

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

**Estudo de campo e laboratório do comportamento mecânico de  
um solo sulfatado estabilizado com cal.**

**Eduardo José Bittar Marín**

Porto Alegre  
2017

EDUARDO JOSÉ BITTAR MARÍN

**ESTUDO DE CAMPO E LABORATÓRIO DO  
COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO  
SULFATADO ESTABILIZADO COM CAL**

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

Porto Alegre  
2017



### CIP - Catalogação na Publicação

Bittar Marín, Eduardo José  
Estudo de campo e laboratório do comportamento  
mecânico de um solo sulfatado estabilizado com cal /  
Eduardo José Bittar Marín. -- 2017.  
189 f.

Orientador: Nilo Cesar Consoli.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do Rio  
Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-  
Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR- RS, 2017.

1. Estabilização de solos. 2. Solos sulfatados. 3.  
Solos dispersivos. 4. Solo-Cal. 5. Relação  
Vazios/cal. I. Consoli, Nilo Cesar, orient. II.  
Título.



**EDUARDO JOSÉ BITTAR MARÍN**

**ESTUDO DE CAMPO E LABORATÓRIO DO  
COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO  
SULFATADO ESTABILIZADO COM CAL**

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

Porto Alegre, 12 de maio de 2017

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

**Prof. Carlos Torres Formoso**  
Ph. D. pela University of Salford, Grã Bretanha  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Lucas Festugato (UFRGS)**  
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio  
Grande do Sul

**Prof. Andrea Diambra (University of  
Bristol)**  
PhD. pela University of Bristol, UK

**Prof. Erdin Ibraim (University of  
Bristol)**  
Ph.D. pela École Nationale de Travaux  
Publics de Lyon, França

**Eng. Cesar Alberto Ruver (Instituto  
Federal Sul-Rio-Grandense)**  
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio  
Grande do Sul

**Eng. Diego Foppa (Petrobras)**  
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio  
Grande do Sul



*Dedico este trabalho a Lucy que sozinha lutou sem descansar, para que os meus sonhos eu pudesse alcançar.*



## AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus quem me inspirou neste caminho, a minha mãe quem sempre lutou por me manter em bom caminho, ao Professor Ruben por me colocar neste caminho e ao Professor Nilo por me ajudar e motivar a concluir a primeira grande etapa deste caminho.

Ao meu grande amigo e colega Alejandro quem me acompanhou desde o início com a sua experiencia em neste caminhar; a Alicia, Rodrigo, Nestor, Cynthia e Luis quem antes o agora influenciaram para fazer melhor esse caminho.

As pessoas que conheci neste caminho, o meu grande amigo e professor Lucas, minha colega e amiga Marina, meus amigos Sergio e o Jorge, agradeço a constante ajuda de vocês. À Marina, Ricardo, David, Naloan, Mozara e todos aqueles com quem compartilháramos momentos deste caminho. A Andrea e a sua família e a o meu querido compatriota Gustavo.

Meu agradecimento ao laboratorista João Diniz pelo apoio nos ensaios, os churrascos e a amizade. Aos bolsistas Pablo e o João pelo apoio e dedicação nos trabalhos de laboratório.

A minha companheira de vida Raquel e a sua família, obrigado por tanta ajuda, a minha irmã e a sua família, obrigado por tudo.

Aos engenheiros Carlos Guillen, Fernando Molinas e Sergio Escovar, obrigado pela ajuda para concretar a minha pesquisa e à empresa Ocho A S.A. por fazê-la possível.

Por fim agradeço ao CNPq, à CAPES e a UFRGS pela oportunidade de fazer este caminho que no meu querido país infelizmente ainda não é possível.

*“La primera cosa con la que Dios inspira a el alma, es con un conocimiento y una visión extraordinaria, por medio de la cual el alma se considera a sí misma, y las cosas que le rodean, con una perspectiva completamente nueva. Esta nueva luz le da un temor, un conflicto que penetra en el placer, por las cosas que antes la deleitaban y hacían feliz.*

*Ya no disfruta con tranquilidad, las cosas que antes le encantaban, una fuerza continua se opone a ella, en estos placeres, y esta visión interna, hace que ya no encuentre esta dulzura, en la que antes estaba acostumbrada encontrar y que su corazón disfrutaba. Se encuentra en un conflicto interno, en el que la vanidad o placer de las cosas materiales, que pudiera tener, ya no le interesan más.. si no que la esperanza el amor y todo aquello que va más allá de lo material le comienza a interesar más..*

*Comienza a asombrarse, de la ceguera en la que ha vivido, y empieza a considerar el tiempo que ha pasado, y no haberse cuestionado esto y el gran número de personas que viven de la misma manera. Por otra parte cuan cierto es que el alma, siendo inmortal como es, no puede encontrar su felicidad entre las cosas temporales, que se le irán con el tiempo..*

*Porque no importa cuantos sean los años que ha vivido en las máximas del mundo, y sea cual fuere el título que tenga, quienes ponen su felicidad en las cosas de este mundo, a pesar de que les brinden un placer temporal y palpable, es inevitable que pierdan estas cosas o que la muerte por fin los prive de ellas.*

*De modo que el alma, que ha amontonado tesoros de bienes temporales, cualquiera que sea su naturaleza, sea oro, ciencia o reputación, si bien han sido objeto de felicidad temporal, vendrá el momento en el que ya no tendrán con que satisfacerla más, ya que no son una felicidad verdadera y solo está limitada a los años que vivan..”*

***Blaise Pascal***



## RESUMO

BITTAR MARÍN, E.J. **Estudo de campo e laboratório do comportamento mecânico de um solo sulfatado estabilizado com cal.** 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Solos que contem sulfatos apresentam complicações no seu comportamento quando são tratados com estabilizadores à base de cálcio como a cal. Quando um solo que contem sulfatos reage com cal, formam-se minerais expansivos como a etringita e a taumasita que são responsáveis pela deterioração e falha de vários projetos de solos estabilizados.

Tem-se bem demonstrado sob ensaios de laboratório que a relação vazios/(agente cimentante) é um parâmetro adequado para a avaliação e previsão de comportamentos mecânicos, como a resistência à compressão simples de vários tipos de solos cimentados artificialmente.

Este trabalho pretende encontrar se as previsões da relação vazios/cal na resistência à compressão simples são efetivas para dimensionar misturas de solos sulfatados estabilizados com cal construídas em campo. Para lograr esse objetivo executou-se um programa experimental de ensaios de laboratório em conjunto com a construção de trechos experimentais de solo-cal. Os ensaios de laboratório ajudaram compreender o comportamento de solos sulfatados estabilizados com cal, e demonstraram que a relação vazios/cal controla a resistência à compressão simples desses solos estabilizados evidenciando uma relação coerente com os resultados das resistências de campo, encontrando-se que as resistências de campo e laboratório são controladas por essa relação e que podem ser previstas pela mesma.

Ensaio de Difração de Raios X (DRX) e Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) identificaram minerais expansivos (etringita) nas amostras estabilizadas com cal e cinza-cal.

Finalmente em laboratório foram testadas algumas soluções recomendadas na literatura para melhorar a estabilização de solos sulfatados mediante um projeto experimental demonstrando que a estabilização com cinza volante e cal melhoram consideravelmente a resistência, a durabilidade e a estabilidade volumétrica de solos sulfatados enquanto que a técnica do mellowing mostrou melhoras apenas na estabilidade volumétrica do material.

**Palavras-chave:** *Estabilização de solos, solos sulfatados, solo-cal, etringita, relação vazios/cal.*

## ABSTRACT

BITTAR MARÍN, E.J. **Field and Laboratory Study of the Mechanical Behavior of Lime Stabilized Sulfate Soils.** 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Sulfate rich soils present complications in their behavior when are treated with calcium-based stabilizers such as lime. When a soil containing sulfates reacts with lime, expansive minerals such as ettringite and thaumasite are formed which are responsible for the deterioration and failure of various stabilized soil projects.

It has been well demonstrated under laboratory tests that the relationship porosity/cementing agent ratio is an appropriate parameter for the evaluation and prediction of mechanical behavior, such as the unconfined compression strength of various types of artificially cemented soils.

This work intends to find out if the predictions of the relation porosity/lime in the unconfined compression strength are effective to design lime stabilized soils mixtures built in field. In order to achieve this objective an experimental program of laboratory tests was carried out together with experimental road sections of lime stabilized soils were built. The laboratory tests helped to understand the behavior of lime stabilized sulfate soils, and demonstrated that the void/lime ratio controls the unconfined compression strength of these stabilized soils and that exist a consistent relationship with the field unconfined compression strength results, finding that both, field and laboratory strengths are controlled and can be predicted by this ratio.

X-ray diffraction (XRD) and Scanning Electron Microscopy (SEM) tests were performed to identify expansive minerals (ettringite) on soils samples stabilized whit lime and fly ash-lime.

Finally, some solutions recommended in the literature have been tested in laboratory to improve the stabilization of sulfate rich soils through an experimental design, showing that the fly ash-lime stabilization improve considerably the strength, durability and volumetric stability of the sulfate rich soils whereas that for the mellowing the improve was observed only on the volumetric stability of the material.

**Keywords:** *Soil stabilization, sulfate soils, soil-lime, ettringite, porosity/lime ratio.*



## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>19</b>
1.1	JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA.....	19
1.2	OBJETIVOS.....	20
1.3	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	21
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>22</b>
2.1	COMPORTAMENTO DO SOLO-CAL.....	22
2.1.1	Resistência à Compressão Simples .....	26
2.1.2	Durabilidade .....	27
2.1.3	Rigidez Inicial .....	28
2.1.4	Potencial de Expansão.....	31
2.2	EFEITO DA RELAÇÃO POROSIDADE/AGENTE CIMENTANTE .....	33
2.3	SOLOS DO CHACO PARAGUAIO .....	36
2.3.1	Solos Salinos .....	38
2.3.2	Solos dispersivos.....	40
2.3.3	Estabilização de solos sulfatados com aditivos a base de cálcio.....	43
2.3.4	Mineralogia do fenômeno .....	46
2.3.5	Algumas técnicas de estabilização de solos sulfatados.....	51
2.4	PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL.....	59
2.4.1	Objetivos do Planejamento Experimental.....	59
2.4.2	Vantagens do Planejamento Experimental.....	59
2.4.3	Experimentos fatoriais.....	60
2.4.4	Planejamento fatorial $2^k$ .....	61
2.4.5	Planejamento fatorial fracionado $2^{k-p}$ .....	65
<b>3</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL</b> .....	<b>68</b>
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAS .....	68
3.2	VARIÁVEIS INVESTIGADAS .....	69

3.3	MATERIAIS .....	70
3.3.1	Solo.....	70
3.3.2	Cal .....	75
3.3.3	Cinza Volante.....	75
3.3.4	Água .....	78
3.4	MÉTODOS.....	79
3.4.1	Ensaio Prévios de Laboratório em Obra.....	79
3.4.2	Conformação do Trecho Experimental .....	80
3.4.3	Ensaio de Densidade in Situ .....	86
3.4.4	Ensaio de Deflectometria em Campo com Defletômetro de Impacto Leve (LWD) .....	88
3.4.5	Extração de Testemunhos em Campo para Ensaio de Resistência a Compressão Simples .....	89
3.4.6	Coleta de Amostras para Ensaio de Laboratório .....	93
3.4.7	Preparação das Amostras para ensaio de Laboratório .....	94
3.4.8	Ensaio de Caracterização .....	95
3.4.9	Ensaio de Pinhole Test.....	95
3.4.10	Moldagem e Cura dos Copos-de-Prova .....	96
3.4.11	Ensaio de Resistência à Compressão Simples .....	98
3.4.12	Ensaio de Durabilidade por Molhagem e Secagem – Com escovação.....	99
3.4.13	Ensaio de Durabilidade por Molhagem e Secagem – Sem escovação .....	100
3.4.14	Ensaio de Medidas de Rigidez Inicial .....	101
3.4.15	Ensaio de Expansão .....	102
3.4.16	Ensaio de Difração de Raios X (DRX).....	104
3.4.17	Ensaio de Microscopia Eletronica de Varredura (MEV).....	104
3.4.18	Ensaio de Determinação do pH em solos .....	104
3.5	PROGRAMA DE ENSAIOS .....	105



3.5.1	Ensaio de Deflectometria em Campo com Defletômetro de Impacto Leve (LWD)	105
3.5.2	Ensaio de Resistência a Compressão Simples	106
3.5.3	Ensaio de Durabilidade por Molhagem e Secagem – Com escovação	111
3.5.4	Ensaio de Durabilidade por Molhagem e Secagem – Sem escovação	111
3.5.5	Ensaio de Expansão	112
3.5.6	Ensaio de Difração de Raios X (DRX)	113
3.5.7	Ensaio de Microscopia Eletrônica de varredura (MEV)	114
3.5.8	Ensaio de Determinação do pH em solos	115
<b>4</b>	<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS</b>	<b>116</b>
4.1	ENSAIOS DE DEFLETOMETRIA EM CAMPO COM DEFLETÔMETRO DE IMPACTO LEVE (LWD)	116
4.2	ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES PARA AVALIAR RESULTADOS CAMPO-LABORATÓRIO	118
4.2.1	Efeito do Teor de Cal	118
4.2.2	Efeito do tempo de cura	121
4.2.3	Relação vazios/cal	124
4.2.4	Relação entre as resistências a compressão simples obtidas em laboratório e campo	132
4.2.5	Tempo de cura x Relação vazios/cal	133
4.3	NORMALIZAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS NÃO CONFINADAS	135
4.4	RESPOSTA DA RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES AOS FATORES DE ESTUDO ANALISADOS NO PROJETO FATORIAL	137
4.5	RESPOSTA DO MÓDULO DE RIGIDEZ INICIAL AOS FATORES DE ESTUDO ANALISADOS NO PROJETO FATORIAL	140
4.6	RESPOSTA DA DURABILIDADE AOS FATORES DE ESTUDO ANALISADOS NO PROJETO FATORIAL	142
4.6.1	Em termos da Massa Resistente (Perda de Massa)	142

4.6.2	Em termos de Degradação do Módulo de Rigidez Inicial (Go).....	145
4.7	RESPOSTA DA VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA (EXPANSÃO) AOS FATORES DE ESTUDO ANALISADOS NO PROJETO FATORIAL.....	147
4.8	ENSAIOS DE DIFRATOMETRIA DE RAIOS X (DRX) E MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (MEV).....	154
4.9	ANALISE DOS FATORES ESTUDADOS NA PERFORMANCE DAS MISTURAS.....	163
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>166</b>
5.1	CONCLUSÕES.....	166
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	168
<b>6</b>	<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>169</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Mecanismo de troca catiônica. Adaptado de Prusinski e Bhattacharja (1999).....	23
Figura 2.2: Flocculação e aglomeração devido ao fenômeno da troca catiônica. Adaptado de Little (1995).....	23
Figura 2.3: Mecanismo de Estabilização Solo-Cal. Adaptado de Inglês & Metcalf (1972). ...	25
Figura 2.4 - efeito da quantidade de cal sobre a resistência à compressão simples para alguns solos tratados com cal e curados por 7 dias. Adaptado de Inglês & Metcalf (1972) .....	26
Figura 2.5 Determinação do tempo de propagação de uma onda S, pelo método da primeira chegada do sinal de resposta num ensaio com gerador de pulsos ultra-sônicos. Adaptado do manual do Punditlab .....	31
Figura 2.6 relação vazios/cimento pela resistência à compressão simples (adaptado de Lanarch, 1960).....	<b>!Error! Marcador no definido.</b>
Figura 2.7 relação vazios/cimento pela resistência à compressão simples (FOPPA, 2005) ....	34
Figura 2.8 - Relação vazios/cal ajustado versus resistência a compressão simples para amostras com 28 e 90 dias de cura (LOPES JUNIOR, 2007). .....	35
Figura 2.9 Variação da resistência a compressão simples com a relação ajustada porosidade/cal para três períodos de cura (7, 28 e 60 dias). Adaptado de Consoli <i>et al.</i> (2016) .....	35
Figura 2.10 Bacias sedimentares do Chaco Paraguai (GÓMEZ DUARTE, 1986).....	36
Figura 2.11 Ingresso do mar Entrerriano (o Manga del Tathys) em el Mioceno médio tardio. (PÉREZ et al., 1996) .....	37
Figura 2.12 Proceso de salinização de solos.....	39
Figura 2.13 Variação da porcentagem de dispersão em bentonitas dispersivas preparadas em laboratório.....	40
Figura 2.14 Comportamento dos íons de Sódio e Calcio aderidos à partícula da argila. Adaptado de Hanson <i>et al.</i> (1999). .....	42
Figura 2.15 Distribuição dos íons adjacentes à partícula da argila de acordo com o conceito de dupla camada difusa. Adaptado de Mitchell (2005).....	42

Figura 2.16 Imagens do mineral etringita com Microscopia Eletronica de Varredura (MEV). (a) Mistura areia-caulinita.(b) Mistura areia-montmorilonita (MITCHELL; DERMATAS, 1992).....	45
Figura 2.17 Mineral etringita identificado em ensaios de Diratometria de Raios X (DRX) (PUPPALA et al., 2006).....	45
Figura 2.18 Variação da massa durante ciclos de desidratação e hidratação para etringita a 25°C (Adaptado do Struble e Brown, 1986). ....	49
Figura 2.19 Variação volumétrica de amostras com 7000 ppm. de sulfatos dissolvidos na agua da mistura com diferentes tempos de mellowing e aplicação simples/duplas de cal (Adaptado do Harris <i>et al.</i> , 2004).....	51
Figura 2.20 RCS do solo estabilizado com diferentes cimentos a umidade ótima (Adaptado do Puppala <i>et al.</i> , 2004).....	53
Figura 2.21 Resistência à compressão simples de solos sulfatados estabilizados com cal e cimento/cal (Adaptado do Sirivitmaitrie et. al., 2008) .....	54
Figura 2.22 RCS vs. teor de escoria/cal para solos com 2% de SO <sub>3</sub> com 7 e 28 dias de cura (Adaptado do Wild et. al., 1998) .....	55
Figura 2.23 Expansão vs. curado e subsequente imersão de uma caulinita com adição de gesso, L:cal, S: escoria granulada, G: gesso (Adaptado do Wild <i>et al.</i> , 1999).....	55
Figura 2.24 Teor de fibras vs. Variação volumétrica de um solo do Arlington(A) com fibras de polipropileno(P) e fibras de nylon(N) com uma compactação do 100% da DSM (Adaptado do Punthutaecha <i>et al.</i> , 2006) .....	56
Figura 2.25 Expansão de solos sulfatados estabilizados com cinza e com escoria (Adaptado do McCarthy <i>et. al.</i> , 2009).....	57
Figura 2.26 Efeitos da cinza volante e o mellowin na expansão dos solos sulfatados (Adaptado do McCarthy <i>et. al.</i> , 2009).....	57
Figura 2.27 Efeitos da cinza volante na resistência em solos sulfatados (Adaptado do McCarthy <i>et. al.</i> , 2009).....	58
Figura 2.28 Experimento com dois fatores. 2 níveis do fator A, 3 níveis do fator B.....	60
Figura 2.29 Experimento com três fatores. 2 níveis de cada fator .....	61

Figura 2.30 Gráfico de efeitos principais, planejamento fatorial $2^k$ .....	64
Figura 3.1 Mapa geológico do Paraguai ressaltando em círculo a localização do solos a estudar (extraído do <a href="http://www.ssme.gov.py/">http://www.ssme.gov.py/</a> ).....	71
Figura 3.2 Localização da Jazida.....	71
Figura 3.3 Curva granulométrica.....	72
Figura 3.4 Classificação do Solo segundo Sherard et al.(1976) .....	73
Figura 3.5 Resultado do ensaio DRX no solo de estudo .....	74
Figura 3.6 Resultados da diratometria de raios x na cinza volante (MALLMANN, 2016) .....	76
Figura 3.7 Granulometria e massa especifica real dos grãos da cinza volante. Adaptado do Mallmann (2016).....	78
Figura 3.8 Curvas de compactação da cinza volante nas energias normal(EN), intermedia(EI) e modificada(EM)(MALLMANN, 2016).....	78
Figura 3.9 Lime Fixation Point segundo Hilt & Davidson (1960).....	79
Figura 3.10 Initial Consumption of Lime segundo Rogers <i>et al.</i> (1997) .....	79
Figura 3.11 Resultados dos ensaios Proctor estandar para 4%, 6% e 8% de cal.....	80
Figura 3.12 Escavação e transporte do material .....	81
Figura 3.13 Compactação para avaliação da energia fornecida pelo compactador.....	81
Figura 3.14 Peso específico do trecho vs. Número de passadas do rolo compactador no trecho teste.....	82
Figura 3.15 Esquema dos 9 trechos experimentais com 3m de largura, 10m de comprimento e 0,15 m de espessura, 4%,6% e 8% de cal e 14,5 kN/m <sup>3</sup> , 15,5 kN/m <sup>3</sup> e 16,8 kN/m <sup>3</sup> . .....	83
Figura 3.16 Processo construtivo do trecho experimental.....	85
Figura 3.17 Controle da umidade. (a) Método de campo. (b) Densímetro não nuclear .....	86
Figura 3.18 Trechos experimentais .....	86
Figura 3.19 Peso específico seco em campo vs. Número de passadas do rolo compactador no trecho de 1.680 Kg/m <sup>3</sup> .....	87
Figura 3.20 Controle da densidade in situ pelo método do cone de areia .....	87

Figura 3.21 Deflectômetro de impacto leve (LWD).....	89
Figura 3.22 Equipamento equipamento perfuratriz rotativo para extração de testemunhos ....	90
Figura 3.23 Equipamento equipamento perfuratriz rotativo com motor elétrico .....	90
Figura 3.24 Extração dos blocos de solo cal 182 dias após compactação.....	91
Figura 3.25 Extração de testemunhos para ensaios de resistência a compressão simples .....	92
Figura 3.26 Imerção e posterior ruptura a compressão simples na prensa .....	93
Figura 3.27 Coleta de amostras .....	94
Figura 3.28 Ensaio de Resistência à Compressão Simples. ....	99
Figura 3.29 Ensaio de durabilidade. Ciclos de molhagem e secagem com escovação .....	100
Figura 3.30 Ensaio de durabilidade. Ciclos de molhagem e secagem.....	101
Figura 3.31 (a) Componentes do equipamento Pundit Lab. (b) Ensaio de medição de Go..	102
Figura 3.32 Instrumentação dos ensaios de expansão .....	103
Figura 3.33 Equipamento LWD com geofones a 60 e 60 cm .....	105
Figura 3.34 Esquema dos ensaios de defletometria. Trecho 1 de 14,50 kN/m <sup>3</sup> com 4%, 6% e 8% de cal respectivamente. (Elaboração Própria).....	106
Figura 3.35 Resultados dos ensaios de compactação Proctor normal e pontos de moldagem. C: cal, CV: cinza volante.....	107
Figura 3.36 Projeto fatorial 2 <sup>5</sup> fracionado com 2 pontos centrais (MINITAB 17) .....	108
Figura 3.37 Resolução do tipo de experimento fatorial (MINITAB 17).....	109
Figura 3.38 Fatores definidos com os mínimos e máximos .....	110
Figura 3.39 (a) Laboratorio de Difractometria de Raios X. (b) Difractômetro de Raios X.....	114
Figura 3.40 (a) Amostras preparadas para a metalização. (b) Amostras metalizadas prontas para ensaio .....	115
Figura 3.41 Ensaio de Microscopia Eletronica de Varredura (MEV) .....	115
Figura 4.1 Resultado das medições no geofone a 0 cm (Sensor 1) em diferentes tempos de cura. ....	116

Figura 4.2 Resultado das medições no geofone a 60 cm (Sensor 3) em diferentes tempos de cura .....	117
Figura 4.3 Resultado das medições no ponto 1 do trecho 1. F: carga recebida; S: sensor (1 a 0 cm, 2 a 30cm e 3 a 60 cm); D: dia (1, 2, 3, 4, 14, 28 dias).....	117
Figura 4.4: Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cal do Solo-Cal (7 dias de cura) .....	118
Figura 4.5: Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cal do Solo-Cal (28 dias de cura) .....	119
Figura 4.6: Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cal do Solo-Cal (60 dias de cura) .....	119
Figura 4.7: Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cal do Solo-Cal (90 dias de cura) .....	120
Figura 4.8: Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cal do Solo-Cal (182 dias de cura – testemunhos obtidos in situ) .....	120
Figura 4.9: Variação da resistência à compressão simples em relação ao tempo de cura do Solo-Cal (14,5kN/m <sup>3</sup> ).....	121
Figura 4.10: Variação da resistência à compressão simples em relação ao tempo de cura do Solo-Cal (15,5kN/m <sup>3</sup> ).....	122
Figura 4.11: Variação da resistência à compressão simples em relação ao tempo de cura do Solo-Cal (16,8kN/m <sup>3</sup> ).....	122
Figura 4.12: Variação da resistência à compressão simples em relação ao tempo de cura do Solo-Cal (14,5kN/m <sup>3</sup> ). Pontos das resistências obtidas dos testemunhos in situ vs. curva de predição. ....	122
Figura 4.13: Variação da resistência à compressão simples em relação ao tempo de cura do Solo-Cal (15,5kN/m <sup>3</sup> ). Pontos das resistências obtidas dos testemunhos in situ vs. curva de predição. ....	123
Figura 4.14: Variação da resistência à compressão simples em relação ao tempo de cura do Solo-Cal (16,8kN/m <sup>3</sup> ). Pontos das resistências obtidas dos testemunhos in situ vs. curva de predição. ....	123

Figura 4.15: Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal do Solo-Cal (7 dias de cura).....	125
Figura 4.16: Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal do Solo-Cal (28 dias de cura).....	125
Figura 4.17: Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal do Solo-Cal (60 dias de cura).....	126
Figura 4.18: Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal do Solo-Cal (90 dias de cura).....	126
Figura 4.19 Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal do Solo-Cal (182 dias de cura– testemunhos obtidos in situ) .....	127
Figura 4.20: Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (7 dias de cura) .....	128
Figura 4.21: Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (28 dias de cura) .....	129
Figura 4.22: Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (60 dias de cura) .....	130
Figura 4.23: Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (90 dias de cura) .....	131
Figura 4.24: Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (182 dias de cura – testemunhos obtidos in situ) .....	131
Figura 4.25: Variação da resistência à compressão simples de laboratório para 7, 28, 60 e 90 dias e da resistência à compressão simples in situ para 182 dias versus a relação vazios/cal ajustado.....	132
Figura 4.26: Variação da resistência à compressão simples de laboratório para 7, 28, 60 e 90 dias e da resistência à compressão simples in situ para 182 dias versus $(\eta/L_{iv}^{0,12})^{-3,12}$ .....	133
Figura 4.27: Variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade, teor de cal e tempo de cura do solo-cal. Pontos das resistências obtidas dos testemunhos in situ vs. curva de predição.....	134



Figura 4.28: Normalização da variação da resistência à compressão simples obtidas em laboratório e campo com a relação vazios/cal ( $\eta/L_{iv}^{0,12}$ ), para os tempos de cura de laboratório de 7, 28, 60 dias e o tempo de 182 dias de cura em campo.....	136
Figura 4.29 Resultados das resistências a compressão simples aos 28 dias de cura .....	138
Figura 4.30 Resultados das resistências a compressão simples aos 60 dias de cura .....	138
Figura 4.31 Resultados das resistências a compressão simples aos 90 dias de cura .....	139
Figura 4.32 Incidência dos fatores na resistência a compressão simples (MINITAB 17) .....	139
Figura 4.33 Efeitos dos fatores individuais na resistência a compressão simples (MINITAB 17).....	140
Figura 4.34 Módulos de Rigidez Inicial (Go) dos corpos de prova após 7 dias de cura. ....	141
Figura 4.35 Incidência dos fatores no módulo Go (MINITAB 17).....	141
Figura 4.36 Efeitos dos fatores individuais no módulo Go (MINITAB 17) .....	142
Figura 4.37 Resultados das perdas de massa de corpos de prova submetidos a ensaios de durabilidade por molhagem, secagem e escovamento.....	143
Figura 4.38 Incidência dos fatores na durabilidade por perda de massa (MINITAB 17) .....	144
Figura 4.39 Efeitos dos fatores individuais na durabilidade por perda de massa (MINITAB 17).....	144
Figura 4.40 Variação dos módulos (Go) medidos através dos ciclos de molhagem-secagem .....	145
Figura 4.41 Módulos de Rigidez Inicial (Go) dos corpos de prova após 12 ciclos de molhagem-secagem. ....	146
Figura 4.42 Incidência dos fatores na durabilidade por degradação do módulo Go (MINITAB 17).....	146
Figura 4.43 Efeitos dos fatores individuais na durabilidade por degradação do módulo Go (MINITAB 17) .....	147
Figura 4.44 Resultados dos ensaios de expansão vs. dias. ....	148
Figura 4.45 Resultados das expansões finais após 14 dias.....	149
Figura 4.46 Incidência dos fatores na variação volumétrica (MINITAB 17) .....	149

Figura 4.47 Efeitos dos fatores individuais na expansão (MINITAB 17).....	150
Figura 4.48 Resultados das expansões das amostras de solo natural sem curar, e das misturas 16,8-8C-15W-0CV-0M e 16,8-8C-12W-25CV-0M após 150 dias de cura. ....	151
Figura 4.49 Variações de volume medidos através dos ciclos de molhagem-secagem .....	152
Figura 4.50 Variação de volume final após ciclos de molhagem-secagem. SR (não resistiram ao primeiro ciclo de molhagem).....	152
Figura 4.51 Incidência dos fatores na expansão através os ciclos de molhagem-secagem (MINITAB 17) .....	153
Figura 4.52 Incidência dos fatores individuais na expansão através os ciclos de molhagem-secagem (MINITAB 17).....	153
Figura 4.53 Resultados de ensaios DRX em amostras de solo cal após 130 dias de cura. Amostra 16,8-8C-15W .....	154
Figura 4.54 Imagens de MEV em amostras de solo cal após 30 dias de cura. Amostra 16,8-8C-15W (resolução x1.600) .....	155
Figura 4.55 Imagens de MEV em amostras de solo cal após 30 dias de cura. Amostra 16,8-8C-15W (Resolução x6.000).....	155
Figura 4.56 Imagens de MEV em amostras de solo cal após 130 dias de cura. Amostra 16,8-8C-15W (Resolução x3.500).....	156
Figura 4.57 Imagens de MEV em amostras de solo cal após 130 dias de cura. Amostra 16,8-8C-15W (Resolução x10.000).....	156
Figura 4.58 Imagens de MEV em amostras de solo cal após 12 ciclos de molhagem e secagem 16,8-8C-15W (Resolução x2.300).....	157
Figura 4.59 Imagens de MEV em amostras de solo cal após 12 ciclos de molhagem e secagem 16,8-8C-15W (Resolução x3.300).....	158
Figura 4.60 Imagens de MEV em amostras de solo cal após 12 ciclos de molhagem e secagem 16,8-8C-15W (Resolução x13.300).....	158
Figura 4.61 Resultados de ensaios DRX em amostras de solo-cinza-cal após 130 dias de cura. Amostra 16,8-8C-12W-25CV .....	159

Figura 4.62 Imagens de MEV em amostras de solo-cinza-cal após 130 dias de cura. Amostra 16,8-8C-12W-25CV (Resolução x6.000).....	160
Figura 4.63 Imagens de MEV em amostras de solo-cinza-cal após 130 dias de cura. Amostra 16,8-8C-12W-25CV (Resolução x20.000).....	160
Figura 4.64 Imagens de MEV em amostras de solo-cinza-cal após 12 ciclos de molhagem e secagem. Amostra 16,8-8C-12W-25CV (Resolução x6.000) .....	161
Figura 4.65 Imagens de MEV em amostras de solo-cinza-cal após 12 ciclos de molhagem e secagem. Amostra 16,8-8C-12W-25CV (Resolução x7.500) .....	161
Figura 4.66 Resultados de ensaios DRX em amostras de solo cal após 292 dias de cura. Amostra extraído do trecho experimental com 6% de cal.....	162
Figura 4.67 Imagens de MEV em amostras de solo-cal após 292 dias de cura. Amostra extraída do trecho experimental com 6% de cal (Resolução x12.000) .....	162
Figura 4.68 Imagens de MEV em amostras de solo-cal após 292 dias de cura. Amostra extraída do trecho experimental com 6% de cal (Resolução x18.000) .....	163
Figura 4.69 Efectos dos fatores na RCS, o módulo Go e a Expansão. (Ensaio que não sofreram ciclos de degradação do material) .....	164
Figura 4.70 Efectos dos fatores na Durabilidade, a Degradação do Módulo Go e a Expansão Durante Ciclos de Molhagem-Secagem. (Ensaio que sofreram ciclos de degradação do material).....	165

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Máxima perda de massa admissível nos ensaios de durabilidade. Adoptado da PCA (1956).....	28
Tabela 2.4 Matriz experimento fatorial $2^3$ (MONTGOMERY, 1991). .....	61
Tabela 2.5 Experimento fatorial $2^3$ (DEVOR et al., 1992).....	66
Tabela 3.1 Etapas e ensaios do programa experimental.....	69
Tabela 3.2 Propriedades químicas dispersivas do solo (Elaboração própria) .....	72
Tabela 3.3 Estudo químico dos sais solúveis do solo (Elaboração própria).....	73
Tabela 3.4 Propriedades do solo (Elaboração própria).....	74
Tabela 3.5 Propriedades físico-químicas da cal (Concret mix S.A.- media de ensaios mensuales do 2013) .....	75
Tabela 3.6 Composição química da cinza volante (MALLMANN, 2016) .....	77
Tabela 3.7 Valores do peso específico aparente seco e umidade para cada trecho experimental .....	88
Tabela 3.8 Critério de avaliação do ensaio Pinhole. Adaptado da (ASTM D4647, 2013).....	96
Tabela 3.9 Variáveis de moldagem para ensaios de resistência a compressão simples em laboratório.....	107
Tabela 3.10 Bateria de ensaios para análises fatoriais.....	109
Tabela 3.11 Bateria de ensaios para análises fatoriais.....	111
Tabela 3.12 Bateria para ensaios de expansão .....	112

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
CIENTEC	Fundação de Ciência e Tecnologia – RS
DEQUIM	Departamento de Química da Fundação de Ciência e Tecnologia
DRX	Difratometria de Raios X
GTEE	Companhia de Geração Térmica de Energia Elétrica
ICL	Initial Consumption of Lime
LEGG	Laboratório de Ensaios Geotécnicos e Geoambientais
LWD	Light Weight Deflectometer
MEV	Microscopia de Varredura Eletrônica
NBR	Norma Brasileira
PCA	Portland Cement Association
PS	Porcentagem de sódio presente
RCS	Resistência à compressão simples
SAR	Razão de absorção de sódio
TSD	Total de sais dissolvidas
TRB	Transportation Research Board
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul

## LISTA DE SÍMBOLOS

$e$	índice de vazios
$G$	massa específica real dos grãos
$IP$	índice de plasticidade
$LL$	limite de liquidez
$LP$	limite de plasticidade
$q_u$	resistência à compressão simples (compressão)
$G_0$	módulo cisalhante
$t$	tempo de cura
$V_v$	volume de vazios
$V_{total}$	volume total
$\gamma_d$	peso específico aparente seco
$\eta$	porosidade
$\omega$	umidade, expressa em percentagem

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA.

O solo é um material complexo, variável e de enorme aplicação na engenharia rodoviária devido a sua abundância na superfície terrestre. Muitas vezes a sua complexidade e variabilidade fazem que o engenheiro tenha que se confrontar com comportamentos e propriedades que não satisfazem condições técnicas ou econômicas para sua utilização na construção de pavimentos.

Um exemplo claro se tem no caso da utilização em pavimentação de materiais granulares como camadas de base e sub-base, onde a restrição geralmente está associada à escassez do material pétreo na região da obra, gerando assim altos custos de transporte, tornando inviável a sua utilização.

Nesses casos uma das alternativas é o melhoramento das propriedades do solo local com a adição de estabilizantes. Os estabilizantes mais empregados com sucesso na construção de pavimentos são o cimento Portland e a cal, bem como cinzas volantes, escória granulada de alto forno e matérias betuminosas.

Solos especiais como aqueles que contém sulfatos apresentam complicações na sua estabilização com cal ou cimento, demonstrando alterações negativas em quanto a sua resistência, estabilidade volumétrica e durabilidade em relação a outros solos segundo várias pesquisas.

No final dos anos 80, a cidade de Las Vegas, Nevada dedicou quase 2,7 milhões de dólares para reparar e manter as rodovias danificadas pela expansão induzida devido à presença de sulfatos nos solos (HUNTER, 1988). Petry (1994) e Kota *et al.* (1996), relataram que as reparações e manutenções dos problemas da expansão em pavimentos estão orçadas em vários milhões de dólares anualmente.

Bagley *et al.* (2009) estudaram uma estrutura comercial no oeste do Colorado construída no 2001/2002 que começou a exibir fissuras nos muros após alguns meses da conclusão. A fundação consistiu num radier feito no local e a laje estruturalmente ligada em 0,3 a 0,8 metros do solo argiloso tratado com cal. O solo argiloso mostrou um baixo potencial de expansão e

alto teor de sulfato. Uma pesquisa do edifício, em 2004, mostrou um recalque diferencial de 27,9 cm. através da estrutura. Um alto teor de sulfatos solúveis nos solos tratados com cal dentro da cobertura de preenchimento estrutural mostrou-se como a causa provável do movimento devido a uma expansão. Com microscopia eletrônica de varredura observou-se a presença de etringita abaixo da fundação. A presença de sulfatos no solo é a causa da alteração do volume associado com a formação da etringita. A água penetrou nos solos tratados com cal por baixo da fundação e foi o catalisador para os sulfatos solúveis reagirem com o cálcio aportado pela cal e formar etringita. Esta reação resultou num perigo para a estrutura.

Puppala *et al.* (2010) pesquisaram a estrutura de um túnel na cidade de Dallas, Texas que tinha semelhança com a linha de um duto de água; a estrutura do túnel mostrou trincas e filtração de água no revestimento de concreto projetado. O túnel foi construído na formação de Eagle Ford e o material circundante ao túnel foi pedra calcária. No estudo foi descoberto que os sulfatos foram percolados através da pedra calcária no revestimento do concreto e que o ataque por sulfatos se deveu ao crescimento dos minerais etringita e taumasita, resultando num risco potencial para a segurança do túnel, devendo-se monitorar continuamente.

O presente trabalho pretende contribuir no conhecimento do comportamento mecânico de solos que contêm sulfatos estabilizados com cal, identificando e quantificando as variáveis mais importantes no controle da resistência quando artificialmente cimentados.

## 1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral desta dissertação é avaliar o comportamento de solos sulfatados quando estabilizados com cal tanto no laboratório como num trecho experimental e procurar uma estabilização que seja satisfatória para estes solos sulfatados.

Para atingir o objetivo geral foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- Quantificar a influência de cada uma das variáveis de interesse: porosidade da mistura compactada, teor de agente cimentante e tempo de cura sobre a resistência a compressão simples determinadas em laboratório e mediante testemunhos extraídos de um trecho experimental.



- Avaliar uma relação se existisse, das variáveis de interesse e as resistências à compressão simples medidas em laboratório e no trecho experimental.
- Procurar uma estabilização eficiente com a utilização de misturas cinza volante - cal e a técnica conhecida como mellowing para o solo em estudo mediante um projeto de experimentos.

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.

A dissertação está dividida em cinco capítulos descrita sucintamente a seguir:

Primeiramente o trabalho tem um capítulo introdutório, Capítulo 1, onde são apresentadas as justificativas, relevância e objetivos da pesquisa.

Seguidamente no Capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica dos principais temas a serem tratados na presente dissertação.

No Capítulo 3 são apresentadas as variáveis de interesse juntamente com o programa experimental, descrição dos materiais, equipamentos e métodos utilizados ao longo do trabalho.

No Capítulo 4 são revelados os resultados obtidos na etapa experimental junto com uma análise dos mesmos e uma discussão detalhada levando em conta a literatura previamente encontrada.

As conclusões finais e recomendações para trabalhos futuros são oferecidas no último capítulo, o Capítulo 5.

Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 COMPORTAMENTO DO SOLO-CAL

A adição de cal a um solo desencadeia reações químicas entre os constituintes mineralógicos do solo e a cal. Estas reações, são responsáveis pela alteração de algumas características físicas como o teor em água, granulometria, plasticidade, compactação e resistência imediata, o que se reflete diretamente na sua trabalhabilidade.

Deste modo segundo Little (1995), duas fases ocorrem no processo de estabilização das misturas de solo-cal. A primeira envolve praticamente as reações imediatas de troca de cátions e floculação, que se desenvolvem logo após a adição da cal ao solo e podem ocorrer em minutos ou dias. A segunda envolve as reações pozolânicas, que são responsáveis pelo aumento contínuo da resistência mecânica das misturas de solo-cal podendo levar meses ou até anos para serem concluídas.

Prusinski & Bhattacharja (1999) afirmam que a troca catiônica inicia o processo de estabilização muito rapidamente e é seguida pela floculação e aglomeração. Segundo os autores, a superfície do argilo-mineral é deficiente em carga e, para neutralizar essa deficiência, cátions e moléculas de água são atraídos para a superfície de clivagem carregada negativamente. Isso resultará em uma separação de duas camadas, chamada de dupla camada difusa. Segundo Little (1995) a reação de troca de cátions, com o cálcio da cal substituindo o cátion trocável (ex: K, Mg, H) na superfície da fração argila ocorre devido a divalência dos cátions de cálcio, normalmente, substituírem os cátions de valência unitária presentes na superfície do argilo-mineral, uma vez que os íons com maior concentração (valência) substituem aqueles com menor concentração.

O autor afirma que, assumindo-se concentrações iguais, a ordem de adsorção preferencial dos cátions comuns associados com o solo é dada pela série seguinte:  $\text{Li}^+ < \text{Na}^+ < \text{H}^+ < \text{K}^+ < \text{NH}_4^+ \ll \text{Mg}^{2+} < \text{Ca}^{2+} \ll \text{Al}^{3+} < \text{Fe}^{3+}$ . Nesta série o cátion da direita substitui o cátion da esquerda. Dessa forma, em concentrações iguais, o íon  $\text{Ca}^{2+}$  pode facilmente substituir os cátions, comumente, encontradas na maioria das argilas, com exceção do  $\text{Al}^{3+}$  e do  $\text{Fe}^{3+}$ . O mecanismo das reações de troca de cátions é mostrado na Figura 2.1.

De acordo com Little (1995), a espessura da camada de água intersticial é maior, dependendo do tipo e da concentração de cátions disponíveis na água de poro. Cátions divalentes, como exemplo o  $\text{Ca}^{2+}$  e o  $\text{Mg}^{2+}$  podem equilibrar de maneira mais eficaz o potencial de carga negativa quando comparado com o cátion monovalente como o  $\text{Na}^+$ .

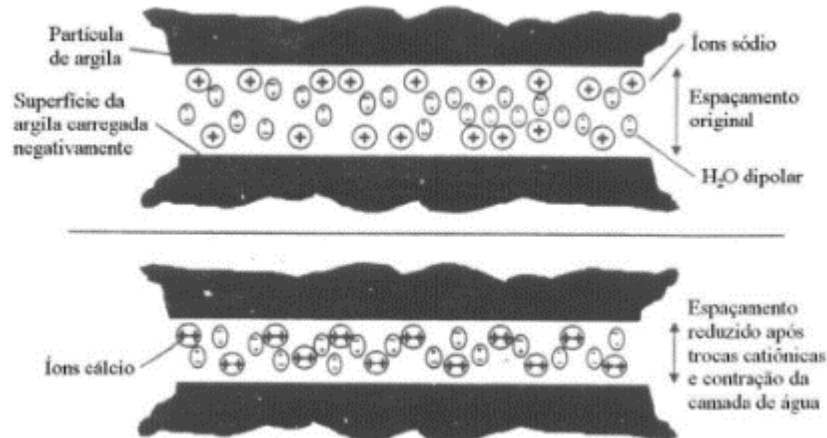


Figura 2.1 Mecanismo de troca catiônica. Adaptado de Prusinski e Bhattacharja (1999)

A troca catiônica devida à adição da cal resulta na estabilização da camada de água intersticial com uma redução considerável no tamanho desta. Quando as partículas de argila se aproximam mais umas das outras, devido a redução da camada de água, ocorre a floculação e a atração borda à face (Figura 2.2). Esse fenômeno é causado pela concentração eletrolítica da água intersticial, pelo alto pH e pela redução na espessura de água, através de trocas catiônicas (LITTLE, 1995).

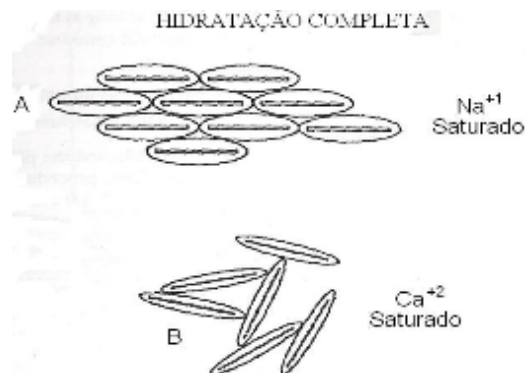


Figura 2.2: Floculação e aglomeração devido ao fenômeno da troca catiônica. Adaptado de Little (1995).

Little (1995) comenta também que as reações mencionadas anteriormente são responsáveis pela modificação imediata das seguintes propriedades dos solos misturados com cal:

- alteração na granulometria, em função da floculação ou agregação das partículas originais;
- alteração dos limites de Atterberg, cuja alteração mais notável se relaciona ao limite de plasticidade, que normalmente decresce;
- Alteração na compactação, de maneira que para uma mesma energia ocorre uma diminuição do valor do peso específico máximo seco e aumento do valor da umidade ótima, quando comparados ao solo natural;
- redução da expansão e contração, ou seja, menor variação volumétrica, e;
- pequeno ganho de resistência, ou seja, pequeno aumento da capacidade de suporte.

Por sua vez as reações pozolânicas são responsáveis pelo contínuo aumento da resistência mecânica de misturas de solo-cal. Esse aumento ocorre porque as fontes de sílica, alumina e ferro presentes no solo reagem com a cal e a água, formando diversos produtos cimentantes como por exemplo  $\text{CaSiO}_3$ .

Os solos, conforme relatos de Guimarães (2002), apesar de não se constituírem em pozolanas propriamente ditas, podem apresentar uma fração argila com caráter pozolânico mais ou menos acentuado, dependendo de sua natureza mineralógica e textural. De acordo com o autor, quando a cal é adicionada ao solo, seu pH, em geral 4,5 a 6,5, eleva-se para 11-12, criando-se condições alcalinas nas quais os minerais da fração argila, e até o próprio quartzo, podem reagir com a cal. Assim são formados aluminatos, silicatos e aluminatos de cálcio hidratados, em números bastante significativos, todos com influência no processo de estabilização pelas suas características cimentosas. Segundo relato do TRB (1987) esta reação não cessará enquanto houver  $\text{Ca(OH)}$  reagindo e sílica disponível no solo.

Conforme Inglês & Metcalf (1972), os géis de silicato resultantes da reação imediata cobrem e ligam as partículas de argila, bloqueando os vazios. Os géis são cristalizados lentamente e transformados em silicatos hidratados de cálcio bem definidos. Os autores salientam que esta

reação só ocorre em presença de água, que tem a função de carregar os íons cálcio e hidroxila para a superfície da argila. Este mecanismo é mostrado na Figura 2.3.

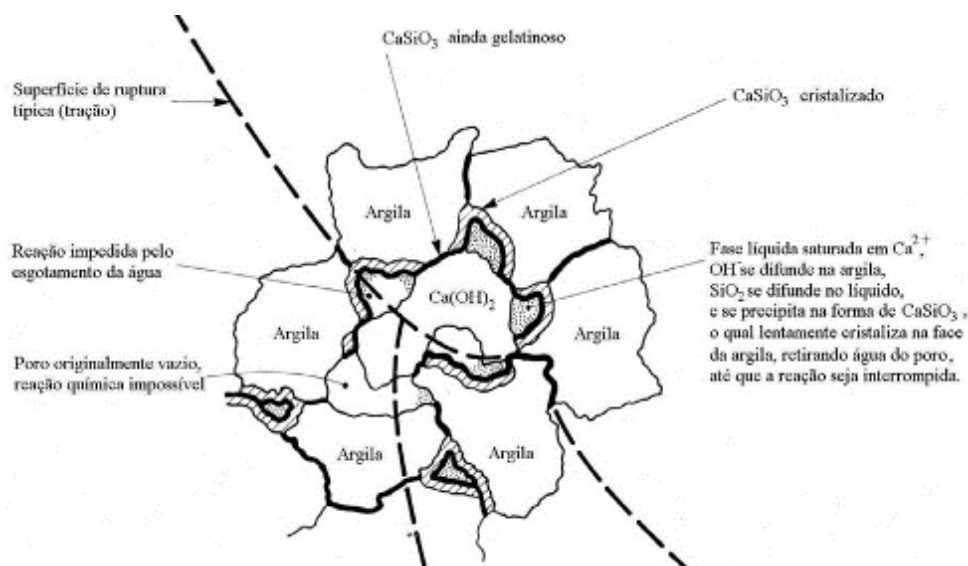


Figura 2.3: Mecanismo de Estabilização Solo-Cal. Adaptado de Inglês & Metcalf (1972).

Um fenômeno considerado prejudicial é a carbonatação que, embora não esteja associada à interação do solo com a cal, mas sim entre a cal e o dióxido de carbono. Quando ocorre a interação da cal com o dióxido de carbono, em vez de ligações de cimentação de silicato de cálcio hidratado (CSH) e aluminato de cálcio hidratado (CAH), forma-se carbonato de cálcio, reduzindo a quantidade de cal disponível para produzir reações pozolânicas.

Contudo, mesmo a elevadas temperaturas a carbonatação completa normalmente não ocorre, isto porque a adsorção do  $\text{CO}_2$  na cal é um fenômeno superficial, formando-se gradualmente um escudo de carbonato de cálcio em volta das partículas de  $\text{CaO}$  (BOYNTON, 1980). É importante notar que, a água atua como catalisador para a carbonatação, e o processo de carbonatação é mais completo em partículas de cal de pequeno tamanho e grandes superfícies específicas, do que em partículas de maior tamanho.

A carbonatação só se verifica se, a mistura de solo cal estiver exposta ao ar atmosférico ou no seu interior existir  $\text{CO}_2$  e, existir ainda cal disponível, isto é, se houver cal que não tenha reagido com as partículas do solo (WINTERKORN; PAMUKCU, 1990).

### 2.1.1 Resistência à Compressão Simples

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

A resistência dos solos estabilizados com cal apresenta aumento gradativo com o aumento do teor de cal até um determinado teor ótimo. Segundo Inglês & Metcalf (1972), este teor, usualmente, é de 8% para solos argilosos. A partir deste ponto a taxa de acréscimo de resistência diminui com a quantidade de cal, devido às misturas solo-cal apresentarem uma cimentação lenta e que depende do tipo de solo (Figura 2.4)

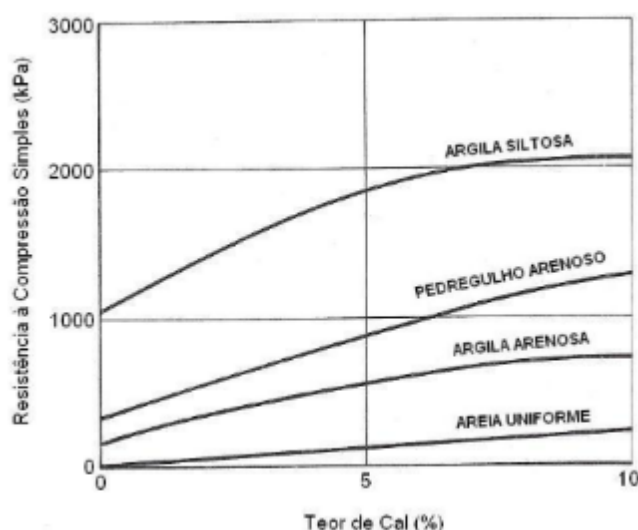


Figura 2.4 - efeito da quantidade de cal sobre a resistência à compressão simples para alguns solos tratados com cal e curados por 7 dias. Adaptado de Inglês & Metcalf (1972)

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

Ormsby & Kinter (1973), por sua vez, constataram que em solos ricos em caolinita a adição de cal cálcica dá maiores resistências do que a dolomítica, sendo a resistência à compressão simples função linear do teor de cal adicionado. Já para solos contendo montmorilonita a

relação é uma equação do segundo grau, e os melhores efeitos são obtidos com a adição de cal dolomítica.

