

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

**Estudo Laboratorial de um Solo Argiloso Orgânico Estabilizado  
em Massa Utilizando um Ligante Ternário**

**Victor Ferreira Núñez**

Porto Alegre  
2022

VICTOR FERREIRA NÚÑEZ

**ESTUDO LABORATORIAL DE UM SOLO ARGILOSO  
ORGÂNICO ESTABILIZADO EM MASSA UTILIZANDO UM  
LIGANTE TERNÁRIO**

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  
2022

**VICTOR FERREIRA NÚÑEZ**

**ESTUDO LABORATORIAL DE UM SOLO ARGILOSO  
ORGÂNICO ESTABILIZADO EM MASSA UTILIZANDO UM  
LIGANTE TERNÁRIO**

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

Porto Alegre, 28 de março de 2022

Prof. Nilo Cesar Consoli (UFRGS) Ph.D. pela Concordia University, Canadá	Prof. Cezar Augusto Burkert Bastos (FURG) Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador	Coorientador

Prof. Lucas Festugato  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Andres Mauricio Lotero Caicedo (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Cesar Alberto Ruver (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Tiago Miranda (Universidade do Minho - Portugal)**  
Dr. pela University do Minho, Portugal

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

Dedico este trabalho aos meus pais, Antônio e Milene, irmãos André e Fernanda, e namorada Isadora pela compreensão durante o período de seu desenvolvimento.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Ph.D. Nilo Cesar Consoli, orientador deste trabalho, por todos os ensinamentos, apoio, e principalmente confiança depositada em mim ao longo do desenvolvimento deste trabalho. Ao Prof. Dr. Cezar Augusto Burkert Bastos, coorientador deste trabalho, por todo conhecimento compartilhado e disponibilidade no auxílio dos procedimentos de laboratório. Ao Prof. Dr. Andres Mauricio Lotero Caicedo, colaborador desta pesquisa, por todos “los aportes” prestados ao longo do desenvolvimento de todo estudo, além da parceria de muitas horas de reunião. Aos três, agradeço pela contagiante paixão pelo ensino da Geotecnia, que sem dúvida foi inspirador.

Agradeço ao quadro de professores, técnicos e colegas do Laboratório de Geotecnia e Concreto Cláudio Renato R. Dias (FURG) que sempre estiveram disponíveis para colaborações nesta pesquisa.

Agradeço aos meus pais por todo suporte de sempre, educacional, financeiro, emocional. Se hoje estou pesquisando, é pelo interesse ao estudo estimulado por vocês desde a infância. Aos meus irmãos por serem minha inspiração e orgulho nos estudos. A todos, pela parceria e compreensão da necessidade da minha ausência. Agradeço à minha namorada Isadora Lima, parceira de confinamento e de vida, que por meses de pandemia e cansaço conseguiu ainda tirar sorrisos do meu rosto. Obrigado por ser os ouvidos para todos os problemas e percalços que passei ao longo deste trabalho.

Agradeço aos colegas de mestrado que foram essenciais para o desenvolvimento de diversos trabalhos ao longo do curso e ao colega de PPGECC Felipe Parfitt pela ajuda na coleta do solo.

Agradeço aos meus amigos pela parceria e apoio de sempre, recarregando minhas energias.

Agradeço aos amigos da Gigante & Simch Engenharia por sempre estarem disponíveis para ajuda e pela disponibilidade da sondagem SPT realizada próxima ao local de coleta do solo.

Agradeço a ArcelorMittal da unidade Tubarão pela confiança, atenção e fornecimento da Escória Granulada de Alto Forno utilizada na pesquisa. Agradeço a White Martins, pelo fornecimento da Cal de Carbureto utilizada neste estudo.

Agradeço ao PPGEC/UFRGS pelo apoio de sempre para o desenvolvimento dessa pesquisa, e ao Laboratório de Geotecnia e Concreto Cláudio Renato Rodrigues Dias por fornecer estrutura para realização dos ensaios.

Agradeço a CAPES/CNPQ pela bolsa de estudos que possibilitou a minha dedicação e realização dos estudos.

“I have a dream.”

*Martin Luther King Jr.*

## RESUMO

NUNEZ, V. F. **Estudo Laboratorial de um Solo Argiloso Orgânico Estabilizado em Massa Utilizando um Ligante Ternário**. 2022. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

A aplicação de ligantes considerados alternativos, compostos por resíduos e coprodutos industriais, está diretamente atrelada à pesquisa, execução e desenvolvimento de novas possibilidades para emprego na estabilização de solos. A técnica de estabilização em massa, utilizada desde o início dos anos 90, apresenta bom potencial para aplicação de ligantes alternativos na melhoria das propriedades de solos orgânicos estabilizados. Neste contexto, o presente estudo propõe inicialmente a caracterização e análise da dosagem de um ligante ternário (LT) composto por cal de carbureto (CC) residual da produção do gás acetileno, escória de alto forno (EAF) coproduto da produção do aço, e cimento Portland (CPV), na estabilização em massa de um solo argiloso orgânico em laboratório, curado termicamente em diferentes tempos de cura. Posteriormente, utilizando dois tipos de ligantes (CPV e o LT definido na etapa anterior), a investigação da estabilização objetiva verificar a influência do teor de ligante e nível de sobrecarga aplicada após moldagem dos corpos de prova. As variáveis e suas influências são avaliadas estatisticamente em relação a resposta mecânica, microestrutura e morfologia do solo estabilizado. Além disso, estuda-se a possibilidade do uso do índice porosidade/teor volumétrico de ligante ou cimento ( $\eta/B_{iv}$  e  $\eta/C_{iv}$ , respectivamente) na estimativa da resposta mecânica. Como resultado, foi possível verificar que o solo argiloso orgânico foi estabilizado com desempenho mecânico satisfatório pela técnica de estabilização em massa utilizando um LT. Ademais, foi definida uma composição do LT que desenvolveu melhor desempenho mecânico no solo, atingindo 3710 kPa de resistência à compressão, superior aos 2205 kPa do CPV. Foi verificada a importância da cura térmica para obtenção de resultados tardios em um curto prazo, permitindo analisar a resistência final de ligantes pozolânicos em um menor tempo. A sobrecarga, tipo e teor de ligante foram verificados como fatores significativos no desempenho mecânico do material, permitindo definir a importância do estudo laboratorial para definição das especificações do ligante e execução da estabilização em massa no campo. O solo estabilizado com uso do LT gerou matrizes mais homogêneas e menos porosas do que com uso do CPV. A composição mineralógica das misturas hidratadas foi identificada principalmente pela presença dos géis C-S-H/C-A-S-H. Por fim, foi possível correlacionar os índices  $\eta/B_{iv}$  e  $\eta/C_{iv}$  na estimativa da resposta mecânica do solo melhorada, em função do tipo de ligante, resultando em diferentes curvas para o LT e o CPV.

**Palavras-chave:** *estabilização em massa; ligante ternário; escória de alto forno; cal de carbureto; argila orgânica; índice porosidade/teor volumétrico de cimento.*

## ABSTRACT

NUNEZ, V. F. **Laboratory Study of a Mass Stabilized Organic Clayey Soil Using a Ternary Binder.** 2022. Master's thesis (Master of Engineering) – Postgraduate Program in Civil Engineering, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Application of alternative binders, composed by industrial wastes and coproducts, is directly related to research, execution and development of new possibilities to use in soil stabilization. The mass stabilization method, used since early 90's, has a good potential to employ alternative binders in properties improvement of stabilized organic soils. In this context, the present study proposes firstly a characterization and dosage analysis of a ternary binder (TB) composed by carbide lime (CL), waste of acetylene gas production, ground granulated blast furnace slag (GGBS), coproduct of iron production, and Portland cement (PC), in laboratory mass stabilization of an organic clayey soil, thermally cured in different curing times. After, using two types of binder (PC and the LT defined previously), the investigation of stabilization objective to verify the influence of binder content and preload level. The factors and their influences are statistically evaluated in relation to mechanical response, microstructure and morphology of stabilized soil. Furthermore, is studied the possibility of use the porosity/volumetric binder content index ( $\eta/B_{iv}$  e  $\eta/C_{iv}$ ) on the mechanical response estimate. As results was possible to verify that an organic clayey soil was stabilized with satisfactory mechanical performance by the mass stabilization method using a TB. Moreover, was defined a dosage for LT that developed the best mechanical response on soil, reaching 3710 kPa of compression strength, upper than 2205 kPa of CPV. Was verified the importance of thermal curing to obtaining long term results in short time, allowing to analyze the final strength of pozzolanic binders in a less time. The preload, binder content and type were verified as significant factors in mechanical behavior of the material, turning possible to define the importance of laboratorial study for definition of binder specifications and execution of mass stabilization method in situ. Stabilized soil using LT generated more homogeneous and less porous systems than using CPV. The mineralogic composition of hydrated blends was identified mainly as C-S-H/C-A-S-H gels. Finally, it was possible to correlate the  $\eta/B_{iv}$  e  $\eta/C_{iv}$  index on the mechanical response estimate of improved soil, in function of binder type, resulting in different curves for LT and CPV.

**Keywords:** *mass stabilization; ternary binder; ground granulated blast furnace slag; carbide lime; organic clay; porosity/volumetric cement content index.*

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Fluxograma da execução do estudo (elaborado pelo autor).....	25
Figura 2.1 – Formação de solos orgânicos (Adaptado de Larsson, 1990). .....	30
Figura 2.2 – Técnicas para execução de obras de aterros sobre solos moles (Almeida e Marques, 2014).....	37
Figura 2.3 - Equipamento típico para <i>Column Stabilization</i> , com profundidade de 15-24m, rotação de 100-200r/min e levantamento da ferramenta de rotação de 10-25mm/r (EuroSoilStab, 2002).....	39
Figura 2.4a - Equipamentos típicos para <i>Mass Stabilization</i> (Adaptado de EuroSoilStab, 2002). .....	40
Figura 2.4b - Equipamentos típicos para <i>Mass Stabilization</i> (Adaptado de EuroSoilStab, 2002). .....	40
Figura 2.5 – Esquema dos tipos de misturas <i>in situ</i> (elaborado pelo autor).....	41
Figura 2.6 – Disposição geométrica das colunas (Adaptado de EuroSoilStab, 2002). .....	41
Figura 2.7 – Diferentes execuções das colunas (Adaptado de EuroSoilStab, 2002).....	42
Figura 2.8 – Combinação de estabilização em massa e por colunas (Adaptado de EuroSoilStab, 2002).....	42
Figura 2.9 – Fluxograma do projeto (Adaptado de Terashi e Juran, 2000).....	44
Figura 2.10 – Resistência à compressão de campo e de laboratório (Kitazume e Terashi, 2013). .....	45
Figura 2.11 – Esquema da moldagem da Finlândia (Adaptado de Axelsson et al. 2002).....	46
Figura 2.12 – Preparação e cura das amostras: (a) preenchimento do tubo molde; (b) disposição dentro da água com cargas de 18kPa; e (c) Esquema geral de moldagem (Adaptado de Ahnberg et al. 2001). .....	47
Figura 2.13 – Análise da resistência à compressão não confinada por meio do parâmetro $\eta/C_{iv}$ com excelente precisão (Consoli et al. 2007). .....	48
Figura 2.14 – Curvas tempo x resistência a compressão não confinada da: (a) Argila I (Linköping); (b) Argila II (Löftabro); e (c) gyttja I (Holma) (Adaptado de Ahnberg e al. 2003). .....	50

Figura 2.15 – Curvas carga x resistência a compressão não confinada para diferentes ligantes e tempos de cura (Adaptado de Ahnberg et al. 2001). Nota: legenda dos ligantes na Figura 2.14. ....	51
Figura 2.16 – Curvas tensão x deformação axial do solo não estabilizado, estabilizado em campo e estabilizado em laboratório (Lemos et al. 2020).....	52
Figura 2.17 – Resultados para qu com uso de CC em diferentes teores e solos (Adaptado de Saldanha et al. 2018). ....	56
Figura 2.18 – Diagrama ternário de materiais cimentantes (Adaptado de Lothenbach et al. 2011).....	58
Figura 3.1 – Método da separação simples de área (Adaptado de Carolino, 2017).....	65
Figura 3.2 – Metodologia de cálculo de $E_{50}$ (Adaptado de EuroSoilStab, 2002).....	67
Figura 3.3 – Projeto do tanque de moldagem e cura. ....	68
Figura 3.4 – Base da caixa de moldagem e cura. ....	68
Figura 3.5 – Equipamento automatizado preparado para utilização: 1-Termostato; 2-Aquecedor; 3-Termômetros digitais; 4-Torneira-boia; 5-Bomba submersa; e 6-Tubo extravasor. ....	70
Figura 3.6 – Detalhamento do termostato e termômetros. ....	71
Figura 3.7 – Molde e peso para moldagem proposta.....	72
Figura 3.8 - Unidades Geomorfológicas do RS (Adaptado de SEPLAG, 2020). ....	74
Figura 3.9 - Perfil esquemático W-E transversal aos sistemas deposicionais da Planície Costeira do RS com suas fácies sedimentares associadas (Tomazelli e Villwock, 2005).....	75
Figura 3.10 – Bacias hidrográficas urbanas de Pelotas/RS. Fonte: Adaptado de bacias hidrográficas urbanas de Pelotas (Adaptado de Xavier, 2010). ....	76
Figura 3.11 – Mapa altimétrico da zona urbana de Pelotas e entorno (Adaptado de Xavier, 2010).....	77
Figura 3.12a – Sondagem SPT realizada próxima ao local de coleta do solo (acervo Gigante & Simch Engenharia, 2012). ....	78
Figura 3.12b – Sondagem SPT realizada próxima ao local de coleta do solo (acervo Gigante & Simch Engenharia, 2012). ....	79
Figura 3.13 – Sondagem SPT realizada próxima ao local de coleta do solo (Xavier, 2010)...	80
Figura 3.14 – Ao centro o ponto de coleta do solo; à esquerda a presença de água no terreno e à direita o perfil do solo até 60cm. ....	81
Figura 3.15 - Aparência visual do solo coletado. ....	82
Figura 3.16 – Curva granulométrica do solo. ....	83

Figura 3.17 – Aspecto do solo antes (acima) e após (abaixo) ensaio de determinação da matéria orgânica por queima em forno do tipo mufla. ....	84
Figura 3.18 – PHmetro de bolso e resultado do ensaio. ....	85
Figura 3.19 – Difratoograma de raios-x do solo. ....	86
Figura 3.20 – Corpos de prova de solo remoldado para $w=64\%$ . ....	87
Figura 3.21 – Ensaio de resistência à compressão não confinada. ....	87
Figura 3.22 – Gráfico de tensão-deformação dos ensaios de resistência à compressão não confinada para o solo remoldado. ....	88
Figura 3.23 – Gráfico de recalque x tempos do solo moldado em diferentes teores de umidade. ....	89
Figura 3.24 – Escória Granulada de Alto Forno utilizada no estudo. ....	90
Figura 3.25 – (a) Moinho de bolas; (b) Corpos moedores e material a ser moído. ....	91
Figura 3.26 – Escória de alto forno moída e peneirada. ....	91
Figura 3.27 – Difratoograma de raios-x da EAF. ....	92
Figura 3.28 – Cal de carbureto já seca em estufa. ....	93
Figura 3.29 – Cal de carbureto peneirada para uso. ....	94
Figura 3.30 – Difratoograma de raios-x da cal de carbureto. ....	95
Figura 4.1 – Composição do ligante ternário. ....	97
Figura 4.2 – Resumo do PCSO da fase 2 do estudo. ....	100
Figura 4.3 – Cubo do PCSO da Fase 2 do estudo e numeração das misturas. ....	101
Figura 4.4 – Resistência à compressão média para cada mistura testada. ....	102
Figura 4.5 – Gráfico de efeitos principais para $q_u$ ....	104
Figura 4.6 – Gráfico de interação para $q_u$ ....	105
Figura 4.7 – Superfícies de resposta para $q_u$ (kPa) ....	106
Figura 4.8 – Gráficos de resíduos para $q_u$ ....	107
Figura 4.9 – Módulo de elasticidade ( $E_{50}$ ) médio para cada mistura testada ....	108
Figura 4.10 – Gráfico de efeitos principais para $E_{50}$ ....	110
Figura 4.11 – Gráfico de interação para $E_{50}$ ....	111
Figura 4.12 – Superfícies de resposta para $E_{50}$ (MPa) ....	112
Figura 4.13 – Gráficos de resíduos para $E_{50}$ ....	113
Figura 4.14 – Gráfico de $q_u$ versus $E_{50}$ ....	114
Figura 4.15 – Composição do Ligante Ternário. ....	115
Figura 5.1 – Resumo do PCSO da fase 2 do estudo. ....	117
Figura 5.2 – Resistência à compressão média para cada mistura testada. ....	119

Figura 5.3 – Gráfico tensão x deformação para cada mistura testada. ....	120
Figura 5.4 – Gráfico de Pareto para $q_u$ . ....	122
Figura 5.5 – Rigidez média para cada mistura testada ....	123
Figura 5.6 – Cálculo de $E_{50}$ para o CP1 com LT, teor de ligante de $150 \text{ kg/m}^3$ e $18 \text{ kPa}$ de sobrecarga. ....	123
Figura 5.7 – Gráfico de Pareto para $E_{50}$ . ....	125
Figura 5.8 – Projeto experimental para estudo da sobrecarga e teor de ligante. ....	126
Figura 5.9 – Gráfico de efeitos principais para $q_u$ para o LT. ....	129
Figura 5.10 – Gráfico de efeitos principais para $E_{50}$ para o LT. ....	129
Figura 5.11 – Gráfico de interação para $q_u$ para LT. ....	130
Figura 5.12 – Gráfico de interação para $E_{50}$ para LT. ....	131
Figura 5.13 – Superfícies de resposta do LT para $q_u$ (kPa) ....	132
Figura 5.14 – Superfícies de resposta do LT para $E_{50}$ (MPa). ....	132
Figura 5.15 – Gráficos de resíduos do LT para $q_u$ ....	133
Figura 5.16 – Gráficos de resíduos do LT para $E_{50}$ ....	134
Figura 5.17 – Gráfico de efeitos principais para $q_u$ ....	137
Figura 5.18 – Gráfico de efeitos principais para $E_{50}$ . ....	137
Figura 5.19 – Gráfico de interação do CPV para $q_u$ . ....	138
Figura 5.20 – Gráfico de interação do CPV para $E_{50}$ ....	139
Figura 5.21 – Superfícies de resposta do CPV para $q_u$ (kPa). ....	140
Figura 5.22 – Superfícies de resposta do CPV para $E_{50}$ (MPa). ....	140
Figura 5.23 – Gráficos de resíduos do CPV para $q_u$ . ....	141
Figura 5.24 – Gráficos de resíduos para $E_{50}$ . ....	142
Figura 5.25 – Gráficos de $q_u$ x $E_{50}$ para diferentes sobrecargas e tipo e teor de ligante. ....	143
Figura 5.26 – Difractogramas para a mistura de ligante ternário ótimo paralisado com isopropanol após cura (OPLT) e para a mesma mistura, porém sem processo de hidratação (OSHLT). ....	144
Figura 5.27 – Difractogramas para a mistura de cimento Portland ótimo paralisado com isopropanol após cura (OPCP) e para a mesma mistura, porém sem processo de hidratação (OSHCP). ....	145
Figura 5.28 – MEV para o ligante ternário (esquerda) e CPV (direita). ....	147
Figura 5.29 – MEV para o ligante ternário (acima) e CPV (abaixo). ....	148
Figura 5.30 – Curva $q_u$ x $\eta/B_{IV}$ para o ligante ternário. ....	150
Figura 5.31 – Curva $E_{50}$ x $\eta/B_{IV}$ para o ligante ternário. ....	151

Figura 5.32 – Curva $q_u \times \eta/C_{iv}$ para o cimento Portland .....	152
Figura 5.33 – Curva $E_{50} \times \eta/C_{iv}$ para o cimento Portland .....	152
Figura 5.34 – Curva $q_u \times \eta/C_{iv}$ e $q_u \times \eta/B_{iv}$ para os dois tipos de ligante .....	153
Figura 5.35 – Curva $E_{50} \times \eta/C_{iv}$ e $E_{50} \times \eta/B_{iv}$ para os dois tipos de ligante.....	154
Figura 5.36 – Resistência para cada tempo de cura para o LT e o CPV .....	155

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Identificação preliminar de solos moles japoneses.....	28
Tabela 2.2 – Características de solos moles brasileiros.....	29
Tabela 2.3 – Classificação de solos pelo teor de matéria orgânica .....	32
Tabela 3.1 – Fases do programa experimental .....	59
Tabela 3.2 – Resumo dos resultados da caracterização do solo .....	83
Tabela 3.3 – Composição elementar da EAF em (%) .....	93
Tabela 3.4 – Composição elementar da CC em (%).....	95
Tabela 3.5 – Composição elementar e massa específica do CPV em (%) .....	97
Tabela 4.1 – Composição das misturas do estudo do ligante ternário.....	101
Tabela 4.2 – Análise de Variância – Tabela ANOVA para $q_u$ (PCSO).....	103
Tabela 4.3 – Análise de Variância – Tabela ANOVA para $E_{50}$ (PCSO).....	109
Tabela 5.1 – Misturas e número de CPs .....	118
Tabela 5.2 – Análise de Variância – Tabela ANOVA para $q_u$ . .....	121
Tabela 5.3 – Resumo de valores do modelo de cálculo de $E_{50}$ adotado .....	124
Tabela 5.4 – Análise de Variância – Tabela ANOVA para $E_{50}$ .....	124
Tabela 5.5 – Análise de Variância – Tabela ANOVA para $q_u$ (PCSO).....	127
Tabela 5.6 – Análise de Variância – Tabela ANOVA para $E_{50}$ (PCSO).....	127
Tabela 5.7 – Análise de Variância – Tabela ANOVA para $q_u$ (PCSO).....	135
Tabela 5.8 – Análise de Variância – Tabela ANOVA para $E_{50}$ (PCSO).....	135

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas  
ARI – Alta resistência inicial  
ASTM – American Society for Testing and Materials  
ANOVA – Análise de Variância  
C-S-H – Silicato de cálcio hidratado  
C-A-S-H – Sílico Aluminato de Cálcio hidratado  
CC – Cal de Carbureto  
CP – Corpo de prova  
CPV – Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (tipo V)  
DRX – Difração de Raios-X  
EAF – Escória de Alto forno  
HRB – Highway Research Board  
IP – Índice de Plasticidade  
LL – Limite de Liquidez  
LP – Limite de Plasticidade  
LT – Ligante Ternário  
MEV – Microscopia Eletrônica de Varredura  
M.O. – Matéria Orgânica  
MSR – Método de Superfície de Resposta  
NBR – Norma Brasileira  
PCSO – Projeto de Experimento Composto de Segunda Ordem  
PPGEC – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
SUCS – Sistema Unificado de Classificação de Solos  
UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

## LISTA DE SÍMBOLOS

$B_{iv}$  - Teor volumétrico de ligante

$C_{iv}$  - Teor volumétrico de cimento

$CO_2$  – Dióxido de Carbono

$E_{50}$  - Módulo de elasticidade secante para 50% da resistência de pico

$q_u$  - Resistência à compressão não confinada (kPa)

QA/QC – Garantia e controle de qualidade

$S_u$  – Resistência ao cisalhamento não-drenada

$\eta$  - Porosidade (%)

ton – tonelada

## SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	21
1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA .....	21
1.2 OBJETIVOS .....	24
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO .....	24
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	27
2.1 ARGILAS MOLES .....	27
2.2 SOLOS ORGÂNICOS .....	30
2.2.1 Determinação e caracterização da matéria orgânica.....	32
2.2.2 Definição - Húmus .....	34
2.2.3 Definição - Turfa .....	34
2.2.4 Definição - Gytija .....	35
2.2.5 Definição - Solos Superficiais .....	35
2.3 MELHORAMENTO DE SOLOS .....	35
2.4 MÉTODOS DE IN-SITU MIXING .....	37
2.4.1 Procedimentos de Projeto .....	43
2.4.2 Estabilização em massa no laboratório.....	46
2.5 ESTUDOS EM SOLOS ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS .....	47
2.6 USO DE LIGANTES ALTERNATIVOS .....	53
2.6.1 Cal de Carbureto.....	54
2.6.2 Escória de alto forno.....	56
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	58
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	58
3.2 VARIÁVEIS INVESTIGADAS .....	60
3.2.1 Estudo do ligante ternário no solo melhorado .....	60
3.2.2 Estudo da sobrecarga, teor e tipo de ligante no solo melhorado .....	61
3.3 MÉTODOS.....	62
3.3.1 Preparação preliminar do solo .....	62
3.3.2 Caracterização física e geotécnica.....	62
3.3.2.1 Análise granulométrica do solo .....	62
3.3.2.2 Massa específica dos grãos.....	62
3.3.2.3 Limites de Atterberg.....	63

3.3.2.4 Teor de matéria orgânica (MO).....	63
3.3.2.5 Acidez do solo (pH).....	63
3.3.2.6 Classificação geotécnica.....	63
3.3.3 Caracterização mineralógica.....	64
3.3.3.1 Difração de raios-x (DRX) .....	64
3.3.3.2 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) e Análise de Energia Dispersiva (EDS).....	65
3.3.4 Propriedades mecânicas.....	66
3.3.4.1 Resistência a compressão não confinada.....	66
3.3.4.2 Módulo de Elasticidade Secante ( $E_{50}$ ).....	67
3.3.5 Metodologia de moldagem e cura .....	67
3.3.6 Paralisação das reações.....	73
3.4 MATERIAIS .....	73
3.4.1 Solo argiloso orgânico .....	73
3.4.1.1 Levantamento preliminar do solo .....	73
3.4.1.2 Geomorfologia e características .....	74
3.4.1.3 Caracterização do solo.....	81
3.4.1.4 Solo Remoldado .....	86
3.4.2 Escória de Alto Forno.....	90
3.4.3 Cal de Carbureto.....	93
3.4.4 Cimento Portland.....	96
4 ESTUDO DO LIGANTE TERNÁRIO .....	97
4.1 PROJETO DE EXPERIMENTO COMPOSTO DE SEGUNDA ORDEM (PCSO) .....	98
4.2 RESULTADO DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO NÃO CONFINADA.....	102
4.2.1 Análise de variância (ANOVA) do PCSO para $q_u$ .....	102
4.2.2 Modelo de regressão e método de superfície de resposta (MSR) para $q_u$ .....	105
4.3 RESULTADOS DE MÓDULO DE ELASTICIDADE PARA 50% DE DEFORMAÇÃO ( $E_{50}$ ) .....	107
4.3.1 Análise de variância (ANOVA) do PCSO para $E_{50}$ .....	108
4.3.2 Modelo de regressão e método de superfície de resposta (MSR) para $E_{50}$ .....	111
4.4 ANÁLISE $q_u$ versus $E_{50}$ .....	113
4.5 SELEÇÃO DA COMPOSIÇÃO DO LIGANTE TERNÁRIO.....	114
5 ESTUDO DO EFEITO DA SOBRECARGA, TEOR E TIPO DE LIGANTE.....	116
5.1 PROJETO FATORIAL MULTINÍVEL.....	118

5.1.1 Resultado de resistência à compressão não confinada ( $q_u$ ).....	118
5.1.2 Resultados de módulo de elasticidade para 50% de resistência ( $E_{50}$ ) .....	122
5.1.3 Resumo do projeto fatorial multinível.....	125
5.2 PROJETO DE EXPERIMENTO COMPOSTO DE SEGUNDA ORDEM (PCSO) PARA ESTUDO DA SOBRECARGA, TEOR E TIPO DE LIGANTE .....	126
5.2.1 Resultados de resistência e rigidez para o LT .....	126
5.2.2 Resultado de resistência e rigidez para o CPV .....	134
5.2.3 $q_u$ x $E_{50}$ para os diferentes tipos de ligantes.....	142
5.3 ANÁLISE MINERALÓGICA E MICROESTRUTURAL.....	143
5.4 CORRELAÇÕES DO ÍNDICE POROSIDADE POR TEOR VOLUMÉTRICO DE LIGANTE/CIMENTO .....	149
5.5 ANÁLISE DO TEMPO DE CURA .....	154
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	156
6.1 SÍNTESE DOS RESULTADOS .....	156
6.2 CONCLUSÕES.....	163
6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	164

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

Uma análise inevitável para obras de engenharia é o uso do solo em que está inserida. Sabe-se que o solo não é um material homogêneo, possuindo uma variação das suas propriedades com o espaço. A sua compreensão é das mais difíceis entre os materiais componentes de projetos e execuções. Com isso, diversas vezes o solo pode conter características tão desfavoráveis que podem inviabilizar seu uso em termos econômicos. Os solos moles orgânicos são importantes exemplos, pois possuem alta compressibilidade e baixa capacidade de suporte.

No sul do Brasil, na cidade de Pelotas-RS, foi realizado um estudo de mapeamento geotécnico para identificação e planejamento do uso do solo, no qual foram identificados diversos pontos com presença de solos orgânicos, situados principalmente em vazios urbanos (XAVIER, 2010). Esta é uma importante característica dos solos moles orgânicos, pois como necessitam de um investimento elevado em fundações ou técnicas de melhoramento do solo, tornam-se locais menos ocupados, apesar de serem potenciais pontos de crescimento das cidades.

Além de serem encontrados no Brasil, solos orgânicos estão presentes em diversas partes do mundo. Na Europa, por exemplo, países como a Irlanda e a Finlândia tem suas áreas ocupadas por 17,2% e 33,5% de solos turfosos, respectivamente (HOBBS, 1986).

Diversas técnicas de melhoramento do solo foram desenvolvidas, permitindo um posterior uso do solo local melhorado como base para obras. Mitchell (1981) relacionou o desenvolvimento de técnicas de melhoramento de solo com o de máquinas no século XIX, porém com grande evolução no período pós-guerra, de 1945-1955.

Para este fim, diversos materiais foram utilizados ao longo da história, como misturas de cinzas vulcânicas com cal no império romano, e inserções de cal e/ou cimento Portland no solo, processo conhecido como estabilização química do solo (por adição de um agente cimentante). Na década de 1960 surgiu no Japão e nos países nórdicos o método de *Deep Mixing*, que consiste na melhoria do solo local por meio da inserção de um agente cimentante, utilizando-se tradicionalmente cal, cimento Portland ou misturas de cimento Portland e cal (TERASHI e JURAN, 2000; RATHMAYER, 1997). Atualmente, esse consiste em um método consagrado no mercado de diversos países no mundo, sendo ainda objeto de estudo para seu

aperfeiçoamento com pesquisas que estudam desde a durabilidade até a efetividade do uso de sobrecarga após a execução da mistura (LEMOS et al. 2020; TAKAHASHI et al. 2020). Após o início do método de *Deep Mixing*, mais tarde, no início dos anos 90, surgiu a técnica de estabilização em massa na Finlândia, bem como o desenvolvimento dos equipamentos para sua execução. Em 1993 iniciaram-se as primeiras aplicações em larga escala em regiões turfosas para construção de rodovias e ferrovias na Finlândia e Suécia (FORSMAN et al. 2015). Segundo os mesmos autores, a técnica teve sua aplicação difundida para outras finalidades, como por exemplo para estabilização de sedimentos de dragagem moles/poluídos, permitindo seu uso como material no desenvolvimento e atividades de construção em vários portos.

Como parte do aprimoramento atual da técnica, destaca-se o emprego de ligantes alternativos como agente cimentante das misturas com solo. A substituição de ligantes convencionais se dá devido ao seu processo de fabricação, que apresenta um pesado impacto ambiental devido aos elevados teores de emissão de gases poluentes, principalmente o dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>). Apesar de várias medidas para redução da produção de CO<sub>2</sub> terem sido desenvolvidas pela indústria cimenteira, o processo de redução é dificultado, pois a maioria da emissão de CO<sub>2</sub> provém da calcinação do calcário para fabricar o clínquer. Além disso, a produção do cimento Portland envolve altos níveis de consumo energético. Davidovits (1991) relatou que a produção de 1ton de cimento Portland gera 0,55ton de CO<sub>2</sub>, e necessita usar carvão como combustível, emitindo mais 0,4ton de CO<sub>2</sub>, o que ao simplificar, resulta dizer que cerca de 1ton de CO<sub>2</sub> é produzida para fabricar 1ton de cimento Portland. Além disso, segundo Talaei et al. (2019), a indústria do cimento é responsável pela emissão de 9% do CO<sub>2</sub> do mundo. É relatado como benefício de alguns cimentos alcalinos estudados em relação aos cimentos Portland fatores como menor emissão de CO<sub>2</sub> na fabricação, com valores de 60 a 80% de redução (DAVIDOVITS, 1991; BARBOSA et al. 2000; RICCIOTTI et al. 2020).

O uso de cimentos alternativos, utilizando resíduos industriais, para estabilização de solos tem sido amplamente estudado em todo o mundo (Kinuthia e Wild, 1998; EuroSoilStab, 2002; Ahnberg et al. 2003; Cristelo et al. 2011; Horpibulsuk et al. 2012; Sargent, 2015; Saldanha et al. 2018; Algoo et al. 2019; Cristelo et al. 2021), sendo uma importante área de estudo no PPGEC/UFRGS (Thome, 1999; Saldanha, 2014; Lotero, 2020; Daassi-Gli, 2020; Consoli et al. 2001; 2010b; 2011b; 2014b; 2019a; 2019b; 2019c; 2019d; 2021).

Neste contexto, o presente estudo visa analisar o possível emprego de um ligante ternário composto por cal de carbureto (CC), escória granulada de alto forno (EAF) e cimento Portland (CPV) na estabilização em massa de um solo argiloso orgânico por meio de uma metodologia laboratorial utilizada na Finlândia. A EAF foi gerada e coletada em um polo industrial de

produção de aço próximo a Vitória/ES. A EAF é um coproduto do processo de fabricação do aço, muito utilizado pela indústria cimenteira na produção de cimento Portland com adição de escória. Por ser composta basicamente por cálcio e aluminossilicatos tem potencial uso na composição de ligantes compostos por mais de um material, sendo utilizado frequentemente em pesquisas ao redor do mundo (LANG et al. 2020; YI et al. 2015; SEO et al. 2019; WILD et al. 1998; AHNBERG et al. 2003; NIDZAM e KINUTHIA, 2010). A CC é um resíduo industrial da produção de gás acetileno, sendo a deste estudo oriunda da região metropolitana de Porto Alegre/RS. A CC é caracterizada pela elevada quantidade de cálcio disponível (Saldanha et al. 2018), sendo um material frequentemente estudado na composição de ligantes para estabilização de solos (THOME, 1999; SALDANHA, 2014; NOVAES, 2016; DAASSI-GLI, 2020; DORNELLES, 2020; LOTERO, 2020). Segundo Ahnberg et al. (2003), o tipo de ligante e de solo exercem papel fundamental no desempenho e desenvolvimento das reações ao longo do tempo de cura do solo estabilizado. Ligantes pozolânicos apresentam maiores níveis de cimentação apenas para prazos maiores, tendo em vista que dependem da dissolução da Portlandita para liberar cálcio reativo que devem reagir com os alumino silicatos, enquanto o cimento Portland fornece resistência maior a curto prazo (AHNBERG, et al. 2003). Além disso, recomendações de projeto sugerem que, justamente pela dependência do tipo e teor de ligante em relação a um dado tipo de solo, sejam feitos ensaios laboratoriais a fim de determinar a composição e o teor do ligante a ser empregado na estabilização em massa (EuroSoilStab, 2002; Forsman et al. 2015; Ahnberg et al, 2001, 2003; Axelsson et al. 2002), porém ligantes pozolânicos demoram muito tempo para atingir a resistência final, dificultando esta análise em um espaço de tempo menor. Assim, surge a proposta de utilizar uma cura térmica na execução da técnica de estabilização em massa em laboratório, como forma de analisar o comportamento futuro do solo estabilizado em um curto espaço de tempo, tendo em vista que a temperatura elevada acelera as reações.

A primeira etapa da investigação inicialmente analisa a possibilidade de estabilizar um solo argiloso orgânico pela técnica de estabilização em massa em laboratório, utilizando um ligante ternário (LT) curado termicamente. A seguir, estuda a composição de um LT proposto por meio de uma análise estatística que visa analisar os teores de cada material que resultem no melhor comportamento mecânico, por meio da resistência e rigidez  $q_u$  e  $E_{50}$ , respectivamente. A segunda etapa, utilizando a composição selecionada do LT na etapa anterior, pretende avaliar a influência dos parâmetros chaves, tais como sobrecarga, teor e tipo de ligante, na estabilização em massa do mesmo solo, em relação a resistência e rigidez  $q_u$  e  $E_{50}$ , respectivamente. Além disso, esta etapa visa analisar quimicamente (morfologia e microestrutura) de algumas amostras

selecionadas, para analisar os produtos de reação oriundos do processo de hidratação do ligante na estabilização do solo. Os resultados permitiram selecionar uma composição adequada que forneceu uma boa resposta mecânica em relação as demais testadas. Foram analisados os principais fatores que influenciam na resposta mecânica do solo estabilizado, com destaque para o tipo de ligante, mas também importância significativa do teor de ligante e grau de sobrecarga. Foi realizada uma correlação do índice  $\eta/B_{iv}$  com a resistência e rigidez  $q_u$  e  $E_{50}$ , resultando em diferentes curvas conforme o tipo de ligante (LT ou CPV), para o solo argiloso orgânico estabilizado pela técnica de estabilização em massa. Foram analisados os produtos de reação, sendo identificado principalmente a presença de silicoaluminato de cálcio hidratado (C-A-S-H) e silicato de cálcio hidratado (C-S-H), de estrutura semicristalina.

## 1.2 OBJETIVOS

No cenário anteposto, objetiva-se analisar o efeito da sobrecarga, do teor e do tipo de ligante na resistência e rigidez de uma argila orgânica estabilizada pela técnica de estabilização em massa.

A partir deste objetivo geral, os objetivos específicos podem ser determinados:

- Estudar o efeito da dosagem de um ligante ternário, composto por cimento Portland, cal de carbureto e escória de alto forno, mediante uma análise estatística, na resistência e rigidez de um solo argiloso orgânico estabilizado em massa.
- Analisar o efeito do teor de ligante e da sobrecarga aplicada durante a cura dos corpos de prova, na rigidez e resistência à compressão não confinada, utilizando um ligante convencional e um ligante ternário;
- Verificar a adequabilidade do índice porosidade/teor volumétrico de ligante, na estimativa da resistência à compressão não confinada e rigidez de um solo argiloso orgânico estabilizado em massa.

## 1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O estudo, em geral, foi planejado e executado conforme o fluxograma apresentado na Figura 1.1, que apresenta as etapas do estudo.

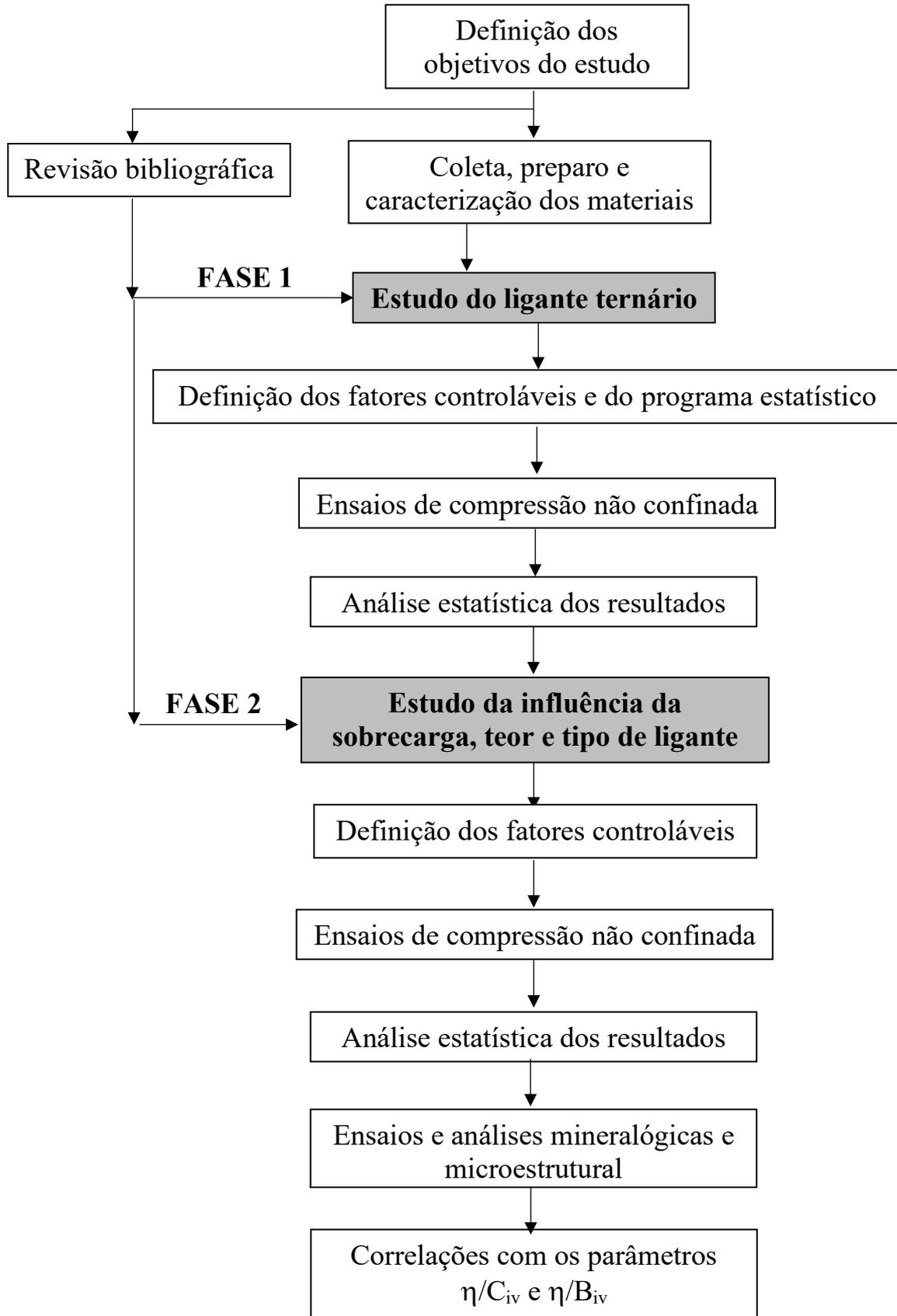


Figura 1.1 – Fluxograma da execução do estudo (elaborado pelo autor).

No **Capítulo 1** está apresentada uma introdução do estudo, iniciando pela relevância e justificativa da pesquisa, seguido dos objetivos (definidos entre objetivo geral e objetivos específicos).

No **Capítulo 2** está apresentada uma revisão bibliográfica sobre os temas que são mais relevantes em relação ao presente estudo, formando um embasamento teórico para o planejamento dos experimentos e interpretação dos resultados finais, sendo abordados assuntos como argilas moles, solos orgânicos, melhoramento de solos (principalmente por *in-situ mixing*) e estudos em solos cimentados com ênfase principal no uso de ligantes alternativos.

No **Capítulo 3** está definido o programa experimental e suas variáveis investigadas, além da apresentação e caracterização dos materiais e métodos utilizados para que sejam atendidos os objetivos propostos.

No **Capítulo 4** está apresentado o projeto de experimento e seus resultados para a Fase 1 do estudo que se refere a investigação do ligante ternário proposto. Além disso, estão apresentadas algumas análises estatísticas dos resultados preliminares.

No **Capítulo 5** está apresentado o projeto de experimento e seus resultados para a Fase 2 do estudo que se refere a investigação das variáveis propostas (sobrecarga, teor e tipo de ligante) em relação ao comportamento mecânico do solo estabilizado. Além disso, estão apresentadas algumas análises estatísticas dos resultados preliminares.

No **Capítulo 6** estão apresentadas as conclusões e discussões do estudo completo.

Por fim, estão disponíveis as referências bibliográficas que serviram como base para a realização do estudo desde o início até sua conclusão, guiando desde a definição dos objetivos até a interpretação e validação dos resultados.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesta seção serão abordados os diversos tópicos necessários para contextualização da temática deste estudo. Assim, serão analisadas características e problemas de argilas moles, bem como técnicas de engenharia geotécnica utilizadas para construção de obras sobre estes materiais, com ênfase em solos com porção de matéria orgânica considerável. Ainda será abordada uma revisão acerca de melhoramento de solos, com principal foco no uso de ligantes alternativos e suas aplicações.

### 2.1 ARGILAS MOLES

Argilas moles são solos compostos predominantemente por argilominerais e considerados moles por possuírem características compressíveis e de baixa resistência. No Brasil é possível verificar a ocorrência de camadas espessas de argilas moles em regiões de geologia sedimentar, com proximidade a lagos e rios e, principalmente, na planície costeira brasileira (SOUZA PINTO, 1992; ALMEIDA, 1996; SCHNAID et al. 2001; BARONI, 2016).

Conforme Bjerrum (1973), o termo solo mole pode ser definido como o solo argiloso que é geologicamente jovem, chegando a um equilíbrio sob peso próprio, apesar de não ter ocorrido adensamento secundário significativo desde sua formação, possuindo como característica o fato de ser capaz de suportar apenas o peso próprio, apresentando deformações relativamente grandes como resultado de qualquer acréscimo de tensão.

As características de resistência e compressibilidade de argilas moles são dependentes de diversos fatores amplamente conhecidos na Mecânica dos Solos. Segundo Kempfert e Gebreselassie (2006), são de grande importância, nas propriedades físicas e comportamento do solo, fatores como história geológica, composição mineralógica, teor de argila e características dos grãos. Essas propriedades podem ser estimadas principalmente por meio das características de história de tensões, teor de umidade, limites de Atterberg, índice de vazios e resistência ao cisalhamento não-drenada (BJERRUM, 1973).

As argilas normalmente adensadas, ou normalmente consolidadas, são aquelas que nunca em sua história geológica foram submetidas a tensões maiores que as atuais, chamadas aqui de solos moles, que podem apresentar certo envelhecimento em função do adensamento secundário. A *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering* (1988) define

que um solo considerado mole pode ser identificado por alguns aspectos como características do material e da obra que será implementada. Esses dados estão apresentados na Tabela 2.1, e fornecem uma ideia da identificação de solos moles.

Tabela 2.1 – Identificação preliminar de solos moles japoneses

	Rodovia			Ferrovia		Capacidade de carga de construção (kPa)	N <sub>spt</sub> aterro barragem
	Teor de umidade (%)	q <sub>u</sub> (kPa)	N <sub>spt</sub>	N <sub>spt</sub>	Espessura (m)		
solo orgânico	>100	<50	<4	0	>2	<100	<20
solo argiloso	>50	<50	<4	2	>5	<100	-

Fonte: Adaptado de JSSMFE, 1988.

Além disso, Kitazume e Terashi (2013) relataram características físicas típicas de solos argilosos moles frequentemente encontrados em locais *on-shore* e *off-shore* no Japão. Os autores mostraram que Índice de Plasticidade (IP) aumenta quase linearmente com o Limite de Liquidez (LL), e vários solos moles apresentaram altos valores de IP e LL, por exemplo LL de cerca de 50 a 200%. Estes valores altos resultam em problemas de deformação e estabilidade durante e após a construção. No Brasil, a identificação de solos moles pode ser dada por meio de resultados característicos de propriedades estudadas no país, como as apresentadas na Tabela 2.2, sendo comum a ocorrência de argilas com alta plasticidade, teores de umidade altos (próximos ou acima do limite de liquidez), certo teor de matéria orgânica e resistência não-drenada baixa.

Tabela 2.2 – Características de solos moles brasileiros

Local	W (%)	LL (%)	LP (%)	Argila (%)	Atividade	Argilominerais		G <sub>z</sub>	Matéria orgânica	S <sub>u</sub> (kPa)	S <sub>t</sub>	Referência
						Princ.	Secund.					
Porto Alegre, RS	47-140	80-130	30-57	37-70	0,9-1,7	C	E, I	2,54-2,59	0,4-6,3	10-32	2-7	Soares (1997)
Sarapuí, RJ	110-160	110-140	75-110	55-80	1,4-2,0	C	I, M	2,60-2,67	4,0-6,5	5-15	2-4	Duarte (1977); Costa Filho, Aragão e Velloso (1985); Sayão (1980)
Santos, SP	100-140	80-150	30-90	30-80	1,0-2,2	C	-	2,60-2,69	4,0-6,0	10-60	4-5	Samara et al. (1982); Árabe (1995a); Massad (1985)
Recife, PE	50-150	30-110	15-75	50-80	Inativas	C	-	2,50-2,70	4,0-8,0	2-40	-	Gusmão Filho (1986); Ferreira, Amorim e Coutinho (1986); Coutinho e Ferreira (1988)
João Pessoa, PB	35-150	30-60	15-30	30-80	-	-	-	2,50-2,65	-	13-40	2-3	Cavalcante (2002)
Jurunaíba, RJ	40-400	50-390	30-280	-	-	C	-	2,10-2,60	7,0-70,0	5-37	3-20	Coutinho (1988)
Sergipe	57-72	58-85	24-35	-	1,0-1,4	C	-	2,69	2,5-6,5	8-20	2-7	Ribeiro (1992)
Rio Grande, RS	38-64	41-90	20-38	34-96	0,4-1,1	C	-	2,48-2,66	-	-	-	Dias e Bastos (1994)
Vitória, ES	-	30-130	20-57	26-81	-	C	-	-	-	-	-	Castilho e Polido (1986)
Barra da Tijuca, RJ	190-670	67-610	20-113	-	-	-	-	1,78-2,54	6-51	4-6	5-15	Baroni (2010)
Barra da Tijuca, RJ	100-400	100-200	35-70	10-60	1,81-46,9	-	-	2,36-2,58	3,9-45	5-45	2-4,5	Teixeira (2012)

C – caulinita; E – esmectita; I – illita; M – montmorillonita

w – umidade; LL – limite de liquidez; LP – limite de plasticidade; G – peso específico real dos grãos; S<sub>u</sub> – resistência ao cisalhamento não drenada; S<sub>t</sub> – sensibilidade

Fonte: SCHNAID, 2012.

A construção de obras em solos moles pode gerar problemas principalmente de recalques, que podem ser considerados inadmissíveis, necessitando de técnicas específicas para que se obtenha um desempenho satisfatório da estrutura. Por exemplo, em estudo de caso apresentado por Schnaid et al. (2001), em um aterro de 4m construído sobre uma camada de argila mole de aproximadamente 8m, com o uso de drenos geotêxteis para tratamento do local, os recalques estabilizaram em 18 meses, enquanto para a região não tratada, os recalques ainda continuavam ativos em um período de monitoramento de 3 anos, permitindo ratificar que mesmo após anos transcorridos do término da construção de aterros sobre solos moles, recalques consideráveis ainda podem ser observados.

Além dos problemas que podem surgir por construções realizadas diretamente em solos moles, segundo Milititsky et al. (2015), obras realizadas de forma indevida sobre camadas resistentes com solos moles abaixo podem causar problemas em fundações diretas – como por exemplo fundações apoiadas em uma camada mais rígida sobrejacente a uma camada de solo mole, gerando ruptura ou grandes deslocamentos – e também em fundações profundas – como

por exemplo em estacas apoiadas em camadas resistentes subjacentes a uma camada de solo mole, gerando recalques incompatíveis com o admissível para a obra.

## 2.2 SOLOS ORGÂNICOS

Uma propriedade importante a ser analisada na caracterização de um solo é o teor de matéria orgânica presente no material. Essa matéria orgânica pode estar compondo o solo de diferentes formas, como substâncias orgânicas na água dos poros, bem como partículas orgânicas puras na matriz mineral do solo.

Segundo Baroni (2016), os depósitos de argilas moles ocorrentes no Brasil são, em geral, compostos por duas distintas porções: inorgânica, que consiste em minerais oriundos de intemperismo de rochas, e orgânica, que resulta da decomposição de vegetação e até mesmo animais.

A formação de solos orgânicos naturais por meio da morte de organismos vivos como plantas e animais foi esquematizada por Larsson (1990), onde é possível visualizar a origem de alguns tipos de solos orgânicos (Figura 2.1).

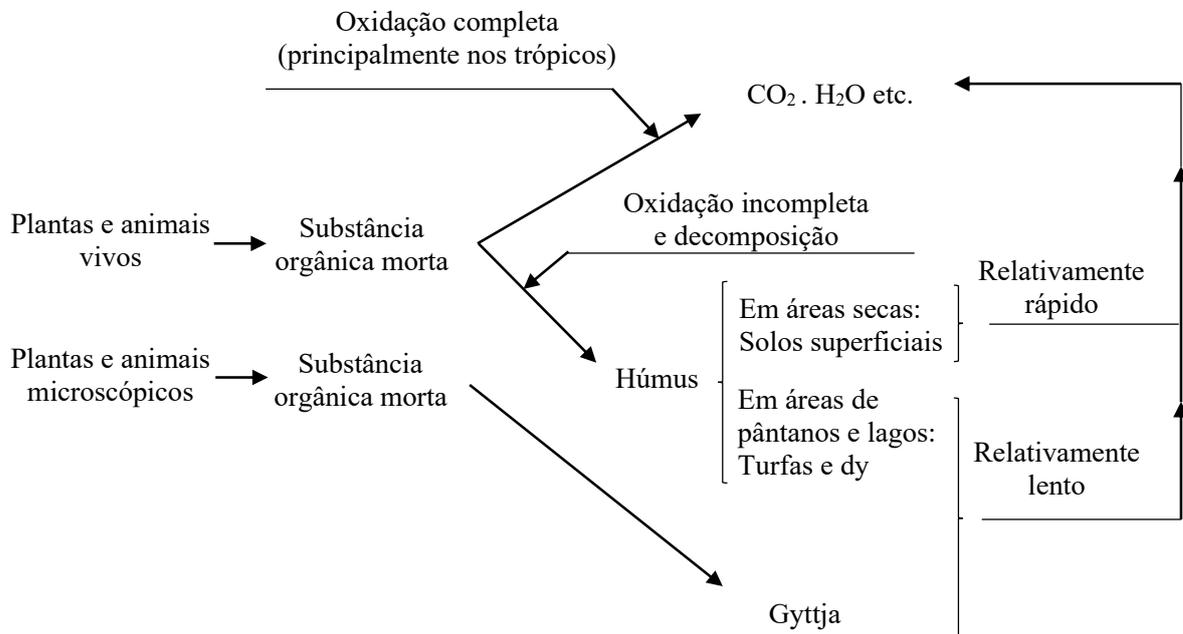


Figura 2.1 – Formação de solos orgânicos (Adaptado de Larsson, 1990).

Sabe-se então que solos orgânicos são compostos basicamente por quatro frações: mineral, água, ar e matéria orgânica. Segundo Andriessse (1988), o problema da caracterização

das propriedades físicas do solo orgânico depende das proporções entre as quatro frações contidas no solo, e a complexidade dessa análise é dificultada pelo fato de as interações químicas no solo são estudados com mais frequência na Química dos Solos, do que no domínio da Mecânica dos Solos, mesmo que afete suas propriedades mecânicas.

Bate et al. (2014) relatam que a matéria orgânica natural frequentemente encontrada em sistemas geotécnicos, possui uma estrutura altamente heterogênea, com propriedades variáveis, e é gerada pelo metabolismo, morte e quebra de todos os tipos de formas de vida orgânica, gerando altas concentrações de materiais que podem interagir com forças apolares ou ainda quimicamente reativas com materiais geológicos inorgânicos. De acordo com os mesmos autores, é difícil quantificar a influência da matéria orgânica na resistência do solo, devido a esta heterogeneidade, tendo em vista que tanto a estrutura quanto a densidade da matéria orgânica contida no solo influenciam no seu comportamento friccional.

O teor de matéria orgânica no solo é muito variável, podendo ir de baixos teores de cerca de 0,5-5% (em massa), até altos teores, de quase 100% em solos altamente orgânicos (SPARKS, 2003).

Argilas orgânicas e turfas, por possuírem altos teores de matéria orgânica, são solos com alto índice de vazios, peso específico baixo, pH ácido e baixa capacidade de carga. Além disso, segundo Chen e Wang (2006), possuem alta capacidade de troca iônica, que em conjunto com a alta porosidade e baixo pH, podem dificultar a estabilização dos solos com a adição de aglomerantes, como o cimento Portland e a cal. De acordo com Larsson (1990), coloides orgânicos na água dos poros do solo podem diminuir a permeabilidade do solo, além de que um aumento da quantidade de matéria orgânica também afeta as suas propriedades de deformação. Ainda, o mesmo autor justificou que a mudança da resistência do material e a anisotropia da permeabilidade se dão quanto maior for a quantidade de restos de plantas não decompostos no solo, neste caso os pontos de contato mineral-mineral na matriz do solo, passam a ser também mineral-orgânico e orgânico-orgânico.

