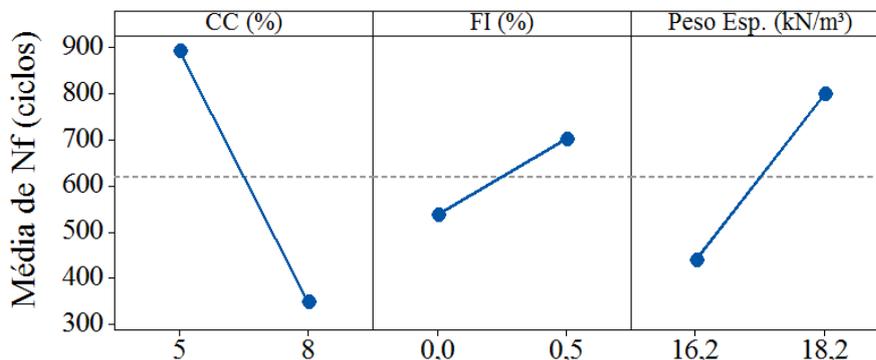


Figura 94: Gráficos de efeitos principais para Nf (ciclo).

## 4.4 ENSAIOS COMPLEMENTARES

### 4.4.1 Dispersibilidade – *Pinhole Test*

Dentre os objetivos específicos, consta a verificação da efetividade ou não, dos tratamentos propostos, em combater a problemática de dispersão que está associada ao solo proveniente do *Chaco* paraguaio. Fato este, que pode ser alcançado através da realização de ensaios *Pinhole Tests*, comparando-se amostras estabilizadas e *in natura*. Desta forma, a Figura 95 mostra os resultados provenientes da realização de um ensaio *Pinhole Test* no solo natural. Ensaio este, que foi responsável por gerar as informações constantes na Tabela 6 e, classificação do solo como D1 (altamente dispersivo). Isto porquê, o diâmetro do furo após fluxo de água, se mostrou o dobro de seu tamanho original além disto, o efluente resultante apresentou-se bastante turvo e, com uma vazão de 1,43 ml/s.

Na busca por uma comparação e averiguação do êxito dos tratamentos, buscou-se a realização do mesmo ensaio, agora, para amostras tratadas. Entretanto, tamanha rigidez apresentadas pelos corpos-de-prova tratados e, curados por um período de 28 dias, isto impossibilitou o cravamento da agulha que compõe o equipamento. Inviabilizando com isto, a execução deste tipo de ensaio em amostras tratadas. Desta forma, pode-se inferir que os tratamentos foram eficazes dada esta conjuntura. Já que a alta rigidez das amostras inibirá a dispersão e floculação das partículas.

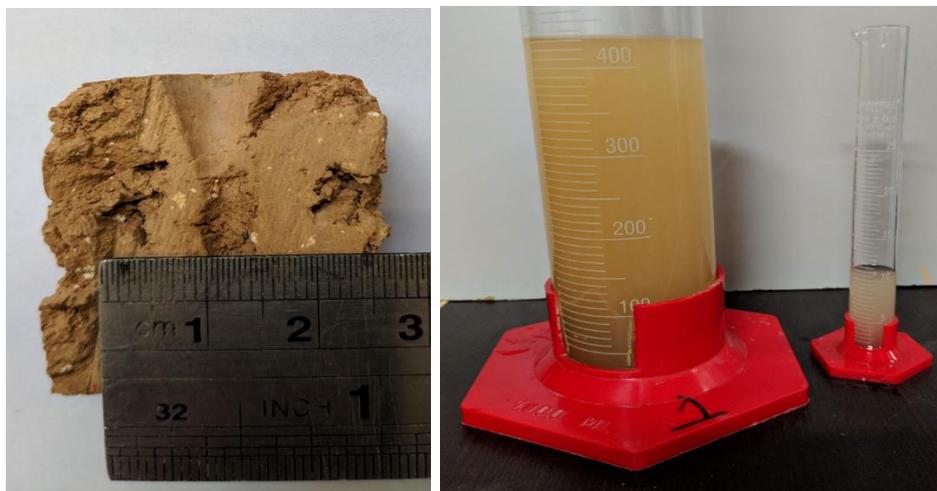


Figura 95: Ensaio *Pinhole Test*, amostra de solo sem qualquer tratamento.

#### 4.4.2 Difractometria de Raios-X (DRX)

Ao final de cada um dos ensaios de expansão tridimensional, amostras dos respectivos corpos-de-prova foram acondicionadas de modo a permitirem ensaios ao longo do tempo. Dentre estes, ensaios de difratometria de raios-X, que tinham por objetivo averiguar as transformações mineralógicas nas misturas bem como, captar a formação de compostos ligantes e minerais expansivos. Assim sendo, corpos-de-prova nomeados como CP 3, 4 e 16 culminaram, respectivamente, em amostras de mesmas nomenclaturas. Estas, descritas na Tabela 15, que faz referência as suas dosagens e tempos de cura no momento da execução destes ensaios. Os mesmos ocorreram em um difratômetro de raios-X da marca Philips, modelo X'Pert MDP, com tubo de raios-X com radiação de  $\text{Cu K}\alpha$ , seguindo condições de análise com inclinação 2 theta variando entre 5 e 75°, fendas de 0,5° e janela de 20mm.

Tabela 15: Dosagens submetidas à difratometria de raios-X (DRX)

Dosagem	Nomenclatura	Período de cura (dias)
0,5-20-14-18,2-5(13)	Amostra CP 3	13
0,5-20-14-16,2-8(73)	Amostra CP 4	73
0,5-20-14-18,2-8(186)	Amostra CP 16	186

Desse modo, a Figura 96 apresenta os difratogramas das três amostras anteriormente mencionadas. O arranjo das três amostras em uma única figura, tem a intenção de destacar a evolução das transformações mineralógicas ao longo do tempo. Por se tratar de um ensaio essencialmente qualitativo, não são verificadas mudanças significativas entre as amostras, isto é, não há formação de fases cristalinas distintas em virtude de uma dosagem ou outra. Entretanto, algumas peculiaridades devem ser evidenciadas, como o desaparecimento do pico relativo ao sulfato de cálcio (gesso) com o passar do tempo ( $\sim 11^\circ$ ). O que pode estar associado a formação de minerais expansivos como a etringita e taumasita. Ao mesmo tempo, ocorre o aparecimento de picos associados ao mineral etringita, que igualmente se tornam mais acentuados ao passar do tempo (*e.g.* 18 a  $20^\circ$ ).

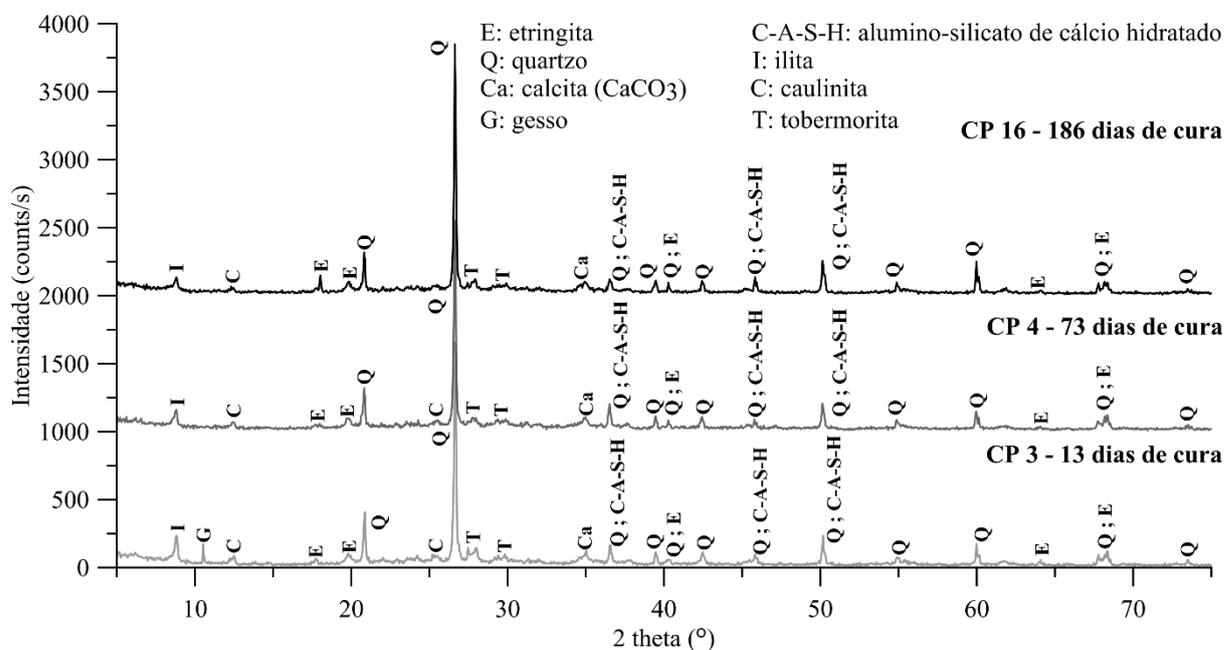


Figura 96: Difratometria de raios-X (DRX) para distintas dosagens e tempos de cura.

Simultaneamente, no que diz respeito a formação de compostos ligantes, em uma primeira instância, salienta-se a diminuição de picos como os referentes a Ilita e Caulinita. Argilominerais pertencentes ao solo natural, como é possível observar na Figura 21. Suscitando desta forma, a dissolução destes em virtude do ambiente alcalino em que se encontravam logo, a precipitação de silicatos e aluminatos. Todavia, compostos ligantes como C-A-S-H e C-S-H como pode ser visto, encontram-se confundidos com minerais já existentes no solo. Desta forma, através de difratômetros como estes, não é possível afirmar sua real formação, porém, fato que deve ocorrer em virtude do ganho de resistência e rigidez das amostras. Um destes indicativos, trata-se do aparecimento do mineral do grupo tobermorita (28 a 29°), correspondente a minerais que possuem em sua composição estruturas complexas de silicatos de cálcio hidratados.

#### 4.4.3 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)

A realização de imagens em microscopia tem por objetivo, explorar se realmente houve a formação de minerais expansivos como a etringita e taumasita. Para isto, dois vieses foram tomados, sendo um deles a confecção de mini corpos-de-prova dedicados exclusivamente à realização de ensaios MEV. Enquanto que o outro, foi a realização de ensaios MEV em amostras oriundas de ensaios de expansão tridimensional.

A Tabela 16 expõe cada um dos casos, sendo que as amostras de 1 a 4, se tratam dos mini corpos-de-prova confeccionados. Já as amostras nomeadas como “Amostra CP 4” e, “Amostras CP 16”, referem-se a porções dos CPs 4 e 16, respectivamente. Na mesma tabela, encontram-se as dosagens a que se referem cada um dos corpos-de-prova. Nas amostras confeccionadas, optou-se pela realização de ensaios MEV em dosagens que levariam a maiores expansões logo, maior formação de minerais expansivos. As imagens que compõe a Figura 97, foram coletadas por meio do equipamento nomeado como Jeol JSM 6060, pertencente ao Centro de Microscopia e Microanálise (CMM) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. O qual, opera numa tensão de 0,1 a 30 kV e, é utilizado para observação de imagens em elétrons secundários (SEI). Dentre as configurações utilizadas, encontram-se uma tensão de 3,0 kV *spot size* de 5 e, uma abertura digital de 8 mm.

Tabela 16: Dosagens submetidas à microscopia eletrônica de varredura (MEV)

Dosagem	Nomenclatura	Período de cura (dias)	Magnificação
0,0-20-14-16,2-8(28)	Amostra 1	28	300x
0,0-20-14-18,2-5(28)	Amostra 2	28	430x
0,0-20-14-18,2-8(28)	Amostra 3	28	180x
0,5-20-14-18,2-8(28)	Amostra 4	28	37x
0,5-20-14-16,2-8(108)	Amostra CP 4	108	9.000x
0,5-20-14-18,2-8(221)	Amostra CP 16	221	5.500x

Desta forma, a par do que se tratam cada uma das amostras, de todas estas elencada pela Tabela 16, optou-se por apresentar apenas imagens de quatro delas. Sendo estas, Amostras 1, Amostra 4, CP 4 e CP 16, nesta ordem, na Figura 97. Assim, seguindo esta disposição, a Figura 97a apresenta o que seriam porções da fibra de vidro moída (FM), aqui utilizada como uma pozolana artificial. Por mais que este material tenha sido vigorosamente moído e, peneirado em uma malha de número #200, ainda assim, é possível observar os formatos tubulares das fibras remanescentes. Também, verifica-se a interação destas parcelas com o solo, além é claro, da formação do gel cimentante ao seu entorno em alguns casos.

Já a Figura 97b, foi escolhida por se tratar da Amostra 4, única com 28 dias de cura a qual possui inclusão de reforços do tipo fibra de vidro (filamentos). Na imagem em questão, é clara a presença dos reforços os quais, encontram-se em meio às partículas de solo. Além disto, por mais que se trate de uma amostragem tão pequena, ainda assim, é possível distinguir uma orientação preferencial destes elementos em um único sentido. O que pode estar associado, por exemplo, a forma em que os corpos-de-prova são moldados.