O aumento da resistência à compressão simples de misturas solo-cal, com o aumento da energia de compactação, foi observado por Mateos (1964), que afirmou que a resistência das misturas é fortemente influenciada pela temperatura de cura, recomendando a construção de camadas de pavimento estabilizadas com cal no início do verão.

### 2.1.2 Durabilidade

Segundo Lima *et al.* (1993), a durabilidade pode ser definida como a capacidade de um material manter a sua integridade quando submetido à ação de agentes externos. Entre algumas das formas de avaliação da durabilidade está a perda de peso, a variação da absorção de água ou a expansão no final de determinado tempo ou número de ciclos de uma ação periódica, a exemplo da secagem e molhagem. Também vem se estudando variações na velocidade de propagação de ondas ou do módulo de rigidez inicial durante ciclos de molhagem e secagem.

As principais forças deteriorantes que afetam a integridade estrutural de um material estabilizado pozolanicamente são causadas pelas variações de umidade e temperatura. Além destes fatores ambientais (calor e água), as ações das cargas repetidas do tráfego debilitam o pavimento por fadiga. Mas os comportamentos a longo prazo de solos tratados quimicamente são mais dependentes das interações complexas entre a mineralogia do solo e o aditivo químico, juntamente com os fatores ambientais.

Em casos de solos como aqueles que contém sulfatos, a formação de minerais expansivos é um fator determinante na capacidade de um material manter a sua integridade estrutural. A formação de minerais expansivos depende dos componentes químicos do material, da saturação que dá lugar à solubilização dos sulfatos presentes e a hidratação dos minerais expansivos, depende da temperatura que catalisa as reações químicas, e outros fenômenos.

Segundo Herrin e Mitchell (1961), a resistência das misturas solo-cal ao intemperismo é influenciada pelo teor e tipo de cal, o tempo de cura, a energia de compactação e o tipo de solo. O teor de cal é tão crítico que um mínimo de 5% é recomendado, mesmo que teores menores possam produzir as resistências especificadas. A durabilidade aumenta igualmente com o tempo

de cura e com a energia de compactação. A maior consideração em relação à durabilidade das misturas solo-cal é a resistência aos ciclos de congelamento e degelo.

Os métodos mais comuns de laboratório são a perda de massa para corpos de prova submetidos a molhagem-secagem ou gelo-desgelo, com ou sem escovação. Os ciclos de molhagem-secagem procuram simular condições úmidas e secas próximas das condições de campo num período de tempo razoavelmente reduzido.

A avaliação da durabilidade por perda de massa em escovagens é feita em função de limites máximos de desgaste estabelecidos. A Portland Cement Association (1956) estabelece a máxima perda admissível nos ensaios de durabilidade dependendo do tipo do solo, como pode ser observada na tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Máxima perda de massa admissível nos ensaios de durabilidade. Adoptado da PCA (1956)

<b>Grupo AASHTO</b>	<b>Grupo SUCS</b>	<b>Perda de massa max (%)</b>
A1a, A1b, A2, A3	GW, GP, GM, SW, SP, SM, GC, SC	14
A4, A5	CL, ML, MH, CH	10
A6, A7	CL, CH, MH, CH, OH	7

### 2.1.3 Rigidez Inicial

O aumento da rigidez inicial é o efeito mais evidente em solos cimentados, por esta razão, diversos autores se dedicaram ao estudo do comportamento de pequenas deformações de materiais geotécnicos. Entre eles estão Clough *et al.* (1981), Chang & Woods (1992), Tatsuoka *et al.* (1997), Consoli *et al.* (2009).

No estado atual do conhecimento, é bem reconhecida a grande importância da caracterização dos solos no domínio das pequenas deformações, isto é, para valores da deformação da ordem de  $10^{-6}$  a  $10^{-4}$ . Trata-se de um domínio de grande importância para o dimensionamento das estruturas, visto que as deformações induzidas no terreno são, em geral, relativamente modestas e as deformações são essencialmente elásticas. No domínio das muito pequenas deformações,



isto é, para valores da deformação da ordem de  $10^{-6}$ , o solo apresenta um comportamento quase elástico e linear, sendo o módulo de distorção correspondente, denominado por módulo de distorção máximo ou inicial e representado por  $G_{\text{máx}}$  ou  $G_0$  (BARROS, 1997).

Chang e Woods (1992) mostraram que o incremento do módulo de rigidez para baixas deformações de areias cimentadas depende fortemente do número de pontos de contato entre as partículas de sólido onde as ligações são desenvolvidas pelo material cimentante.

Consoli *et al.* (2009) realizaram ensaios à compressão simples e ensaios de compressão triaxial onde foram medidos o módulo de rigidez inicial numa areia artificialmente cimentada. Foi demonstrado que a relação vazios/cimento é um parâmetro apropriado para avaliar a rigidez e a resistência das misturas de areia-cimento estudadas.

Muitos estudos foram desenvolvidos para identificar o efeito de diversos fatores sobre o módulo  $G_0$ . Apenas alguns daqueles fatores são considerados como muito importantes para a estimativa do módulo de distorção inicial  $G_0$  podendo-se destacar os seguintes: tensão principal efetiva na direção da propagação da onda; tensão principal efetiva na direção da vibração da partícula; índice de vazios; anisotropia estrutural; grau de saturação (particularmente em argilas e siltes) e cimentação seja natural ou artificial (BARROS, 1997).

O módulo de distorção inicial  $G_0$  constitui um parâmetro fundamental que caracteriza o estado do solo e está intimamente ligado à estrutura do material

A determinação de  $G_0$  pode ser feita por duas vias:

- Através da medição das tensões e das deformações em "pequenos" carregamentos (teoria da elasticidade);
- Através da medição da velocidade de propagação da onda de corte (teoria de propagação das ondas).

Para tal, foram desenvolvidos diversos tipos de ensaios, tanto de campo como de laboratório. Os ensaios de campo têm a vantagem de eliminar os problemas inerentes à amostragem dos solos, mas permitem apenas investigar o comportamento dos solos na gama de pequenas a moderadas deformações e traduzem características médias do volume de terreno envolvido no

ensaio; enquanto que os ensaios de laboratório permitem caracterizar os solos para uma faixa ampla de deformações e para diversos estados de tensão, mas apenas confinados à amostra utilizada.

Independentemente do ensaio utilizado para a obtenção das ondas sísmicas, ou do método de interpretação dos registros, o resultado relevante é a determinação do tempo de propagação da onda através do solo. Tendo-se conhecida a distância percorrida pela onda, pode-se determinar a velocidade da mesma, conseqüentemente pode-se determinar o módulo cisalhante do solo, como mostrado nas equações abaixo:

$$V_s = \frac{d}{t_s} \quad \text{e} \quad V_p = \frac{d}{t_p} \quad (2.1)$$

$$G_{m\acute{a}x} = \rho \cdot V_s^2 \quad \text{e} \quad M = \rho \cdot V_p^2 \quad (2.2)$$

Onde:  $d$  = distância de percurso;

$t_p$  = tempo de percurso da onda S;

$t_s$  = tempo de percurso da onda P.

$\rho$  = Peso específico do material.

$M$  = módulo à compressão a pequenas deformações.

$G_{m\acute{a}x}$  = módulo cisalhante a pequenas deformações.

O intervalo de tempo entre as ondas transmitidas e recebidas, baseia-se na identificação do primeiro instante de chegada da onda recebida, ou seja, na primeira inflexão do sinal de resposta (Figura 2.5).

Os primeiros pesquisadores a utilizar este ensaio (ABBISS, 1981; DYVIK; MADSHUS, 1985) observaram que a inversão da polaridade do sinal emitido era, conseqüentemente, acompanhada pela inversão, no sinal de resposta, apenas da parte correspondente à onda de cisalhamento, cancelando efeitos distorcionais e ruídos presentes. Este processo simples permitia, em geral, confirmar o ponto da primeira inflexão como o ponto de chegada da onda propagada. Trabalhos posteriores demonstraram que tal fato não pode ser generalizado, já que os efeitos de vizinhança também são invertidos na totalidade, acompanhando a onda de cisalhamento.

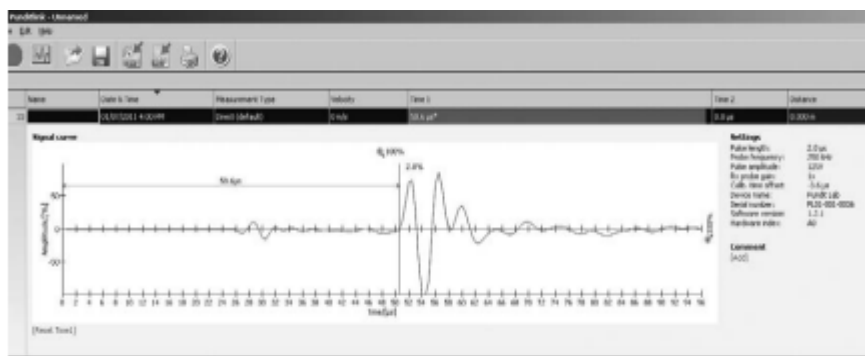


Figura 2.5 Determinação do tempo de propagação de uma onda S, pelo método da primeira chegada do sinal de resposta num ensaio com gerador de pulsos ultra-sônicos. Adaptado do manual do Punditlab

#### 2.1.4 Potencial de Expansão

Um solo expansivo é aquele que apresenta variações de volume diante da variação da umidade ou sucção, sendo constituído na sua fração mais fina por minerais expansivos ou pela formação de novos minerais expansivos quando estabilizados com cal ou cimento.

O problema dos solos expansivos não era reconhecido pelos engenheiros até 1930. Os danos ocorridos nas construções da época eram atribuídos a outras causas que não à atuação desse tipo de solo. O U. S. Bureau of Reclamation reconheceu os problemas de solos expansivos em 1938, quando realizou-se a construção da fundação de um sifão de aço (CHEN, 2012).

Para o solo ser expansivo deve ter características mineralógicas que são: argilominerais de estrutura laminar do tipo 2:1, combinação de duas folhas tetraédricas (Te) e uma folha octaédrica (Oc), principalmente do grupo esmectitas, nas montmorilonita e vermiculita verifica-se uma maior instabilidade volumétrica, além dos interestratificados de montmorilonita como a clorita, illita e vermiculita ou até mesmo de outros minerais, como a haloisita também apresentam capacidade de expansão, porém mais limitada, (FERREIRA, 1995).

As montmorilonitas são as argilas que apresentam maiores variações volumétricas por absorção de água, o que se entende ser justificado pelo seguinte: quando uma partícula de montmorilonita é posta em contato com a água as moléculas de água penetram entre as camadas estruturais fazendo aumentar o espaçamento basal, originando um aumento de volume que pode, no máximo, duplicar o volume da partícula (CASTRO, 1974). A caulinita, diferente dos outros argilominerais do grupo das esmectitas, não possui os planos basais expansíveis (COELHO et

al., 2007). As caulinitas são argilas que não exibem expansibilidade de natureza físico-química. A reduzida distância entre camadas estruturais impede a entrada de água e o fraco potencial elétrico implica uma fraca adsorção superficial. Se ocorrer expansão nas caulinitas, ela será de origem mecânica.

Atualmente, há inúmeros métodos de identificar argilas potencialmente expansivas, critérios esses definidos por diversos pesquisadores que diante da complexidade do problema de identificação desses solos fizeram hipóteses simplificadoras e uso de métodos numéricos em busca de solução. Esses métodos podem ser identificados como sendo métodos diretos e métodos indiretos (FERREIRA, 1995).

Os métodos diretos são baseados na medida da expansão induzida ao solo ou da tensão necessária para impedir esta expansão, realizando-se ensaios mecânicos do tipo edométrico onde procuramos simular, ao máximo, a condição de campo sendo por carregamento, por inundação ou percolante. Inundam-se os corpos de prova, quando as deformações decorrentes de certa pressão já se estabilizaram mede-se a expansão ocorrida. A expansão depende da pressão aplicada à amostra, sendo tanto menor quanto maior a pressão. Existe uma pressão na qual não há expansão, essa pressão esta denominada de pressão de expansão. Para pressões maiores que esta, é comum ocorrer contração do solo. Para a determinação da pressão de expansão, diversos corpos de prova são ensaiados, cada qual inundado com uma pressão diferente, medindo-se a expansão correspondente. Obtém-se por interpolação a pressão para qual não há expansão. Este critério oferece informações quantitativas a respeito dos valores das deformações volumétricas devido à expansão.

Os métodos Indiretos são aqueles que recorrem à identificação mineralógica, índices físicos, limites de consistência ou parâmetros ligados à textura, composição e comportamento dos solos. O método mais usual para identificação e analisar o comportamento do argilomineral se baseia no ensaio de Difração de Raios-X. Os ensaios de Índices de consistência tem uma ampla aceitação, isto se deve ao fato de que a plasticidade está relacionada com a expansividade, porcentagem da fração argilosa e tipo de argilomineral.

A expansão e a contração de um solo são normalmente reduzidas quando o solo é tratado com cal. A cal tende, pela floculação das partículas, a reduzir as mudanças de volume apresentadas pelos solos. A diminuição da expansão é atribuída à redução da afinidade por água das argilas

saturadas pelo íon cálcio e pela formação de uma matriz cimentante. Quanto mais expansivo for o solo, maior é a influência da cal na redução das variações volumétricas.

Solos especiais como aqueles com conteúdo de sulfato apresentam complicações na sua estabilização com cal ou cimento, demonstrando alterações negativas na sua resistência, estabilidade volumétrica e durabilidade em relação a outros solos. (MITCHELL, 1986; HUNTER, 1988; MITCHELL; DERMATAS, 1992; PETRY; LITTLE, 1992; KOTA et al., 1996a; ROLLINGS et al., 1999; PUPPALA et al., 2010).

## 2.2 EFEITO DA RELAÇÃO POROSIDADE/AGENTE CIMENTANTE

Recentes pesquisas relatam o uso da relação volume de vazios/volume de agente cimentante na previsão do comportamento mecânico de solos artificialmente cimentados com cimento ou cal, de modo a citar algumas pesquisas temos: Foppa (2005), Lopes Junior (2007), Consoli *et al.* (2009), Lopes Junior (2011), Consoli *et al.* (2010), Quiñonez (2015).

Como nos concretos, as quantidades de água incorporada ao solo assim como a quantidade de cimento tem uma grande importância no processo tecnológico do mesmo, mas algumas dificuldades têm sido encontradas em se adotar o fator água/cimento como variável de estudo e parâmetro de dosagem (CONSOLI et al., 2007).

De acordo com os resultados encontrados por Foppa (2005), não foi possível correlacionar a resistência à compressão uniaxial com o fator água/cimento. No estudo realizado pelo autor, os vazios se encontravam parcialmente preenchidos por água, assim, para o solo-cimento no estado não saturado, uma relação entre o volume de vazios e o de cimento deveria ser mais adequada na análise e controle da resistência mecânica. (CONSOLI et al., 2007). Em quanto a solos completamente saturados uma relação água/cimento seria adequada.

Foppa (2005), quem tratando uma areia-siltosa com 2%, 3%, 5%, 7%, 9% e 12% de cimento em relação ao peso de solo seco, e utilizando o mesmo conceito vazios/cimento verificou a mesma tendência obtida por (LARNACH, 1960) observado na figura 2.6. No entanto, concluiu que uma correlação volume de vazios/volume de cimento, não constitui a melhor forma de apresentar os resultados, já que se pode interpretar que dada uma variação no volume de vazios, uma variação proporcional no volume de cimento equilibraria a perda o ganho de resistência.

Um melhor ajuste dos dados experimentais foi obtido por o autor expressando em termos da porosidade da mistura e do teor volumétrico de cimento ajustado por um expoente igual a 0,28 (Figura 2.7). O significado físico desse expoente ainda está sendo pesquisado, mas acredita-se que é função do tipo do solo e do agente cimentante utilizado.

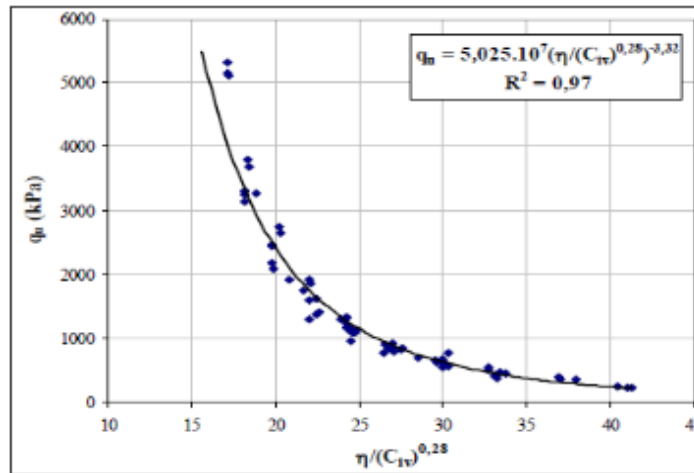


Figura 2.6 relação vazios/cimento pela resistência à compressão simples (FOPPA, 2005)

Lopes Junior (2007) estudou a relação vazios/cal tratando uma areia-siltosa com resíduo de britagem e as proporções de 3%, 5%, 7%, 9% e 11% de cal em relação ao peso de solo seco. Para cada porcentagem de cal foi feita uma série de ensaios de resistência à compressão simples, moldadas a diferentes teores de umidade e massas específicas aparentes secas, ambos determinados a partir das curvas de compactação do ensaio Proctor das misturas. Na Figura 2.8 pode se observar os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples das amostras tratadas com cal em 28 e 90 dias de cura. Avalia-se um bom ajuste dos resultados à relação vazios/cal, forçados por um fator exponencial 0,06.

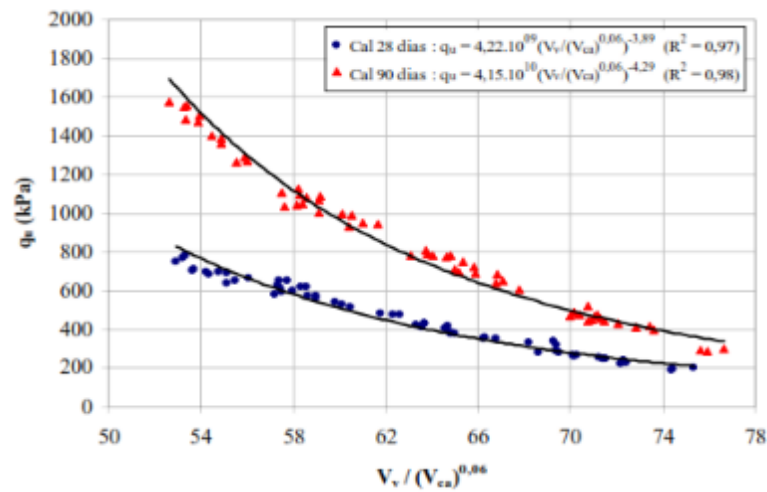


Figura 2.7 - Relação vazios/cal ajustado versus resistência a compressão simples para amostras com 28 e 90 dias de cura (LOPES JUNIOR, 2007).

Consoli *et al.* (2016), avaliaram um solo argilo-siltoso do chaco paraguaio com propriedades dispersivas, demonstrando que ao estabilizar com cal, a relação porosidade/teor volumétrico da cal é um parâmetro que controla o comportamento mecânico do mesmo. Na figura 2.9 se observa o comportamento da resistência à compressão simples com a porosidade/teor volumétrico da cal para diferentes períodos de cura.

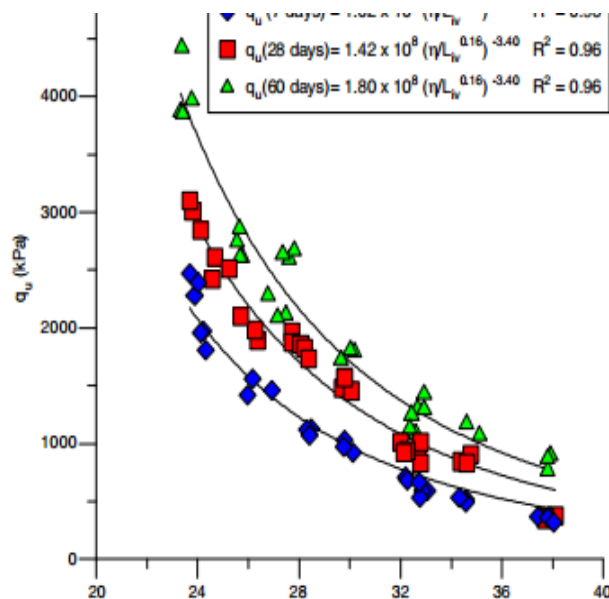


Figura 2.8 Variação da resistência a compressão simples com a relação ajustada porosidade/cal para três períodos de cura (7, 28 e 60 dias). Adaptado de Consoli *et al.* (2016)

Considerando as várias pesquisas realizadas sobre a relação vazios/agente cimentante, depois expressado em termos da porosidade da mistura e do teor volumétrico do agente cimentante é possível concluir que esta metodologia apresenta uma ferramenta ideal para a dosagem da quantidade adequada de agente cimentante e energia de compactação de modo a proporcionar uma mistura que atenda resistências de projeto requeridas ao menor custo possível e com uma alta confiabilidade.

### 2.3 SOLOS DO CHACO PARAGUAIO

O chaco paraguaio pertence à zona de transição entre o clima semi-árido e úmido se registrando em geral precipitações no baixo chaco de uns 1400 mm (média) decrescendo para a fronteira com Bolívia em até 400 mm na média. O clima é seco e quente com temperaturas medias que superam os 25°C, temperaturas máximas registradas de 45°C e temperaturas mínimas inferiores aos -1°C (RÍOS; AQUINO, 2014).

As principais bacias sedimentares da região ocidental ou chaco paraguaio são as bacias de Curupayty, Caranday, Pirity, Pilar e do Chaco (Figura 2.10). As bacias sedimentares da região ocidental tem quase todas as suas colunas sedimentares em sub-superfície, enchido atualmente na superfície por sedimentação Cretáceo-Terciário da bacia do Chaco, com exceções das bacias no norte de Curupayty e Caranday que tem alguns afloramentos (GÓMEZ DUARTE, 1986).

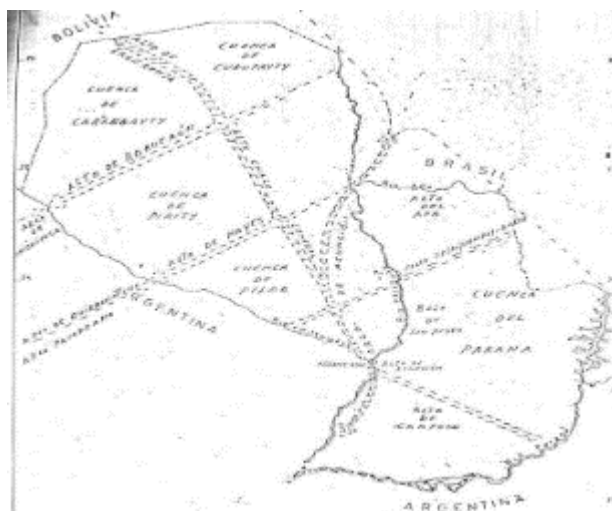


Figura 2.9 Bacias sedimentares do Chaco Paraguai (GÓMEZ DUARTE, 1986)



As bacias de Pirity e Pilar apresentam no cretáceo uma coluna sedimentar de mais de 3.000 m de espessura. No cretáceo o levantamento do arco de Asunción e as movimentações associadas à evolução da faixa móvel andina provoca um período de grande sedimentação nas bacias do Paraguai Ocidental.

Teruggi (1970) afirma que no início do ciclo tectônico andino (inícios do Terciário) ao longo das suas diferentes fases, a região paraguaia mesopotâmica (Argentina) sofreu uma série de repercussões que reativaram movimentações verticais fazendo descer a bacia do Chaco, provocando finalmente, no mioceno superior, o ingresso do chamado mar Entrerriano, que inundo o norte da província de Buenos Aires, parte oriental de Entre Rios, porção oriental de Corrientes e parte do Chaco Paraguaio (Figura 2.11).



Figura 2.10 Ingresso do mar Entrerriano (o Manga del Tathys) em el Mioceno médio tardio. (PÉREZ et al., 1996)

Gómez Duarte (1986) menciona que os sedimentos depositados na bacia do Chaco nessa época devem de ser considerados num ambiente confinado, dando depósitos lacustres, deltaicos e palustres, e que o mar o a expansão norte do mar entrerriano (Mioceno Superior), haveria sido de águas de pouca profundidade. O ambiente restrito e a evaporação contribuíram, de grande maneira, na ocorrência de evaporitas (cristalização de sais dissolvidos). Segundo o autor, na parte basal dessa unidade, se apresentam argilas e siltes grises com concreções latentes de gesso. Areias finas, siltes e argilas pardo-vermelhas se sobrepõem à anterior em forma concordante e constituem o que poderia considerar-se chaco inferior. Uma sequência mais argilosa que a anterior se desenvolve e parece ser a cobertura das unidades do terciário.

Segundo o trabalho do Lemos (1983) na região centro oeste existe predominância de solos bem desenvolvidos, com um horizonte de acumulação de argila. Os sais solúveis apresentam concentrações consideráveis nesses solos, especialmente na área que apresenta o desenho fluvial vinculado aos crescentes do rio Pilcomayo.

É importante também considerar que geralmente de acordo com Grassi *et al.*(2005), o chaco paraguaio apresenta três áreas climáticas:

- Sub-úmido molhado, megatérmico, sul do Departamento de Presidente Hayes e da confluência do rio Paraguai e Pilcomayo;
- Sub-úmido Seco, megatérmico, o Departamento centro e norte do Presidente Hayes e do setor oriental do Departamento. De Alto Paraguay e,
- Semi-árido, megatérmico, ao oeste Departamento de Alto Paraguay e todo o departamento de Boqueron.

A classificação climática Thornthwaite é baseado no volume de chuvas e evapotranspiração. A condição semiárida é uma clara indicação de deficiências de precipitação sazonais prolongados na região.

### 2.3.1 Solos Salinos

Solos salinos se encontram principalmente em regiões de clima árido e semi-árido. Sob condições úmidas, os sais solúveis originalmente presentes em materiais de solo e aqueles formados por desgaste de minerais geralmente são transportadas para baixo com a água do solo e, em seguida, transportados pelas correntes oceânicas a. Em regiões áridas, a lavagem e transporte de sais solúveis para o mar não é tão completo como nas regiões úmidas. A lavagem natural é geralmente local e os sais solúveis não podem ser transportados para fora. Isto ocorre, não só devido à menor chuva disponível para a lavagem e transporte dos sais, mas também devido às altas taxas de evaporação apresentado em climas áridos, o que também tende a concentrar-se os sais na água do solo e na superfície (RICHARDS, 1954).

Em solos salinos os sais encontrados mais frequentemente são formados por cátions de cálcio, magnésio, sódio e dos ânions cloreto e sulfato, com menos frequência encontram-se outros íons como potássio, carbonato e bicarbonato (QUEIROZ et al., 1997).

O processo natural de salinização pode acontecer de várias formas: através da fragmentação e decomposição das rochas, escoamento superficial e subterrâneo de encostas para as partes baixas carreando os sais que se solubilizam das rochas para sua acumulação, o aumento da concentração progressiva devido à evaporação da água, deposição de sais transportados pelo fenômeno de maresia e por intrusão (onde a água do mar através da maré, penetra nos estratos permeáveis na faixa litorânea) ou pela presença de mares no passado.

Como um pré-requisito para este processo, é preciso a presença de uma capa freática salina a pouca profundidade e uma relação evapotranspiração/precipitações maior do que 1. Por esta razão, este processo ocorre principalmente em regiões áridas e semi-áridas e está praticamente ausente em regiões úmidas (RICHARDS, 1954).

Sob estas condições, a parte superior da camada capilar atinge a superfície do solo, a água evapora e os seus sais solúveis são precipitados. Enquanto essa água vai evaporando, novas porções de água sobem pelos capilares, constituindo um fluxo constante.

Como resultado, a superfície do solo nas capas próximas a esta, sais solúveis, se acumulam sais solúveis que cristalizam preenchendo os poros do solo, e, portanto, fazendo friável a capa superficial do perfil. Ao aflorar estes sais formam uma casca branca contínua, que originam o nome de “solos salinos brancos”, que também é chamado Solonchak, nome dado a eles pelos pedólogos russos que, inicialmente os descreveram (Figura 2.12).



Figura 2.11 Processo de salinização de solos

Essa casca salina de acordo Fassbender (1987), consiste principalmente de sais de cloretos e sulfatos.

### 2.3.2 Solos dispersivos

Argilas dispersivas, também conhecidas como solos altamente erosivos, são dispersas na presença de água relativamente pura, tal como a causada por precipitações.

Sherard *et al.* (1972) identificaram em barragens executadas de três estados dos Estados Unidos a presença de argilas dispersivas, e também num dique de uma barragem no município de Zulia, Venezuela, apresentando a primeira proposta do critério de caracterização em quanto a dispersão das argilas. Os mesmos autores (SHERARD, J.L.RYKER, N.L.DECKER, 1972) descrevem as causas que ocasionam o início do processo de formação de piping e a relevância da presença de estruturas de drenagem interna nas barragens.

Solos salinos com alto conteúdo de sulfato de sódio são propensos ao efeito da dispersão pelo aporte do sódio. No trabalho do Ouhadi e Goodarzi (2006), solos dispersivos foram preparados em laboratório de acordo com a quantidade de sulfato de sódio necessário para fornecer a máxima dispersão. A figura 2.13 mostra a variação da dispersão da bentonita dispersiva feita em laboratório com as diferentes concentrações de sulfato de sódio.

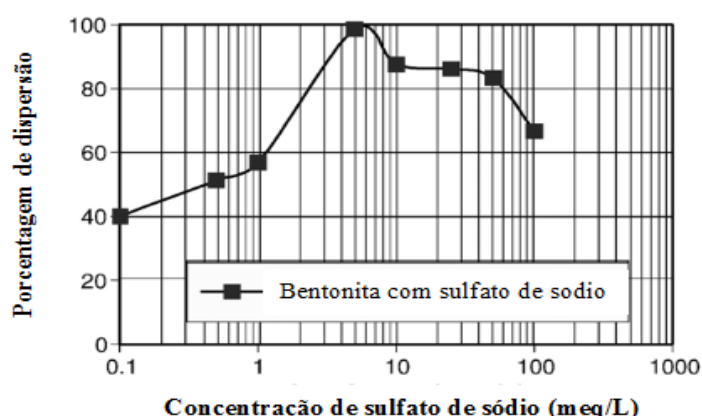


Figura 2.12 Variação da porcentagem de dispersão em bentonitas dispersivas preparadas em laboratório

Segundo Mitchell (2005), a floculação se obtém quando são incorporados à estrutura da argila elementos carregados positivamente chamados cátions, que neutralizam as cargas negativas. Os mesmos provêm da solução à que se encontra a partícula de argila (água intersticial). Os cátions

comuns são o cálcio, magnésio, sódio e potássio. Em torno de cada cátion forma-se uma esfera de solvatação formada por moléculas de água, isto é, o conjunto adere-se à partícula de argila devido ao campo elétrico gerado pelos cátions e pelas características de dipolo das moléculas de água. O tamanho da esfera de solvatação diminui com o aumento da concentração de cátions na solução e vice-versa.

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

- Por um lado, tende a tomar os cátions da água intersticial para reduzir a diferença de concentração, o que gera um desequilíbrio entre o complexo de adsorção de partículas da argila e a água intersticial, produzindo uma transferência de cátions a partir da partícula à água intersticial. O resultado é um desequilíbrio elétrico da estrutura química da argila, aumentando a repulsão eletrostática entre partículas.
- Ao mesmo tempo, os cátions que permanecem aderidos à partícula de argila tendem a aumentar sua esfera de solvatação devido à diminuição da concentração de cátions na solução. Isso aumenta a distância entre as partículas com conseqüente redução da força de atração de van der Waals.

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

De acordo com Holmgren (1977), a tendência para uma erosão por dispersão depende, fundamentalmente, do tipo de cátion predominante na estrutura da argila, sendo os solos sódicos mais dispersivos do que aqueles que contem cálcio e magnésio como são mostrados na figura 2.14.

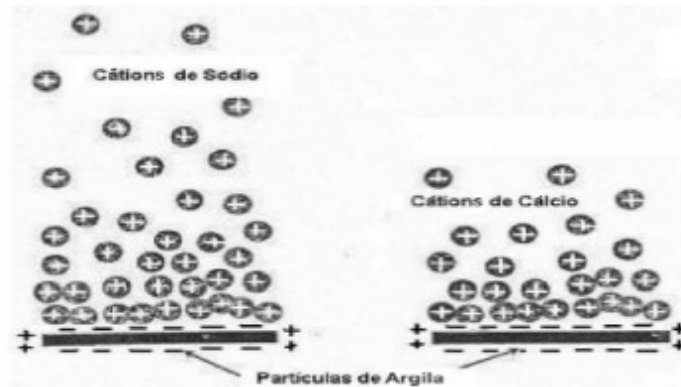


Figura 2.13 Comportamento dos íons de Sódio e Cálcio aderidos à partícula da argila. Adaptado de Hanson *et al.*(1999).

Mitchell (2005) indica que a concentração dos cátions absorvidos diminui com o aumento da distância à partícula de argila, como pode ser visto na Figura 2.15. Este conjunto é chamado de dupla camada difusa. Os cátions divalentes tais como o cálcio e magnésio geram uma espessura da camada difusa muito menor do que os cátions monovalentes tais como sódio. Isso faz com que, resulte uma maior distância entre as partículas de argila em solos sódicos, o que significa menos força de atração. Além de manter outros fatores constantes, os cátions divalentes se aderem mais firmemente à partícula de argila do que os monovalentes. Assim, os íons de sódio podem ser removidos mais facilmente a partir do complexo de adsorção quando existem diferenças de concentração de sais com a água intersticial, descompensando eletricamente a partícula de argila (QUINÓNEZ, 2015).

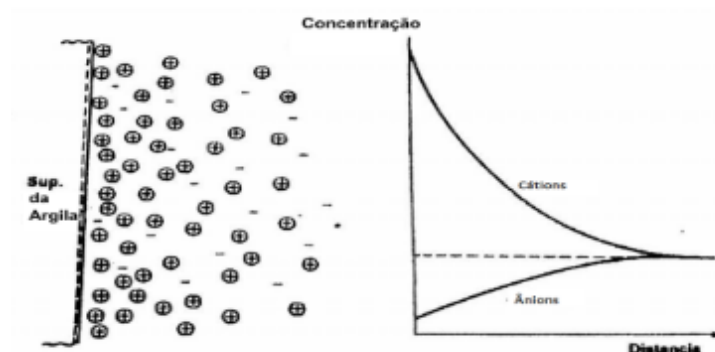


Figura 2.14 Distribuição dos íons adjacentes à partícula da argila de acordo com o conceito de dupla camada difusa. Adaptado de Mitchell (2005).

### 2.3.3 Estabilização de solos sulfatados com aditivos a base de cálcio

A deterioração do concreto em ambientes com alta concentração de sulfatos foi reconhecida como um problema por muitos anos (MEHTA, 1973). Como resultado, tem havido numerosos estudos realizados nessa área. A situação é bastante diferente para a cal e o cimento em solos estabilizados, sempre que a deterioração através de reações adversas com sulfatos não teve a atenção suficiente. Conseqüentemente, pouca pesquisa foi realizada nessa área, e a limitada pesquisa que ocorreu não chamou a atenção necessária (DERMATAS, 1995).

Conhecidos como estabilizadores tradicionais, os estabilizadores a base de cálcio, como são a cal e o cimento, são utilizados já há muito tempo em quase todo tipo de solo para melhorar o seu comportamento mecânico. Entretanto, várias pesquisas têm demonstrado que a utilização de estabilizadores a base de cálcio com solos ricos em sulfato pode levar a um novo problema em vez de mitiga-lo. (MITCHELL, 1986; HUNTER, 1988; MITCHELL; DERMATAS, 1992; PETRY; LITTLE, 1992; KOTA et al., 1996a; ROLLINGS et al., 1999; PUPPALA et al., 2010).

Problemas induzidos por sulfato em solos tratados com estabilizadores a base de cálcio, tais como cal, cimento Portland e cinzas volantes tem sido documentado desde o final dos 1950. Segundo Dermatas (1995), a evidência do efeito prejudicial da presença de íons de sulfato na resistência dos solos estabilizados com cimento ou cal foi dada por, Mehra *et al.* (1955), e Sherwood (1958, 1962). Essas pesquisas mostraram que houve uma perda da resistência acompanhada pela desintegração do material quando o solo estabilizado com cimento foi imerso em soluções contendo íons sulfato ou quando o solo sulfatado estabilizado com cimento foi imerso na água. O ataque por sulfatos no solo-cimento foi mais rápido do que no concreto, e Gordon (1962) apud Dermatas (1995) sugere que as diferenças na cinética da reação podem estar associadas com o fato de que o solo cimento era menos denso, assim a difusão de soluções de sulfato ou de água pode ocorrer mais facilmente.

Sherwood (1962), estabeleceu que etringita fosse formado como resultado das reações de argila-cal-sulfato, e que a sua formação foi, provavelmente, responsável pela degradação de um solo estabilizado, o resultado foi mais tarde confirmado de forma independente por Inglês & Metcalf (1972).

Depois dessas investigações, parece ter havido pouca investigação adicional pelo ponto de vista geotécnico, até que o Mitchell (1986) indicou que a presença de sulfatos seguida à formação de etringita e taumasita, foi a causa da expansão e deterioração que aconteceu na sub-base tratada com cal da Avenida Stewart no Texas, USA.

Expansão induzida por sulfatos conhecido como *sulfate-induced heave* é atribuído à presença de sulfato nos solos ou na água dos solos, acontecendo quando cal ou cimento são utilizados como estabilizantes destes solos (HUNTER, 1988; MITCHELL; DERMATAS, 1992; PETRY; LITTLE, 1992).

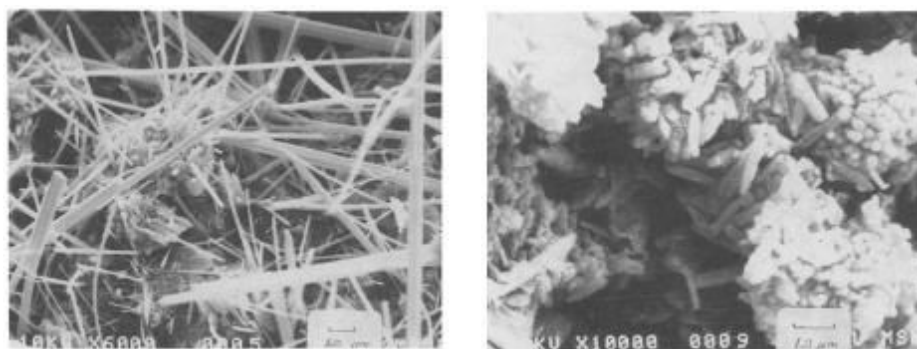
O resultado dos estudos do solo tratado com cal, nas falhas no pavimento pesquisado por o Mitchell (1986) forneceram as seguintes informações:

1. O solo não tratado continha quantidades significativas de sulfato de sódio solúvel (até 1,5 por cento em peso).
2. O solo não tratado continha grandes quantidades de gesso calcita e alguns casos dolomita  $[Ca-Mg (CO_3)_2]$ .
3. A cal estava presente no final da construção em ambas zonas, as que sofreram falhas e as que permaneceram intactas.
4. Os solos tratados com cal nas zonas de falha por expansão têm um maior conteúdo de água e menores pesos específicos que os solos não tratados expostos também à presença de água.
5. Amostras retiradas de zonas intactas e sem falhas podem expandir, se expostas à água.
6. Minerais argilosos expansivos estavam presentes no solo não tratado.
7. Silicatos hidratados de cálcio (CSH), o material de cimentação que resulta da reação entre os minerais da cal e argila na estabilização com cal bem sucedida, não pôde ser encontrado nas amostras provenientes de zonas da falha e que não falharam. O pH deve ser de 12,4 ou superior para que estas reações ocorram. Uma vez que o pH das áreas tratadas foi de apenas 8 a 10,5; é improvável que as reações de cimentação futuras irem ocorrer.
8. Quantidades significativas de etringita,  $Ca_6[Al(OH)_6]_2 (SO_4)_3 \cdot 26H_2O$ , e taumasita,  $Ca_6[Si(OH)_6]_2 (SO_4)_2(CO_3)_2 \cdot 24H_2O$ , foram indicados por difratogramas de raios X em ambas as zonas, tanto com falha e sem falha ao longo das seções da rua onde as falhas



por expansão predominaram. Estes materiais são conhecidos por serem muito expansivos, e a sua formação é responsável pela deterioração de concretos por ataque de sulfatos.

9. Quantidades insignificantes de etringita e taumasita foram encontradas em amostras tratadas a partir da metade oriental do projeto em que as falhas não tivesse ocorrido.



(a)

(b)

Figura 2.15 Imagens do mineral etringita com Microscopia Eletronica de Varredura (MEV). (a) Mistura areia-caulinita.(b) Mistura areia-montmorilonita (MITCHELL; DERMATAS, 1992)

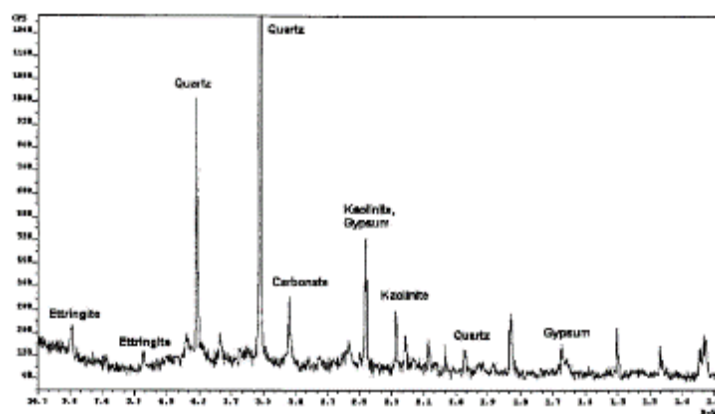


Figura 2.16 Mineral etringita identificado em ensaios de Difratometria de Raios X (DRX) (PUPPALA et al., 2006)

Em quanto ao trabalho do Hunter (1988), ele mostrou que a expansão da estrutura do pavimento da Avenida Steward foi induzida por reações químicas entre a cal e os solos locais. Os resultados da análise mecânica de solos do local mostram que as argilas são ligeiramente a moderadamente expansiva. O peso específico seca no local da sub-base danificada foi

encontrada para ser tão baixo quanto  $865 \text{ Kg/m}^3$  ( $54 \text{ lb/ft cu}$ ), uma indicação clara de onde a expansão ocorreu.

Com técnicas de raios-X (DRX) (Figura 2.17) e microscopia eletrônica (MEV) (Figura 2.16), Hunter (1988) identificou uma abundância do mineral taumasita e etringita na sub-base danificada. Nos piores casos, a taumasita pode constituir 20-40% em volume da massa total. A taumasita, não está presente nos solos naturais e não ocorre naturalmente em ambientes sedimentares. Outros minerais secundários, incluindo calcita ( $\text{CaCO}_3$ ), gesso ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ) e polihalita [ $\text{K}_2\text{MgCa}_2(\text{SO}_4)_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ] também foram produzidos pelas reações cal.

A presença de sulfato num solo tratado com cal afeta apenas as reações pozolânicas ao longo prazo. A troca catiônica, floculação/aglomeração, e carbonização ocorrem rapidamente e produzem os resultados esperados. Infelizmente, isto significa que não há nenhuma indicação imediata do potencial de expansão de um solo tratado com cal (HUNTER, 1988).

Investigações em solos estabilizados com cal na Austrália, feitas por Inglês & Metcalf (1972), mostraram que a estabilização inicial de solos argilosos sulfatados poderia ser satisfatória, mas uma molhagem subsequente pode levar a expansão e à ruptura da estrutura cimentada.

### 2.3.4 Mineralogia do fenômeno

Quando o solo e/ou águas subterrâneas contêm sulfatos em solução, na presença de cal que pode se combinar com a alumina liberada a partir da argila, ou possivelmente presente na forma amorfa, formam-se uma série de compostos de hidratos de cálcio-aluminato-sulfato, levando, finalmente para a formação da etringita,  $\text{Ca}_6[\text{Al}(\text{OH}_6)]_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 26\text{H}_2\text{O}$  c.

A taxa e a quantidade da libertação do sulfato na solução são uma função da forma dos sais de sulfato presentes. O gesso é uma fonte contínua de sulfatos, devido à sua velocidade de dissolução relativamente lenta. Outros sais de sulfato, como  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ ,  $\text{K}_2\text{SO}_4$ , e  $\text{MgSO}_4$ , que podem estar presentes no campo são muito mais solúveis. Eles contribuem para formação precoce da etringita e se esgotam como fontes de sulfatos solúveis dentro da área onde o tratamento de cal é aplicado. Sulfatos facilmente solúveis transportados de áreas adjacentes também poderiam contribuir para a formação da etringita, mas levaria algum tempo antes de serem introduzidos no sistema. Isto é, se a estabilização com cal é adequadamente concebido e construído, a condutividade hidráulica e a difusividade do material estabilizado se espera sejam

reduzidos, fazendo que os processos de transporte sejam relativamente lentos (DERMATAS, 1995).

Segundo Hunter (1988) e Petry & Little (1992), os sulfatos, quando presentes em suficiente quantidade no solo, interferem nas reações pozolânicas entre os íons  $\text{Ca}^{++}$  liberados da cal e a sílica e a alumina dissolvidas dos argilo-minerais, formando etringita. A formação de etringita causa uma brusca queda do pH da mistura solo-cal, sendo mais uma causa da inibição das reações pozolânicas solo-cal.

Embora existam vários aluminatos hidratados de cálcio-sulfato, não houve até agora desacordo com os resultados de Lerch *et al.* (1929) apud Dermatas (1995), de que apenas o hidrato de monossulfato e hidrato trissulfato (etringita), são as fases estáveis em soluções aquosas. A formação ou simplesmente a hidratação do hidrato de monossulfato não conduz à expansão, enquanto que a formação e/ou a subsequente hidratação da etringita leva a um aumento de volume considerável. Mehta & Klein (1966) apud Dermatas (1995), afirmaram que a formação do monossulfato hidratado fosse favorecida num relativamente alto teor de alumina no ambiente, enquanto a formação da etringita é favorecida num ambiente de baixa alumina. A formação de monossulfato-aluminato hidratado de cálcio é favorável quando a razão molar de  $\text{Al}_2\text{O}_3$  ao  $\text{SO}_4$  é maior do que 1,0; quando esta proporção é inferior a 1,0 formação de etringita é favorecida. Ghorab & Kishar (1998) descobriram que etringita é estável até  $60^\circ\text{C}$  em uma solução de pH de 11 com a sua solubilidade aumentando com o aumento da temperatura. Ele se converte a monossulfato após uma hora de ebulição, e, seguindo a sua decomposição depois de 14 dias em gesso. Gesso aparece quando o pH da solução é reduzido para 9 e a concentração de alumínio diminui calaramente.

À primeira vista, esta série de reações químicas que implicou no problema da expansão deve-se à formação unicamente de etringita. Mas, como suportado por Hunter (1988), Mehta & Wang (1982) e Dermatas (1995), a expansão excessiva está essencialmente relacionado com a adsorção de água pela etringita hidrofílica. O fato de que a formação e a subsequente hidratação do hidrato de trissulfato (etringita) pode ser acompanhada por forças expansivas foi informado pela primeira vez por Michaelis (1896) apud Dermatas (1995) e subsequentemente tem sido confirmado por numerosos pesquisadores.

Uma vez que um cristal de etringita há nucleado, continua crescendo como um elemento final quase puro a menos que a temperatura do sistema cai abaixo de aproximadamente 15°C. Abaixo dessa temperatura, e assumindo a presença de carbonatos solúveis no sistema, a etringita pode se transformar através de uma série de composições intermediárias até chegar ao mineral taumasita  $[\text{Ca}_3\text{Si}(\text{OH})_6(\text{SO}_4)(\text{CO}_3)]_2 \cdot 24\text{H}_2\text{O}$ . Essa alteração se produz pela substituição isoestrutural da sílica pela alumina e do carbonato pelo sulfato (KOLLMAN AND STRUBEL, 1981 apud DERMATAS, 1995). Taumasita, como etringita podem ser muito expansivos quando expostas a água. Os padrões de difração de raios-X da taumasita e etringita são quase indistinguíveis, são muito similares em suas características físicas e cristalográficas. Os dois minerais podem ser distinguidos por análises de espectroscopia de energia dispersiva (EDX), ou de análises térmicas diferenciais (DTA).

A etringita, devido à sua estrutura em forma de agulha, pode desenvolver um extenso intertravamento (interlocking) do cristal, induzindo assim ganhos de força significativos quando formados. O comportamento de expansividade e resistência da taumasita parece, para todos os efeitos práticos, ser idêntico à da etringita, devido à sua estrutura cristalina semelhante. Como foi observado por Mehta (1973), a etringita que em alguns casos causa a expansão, é aparentemente responsável pela elevada resistência, em outros casos, dependendo do tamanho dos cristais e morfologia. Tamanho e morfologia do cristal são geralmente função da estrutura cristalina do mineral, bem como o ambiente da formação dos cristais.

Um número de pesquisadores tem apontado que o principal mecanismo de expansão relacionado com a etringita é a adsorção de água por esses cristais. Mais especificamente, Mehta & Wang (1982), concluiu que, independentemente do mecanismo de formação, a expansão da etringita está associado com a adsorção de água, mas sem indicar o funcionamento do mecanismo de adsorção. Struble & Brown (1986), mostraram que quando etringita está exposto a um ciclo de desidratação e reidratação, a 25°C se perde 30% de sua massa durante a desidratação, no entanto, após reidratação a etringita tem um ganho de massa consideravelmente maior do perdido durante a secagem, até o 125% do valor inicial. Essa massa adicional foi tentativamente atribuída à adsorção de água pela etringita, sem nenhuma explicação do processo. Além disso, como mostrado na figura 2.18, o processo de hidratação se presume é relativamente rápido, mais do 20% do aumento da massa da etringita se registro em menos de 5 dias.

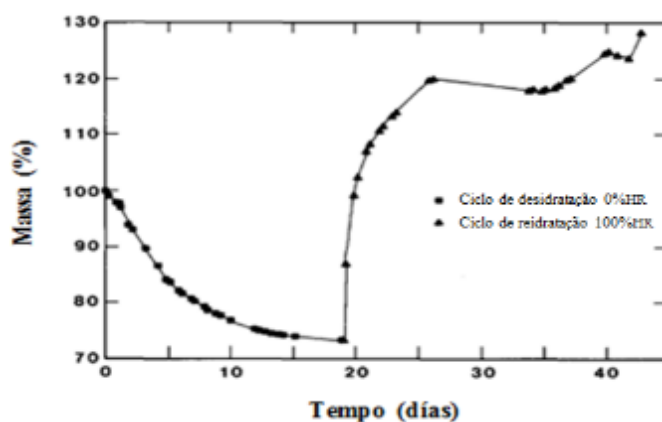


Figura 2.17 Variação da massa durante ciclos de desidratação e hidratação para etringita a 25°C (Adaptado do Struble e Brown, 1986).

De um modo geral, a expansão da etringita por adsorção de água, embora difícil de explicar, é amplamente considerado como um possível mecanismo de movimento vertical.

Mehta (1973), sugere que, após a formação da etringita no concreto, é o tamanho e a morfologia dos cristais de etringita que indicam se a expansão teria lugar, assim propõe categorizar os cristais de etringita em dois tipos:

Cristais grandes como bastões de 10 a 100  $\mu\text{m}$  de comprimento e vários  $\mu\text{m}$  de espessura, eles são formados em condições de baixa concentração de íons hidroxilo, quer dizer, um pH baixo. Concretos que contém uma quantidade considerável de esses cristais mostram uma alta resistência e não apresentam expansão.

Pequenos cristais em forma de hastes, de 1 a 2  $\mu\text{m}$  de comprimento e 0,1 a 0,2  $\mu\text{m}$  de espessura são formados em condições de alta concentração de íons hidroxilo. Quantidades significativas de esses cristais são encontrados em concretos deteriorados devido ao ataque de sulfatos, se propõe então que os cristais etringita encontrados são expansivos. As observações experimentais mostram que essa etringita microcristalina é capaz de adsorver grandes quantidades de água sobre a superfície, provocando assim alterações de volume considerável.