Por todos estes motivos citados acima, além de alterar o comportamento do solo, conforme o teor de matéria orgânica aumenta, os ensaios realizados no solo bem como os seus resultados são afetados, podendo tornar procedimentos convencionais inapropriados para solos altamente orgânicos.

### 2.2.1 Determinação e caracterização da matéria orgânica

Solos orgânicos, principalmente os turfosos, podem ser de difícil classificação por métodos convencionais. Solos turfosos de um mesmo local podem ser classificados de forma diferente pela sua heterogeneidade espacial ou pelo método adotado. O sistema de classificação sueco desenvolvido por Karlsson e Hansbo (1989) em conjunto com o Comitê Laboratorial da Sociedade Sueca de Geotecnia define uma classificação básica do solo, inicialmente de acordo com o teor de matéria orgânica contida em termos de porcentagem do solo seco com partículas menores que 2mm (Tabela 2.3).

Tabela 2.3 – Classificação de solos pelo teor de matéria orgânica

Grupo de solo	Teor de Matéria orgânica em % de peso seco (<2mm)	Exemplos de Nomenclatura
Solos pouco orgânicos	2-6	Argila com Gytja Dy siltoso Areia com Húmus
Solos medianamente orgânicos	6-20	Gyttja Argilosa Dy Siltoso Areia Rica em Húmus
Solos altamente orgânicos	>20	Gyttja Dy Turfa Solo superficial rico em Húmus

Fonte: Adaptado de Karlsson e Hansbo, 1989.

Um interessante método para avaliação do teor de matéria orgânica presente no solo é por meio da determinação do teor de cinza de um solo, após queima em forno do tipo mufla a uma temperatura de aproximadamente 440°C. Em nível nacional, a norma que especifica o procedimento de ensaio é a NBR13600 (ABNT, 1996). Também pode ser utilizada, em nível internacional, a norma americana que apresenta processo de execução similar ao da norma brasileira, dado pela 2974D (ASTM, 2013). Por estes métodos, determina-se o teor de matéria orgânica contida no solo pela perda de massa de uma amostra seca, após queima a 440°C. Inicialmente é determinado o teor de cinza contida no solo, por meio da Equação 1:

$$(1) \quad \text{Teor de cinza (\%)} = (C \times 100)/B$$

Onde: C é a massa da cinza após queima, em gramas; e B é a massa da amostra previamente seca, em gramas.

A seguir, o teor de matéria orgânica é definido por meio da Equação 2.

$$(2) \quad \text{Teor de matéria orgânica (\%)} = 100 - D$$

Onde: D é o teor de cinza, em %, determinado pela Equação 1.

As turfas são consideradas por alguns autores como aqueles solos que apresentam um teor de cinza menor que 25%, quando o ensaio for realizado de acordo com estes métodos.

De acordo com Larsson (1990), solos ricos em sulfetos (principalmente siltes ricos em sulfetos) e sedimentos ricos em carbonatos de cálcio, podem ou não conter significantes quantidades de matéria orgânica, mas sempre apresentarão alta perda de massa na queima, podendo ser ou não devido à queima de matéria orgânica. Por esses motivos, devem ser tomados os devidos cuidados ao analisar dados, principalmente antigos, a respeito de solos supostamente orgânicos.

Demais aspectos da caracterização de um solo orgânico são analisados ao redor do mundo há muitos anos, principalmente em países como a Suécia, como por exemplo, SGI MEDDELANDE No 5 (1959). A caracterização consiste, além do teor e da natureza da matéria orgânica, na determinação do teor de umidade, limites de consistência (Limites de Atterberg) e peso específico do material. A identificação dos solos orgânicos também é realizada em relação à cor do material, bem como ao odor apresentado em amostras frescas.

O geólogo sueco Lennart von Post (1921) desenvolveu um sistema de classificação realizado de forma tátil-visual, com base no grau de decomposição (humificação) de turfas. Neste método, a amostra é disposta na palma da mão, e espremida pelo seu fechamento. Com isso, são observadas a quantidade e a coloração da água, bem como a quantidade e aspecto do solo que escorrem entre os dedos. Então, com as observações realizadas, são classificadas as turfas em dez níveis de humificação (H1-H10), sendo H1 a turfa menos decomposta e H10 a turfa mais humificada. A norma americana 5715D (ASTM, 2000) tem base na escala criada pelo método de von Post (1921).

### 2.2.2 Definição - Húmus

Substância de coloração escura, que possui uma estrutura coloidal, que é a porção sólida do processo de destruição de matéria orgânica morta. O processo de geração do húmus é denominado humificação, que ocorre por meio de bactérias, fungos e outros microrganismos.

### 2.2.3 Definição - Turfa

As turfas são solos que se formam do acúmulo de matéria orgânica, principalmente de origem vegetal, abaixo do nível d'água, como, por exemplo, em regiões pantanosas, e que apresentam teores de matéria orgânica muito altos (normalmente maiores que 75%), alta umidade; além de serem extremamente moles e não-consolidados. Normalmente a formação ocorre em locais onde o clima é relativamente úmido e frio, sendo originada a partir de plantas ricas em carboidratos.

Segundo Andriessse (1974), a formação da turfa é um processo bioquímico, que ocorre de forma relativamente curta, em detrimento de ações de microrganismos aeróbicos nas camadas superficiais dos depósitos, que ocorrem durante situações abaixo do nível d'água no solo. Já nos pontos mais profundos das camadas de formação das turfas, por estar sujeito a ambiente anaeróbico, a turfa é preservada e não apresenta muita mudança ao longo do tempo.

As classificações e características das turfas podem ser verificadas através da aplicação da classificação das turfas desenvolvida por Karlsson e Hansbo (1989), onde estão divididas em três grandes grupos. A nomenclatura pelas características (acidez, tipo e tamanho das fibras, teor de cinza) de uma turfa pode ser realizada de acordo com a norma D4427 (ASTM, 2018).

Para os termos em inglês *Peat* e *Dy*, o primeiro é considerado o solo que é originado de plantas e representa os vários estágios no processo de humificação que a estrutura da planta ainda pode ser decomposta. Já o segundo, denota o processo de humificação quando a estrutura da planta foi completamente destruída, podendo ser considerada a turfa em alto nível de humificação (LARSSON, 1990). De acordo com Karlsson e Hansbo (1989), o solo *Dy* consiste em um solo denso, preto ou marrom-preto, que mantém a cor preta ao secar, sendo relativamente elástica e de consistência pastosa, contendo normalmente turfa ou gyttja na composição, sendo incomum a presença de um *Dy* puro. Ao secar, contrai bastante, formando grumos duros de baixa densidade.

#### 2.2.4 Definição - Gytija

Tem como origem plantas e animais ricos em proteínas e gorduras, principalmente aquáticos e microscópicos, decompostos por bactérias que transformam em uma substância em flocos, a qual partículas minerais e também animais e plantas menos decompostos estão inseridos. Outros organismos como vermes e larvas que estão presentes ajudam para que uma decomposição mais avançada ocorra, gerando gás sulfídrico e metano, finalizando o processo de formação da Gytija (LARSSON, 1990).

A Gytija que é originária de águas nutritivas apresenta normalmente uma coloração esverdeada. Já em ambientes menos nutritivos, apresenta coloração marrom pela mistura com solos *Dy* de cor marrom e preto. Se for formada em uma área em que tenha solo calcáreo apresenta um comportamento intermediário entre uma Gytija e uma Marga, ficando denominada como Gytija Calcárea (LARSSON, 1990).

Segundo Karlsson e Hansbo (1989), a Gytija, no estado úmido, tem uma consistência elástica, difícil de quebrar (com ruptura frágil), e clareia ao secar, normalmente para cinza, contraindo bastante na formação de grumos duros de baixa densidade. Além disso, os autores relatam que a presença de argila e/ou silte podem alterar algumas propriedades como a cor e elasticidade da Gytija.

#### 2.2.5 Definição - Solos Superficiais

Segundo Karlsson e Hansbo (1989), a camada superior de solo é frequentemente formada pela decomposição de plantas e animais mortos, e é rica em bactérias. Ainda segundo os autores, em áreas cultivadas a matéria orgânica superficial do solo está deteriorada. Para solos superficiais, a classificação consiste no teor de húmus e do mineral presente, como por exemplo uma argila superficial com húmus. Além disso, a coloração pode ser mais escura ou mais clara dependendo do teor de húmus, sendo mais escuro quanto maior o teor de húmus. Também pode ser considerado o odor presente no solo e materiais orgânicos sólidos visíveis no material.

### 2.3 MELHORAMENTO DE SOLOS

Na engenharia, as condições do solo local são extremamente importantes para determinação da viabilidade técnico-econômica de uma obra. Com o desenvolvimento tecnológico diversas técnicas foram idealizadas não só para execução de fundações, mas também para melhoramento

do solo local. A necessidade do uso destas técnicas é ainda maior em locais onde a densidade populacional é menor, áreas onde comumente as condições do solo são piores, sendo preciso expansão e obras de infraestrutura em locais de solos considerados problemáticos, como argilas moles. A construção sobre esse tipo de material pode gerar excessivos recalques e/ou instabilidade da obra.

Por estes motivos, desenvolveram-se diversas técnicas de melhoramento do solo. Um dos primeiros e mais importantes artigos de estado da arte foi apresentado por Mitchell (1981), que relacionou o desenvolvimento do melhoramento de solo com o de máquinas a partir do século XIX, tendo uma importante evolução no período pós-guerra de 1945-1955, apesar de existirem registros de aplicação muito mais antigos. Com as constantes evoluções e surgimento de novas técnicas, outro importante relato de estado da arte foi realizado por Terashi e Juran (2000). Estes autores classificaram o melhoramento de solo em 8 categorias:

- 1) Substituição: técnica mais simples que consiste na remoção do solo mole e substituição por material de melhor qualidade;
- 2) Densificação: consiste na densificação de solos granulares fofos, principalmente pelo uso de equipamentos vibratórios, que reduzem o índice de vazios do material;
- 3) Consolidação/Redução da umidade: aplicação de cargas externas para aceleração de recalques e também pela redução da poropressão por aplicação de vácuo, drenos e eletro-osmose, por exemplo;
- 4) *Grouting*: inserção de um material bombeável que tem propriedades de endurecimento, em aberturas naturais ou artificiais pré-existentes, ou aberturas criadas pelo processo de *grouting*, resultando em um aumento de resistência, diminuição de recalques e de teor de umidade;
- 5) Estabilização por mistura ou química: é a técnica de mistura de aditivos químicos (usualmente cimento Portland e cal) com solo para melhorar as características deste último, como consistência, resistência, deformabilidade e permeabilidade, englobando a técnica de *Deep Soil Mixing*;
- 6) Estabilização térmica: aquecimento ou resfriamento do solo, com objetivos principais de remediação de solos contaminados e aumento da resistência do solo por um período determinado, respectivamente;
- 7) Reforço: adição de materiais em uma determinada direção criando um sistema de solo reforçado no local, para melhoria da resistência ao cisalhamento do solo e capacidade de carga, como por exemplo adição de fibras e geossintéticos; e
- 8) Técnica mista: combinação de 2 ou mais técnicas citadas anteriormente.

Atualmente, diversas soluções geotécnicas existem para a execução de obras sobre solos moles, dentre elas a melhoria do solo local, que dependem de uma série de fatores como: tempo de execução, custos e propriedades do solo. Segundo Almeida e Marques (2014), para uma obra de aterro sobre solos moles, por exemplo, diversas soluções podem ser empregadas em função de problemas de estabilidade e de recalque (Figura 2.2).

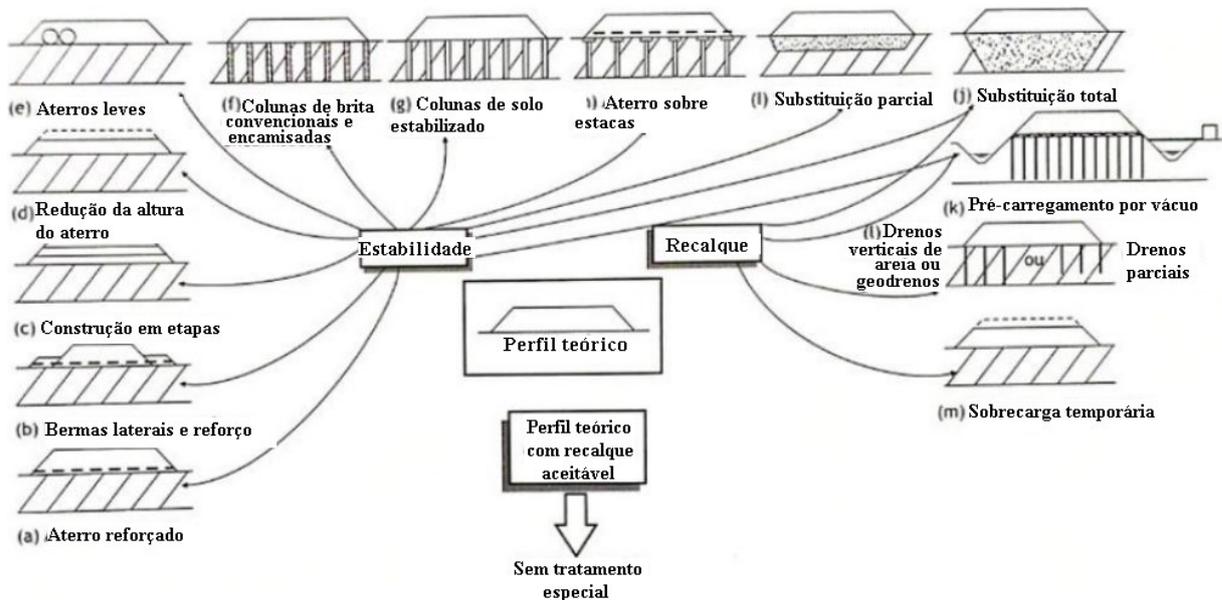


Figura 2.2 – Técnicas para execução de obras de aterros sobre solos moles (Almeida e Marques, 2014).

## 2.4 MÉTODOS DE IN-SITU MIXING

Dentre as técnicas existentes, o solo pode ser estabilizado pela formação de colunas de solo estabilizado, chamado de Estabilização em Colunas, termo traduzido do inglês *Column Stabilization*, mas também conhecido por *Deep Mixing* (Figura 2.3) ou pela estabilização de um maciço de solo, chamado de Estabilização em Massa, termo traduzido do inglês *Mass Stabilization* (Figura 2.4).

A técnica de *Deep Mixing*, tradução direta de “Mistura Profunda”, que basicamente consiste na mistura do solo local com um agente cimentante a uma determinada profundidade, teve início no fim dos anos 60, utilizando cal como agente cimentante. O desenvolvimento do método se deu nos anos 70, quando Terashi, Okumura e seus colegas comprovaram a viabilidade da técnica, principalmente com estudos realizados nos países nórdicos e Japão (*Portland Harbour Research Institute – PHRI* - do Ministério de Transporte japonês), sendo

então disseminado para outras partes do mundo (Terashi e Juran, 2000). O desenvolvimento do *Deep Mixing* nos países nórdicos é reportado em detalhes por Rathmayer (1997). A cal é substituída por cimento Portland com mais frequência no Japão, já nos países nórdicos pela mistura de cal com cimento Portland. Recentemente, também são utilizadas misturas de cal ou cimento com gesso, cinzas volantes, escórias de alto forno, para aplicações específicas. Ao longo dos anos, diversos estudos e experiências práticas foram importantes para melhoria dos equipamentos, dos agentes cimentantes, e também fatores influenciando nas propriedades.

Os estudos de Okumura, Terashi e seus colegas tinham como objetivos: a) investigar a reatividade de cal e cimento com argilas marinhas japonesas; b) desenvolvimento do equipamento; c) análise das características geotécnicas do solo estabilizado; e d) estabelecer um procedimento de projeto.

Por meio de um vasto estudo de laboratório em diversas argilas, verificou-se que as argilas marinhas japonesas facilmente ganharam resistência à compressão não confinada da ordem de 100kPa para 1MPa (Okumura *et al.*, 1972a, 1972b, 1974; Okumura e Terashi, 1975; Terashi *et al.*, 1977, 1980, 1983a). A continuidade dos estudos por Terashi e Tanaka no PHR se deram a respeito das propriedades geotécnicas dos solos tratados (Terashi *et al.*, 1979, 1983), que gerou uma proposta de procedimento de mistura em laboratório. O procedimento foi bem aceito pela comunidade de engenharia japonesa e suas instituições, tornando-se normatizado a partir deste momento (KITAZUME e TERASHI, 2013).

A técnica de estabilização em massa e o desenvolvimento dos equipamentos para a sua execução teve início posterior ao do *Deep Mixing*, no início dos anos 90, na Finlândia. Partindo do ano de 1993, as primeiras aplicações da técnica em larga escala ocorreram na estabilização em massa de áreas turfosas para construções de rodovias e ferrovias na Finlândia e Suécia (FORSMAN *et al.* 2015). A experiência adquirida e evolução dos projetos fez com que o método fosse ampliado a outras aplicações. A partir de 1996, a técnica de estabilização em massa foi também empregada para processar sedimentos de dragagem moles/poluídos, permitindo a sua utilização como material no desenvolvimento e atividades de construção de vários portos (FORSMAN *et al.* 2015). Nos anos 2000, os equipamentos e avanços no método evoluíram rapidamente, sendo o método implementado em diversos países e para várias aplicações de infraestrutura e de engenharia ambiental.

Atualmente, diversos equipamentos são encontrados ao redor do mundo, sendo o equipamento tipicamente usado nos países nórdicos para estabilização em colunas ilustrado na Figura 2.3 e para estabilização em massa na Figura 2.4. Os equipamentos de estabilização em massa diferem bastante dos equipamentos de estabilização em colunas. A maioria dos

equipamentos de estabilização em massa são escavadoras convencionais, porém equipadas com um misturador, assim, o ligante é adicionado no topo do misturador, enquanto o misturador rotaciona e simultaneamente se move verticalmente e horizontalmente. É interessante ressaltar que a estabilização em massa pode ser realizada com um equipamento de colunas, com execução de colunas sobrepostas. Em relação ao ambiente, ambas geram apenas pequenos efeitos. Vibrações e ruídos são pequenos. A lixiviação e transportes de substâncias nocivas devido aos materiais ligantes serão insignificantes (EuroSoilStab, 2002).

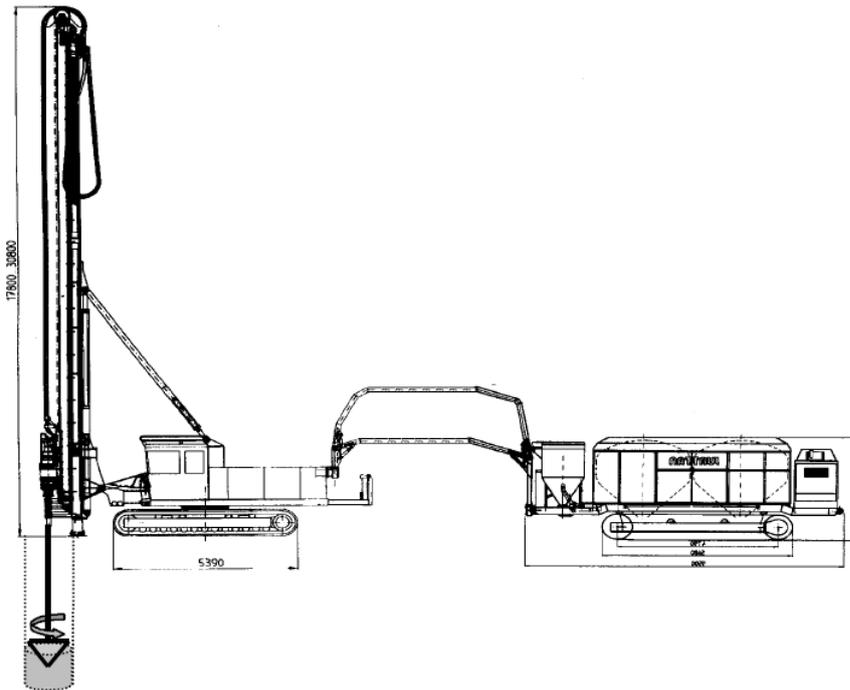


Figura 2.3 - Equipamento típico para *Column Stabilization*, com profundidade de 15-24m, rotação de 100-200r/min e levantamento da ferramenta de rotação de 10-25mm/r (EuroSoilStab, 2002).

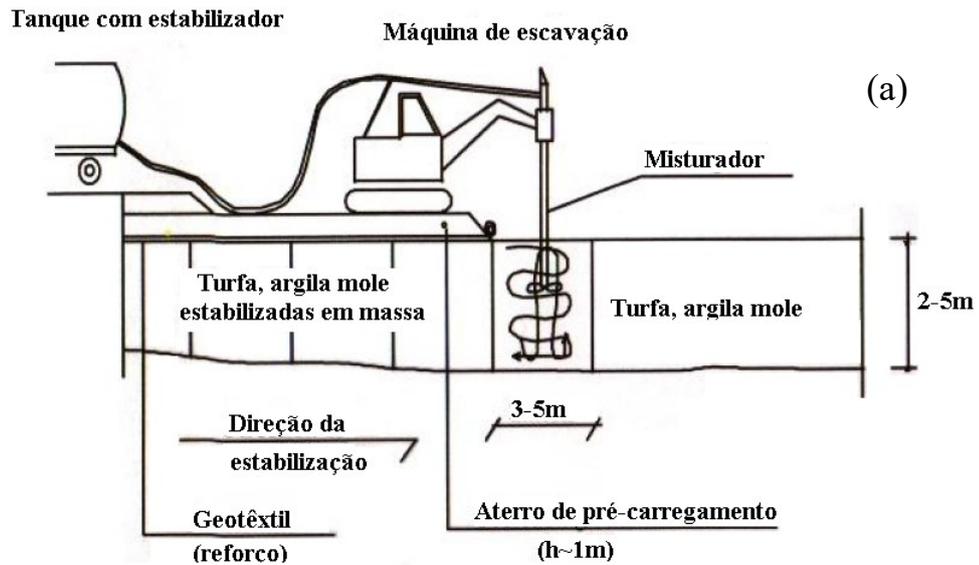


Figura 2.4a - Equipamentos típicos para *Mass Stabilization* (Adaptado de EuroSoilStab, 2002).

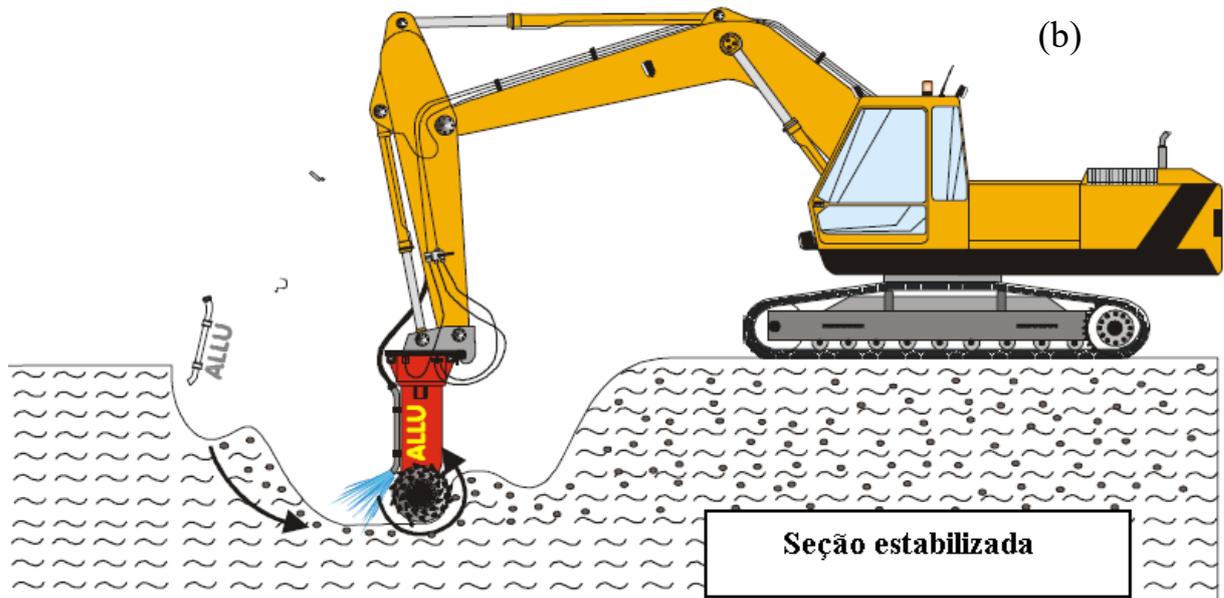


Figura 2.4b - Equipamentos típicos para *Mass Stabilization* (Adaptado de EuroSoilStab, 2002).

Muitos autores consideram o método de *Mass Stabilization* como “*Shallow Mixing*” ou “*Mistura Rasa*”, porém ambas serão aqui abordadas como métodos de mistura *in-situ*, conforme Figura 2.5.

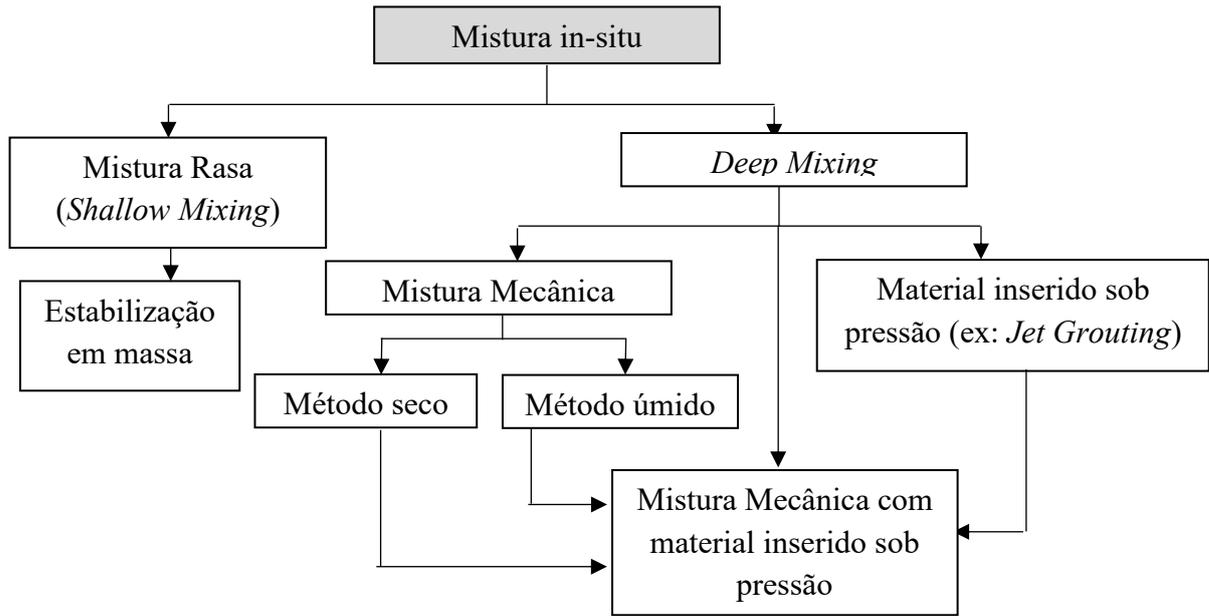


Figura 2.5 – Esquema dos tipos de misturas *in situ* (elaborado pelo autor).

Essas colunas podem ser executadas em diferentes disposições espaciais (Figura 2.6). Além disso, podem ser executadas em diferentes profundidades e inclinações (Figura 2.7). Uma técnica combinada também pode ser utilizada, tendo em vista que as colunas podem ser executadas a profundidades de 25-40m e a estabilização em massa por 5m, demonstrado na Figura 2.8 (EuroSoilStab, 2002).

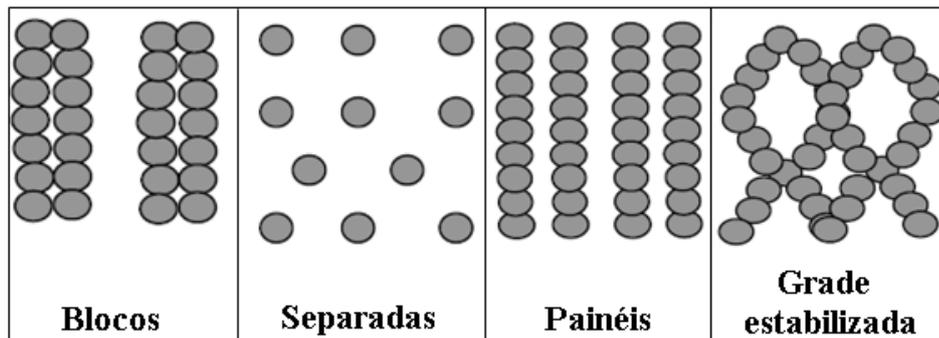


Figura 2.6 – Disposição geométrica das colunas (Adaptado de EuroSoilStab, 2002).

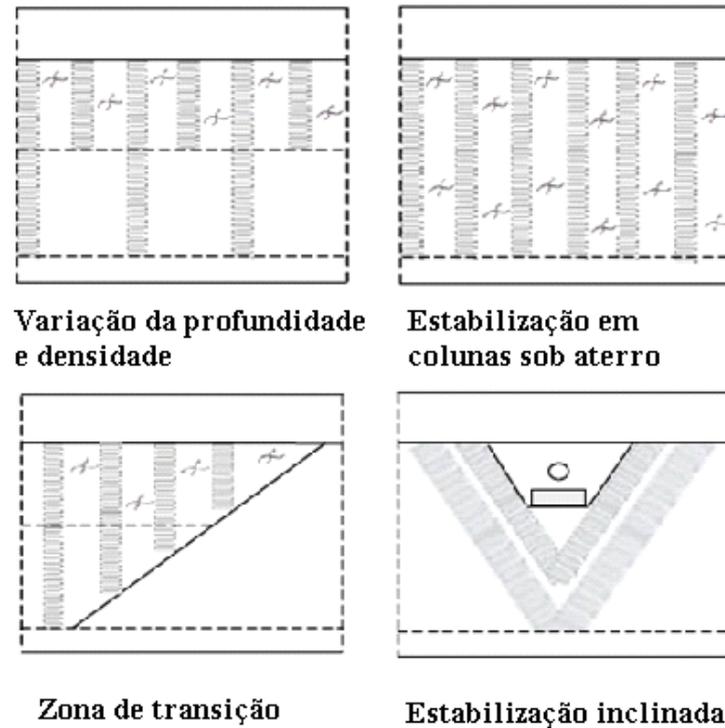


Figura 2.7 – Diferentes execuções das colunas (Adaptado de EuroSoilStab, 2002).

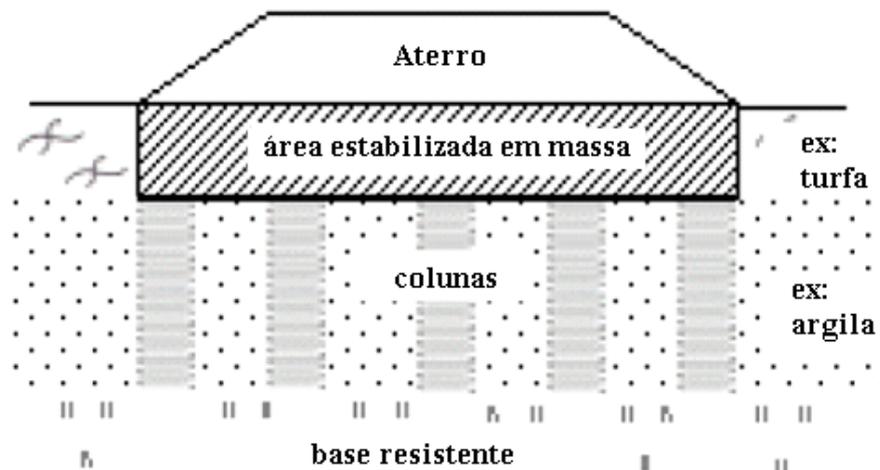


Figura 2.8 – Combinação de estabilização em massa e por colunas (Adaptado de EuroSoilStab, 2002).

Segundo o EuroSoilStab (2002), os principais objetivos da aplicação de uma estabilização de solo por *in-situ mixing* são:

- Aumentar a resistência do solo mole (aumentando a estabilidade de um aterro, aumentando sua capacidade de carga, reduzir carregamentos ativos em muros de arrimo, prevenir liquefação);

- b) Melhorar as propriedades de deformação do solo mole por carregamentos estáticos para reduzir recalques e deslocamentos horizontais;
- c) Aumentar a rigidez dinâmica do solo mole (reduzindo vibrações ao entorno e melhorando a performance dinâmica);
- d) Remediar solos contaminados (criando uma barreira ambiental por solidificação, estabilização de um maciço contaminado, criando uma barreira geohidrológica).

#### 2.4.1 Procedimentos de Projeto

Para cada aplicação, o projeto deve ser baseado na interação entre a rigidez do solo melhorado e do solo mole, entendendo os mecanismos de deformação e de ruptura (Terashi e Juran, 2000). Atuais procedimentos de projeto podem ser vistos com maior detalhamento em referências internacionais como o livro *“The Deep Mixing Method”* (Kitazume e Terashi, 2013) e *“Report 18 - Svensk Djupstabilisering (SD) FoU 1995 – 2006 - Ett kunskapslyft inom djupstabilisering”* (Swedish Geotechnical Institute, 2006), em Sueco e *“Report 13 - International Conference on Deep Mixing Best Practice and Recent Advances”* (Swedish Geotechnical Institute, 2005), em inglês. Também podem ser citados os manuais *“Design Guide Soft Soil Stabilization”* (EuroSoilStab, 2002) e *“Mass stabilization manual”* (FORSMAN et al. 2015).

Segundo Terashi e Juran (2000), apesar dos conceitos de projeto variar com as diferentes aplicações, o fluxo de previsões, projeto e construção é aproximadamente o mesmo mostrado na Figura 2.9. Quando os requisitos da superestrutura são conhecidos, esse fluxo normalmente inicia com a determinação da resistência de campo, normalmente com base em experiência acumulada em casos de solos e melhoramentos similares. Em conjunto com a experiência em um solo específico, ensaios de mistura em laboratório são realizados modificando o tipo e teor de ligante. Então, baseado em dados acumulados na relação entre resistência de campo ( $q_{u,f}$ ) e de laboratório ( $q_{u,l}$ ), a resistência de campo é determinada. Com a resistência de campo determinada, a resistência de projeto é determinada com base em dados acumulados da variação das resistências de campo. Com os requisitos da estrutura, a primeira decisão é entre o tipo de aplicação, se uma estabilização em coluna ou em massa e a dimensão e geometria da área melhorada. Os modos de deformação e/ou ruptura são baseados no tipo de aplicação e carregamentos externos, e assim são calculados a estabilidade e recalques de forma tradicional ou por elementos finitos, por tentativa e erro até se obter um projeto satisfatório. Logo, não

existe uma única solução, podem-se obter várias alternativas variando dimensões, resistências esperadas em campo e tipo e quantidade de ligante.

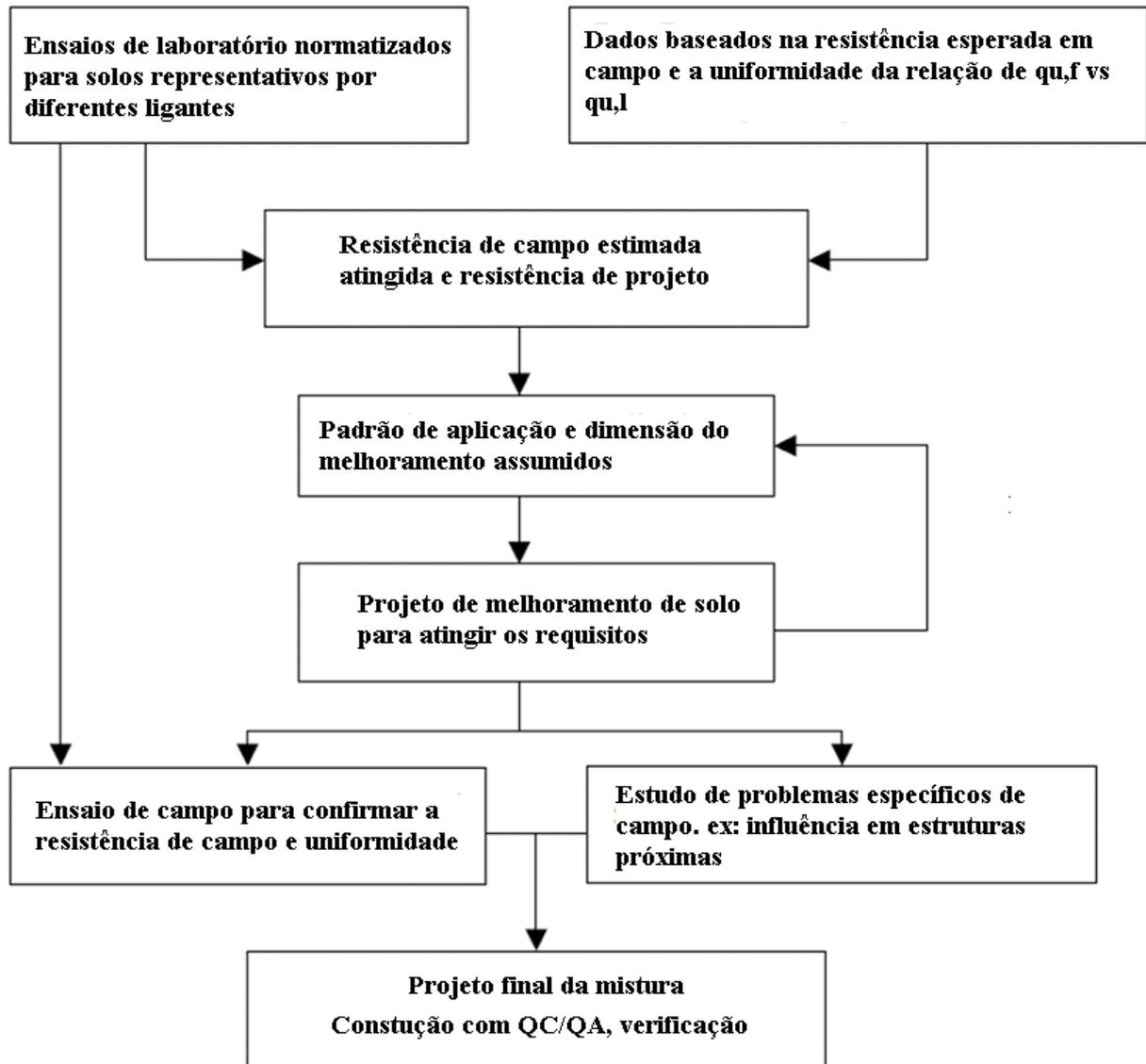


Figura 2.9 – Fluxograma do projeto (Adaptado de Terashi e Juran, 2000).

Como o projeto é feito com base na resistência estimada, são feitos testes em campo para confirmar a real resistência e uniformidade da construção. Em alguns casos, são feitos ensaios de moldagem em laboratório nesse estágio para a determinação das condições dos testes que serão realizados em campo. O resultado desse teste de campo é um balizamento para os dados do projeto, e pode-se chegar ao projeto final do sistema de solo melhorado. Finalmente se decide o projeto de mistura assim como os procedimentos de controle e garantia de qualidade (QC/QA) para a execução (TERASHI E JURAN, 2000).

Sabe-se que os equipamentos devem ser simples e resistentes o suficiente para garantir condições severas de trabalho, sendo o tempo de mistura o mais curto o possível por questões econômicas. Assim, as condições de mistura e de cura de campo e de laboratório são diferentes, resultando diferentes resistências do solo estabilizado em campo e em laboratório. Além disso, mesmo com os cuidados de execução, o solo estabilizado apresenta variações da resistência relativamente grandes. A resistência à compressão média em laboratório  $q_{ul}$  e a resistência à compressão média de campo  $q_{uf}$ , assim como a distribuição de frequência das resistências, estão representados na Figura 2.10.

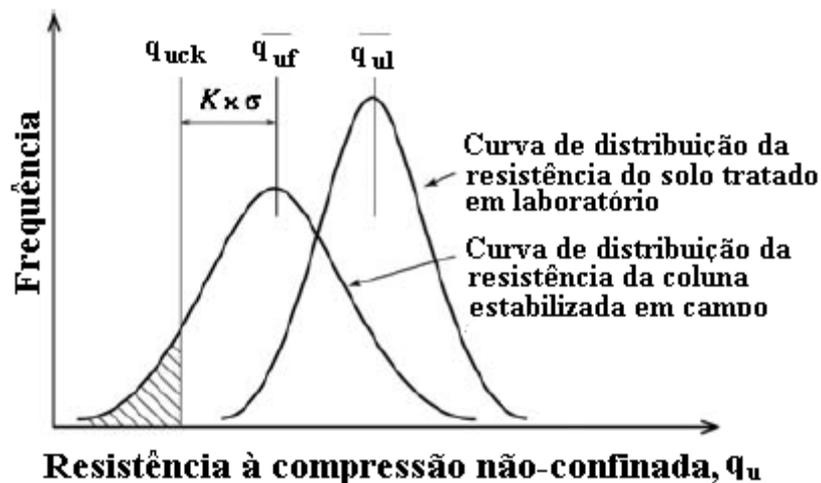


Figura 2.10 – Resistência à compressão de campo e de laboratório (Kitazume e Terashi, 2013).

Como observado, comumente a resistência de campo é menor e apresenta maior desvio que a de laboratório. Então, a resistência de projeto,  $q_{uck}$ , pode ser obtida com base em  $q_{uf}$ . A resistência de projeto pode ser obtida pelas equações 3 e 4, sendo calculada com base na diferença de resistência e desvio de resistência (Kitazume e Terashi, 2013).

$$(3) \quad q_{uck} \leq q_{uf} - K \times \sigma$$

$$(4) \quad q_{uf} = \lambda \times q_{ul}$$

Onde:  $q_{uck}$ =resistência de projeto padrão (kPa);  $K$ =coeficiente de ajuste conforme Figura 2.10;  $q_{uf}$ =resistência à compressão não confinada média da coluna estabilizada *in-situ* (kPa);  $\sigma$ =desvio padrão da resistência de campo (kPa);  $q_{ul}$ = resistência à compressão não confinada média do solo estabilizado no laboratório (kPa);  $\lambda$ =razão entre  $q_{uf}$  e  $q_{ul}$  (valor empírico, usualmente de 0,5 a 1).

### 2.4.2 Estabilização em massa no laboratório

Grande parte da aplicação do método de estabilização em massa ocorre em locais onde o solo é mole, saturado, com nível freático superficial, e até mesmo com boa parcela de matéria orgânica. Como a mistura apresenta água disponível ao longo do seu processo de cura, foi desenvolvido um método de moldagem que busca uma representação das condições de campo para estabilização em massa. O uso dessa técnica tem origem na Finlândia e foi reportado por diversos autores (Axelsson et al. 2002; Ahnberg et al. 2001; Ahnberg et al. 2003; Lemos et al. 2020).

A metodologia consiste na inserção da mistura de solo estabilizado em tubos cilíndricos imersos em água, com posterior uso de um peso inserido no tubo para que seja obtido uma tensão de 18kPa sobre a mistura, a fim de representar 1 metro de aterro de material granular recomendados após a execução de estabilização em massa (EuroSoilStab, 2002). Através do uso de um material poroso na base do tubo (geotêxtil ou pedra porosa), que permita o fluxo de água sem que se perca material sólido, é reproduzido que a mistura possa absorver água do tanque ao longo do período de cura. Um esquema da representação do método (Figura 2.11) foi feito por Axelsson et al. (2002), que relata a importância de diâmetros maiores de tubos para turfas que podem ser mais representativas devido a heterogeneidade do material. Em seu trabalho, Ahnberg et al. (2001) também apresentaram um esquema e imagens da moldagem utilizando esta técnica (Figura 2.12).

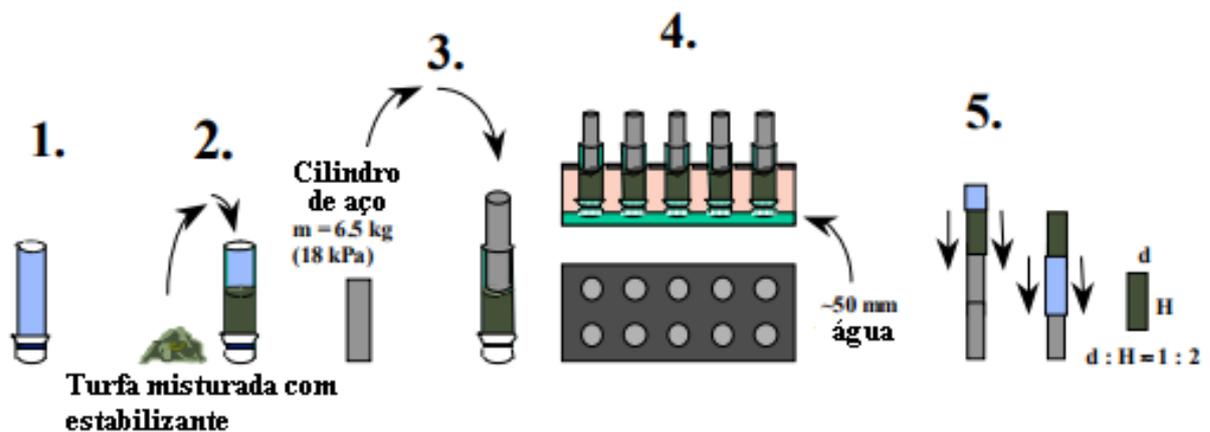


Figura 2.11 – Esquema da moldagem da Finlândia (Adaptado de Axelsson et al. 2002).

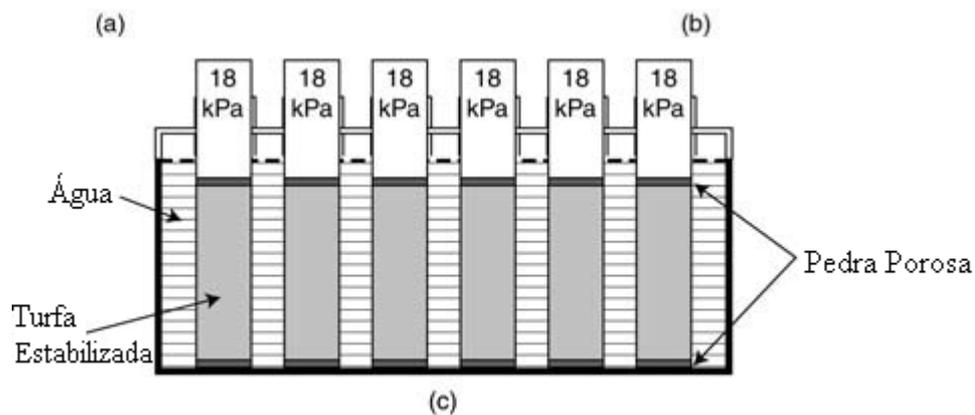


Figura 2.12 – Preparação e cura das amostras: (a) preenchimento do tubo molde; (b) disposição dentro da água com cargas de 18kPa; e (c) Esquema geral de moldagem (Adaptado de Ahnberg et al. 2001).

## 2.5 ESTUDOS EM SOLOS ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS

Neste item serão abordados alguns estudos realizados em solos artificialmente cimentados que apresentam um importante embasamento para o desenvolvimento e determinação de variáveis para o presente estudo.

Uma das importantes linhas de pesquisa do PPGEC/UFRGS é o estudo de solos artificialmente cimentados. Consoli et al. (2007) verificaram que não havia relação do teor água/cimento com a resistência à compressão não confinada, e principalmente, desenvolveu uma metodologia racional através do índice  $\eta/C_{iv}$  com um expoente de 0,28, que foi um

excelente parâmetro para previsão da resistência do material e cimento estudados, com um  $R^2$  de 0,97. Segundo os autores o índice pode ser desenvolvido por meio da Equação 5.

$$(5) \quad \frac{\eta}{C_{iv}} = \frac{\frac{V_v}{V_{total}}}{\frac{V_c}{V_{total}}} = \frac{V_v}{V_c}$$

Onde:  $V_v$ =volume de vazios (água+ar) da amostra;  $V_c$ =volume de cimento da amostra; e  $V_{total}$ =volume total da amostra

Neste estudo foi utilizado um solo arenoso e um cimento Portland ARI como agente cimentante, consolidando-se como uma excelente inovação no estudo de solos artificialmente cimentados, tendo em vista que se adequou como um ótimo parâmetro de previsão da resistência à compressão não confinada,  $q_u$  (Figura 2.13).

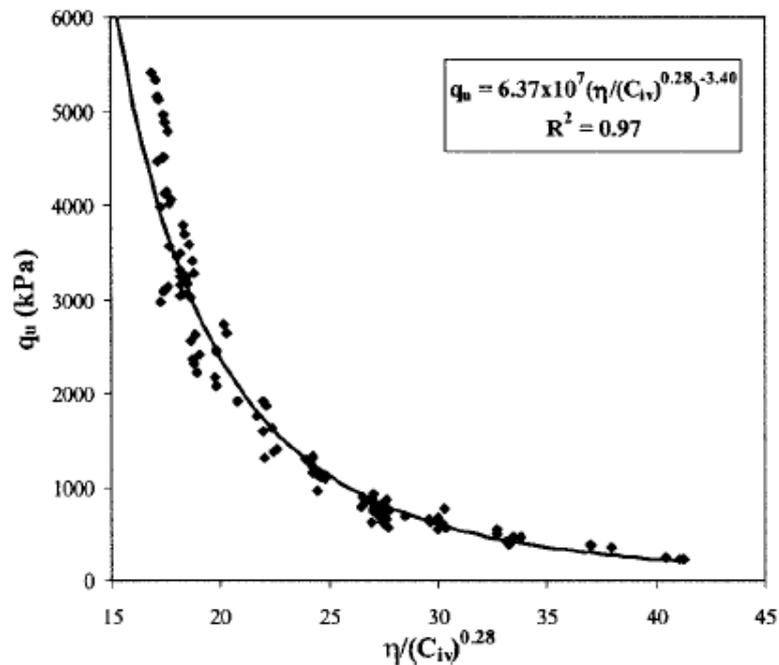


Figura 2.13 – Análise da resistência à compressão não confinada por meio do parâmetro  $\eta/C_{iv}$  com excelente precisão (Consoli et al. 2007).

Os resultados apresentados por Consoli et al. (2007) sugerem que, como funcionou como previsão de todas as misturas, independente do teor de cimento e teor de umidade, o uso desta metodologia permite que o engenheiro possa determinar um teor de cimento ajustado por um expoente que varia provavelmente com o tipo de solo e cimento e a energia de compactação necessária para atingir a resistência de projeto requisitada. Além disso, o mesmo parâmetro

apresentou bom ajuste para a determinação da rigidez do material. Após alguns anos, Winter (2018) sugeriu o uso do teor volumétrico de agente cimentante ( $B_{iv}$ ), que substitui o  $C_{iv}$  quando o agente cimentante não é apenas o cimento Portland, mas a mistura de outros materiais compondo cimentos pozolânicos. Após a realização deste estudo, diversas investigações foram realizadas com parâmetros similares, utilizando cal (Consoli et al. 2009), utilizando cimento para previsão da resistência à compressão não confinada e também resistência à tração por compressão diametral (Consoli et al. 2010), em argilas (Consoli et al. 2011a), com misturas de cinza volante e cal (Consoli e Dalla Rosa, 2010), em solos finos analisando rigidez, resistência e envoltórias de ruptura utilizando cimento (Consoli et al. 2017a), em cimentação de rejeitos de minérios de ouro (Consoli et al. 2017b) e também recentes estudos com uso de cimentos alcalinos compostos por pó de vidro, cal de carbureto e hidróxido de sódio (Consoli et al. 2021) e cimentos alcalinos de cal de carbureto, resíduo de cerâmica vermelha e hidróxido de sódio (Loterio, 2020). Ainda, verificou-se que a resistência à compressão não confinada aumenta com a diminuição da porosidade (Consoli et al. 2007, 2009, 2010a, 2010b, 2011a, 2011b, 2014a, 2016a, 2017a, 2018a, 2018b, 2019a, 2019b).

Diambra et al. (2017) analisaram o uso de diferentes expoentes de ajustes interno (a) e externo (b) nas equações de previsão dos parâmetros relacionados com os índices  $\eta/C_{iv}$  e  $\eta/B_{iv}$ . Para solos finos, é comum um bom ajuste com o índice utilizando um expoente (a) próximo a 0,28, sendo comumente empregados com bom ajuste para solos deste tipo, enquanto para solos granulares este valor é próximo a unidade. O significado físico deste expoente interno é que maior ele será quanto mais o solo for dependente do ligante para desenvolvimento das reações. A partir da escolha do expoente (a) por um processo de iteração de ajuste das curvas são determinados os expoentes de ajuste externo (b) da equação de potência. As equações ficam então com uma forma igual ao apresentado na Equação 6, onde A é um escalar da equação,  $\eta$  é a porosidade do CP,  $C_{iv}$  é o teor volumétrico de cimento e  $B_{iv}$  é o teor volumétrico de agente cimentante.

$$(6) \quad (qu; E50) = A \left[ \frac{\eta}{(C_{iv}, B_{iv})^a} \right]^{-b}$$

Ahnberg et al. (2003) estudaram em laboratório argilas e solos orgânicos estabilizados por diferentes ligantes. Os autores verificaram que vários tipos de ligantes podem ser empregados, e que alguns deles podem ser aplicados em diversos tipos de solos, enquanto outros apresentam bons resultados apenas em determinados solos (Figura 2.14). Além disso, foi possível verificar que alguns ligantes apresentam ganhos de resistência muito elevados mesmo com mais de 350 dias de cura (Figura 2.14). Em outro estudo similar, Ahnberg e

Johansson (2005) identificaram ganhos de resistência para alguns ligantes mesmo com 800 dias de cura.

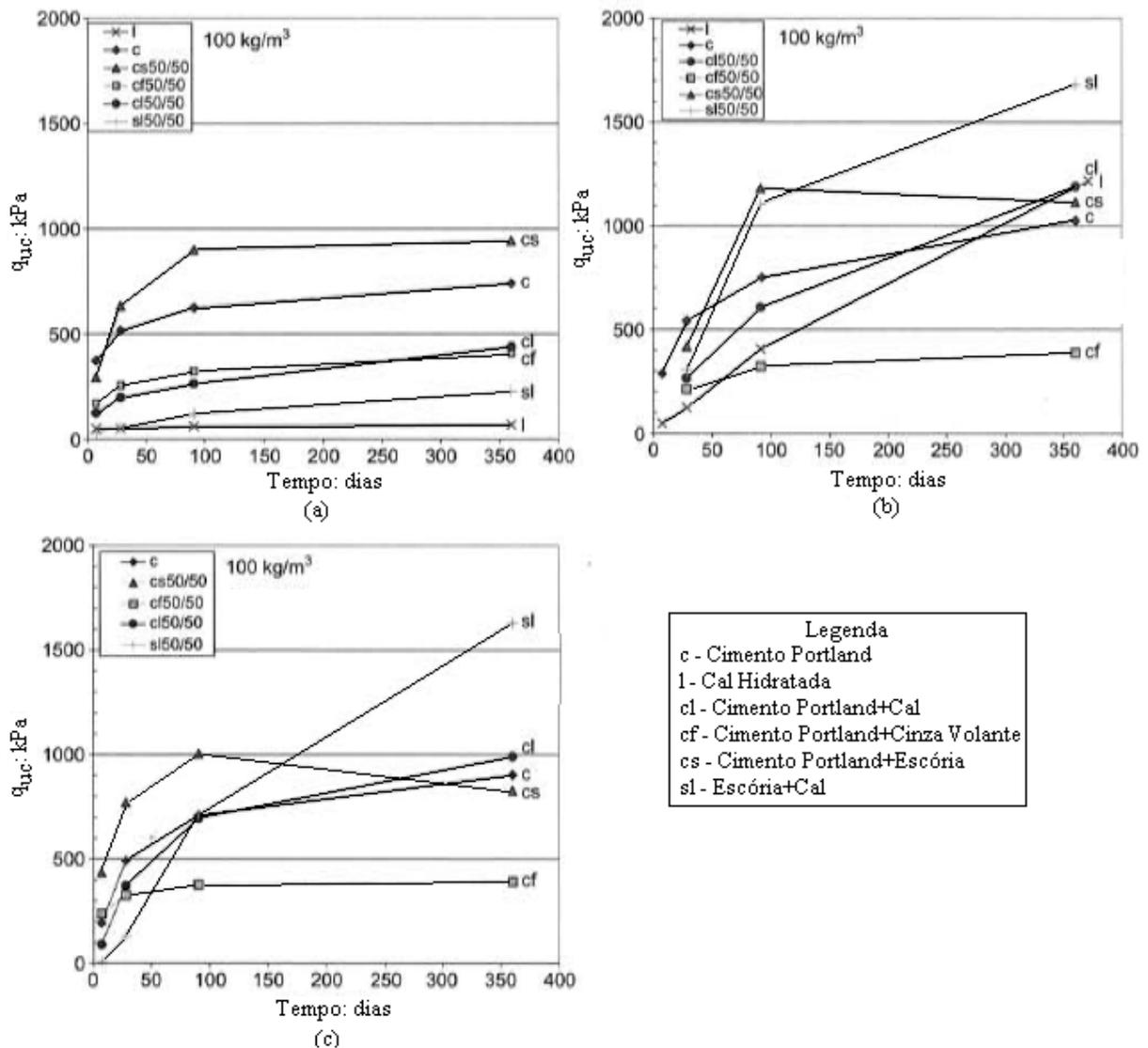


Figura 2.14 – Curvas tempo x resistência a compressão não confinada da: (a) Argila I (Linköping); (b) Argila II (Löftabro); e (c) gyttja I (Holma) (Adaptado de Ahnberg e al. 2003).