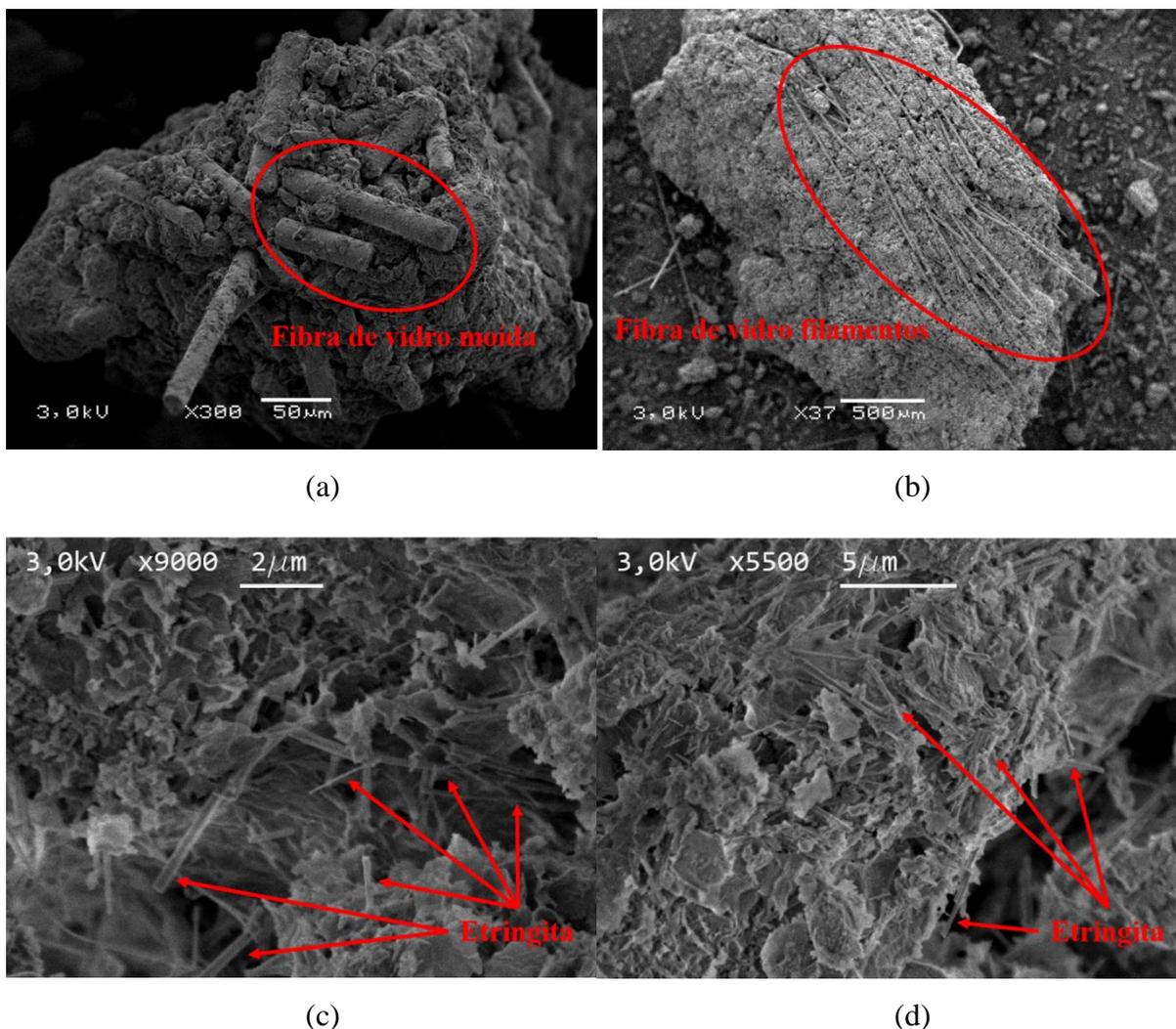


Figura 97: Microscopia eletrônica de varredura (MEV) para distintas dosagens: a) Amostra 1; b) Amostra 4; c) Amostra CP 4 e, d) Amostra CP 16.

Passando agora para a Figura 97c, a qual se trata de uma imagem tirada da Amostra CP 4, fração que compôs parte do corpo-de-prova CP 4 propriamente dito. Dado este fato, quando da realização das imagens nesta amostra, a mesma já se encontrava com um período de cura de 108 dias. O que levou, por exemplo, a formação intensa de cristais expansivos como é possível observar. Isto, em decorrência da reação do estabilizante à base de cálcio com os sulfatos. Algo similar acontece com a Amostra CP 16, Figura 97d, em que esta por sua vez, no momento da realização das imagens, possuía um período de cura de 221 dias. Novamente, verifica-se uma grande quantidade de cristais presentes na imagem, entretanto, para este caso,

os mesmos aparentam dimensões menores do que a amostra anterior. Situação esta última, que pode estar associada a magnificação utilizada e constante na Tabela 16.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.1 SÍNTESE DOS RESULTADOS

Ao longo deste trabalho, principalmente no item em que houve a análise dos resultados, já muito se discutiu sobre as eventuais causas e porquês de determinados fenômenos. Entretanto, isso ocorreu de forma mais esparsa. Com isto, agora neste novo item, busca-se sintetizar todos estes resultados aqui logrados. O que deve ocorrer, neste caso, com base nos diversos ensaios aqui desenvolvidos. Isto posto, o desenrolar deste item segue a mesma estrutura das fases e ensaios do precedente.

#### 5.1.1 Ensaios de Compressão Não-Confinada e Pulso Ultrassônico

Tanto os ensaios de compressão não-confinada quanto, de pulso ultrassônico, tinham como ambição uma melhor compreensão dos novos materiais aqui utilizados. Desta forma, mesmo ao se empregarem matérias-primas não usuais, ainda assim, os resultados encontrados seguiram tendências semelhantes à literatura atual. Como, por exemplo, os trabalhos correlatos de Consoli *et al.* (2018b e 2019c). Seja pela similaridade do expoente  $k$  adotado sobre a parcela  $B_{iv}$  (*i.e.* igual a 0,28), ou então, devido ao expoente interno  $k$ , se aproximar do inverso de  $B$  (*i.e.*  $k = 1/B$ ) como já descrito por Diambra *et al.* (2017).

Com base no expoente adotado para a parcela  $B_{iv}$ , ou seja, 0,28, verifica-se que o desempenho dos compósitos possui maior influência por parte da porosidade. Com isto, constata-se um aumento da resistência e rigidez com o acréscimo do teor volumétrico de ligante, sendo isto, tanto maior quanto menor for a porosidade. Também, reconhecida a importância de cada uma das parcelas, seja  $\eta$  ou  $B_{iv}$ , a relação que deriva de ambas (*i.e.*  $\eta/B_{iv}$ ) se mostrou adequada em descrever o comportamento mecânico das amostras. Tanto do ponto de vista de resistência ( $q_u$ ) quanto rigidez ( $G_0$  e  $E_{sec}$ ). Resultando neste caso, em coeficientes de determinação ( $R^2$ ) de 0,89, 0,68 e, 0,78, respectivamente. O que demonstra ser bastante relevante, dada quantidade de variáveis envolvidas. Ainda, da relação utilizada,

$\eta/B_{iv}^{0,28}$ , esta quanto menor maior serão as variáveis respostas, dentre aquelas anteriormente mencionadas. A possibilidade de utilização de uma relação como esta, auxilia a prática de engenharia. Onde uma resistência ou, rigidez, pode ser acessada por diversas combinações de porosidades ou teores de ligantes.

Vale salientar também, a eficácia do tratamento proposto quando se almeja a estabilização de um solo a partir de reações pozolânicas. Já que determinadas amostras, atingiram resistências significativas, da ordem de 4 MPa. Ao serem associadas estas resistências, as suas respectivas rigidezes, sejam elas  $G_0$  ou  $E_{sec}$ , quanto maior a resistência maior foram as rigidezes encontradas.

Por fim, no que diz respeito as variáveis respostas  $q_u$  e  $G_0$ , os fatores de maior influência foram o teor de fibra moída, peso específico de moldagem e, teor de cal de carbureto. Sendo que para  $q_u$ , o peso específico foi quem mais impactou positivamente, enquanto que para  $G_0$ , o teor de cal. Já o teor de umidade de moldagem, não influenciou em qualquer resposta.

### 5.1.2 Ensaios de Expansão Tridimensional

Os ensaios de expansão tridimensionais, ponto alto deste trabalho, resultaram em constatações bastante interessantes. Dentre elas, a efetividade do tratamento proposto em conter o potencial expansivo de solos sulfatados. Onde, quando concedida a possibilidade de reações pozolânicas ocorrerem, ou seja, um período de cura de 28 dias, houve uma redução do potencial expansivo em cerca de 4,88 vezes.

Na busca por uma ferramenta que pudesse prever o potencial expansivo de solos sulfatados, a relação  $\eta/L_{iv}$  se apresentou promissora. A qual, é capaz de levar em conta diferentes compacidades como também, teores de estabilizantes. Ambos fatores estes, intimamente ligados tanto a expansão deste tipo de solo como, a formação de cristais como etringita e taumasita. Para isto, neste caso, a parcela  $L_{iv}$  precisou ser ajustada com um expoente no valor de 0,51. Demonstrando novamente, o protagonismo da porosidade mesmo no que diz respeito a expansão. Com isto, por mais que a cal seja necessária a formação de minerais expansivos, o que irá induzir a maiores expansões será, na verdade, a limitada quantidade de vazios

existente. Além disto, da relação utilizada, verifica-se novamente que o expoente interno  $k$ , se aproxima do inverso de  $B$ .

Do apresentado, constata-se que quanto maior as porosidades das amostras, menor serão as expansões desenvolvidas. Desta forma, os corpos-de-prova que utilizaram um peso específico de  $18,2 \text{ kN/m}^3$ , culminaram em maiores expansões estas, chegando a cerca de 1,5 vezes mais em comparação ao peso específico de  $16,2 \text{ kN/m}^3$ . Diante disto, recai-se sobre um dilema, já que os reforços por fibras quando se mostraram efetivos, foram justamente na ocasião em que se empregou a maior compactação. Ainda assim, mesmo que estes tenham vindo a atuar de alguma forma, da análise estatística, percebe-se uma acanhada atuação por parte destes elementos.

No que diz respeito aos teores de cal utilizados, quanto maior o teor de cal, maior foram as expansões observadas. Com as amostras que possuíam 8% de cal expandindo cerca de 1,5 vezes mais, que aquelas que eram compostas por 5%. Também, o teor de cal de 5% foi responsável por atingir o maior êxito no que se refere a diminuição do potencial expansivo.

Quanto a implementação da normalização proposta por Consoli *et al.* (2013b), esta possibilitou a obtenção de uma única equação ( $R^2 = 0,84$ ) que descrevesse o potencial expansivo de amostras curadas a 0 e 28 dias de cura. Isto possibilita, a partir da realização de um único ensaio, para qualquer  $\eta/L_{iv}^{0,51}$ , estimar toda a curva de potencial expansivo.

No que tange a limiares de aceitabilidade, a NLA e o programa NCHRP estabelecem que a máxima expansão volumétrica de solos tratados à base de cal, deve ficar em torno de 1 a 2%. Fato este conquistado, por exemplo, após implementação da estabilização proposta e, cura da mesma por um período de 28 dias.

### 5.1.3 Ensaio de Expansão Unidimensional

Todos os padrões observados para os ensaios de expansão tridimensional se repetem aqui, para os de expansão unidimensional. Isto é, primeiramente, o período de cura se mostrou substancial na redução do potencial expansivo das amostras, corpos-de-prova curados com 28 dias obtiveram uma redução de 4,10 vezes em seu potencial expansivo.

No que diz respeito a inserção de fibras, estas pouco impactaram, sendo que em alguns casos, chegaram até levar a uma maior expansão das amostras, isto claro, tendo-se em conta a gama de materiais aqui empregados bem como, condições de contorno adotadas. Além disto, quanto maior o teor de cal, maior foram as expansões observadas. E, pesos específicos mais elevados, uma maior compactação, resultaram em maiores expansões, chegando estas a serem cerca de 4 vezes maiores em comparação ao menor peso específico aqui utilizado. Desta forma, observou-se que a maior taxa de expansão está associada ao máximo teor de cal juntamente, com o máximo peso específico empregado.

Por mais que se tenha uma similaridade entre ensaios uni e tridimensionais, o que chama atenção é a falta de representatividade do primeiro. Ensaio de expansão tridimensional apresentaram uma expansão média cerca de 48 vezes maior do que ensaios unidimensionais. Ou ainda, de outra forma, ensaios unidimensionais estariam representando apenas cerca de 2,75% do real potencial de expansão. O que pode suscitar a não representatividade deste último.

Ademais, a relação  $\eta/L_{iv}$  foi aqui também capaz de ser utilizada. Desta vez, com um expoente de 0,10 sobre a parcela  $L_{iv}$ . Representando quase que total dependência dos compósitos pela porosidade. Também, por meio da normalização já comentada, a descoberta de uma única equação que descreva o potencial expansivo das amostras, tanto a 0 como 28 dias de cura.

#### 5.1.4 Ensaio Triaxiais – CID

Os ensaios de compressão confinada, triaxiais – CID, possuem algumas similaridades com seus semelhantes, no entanto, não-confinados. Primeiro, constata-se um aumento da resistência e rigidez com o acréscimo do teor volumétrico de cal, sendo isto, tanto maior quanto menor for a porosidade. Além disto, no que diz respeito a capacidade de carga das amostras, há uma igualdade de carregamentos máximos entre ambos ensaios. Isto talvez, devido à baixa tensão efetiva utilizada, de 35 kPa.