Em geral, é possível considerar que ambos os mecanismos (hidratação e crescimento do cristal), pode contribuir para a expansão observada. Deve-se notar, no entanto, que o desenvolvimento da expansão devido ao crescimento dos cristais seria um processo muito mais longo do que o

desenvolvimento da expansão devido à hidratação, uma vez que o primeiro envolve a contínua formação adicional de etringita. Além disso, aparentemente os cristais pequenos crescem muito mais lento do que os grandes, e induziria mais variação de volume devido a uma maior área superficial (MEHTA; WANG, 1982). A área de superfície maior significaria uma pressão de expansão maior sobre a adsorção de água.

Segundo Dermatas (1995), com base em todas as informações tratadas anteriormente, para que o fenómeno da formação da etringita / taumasita e a subsequente expansão ter lugar e necessário satisfazer a seguintes condições:

1. Um pH elevado, tal como ocorre com o tratamento com cal, pela alumina, sílica, e cálcio existente na solução de água dos poros.
2. Fornecimento adequado da alumina, e no caso da formação de taumasita, a sílica, quer dizer uma fracção de argila adequado. A experiência da história do caso Stewart Avenue sugere que é necessário um mínimo de partículas de argila de 10% para a expansão ter lugar.
3. A presença de sulfatos solúveis, a fim de que a etringita / taumasita possa se formar. Sulfatos poderiam estar presentes como inorgânicos, ou bem de forma biogénica.
4. O fluxo de água para dentro do sistema parece ser outra condição necessária para expansão ocorrer. Por enquanto não é possível definir se a expansão é atribuída à hidratação da etringita / taumasita ou, ao crescimento dos cristais.
5. Quando o sistema é limitado pela insuficiente dissolução da argila (isto é,  $\text{pH} < 10.5$ ), ou insuficientes íons de cálcio ou sulfato, a formação / expansão da etringita / taumasita é terminada.
6. O valor resultante da expansão é uma função da quantidade formada dos minerais etringita / taumasita, tamanho do cristal, a restrição do sistema, e a mobilidade de íons.
7. As alterações da temperatura e do pH do sistema, pode afetar seriamente as solubilidades e a estabilidade geral de todos os componentes do sistema. A temperatura, mais especificamente, afeta as velocidades das reações em curso e, por conseguinte, a velocidade do processo todo.
8. O sal poderia contribuir para a expansão observada, mas parece pouco provável que seja o mecanismo de condução em nosso problema.

## 2.3.5 Algumas técnicas de estabilização de solos sulfatados

### 2.3.5.1 Mellowing

Vários pesquisadores observaram que um peso específico de compactação inferior significa a diminuição do peso específico seco máximo que poderia criar mais vazios para permitir a formação de minerais expansivos (MITCHELL; DERMATAS, 1992; KOTA et al., 1996b). Uma diminuição do peso específico seco das misturas tratadas pode ser alcançada atrasando a compactação após a mistura com estabilizantes. Este fenômeno é chamado de "mellowing".

Durante o mellowing, reações de sulfatos e da estabilização com cal ocorrem simultaneamente. A formação de compostos nocivos ocorre antes da compactação (HARRIS et al., 2004). Durante a re-mistura e re-compactação, formada a etringita, ela é quebrada para evitar a formação de zonas de maior crescimento do mineral. Como foi mencionado, qualquer novo crescimento da etringita pode ser acomodada num material menos denso. Harris *et al.* (2004), recomenda dispor de uma umidade de 3-5% acima do teor de umidade ótima durante o mellowing para permitir a dissolução mais rápida de sulfatos, conduzindo ao esgotamento precoce de compostos formam etringita.

Harris *et al.* (2004) relataram que com um mellowing de 3 dias resultou uma expansão aceitável num solo com teor de sulfato aproximadamente de 7.000 ppm (figura 2.19). Quando o solo continha concentrações de sulfato de 10.000 ppm, o mellowing não deu resultados positivos.

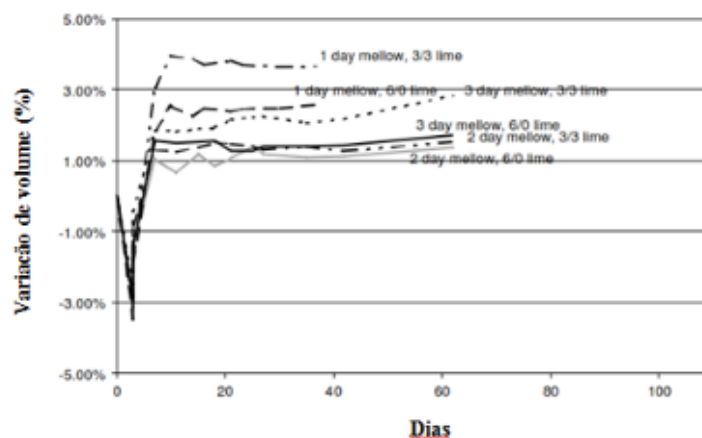


Figura 2.18 Variação volumétrica de amostras com 7000 ppm. de sulfatos dissolvidos na água da mistura com diferentes tempos de mellowing e aplicação simples/duplas de cal (Adaptado do Harris *et al.*, 2004).

Berger *et. al.* (2001) estudaram solos sulfatados da cidade do South Orange na Califórnia com 5000 a 8000 ppm de sulfatos estabilizados com 4% de cal e 4% de cal + 8% de cinzas volantes com períodos de 1, 3 e 5 dias de mellowing. As amostras mostraram um bom comportamento enquanto aos critérios de resistência e variação volumétrica.

Um segundo conjunto de amostras com 14.000 ppm de sulfatos estabilizados com 6% de cal e 6% de cal + 12% de cinzas volantes em períodos de 1, 3 e 5 dias de mollowing foram curadas durante 60 dias para medir a variação volumétrica da amostra submetida a imersão numa solução de água sulfatada. Todas as amostras apresentaram uma mínima variação volumétrica mostrando um bom efeito da estabilização.

### 2.3.5.2 Dupla aplicação de cal

Este método baseia-se no pressuposto de que a primeira aplicação de cal permite a formação e a expansão de etringita, enquanto a segunda aplicação de cal acelera a formação de compostos pozolânico. O intervalo de tempo entre a primeira e a segunda aplicação de cal é um fator importante. Se a duração de tempo entre aplicações sucessivas de cal é menor, os sulfatos do solo não vão se dissolver completamente, levando à formação de compostos cálcio-alumínio-sulfato-hidratado (CASH) de baixo conteúdo de sulfatos. Estes compostos em fases posteriores são convertidos para etringita com a liberação de sulfatos pela chuva ou oxidação de sulfitos. Considera-se necessário um mínimo de três dias de cura entre aplicações sucessivas de cal.

A adição de mais cal não garante a resistência à expansão, já que a penetração adicional de sulfatos por lixiviação é possível, reagindo com a cal sobrando e agravando o problema.

Foi observado por Harris *et al.* (2004) que a dupla aplicação de cal resultou em maiores expansões do que a aplicação única. Concluiu-se que a dupla aplicação de cal é ineficaz em solos com alto teor de sulfato e solos contendo sulfitos (pirites). Solos com sulfatos solúveis até 7000 ppm. podem ser efetivamente estabilizados com dupla aplicação de cal (KOTA *et al.*, 1996a).

### 2.3.5.3 Cimentos resistentes aos sulfatos

Cimentos resistentes aos sulfatos são capazes de inibir a formação de etringita, limitando a disponibilidade de alumina reativa. As concentrações do aluminato tricálcico (C<sub>3</sub>A) em esses



cimentos são baixos; assim, eles reduzem a quantidade de alumina disponível no material do concreto para reagir com sulfatos que favorecem a formação da etringita.

Cimentos resistentes a sulfatos falham nos casos em que a alumina é introduzida dentro da matriz do solo por contaminação. Num trabalho experimental do Puppala *et al.* (2004) cimentos tipo I / II e cimentos resistentes a sulfatos do tipo V foram utilizados para tratar solos que naturalmente atingiam uma expansão de até 10%; os níveis de sulfato variaram de 1.000 até acima de 5.000 ppm. Os teores de dosagem foram estabelecidos como 5 e 10% de cimento em peso seco do solo, bem como dois níveis do teor de umidade, uma mais úmida do que o nível ótimo e outra na umidade ótima. Testes de resistência, rigidez, variação volumétrica e testes de retração foram realizados sobre os solos tratados. Amostras de solo tratadas e compactadas numa umidade maior do que a ótima, produziram maior resistência (Figura 2.20) e expansões menores. Teores de umidade mais elevados do que a ótima, fazem as reações de hidratação mais fortes entre as partículas de cimento e solo. Testes de DRX confirmaram que ambos os tratamentos são eficazes na mitigação da formação de etringita.

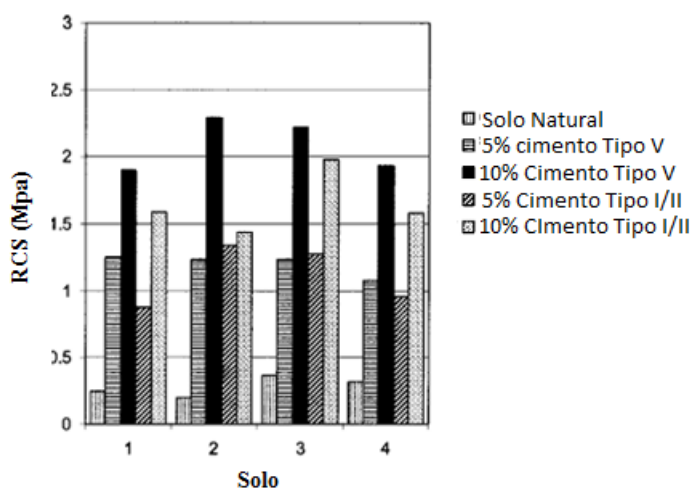


Figura 2.19 RCS do solo estabilizado com diferentes cimentos a umidade ótima (Adaptado do Puppala *et al.*, 2004)

#### 2.3.5.4 Tratamentos com cal e cimento combinados

Pesquisadores da Universidade do Texas em Arlington usaram uma combinação de cal e cimento para tratar solos expansivos de Arlington, Texas contendo níveis baixos a moderados de sulfatos (SIRIVITMAITRIE *et al.*, 2008). Como parte dos estudos laboratoriais, dois solos

argilosos de alta plasticidade foram escolhidos e tratados com 12% de cal e uma combinação de 6% de cal e 6% de cimento. Dois períodos de cura, 2 e 7 dias, foram considerados neste estudo. Os resultados laboratoriais indicaram que a combinação de cal e cimento mostraram bons resultados na resistência (Figura 2.21) e nas características de contração, relatando que os solos não sofreram variações volumétricas. Além disso, a combinação de tratamento de cal e de cimento provou ser mais eficaz do que o tratamento com cal.

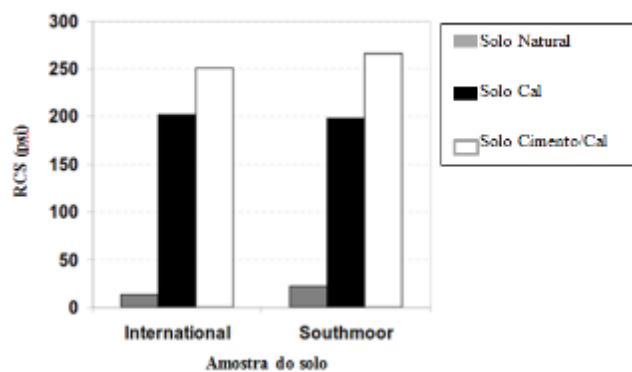


Figura 2.20 Resistência à compressão simples de solos sulfatados estabilizados com cal e cimento/cal (Adaptado do Sirivitmaitrie et. al., 2008)

### 2.3.5.5 Escórias granuladas de alto forno

A substituição de cimento ou cal por escórias granuladas de alto forno foi estudado por vários investigadores (WILD et al., 1998; PUPPALA et al., 2005). Substituição da cal por escórias granuladas de alto forno reduz a quantidade de cal livre disponível, melhora as propriedades de cimentação devido à hidratação da escória e reduz significativamente o pH (WILD et al., 1998, 1999). Os estudos experimentais realizados por Wild *et al.* (1999) em caulinita com adição de sulfatos através do gesso e argilas Kimmeridge que contem sulfatos ilustraram que a substituição de cal por escórias granuladas de alto forno produz uma redução significativa na expansão linear de solos argilosos sulfatados que contenham gesso como fonte de sulfato. Neste estudo a estabilização com cal foi parcialmente substituída com 60 a 80% de escórias granuladas. A adição de escórias granuladas na estabilização de solos arenosos e argilas moles reduz a permeabilidade consideravelmente. Com as escórias granuladas se reduz a disponibilidade de cálcio para reagir com os sulfatos do solo, e o crescimento da etringita é severamente inibido.

Os resultados do Wild *et al.* (1998, 1999), mostraram um bom comportamento tanto na melhora da resistência como numa restrição das variações volumétricas quando solos sulfatados são estabilizados com escoria granulada e cal (figuras 2.22 e 2.23).

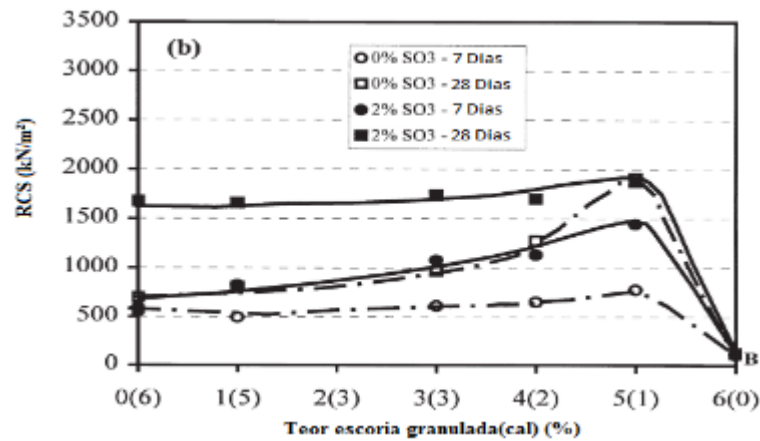


Figura 2.21 RCS vs. teor de escoria/cal para solos com 2% de SO<sub>3</sub> com 7 e 28 dias de cura (Adaptado do Wild *et al.*, 1998)

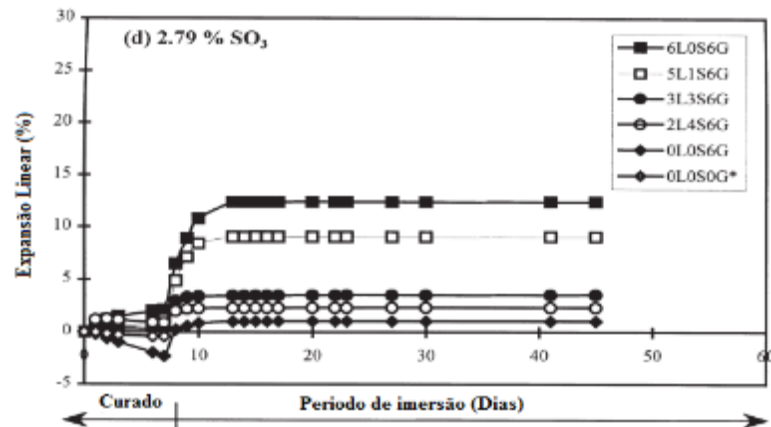


Figura 2.22 Expansão vs. curado e subsequente imersão de uma caulinita com adição de gesso, L:cal, S: escoria granulada, G: gesso (Adaptado do Wild *et al.*, 1999)

### 2.3.5.6 Uso de Fibras

Num estudo conduzido por Punthutaecha *et al.* (2006), fibras de polipropileno (PP) e fibras de nylon hidrofílicas (N) foram usados com vários tipos de cinzas volantes para estabilizar solos sulfatados e o efeito estabilizador do tratamento combinado (fibras e cinzas) foi estudado. As fibras não são afetadas por os sais nos solos, degradação biológica, ou degradação ultravioleta. As dosagens de fibras poliméricas utilizadas no estudo são de 0, 0,2; 0,4; e 0,6% em peso seco

de solo. Testes de expansão tridimensionais, contração e pressão de expansão foram realizados em todas as amostras de solo tratadas. Em níveis de dosagem mais elevados do que 0,2%, um aumento no comportamento da expansão foi observado em solos tratados com fibras de polipropileno; com as fibras de nylon diminuiu o comportamento da expansão com maiores dosagens (Figura 2.24). A contração volumétrica diminuiu com o aumento da dosagem dos estabilizadores. A inclusão de fibras foi ligeiramente eficaz na redução da pressão de expansão. Observou-se que os solos onde se combinaram os estabilizadores com as fibras experimentaram melhores comportamentos em comparação com os solos estabilizados apenas com fibras ou cinzas. A inclusão de fibras melhora a resistência à tração e ao cisalhamento dos solos estabilizados. Concluiu-se que as cinzas volantes classe F combinado com fibras de nylon proporcionaram uma melhoria máxima para as propriedades do solo.

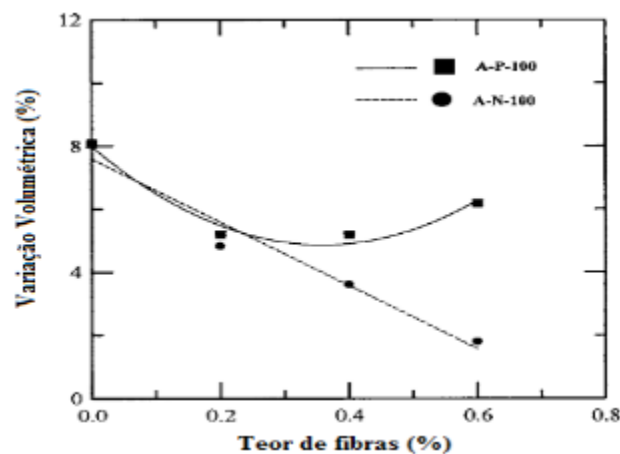


Figura 2.23 Teor de fibras vs. Variação volumétrica de um solo do Arlington(A) com fibras de polipropileno(P) e fibras de nylon(N) com uma compactação do 100% da DSM (Adaptado do Punthutaecha *et al.*, 2006)

### 2.3.5.7 Cinzas Volantes

McCarthy *et al.* (2009) estudaram o efeito do tratamento da cal e das cinzas volantes na supressão da expansão associada à formação de etringita. O estudo consistiu em duas etapas, uma avaliação preliminar e um programa de pesquisa de laboratório principal. Como parte da avaliação preliminar, eles usaram 5:1 areia de quartzo e montmorillonita enriquecida com 20.000 ppm de sulfatos (sulfato de sódio) e estabilizado usando cinzas volantes da classe F e escórias granuladas de alto forno. As dosagens das cinzas volantes e escórias granuladas foram de 3, 6, 9, 12% e 3, 6, 9%, respectivamente. Os solos a serem ensaiados foram misturados com diferentes dosagens de estabilizadores, compactadas montados para ensaios de expansão por

um período de 28 dias. Os resultados mostraram que uma dosagem de cinzas volantes em 9% produziu os melhores resultados na supressão da expansão (Figura 2.25).

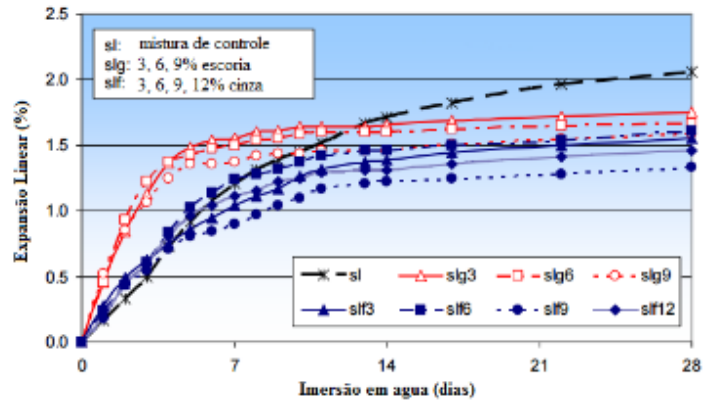


Figura 2.24 Expansão de solos sulfatados estabilizados com cinza e com escoria (Adaptado do McCarthy *et. al.*, 2009)

O programa de pesquisa principal tem incluído a estabilização com cal (3%) da argila sulfatada Kimmeridge e diferentes dosagens de cinzas volantes. Como parte dessa investigação, eles estudaram a influência do mellowing na supressão da expansão nos solos tratados com cinzas volantes e cal. Os solos foram tratados com cal e água e deixou-se em períodos de 0, 1 e 3 dias de mellowing. Depois do mellowing, os solos foram misturados com cinzas volantes (6, 12, 18 e 24%). Os resultados indicaram que o mellowing foi eficaz na supressão da expansão. Um nível de expansão (inferior a 5%) de controle foram conseguidas utilizando 18% de cinzas volantes com 1 dia de mellowing e com 12% de cinzas volantes a 3 dias de mellowing.

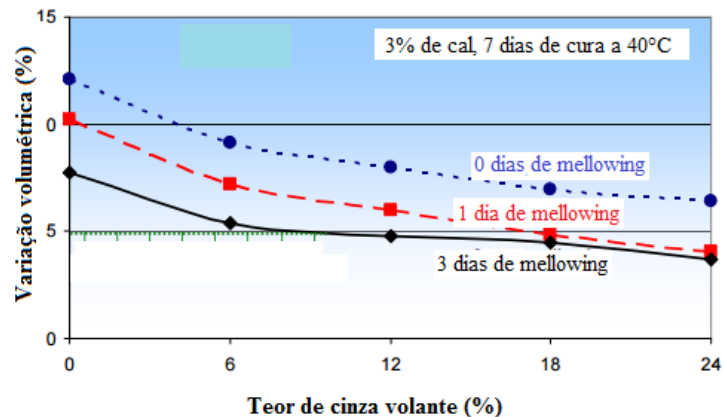


Figura 2.25 Efeitos da cinza volante e o mellowin na expansão dos solos sulfatados (Adaptado do McCarthy *et. al.*, 2009)

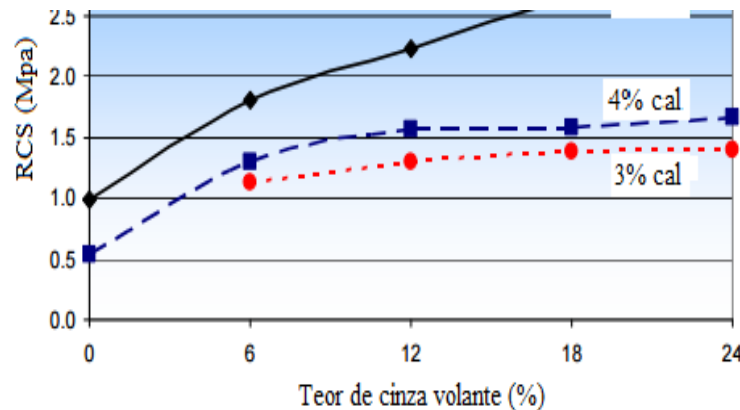


Figura 2.26 Efeitos da cinza volante na resistência em solos sulfatados (Adaptado do McCarthy *et. al.*, 2009)

Outra observação importante foi que a cinza volante mais grossa foi eficiente na supressão da expansão devido ao baixo peso específico seco máximo alcançado, o que indica mais espaços vazios para a etringita. Por razões de praticabilidade, os autores recomendam a utilização de 3% de cal e de 10-15% de cinzas volantes grossas, com 1 dia de mellowing (Figura 2.26 e 2.27).

Em uma pesquisa realizada por Vasudev (2007), foram utilizados três tipos diferentes de cinzas volantes para estabilizar solos sulfatados da área de Dallas-Fort Worth e área de Arlington. Os solos foram classificados como argilas de baixa compressibilidade (CL), com valores moderados do índice de plasticidade. Os níveis de dosagem utilizadas no estudo são 0, 10, 15, e 20% de cinzas em peso seco do solo. Ensaio de expansão, esforços de contração e de pressões de expansão foram realizados nos solos tratados. Com base nos resultados dos ensaios de expansão em três dimensões, tratamentos com cinzas volantes da classe F foram considerados como o melhor método em comparação com as outras cinzas.

McCarthy *et al.* (2012), observaram que o mecanismo pelo qual as cinzas minimizam a expansão parece ser diferente para misturas com cinzas volantes grossas em comparação com aqueles com cinzas volantes finas. O primeiro tende a aumentar principalmente a porosidade e, por conseguinte, proporcionar espaço para 'acomodar' os minerais formados de etringita, enquanto que a eficácia do segundo parece ser influenciada por uma maior força para resistir a forças expansivas que ocorrem. Concluiu-se que a diminuição da expansão foi maior utilizando cinzas obtidas em seco e de maior espessura em solos com moderados conteúdos de sulfatos,

reduzindo a eficácia da cinza quando aumenta o teor de sulfato. Os autores recomendam como limite do conteúdo máximo de sulfatos um teor de 1% (10.000 ppm).

## 2.4 PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL

O Planejamento Experimental, segundo (BUTTON, 2002), também denominado delineamento experimental, representa um conjunto de ensaios estabelecido com critérios científicos e estatísticos, com o objetivo de determinar a influência de diversas variáveis nos resultados de um dado sistema ou processo. Permite, além do aprimoramento de processos, a redução da variabilidade de resultados, a redução de tempos de análise e dos custos envolvidos.

### 2.4.1 Objetivos do Planejamento Experimental

Para Button (2002), além de se determinar a influência de diversas variáveis nos resultados de um dado sistema ou processo, o planejamento de experimentos ainda apresenta os seguintes objetivos de acordo com o propósito dos ensaios:

- Determinar quais variáveis são mais influentes nos resultados;
- Atribuir valores às variáveis influentes de modo a otimizar os resultados;
- Atribuir valores às variáveis influentes de modo a otimizar a variabilidade dos resultados
- Atribuir valores às variáveis influentes de modo a minimizar a influência de variáveis incontroláveis

### 2.4.2 Vantagens do Planejamento Experimental

Podem-se destacar alguns benefícios da utilização das técnicas estatísticas de planejamento experimental segundo Button (2002):

- Redução do número de ensaios sem prejuízo da qualidade da informação
- Estudo simultâneo de diversas variáveis, separando seus efeitos
- Determinação da confiabilidade dos resultados

- Realização da pesquisa em etapas, num processo iterativo de acréscimo de novos ensaios
- Seleção das variáveis que influem num processo com número reduzido de ensaios
- Representação do processo estudado através de expressões matemáticas
- Elaboração de conclusões a partir de resultados qualitativos.

Para Button (2002) é desnecessário ressaltar que além desta metodologia, qualquer planejamento somente será bem sucedido se o pesquisador conhecer com profundidade o problema (sistema ou processo) que deseja estudar.

### 2.4.3 Experimentos fatoriais

Os experimentos fatoriais são empregados para estudar efeitos simultâneos (interações) de dois ou mais fatores sendo investigadas todas as combinações possíveis entre os fatores e seus respectivos níveis. O efeito de um fator é definido como a mudança na resposta produzida pela mudança no nível do fator, sendo também denominado de efeito principal porque se refere aos fatores primários do estudo.

Nos gráficos a seguir (Figuras 2.28 e 2.29), cada ponto representa uma combinação única de níveis de fator.

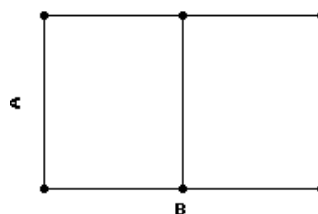


Figura 2.27 Experimento com dois fatores. 2 níveis do fator A, 3 níveis do fator B



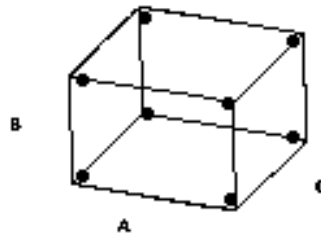


Figura 2.28 Experimento com três fatores. 2 níveis de cada fator

Para Montgomery (1991) o termo fator é utilizado para designar uma variável independente. Os diferentes tratamentos das variáveis independentes são chamados de níveis do fator. Um experimento é considerado fatorial quando existem duas ou mais variáveis independentes.

#### 2.4.4 Planejamento fatorial $2^k$

Segundo Juran *et al.* (1988) um experimento fatorial com  $k$  fatores, cada um deles com dois (2) níveis, é denominado de experimento fatorial  $2^k$ . O processo experimental dessa técnica consiste em realizar testes com cada uma das combinações da matriz experimental, para em seguida, determinar e interpretar os efeitos principais e de interação dos fatores investigados e assim, poder identificar as melhores condições experimentais do produto ou processo de fabricação.

Para ilustrar o procedimento dessa técnica considere-se um experimento com três fatores ( $x_1$ ,  $x_2$  e  $x_3$ ), cada um desses parâmetros foi testado com dois níveis (-1, +1). Assim, a matriz de planejamento para o experimento fatorial  $2^3$  é representada pela Tabela 2.4. A respostas de cada ensaio ou tratamento é descrita pela coluna  $y_i$ . É importante ressaltar que a ordem de realização do teste é definida aleatoriamente.

Tabela 2.2 Matriz experimento fatorial  $2^3$  (MONTGOMERY, 1991).

N Teste	Fatores de controle			Ordem do Teste	Resposta ( $y_i$ )
	$x_1$	$x_2$	$x_3$		
1	-1	-1	-1	6	$y_1$
2	+1	-1	-1	8	$y_2$
3	-1	+1	-1	1	$y_3$
4	+1	+1	-1	2	$y_4$
5	-1	-1	+1	5	$y_5$
6	+1	-1	+1	3	$y_6$
7	-1	+1	+1	4	$y_7$
8	+1	+1	+1	7	$y_8$

O procedimento que pode ser utilizado para construir a matriz genérica do experimento fatorial  $2^k$  é descrito por Devor *et al.* (1992). Na matriz de planejamento as colunas representam o conjunto de fatores investigados ( $x_1, x_2, x_3, x_4, \dots, x_k$ ), e as linhas representam os diferentes níveis ou as combinações dos fatores (níveis codificados -1 (mínimo) e +1 (máximo)).

- Para  $x_1$ , a coluna será definida pela combinação dos níveis -1, +1, -1, +1, -1, +1, -1, +1, ..., ou seja, o sinal dessa coluna alterna em grupos de  $2^0 = 1$ .
- Para  $x_2$ , a coluna será definida pela combinação dos níveis -1, -1, +1, +1, -1, -1, +1, +1, ..., ou seja, o sinal dessa coluna alterna em grupos de  $2^1 = 2$ .
- Para  $x_3$ , a coluna será definida pela combinação dos níveis -1, -1, -1, -1, +1, +1, +1, +1, ..., ou seja, o sinal dessa coluna alterna em grupos de  $2^2 = 4$ .
- Para  $x_4$ , o sinal alterna em grupos de oito ( $2^3 = 8$ ).
- O procedimento será igual para  $x_5, x_6, \dots, x_k$ . Para  $x_k$ , o sinal alterna em grupos de  $2^{(k-1)}$ , ou seja,  $2^{(k-1)}$  vezes (-1), seguido de  $2^{(k-1)}$  vezes (+1).

Devor *et al.* (1992) definem que esta forma de organizar o experimento é chamada de ordem padrão (*standard order*). Ainda, ressaltam que com esse arranjo garante-se que todas as colunas da matriz sejam ortogonais entre si. Com esse tipo de planejamento é possível determinar os efeitos principais e de interação que as variáveis independentes produzem nas respostas.

Segundo Montgomery (1991), o modelo estatístico do experimento fatorial  $2^3$  é dado pela eq. (2.5).

$$y_{ijk} = \mu + \tau_i + \beta_j + \gamma_k + (\tau\beta_{ij}) + (\tau\gamma_{ij}) + (\beta\gamma_{jk}) + (\tau\beta\gamma_{ijk}) + \varepsilon_{ijk} \quad (2.3)$$

Sendo,

$\mu$  é a média dos resultados

$\tau_i$  é o efeito principal do fator  $x_1$ ;

$\beta_j$  é o efeito principal do fator  $x_2$ ;

$\gamma_k$  é o efeito principal do  $x_3$ ;

$(\tau\beta_{ij})$  é o efeito de interação entre os fatores  $x_1$  e  $x_2$ ;

$(\tau\gamma_{ij})$  é o efeito de interação entre os fatores  $x_1$  e  $x_3$ ;

$(\beta\gamma_{jk})$  é o efeito de interação entre os fatores  $x_2$  e  $x_3$ ;

$(\tau\beta\gamma_{ijk})$  é o efeito de interação dos fatores  $x_1, x_2$  e  $x_3$ ;

$\varepsilon_{ijk}$  é o erro experimental

A seguir é apresentado o método generalizado que pode ser utilizado para estimar os efeitos principais e de interação dos fatores. Esse método é descrito por Devor *et al.* (1992) e Montgomery (1991) e também é conhecido como método de sinais.

Os efeitos principais correspondem à mudança da resposta média quando o nível de um fator é alterado de (-1) para (+1), mantendo os outros fatores constantes. O procedimento consiste em multiplicar os resultados da coluna  $y_i$  pelos valores  $\pm 1$  associados à coluna  $x_i$  da matriz experimental correspondente ao efeito principal que se deseja estimar (Tabela 2.4). Em seguida, os valores obtidos devem ser somados e divididos pela metade do número de ensaios realizados, conforme é ilustrado pela eq. (2.6).

$$E_i = \Sigma y_i \times x_i / (N/2) \quad (2.4)$$

sendo que:

$E_i$  será o efeito estimado,  $N$  é o número total de observações;

$\Sigma y_i \times x_i$  é a soma dos resultados ( $y_i$ ) do experimento multiplicados pela coluna  $x_i$ .

Para determinar o efeito de interação, primeiramente devem ser construídas as colunas das interações da matriz de planejamento. Essas colunas são formadas por meio da multiplicação das colunas dos efeitos principais. Por exemplo, para estimar o efeito de interação  $E_{12}$ , serão multiplicadas as colunas dos fatores  $x_1$  e  $x_2$ . Em seguida, os valores  $\pm 1$  associados à coluna  $x_1x_2$  da matriz experimental são utilizados para estimar o efeito de interação, conforme descrito anteriormente pela eq. (2.6).

Para representar e interpretar graficamente os efeitos principais e de interação é necessário definir duas propriedades, conforme segue (DEVOR et al., 1992).

- o sinal ( $\pm$ ) indica a direção do efeito, isto é, se a resposta aumenta ou decresce com a variação do nível de (-1) para (+1);
- a magnitude indica a intensidade do efeito.

A forma gráfica do efeito principal ( $E_i$ ) é representado pela Figura 2.30. Esse gráfico linear ilustra a variação média das respostas em função da mudança no nível (-1, +1) de um fator ( $x_i$ ), mantendo os outros fatores constantes (Tabela 2.4).

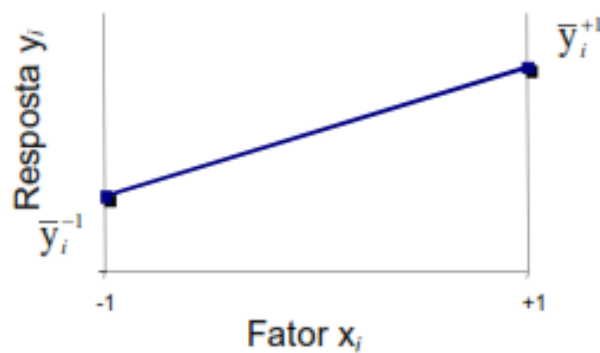


Figura 2.29 Gráfico de efeitos principais, planejamento fatorial  $2^k$

As principais vantagens da técnica fatorial  $2^k$  é que através da análise dos experimentos pode-se indicar as principais tendências e determinar uma direção promissora para as experimentações subsequentes (MONTGOMERY, 1991). Ainda, os autores ressaltam que com esse tipo de experimento também é possível quantificar o erro experimental.

As limitações atribuídas à técnica de fatorial  $2^k$  são apresentadas a seguir (MONTGOMERY, 1991)

- com esse tipo de técnica de planejamento de experimento não é possível obter informações dos fatores em níveis intermediários;
- em alguns experimentos não é possível realizar replicas, porque na maioria das vezes os custos de experimentação são elevados, com isso os erros experimentais não podem ser estimados (ANDERSON, 1958);

- ao utilizar essa técnica existe o risco de construir e planejar experimentos super dimensionados, uma vez que, são considerados vários fatores para realizar os testes.

#### 2.4.5 Planejamento fatorial fracionado $2^{k-p}$

Montgomery (1991) ressalta que, com a técnica do planejamento fatorial fracionado, é possível analisar os efeitos sobre uma resposta de interesse, de  $k$  fatores com dois níveis cada um, em  $2^{k-p}$  combinações de testes, realizando-se apenas uma parte (metade do experimento quando  $p$  é igual a um, ou um quarto do experimento quando  $p$  é igual a dois), do experimento sem comprometer significativamente a precisão das conclusões decorrentes da análise de resultados.

Considere-se um estudo com três fatores de controle (1, 2, e 3), com dois níveis cada um. A equipe responsável por conduzir o experimento determinou que é inviável economicamente realizar as oito combinações ( $2^3 = 8$ ) da matriz. Porém, é possível realizar um experimento com quatro (metade) observações ( $2^3/2=2^{3-1}= 4$ ). Esse exemplo é apresentado por Montgomery (1991) e Devor *et al.* (1992). Na Tabela 2.4, aparecem todas as combinações possíveis do experimento fatorial completo  $2^3$ . As colunas 12, 13, 23 e 123 foram estimadas pela multiplicação das colunas que contém os fatores 1, 2 e 3. Por conveniência as combinações (linhas da matriz) foram separadas pelos sinais de positivo e negativo da coluna de interação de maior ordem, ou seja, pela interação 123. Essa coluna da matriz é denominada de relação definidora do experimento. Nesse tipo de experimento a equipe responsável pode optar pela execução das combinações referentes à parte positiva (teste número 1, 2, 3 e 4), o que é mais usual, ou executar a outra parte (corridas 5, 6, 7 e 8). No primeiro caso a combinação dos ensaios é representada por  $I = 123$ . Se for selecionada a parte negativa, deve-se lembrar que a relação definidora do experimento será  $I = - 123$ .

Tabela 2.3 Experimento fatorial  $2^3$  (DEVOR et al., 1992).

Combinações tratamento	Efeito fatorial								Y <sub>i</sub>
	I	1	2	3	12	13	23	123	
1	+1	+1	-1	-1	-1	-1	+1	+1	Y <sub>1</sub>
2	+1	-1	+1	-1	-1	+1	-1	+1	Y <sub>2</sub>
3	+1	-1	-1	+1	+1	-1	-1	+1	Y <sub>3</sub>
4	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	Y <sub>4</sub>
5	+1	+1	+1	-1	+1	-1	-1	-1	Y <sub>5</sub>
6	+1	+1	-1	+1	-1	+1	-1	-1	Y <sub>6</sub>
7	+1	-1	+1	+1	-1	-1	+1	-1	Y <sub>7</sub>
8	+1	-1	-1	-1	+1	+1	+1	-1	Y <sub>8</sub>

A seguir, com objetivo de ilustrar o processo de planejamento experimental com a técnica fatorial fracionado será utilizada a parte positiva do experimento (Tabela 2.5), apresentado na Tabela 2.4. Nessa matriz são identificadas as seguintes combinações lineares para estimar os efeitos principais dos fatores 1, 2 e 3, conforme segue.

$$l_1 = \frac{1}{2} (+1 - 2 - 3 + 4)$$

$$l_2 = \frac{1}{2} (-1 + 2 - 3 + 4)$$

$$l_3 = \frac{1}{2} (-1 - 2 + 3 + 4)$$

e para os efeitos de interação 12, 13 e 23 se obtém:

$$l_{12} = \frac{1}{2} (-1 - 2 + 3 + 4)$$

$$l_{13} = \frac{1}{2} (-1 + 2 - 3 + 4)$$

$$l_{23} = \frac{1}{2} (+1 - 2 - 3 + 4)$$

Percebe-se que algumas combinações lineares são iguais ( $l_1 = l_{23}$  e  $l_2 = l_{13}$  e  $l_3 = l_{12}$ ). Quando isso ocorre torna-se impossível identificar claramente quais são os efeitos principais de cada fator porque estão misturados com os efeitos produzidos pela combinação de dois fatores. Nesse caso, Montgomery (1991) e Devor *et al.* (1992) afirmam que na realidade está sendo determinado o efeito das combinações de 1 + 23, 2 + 13 e 3 + 12, e esta propriedade é conhecida como efeito de “confundimento”. A estrutura de confundimento de um efeito principal ou de interação em um experimento pode se determinar por meio da multiplicação do efeito com a relação definidora. Por exemplo, a estrutura de confundimento do efeito principal pode ser obtida conforme segue:

Para o efeito principal 1;

$$(1) I = (1)123 = 23$$

O mesmo procedimento é utilizado para estimar  $2 = 13$  e  $3 = 12$ . Nota-se que não existe confundimento entre os efeitos principais, porém essas informações estão confundidas com os efeitos das interações entre dois fatores.

Sendo assim, um aspecto importante que deve ser considerado nos experimentos fatoriais fracionados é a resolução que está sendo utilizada. Segundo Montgomery (1991), a resolução de um planejamento fatorial fracionado está relacionada ao padrão de confundimento entre os efeitos dos fatores. O autor recomenda que nos experimentos deve-se utilizar a maior resolução possível, porque com isso é possível desprezar os efeitos de interação de mais alta ordem. A seguir são apresentadas as definições de resolução III, IV e V, que são consideradas como as mais importantes e utilizadas ao se construir os experimentos industriais (MONTGOMERY, 1991).

- Resolução III - isto significa que ao menos alguns efeitos principais são confundidos com efeitos de interação de dois fatores;
- Resolução IV - se um planejamento é de resolução IV isto significa que ao menos alguns efeitos principais serão confundidos com efeitos de interação de três fatores, e ao menos alguns efeitos de interação de dois fatores são confundidos com outros efeitos de interação de dois fatores;
- Resolução V - se um planejamento é de Resolução V, ao menos alguns dos efeitos principais são confundidos com efeitos de interação de quatro fatores, e os efeitos de interação de dois fatores são confundidos com os efeitos de interação de três fatores.

### 3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

#### 3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAS

O programa experimental baseia-se fundamentalmente em dois objetivos. O primeiro consiste em verificar a validade da relação vazios/cal no controle e previsão da resistência a compressão simples num trecho experimental construído como sub-base de pavimento, assim como em corpos de prova moldados em laboratório. O segundo objetivo consiste em avaliar o comportamento mecânico de solos sulfatados estabilizados, em termos de resistência, durabilidade, rigidez inicial e variação volumétrica, utilizando algumas das técnicas descritas anteriormente como o mellowing e a adição de cinza para diferentes pesos específicos e teores de estabilizantes assim como diferentes umidades, mediante um projeto de experimentos.

Desse modo, este programa experimental foi dividido em seis etapas. Na primeira etapa são realizados ensaios de caracterização física química e mineralógica dos solos a estudar, assim como a caracterização dos materiais estabilizantes (cal, cinza volante).

A segunda etapa consiste na construção de um trecho experimental e a realização de ensaios de campo como densidade *in situ*, ensaios de deflectometria com um deflectômetro de impacto leve (LWD) e ensaios de resistência à compressão simples com testemunhos extraídos dos trechos experimentais com um equipamento perfuratriz rotativo. A terceira etapa consiste na realização de ensaios de resistência à compressão simples sobre os pontos de moldagem pré-estabelecidos de acordo com o programa de ensaios. Esta etapa tem por objetivo avaliar a influência de cada uma das variáveis investigadas sobre a resistência à compressão simples do solo-cal em estudo. A quarta etapa consiste na avaliação de variações volumétricas dos solos estabilizados mediante a utilização de equipes edométricos. A quinta etapa consiste na realização de ensaios de durabilidade. Esta etapa tem por objetivo avaliar a durabilidade de solos sulfatados estabilizados com cal e cinza cal. Numa sexta etapa se estudara a mineralogia de algumas amostras estabilizadas mediante difratometria de raios x e microscopia eletrônica de varredura para avaliar a formação de minerais expansivos. A Tabela 3.1 apresenta as etapas do programa experimental, tipo de ensaio e quantidade de ensaios realizados.



Tabela 3.1 Etapas e ensaios do programa experimental

Etapa	Material	Tipo de Ensaio	Número de Ensaio
Ensaio de Caracterização	Solo	Massa Específica Real dos Grãos	3
		Análise Granulométrico	2
		Limite de Plasticidade	1
		Limite de Liquidez	1
		Determinação de Matéria Orgânica	1
		Superfície específica do Solo	1
		Ensaio Pinhole	1
	Determinação dos Sais Solúveis	1	
	Cal	Análise Física e Química	3
Dosagem	Solo-Cal	Lime Fixation Point	1
		Método do pH	1
Disponibilidade	Solo-Cal	Ensaio Pinhole	1
Durabilidade e Rigidez Inicial	Solo-Cal/Solo Cinza-Cal	Ciclos de Molhagem e Secagem	36
Resistência Mecânica	Solo-Cal	Resistência à Compressão Simples de amostras retiradas in situ	16
Resistência Mecânica	Solo-Cal/Solo Cinza-Cal	Resistência à Compressão Simples	56
Varição Volumétrica	Solo-Cal/Solo Cinza-Cal	Expansão livre em edométrico	18
Mineralogia	Solo-Cal/Solo Cinza-Cal	Difratometria de Raios X	12
		Microscopia Eletrônica de Varredura	12

### 3.2 VARIÁVEIS INVESTIGADAS

As variáveis da presente pesquisa podem ser divididas em dois grupos: variáveis independentes e variáveis dependentes. As variáveis independentes são todos os fatores do ensaio que podem causar algum efeito sobre as dependentes.

As variáveis independentes podem ser classificadas basicamente em dois fatores, fatores controláveis e fatores constantes.

Fatores controláveis são:

- Teor de umidade do solo-cal ( $\omega$ ): massa de água ( $a$ ) dividida pela massa de material seco (solo + cal), expresso em porcentagem;

- Peso específico do solo-cal: expresso através do peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ) da mistura compactada;
- Teor de cal (L): massa da cal ( $L_i$ ) dividida pela massa de solo seco, expressa em porcentagem;
- Teor de cinza (FA): massa da cinza ( $FA_i$ ) dividida pela massa de solo seco, expressa em porcentagem;

Fatores constantes são:

- Tipo de solo: solo sulfatado (14.299 ppm de sulfatos)
- Tipo de agente cimentante: Cal calcítica e cinza volante.
- Temperatura de moldagem:  $21^\circ \pm 2^\circ\text{C}$ ;
- Tempo de cura: 7, 28, 60 e 90 dias;

As variáveis dependentes são as variáveis de resposta do experimento:

- Resistência à compressão simples ( $q_u$ );
- Perda de massa acumulada (PMA);
- Rigidez Inicial ( $G_0$ );
- Variação de Volume ( $\Delta V$ );
- Formação e crescimento de minerais expansivos (etringita).

### 3.3 MATERIAIS

#### 3.3.1 Solo

Na presente pesquisa o solo utilizado foi um solo argilo-siltoso, originário da região ocidental (chaco) paraguaio. O local de empréstimo de solo se encontra na cidade de Filadelfia e foi

utilizado para a construção da rodovia que une os acessos às cidades de Filadelfia e Loma Plata (Figuras 3.1 e 3.2).



Figura 3.1 Mapa geológico do Paraguai ressaltando em círculo a localização do solos a estudar (extraído do <http://www.ssme.gov.py/>)



Figura 3.2 Localização da Jazida.

A curva granulométrica do solo utilizado para confecção de todos os corpos-de-prova desta pesquisa é apresentada na Figura 3.3. Nesta figura, observa-se uma curva granulométrica determinada por granulometria laser. Os resultados da caracterização das propriedades físicas e químicas do solo são apresentados adiante.

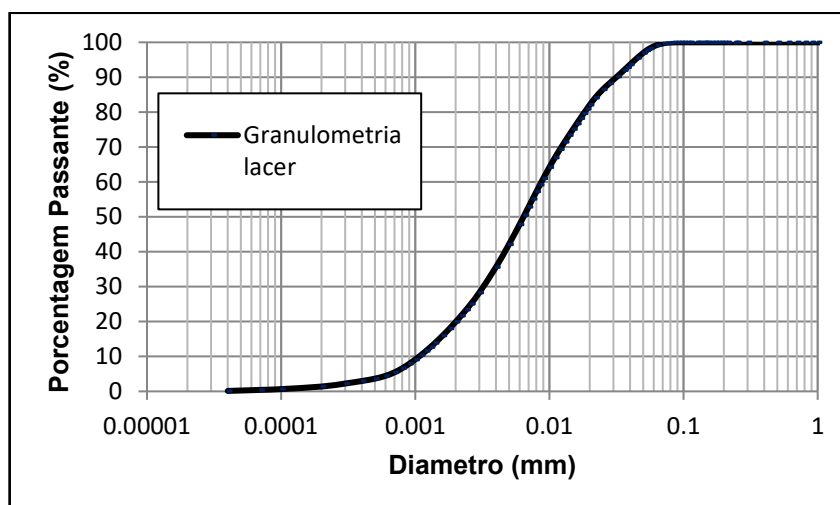


Figura 3.3 Curva granulométrica

Este solo, pode ser classificado como uma argila de baixa compressibilidade (CL) de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) (ASTM D2487, 2011).

Os resultados da análise química referente à dispersão do solo mostraram os conteúdos dos componentes e dos sais dissolvidos nos solos (Tabela 3.2). De acordo com Sherard et al.(1976), a relação entre os sais dissolvidos na água intersticial da argila e a dispersão de amostras de solo medidas em laboratório com o Pinhole Test, mostra que solos com TDS maiores que 1,0 mEq/l e PS maiores que 60%, que envolve a argila estudada e pode ser considerado dispersivo. O mesmo autor relata que padrões de dispersão nos solos pelo valor de razão de absorção de sódio (RAS) maior a 2, considera-se um solo dispersivo, neste caso o solo estudado tem um valor de (RAS) igual a 14, considerando-se um solo dispersivo (Figura 3.4).

Tabela 3.2 Propriedades químicas dispersivas do solo (Elaboração própria)

Parâmetros	Valor
Na (mEq/L)	44,91
K (mEq/L)	0,21
Ca (mEq/L)	15,80
Mg (mEq/L)	4,53
TSD (Total de Sais Dissolvidos)	65,45
PS = (Na/TSD)x100	68,6%
RAS ou SAR (Razão de Absorção de Sódio)	14,09
pH	8,24

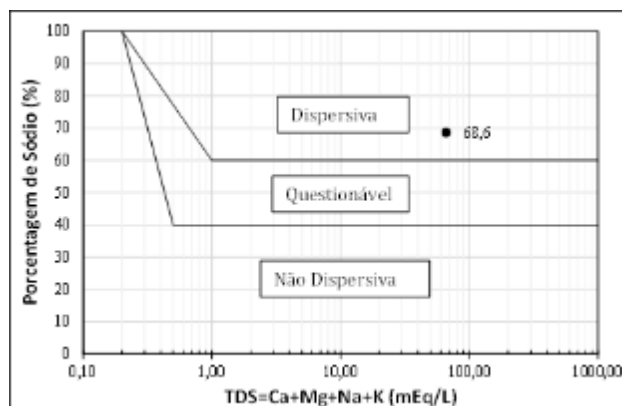


Figura 3.4 Classificação do Solo segundo Sherard et al.(1976)

Os ensaios químicos referentes à quantificação de sais solúveis seguiram as recomendações das normas (ASTM C1580, 2010) e (SMEWW, 1989) dando os resultados mostrados na Tabela 3.3:

Tabela 3.3 Estudo químico dos sais solúveis do solo (Elaboração própria)

Sais Solúveis	Unidades	Resultados
Sulfato de Cálcio ( $\text{CaSO}_4$ )	ppm	5.372
Sulfato de Potássio ( $\text{K}_2\text{SO}_4$ )	ppm	93
Sulfato de Magnésio ( $\text{MgSO}_4$ )	ppm	1.351
Sulfato de Sódio ( $\text{Na}_2\text{SO}_4$ )	ppm	7.576
Bicarbonato de Sódio ( $\text{NaHCO}_3$ )	ppm	215
Cloreto de Sódio ( $\text{NaCl}$ )	ppm	7.396
Sais totais	ppm	22.003
<b>Sais de sulfato totais (<math>\text{SO}_4</math>)</b>	<b>ppm</b>	<b>14.299</b>

Os resultados dos sais solúveis apresento uma quantidade de 14.299 ppm de sulfatos solúveis considerando que, segundo várias pesquisas, uma estabilização com cal ou cimento neste caso seria de alto risco (maior a 10.000 ppm).