Ahnberg et al. (2001) estudaram a influência da sobrecarga aplicada sobre o corpo de prova logo após a mistura, utilizando 0, 9 e 18kPa, além de diferentes tipos de ligante e tempos de cura (Figura 2.15). Neste estudo ficou evidenciado que independentemente do tempo de cura e do ligante, a resistência a compressão não confinada aumentou conforme aumentou a sobrecarga, porém as investigações se limitaram a 18kPa de carga.

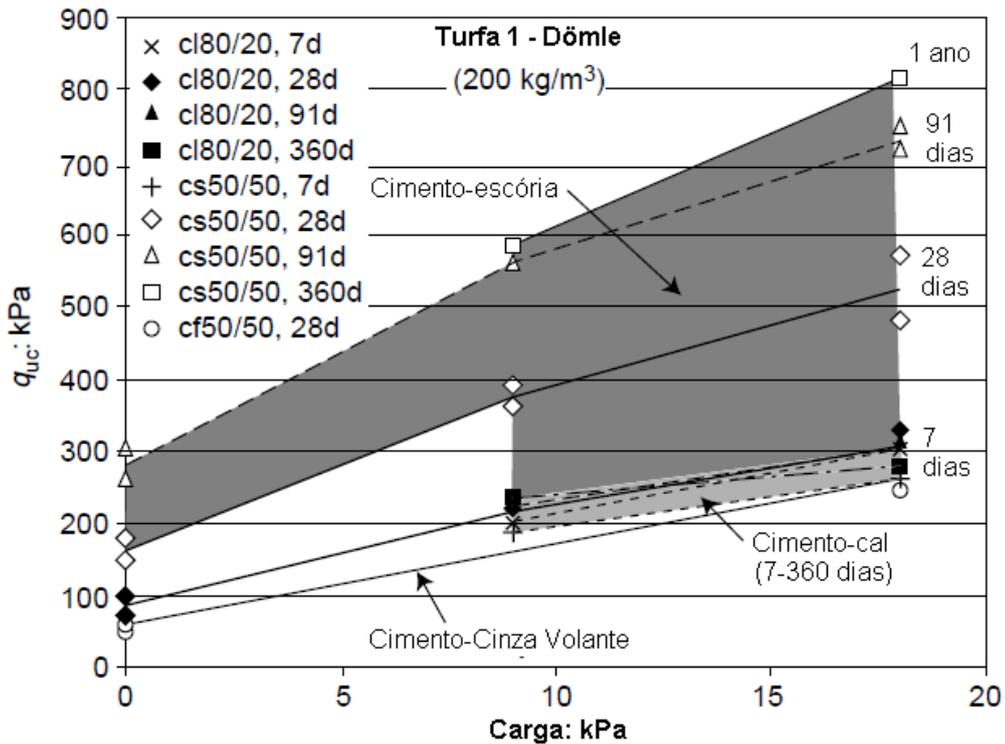


Figura 2.15 – Curvas carga x resistência a compressão não confinada para diferentes ligantes e tempos de cura (Adaptado de Ahnberg et al. 2001). Nota: legenda dos ligantes na Figura 2.14.

Lemos et al (2020) realizaram um estudo em laboratório e campo sobre a estabilização de uma argila orgânica com cimento Portland. Dentre os principais resultados, verificou-se que a porosidade final dos corpos de prova controlava as propriedades mecânicas das misturas, com crescimento notável da resistência em relação ao solo não estabilizado (Figura 2.16). Também os autores relataram a diminuição do teor de umidade e teor de matéria orgânica após o período de cura por conta das interações com o cimento adicionado. Também pela Figura 2.16, nota-se que ocorreu o comportamento esperado, já demonstrado na Figura 2.10, onde comumente a resistência de campo é menor e apresenta maior desvio que a de laboratório, sendo ambas maiores que a resistência do solo não estabilizado.

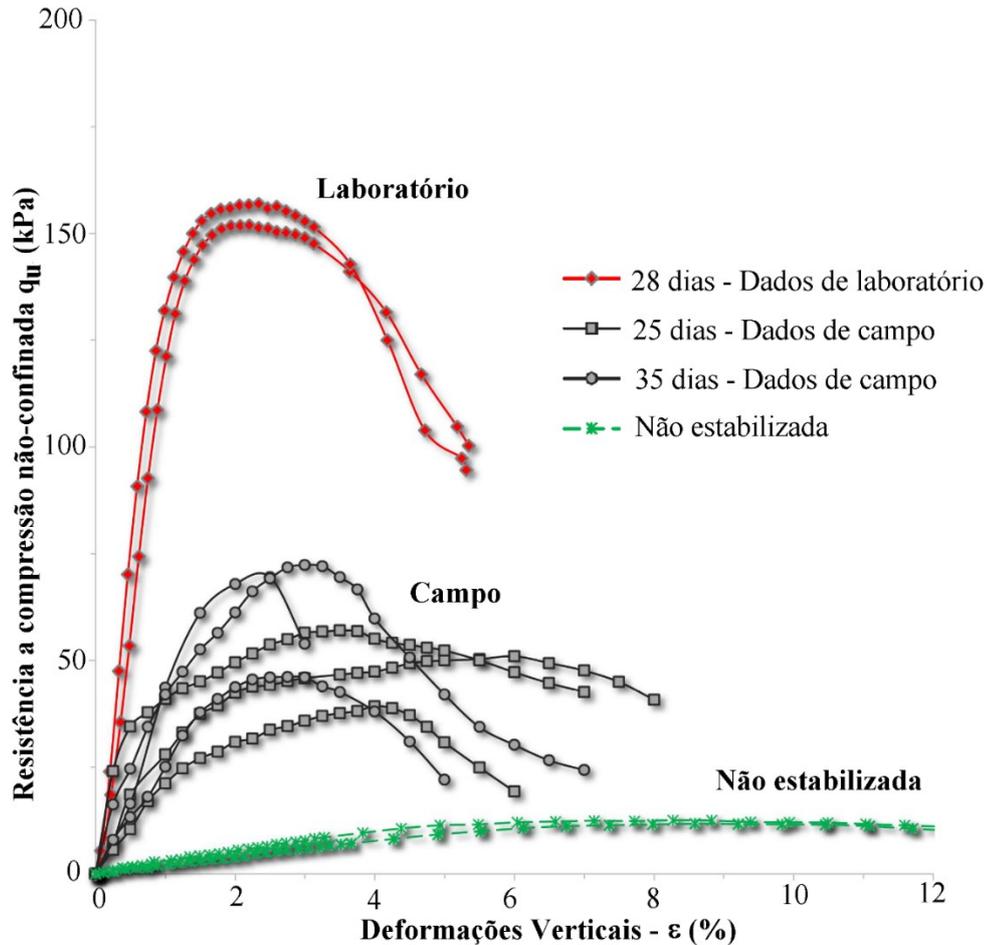


Figura 2.16 – Curvas tensão x deformação axial do solo não estabilizado, estabilizado em campo e estabilizado em laboratório (Lemos et al. 2020).

Diversos autores recomendam quantidades de cimento a adicionar ao solo para sua estabilização, principalmente de acordo com o tipo de solo a ser melhorado. Segundo o manual EM 1110-3-137 (U. S. Army Corps of Engineers, 1984) para melhoramento de solos do tipo OH, classificados pela SUCS, são estimados 11% de cimento em peso seco. De acordo com a Portland Cement Association (1995) para melhoramento de solos do tipo A-7, classificados pela HRB, são estimados de 10-16% de cimento em peso seco, relatando ainda um possível aumento em 6% para solos com coloração preta. Lemos et al (2020) utilizaram teores de cimento Portland ARI de 100, 150 e 200kg/m<sup>3</sup> em laboratório e 150kg/m<sup>3</sup> em campo para melhoramento de uma argila orgânica (50%) e baixo pH (3,4), obtendo sucesso no melhoramento. EuroSoilStab (2002) relatou o uso de quantidades de cimento de 60 a 400 kg/m<sup>3</sup> em solos orgânicos, sendo maior o teor de cimento necessário quanto maior for o teor de matéria orgânica.

## 2.6 USO DE LIGANTES ALTERNATIVOS

Além dos ligantes convencionais, como o Cimento Portland e a Cal Hidratada, é cada vez mais comum estudos e usos contemplando ligantes alternativos compostos principalmente por resíduos e coprodutos industriais. Podem compor os ligantes materiais cimentantes, pozolânicos e ativadores químicos. Como materiais cimentantes estão aqueles materiais que possuem capacidade aglomerante, como o cimento Portland, cimento de aluminato cálcico e escórias de alto forno.

O material pozolânico, ou pozolana, é definido nacionalmente pela NBR 12653 (ABNT, 2015) e internacionalmente pela C125 (ASTM, 2020) como aquele material que possui em sua composição sílica e/ou alumina, que não possuem ação aglomerante por si, mas que, em presença de água e finamente moídos, reagem com hidróxido de cálcio em temperatura ambiente formando compostos cimentantes, de forma análoga aos produzidos no processo de hidratação do cimento Portland (ABNT, 2015; ASTM, C125). Este processo de formação de compostos cimentantes é conhecido como reação pozolânica. A NBR 12653 (ABNT, 2015) divide ainda as pozolanas entre naturais e artificiais. As primeiras são aquelas que são originárias de atividades vulcânicas, possuindo normalmente um caráter petrográfico ácido, com composição de 65% de  $\text{SiO}_2$ , ou ainda aqueles materiais de origem sedimentar com atividade pozolânica, como por exemplo cinzas vulcânicas e zeolitas naturais. Já as pozolanas artificiais são materiais produzidos em processos industriais, ou ainda produtos de tratamento térmico com atividade pozolânica, como por exemplo metacaulim, cinzas de casca de arroz e cinzas volantes.

O cimento pozolânico pode ser considerado aquele que é constituído de uma pozolana e cal, que, em certos níveis de pH, fazem a dissolução da Portlandita ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ), material considerado de baixa solubilidade.

O cimento álcali-ativado, ou alcalino, consiste em uma substância com propriedades cimentantes, que surge através de reações químicas após a mistura entre um material precursor e um material ativador, processo conhecido como álcali-ativação. O primeiro deles consiste basicamente em materiais silicatos, com alto teor de cálcio, ou alumínio silicatos. O segundo é um material alcalino que reage quimicamente com o precursor formando o composto cimentante.

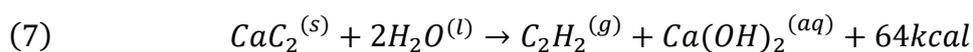
É chamado de ligante ternário aquele que é composto por três materiais, como por exemplo Cimento Portland, Cal Hidratada e uma pozolana. Gleize et al. (2003) analisaram a microestrutura de argamassas executadas com ligante ternário composto por cimento Portland,

cal e sílica ativa, visando a diminuição do uso de Cimento Portland, obtendo como resultados a diminuição da porosidade e o aumento da resistência à compressão a longo prazo para 10% de substituição. Korde et al. (2021) estudaram diferentes composições de ligantes. Uma das conclusões do trabalho foi que o ligante ternário composto por Cimento Portland, Cal hidratada e escória de alto forno apresentou maior resistência à compressão aos 28 dias, com cura a 20°C, que o ligante composto 100% por Cimento Portland.

### 2.6.1 Cal de Carbureto

A Cal de Carbureto (CC) receberá neste tópico uma atenção especial, por ser um dos materiais utilizados na técnica estudada.

O gás acetileno ( $C_2H_2$ ) é produzido para uso diversos na indústria, como, por exemplo, em maçaricos de soldas (suas chamas atingem altas temperaturas), explosivos, plásticos e borrachas sintéticas. O seu processo de produção consiste na reação entre o carbureto de cálcio ( $CaC_2$ ) com água. Ramasamy et al. (2002), definiram o processo de produção do gás acetileno em termos de reação química (Equação 7), onde é possível observar que além do  $C_2H_2$  gerado, tem como produtos de reação o hidróxido de cálcio ( $Ca(OH)_2$ ) e gera 64kcal de calor por mol de carbureto, sendo resíduos indesejados na produção do acetileno. Segundo os mesmos autores, cerca de 1 litro de água é necessário dissipar o calor de 1 kg de carbureto, além de reagir e realizar a troca de calor.



Com isso, o hidróxido de cálcio (cal de carbureto) fica acompanhado de água, sendo necessária uma secagem para obter o hidróxido de cálcio seco. Ramasamy et al. (2002) determinaram que são produzidas de 10 a 12 toneladas de cal de carbureto por dia na produção de 100m<sup>3</sup> por hora de gás acetileno, com uma quantidade de 95% de hidróxido de cálcio no resíduo seco do processo de produção, com fases minoritárias de calcita e sílica.

Thomé (1999) relata que a cal de carbureto possui boa afinidade com silicatos e aluminatos, apresentando interessantes resultados de reação pozolânica, com maior pureza que uma cal dolomítica comercial no estado do RS. Fica notável então a quantidade de resíduo hidróxido de cálcio produzido, que possui boa capacidade de aplicação na engenharia.

Durante o armazenamento da cal de carbureto deve ser evitado o contato com o ar, tendo em vista que a mesma pode reagir com dióxido de carbono ( $CO_2$ ). A reação com o  $CO_2$  forma

carbonato de cálcio, que é um composto fracamente cimentante e que tem capacidade de atrapalhar as reações pozolânicas. Então, durante o armazenamento do material deve ser verificada e evitada a possibilidade de carbonatação do material, aproveitando sua maior capacidade pozolânica possível.

Diversos autores utilizaram a cal de carbureto como material de melhoramento de solo, sendo um importante campo de estudo no PPGEC-UFRGS, onde foi possível verificar interessantes ganhos de resistência e melhorias de propriedades em interação com cinzas e em compostos alcalinos (CONSOLI et al. 2001, 2010, 2011b, 2014b, 2016b, 2018b, 2019a, 2019b, 2019c, 2019d; THOME, 1999; SALDANHA, 2014; NOVAES, 2016; DAASSI-GLI, 2020; DORNELLES, 2020; LOTERO, 2020).

Saldanha et al. (2018) reportaram diversos resultados de  $q_u$  para diferentes tipos de solos e resíduos estabilizados com uso de CC e tempos de cura de 7 e 28 dias, geralmente com temperatura de cura de 23°C e estabilizados com peso específico aparente máximo, estando os resultados resumidos na Figura 2.17.

Estudos anteriores avaliaram o uso de CC como ativador da EAF. Lang et al. (2020) estudaram a utilização da ativação da EAF com CC para estabilização de lama dragada, obtendo resultados um valor de  $q_u$  para misturas estabilizadas por 20% de ligante (30% CC+70%EAF) maior do que para 15% de cimento Portland (para 28, 60 e 90 dias de cura). Yi et al. (2015) realizaram estudo similar, porém para a estabilização de uma argila mole, reportando uma resistência  $q_u$  mais que duas vezes maior que para a correspondente argila estabilizada por cimento Portland. Seo et al. (2019) observaram a diminuição de  $q_u$  para argamassas com areia de rio conforme foi aumentado o teor de CC em um sistema de ligante binário (CC+EAF), que indicaram a dependência do teor de EAF para o desenvolvimento da resistência para esta situação.

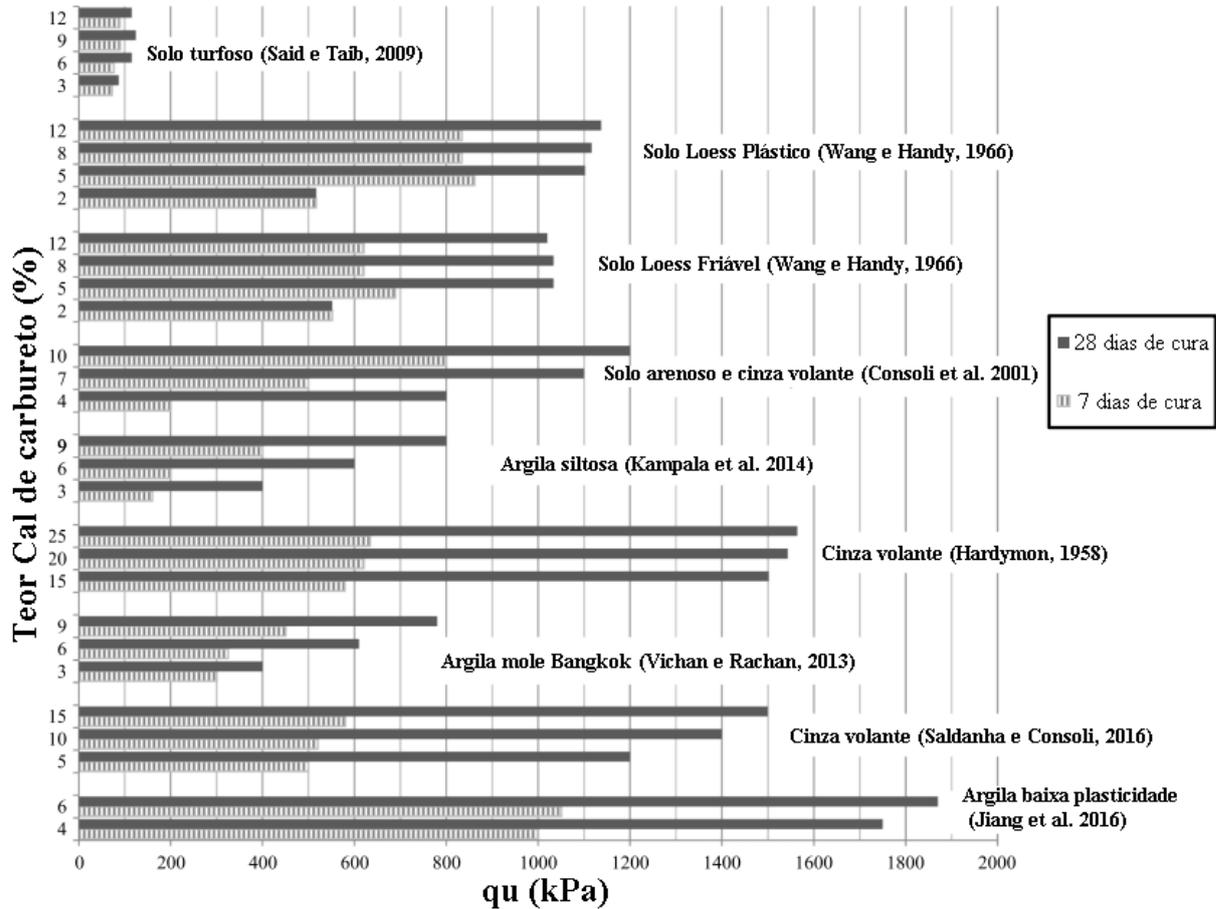


Figura 2.17 – Resultados para  $q_u$  com uso de CC em diferentes teores e solos (Adaptado de Saldanha et al. 2018).

### 2.6.2 Escória de alto forno

A Escória de Alto Forno (EAF) receberá neste tópico uma atenção especial, por ser um dos materiais utilizados na técnica estudada.

A EAF é um destes coprodutos industriais utilizados para aplicação como substituição parcial ou total do cimento Portland. A EAF é um coproduto da produção do aço. No processo de fabricação de ferro gusa, o minério de ferro, o coque, calcário e dolomita são inseridos no alto forno, onde ocorre a redução dos óxidos contidos nos minerais de ferro, separando-os das impurezas. Assim, as escórias são formadas pela fusão das impurezas do minério de ferro, do calcário, dolomita e das cinzas do coque. Neste momento, a EAF está com temperatura próxima a do ferro, estando entre 1400-1600°C. A velocidade de resfriamento é fundamental para definição da fase amorfa da EAF. Se for resfriada rapidamente é formado um silicato amorfo de Ca-Al-Mg. Basicamente são utilizadas duas formas de resfriamento: (a) Resfriada ao ar – são dispostas em estado líquido em locais apropriados para serem resfriadas lentamente ao ar,

formando diferentes fases cristalinas que resultam em uma baixa capacidade de aglomerante hidráulico; e (b) Resfriada com água – são transportadas em estado líquido para os granuladores, onde são submetidas a jatos de água altamente pressurizados, ocasionando um resfriamento rápido, sem tempo para formação de cristais, tornando-se granulada com estrutura amorfa (ou vítrea). Assim, para emprego em ligantes, é utilizada a escória granulada de alto forno, que possui bom potencial hidráulico quando finamente moída. A composição da EAF depende dos materiais utilizados na fabricação do ferro gusa. Normalmente, sílica, cálcio, alumínio, magnésio e oxigênio compõem mais de 95% da EAF (ÖZBAY et al. 2016).

A EAF utilizada sozinha apresenta uma taxa de hidratação lenta, que resulta em baixas resistências iniciais, necessitando usualmente de um ativador químico que acelere sua hidratação, sendo um dos principais ativadores o cimento Portland (SONG et al. 2000). A EAF é ativada, principalmente, pela Portlandita, que é um dos produtos de hidratação do cimento Portland (Hakkinen, 1993). A hidratação da escória com o cimento Portland ocorre principalmente com a quebra e dissolução da fase amorfa da escória pelos íons  $\text{OH}^-$  que se soltam na hidratação do cimento Portland. Quando este cimento de escória hidrata, reage com os álcalis Na e K e com o hidróxido de cálcio  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , tem como produto de reação o gel C-S-H (ÖZBAY et al. 2016). Isto indica que a EAF pode ser ativada diretamente por cal ( $\text{CaO}$  ou  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ), o que possibilita um interessante uso da EAF para fins geotécnicos, tendo em vista o consistente uso do cimento Portland e da cal com esta finalidade. A Figura 2.18A demonstra a composição básica de alguns materiais componentes de ligantes e a Figura 2.18B os principais produtos de reações gerados pelos seus usos e suas composições.

O uso de EAF ativada por cal foi utilizada por Wild et al. (1998) para estabilização de argilas, apresentando maiores resistências do que argilas estabilizadas apenas com cal ou apenas com EAF. Ahnberg et al. (2003) também utilizaram EAF e cal na estabilização de solos orgânicos obtendo para alguns tipos de solos resultados de resistência a longo prazo maiores até que os mesmos solos estabilizados por cimento Portland. Nidzam e Kinuthia (2010) obtiveram resultados de resistência maiores para argilas estabilizadas com cal e escória do que as mesmas argilas estabilizadas apenas com cal ou escória.

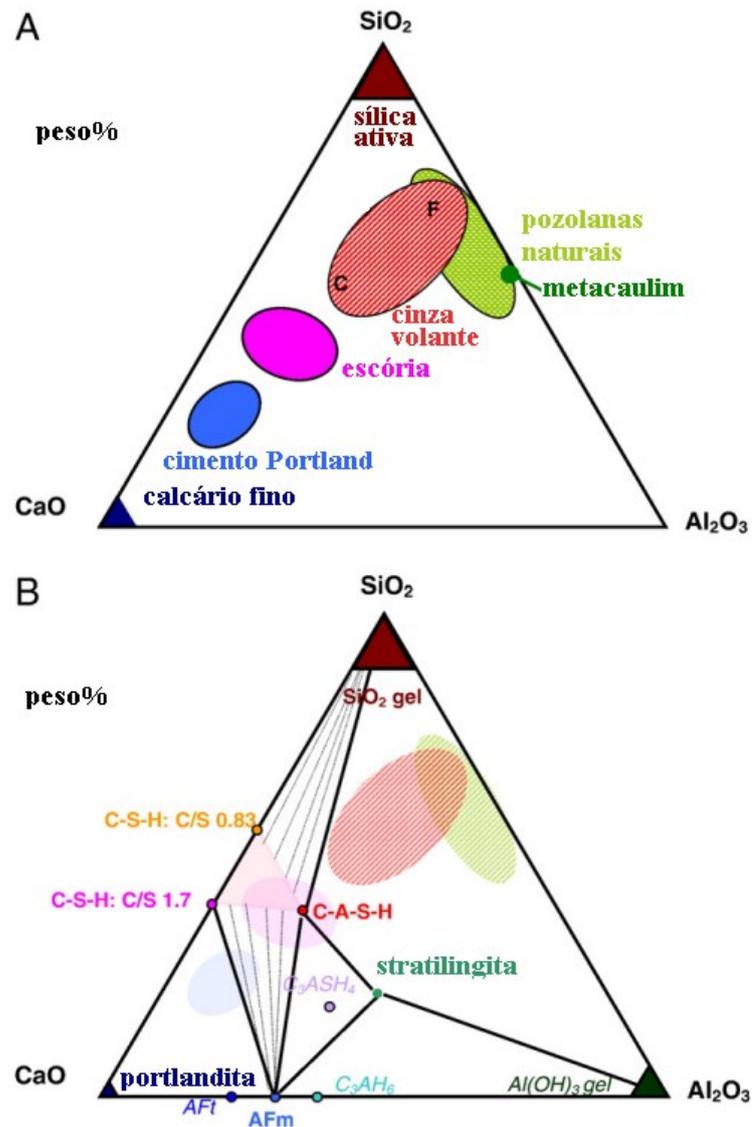


Figura 2.18 – Diagrama ternário de materiais cimentantes (Adaptado de Lothenbach et al. 2011).

### 3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

#### 3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente programa experimental foi planejado a fim de concluir os objetivos propostos. Serão abordados neste item os materiais e procedimentos utilizados na pesquisa. Será abordada uma

investigação e caracterização do solo argiloso orgânico, uma caracterização dos materiais utilizados no ligante ternário, um estudo da composição do ligante ternário, com posterior análise da influência das variáveis de interesse no melhoramento do solo proposto. Com isso, o programa experimental pode ser dividido em três grandes fases, conforme demonstrado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Fases do programa experimental

Fase		Material	Tipo de ensaio/procedimento	
Estudo preliminar	Coleta, preparo e caracterização dos materiais	Solo argiloso orgânico, EAF, CC, CP	Coleta e preparação das amostras	
		Solo argiloso orgânico	Caracterização	Massa específica real dos grãos
				Granulometria
				Limites de Atterberg
				Teor de MO
Solo argiloso orgânico, EAF, CC, CP	Ensaio	pH	Mineralogia (DRX)	
Primeira fase	Estudo da composição do ligante ternário	Misturas solo-ligante (CC, EAF e CP)	Ensaio	Resistência à compressão não confinada (qu)
				Mineralogia (DRX)
				Microscopia (MEV)
		Análise	Análise de superfície de resposta para resistência e rigidez	
Segunda fase	Estudo dos efeitos da sobrecarga, teor e tipo de ligante	Ligante Ternário (CC+EAF+CP) e Cimento Portland (CP)	Ensaio	Massa específica real dos grãos
		Misturas (solo, CC, EAF e CP)	Ensaio	Resistência à compressão não confinada (qu)
				Teor de MO
			Análise	Análise de superfície de resposta para resistência e rigidez
				Relação dos resultados com o índice $\eta/Biv$

Fonte: Autor

## 3.2 VARIÁVEIS INVESTIGADAS

No estudo proposto definiram-se as variáveis como sendo dependentes e independentes. As variáveis independentes são aquelas utilizadas que podem influenciar nas variáveis dependentes e foram divididas entre fatores controláveis e os fatores constantes. Já as variáveis dependentes são as variáveis de resposta do experimento.

### 3.2.1 Estudo do ligante ternário no solo melhorado

Planejou-se um estudo, variando a composição do ligante ternário já na estabilização do solo argiloso orgânico, tendo em vista que essa será sua aplicação final proposta.

Fatores controláveis: Estes fatores foram analisados com relações em massa, e são as variáveis que se deseja analisar a influência na variável de resposta.

- Parcela de substituição do cimento Portland (%substituição): é a quantidade, em %, de cimento Portland substituído por uma parcela alternativa (EAF+CC) no ligante ternário. Essa variável foi definida com o objetivo de verificar o quanto se pode diminuir o consumo de cimento Portland sem que se tenha perda de resistência.
- Dosagem da parcela alternativa (%CC): é analisado como a quantidade de cal de carbureto (CC) que compõe a porção alternativa do ligante ternário. Esta variável deve indicar a quantidade de EAF e CC da parcela alternativa do ligante ternário. Esta dosagem tem principal importância para o desenvolvimento das reações entre os materiais, tendo em vista que a Portlandita contida na CC solubiliza liberando íons  $[OH^-]$  que elevam o pH do sistema, onde o cálcio disponível reage com os alumino silicatos da EAF.
- Tempo de cura: tempo de cura medido em dias a partir do momento da execução das pastas. Através desta variável é possível avaliar a evolução da resistência na cura térmica, bem como definir um tempo de cura para realização da segunda etapa deste programa experimental.

Fatores constantes:

- Materiais: cal de carbureto (resíduo da produção de gás acetileno, proveniente da empresa White Martins), escória granulada de alto forno (coproduto da

indústria do aço na região de Vitória/ES, proveniente da empresa ArcelorMittal), e Cimento Portland CPV.

- Temperatura: temperatura de cura dos corpos de prova.
- Teor de umidade do solo antes da estabilização.
- Teor de ligante: quantidade de ligante adicionado em relação ao solo úmido (em  $\text{kg/m}^3$ , onde o volume do solo refere-se ao peso específico natural do solo).
- Sobrecarga: sobrecarga adicionada após a mistura.

Variáveis dependentes (ou de resposta)

- resistência à compressão não confinada ( $q_u$ )
- módulo de elasticidade secante para 50% da resistência de pico ( $E_{50}$ ).

### 3.2.2 Estudo da sobrecarga, teor e tipo de ligante no solo melhorado

Planejou-se um estudo, variando o teor de ligante e nível de sobrecarga na estabilização do solo argiloso orgânico.

Fatores controláveis: Estes fatores foram analisados com relações em massa, e são as variáveis que se deseja analisar a influência na variável de resposta.

- Teor de ligante: quantidade de ligante adicionado em relação ao solo úmido (em  $\text{kg/m}^3$ , onde o volume do solo refere-se ao peso específico natural do solo).
- Sobrecarga: sobrecarga adicionada após a mistura, em kPa.
- Tipo de Ligante: variável qualitativa dos 2 tipos de ligantes utilizados, o ligante ternário proposto e o cimento Portland CPV.

Fatores constantes:

- Tempo de cura: tempo de cura medido em dias a partir do momento da execução das pastas.
- Composição do ligante ternário: determinada no estudo da composição do ligante ternário.
- Temperatura: temperatura de cura dos corpos de prova.
- Teor de umidade do solo antes da estabilização.

### Variáveis dependentes (ou de resposta)

- resistência à compressão não confinada ( $q_u$ )
- módulo de elasticidade secante para 50% da resistência de pico ( $E_{50}$ ).

## 3.3 MÉTODOS

A seguir serão apresentados os métodos, técnicas e equipamentos, bem como suas normas e referências de procedimento, utilizadas no presente estudo, tanto para a caracterização dos materiais, quanto para estudo e análise das propriedades do solo estabilizado.

### 3.3.1 Preparação preliminar do solo

Antes da realização dos ensaios foi feita uma preparação da amostra coletada, de acordo com Anexo A da NBR 6457 (ABNT, 2016a). O material foi seco ao ar livre e após o material foi homogeneizado pelo processo de quarteamo, e por fim o material foi destorroado com o uso de almofariz de porcelana.

### 3.3.2 Caracterização física e geotécnica

#### 3.3.2.1 Análise granulométrica do solo

A análise granulométrica do solo foi realizada por meio dos processos de peneiramento e sedimentação, de acordo com a NBR 7181 (ABNT, 2018). Com isso, foi traçada a curva granulométrica do solo.

#### 3.3.2.2 Massa específica dos grãos

A massa específica real dos grãos do solo foi determinada por ensaio do picnômetro, especificado pelo Anexo B da NBR 6458 (ABNT, 2017a), que especifica a metodologia para partículas menores que 4,8 mm, conhecido como Método do Picnômetro. Já para os ligantes (ligante ternário e cimento Portland), que podem reagir com a água, a massa específica foi determinada pelas especificações da NBR 16605 (ABNT, 2017c), utilizando como material não reagente o querosene. O método é também conhecido como Método do frasco de Le Chatelier.

### 3.3.2.3 Limites de Atterberg

Os limites de estado do solo, ou Limites de Atterberg, foram determinados seguindo as orientações da NBR 6459 (ABNT, 2017b) e NBR 7180 (ABNT, 2016c), para o limite de liquidez e limite de plasticidade, respectivamente. Cabe ressaltar que também foi verificado o limite de liquidez do solo após secagem do material em estufa à 100°C, para complementar classificação da SUCS, onde o solo pode ser caracterizado como orgânico caso o limite de liquidez após a queima à 100°C seja menor que 75% do limite de liquidez do solo (ASTM, 2017).

### 3.3.2.4 Teor de matéria orgânica (MO)

A porção orgânica do solo foi determinada pelo método de queima em forno do tipo mufla à cerca de 440°C, onde é determinada a massa de cinza após queima do solo, de acordo com NBR 13600 (ABNT, 1996), conforme mencionado no Item 2.2.1. Foram realizadas três amostras para confirmação dos resultados.

### 3.3.2.5 Acidez do solo (pH)

Como mencionado no item 2.2, outra característica importante, e também um grande indicativo da presença de matéria orgânica no solo, é o pH. Solos com frações orgânicas consideráveis possuem pH ácido. O pH do solo foi medido em acordo com o Método A proposto pela D4972 (ASTM, 2019b). Este método contempla o uso de pHmetro com sistema de eletrodos, que mede a diferença de potencial elétrico de um eletrodo de referência e um eletrodo de pH, convertendo para pH o valor medido. Foram realizados dois ensaios: (a) Medição de pH com pHmetro de bolso, equipamento simples utilizado principalmente para agricultura, com solução do solo em água destilada na proporção 1:2 em massa, de acordo com o proposto por Head (2006); e (b) Medição com pHmetro de laboratório, onde o ensaio foi realizado pelo Laboratório BASE, da cidade de Santa Maria/RS, com solução do solo em água destilada na proporção 1:1 em massa, conforme D4972 (ASTM, 2019b).

### 3.3.2.6 Classificação geotécnica

A partir da granulometria e limites de estado do solo, é possível classificar o solo por diferentes metodologias de classificação: (a) Fração granulométrica pela ABNT, com designações definidas pela NBR 6502 (ABNT, 1995); (b) Sistema de Classificação da *Highway Research*

*Board* (HRB), um sistema rodoviário de classificações, definido pela norma M145-91 (AASHTO, 2017); (c) Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), normalizado pela D2487 (ASTM, 2017).

### 3.3.3 Caracterização mineralógica

#### 3.3.3.1 Difração de raios-x (DRX)

As análises mineralógicas por meio do ensaio de DRX foram realizadas por um difratômetro de raios-X D8 ADVANCE Brucker, com tubo de cobre (Cu) e comprimento de onda ( $\lambda$ ) de 15418Å, operando com tensão de 40 kV e corrente de 40 mA. Foi utilizando um intervalo angular para análise de 2° a 80°2 $\theta$  com passo de 0,02°/ls.

As amostras foram ensaiadas em pó. Para análise dos materiais componentes dos ligantes foram utilizadas as respectivas granulometrias do estudo (CC<75 $\mu$ m; EAF70%<45 $\mu$ m e 30%<75 $\mu$ m; CPV<75 $\mu$ m). Para o solo foi utilizada a granulometria de finos (<75 $\mu$ m). Para análise dos produtos de reação pequenos fragmentos de corpos de prova selecionados para o ensaio, após paralisação das reações conforme item 3.3.6, foram destorroados e peneirados a uma granulometria <75 $\mu$ m. Os ensaios foram realizados no Centro de Microscopia Eletrônica da Zona Sul (CEME-SUL), da Universidade Federal do Rio Grande - FURG.

Após a realização dos ensaios, o processo de identificação de fases cristalinas foi realizado com o software Panalytical X-Pert High Score. Além disso, foi estimada a porcentagem de cristalinidade dos materiais. Park et al. (2010) citaram 3 diferentes métodos para determinação da cristalinidade calculados por ensaios de DRX: a) método da altura de pico; b) método da deconvolução de picos; e c) método da subtração amorfa. O método da subtração amorfa, também conhecido como método da Separação Simples de Área, consiste na subtração da área referente à fase amorfa, da área total do difratograma (Figura 3.1). Este método foi utilizado por diversos autores, sendo a técnica adotada para este estudo, por meio da Equação 8 (ROTARU et al. 2018; CAROLINO, 2017; PARK et al. 2010). As áreas cristalina e amorfa foram determinadas por integral das funções das superfícies cristalina e amorfa, após determinação de uma linha base, utilizando o software *Origin*.

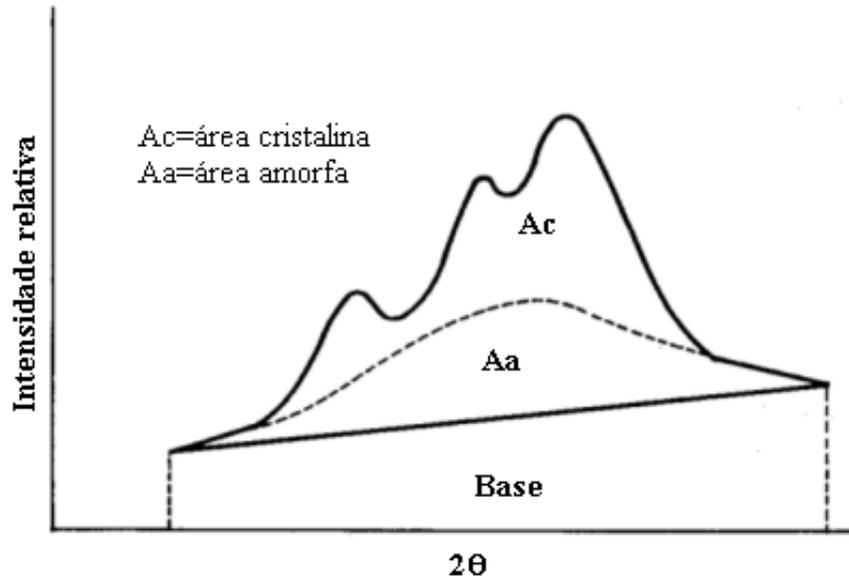


Figura 3.1 – Método da separação simples de área (Adaptado de Carolino, 2017).

$$(8) \quad Cr = 100 \times \frac{Ac}{Ac + Aa}$$

Onde: Cr é a cristalinidade, em %. Ac é a área cristalina do difratograma e Aa é a área amorfa do difratograma.

### 3.3.3.2 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) e Análise de Energia Dispersiva (EDS)

Os produtos de reação das amostras cimentadas selecionadas tiveram sua morfologia analisada por ensaios MEV. Os ensaios foram realizados utilizando um microscópio eletrônico de varredura, que possui modo alto e baixo vácuo, da marca Jeol modelo JSM-6610LV. O equipamento possui microsonda de EDS, que é um detector de raios-x capaz de identificar os elementos químicos presentes na amostra por meio da identificação de picos de linhas emissoras. A técnica de EDS foi aplicada nos pontos em que se achou interessante identificar a composição de um ponto ou uma região da amostra. As amostras tiveram suas reações congeladas pelo processo descrito no item 3.3.6. Antes da realização dos ensaios, as amostras foram secadas no vácuo e metalizadas com ouro. Os ensaios foram realizados no Centro de Microscopia Eletrônica da Zona Sul (CEME-SUL), da Universidade Federal do Rio Grande - FURG.

### 3.3.4 Propriedades mecânicas

#### 3.3.4.1 Resistência a compressão não confinada

A partir da metodologia descrita no item 3.3.5, foram moldados corpos de prova de solo remoldado com diversos teores de umidade de moldagem. Após a moldagem, foi realizado ensaio de compressão não confinada, conforme NBR 12770 (ABNT, 1992), que trata do ensaio em solos coesivos, a fim de determinar a resistência do solo remoldado e não melhorado. Foram testados diferentes teores de umidade de moldagem preliminarmente, sendo selecionados para o estudo teores de umidade em relação ao limite de liquidez (LL) do solo (1xLL, 1,25xLL e 1,5xLL), para que seja definido o teor de umidade, índices físicos e resistência à compressão não confinada do solo remoldado base para comparativo com o solo melhorado. O objetivo foi simular que o solo remoldado na umidade selecionada fosse um solo que carrega características próximas a de um solo mole em campo, sendo as suas propriedades a base para o estudo do solo melhorado.

O processo de moldagem do solo remoldado iniciou com a preparação do solo de mesma forma que para os ensaios de caracterização, com secagem ao ar, quarteamento e destorroamento. Assim, o solo seco foi misturado com água destilada por meio de um misturador manual elétrico de argamassas. Neste caso, foi utilizada sobrecarga de 18kPa com tempo de moldagem de 7 dias, para ser o solo remoldado base da análise. Foram moldados 2 corpos de prova para cada teor de umidade para análise dos resultados. Foi utilizada uma prensa eletro-hidráulica com célula de carga de 50kg para a avaliação da força média aplicada e um transdutor de deslocamento tipo régua resistiva para avaliação da deformação vertical. A velocidade do carregamento empregada no ensaio foi de 1 mm/min e os resultados foram obtidos através de um sistema de aquisição de dados Spider da HBM.

Os ensaios do solo cimentado foram realizados seguindo a norma ASTM D 5102/96 (ASTM, 2004), que trata do ensaio realizado em amostras de solo estabilizadas com cal. Foram utilizados os mesmos equipamentos do solo remoldado, porém a célula de carga foi modificada para uma com maior capacidade, de 5.000 kgf. A moldagem dos corpos de prova foi realizada de acordo com a metodologia descrita no item 3.3.5.

Todos os ensaios de compressão não confinada foram realizados no Laboratório de Geotecnia e Concreto Cláudio Renato R. Dias, da Universidade Federal do Rio Grande – FURG.

Para a aceitação do resultado de um corpo de prova, foi utilizado o critério de que a resistência do mesmo não pode exceder 10% da resistência média dos corpos de prova do conjunto.

### 3.3.4.2 Módulo de Elasticidade Secante ( $E_{50}$ )

A partir dos ensaios de compressão não confinada foram calculados para cada corpo de prova o Módulo de Elasticidade Secante ( $E_{50}$ ) para 50% da resistência de pico do material ( $\sigma_p$ ), de acordo com metodologia adotada por Lemos et al. (2020) e EuroSoilStab (2002). A Figura 3.2 demonstra a metodologia de cálculo que utiliza metade da resistência de pico e uma correção da falta de ajuste inicial para determinação de  $E_{50}$ .

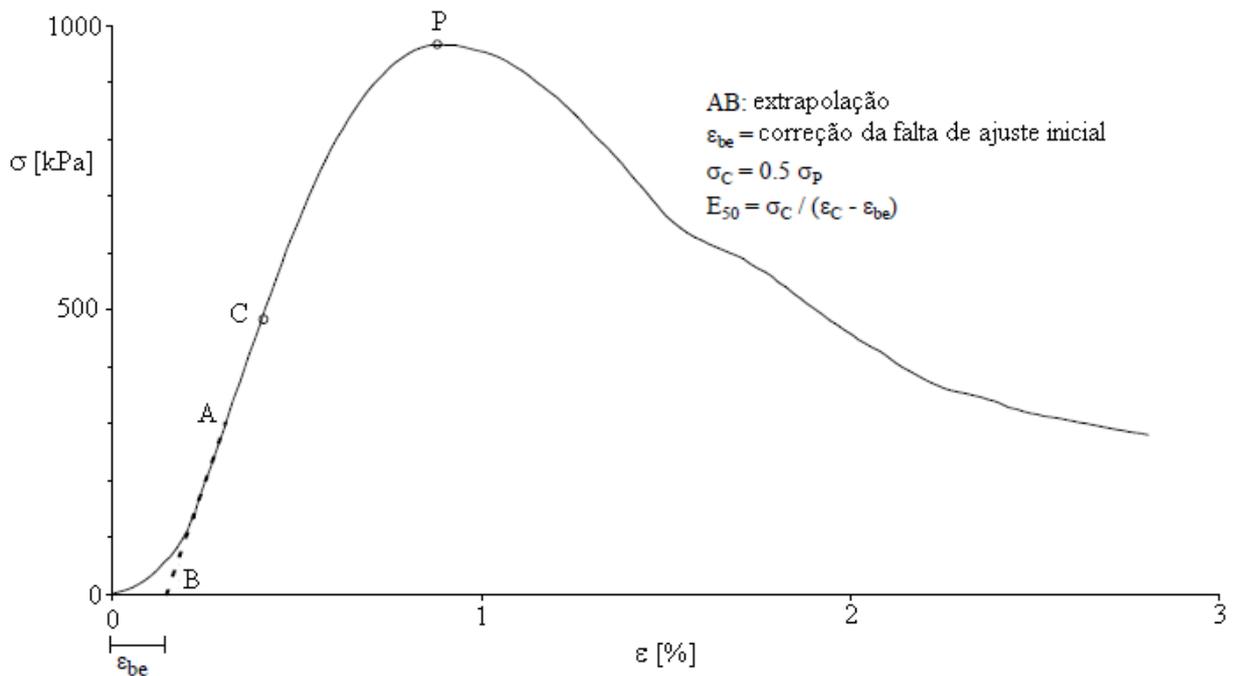


Figura 3.2 – Metodologia de cálculo de  $E_{50}$  (Adaptado de EuroSoilStab, 2002).

### 3.3.5 Metodologia de moldagem e cura

A partir da metodologia mencionada no item 2.4.2, utilizada normalmente nos países nórdicos para o estudo em laboratório da técnica de estabilização em massa, foi projetado um tanque para moldagem e cura dos corpos de prova (Figura 3.3).

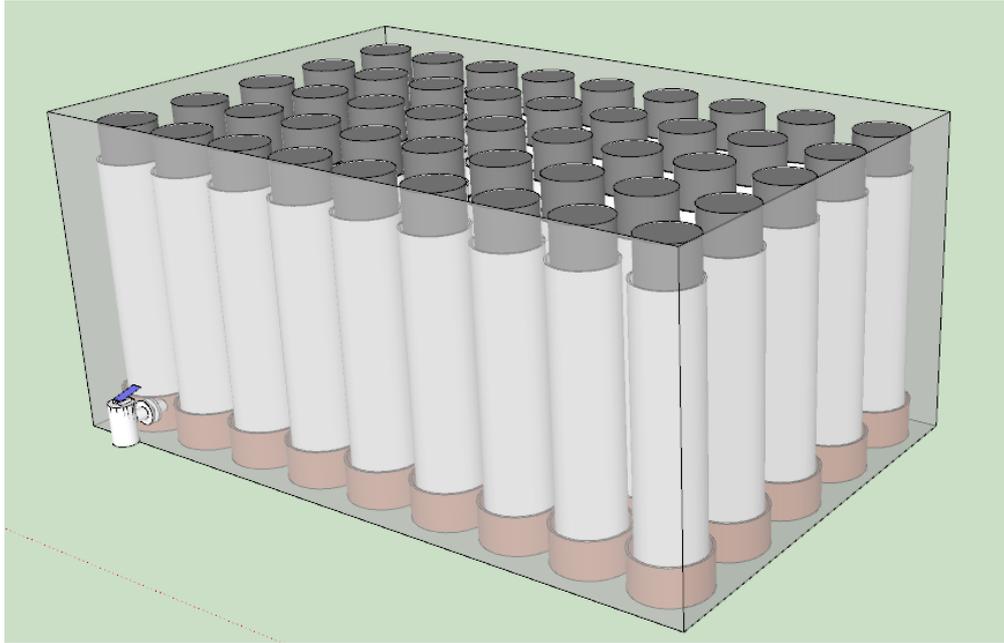


Figura 3.3 – Projeto do tanque de moldagem e cura.

O projeto foi executado em uma caixa plástica de 65 litros, onde ao todo podem ser dispostos 35 corpos de prova por vez. A base de tubo de PVC marrom possui um prego com tratamento antiferrugem atravessado a 1/3 de sua altura (da base para o topo) a fim de que o tubo de molde não encoste na base da caixa. Além disso, a base marrom possui furos abaixo da altura do prego para que o fluxo de água entre CP-Caixa e Caixa-CP seja livre (Figura 3.4).



Figura 3.4 – Base da caixa de moldagem e cura.

Segundo os estudos apresentados no item 2.5, ligantes com conteúdo de escória de alto forno aplicados à técnica de estabilização em massa em laboratório apresentam ganhos de

resistência a longo prazo, onde os autores realizam ensaios com até 800 dias de cura. Com o objetivo de simular a resistência obtida a longo prazo, em um curto espaço de tempo, as reações foram aceleradas por meio do aumento da temperatura de cura. Camarini (1995) estudou diferentes temperaturas de cura para cimento Portland com escória, sendo consideradas adequadas as temperaturas de 60°C por 3 a 9 horas, 80°C por até 6 horas e de 95°C por 3 horas, sendo que as temperaturas mais elevadas não têm grande significância para resistência em idades mais avançadas, mas influenciam as idades iniciais. Wang et al. (2020) estudaram concretos feitos com cinza volante, escória granulada de alto forno e agregados reciclados de construção e demolição, com temperaturas de cura de 20, 40, 60, 80 e 100°C, por períodos de 6, 12 e 24h, obtendo como resultados uma temperatura ideal de 80°C por um período de 12-24h como condição ótima. Cyr e Patapy (2016) estudaram argamassas com substituição de parcela do cimento Portland por escória granulada de alto forno (50 e 70%) em temperaturas de cura de 40 e 60°C, sendo que onde todas situações estudadas a temperatura de 60°C resultou em resistências maiores que para 40°C. Jung e Choi (2017) estudaram concretos com escória granuladas de alto forno curadas termicamente com picos de 55, 65 e 75°C, onde a resistência à compressão em 28 dias foi maior para a temperatura de 65°C, seguida de 75°C e 55°C.

Na indústria de pré-moldados de concreto e casos em que se deseja uma resistência a curto prazo, normalmente aplica-se uma temperatura elevada nas idades iniciais (até cerca de 24h) e depois prossegue-se com a cura convencional. Apesar disto, a proposta do presente trabalho é utilizar a temperatura elevada ao longo de todo período de cura para que se obtenha a resistência que simule o mais longo tempo de cura possível. Com base nos estudos citados acima, optou-se pela utilização da temperatura de 60°C, pois temperaturas menores, em geral, geram menores resistências, assim como temperaturas maiores podem cristalizar as misturas rapidamente, gerando baixas resistências finais por danos à estrutura mineralógica.

Para utilizar a técnica da cura térmica, por meio do projeto desenvolvido e demonstrado na Figura 3.3, foi criado um equipamento de moldagem e cura com um sistema de aquecimento automatizado (Figura 3.5). Um termostato programável (ponto 1 da Figura 3.5 e detalhes na Figura 3.6) foi instalado no tanque, responsável pela medição da temperatura e consequente acionamento ou desligamento da resistência do aquecedor. O aquecedor (ponto 2 da Figura 3.5) empregado possui potência de 1200W, com blindagem para não passar corrente elétrica para a água, o que o tornaria um equipamento perigoso ao choque elétrico. O termostato foi então programado para manter a temperatura da água entre 59,5 e 60,5°C. Um par de termômetros digitais (ponto 3 da Figura 3.5 e detalhes na Figura 3.6) com sonda foram utilizados para verificar a temperatura da água em diferentes pontos para que se tenha segurança e possa

identificar anomalias em caso de defeito do termostato. Assim, o sistema possui um controle de temperatura robusto em 3 pontos de medição de temperatura (termostato, termômetro 1 e termômetro 2). Como o aquecedor cria um gradiente de temperatura na água, onde os pontos mais próximos a ele e também em relação a profundidade apresentam diferentes temperaturas, foram instaladas 2 bombas submersas (ponto 5 da Figura 3.5) de água, que servem para movimentar a água levemente, de forma a manter a temperatura da água igual em todos os pontos do tanque. A água aquecida (aproximadamente 60°C) evapora em uma velocidade relativamente rápida, podendo chegar a níveis abaixo da altura dos corpos de prova e também do nível de funcionamento do aquecedor. Para evitar tal problema, instalou-se uma torneira boia (ponto 4 da Figura 3.5), que abre conforme o nível da água diminui, mantendo sempre o mesmo nível com reabastecimento de água automático. Um tubo extravasor (ponto 6 da Figura 3.5) foi usado para evitar acidentes por transbordamento em caso de defeito na torneira boia com entrada livre de água, por exemplo, o que não ocorreu ao longo de todos os experimentos.

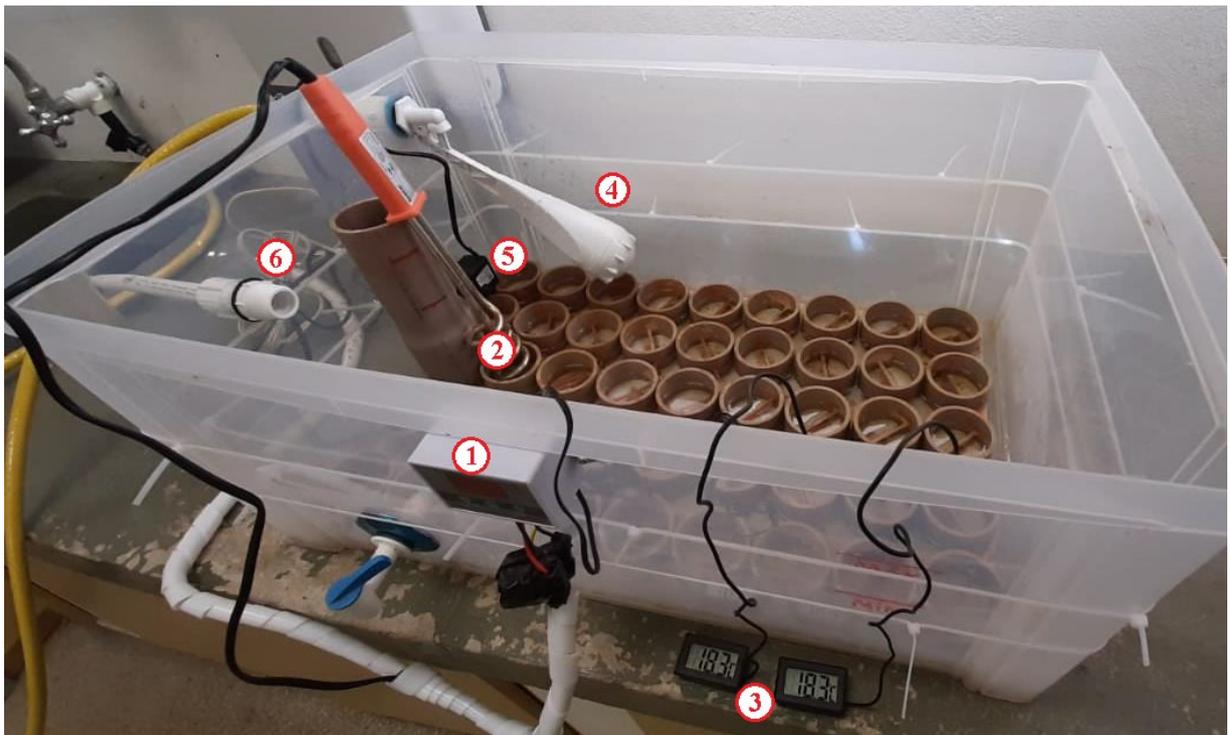


Figura 3.5 – Equipamento automatizado preparado para utilização: 1- Termostato; 2-Aquecedor; 3-Termômetros digitais; 4-Torneira-boia; 5- Bomba submersa; e 6-Tubo extravasor.