No caso de amostras curadas por um período de 28 dias, estas chegaram a possuir uma capacidade de carga cerca de 3 vezes mais que as demais, sem cura. Ligado a isto, encontram-se também, as altas rigidezes desenvolvidas. O que se deve provavelmente, a evolução das

reações pozolânicas, como também, ao desenvolvimento das máximas cargas ocorrendo anterior aos 2% de deformação axial, no geral. Além disto, de padrões observados, verificou-se uma inclinação média de 30° dos planos de ruptura isto, em relação à vertical. Como também, uma contração das amostras para posterior expansão, durante seus cisalhamentos.

Ao tentar compatibilizar a relação  $\eta/L_{iv}$ , houve a necessidade do emprego de um expoente negativo junto a parcela  $L_{iv}$  (*i.e.* -0,15). Em termos físicos, a existência de um expoente negativo nesta parcela, representaria o efeito prejudicial causado pelo aumento de ambas variáveis, tanto porosidade quanto teor volumétrico de cal. Também, para estes ensaios, a normalização adotada mostrou-se bem-sucedida. Descoberta desta forma, uma única equação que descreva a capacidade de carga das amostras. Sendo que com um único ensaio, se é capaz de prever toda curva de resistência à compressão confinada.

### 5.1.5 Ensaios de Durabilidade por Molhagem e Secagem

No caso de ensaios de durabilidade, a maior taxa de perda de massa se deu para a dosagem 0,0-16,2-5, ou seja, aquela em que se havia o menor peso específico e o mínimo teor de cal. Entretanto, a máxima perda de massa acumulada, ocorreu quando houve a combinação do menor peso específico com a inclusão de fibras. Desta forma, constata-se que a inserção de fibras acabou crescendo a taxa de perda de massa das amostras.

Fato este, que deve ocorrer em virtude de os corpos-de-prova tornarem-se mais porosos a partir da inclusão destes elementos. Já que os espécimes mais porosos, chegaram a possuir uma perda de massa cerca de 4 vezes superior aos demais, mais compactos. A alta dependência da porosidade justifica, por exemplo, a adoção do expoente no valor de 0,04 para a parcela  $L_{iv}$ . Ainda assim, neste caso, quanto menor a porosidade e, maior o teor de ligante, menor serão as perdas de massa. Também, quanto menor a porosidade, maior será o efeito desempenhado pela cal.

No que diz respeito a degradação da rigidez, devido a ciclos de molhagem e secagem, esta chega a decair cerca de 2,75 vezes para amostras mais compactas, após o décimo segundo ciclo. Enquanto que, em amostras mais porosas, este decaimento pode chegar a 6 vezes.

No que tange a limiares de aceitabilidade, o Corpo de Engenheiros do Exército Americano (USACE, do inglês: *United States Army Corps of Engineers*) estabelece que a máxima perda de massa para solos argilosos tratados à base de cal, deve ficar em torno de 6%. Fato este conquistado, irrestritamente, com todas as variações de dosagens aqui utilizadas e curadas por um período de 28 dias.

### 5.1.6 Ensaios de Resistência à Tração por Compressão Diametral

Para os ensaios de resistência à tração por compressão diametral, um expoente de 0,19 foi utilizado sobre a parcela  $L_{iv}$  para ajuste da relação adotada. Suscitando, novamente, a maior importância por parte da porosidade. Circunstância esta, que faz com que quanto maior a porosidade, menor sejam as resistências encontradas. Já se tratando do teor de cal, seu aumento leva, igualmente, a um aumento proporcional de resistência. Sendo desta forma, a melhor combinação aquela em que se tem a menor porosidade e, o maior teor de cal. Com relação a inserção de fibras como reforços, estas resultaram em um aumento significativo da resistência à tração dos corpos-de-prova.

Ademais, verificou-se também, a relação existente entre tração e compressão ( $q_t/q_u$ ). Que é um parâmetro intrínseco às misturas, independente da porosidade, teor de cal e período de cura. Desta forma, encontrou-se um valor de 0,18 para esta relação. O que representa que a resistência à tração é cerca de 18% da resistência à compressão.

### 5.1.7 Ensaios de Vida de Fadiga

Se tratando do desempenho das amostras em relação a sua vida de fadiga, quando empregue a relação  $\eta/L_{iv}$ , o denominador precisou ser ajustado por um expoente no valor de -0,46. Novamente, em termos físicos, a existência de um expoente negativo representa o efeito prejudicial causado pelo aumento de ambas as parcelas. Em outras palavras, o aumento demasiado da porosidade levaria a uma menor interação grão-a-grão, enquanto que, o do teor volumétrico de cal, resultariam em amostras muito rígidas e, por consequência, mais frágeis. Ambas situações estas diminuindo o número de fadiga.

Com relação a atuação das fibras de vidro, estas quando combinadas com um teor de cal de 5%, culminaram em um aumento do número de fadiga. Entretanto, ao serem utilizadas com o teor de 8%, resultaram em uma queda desta variável resposta. Acredita-se que a união do máximo teor de cal, com reforços como fibras de vidro, acabe por ter formado amostras demasiadamente rígidas, mais suscetíveis à fadiga, e com isto, propensas ao maior desenvolvimento de microfissuras. O efeito das fibras se mostrou mais pronunciado em dosagens mais compactas.

## 5.2 CONCLUSÃO GERAL

A conclusão geral vai de encontro seja, do objetivo geral deste trabalho, ou então, de seus objetivos específicos. Desta forma, do ponto de vista de tratamento de um solo dispersivo e sulfatado, a utilização de materiais não-usuais se mostrou uma alternativa. O emprego de uma pozolana à base de vidro em conjunto de um resíduo, a cal de carbureto, culminou na estabilização de um solo conhecidamente problemático. O reforço deste por sua vez, através da inserção de fibras de vidro, levou a ganhos de resistência, rigidez e, uma melhora em seu comportamento de fadiga. Entretanto, dado os materiais e condições aqui adotados, a inserção destes elementos também se mostrou ineficaz na contenção da expansão devido a formação de minerais expansivos além de, piorar o desempenho das amostras quando avaliadas do ponto de vista de durabilidade.

Voltando-nos a problemática de dispersão, esta demonstrou a ser a menor das preocupações, sendo facilmente solucionada seja pela aplicação da cal, ou então, da combinação desta com a pozolana proposta. O mesmo não ocorre quando se tratando dos sulfatos. Já que quanto maior seja, adição de cal e(ou) a compactidade, maiores serão as expansões desenvolvidas. Contudo, ainda assim, observa-se uma maior dependência do comportamento destes solos à porosidade. Mesmo havendo teores bastante altos de cal, garantindo-se uma adequada quantidade de espaços (vazios) para acomodarem os cristais que virem a se formar, então, a expansão destes pode ser contornada. Para isto, sugere-se a relação  $\eta/L_{iv}$  a qual, combina a interação de ambos estes fatores, ou seja, porosidade e quantidade de cal. Sendo de grande valia à prática de engenharia, já que um dado desempenho pode ser acessado variando-se ambos termos.

Dos fatores de maior interesse, o peso específico neste caso associado a energia de compactação e, além disto, ao índice porosidade e, o teor de cal utilizado, foram os que se mostraram mais relevantes quando se estabilizado um solo sulfatado. Seguidos por sua vez, pelo tempo de cura e quantidade de pozolana adotada. Estabilizações à base de cal exigem períodos de cura mais longos.

Desta forma, como principais recomendações à pratica de engenharia, indica-se inicialmente conceber qual seria o problema a ser solucionado. Voltando-nos à temática inicial deste trabalho, ou seja, solução de problemas em rodovias por exemplo, neste caso o enfoque inicial a ser dado passa pela contenção da expansão e prolongamento da vida de fadiga destas obras. O que pode ser atingido, por exemplo, utilizando-se compacidades menores, ou seja, maiores porosidades, menores teores de cal e, a inclusão de fibras de vidro no formato de filamentos. A maior porosidade e menor quantidade de estabilizantes à base de cálcio, irá contribuir para uma menor expansão, entretanto, diminuirá a vida de fadiga o que pode ser solucionado com a adição das fibras. Demais características como resistência, rigidez e durabilidade, passam a ser interesses secundários, e estarão dependentes características mais importantes, neste caso, expansão e vida de fadiga.

### 5.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Após uma imersão relevante na ciência que estuda solos dispersivos e sulfatados e, com isto, a compreensão de muitos mecanismos que até então eram poucos, seguem desta forma, algumas sugestões para trabalhos futuros:

- 1) validar a relação  $h/L_{iv}$ , como uma ferramenta de previsão do potencial expansivo, em outros solos;
- 2) elaborar solos sulfatados artificialmente, os quais possam abranger uma ampla quantidade de sulfatos em que, quando avaliados a diversas porosidades, se possa quiçá, obter uma única curva que descreva seu comportamento;

- 3) elaborar um equipamento que traga praticidade a execução de ensaios de expansão tridimensionais;
- 4) testar novos resíduos como forma de estabilização, estes à base de cálcio ou não;
- 5) implementar as dosagens aqui propostas *in situ*, e avaliar seus desempenhos ao longo do tempo;

## REFERÊNCIAS

Abduljawwad, S. N.; Al-Sulaimani, G. J. (1993). **Determination of Swell Potential of Al-Qatif Clay**. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 16, No. 4, December 1993, pp. 469-484.

Agarwal, B. D.; Broutman, L. J. (1980). **Analysis and Performance of Fiber Composites**. Wiley-Interscience, New York, 1 ed., p. 355. DOI: 10.1002/pol.1980.130181011

Aitchison, G. D.; Ingles, O. G.; Wood, C. C. (1963). **Post-Construction Deflocculation as a Contributory Factor in the Failure of Earth Dams**. Proceedings Fourth Australian-New Zealand Conference on Soil -Mechanics and Foundation on Engineering, Australia, 1963, pp. 275-279, 339-340.

Aitchison, G. D.; Wood, C. C. (1965). **Some Interactions of Compaction, Permeability, and Post-Construction Deflocculation Affecting the Probability of Piping Failure in Small Earth Dams**. Proceedings of Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol II, 1965, pp. 442-446.

Aitchison, G. D.; Wood, C. C. (1965). **Some Interactions of Compaction, Permeability, and Post-Construction Deflocculation Affecting the Probability of Piping Failure in Small Earth Dams**. Report to Soil Mechanics Section, C.S.I.R.O., Syndal, Victoria, Australia.

Aitcin, P-C. (2000). **Cements of yesterday and today- Concrete of tomorrow**. Cement and Concrete Research 30 (200), p. 1349-1359.

Al-Mhaidib, A. I. (2006). **Chapter 19: Swelling Behavior of Expansive Shale: A Case Study From Saudi Arabia**. Expansive Soils: Recent Advances in Characterization and Treatment, Eds. Amer Ali Al-Rawas & Mattheus F. A. Goosen, p. 526.

Al-Mukhtar, M.; Lasledj, A.; Alcover, J-F. (2010a). **Behaviour and Mineralogy Changes in Lime-Treated Expansive Soil at 20°C**. Applied Clay Science, Vol. 50, pp. 191-198. DOI: 10.1016/j.clay.2010.07.023

Al-Mukhtar, M.; Lasledj, A.; Alcover, J-F. (2010b). **Behaviour and Mineralogy Changes in Lime-Treated Expansive Soil at 50°C**. Applied Clay Science, Vol. 50, pp. 199-203. DOI: 10.1016/j.clay.2010.07.022

Al-Shamrani, M. A.; Al-Mhaidib, A. I. (1999). **Prediction of Potential Vertical Swell of Expansive Soils Using a Triaxial Stress Path Cell**. Quarterly Journal of Engineering Geology, 32, pp. 45-54.

Al-Shamrani, M. A.; Al-Mhaidib, A. I. (2000). **Swelling Behavior Under Oedometric and Triaxial Loading Conditions**. Proceedings of Geo-Denver 2000, Denver, Colorado, United States, pp. 344-360.

American Society for Testing and Materials (1994). **Test Method for Tensile Properties of Single Man-Made Textile Fibers Taken from Warns and Tows**. (Withdraw Standard).

\_\_\_\_\_. (2006). **C593: Standard Specification for Fly Ash and Other Pozzolans for Use with Lime for Soil Stabilization**. United States, p. 5.

\_\_\_\_\_. (2008). **D2845: Standard Test Methods for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock**. United States, p. 7.

\_\_\_\_\_. (2009). **D149: Standard Test Methods for Dielectric Breakdown Voltage and Dielectric Strength of Solid Electrical Insulating Materials at Commercial Power Frequencies**. United States, p. 13.

\_\_\_\_\_. (2009). **D5102: Standard Test Methods for Unconfined Compressive Strength of Compacted Soil-Lime Mixtures**. United States, p. 7.

\_\_\_\_\_. (2011). **D7181: Standard Test Methods for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils**. United States, p. 11.

\_\_\_\_\_. (2012). **D698: Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12,400 ft-lbf/ft<sup>3</sup> (600 kN-m/m<sup>3</sup>))**. United States, p. 13.

\_\_\_\_\_. (2013). **D6572: Standard Test Methods for Determining Dispersive Characteristics of Clayey Soils by the Crumb Test**. United States, p. 8.

\_\_\_\_\_. (2013). **D4647/D4647M: Standard Test Methods for Identification and Classification of Dispersive Clay Soils by the Pinhole Test**. United States, p. 8.

\_\_\_\_\_. (2014). **D854: Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer**. United States, p. 8.

\_\_\_\_\_. (2014). **D2974: Standard Test Methods for Moisture, Ash, and Organic Matter of Peat and Other Organic Soils**. United States, p. 4.

\_\_\_\_\_. (2014). **D4546<sup>e1</sup>: Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Soils**. United States, p. 10.