Ensaio de Difractometria de Raios X (DRX) foram realizados para conhecer os argilominerais presentes no solo estudado (Figura 3.5) além de análises semi-quantitativos para conhecer com aproximação as quantidades das fases presentes.

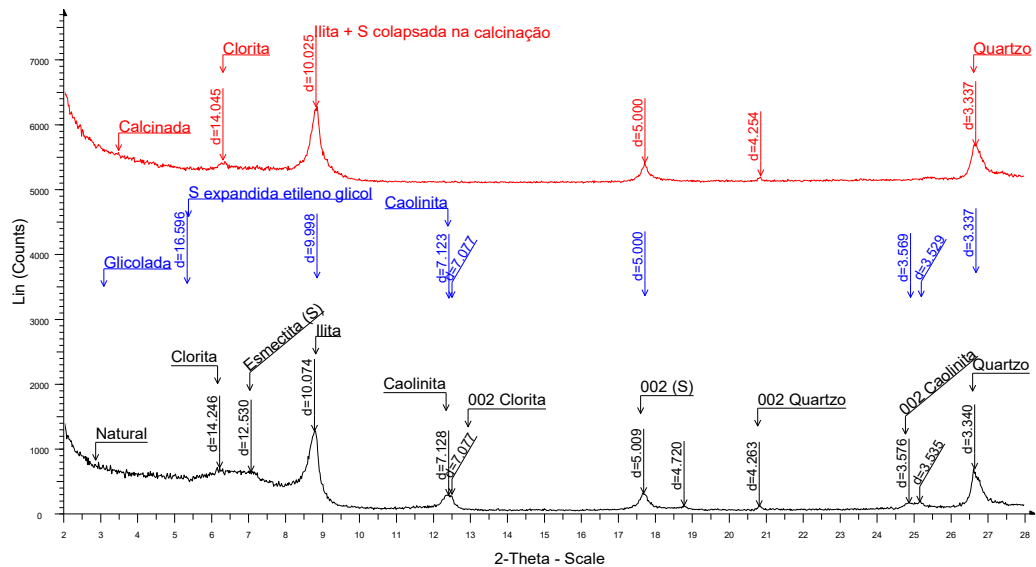


Figura 3.5 Resultado do ensaio DRX no solo de estudo

Nas análises mineralógicas semi-quantitativas do solo, identificaram-se Quartzo num teor de 33,9%; Albite num teor de 24,5%; Clorita num teor de 17,4%, Ilita num teor de 14,5%; Ortoclásio de Bário num teor de 5,5% e Gesso num teor de 4,2%.

Finalmente as propriedades do solo são resumidas na tabela 3.4

Tabela 3.4 Propriedades do solo (Elaboração própria)

Propriedades	Valores	Norma	Observações
Límite de Liquidez (LL)	33	ASTM D4318-10	
Límite de Plasticidade (LP)	17	ASTM D4318-10	
Índice de Plasticidade (IP)	16	ASTM D4318-10	
Peso Específico Real dos Graos (G)	26,91 kN/m <sup>3</sup>	ASTM D854-14	Media de 3 determinaciones
% Pasante Peneira #200	92%	ASTM D6913-10	Con uso de defloculante
Superfície específica do passante #200	26,17 m <sup>2</sup> /g	Método BET	LACER - UFRGS
% Materia Orgânica	1.24%	ASTM D2974-10	Agronomia - UNA
pH	9.24	ASTM D4972-01	
Dispersão (Pinhole)	D2	ASTM D4647-13	Dispersivo
Dispersão (SAR)	Área Dispersiva	Sherard et al. (1976)	
Sulfatos Solúveis	14.299 ppm	ASTM C1580-10 / SMEWW	
Capacidade de Troca Catiônica (CTC)	12 cmol/kg		Agronomia - UNA
Clasificación SUCS	CL	ASTM D2487-11	
Clasificación AASHTO	A6	ASTM D3282-15	

### 3.3.2 Cal

A cal utilizada no trabalho foi uma cal hidratada calcítica, comercialmente chamada de “Concretcal”, produzida na cidade de Concepción - Paraguay. Os ensaios para determinação da massa específica da cal seguiram as recomendações da (ASTM D854, 2014) obtendo-se o valor médio de 24,13 kN/m<sup>3</sup>. As propriedades físico-químicas da cal se apresentam na Tabela 3.5:

Tabela 3.5 Propriedades físico-químicas da cal (Concret mix S.A.- media de ensaios mensuales do 2013)

<b>CaO</b>	<b>MgO</b>	<b>Umidade</b>	<b>TAMIZ # Nº 30</b>	<b>TAMIZ # Nº 100</b>	<b>TAMIZ # Nº 200</b>	<b>TAMIZ # Nº 325</b>	<b>PPC 1000°C</b>	<b>PPC 600°C</b>	<b>SiO<sub>2</sub></b>	<b>R<sub>2</sub>O<sub>3</sub></b>
68,36%	0,61%	0,54%	0,021%	2,443%	7,432%	7,448%	24,36%	18,47%	1,24%	1,92%

### 3.3.3 Cinza Volante

A cinza volante foi coletada nos silos de armazenamento da fase B da Usina Presidente Médici pertencente a Companhia de Geração Térmica de Energia Elétrica – GTEE no Município de Candiota-RS.

No trabalho do Mallmann (2016) a identificação das fases cristalinas presentes na cinza foi realizada com ensaios de difratometria de raios-X. Os resultados obtidos a partir de análises por difratometria de raios-X indicaram a presença de fases cristalinas e amorfas. A fase cristalina é constituída por mulita e quartzo como minerais principais, hematita e magnetita. A mulita tem sua origem decorrente das reações de mulitização da caulinita e ilita-esmectita, associadas ao carvão, no processo de combustão.

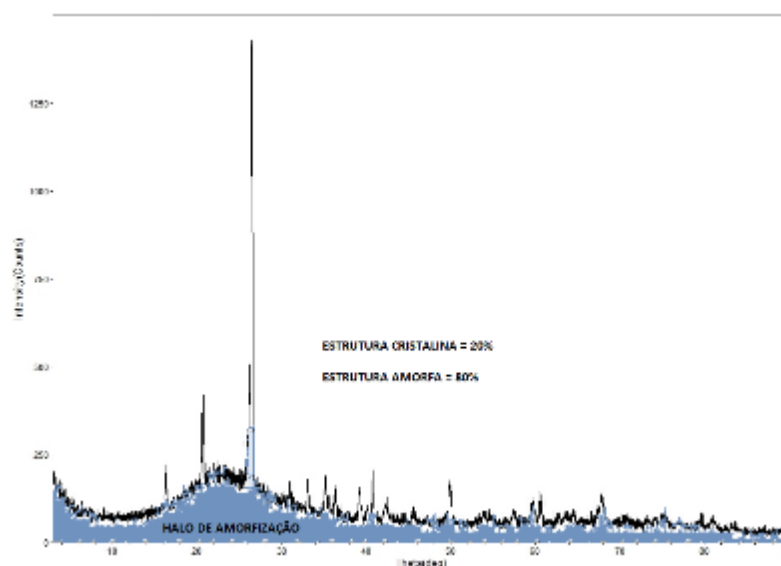


Figura 3.6 Resultados da difratometria de raios x na cinza volante (MALLMANN, 2016)

Mais de 90% das cinzas de carvão pulverizado consistem de sílica ( $\text{SiO}_2$ ), alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) e óxido de ferro ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ). Óxidos de cálcio, magnésio, sódio, potássio, titânio e outros podem também estar presentes em baixos teores.

No trabalho Mallmann (2016) a composição química da cinza volante foi determinada pelo Laboratório do DEQUIM de acordo com os procedimentos apresentados nas normas da (ASTM D4326, 2013). Os resultados obtidos estão apresentados na tabela 3.6.

De acordo com os resultados da composição química a cinza volante pode-se classificar como uma cinza volante classe F segundo a (ASTM C618, 2005).



Tabela 3.6 Composição química da cinza volante (MALLMANN, 2016)

<b>CONSTITUINTES MAIORES E MENORES</b>	<b>RESULTADOS (%)</b>
Oxido de silício (SiO <sub>2</sub> )	65,70
Oxido de alumínio (AlO <sub>3</sub> )	20,30
Oxido de cálcio (CaO)	0,37
Oxido de Ferro (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	4,60
Oxido de potássio (K <sub>2</sub> O)	1,12
Oxido de magnésio (MgO)	0,46
Oxido de fósforo (P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> )	0,11
Oxido de sódio (Na <sub>2</sub> O)	0,10
Oxido de titânio (TiO <sub>2</sub> )	0,69
Oxido de enxofre (SO <sub>3</sub> )	0,38
Perda ao fogo (1000°C)	0,52

Os valores de superfície específica da cinza volante, conhecidos também como finura, variaram na faixa entre 2500 a 3500 cm<sup>2</sup> /g pelo método BLAINE e foram determinados de acordo com o procedimento indicado pela (ABNT NM76, 1996). Resultados fora desta faixa são excepcionais. Este parâmetro, apesar de não ser correlacionável com a distribuição granulométrica, é usado, em preferência a este último, como indicador da proporção de finos do material.

Pelo método BET, o resultado da superfície específica da cinza volante foi de 33.000cm<sup>2</sup>/g, que é o mais correto, pela característica da estrutura deste material que contem cenosferas e plenosferas , que são micro-vazios originados do resfriamento das cinzas.

Resultados típicos, determinados no Laboratório de Solos do Departamento de Geotecnia - DEPGEO da Fundação de Ciência e Tecnologia - CIENTEC, de acordo com as normas da (ABNT 7181, 1984), revelam que a cinza volante utilizada, apresenta em termos de granulometria, 85% de fração silte e 16% de fração areia fina a média, com um coeficiente de uniformidade de 3,5(material uniforme) e peso específico dos grãos de 20,12 kN/m<sup>3</sup>.

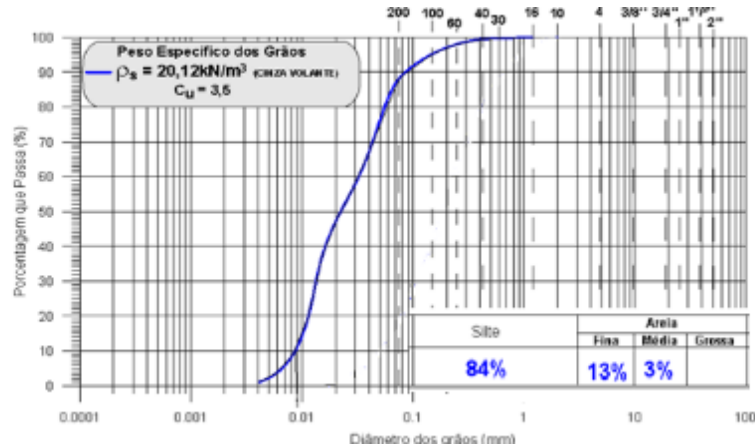


Figura 3.7 Granulometria e massa específica real dos grãos da cinza volante. Adaptado do Mallmann (2016)

Foi realizado ensaio de compactação na cinza volante “ in natura ”, nas energias normal, intermediária e modificada, no Laboratório de Solos do DEPGEO de acordo com a norma estabelecida pela (ABNT 7182, 1986).

Na Figura 3.8 estão plotadas as curvas de compactação das três energias

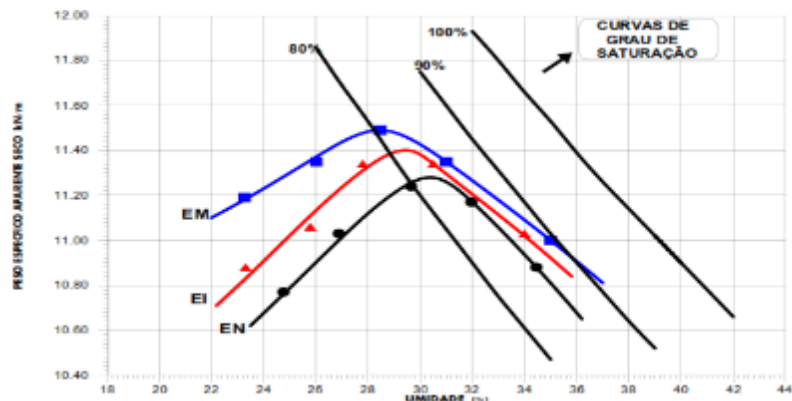


Figura 3.8 Curvas de compactação da cinza volante nas energias normal (EN), intermediária (EI) e modificada (EM) (MALLMANN, 2016)

### 3.3.4 Água

A água utilizada na construção do trecho experimental foi água de precipitação coletada numa lagoa artificial, e para moldagem dos corpos-de-prova foi utilizada água destilada. Resultou impossível transportar a quantidade da água desde o chaco paraguaio até o laboratório da UFRGS assim como a utilização de água destilada na conformação do trecho experimental com o fim de unificar o material.

### 3.4 MÉTODOS

#### 3.4.1 Ensaios Prévios de Laboratório em Obra

Os teores de cal utilizados neste trabalho (4% a 8%) foram determinados através do Método de dosagem para solo-cal estabelecido pelo ensaio de Lime Fixation Point (HILT; DAVIDSON, 1960), o método do ICL (Initial Consumption of Lime) – proposto por Rogers *et al.* (1997) e a experiência internacional (Figuras 3.9 e 3.10).

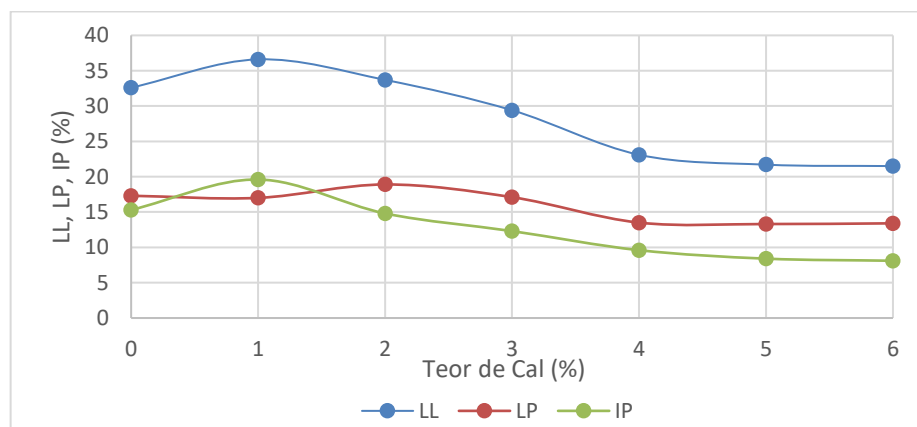


Figura 3.9 Lime Fixation Point segundo Hilt & Davidson (1960)

A partir do método do Lime Fixation Point (Figura 3.9) como do Initial Consumption of Lime (Figura 3.10) foi definido o teor mínimo de cal de 4% (em termos de peso específico aparente seco) adoptado para este trabalho.

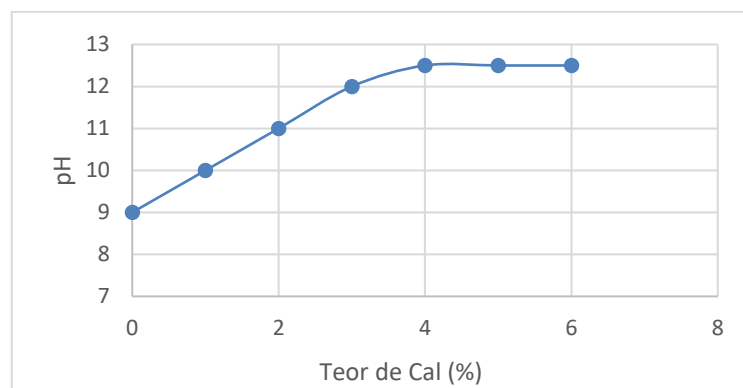


Figura 3.10 Initial Consumption of Lime segundo Rogers *et al.* (1997)

As quantidades de 6% e 8%, foram escolhidas considerando a experiência internacional com solos estabilizados com cal (CHEN, 2012; CONSOLI; DA SILVA LOPES; HEINECK, 2009; PUPPALA et al., 2001b, 2006).

Conhecida a granulometria do solo e os teores de cal a utilizar, se realizaram ensaios de compactação proctor estândar (Figura 3.11) para selecionar a umidade e os pesos específicos que se utilizaram para construir os trechos experimentais.

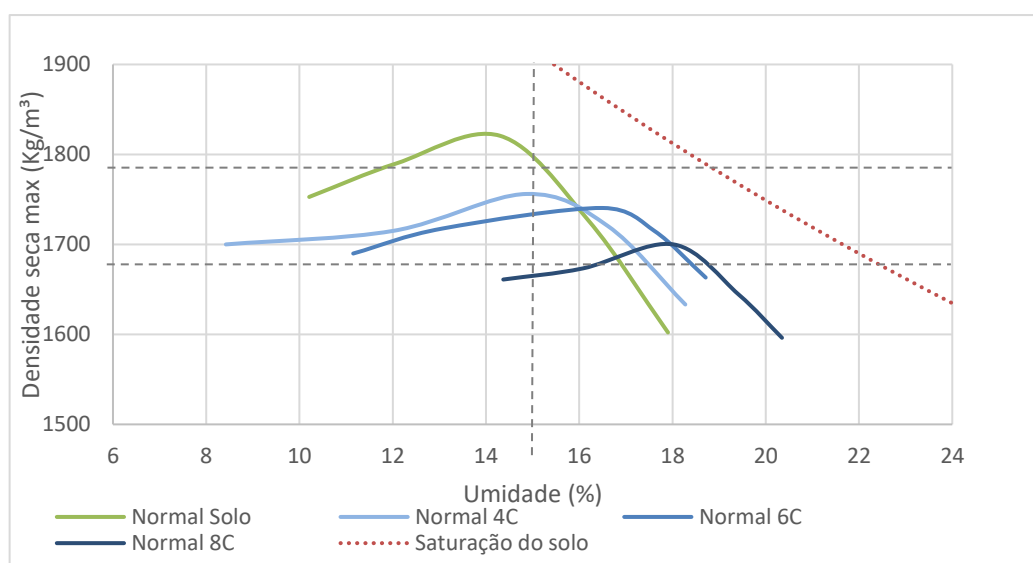


Figura 3.11 Resultados dos ensaios Proctor estândar para 4%, 6% e 8% de cal.

Inicialmente se definiram projetar trechos experimentais com 15% de umidade variando a quantidade de cal em 4%, 6% e 8% e os pesos específicos em 1.700, 1.750 e 1.800 Kg/m³.

### 3.4.2 Conformação do Trecho Experimental

As conformações dos trechos experimentais foram realizadas com os maquinários disponibilizados pela empresa construtora. O solo utilizado foi o descrito no item 3.3.1 transportado num caminhão de eixo duplo da marca Hyundai HD270 com capacidade de 12 m³ e a escavação do material foi feito com pá carregadeira da marca Caterpillar 924H com pode-se observar na figura 3.12. Foi transportado um total de 150 tn de solo em 9 viagens. O solo retirado da jazida se encontrava com alto teor de umidade e deixou-se secar ao ar por 2 dias no local onde será construído o trecho experimental.

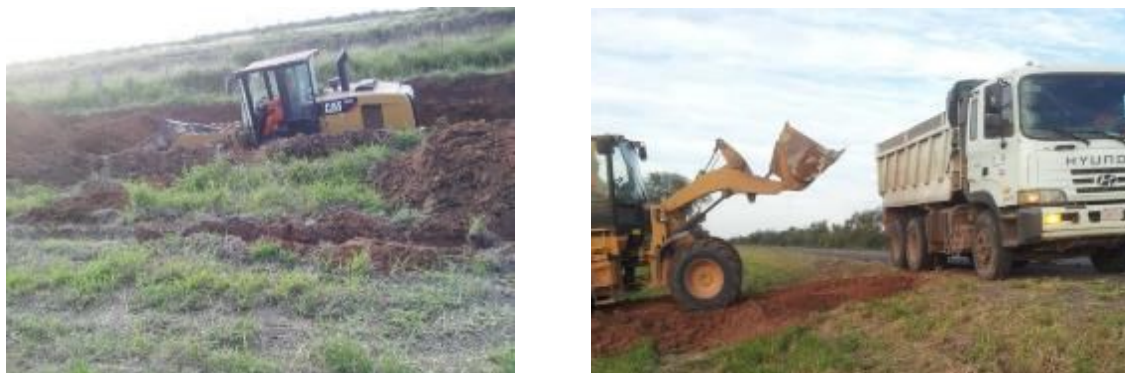


Figura 3.12 Escavação e transporte do material

Antes de começar com o trecho experimental foi construído um pequeno trecho teste de solo-cal, com um comprimento de 10,0 m, largura de 3,0 m e espessura de 0,20 m para avaliar o comportamento do material enquanto à energia de compactação fornecida por o equipamento rolo de carneiro. Procedeu-se à medição do peso específico seco pelo método do cone de arena antes da compactação num estado semi-fofo (as passagens dos maquinários deram uma compactação inicial) após adição de água para 15% de umidade e a mistura, dando como resultado o valor de  $1.320 \text{ Kg/m}^3$ . Uma vez conhecido o peso específico seco estimou-se a quantidade de cal em 6% sob um peso específico seco final de  $1.800 \text{ Kg/m}^3$ , calculando assim uma espessura de material antes de compactar de 0,20 m e 486 Kg de cal.



Figura 3.13 Compactação para avaliação da energia fornecida pelo compactador

Com cada passada do compactador se obteve o peso específico seco do solo e a sua umidade através de um densímetro não nuclear da marca TransTech SDG 200 procedendo sob a norma

(ASTM D7830, 2015), e após a conclusão da compactação realizaram-se os ensaios de cone de arena (ASTM D1556, 2011) para a verificação e calibração dos valores do densímetro não nuclear. Os resultados dos pesos específicos para cada passada do compactador podem-se observar na figura 3.14.

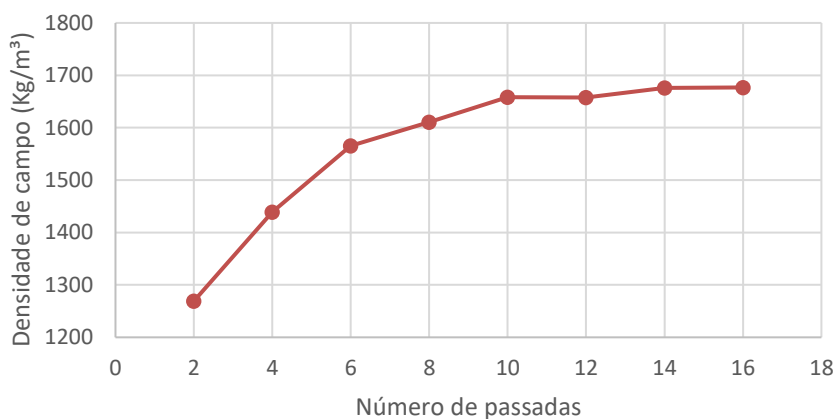


Figura 3.14 Peso específico do trecho vs. Número de passadas do rolo compactador no trecho teste

Pode-se notar que o rolo compactador não fornece energia suficiente para atingir o valor de compactação esperado, obtendo-se um valor final de  $1.686 \text{ kg/m}^3$  em 16 passadas medido mediante o cone de arena. O maquinário utilizado foi um rolo compactador pé de carneiro da marca Dynapac modelo CA25 com peso operacional de 9.500 Kg frequência de 33 Hz.

Com o gráfico dos pesos específicos vs. o número de passadas decidiram-se os pesos específicos de cada trecho experimental, um peso específico baixo, um médio e um alto, obtendo-se o número de passadas para atingir esses pesos específicos.

Uma vez conhecidos os pesos específicos a atingir se projetaram três trechos experimentais, o primeiro com peso específico seco de  $1.450 \text{ kg/m}^3$  (4 passadas), o segundo com peso específico seco de  $1.550 \text{ kg/m}^3$  (6 passadas) e o terceiro com peso específico seco de  $1.680 \text{ kg/m}^3$  (16 passadas) calculando-se as quantidades de cal e as espessuras correspondentes a cada peso específico aparente seco.

A quantidade de cal foi calculada por volume, mediante o teor de cal em relação ao peso específico aparente seco a atingir, pois não foi possível controlar o peso do solo utilizado em cada trecho. As dimensões de cada um dos 3 trechos experimentais foram de 3 m de largura,

30m de comprimento e 0,15 m de espessura depois de compactar. Nos primeiros 10 m o teor de cal foi de 4% nos 10 m seguintes foi de 6% e nos últimos 10 m foi de 8% considerando um desperdício do 10% da quantidade de cal utilizada (perdas por causa do vento, manipulação, aderência nos pneus dos maquinários, etc.). Conhecendo as quantidades de cal foram calculadas a distribuições das sacolas para cada trecho. Na figura 3.15 se observa um esquema dos trechos experimentais.



Figura 3.15 Esquema dos 9 trechos experimentais com 3m de largura, 10m de comprimento e 0,15 m de espessura, 4%,6% e 8% de cal e 14,5 kN/m<sup>3</sup>, 15,5 kN/m<sup>3</sup> e 16,8 kN/m<sup>3</sup>.

A quantidade de água foi calculada também com o peso específico aparente seco a atingir em cada pista e subtraindo a quantidade de água já contida no solo. Foi testada a quantidade de água por metro que o caminhão provê a mantendo uma velocidade de 10 Km/h pesando o mesmo antes e depois da irrigação em 100 m de trajeto.

Uma vez concluído o projeto se procedeu à construção do trecho experimental.

O processo construtivo dos trechos experimentais seguiu a seguinte metodologia:

- a. Distribuição do solo com pá carregadeira
- b. Espalhado do solo com motoniveladora
- c. Desagregação do solo com trator com discos de arado
- d. Perfilado com motoniveladora
- e. Marcação dos pontos de colocação das sacolas de cal
- f. Colocação das sacolas de cal
- g. Rompimento das sacolas de cal

- h. Distribuição da cal com motoniveladora
- i. Mistura do solo e a cal com trator com discos e motoniveladora
- j. Adição de água faltante para o teor de umidade previsto
- k. Mistura do solo e a cal com trator com discos e motoniveladora
- l. Regularização da superfície com motoniveladora
- m. Compactação com rolo pé de carneiro
- n. Corte final com motoniveladora
- o. Colocação de uma proteção de emulsão asfáltica



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)





(g)



(h)



(i)



(j)



(k)



(l)



(m)



(n)



(o)

Figura 3.16 Processo construtivo do trecho experimental

O controle da umidade foi feito antes da compactação mediante a utilização do densímetro não nuclear além dos métodos tradicionais de campo (Figura 3.17)



Figura 3.17 Controle da umidade. (a) Método de campo. (b) Densímetro não nuclear



Figura 3.18 Trechos experimentais

Finalmente na Figura 3.18 podem-se observar os trechos experimentais construídos.

### 3.4.3 Ensaios de Densidade in Situ

Os ensaios para o controle do peso específico aparente seco e da umidade no final da construção dos trechos experimentais foram feitos com a metodologia do cone de areia conforme a norma (ASTM D1556, 2011) e as medições em cada passada do rolo compactador foram feitas com o densímetro não nuclear conforme a norma (ASTM D7830, 2015) e as recomendações do manual técnico do fabricante. A utilização do densímetro não nuclear é muito complicado, pois

muitos fatores como as irregularidades das superfícies e a umidade do ambiente são muito influentes nos resultados do equipamento.

O densímetro não nuclear foi calibrado com as medições feitas no trecho teste de 10m de comprimento construído inicialmente e as medições para cada passada do compactador foram feitas no trecho experimental de 1.680 Kg/m<sup>3</sup> de peso específico aparente seco nos pontos com 4, 6 e 8% de cal, observando um efeito quase nulo da quantidade de cal nas relações energia de compactação - peso específico aparente seco (Figura 3.19)

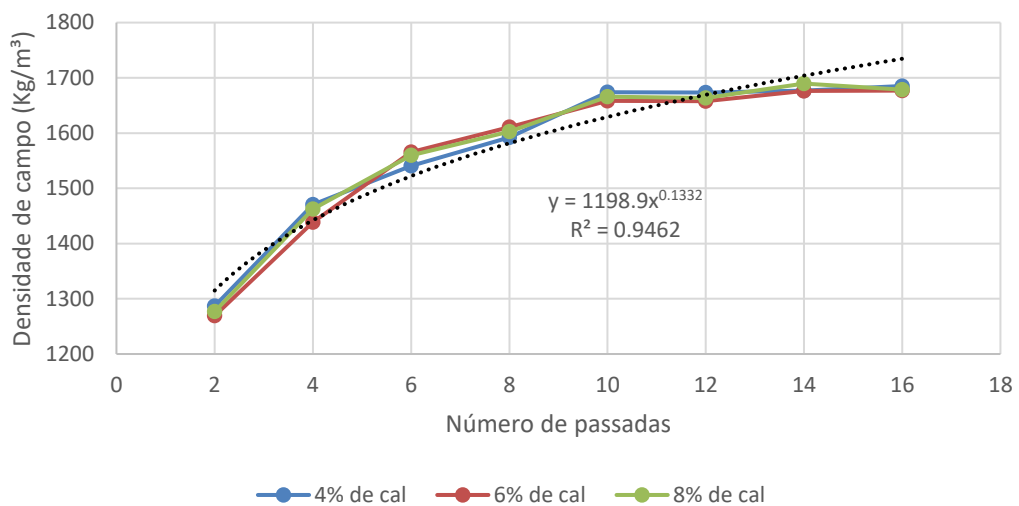


Figura 3.19 Peso específico seco em campo vs. Número de passadas do rolo compactador no trecho de 1.680 Kg/m<sup>3</sup>



Figura 3.20 Controle da densidade in situ pelo método do cone de areia

Os controles finais do peso específico e da umidade em cada trecho experimental foram realizados através do método do cone de areia (ASTM D1556, 2011) (Figura 3.20) obtendo-se os valores da Tabela 3.7 como resultado.

Tabela 3.7 Valores do peso específico aparente seco e umidade para cada trecho experimental

	<b>Trecho 1</b>	<b>Trecho 2</b>	<b>Trecho 3</b>
<b>P1 (4%)</b>	1454	1685	1536
<b>P2 (6%)</b>	1451	1677	1552
<b>P3 (8%)</b>	1439	1678	1566
<b>Densidade</b>	<b>1448</b>	<b>1680</b>	<b>1551</b>
<b>P1 (4%)</b>	14,68%	14,75%	14,38%
<b>P2 (6%)</b>	14,50%	14,43%	14,33%
<b>P3 (8%)</b>	15,18%	15,12%	15,23%
<b>Umidade</b>	<b>14,8%</b>	<b>14,8%</b>	<b>14,6%</b>

#### 3.4.4 Ensaios de Deflectometria em Campo com Defletômetro de Impacto Leve (LWD)

Trata-se de um ensaio usado para avaliar a capacidade de carga e, indiretamente, a qualidade da compactação de camadas de solos e bases granulares, aplicadas na construção de aterros e pavimentos em vias de comunicação. O ensaio não depende diretamente da natureza dos materiais, contudo, é conveniente ter-se a percepção genérica destes para avaliar as condições de ensaio e a adequabilidade do equipamento pelas limitações resultantes de certas características do mesmo.

Os ensaios de deflectometria foram realizados com um equipamento do tipo defletômetro de impacto leve (LWD) da maraca Prima 100 da Carl Bro Consultants. O equipamento se compõe geralmente de um platô de carga, um peso, e geofonos para a medição de deflexões e a estimativa dos módulos de elasticidade dinâmicos. O equipamento pode-se observar na figura 3.21



Figura 3.21 Deflectômetro de impacto leve (LWD)

A metodologia para as medições de deflexão com o deflectometro de impacto leve seguiram a norma (ASTM E2583, 2007) e as recomendações do manual do fabricante. Fizeram-se medições de 3 pontos em cada trecho nos 1, 3, 4, 14 e 28 dias após compactação.

Sensores de deslocamento foram incorporados com o teste LWD como uma forma de isolar os parâmetros da camada e para entender melhor as respostas compostas que vêm das medições LWD da placa central. Alguns estudos introdutórios baseados em laboratório ou em campo controlado sugerem que esta LWD de múltiplos sensores pode fornecer uma estimativa das propriedades de cada camada em situações de duas camadas (VOTH et al., 2015).

### 3.4.5 Extração de Testemunhos em Campo para Ensaio de Resistência a Compressão Simples

O objetivo principal do estudo foi a avaliação das resistências a compressão simples retirando testemunhos de solo-cal dos trechos construídos com três pesos específicos e três teores de cal. O equipamento utilizado primeiramente foi um equipamento perfuratriz rotativo, para retirar testemunhos de concreto asfáltico, o mesmo tinha um motor a combustível e três diferentes medidas de brocas (2", 3" e 4"). O equipamento pode-se observar na Figura 3.22



Figura 3.22 Equipamento equipamento perfuratriz rotativo para extração de testemunhos

Não foi possível retirar testemunhos de solo-cal com o equipamento de motor a combustível com nenhuma das brocas, então conseguiu-se um equipamento com motor elétrico que é utilizado para retirar testemunhos de concreto, o equipamento pode-se observar na Figura 3.23.



Figura 3.23 Equipamento equipamento perfuratriz rotativo com motor elétrico

Também não foi possível retirar testemunhos diretamente com esse equipamento, pois numa espessura de aproximadamente 5 cm o testemunho quebrava.

Finalmente aos 182 dias após compactação, com ajuda de uma picareta e uma furadeira de impacto procedeu-se à marcação e escavação de blocos do material, um bloco para cada trecho, os blocos foram transportados até o laboratório na capital como pode-se observar na figura 3.24.



Figura 3.24 Extração dos blocos de solo cal 182 dias após compactação

Uma vez no laboratório, as extrações dos testemunhos foram executadas sobre os blocos com um equipamento perfuratriz elétrico rotativo (Figura 3.25). Do bloco pertencente à mistura  $1.550 \text{ Kg/m}^3$  e 6% de cal não foi possível a extração dos testemunhos para ensaiar à compressão simples, obtendo-se em total 17 testemunhos.

Os testemunhos foram colocados em imersão durante 24hs e finalmente rompidos a compressão simples como se observa na Figura 3.26



Figura 3.25 Extração de testemunhos para ensaios de resistência a compressão simples





Figura 3.26 Imerção e posterior ruptura a compressão simples na prensa

### 3.4.6 Coleta de Amostras para Ensaios de Laboratório

A extração do solo foi realizada mediante escavação com ferramentas manuais a aproximadamente 2 metros de profundidade. Na figura 3.27 podem-se observar as eflorescências dos sais na superfície dos solos. A coleta foi realizada no estado deformado na quantidade necessária para a realização de todos os ensaios previstos. Tomou-se cuidado de evitar sua contaminação por matéria orgânica. A amostra foi armazenada e transportada em sacolas plásticas adequadamente vedadas.

A cal, adquirida em embalagem de 25 kg, foi armazenada em recipientes de vidro, com capacidade de 4 litros cada. Os recipientes de vidro foram vedados para evitar a carbonatação prematura com sua exposição ao ar.



Figura 3.27 Coleta de amostras

### 3.4.7 Preparação das Amostras para ensaios de Laboratório

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

- Secado ao ar,
- destorroamento e peneiramento na peneira N°4 (4,8mm) a fim de fazer o ensaio de compactação,
- peneiramento na peneira N°10 (2,0mm) para a moldagem dos corpos de prova para os ensaios de compressão simples, ensaios de rigidez inicial, e ensaios de Pinhole Test,
- peneiramento na peneira N°40 (0,42mm) para os ensaios de Limites de Atterberg, e variação volumétrica.
- peneiramento na peneira N°200 (0,075mm) para os ensaios de difratometria de raios X.

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

### 3.4.8 Ensaios de Caracterização

Os ensaios de caracterização do solo foram realizados no laboratório LEEG da UFRGS, utilizaram-se os ensaios de granulometria, massa específica real dos grãos, limites de liquidez e plasticidade, compactação e determinação do teor de umidade.

As determinações do teor de umidade do solo seguiram os procedimentos descritos pela norma (ASTM D2216, 2010). A determinação da massa específica real dos grãos do solo e da cal seguiu o método descrito pela (ASTM D854, 2014). A obtenção dos limites de liquidez e de plasticidade do solo seguiu os métodos descritos nas normas americanas (ASTM D4318, 2005). Os procedimentos descritos pela (ASTM D698, 2007) foram utilizados para o ensaio de compactação. Para o análise dos sais solúveis dos solos utilizou-se a norma (ASTM C1580, 2010) e os métodos da (SMEWW, 1989). Para o análise do pH do solo forma utilizados os procedimentos descritos na norma (ASTM D4972, 2001). A determinação do teor de matéria orgânica e capacidade de troca catiônica foi realizada no laboratório da faculdade de Agronomia da Universidade Nacional de Asunción (UNA).

A distribuição granulométrica laser foi determinada no laboratório LACER da UFRGS em um granulômetro por dispersão a laser CILAS, modelo 1180 LIQUID, com faixa de análise de 0,04 a 2500  $\mu\text{m}$ . A determinação de área superficial específica também foi realizada no laboratório LACER da UFRGS por adsorção molecular de nitrogênio a 77K (-196,15°C) em equipamento Quantachrome, NOVA 1000e e calculadas pelo método BET (Brunauer, Emmett and Teller) (BARRETT et al., 1951).

### 3.4.9 Ensaios de Pinhole Test

Os ensaios de Pinhole Test foram realizados no laboratório LEGG da UFRGS, neste ensaio, a susceptibilidade à dispersão é avaliada em termos das variações do aspecto e das vazões de água destilada através de um pequeno furo feito axialmente através de um corpo-de-prova padrão.

A principal diferença entre solos dispersivos e não dispersivos é dada pelo resultado do ensaio sob uma carga hidráulica de 50mm. Se a água que flui através do furo sob essa carga for visivelmente turva e não se tornar clara com o tempo, a amostra é classificada como dispersiva. Na tabela 3.8 é apresentado o critério de avaliação do ensaio. O grau de dispersibilidade é

influenciado pela intensidade de turbidez da água e por quanto tempo essa situação ocorre. A execução desse ensaio com o objetivo de classificar os solos estudados quanto à sua dispersibilidade foi realizado segundo os procedimentos descritos na (ASTM D4647, 2013).

Tabela 3.8 Critério de avaliação do ensaio Pinhole. Adaptado da (ASTM D4647, 2013)

Grão de Dispersão	Carga hidráulica (mm)	Tempo na carga hidráulica (min)	Vazão através da mostra (mL/s)	Turbidez da água no final do ensaio		Tamanho do furo após do ensaio (mm)
				Do lado	No topo	
D1	50	5	1.0–1.4	Escuro	Muito escuro	≥ 2,0
D2	50	10	1.0–1.4	Moderadamente escuro	Moderadamente escuro	> 1,5
ND4	50	10	0.8–1.0	Suavemente escuro	Suavemente escuro	≤ 1,5
ND3	180	5	1.4–2.7	Pouco visível	Pouco visível	≥ 1,5
	380	5	1.8–3.2			
ND2	1020	5	>3.0	Limpo	Limpo	< 1,5
ND1	1020	5	≤3.0	Muito limpo	Muito limpo	1,0
Método B						
D	50	10	-	Moderadamente escuro a escuro	Muito escuro a Moderadamente escuro	≥ 1,5
SD	180–380	5	-	Pouco visível	Moderadamente escuro	≥ 1,5
ND	380	5	-	Limpo	Pouco visível a limpo	< 1,5

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

### 3.4.10 Moldagem e Cura dos Copos-de-Prova

A confecção dos corpos-de-prova foi realizada no LEGG da UFRGS seguindo os seguintes passos: pesagem dos materiais, mistura, compactação, desmoldagem, acondicionamento, armazenagem e cura.

A moldagem dos corpos-de-prova tanto para os ensaios de resistência a compressão simples como para os ensaios de rigidez inicial foram realizados em moldes cilíndricos tripartidos de aço e de dimensões internas de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura.

A moldagem dos corpos-de-prova para os ensaios de durabilidade foi realizada em moldes cilíndricos de aço de dimensões internas de 101,60 mm de diâmetro e 116,43 mm.

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

Para o procedimento de pesagem dos materiais a precisão da balança utilizada foi de 0,01 g. Enquanto a mistura, o solo e a cal são misturados com espátulas metálicas até atingir uma mistura uniforme, posteriormente foi adicionada a água até uma adequada homogeneização.

Posteriormente da mistura dos materiais se procedeu à divisão do solo-cal em três partes iguais, armazenadas em recipientes com tampa para evitar a perda da umidade, depois foram retiradas três pequenas porções da mistura e colocadas em capsulas para a determinação do teor de umidade através da média das três umidades obtidas.

Se procedeu a compactar estaticamente em três camadas no interior do molde de aço tripartido, devidamente lubrificado, de maneira que cada camada atingisse as especificações do peso específico aparente seco, tomando-se o cuidado de escarificar levemente os topos acabados da primeira e da segunda camada para aumentar a integração entre as camadas superpostas.

Uma vez concluído o processo de compactação o corpo-de-prova era retirado do molde e se procedia à pesagem e anotação da massa úmida como à medição e anotação do diâmetro e da altura para seu posterior acondicionamento através de sacolas plásticas adequadamente vedadas. Por fim os corpos de provas eram armazenados para a sua cura a uma temperatura de  $21^{\circ} \pm 2^{\circ}\text{C}$ .

As tolerâncias estabelecidas para à aceitação dos corpos-de-prova são as seguintes:

- Massa específica aparente seca ( $\gamma_d$ ):  $\pm 1,0\%$  do valor alvo.
- Teor de umidade ( $\omega$ ): valor especificado 0,5 pontos percentuais.
- Dimensões: diâmetro  $50 \pm 0,5$  mm e altura  $100 \pm 1$  mm.

A moldagem dos corpos de provas para os ensaios de Pinhole Test, foi realizada em um molde cilíndrico de aço com dimensões suficientes para confecção de amostras com 33mm de diâmetro e 38mm de altura. A confecção dos corpos-de-prova foi realizada através dos

procedimentos de pesagem, mistura, compactação, desmoldagem, acondicionamento, armazenagem e cura.

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

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

Concluído o processo de moldagem, o corpo-de-prova foi imediatamente pesado no molde, conhecidas a tara do molde, obtém-se sua massa.

#### 3.4.11 Ensaio de Resistência à Compressão Simples

Os ensaios de resistência à compressão simples foram realizados no LEGG da UFRGS, este é um dos ensaios mais utilizados na prática mundial devido a sua ampla difusão pelo estudo de concretos apresentando vantagens como são seu baixo custo, simplicidade e rápida execução.

Na figura 3.28 pode-se apreciar a prensa utilizada para os ensaios de RCS, a qual tem uma capacidade de 300 kN, com um anel de capacidade de 10 kN e resolução de 0,005 kN. O ensaio foi feito com uma taxa de deformação constante de 1,14 mm por minuto. Os procedimentos descritos seguiram a norma (ASTM D5102, 1996).

Para evitar o efeito da sucção os corpos-de-prova eram saturados submergindo eles em água pelo menos 24 horas antes da realização do ensaio, a água era mantida a uma temperatura de  $21 \pm 2$  °C. Após a saturação dos corpos-de-prova eles eram retirados do recipiente com água e secados com um tecido absorvente, para posteriormente proceder-se à realização do ensaio anotando-se a carga máxima atingida pelo corpo-de-prova.



Figura 3.28 Ensaio de Resistência à Compressão Simples.

#### 3.4.12 Ensaaios de Durabilidade por Molhagem e Secagem – Com escovação

Os ensaios de durabilidade foram realizados no LEGG da UFRGS e baseados na norma (ASTM D559, 2011) ensaios de durabilidade por molhagem e secagem para misturas de solo-cimento, o qual avalia a durabilidade através da porcentagem da perda de massa de amostras depois de escovar após 12 ciclos de secagem e molhagem e com a utilização de corpos-de-prova cilíndricos de  $101,6 \pm 0,4$  mm de diâmetro e  $116,43 \pm 0,3$  mm de altura, moldados em compactação estática segundo o especificado no item 3.4.2.4 “Moldagem e cura dos corpos-de-prova”.

O método de ensaio estabelece uma cura em câmara úmida durante 7 dias, prosseguindo-se depois aos ciclos de molhagem e secagem. Primeiramente se procede à imersão do corpo de prova por cinco horas para depois ser secado na estufa por 42 horas a uma temperatura de  $71 \pm 3^\circ\text{C}$ , ao final dos ciclos 3, 6, 9 e 12 eram realizada os escovamentos nas fases laterais, no topo e na base de acordo com a norma.



Figura 3.29 Ensaio de durabilidade. Ciclos de molhagem e secagem com escovação

### 3.4.13 Ensaio de Durabilidade por Molhagem e Secagem – Sem escovação

Os ensaios de durabilidade foram realizados no LEGG da UFRGS e baseados na norma (ASTM D559, 2011), no entanto, foram feitas algumas modificações.

Para a realização deste trabalho foram utilizados corpos-de-prova cilíndricos de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura, moldados segundo o especificado no item 3.4.2.4 “Moldagem e cura dos corpos-de-prova” e não foi executada a escovação medindo-se a perda de massa por molhagem e secagem, as dimensões para verificar variações de volume e medidas de rigidez inicial nos ciclos para cada um dos corpos de prova.





Figura 3.30 Ensaio de durabilidade. Ciclos de molhagem e secagem

#### 3.4.14 Ensaio de Medidas de Rigidez Inicial

O ensaio de medida de rigidez inicial através de ondas ultrassônicas é um método não destrutivo e muito simples pelo qual se pode determinar o valor do módulo cisalhante elástico ( $G_0$ ).

Para a determinação do parâmetro ( $G_0$ ) foi utilizado um equipamento ultrassônico denominado Pundit Lab Plus, da marca Proceq disponível no LEGG da UFRGS.

Por se tratar de um ensaio não destrutivo, foram utilizados para a realização dos ensaios, os mesmos corpos-de-prova utilizados no ensaio de durabilidade através de ciclos de molhagem e secagem definidos no item 3.4.2.

O equipamento Pundit Lab Plus está composto de uma unidade de emissão e recepção de ondas, um conjunto de transdutores de ondas (“S” e “P”), cabos, gel acoplante, e um software de aquisição de dados. Pode-se observar os componentes do equipamento na Figura 3.31 (a)

O ensaio consiste basicamente numa unidade de emissão e recepção de ondas e o tempo de viagem da mesma, com isso pode-se calcular a velocidade da onda  $V_s$ , e com ele o módulo cisalhante elástico através da equação 3.1.

$$G_0 = \rho V_s = \rho \left(\frac{L}{t_s}\right)^2 \quad (3.1)$$

Onde:

$\rho$  = Peso específico do solo;

L = distância entre os transdutores;

$t_s$  = tempo de viagem da onda.



(a)



(b)

Figura 3.31 (a) Componentes do equipamento Pundit Lab. (b) Ensaios de medição de Go

### 3.4.15 Ensaios de Expansão

Os ensaios de expansão foram executados utilizando equipamentos edométricos sem aplicação de cargas seguindo-se as recomendações da norma (ASTM D4546, 2014) com a modificação de não colocar pressão nenhuma nas amostras, o ensaio é conhecido como ensaio de expansão livre em uma dimensão (One-Dimensional Free Swell Test).

Os corpos de prova foram moldados com dimensões de 54 mm de diâmetro e 21 mm de altura de modo a cravar o anel amostrador edométrico no material compactado e este fique adequadamente preso no mesmo. Os corpos de prova foram moldados em compactação estática segundo o especificado no item 3.4.2.4 “Moldagem e cura dos corpos-de-prova” e imediatamente montados nos equipamentos em condição submersa durante 7 dias para após secar em estufa 24 hs e colocar de novo em imersão até completar 14 dias. A água utilizada para o ensaio foi água destilada.

Os ensaios foram instrumentados utilizando transdutores de deslocamento linear tipo LVDT e uma placa Arduino para aquisição dos dados. A interface de aquisição é baseada no Arduino UNO, que usa como MCU o Atmega328. A sua função neste projeto é obter os dados dos

transdutores LVDT, interpreta-los e envia-los para o programa desenvolvido para que possam ser apresentados/analísados. Optou-se por uma placa Arduino por ela ser de baixo custo, a mesma possui 6 entradas analógicas integradas, cada uma com 10 bit de resolução, permitindo que os transdutores possam ser interpretados com uma aceitável precisão. Este hardware também possui 14 entradas/saídas digitais, comunicação via USB, I2C e Serial. Além disto, ele também possui um regulador de 5VDC integrado, necessário para alimentação de alguns sensores e do próprio MCU.

A interface gráfica para a apresentação e gravação dos dados obtidos pelo sistema de aquisição foi desenvolvida utilizando o software LabView 2014 da National Instruments. Optou-se por utilizar esta linguagem por ela ser amplamente difundida na comunidade acadêmica, sendo de fácil compreensão e de fácil integração com a plataforma Arduino além do LEEG possuir licença e pessoal capacitado na sua utilização.



Figura 3.32 Instrumentação dos ensaios de expansão

### 3.4.16 Ensaio de Difração de Raios X (DRX)

A difração de raios X é a principal técnica de caracterização de materiais cristalinos em nível de estrutura cristalina. Ao atingirem um material, os raios X podem ser espalhados elasticamente pelos elétrons de um átomo. Quando os átomos que geram este espalhamento estão arranjados de maneira sistemática, apresentando entre eles distâncias próximas do comprimento de onda da radiação incidente, verifica-se que as relações de fase entre as ondas espalhadoras tornam-se periódicas, o que determina a formação de máximos de difração em ângulos particulares (CULLITY; STOCK, 1978).

### 3.4.17 Ensaio de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)

Técnicas analíticas de microscopia eletrônica como a microscopia eletrônica de varredura (MEV), microsonda eletrônica (EPMA) e microscopia eletrônica de transmissão (MET) são muito versáteis e importantes para a caracterização de materiais em 2 ou 3 dimensões.

A elevada resolução espacial das técnicas de MEV permite a análise dos materiais desde a escala micrométrica até a nanométrica, seja para a obtenção de imagens ou para a caracterização química. Além disso, são análises não destrutivas e complementares a outras técnicas avançadas de caracterização de materiais (INKSON, 2016).

### 3.4.18 Ensaio de Determinação do pH em solos

Segundo Hunter (1988) e Petry & Little (1992), a formação de etringita causa uma brusca queda do pH da mistura solo-cal, sendo mais uma causa da inibição das reações pozolânicas solo-cal.

Baseados nessa experiência se procedeu a estudar o comportamento do pH nas diferentes misturas de solo-cal e solo-cinza-cal.

Para o análise do pH do solo foram utilizados os procedimentos descritos na norma (ASTM D4972, 2001) utilizando fitas pH reativas.

### 3.5 PROGRAMA DE ENSAIOS

#### 3.5.1 Ensaios de Deflectometria em Campo com Defletômetro de Impacto Leve (LWD)

Os ensaios de deflectometria foram feitos com o objetivo de visualizar se existe homogeneidade nos trechos de solo cal e avaliar a resposta da estrutura durante diferentes períodos de cura. Os ensaios foram realizados com um equipamento Prima 100 (Carl Bro) utilizando uma placa de 30 cm de diâmetro com uma massa de queda de 10 kg. Foram colocados mais dois sensores de deslocamento (geofones) a 30 e 60 cm para estimações das respostas das camadas individualmente e ter a possibilidade de calcular os módulos individuais para cada camada.



Figura 3.33 Equipamento LWD com geofones a 30 e 60 cm

Os ensaios foram realizados no centro de cada trecho sendo os pontos analisados 1, 2 e 3 correspondentes aos centros dos trechos de 14,50 kN/m<sup>3</sup> com 4%, 6% e 8% de cal respectivamente, os pontos 4, 5 e 6 correspondentes aos centros dos trechos de 16,8 kN/m<sup>3</sup> com 4%, 6% e 8% de cal respectivamente e os pontos 7, 8 e 9 correspondentes aos centros dos trechos de 16,8 kN/m<sup>3</sup> com 4%, 6% e 8% de cal respectivamente. Pode-se observar um esquema na Figura 3.34.

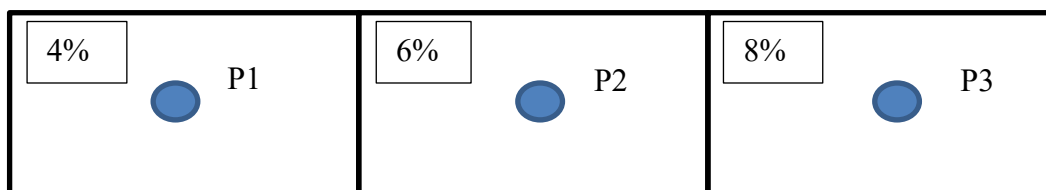


Figura 3.34 Esquema dos ensaios de defletometria. Trecho 1 de 14,50 kN/m<sup>3</sup> com 4%, 6% e 8% de cal respectivamente. (Elaboração Própria)

Em cada ponto se executaram 5 medições tomando como o dado final a média das últimas duas medições. A experiência recomenda fazer as medições após duas ou três execuções, pois o solo sofre uma acomodação ao receber as primeiras quedas do peso do aparelho.