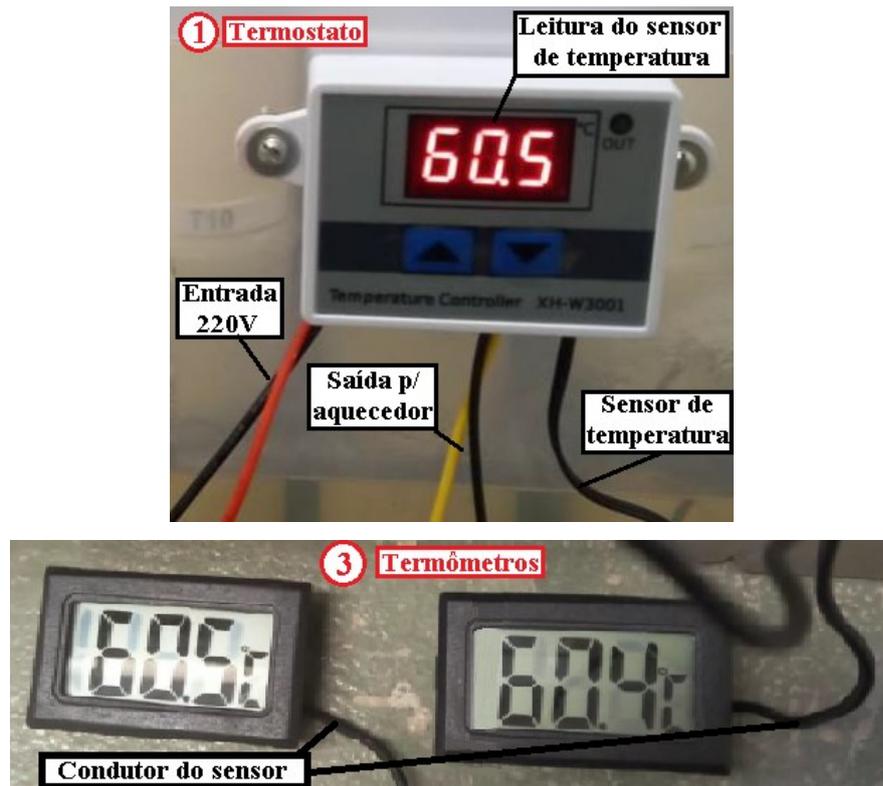


Figura 3.6 – Detalhamento do termostato e termômetros.

O molde dos corpos de prova foi executado em policloreto de vinila (PVC), com fundo fechado por geotêxtil, de 4,75cm de diâmetro interno e 20cm de altura, a fim de promover corpos de prova que posteriormente serão cortados para 9,5cm de altura, com relação altura/diâmetro=2 (Figura 3.7). O geotêxtil na base tem como objetivo permitir a drenagem da mistura do molde sem que se perca material sólido.

O solo é inicialmente misturado com água destilada, usando um misturador manual mecânico de argamassas, em quantidade suficiente para obter o teor de umidade determinado após realização dos testes de moldagem do solo remoldado com diferentes teores de umidade. Então, o ligante em pó é adicionado ao solo úmido e misturado com um misturador manual mecânico de argamassas por 2 minutos, para que se obtivesse uma mistura homogênea. Para as misturas com uso de ligante ternário, os materiais componentes foram misturados a seco até que se obtivesse um pó homogêneo previamente, para que então fosse adicionado ao solo úmido para mistura, de forma a cumprir a tecnologia normalmente empregada no método de estabilização em massa, onde o ligante é adicionado em pó.

A inserção do material nos moldes se deu em 3 camadas, totalizando 1/3, 2/3 e 3/3 da altura estimada do corpo de prova, que foi de 9,5cm de altura final do CP e mais

aproximadamente 2cm para que ocorressem os recalques no caso de corpos de prova moldados com sobrecarga. Após o preenchimento com a mistura até a altura final de cada camada, os CPs foram submetidos a uma vibração causada por golpes na bancada, por um intervalo de 30 segundos, com velocidade de cerca de 4 golpes por segundo. Este procedimento foi adotado para que o ar seja expulso do corpo de prova.

Os pesos para aplicação da sobrecarga foram feitos de aço 1045, possuindo 3,1kg, que resultam em uma tensão aplicada de 18kPa (por peso) em relação a área do CP, conforme recomendado (Axelsson et al. 2002; EuroSoilStab, 2002). Os pesos passaram por tratamento contra ferrugem e foram envelopados com adesivo, onde foi fixado um sistema de medição com precisão em milímetros para que se tenha uma aproximação da altura final do CP após o período de cura (Figura 3.7). Para as misturas com sobrecarga, após a moldagem, foram inseridos dentro do tubo molde um peso de aço de 3,1kg e de 6,2kg, para as sobrecargas de 18kPa e 36kPa, respectivamente, que representam 1 e 2m de aterro de material granular após execução do melhoramento.



Figura 3.7 – Molde e peso para moldagem proposta.

### 3.3.6 Paralisação das reações

Diversas técnicas de paralisação das reações de hidratação foram desenvolvidas, com principal objetivo de remover a água presente nos poros, sem que se remova a água presente nos produtos de reação e sua consequente preservação da microestrutura. Segundo Scrivener et al. (2016) a água livre é geralmente removida por secagem direta (secagem em estufa ou secagem por congelamento, por sublimação), ou pela substituição da água por um solvente orgânico, o qual é posteriormente evaporado (por exemplo isopropanol ou acetona). Dentre os solventes orgânicos possivelmente utilizáveis, Scrivener et al. (2016) recomendam o uso de isopropanol para a paralisação das reações para ensaios de DRX, MEV, Nuclear Magnetic Resonance Spectroscopy (NMR) ou Porosimetria por Intrusão de Mercúrio (PIM). Essa recomendação ocorre, por exemplo, pelo menor dano aos pequenos poros das amostras observado por Konecny e Naqvi (1993), menor tensão aplicada na microestrutura das amostras, identificado por Feldman e Beaudoin (1991) e a ausência da interação com o produto de reação C-S-H do cimento hidratado, ao contrário do metanol, observado por Feldman (1987).

Fragmentos de corpos de prova foram cuidadosamente coletados após a realização dos ensaios de resistência a compressão não confinada e submetidos ao processo de substituição por solvente orgânico utilizando isopropanol (álcool isopropílico) de pureza analítica. Foi utilizada a metodologia utilizada por (Loter, 2020; Fraga et al. 2020 e Scrivener et al. 2016), com pequenas modificações. Os fragmentos foram imersos em recipiente com isopropanol selados por filme plástico, por um período de 48 horas, com posterior secagem a  $40\pm 1^\circ\text{C}$  por cerca de 24 horas. Após secagem, as amostras foram seladas em filme de plástico e posteriormente hermeticamente armazenadas em embalagens plásticas duplicadas, para evitar ganho de umidade e carbonatação do material até a realização dos ensaios. Estes fragmentos foram utilizados para ensaios de DRX e MEV.

## 3.4 MATERIAIS

### 3.4.1 Solo argiloso orgânico

#### 3.4.1.1 Levantamento preliminar do solo

Inicialmente foi realizada uma busca na região da cidade de Pelotas/RS por locais onde solos argilosos orgânicos fossem recorrentes. Xavier (2010) realizou um mapeamento geotécnico da

cidade por meio de geoprocessamento, com a finalidade de estudar o planejamento do uso e ocupação do solo em cidades costeiras. O autor realizou uma avaliação do crescimento urbano e também do mapeamento de vazios urbanos, ou seja, áreas com potencial de expansão urbano, bem como a estruturação de um Sistema de Informação Geográfico (SIG) e banco de dados de sondagens do tipo *Standart Penetration Test* (SPT), resultando na identificação e descrição de 26 vazios urbanos, contando com a análise de suas unidades geotécnicas. A técnica de mapeamento geotécnico com ênfase em comportamento geotécnico é uma técnica consolidada, tendo sido aplicada também para outras cidades, como Porto Alegre/RS (BASTOS, 1991). Além disso, também foi consultado um estudo de investigação geotécnica dos solos de Pelotas com uso de SPT para verificação de possíveis pontos de coleta (BELONI et al. 2014).

#### 3.4.1.2 Geomorfologia e características

A cidade de Pelotas/RS, local de coleta do solo estudado, faz parte do domínio geomorfológico da Planície Costeira do Rio Grande do Sul (Figura 3.8).

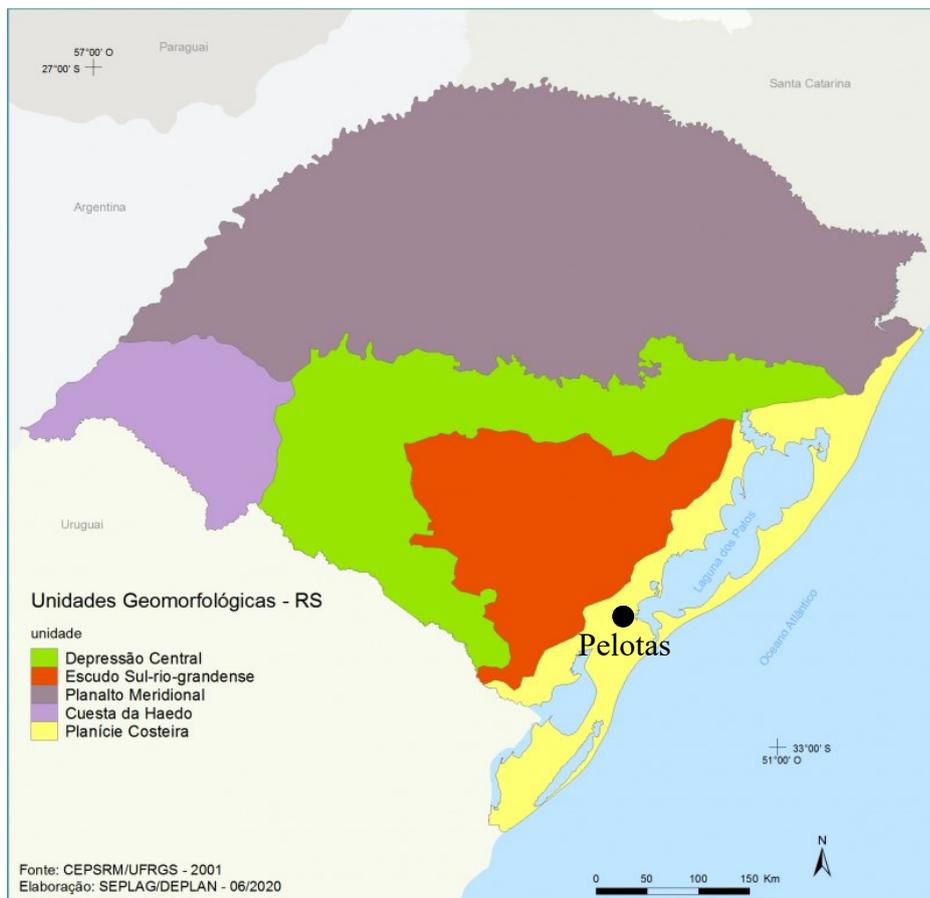


Figura 3.8 - Unidades Geomorfológicas do RS (Adaptado de SEPLAG, 2020).

Em 1984 teve início um programa de pesquisas no Centro de Estudos de Geologia Costeira e Oceânica da UFRGS (CECO-UFRGS) com intuito de melhorar a compreensão da evolução paleogeográfica da Planície Costeira do RS (TOMAZELLI e VILLWOCK, 2005). Nesse ponto, passou-se a utilizar como unidade básica do mapeamento o sistema deposicional, sendo este uma análise tridimensional de lito fácies ligados por processos modernos e antigos, o que, segundo os mesmos autores, é uma aplicação muito importante no estudo de terrenos quaternários devido à preservação dos sistemas antigos e similaridade dos modernos neste tipo de terrenos. Nessa abordagem, Tomazelli e Villwock (2005), com base em alguns trabalhos seus anteriores, estabeleceram um modelo de formação dos terrenos desta região como depósitos específicos, em sistemas de leques aluviais de forma contínua na parte mais interna da planície costeira e em quatro diferentes sistemas deposicionais oriundos de eventos de transgressão e regressão da linha da costa (Figura 3.9). Estas formações geológicas ocorrem em uma topografia plana e de baixa altitude.

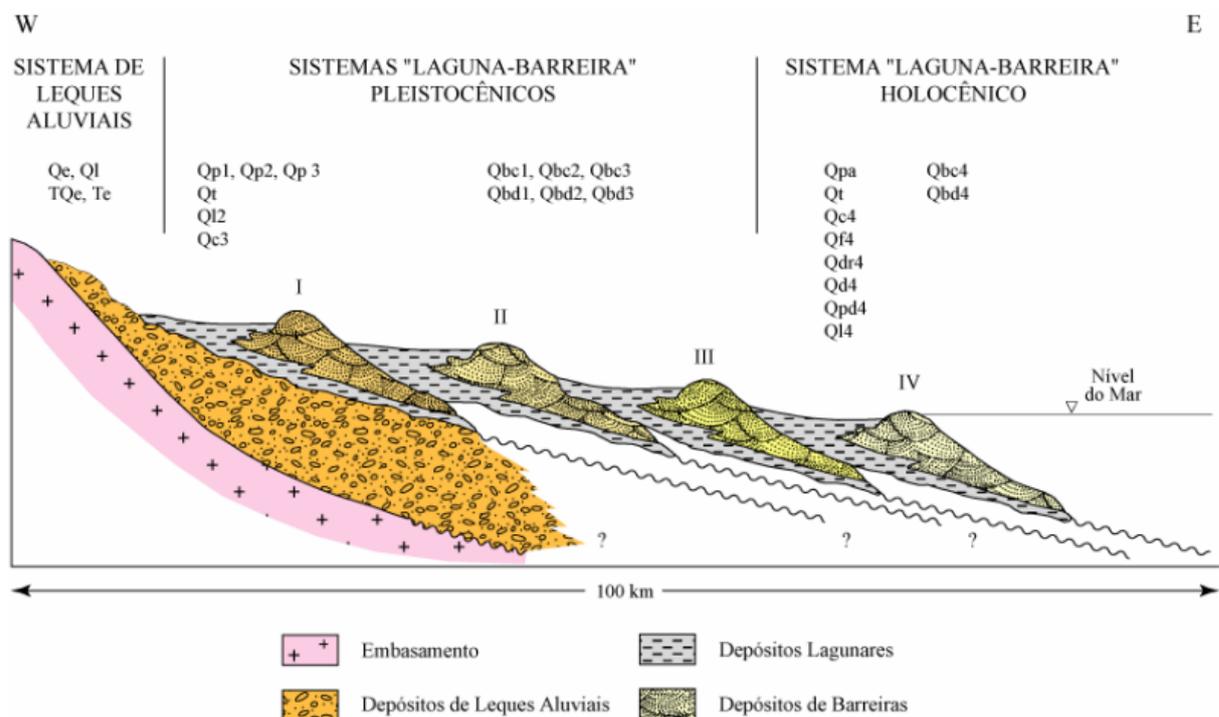


Figura 3.9 - Perfil esquemático W-E transversal aos sistemas deposicionais da Planície Costeira do RS com suas fácies sedimentares associadas (Tomazelli e Villwock, 2005).

Nesta região, nos sistemas laguna-barreira são predominantes depósitos superficiais de areias finas, com granulometria uniforme, devido sua origem eólica (DIAS, 1997).

Apesar dos solos serem constituídos predominantemente por areias de deposição holocênica, conforme mencionado, em planícies baixas da cidade de Pelotas, locais em que ocorrem frequentes inundações, principalmente em planícies de arroios e rios, foi verificado a presença de solos argilosos, orgânicos, ácidos e escuros em profundidades variadas (superficiais e profundas) (CUNHA e SILVEIRA, 1996).

O ponto de coleta do solo estudado (ponto vermelho nas Figuras 3.10 e 3.11) neste trabalho está na várzea do Arroio Santa Bárbara, uma região de planície, com bastante acúmulo de água na superfície devido à má drenagem e à baixa altitude (cota aproximada 0m). As Figuras 3.10 e 3.11 apresentam as bacias hidrográficas e altimetria urbanas da cidade de Pelotas, respectivamente, bem como a inserção do ponto de coleta em ambos. A área constitui um vazio urbano, como pode ser observado na Figura 3.10, tendo o atual uso agropastoril. Na Figura 3.10, também é possível observar a posição do vazio em relação à área urbana que circunda o local, onde diversos empreendimentos como loteamentos e bairros planejados estão sendo construídos, sendo um local de forte pressão imobiliária.

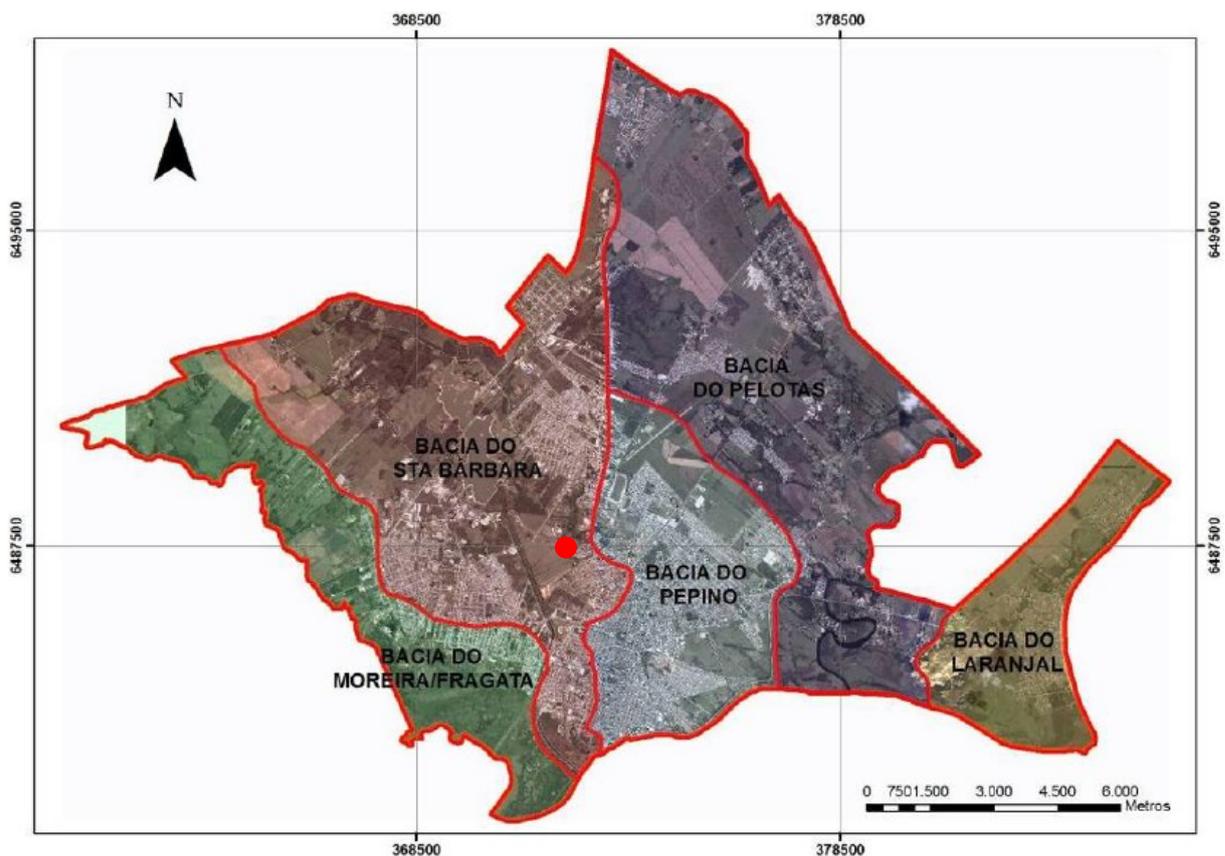


Figura 3.10 – Bacias hidrográficas urbanas de Pelotas/RS. Fonte: Adaptado de bacias hidrográficas urbanas de Pelotas (Adaptado de Xavier, 2010).

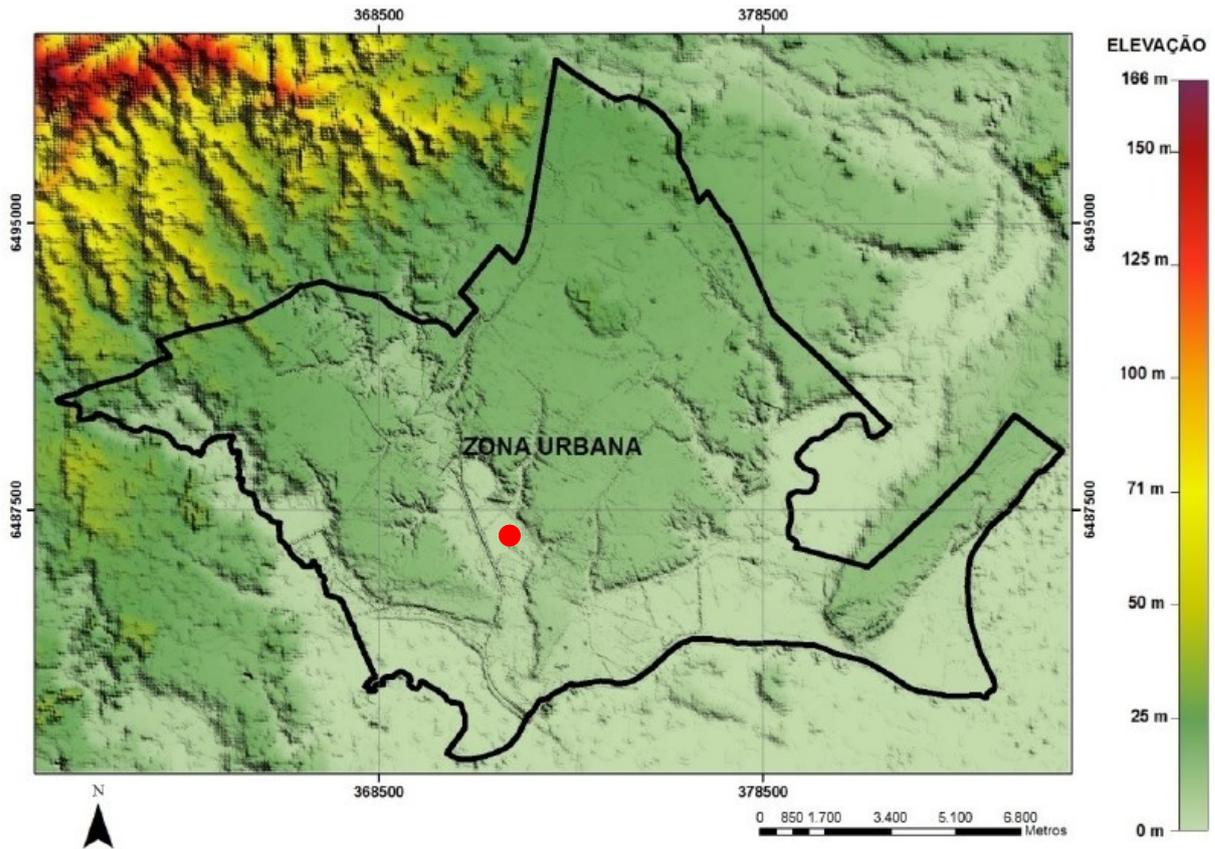


Figura 3.11 – Mapa altimétrico da zona urbana de Pelotas e entorno (Adaptado de Xavier, 2010).

Xavier (2010) classificou o solo como Gleí Húmico de geologia oriunda do Depósito de Planície Lagunar 4, unidade geotécnica HGpl4, inserido no vazio urbano 7. O mesmo autor caracteriza o terreno pela presença de argila orgânica cinza escura de consistência mole a muito mole, até significativas profundidades, podendo chegar a 15m, com baixos valores de  $N_{spt}$  (0 a 4 golpes), apresentando argilas arenosas mais duras e areias argilosas compactas em maiores profundidades. A porção de solo mais superficial mostra-se mais enrijecida por processos cíclicos de oscilação da profundidade do nível freático conforme sazonais variações climáticas.

Sondagens do tipo SPT realizadas na região confirmam a presença de argilas orgânicas e baixa capacidade de carga na região (Figuras 3.12a e 3.12b, 3.13), sendo as primeiras (3.12a e b) realizadas a 100m do ponto de coleta do solo.



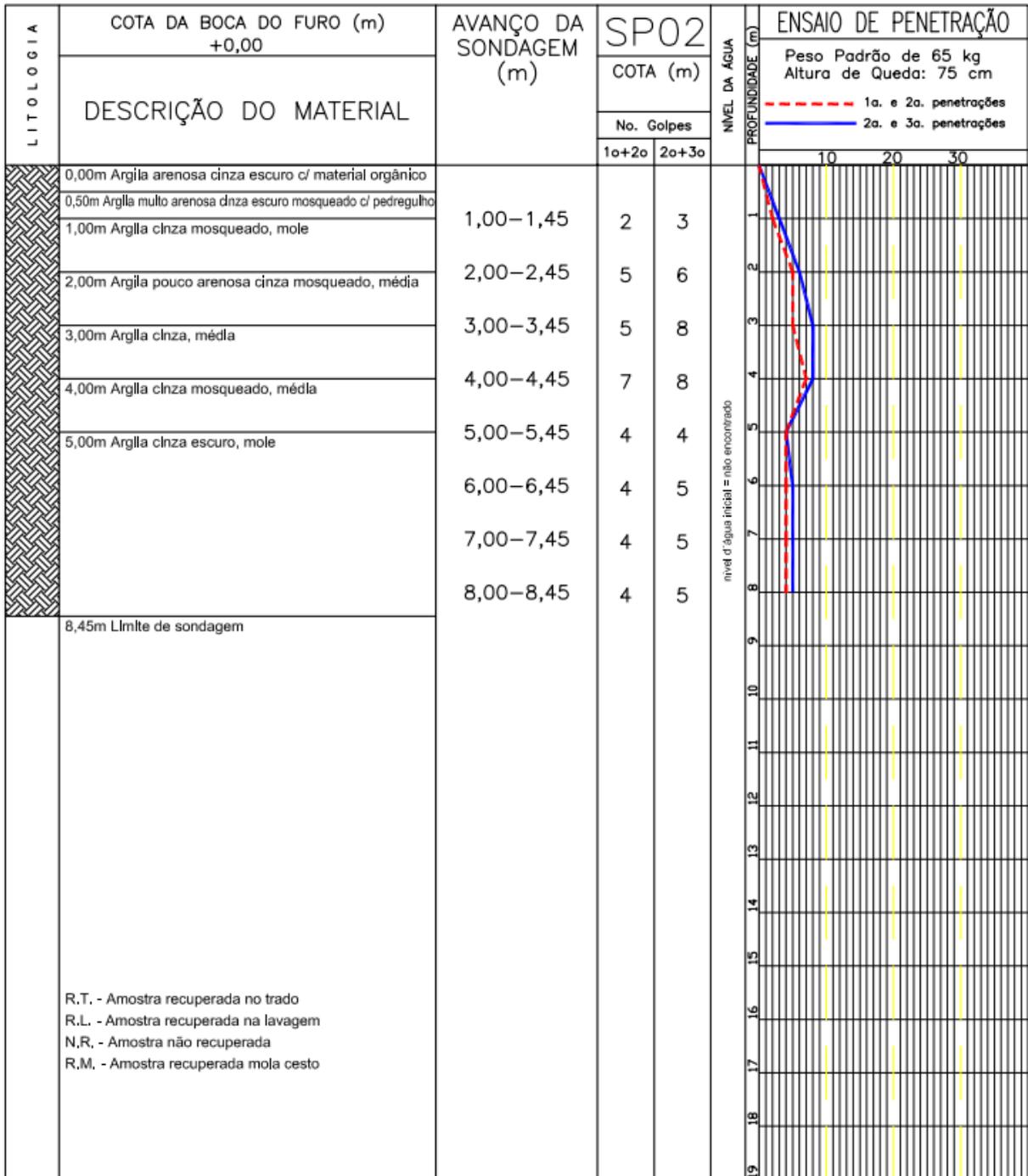


Figura 3.12b – Sondagem SPT realizada próxima ao local de coleta do solo (acervo Gigante & Simch Engenharia, 2012).

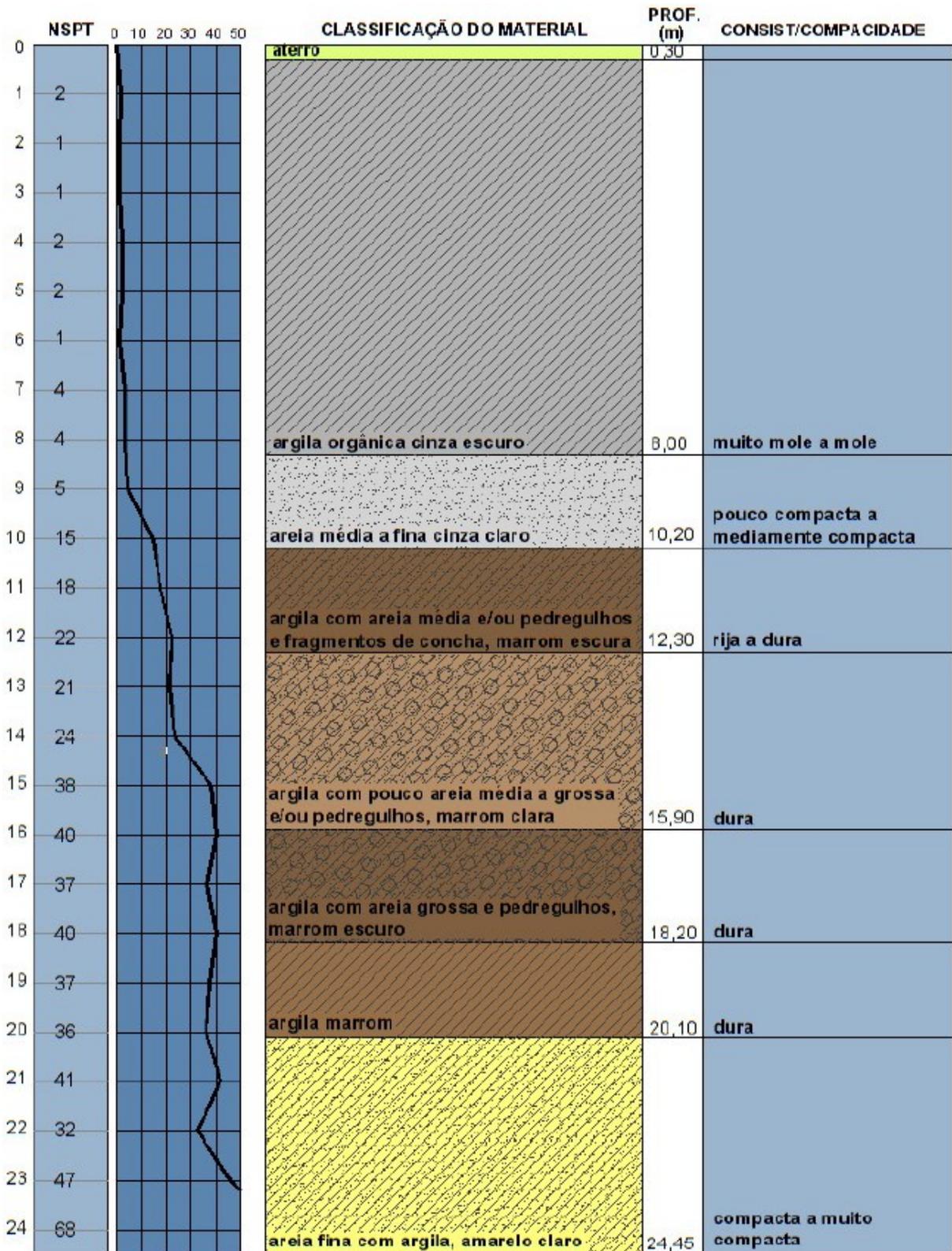


Figura 3.13 – Sondagem SPT realizada próxima ao local de coleta do solo (Xavier, 2010).

Os solos formados nesta unidade geotécnica (HGpl4) têm como principal característica a presença de argilas orgânicas de baixa capacidade de carga, ficando então as soluções geotécnicas restritas a fundações profundas, sendo difícil a utilização de fundações superficiais mesmo para edificações térreas. Também os terrenos necessitam aterros para elevação dos lotes e vias, sendo necessária a consideração nos projetos geotécnicos da deformação que os mesmos geram sob os terrenos (XAVIER, 2010).

#### 3.4.1.3 Caracterização do solo

O local de coleta do solo é visivelmente um terreno plano e de baixa altitude, visualizado pela diferença de cota do local do fotógrafo (sobre um terreno aterrado) e o campo onde o solo foi coletado (Figura 3.14 ao centro). Também é possível verificar a presença de água superficial no terreno após chuvas, confirmando a premissa de ser um local alagadiço (Figura 3.14 à esquerda). A coleta foi realizada em uma profundidade de 10 a 50cm, devido à presença de areia fina numa camada a 60cm (Figura 3.14 à direita).



Figura 3.14 – Ao centro o ponto de coleta do solo; à esquerda a presença de água no terreno e à direita o perfil do solo até 60cm.

Em campo já foi possível perceber algumas características do solo por meio de inspeção tátil-visual. Identificou-se a presença de uma parcela significativa de argila devido ao seu comportamento: formação de lâminas e esferas com facilidade ao moldar com a mão. Outro fator analisado foi em relação à sua umidade, sendo possível identificar que continha uma quantidade também considerável de água. Em relação à porção orgânica do solo, foi

identificado um odor forte no material, bem como a marcante coloração preta e presença de raízes, fortes indicadores de presença de matéria orgânica no solo (Figura 3.15).



Figura 3.15 - Aparência visual do solo coletado.

Grande parte dos itens verificados na caracterização do solo é recomendada para a classificação de solos orgânicos para estabilização de solos (EuroSoilStab, 2002).

Os resultados dos ensaios de caracterização estão apresentados na Tabela 3.2. É possível analisar um alto teor de finos (60%) do material, com valores de limite de liquidez e limite de plasticidade de 71% e 40%, respectivamente, sendo valores compatíveis com solos moles japoneses descritos por Kitazume e Terashi (2013) e brasileiros descritos por Schnaid (2012). O teor de umidade de campo de 40% também é compatível com alguns solos moles descritos por Schnaid (2012), apesar de ter sido coletado superficialmente e em uma época seca do ano.

A curva granulométrica do solo está apresentada na Figura 3.16.

Tabela 3.2 – Resumo dos resultados da caracterização do solo

		Referência
Peso específico real dos grãos (kN/m <sup>3</sup> )	24,27	Anexo A - NBR 6458
Teor de Argila (%)	45	NBR 7181, NBR 6502
Teor de Silte (%)	15	NBR 7181, NBR 6502
Teor de Areia (%)	39	NBR 7181, NBR 6502
Teor de Pedregulho (%)	1	NBR 7181, NBR 6502
Teor de Umidade de Campo (%)	40	NBR 6457
Limite de Liquidez (%)	71	NBR 6459
Limite de Liquidez seco 100°C (%)	49	NBR 6459
Limite de Plasticidade (%)	40	NBR 7180
Índice de Plasticidade (%)	31	-
Teor de Matéria Orgânica (%)	10,52	NBR 13600
Classificação de Solo Orgânico	Solo Medianamente Orgânico	Karlsson e Hansbo (1989)
pH com pHmetro de bolso	4,5	Head (2006)
pH com pHmetro de laboratório	4,13	D4972
Classificação ABNT	Argila Arenosa	NBR 6502
Classificação HRB	A-7-5(17) - Solos argilosos, comportamento muito ruim como camada sob o pavimento	M145-91
Classificação SUCS	OH (Solo Orgânico de alta compressibilidade)	D2487

Fonte: Autor

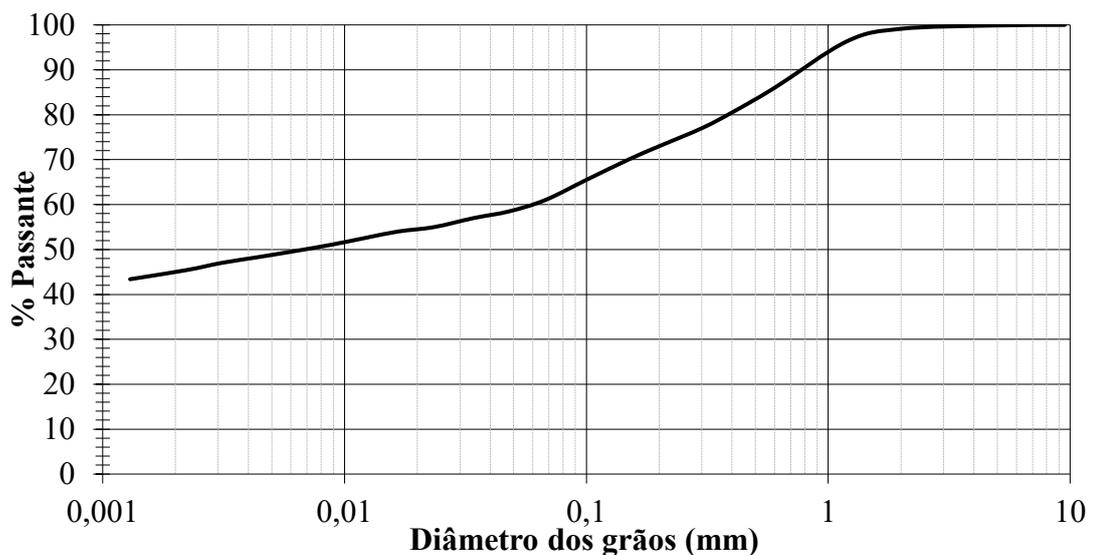


Figura 3.16 – Curva granulométrica do solo.

Conforme esperado por análise preliminar em campo, que foi identificado um odor forte no material, bem como a coloração preta e presença de raízes, fortes indicadores de presença de matéria orgânica no solo, o resultado do ensaio de queima apontou um teor de matéria orgânica de 10,52% no solo. Na Figura 3.17 é possível notar a diferença da coloração do material após a realização do ensaio por queima da matéria orgânica. Pelo teor de matéria orgânica, o solo foi classificado por Karlson e Hansbo (1984) (item 2.2.1), sendo considerado um solo medianamente orgânico.



Figura 3.17 – Aspecto do solo antes (acima) e após (abaixo) ensaio de determinação da matéria orgânica por queima em forno do tipo mufla.

Em conjunto com a parte orgânica do solo, são esperados valores de pH ácidos. Os resultados dos ensaios de pH com pHmetro de bolso (Figura 3.18) e pHmetro de laboratório confirmam esta hipótese, com valores de pH de 4,5 e 4,13, respectivamente. Esse resultado confirma o desafio de realizar um melhoramento no solo estudado, já que conforme citado anteriormente, a matéria orgânica reage com parte do cimento inserido, assim como pH ácidos atrapalham reações pozolânicas e alcalinas.



Figura 3.18 – PHmetro de bolso e resultado do ensaio.

O solo foi classificado pela ABNT como argila arenosa. Além disso, a partir da classificação HRB, que classificou o solo como A-7-5(17), refere-se ao solo como predominantemente argiloso, com comportamento muito ruim como camada sob o pavimento.

Pela classificação SUCS, o material foi classificado como solo orgânico de alta compressibilidade (OH). O solo foi definido como orgânico, tendo em vista que conforme demonstrado na Tabela 3.2, o limite de liquidez do solo seco em estufa a 100°C representa menos que 75% do limite de liquidez do solo sem secagem em estufa. Ainda pela classificação SUCS infere-se então algumas propriedades do material como má trabalhabilidade como material de construção, baixa permeabilidade quando compactado, baixa resistência quando compactado e saturado, alta compressibilidade e muito más condições de aplicação como fundação e má característica de drenagem.

A composição mineralógica do solo argiloso foi identificada por meio de ensaios de DRX. O difratograma do ensaio está apresentado na Figura 3.19, onde é possível observar a

predominância do mineral quartzo, sendo também identificados outros minerais e argilominerais (Caulinita, Gohetita, Gibbsita, Montmorilonita, Muscovita, Vermiculita e Ferrihidrita).

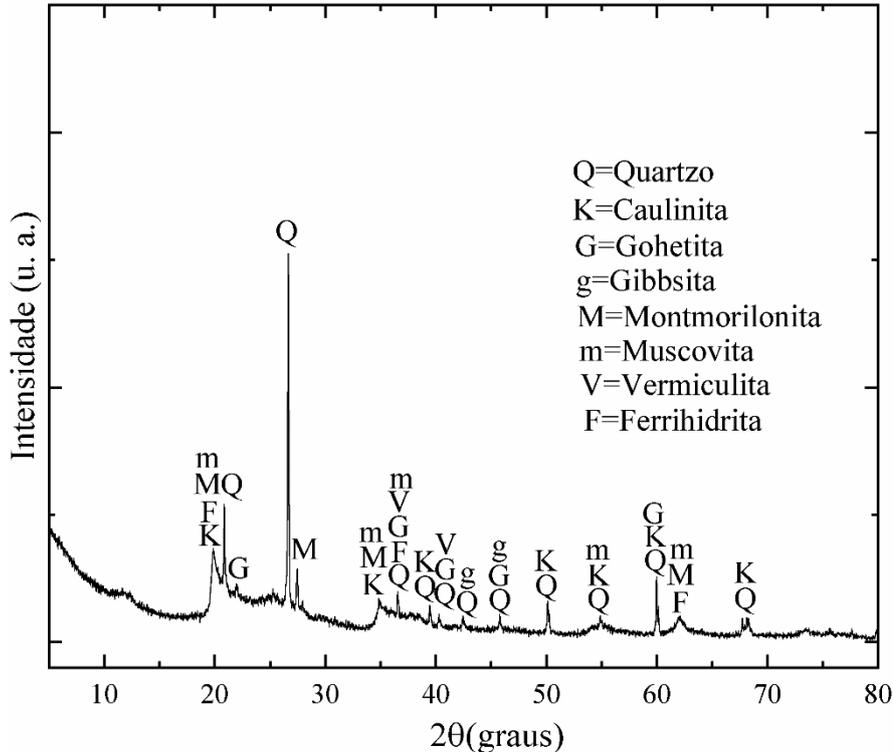


Figura 3.19 – Difratoograma de raios-x do solo.

#### 3.4.1.4 Solo Remoldado

De acordo com a metodologia citada no item 3.3.5, foram realizadas moldagens de corpos de prova de solo remoldado com o objetivo principal de simular as condições mais próximas possíveis as de um solo argiloso orgânico mole em campo. Para isso, foram testados preliminarmente corpos de prova com teores de umidade de 52 e 64%, definidos entre a umidade de campo e o limite de liquidez. Como foram possíveis as moldagens sem problemas, passou-se para a moldagem dos solos em maiores teores de umidade, para simular condições mais parecidas com solos moles em campo. Foram estabelecidos no programa experimental teores de umidade em relação ao LL (LL, 1,25xLL e 1,5xLL), que equivalem a  $w=71\%$ ,  $w=88,75\%$  e  $w=106,5\%$ . Os corpos de prova resultantes podem ser visualizados na Figura 3.20, e foram moldados em duplicatas para cada teor de umidade. A Figura 3.21 demonstra o andamento de ensaio.



Figura 3.20 – Corpos de prova de solo remoldado para  $w=64\%$ .



Figura 3.21 – Ensaio de resistência à compressão não confinada.

Os resultados de resistência à compressão não confinada para o solo remoldado são apresentados na Figura 3.22. Foi possível observar que, como esperado, os corpos de prova não tiveram pico de resistência acentuado, devido à falta de cimentação ou pré-adensamento, apresentando um comportamento tensão-deformação típico de solo mole. As resistências à compressão não confinada resultantes também foram baixas, com valores médios de 8,63; 9,5; e 9,77kPa, para  $w=LL$ ,  $w=1,25xLL$  e  $w=1,5xLL$ , respectivamente. A NBR 12770 (ABNT, 1992) define a resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) como sendo metade do valor de  $q_u$  obtida no ensaio. Com isso, cabe avaliar que os valores de  $S_u$  de 4,31; 4,75; e 4,89kPa estão dentro dos valores citados por Schnaid (2012) para solos moles brasileiros. Além disso, o valor de  $S_u$  para o LL está próximo ao valor teórico de sua definição, já que para o equipamento de Casagrande cada golpe realizado pela concha apresentam um  $S_u$  de 0,1 kPa, totalizando 2,5 kPa para os 25 golpes do ensaio (CASAGRANDE, 1932).

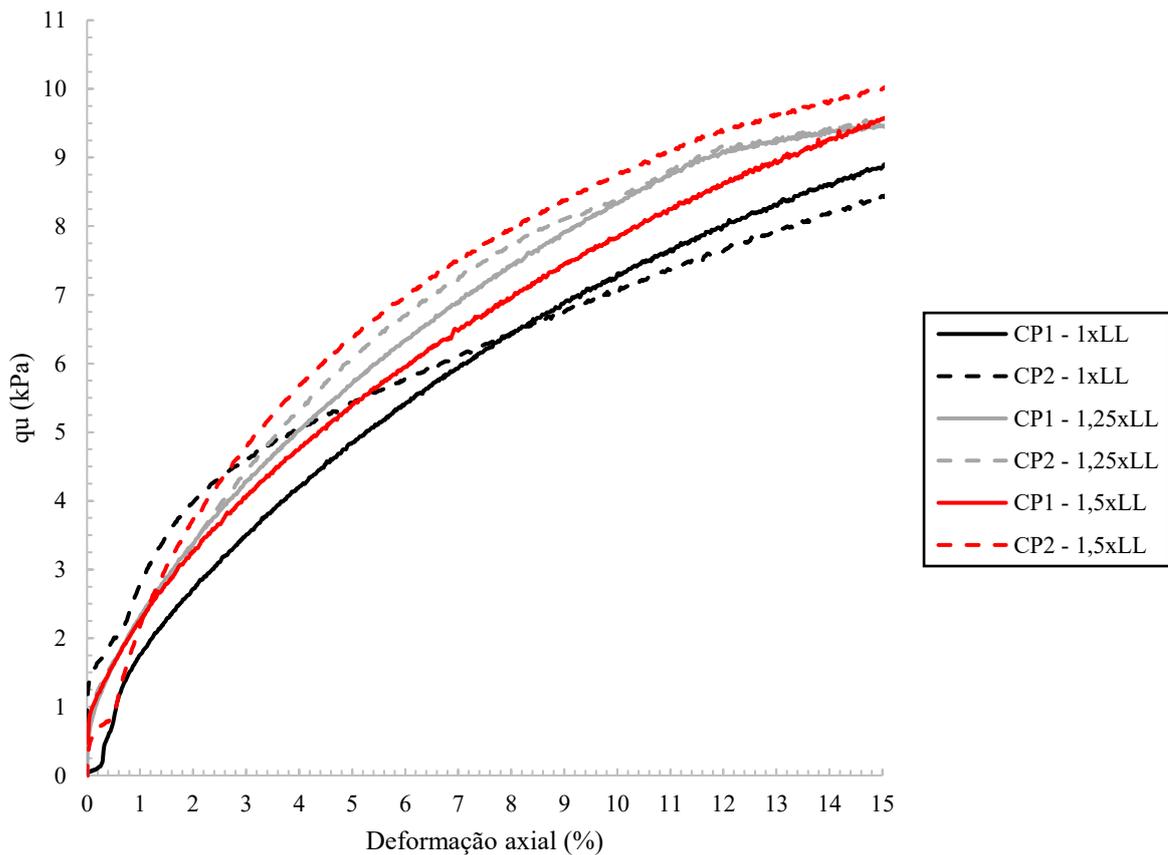


Figura 3.22 – Gráfico de tensão-deformação dos ensaios de resistência à compressão não confinada para o solo remoldado.

As curvas de recalque por tempo foram realizadas para cada corpo de prova moldado. Logo após a mistura e moldagem dos corpos de prova, foi adicionado o peso que fornece 18kPa de sobrecarga e neste instante acionado o cronômetro, com leituras de recalque realizadas no sistema métrico acoplado no peso de aço. Na Figura 3.23 estão apresentadas as curvas médias para cara teor de umidade testado. Foi possível observar que o menor teor de umidade ( $w=LL$ ) gerou o menor recalque, porém levou mais tempo para a estabilização dos recalques. Também foi possível analisar que quanto maior a umidade de moldagem, maior o recalque inicial. Esse fato ficou mais evidenciado para  $w=1,5xLL$  devido a uma expulsão de certa quantidade de água pela parte superior do molde devido à alta umidade do solo. Ainda, como o recalque inicial foi maior, os recalques cessaram antes, quanto maior a umidade do solo.

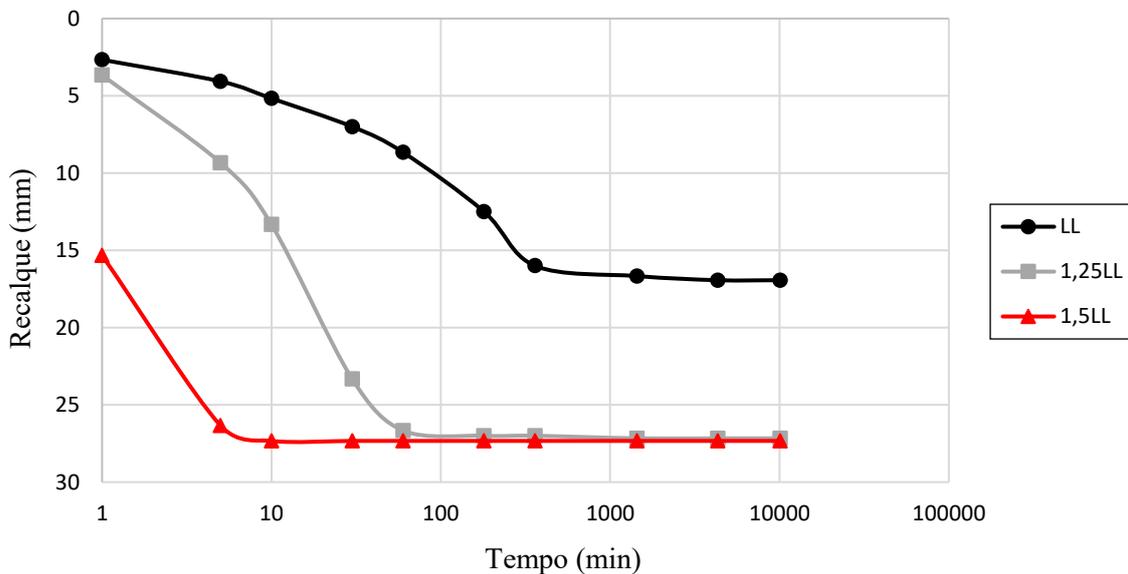


Figura 3.23 – Gráfico de recalque x tempos do solo moldado em diferentes teores de umidade.

Assim, o maior teor de umidade testado ( $w=1,5xLL$ ) tornou o solo com excesso de umidade, dificultando o processo de moldagem quando testado em corpos de prova preliminares com cimento Portland. Já o menor teor de umidade testado ( $w=LL$ ) fez com que misturas preliminares com cimento Portland resultassem em corpos de prova com falta de uniformidade pela perda de trabalhabilidade, resultando em uma energia de moldagem insuficiente para gerar corpos de prova uniformes. Já o teor de umidade de  $w=1,25xLL$  resultou em corpos de prova uniformes de solo remoldado, bem como de amostras preliminares de solo

estabilizado com cimento Portland, sendo, portanto, este teor de umidade e índices físicos resultantes nestes corpos de prova os utilizados ao longo de todo este estudo.

### 3.4.2 Escória de Alto Forno

A Escória Granulada de Alto Forno utilizada é oriunda da empresa ArcelorMittal, Unidade Tubarão de Vitória/ES. Foi coletada de acordo com o método da NBR 10007 (ABNT, 2004) utilizando uma pá. O material é resfriado rapidamente, tornando-se um material granular com aspecto visual e granulométrico parecido com o de uma areia média (Figura 3.24). O material foi enviado envolto de saco plástico grosso lacrado para máxima conservação das propriedades e composição.



Figura 3.24 – Escória Granulada de Alto Forno utilizada no estudo.

A EAF fornecida possui determinado teor de umidade, logo foi submetida à estufa à 60°C para secagem até que não houvesse mais perda de massa. Após, a EAF foi moída em moinho de bolas (Figura 3.25a) por 4 horas com uma de massa entre corpos moedores e material

a ser moído de 6:1 (Figura 3.25b). Após processo de moagem, o material passou por peneiramento na peneira 325, de abertura 0,045mm, a fim de se obter um pó fino, com granulometria mais controlada e, portanto, maior reatividade (Figura 3.26).

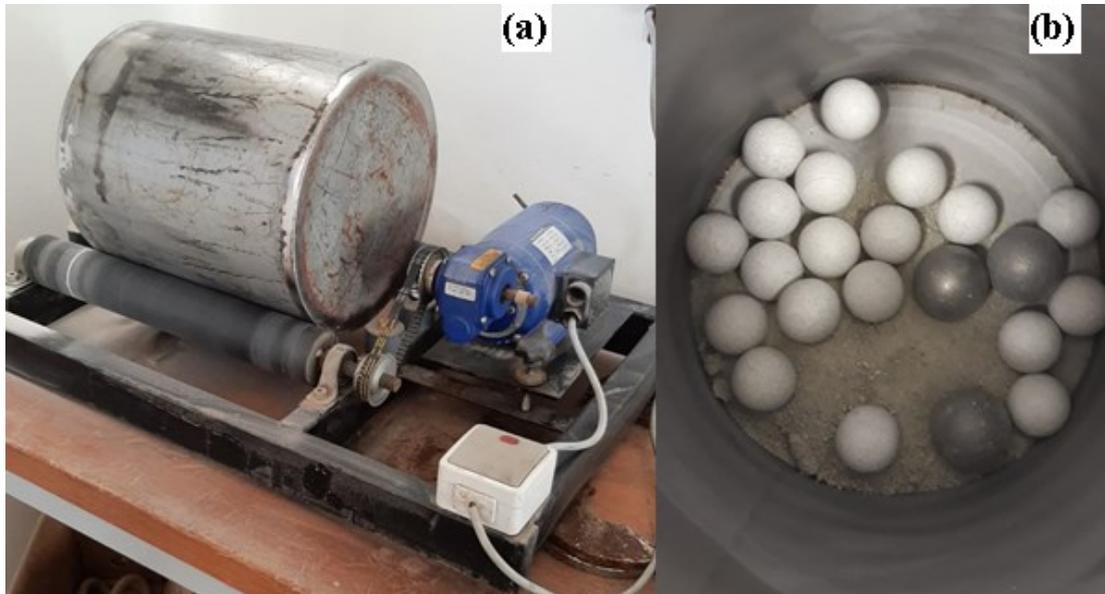


Figura 3.25 – (a) Moinho de bolas; (b) Corpos moedores e material a ser moído.



Figura 3.26 – Escória de alto forno moída e peneirada

A composição mineralógica da EAF foi identificada por meio de ensaios de DRX. O difratograma do ensaio está apresentado na Figura 3.27, onde é possível observar a

predominância de fase amorfa, com picos de Alita (C3S), Gehlenita [ $\text{Ca}_2\text{Al}(\text{AlSiO}_7)$ ], Akermanita [ $\text{Ca}_2\text{Mg}(\text{Si}_2\text{O}_7)$ ] e Calcita ( $\text{CaCO}_3$ ). Estes mesmos minerais foram relatados em estudos com escórias granuladas de alto-forno (Seo et al. 2019; Trindade et al. 2017; Kourti et al. 2011). Após análise da identificação de fases do difratograma, foi estimada a cristalinidade da EAF, indicando estimativa de 2,04% de fase cristalina e 97,96% de fase amorfa. Gobbo (2009) estudou a cristalinidade de 17 escórias de alto forno, ficando os valores de fase amorfa entre 76,1 e 99,4%, sendo quase 60% das escórias testadas acima de 97% de fase amorfa. A norma britânica EN 15167-1 (BS, 2006) estabelece que a EAF deve apresentar teor mínimo de fase amorfa de 67% para uso como adição do cimento Portland.