\_\_\_\_\_. (2015). **C1580: Standard Test Method for Water-Soluble Sulfate in Soil**. United States, p. 4.

\_\_\_\_\_. (2015). **D3282: Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes**. United States, p. 6.

\_\_\_\_\_. (2015). **D559/D559M: Standard Test Method for Wetting and Drying Compacted Soil-Cement Mixtures**. United States, p. 4.

\_\_\_\_\_. (2017). **D2487: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)**. United States, p. 10.

\_\_\_\_\_. (2017). **D4318: Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils**. United States, p. 20.

\_\_\_\_\_. (2017). **D6913M: Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis**. United States, p. 34.

\_\_\_\_\_. (2017). **C496/C496M: Standard Test Methods for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens**. United States, p. 5.

\_\_\_\_\_. (2018). **D4221: Standard Test Method for Dispersive Characteristics of Clay Soil by Double Hydrometer**. United States, p. 5.

\_\_\_\_\_. (2018). **D7503: Standard Test Method for Measuring the Exchange Complex and Cation Exchange Capacity of Inorganic Fine-Grained Soils**. United States, p. 5.

\_\_\_\_\_. (2018). **D578: Standard Specification for Glass Fiber Strands**. United States, p. 20.

\_\_\_\_\_. (2018). **D1505: Standard Test Method for Density of Plastics by the Density-Gradient Technique**. United States, p. 7.

\_\_\_\_\_. (2018). **D150: Standard Test Methods for AC Loss Characteristics and Permittivity (Dielectric Constant) of Solid Electrical Insulation**. United States, p. 20.

\_\_\_\_\_. (2019). **D6276: Standard Test Method for Using pH to Estimate the Soil-Lime Proportion Requirement for Soil Stabilization**. United States, p. 5.

\_\_\_\_\_. (2019). **D4972: Standard Test Methods for pH of Soils**. United States, p. 6.

Andersland, O. B.; Khattak, A. S. (1979). **Shear Strength of Kaolinite/Fiber Soil Mixtures**. In: Proceedings of International Conference on Soil Reinforcement, Vol. I, Paris, France, pp. 11-76.

Arulanandan, K.; Sargunan, A.; Loganathan, P.; Krone, R. B. (1975). **Pore and Eroding Fluid Influences on the Surface Erosion of a Soil**. Journal of Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, pp. 53-66.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). **NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, p. 13.

\_\_\_\_\_. (1996). **NBR 13601: Solo – Avaliação da Dispersibilidade de Solos Argilosos pelo Ensaio do Torrão (*Crumb Test*)**. Rio de Janeiro, p. 2.

\_\_\_\_\_. (1996). **NBR 13602: Solo – Avaliação da Dispersibilidade de Solos Argilosos pelo Ensaio Sedimentométrico Comparativo – Ensaio de Dispersão SCS**. Rio de Janeiro, p. 5.

\_\_\_\_\_. (1998). **NBR 14114: Solo – Solos Argilosos Dispersivos – Identificação e Classificação por Meio do Ensaio do Furo de Agulha (*Pinhole Test*)**. Rio de Janeiro, p. 8.

\_\_\_\_\_. (2016). **NBR 7182: Solo – Ensaio de compactação**. Rio de Janeiro, p. 13.

Awad, M. A. (2002). **Identification of Dispersive Clays in Gaza Strip Area and Filter Effects on Dam Safety**. In: Chen, Hamn-Ching; Briaud, Jean-Louis (Hg.): First International Conference on Scour of Foundations. November 17-20, 2002, College Station, USA. College Station, Texas: Texas Transportation Inst., Publications Dept.. S. 471-484.

Baghdadi, Z. A.; Fatani, M. N.; Sabban, N. A. (1992). **Soil Modification by Cement Klin Dust**. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 7, No. 4, pp. 218-222.

Belchior, I. M. R. M. (2016). **Behavior of a lime-treated expansive soil**. Dsc Thesis (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil.

Bell, F. G. (1996). **Lime stabilization of clay minerals and soils**. Engineering geology, 42(4), 223-237.

Bentur, A.; Mindess, S. (2007). **Fibre Reinforces Cementitious Composites**. *Modern Concrete Technology Series*, Aron Bentur and Sidney Mindess, Eds., Taylor & Francis, 2 ed., United Kingdom, 601 p.

Berger, E.; Little, D. N.; Graves, R. (2001). **Technical Memorandum: Guidelines for Stabilization of Soils Containing Sulfates**. National Lime Association, Arlington, Va., p. 16.

Bishop, A. W.; Wesley, L. D. (1975). **A Hydraulic Triaxial Apparatus for Controlled Stress Path Testing**. Geotechnique, Vol. 25, pp. 657-670.

Bittar Marín, E.J. (2017). **Estudo de Campo e Laboratório do Comportamento Mecânico de Um Solo Sulfatado Estabilizado com Cal**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, Brasil.

Biswas, S.; Ahsan, Q.; Cenna, A.; Hasan, M.; Hassan, A. (2013). **Physical and Mechanical Properties of Jute, Bamboo and Coir Natural Fibers**. Fibers Polym, 14(10), pp. 1762-1767.

Blight, G. E. (1967). **Effective Stress Evaluation for Unsaturated Soils**. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 13, 1, pp. 97-104.

Boardman, D.I.; Glendinning, S.; Rogers, C.F.D. (2001). **Development of Stabilization and Solidification in Lime–Clay Mixes**. Geotechnique, Vol. 51, pp. 533–543.

Bortolotto, M. S. (2017). **Bender Elements, Ultrasonic Pulse Velocity, and Local Gauges for the Analysis of Stiffness Degradation of an Artificially Cemented Soil**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Bourdeaux, G.; Imaizumi, H. (1977). **Dispersive Clay at Sobradinho Dam**. *Dispersive Clays, Related Piping, and Erosion in Geotechnical Projects, ASTM STP 623*, J. L. Sherard and R. S. Decker, Eds., American Society for Testing and Materials, 1977, pp. 13-24.

Boucher, S. C. (1990). **Field Tunnel Erosion, Its Characteristics and Amelioration.**

Monograph Department of Conservation and Environment, Land Protection Division, Victoria, Australia, p. ix-63.

BSI Standard Publication (2018). **BS EN 12697-24:2018: Bituminous mixtures – Test methods, Part 24: Resistance to fatigue.** The British Standard Institution, Published by BSI Standards Limited.

Cole, B. A., Ratanasen, C.; Maiklad, P.; Liggins, T. B.; Chirapuntu, S. (1977). **Dispersive Clay in Irrigation Dams in Thailand.** *Dispersive Clays, Related Piping, and Erosion in Geotechnical Projects, ASTM STP 623*, J. L. Sherard and R. S. Decker, Eds., American Society for Testing and Minerals, 1977, pp. 25-41.

Carey, B. (2014). **Understanding Dispersive Soils.** Queensland, Australia: Queensland Landcare, p. 240. Disponível em: < <http://landcare.org.au/resources-links/achieving-soil-conservation-in-queensland/> >. Acesso em: 01 de fev. de 2019.

Consoli, N. C.; Prietto, P. D. M.; Carraro, J. A. H.; Heineck, K. S. (2001). **Behavior of Compacted Soil-Fly Ash-Carbide Lime Mixtures.** *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127, pp. 774-782.

Consoli, N. C.; Montardo, J. P.; Prietto, P. D. M.; Pasa, G. S. (2002). **Engineering Behavior of Sand Reinforced with Plastic Waste.** *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 128, No. 6, pp. 462-472. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2002)128:6(462)

Consoli, N. C.; Vendruscolo, M. A.; Prietto, P. D. M. (2003). **Behavior of Plate Load Test on Soil Layers Improved with Cement and Fiber.** *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, No. 1, pp. 96-101. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:1(96)

Consoli, N. C.; Casagrande, Dal Toé M.; Coop, M. R. (2005). **Effect of Fiber Reinforcement on the Isotropic Compression Behavior of a Sand.** *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131, No. 11, pp. 1434-1436. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:11(1434)

Consoli, N. C.; Rotta, G. V.; Prietto, P. D. M. (2006). **Yielding Compressibility-Strength Relationship for an Artificially Cemented Soil Cured under Stress.** *Geotechnique*, Vol. 56, No. 1, pp. 69-72.

Consoli, N. C.; Casagrande, Dal Toé M.; Coop, M. R. (2007a). **Performance of a Fibre-Reinforced Sand at Large Shear Strains.** *Géotechnique*, Vol. 57, No. 9, pp. 751-756. DOI: 10.1680/geot.2007.57.9.751

Consoli, N. C.; Heineck, K. S.; Casagrande, Dal Toé M.; Coop, M. R. (2007b). **Shear Strength Behavior of Fiber-Reinforced Sand Considering Triaxial Tests under Distinct Stress Paths.** *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 133, No. 11, pp. 1466-1469. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:11(1466)

- Consoli, N. C.; Foppa, D.; Festugato, L.; Heineck, K. S. (2007c). **Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils**. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, Vol. 133, No. 2, pp. 197-205.
- Consoli, N. C.; Casagrande, Dal Toé M.; Thomé, A.; Dalla Rosa, F.; Fahey, M. (2009a). **Effect of Relative Density on Plate Loading Tests on Fibre-Reinforced Sand**. *Géotechnique*, Vol. 59, No. 5, pp. 471-476. DOI: 10.1680/geot.2007.00063
- Consoli, N. C.; Vendruscolo, M. A.; Fonini, A.; Dalla Rosa, F. (2009b). **Fiber Reinforcement Effects on Sand Considering a Wide Cementation Range**. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 27, pp. 196-203. DOI: 10.1016/j.geotextmem.2008.11.005
- Consoli, N. C.; Festugato, L.; Heineck, K. S. (2009c). **Strain-Hardening Behaviour of Fibre-Reinforced Sand in View of Filament Geometry**. *Geosynthetics International*, Vol. 16, No. 2, pp. 109-115. DOI: 10.1680/gein.2009.16.2.109
- Consoli, N. C.; Lopes Jr., L. da S.; Heineck, K. S. (2009d). **Key Parameters for the Strength Control of Lime Stabilized Soils**. *J. Mater. Civ. Eng.*, Vol. 21, p. 210-216. DOI: 10.1061/\_ASCE\_0899-1561\_2009\_21:5\_210\_
- Consoli, N. C.; Lopes Jr., L. da S.; Foppa, D.; Heineck, K. S. (2009e). **Key parameters Dictating Strength of Lime/Cement-Treated Soils**. *Geotechnical Engineering*, V. 162 (GE2), pp. 111-118.
- Consoli, N. C.; Bassani, M. A.; Festugato, L. (2010a). **Effect of Fiber-Reinforcement on the Strength of Cemented Soils**. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 28, pp. 344-351. DOI: 10.1016/j.geotextmem.2010.01.005
- Consoli, N. C.; Cruz, R. C.; Floss, M. F.; Festugato, L. (2010b). **Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Sand**. *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 136, issue 5, pp. 759-763. DOI: 10.1061/\_ASCE\_GT.1943-5606.0000278
- Consoli, N. C.; Zortéa, F.; de Souza, M.; Festugato, L. (2011). **Studies on the Dosage of Fiber-Reinforced Cemented Soils**. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 23, pp. 1624-1632. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000343
- Consoli, N. C.; Moraes, R. R.; Festugato, L. (2012a). **Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Fiber –Reinforced Cemented Soil**. *Journal of Materials in Civil Engineering*, p. 14. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000555
- Consoli, N. C.; Ruver, C. A.; Girardello, V.; Festugato, L.; Thomé, A. (2012b). **Effect of Polypropylene Fibers on the Uplift Behavior of Model Footings Embedded in Sand**. *Geosynthetics International*, Vol. 19, No. 1, pp. 79-84. DOI: 10.1680/gein.2012.19.1.79
- Consoli, N. C.; Consoli, B. S.; Festugato, L. (2013a). **A Practical Methodology for the Determination of Failure Envelopes of Fiber-Reinforced Cemented Sands**. *Geotextile and Geomembranes*, pp. 1-5. DOI: 10.1016/j.geotextmem.2013.07.010

Consoli, N. C., Festugato, L., da Rocha, C. G., Cruz, R. C. (2013b). **Key parameters for strength control of rammed sand-cement mixtures: Influence of types of Portland cement.** *Construction and Building Materials*, 49(2013), pp. 591-597. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2013.08.062

Consoli, N. C. (2014). **A Method Proposed for the Assessment of Failure Envelopes Cemented Sandy Soils.** *J. Engineering Geology*, Vol. 169, pp. 61-68. DOI: 10.1016/j.enggeo.2013.11.016

Consoli, N. C.; Quiñónez Samaniego, R. A.; Kanazawa, N. M. (2016). **Durability, strength, and stiffness of dispersive clay-lime blends.** *J. of Materials in Civil Engineering (ASCE)*, p.11. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001632.