### 3.5.2 Ensaio de Resistência a Compressão Simples

O programa de ensaios de compressão simples consistiu em duas partes:

- Verificar a influência das variáveis teor de cal, porosidade, relação vazios/cal e tempo de cura em um solo sulfatado tratado com cal tanto num trecho experimental como em corpos de prova moldados em laboratório, e testar se existe previsão ou relação laboratório-campo nas resistências.
- Verificar a influência das variáveis teor de cal, porosidade, umidade, teor de cinza, mellowing e tempo de cura mediante um planejamento experimental e finalmente avaliar se a relação vazios/cal controla o comportamento à compressão simples.

Para isso primeiramente se definiram os pontos de moldagem com ajuda das curvas de compactação com energia normal, mas considerando os pesos específicos atingidos no trecho experimental para a moldagem definitiva dos corpos de prova.

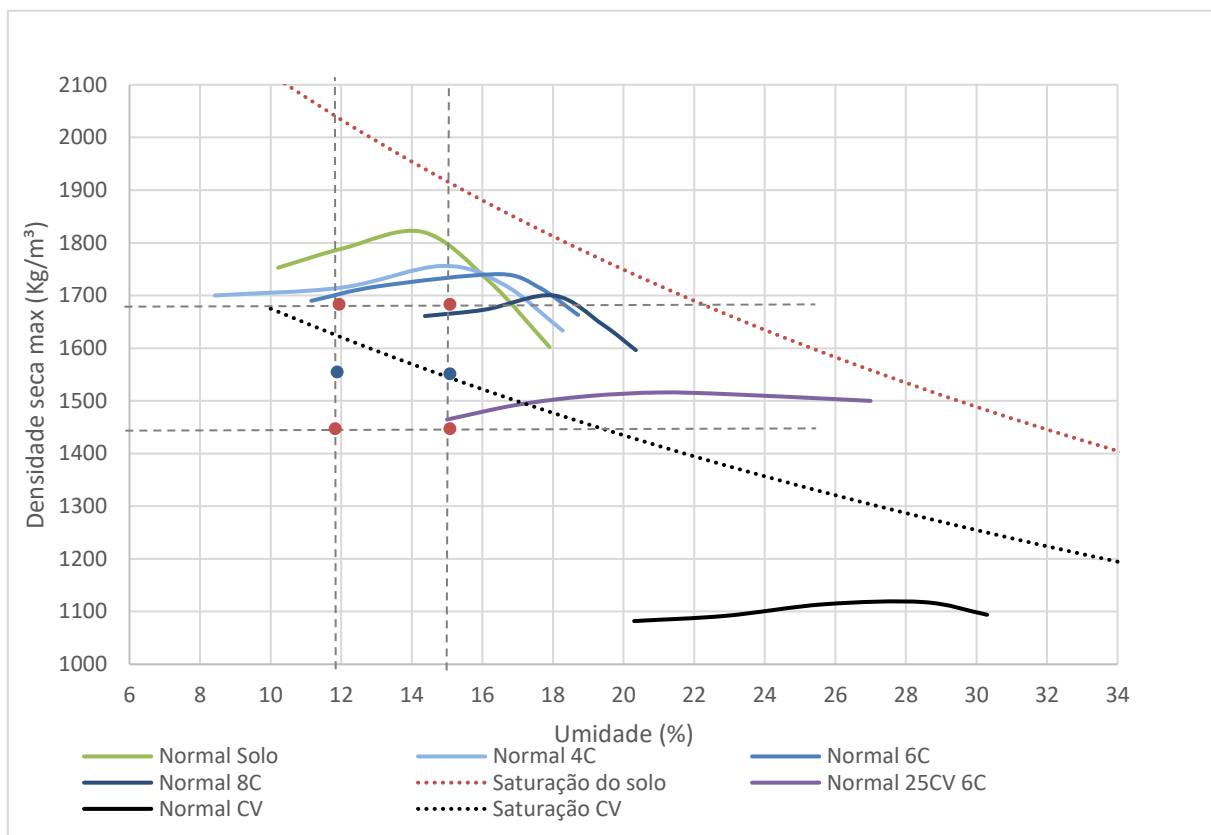


Figura 3.35 Resultados dos ensaios de compactação Proctor normal e pontos de moldagem. C: cal, CV: cinza volante.

Para a primeira parte então foram moldados em laboratório corpos de prova em triplicata se ajustando às condições da construção do trecho experimental com as seguintes variáveis (Tabela 3;9):

Tabela 3.9 Variáveis de moldagem para ensaios de resistência a compressão simples em laboratório

Peso específico aparente seco	Teor de Cal	Teor de Umidade	Mellowing	Tempo de Cura
( $\text{kN/m}^3$ )	(%)	(%)	(hs)	(dias)
14,5	4	15	14	7
15,5	6			28
16,8	8			60
				90

O objetivo de moldagem destes corpos-de-prova foi para obter uma quantificação da resistência à compressão simples em função dos teores de cal, tempo de cura e peso específico aparente seco e compará-los com os resultados dos testemunhos extraídos dos trechos experimentais.

As amostras foram identificadas, apresentando uma respectiva codificação, de peso específico aparente seco, percentagem de cal, tempo de cura e número de corpo-de-prova. Como por exemplo, a amostra CP1-14,5-6C-15W-14M-7D corresponde à seguinte formatação:

CP1: Corpo de prova número 1

14,5: Peso específico aparente seco

6C: 6% de teor de cal

15W: 15% de teor de umidade

14M: 14 hs de mellowing

7D: 7 dias de cura

Para a segunda parte foi realizado um planejamento experimental do tipo factorial fracionado na metade, por não contar com material suficiente (solo) para um estudo completo. O projeto foi construído com 5 fatores de estudo, 2 pontos centrais e 3 blocos que representam os tempos de cura de 28, 60 e 90 dias. Obteve-se com este projeto uma resolução do nível V. Todos os cálculos e gráficos foram realizados com ajuda do software *Minitab 17*.

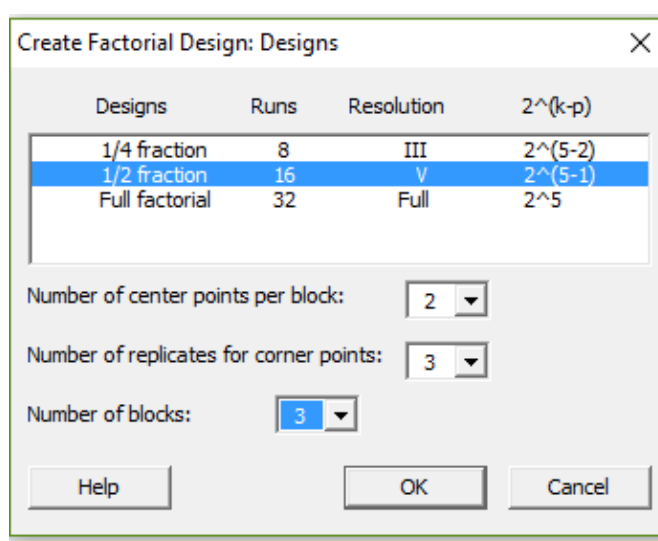


Figura 3.36 Projeto fatorial  $2^5$  fracionado com 2 pontos centrais (MINITAB 17)



	Factors														
Run	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
4	Full	III													
8		Full	IV	III	III	III									
16			Full	V	IV	IV	IV	III	III	III	III	III	III	III	
32				Full	VI	IV	IV	IV	IV	IV	IV	IV	IV	IV	
64					Full	VII	V	IV	IV	IV	IV	IV	IV	IV	
128						Full	VIII	VI	V	V	IV	IV	IV	IV	

Figura 3.37 Resolução do tipo de experimento fatorial (MINITAB 17)

As variáveis de estudo (fatores de controle) foram definidas com os seus valores máximos e mínimos sendo:

- Peso específico aparente seco: 14,5 – 16,8 kN/m<sup>3</sup>
- Teor de Cal: 4 – 8 %
- Umidade: 12 – 15 %
- Teor de Cinza: 0 – 25 %
- Mellowing: 0 – 48 hs

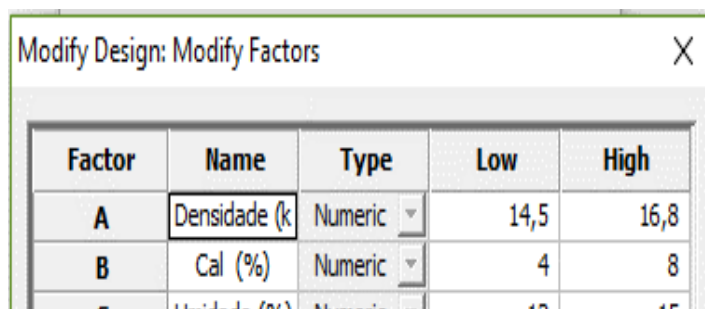
A bateria de ensaios com as misturas a estudar é apresentada na Tabela 3.10.

Tabela 3.10 Bateria de ensaios para análises fatoriais

N	CP	Tempos de Cura (dias)		
1	CP1-14,5-4C-12w-25CV-0M	28	60	90
2	CP1-14,5-4C-15w-0CV-0M	28	60	90
3	CP1-14,5-8C-12w-0CV-0M	28	60	90
4	CP1-14,5-8C-15w-25CV-0M	28	60	90
5	CP1-16,8-4C-12w-0CV-0M	28	60	90
6	CP1-16,8-4C-15w-25CV-0M	28	60	90
7	CP1-16,8-8C-12w-25CV-0M	28	60	90
8	CP1-16,8-8C-15w-0CV-0M	28	60	90
9	CP1-14,5-4C-12w-0CV-48M	28	60	90
10	CP1-14,5-4C-15w-25CV-48M	28	60	90
11	CP1-14,5-8C-12w-25CV-48M	28	60	90
12	CP1-14,5-8C-15w-0CV-48M	28	60	90
13	CP1-16,8-4C-12w-25CV-48M	28	60	90
14	CP1-16,8-4C-15w-0CV-48M	28	60	90
15	CP1-16,8-8C-12w-0CV-48M	28	60	90
16	CP1-16,8-8C-15w-25CV-48M	28	60	90
17	CP1-15,65-6C-13,5w-12,5CV-24M	28	60	90
18	CP2-15,65-6C-13,5w-12,5CV-24M	28	60	90

Como a formação de etringita segundo a bibliografia depende de fatores como o peso específico, a umidade, o teor de cinza, o teor de cal e o tempo do mellowing, procedeu-se a avaliar os efeitos desses fatores na resistência a compressão simples do material em estudo.

Os teores de cinza foram selecionados considerando experiências internacionais de solos estabilizados com cal e cinza volante (PUPPALA, A. et al., 2001; KUMAR et al., 2007; MCCARTHY et al., 2009, 2012, CONSOLI et al., 2011, 2015). Os tempos de mellowing foram escolhidos também considerando a experiência em solos sulfatados estabilizados com cal ou cimento (PUPPALA, A. J. et al., 2001; LITTLE; NAIR, 2009; MCCARTHY et al., 2009; GALLAGE; COCHRANE, 2012; TALLURI et al., 2013).



Factor	Name	Type	Low	High
A	Densidade (k)	Numeric	14,5	16,8
B	Cal (%)	Numeric	4	8
C	Umidade (%)	Numeric	12	15

Figura 3.38 Fatores definidos com os mínimos e máximos

Os tempos de cura foram definidos como 3 blocos diferentes com 28, 60 e 90 dias.

O objetivo de moldagem destes corpos-de-prova foi para obter uma resposta da resistência à compressão simples aos efeitos desses 5 fatores para 3 diferentes tempos de cura analisados.

As amostras foram identificadas, apresentando uma respectiva codificação, de peso específico aparente seco, percentagem de cal, umidade, cinza, tempo de mellowing e de cura além do número de corpo-de-prova. Como por exemplo, a amostra CP1-14,5-6C-15w-25CV-14M-7D corresponde à seguinte formatação:

CP1: Corpo de prova número 1

14,5: Peso específico

6C: 6% de teor de cal

15W: 15% de teor de umidade

25CV: 25% de cinza volante

14M: 14 hs de mellowing

7D: 7 dias de cura

Essas codificações foram mantidas para todos os ensaios realizados nesta pesquisa

### 3.5.3 Ensaios de Durabilidade por Molhagem e Secagem – Com escovação

Com fim de obter uma resposta da durabilidade aos efeitos dos 5 fatores citados no item 3.5.2 “Ensaios de Resistência à Compressão Simples “ foi realizado o mesmo projeto fatorial fracionado, com a diferença de não contar com 3 tempos de cura diferentes.

A bateria de ensaios com as misturas a estudar é apresentada na Tabela 3.11.

Tabela 3.11 Bateria de ensaios para análises fatoriais

N	CP	Tempo de Cura (dias)
1	CP1-14,5-4C-12w-25CV-0M	7
2	CP1-14,5-4C-15w-0CV-0M	7
3	CP1-14,5-8C-12w-0CV-0M	7
4	CP1-14,5-8C-15w-25CV-0M	7
5	CP1-16,8-4C-12w-0CV-0M	7
6	CP1-16,8-4C-15w-25CV-0M	7
7	CP1-16,8-8C-12w-25CV-0M	7
8	CP1-16,8-8C-15w-0CV-0M	7
9	CP1-14,5-4C-12w-0CV-48M	7
10	CP1-14,5-4C-15w-25CV-48M	7
11	CP1-14,5-8C-12w-25CV-48M	7
12	CP1-14,5-8C-15w-0CV-48M	7
13	CP1-16,8-4C-12w-25CV-48M	7
14	CP1-16,8-4C-15w-0CV-48M	7
15	CP1-16,8-8C-12w-0CV-48M	7
16	CP1-16,8-8C-15w-25CV-48M	7
17	CP1-15,65-6C-13,5w-12,5CV-24M	7
18	CP2-15,65-6C-13,5w-12,5CV-24M	7

Considerou-se a perda de massa por escovação na totalidade dos ciclos (12) como resposta da durabilidade.

### 3.5.4 Ensaios de Durabilidade por Molhagem e Secagem – Sem escovação

Igualmente com fim de obter uma resposta da rigidez e da durabilidade do material foi realizado o mesmo projeto fatorial do item 3.5.3 “Ensaios de Durabilidade por Molhagem e Secagem – Com escovação”. Considerou-se a degradação rigidez inicial após o total de ciclos (12) como uma medida da durabilidade do material. Além disso foram medidas as dimensões dos corpos

de prova após cada ciclo para observar as variações de volume sofridas pelas diferentes misturas moldadas. Considerando que tanto a massa como o volume variam em cada ciclo, se calculo um fator volume/massa que expressa as variações de volume em cada ciclo em relação ao ciclo 0 expressado em porcentagem.

A bateria de ensaios com as misturas a estudar está apresentada na Tabela 3.11.

### 3.5.5 Ensaios de Expansão

Igualmente com fim de obter uma resposta da variação volumétrica do material foi realizado o mesmo projeto fatorial do item 3.5.4 “Ensaios de Durabilidade por Molhagem e Secagem – Com escovação”.

Considerou-se a expansão final após 15 dias, como resposta dos fatores de estudo. Alguns corpos de prova sofreram 24 hs de secagem em estufa a 110°C após 6 dia para verificar alguma reação ao efeito da desidratação-hidratação dos corpos de prova.

Os ensaios de expansão foram realizados nos corpos de prova especificados na tabela 3.12.

Tabela 3.12 Bateria para ensaios de expansão

N	CP	Tempo de Cura (dias)	
1	CP1-14,5-4C-12w-25CV-0M	0	-
2	CP1-14,5-4C-15w-0CV-0M	0	-
3	CP1-14,5-8C-12w-0CV-0M	0	-
4	CP1-14,5-8C-15w-25CV-0M	0	-
5	CP1-16,8-4C-12w-0CV-0M	0	-
6	CP1-16,8-4C-15w-25CV-0M	0	-
7	CP1-16,8-8C-12w-25CV-0M	0	150
8	CP1-16,8-8C-15w-0CV-0M	0	150
9	CP1-14,5-4C-12w-0CV-48M	0	-
10	CP1-14,5-4C-15w-25CV-48M	0	-
11	CP1-14,5-8C-12w-25CV-48M	0	-
12	CP1-14,5-8C-15w-0CV-48M	0	-
13	CP1-16,8-4C-12w-25CV-48M	0	-
14	CP1-16,8-4C-15w-0CV-48M	0	-
15	CP1-16,8-8C-12w-0CV-48M	0	-
16	CP1-16,8-8C-15w-25CV-48M	0	-
17	CP1-15,65-6C-13,5w-12,5CV-24M	0	-
18	CP2-15,65-6C-13,5w-12,5CV-24M	0	-
19	CP1-16,8-15W (Solo Natural)	0	-

### 3.5.6 Ensaios de Difração de Raios X (DRX).

Os ensaios de difratometria de raios X foram realizados no Laboratório de Difratometria de Raios X da Geociências da UFRGS.

Os restos dos corpos de prova de solo-cal e solo-cinza-cal ensaiados à compressão simples foram colocados em sacolas duplas para evitar a perda de umidade até a realização dos ensaios. Para análise de argilominerais em solo natural, a amostra orientada foi preparada conforme o seguinte procedimento:

- Quarteamento da amostra;
- Desagregação em gral de porcelana;
- Desagregação por agitação durante 14 horas em agitador orbital;
- Desagregação por ultrassom de ponteira durante 5 min com amostra em solução;
- Estabilização da temperatura para controle da viscosidade do fluido;
- Cálculo do tempo de decantação respectivo de cada fração de acordo com a Lei de Stokes. O processo de decantação normal foi utilizado para separar da amostra a fração  $< 4\mu\text{m}$ . O tempo estipulado para essa fração foi de 1h 20min;
- Preparação de lâminas delgadas orientadas por pipetagem.

Neste processo, privilegiam-se as faces (001) para a identificação de argilominerais, chamando-se a amostra de orientada natural.

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

A amostra orientada natural também é aquecida a  $550^{\circ}\text{C}$  durante duas horas para avaliar argilominerais que colapsam a sua estrutura nestas condições (ex.: argilominerais do Grupo das Caulinitas) permitindo uma identificação mais precisa. Passa a ser chamada amostra calcinada.

A análise por difração de raios X (DRX) foi realizada em um difratômetro de raios X marca Siemens (BRUKER AXS), modelo D-5000 ( $\theta$ - $2\theta$ ) equipado com monocromador curvado de grafite no feixe secundário e tubo de ânodo fixo de Cu, operando a 40 kV e 35 mA. O intervalo angular analisado foi de 2 a  $28^\circ 2\theta$  em passo de  $0,02^\circ/1s$  utilizando-se fendas de divergência e anti-espalhamento de 2 mm e 0,2 mm no detector.

Os minerais e/ou fases cristalinas são identificados através da medida das distâncias interplanares (valores de “d”) e das intensidades relativas dos picos nos difratogramas.



Figura 3.39 (a) Laboratório de Difractometria de Raios X. (b) Difrátômetro de Raios X

Para as análises das fases do pó, o intervalo angular analisado foi de 3 a  $70^\circ 2\theta$  em passo de  $0,05^\circ/1s$  utilizando-se fendas de divergência e anti-espalhamento de  $1^\circ$  e 0,6 mm no detector.

### 3.5.7 Ensaios de Microscopia Eletronica de varredura (MEV)

A microestrutura das amostras foi observada por microscopia eletrônica de varredura utilizando microscópio marca JEOL, modelo JSM-6060, operando a 7 kV.

As amostras foram obtidas de corpos de prova rompidos anteriormente e mantidos em sacolas para evitar perda de umidade, se separou uma pequena peça do material e foi fixado no stub para a posterior metalização do material com ouro (Figura 3.40)

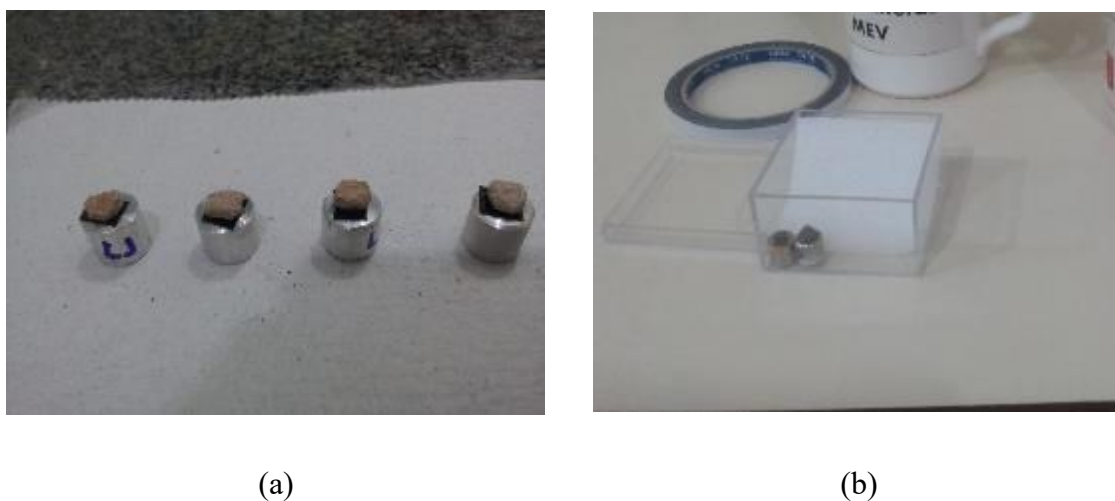


Figura 3.40 (a) Amostras preparadas para a metalização. (b) Amostras metalizadas prontas para ensaio

As amostras foram colocadas no equipamento e procedeu-se à procura dos minerais de interesse manualmente variando a resolução e movimentando as amostras. Este equipamento não é capaz de fazer análise química.



Figura 3.41 Ensaio de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)

### 3.5.8 Ensaios de Determinação do pH em solos

Com fim de obter uma resposta da variação no pH do material foi realizado o mesmo projeto fatorial do item 3.5.4 “Ensaios de Durabilidade por Molhagem e Secagem – Com escovação”. Considerou-se o pH final após 150 dias como resposta dos fatores de estudo. Além disso se determinaram o pH de um dos testemunhos extraídos do trecho experimental após 200 dias e dos corpos de prova 16,8-8C-12W-25CV-0M; 16,8-8C-15W-0CV-0M após 12 ciclos de molhagem e secagem.

## 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 4.1 ENSAIOS DE DEFLETOMETRIA EM CAMPO COM DEFLETÔMETRO DE IMPACTO LEVE (LWD)

Na Figura 4.1 pode-se observar o efeito do tempo de cura nas medições do sensor 1 (a 0 cm). Essas medições representam as deflexões sofridas pela estrutura completa (solo de fundação e pavimento de solo-cal). O trecho 1 mostra as maiores deflexões pois foi construído com o menor peso específico ( $14,50 \text{ kN/m}^3$ ) a diferença do trecho 2 que foi construído com o máximo peso específico ( $16,80 \text{ kN/m}^3$ ). A diferença na quantidade de cal não demonstrou efeito visível sobre as medições de deflexões.

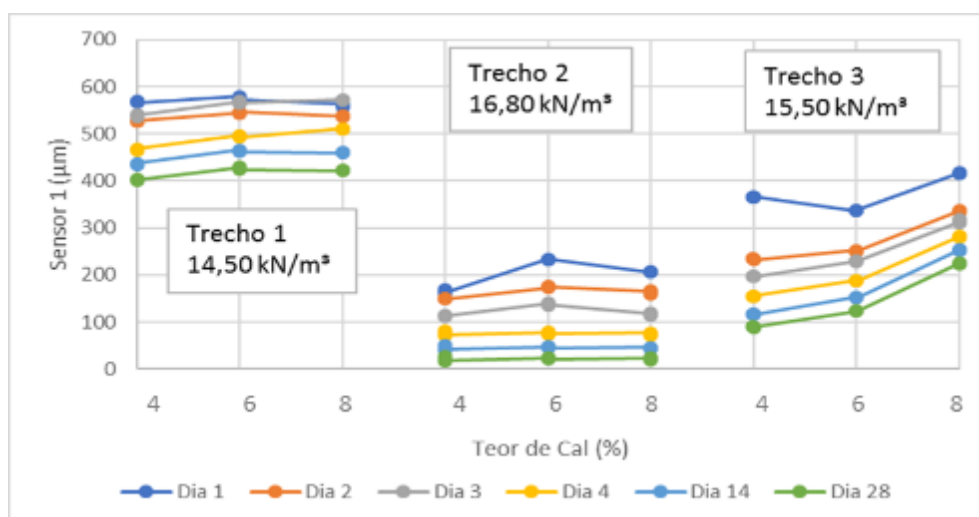


Figura 4.1 Resultado das medições no geofone a 0 cm (Sensor 1) em diferentes tempos de cura.

Enquanto ao decréscimo das deflexões com o tempo de cura, se observa no trecho 1 um decréscimo aproximadamente  $600 \mu\text{m}$  no dia 1 a  $180 \mu\text{m}$  no dia 28 (aprox. 70%) e no trecho 2 de aproximadamente  $200 \mu\text{m}$  a  $20 \mu\text{m}$  (aprox. 90%) demonstrando um incremento da rigidez durante o tempo de cura da camada estabilizada com cal.

Na Figura 4.2 se observa que o tempo de cura não tem efeito nas medições de deflexões do sensor 3 (a 60 cm), as respostas destas deflexões permanecem constantes dia a dia, sugerindo que as deflexões do sensor 3 é uma resposta à deformação que ocorre inteiramente na camada de subleito e é independente da camada estabilizada.



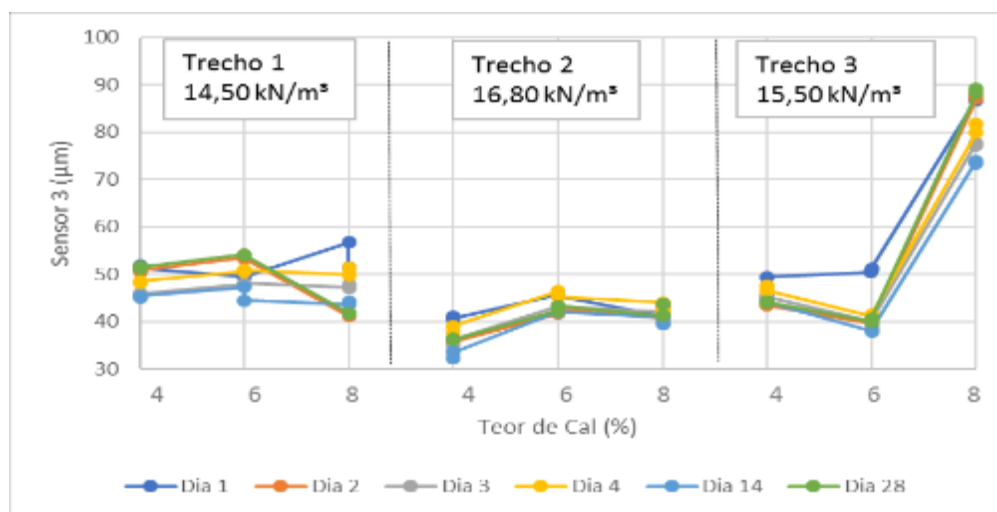


Figura 4.2 Resultado das medições no geofone a 60 cm (Sensor 3) em diferentes tempos de cura

A Figura 4.3 que exibem respostas semi-sinusoidais do ponto 1 desde o dia 1 até o dia 28 com magnitudes de deflexão máxima característica e os tempos da deflexão máxima demonstram também os mesmos comportamentos. Na parte superior do gráfico se encontram as cargas aplicadas em  $kN \times 10$  e na parte inferior as medições dos sensores S1 e S3 em função do tempo de aquisição do equipamento.

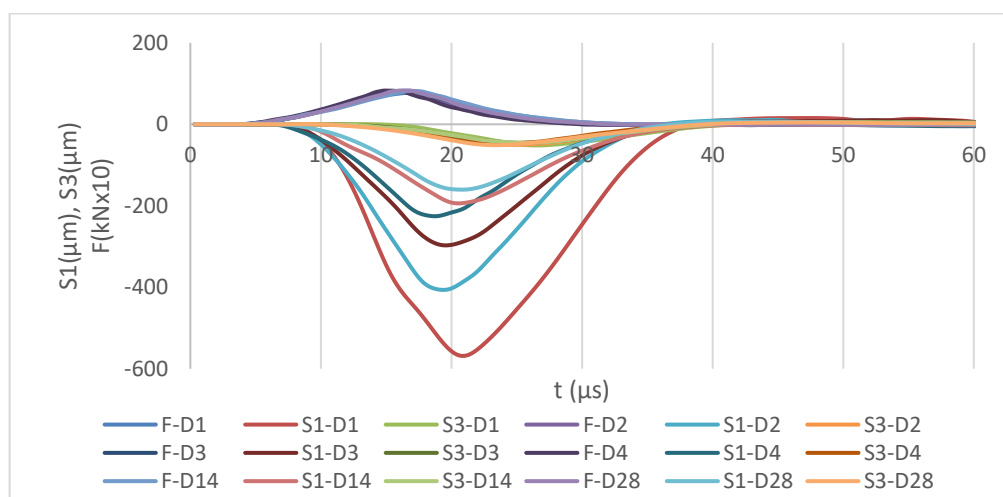


Figura 4.3 Resultado das medições no ponto 1 do trecho 1. F: carga recebida; S: sensor (1 a 0 cm, 2 a 30cm e 3 a 60 cm); D: dia (1, 2, 3, 4, 14, 28 dias)

Os resultados confirmam também que as deflexões medidas pelo sensor 1 a 60 cm do centro da placa não são influenciadas pela camada estabilizada e são completamente representativas ao subleito do pavimento.

## 4.2 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES PARA AVALIAR RESULTADOS CAMPO-LABORATÓRIO

### 4.2.1 Efeito do Teor de Cal

Nas Figuras 4.4, 4.5, 4.6 e 4.7 são apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função da quantidade de cal para ensaios de laboratório em 7, 28, 60 e 90 dias de cura respectivamente.

Na Figura 4.8 se apresenta a curva de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função da quantidade de cal para os testemunhos obtidos in situ após 182 dias da conformação e compactação do trecho experimental.

Cada curva, isoladamente, possui a mesma massa específica aparente seca e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ( $\omega = 15\%$ ).

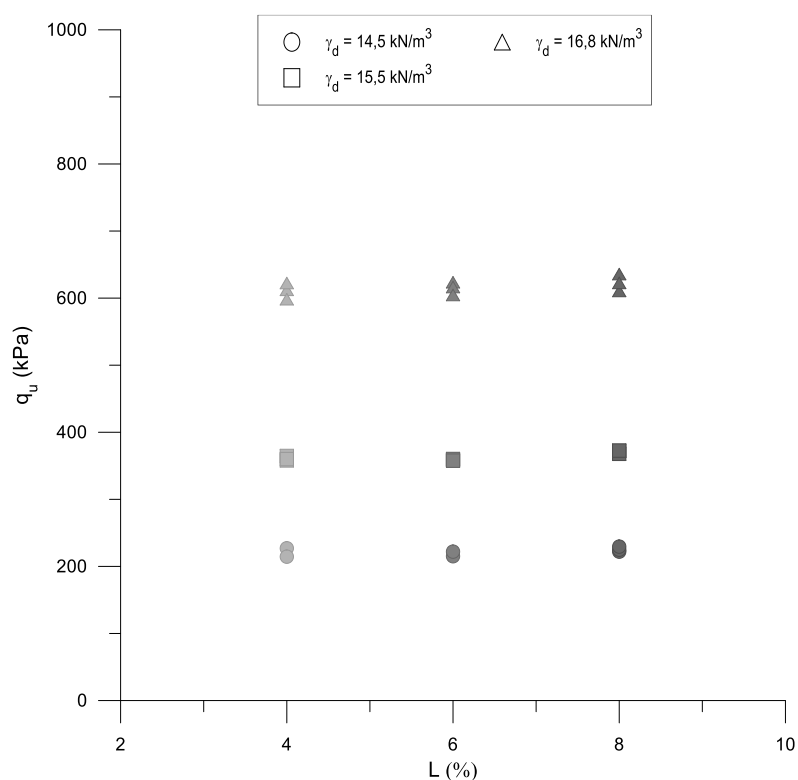


Figura 4.4: Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cal do Solo-Cal (7 dias de cura)

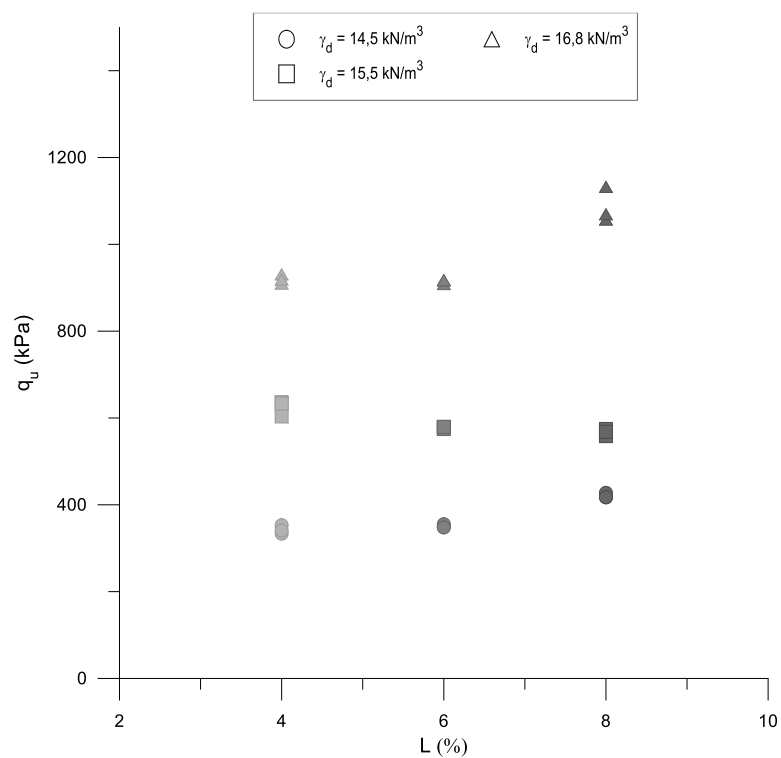


Figura 4.5: Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cal do Solo-Cal (28 dias de cura)

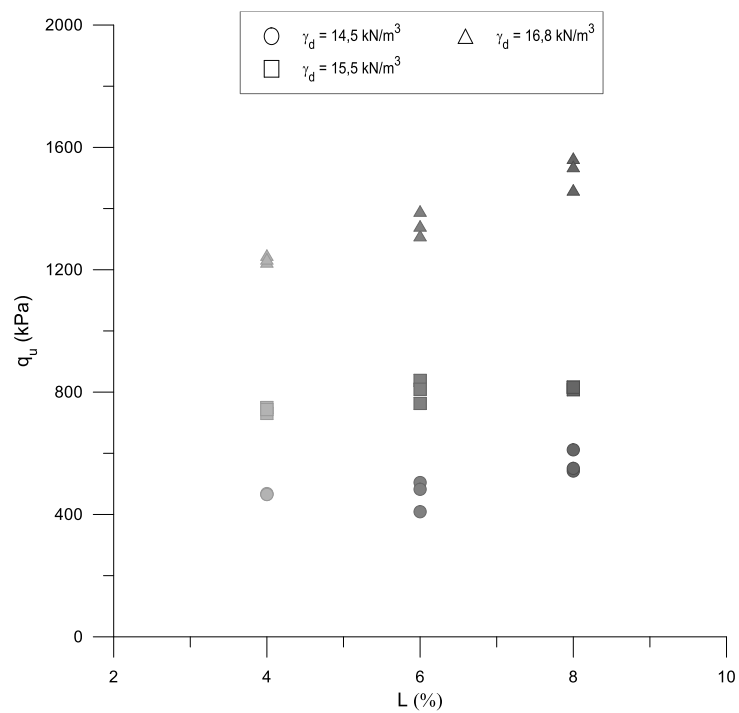


Figura 4.6: Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cal do Solo-Cal (60 dias de cura)

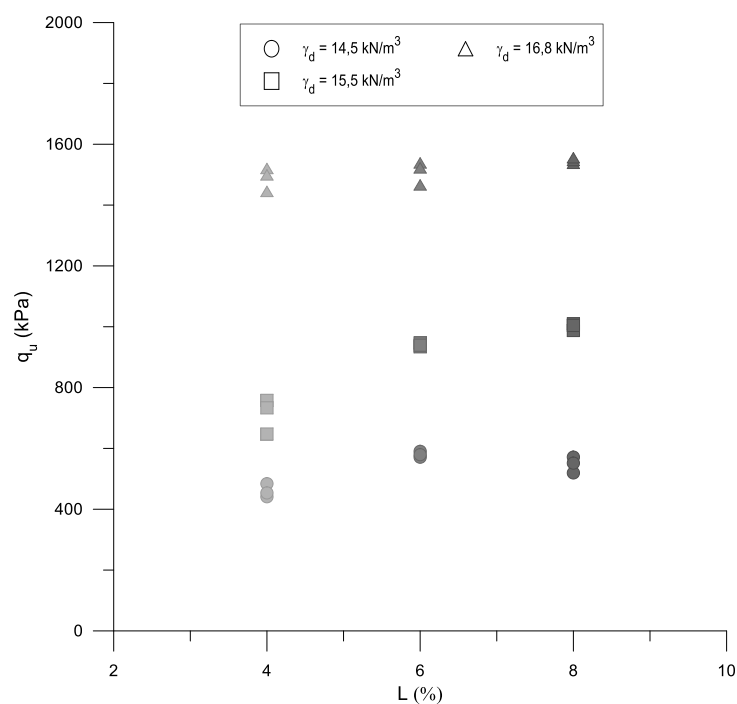


Figura 4.7: Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cal do Solo-Cal (90 dias de cura)

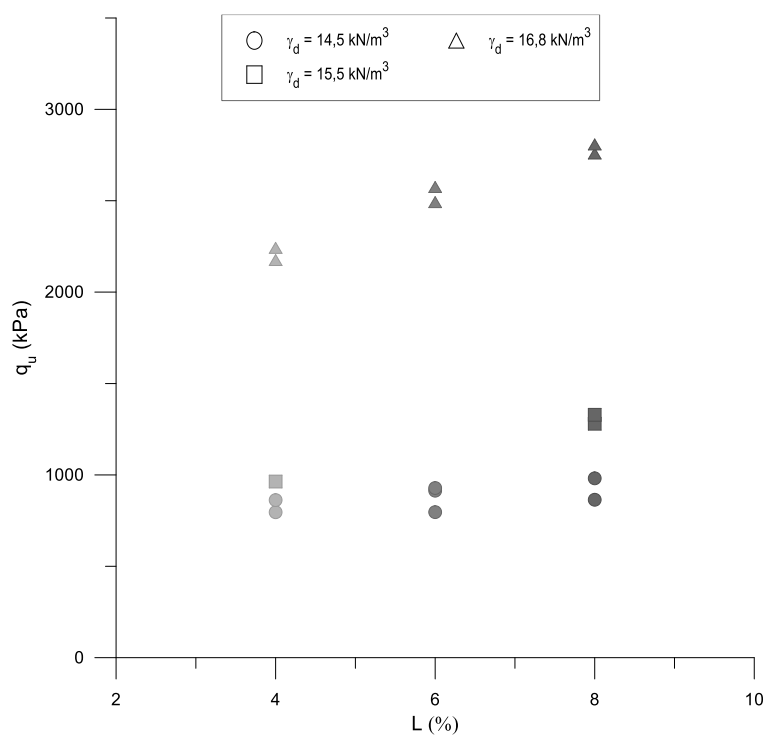


Figura 4.8: Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cal do Solo-Cal (182 dias de cura – testemunhos obtidos in situ)

Pode-se observar que a quantidade de cal exerce pouca influência sobre a resistência à compressão simples do material. Ao se aumentar a quantidade de cal de 4% a 8% para cada peso específico aparente seco, a resistência à compressão simples, em média, não teve acréscimo para baixos pesos específicos e para pesos específicos maiores mostraram pouco acréscimo.

#### 4.2.2 Efeito do tempo de cura

Nas Figuras 4.9, 4.10 e 4.11, são apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função do tempo de cura para ensaios de laboratório com 14,5; 15,5; e 16,8 kN/m<sup>3</sup> de peso específico aparente seco respectivamente.

Nas Figuras 4.12, 4.13 e 4.14 são apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função do tempo de cura obtido com ensaios de laboratório e os pontos das resistências obtidas dos testemunhos obtidos in situ após 182 dias de conformada e compactada a pista.

Cada curva, isoladamente, possui a mesma massa específica aparente seca e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ( $\omega = 15\%$ ).

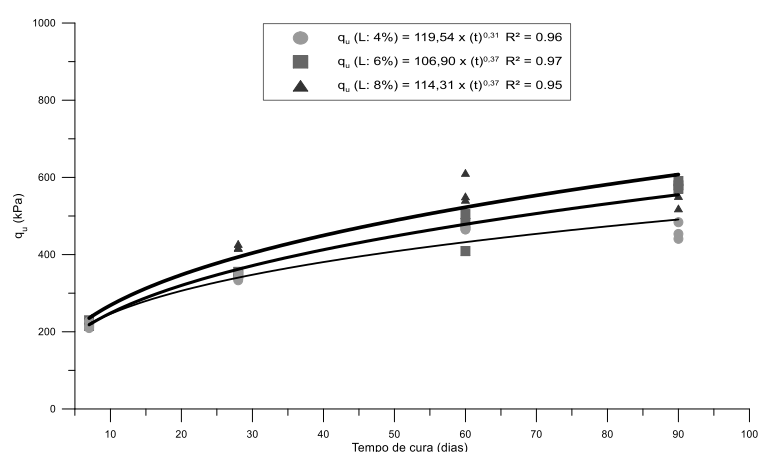


Figura 4.9: Variação da resistência à compressão simples em relação ao tempo de cura do Solo-Cal (14,5kN/m<sup>3</sup>)

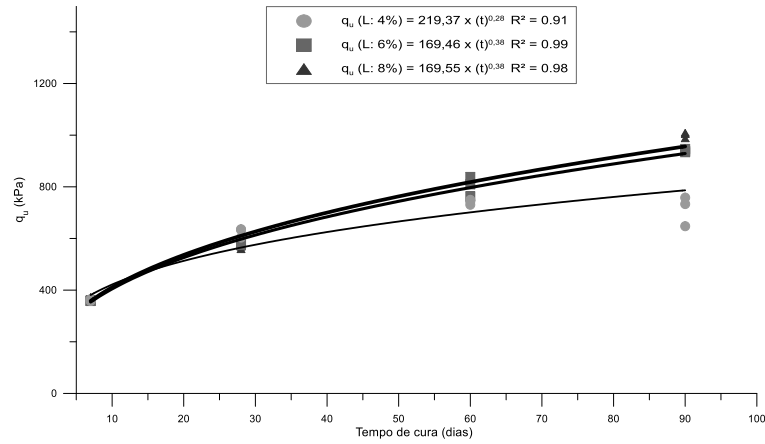


Figura 4.10: Variação da resistência à compressão simples em relação ao tempo de cura do Solo-Cal (15,5kN/m³)

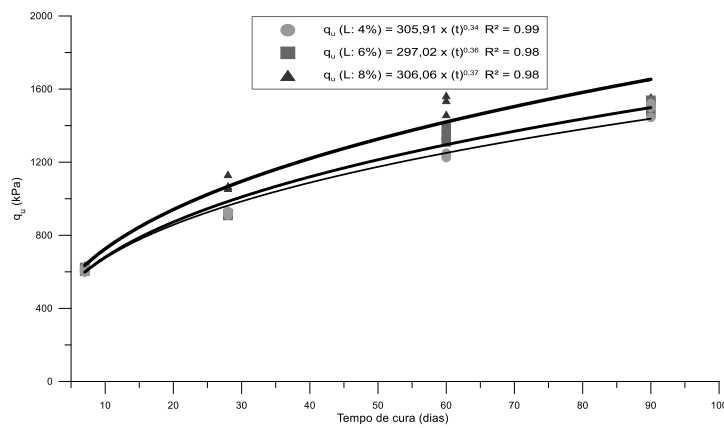


Figura 4.11: Variação da resistência à compressão simples em relação ao tempo de cura do Solo-Cal (16,8kN/m³)

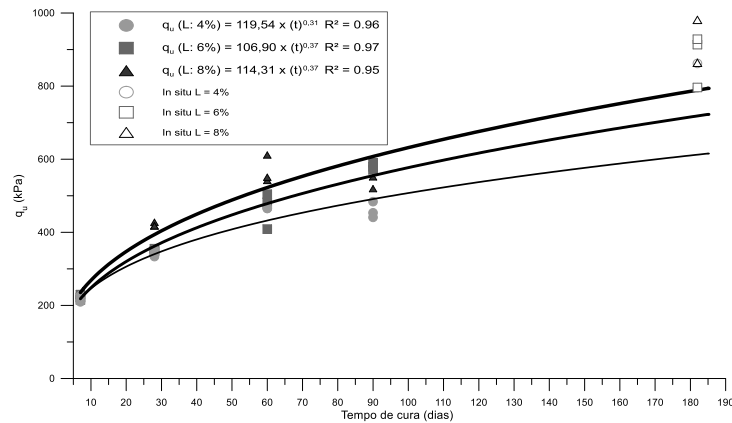


Figura 4.12: Variação da resistência à compressão simples em relação ao tempo de cura do Solo-Cal (14,5kN/m³). Pontos das resistências obtidas dos testemunhos in situ vs. curva de predição.

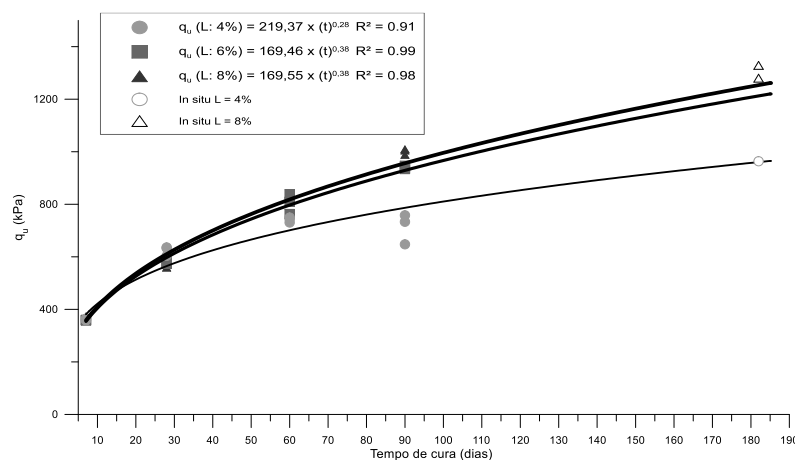


Figura 4.13: Variação da resistência à compressão simples em relação ao tempo de cura do Solo-Cal ( $15,5kN/m^3$ ). Pontos das resistências obtidas dos testemunhos in situ vs. curva de predição.

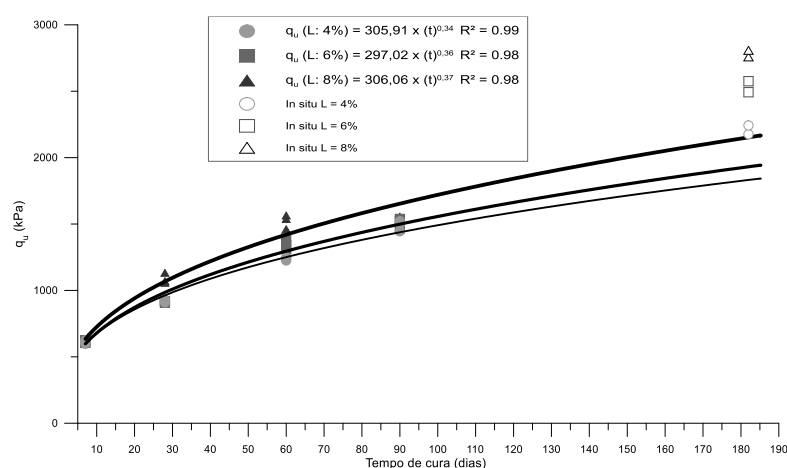


Figura 4.14: Variação da resistência à compressão simples em relação ao tempo de cura do Solo-Cal ( $16,8kN/m^3$ ). Pontos das resistências obtidas dos testemunhos in situ vs. curva de predição.

A partir das figuras acima apresentadas, observa-se que o tempo de cura exerce influência sobre a resistência à compressão simples da mistura compactada. Para cada peso específico aparente seco com um mesmo teor de cal, pode-se observar uma tendência de aumento potencial da resistência à compressão simples em função do tempo de cura. Observa-se também que para os menores pesos específicos, as resistências mostram menores aumentos em função tanto do teor de cal como do tempo de cura, em quanto que a maiores pesos específicos esses aumentos podem-se observar mais pronunciados.

Em quanto aos resultados obtidos dos testemunhos retirados em campo pode-se notar uma boa concordância destes pontos com as curvas obtidas dos resultados de laboratório utilizando-as

como curvas de predição. Note-se que as resistências obtidas em campo se mostraram levemente maiores que as estimadas, especialmente nas amostras de maior peso específico. Essas maiores resistências observadas nas amostras de campo poderiam se dever principalmente à maior temperatura à que foi submetido o trecho experimental, posteriormente poderiam afetar também a porcentagem de majoração da quantidade de cal utilizada para estimar o desperdício do material e outros fatores que não podem ser controlados na construção do trecho experimental. Observa-se também que a maiores pesos específicos os aumentos de resistência se mostraram mais pronunciados.

#### 4.2.3 Relação porosidade/cal

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

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

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

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

$V_{total}$  = volume total da amostra.

Nas Figuras 4.15, 4.16, 4.17 e 4.18 são apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função da relação vazios/cal do solo-cal para 7, 28, 60 e 90 dias de cura, respectivamente.

Na Figura 4.19 se apresenta a curva de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função da relação vazios/cal do solo-cal para os testemunhos obtidos in situ após 182 dias da conformação e compactação do trecho experimental.

Cada curva, isoladamente, possui a quantidade de cal e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ( $\omega = 15\%$ ).