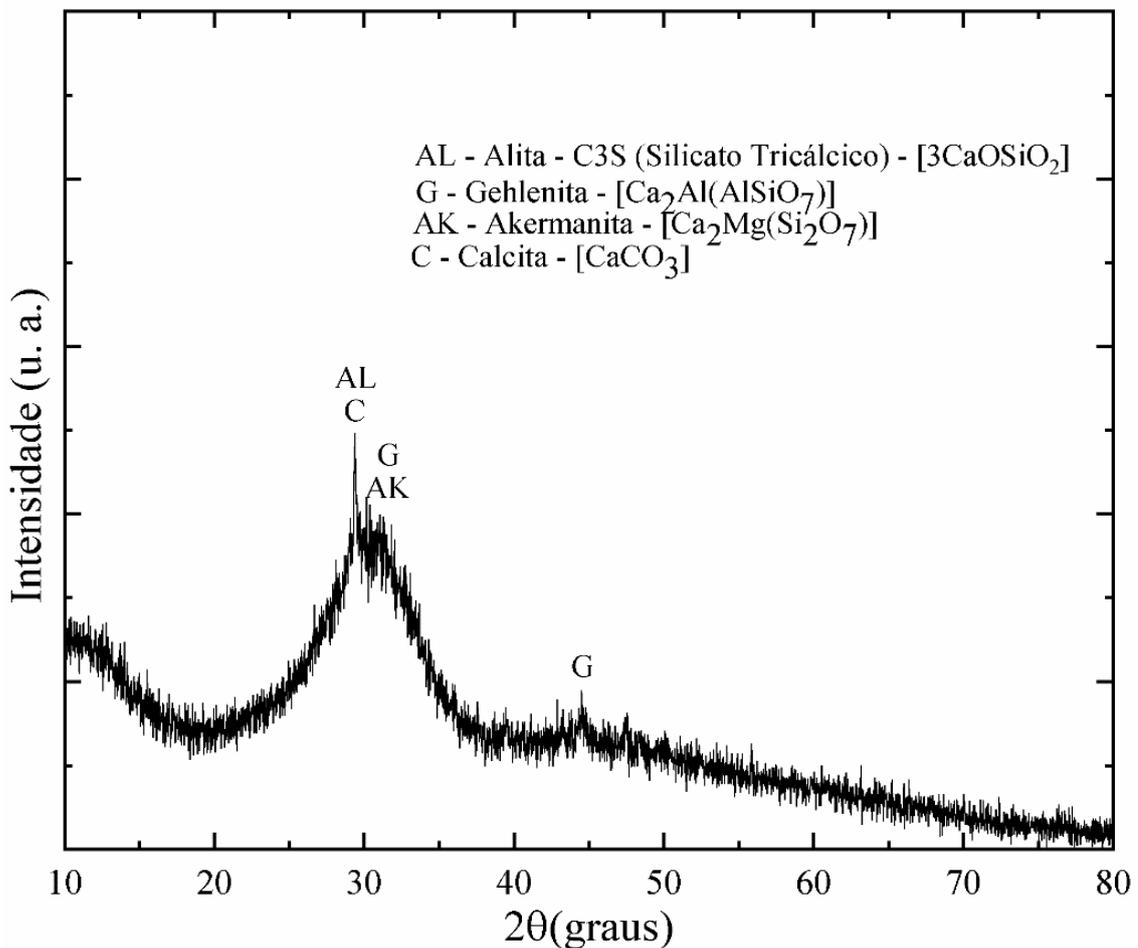


Figura 3.27 – Difratograma de raios-x da EAF.

A composição química elementar da EAF da ArcelorMittal Tubarão foi determinada por ensaios de FRX por outros autores. As quantidades em massa identificadas estão apresentadas na Tabela 3.3, apresentando altos teores de  $\text{CaO}$ , seguido de  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$  e  $\text{MgO}$ .

Tabela 3.3 – Composição elementar da EAF em (%)

	Galuppo (2020)	Coelho et al. (2006)	Moreira (2006)	Média
CaO	38,5	42,83	41,6	40,98
SiO <sub>2</sub>	36,2	33,02	33,65	34,29
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	11,2	12,64	12,42	12,09
MgO	6,9	7,71	7,95	7,52
S	0,91	1,06	-	0,99
K <sub>2</sub> O	0,44	0,31	-	0,38
Na <sub>2</sub> O	0,27	0,17	-	0,22
C	0,16	-	-	0,16
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	*	0,68	0,45	0,57
TiO <sub>2</sub>	-	0,6	0,73	0,67

\*FeO>1,21 (fora da faixa do equipamento)

Fonte: elaborado pelo autor

### 3.4.3 Cal de Carbureto

A cal de carbureto utilizada é oriunda da empresa White Martins, uma grande fabricante de gases, como o acetileno, no polo industrial da cidade de Sapucaia do Sul/RS. A cal de carbureto fornecida possui alto teor de umidade, logo foi submetida à estufa para secagem até que não houvesse mais perda de massa (Figura 3.28), tendo posterior destorroamento e peneiramento na peneira 200, de abertura 0,075mm, a fim de se obter um pó fino, com granulometria mais controlada e, portanto, maior reatividade (Figura 3.29).

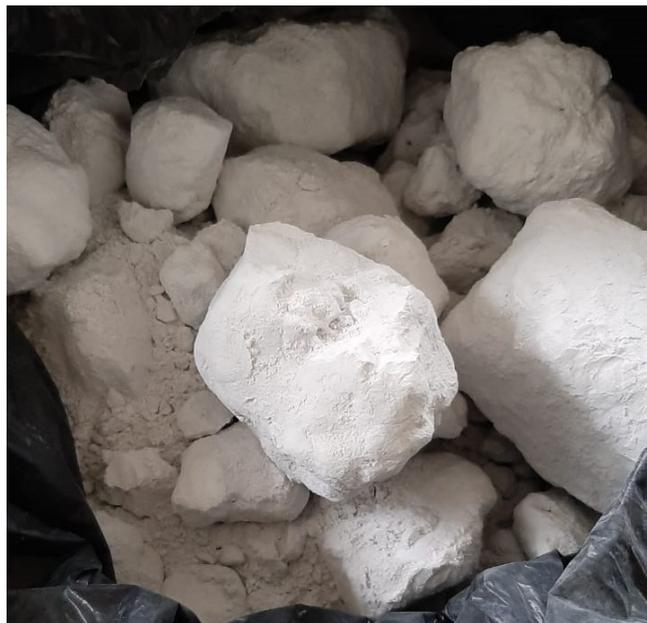


Figura 3.28 – Cal de carbureto já seca em estufa.

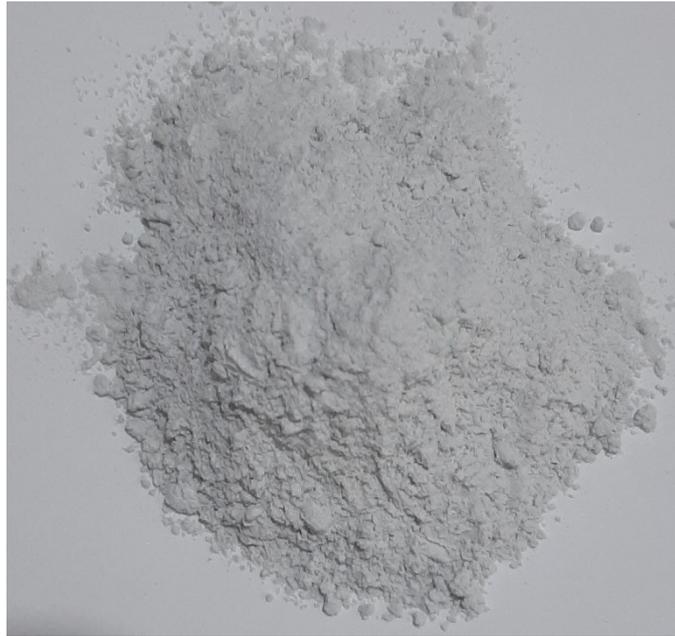


Figura 3.29 – Cal de carbureto peneirada para uso.

A composição mineralógica da CC foi identificada por meio de ensaios de DRX. O difratograma do ensaio está apresentado na Figura 3.30, onde é possível observar a predominância de Portlandita [ $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ], seguido de uma presença marcante de Calcita ( $\text{CaCO}_3$ ). Estes mesmos minerais foram relatados em estudos com a mesma cal de carbureto (Thomé, 1999; Saldanha et al. 2018; Lotero, 2020) e com outras ao redor do mundo (Horpibulsuk et al. 2012; Vichan e Rachan, 2013). Foi também identificado carbono sob forma de grafite no material, reportado também por outros autores (Saldanha et al. 2018; Lotero, 2020). Após análise de identificação de fases do difratograma, foi estimada a cristalinidade da CC, indicando estimativa de 38,76% de fase cristalina e 61,24% de fase amorfa. Lotero (2020) relatou um teor de óxido de cálcio disponível, que representa a fase reativa da CC, em um valor médio de 66,1% para a mesma CC utilizada neste estudo, valor próximo aos 61,24% de fase amorfa estimado pelo difratograma.

A composição química elemental da CC foi determinada por ensaios de FRX por outros autores. As quantidades em massa identificadas estão apresentadas na Tabela 3.4, apresentando altos teores de CaO (aproximadamente 70%).

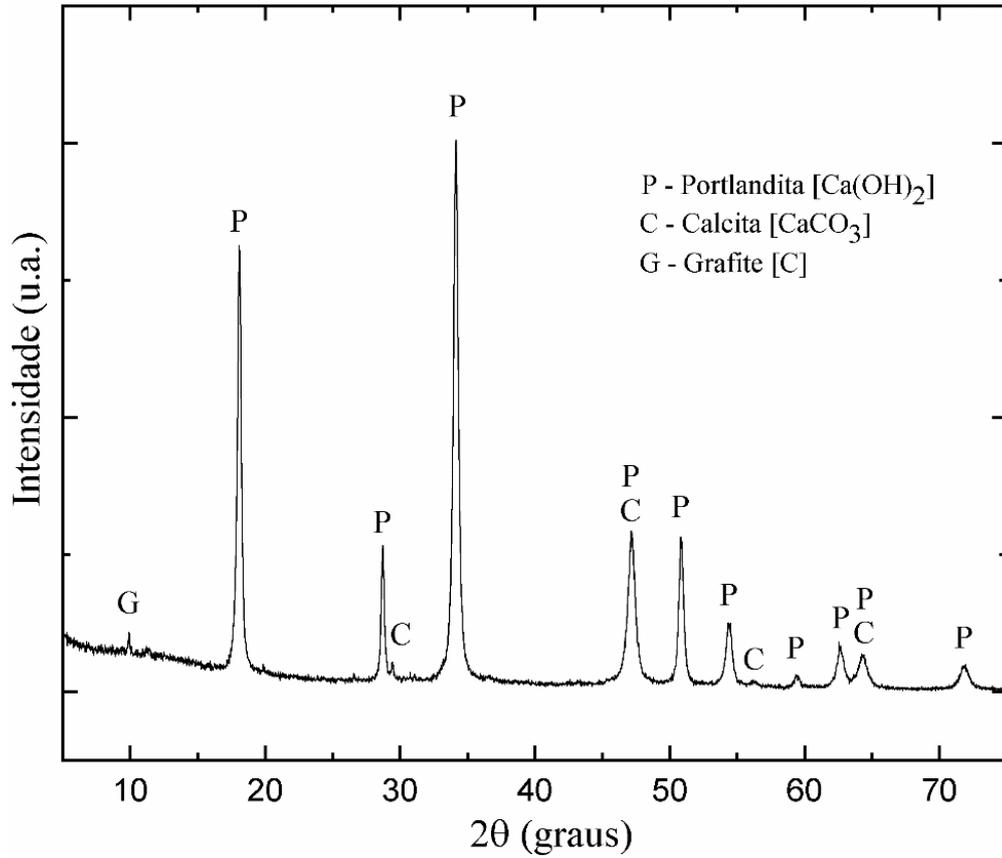


Figura 3.30 – Difratoograma de raios-x da cal de carbureto.

Tabela 3.4 – Composição elementar da CC em (%)

Fluorescência de raios-x (FRX)				
	Lotero (2020)	Saldanha et al. (2018)	Cardoso et al. (2009)	Média
CaO	69,62	74	71,2	71,61
SiO <sub>2</sub>	3,18	3,1	-	3,14
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	1,99	<1%	<1%	<1%
MgO	0,56	<1%	<1%	<1%
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,98	<1%	<1%	<1%
TiO <sub>2</sub>	0,08	-	-	<1%
SO <sub>3</sub>	-	<1%	<1%	<1%

Fonte: elaborado pelo autor

### 3.4.4 Cimento Portland

Como material componente do ligante ternário foi utilizado um cimento Portland de alta resistência inicial (CPV), de alta resistência inicial, de acordo com a NBR 16697 (ABNT, 2018). Este mesmo material foi utilizado como ligante de referência para análise da efetividade do ligante ternário alternativo, por ser um material amplamente utilizado e comercializado, com alto grau de pureza.

A composição mineralógica do CPV foi identificada por meio de ensaios de DRX. O difratograma do ensaio está apresentado na Figura 3.31, onde é possível observar a predominância dos tradicionais componentes do cimento Portland ( $C_3S$ ,  $C_2S$ ,  $C_3A$ ,  $C_3AF$ ). Além disso o material apresenta alguns picos de fase carbonatada ( $CaCO_3$ ), Quartzo, Gesso e Portlandita. Outros estudos apontam uma composição mineralógica similar a do presente estudo (Taylor e Aldridge, 1992; Serne e Westsik Jr. 2011; Garcia-Lodeiro et al. 2015; Scrivener et al. 2016). Após análise de identificação de fases do difratograma, foi estimada a cristalinidade do CPV, indicando estimativa de 20,55% de fase cristalina e 79,45% de fase amorfa.

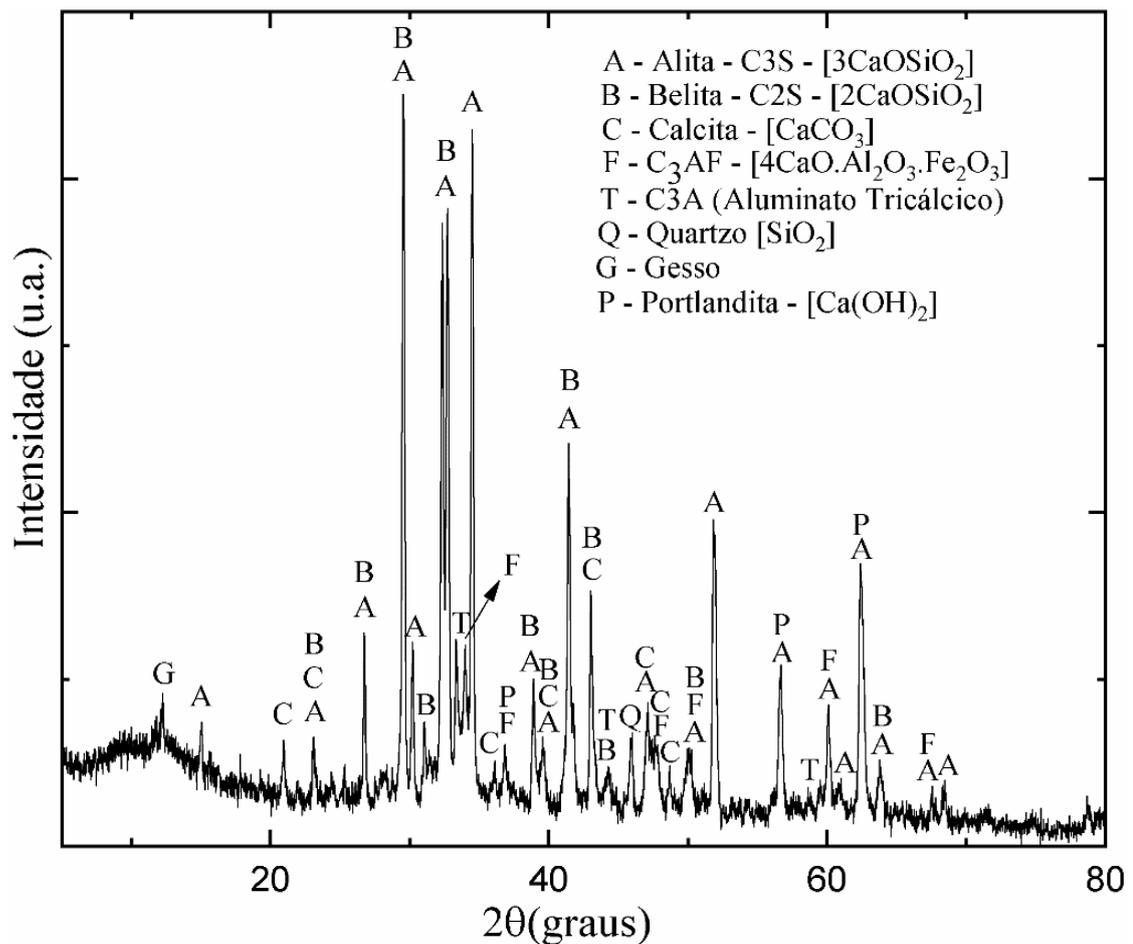


Figura 3.31 – Difratograma de raios-x do Cimento Portland ARI

A composição elementar do cimento Portland CPV brasileiro apresenta pequenas variações (Tabela 3.5). Na mesma tabela também é possível verificar as massas específicas do cimento Portland CPV para os respectivos autores.

Tabela 3.5 – Composição elementar e massa específica do CPV em (%)

	Fluorescência de raios-x (FRX) e Massa Específica (NBR 16605)					
	Referência					
	ALEXANDRE e LUZ (2020)	CIRINO (2016)	GURGEL (2020)	MACIEL (2017)	FUNAHASHI JÚNIOR (2018)	MÉDIA
CaO	54,75	60,54	55,62	60,8	61,82	58,71
SiO <sub>2</sub>	22,38	20,31	19,73	19,4	18,43	20,05
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	6,45	5,4	4,69	5,68	4,37	5,32
MgO	4,66	1,62	4,76	1,06	3,04	3,03
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3,41	2,9	3,44	2,97	2,86	3,12
SO <sub>3</sub>	2,68	2,2	2,84	3,1	4,28	3,02
Outros	5,67	7,03	8,92	6,99	5,2	
Massa esp. (g/cm <sup>3</sup> )	3,12	3,14	3,12		3,06	3,11

Fonte: elaborado pelo autor

#### 4 ESTUDO DO LIGANTE TERNÁRIO

No estudo da influência de variáveis no melhoramento do solo descrito no item 3.22, a composição do cimento ternário proposto foi escória de alto forno (EAF), cal de carbureto (CC) e cimento Portland ARI (CPV) (Figura 4.1), porém a porcentagem de cada material na composição do ligante ternário influencia no seu desempenho e, então, foi estudada anteriormente, para que se realize a análise com uma única composição de ligante.

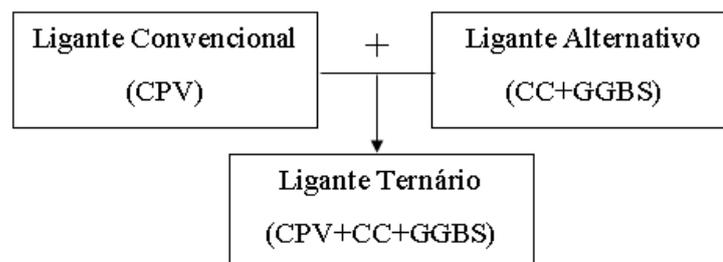


Figura 4.1 – Composição do ligante ternário.

Para realizar o estudo do ligante ternário, foi estabelecido um projeto de experimento para investigar a influência das variáveis quantidade de CC (% CC), porcentagem de substituição (%Substituição) e tempo de cura nas variáveis de resposta. Este projeto de experimentos foi determinado por um Projeto de Experimento Composto de Segunda Ordem (PCSO), analisando fatores cruzados entre variáveis e o possível comportamento quadrático das variáveis.

#### 4.1 PROJETO DE EXPERIMENTO COMPOSTO DE SEGUNDA ORDEM (PCSO)

Foi utilizado um projeto experimental de composição central para analisar o comportamento esperado não-linear da resposta mecânica em relação as variáveis estudadas. Este projeto possui pontos axiais e no centro das faces, onde foram estudados três fatores controláveis.

Este projeto fatorial, modelado um projeto fatorial completo ( $2^k$ ), com níveis mínimos e máximos para cada fator, permite avaliar os efeitos lineares e interações do modelo (LOTTERO, 2020). Os pontos centrais e repetições permitem analisar melhor a variância do estudo e possíveis curvaturas, apesar de não ser o suficiente para quais fatores quadráticos são significantes, necessitando da adição de pontos axiais ou de estrela para tal (GUTIÉRREZ e DE LA VARA, 2012).

No estudo proposto foi utilizado um PCSO por meio de um modelo fatorial completo com três fatores controláveis ( $2^3$ ), com níveis baixos e alto, que são os representados pelos cantos dos cubos. Além disso, foram utilizadas seis repetições no ponto central do cubo (ponto médio dos três fatores controláveis) e seis pontos axiais, formando a estrela do experimento. Foram utilizadas 3 réplicas para cada um dos pontos (exceto para o ponto central citado), que permitem atingir um número de 48 ensaios no total, em 15 diferentes pontos de estudo no cubo.

A definição das faixas de valores investigadas foi feita com base em estudos e testes anteriores.

##### Fatores controláveis

- Parcela de substituição do cimento Portland (%substituição): testes preliminares com 50% de substituição ainda apresentaram resultados satisfatórios em relação a 100% de CPV, e 100% de substituição não resultou em cimentação significativa em curto tempo para temperatura ambiente. Assim, optou-se por utilizar 50% como mínimo, sendo então %substituição=50, 65 e 80% (respectivamente 50% parcela alternativa

e 50% de cimento Portland; 65% parcela alternativa e 35% de cimento Portland; e 80% parcela alternativa e 20% de cimento Portland). Limitou-se a %substituição em 80%, pois o cimento Portland promove uma resistência em um menor prazo, sendo interessante manter certa quantidade de cimento Portland para garantir uma parcela de resistência inicial. Ahnberg et al. (2003) concluíram que resistências a curto prazo são principalmente obtidas com ligantes que contenham certa quantidade de cimento Portland, enquanto ligantes com baixas resistências iniciais podem vir a atingir altas resistências por conta da baixa velocidade das reações pozolânicas, principalmente em ligantes contendo cal, escória-cal e também cimento-cal. Assim, optou-se por limitar o teor mínimo de CPV no LT em 20%, porém este teor deve ser avaliado cuidadosamente em estudos futuros com cura em temperatura ambiente para avaliar a resistência a curto prazo do solo estabilizado pelo LT.

- Dosagem da parcela alternativa – Porcentagem de Cal de Carbureto (%CC): Ahnberg et al. (2003) utilizou um ligante composto por EAF e cal hidratada nas proporções de 75-25%, respectivamente, e 50-50%, para 3 diferentes solos em 28 dias de cura, onde a proporção 75-25% apresentou resultados superiores. No mesmo estudo, para longo prazo (365 dias de cura) o ligante de EAF e cal, na proporção 50-50, apresentou maiores resistências que o cimento Portland para 2 de 3 solos testados. Nidzam e Kinuthia (2010) apresentaram resultados de diversos autores para diferentes argilas e razões entre a EAF e o seu ativador (cal ou cimento Portland), obtendo como melhores resistências aos 28 dias, misturas com 80-20% e 60-40% (EAF-cal) e 70-30%; 80-20% e 60-40% (EAF-cimento Portland). Ficou evidenciado por esta análise que a razão ótima entre EAF e o seu ativador varia muito de acordo com o solo. Como, no presente estudo, a metodologia de moldagem necessita que o ligante cimente em condições saturadas, a presença de um alto teor de cálcio para sucesso da estabilização é inevitável, além de que o pH ácido do solo dificulta a reatividade dos alumino silicatos. Assim, optou-se por fazer uma mistura teste com %CC=40% e %EAF=60% (valores intermediários aos citados acima), obtendo resultado satisfatório de qu igual ao obtido por 100% de CPV. Com isso, definiu-se uma faixa de valores estudados para proporções com alto e menor conteúdo de cálcio, abrangendo parte dos valores estudados anteriormente (Ahnberg et al. 2003; Nidzam e Kinuthia, 2010) além da adição de valores com alto conteúdo de cálcio, tendo em vista sua possível necessidade para o bom desempenho da estabilização proposta.

Foram definidos valores de 30, 50 e 70% de CC (respectivamente 30% de CC e 70% de EAF; 50% de CC e 50% de EAF e 70% de CC e 30% de EAF).

- Tempo de cura: os tempos de estudo de 1, 7 e 13 dias foram definidos após testes preliminares com 2 e 4 dias de cura, que já resultaram em uma determinada cimentação, sendo que para 4 dias as resistências foram maiores.

Fatores constantes:

- Temperatura: 60°C, com base nos estudos mencionados no item 3.3.5.
- Quantidade de ligante: 200kg/m<sup>3</sup> foi definido por ser um valor tipicamente utilizado em trabalhos anteriores e na prática geotécnica de estabilização em massa (item 2.5), que terá sua influência avaliada na Fase 2 do estudo.
- Sobrecarga: 18kPa foi definido por ser o valor recomendado para estabilização em massa (item 3.3.5), que terá sua influência avaliada na Fase 3 do estudo.

Para resumir as variáveis e os valores investigados no PCSO da Fase 1 foi elaborado um esquema (Figura 4.2). Com isso, foi realizada uma ilustração dos pontos do cubo do PCSO e suas respectivas misturas identificadas (Figura 4.3), que estão com suas composições detalhadas na Tabela 4.1. Foram moldados corpos de prova de controle utilizando apenas cimento Portland como ligante, para comparação em cada tempo de cura (M16, M17 e M18).

$$\begin{array}{l}
 F_{\text{controláveis}} \left\{ \begin{array}{l} \% \text{substituição} \left\{ \begin{array}{l} 50\% \\ 65\% \\ 80\% \end{array} \right. \\ \\ \% \text{CC} \left\{ \begin{array}{l} 30\% \\ 50\% \\ 70\% \end{array} \right. \\ \\ \text{tempo} \left\{ \begin{array}{l} 1d \\ 7d \\ 13d \end{array} \right. \end{array} \right. \\
 \\
 F_{\text{const.}} \left\{ \begin{array}{l} \text{Temperatura} = 60 \pm 0,5^{\circ}\text{C} \\ \text{Teor de ligante} = \frac{200\text{kg}}{\text{m}^3} \text{ ou } 25\% \text{ de ligante em relação ao peso de solo seco} \\ \text{Sobrecarga} = 18\text{kPa} \end{array} \right. \\
 \\
 \text{Variável de Resposta} \{qu \text{ e } E50
 \end{array}$$

Figura 4.2 – Resumo do PCSO da fase 2 do estudo.

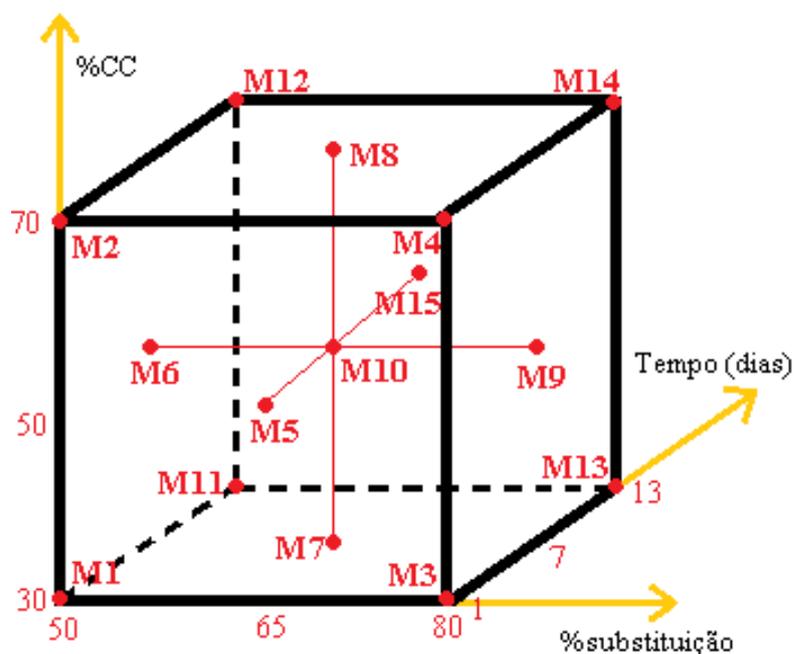


Figura 4.3 – Cubo do PCSO da Fase 2 do estudo e numeração das misturas.

Tabela 4.1 – Composição das misturas do estudo do ligante ternário

Mistura	CC (%)	Substituição (%)	Tempo de cura (dias)	% CC (em massa)	% EAF (em massa)	% CPV (em massa)	Fatores Constantes
M1	30	50	1	15	35	50	Temperatura de cura de $60 \pm 0,5^\circ\text{C}$ , sobrecarga 18 kPa e teor de ligante de $200\text{kg/m}^3$
M2	70	50	1	35	15	50	
M3	30	80	1	24	56	20	
M4	70	80	1	56	24	20	
M5	50	65	1	32,5	32,5	35	
M6	50	50	7	25	25	50	
M7	30	65	7	19,5	45,5	35	
M8	70	65	7	45,5	19,5	35	
M9	50	80	7	40	40	20	
M10	50	65	7	32,5	32,5	35	
M11	30	50	13	15	35	50	
M12	70	50	13	35	15	50	
M13	30	80	13	24	56	20	
M14	70	80	13	56	24	20	
M15	50	65	13	32,5	32,5	35	
M16	-	-	1	0	0	100	
M17	-	-	7	0	0	100	
M18	-	-	13	0	0	100	

Fonte: Autor

## 4.2 RESULTADO DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO NÃO CONFINADA

Os resultados dos ensaios de compressão não confinada ( $q_u$ ) para as diferentes misturas propostas para o estudo do ligante ternário estão apresentadas na Figura 4.4, incluindo as misturas de controle com cimento Portland para os diferentes tempos de cura. Os resultados apresentados na figura supracitada são as médias das réplicas executadas para suas respectivas misturas. A resistência máxima foi identificada na mistura 14 (M14), atingindo 3.710 kPa. Esta foi a resistência média da mistura que possui %Substituição de 80%, %CC de 70% e 13 dias de cura. Ainda, cabe observar que a mistura M14, com 13 dias de cura, apresentou resistência maior que a mistura de controle M18, também de 13 dias de cura, que possui como ligante exclusivamente o cimento Portland CPV.

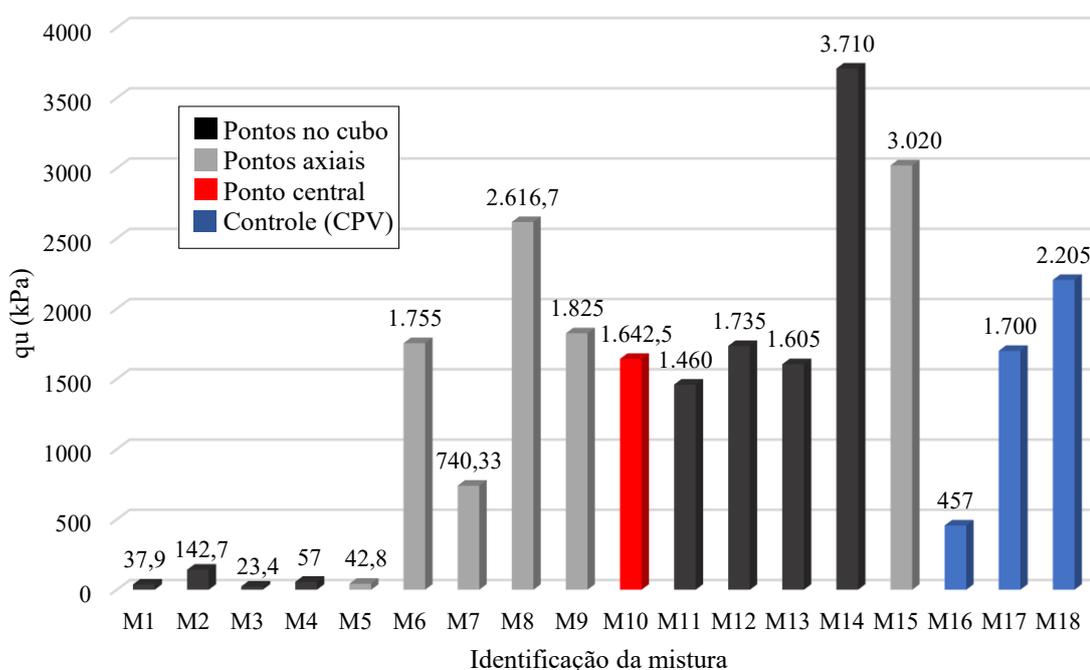


Figura 4.4 – Resistência à compressão média para cada mistura testada

### 4.2.1 Análise de variância (ANOVA) do PCSO para $q_u$

Uma análise de variância (ANOVA) com significância de 5% ( $\alpha=0,05$ ) foi utilizada para analisar a influência e significância dos efeitos principais, interações e não-linearidade em relação a variável de resposta. Os resultados desta análise estão apresentados na Tabela 4.2. Prontamente é possível verificar que o efeito principal “% Substituição” não apresenta

significância sobre qu, tanto em termos lineares quanto quadráticos. Os fatores “% CC” e “Tempo” exercem significativa influência sobre qu. O “Tempo” afeta qu de forma quadrática, já a “%CC%” apenas de forma linear, apesar de apresentar certa curvatura nos gráficos de efeitos principais (Figura 4.5). A interação entre 2 fatores só apresenta significância para a interação “% CC\*Tempo”.

Tabela 4.2 – Análise de Variância – Tabela ANOVA para qu (PCSO)

Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P	Signif.
<b>Modelo</b>	9	51319420	5702158	162,6	0	
<b>Linear</b>	3	43977948	14659316	418,02	0	
% Substituição	1	59792	59792	1,71	0,203	Não
% CC	1	8679816	8679816	247,51	0	Sim
Tempo (dias)	1	36478958	36478958	1040,22	0	Sim
<b>Quadrado</b>	3	1184855	394952	11,26	0	
% Subst*% Subst	1	104	104	0	0,957	Não
% CC*% CC	1	49208	49208	1,4	0,247	Não
Tempo (dias)*Tempo (dias)	1	756592	756592	21,57	0	Sim
<b>Interação com 2 Fatores</b>	3	4408423	1469474	41,9	0	
% Substituição*% CC	1	5614	5614	0,16	0,692	Não
% Substituição*Tempo (dias)	1	124455	124455	3,55	0,07	Não
% CC*Tempo (dias)	1	4341572	4341572	123,8	0	Sim

#### Sumário do Modelo

**S (desvio padrão)=187,266**

**R<sup>2</sup>=98,19%**

**R<sup>2</sup>(ajustado para graus de liberdade)=97,58%**

**R<sup>2</sup>(previsto)=96,78%**

GL= Graus de liberdade; SQ=Somas ajustadas de quadrados; QM= Média dos quadrados ajustados; Signif=Significância

Fonte: Autor

A Figura 4.5 apresenta os gráficos de efeitos principais para qu, onde é possível confirmar a análise realizada na Tabela ANOVA. Apesar de apresentar determinada curvatura (côncava) com comportamento aparentemente assintótico, a “%CC”, assim como a “% Substituição”, apresentam influência linear sobre qu. No caso da “%CC” o aumento é significativo com o aumento do teor de CC. Este resultado difere do encontrado em pesquisas anteriores, as quais normalmente atingem proporções ótimas em relação a qu com maiores quantidades de EAF do que de cal (KINUTHIA e WILD, 1998; NIDZAM e KINUTHIA, 2010; AHNBERG et al. 2003). Apesar disso, a necessidade de maiores quantidades de cálcio

disponível para ativação da EAF, mesmo que tenham resultado em excelentes desempenhos mecânicos podem ser explicados por alguns fatores: (a) o caráter ácido, orgânico e tipo do solo (argila) possibilitam que uma parcela da reatividade do ligante pode ter sido diminuída por interação com o solo (Bergado et al. 1996) e sua porção orgânica (Chen e Wang, 2006; Bate et al. 2014) além de que as reações pozolânicas apenas ocorrem para pH acima de 10,5 (Davidson et al. 1965); (b) a metodologia de moldagem com solo totalmente saturado e água disponível ao longo de todo processo de cura influenciaram no resultado, tendo em vista que o teor de água afeta a resistência de um ligante pozolânico (FOURNIER e GEOFFRAY, 1978). O fator “%Substituição” não exerceu influência significativa sobre  $q_u$ . O efeito principal “Tempo” exerce papel importante para o ganho de resistência, sendo maior quanto maior o tempo de cura, comportamento já esperado devido à baixa velocidade em que ocorrem as reações pozolânicas, podendo atingir meses a anos (SARGENT, 2015). Cabe ressaltar, que o objetivo da cura térmica foi simular uma cura a longo prazo, o que parece ter sido atingido pelo comportamento observado de tendência assintótica, onde aparentemente a máxima resistência possível foi atingida com 13 dias, com 95% dessa resistência já atingida com 10 dias de cura.

### Gráfico de Efeitos Principais para $q_u$ (kPa)

Médias Ajustadas

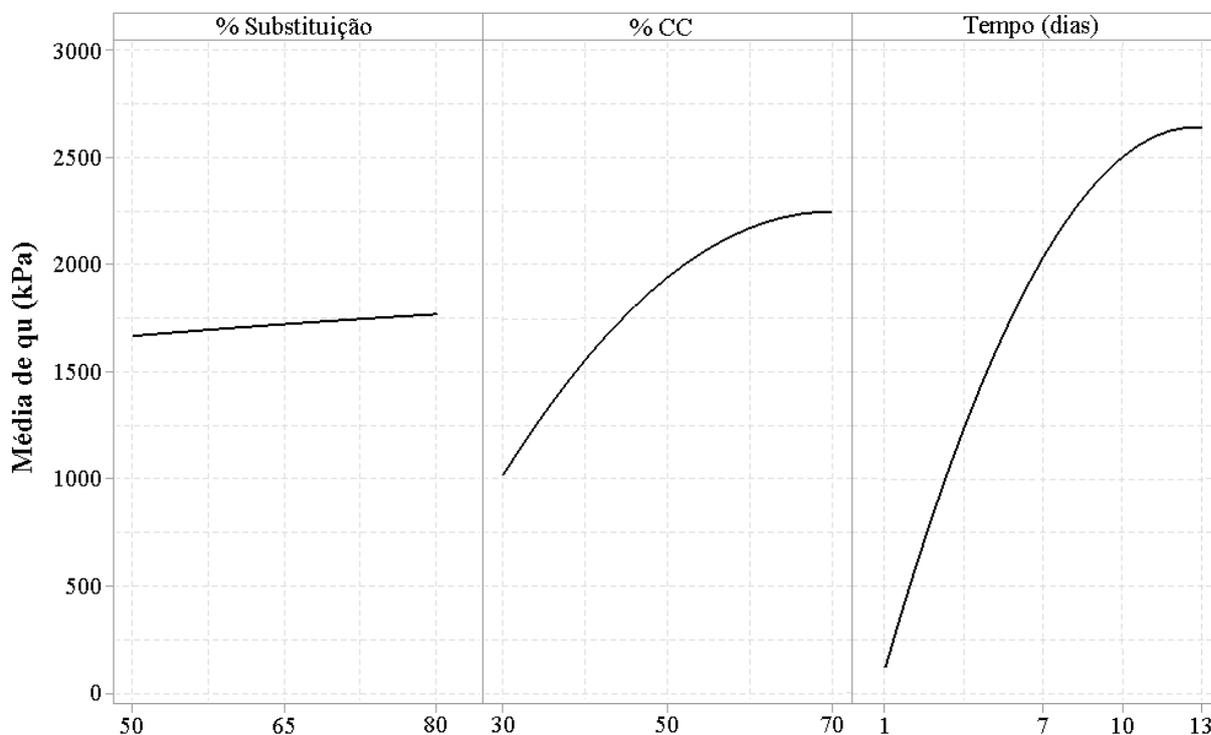


Figura 4.5 – Gráfico de efeitos principais para  $q_u$

A Figura 4.6 apresenta os gráficos de interação entre os fatores controláveis sobre  $q_u$ . Pelas interações do fator “%Substituição” ficou evidenciado a sua falta de significância sobre  $q_u$ . Para o gráfico de interação “%CC\*Tempo” foi possível observar um resultado significativo e já esperado para o sistema utilizado. A Portlandita [ $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ] presente na CC se solubiliza em meio aquoso, liberando íons ( $\text{OH}^-$ ) para o meio, que elevam o pH do sistema. Quanto maior o tempo para a dissolução da CC, mais produtos de reação estarão presentes no meio, isto é, com o tempo as reações pozolânicas são mais fortes e notáveis. Por este motivo, a inclinação da curva de interação é maior quanto maior for o tempo de cura, mostrando que maior será  $q_u$  quanto maior for a “% CC”, porém perdendo este efeito quanto menor for o tempo de cura, até que não se tenha mais efeito para 1 dia de cura, o que justifica a significância da interação “%CC\*Tempo”.

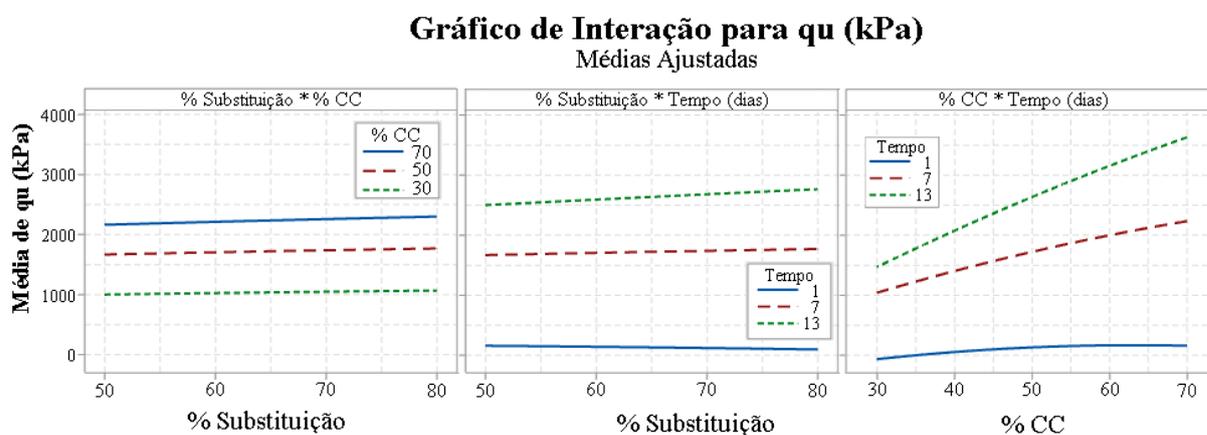


Figura 4.6 – Gráfico de interação para  $q_u$

#### 4.2.2 Modelo de regressão e método de superfície de resposta (MSR) para $q_u$

Foi utilizado um software estatístico para definição de uma equação por um modelo de regressão que estime  $q_u$  por meio dos diferentes fatores controláveis, o que permite a geração de superfícies de resposta por equação de regressão múltipla. A Equação 9 permite obter a variável de resposta, onde A é a “% Substituição”, B é a “% CC” e C é o “Tempo (dias)”.

$$(9) q_u \text{ (kPa)} = -726 + 217 A + 2349 B + 483,9 C - 176 A^2 - 2129 B^2 - 9,42 C^2 \\ - 577 AB + 91,3 AC - 404,3 BC$$

O MSR utiliza duas variáveis em conjunto, formando uma superfície de resposta em infinitas combinações para uma terceira (variável de resposta). Assim, é possível analisar também a interação entre fatores desta forma. A Figura 4.7 apresenta as superfícies de resposta

para os fatores controláveis analisados, onde pode ser observado principalmente a importância do tempo e teor de CC, bem como a interação entre os 2 fatores, maximizando a resistência para %CC=70 e Tempo=13 dias.

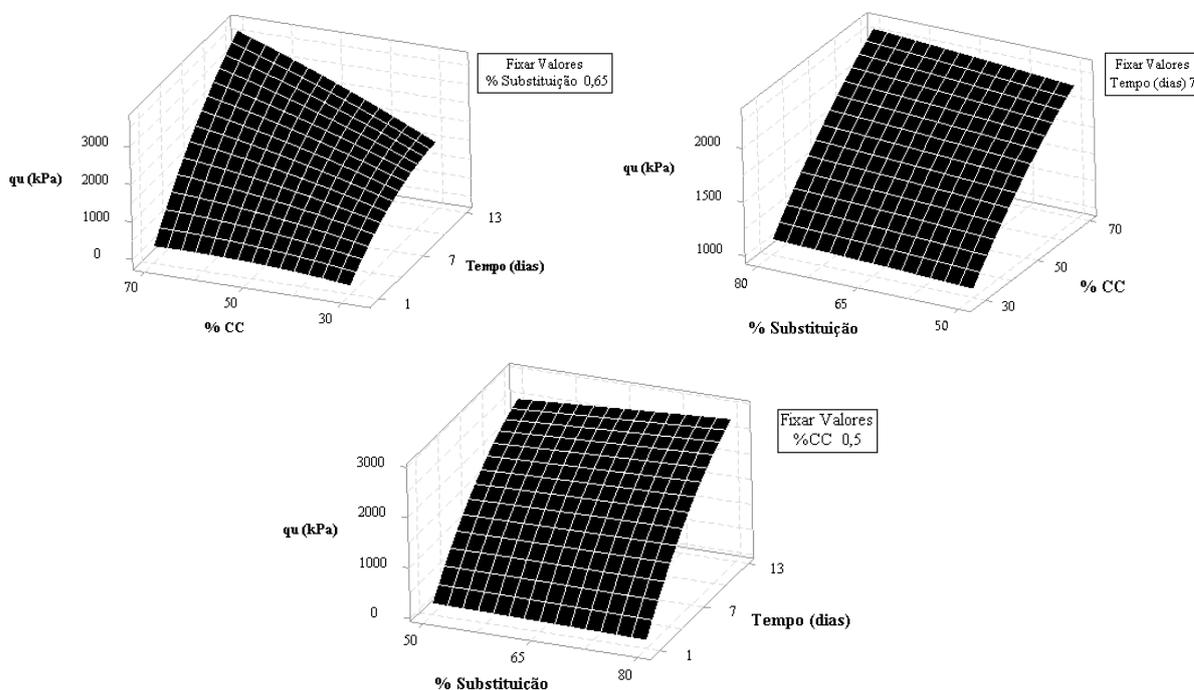


Figura 4.7 – Superfícies de resposta para  $q_u$  (kPa)

O modelo de regressão pode ser avaliado, de forma geral, por meio das medições dos coeficientes de determinação ( $R^2$ ) e coeficientes de determinação ajustado ( $R^2_{aj}$ ). Para o modelo estatístico utilizado na variável de resposta  $q_u$ , os valores obtidos foram de  $R^2=98,19\%$  e  $R^2_{aj}=97,58\%$ . O valor de  $R^2_{aj}=97,58\%$  é bem superior aos 70% recomendados por Montgomery (2009) para fins de previsão de resposta, tendo em vista que este está ajustado aos graus de liberdade do modelo estatístico.

Os gráficos dos resíduos para o modelo estatístico ANOVA de  $q_u$  estão apresentados na Figura 4.8. Pelo gráfico de probabilidade normal (Figura 4.8a), é possível observar que a normalidade se cumpre de maneira satisfatória, já que os resíduos se distribuem de forma normal (pontos próximos à linha normal), que pode ser corroborado pelo histograma (Figura 4.8c), que apesar de apresentar alguns valores atípicos, mas que podem ser desconsiderados do modelo. A homogeneidade dos dados também foi verificada pelo diagrama de resíduo por valores ajustados (Figura 4.8b). No gráfico de ordem de observação pelos resíduos (Figura 4.8d) é possível observar que a ordem dos experimentos não influenciou o comportamento da

resposta, tendo em vista que não apresentou um comportamento de variação típico, ou seja, os resíduos ocorreram de forma aleatorizada.

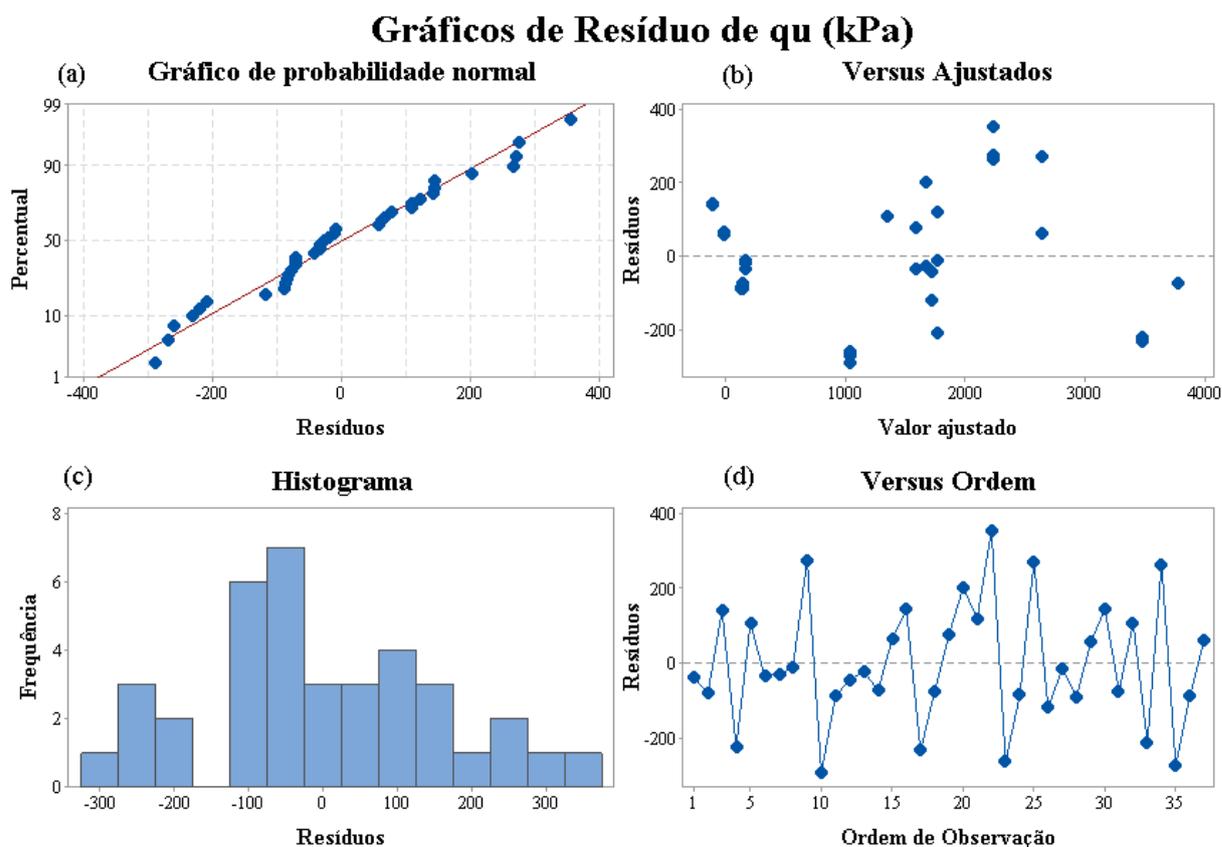


Figura 4.8 – Gráficos de resíduos para  $q_u$

### 4.3 RESULTADOS DE MÓDULO DE ELASTICIDADE PARA 50% DE DEFORMAÇÃO ( $E_{50}$ )

A partir dos ensaios de compressão não confinada foram calculados para cada corpo de prova o Módulo de Elasticidade Secante ( $E_{50}$ ). Desta forma, é possível analisar a influência dos fatores controláveis também sobre a rigidez dos corpos de prova. Os resultados de médios de  $E_{50}$  para as diferentes misturas propostas no estudo do ligante ternário estão apresentadas na Figura 4.9, incluindo as misturas de controle com cimento Portland para os diferentes tempos de cura. A rigidez máxima foi identificada na mistura 15 (M15), atingindo 462,92 MPa, rapidamente seguida da M8 (456,3MPa) e M14 (420,57MPa). A mistura M15 possui %Substituição de 65%, %CC de 50% e 13 dias de cura, a mistura M8 possui %Substituição de 65%, %CC de 70% e 7 dias de cura, e a mistura M14 possui %Substituição de 80%, %CC de 70% e 13 dias de cura.

Ainda, cabe observar que as três misturas citadas (M15, M8 e M14), apresentaram rigidez maior que a mistura de controle M18, de 13 dias de cura, que possui como ligante exclusivamente o cimento Portland CPV.

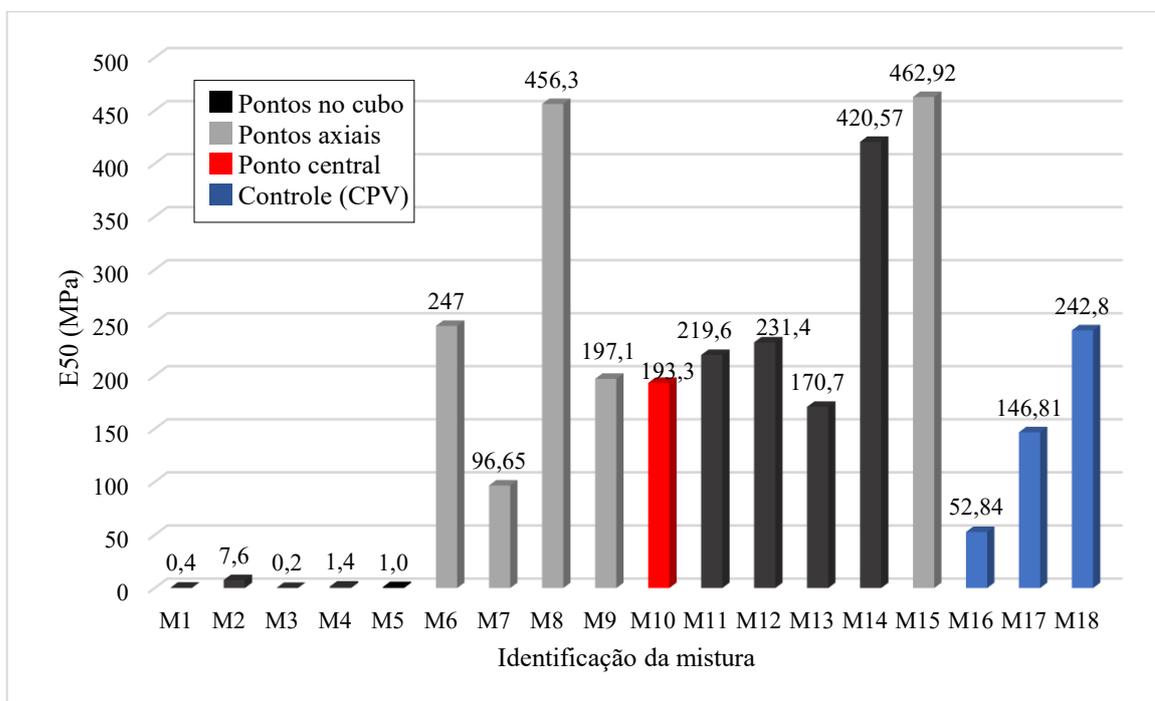


Figura 4.9 – Módulo de elasticidade ( $E_{50}$ ) médio para cada mistura testada

#### 4.3.1 Análise de variância (ANOVA) do PCSO para $E_{50}$

Assim como para  $q_u$ , foi realizada uma análise de variância (ANOVA) com significância de 5% ( $\alpha=0,05$ ) para estudar a influência e significância dos efeitos principais, interações e não-linearidade em relação a variável de resposta. Os resultados desta análise estão apresentados na Tabela 4.3. Os resultados obtidos são análogos aos de  $q_u$ , sendo possível verificar que o efeito principal “% Substituição” não apresenta significância sobre  $E_{50}$ , tanto em termos lineares quanto quadráticos. Os fatores “% CC” e “Tempo” exercem significativa influência sobre  $q_u$ . O “Tempo” afeta  $q_u$  de forma quadrática, já a “%CC% apenas de forma linear. A interação entre 2 fatores só apresenta significância para a interação “% CC\*Tempo”.

Tabela 4.3 – Análise de Variância – Tabela ANOVA para E<sub>50</sub> (PCSO)

Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P	Signif.
<b>Modelo</b>	9	637433	70826	38,81	0	
<b>Linear</b>	3	495300	165100	90,47	0	
% Substituição	1	7	7	0	0,951	Não
% CC	1	65500	65500	35,89	0	Sim
Tempo (dias)	1	440176	440176	241,21	0	Sim
<b>Quadrado</b>	3	71742	23914	13,1	0	
% Substituição*% CC	1	1724	1724	0,94	0,34	Não
% CC*% CC	1	533	533	0,29	0,593	Não
Tempo (dias)*Tempo (dias)	1	43675	43675	23,93	0	Sim
<b>Interação com 2 Fatores</b>	3	24397	8132	4,46	0,011	
% Substituição*% CC	1	2595	2595	1,42	0,243	Não
% Substituição*Tempo (dias)	1	288	288	0,16	0,694	Não
% CC*Tempo (dias)	1	22528	22528	12,34	0,002	Sim

**Sumário do Modelo**

S (desvio padrão)=42,7186

R<sup>2</sup>=92,82%R<sup>2</sup>(ajustado para graus de liberdade)=90,43%R<sup>2</sup>(previsto)=87,15%

GL= Graus de liberdade; SQ=Somas ajustadas de quadrados; QM= Média dos quadrados ajustados; Signif=Significância

Fonte: Autor

A Figura 4.10 apresenta os gráficos de efeitos principais para E<sub>50</sub>, onde é possível confirmar a análise realizada na Tabela ANOVA. Apesar de apresentar determinada curvatura, a “% Substituição”, assim como a “%CC”, apresentam influência linear sobre a rigidez. No caso da “%CC” o aumento de E<sub>50</sub> é significativo com o aumento do teor de CC, já a “%Substituição” não exerce influência significativa sobre E<sub>50</sub>. O efeito principal “Tempo” exerce papel importante para o aumento da rigidez, sendo maior quanto maior o tempo de cura, onde possivelmente a máxima rigidez foi atingida com 13 dias, com 97% da rigidez máxima já atingida com 10 dias de cura. A influência de cada fator sobre a rigidez é similar àquela observada para q<sub>u</sub>, já que os efeitos sobre a rigidez foram muito similares aos observados para q<sub>u</sub>.