Consoli, N. C.; Nierwinski, H. P.; Silva, A. P.; Sosnoski, J. (2017a). **Durability and Strength of Fiber-Reinforced Compacted Gold Tailings-Cemented Blends.** *Geotextile and Geomembranes*, pp. 1-5. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2017.01.001

Consoli, N. C.; da Silva, K. Scheuermann Filho, H. C.; Rivoire, A. B. (2017b). **Compacted Clay-Industrial Wastes Blends: Long Term Performance under Extreme Freeze-Thaw and Wet-Dry Conditions.** *Applied Clay Science*, Vol. 147, pp. 404-410. DOI: 10.1016/j.clay.2017.06.032

Consoli, N. C.; Bittar Marín, E. J.; Quiñónez Samaniego, R. A.; Heineck, K. S.; Dalla Rosa Johann, A. (2018a). **Use of Sustainable Binders in Soil Stabilization.** *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 31. No. 2, p. 8. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002571

Consoli, N. C.; Winter, D.; Leon, H. B.; Scheuermann Filho, H. C. (2018b). **Durability, Strength, and Stiffness of Green Stabilized Sand.** *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 144, No. 9, p. 11. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.19435606.0001928

Consoli, N. C.; Bittar Marín, E. J.; Quiñónez Samaniego, R. A.; Scheuermann Filho, H. C.; Miranda, T.; Cristelo, N. (2019a). **The effect of mellowing and coal fly ash addition on the behavior of sulfate-rich dispersive clay after lime stabilization.** *J. of Materials in Civil Engineering (ASCE)*, p. 25. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002699

Consoli, N. C.; Carretta, M. S.; Leon, H. B.; Scheuermann Filho, H. C.; Tomasi, L. F. (2019b). **Strength and Stiffness of Ground Waste Glass-Carbide Lime Blends.** *Journal of Materials in Civil Engineering*, Unpublished yet, p. 8. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.19435533.0002862

Consoli, N. C., Leon, H. B., Carreta, M. S., Daronco, J. V. L., Lourenço, D. E. (2019c). **The effects of curing time and temperature on stiffness, strength and durability of sand-environment friendly binder blends.** *Soils and Foundations*, doi.org/10.1016/j.sandf.2019.06.007

Crouch, R. J. (1977). **Tunnel-Gully Erosion and Urban Development: A Case Study.** *Dispersive Clays, Related Piping, and Erosion in Geotechnical Projects, ASTM STP 623.* J. L. Sherard and R. S. Decker, Eds., American Society for Testing and Materials, 1977, pp. 58-68.

- Cuisinier, O.; Auriol, J. C.; Le Borgne, T.; Deneele, D. (2011). **Microstructure and hydraulic conductivity of a compacted lime-treated soil**. *Engineering geology*, 123(3), 187-193.
- Dascal, O.; Pouliot, G.; Hurtubise, J. (1977). **Erodibility Tests on a Sensitive, Cemented Marine Clay (Champlain Clay)**. *Dispersive Clays, Related Piping, and Erosion in Geotechnical Projects, ASTM STP 623*. J. L. Sherard and R. S. Decker, Eds., American Society for Testing and Materials, 1977, pp. 74-93.
- Dascal, O.; Hurtubise, J. (1977). **Chemical Treatment of a Sensitive, Cemented Clay (Champlain Clay)**. *Dispersive Clays, Related Piping, and Erosion in Geotechnical Projects, ASTM STP 623*, J. L. Sherard, and R. S. Decker, Eds., American Society for Testing and Materials, 1977, pp. 69-73.
- Dash, S. K.; Hussain, M. (2011). **Lime stabilization of soils: reappraisal**. *Journal of materials in civil engineering*, 24(6), 707-714.
- Davidson, L. K.; Demeriel, T.; Handy, R. L. (1965). **Soil Pulveration and Lime Migrations in Soil-Lime Stabilization**. *Highway Res. Rec.*, 92, 103-126.
- Decker, R. S. (1971). **Identification and Consideration of Dispersed Soils for Design and Construction**. Presented to Design Engineers Meeting, Lincoln, Nebr., 1-5 Nov.
- Decker, R. S. (1972). **Identification and Influence of Dispersive Clays on Erosion Potential of Soils**. U. S. Department of Agriculture Soil Conservation Service Soil Mechanics Workshop, New Orleans, La.
- Decker, R. S.; Dunnigan, L. P. (1977). **Development and Use of The Soil Conservation Service Dispersion Test**. *Dispersive Clays, Related Piping, and Erosion in Geotechnical Projects, ASTM STP 623*. J. L. Sherard and R. S. Decker, Eds., American Society for Testing and Materials, 1977, pp. 94-109.
- Dermatas, D. (1995). **Ettringite-induced swelling in soils: State-of-the-art**. Part of Mechanics of swelling, edited by Theodoros k. Karalis, American Society of Mechanical Engineers, vol. 48, no. 10, pp. 659-673.
- Diambra, A.; Ibraim, E.; Consoli, N. C.; Festugato, L. (2017). **Theoretical Derivation of Artificially Cemented Granular Soil Strength**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, V. 143(5), pp. 1-9.
- Dron, R.; Brivot, F. (1989). **Expansion due to Ettringite**. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, no. 161, pp. 25-32.
- Eades, J. L.; Grim, R. E. (1966). **A Quick Test to Determine Lime Requirement for Lime Stabilization**. *Highway Res. Rec.*, 139, 62-72.
- Emerson, W. W. (1964). **The Slaking of Soil Crumbs as Influenced By Clay Mineral Composition**. *Australian Journal of Soil Research*, Vol. 2, pp. 211-217.

Emerson, W. W. (1967). **A Classification of Soil Aggregates Based on Their Coherence in Water**. Australian Journal of Soil Research, 5, pp. 47-57.

Endo, T.; Tsuruta, T. (1969). **The Effect of Tree Roots Upon the Shearing Strength of Soil**. Annual Report No. 18 of the Hokkaido Branch, Tokyo Forest Experiment Station, Tokio, Japan, pp. 168-179.

Fang, H. Y.; Mehta, H. C. (1979). **Utilization on Sulfur-Treated Bamboo for low Volume Road Construction**. In: 2<sup>nd</sup> International Conference on Low Volume Roads, TRB, Iowa State University, Ames, Iowa.

Foppa, D. (2005). **Análise de Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Forsythe, P. (1977). **Experiences in Identification and Treatment of Dispersive Clays in Mississippi Dams**. *Dispersive Clays, Related Piping, and Erosion in Geotechnical Projects*, ASTM STP 623. J. L. Sherard and R. S. Decker, Eds., American Society for Testing and Materials, 1977, pp. 135-155.

Foth, H. D. (1990). **Fundamentals of Soil Science**. John Wiley & Sons, 8 ed., United States, p. 382.

Gaily, A. H. M. (2012). **Engineering behavior of lime treated high sulfate soils**. Master Thesis (Master of Science) – Faculty of the Graduate School, University of Texas at Arlington (UT Arlington), Arlington, US.

Ghuman, O. S.; Allen, R. L.; McNeill, R. L. (1977). **Erosion, Corrective Maintenance, and Dispersive Clays**. *Dispersive Clays, Related Piping, and Erosion in Geotechnical Projects*, ASTM STP 623, J. L. Sherard and R.S. Decker, Eds., American Society for Testing and Materials, pp. 172-190.

Godoy, V. B. (2018). **Desempenho de Misturas de Distintos Materiais com Cinza Volante e Cal Submetidos a Condições Climáticas Severas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Google (2019). Google Maps: Região do Chaco Paraguaio. Estados Unidos da América.

Gray, D. H. (1988). **Constitutive Behavior of Fiber Reinforced Sands**. Final Technical Report, DRDA Project No. 024273, Supported by: Air Force Office of Scientific Research, Washington, D.C., p. 6.

Gray, D. H.; Al-Refeai, T. (1986). **Behavior of Fabric versus Fiber-Reinforced Sand**. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, N. 8, pp. 804-820. DOI: 10.1061\_(ASCE)0733-9410(1986)112\_8(804)

Gray, D. H.; Maher, M. H. (1989). **Admixture Stabilization of Sands with Discrete, Randomly Distributed Fibers**. In: Proceedings of XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, Rio de Janeiro, Brazil, p. 15.

- Gray, D. H.; Oashi, H. (1983). **Mechanics of Fiber Reinforcement Sands**. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, No. 3, pp. 335-353. DOI:10.1061\_(ASCE)0733-9410(1983)109\_3(335)
- Guney, Y.; Sari, D.; Cetin, M.; Tuncan, M. (2007). **Impact of cyclic wetting–drying on swelling behavior of lime-stabilized soil**. Building and Environment, 42(2), 681-688.
- Hardie, M.; Doyle, R.; Cotching, B.; Duckett, T.; Zund, P. (2009). **Dispersive Soils and Their Management**. *Sustainable Land Use Department of Primary Industries and Water*, Tasmânia: Australia, p. 40.
- Harris, P.; Scullion, T.; Sebesta, S. (2004a). **Technical Report Documentation Page: Hydrated lime stabilization of sulfate-bearing soils in Texas**. Texas Department of Transportation: Texas Transportation Institute and Federal Highway Administratios, Texas, US, p. 36.
- Harris, P.; Sebesta, S.; Scullion, T. (2004b). **Hydrated Lime Stabilization of Sulfate-Bearing Vertisols in Texas**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1868, Washington D.C., pp. 31-39.
- Harris, P.; Holdt, J. V.; Sebesta, S.; Scullion, T. (2005). **Technical Report Documentation Page: Recommendations for stabilization of high-sulfate soils in Texas**. Texas Department of Transportation: Texas Transportation Institute and Federal Highway Administratios, Texas, US, p. 52.
- Hausmann, M. R. (1990). **Engineering Principles of Ground Modification**. McGraw-Hili Book Co., Inc., New York, N.Y.
- Head, K. H. (1998). **Manual of Soil Laboratory Testing: Volume 3 Effective Stress Tests**. John Wiley & Sons LTD, 2<sup>nd</sup> Ed., p. 425.
- Heinzen, R. T.; Arulanandan, K. (1977). **Factors Influencing Dispersive Clays and Methods of Identification**. Dispersive Clays , Related Piping, and Erosion in Geotechnical Projects, ASTM STP 623, J. L. Sherard and R. S. Decker, Eds., American Society for Testing and Materials, pp. 202-217.
- Hilt, G. H.; Davidson, D. T. (1960). **Lime Fixation in Clayey Soils**. Highway Research Board, No. 262, pp. 20-32.
- Hoare, D. J. (1977). **Laboratory Study of Granular Soils Reinforced with Randomly Oriented Discrete Fibers**. In: International Conference on the Use of Fabrics in Geotechnics, L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, Vol. I, Paris, France, pp. 47-52.
- Holmgren, G. G. S.; Flanagan, C. P. (1977). **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, J. L. Sherard and R. S. Decker, Eds., American Society for Testing and Materials, pp. 218-239.

Hoover, J. M.; Moeller, D. T.; Pitt, J. M.; Smith, S. G.; Wainaina, N. W. (1982). **Performance of Randomly Oriented Fiber-reinforced Roadway Soils – a laboratory and field investigation**. Iowa DOT project report HR-211, Department of Civil Engineering, Engineering Research Institute, Iowa State University, Ames.

Hoyos, L. R.; Laikram, A.; Puppala, A. J. (2006a). **Assessment of Seasonal Effects on Engineering Behavior of Chemically Treated Sulfate-Rich Expansive Clay**. *Expansive Soils, Recent Advances in Characterization and Treatment*, Amer Ali Al-Rawas and Mattheus F. A. Goosen, Eds., Taylor & Francis, p. 526.

Hoyos, L. R.; Chainuwat, P.; Puppala, A. J. (2006b). **Dynamic Characterization of Chemically Modified Expansive Soil**. *Expansive Soils, Recent Advances in Characterization and Treatment*, Amer Ali Al-Rawas and Mattheus F. A. Goosen, Eds., Taylor & Francis, p. 526.

Hunter, D. (1988). **Lime-induced heave in sulfate-bearing clay soils**. *Journal of Geotechnical Engineering (ASCE)*, vol. 114, No. 2, pp. 150-167.

Ingles, O. G.; Wood, C. C. (1964). **The Contribution of Soil and Water Cations to Deflocculation Phenomena in Earth Dams**. *Proceedings of Thirty-Seventh Congress of Australian and New Zealand Association for the Advancement of Science*, Canberra, Australia, Jan 1964.

Isbell, R. F. (2002). **The Australian Soil Classification**. *Australian Soil and Land Survey Handbooks Series*, CSIRO Publishing: Collingwood, Victoria, v. 4.

International Organization for Standardization (1993). **ISO 2078: Textile Glass – Yarns – Designation**. Ed. 5, p. 4.

Johnson, L. D.; Sneath, D. R. (1978). **Prediction of Potential Heave of Swelling Soil**. *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, Vol. 1, No. 3, Sept. 1978, pp. 117-124.

Jones, D.; Rahim, A.; Saadeh, S.; Harvey, J. (2010). **Guidelines for the Stabilization of Subgrade Soils in California**. *Research Report – UDC-ITS-RR-10-38*, Institute of Transportation Studies, University of California, p. 97.

Kanazawa, N. M. (2015). **Durabilidade, rigidez e análise do ciclo de vida de um solo dispersivo estabilizado com cal**. *Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, Brasil*.

Kassif, G.; Bem-Shalom, A. (1971). **Apparatus for Measuring Swell Potential Under Controlled Moisture Intake**. *Journal of Materials, JMLSA*, 6, 1, 3-15.

Knodel, P. C. (1988). **Dispersive Clays**. *Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation*, R. B. Jansen, Eds., Van Nostrand Reinhold, New York, p. 809.

Knopp, J.; Moormann, C. (2016). **Ettringite swelling in the treatment of sulfate-containing soils used as subgrade for road constructions**. In: *3<sup>rd</sup> International Conference on Transportation Geotechnics (ICTG 2016)*, Guimarães, Portugal, V. 143, pp. 128-137. DOI: 10.1016/j.proeng.2016.06.017

Kota, P. B. V. S.; Hazlett, D.; Perrin, L. (1996). **Sulfate-Bearing Soils: Problems with Calcium-Based Stabilizers**. Transportation Research Record, v. 1546, issue 1, pp. 62-69. DOI: 10.1177/0361198196154600107.