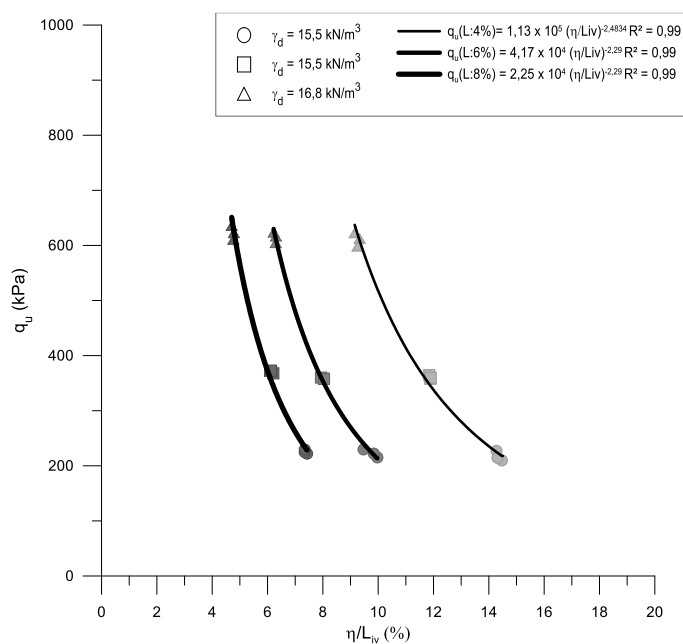


Figura 4.15: Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal do Solo-Cal (7 dias de cura)

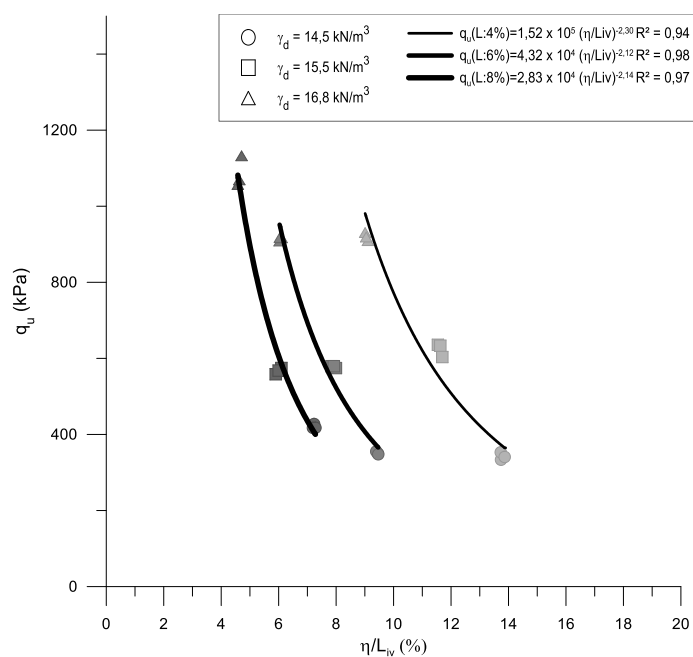


Figura 4.16: Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal do Solo-Cal (28 dias de cura)

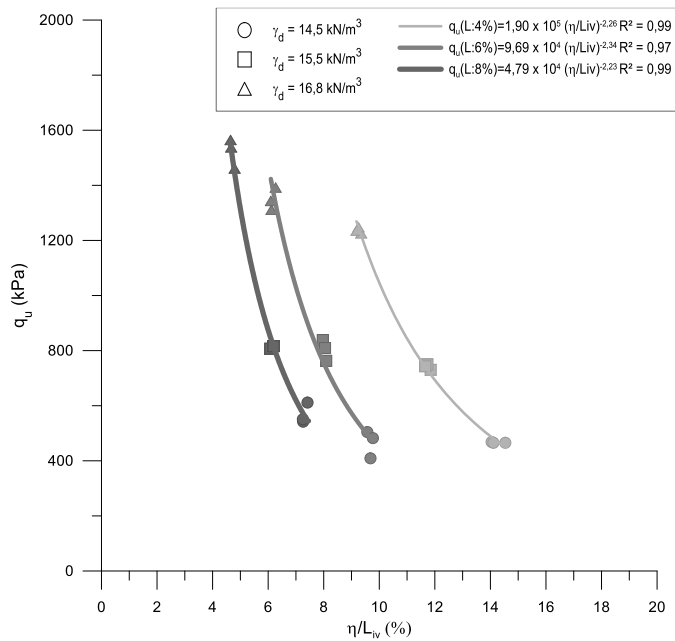


Figura 4.17: Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal do Solo-Cal (60 dias de cura)

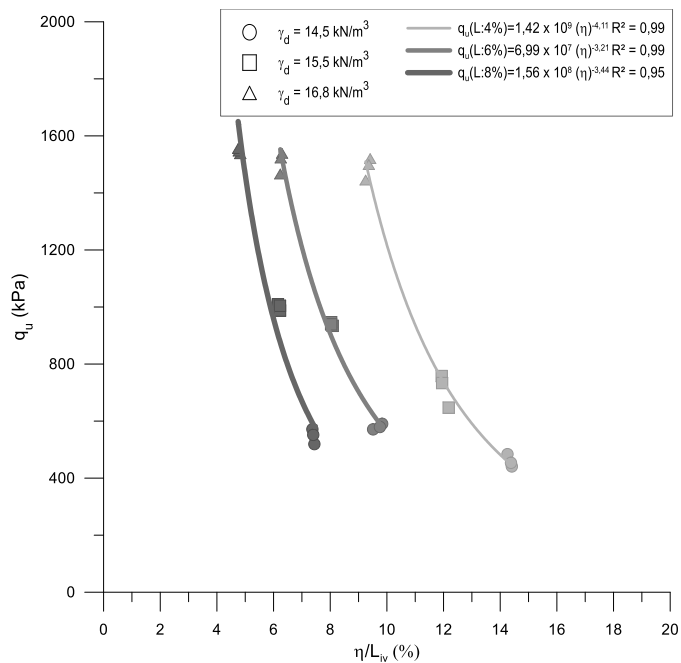


Figura 4.18: Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal do Solo-Cal (90 dias de cura)

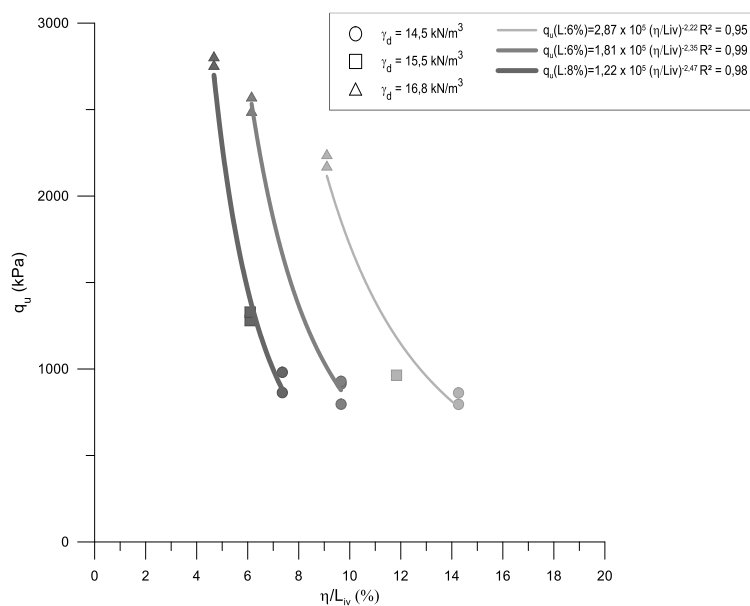


Figura 4.19 Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal do Solo-Cal (182 dias de cura– testemunhos obtidos in situ)

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

Como foi citado na revisão bibliográfica, é possível compatibilizar as taxas de variação das grandezas citadas é através da aplicação de uma potência sobre uma delas. Após diversas tentativas obteve-se que, aplicando uma potência igual a 0,12 sobre o parâmetro  $L_{iv}$ , haveria uma melhor compatibilização entre as taxas de variação, resultando num melhor ajuste para a relação vazios/cal. Nas Figuras 4.20, 4.21, 4.22 e 4.23 são apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função da relação porosidade/teor volumétrico de cal ajustado pela potência de 0,12, dos corpos-de-prova de solo-cal para 7, 28, 60 e 90 dias de cura, respectivamente.

Na Figura 4.24 se apresenta a curva de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função da relação vazios/cal do solo-cal ajustado pela mesma potência 0,12 para os testemunhos obtidos in situ após 182 dias da conformação e compactação do trecho experimental. Cada curva, isoladamente, possuem o mesmo teor de umidade ( $\omega = 15\%$ ).

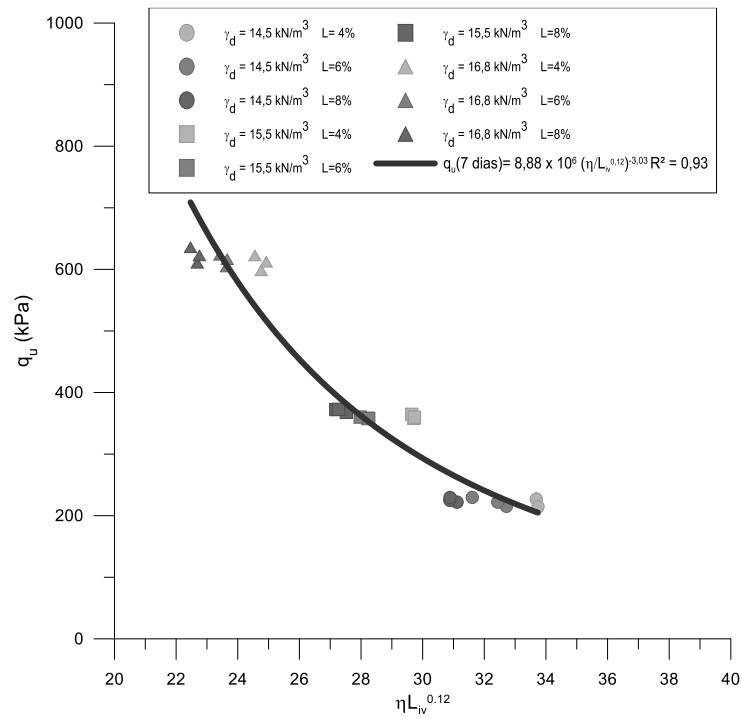


Figura 4.20: Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (7 dias de cura)

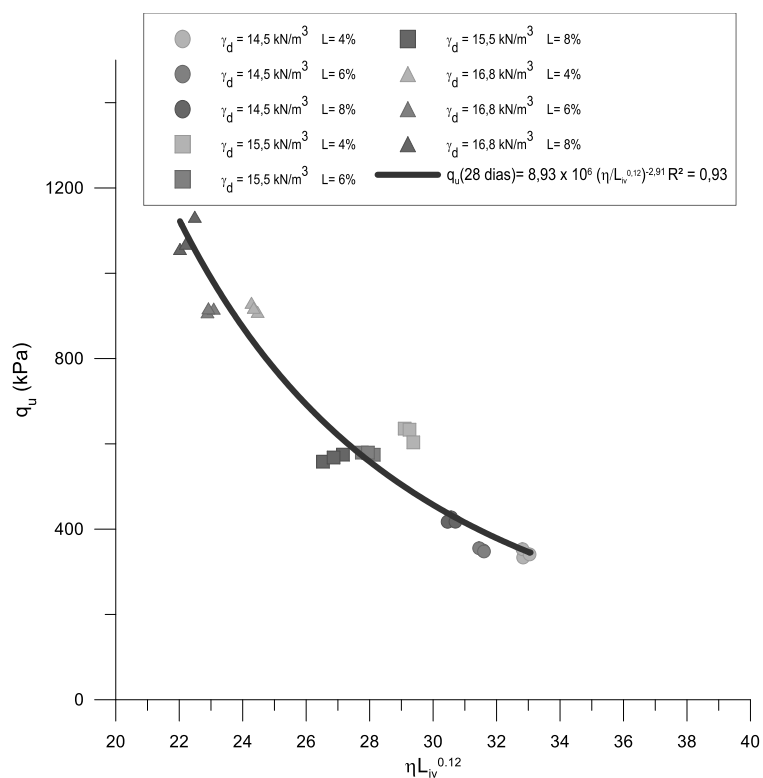


Figura 4.21: Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (28 dias de cura)

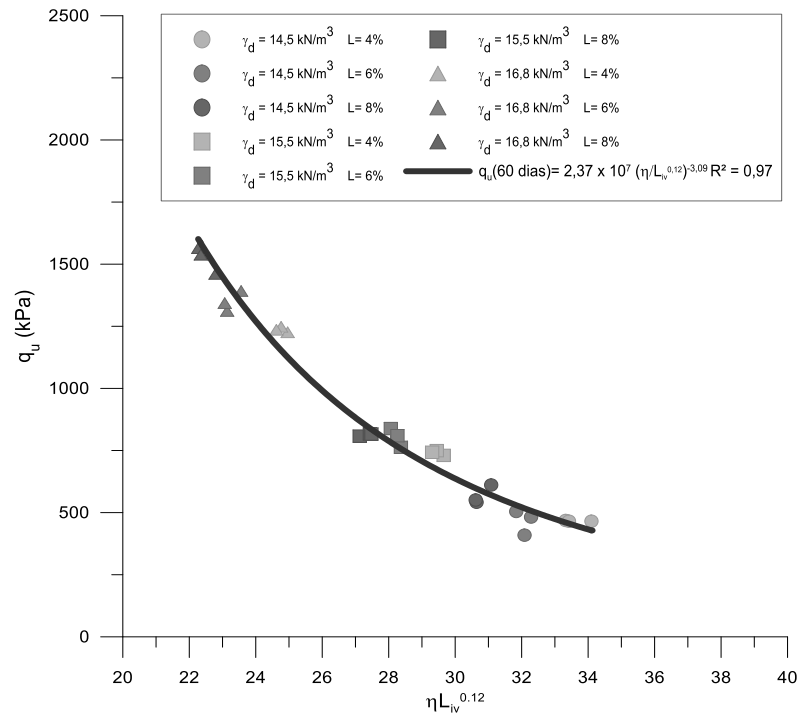


Figura 4.22: Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (60 dias de cura)

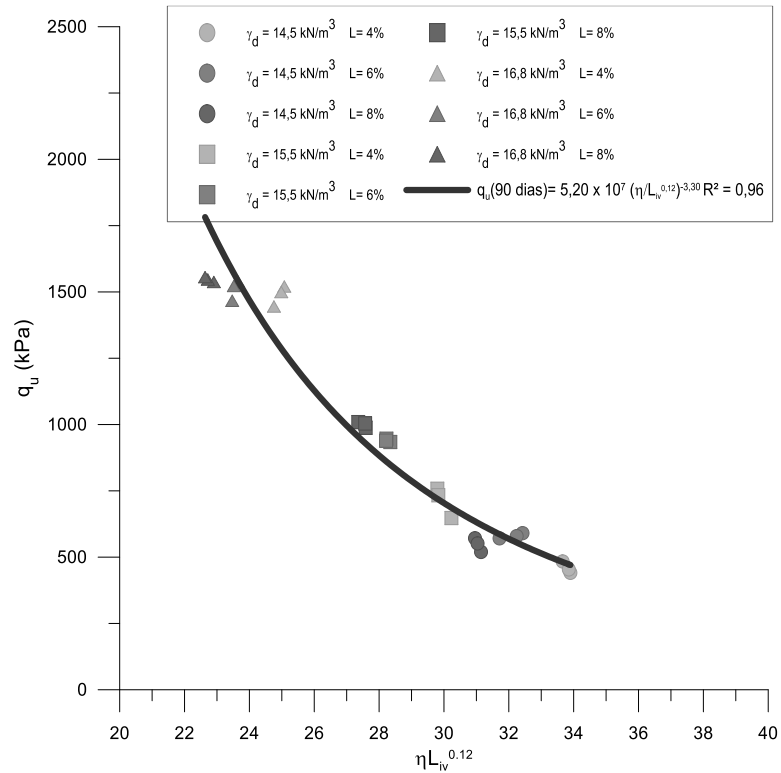


Figura 4.23: Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (90 dias de cura)

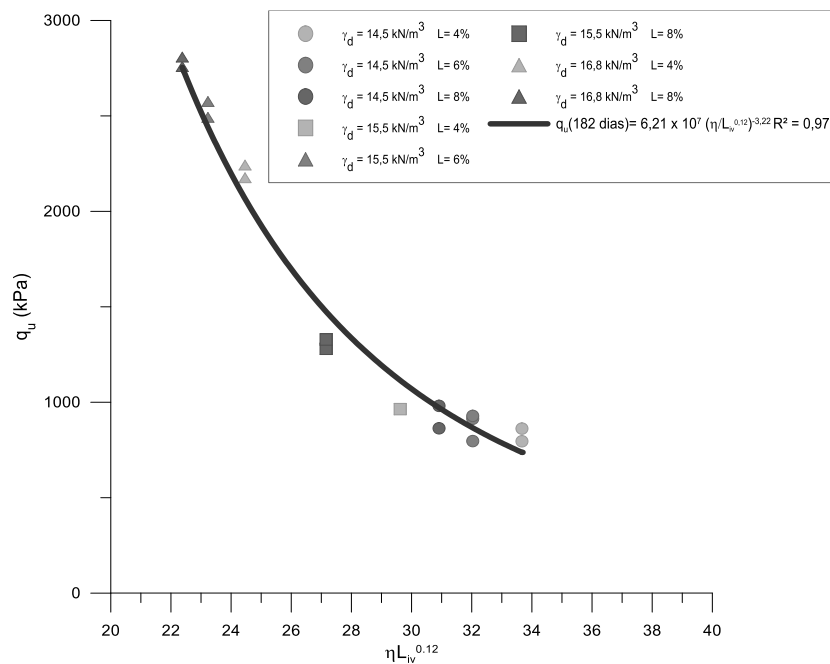


Figura 4.24: Variação da resistência à compressão simples versus relação vazios/cal ajustado do Solo-Cal (182 dias de cura – testemunhos obtidos in situ)

Pode-se observar uma boa correlação entre o volume de vazios/volume de cal ajustados e a resistência à compressão simples do solo-cal compactado em estudo tanto nos ensaios de laboratório como nos testemunhos obtidos em campo. Foi utilizado no ajuste uma curva tipo potencial, a qual apresentou melhores coeficientes de determinação  $R^2$ .

#### 4.2.4 Relação entre as resistências a compressão simples obtidas em laboratório e campo

A Figura 4.25 agrupa as curvas de resistências à compressão simples obtidas em laboratório e em campo em função à relação vazios/cal ajustado, para cada tempo de cura.

Nota-se que as curvas se correspondem ao melhor ajuste de forma potencial, com um formato de  $q_u = A(\eta/L_{iv}^{0,12})^{-\beta}$ . Para que exista uma razão igual a uma constante entre as resistências à compressão simples obtidas em laboratório como em campo, todas as curvas devem-se ajustar potencialmente a uma única potência. Para isto, foi realizada uma tentativa de ajuste potencial a um fator  $\beta$ , único para todas as curvas. Portanto, encontrou-se uma potência  $\beta = -3,12$  que corresponde ao melhor ajuste para todas as curvas. Este valor foi encontrado fazendo que o somatório dos mínimos quadrados de todas as curvas, seja mínimo.

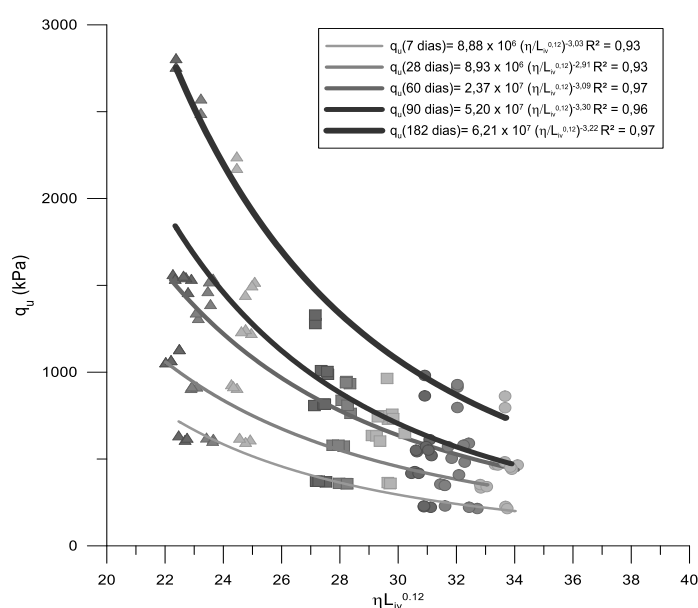


Figura 4.25: Variação da resistência à compressão simples de laboratório para 7, 28, 60 e 90 dias e da resistência à compressão simples in situ para 182 dias versus a relação vazios/cal ajustado.



Na Figura 4.26 são agrupadas as curvas de resistências à compressão simples obtidas em laboratório e campo respectivamente, em função à relação vazios/cal para os distintos tempos de cura, ajustados para um formato de curva potencial igual a  $q_u = A(\eta/L_{iv}^{0,12})^{-3,12}$ . Observa-se que estas curvas se ajustam de forma potencial, na maioria com um  $R^2$  satisfatório ( $R^2 \geq 0,92$ ).

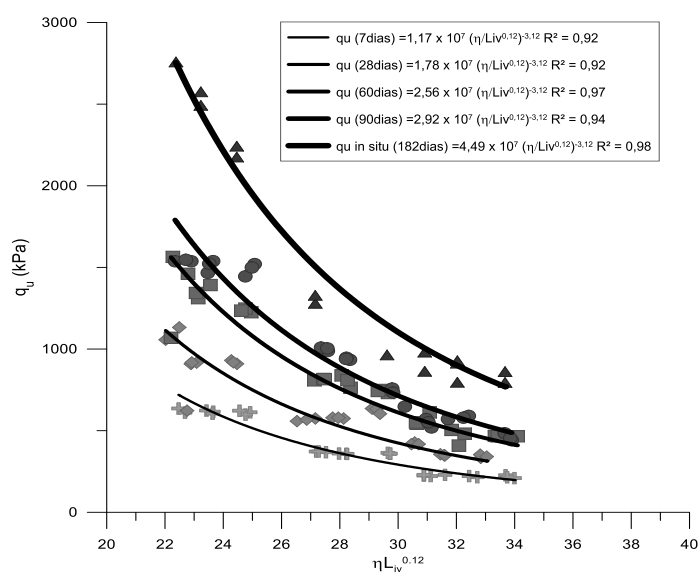


Figura 4.26: Variação da resistência à compressão simples de laboratório para 7, 28, 60 e 90 dias e da resistência à compressão simples in situ para 182 dias versus  $(\eta/L_{iv}^{0,12})^{-3,12}$

#### 4.2.5 Tempo de cura x Relação vazios/cal

Na Figuras 4.27 se apresenta a curva relacionando a resistência à compressão simples pela relação  $(\eta/L_{iv}^{0,12})^{-3,12}$ , em função ao tempo de cura com os pontos obtidos do trecho experimental. Tendo-se então:

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

$$\frac{q_u}{(\eta/L_{iv}^{0,12})^{-3,12}} = 1,19 \times 10^7 \quad (4.2)$$

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

$$\frac{q_u}{(\eta/L_{iv}^{0,12})^{-3,12}} = 1,83 \times 10^7 \quad (4.3)$$

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

$$\frac{q_u}{(\eta/Liv^{0,12})^{-3,12}} = 2,58 \times 10^7 \quad (4.4)$$

Para as resistências à compressão simples de 90 dias de cura:

$$\frac{q_u}{(\eta/Liv^{0,12})^{-3,12}} = 2,90 \times 10^7 \quad (4.5)$$

Para as resistências à compressão simples dos testemunhos obtidos em campo após 182 da conformação e compactação do trecho experimental:

$$\frac{q_u}{(\eta/Liv^{0,12})^{-3,12}} = 4,39 \times 10^7 \quad (4.6)$$

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

$$q_u(kPa) = A(t)^B \left[ \frac{\eta}{Liv^D} \right]^C \quad (4.7)$$

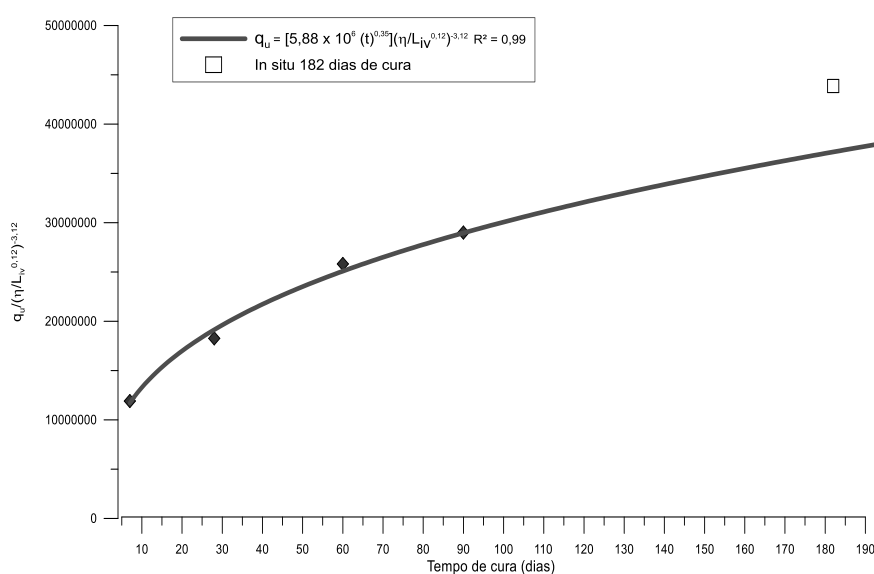


Figura 4.27: Variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade, teor de cal e tempo de cura do solo-cal. Pontos das resistências obtidas dos testemunhos in situ vs. curva de predição.

### 4.3 NORMALIZAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS NÃO CONFINADAS

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

Portanto, em relação à resistência a compressão simples, o propósito foi obter uma curva única, com um ajuste satisfatório, que tenha por objetivo englobar todos os resultados da resistência à compressão simples obtida em ensaios de laboratório como nos testemunhos obtidos do trecho experimental em função da relação vazios/cal  $(\eta/L_{iv}^{0,12})$  para os tempos de cura estudados de 7, 28, 60, 90 e 182 dias. Para isto, foram utilizadas as equações apresentadas na figura 4.31. Na metodologia, escolhe-se uma relação  $(\eta/L_{iv}^{0,12} = 25)$ , mas poderia ter sido utilizado outro valor que esteja dentro dos limites mínimos e máximos do conjunto de valores apresentados nas curvas. A seguir, foram avaliadas as resistências para  $(\eta/L_{iv}^{0,12} = 25)$  nas equações que correspondem para cada tempo de cura, obtendo-se  $(q_{u(\eta/L_{iv}^{0,12} = 25)})$ .

Como os tempos de cura são diferentes, normaliza-se todas resistências à compressão simples pelo correspondente  $(q_{u(\eta/L_{iv}^{0,12} = 25)})$  de sua respectiva curva de resistência à compressão simples em função do  $(\eta/L_{iv}^{0,12} = 25)$ . Com esses dados obtidos da relação da resistência à compressão simples  $(q_u/q_{u(\eta/L_{iv}^{0,12} = 25)})$  em função à relação vazios/cal  $(\eta/L_{iv}^{0,12})$ , apresenta-se a Figura 4.28.

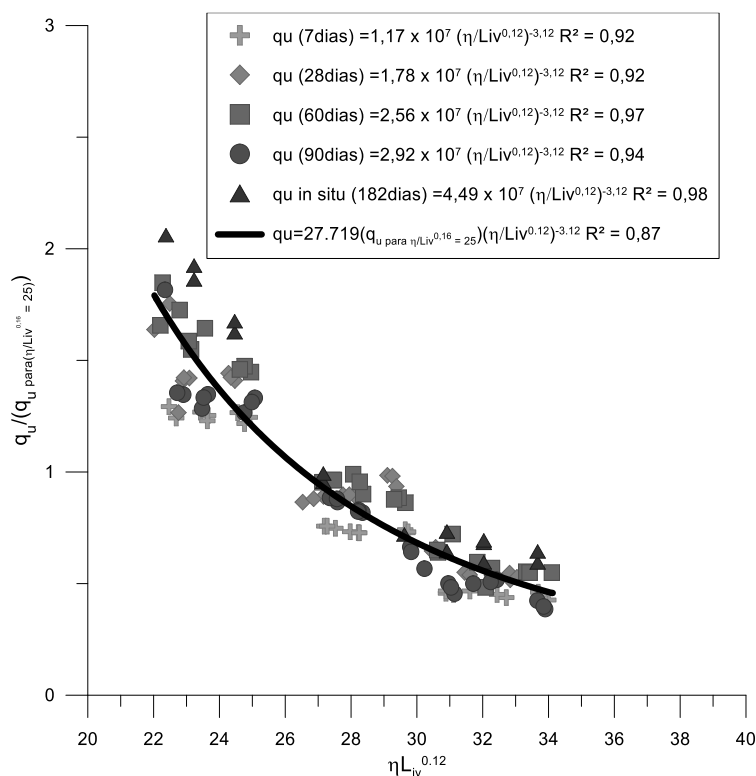


Figura 4.28: Normalização da variação da resistência à compressão simples obtidas em laboratório e campo com a relação vazios/cal ( $\eta/Liv^{0,12}$ ), para os tempos de cura de laboratório de 7, 28, 60 dias e o tempo de 182 dias de cura em campo.

A aplicação da equação da normalização, poderá ser utilizado com a introdução do valor da resistência à compressão simples ( $q_{u(\eta/Liv^{0,12} = 25)}$ )

$$q_u = 27.719(q_u \text{ para } \eta/Liv^{0,12} = 25)(\eta/Liv^{0,12})^{-3,12} \quad (4.8)$$

Por exemplo se quiser saber a curva específica da resistência à compressão simples ou compressão diametral em função da relação vazios/cal ( $\eta/Liv^{0,12}$ ) para um tempo de cura de 14 dias, é preciso determinar através de um único ensaio, sua resistência à compressão simples ( $q_u$ ) para um ( $\eta/Liv^{0,12} = 25$ ).

#### 4.4 RESPOSTA DA RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES AOS FATORES DE ESTUDO ANALISADOS NO PROJETO FATORIAL

Os ensaios de resistência a compressão simples foram realizados na ordem aleatória sugerida pelo software *Minitab 17*, tomando-se os cuidados necessários com a moldagem e realização dos ensaios. Os resultados (Figuras 4.29; 4.30 e 4.31) foram fornecidos ao programa para a análise estatística, que projetou os efeitos de cada um dos fatores (Figura 4.33) na resistência a compressão simples do material. Aqueles efeitos que não mostraram uma incidência significativa na resistência foram discriminados (Figura 4.32). Por questões práticas no uso do software a variável Peso específico foi considerado como Densidade.

Além disso foi projetado um modelo de regressão com coeficientes de determinação  $R^2$  igual a 0,95 e  $R^2_{ajustado}$  de 0,94. O coeficiente de determinação  $R^2$  fornecido pelo *software Minitab 17* é uma medida da significância estatística da regressão em relação ao ajuste dos dados amostrais (RIBEIRO; CATEN, 2014)

$$\begin{aligned}
 RCS \text{ (kPa)} = & 145 - 94,6 \text{ Tempo cura} - 85,0 \text{ Peso específico (kN/m}^3\text{)} + 72,7 \text{ Cal (\%)} \\
 & + 66,2 \text{ Umidade (\%)} - 297,6 \text{ Cinza (\%)} + 4,84 \text{ Mellowing (hs)} \\
 & + 6,44 \text{ Tempo cura*Peso específico (kN/m}^3\text{)} + 0,659 \text{ Tempo cura*Cinza (\%)} \\
 & + 20,42 \text{ Peso específico (kN/m}^3\text{)*Cinza (\%)}
 \end{aligned} \tag{4.9}$$

Através das equações fornecidas (modelo matemático) pelo *Minitab 17*, é possível determinar o valor de qualquer variável para se atingir uma determinada resistência, nos limites de validade do modelo. Inversamente, pode-se determinar a resistência a partir de níveis das variáveis independentes.

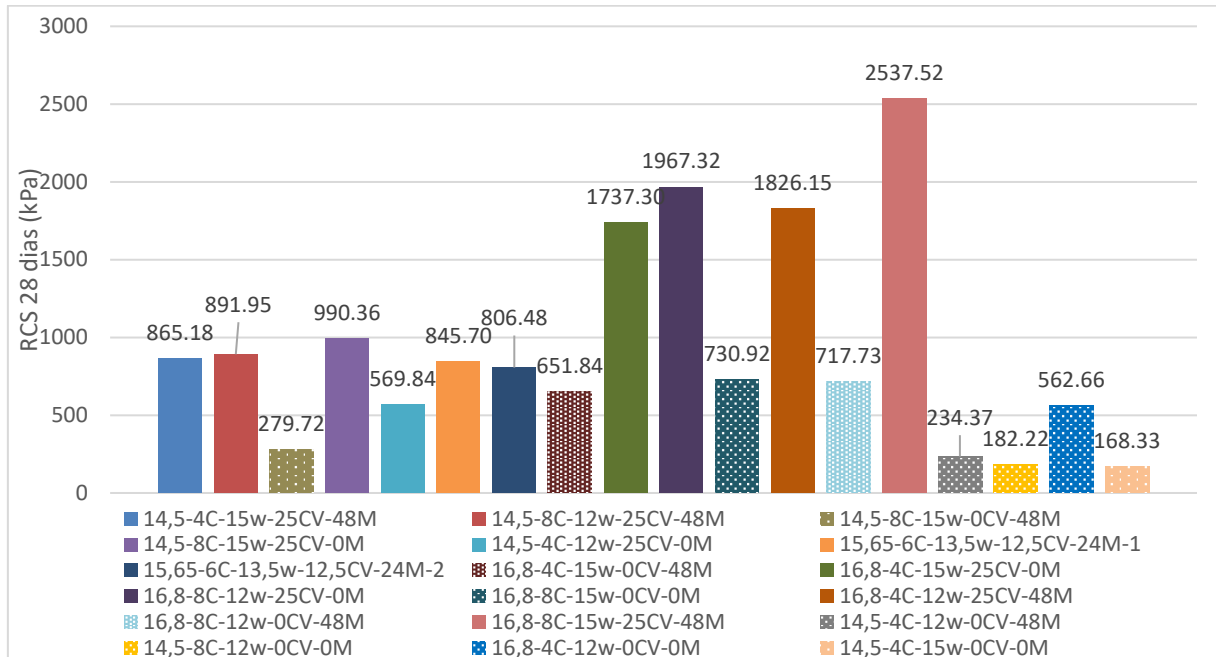


Figura 4.29 Resultados das resistências a compressão simples aos 28 dias de cura

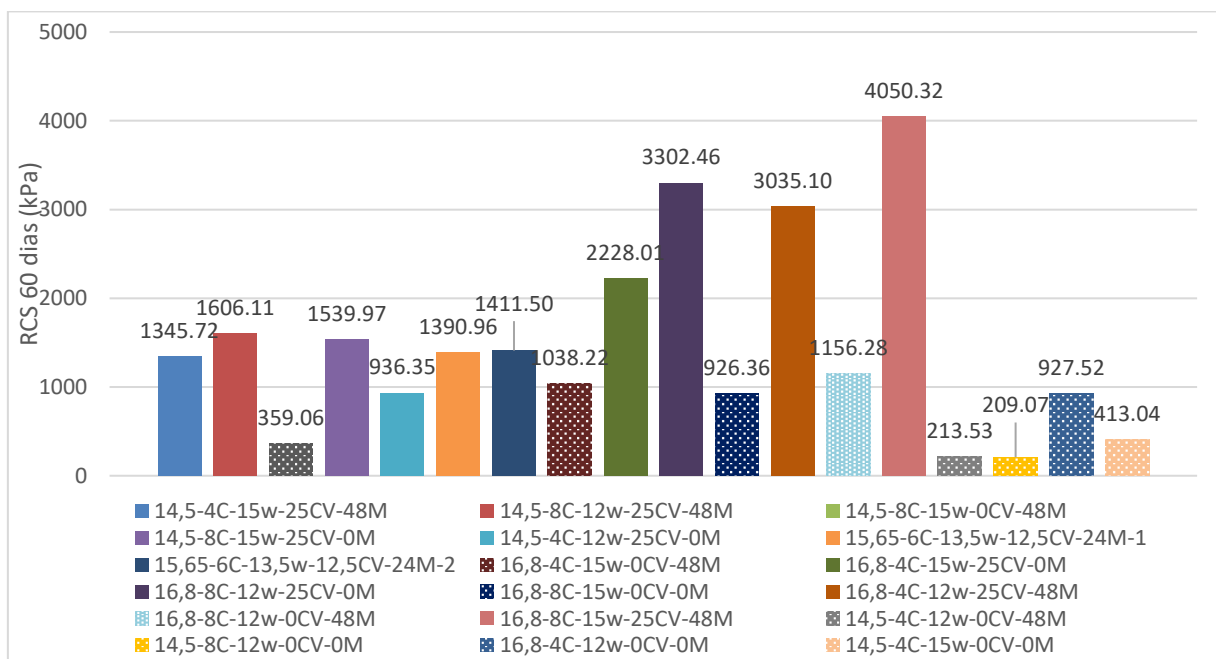


Figura 4.30 Resultados das resistências a compressão simples aos 60 dias de cura

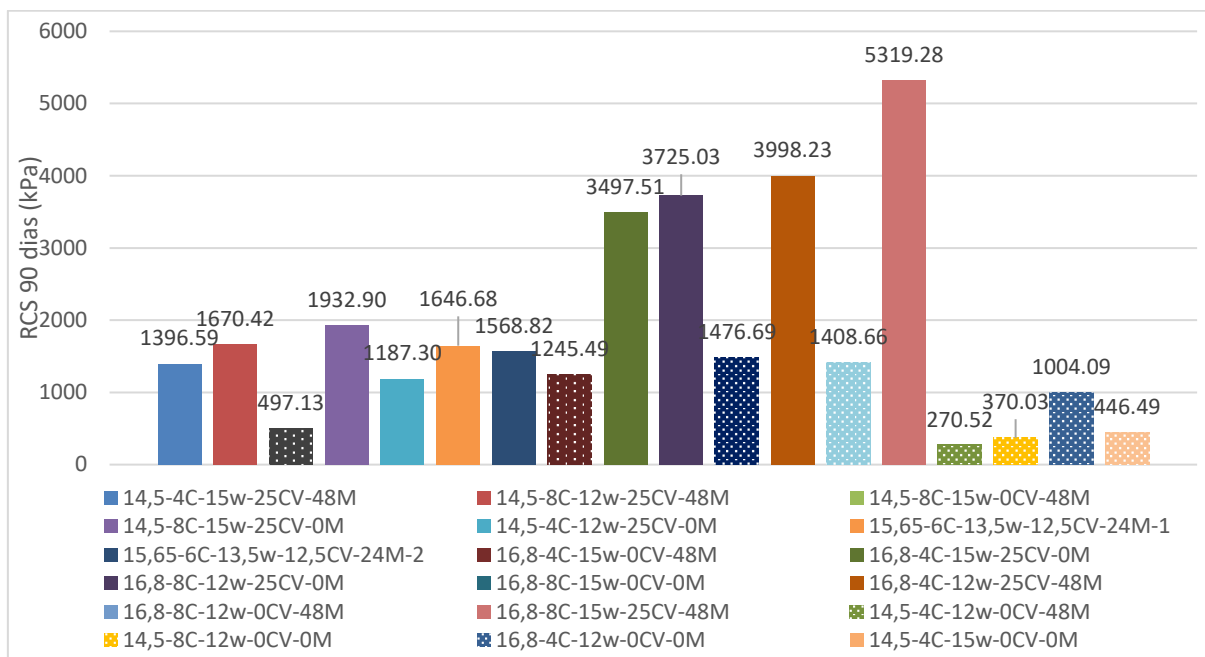


Figura 4.31 Resultados das resistências a compressão simples aos 90 dias de cura

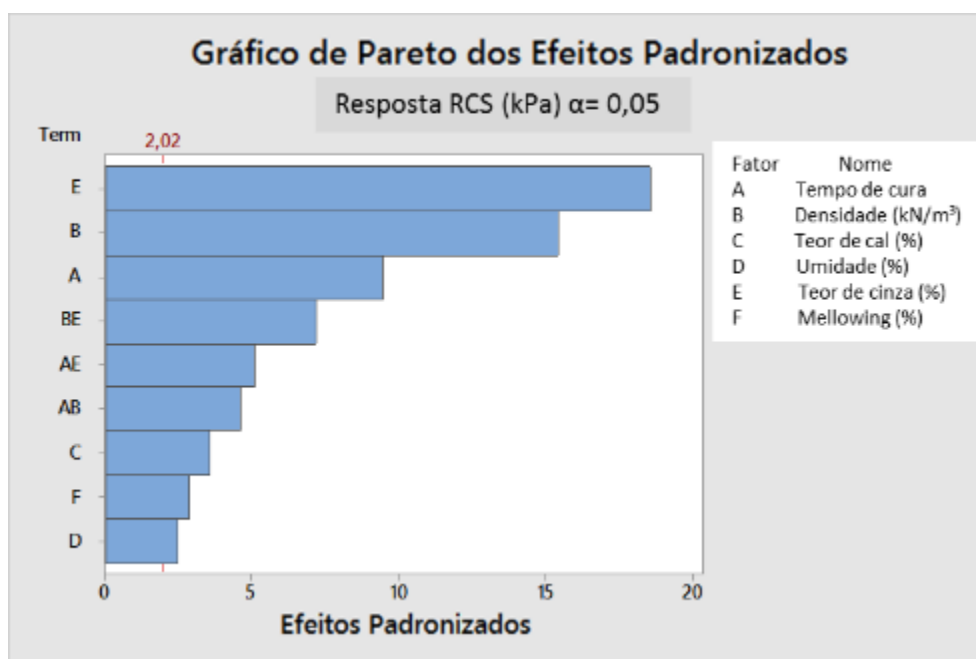


Figura 4.32 Incidência dos fatores na resistência a compressão simples (MINITAB 17)

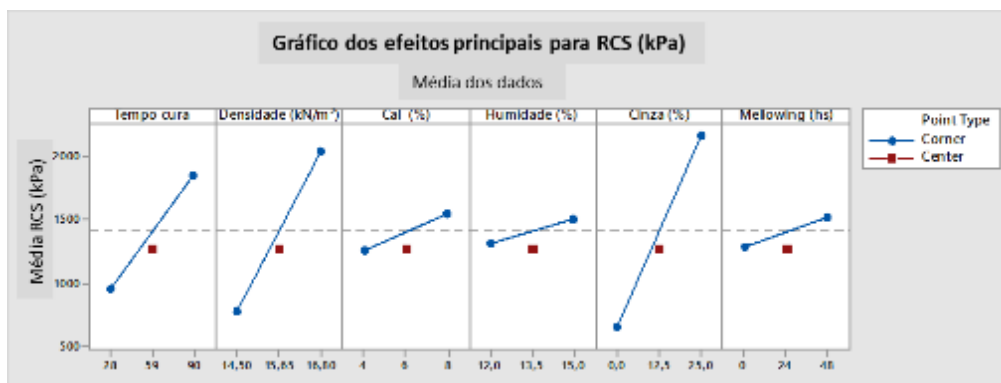


Figura 4.33 Efeitos dos fatores individuais na resistência a compressão simples (MINITAB 17)

Nas Figuras 4.32 e 4.33 podem-se observar os efeitos dos fatores na resistência a compressão simples mostrando que o tempo de cura a Peso específico e quantidade de cinza volante são os fatores mais incidentes repercutindo de forma positiva na resistência do material. O efeito da umidade mostrou pouca incidência.

É importante destacar a grande melhoria da resistência com a adição de cinza volante como estabilizador junto com a cal e que o efeito da técnica do mellowing mostrou-se pouco efetiva para melhorar a resistência do material.

Os pontos centrais (pontos vermelhos) distantes das tendências lineais na Figura 4.33 demonstram que os efeitos seriam melhor representados por modelos não lineais (potenciais por exemplo).

#### 4.5 RESPOSTA DO MÓDULO DE RIGIDEZ INICIAL AOS FATORES DE ESTUDO ANALISADOS NO PROJETO FATORIAL

Os ensaios para o cálculo do módulo de rigidez inicial foram realizados na ordem aleatória sugerida pelo software *Minitab 17*, tomando-se os cuidados necessários com a moldagem e realização dos ensaios. Os resultados (Figuras 4.34) foram fornecidos ao programa para a análise estatística, que projetou os efeitos de cada um dos fatores (Figura 4.36) no módulo Go do material. Aqueles efeitos que não mostraram uma incidência significativa no módulo Go foram discriminados (Figura 4.35).



Além disso foi projetado um modelo de regressão com coeficientes de determinação  $R^2$  igual a 0,95 e  $R^2_{ajustado}$  de 0,91.

$$\begin{aligned}
 Go(MPa) = & 45 + 78,4 \text{ Peso específico}(\%) - 20,9 \text{ Cal}(\%) - 51,8 \text{ Umidade}(\%) \\
 & - 85,7 \text{ Cinza}(\%) - 34,1 \text{ Mellowing}(hs) + 5,57 \text{ Peso específico}(\%)*\text{Cinza}(\%) \\
 & + 4,80 \text{ Cal}(\%)*\text{Cinza}(\%)+ 2,489 \text{ Umidade}(\%)*\text{Mellowing}(hs)
 \end{aligned}
 \tag{4.10}$$

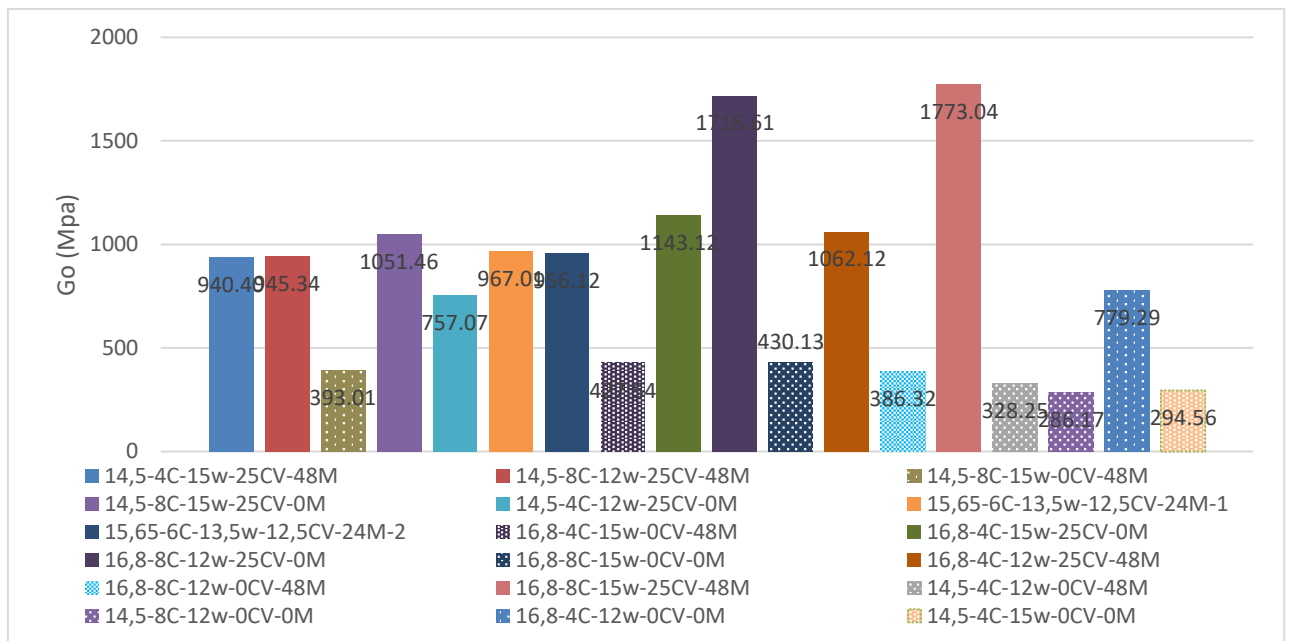


Figura 4.34 Módulos de Rigidez Inicial (Go) dos corpos de prova após 7 dias de cura.

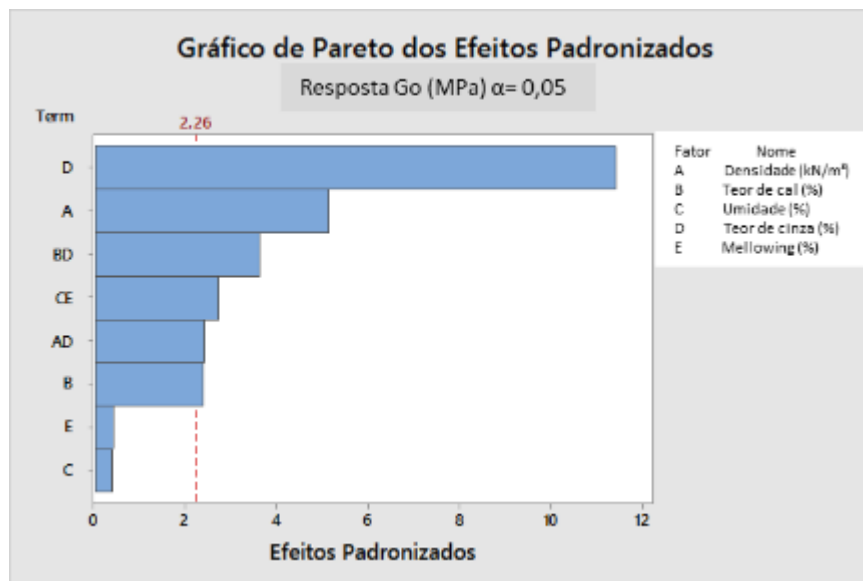


Figura 4.35 Incidência dos fatores no módulo Go (MINITAB 17)

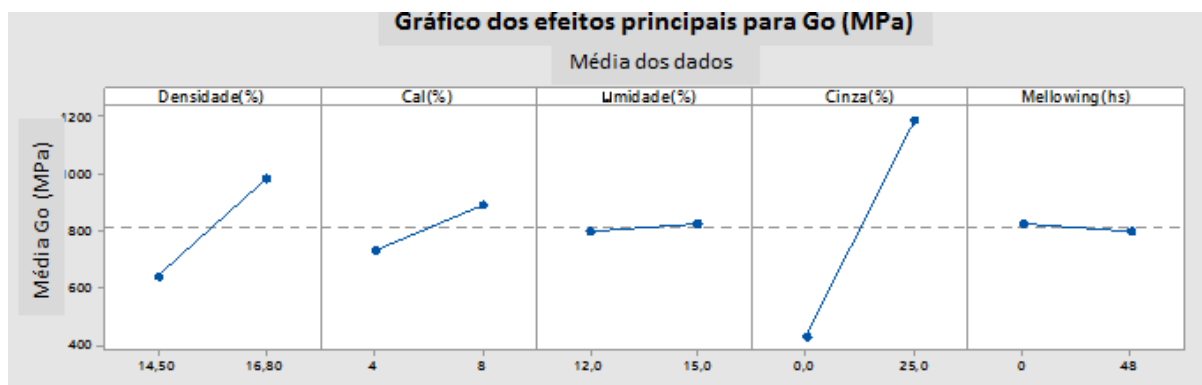


Figura 4.36 Efeitos dos fatores individuais no módulo Go (MINITAB 17)

Nas Figuras 4.35 e 4.36 podem-se observar os efeitos dos fatores no módulo Go mostrando que o peso específico e o teor de cinza volante são os fatores mais incidentes repercutindo de forma positiva no módulo Go do material. O efeito do teor de cal mostrou uma incidência pouco significativa. A umidade e a técnica do mellowing mostraram um efeito nulo na melhora do módulo Go.

É importante destacar a grande melhoria do módulo Go com a adição de cinza volante como estabilizador junto com a cal e que o efeito da técnica do mellowing mostrou-se sem efeito para melhorar o módulo Go do material.

#### 4.6 RESPOSTA DA DURABILIDADE AOS FATORES DE ESTUDO ANALISADOS NO PROJETO FATORIAL

Os ensaios de durabilidade foram realizados em termos de perda de massa e degradação do módulo de rigidez inicial (Go) na ordem aleatória sugerida pelo software *Minitab 17*, tomando-se os cuidados necessários com a moldagem e realização dos ensaios.

##### 4.6.1 Em termos da Massa Resistente (Perda de Massa)

Optou-se por definir como resposta aos ciclos de molhagem – secagem – escovagem a massa resistente, que seria a massa final em relação à massa inicial que suportou os 12 ciclos do ensaio de durabilidade.

Os resultados da perda de massa (Figura 4.37) foram fornecidos ao programa como massa resistente para a análise estatística, que projetou os efeitos de cada um dos fatores (Figura 4.39) na durabilidade do material. Aqueles efeitos que não mostraram uma incidência significativa na durabilidade foram discriminados (Figura 4.38). Além disso foi projetado um modelo de regressão para a estimação da durabilidade em termos da massa resistente, com coeficientes de determinação  $R^2$  igual a 0,88 e  $R^2_{ajustado}$  de 0,81.

$$\begin{aligned} \text{Durabilidade}(\%) = & -376,2 + 15,88 \text{ Peso específico}(\%) + 4,56 \text{ Cal}(\%) \\ & + 9,71 \text{ Umidade}(\%) + 14,78 \text{ Cinza}(\%) - 0,476 \text{ Peso específico}(\%)*\text{Cinza}(\%) \\ & - 0,388 \text{ Umidade}(\%)*\text{Cinza}(\%) \end{aligned} \quad (4.11)$$

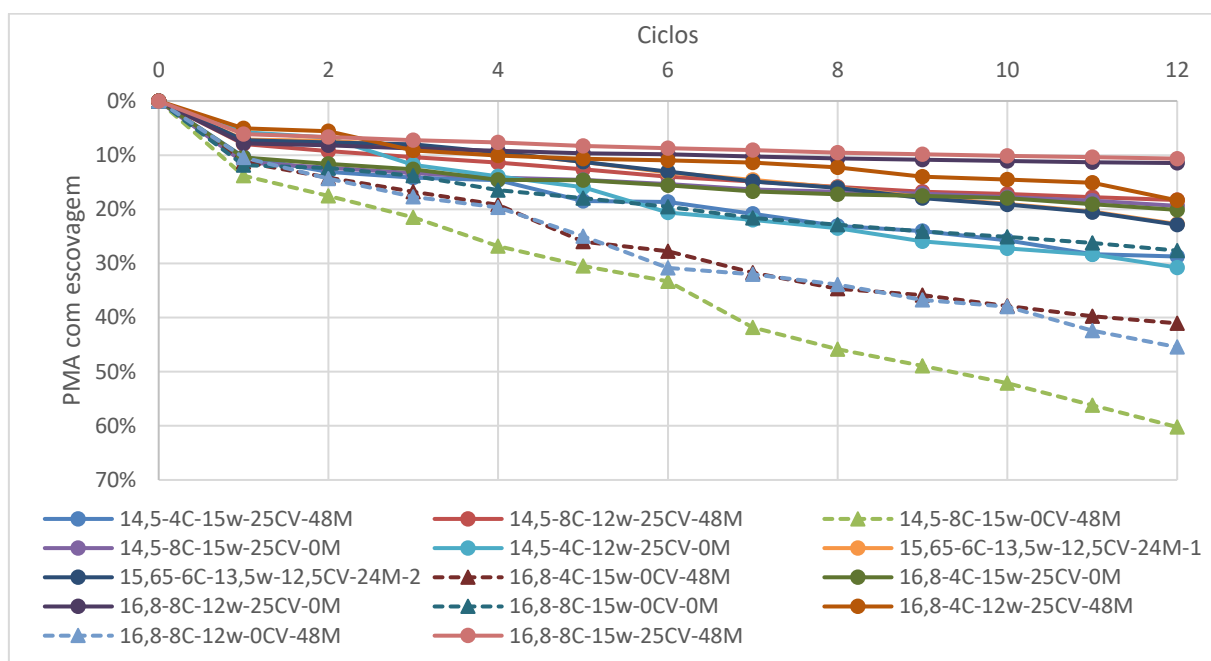


Figura 4.37 Resultados das perdas de massa de corpos de prova submetidos a ensaios de durabilidade por molhagem, secagem e escovamento.