### Gráfico de Efeitos Principais para E<sub>50</sub> (MPa) Médias Ajustadas

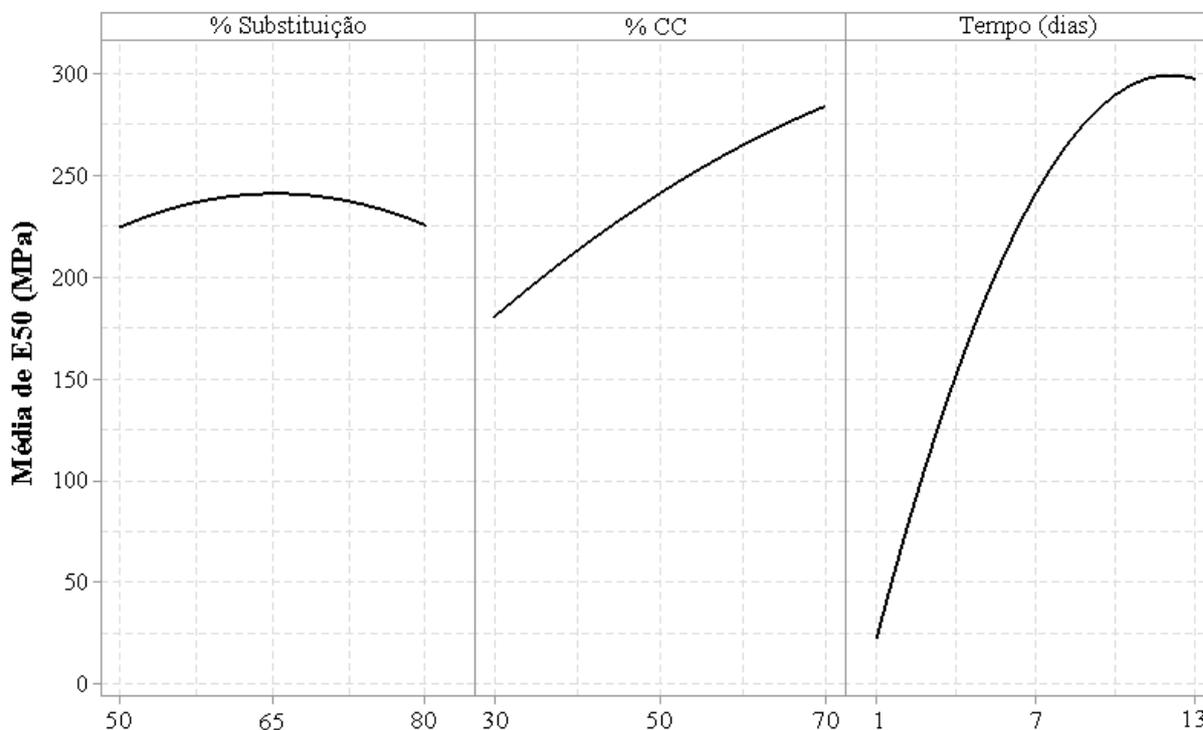


Figura 4.10 – Gráfico de efeitos principais para E<sub>50</sub>

A Figura 4.11 apresenta os gráficos de interação entre os fatores controláveis sobre E<sub>50</sub>. Pelas interações do fator “%Substituição” ficou evidenciado a sua falta de significância sobre E<sub>50</sub>. Para o gráfico de interação “%CC\*Tempo” foi possível observar a influência dos fatores cruzados sobre E<sub>50</sub>. O motivo para essa interação exercer influência é a mesma que para qu, sendo as reações pozolânicas responsáveis pelo efeito da CC ao longo do tempo cura (Item 4.2.1). Assim, a inclinação da curva de interação é maior quanto maior for o tempo de cura, mostrando que maior será E<sub>50</sub>, quanto maior for a “% CC”, porém perdendo este efeito quanto menor for o tempo de cura, até que quase não se tenha mais efeito para 1 dia de cura, o que justifica a significância da interação “%CC\*Tempo” para a rigidez.

## Gráfico de Interação para E<sub>50</sub> (MPa) Médias Ajustadas

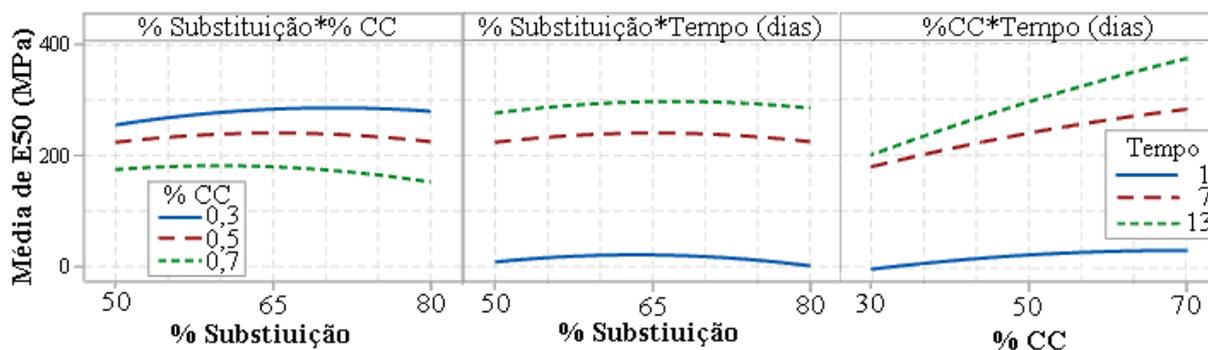


Figura 4.11 – Gráfico de interação para E<sub>50</sub>

### 4.3.2 Modelo de regressão e método de superfície de resposta (MSR) para E<sub>50</sub>

Foi utilizado um software estatístico para definição de uma equação por um modelo de regressão que estime E<sub>50</sub> por meio dos diferentes fatores controláveis, o que permite a geração de superfícies de resposta por equação de regressão múltipla. A Equação 10 permite obter a variável de resposta, onde A é a “% Substituição”, B é a “% CC” e C é o “Tempo (dias)”.

$$(10) \quad E_{50} \text{ (MPa)} = -471 + 1102A + 421B + 66,4C - 718AA - 222BB - 2,263CC - 393AB + 4,4AC - 29,13BC$$

O MSR utiliza duas variáveis em conjunto formando uma superfície de resposta em infinitas combinações para uma terceira (variável de resposta). Assim, é possível analisar também a interação entre fatores desta forma. A Figura 4.12 apresenta as superfícies de resposta para os fatores controláveis analisados para E<sub>50</sub>, onde pode ser observado principalmente a importância do tempo e teor de CC, bem como a interação entre os 2 fatores, maximizando a rigidez para %CC=70 e Tempo=13 dias, mesmo comportamento observado para qu.

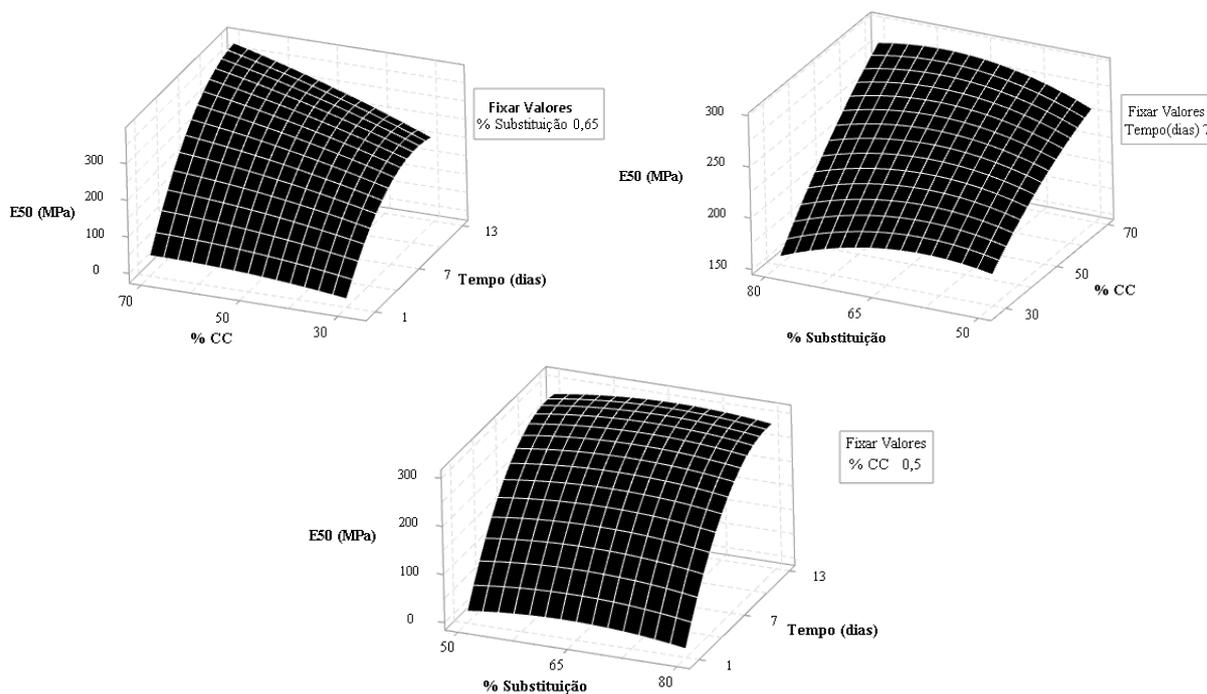


Figura 4.12 – Superfícies de resposta para  $E_{50}$  (MPa)

Para o modelo estatístico utilizado na variável de resposta  $E_{50}$ , os valores obtidos foram de  $R^2=92,82\%$  e  $R^2_{aj}=90,43\%$ . O valor de  $R^2_{aj}=90,43\%$  é bem superior aos 70% recomendados por Montgomery (2009) para fins de previsão de resposta, tendo em vista que este está ajustado aos graus de liberdade do modelo estatístico.

Os gráficos dos resíduos para o modelo estatístico ANOVA para  $E_{50}$  estão apresentados na Figura 4.13. Pelo gráfico de probabilidade normal (Figura 4.13a), é possível observar que a normalidade se cumpre de maneira satisfatória, já que os resíduos se distribuem de forma normal (pontos próximos à linha normal), que pode ser corroborado pelo histograma (Figura 4.13c), que apesar de apresentar alguns valores atípicos, mas que podem ser desconsiderados do modelo. A homogeneidade dos dados também foi verificada pelo diagrama de resíduo por valores ajustados (Figura 4.13b). No gráfico de ordem de observação pelos resíduos (Figura 4.13d) é possível observar que a ordem dos experimentos não influenciou o comportamento da resposta, tendo em vista que não apresentou um comportamento de variação típico, ou seja, os resíduos ocorreram de forma aleatorizada.

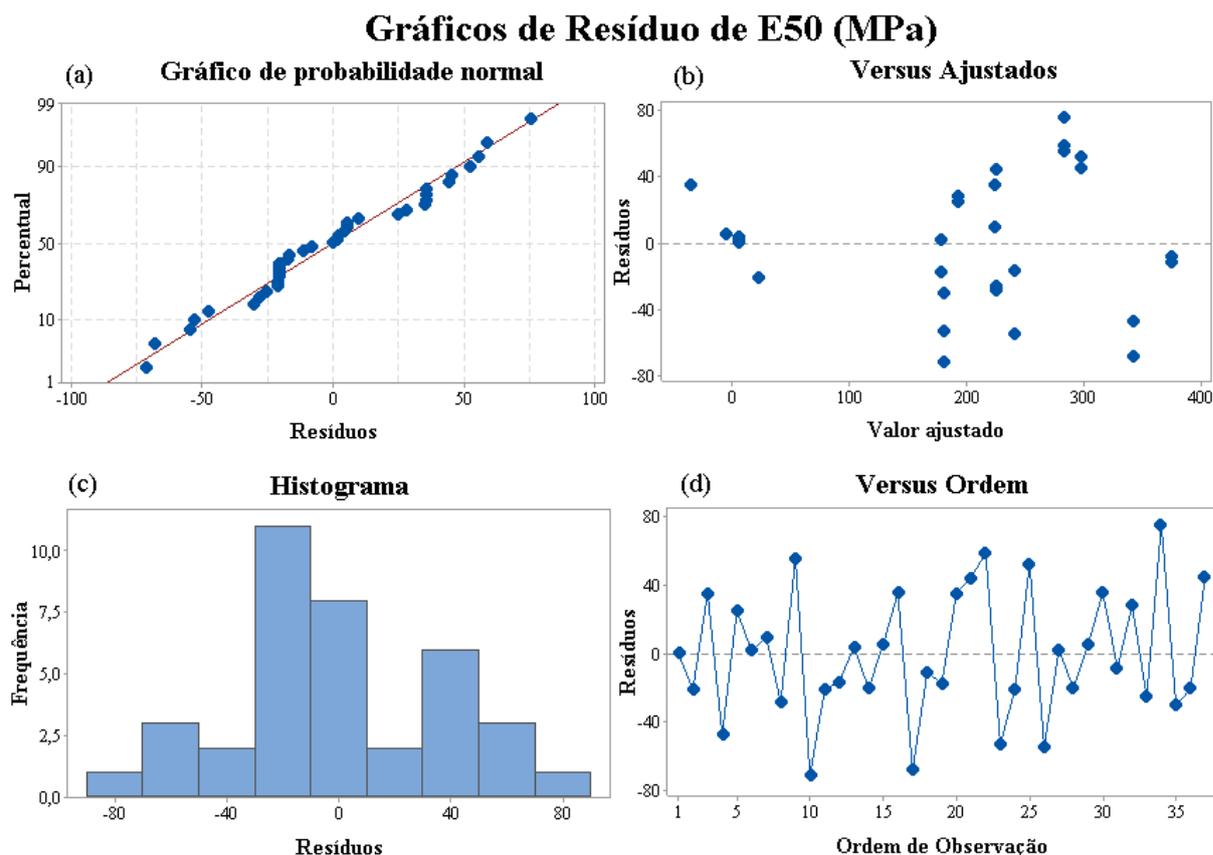


Figura 4.13 – Gráficos de resíduos para E<sub>50</sub>

#### 4.4 ANÁLISE $q_u$ VERSUS E<sub>50</sub>

Os resultados de resistência e rigidez apresentaram mesma tendência, concluindo que a variação dos fatores afetou de mesma forma os dois parâmetros mecânicos, comportamento similar ao verificado por Lotero (2020). Segundo o EuroSoilStab (2002) existe uma relação linear entre a resistência a compressão não confinada ( $q_u$ ) e a rigidez (E<sub>50</sub>), com valores de E<sub>50</sub> atingindo de 100 a 200 vezes o valor de  $q_u$ . A Figura 4.14 apresenta os pares de  $q_u$  e E<sub>50</sub>, onde foi verificado um comportamento linear com um R<sup>2</sup>=94,42%, onde os principais fatores que influenciaram nas respostas foi a %CC e o tempo de cura. Uma razão entre resistência e rigidez também entre 100 e 200 vezes, conforme relatado acima, foi encontrada no estudo do ligante. A relação linear da resistência a compressão não confinada e rigidez também foi relatada por EuroSoilStab (2002) e Lemos et al. (2020), utilizando o E<sub>50</sub> para estudo da rigidez, e Lotero (2020) e Consoli et al. (2018a), utilizando a rigidez cisalhante inicial (G<sub>0</sub>) para estudo da rigidez.

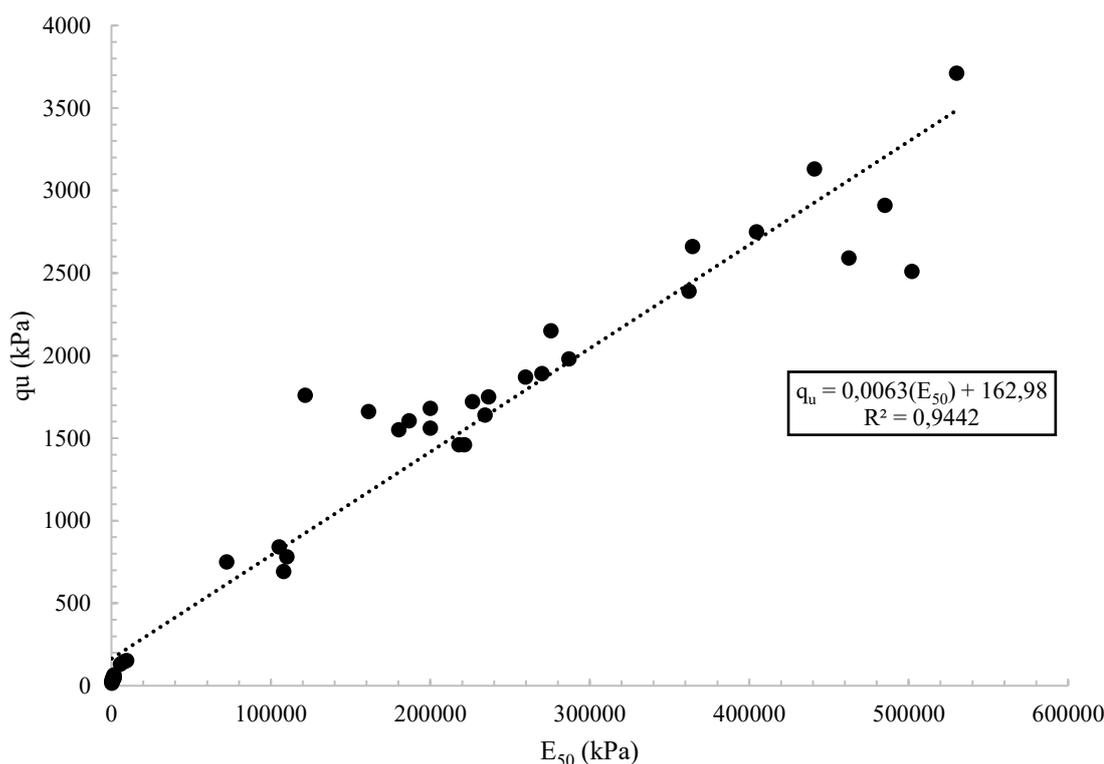


Figura 4.14 – Gráfico de  $q_u$  versus  $E_{50}$

#### 4.5 SELEÇÃO DA COMPOSIÇÃO DO LIGANTE TERNÁRIO

Para cumprir o objetivo principal desta fase do estudo – determinar a composição do ligante ternário – foi utilizada a análise do comportamento mecânico das misturas testadas. É possível perceber, para os gráficos de efeitos principais de  $q_u$  e  $E_{50}$  (Figuras 4.5 e 4.10, respectivamente), que a “% CC” que gerou maior resposta foi 70%. Mesmo tendo apresentado estatisticamente influência apenas linear sobre  $q_u$ , foi possível visualizar determinada curvatura com tendência de estabilização do ganho de resistência para este teor. Para  $E_{50}$ , a influência foi linear e crescente conforme foi aumentado o teor de CC. Por esta análise, optou-se por utilizar uma “%CC” igual a 70%, não sendo testados maiores valores, principalmente pela tendência assintótica na influência sobre  $q_u$ , conforme citado acima. Com isso, a parcela alternativa do ligante ternário fica definida por 70% de CC e 30% de EAF, que resulta em uma relação EAF:CC de 3:7, diferente ao usual, com possíveis causas discutidas no Item 4.2.1.

A fim de definir a “% Substituição” adotada para a fase seguinte do estudo também foram analisados seus efeitos sobre  $q_u$  e  $E_{50}$ . Em ambos os casos a “% Substituição” não exerce

influência sobre as respostas, que permite concluir que qualquer “% Substituição” investigada no estudo poderia ser adotada. Como o objetivo de substituir uma parcela de cimento Portland é justamente diminuir seu consumo, substituindo por uma parcela de ligante alternativo composta por resíduos/coprodutos industriais, foi adotado para a continuidade do estudo o maior teor de substituição investigado (80%), que resulta numa presença de 20% de CPV no ligante ternário. Conforme já mencionado anteriormente, Ahnberg et al. (2003) concluíram que resistências a curto prazo são principalmente obtidas com ligantes que contenham certa quantidade de cimento Portland, enquanto que ligantes com baixas resistências iniciais podem vir a atingir altas resistências por conta da baixa velocidade das reações pozolânicas, principalmente em ligantes contendo cal, escória-cal e também cimento-cal. Optou-se por não investigar maiores “% Substituição”, até mesmo com a possível eliminação total do uso do cimento Portland, justamente porque o cimento Portland ARI utilizado fornece uma resistência inicial muito importante para o caso de obras geotécnicas na prática, onde gradualmente as resistências aumentarão por conta das reações pozolânicas da parcela alternativa, até obter a máxima resistência em um prazo estendido, caso simulado pelo sistema de cura térmica utilizado.

Com isso, o ligante ternário selecionado para a etapa seguinte do estudo possui como fatores controláveis selecionados a %CC=70% e % Substituição=80%. Assim, a composição por materiais do ligante ternário está apresentada na Figura 4.15. O fator controlável “Tempo (dias)” será discutido na etapa seguinte.

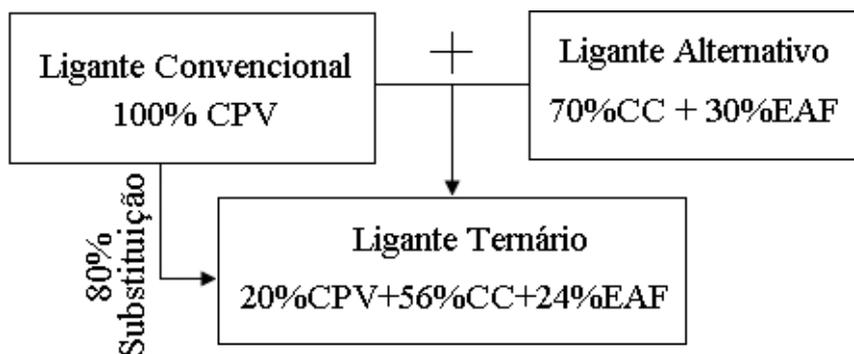


Figura 4.15 – Composição do Ligante Ternário.

## 5 ESTUDO DO EFEITO DA SOBRECARGA, TEOR E TIPO DE LIGANTE

Após definição da composição do ligante ternário na etapa anterior do estudo, foi possível realizar a execução das misturas de solo melhorado a fim de avaliar a influência do grau de sobrecarga e teor de ligante na resistência e rigidez final das misturas.

Para realizar o estudo da estabilização do solo, foi estabelecido um projeto de experimentos para investigar a influência das variáveis Teor de Ligante, Sobrecarga e Tipo de ligante nas variáveis de resposta. Este projeto de experimentos foi determinado por um Projeto Fatorial Multinível, para que sejam analisados primeiramente a influência dos fatores e sua significância por ANOVA, com posterior análise por PCSO para análise por ANOVA e MSR para cada tipo de ligante separadamente.

Para a execução do estudo estatístico citado, foram definidas as faixas de valores investigadas, com base em estudos e testes anteriores.

### Fatores controláveis:

- Teor de ligante: alguns estudos e casos de aplicação prática utilizam teores de ligante para a técnica de estabilização em massa variando de 75-400 kg/m<sup>3</sup> de solo úmido, citados no Item 2.5 (EuroSoilStab, 2002; Lemos et al. 2020; Ahnberg, 2001). Para o teor de umidade adotado, em estudos preliminares com teores de 50kg/m<sup>3</sup> e 300kg/m<sup>3</sup>, foram observados problemas de ganho insignificante de resistência e dificuldade de homogeneização da mistura, respectivamente. Por isso foram adotados os mesmos teores utilizados por Lemos et al. (2020) em um estudo similar, iguais a 100, 150 e 200kg/m<sup>3</sup>, que correspondem em 12,5, 19 e 25% de peso seco de ligante em relação ao peso seco de solo.
- Sobrecarga: a diferença para cura com e sem sobrecarga foi relatada em alguns estudos Ahnberg et al. (2001) e Lemos et al. (2020), porém as faixas de testes se limitaram de 0 a 18kPa, conforme citado no Item 2.5. A influência da sobrecarga na estabilização em massa, para valores acima de 18 kPa foi pouco estudada, com variação dos resultados de acordo com o tipo de solo (EuroSoilStab, 2002). Assim, definiu-se pela ampliação da faixa de valores testados até 36kPa, a fim de colaborar e ampliar o atual conhecimento sobre o tema. Com isso, foram utilizados os valores de 0, 18 e 36 kPa de sobrecarga.

- Tipo de Ligante: variável qualitativa dos 2 tipos de ligantes utilizados, o ligante ternário proposto (composto por cal de carbureto, escória de alto forno, cimento Portland, na proporção definida na fase 1 do estudo) e o cimento Portland CPV.

Fatores constantes:

- Tempo de cura: foi adotado um tempo de cura de 10 dias. De acordo com a fase anterior do estudo, esse tempo resultou em 95% e 97%, da resistência e rigidez, respectivamente, observada para 13 dias de cura. Assim, foi possível reduzir o tempo de ensaios desta fase do programa experimental, com resultados satisfatórios.
- Composição do ligante ternário: determinada no estudo da composição do ligante ternário, definida em 20% de CPV, 56% de CC e 24% de EAF.
- Temperatura: 60°C, com base nos estudos mencionados no item 3.3.5, que justificam sua escolha, sendo utilizado na fase de estudo do ligante com sucesso.
- Teor de umidade do solo antes da estabilização: 1,25LL, igual a 88,75%.

Variáveis dependentes (ou de resposta)

- resistência à compressão não confinada ( $q_u$ )
- módulo de elasticidade secante para 50% da resistência de pico ( $E_{50}$ ).

Para resumir as variáveis e os valores investigados no estudo da sobrecarga, teor e tipo de ligante foi elaborado um esquema (Figura 5.1). Com isso, foi realizado um detalhamento das misturas na Tabela 5.1.

$$\begin{array}{l}
 F_{\text{controláveis}} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Teor de ligante } \left( \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) \left\{ \begin{array}{l} 100 \\ 150 \\ 200 \end{array} \right. \\
 \text{Sobrecarga (kPa)} \left\{ \begin{array}{l} 0 \\ 18 \\ 36 \end{array} \right. \\
 \text{Tipo de ligante } \left\{ \begin{array}{l} LT \\ CPV \end{array} \right.
 \end{array} \right. \\
 \\
 F_{\text{const.}} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Temperatura} = 60 \pm 0,5^\circ\text{C} \\
 \text{Tempo de cura} = 10 \text{ dias} \\
 \text{Composição LT} = 20\% \text{CPV, } 56\% \text{CC e } 24\% \text{EAF} \\
 \text{Teor de umidade: } 1,25LL = 88,75\%
 \end{array} \right. \\
 \\
 \text{Variável de Resposta} \{ q_u \text{ e } E_{50}
 \end{array}$$

Figura 5.1 – Resumo do PCSO da fase 2 do estudo.

Tabela 5.1 – Misturas e número de CPs

		10 dias		Ensaio Mecânico	
		Nº de CPs			
<b>Sem sobrecarga</b>	T1	Ligante Ternário 100kg/m <sup>3</sup>	3	qu/E <sub>50</sub>	18
	T2	Ligante Ternário 150kg/m <sup>3</sup>	3	qu/E <sub>50</sub>	
	T3	Ligante Ternário 200kg/m <sup>3</sup>	3	qu/E <sub>50</sub>	
	T4	Cimento Portland 100kg/m <sup>3</sup>	3	qu/E <sub>50</sub>	
	T5	Cimento Portland 150kg/m <sup>3</sup>	3	qu/E <sub>50</sub>	
	T6	Cimento Portland 200kg/m	3	qu/E <sub>50</sub>	
<b>Sobrecarga 18kN/m<sup>2</sup></b>	T7	Ligante Ternário 100kg/m <sup>3</sup>	3	qu/E <sub>50</sub>	18
	T8	Ligante Ternário 150kg/m <sup>3</sup>	3	qu/E <sub>50</sub>	
	T9	Ligante Ternário 200kg/m <sup>3</sup>	3	qu/E <sub>50</sub>	
	T10	Cimento Portland 100kg/m <sup>3</sup>	3	qu/E <sub>50</sub>	
	T11	Cimento Portland 150kg/m <sup>3</sup>	3	qu/E <sub>50</sub>	
	T12	Cimento Portland 200kg/m	3	qu/E <sub>50</sub>	
<b>Sobrecarga 36kN/m<sup>2</sup></b>	T13	Ligante Ternário 100kg/m <sup>3</sup>	3	qu/E <sub>50</sub>	18
	T14	Ligante Ternário 150kg/m <sup>3</sup>	3	qu/E <sub>50</sub>	
	T15	Ligante Ternário 200kg/m <sup>3</sup>	3	qu/E <sub>50</sub>	
	T16	Cimento Portland 100kg/m <sup>3</sup>	3	qu/E <sub>50</sub>	
	T17	Cimento Portland 150kg/m <sup>3</sup>	3	qu/E <sub>50</sub>	
	T18	Cimento Portland 200kg/m	3	qu/E <sub>50</sub>	
			54	<TOTAL>	54

Fonte: Autor

## 5.1 PROJETO FATORIAL MULTINÍVEL

Para analisar as significâncias dos fatores controláveis sobre as variáveis de resposta, ou seja, verificar o quanto a sobrecarga, teor e tipo de ligante influenciam o comportamento mecânico ( $q_u$  e  $E_{50}$ ), foi elaborado um projeto fatorial multinível, que tem como objetivo analisar dois fatores quantitativos (sobrecarga e teor de ligante) em três níveis, e um fator qualitativo (tipo de ligante) em 2 níveis, já definidos no Item 5.

### 5.1.1 Resultado de resistência à compressão não confinada ( $q_u$ )

Os resultados dos ensaios de compressão não confinada ( $q_u$ ) para as diferentes misturas propostas para o estudo da sobrecarga e teor de ligante estão apresentadas na Figura 5.2, incluindo as misturas que usaram ligante ternário e cimento Portland apenas. Os resultados

apresentados na Figura 5.2 são as médias das réplicas executadas para suas respectivas misturas, enquanto na Figura 5.3 estão apresentadas curvas típicas de  $q_u$  x deformação como forma de exemplo para o teor de ligante médio ( $150 \text{ kg/m}^3$ ) e sobrecarga média ( $18 \text{ kPa}$ ) testados com LT. A resistência máxima para ambos os ligantes (CPV e Ligante Ternário LT) foi identificada para teor de ligante de  $200 \text{ kg/m}^3$  e  $36 \text{ kPa}$  de sobrecarga, sendo observados os valores de  $2873,27 \text{ kPa}$  e  $2049,75 \text{ kPa}$ , para o LT e o CPV, respectivamente. Cabe observar que para todas as misturas com LT que foram testadas, a resistência foi maior que as misturas de que possuem como ligante exclusivamente o cimento Portland CPV, para mesmos teores de ligante e sobrecargas. Além disso, o aumento da sobrecarga sempre resultou em maiores valores de resistência, seja ao aumentar de  $0$  para  $18 \text{ kPa}$  (em acordo com Ahnberg et al. 2001; Lemos et al. 2020) seja para aumentar de  $18$  para  $36 \text{ kPa}$ . Pelas curvas tensão-deformação (Figura 5.3) foi possível observar uma ruptura frágil, típica de materiais com boa cimentação.

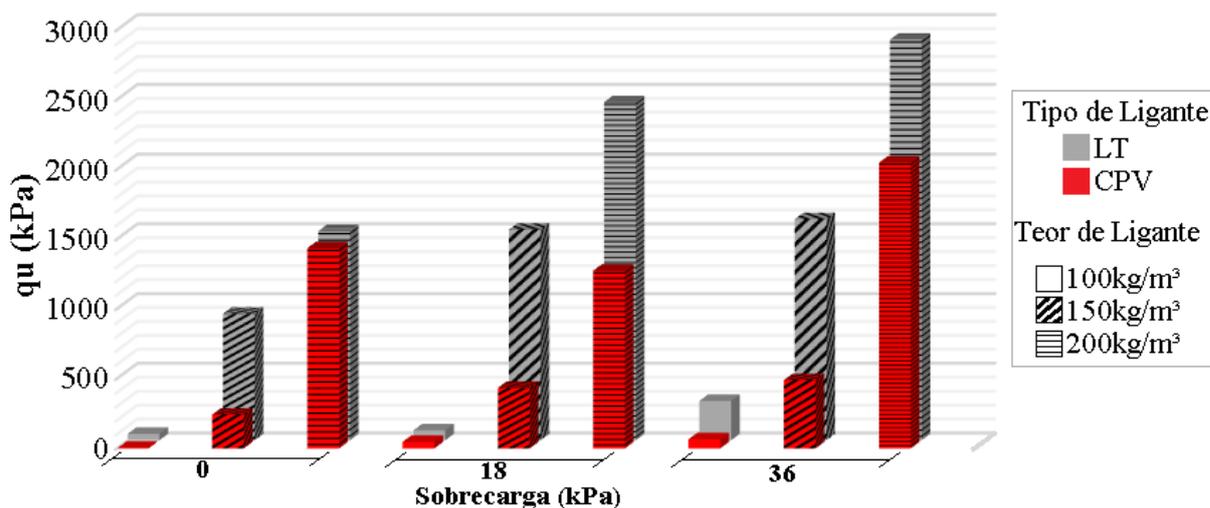


Figura 5.2 – Resistência à compressão média para cada mistura testada.

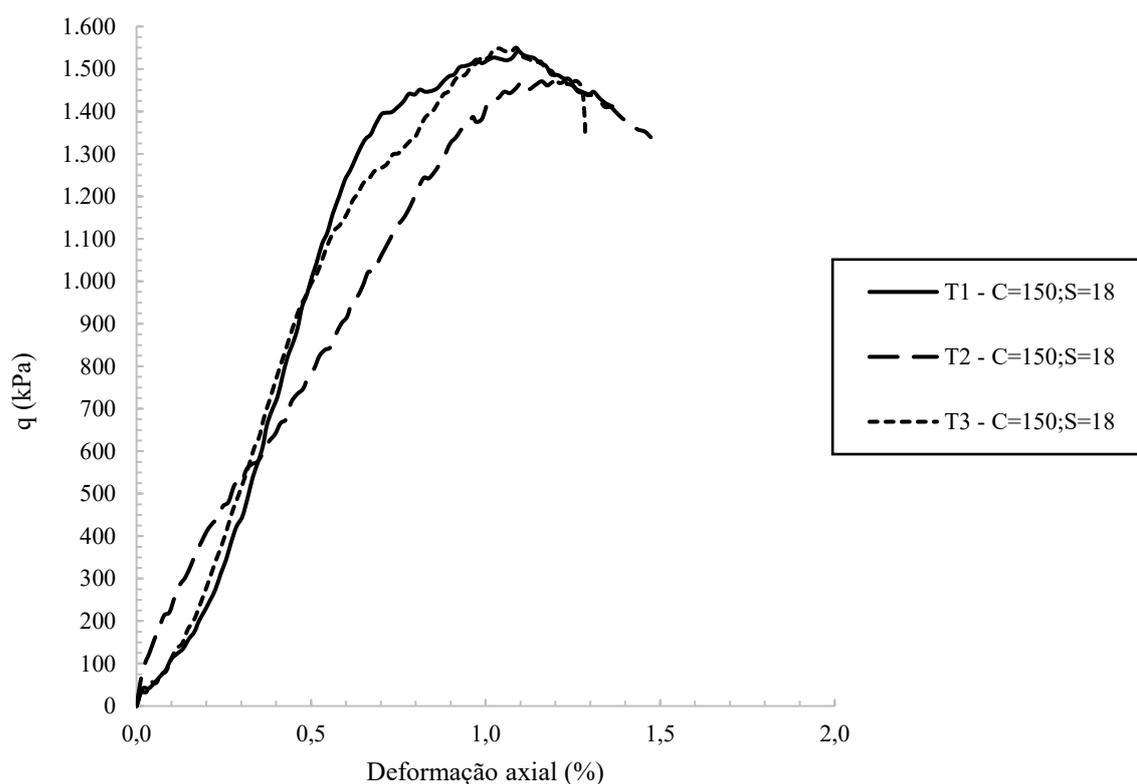


Figura 5.3 – Gráfico tensão x deformação para cada mistura testada.

Uma análise de variância (ANOVA) com significância de 5% ( $\alpha=0,05$ ) foi utilizada para analisar, por meio do comportamento linear, a influência e significância dos efeitos principais e interações, em relação a variável de resposta  $q_u$ . Os resultados desta análise estão apresentados na Tabela 5.2. Todos os fatores controláveis foram considerados significativos em relação a  $q_u$ , bem como suas interações, sendo de 2 ou 3 fatores. Isso significa que todas as variáveis exercem influência considerável na resposta de  $q_u$ , com o Tipo de Ligante sendo o principal fator influente, o que pode ser confirmado pelo Gráfico de Pareto dos Efeitos Padronizados (Figura 5.4). Os dados foram analisados com um satisfatório  $R^2$  de 99,24% e  $R^2_{aj}$  de 98,81%.

Tabela 5.2 – Análise de Variância – Tabela ANOVA para  $q_u$ .

Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P	Signif.
<b>Modelo</b>	17	36095406	2123259	229,77	0	
<b>Linear</b>	5	32852554	6570511	711,04	0	
Teor de Ligante ( $\text{kg/m}^3$ )	2	28342959	14171479	1533,59	0	Sim
Sobrecarga (kPa)	2	2060041	1030020	111,47	0	Sim
Tipo de Ligante	1	3224092	3224092	348,9	0	Sim
<b>Interações de 2 fatores</b>	8	2963799	370475	40,09	0	
Teor de Ligante ( $\text{kg/m}^3$ )*Sobrecarga (kPa)	4	1024038	256009	27,7	0	Sim
Teor de Ligante ( $\text{kg/m}^3$ )*Tipo de Ligante	2	1494081	747041	80,84	0	Sim
Sobrecarga (kPa)*Tipo de Ligante	2	418680	209340	22,65	0	Sim
<b>Interações de 3 fatores</b>	4	214228	53557	5,8	0,001	
Teor de Ligante ( $\text{kg/m}^3$ )*Sobrecarga (kPa)*Tipo de Ligante	4	214228	53557	5,8	0,001	Sim

Sumário do Modelo

**S (desvio padrão)**=96,1287**R<sup>2</sup>**=99,24%**R<sup>2</sup>(ajustado para graus de liberdade)**=98,81%**R<sup>2</sup>(previsto)**=97,46%

GL= Graus de liberdade; SQ=Somas ajustadas de quadrados; QM= Média dos quadrados ajustados

Fonte: Autor

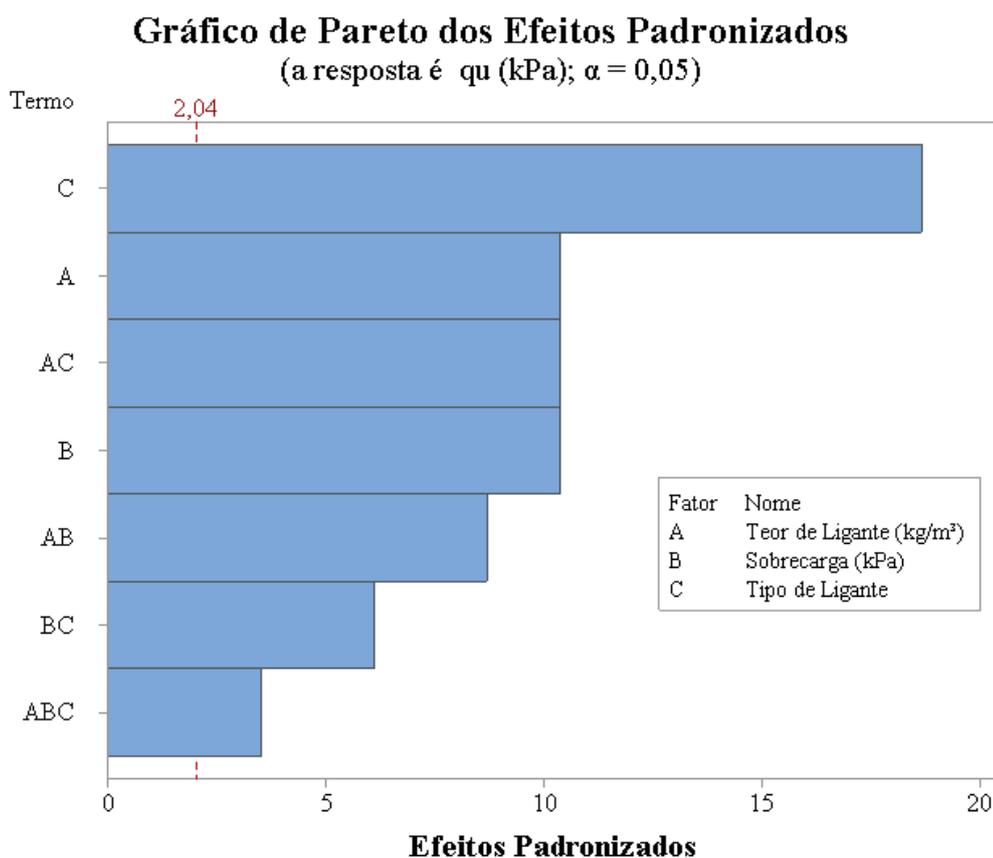


Figura 5.4 – Gráfico de Pareto para  $q_u$ .

### 5.1.2 Resultados de módulo de elasticidade para 50% de resistência ( $E_{50}$ )

Os resultados de rigidez ( $E_{50}$ ) para as diferentes misturas propostas para o estudo da sobrecarga e teor de ligante estão apresentados na Figura 5.5, incluindo as misturas em que foi usado ligante ternário e cimento Portland apenas. Os resultados apresentados na figura supracitada são as médias das réplicas executadas para suas respectivas misturas, enquanto na Figura 5.6 está apresentada a curva de  $q_u$  x deformação para cálculo de  $E_{50}$  como forma de exemplo para o CP1 de teor de ligante médio ( $150 \text{ kg/m}^3$ ) e sobrecarga média ( $18 \text{ kPa}$ ) testados com LT. Os valores dos elementos e equações apresentadas na Figura 5.6, estão resumidos na Tabela 5.3. A rigidez máxima para ambos os ligantes (CPV e Ligante ternário LT) foi identificada para teor de ligante de  $200 \text{ kg/m}^3$  e  $36 \text{ kPa}$  de sobrecarga, sendo observados os valores de  $412 \text{ MPa}$  e  $325 \text{ MPa}$ , para o LT e o CPV, respectivamente. Ainda, cabe observar que para grande parte das misturas com LT que foram testadas, a rigidez foi maior que as misturas de que possuem como ligante exclusivamente o cimento Portland CPV, para mesmos teores de ligante e sobrecargas,

sendo a mistura com 150kg/m<sup>3</sup> de ligante e 0 de sobrecarga a única que a rigidez do CPV superou a do LT.

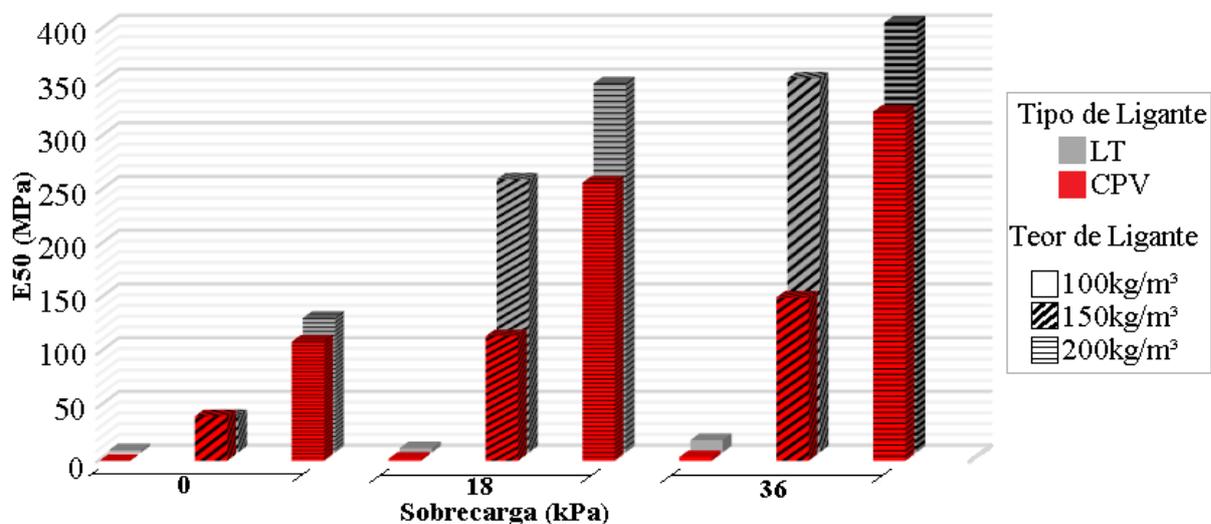


Figura 5.5 – Rigidez média para cada mistura testada

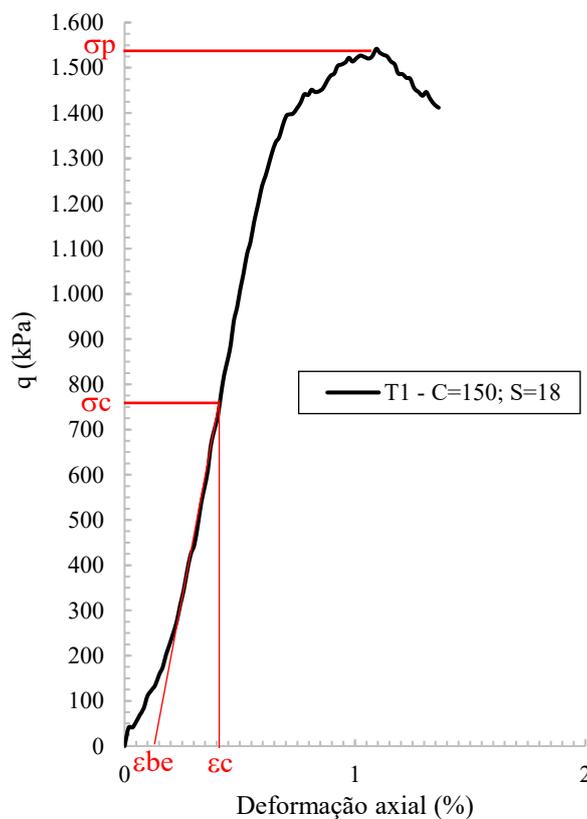


Figura 5.6 – Cálculo de  $E_{50}$  para o CP1 com LT, teor de ligante de 150 kg/m<sup>3</sup> e 18 kPa de sobrecarga.

Tabela 5.3 – Resumo de valores do modelo de cálculo de  $E_{50}$  adotado

$\sigma_p$ (qu)	$\sigma_c$	$\epsilon_{be}$	$\epsilon_c$	$E_{50}$ (MPa)
1530	765	0,13	0,42	263,79

Fonte: Autor

Uma análise de variância (ANOVA) com significância de 5% ( $\alpha=0,05$ ) foi utilizada para analisar, por meio do comportamento linear, a influência e significância dos efeitos principais e interações, em relação a variável de resposta  $E_{50}$ . Os resultados desta análise estão apresentados na Tabela 5.4. Todos os fatores controláveis e interações foram considerados significativos em relação a  $E_{50}$ . Isso significa que todas as variáveis exercem influência considerável na resposta de  $E_{50}$ , com o Tipo de Ligante sendo o principal fator influente, o que pode ser confirmado pelo Gráfico de Pareto dos Efeitos Padronizados (Figura 5.7). Os dados foram analisados com um satisfatório  $R^2$  de 99,60% e  $R^2_{aj}$  de 99,39%.

Tabela 5.4 – Análise de Variância – Tabela ANOVA para  $E_{50}$ 

Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P	Signif.
<b>Modelo</b>	17	790783	46517	459,11	0	
<b>Linear</b>	5	710509	142102	1402,52	0	
Teor de Ligante ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	2	535550	267775	2642,9	0	Sim
Sobrecarga (kPa)	2	178256	89128	879,68	0	Sim
Tipo de Ligante	1	26119	26119	257,79	0	Sim
<b>Interações de 2 fatores</b>	8	115787	14473	142,85	0	
Teor de Ligante ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )*Sobrecarga (kPa)	4	94608	23652	233,44	0	Sim
Teor de Ligante ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )*Tipo de Ligante	2	11215	5608	55,35	0	Sim
Sobrecarga (kPa)*Tipo de Ligante	2	12589	6294	62,12	0	Sim
<b>Interações de 3 fatores</b>	4	7927	1982	19,56	0	
Teor de Ligante ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )*Sobrecarga (kPa)*Tipo de Ligante	4	7927	1982	19,56	0	Sim

**Sumário do Modelo**

S (desvio padrão)=10,0657

 $R^2=99,60$  $R^2(\text{ajustado para graus de liberdade})=99,39\%$  $R^2(\text{previsto})=98,53\%$ 

GL= Graus de liberdade; SQ=Somas ajustadas de quadrados; QM= Média dos quadrados ajustados

Fonte: Autor

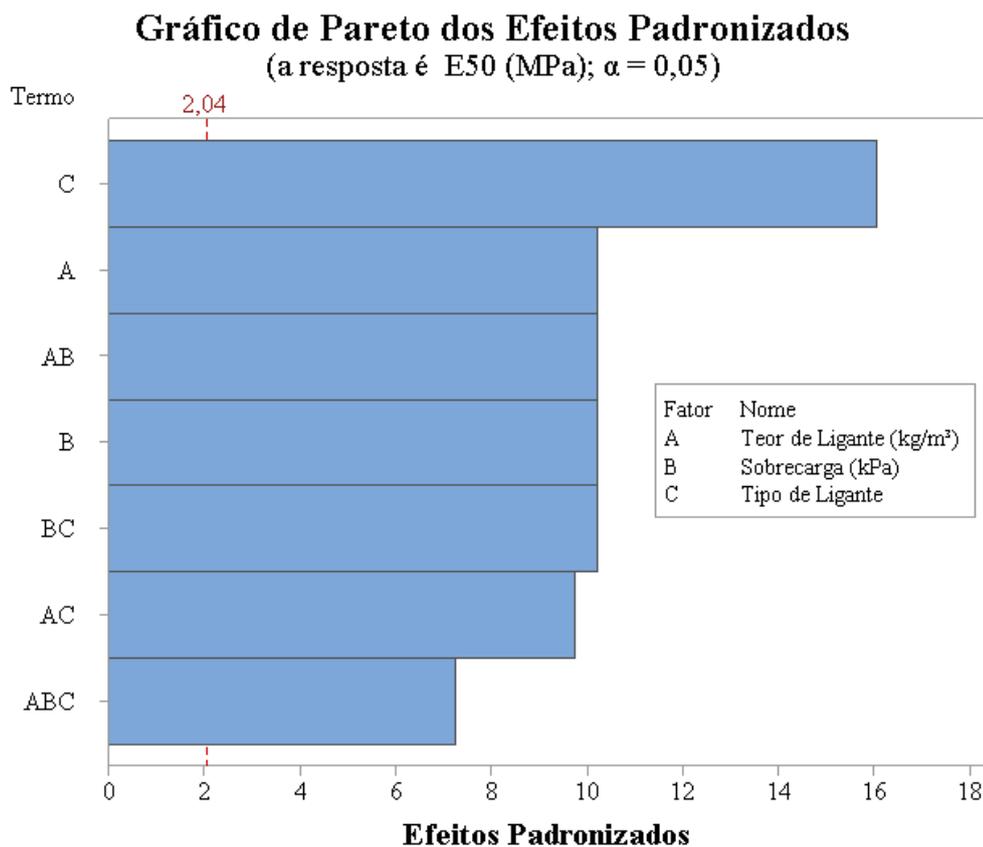


Figura 5.7 – Gráfico de Pareto para E<sub>50</sub>.

### 5.1.3 Resumo do projeto fatorial multinível

A partir dos resultados do projeto fatorial multinível, verificou-se a influência de todos os fatores sobre as variáveis de resposta, seguindo mesma tendência de estudos anteriores de que o tipo de ligante exerceu papel fundamental sobre a resistência (Ahnberg et al. 2001, 2003; EuroSoilStab, 2002; Axelsson et al. 2002; Nidzam e Kinuthia, 2010), e a sobrecarga e teor de ligante também aumentaram as respostas mecânicas (Ahnberg et al. 2001; EuroSoilStab, 2002; Lemos et al. 2020). Com isso, optou-se por conduzir a análise da sobrecarga e do teor de ligante separadamente para os 2 tipos de ligante, tendo em vista que as respostas produzidas pelo ligante ternário em relação ao cimento Portland foram satisfatórias, ou seja, o ligante ternário proposto forneceu respostas superiores a longo prazo em relação a um ligante convencional e consagrado no mercado internacional, o cimento Portland ARI. Para isso, foram realizados PCSO para os dois ligantes de forma separada, a fim de analisar a influência do teor de ligante e sobrecarga nas variáveis de resposta de cada ligante.

## 5.2 PROJETO DE EXPERIMENTO COMPOSTO DE SEGUNDA ORDEM (PCSO) PARA ESTUDO DA SOBRECARGA, TEOR E TIPO DE LIGANTE

No estudo proposto foi utilizado um PCSO por meio de um modelo fatorial completo com dois fatores controláveis, com níveis baixos e alto, que são os representados pelos cantos do quadrado. Além disso, foram utilizados pontos centrais para analisar o possível comportamento não-linear da variável de resposta. Estes experimentos, utilizando 3 réplicas para cada ponto, permitem atingir um número de 27 ensaios no total, em 9 diferentes pontos de estudo no quadrado. Um resumo do projeto experimental utilizado está apresentado na Figura 5.8.

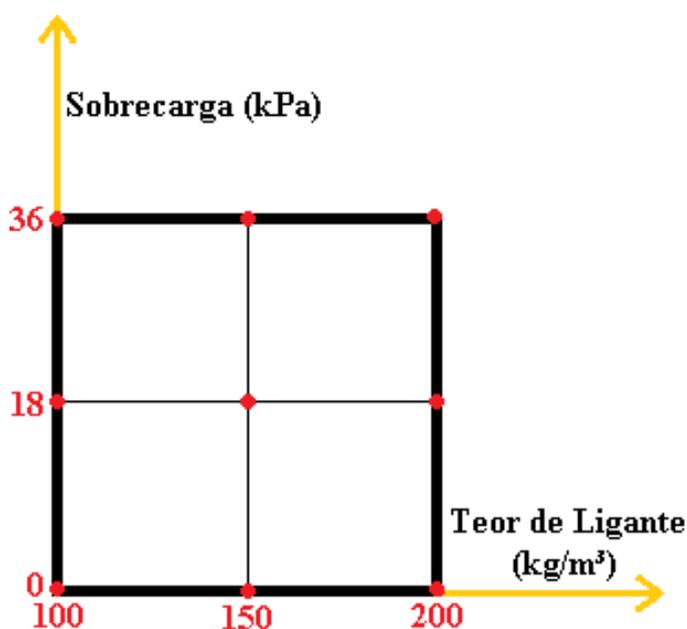


Figura 5.8 – Projeto experimental para estudo da sobrecarga e teor de ligante.

### 5.2.1 Resultados de resistência e rigidez para o LT

Uma análise de variância (ANOVA) com significância de 5% ( $\alpha=0,05$ ) foi utilizada para analisar a influência e significância dos efeitos principais, interações e não-linearidade em relação a  $q_u$  e  $E_{50}$ . Os resultados desta análise estão apresentados na Tabela 5.5 e 5.6 para  $q_u$  e  $E_{50}$ , respectivamente. Prontamente é possível verificar que todos os fatores e interações apresentaram significância para a resistência e rigidez.

Tabela 5.5 – Análise de Variância – Tabela ANOVA para  $q_u$  (PCSO).

Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P	Signif.
<b>Modelo</b>	6	24330001	4055000	253,24	0	
Blocos	1	48543	48543	3,03	0,097	
<b>Linear</b>	2	23090433	11545216	721,02	0	
Teor de Ligante ( $\text{kg/m}^3$ )	1	20474326	20474326	1278,65	0	Sim
Sobrecarga (kPa)	1	2616107	2616107	163,38	0	Sim
<b>Quadrado</b>	2	268892	134446	8,4	0,002	
Teor de Ligante ( $\text{kg/m}^3$ )*Teor de Ligante ( $\text{kg/m}^3$ )	1	147757	147757	9,23	0,006	Sim
Sobrecarga (kPa)*Sobrecarga (kPa)	1	151009	151009	9,43	0,006	Sim
<b>Interação com 2 Fatores</b>	1	970509	970509	60,61	0	
Teor de Ligante ( $\text{kg/m}^3$ )*Sobrecarga (kPa)	1	970509	970509	60,61	0	Sim

**Sumário do Modelo**

S (desvio padrão)=126,54

 $R^2=98,70$  $R^2(\text{ajustado para graus de liberdade})=98,31\%$  $R^2(\text{previsto})=97,65\%$ 

GL= Graus de liberdade; SQ=Somas ajustadas de quadrados; QM= Média dos quadrados ajustados

Fonte: Autor

Tabela 5.6 – Análise de Variância – Tabela ANOVA para  $E_{50}$  (PCSO).

Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P	Signif.
<b>Modelo</b>	6	654062	109010	62,11	0	
Blocos	1	888	888	0,51	0,485	
<b>Linear</b>	2	559504	279752	159,38	0	
Teor de Ligante ( $\text{kg/m}^3$ )	1	371781	371781	211,82	0	Sim
Sobrecarga (kPa)	1	187723	187723	106,95	0	Sim
<b>Quadrado</b>	2	33342	16671	9,5	0,001	
Teor de Ligante ( $\text{kg/m}^3$ )*Teor de Ligante ( $\text{kg/m}^3$ )	1	23908	23908	13,62	0,001	Sim
Sobrecarga (kPa)*Sobrecarga (kPa)	1	12930	12930	7,37	0,013	Sim
<b>Interação com 2 Fatores</b>	1	58003	58003	33,05	0	
Teor de Ligante *Sobrecarga (kPa)	1	58003	58003	33,05	0	Sim

**Sumário do Modelo**

S (desvio padrão)=41,8952

 $R^2=94,91\%$  $R^2(\text{ajustado para graus de liberdade})=93,38\%$  $R^2(\text{previsto})=91,12\%$ 

GL= Graus de liberdade; SQ=Somas ajustadas de quadrados; QM= Média dos quadrados ajustados

Fonte: Autor

As Figuras 5.9 e 5.10 apresentam os gráficos de efeitos principais para  $q_u$  e  $E_{50}$ , onde é possível confirmar a análise realizada na Tabela ANOVA. Ambos os fatores apresentaram influência com curvatura observada sobre as respostas. Para o caso do “Teor de Ligante”,  $q_u$  foi maior quanto maior foi o teor de ligante testado, sem uma diminuição, ponto máximo ou tendência assintótica observados, resultado similar ao obtido em outros estudos para a mesma metodologia de dosagem (Ahnberg et al. 2001; EuroSoilStab, 2002; Consoli et al. 2007; Lemos et al. 2020), enquanto para a rigidez a tendência assintótica foi observada, podendo estar o ganho de rigidez observado pelo aumento da quantidade de ligante próximo ao seu limite. Para a “Sobrecarga”, foi observado um aumento da resposta mecânica conforme se eleva a sobrecarga, porém uma tendência assintótica foi observada, podendo estar o benefício observado pelo aumento da sobrecarga próximo ao seu limite. Assim, possivelmente maiores valores de sobrecarga não teriam justificativa de utilização pela perda de “efetividade” do aumento do seu valor observado pela curva apresentada, este mesmo comportamento foi observado por EuroSoilStab (2002), o qual o tipo de solo exerceu influência sobre o efeito da sobrecarga. Foi identificado neste estudo citado que a atenuação do efeito da sobrecarga pode ocorrer com menor carga para um solo do que para outro. Em relação a  $q_u$  e  $E_{50}$ , para este solo estabilizado com o LT, parece este valor estar perto do limite testado de 36 kPa. De uma forma geral, a adição de uma sobrecarga diminui a distâncias entre as partículas de ligante, facilitando a formação das reações (Ahnberg et al. 2001; Lotero, 2020), este efeito é similar a significância da porosidade no controle da resposta de solos artificialmente cimentado, já que a sobrecarga diminuiu a porosidade do sistema, que aumenta resposta mecânica com a redução da porosidade (Consoli et al. 2007, 2009, 2010a, 2010b, 2011a, 2011b, 2014a, 2016a, 2017a, 2018a, 2018b, 2019a, 2019b).

### Gráfico de Efeitos Principais para $q_u$ (kPa) Médias Ajustadas

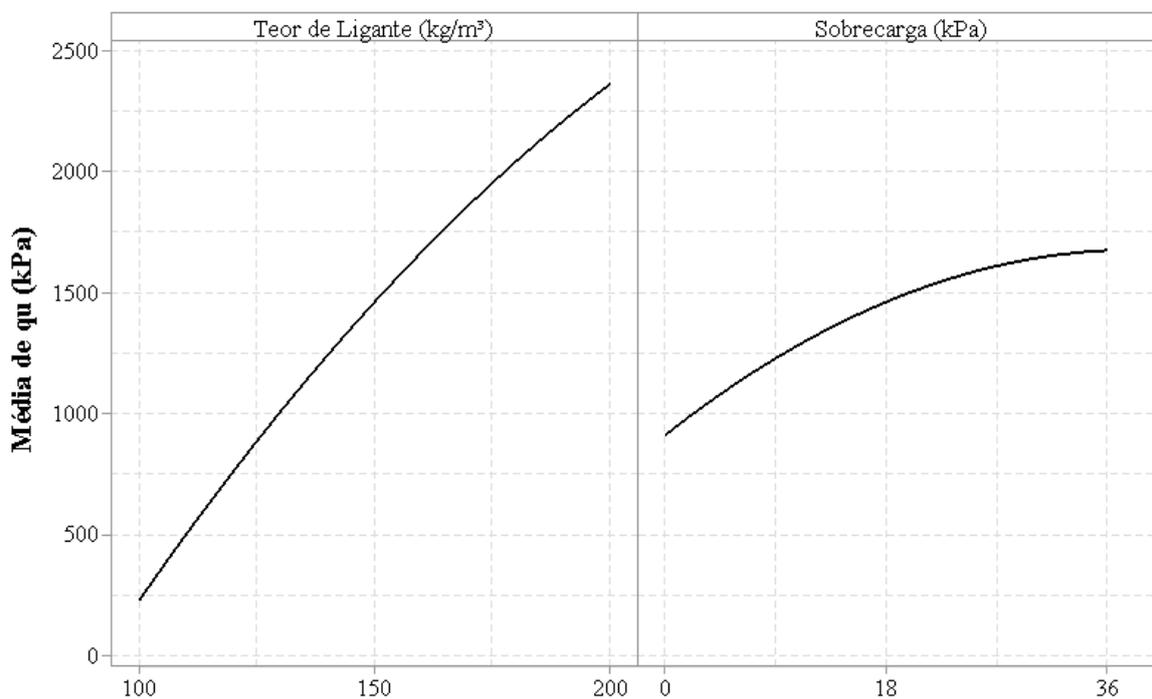


Figura 5.9 – Gráfico de efeitos principais para  $q_u$  para o LT.

### Gráfico de Efeitos Principais para $E_{50}$ (MPa) Médias Ajustadas

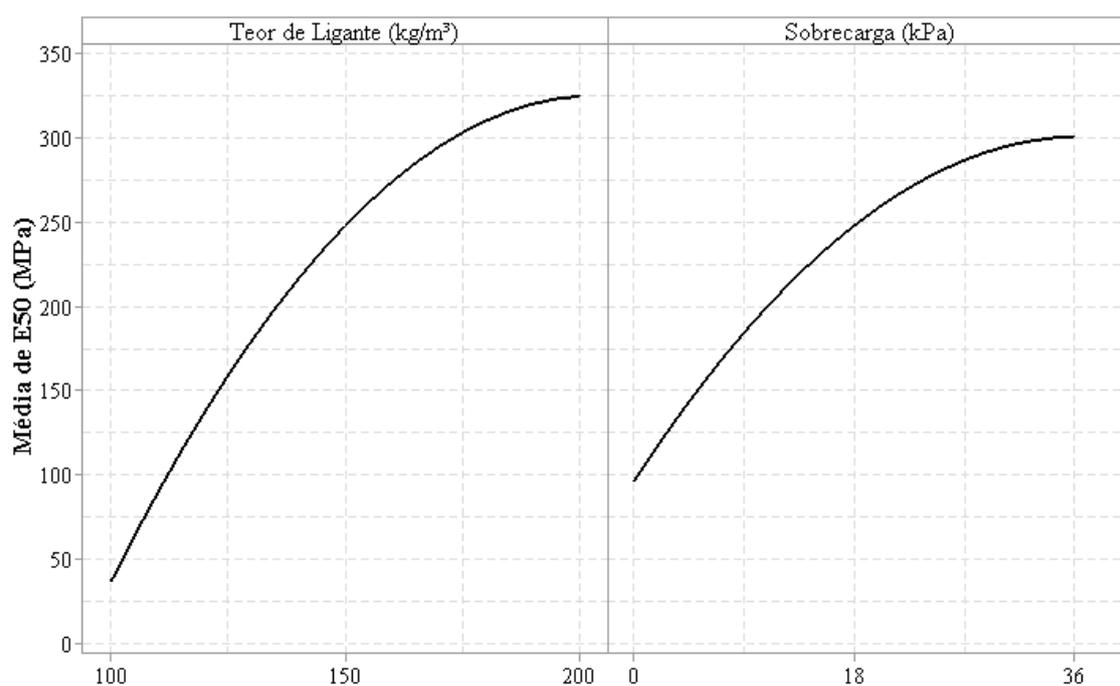


Figura 5.10 – Gráfico de efeitos principais para  $E_{50}$  para o LT.

As Figuras 5.11 e 5.12 apresentam os gráficos de interação entre os fatores controláveis sobre  $q_u$  e  $E_{50}$ , respectivamente, onde ficou evidenciada a significância da interação dos fatores “Teor de Ligante \* Sobrecarga” sobre a resposta mecânica, tendo em vista a observação de diferentes inclinações das curvas para cada sobrecarga. Isso significa que a variação do teor de ligante para diferentes sobrecargas afetam a resposta de diferentes formas, explicando a significância observada na análise por ANOVA. Este resultado pode se dar pelo mesmo efeito citado anteriormente, em que a sobrecarga aproxima os grãos de ligante facilitando a formação de produtos de reação (Ahnberg et al. 2001; Lotero, 2020), logo, para maiores teores de ligante, mais grãos estão em contato quando se aumenta a sobrecarga, justificando a significância da interação “Teor de Ligante \* Sobrecarga”.

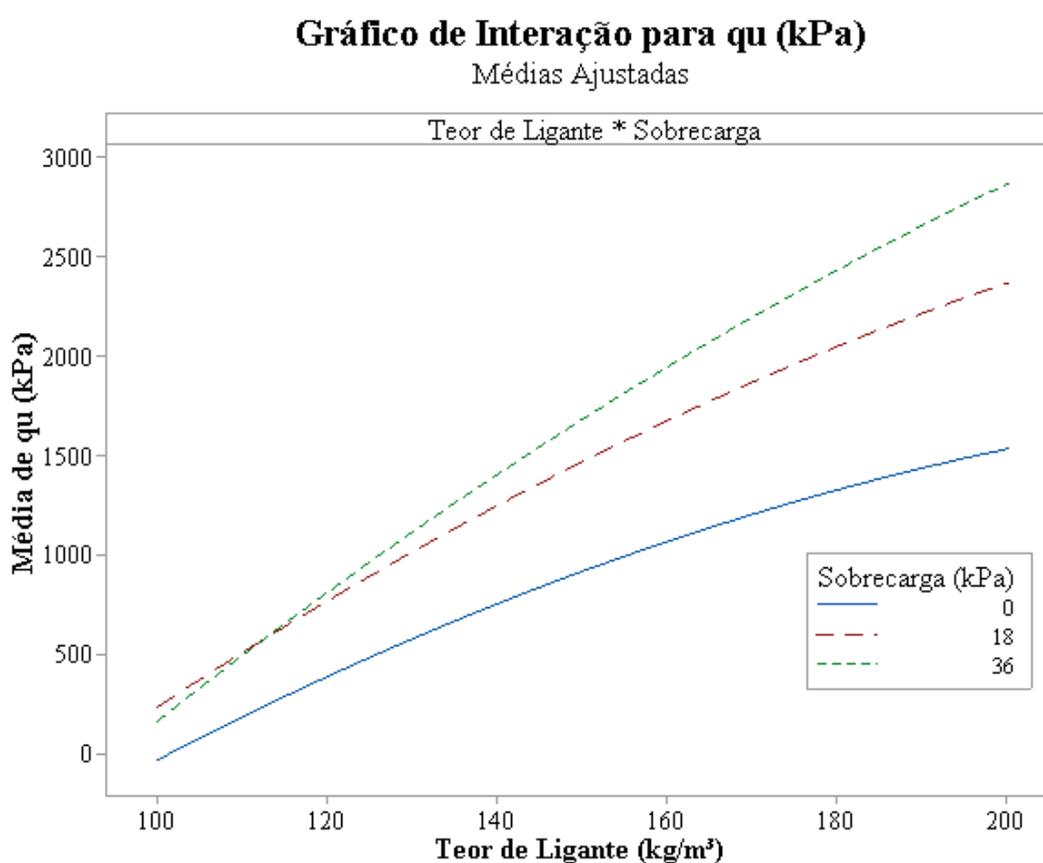


Figura 5.11 – Gráfico de interação para  $q_u$  para LT.

### Gráfico de Interação para E50 (MPa)

Médias Ajustadas

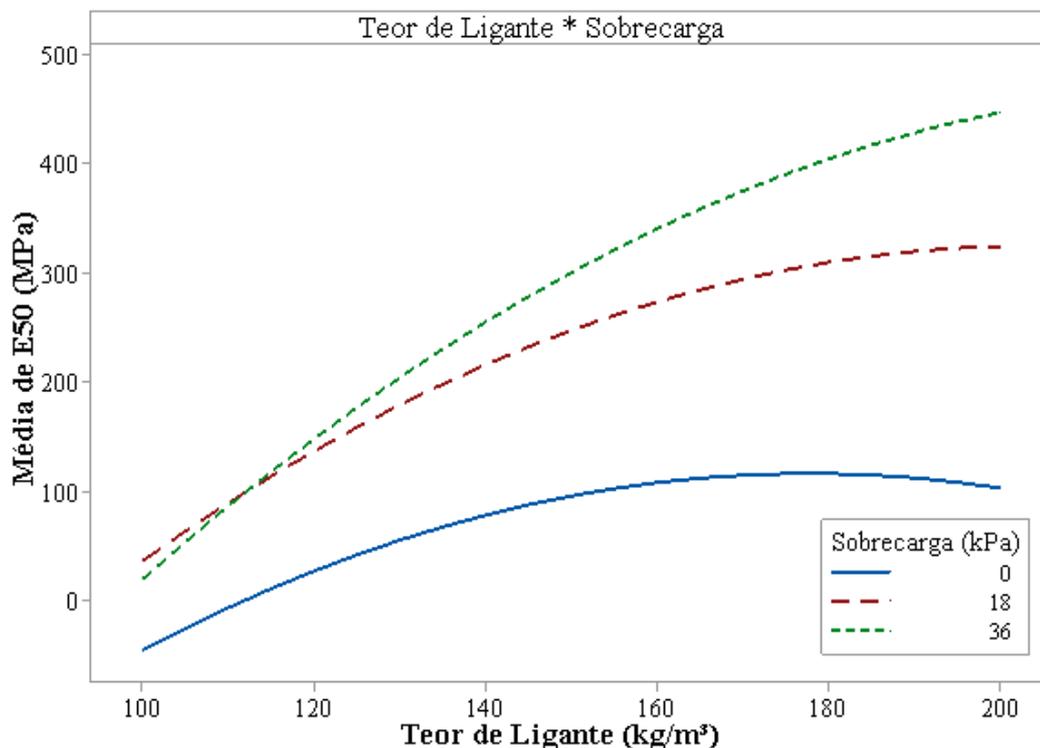


Figura 5.12 – Gráfico de interação para  $E_{50}$  para LT.

Foi utilizado um software estatístico para definição de equações por um modelo de regressão que estime a resposta mecânica por meio dos diferentes fatores controláveis, o que permite a geração de superfícies de resposta por equações de regressão múltipla. As Equações 11 e 12 permitem obter a variável de resposta, onde A é o “Teor de Ligante” e B é a “Sobrecarga”.

$$(11) q_u (kPa) = -2932 + 35,62 A - 7,52 B - 0,0666 AA - 0,519 BB + 0,3160 AB$$

$$(12) E_{50} (MPa) = -729 + 9,52 A - 0,44 B - 0,02678 AA - 0,1520 BB + 0,0772 AB$$

O MSR utiliza duas variáveis em conjunto formando uma superfície de resposta em infinitas combinações para uma terceira (variável de resposta). Assim, é possível analisar também a interação entre fatores desta forma. As Figuras 5.13 e 5.14 apresentam a superfície de resposta para os fatores controláveis analisados em relação às variáveis de resposta  $q_u$  e  $E_{50}$ , respectivamente. Foi possível analisar que as máximas resistência e rigidez foram atingidas para os teores de ligante e sobrecarga máximos testados, 200 kg/m³ e 36 kPa, respectivamente.

Além disso, o mesmo comportamento observado no gráfico de interação pode ser analisado pelas superfícies de resposta, em que a aproximação dos grãos de ligante por adição de sobrecarga facilitam a formação de produtos de reação (Ahnberg et al. 2001; Lotero, 2020), onde para sobrecarga=0, a resposta apresenta curvatura com tendência de assintótica próximo ao teor de ligante máximo testado, enquanto que para sobrecarga=36kPa, por exemplo, o aumento da resposta com a elevação do teor de ligante é muito acentuada e sem tendência de diminuição do efeito para maiores teores de ligante (não testados).

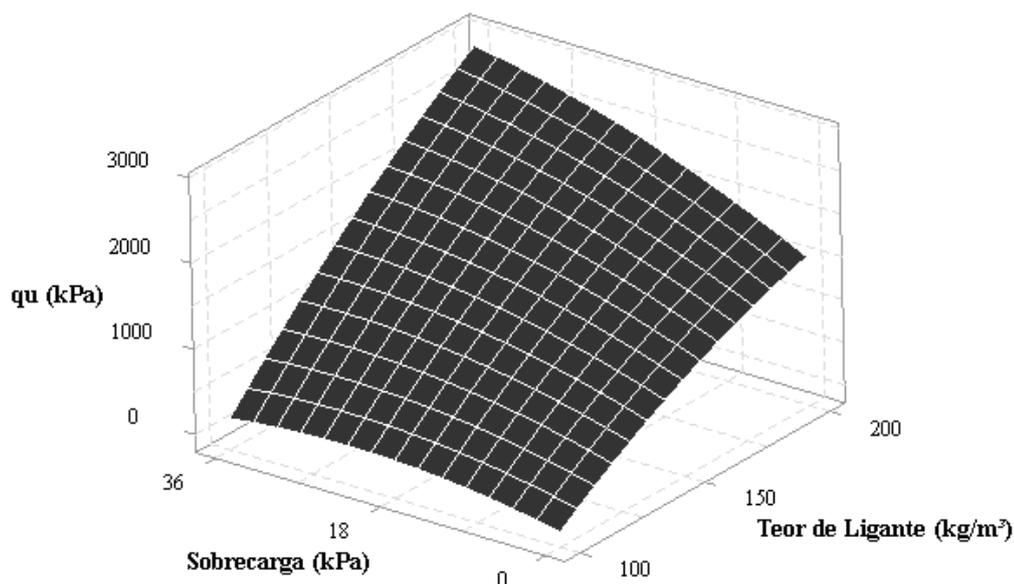


Figura 5.13 – Superfícies de resposta do LT para  $q_u$  (kPa)

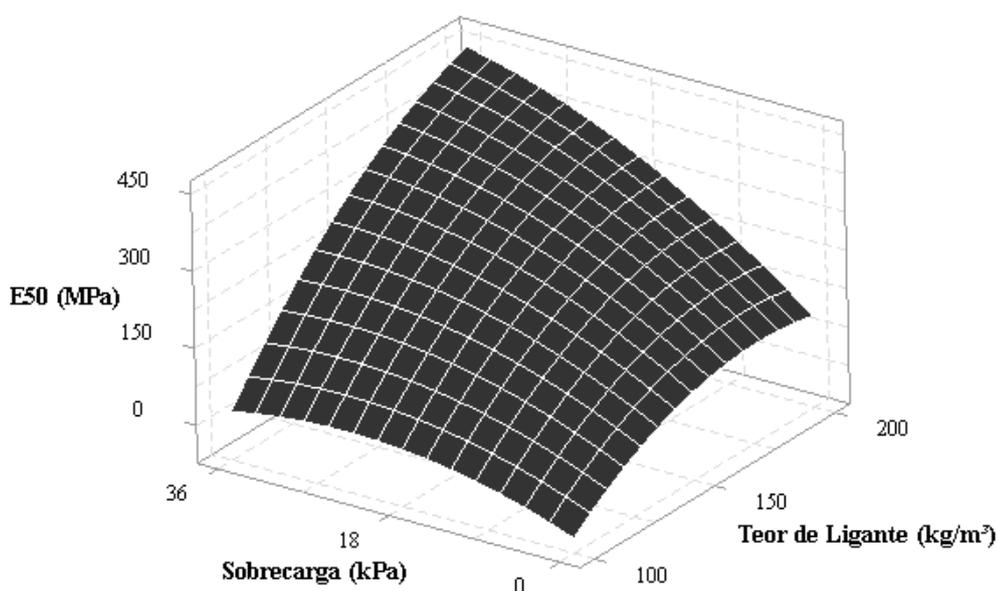


Figura 5.14 – Superfícies de resposta do LT para  $E_{50}$  (MPa)

Para o modelo estatístico utilizado na variável de resposta  $q_u$ , os valores obtidos foram de  $R^2=98,70\%$  e  $R^2_{aj}=98,31\%$  e para  $E_{50}$ , os valores obtidos foram de  $R^2=94,91\%$  e  $R^2_{aj}=93,38\%$ . Estes valores de  $R^2_{aj}=98,31\%$  e  $R^2_{aj}=93,38\%$  são bem superiores aos 70% recomendados por Montgomery (2009) para fins de previsão de resposta, tendo em vista que este está ajustado aos graus de liberdade do modelo estatístico.

Os gráficos dos resíduos para o modelo estatístico ANOVA para  $q_u$  e  $E_{50}$  estão apresentados nas Figuras 5.15 e 5.16. Pelos gráficos de probabilidade normal (Figura 5.15a e 5.16a), é possível observar que a normalidade se cumpre de maneira satisfatória, já que os resíduos se distribuem de forma normal (pontos próximos a linha normal), que pode ser corroborado pelos histogramas (Figura 5.15c e 5.16c), que apesar de apresentarem alguns valores atípicos, podem ser desconsiderados do modelo. A homogeneidade dos dados também foi verificada pelos diagramas de resíduo por valores ajustados (Figura 5.15b e 5.16b). Nos gráficos de ordem de observação pelos resíduos (Figura 5.15d e 5.16d) foi possível observar que a ordem dos experimentos não influenciou o comportamento da resposta, tendo em vista que não apresentaram um comportamento de variação típico, ou seja, os resíduos ocorreram de forma aleatorizada.

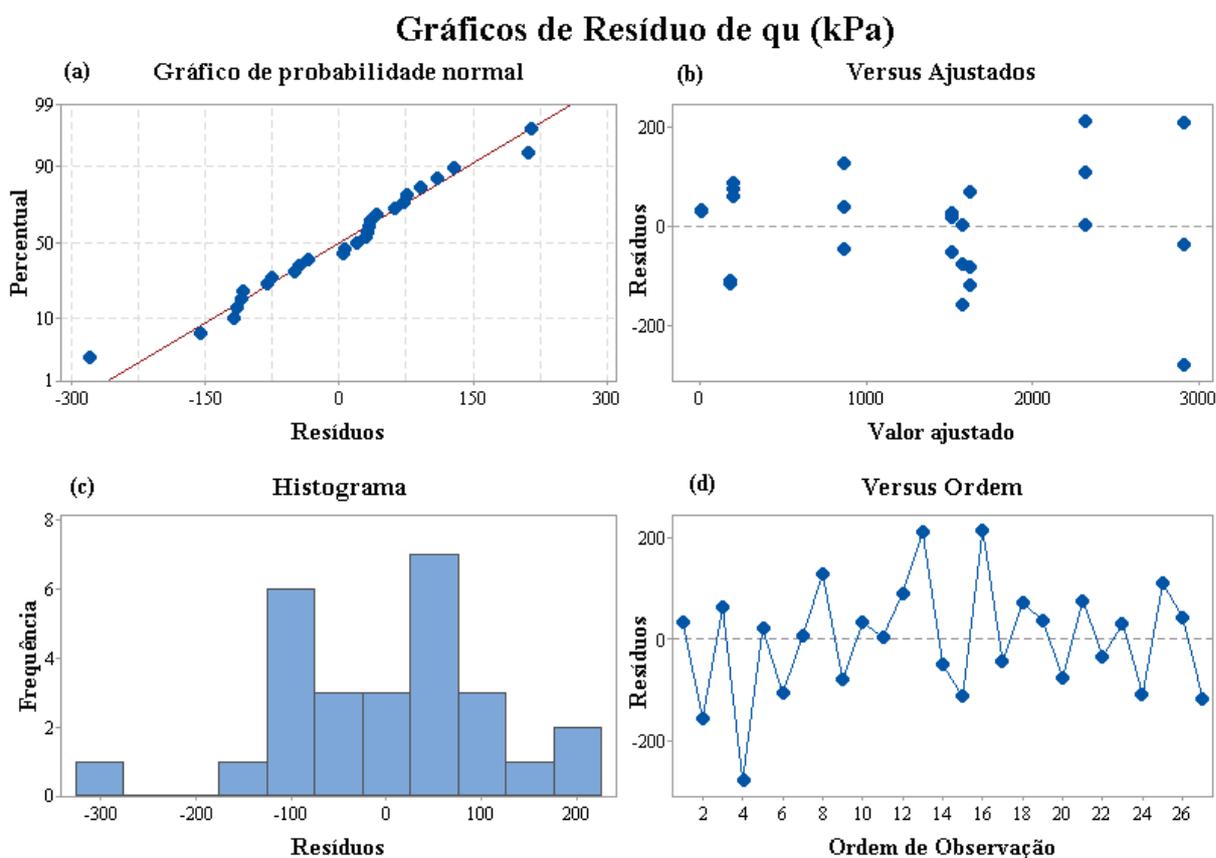


Figura 5.15 – Gráficos de resíduos do LT para  $q_u$

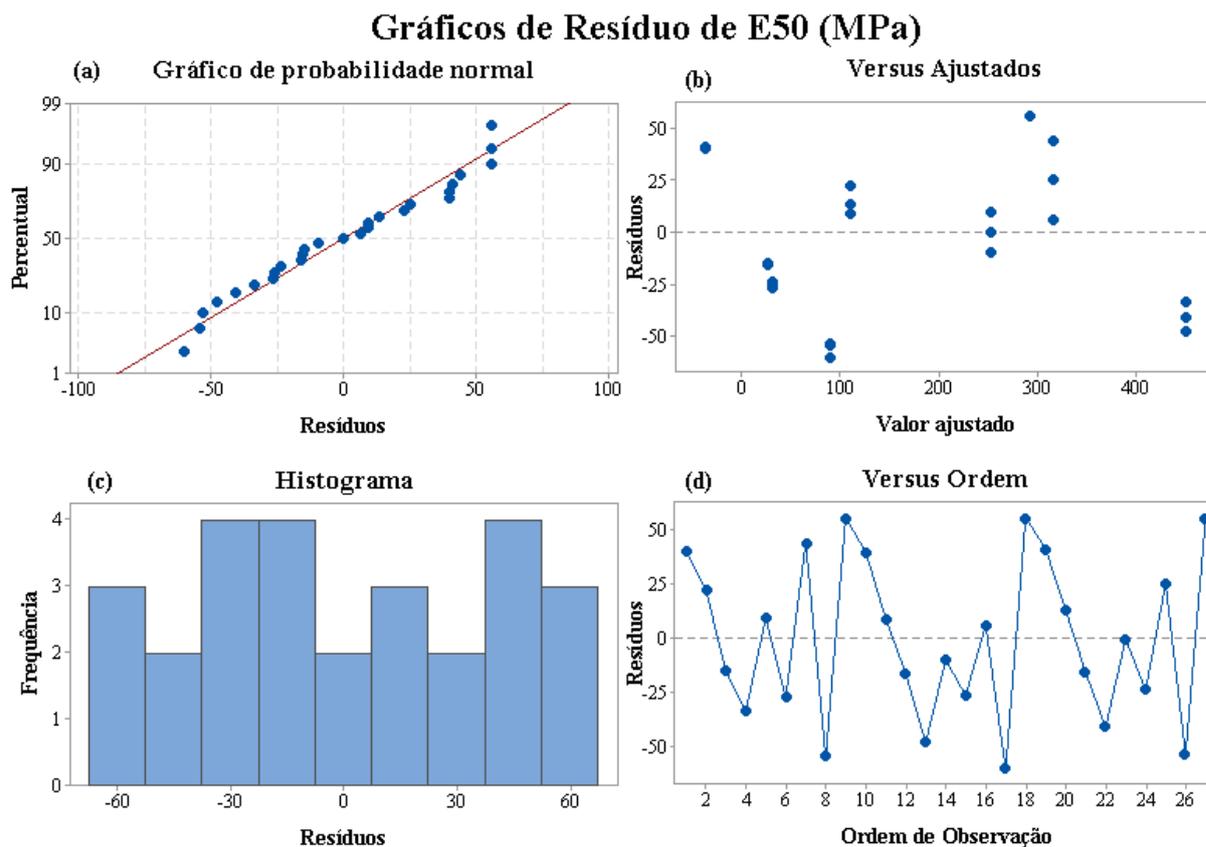


Figura 5.16 – Gráficos de resíduos do LT para E<sub>50</sub>

### 5.2.2 Resultado de resistência e rigidez para o CPV

Uma análise de variância (ANOVA) com significância de 5% ( $\alpha=0,05$ ) foi utilizada para analisar a influência e significância dos efeitos principais, interações e não-linearidade em relação a resposta mecânica. Os resultados desta análise estão apresentados nas Tabelas 5.7 e 5.8. Prontamente é possível verificar que ambos os fatores exercem influência significativa sobre  $q_u$  e  $E_{50}$  em termos lineares. Já para uma análise quadrática, o teor de ligante apresentou influência significativa sobre  $q_u$  e  $E_{50}$ , enquanto a sobrecarga em termos quadráticos mostrou significância apenas para a rigidez. A interação entre os 2 fatores apresentou significância para  $q_u$  e  $E_{50}$ .

Tabela 5.7 – Análise de Variância – Tabela ANOVA para qu (PCSO)

Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P	Signif.
<b>Modelo</b>	6	14445372	2407562	310,52	0	
Blocos	1	264	264	0,03	0,855	
<b>Linear</b>	2	12647950	6323975	815,64	0	
Teor de Ligante (kg/m <sup>3</sup> )	1	12345878	12345878	1592,32	0	Sim
Sobrecarga (kPa)	1	302072	302072	38,96	0	Sim
<b>Quadrado</b>	2	1472273	736137	94,94	0	
Teor de Ligante (kg/m <sup>3</sup> )*Teor de Ligante (kg/m <sup>3</sup> )	1	1441498	1441498	185,92	0	Sim
Sobrecarga (kPa)*Sobrecarga (kPa)	1	1676	1676	0,22	0,647	Não
<b>Interação com 2 Fatores</b>	1	159379	159379	20,56	0	
Teor de Ligante (kg/m <sup>3</sup> )*Sobrecarga (kPa)	1	159379	159379	20,56	0	Sim

**Sumário do Modelo**

S (desvio padrão)=88,0533

R<sup>2</sup>=98,94%R<sup>2</sup>(ajustado para graus de liberdade)=98,62%R<sup>2</sup>(previsto)=97,93%

GL= Graus de liberdade; SQ=Somas ajustadas de quadrados; QM= Média dos quadrados ajustados

Fonte: Autor

Tabela 5.8 – Análise de Variância – Tabela ANOVA para E<sub>50</sub> (PCSO)

Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P	Signif.
<b>Modelo</b>	6	325758	54293	548,57	0	
Blocos	1	2	2	0,02	0,888	
<b>Linear</b>	2	288934	144467	1459,67	0	
Teor de Ligante (kg/m <sup>3</sup> )	1	236139	236139	2385,91	0	Sim
Sobrecarga (kPa)	1	52795	52795	533,43	0	Sim
<b>Quadrado</b>	2	3825	1912	19,32	0	
Teor de Ligante (kg/m <sup>3</sup> )*Teor de Ligante (kg/m <sup>3</sup> )	1	1121	1121	11,33	0,003	Sim
Sobrecarga (kPa)*Sobrecarga (kPa)	1	2300	2300	23,23	0	Sim
<b>Interação com 2 Fatores</b>	1	32958	32958	333	0	
Teor de Ligante *Sobrecarga (kPa)	1	32958	32958	333	0	Sim

**Sumário do Modelo**

S (desvio padrão)=9,94849

R<sup>2</sup>=99,40%R<sup>2</sup>(ajustado para graus de liberdade)=99,21%R<sup>2</sup>(previsto)=98,96%

GL= Graus de liberdade; SQ=Somas ajustadas de quadrados; QM= Média dos quadrados ajustados

Fonte: Autor

As Figuras 5.17 e 5.18 apresentam os gráficos de efeitos principais para  $q_u$  e  $E_{50}$ , respectivamente, onde foi possível confirmar a análise realizada na Tabela ANOVA. O Teor de Ligante apresentou comportamento quadrático de forma crescente, com aumento a resposta conforme o aumento do teor de ligante, sem uma visível diminuição do efeito prevista, já que nos limites máximos de teores de ligante testados não foi observado comportamento assintótico ou de ponto máximo, comportamento observado similar ao obtido em outros estudos para a mesma metodologia de dosagem (Ahnberg et al. 2001; EuroSoilStab, 2002; Consoli et al. 2007; Lemos et al. 2020), inclusive para resistência ao cisalhamento não-drenada (Axelsson et al. 2002). A Sobrecarga apresentou comportamento linear, com  $q_u$  crescente com seu aumento, enquanto para  $E_{50}$  o comportamento quadrático com tendência assintótica foi observado, podendo estar o benefício observado pelo aumento do nível deste fator próximo ao seu limite, comportamento já observado por (EuroSoilStab, 2002), em que o tipo de solo exerceu papel importante no efeito da sobrecarga sobre resposta mecânica. Assim, possivelmente maiores valores de Sobrecarga não teriam justificativa de utilização pela perda de “efetividade” do aumento dos seus valores em relação a rigidez, porém este comportamento não foi observado em relação a resistência. Apesar de ter sido observada essa tendência assintótica para  $E_{50}$ , em ambas as variáveis de resposta o aumento da sobrecarga parece ter diminuído as distâncias entre as partículas de ligante, facilitando a formação das reações (Ahnberg et al. 2001; Lotero, 2020), similar ao efeito também observado para o LT e pesquisas anteriores em que a resposta mecânica com a redução da porosidade (Consoli et al. 2007, 2009, 2010a, 2010b, 2011a, 2011b, 2014a, 2016a, 2017a, 2018a, 2018b, 2019a, 2019b).

### Gráfico de Efeitos Principais para $q_u$ (kPa) Médias Ajustadas

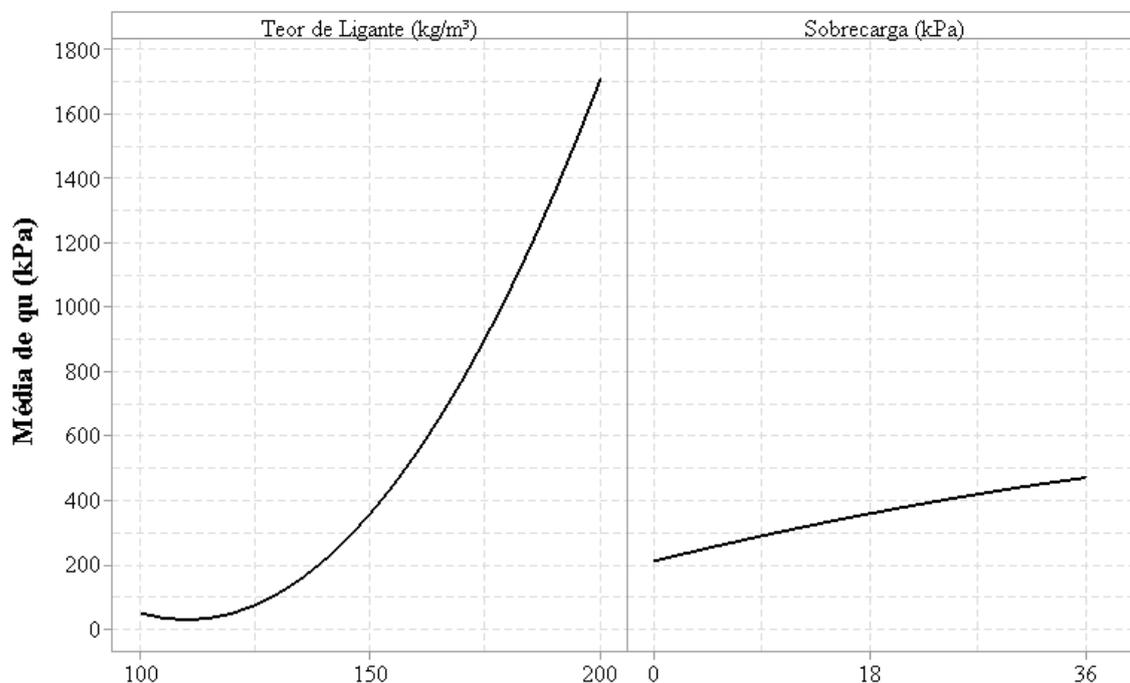


Figura 5.17 – Gráfico de efeitos principais para  $q_u$

### Gráfico de Efeitos Principais para $E_{50}$ (MPa) Médias Ajustadas

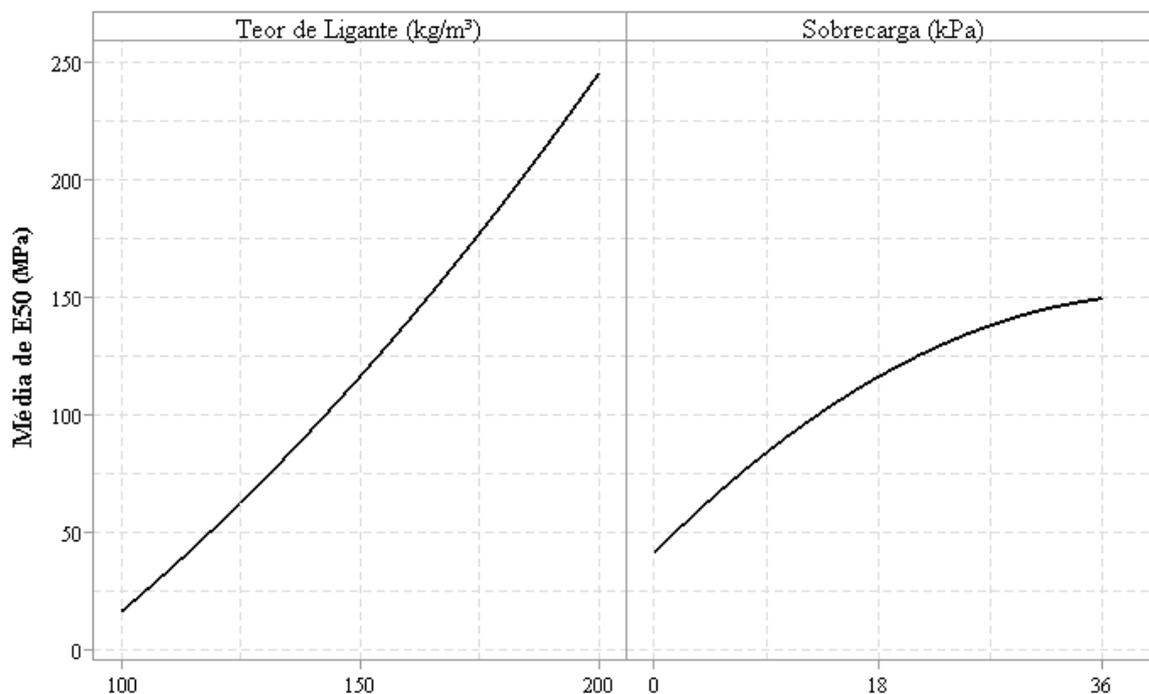


Figura 5.18 – Gráfico de efeitos principais para  $E_{50}$ .

As Figuras 5.19 e 5.20 apresentam os gráficos de interação entre os fatores controláveis sobre  $q_u$  e  $E_{50}$ , respectivamente. Pelas interações dos fatores “Teor de Ligante \* Sobrecarga” ficou evidenciado a sua significância sobre a resposta mecânica, tendo em vista a observação de diferentes inclinações das curvas para cada sobrecarga, com visível cruzamento entre as curvas de 18 e 36 kPa (para  $q_u$  principalmente mais visível para menores teores de ligante). Isto significa que o a variação do teor de ligante para diferentes sobrecargas afetam a rigidez de diferentes formas, explicando a significância observada na análise por ANOVA.

### Gráfico de Interação para $q_u$ (kPa) Médias Ajustadas

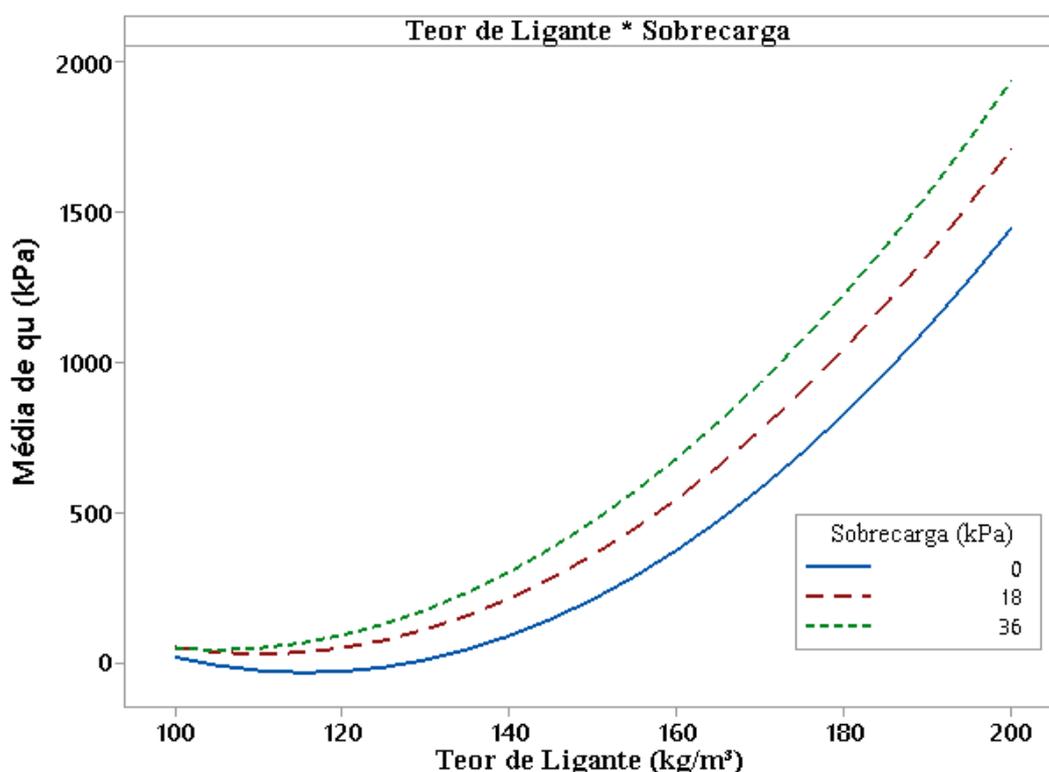


Figura 5.19 – Gráfico de interação do CPV para  $q_u$ .

### Gráfico de Interação para E50 (MPa)

Médias Ajustadas

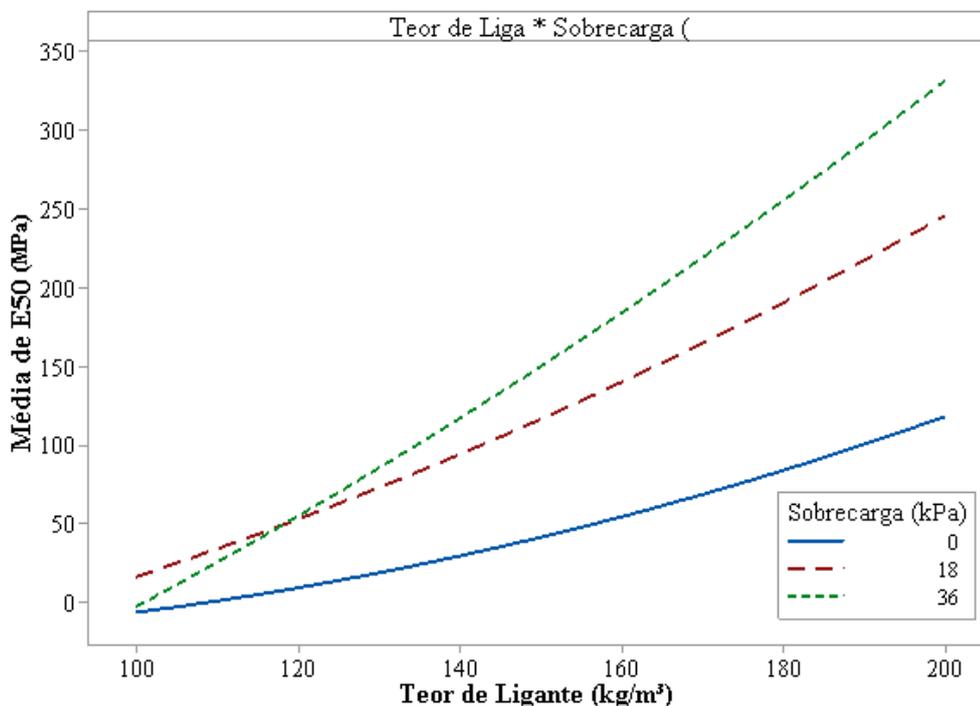


Figura 5.20 – Gráfico de interação do CPV para E<sub>50</sub>

Foi utilizado um software estatístico para definição de uma equação por um modelo de regressão que estime a resposta mecânica por meio dos diferentes fatores controláveis, o que permite a geração de superfícies de resposta por equações de regressão múltipla. As equações 13 e 14 permitem obter cada variável de resposta, onde A é o “Teor de Ligante” e B é a “Sobrecarga”.

$$(13) q_u \text{ (kPa)} = 2754 - 48,13 A - 10,04 B + 0,2080 AA - 0,055 BB + 0,1281 AB$$

$$(14) E_{50} \text{ (MPa)} = -14,6 - 1,497 A - 3,419 B + 0,00580 AA - 0,0641 BB + 0,05823 AB$$

A interação entre fatores também foi avaliada pelo MSR. As Figuras 5.21 e 5.22 apresentam as superfícies de resposta para os fatores controláveis analisados em relação às variáveis de resposta  $q_u$  e  $E_{50}$ , respectivamente. Assim como observado para o LT, as máximas resistência e rigidez foram atingidas para os teores de ligante e sobrecarga máximos testados, 200 kg/m<sup>3</sup> e 36 kPa, respectivamente. Tanto para  $q_u$  quanto para  $E_{50}$ , percebe-se que para maiores teores de ligante, maior é o efeito do aumento da sobrecarga sobre a resposta mecânica (com efeito ainda mais acentuado sobre  $E_{50}$ ). Como já analisado para o LT, possivelmente o aumento da sobrecarga aumenta o contato entre os grãos do ligante, facilitando os produtos de

reação (Ahnberg et al. 2001; Lotero, 2020), então para maiores teores de ligantes, mais contatos existirão entre maiores quantidades de partículas do ligante, o que explica a maximização da resposta mecânica para sobrecarga e teor de ligantes máximos.

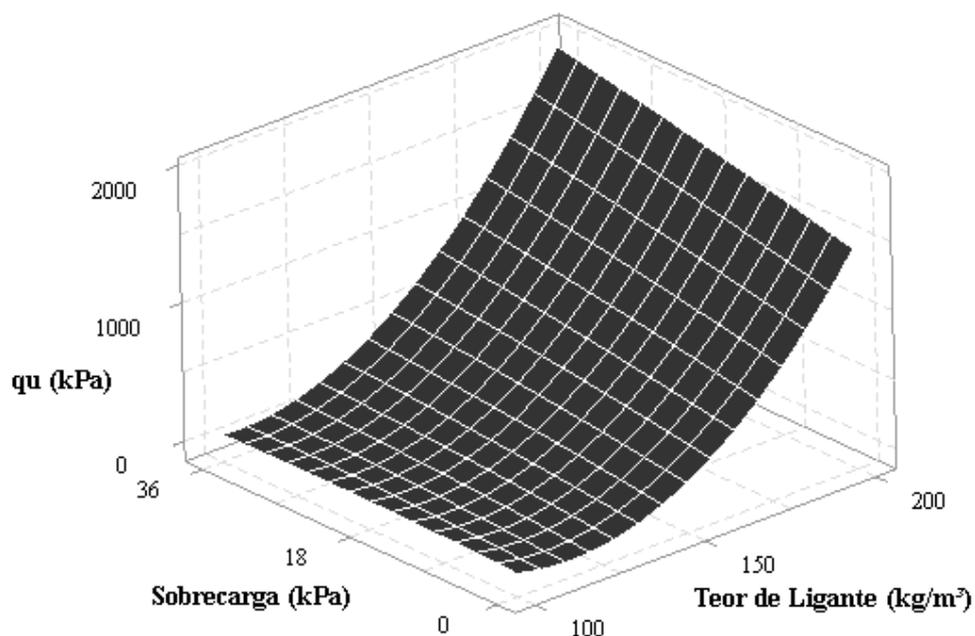


Figura 5.21 – Superfícies de resposta do CPV para  $q_u$  (kPa).

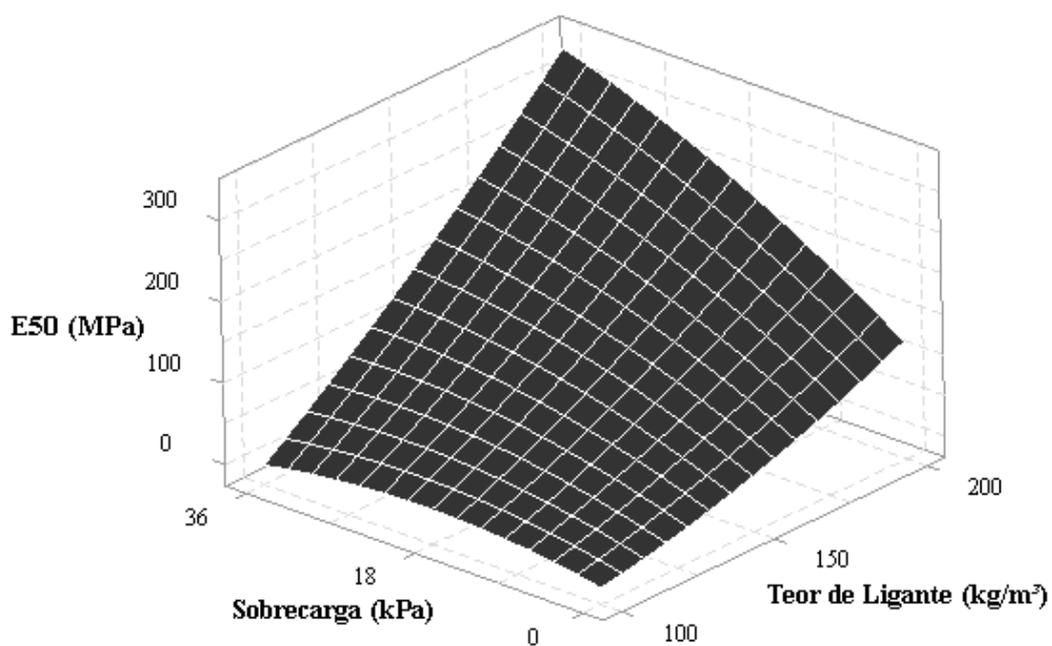


Figura 5.22– Superfícies de resposta do CPV para  $E_{50}$  (MPa).

Para o modelo estatístico utilizado na variável de resposta  $q_u$ , os valores obtidos foram de  $R^2=98,94\%$  e  $R^2_{aj}=98,62\%$  e para  $E_{50}$ , os valores obtidos foram de  $R^2=99,40\%$  e  $R^2_{aj}=99,21\%$ . Estes valores de  $R^2_{aj}=98,62\%$  e  $R^2_{aj}=99,21\%$  são bem superiores aos 70% recomendados por Montgomery (2009) para fins de previsão de resposta, tendo em vista que este está ajustado aos graus de liberdade do modelo estatístico.

Os gráficos dos resíduos para o modelo estatístico ANOVA para  $q_u$  e  $E_{50}$  estão apresentados nas Figuras 5.23 e 5.24. Pelos gráficos de probabilidade normal (Figura 5.23a e 5.24a), é possível observar que a normalidade se cumpre de maneira satisfatória, já que os resíduos se distribuem de forma normal (pontos próximos a linha normal), que pode ser corroborado pelos histogramas (Figura 5.23c e 5.24c), que apesar de apresentarem alguns valores atípicos, podem ser desconsiderados do modelo. A homogeneidade dos dados também foi verificada pelos diagramas de resíduo por valores ajustados (Figura 5.23b e 5.24b). Nos gráficos de ordem de observação pelos resíduos (Figura 5.23d e 5.24d) foi possível observar que a ordem dos experimentos não influenciou o comportamento da resposta, tendo em vista que não apresentaram um comportamento de variação típico, ou seja, os resíduos ocorreram de forma aleatorizada.

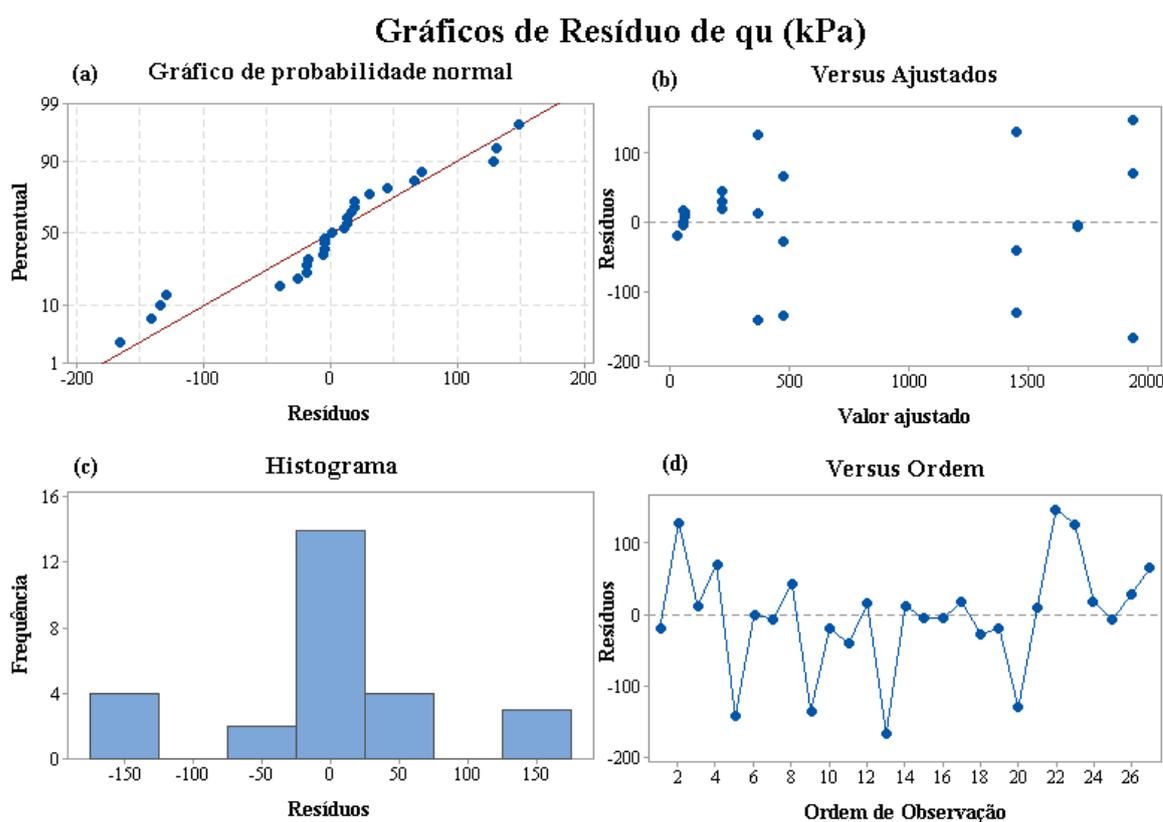


Figura 5.23– Gráficos de resíduos do CPV para  $q_u$ .