Krenchel, H. (1973). **Fiber Reinforced Brittle Matrix Materials**. In: International Symposium on Fiber Reinforced Concrete, Ottawa, Detroit: American Concrete Institute, 1973.

Lambe, T. W.; Whitman, R. V. (1979). **Soil Mechanics, SI Version**. With assistance of H. G. Poulos, John Wiley & Sons Inc., New York, p. 553.

Langmuir, I. (1938). **The Role of Attractive and Repulsive Forces in the Formation of Tectoids, Thixotropic Gels, Protein Crystals and Coacervates**. Journal of Chemical Physics, vol. 6, pp. 873-896. DOI: 10.1063/1.1750183.

Lesch, S. M.; Suarez, D. L. (2009). **A Short Note on Calculating the Adjusted SAR Index**. Soil & Water Division of ASABE, American Society of Agricultural and Biological Engineers, vol. 52(2), p. 493-496.

Little, D. N.; Nair, S. (2009a). **Recommended Practice for Stabilization of Subgrade Soils and Base Materials – Document 144**. American Association of State Highway and Transportation (AASHTO), Transportation Research Board (TRB): The National Academies: National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), United States, p. 57.

Little, D. N.; Nair, S. (2009b). **Recommended Practice for Stabilization of Sulfate-Rich Subgrade Soils – Document 145**. American Association of State Highway and Transportation (AASHTO), Transportation Research Board (TRB): The National Academies: National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), United States, p. 54.

Little, D. N.; Nair, S.; Herbert, B. (2010). **Addressing Sulfate-Induced Heave in Lime Treated Soils**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, vol. 136, No. 1, pp. 110-118. DOI: 10.1061/\_ASCE\_GT.1943-5606.0000185.

Liu, S.; Li, Z.; Li, Y.; Cao, W. (2018). **Strength Properties of Bayer Red Mud Stabilized by Lime-Fly Ash Using Orthogonal Experiments**. Construction and Building Materials, v. 166, p. 544 – 563.

Louisiana Transportation Research Center (LTRC) (2003). **Stabilization Techniques for Reactive Aggregate in Soil-Cement Base Course**. Report Number 366, p. 3.

Maher, M. H.; Gray, D. H. (1990). **Static Response of Sands Reinforced with Randomly Distributed Fibers**. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, No. 11, pp. 1661-1677. 10.1061\_(ASCE)0733-9410(1990)116\_11(1661)

Maher, M. H.; Woods, R. D. (1990). **Dynamic Response of Sand Reinforced with Randomly Distributed Fibers**. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, No. 7, pp. 1116-1131. 10.1061\_(ASCE)0733-9410(1990)116\_7(1116)

Majundar, A. J. (1975). **Prospects of Fiber Reinforcements in Civil Engineering Material**. In: Conference at Shirley Institute on Fibers in Civil Engineering, Manchester, England: Shivley Institute.

Mangat, P. S. (1976). **Tensile Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete**. Cement and Concrete Research, Vol. 6, No. 2, pp. 245-252.

Massaza, F. (2004). **Pozzolana and pozzolanic cements**. In: HEWLETT, P. C. (Org.), Lea's Chemistry of Cement and Concrete, 4 ed, Amsterdam: Butterworth Heinemann, p. 471 – 602.

Mateos, M. (1961). **Physical and Mineralogical Factors in Stabilization of Iowa Soils with Lime and Fly Ash**. Tese (Doctor of Philosophy) – Iowa State University of Science and Technology, Ames, 1961.

McElroy, C. H. (1987). **Using Hydrated Lime to Control Erosion of Dispersive Clays**. Lime for Environmental Uses, ASTM STP 931, K. A. Gutschick, Ed., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 100-114.

McGown, A.; Andrawes, K. Z. (1977). **The influence of nonwoven fabric inclusions on the stress-strain behaviour of a soil mass**. In: Proceedings of international conference on the use of fabrics in geotechnics, Paris, pp. 161–166.

McGown, A.; Andrawes, K. Z.; Al-Hasani, M. M. (1978). **Effect of inclusion properties on the behavior of sand**. Géotechnique 28, No.3, pp. 327–346.

Mehta, P. K. (1976). **Scanning Electron Micrographic Studies of Ettringite Formation**. Cement and Concrete Research, vol. 6, pp. 169-182.

Mehta, P. K. (1983). **Mechanism of Sulfate Attack on Portland Cement-Another Look**. Cement and Concrete Research, vol. 13, pp. 401-406.

Mitchell, J. K. (1981). **Soil Improvement – State-of-the-Art Report**. Session 12, In: Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Sweden, Jun 1981, pp. 509-565.

Mitchell, J. K.; Dermatas, D. (1992). **Clay Soil Heave Caused by Lime-Sulfate Reactions**. *Inovations and Uses for Lime*, ASTM STP 1135, D. D. Walker, Jr., T. B. Hardy, D. C. Hoffman, and D. D. Stanley, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 41-64.

Moh, C. Z.; Lambe, W. T.; Michaels, A. S. (1961). **Improvement of Soil-Cement with Chemical Additives**. 40th Annual Meeting of the Highway Research Board. Washington D.C., 1961.

Monteiro, P. J. M.; Maso, J. C.; Ollivier, J. P. (1985). **Aggregate-Mortar Interface**. Cement and Concrete Research, vol. 15, no. 6, pp. 953-958.

Montgomery, D. C. (2001). **Design and Analysis of Experiments**. John Wiley & Sons, INC., 5<sup>th</sup> ed., United States of America, p. 684.

Nalbantoglu, Z.; Tuncer, E. R. (2001). **Compressibility and hydraulic conductivity of a chemically treated expansive clay**. Canadian geotechnical journal, 38(1), 154-160.

Nalbantoglu, Z. (2006). **Chapter 23: Lime Stabilization of Expansive Clay**. Expansive Soils: Recent Advances in Characterization and Treatment, Eds. Amer Ali Al-Rawas & Mattheus F. A. Goosen, p. 341.

Negro, C.; Blanco, A.; Fuente, E.; Sánchez, L. M.; Tijero, J. (2005). **Influence of Flocculant Molecular Weight and Anionic Charge on Flocculation Behaviour and on the Manufacture of Fibre Cement Composites by the Hatscheck Process**. Cement and Concrete Research, v. 35, n. 11, pp. 2095-2103.

NSW Department of Primary Industries. (1998). **SOILpak: For Dryland Farmers on the Red Soil of Central Western NSW**. Part E: Chapter 4, Alison N. Anderson, David C. McKenzie and Jhon J. Friend Eds., p. 62.

Ogawa, K.; Roy, D. M. (1982). **C<sub>4</sub>A<sub>3</sub>S Hydration, Ettringite Formation, and its Expansion Mechanism: Part II. Microstructural Observation of Expansion**. Cement and Concrete Research, vol. 12, pp. 101-109.

Older, L.; Gasser, M. (1988). **Mechanism of Sulfate Expansion in Hydrated Portland Cement**. Journal of American Ceramic Society, vol. 71, no. 11, pp. 1015-1020.

Oliveira, A. B. (2010). **Melhoria do Processo Hatschek, Por Meio de Tratamento de Dados Históricos, Para Fabricação de Telhas Onduladas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, USP, São Paulo.

Ouhadi, V.; Goodarzi, A. (2006). **Assessment of The Stability of a Dispersive Soil Treated by Alum**. Engineering Geology, 85(1), 91-101.

Owens Corning do Brasil (2018). **OCV™ Reinforcements Advantex® Glass Properties – Advantex® Boron-Free E-CR and TEM 14**. p. 2.

Pasche, E. (2016). **Estudo da Resistência e da Rigidez de uma Mistura de Material Fresado Asfáltico e Pó-de-Pedra com Adição de Cimento**. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Perry, E. B. (1975). **Piping in Earth Dams Constructed of Dispersive Clay: Literature Review and Design of Laboratory Tests**. U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station Soils and Pavements Laboratory: Technical Report S-75-15, p. 125.

Perry, E. B.; Postol, G. J. (1977). **Dispersion Characteristics of Clay from Mushroom Cave, Meramec Park Lake Project, Meramec River, Missouri**. Dispersive Clays, Related Piping and Erosion in Geotechnical Projects, ASTM, STP 623, J. L. Sherard and R. S. Decker. Eds., American Society for Testing and Materials, pp. 313-329.

Puppala, A. J.; Musenda, C. (2000). **Effects of Fiber Reinforced on Strength and Volume Change in Expansive Soils**. Transportation Research Record 1736, No. 00-07 16, pp. 134-140.

- Puppala, A. J.; Wattanasanticharoen, E.; Punthutaecha, K. (2003). **Experimental Evaluation of Stabilization Methods for Sulphate-rich Expansive Soils**. *Ground Improvement*, vol. 7, No. 1, pp. 25-35.
- Puppala, A. J.; Katha, B.; Hoyos, L. R. (2004). **Volumetric Shrinkage Strain Measurements in Expansive Soils Using Digital Imaging Technology**. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 27, No. 6, pp. 547-556.
- Puppala, A. J.; Kadam, R. Mandhyannapu, R.; Hoyos, L. R. (2006a). **Small-Strain Shear Moduli of Chemically Stabilized Sulfate-Bearing Cohesive Soils**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, pp. 322-336.
- Puppala, A. J.; Wattanasanticharoen, E.; Porbaha, A. (2006b). **Combined Lime and Polypropylene Fiber Stabilization for Modification of Expansive Soils**. *Expansive Soils: Recent advances in characterization and treatment*, Amer Ali Al-Rawas and Mattheus F.A. Goosen, Eds., Taylor & Francis, Londo, UK, p. 526.
- Puppala, A. J.; Cerato, A. (2009). **Heave distress problems in chemically-treated sulfate-laden materials**. *Geo-Strata: Engineering Geology*, United States, pp. 28-32.
- Puppala, A. J.; Talluri, N.; Gaily, A.; Bhaskar, C. C. S. (2013). **Heaving Mechanics in High Sulfate Soils**. *Proceedings of the 18<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, 2013, pp. 3125-3128.
- Puppala, A. J.; Congress, S. S. C.; Talluri, N., Wattanasanthicharoen, E. (2019a). **Sulfate-Heaving Studies on Chemically Treated Sulfate-Rich Geomaterials**. *Journal of Materials in Civil Engineering*, American Society of Civil Engineers, 31(6), p. 9. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002729.
- Puppala, A. J.; Congress, S. S. C.; Banerjee, A. (2019b). **Chapter 2: Research Advancements in Expansive Soil Characterization, Stabilization and Geoinfraestructure Monitoring**. *Frontiers in Geotechnical Engineering, Developments in Geotechnical Engineering*, M. Latha G., Ed., Springer Nature Singapore Pte Ltd, p. 15-29.
- Punthutaecha, K.; Puppala, A. J.; Vanapalli, S. K.; Inyang, H. (2006). **Volume Change Behaviors of Expansive Soils Stabilized with Recycled Ashes and Fibers**. *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, vol. 18, No. 2, pp. 295-306.
- Quiñonez Samaniego, R. A. (2015). **Estabilização de um solo dispersivo com adição de cal**. *Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil*, UFRGS, Porto Alegre, Brasil.
- Raja, P. S. K.; Thyagaraj, T. (2018). **Effect of Sulfate Contamination on Compaction and Strength Behavior of Lime Treated Expansive Soil**. John S. McCartney and Laureano R. Hoyos, Eds., *Recent Advances on Expansive Soils, Proceedings of the 2<sup>nd</sup> GeoMeast International Congress and Exhibition on Sustainable Civil Infrastructures*, SSIGE, Egypt, pp. 15-27. DOI: 10.1007/978-3-030-01914-3\_2.

Rengasamy, P.; Olsson, K. A. (1991). **Sodicity and Soil Structure**. Australian Journal of Soil Research 29, 935-952.

Resendiz, D. (1977). **Relevance of Atterberg Limits in Evaluating Piping and Breaching Potential**. Dispersive Clays, Related Piping and Erosion in Geotechnical Projects, ASTM, STP 623, J. L. Sherard and R. S. Decker. Eds., American Society for Testing and Materials, pp. 341-353.

Ribeiro, J. L. D.; Caten, C. S. ten (2014). **Série Monográfica Qualidade: Projeto de Experimentos**. Andréia Leal, Fabíolla Granata, Gustavo Schroeder e Marcelo Pereira, Eds., UFRGS, Porto Alegre, p. 169.

Richards, B. G. (1967). **Moisture Flow and Equilibria in Unsaturated Soils for Shallow Foundations**. *Permeability and Capillarity of Soils*, ASTM STP 417, Am. Soc. Testing Mats., p. 4.

Robbins, C. W. (1984). **Sodium Adsorption Ratio-Exchangeable Sodium Percentage Relationships in High Potassium Saline-Sodic Soil**. Irrigation Science, no. 5, p. 173-179.

Rogers, C. D. F.; Glendinning, S.; Roff, T.E. J. (1997). **Lime Modification of Clay Soils for Construction Expediency**. Proc. Civ. Engrs. Geotech. Engng., Vol. 125, pp. 242-249.

Romanzini, D. (2016). **Efeito da Organossilanização de Argilas Montmorilonita (Mt) nas Propriedades de Nanocompósitos Mt/Poliéster e Mt/Poliéster/Fibra de Vidro Moldados por RMT**. Tese (Doutorado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais (PPGE3M), UFRGS, Porto Alegre.