\*Os corpos de prova 14,5-4C-12w-0CV-48M; 14,5-8C-12w-0CV-0M; 16,8-4C-12w-0CV-0M; 14,5-4C-15w-0CV-0M não resistiram ao primeiro ciclo de molhagem.

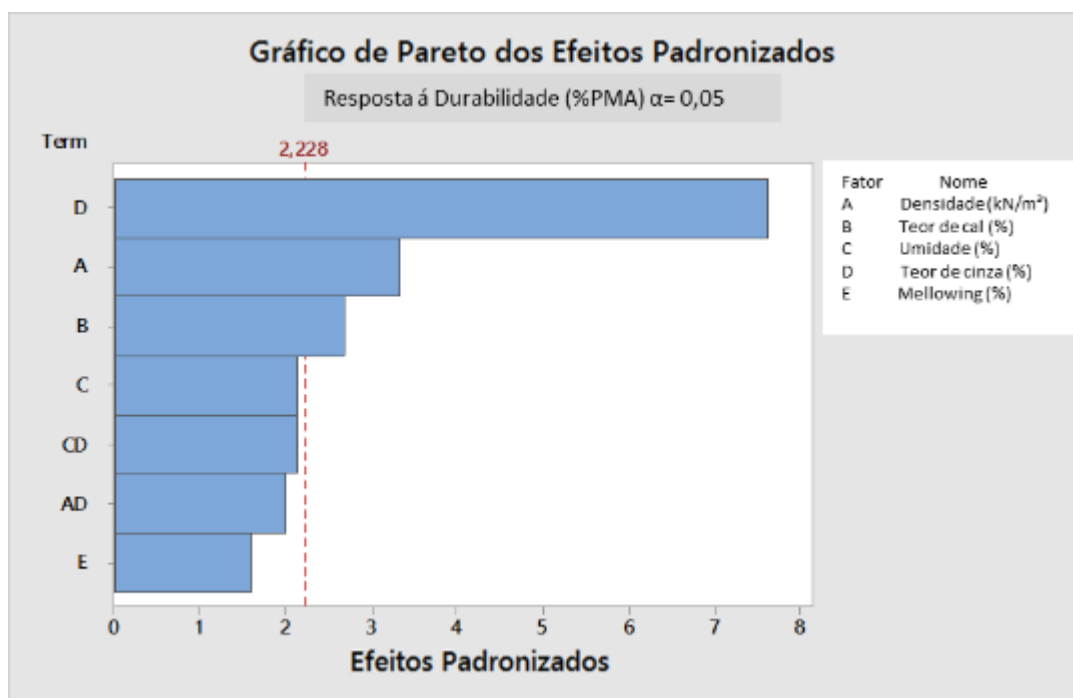


Figura 4.38 Incidência dos fatores na durabilidade por perda de massa (MINITAB 17)

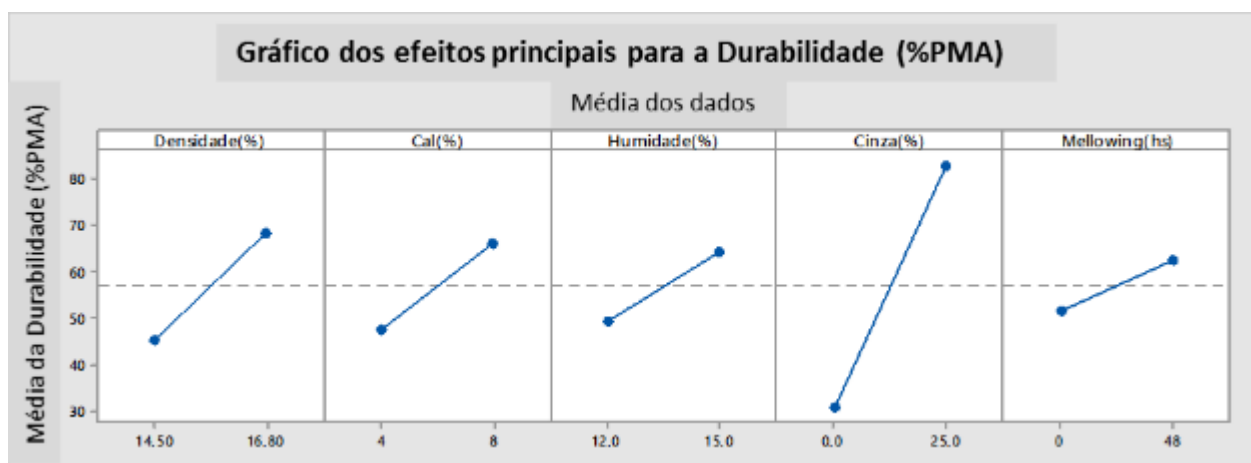


Figura 4.39 Efeitos dos fatores individuais na durabilidade por perda de massa (MINITAB 17)

Nas Figuras 4.38 e 4.39 podem-se observar os efeitos dos fatores na durabilidade mostrando que o peso específico e quantidade de cinza volante são os fatores mais incidentes repercutindo de forma positiva na durabilidade do material. Os efeitos da umidade o teor de cal e o mellowing mostraram incidências menos significativas na durabilidade.

É importante destacar a grande melhoria da durabilidade com a adição de cinza volante como estabilizador junto com a cal, e, que o efeito da técnica do mellowing mostrou-se pouco efetiva para melhorar a durabilidade dos diferentes corpos de prova.

#### 4.6.2 Em termos de Degradação do Módulo de Rigidez Inicial ( $G_0$ )

Os resultados da degradação do módulo  $G_0$  (Figura 4.40) foram analisados e os resultados obtidos após os 12 ciclos (Figura 4.41) foram fornecidos ao programa para a análise estatística, que projetou os efeitos de cada um dos fatores (Figura 4.43) na degradação do módulo  $G_0$ . Aqueles efeitos que não mostraram uma incidência significativa na durabilidade foram discriminados (Figura 4.42). Além disso foi projetado um modelo de regressão para a estimação da durabilidade em termos da massa resistente, com coeficientes de determinação  $R^2$  igual a 0,85 e  $R^2_{ajustado}$  de 0,77 .

$$\begin{aligned}
 G_0 \text{ Ciclos (MPa)} = & -1990 + 72,1 \text{ Peso específico(\%)} + 41,5 \text{ Cal(\%)} \\
 & + 55,0 \text{ Umidade(\%)} - 101,7 \text{ Cinza(\%)} + 6,85 \text{ Peso específico(\%)*Cinza(\%)} \\
 & + 3,78 \text{ Cal(\%)*Cinza(\%)}
 \end{aligned} \quad (4.12)$$

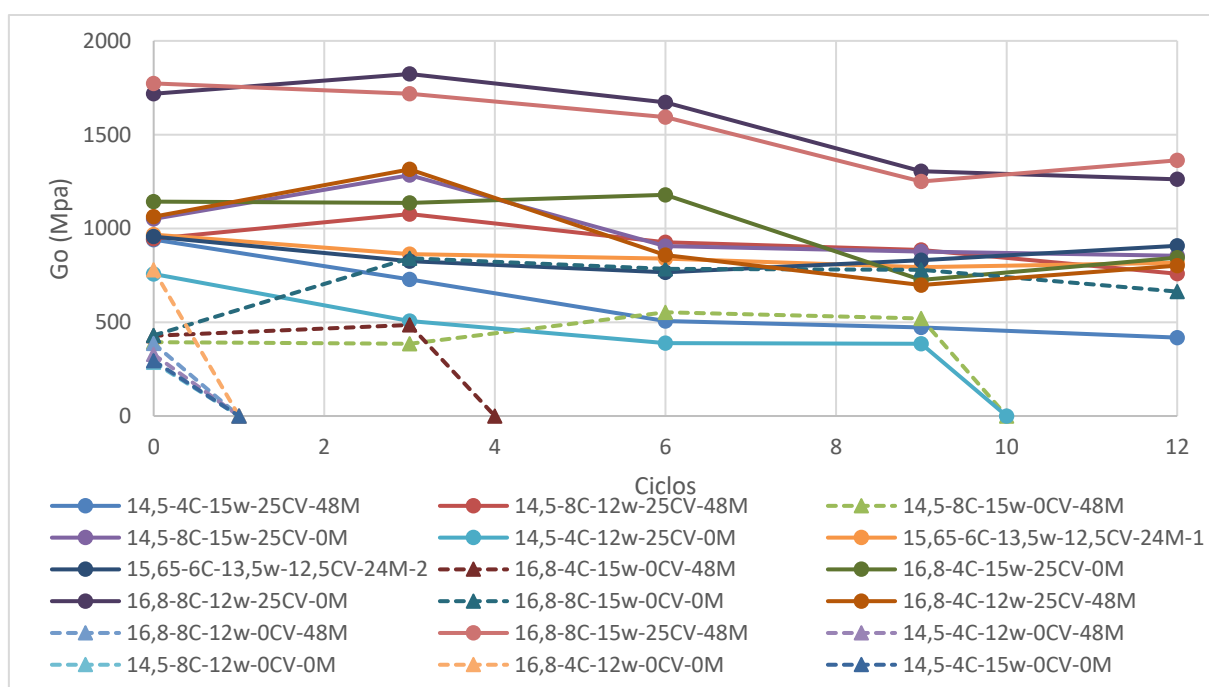


Figura 4.40 Variação dos módulos ( $G_0$ ) medidos através dos ciclos de molhagem-secagem

\*Os corpos de prova 14,5-4C-12w-0CV-48M; 14,5-8C-12w-0CV-0M; 16,8-4C-12w-0CV-0M; 14,5-4C-15w-0CV-0M não resistiram ao primeiro ciclo de molhagem.

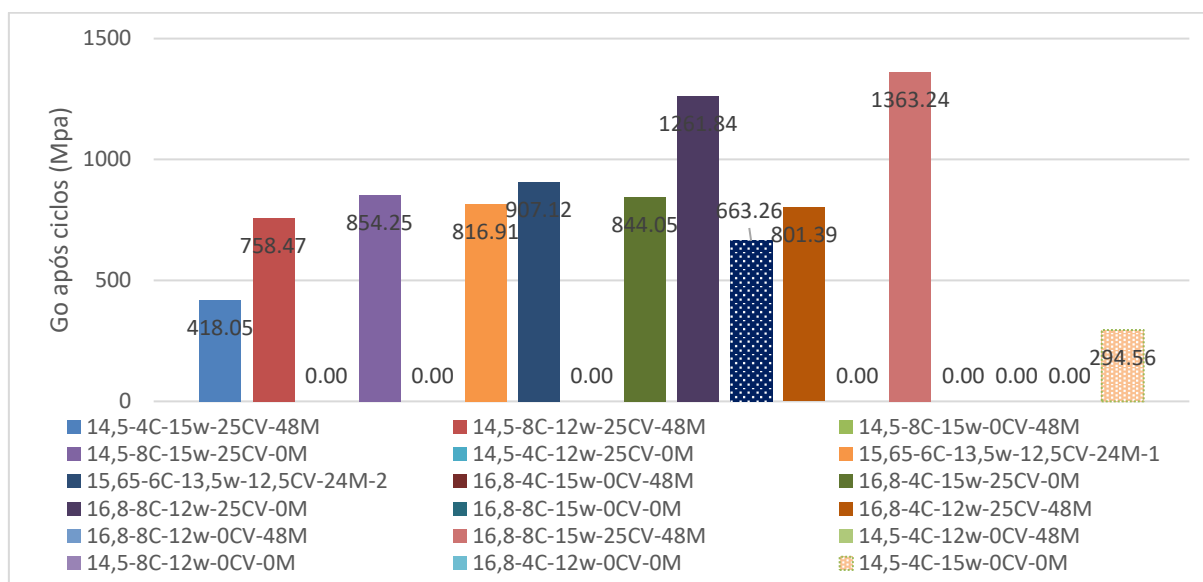


Figura 4.41 Módulos de Rigidez Inicial (Go) dos corpos de prova após 12 ciclos de molhagem-secagem.

\*Os corpos de prova 14,5-4C-12w-0CV-48M; 14,5-8C-12w-0CV-0M; 16,8-4C-12w-0CV-0M; 14,5-4C-15w-0CV-0M não resistiram ao primeiro ciclo de molhagem.

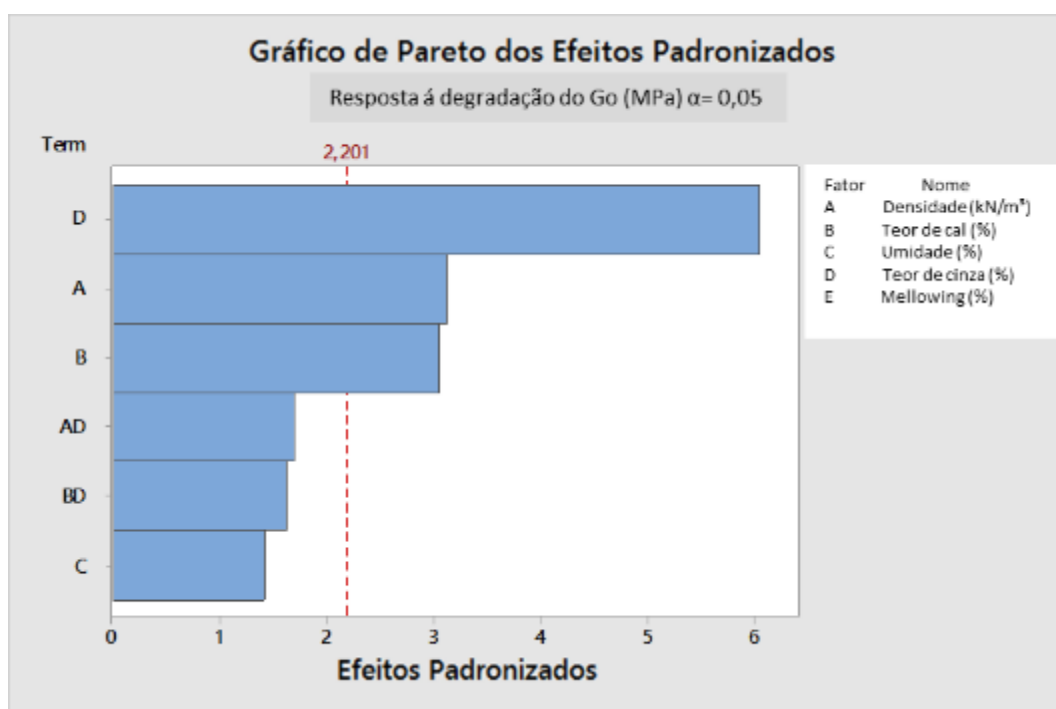


Figura 4.42 Incidência dos fatores na durabilidade por degradação do módulo Go (MINITAB 17)

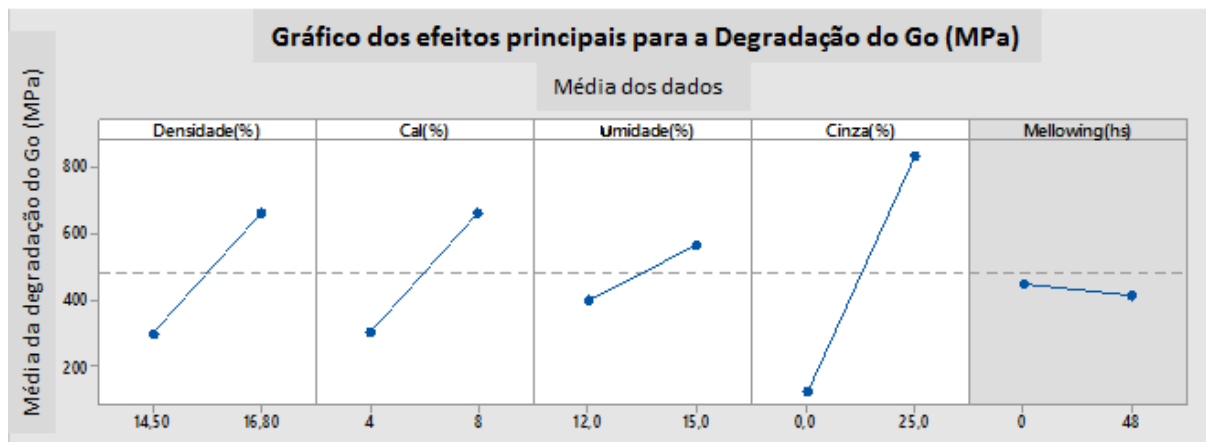


Figura 4.43 Efeitos dos fatores individuais na durabilidade por degradação do módulo Go (MINITAB 17)

Nas Figuras 4.42 e 4.43 podem-se observar os efeitos dos fatores durabilidade por degradação do módulo Go mostrando que o peso específico, o teor de cal e o teor de cinza volante são os fatores mais incidentes repercutindo de forma positiva na durabilidade do material. O efeito da umidade mostrou pouca incidência e o mellowing mostrou uma nula incidência da durabilidade. É importante destacar a grande melhoria da durabilidade com a adição de cinza volante como estabilizador junto com a cal, e, que o efeito da técnica do mellowing mostrou-se sem efeito para melhorar a durabilidade dos diferentes corpos de prova.

#### 4.7 RESPOSTA DA VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA (EXPANSÃO) AOS FATORES DE ESTUDO ANALISADOS NO PROJETO FATORIAL

Os ensaios para o cálculo da variação volumétrica foram realizados na ordem aleatória sugerida pelo software *Minitab 17*, tomando-se os cuidados necessários com a moldagem e realização dos ensaios. Os resultados das expansões finais após 14 dias (Figuras 4.44 e 4.45) foram fornecidos ao programa para a análise estatística, que projetou os efeitos de cada um dos fatores (Figura 4.47) nas expansões das misturas. Aqueles efeitos que não mostraram uma incidência significativa na expansão foram discriminados (Figura 4.46).

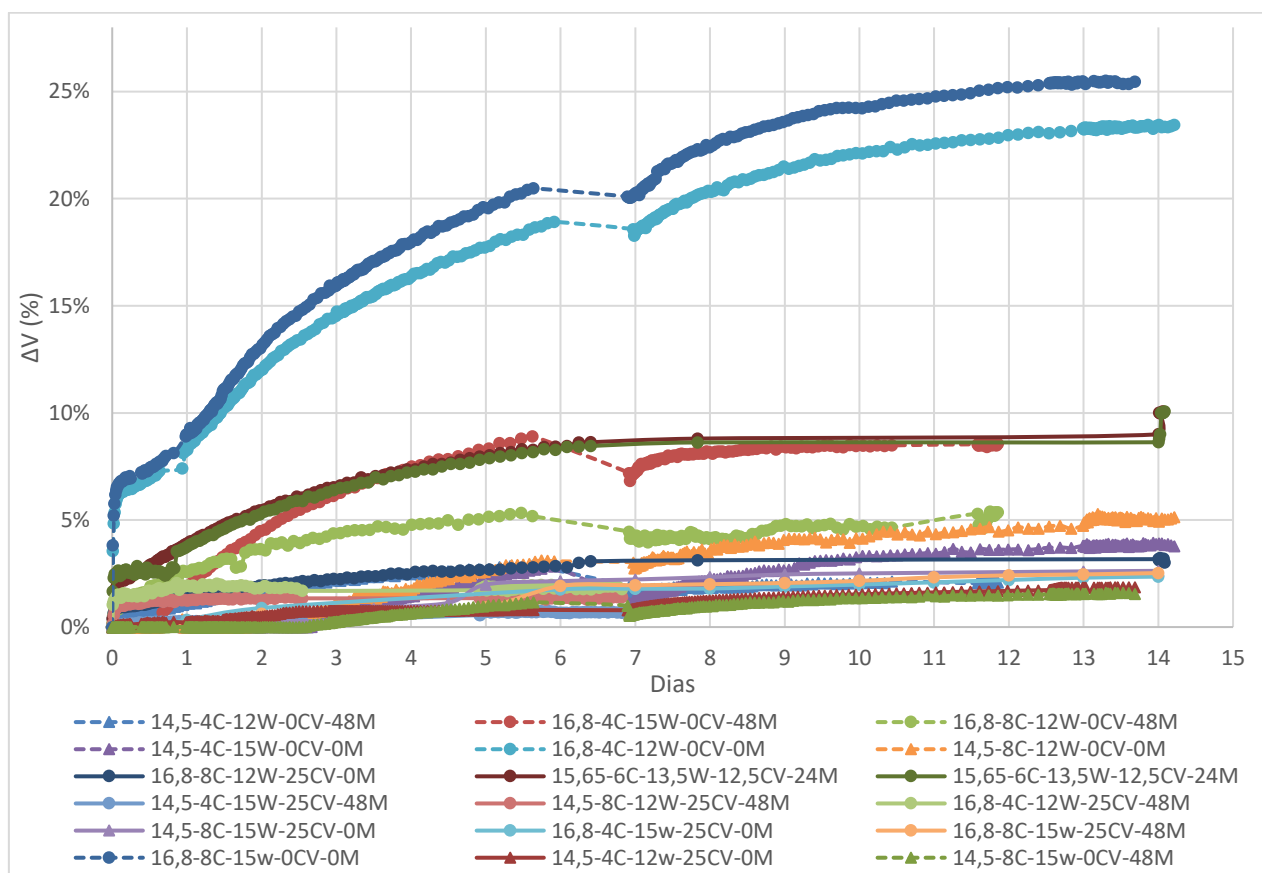


Figura 4.44 Resultados dos ensaios de expansão vs. dias.

Além disso foi projetado um modelo de regressão com coeficientes de determinação  $R^2$  igual a 0,96 e  $R^2_{ajustado}$  de 0,91.

$$\begin{aligned}
 \text{Expansão (\%)} = & -0,448 + 0,07008 \text{ Peso específico(\%)} - 0,0866 \text{ Cal(\%)} - \\
 & 0,0374 \text{ Umidade(\%)} + 0,02729 \text{ Cinza(\%)} + 0,00796 \text{ Mellowing(hs)} \\
 & - 0,002050 \text{ Peso específico(\%)*Cinza(\%)} - 0,000643 \text{ Peso} \\
 & \text{específico(\%)*Mellowing(hs)} + 0,00647 \text{ Cal(\%)*Umidade(\%)} \\
 & + 0,000077 \text{ Cinza(\%)*Mellowing(hs)}
 \end{aligned} \tag{4.13}$$



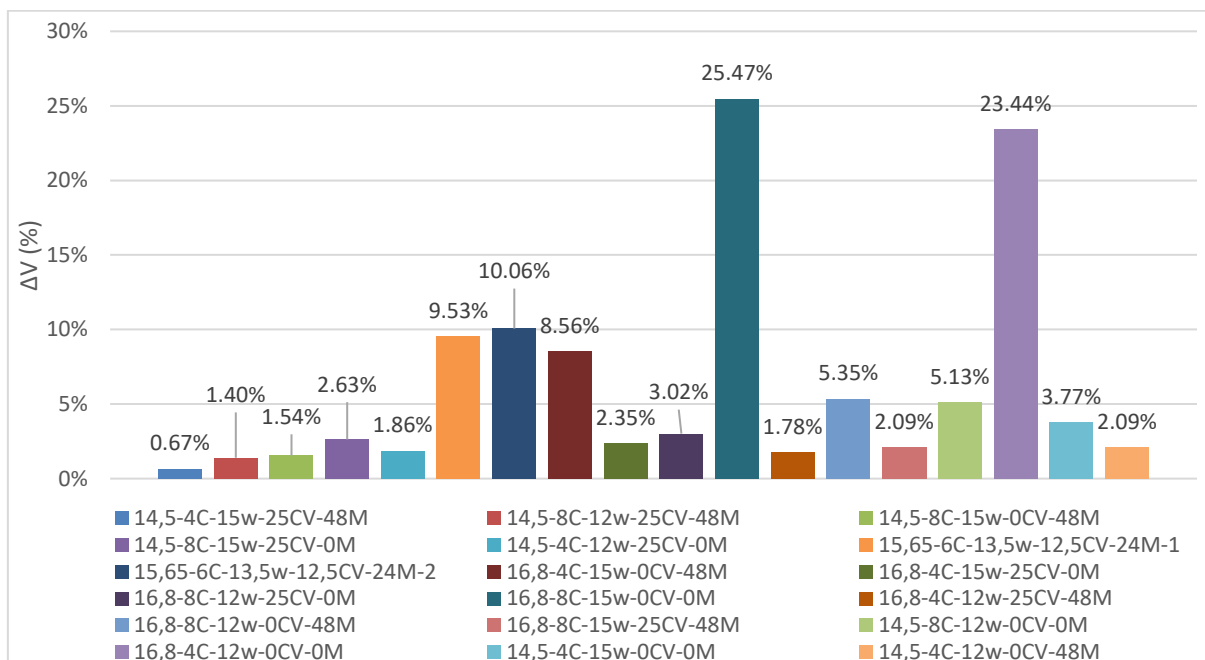


Figura 4.45 Resultados das expansões finais após 14 dias

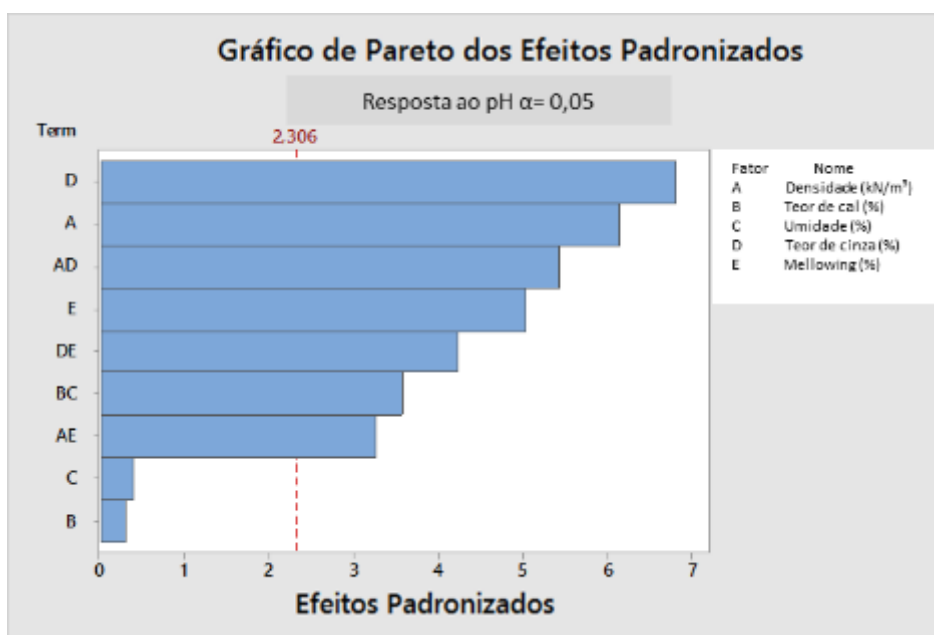


Figura 4.46 Incidência dos fatores na variação volumétrica (MINITAB 17)

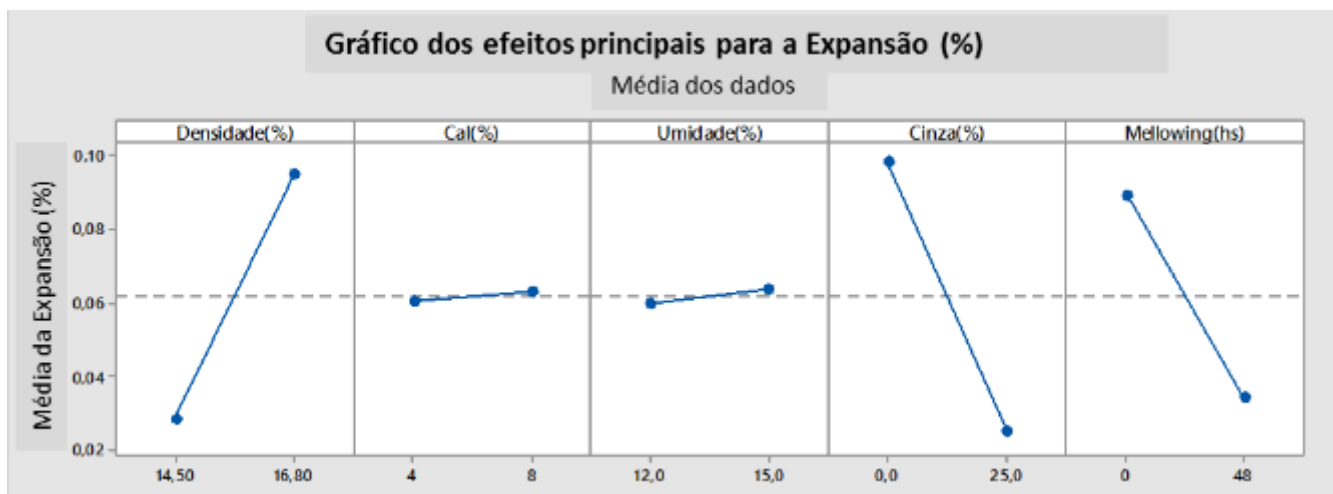


Figura 4.47 Efeitos dos fatores individuais na expansão (MINITAB 17)

Nas Figuras 4.46 e 4.47 podem-se observar os efeitos dos fatores na variação volumétrica das misturas mostrando que o teor de cinza e o mellowing são os fatores mais incidentes na diminuição das expansões. Outro fator de muita incidência foi o peso específico que a diferença dos anteriores, demonstrou que a maior peso específico observaram-se maiores expansões, o que tem sentido considerando que os minerais expansivos que se formam dentro do material, ao ter menos espaço nos vazios, levam à expansão do material, em tanto que a menor peso específico os minerais têm mais espaços para preencher na formação e crescimento dos mesmos. Mas esse efeito demonstrou-se reduzir com a técnica do mellowing e também com a adição de cinza volante.

Além dos análises mediante o projeto experimental, avaliou-se também a expansão do solo natural sem curar, e das misturas 16,8-8C-15W-0CV-0M e 16,8-8C-12W-25CV-0M após 150 dias de cura, os resultados demonstraram uma expansão do solo sem estabilizante de aproximadamente o 5,5% em pouco tempo (apox. 1 dia) para depois se estabilizar. No caso das misturas ensaiadas após 150 dias de cura não se observaram expansões significativas (Figura 4.48).

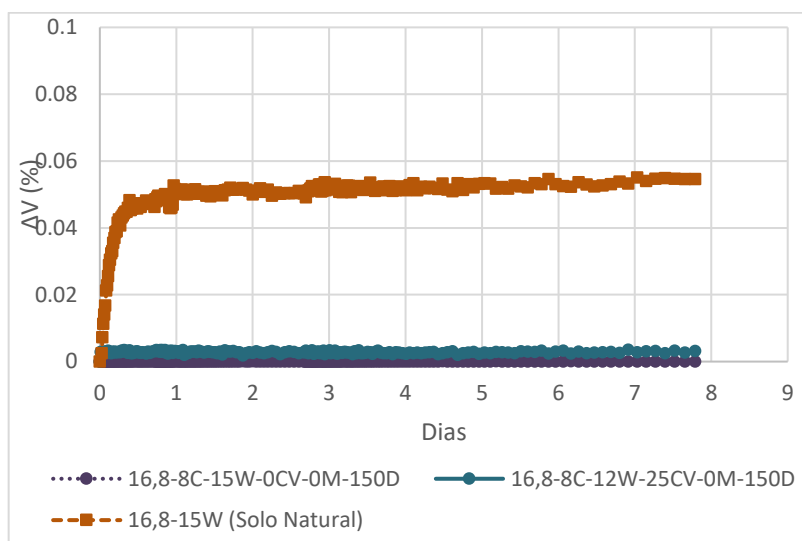


Figura 4.48 Resultados das expansões das amostras de solo natural sem curar, e das misturas 16,8-8C-15W-0CV-0M e 16,8-8C-12W-25CV-0M após 150 dias de cura.

Também foram medidas as variações de volume durante ciclos de molhagem e secagem como foi descrito no item 3.5.4 “Ensaio de Durabilidade por Molhagem e Secagem – Sem escovação”. Os resultados das expansões finais após 12 ciclos de molhagem e secagem (Figuras 4.49 e 4.50) foram fornecidos ao programa para a análise estatística, que projetou os efeitos de cada um dos fatores (Figura 4.52) nas expansões das misturas. Aqueles efeitos que não mostraram uma incidência significativa na expansão foram discriminados (Figura 4.51). Além disso foi projetado um modelo de regressão com coeficientes de determinação  $R^2$  igual a 0,91 e  $R^2_{ajustado}$  de 0,87.

$$\begin{aligned}
 \text{Expansão Ciclos}(\%) = & 84,2 - 1,836 \text{ Peso específico}(\%) - 1,615 \text{ Cal}(\%) \\
 & - 0,713 \text{ Umidade}(\%) - 0,7917 \text{ Cinza}(\%) - 0,0243 \text{ Mellowing}(hs)
 \end{aligned}
 \tag{4.14}$$

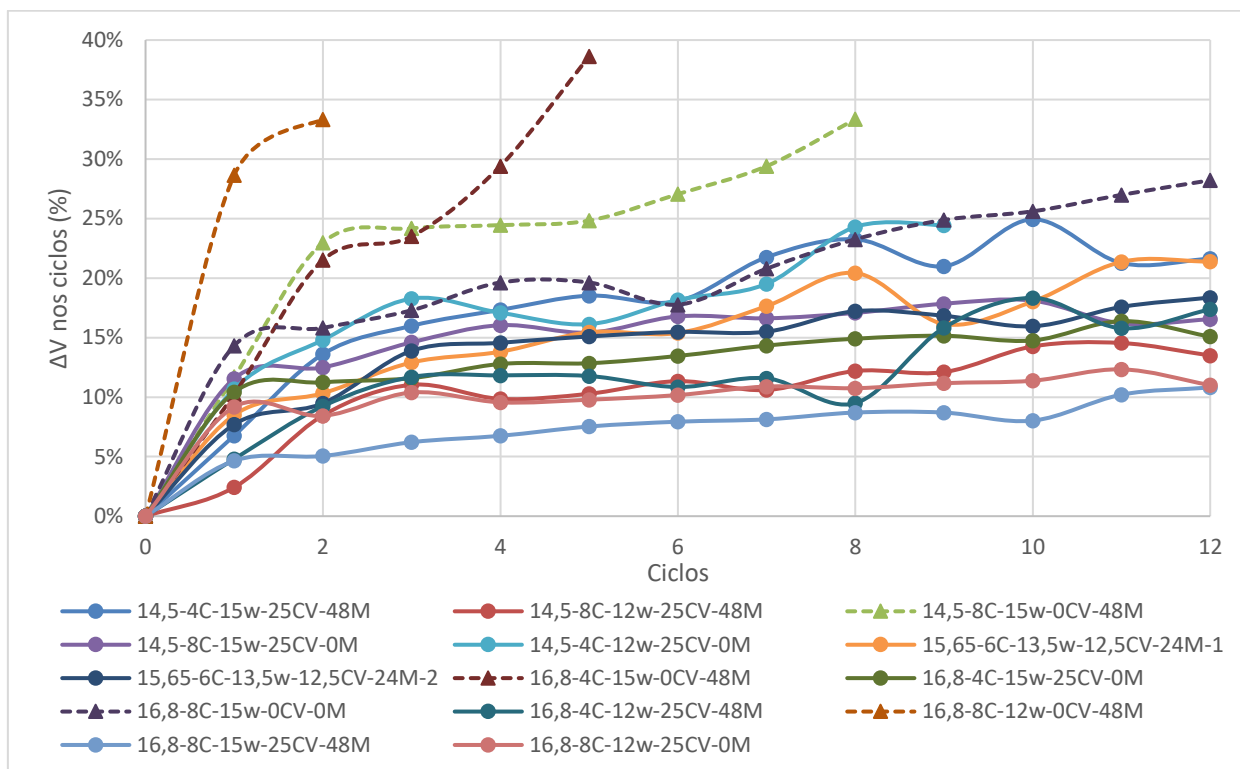


Figura 4.49 Variações de volume medidos através dos ciclos de molhagem-secagem

\*Os corpos de prova 14,5-4C-12w-0CV-48M; 14,5-8C-12w-0CV-0M; 16,8-4C-12w-0CV-0M; 14,5-4C-15w-0CV-0M não resistiram ao primeiro ciclo de molhagem.

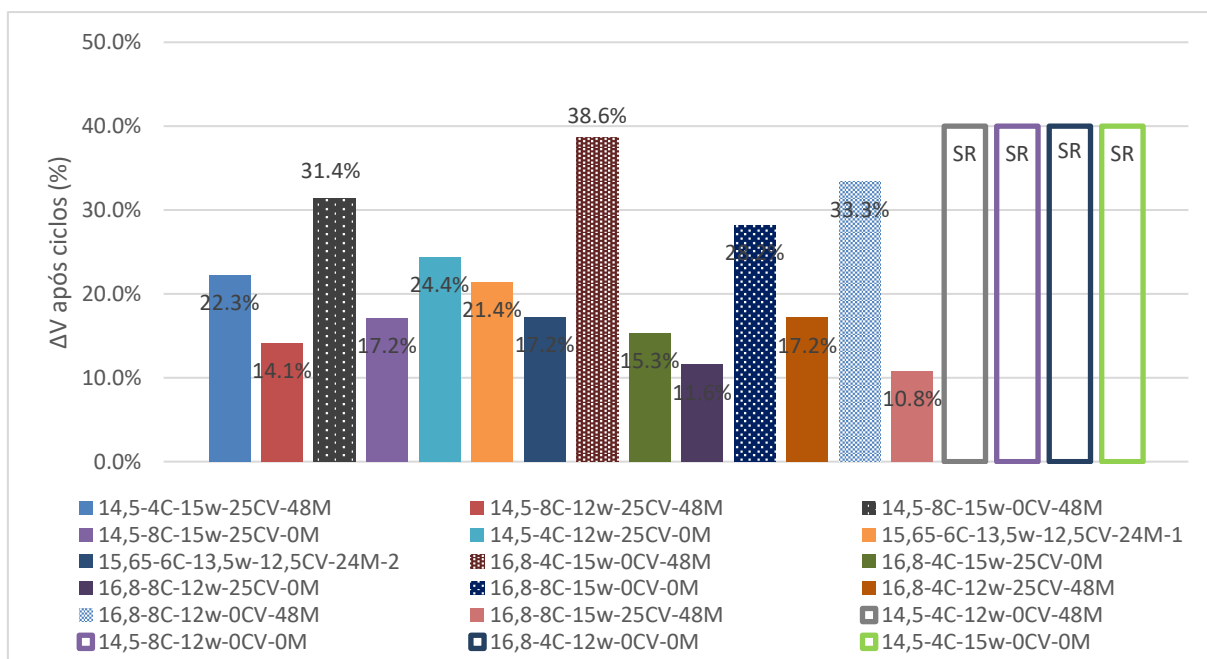


Figura 4.50 Variação de volume final após ciclos de molhagem-secagem. SR (não resistiram ao primeiro ciclo de molhagem).

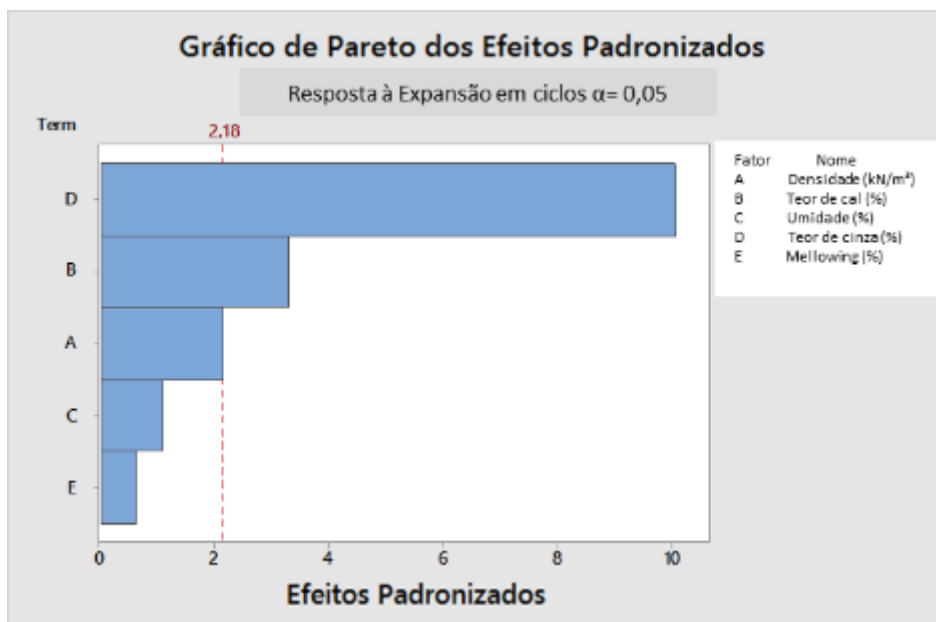


Figura 4.51 Incidência dos fatores na expansão através os ciclos de molhagem-secagem (MINITAB 17)

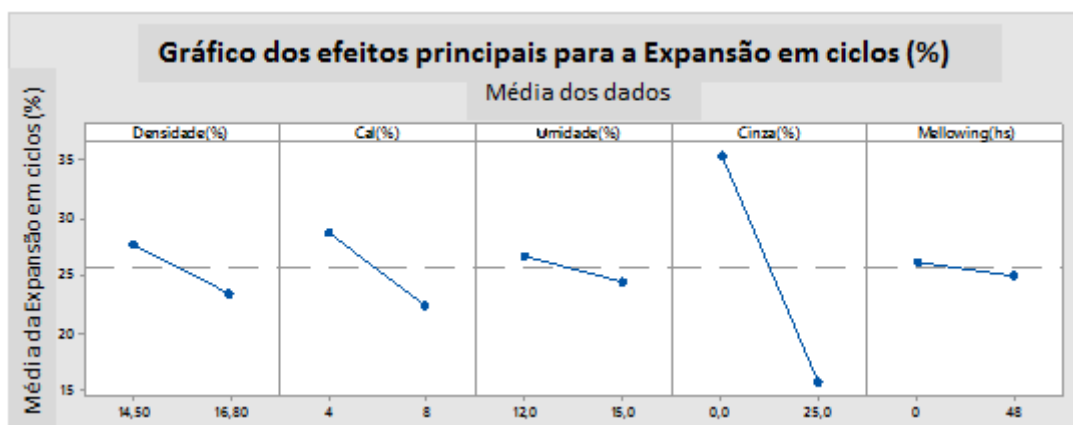


Figura 4.52 Incidência dos fatores individuais na expansão através os ciclos de molhagem-secagem (MINITAB 17)

Nestes ensaios observaram-se que a adição de cinzas volantes nas misturas de solo-cal melhoram significativamente a performance das mesmas enquanto às variações volumétricas medidos durante ciclos de molhagem e secagem.

## 4.8 ENSAIOS DE DIFRATOMETRIA DE RAIOS X (DRX) E MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (MEV)

Estudos mineralógicos DRX e MEV foram conduzidos sobre misturas de solo-cal e solo-cinza-cal moldadas em laboratório, além de ensaiar também em uma amostra obtida de um testemunho extraído do trecho experimental.

Os análises DRX mostraram vários picos de etringita em todos os materiais analisados

Na amostra de solo cal 16,8-8C-15W encontraram-se vários picos de etringita após 130 dias de misturado e compactado (Figura 4.53).

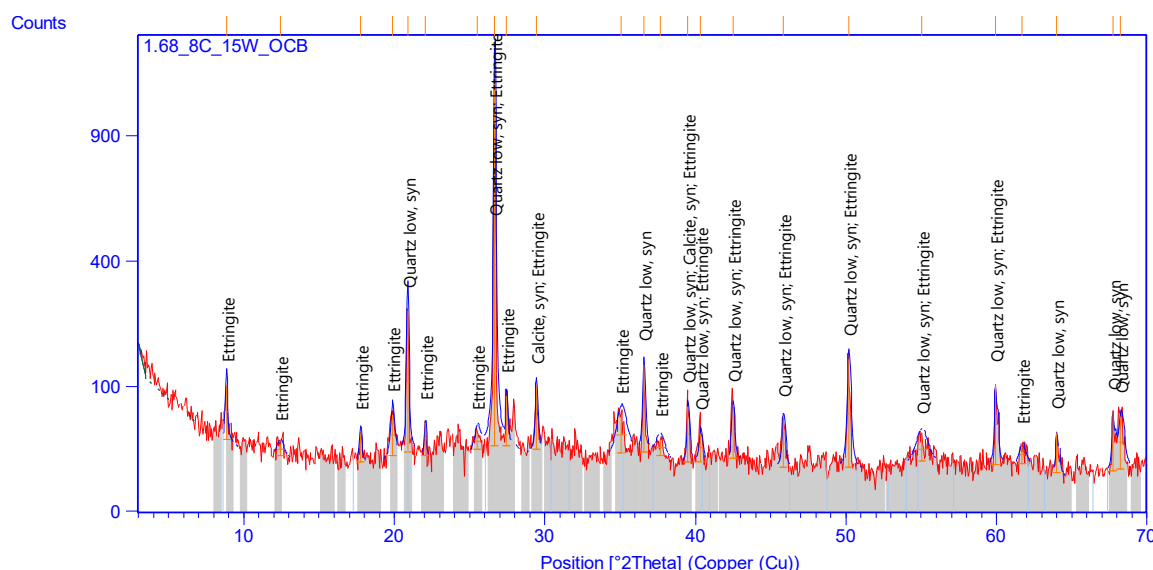


Figura 4.53 Resultados de ensaios DRX em amostras de solo cal após 130 dias de cura. Amostra 16,8-8C-15W

Imagens MEV com diferentes resoluções foram obtidas aos 30 e 130 dias de moldados os corpos de prova, constatando pela morfologia (semelhante a agulhas) dos minerais observados, a presença de etringita nas amostras. Analisando as Figuras 4.54, 4.55, 4.56 e 4.57, considerando os tamanhos e a dificuldade na localização do mineral etringita na amostra com 30 dias de moldado em relação ao de 130 dias, pode-se assumir que a formação e crescimento do mineral etringita aumento ao longo do tempo. É importante agregar também que no corpo de prova 16,8-8C-15W se encontrou com um valor de pH de 12,5 aos 30 dias e um pH de 10,5 aos 130 dias.

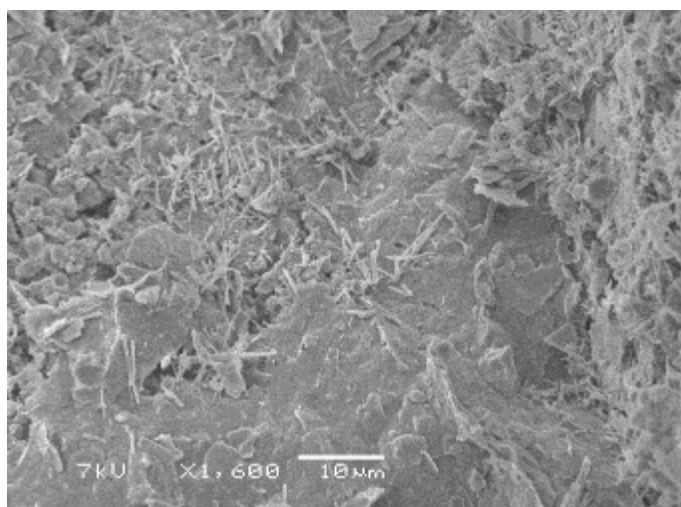


Figura 4.54 Imagens de MEV em amostras de solo cal após 30 dias de cura. Amostra 16,8-8C-15W (resolução x1.600)

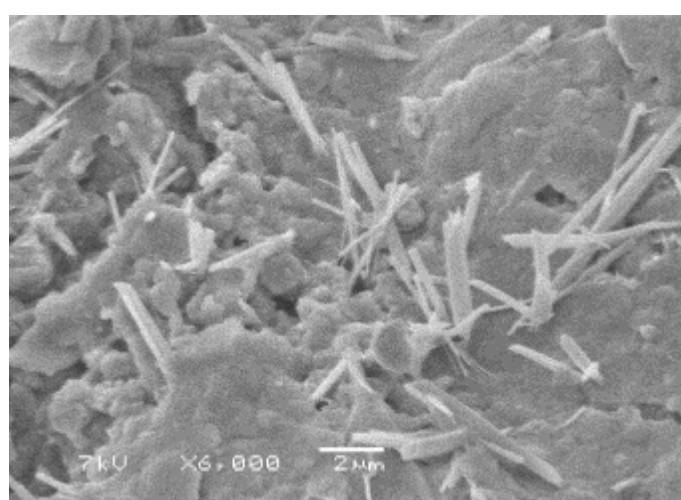


Figura 4.55 Imagens de MEV em amostras de solo cal após 30 dias de cura. Amostra 16,8-8C-15W (Resolução x6.000)

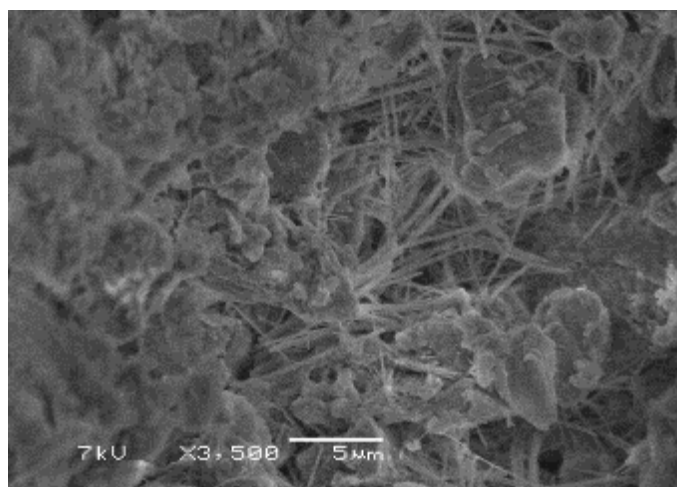


Figura 4.56 Imagens de MEV em amostras de solo cal após 130 dias de cura. Amostra 16,8-8C-15W (Resolução x3.500)

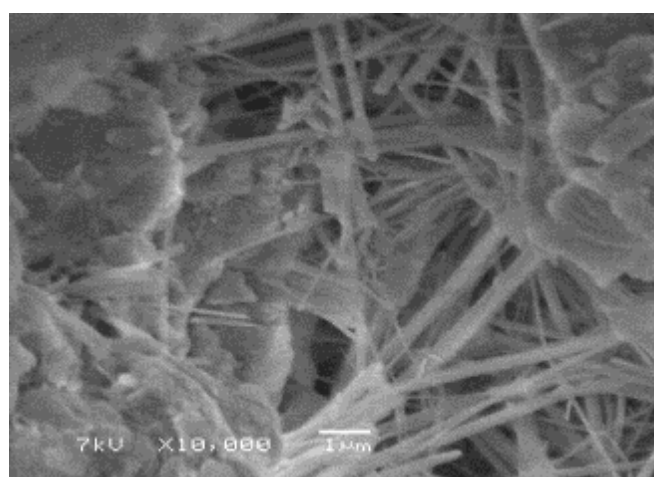


Figura 4.57 Imagens de MEV em amostras de solo cal após 130 dias de cura. Amostra 16,8-8C-15W (Resolução x10.000)

Mehta (1973), sugere que, cristais grandes como bastões de 10 a 100  $\mu\text{m}$  de comprimento e vários  $\mu\text{m}$  de espessura, eles são formados em condições de baixa concentração de íons hidroxilo, quer dizer, um pH baixo e concretos que contém uma quantidade considerável de esses cristais mostram uma alta resistência e não apresentaram expansão. Pequenos cristais em forma de hastes, de 1 a 2  $\mu\text{m}$  de comprimento e 0,1 a 0,2  $\mu\text{m}$  de espessura são formados em condições de alta concentração de íons hidroxilo e as observações experimentais mostram que essa etringita microcristalina é capaz de adsorver grandes quantidades de água sobre a superfície, provocando assim alterações de volume considerável.



Nas imagens das amostras submetidas a 12 ciclos de molhagem e secagem (ensaio de durabilidade) se observaram maiores tamanhos e quantidades do mineral etringita (Figuras 4.58, 4.59 e 4.60), além de se localizar com muita facilidade.

Este fenômeno pode evidenciar o efeito da hidratação do material na formação de etringita além de demonstrar o ganho de massa que a etringita sofre no processo de hidratação após desidratação como mostraram Struble & Brown (1986). De um modo geral, a expansão da etringita por adsorção de água, embora difícil de explicar, é amplamente considerado como um possível mecanismo de expansão. Se a absorção de água é de facto o verdadeiro mecanismo da expansão das estruturas, espera-se que a quantidade da etringita assim como o tamanho dos cristais formados seriam os indicadores mais importantes da quantidade da expansão (DERMATAS, 1995).

O valor do pH da amostra após 12 ciclos de molhagem e secagem foi de 9.

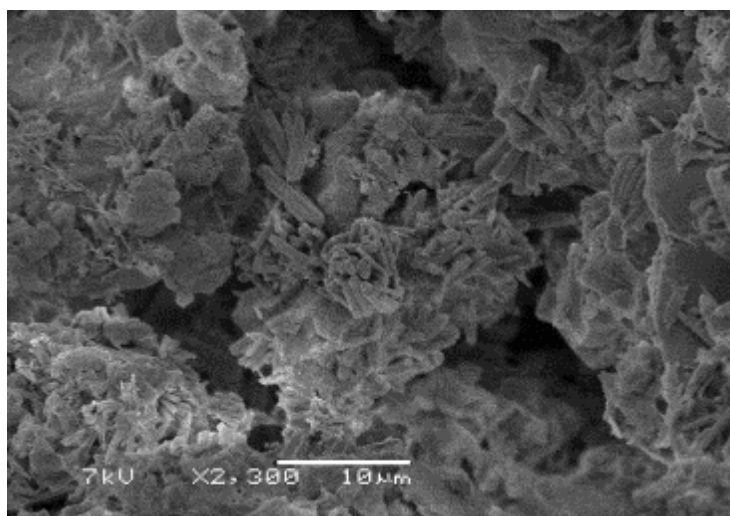


Figura 4.58 Imagens de MEV em amostras de solo cal após 12 ciclos de molhagem e secagem 16,8-8C-15W (Resolução x2.300)

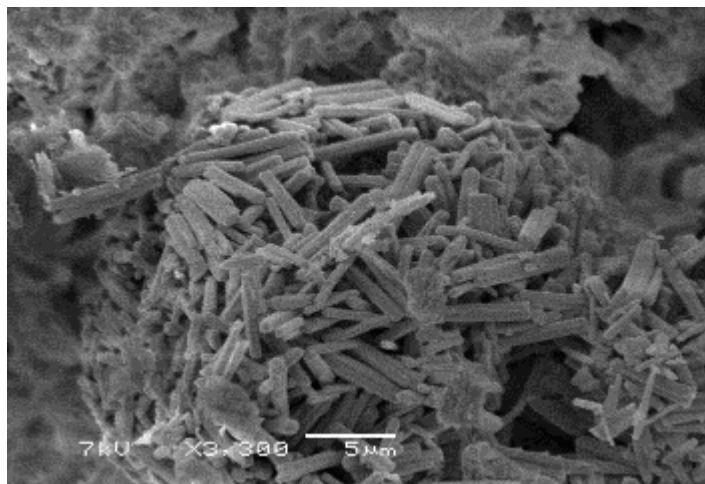


Figura 4.59 Imagens de MEV em amostras de solo cal após 12 ciclos de molhagem e secagem 16,8-8C-15W  
(Resolução x3.300)

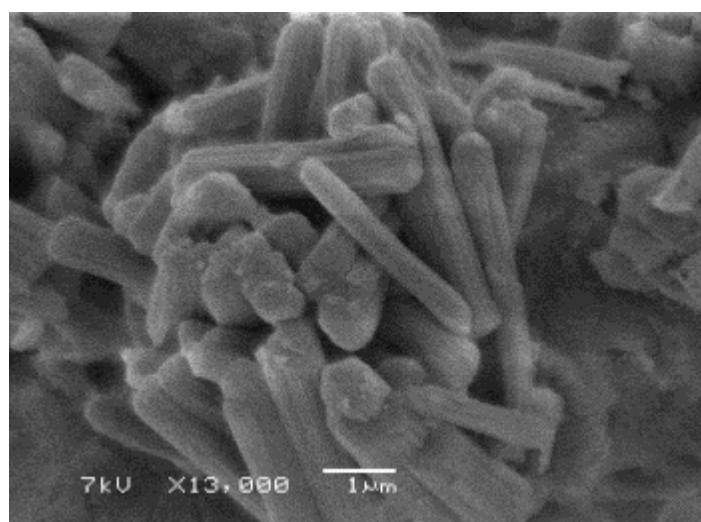


Figura 4.60 Imagens de MEV em amostras de solo cal após 12 ciclos de molhagem e secagem 16,8-8C-15W  
(Resolução x13.300)

Na amostra de solo-cinza-cal 16,8-8C-12W-25CV encontraram-se também vários picos de etringita após 130 dias de misturado e compactado (Figura 4.61).



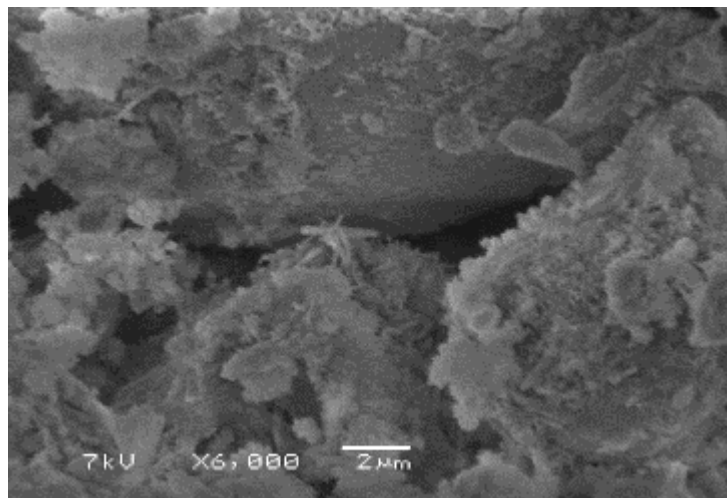


Figura 4.62 Imagens de MEV em amostras de solo-cinza-cal após 130 dias de cura. Amostra 16,8-8C-12W-25CV (Resolução x6.000)



Figura 4.63 Imagens de MEV em amostras de solo-cinza-cal após 130 dias de cura. Amostra 16,8-8C-12W-25CV (Resolução x20.000)

Assim como foi observado nas amostras de solo-cal, nas imagens das amostras solo-cinza-cal submetidas a 12 ciclos de molhagem e secagem (ensaio de durabilidade) podem-se visualizar maiores tamanhos e quantidades do mineral etringita (Figuras 4.64 e 4.65), além de se localizar com maior facilidade do que nas amostras solo-cinza-cal com 130 dias de moldado.

O efeito da hidratação nestas amostras solo-cinza-cal amento a quantidade e o tamanho dos minerais etringita, mais aparentemente não da mesma magnitude das misturas solo-cal, segundo o observado nas imagens e constatado durante a procura da etringita nos ensaios.

O valor do pH da amostra após 130 dias foi de 11 e após 12 ciclos de molhagem e secagem foi de 9.

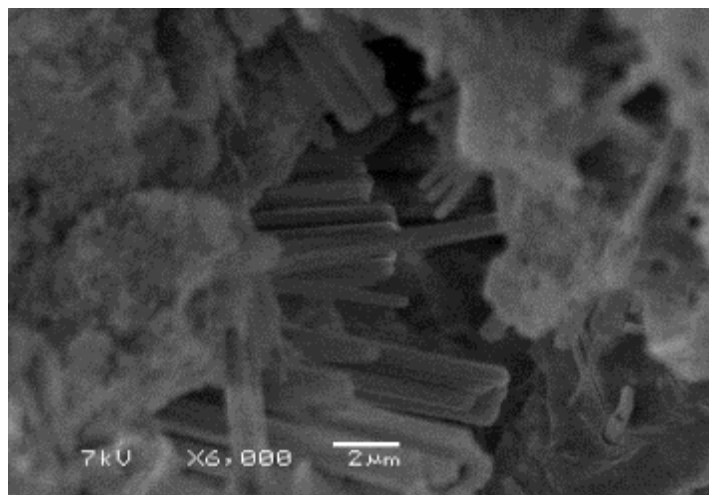


Figura 4.64 Imagens de MEV em amostras de solo-cinza-cal após 12 ciclos de molhagem e secagem. Amostra 16,8-8C-12W-25CV (Resolução x6.000)

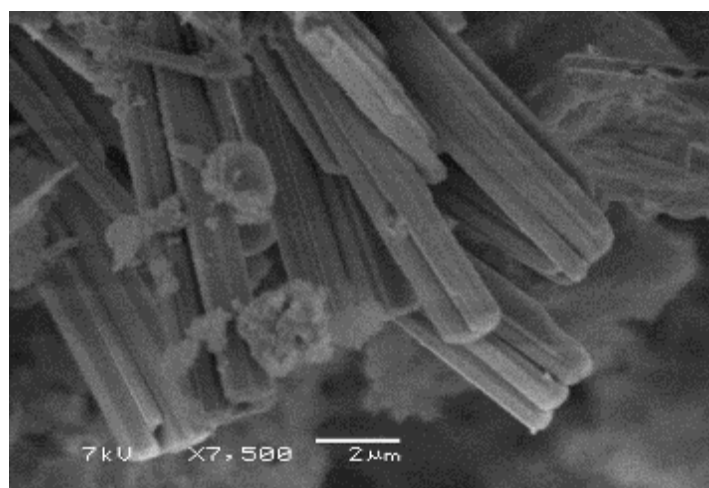


Figura 4.65 Imagens de MEV em amostras de solo-cinza-cal após 12 ciclos de molhagem e secagem. Amostra 16,8-8C-12W-25CV (Resolução x7.500)

Na amostra de solo-cal extraída do campo experimental (in situ) encontraram-se também vários picos de etringita após 182 dias de misturado e compactado (Figura 4.66).

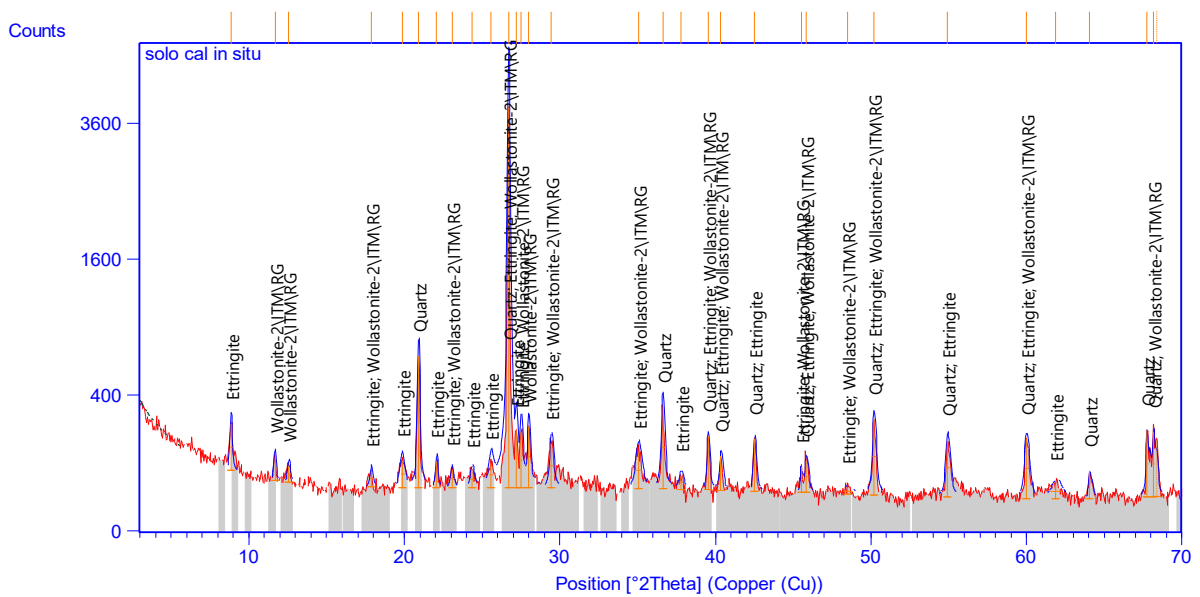


Figura 4.66 Resultados de ensaios DRX em amostras de solo cal após 292 dias de cura. Amostra extraído do trecho experimental com 6% de cal.

Nas imagens obtidas por MEV evidenciaram-se também a presença de etringita em forma de agulhas de pouca espessura (Figuras 4.67 e 4.68).

O pH da amostra extraída do trecho experimental no dia 110 após mistura e compactação foi de 9.

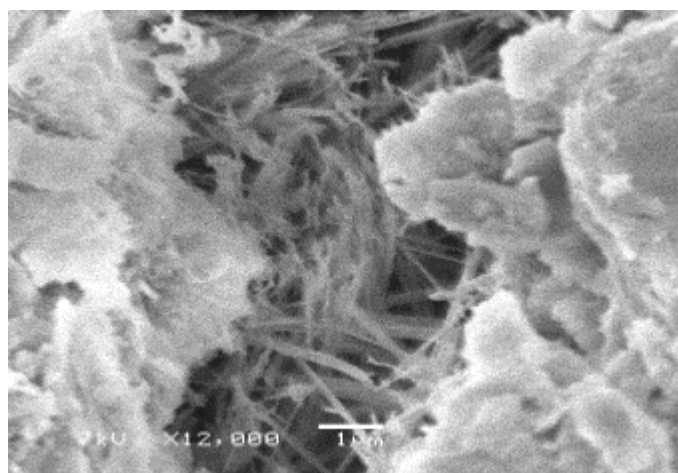


Figura 4.67 Imagens de MEV em amostras de solo-cal após 292 dias de cura. Amostra extraída do trecho experimental com 6% de cal (Resolução x12.000)

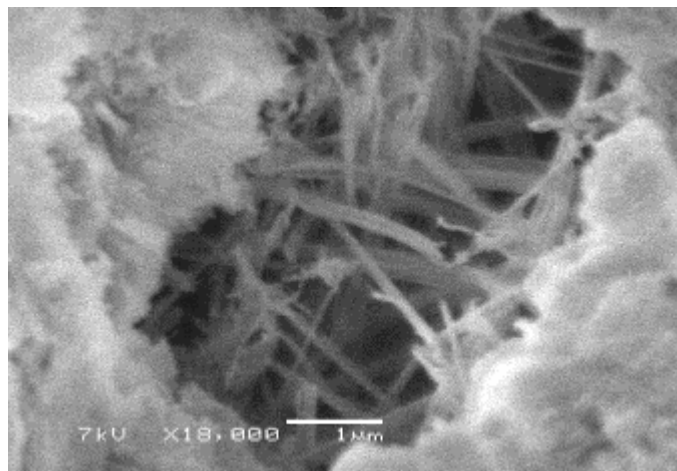


Figura 4.68 Imagens de MEV em amostras de solo-cal após 292 dias de cura. Amostra extraída do trecho experimental com 6% de cal (Resolução x18.000)

#### 4.9 ANALISE DOS FATORES ESTUDADOS NA PERFORMANCE DAS MISTURAS

Na Figura 4.69 colocaram-se os fatores (variáveis) utilizadas para a moldagem das misturas solo-cal e solo-cinza cal a fim de observar as respostas da variação desses fatores em ensaios que não sofreram ciclos de degradação (RCS, medição do módulo Go e Expansão).

A adição de cinza volante nas misturas de solos sulfatados estabilizados com cal demonstrou um grande melhoramento na performance das mesmas, em termos de resistência e estabilidade volumétrica. A técnica do mellowing não mostrou grande incidência enquanto a resistência, mas seu efeito para estabilizar volumetricamente o material é significativo. É importante destacar que em misturas de solo-cal, sem adição de cinza volante, o aumento do peso específico aporta positivamente na resistência do material, não assim na estabilidade volumétrica do mesmo observando-se as maiores expansões nessas misturas.

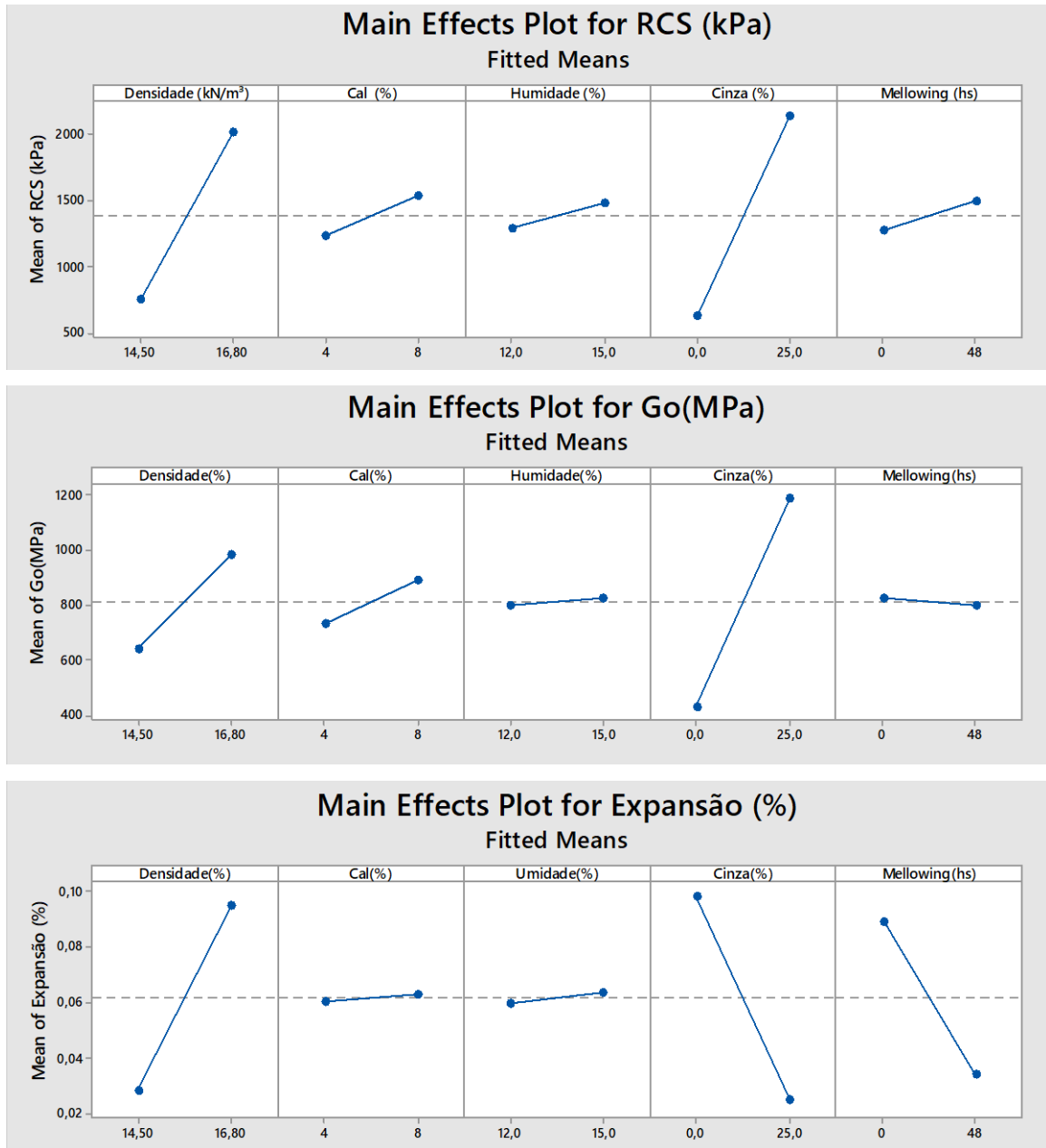


Figura 4.69 Efectos dos fatores na RCS, o módulo Go e a Expansão. (Ensaio que não sofreram ciclos de degradação do material)



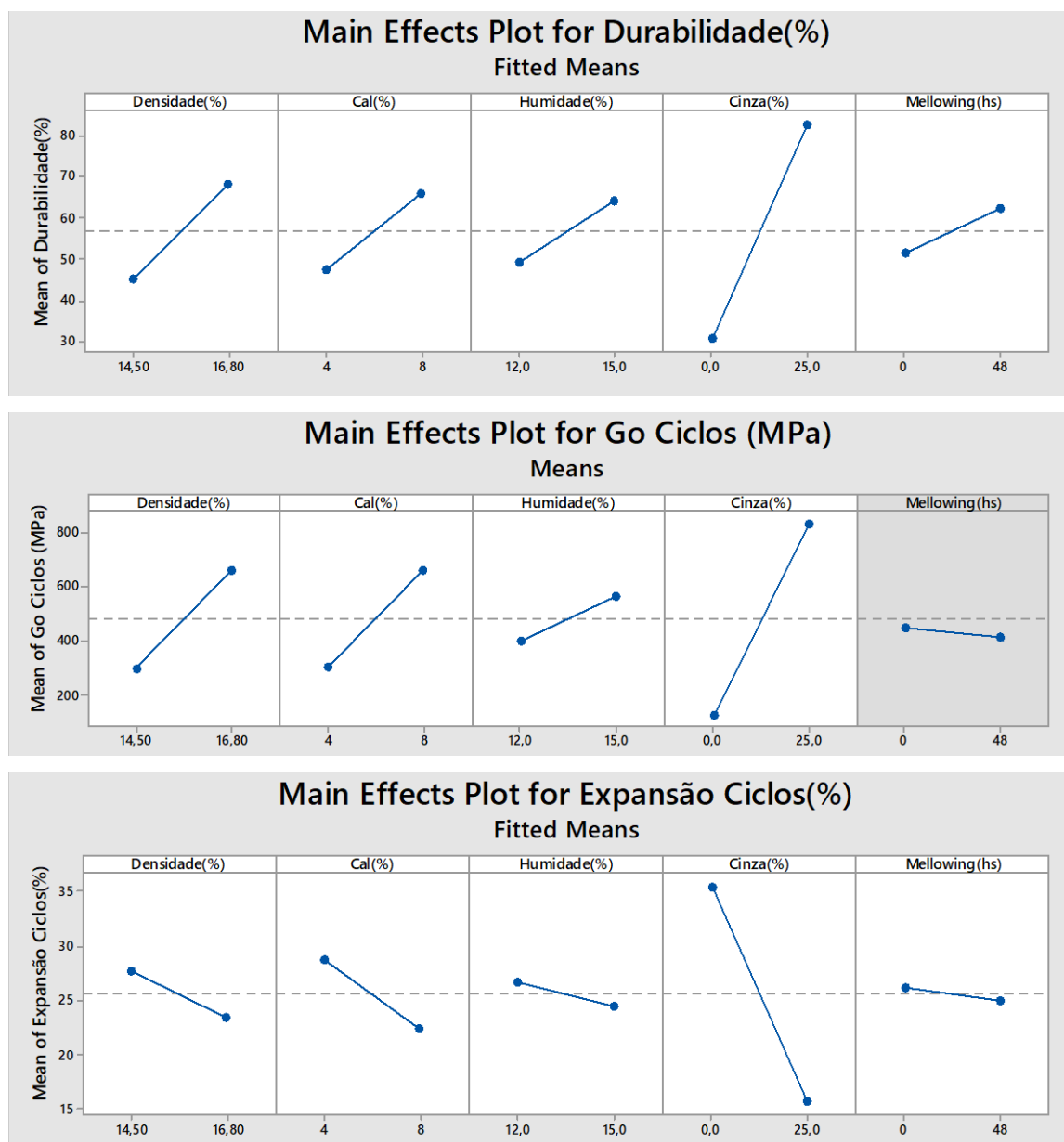


Figura 4.70 Efectos dos fatores na Durabilidade, a Degradação do Módulo Go e a Expansão Durante Ciclos de Molhagem-Secagem. (Ensaio que sofreram ciclos de degradação do material)

Enquanto aos ensaios que proporcionam ciclos de degradação do material, observa-se na Figura 4.70 de novo a enorme incidência da adição de cinzas volantes em misturas de solos sulfatados estabilizados com cal. A técnica do mellowing não mostrou aporte significativo no melhoramento destes solos estabilizados enquanto à durabilidade dos mesmos.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.1 CONCLUSÕES

A partir dos **ensaios realizados em campo** as seguintes conclusões podem ser definidas.

Ensaio de deflecrometria com deflectômetro de impacto leve (LWD) mostrou que os trechos experimentais apresentaram boa homogeneidade da estrutura, coerência dos valores das deflexões com os valores dos Pesos específicos atingidos, e aumento da rigidez com o tempo como é esperado.

A extração de testemunhos diretamente do pavimento com equipamento perfuratriz rotativo não é possível, recomendando-se o procedimento descrito no item 3.44 “Extração de Testemunhos em Campo para Ensaio de Resistência à Compressão Simples”

A partir dos **ensaios de resistência a compressão simples** realizados em testemunhos extraídos dos trechos experimentais, e em corpos de prova de solo-cal moldados em laboratório as seguintes conclusões podem ser definidas.

O aumento do teor de cal de 4% a 8% não demonstra grandes acréscimos de resistência nas amostras moldadas em laboratório. Tanto em pesos específicos aparentes baixos como altos, e em tempos de cura de 7 a 90 dias, não se observaram melhoras significativas em função da variação de cal de 4% para 8%.

Assim também no trecho experimental, após 182 dias de cura observou-se que a variação do teor de cal de 4% para 8% teve uma mínima influência no aumento da resistência à compressão simples. É importante mencionar que os trechos experimentais foram expostos a temperaturas mais elevadas das controladas no laboratório.

A variação dos pesos específicos aparentes secos de 14,50 kN/m<sup>3</sup> para 16,80 kN/m<sup>3</sup> demonstraram aumento das resistências a compressão simples em amostras de laboratório como de campo.

Os aumentos do tempo de cura de 7 dias para 90 dias mostraram aumentos na resistência a compressão simples das amostras de laboratório.

Enquanto à relação vazios-cal demonstrou-se que essa relação controla o comportamento enquanto à resistência a compressão simples. Foram encontradas relações únicas entre a resistência à compressão simples e a relação vazios/cal:  $(\eta/L_{iv}^{0,12})^{-3,12}$ . Mesmo usando composições e tempos de cura diferentes, o expoente de ajuste 0,12 é único, evidenciando que este fator está ligado primeiramente ao tipo de agente cimentante utilizado e em segundo lugar à matriz de solo.

Enquanto à relação das resistências a compressão simples ensaiadas tanto em laboratório como em testemunhos extraídos dos trechos experimentais, foram encontradas relações únicas entre a resistência à compressão simples das amostras de campo e laboratório e a relação vazios/cal:  $(\eta/L_{iv}^{0,12})^{-3,12}$ .

Verificou-se que existe uma normalização das resistências a compressão simples, obtendo-se uma curva única, com um ajuste satisfatório, que engloba todos os resultados da resistência à compressão simples das amostras moldadas em laboratório (aos 7, 28, 60 e 90 dias) como das extraídas dos trechos experimentais (182 dias) mediante o fator  $(\eta/L_{iv}^{0,12})^{-3,12}$ .

A partir do **planejamento experimental** para avaliar as respostas dos fatores componentes das misturas as seguintes conclusões podem ser definidas.

A adição de cinzas volantes baixos em cálcio, em conjunto com a adição de cal na estabilização de solos sulfatados, demonstram ser altamente efetivos evidenciando melhoras significativas na resistência, estabilidade volumétrica e a durabilidade.

A técnica do mellowing apresenta melhoramento na estabilidade volumétrica de solos sulfatados estabilizados com cal diminuindo o efeito das expansões. Enquanto que na resistência e na durabilidade, a técnica do mellowing não demonstrou melhoras significativas.

A partir dos **análises químicos e mineralógicos** as seguintes conclusões podem ser definidas

O mineral etringita foi evidenciado mediante ensaios de difração de raios x e microscopia eletrônica de varredura nas amostras moldadas de solos sulfatados estabilizados, com cal e com cinzas volantes e cal. Etringita foi evidenciado também em amostras obtidas do trecho experimental.

O crescimento e a formação de etringita a través do tempo pode-se notar mediante ensaios de microscopia eletrônica de varredura. Em misturas de solo-cal após 30 dias de moldagem e 130 dias de moldagem, se observaram variações nos tamanhos dos minerais, e aos 130 dias os mesmos foram localizados com mais facilidade.

Em amostras de solo cal, após 12 ciclos de molhagem e secagem, mediante microscopia eletrônica de varredura observou-se um aumento significativo na quantidade e o tamanho dos minerais etringita, evidenciando que o efeito de hidratação e desidratação (temporadas secas e úmidas) fomentam o crescimento e a formação dos minerais etringita. Recomenda-se realizar ensaios quantitativos como o método do Rietveld para conhecer com maior exactitude a variação da formação de etringita nas misturas (em processo).

Em amostras solo-cinza-cal, a formação e o crescimento de etringita encontrou-se diminuída em relação a amostras de solo-cal mediante observações com microscopia eletrônica de varredura feitas em amostras após 130 dias de moldagem. Amostras moldadas e submetidas a 12 ciclos de molhagem e secagem evidenciaram também maior crescimento e formação de minerais etringia, mais em menor proporção do que em amostras de solo-cal.

## 5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

De forma a dar prosseguimento ao trabalho realizado nesta dissertação e ampliar o conhecimento sobre o comportamento de solos sulfatados estabilizados, apresentam-se as seguintes sugestões:

- Avaliar em campo mediante trechos experimentais o comportamento das resistências a compressão simples em diferentes tempos de cura, além de estudar in situ variações volumétricas sofridas pela estrutura de solos sulfatados estabilizados com cal e o efeito de estabilizar esses solos com cinzas volantes e cal.
- Realizar um planejamento experimental mais completo para conhecer com maior precisão o comportamento mecânico de solos sulfatados com diferentes estabilizadores, e projetar modelos de regressão confiáveis para a previsão de comportamentos.

- Quantificar a formação dos minerais etringita e mediante um planejamento experimental analisar os efeitos dos fatores de moldagem na sua formação além de procurar uma relação com os comportamentos mecânicos de solos sulfatados estabilizados.
- Pesquisar a utilização de outras pozolanas que combinadas com cal demostrem um bom desempenho na estabilização desses solos.

## **6 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

ABBISS, C. P. Shear wave measurements of the Elasticity of the Ground. *Geotechnique*, v. 31, n. 1, p. 91–104, 1981. Thomas Telford Ltd.

- ABNT 7181, N. B. R. solo - análise granulométrica. Associação brasileira de normas técnicas, 1984.
- ABNT 7182, N. B. R. Solo: ensaio de compactação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1986.
- ABNT NM76, N. B. R. Cimento Portland - Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (Método Blaine). , p. 12, 1996.
- ANDERSON, R. L. Complete factorials, fractional factorials and confounding. *Experimental Designs in Industry*, 1958. New York: Wiley.
- ASSOCIATION, P. C. Soil-cement laboratory handbook. Portland Cement Assoc., 1956.
- ASTM C1580. Standard Test Method for Water-Soluble Sulfate in Soil. ASTM International, West Conshohocken, PA, p. 1–3, 2010.
- ASTM C618. Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use in concrete. ASTM International, West Conshohocken, PA, v. 685, 2005.
- ASTM D1556. Standard Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by Sand-Cone. ASTM International, West Conshohocken, PA, p. 8–14, 2011.
- ASTM D2216. Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water ( Moisture ) Content of Soil and Rock by Mass 1. ASTM International, West Conshohocken, PA, , n. November 1988, p. 1–7, 2010.
- ASTM D2487. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011.
- ASTM D4318. Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. ASTM International, West Conshohocken, PA, v. 4, n. March 2010, p. 1–14, 2005.
- ASTM D4326. Standard Test Method for Major and Minor Elements in Coal and Coke Ash By X-Ray Fluorescence. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2013.
- ASTM D4546. Standard test methods for one-dimensional swell or collapse of soils. ASTM International, , n. April, p. 1–10, 2014.
- ASTM D4647. Standard Test Methods for Identification and Classification of Dispersive Clay Soils by the Pinhole Test. ASTM International, West Conshohocken, PA, p. 1–11, 2013.
- ASTM D4972. Standard Test Method for pH of Soils. ASTM International, West Conshohocken, PA, p. 1–3, 2001.
- ASTM D5102. Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Compacted Soil-Lime. ASTM International, West Conshohocken, PA, v. 4, p. 1–6, 1996.
- ASTM D559. Standard Test Methods for Wetting and Drying Compacted Soil-Cement Mixtures. ASTM International, West Conshohocken, PA, v. 4, n. C, p. 1–8, 2011.
- ASTM D698. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using

- Standard Effort. ASTM International, West Conshohocken, PA, v. 3, p. 1–13, 2007.
- ASTM D7830. Standard Test Method for In-Place Density ( Unit Weight ) and Water Content of Soil Using an Electromagnetic Soil Density Gauge. STM International, West Conshohocken, PA, p. 1–17, 2015.
- ASTM D854. Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2014.
- ASTM E2583. Standard Test Method for Measuring Deflections with a Light Weight Deflectometer. 2007.
- BAGLEY, A. D. Forensic Engineering Congress 2009 Copyright ASCE 2009 FORENSIC ENGINEERING 2009 Copyright ASCE 2009 Forensic Engineering Congress 2009, p. 234–243, 2009.
- BAKHAREV, T. Geopolymeric materials prepared using Class F fly ash and elevated temperature curing. *Cement and Concrete Research*, v. 35, n. 6, p. 1224–1232, 2005.
- BARROS, D. J. M. Módulo de Cisalhamento Dinâmico de Solos Tropicais. Módulo de cisalhamento dinâmico de solos tropicais, p. 437, 1997.
- BELL, F. G. Stabilisation and treatment of clay soils with lime. Part 1-basic principles. *Ground Engineering*, v. 21, n. 1, 1988.
- BERGER, E.; LITTLE, D. N.; GRAVES, R. Technical memorandum: Guidelines for stabilization of soils containing sulfates. National Lime Association. Arlington, Virginia:[sn], v. 53, n. 6, p. 50–5, 2001.
- BOYNTON, R. S. Chemistry and technology of lime and limestone. John Wiley, 1980.
- BUTTON, S. T. Metodologia para Planejamento Experimental e Análise de Resultados. In: Universidade Estadual de Campinas (Ed.); Apostila, 2002. São Paulo.
- CASTRO, E. FENÓMENOS DE SUPERFÍCIE NOS SOLOS – LIGAÇÕES ENTRE AS FASES. , 1974. Lisboa: LNEC.
- CHANG, T.-S.; WOODS, R. D. Effect of Particle Contact Bond on Shear Modulus. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 118, n. 8, p. 1216–1233, 1992. American Society of Civil Engineers.
- CHEN, F. H. Foundations on expansive soils. Elsevier, 2012.
- CLOUGH, G. W.; SITAR, N.; BACHUS, R. C. Cemented Sands under Static Loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, v. 107, n. GT6, p. 799–817, 1981.
- COELHO, A. C. V.; SANTOS, P. DE S.; SANTOS, H. DE S. Argilas especiais: argilas quimicamente modificadas - uma revisão. *Química Nova*, v. 30, n. 5, p. 1282–1294, 2007.
- CONSOLI, N. C.; QUIÑÓNEZ SAMANIEGO, R. A.; KANAZAWA VILLARBA, N. M. Durability, strength and stiffness of dispersive clay – lime blends, v. 28, n. 11 (doi:

10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001632), 2016.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FLOSS, M. F.; FESTUGATO, L. Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 136, n. 5, p. 759–763, 2010

CONSOLI, N. C.; FESTUGATO, L.; CONSOLI, B. S.; LOPES, S. Assessing Failure Envelopes of Soil – Fly Ash – Lime Blends. *Journal of Materials in Civil Engineering*, p. 1–8, 2015.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 133, n. 2, p. 197–205, 2007

CONSOLI, N. C.; ROSA, A. D.; SALDANHA, R. B. Variables Governing Strength of Compacted Soil–Fly Ash–Lime Mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 23, n. 4, p. 432–440, 2011

CONSOLI, N. C.; SILVA LOPES, L.; HEINECK, K. S. Key Parameters for the Strength Control of Lime Stabilized Soils. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 21, n. 5, p. 210–216, 2009

CONSOLI, N. C.; VIANA DA FONSECA, A.; CRUZ, R. C.; HEINECK, K. S. Fundamental Parameters for the Stiffness and Strength Control of Artificially Cemented Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 135, n. 9, p. 1347–1353, 2009. American Society of Civil Engineers.

CULLITY, B. D.; STOCK, S. R. *Principles of X-ray diffraction*. 1978.

DERMATAS, D. Ettringite-Induced Swelling in Soils: State-of-the-Art. *Applied Mechanics Reviews*, v. 48, n. 10, p. 659–673, 1995

DEVOR, R. E.; CHANG, T.; SUTHERLAND, J. W. *Statistical Quality Design and Control: Contemporary Concepts and Methods*. Prentice Hall, 1992.

DYVIK, R.; MADSHUS, C. Lab Measurements of  $G_m$  and  $\alpha$  Using Bender Elements. *Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions: Anais... . p.186–196*, 1985.

FASSBENDER, H. W.; BORNEMISZA, E. *Química de Suelos con énfasis en suelos de América Latina*. , 1987. IICA.

FERREIRA, S. R. M. Colapso e expansão de solos naturais não saturados devido à inundação. Colapso e expansão de solos naturais não saturados devidos à inundação, 1995. Universidade Federal do Rio de Janeiro Rio de Janeiro.

FOPPA, D. *Análise de Variáveis-chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados*, 2005. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

GALLAGE, C.; COCHRANE, M. Effects of Lime Content and Amelioration Period in Double Lime Application on the Strength of Lime Treated Expansive Sub-grade Soils. , p. 99–104, 2012.

GHORAB, H.; KISHAR, E.; ABOU ELFETOUH, S. *Studies on the Stability of the Calcium*



- Sulfoaluminate Hydrates. Part II: Effect of Alite, Lime, and Monocarboaluminate Hydrate. *Cement and Concrete Research*, v. 28, n. 1, p. 53–61, 1998. Elsevier.
- GÓMEZ DUARTE, D. Contribución al conocimiento de la geología del norte del Chaco paraguayo. COMUNICACIONES, MDOPY Lagerenza: Republica del Paraguay, 1986.
- GRASSI, B.; PASTEN, A.; ARMOA, J. Un análisis del comportamiento de la precipitación en el Paraguay. Manuscript, Universidad Nacional de Asunción, 2005.
- GUIMARÃES, J. E. P. A cal: fundamentos e aplicações na engenharia civil. 2da ed. ed. São Paulo: Pini, 2002.
- HARRIS, J.; SEBESTA, S.; SCULLION, T. Hydrated Lime Stabilization of Sulfate-Bearing Vertisols in Texas. *Transportation Research Record*, v. 1868, n. 1, p. 31–39, 2004.
- HERRIN, M.; MITCHELL, H. Lime-soil mixtures. *Highway Research Board Bulletin*, 1961.
- HILT, G. H.; DAVIDSON, D. T. LIME FIXATION IN CLAYEY SOILS. *Highway Research Board Bulletin*, n. 262, 1960.
- HOLMGREN G.G.S., F. C. P. Factors affecting spontaneous dispersion of soil materials as evidenced by the crumb test. *Dispersive Clays, Related Piping, and Erosion in Geotechnical Projects* . v. ASTM STP62, p.218–239, 1977. ASTM International.
- HUNTER, D. Lime-induced heave in sulfate-bearing clay soils. *Journal of geotechnical engineering*, 1988.
- INGLES, O. G.; METCALF, J. B. SOIL STABILIZATION PRINCIPLES AND PRACTICE. , 1972.
- INKSON, B. J. *Materials Characterization Using Nondestructive Evaluation (NDE) Methods: Scanning Electron Microscopy (SEM) and Transmission Electron Microscopy (TEM) for Materials Characterization*. Woodhead Publishing, 2016.
- ISMAIL, I.; BERNAL, S. A.; PROVIS, J. L.; HAMDAN, S.; DEVENTER, J. S. J. Microstructural changes in alkali activated fly ash/slag geopolymers with sulfate exposure. *Materials and Structures*, v. 46, n. 3, p. 361–373, 2012
- JURAN, J.; GRZYNA, F. M. *Juran's Quality Control Handbook*. NY: McGraw-Hill, 1988.
- KOTA, P. B. V. S.; HAZLETT, D.; PERRIN, L. Sulfate-bearing soils : Problems with calcium-based stabilizers. *Transportation research record*, n. 1546, p. 62–69, 1996a.
- KOTA, P. B. V. S.; HAZLETT, D.; PERRIN, L. Sulfate-bearing soils : Problems with calcium-based stabilizers. *Transportation research record*, 1996b.
- KUMAR, A.; WALIA, B. S.; BAJAJ, A. Influence of Fly Ash, Lime, and Polyester Fibers on Compaction and Strength Properties of Expansive Soil. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 19, n. 3, p. 242–248, 2007

- LARNACH, W. J. Relationship Between Dry Density, Voids/Cement Ratio and Strength of Soil-cement Mixtures. *Civil Engineering and Public Works Reviews*, v. 55, n. 648, p. 903–905, 1960.
- LITTLE, D. N. Stabilization of pavement subgrades and base courses with lime. 1995.
- LITTLE, D. N.; NAIR, S. Recommended Practice for Stabilization for Sulfate Rich Subgrade Soils. National Cooperative Highway Research Program, , n. August, p. 66, 2009.
- LOPES JR., L. DA S. Metodologia De Previsão Do Comportamento Mecânico De Solos Tratados Com Cal, 2011. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- LOPES JUNIOR, L. DA S. Parâmetros de Controle da Resistência Mecânica de Solos Tratados com Cal, Cimento e Rocha Basáltica Pulverizada., 2007. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- MALLMANN, J. E. C. Desenvolvimento de um Produto Inovador Utilizando Cinzas de Carvão Mineral para Aplicação como Concreto Compactado com Rolo em Pavimentação - CCR, 2016. UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL (Em andamento).
- MATEOS, M. Soil lime research at Iowa State university. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations*, 1964
- MCCARTHY, M. J.; CSETENYI, L. J.; SACHDEVA, A.; DHIR, R. K. Identifying the role of fly ash properties for minimizing sulfate-heave in lime-stabilized soils. *Fuel*, v. 92, n. 1, p. 27–36, 2012. Elsevier.
- MCCARTHY, M. J.; CSETENYI, L. J.; SACHDEVA, A.; JONES, M. R. Role of Fly Ash in the Mitigation of Swelling in Lime Stabilised Sulfate-Bearing Soils. *World of Coal Ash Conference. Anais... . p.1–18*, 2009.
- MEHRA, S.; CHADDA, L.; KAPUR, R. R. .; MEHRA, S. R., . CHADDA L.R. Role of detrimental salts in soil stabilization with and without cement: 1. Effect of sodium sulphate. *Indian Concrete Journal*, v. 29, n. 9, p. 336–337, 1955
- MEHTA, P. K. Mechanism of expansion associated with ettringite formation. *Cement and Concrete Research*, v. 3, n. 1, p. 1–6, 1973. Elsevier.
- MEHTA, P. K.; WANG, S. Expansion of ettringite by water adsorption. *Cement and Concrete Research*, v. 12, n. 1, p. 121–122, 1982. Pergamon.
- MINITAB 17. Statistical software. , 2010. [Computer software] State College, PA: Minitab, Inc.
- MITCHELL, J. K. Presented at the American Society of Civil Engineers. , v. 112, n. 3, 1986.
- MITCHELL, J. K. (JAMES K.; SOGA, K. Fundamentals of soil behavior. John Wiley & Sons, 2005.
- MITCHELL, J. K.; DERMATAS, D. Clay soil heave caused by lime-sulfate reactions. 1992.
- MONTGOMERY, D. C. Diseño y análisis de experimentos. Grupo Editorial Iberoamericana.

México., p. 589pp, 1991.

ORMSBY, W. C.; KINTER, E. B. STRENGTH DEVELOPMENT AND REACTION-PRODUCTS IN LIME-MONTMORILLONITE-WATER SYSTEMS. *Public Roads*, v. 37, n. 4, p. 136–148, 1973. US GOVERNMENT PRINTING OFFICE SUPT OF DOCUMENTS, WASHINGTON, DC 20402-9325.

OUHADI, V. R.; GOODARZI, A. R. Assessment of the stability of a dispersive soil treated by alum. *Engineering Geology*, v. 85, n. 1–2, p. 91–101, 2006.

PÉREZ, D. J.; OTTONE, G.; RAMOS, V. A. La ingresión marina miocena en la provincia de San Juan: sus implicancias paleogeográficas. 133 Congreso Geológico Argentino Congreso de Exploración de Hidrocarburos. *Anais... . v. 1*, 1996.

PETRY, T. M. Studies of factors causing and influencing localized heave of lime treated clay soils (sulfate induced heave). University of Texas at Arlington, Civil Engineering Department, 1994.

PETRY, T. M.; LITTLE, D. N. Update on Sulfate-Induced Heave in Treated Clays: Problematic Sulfate Levels. *Transportation Research Record*, v. 1362, p. 51, 1992.

PRUSINSKI R, J.; BHATTACHARJA, S. Effectiveness of Portland cement and lime stabilizing clay soils. *Transportation Research Record*, , n. 1652, p. 215–227, 1999.

PUNTHUTAECHA, K.; PUPPALA, A. J.; VANAPALLI, S. K.; INYANG, H. Volume change behaviors of expansive soils stabilized with recycled ashes and fibers. *Journal of materials in Civil Engineering*, v. 18, n. 2, p. 295–306, 2006. American Society of Civil Engineers.

PUPPALA, A.; HOYOS, L.; VIYANANT, C.; MUSENDA, C. Fiber and Fly Ash Stabilization Methods to Treat Soft Expansive Soils. *Soft Ground Technology*. p.136–145, 2001.

PUPPALA, A. J.; GRIFFIN, J. A.; HOYOS, L. R.; CHOMTID, S. Studies on Sulfate-Resistant Cement Stabilization Methods to Address Sulfate-Induced Soil Heave. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 130, n. April, p. 391, 2004.

PUPPALA, A. J.; INTHARASOMBAT, N.; VEMPATI, R. K. Experimental Studies on Ettringite-Induced Heaving in Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 131, n. 3, p. 325–337, 2005.

PUPPALA, A. J.; KADAM, R.; MADHYANNAPU, R. S.; HOYOS, L. R. Small-strain shear moduli of chemically stabilized sulfate-bearing cohesive soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 132, n. 3, p. 322–336, 2006.

PUPPALA, A. J.; SARIDE, S.; DERMATAS, D.; AL-SHAMRANI, M.; CHIKYALA, V. Forensic Investigations to Evaluate Sulfate-Induced Heave Attack on a Tunnel Shotcrete Liner. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 22, n. 9, p. 914–922, 2010.

PUPPALA, A. J.; TALLURI, N.; GAILY, A.; CHITTOORI, C. S. Heaving Mechanisms in High Sulfate Soils Mécanismes de soulèvement dans les sols à contenu élevé en sulfates. *International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, p. 3125–3128, 2001.

- QUEIROZ, J. E.; GONÇALVES, A. C.; SOUTO, J. S.; et al. Avaliação e monitoramento da salinidade do solo. Manejo e controle da salinidade na agricultura irrigada. Campina Grande: UFPB, p. 69–111, 1997.
- RIBEIRO, J. L. D.; CATEN, C. TEN. Projeto de Experimentos - Série Monográfica Qualidade. Porto Alegre: Programa de Pós Graduação em Engenharia de Produção - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2014.
- RICHARDS, L. A. Diagnosis and improvement of saline and alkali soils. LWW, 1954.
- RÍOS, S.; AQUINO, M. Provisión de agua potable a Comunidades Indígenas del Chaco Paraguayo a través de la instalación de plantas de tratamientos de agua de lluvia y osmosis invertido de agua salada, 2014. Asunción.
- ROGERS, C.; GLENDINNING, S.; ROFF, T. Lime modification of clay soils for construction expediency. of the Institution of Civil Engineers ..., 1997.
- ROLLINGS, B. R. S.; BURKES, J. P.; ROLLINGS, M. P. S Ulfate a Ttack on C Ement -S Tabilized S and. , v. 125, n. May, p. 364–372, 1999.
- SAMANIEGO, R. A. Q. Estabilização de um solo dispersivo com adição de cal, 2015. Universidade federal do Rio Grande do Sul.
- SHERARD, J.L.RYKER, N.L.DECKER, R. S. Piping in earth dams of dispersive clay. Speciality Conference on the Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Vol. 1. Anais... . p.589–626, 1972.
- SHERARD, J. L.; DUNNIGAN, L. P.; DECKER, R. S.; STEELE, E. F. Pinhole test for identifying dispersive soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 102, n. 1, p. 69–85, 1976.
- SHERARD J.L. RYKER N.L., D. R. S. Hydraulic fracturing in low dams of dispersive clay. ASCE Specialty conference on the performance of earth and earth supported structures. Anais... . p.653–689, 1972.
- SHERWOOD, P. T. Effect of sulfates on cement-stabilized clay. Highway Research Board Bulletin, n. 198, 1958.
- SHERWOOD, P. T. Effect of sulfates on cement- and lime-stabilized soils. Highway Research Board Bulletin, , n. 353, p. 98–107, 1962.
- SIRIVITMAITRIE, C.; PUPPALA, A.; CHIKYALA, V. Combined Lime and Cement Treatment of Expansive Soils with Low to Medium Soluble Sulfate Levels. Geocongress 2008: Geosustainability and Geohazard Mitigation. p.646–653, 2008.
- SMEWW. Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. American Public Health Association, American Water Works Association, Water Environment Federation, v. 17 th, 1989.

- STRUBLE, L. J.; BROWN, P. W. Heats of dehydration and specific heats of compounds found in concrete and their potential for thermal energy storage. *Solar Energy Materials*, v. 14, n. 1, p. 1–12, 1986. Elsevier.
- TALLURI, N.; PUPPALA, A.; CHITTOORI, B.; GAILY, A.; HARRIS, P. Stabilization of High-Sulfate Soils by Extended Mellowing. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, v. 2363, p. 96–104, 2013. Transportation Research Board of the National Academies.
- TATSUOKA, F.; JARDINE, R. J.; PRESTI, D. LO; BENEDETTO, H. DI; KODAKA, T. Characterising the pre-failure deformation properties of geomaterials. *Proceedings of the 14th ICSMFE. Anais... . v. 4, p.2129–2164, 1997.*
- TERUGGI, M. E. Bosquejo geológico del Paraguay y la Provincia de Corrientes. *Boletín de la Sociedad Argentina de Botánica*, , n. 11<sup>^</sup> ssupl, 1970.
- TRB. LIME STABILIZATION. REACTIONS, PROPERTIES, DESIGN, AND CONSTRUCTION. *State-of-the-Art Report*, , n. 5, 1987.
- VASUDEV, D. Performance studies on rigid pavement sections built on stabilized sulfate soils, 2007. *Civil & Environmental Engineering*.
- VOTH, M.; ASCE, A. M.; SENSENEY, C.; ASCE, M. Capturing a Layer Response during the Curing of Stabilized Earthwork Using a Multiple Sensor Lightweight Deflectometer. , v. 27, n. 6, p. 1–12, 2015.
- WILD, S.; KINUTHIA, J. M.; JONES, G. I.; HIGGINS, D. D. Effects of partial substitution of lime with ground granulated blast furnace slag (GGBS) on the strength properties of lime-stabilised sulphate-bearing clay soils. *Engineering Geology*, v. 51, n. 1, p. 37–53, 1998. Elsevier.
- WILD, S.; KINUTHIA, J. M.; JONES, G. I.; HIGGINS, D. D. Suppression of swelling associated with ettringite formation in lime stabilized sulphate bearing clay soils by partial substitution of lime with ground granulated blastfurnace slag. *Engineering Geology*, v. 51, n. 4, p. 257–277, 1999. Elsevier.
- WINTERKORN, H. F.; PAMUKCU, S. Soil stabilization and grouting. *Foundation Engineering Handbook*. p.317–378, 1990. Springer.