Roy, A.; Wang, L.; Seals, R. K.; Metcalf, J. B. (2003). **Stabilization Techniques for Reactive Aggregates in Soil-Cement Base Course**. Louisiana Department of Transportation and Development, Louisiana Transportation Research Center, Technical Report No. FHWA/LA. 03/366, p. 69.

Ryker, N. L. (1977). **Encountering Dispersive Clays on Soil Conservation Service Projects in Oklahoma**. *Dispersive Clays, Related Piping, and Erosion in Geotechnical Projects*, ASTM STP 623, J. L. Sherard and R. S. Decker, Eds., American Society for Testing and Materials, 1977, pp. 370-389.

Sacco, R. L.; (2019). **Influência do tamanho das partículas de resíduo de vidro moído na resistência e rigidez de misturas de solo-vidro moído-cal de carbureto**. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, Brasil.

Saldanha, R. B.; Scheuermann Filho, H. C.; Mallmann, J. E. C.; Consoli, N. C.; Readdy, K. R. (2018). **Physical-mineralogical-chemical characterization of carbide lime: an environment-friendly chemical additive for soil stabilization**. Journal of Materials in Civil Engineering (ASCE), 30(6), p. 7. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002283.

Santamarina, J. C.; Klein, J. C.; Fam, M. A. (2001). **Soils and waves: particulate materials**

**behaviour, characterization and process monitoring.** [s.l.] John Wiley & Sons Ltd, 2001, p. 488.

Scheuermann Filho, H. C. (2019). **Estabilização de um solo dispersivo com pó de vidro e cal de carbureto.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, Brasil.

Schlörholtz, S.; Demerial, T. (1984). **Quick Lime-Gypsum Interactions in Stabilized Soil Bases for Concrete Highways.** *Cement and Concrete Research*, vol. 14, pp. 529-532.

Shainberg, I.; Bresler, E.; Klausner, Y. (1971). **Studies on Na/Ca Montmorillonite Systems: I – The Swelling Pressure.** *Soil Science*, The Williams & Wilkins Co., vol. 111, No. 4, USA, pp. 214-219.

Sharma, H. D.; Reddy, K. R. (2004). **Geoenvironmental Engineering: Site Remediation, Waste Containment, and Emerging Waste Management Technologies.** John Wiley & Sons Inc., Hoboken, NJ, p. 986.

Sherard, J. L. (1953). **Influence of Soil Properties and Construction Methods on Performance of Homogeneous Earth Dams.** D.Sc. Thesis Harvard University, Cambridge, Mass., U.S.A.

Sherard, J. L.; Decker, R. S.; Ryker, N. L. (1972). **Piping in Earth Dams of Dispersive Clay.** *Proceedings Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, American Society of Civil Engineers, Vol 1, Part 1, pp. 589-62 and Vol III, pp. 13-156.

Sherard, J. L. (1975). Discussion of paper : **Pore and Eroding Fluid Influences on Surface Erosion of Soils.** *Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, vol. 101, no. GT 12, Dec. 1975, pp. 1299-1300.

Sherard, J. L.; Dunnigan, L. P.; Decker, R. S. (1976a). **Identification and Nature of Dispersive Soil.** *Journal Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, vol. 102, issue 4, pp. 287-301.

Sherard, J. L.; Dunnigan, L. P.; Decker, R. S.; Steele, E. F. (1976b). **Pinhole Test for Identifying Dispersive Soils.** *Journal Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, vol. 102, issue 1, pp. 69-85.

Sherard, J. L.; Dunnigan, L. P.; Decker, R. S. (1977a). **Some Engineering Problems with Dispersive Clays.** *Dispersive Clays, Related Piping, and Erosion in Geotechnical Projects, ASTM STP 623*, J. L. Sherard and R. S. Decker, Eds., American Society for Testing and Materials, 1977, pp. 3-12.

Sherard, J. L.; Decker, R. S. (1977b). **Dispersive Clays, Related Piping, and Erosion in Geotechnical Projects.** *ASTM STP 623*, J. L. Sherard and R. S. Decker, Eds., American Society for Testing and Materials, 1977, pp. 3-12.

Sherwood, P. T. (1962). **Effect of Sulfate on Cement and Lime-Stabilized Soils.** 41<sup>st</sup> Annual Meeting of the Highway Research Board. Washington DC, United States, pp. 98-107.

- Shields, A. (1936). **Anwendung der Aen lickei tsmechanik und der Tur bulentz Porschung auf die Geschiebebewegung**. Berlim, translated by W. P. Ott and J. C. van Uchelen, California Institute of Technology, Pasadena, Calif.
- Shukla, S. K. (2016). **An Introduction to Geosynthetic Engineering**. CRC Press/Taylor and Francis, London, UK, 1 ed., p.472.
- Shukla, S. K. (2017). **Fundamentals of Fibre-Reinforced Soil Engineering**. Eds. Braja M. Das,, Springer Nature Singapore Pte Ltda, Singapore, p. 181. DOI: 10.1007/978-981-10-3063-5.
- Shukla, S. K.; Sivakugan, N.; Das, B. M. (2009). **Fundamental Concepts of Soil Reinforcement – an overview**. International Journal of Geotechnical Engineering, 3(3), pp. 329-343.
- Shukla S. K., Yin J-H. (2006). **Fundamentals of Geosynthetic Engineering**. Taylor and Francis, London, UK, 1 ed., p. 432.
- Silva, E. M.; F. Coutinho, M. G.; Costa, R. B.; De Carvalho, L. H.; Canedo, E. L. (2013). **Influência da Concentração e Purificação da Argila na Estrutura e Permeação ao Vapor de Água de Nanocompósitos PEBDL/Bentonita**. Polimeros, vol. 23, n. 1, pp. 108-114. DOI: 10.1590/S0104-14282012005000076.
- Silvani, C. (2013). **Influência da Temperatura de Cura no Comportamento Mecânico da Mistura Areia-Cinza Volante-Cal**. Dissertação (Metre em Engenharia), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRS, Porto Alegre.
- Silvani, C.; Braun, E.; Masuero, G. B.; Consoli, N. C. (2016). **Behavior of Soil–Fly Ash–Lime Blends under Different Curing Temperatures**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON TRANSPORTATION GEOTECHNICS, n. 3, 2016, Guimarães. Proceedings... New York Elsevier, 2016, p. 220 – 228.
- Singh, N.; Vyas, S.; Chitra, R.; Anand, B. (2015). **Characterization of Dispersive Soils – A Comparative Evaluation between Available Tests**. International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology, vol. 4, issue 12, pp. 12908-12918. DOI: 10.15680/IJRSET.2015.0412159
- Skalny, J.; Marchand, J.; Odler, I. (2002). **Sulfate Attack on Concrete**. Spon Press – Taylor & Francis Group, London and New York, p. 217.
- SMEWW (1989). **Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater**. American Public Health Association, American Water Works Association, Water Environment Federation, v. 17 th, 1989.
- Statton, C. T.; Mitchell, J. K. (1977). **Influence of Eroding Solution Composition on Dispersive Behavior of a Compacted Clay Shale**. Journal of Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 102, No. GT1, pp. 398-407.

Struble, L. J.; Brown, P. W. (1986). **Heats of Dehydration and Specific Heat of Compounds Found in Concrete and Their Potential for Thermal Energy Storage**. Solar Energy Materials, vol. 14, pp. 1-12.

Surapaneni, A. (2001). **Preface: Sodicty Issues in Agricultural Industries-Current Research and Future Directions**. Autralian Journal of Soil Research, CSIRO Publishing, v. 39. DOI: 10.1071/SRv39n6\_PR.

Tadanier, R.; Ingles, O. G. (1985). **Soil Security Test for Water Retaining Structures**. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 111, no. 3, pp. 289-301.

Talluri, N. (2013). **Stabilization of high sulfate soils**. Doctoral Dissertation (Doctor of Philosophy) – Faculty of the Graduate School, University of Texas at Arlington (UT Arlington), Arlington, US.

Talluri, N.; Puppala, A. J.; Chittoori, B. C. S.; Gaily, A. H., Harris, P. (2013). **Stabilization of high-sulfate soils by extended mellowing**. Transportations Research Record: Journal of the Transportation Research Board, Washington D.C., pp. 96-104. DOI: 10.3141/2363-11.

Texas Department of Transportation (TxDOT) (2005). **Guidelines for treatment of sulfate-rich soils and bases in pavements structures**. Construction Division Materials & Pavements Section Geotechnical, Soils & Aggregates Branch, Texas, US, p. 30.

\_\_\_\_\_. (2005). **Tex-145-E: Determining Sulfate Content in Soils – Colorimetric Method**. Texas Department of Transportation: Construction Division, p. 7.

\_\_\_\_\_. (2005). **Tex-620-J: Determining Chloride and Sulfate Contents in Soil**. Texas Department of Transportation: Construction Division, p. 11.

Thompson, M. R. (1966). **Lime Reactivity of Illinois Soil**. Journal of Soil Mechanics Foundation Division, ASCE, 92(5), pp. 67-72.

Tonoç, M.C.; Gokceoglu, C.; Ulusay, R. (2006). **Chapter 22: Stabilization of Expansive Ankara Clay with Lime**. Expansive Soils: Recent Advances in Characterization and Treatment, Eds. Amer Ali Al-Rawas & Mattheus F. A. Goosen, p. 317.

Tuncer, E. R.; Ordemir, I. M.; Oud, M. (1989). **Soil Susceptibility to Dispersion**. Pp. 2115-2118. Disponível em: < [https://www.issmge.org/uploads/publications/1/33/1989\\_03\\_0143.pdf](https://www.issmge.org/uploads/publications/1/33/1989_03_0143.pdf) >. Acesso em: 24 de fev. de 2019.

Tuncer, E. R.; Basma, A. A. (1991). **Strength and Stress-Strain Characyeristics of Lime Treated Cohesive Soil**. Transportation Research Record, 1295, pp. 70-79.

Umesh, T. S.; Dinesh, S. V.; Sivapullaiah, P. V. (2011). **Characterization of Dispersive Soils**. Materials Sciences and Applications, 2011, 2, pp. 629-633. DOI:10.4236/msa.2011.26085

United States Army Engineer Waterways Experiment Station (WES). (1980). **Engineer Manual: Engineering and Design – Laboratory Soils Testing (EM 1110-2-1906)**. Headquarters, Department of Army Office of the Chief of Engineers, Washington, D.C., p. 407.

United States Army and Air Force (1994). **ARMY TM 5-822-14 and AIR FORCE AFJMAN 32-1019: Soil Stabilization for Pavements**. Department of the Army, The Navy, and the Air Force, Washington D.C., p. 57.

United States Department of Agriculture (USDA) – Natural Resources Conservation Service Wisconsin. (1991). **Soil Mechanics Note NO. 13: ENG. – Dispersive Clays**. Federal Government of United States, Washington D.C., p. 24.

\_\_\_\_\_. (USDA) – Natural Resources Conservation Service Wisconsin. (2012). **Engineering Field Handbook (EFH) – Part 650, Chapter 4: Elementary Soils Engineering – Dispersive Clay Soils**. Federal Government of United States, Wisconsin, p. 49-56.

\_\_\_\_\_. (USDA) – Natural Resources Conservation Service Wisconsin. (2017). **Sodium Adsorption Ratio (SAR)**. Federal Government of United States, Washington D.C., p. 2.

Vacher, C. A.; Loch, R. J.; Raine, S. R. (2004). **Identification and Management of Dispersive Mine Spoils**. Australian Centre for Mining Environmental Research, Landloch Pty Ltd, p. 84.

Vakili, A. H.; Selamet, M. R.; Moayedi, H.; Amani, H. (2013). **Stabilization of Dispersive Soils by Pozzolan**. In: Sixth Congress on Forensic Engineering 2012: Gateway to a Safer Tomorrow, ASCE, San Francisco: California, US. p. 726-735.

Van Olphen, H. (1963). **An Introduction to Clay Colloid Chemistry**. Interscience Publishers, Div. of John Wiley & Sons, New York, p. 301.

Van Raij, B. (1969). **A Capacidade de Troca de Cátions das Frações Orgânica e Mineral em Solos**. Boletim Científico do Instituto Agrônomo do Estado de São Paulo. Vol. 28, no. 8, Campinas-SP, pp. 87-112.

Vendruscolo, M. A. (2003). **Estudo do Comportamento de Materiais Compósitos Fibrosos para Aplicação como Reforço de Base de Fundações Superficiais**. Tese (Doutorado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, Brasil.

Venson, G. I. (2015). **Módulo de Resiliência e Vida de Fadiga de Areia Artificialmente Cimentada**. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Vidal, H. (1978). **The Development and Future of Reinforced Earth**. In: Proceedings ASCE Symp. On Earth Reinforcement, pp. 1-62.

Welter, C.; Bastos, C. A. B. (2003). **Avaliação da Dispersibilidade de Planossolos Solódicos Encontrados na Planície Costeira Sul do RS**. In: XVIII Congresso Regional De Iniciação Científica e Tecnológica, Itajaí-SC, p. 6.

Wood, C. C.; Aitchison, G. D.; Ingles, O. G. (1964). **Physico-Chemical and Engineering Aspects of Piping Failures in Small Earth Dams**. Colloquium on Failure of Small Earth Dams

convened by the Water Research Foundation of Australia and the Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization, Australia, Nov 1964.

ANEXO A – Análise de Variância (ANOVA) programa experimental

• Fase I – Ensaios preliminares

<b>Regressão Superfície de Resposta: Análise de Variância para <math>q_u</math> (MPa)</b>					
Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P
Modelo	15	32,3172	2,1545	39,44	0
Blocos	1	0,0044	0,0044	0,08	0,777
Linear	4	28,5945	7,1486	130,88	0
F.M. (%)	1	9,2294	9,2294	168,97	0
Umidade (%)	1	0,0285	0,0285	0,52	0,475
Peso Esp. (g/cm <sup>3</sup> )	1	10,4226	10,4226	190,82	0
Cal (%)	1	8,914	8,914	163,2	0
Quadrado	4	1,1254	0,2814	5,15	0,002
F.M. (%)*F.M. (%)	1	0,2607	0,2607	4,77	0,035
Umidade (%)*Umidade (%)	1	0,0098	0,0098	0,18	0,675
Peso Esp. (g/cm <sup>3</sup> )*Peso Esp. (g/cm <sup>3</sup> )	1	0,0264	0,0264	0,48	0,491
Cal (%)*Cal (%)	1	0,495	0,495	9,06	0,005
Interação com 2 Fatores	6	1,9297	0,3216	5,89	0
F.M. (%)*Umidade (%)	1	0,0013	0,0013	0,02	0,88
F.M. (%)*Peso Esp. (g/cm <sup>3</sup> )	1	0,3197	0,3197	5,85	0,021
F.M. (%)*Cal (%)	1	0,5713	0,5713	10,46	0,003
Umidade (%)*Peso Esp. (g/cm <sup>3</sup> )	1	0,2831	0,2831	5,18	0,029
Umidade (%)*Cal (%)	1	0,007	0,007	0,13	0,722
Peso Esp. (g/cm <sup>3</sup> )*Cal (%)	1	0,7474	0,7474	13,68	0,001
Erro	36	1,9664	0,0546		
Falta de ajuste	9	0,704	0,0782	1,67	0,145
Erro puro	27	1,2623	0,0468	*	*
Total	51	34,2836			

<b>Regressão Superfície de Resposta: Análise de Variância para <math>G_0</math> (MPa)</b>					
Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P
Modelo	15	19000011	1266667	38,05	0
Blocos	1	6412	6412	0,19	0,663
Linear	4	13750860	3437715	103,27	0
F.M. (%)	1	2259956	2259956	67,89	0
Umidade (%)	1	197152	197152	5,92	0,02
Peso Esp. (g/cm <sup>3</sup> )	1	2021605	2021605	60,73	0
Cal (%)	1	9272147	9272147	278,55	0
Quadrado	4	1588298	397074	11,93	0
F.M. (%)*F.M. (%)	1	36265	36265	1,09	0,304
Umidade (%)*Umidade (%)	1	3620	3620	0,11	0,743
Peso Esp. (g/cm <sup>3</sup> )*Peso Esp. (g/cm <sup>3</sup> )	1	13715	13715	0,41	0,525
Cal (%)*Cal (%)	1	834158	834158	25,06	0
Interação com 2 Fatores	6	1826904	304484	9,15	0
F.M. (%)*Umidade (%)	1	71728	71728	2,15	0,151
F.M. (%)*Peso Esp. (g/cm <sup>3</sup> )	1	267382	267382	8,03	0,007
F.M. (%)*Cal (%)	1	872546	872546	26,21	0
Umidade (%)*Peso Esp. (g/cm <sup>3</sup> )	1	321849	321849	9,67	0,004
Umidade (%)*Cal (%)	1	4022	4022	0,12	0,73
Peso Esp. (g/cm <sup>3</sup> )*Cal (%)	1	289377	289377	8,69	0,006
Erro	36	1198338	33287		
Falta de ajuste	9	838499	93167	6,99	0
Erro puro	27	359839	13327	*	*
Total	51	20198349			

- Fase II – Ensaios de tratamento

<b>Regressão Fatorial: Análise de Variância para <math>\varepsilon_{vol.}</math> (%) Tridimensional</b>					
Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P
Modelo	7	66,165	9,4521	201,14	0
Linear	4	63,0137	15,7534	335,23	0
Teor de cal (%)	1	3,6254	3,6254	77,15	0
Teor de fibra inteira (%)	1	0,0209	0,0209	0,45	0,523
Tempo de cura	1	55,3129	55,3129	1177,04	0
Peso esp. (kN/m <sup>3</sup> )	1	4,0545	4,0545	86,28	0
Interações de 2 fatores	3	3,1513	1,0504	22,35	0
Teor de cal (%)*Teor de fibra inteira (%)	1	1,7371	1,7371	36,97	0
Teor de cal (%)*Tempo de cura	1	1,4069	1,4069	29,94	0,001
Teor de cal (%)*Peso esp. (kN/m <sup>3</sup> )	1	0,0073	0,0073	0,15	0,705
Erro	8	0,3759	0,047		
Total	15	66,541			
<b>Regressão Fatorial: Análise de Variância para <math>\varepsilon_{vol.}</math> (%) Unidimensional</b>					
Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P
Modelo	7	0,095395	0,013628	16,31	0
Linear	4	0,076412	0,019103	22,86	0
Teor de cal (%)	1	0,00077	0,00077	0,92	0,365
Teor de fibra inteira (%)	1	0,000107	0,000107	0,13	0,73
Tempo de cura	1	0,043376	0,043376	51,91	0
Peso esp. (kN/m <sup>3</sup> )	1	0,032159	0,032159	38,49	0
Interações de 2 fatores	3	0,018983	0,006328	7,57	0,01
Teor de cal (%)*Teor de fibra inteira (%)	1	0,018926	0,018926	22,65	0,001
Teor de cal (%)*Tempo de cura	1	0,000008	0,000008	0,01	0,923
Teor de cal (%)*Peso esp. (kN/m <sup>3</sup> )	1	0,000048	0,000048	0,06	0,816
Erro	8	0,006685	0,000836		
Total	15	0,10208			
<b>Regressão Fatorial: Análise de Variância para <math>q</math> (kPa)</b>					
Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P
Modelo	7	16309108	2329873	19,93	0
Linear	4	15521229	3880307	33,2	0
Teor de cal (%)	1	153972	153972	1,32	0,284
Teor de fibra inteira (%)	1	42333	42333	0,36	0,564
Tempo de cura	1	12683769	12683769	108,52	0
Peso esp. (kN/m <sup>3</sup> )	1	2641155	2641155	22,6	0,001
Interações de 2 fatores	3	787879	262626	2,25	0,16
Teor de cal (%)*Teor de fibra inteira (%)	1	727670	727670	6,23	0,037
Teor de cal (%)*Tempo de cura	1	58665	58665	0,5	0,499
Teor de cal (%)*Peso esp. (kN/m <sup>3</sup> )	1	1544	1544	0,01	0,911
Erro	8	935023	116878		
Total	15	17244131			

- Fase III – Ensaio de desempenho

<b>Regressão Fatorial: Análise de Variância para PMA (%)</b>					
Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P
Modelo	3	19,0534	6,3511	15,52	0,011
Linear	3	19,0534	6,3511	15,52	0,011
CC (%)	1	0,2592	0,2592	0,63	0,471
FI (%)	1	0,4325	0,4325	1,06	0,362
Peso Esp. (kN/m <sup>3</sup> )	1	18,3618	18,3618	44,86	0,003
Erro	4	1,6371	0,4093		
Total	7	20,6905			

<b>Regressão Fatorial: Análise de Variância para q<sub>t</sub> (kPa)</b>					
Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P
Modelo	3	178208	59403	18,92	0,008
Linear	3	178208	59403	18,92	0,008
CC (%)	1	17839	17839	5,68	0,076
FI (%)	1	11457	11457	3,65	0,129
Peso Esp. (kN/m <sup>3</sup> )	1	148912	148912	47,43	0,002
Erro	4	12558	3139		
Total	7	190766			

<b>Regressão Fatorial: Análise de Variância para N<sub>f</sub> (ciclo)</b>					
Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P
Modelo	3	908770	302923	1,41	0,363
Linear	3	908770	302923	1,41	0,363
CC (%)	1	594595	594595	2,77	0,171
FI (%)	1	54615	54615	0,25	0,641
Peso Esp. (kN/m <sup>3</sup> )	1	259560	259560	1,21	0,333
Erro	4	858731	214683		
Total	7	1767501			

## ANEXO B – Combinação de fatores e resultados de cada uma das fases

- Fase I – Ensaios preliminares

Ordem de Moldagem	FM (%)	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	CC (%)	q <sub>u</sub> (MPa)	G <sub>0</sub> (MPa)	E <sub>sec</sub> (MPa)
1	15	15	17,2	2	1,05	1090,7	57,3
2	15	14	17,2	5	1,78	1949,9	83,1
3	15	15	17,2	2	1,34	1211,0	66,2
4	15	15	18,2	5	3,02	2529,3	101,0
5	5	15	17,2	5	1,12	1694,9	48,6
6	15	16	17,2	5	2,33	2206,5	85,5
7	25	15	17,2	5	2,58	2241,0	97,4
8	15	14	17,2	5	2,02	1929,2	87,0
9	5	15	17,2	5	1,14	1835,6	54,5
10	15	15	16,2	5	1,20	1553,2	54,6
11	15	15	18,2	5	2,82	2337,0	92,2
12	25	15	17,2	5	2,14	2107,9	87,8
13	15	15	17,2	8	2,15	2237,9	93,1
14	15	15	16,2	5	1,16	1592,7	62,4
15	15	15	17,2	8	2,09	2030,3	91,5
16	15	16	17,2	5	1,96	2029,7	89,5
17	5	14	18,2	2	1,08	1044,8	54,3
18	5	14	16,2	2	0,40	763,2	36,1
19	25	14	16,2	2	1,01	928,5	48,3
20	25	14	16,2	2	0,94	930,3	52,6
21	25	14	18,2	2	1,89	1205,1	73,2
22	5	14	18,2	8	2,12	2232,0	88,0
23	5	14	16,2	8	0,76	1311,7	37,9
24	25	16	16,2	8	1,83	1767,0	66,8
25	5	16	18,2	2	0,71	778,1	36,4
26	5	16	18,2	2	1,02	877,1	49,9
27	25	16	16,2	2	0,98	845,8	50,3
28	15	15	17,2	5	1,82	1905,2	68,0
29	5	14	18,2	8	2,22	1965,8	84,5
30	5	14	18,2	2	1,04	1111,2	53,2
31	5	16	18,2	8	1,46	1273,9	51,4
32	15	15	17,2	5	1,88	1949,6	89,4
33	25	16	18,2	8	2,83	2720,5	93,3
34	25	16	18,2	2	1,62	1006,0	65,6
35	25	16	16,2	8	2,20	2106,9	87,6
36	25	16	18,2	8	3,65	2807,6	106,1
37	25	14	18,2	8	3,55	2723,4	94,7
38	25	16	16,2	2	1,04	894,0	58,8
39	5	16	16,2	8	0,94	1473,0	58,2
40	25	16	18,2	2	1,96	1043,7	77,0
41	15	15	17,2	5	2,01	2199,8	84,2
42	5	16	16,2	2	0,46	652,0	35,4
43	25	14	18,2	2	2,01	1317,7	80,1
44	5	14	16,2	8	0,90	1366,1	54,4

45	5	14	16,2	2	0,46	806,6	41,1
46	15	15	17,2	5	2,31	2024,6	91,8
47	25	14	16,2	8	1,98	1852,0	82,1
48	5	16	16,2	8	1,02	1443,8	57,1
49	25	14	18,2	8	3,79	3177,9	115,9
50	5	16	16,2	2	0,53	679,4	45,3
51	25	14	16,2	8	1,79	1809,6	94,5
52	5	16	18,2	8	2,19	1155,7	89,7

• Fase II – Ensaios de tratamento

Ordem de Moldagem	CC (%)	FI (%)	$t$ (dias)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varepsilon_{vol}$ (%) (unidimensional)	$\varepsilon_{vol}$ (%) (tridimensional)	$q$ (kPa)
1	5	0,5	28	16,2	0,02	0,52	1785,63
2	5	0,5	0	18,2	0,22	4,50	1262,77
3	5	0	28	18,2	0,03	1,05	3757,17
4	5	0	0	16,2	0,06	3,13	911,62
5	8	0,5	28	18,2	0,02	1,20	3386,56
6	8	0	0	18,2	0,26	6,66	864,88
7	8	0,5	0	16,2	0,08	4,64	429,72
8	8	0,5	0	16,2	0,04	4,48	654,79
9	5	0	0	16,2	0,03	3,12	562,45
10	8	0	0	18,2	0,18	6,02	746,72
11	5	0,5	28	16,2	0,01	0,66	2360,38
12	8	0	28	16,2	0,03	1,14	2105,84
13	8	0	28	16,2	0,01	0,81	1723,53
14	5	0	28	18,2	0,03	0,88	2700,58
15	5	0,5	0	18,2	0,19	4,86	1228,47
16	8	0,5	28	18,2	0,08	1,39	3087,47

• Fase III – Ensaios de desempenho

Ordem de Moldagem	CC (%)	FI (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	PMA (%)	Nf (ciclos)	$q_t$ (kPa)
1	5	0	16,2	5,06	300	219,98
2	8	0	18,2	1,58	920	538,28
3	5	0,5	18,2	2,92	1371	620,22
4	8	0,5	16,2	6,06	30	363,90
5	5	0,5	16,2	4,98	1200	272,27
6	8	0,5	18,2	1,68	210	688,59
7	5	0	18,2	2,47	700	492,25
8	8	0	16,2	4,67	230	391,73