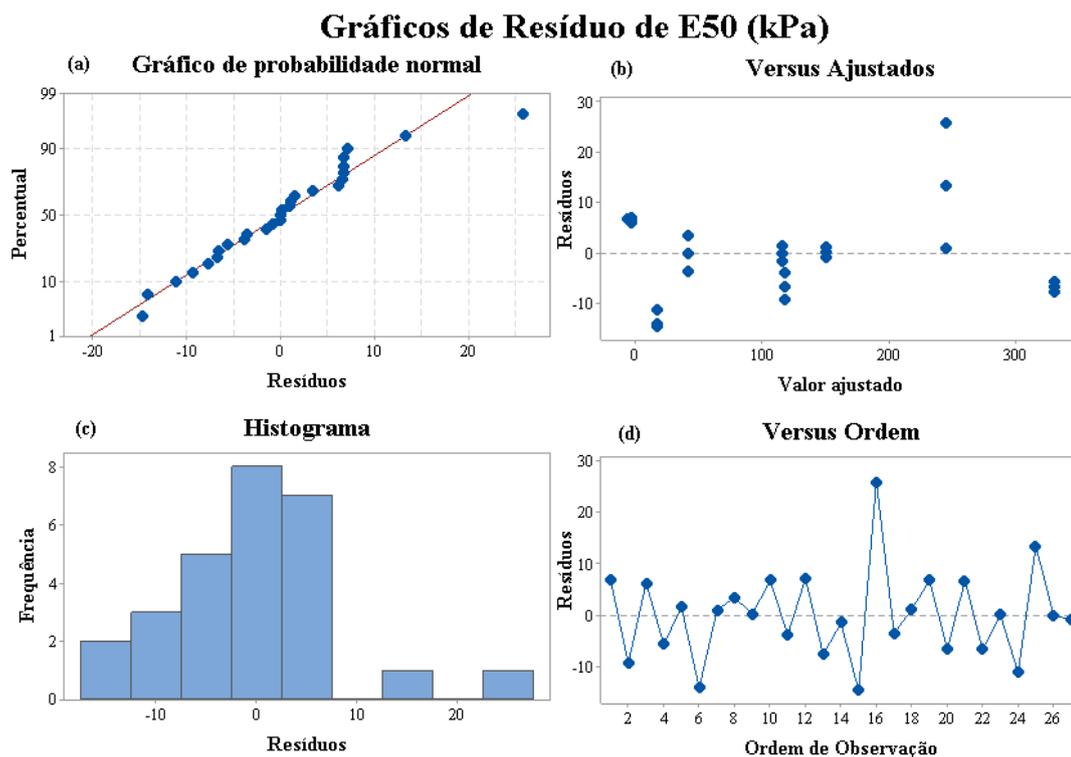


Figura 5.24– Gráficos de resíduos para E<sub>50</sub>.

### 5.2.3 $q_u$ x E<sub>50</sub> para os diferentes tipos de ligantes

Para a etapa de estudo da sobrecarga, teor e tipo de ligante, foi analisada a relação entre a resistência à compressão não confinada ( $q_u$ ) e o módulo de elasticidade secante (E<sub>50</sub>). Os dados para todos os ensaios, independente do teor de ligante, sobrecarga e tipo de ligante foram apresentados na Figura 5.25. Foi possível analisar uma linha de tendência para o LT com R<sup>2</sup> de 86,73%, para o CPV de R<sup>2</sup> de 75,86% e para todos os dados um R<sup>2</sup> de 84,10%. Independente da variação dos fatores analisados, a tendência de comportamento linear da relação resistência à compressão não confinada e rigidez foi mantida, tendo em vista que pelo estudo estatístico os fatores controláveis parecem ter afetado a resistência e rigidez de mesma forma. Também foram observados valores de E<sub>50</sub> da ordem de 100 a 200 vezes o valor de  $q_u$ , mesma relação relatada por EuroSoilStab (2002) e para a Fase 1 do presente estudo. A relação linear entre resistência a compressão não confinada e rigidez também foi observada por EuroSoilStab (2002) e Lemos et al. (2020), utilizando o E<sub>50</sub> para estudo da rigidez, e Lotero (2020) e Consoli et al. (2018), utilizando a rigidez cisalhante inicial (G<sub>0</sub>) para estudo da rigidez.

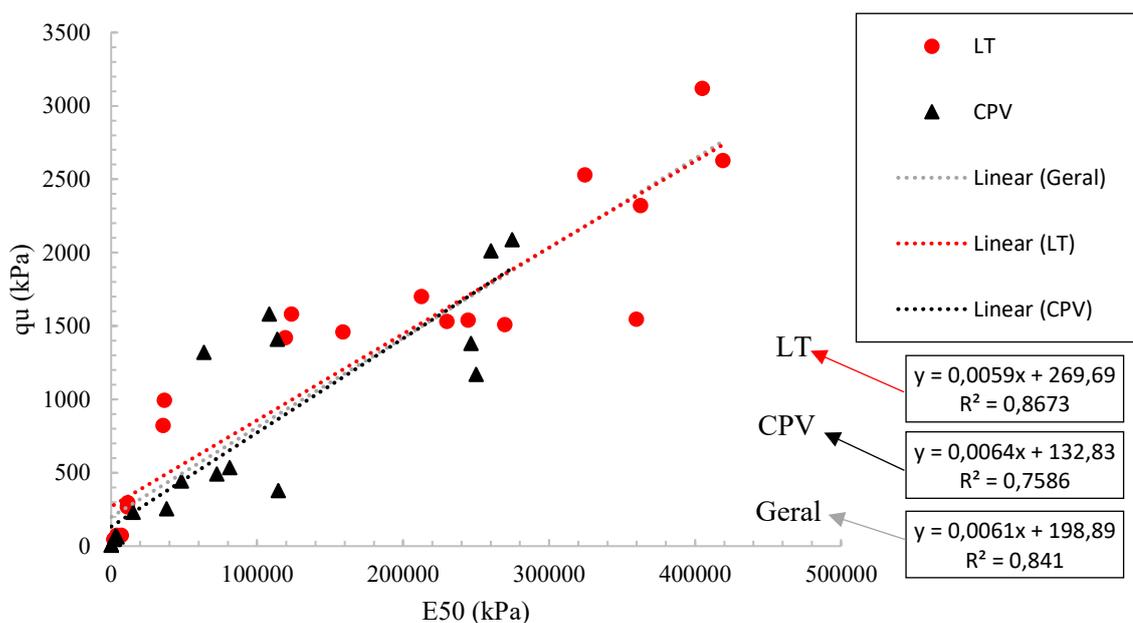


Figura 5.25 – Gráficos de  $q_u \times E_{50}$  para diferentes sobrecargas e tipo e teor de ligante

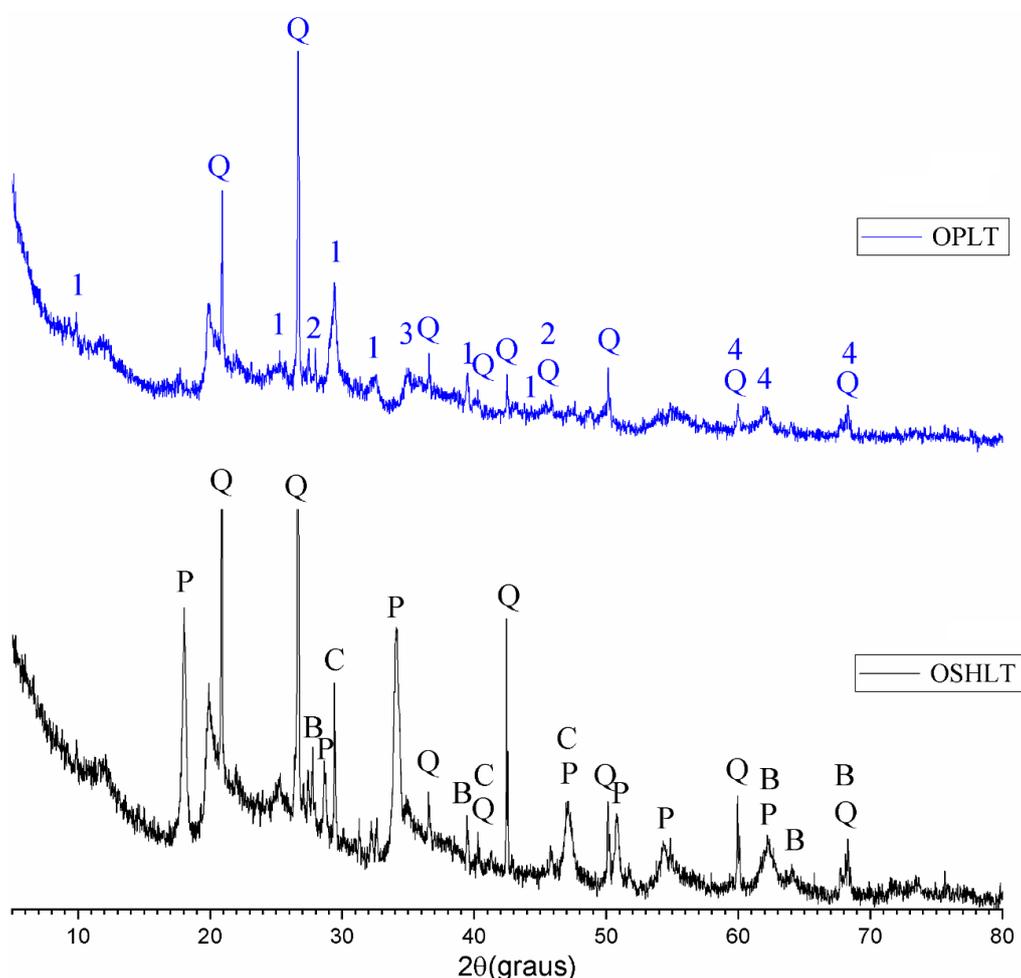
### 5.3 ANÁLISE MINERALÓGICA E MICROESTRUTURAL

Para análise mineralógica e microestrutural foram realizados ensaios de Difração de Raios-X (DRX) e de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), ambos realizados no Centro de Microscopia Eletrônica da Zona Sul da FURG (CEME-SUL).

Além dos difratogramas já apresentados para os materiais utilizados no estudo, foram também analisados por DRX e MEV os produtos de reação da adição do ligante ao solo. Para estas análises, foram utilizados uma sobrecarga de 18 kPa e um teor de ligante de 200kg/m<sup>3</sup>, que além de serem misturas testadas na segunda etapa, também foram as que resultaram em maiores desempenhos no estudo do ligante.

A Figura 5.26 apresenta os difratogramas da mistura realizada com o ligante ternário ótimo selecionado na fase de estudo do ligante e paralisado com isopropanol (OPLT) e também da mistura realizada com o ligante ternário ótimo selecionado na fase de estudo do ligante sem passar pelo processo de hidratação (OSHLT), ou seja, com todos os materiais secos, inclusive o solo. Rapidamente foi possível observar que a mistura sem o processo de hidratação conservou as fases oriundas dos materiais componentes do ligante ternário, por exemplo,

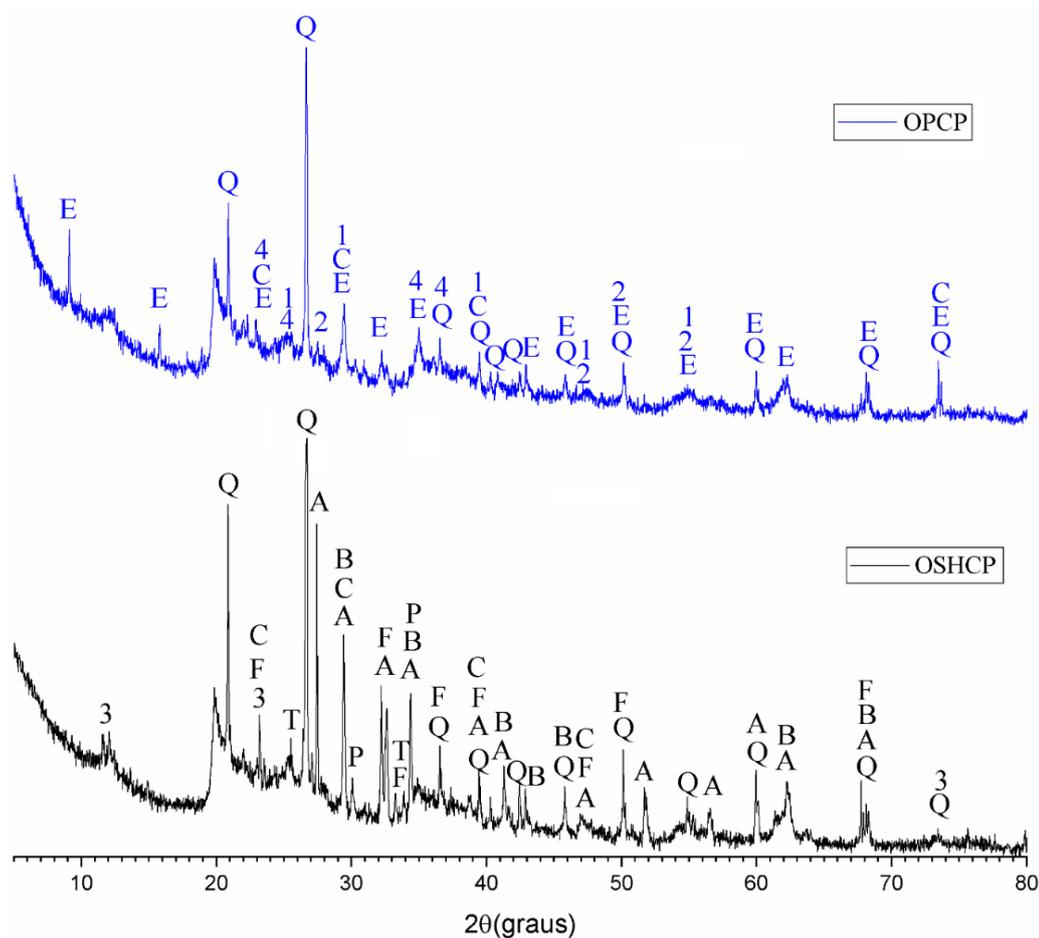
Portlandita (principalmente da CC), Quartzo (do solo), Belita (do CPV) e Calcita (principalmente da CC). A partir do processo de hidratação (mistura com solo úmido, moldagem e cura do CP), foi possível observar pelo difratograma (OPLT) que a Portlandita e a Belita se dissolveram para formar os produtos de reação caracterizados por um elevações amorfas. Foram identificados os géis C-A-S-H e C-S-H, além da formação de Hidrotalcita e Hemicarboaluminato de Cálcio hidratado. Já o quartzo identificado é proveniente do solo utilizado. Taylor (1993) relatou a presença minoritária de Hidrotalcita nos produtos de reação de cimento Portland e Seo et al. (2019) observaram a presença de Hemicarbonato, Hidrotalcita e fases de C-S-H nas misturas de escória e cal de carbureto.



C - Calcita -  $\text{CaCO}_3$ ; P - Portlandita  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ; B - Belita -  $\text{C}_2\text{S}$  (Silicato Dicálcico) -  $2\text{CaOSiO}_2$ ; Q - Quartzo -  $\text{SiO}_2$ ; 1-CASH-Silicoaluminato de cálcio hidratado; 2-CSH; 3-Hidrotalcite; 4-Hemicarboaluminato.

Figura 5.26 – Difratogramas para a mistura de ligante ternário ótimo paralisado com isopropanol após cura (OPLT) e para a mesma mistura, porém sem processo de hidratação (OSHLT).

A Figura 5.27 apresenta os difratogramas da mistura realizada com o cimento Portland ARI (CPV) paralisado com isopropanol (OPCP) e da mistura realizada com CPV sem passar pelo processo de hidratação (OSHCP), ou seja, com os materiais secos (solo e CPV). Rapidamente foi possível observar que a mistura sem o processo de hidratação conservou as fases oriundas dos materiais componentes da mistura, por exemplo, Quartzo (do solo) e Alita, Belita, Calcita,  $C_3AF$ ,  $C_3A$  e Portlandita (do CPV). A partir do processo de hidratação (mistura com solo úmido, moldagem e cura do CP), foi possível observar pelo difratograma (OPCP) que a Portlandita, Alita, Belita,  $C_3AF$  e  $C_3A$  reagiram para formar os produtos de reação. Foram identificados os géis C-A-S-H e C-S-H, além da formação de Etringita (típica hidratação de cimentos Portland), relatados também por Taylor (1993). Também foram identificadas as fases carbonatadas de Calcita e Hemicarboaluminato de Cálcio hidratado.



A - Alita - C<sub>3</sub>S (Silicato Tricálcico) -  $3CaOSiO_2$ ; B - Belita - C<sub>2</sub>S (Silicato Dicálcico) -  $2CaOSiO_2$ ; T - C<sub>3</sub>A (Aluminato Tricálcico); F - C<sub>3</sub>AF (Ferro Aluminato Tetracálcico) -  $4CaO.Al_2O_3.Fe_2O_3$ ; C - Calcita -  $CaCO_3$ ; P - Portlandita  $Ca(OH)_2$ ; Q - Quartzo -  $SiO_2$ ; E=Etringite; 1-CASH-Silicoaluminato de cálcio hidratado; 2-CSH; 3-Hydrotalcite; 4-Hemicarboaluminato.

Figura 5.27 – Difratogramas para a mistura de cimento Portland ótimo paralisado com isopropanol após cura (OPCP) e para a mesma mistura, porém sem processo de hidratação (OSHCP).

Na Figura 5.28 estão apresentadas as imagens de MEV para as magnitudes de aproximação de 150, 500, 1000, 2000, 3500x para as amostras hidratadas e paralisadas com isopropanol para o ligante ternário (esquerda) e o CPV (direita). Ficou evidenciado pelas imagens de 150x que o solo estabilizado gerou matrizes homogêneas, devido à boa cimentação e natureza do solo argiloso. Conforme as imagens são ampliadas, foi facilmente analisado que o ligante ternário gerou um meio mais homogêneo, com menor incidência de vazios, do que o CPV. Estes resultados estão de acordo com os verificados por Gleize et al. (2003), que ao utilizar um ligante ternário de cimento Portland, cal e sílica, obteve corpos de prova mais homogêneos do que apenas com cimento Portland. Uma das justificativas dos resultados obtidos nos programas experimentais estatísticos, onde as misturas com ligante ternário apresentaram maiores resistências do que as misturas com CPV, pode ser justamente este fato analisado pelas imagens de MEV, já que meios cimentados com menos vazios tendem a apresentar melhores desempenhos mecânicos do que matrizes mais porosas (Consoli et al. 2007, 2009, 2010a, 2010b, 2011a, 2011b, 2014a, 2016a, 2017a, 2018a, 2018b, 2019a, 2019b).

A Figura 5.29 demonstra um comparativo em particular das imagens de MEV para a aproximação de 3500x, onde pode ser visualizado a presença do produto de reação C-A-S-H em diversos pontos da imagem (Kunal et al. 2016; Rispoli et al. 2020; Rispoli et al. 2019), marcado em um como forma de exemplo devido à alta presença do gel C-A-S-H e homogeneidade da amostra. O gel C-A-S-H é um típico produto de reação de cimentos pozolânicos, devido a reação entre o cálcio reativo da cal e os alumino silicatos. Foi também verificado o gel C-S-H, com a estrutura na tradicional forma de “colmeia” já relatada por outros autores (FRANUS et al. 2015; SCRIVENER et al. 2016). Para o CPV verificou-se uma estrutura mais porosa do que para o LT.

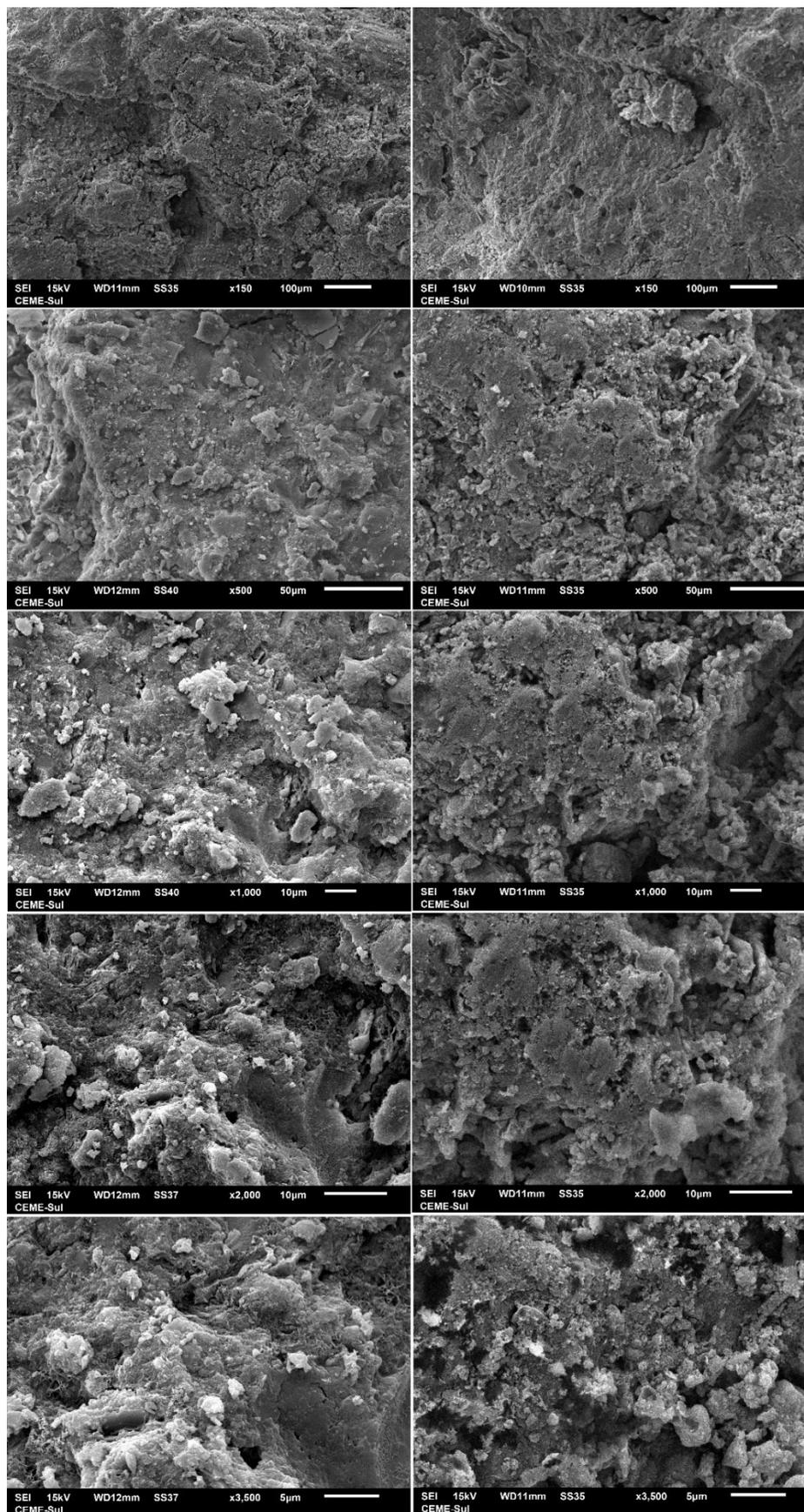


Figura 5.28 – MEV para o ligante ternário (esquerda) e CPV (direita).

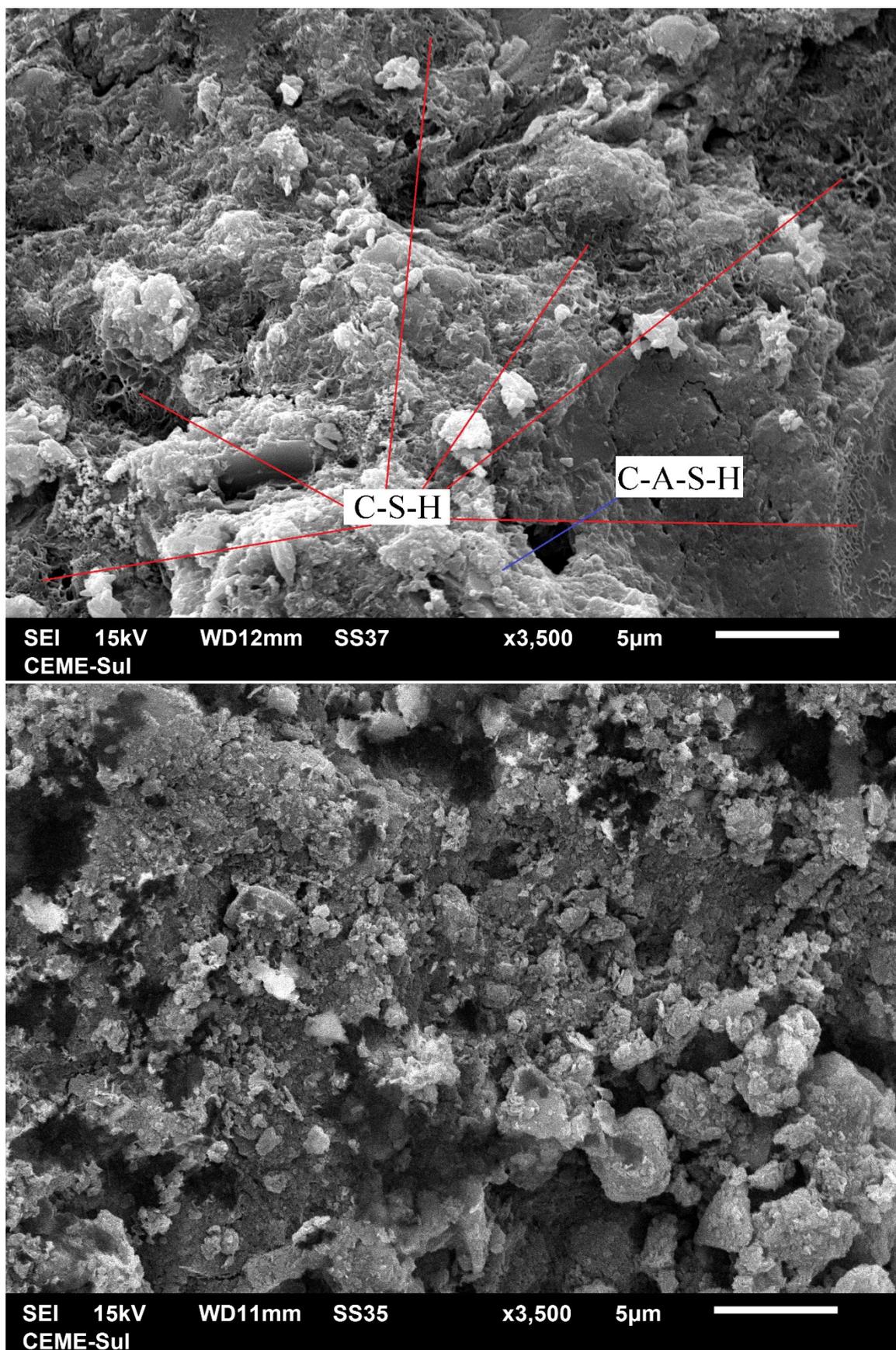


Figura 5.29 – MEV para o ligante ternário (acima) e CPV (abaixo).

## 5.4 CORRELAÇÕES DO ÍNDICE POROSIDADE POR TEOR VOLUMÉTRICO DE LIGANTE/CIMENTO

Para a investigação do comportamento mecânico perante o uso dos índices  $\eta/C_{iv}$  e  $\eta/B_{iv}$ , foi utilizado um expoente de ajuste interno ( $a$ ) igual a 1. O alto valor do expoente “ $a$ ” se deu pelo resultado da análise estatística. Um alto valor do expoente, em relação a 0,28, muitas vezes adotado (Item 2.5), é comum para areias puras (Diambra et al. 2017), tendo em vista que ele define a importância da quantidade de ligante na variável de resposta. Areias limpas não apresentam plasticidade alguma, sem interação química entre as partículas, então, o desenvolvimento da resistência está muito associado à cimentação das partículas de areia, que são muito dependentes do ligante adicionado. Como o solo investigado no presente estudo trata-se de um solo orgânico, ácido, com alto teor de umidade, necessita de altos teores de ligante (Ahnberg et al. 2001, 2003; EuroSoilStab, 2002; Axelsson et al. 2002; Chen e Wang, 2006; Bate et al. 2014; Forsman et al. 2015; Lemos et al. 2020) para desenvolvimento satisfatório da cimentação do solo além de que as reações pozolânicas apenas ocorrem para pH acima de 10,5 (Davidson et al. 1965). Por este motivo, o solo estudado também é muito dependente do teor de ligante, assim como areias limpas, por isso optou-se pelo uso do expoente de ajuste interno relativamente alto de  $a=1$ . O uso dos índices para análise do comportamento mecânico ( $q_u$  e  $E_{50}$ ) fica condicionado pela Equação 15. Para este estudo, foi utilizado o teor volumétrico de cimento ( $C_{iv}$ ) quando as misturas foram realizadas apenas utilizando cimento Portland ARI como ligante, enquanto o teor volumétrico de ligante ( $B_{iv}$ ) foi utilizado para as misturas que utilizaram o ligante ternário como agente cimentante. A porosidade ( $\eta$ ) foi calculada pela Equação 16 quando as misturas foram realizadas apenas utilizando cimento Portland ARI como ligante, enquanto para as misturas que utilizaram o ligante ternário como agente cimentante utilizou-se a Equação 17 para cálculo da porosidade. Os teores volumétricos  $B_{iv}$  e  $C_{iv}$  foram calculados pelas Equações 18 e 19, respectivamente.

$$(15) \quad (q_u; E_{50}) = A \left[ \frac{\eta}{(C_{iv}, B_{iv})^1} \right]^{-b}$$

$$(16) \quad \eta = 100 - 100 \left\{ \left[ \frac{\gamma_d}{\frac{LT}{100} + \frac{SA}{100}} \right] \left[ \frac{\frac{LT}{100}}{\gamma_{S\ LT}} + \frac{\frac{SA}{100}}{\gamma_{S\ SA}} \right] \right\}$$

$$(17) \quad \eta = 100 - 100 \left\{ \left[ \frac{\gamma_d}{\frac{CPV}{100} + \frac{SA}{100}} \right] \left[ \frac{\frac{CPV}{100}}{\gamma_{S\ CPV}} + \frac{\frac{SA}{100}}{\gamma_{S\ SA}} \right] \right\}$$

$$(18) \quad B_{iv} = \frac{V_{LT}}{V} = \frac{W_{LT}}{\gamma_{S LT} V}$$

$$(19) \quad C_{iv} = \frac{V_{CPV}}{V} = \frac{W_{CPV}}{\gamma_{S CPV} V}$$

Nestas equações, A é um escalar da equação;  $\eta$  é a porosidade do CP;  $C_{iv}$  é o teor volumétrico de cimento;  $B_{iv}$  é o teor volumétrico de agente cimentante; b é o expoente de ajuste externo;  $\gamma_d$  é o peso específico aparente seco do CP após a cura; LT, CPV e SA são os conteúdos de ligante ternário, cimento Portland ARI e solo argiloso, respectivamente;  $\gamma_{S LT}$ ,  $\gamma_{S CPV}$ ,  $\gamma_{S SA}$  são os pesos específicos reais dos grãos de ligante ternário, cimento Portland ARI e solo argiloso, respectivamente;  $W_{LT}$ ,  $W_{CPV}$ , são os pesos totais de ligante ternário e cimento Portland; e V=volume total da mistura compactada. A partir desta metodologia, já mencionada nos estudos do item 2.5, foram traçadas as curvas para os experimentos realizados com diferentes sobrecargas, tipos e teores de ligante. As Figuras 5.30 e 5.31 apresentam as curvas da resposta mecânica ( $q_u$ ,  $E_{50}$ ) x índice porosidade por teor volumétrico de ligante para o ligante ternário, apresentando um  $R^2$  de 0,93, para a Equação 20, referente a  $q_u$ , e um  $R^2$  de 0,93, para a Equação 21, referente a  $E_{50}$ .

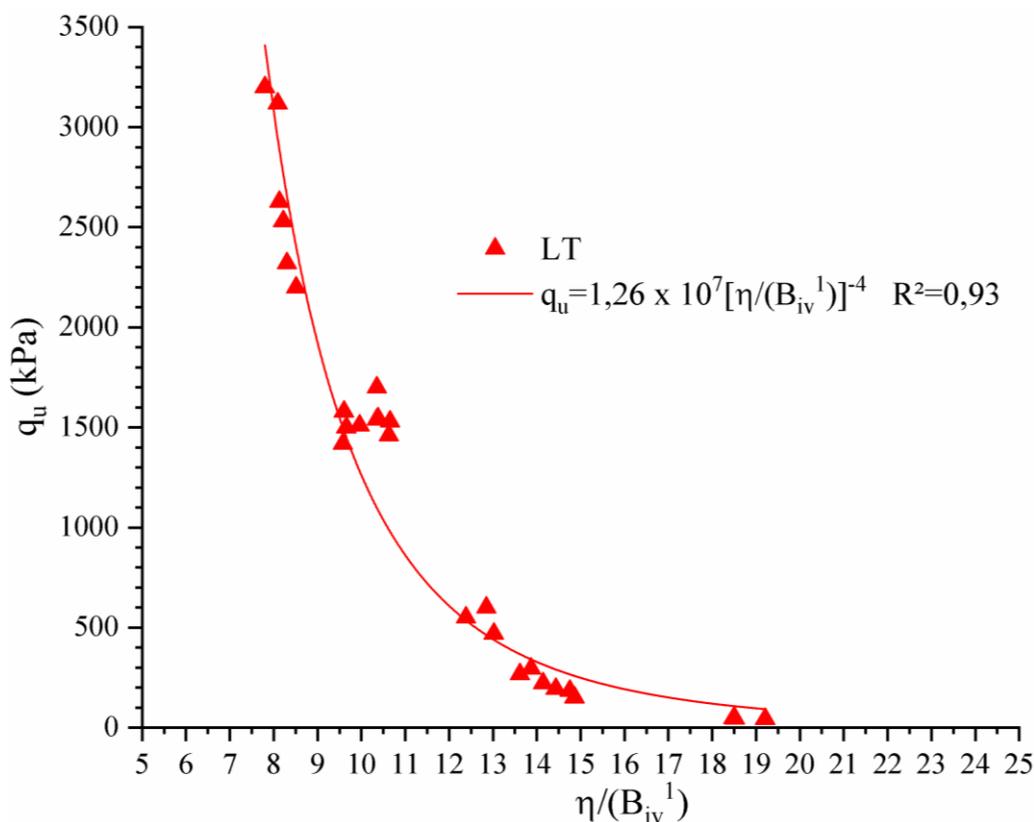


Figura 5.30– Curva  $q_u$  x  $\eta/B_{iv}$  para o ligante ternário.

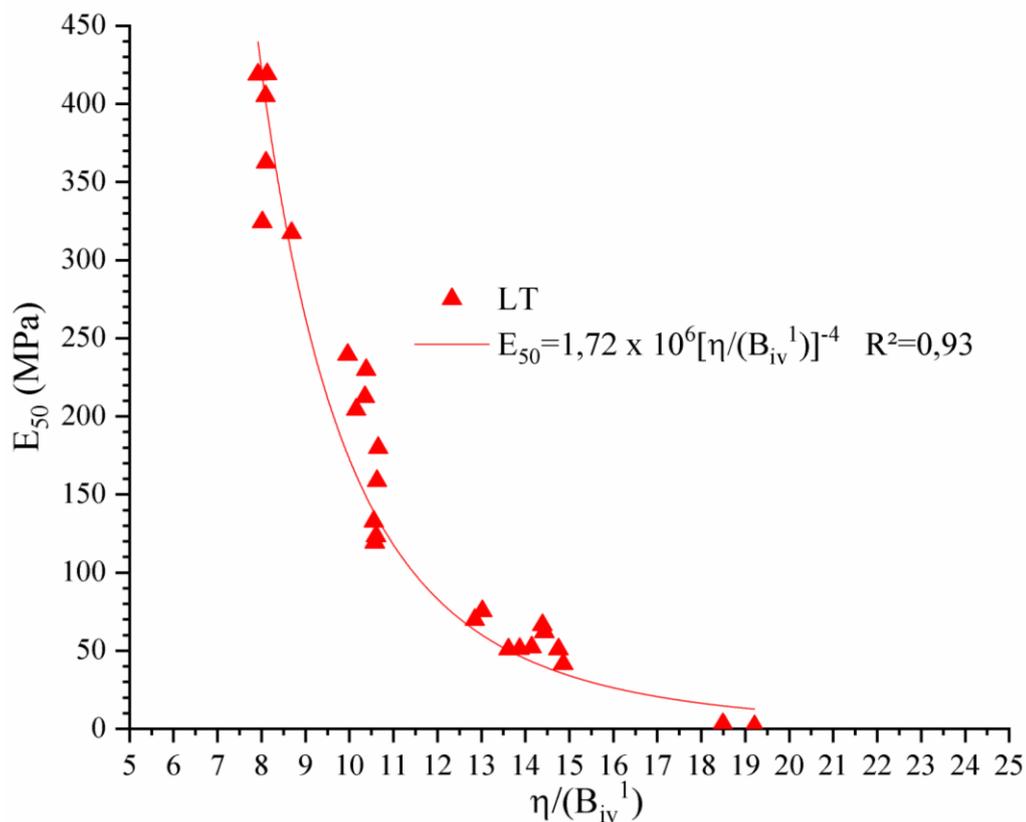


Figura 5.31 – Curva E<sub>50</sub> x η/B<sub>iv</sub> para o ligante ternário.

$$(20) \quad q_u(kPa) = 1,26 \times 10^7 \left[ \frac{\eta}{(B_{iv})^1} \right]^{-4}$$

$$(21) \quad E_{50}(MPa) = 1,72 \times 10^6 \left[ \frac{\eta}{(B_{iv})^1} \right]^{-4}$$

As Figuras 5.32 e 5.33 apresentam as curvas da resposta mecânica ( $q_u$ ,  $E_{50}$ ) x índice porosidade por teor volumétrico de cimento para o CPV, apresentando um coeficiente de determinação de 0,96, para a Equação 22 que se refere a  $q_u$  e um coeficiente de determinação de 0,95, para a Equação 23 que se refere a  $E_{50}$ .

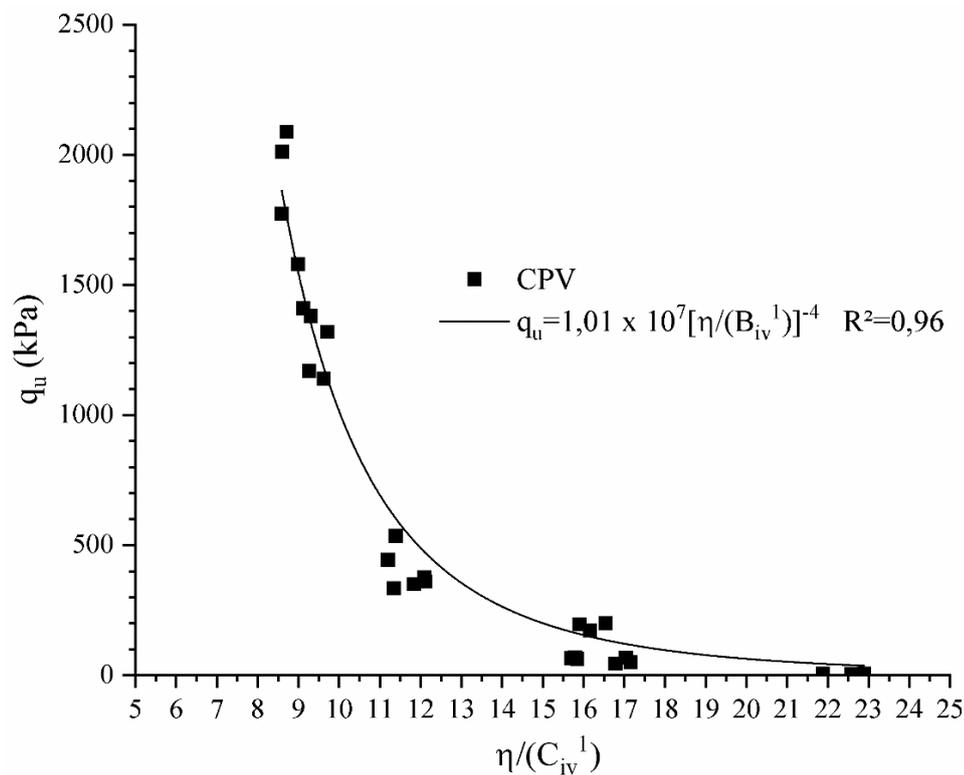


Figura 5.32 – Curva  $q_u$  x  $\eta/C_{iv}$  para o cimento Portland

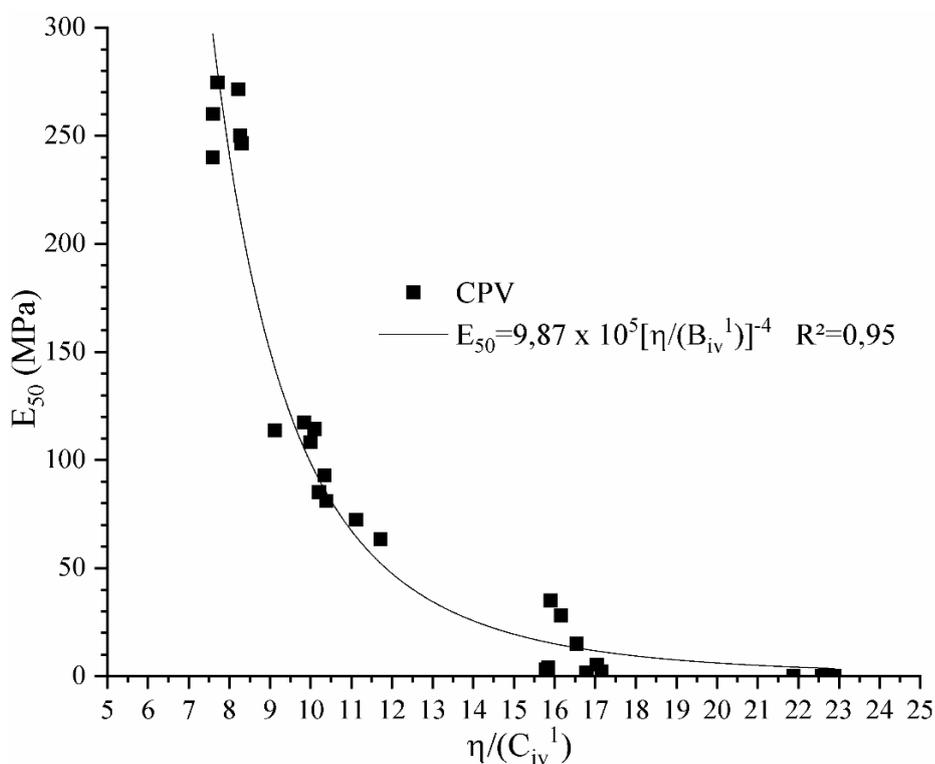


Figura 5.33 – Curva  $E_{50}$  x  $\eta/C_{iv}$  para o cimento Portland

$$(22) \quad q_u(kPa) = 1,01 \times 10^7 \left[ \frac{\eta}{(C_{iv})^1} \right]^{-4}$$

$$(23) \quad E_{50}(MPa) = 9,87 \times 10^5 \left[ \frac{\eta}{(C_{iv})^1} \right]^{-4}$$

As curvas dos diferentes tipos de ligante foram integradas e inseridas nos mesmos gráficos (Figura 5.34 e 5.35), demonstrando que diferentes ligantes geram diferentes curvas de resposta mecânica ( $q_u$ ,  $E_{50}$ ) x índice porosidade por teor volumétrico de ligante. Isto corrobora com os resultados de Ahnberg et al. (2013) em que o tipo de ligante influencia os resultados mecânicos para um determinado solo. Também, isto complementa a análise do estudo estatístico deste trabalho, de que a variável “Tipo de ligante” exerceu papel fundamental no desenvolvimento da resistência e rigidez, justificando as diferentes curvas para diferentes teores de ligante. Ainda coube observar que o LT apresentou curvas de resposta acima do CPV, por meio de um escalar maior do que para o CPV, justificando os resultados mais altos para o LT que foram observados neste estudo estatístico no comportamento mecânico do solo artificialmente cimentado. Estes resultados confirmam que tanto a porosidade (Consoli et al. 2007, 2009, 2010a, 2010b, 2011a, 2011b, 2014a, 2016a, 2017a, 2018a, 2018b, 2019a, 2019b) assim como o teor de ligante (Ahnberg et al. 2001, 2003; EuroSoilStab, 2002; Axelsson et al. 2002; Forsman et al. 2015; Lemos et al. 2020) exerceram papel fundamental na resposta mecânica do solo cimentado, com boa correlação pelos índices porosidade por teor volumétrico de ligante e de cimento, utilizando um expoente de ajuste interno de 1 e um externo igual a -4.

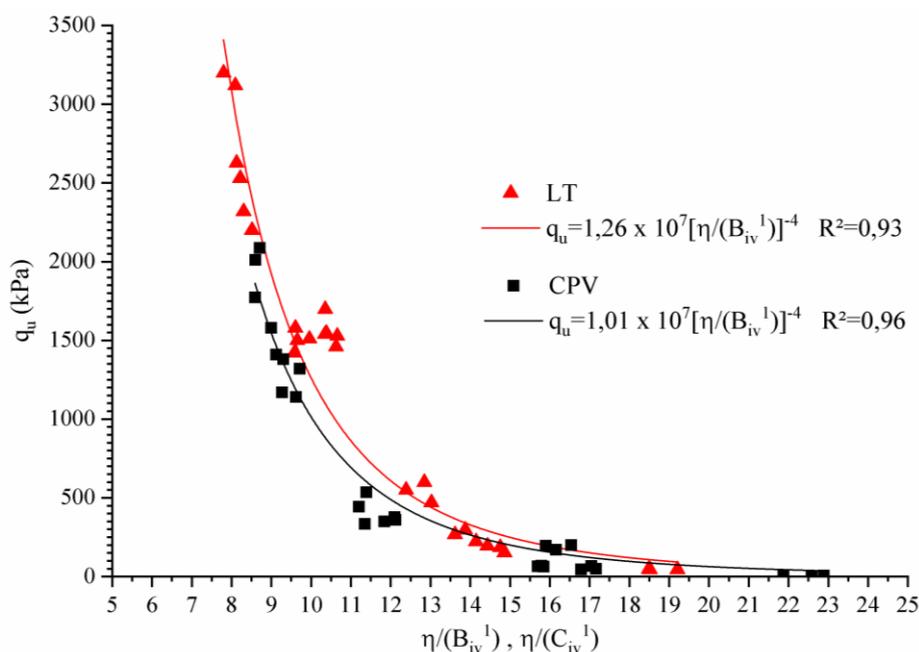


Figura 5.34 – Curva  $q_u$  x  $\eta/C_{iv}$  e  $q_u$  x  $\eta/B_{iv}$  para os dois tipos de ligante

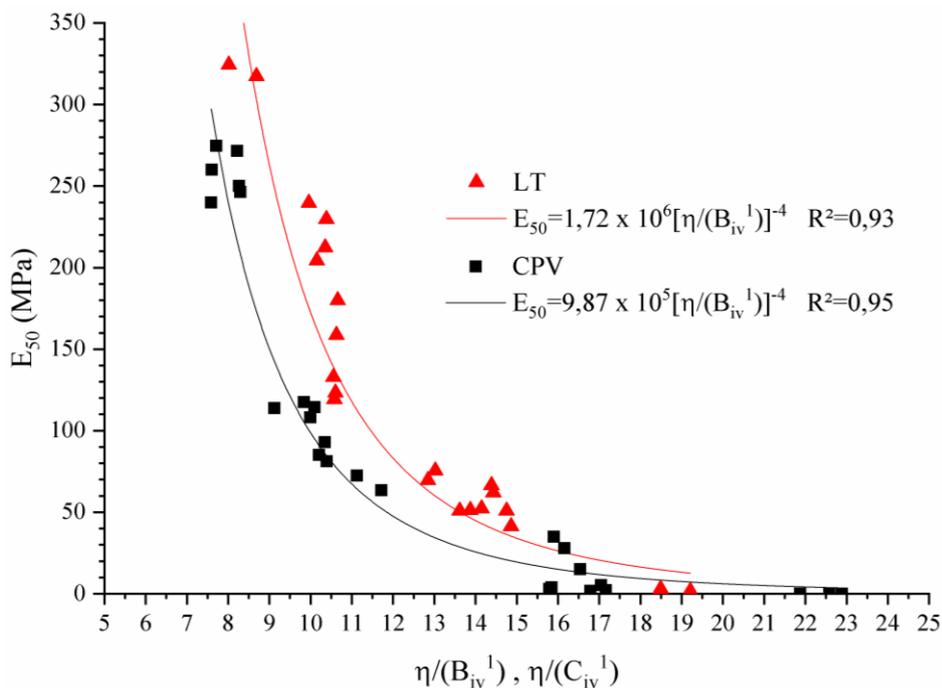


Figura 5.35 – Curva  $E_{50} \times \eta/C_{iv}$  e  $E_{50} \times \eta/B_{iv}$  para os dois tipos de ligante

## 5.5 ANÁLISE DO TEMPO DE CURA

A cura térmica proposta teve por objetivo obter resultados de longo prazo de cura em um menor período, permitindo que fosse realizada uma análise do teor e tipo de ligante em um curto tempo, analisando resistências futuras. Isso permite que o projetista analise o teor e tipo de ligante que irá fornecer a maior resistência a longo prazo para o respectivo solo estabilizado pela técnica de estabilização em massa em laboratório. Da mesma forma que a metodologia descrita no item 3.3.5, foram moldados corpos de prova em triplicatas para o LT e o CPV, com teor de ligante de 200 kg/m<sup>3</sup> e 18 kPa de sobrecarga, assim como para a fase 1 deste estudo. O diferencial foi a realização de ensaios em temperatura ambiente (20°C) e com a mesma cura térmica com 60°C. As misturas realizadas com temperatura ambiente foram rompidas com 1, 7, 28, 60 e 90 dias de cura, enquanto os corpos de prova curados termicamente foram rompidos com 1, 7, 13, 28 e 60 dias de cura. Na Figura 5.36 estão apresentadas as curvas da resistência (qu) em relação ao tempo de cura para cada tipo de ligante e temperatura de cura. A importância que o tipo de ligante exerce na resposta mecânica ficou evidenciada também por esta análise, corroborando os resultados já obtidos pelo estudo estatístico, com o LT apresentando resultados superiores para longo prazo. Este resultado está de acordo com o que foi analisado por Ahnberg

(2003) em que o tipo de ligante pode ser mais adequado ou não para um determinado solo. A cura térmica com uma temperatura de cura de 60°C demonstrou ser uma importante ferramenta para análise de resistências futuras em um curto prazo, permitindo o projetista analisar o tipo e teor de ligante, conforme sugerido por (EuroSoilStab, 2002; Forsman et al. 2015; Ahnberg et al, 2001, 2003; Axelsson et al. 2002) em um tempo mais curto, tendo em vista que alguns tipos de ligantes podem ter resistência aumentada até mesmo após 800 dias de cura, conforme mencionado anteriormente no item 2.5. A Figura 5.36 permitiu avaliar que a resistência atingida para o LT em 90 dias de cura em temperatura ambiente ainda não atingiu a mesma resistência que com 13 dias de cura térmica (e que apresenta estabilização, possivelmente a máxima resistência que se pode atingir), significando que a cura térmica simulou com sucesso a resistência a longo prazo (mais que 90 dias de cura) do solo estabilizado em massa por um LT, verificando o comportamento pozolânico do LT, com as resistências crescendo lentamente ao longo tempo (com cura ambiente). Isso não foi verificado para o CPV, que atingiu resistências próximas na cura térmica e na temperatura ambiente já com 28 dias de cura. Em termos de aplicação prática em geotecnia do LT, o mesmo se apresenta como um ligante satisfatório no método de estabilização em massa, proporcionando as mesmas resistências que um CPV atinge em 28 dias, em aproximadamente 75 dias. Este tempo pode ser até mesmo menor ou compatível com o de algumas técnicas de execução de aterros sobre solos moles que objetivam a aceleração dos recalques, por exemplo, como o uso de aterros provisórios de sobrecarga ou uso de drenos verticais (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

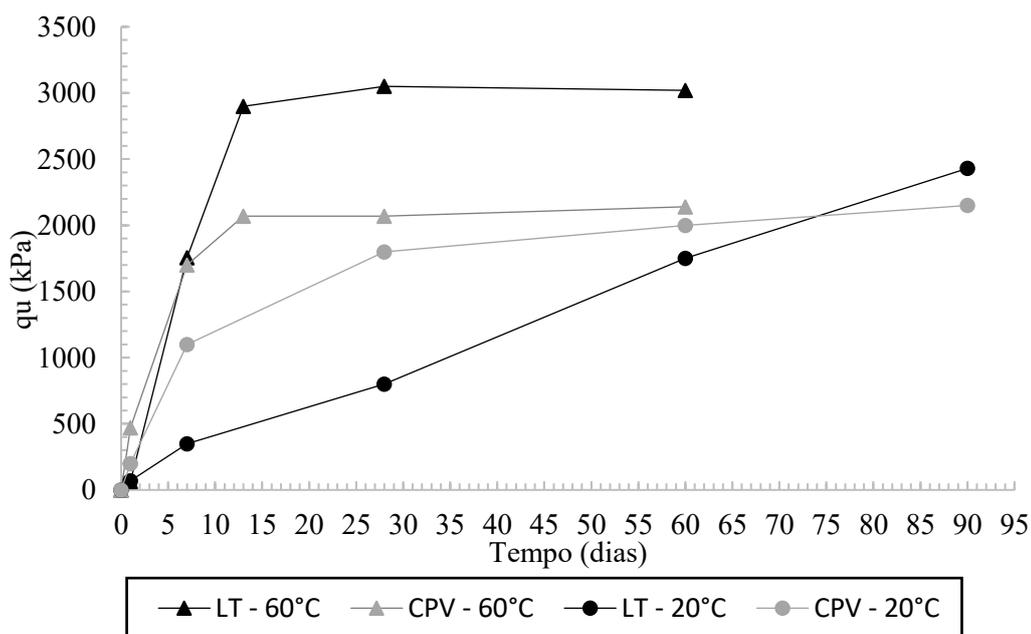


Figura 5.36 – Resistência para cada tempo de cura para o LT e o CPV

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 6.1 SÍNTESE DOS RESULTADOS

A partir da execução das fases do estudo, os resultados foram resumidos para melhor sintetização dos comentários e observações elaborados.

#### **Estudo do ligante ternário:**

- Foram testadas diferentes composições do ligante ternário na estabilização em massa de um solo argiloso orgânico. Foram utilizados 3 diferentes tempos de cura (1, 7 e 13 dias), 3 % CC em relação a parcela alternativa (30, 50 e 70%) e 3 diferentes % substituição do cimento Portland por uma parcela alternativa (50, 65 e 80%). As misturas de ligante ternário apresentaram baixos ganhos de resistências com 1 dia de cura térmica, sem cimentação significativa dos CPs, demonstrando aumento gradativo de  $q_u$  conforme o aumento do tempo de cura. Isto corrobora a hipótese estabelecida de que o ligante ternário proposto, devido sua parcela significativa de pozolana na composição (com presença de CC e EAF) necessita de um longo prazo para desenvolvimento de seus produtos de reação (Bergado et al. 1996), resultado coerente com a investigação de Ahnberg et al. (2003) que também verificou ganho de resistência tardio para ligantes pozolânicos. Para problemas geotécnicos, o lento processo de ganho de resistência poderia ser um problema de aplicação prática, porém ao manter certa quantidade de cimento Portland ARI (CPV), que possui um rápido processo de hidratação, este problema pode ser amenizado, desenvolvendo resistência inicial, com um aumento muito significativo com o tempo. No estudo, as maiores resistências foram obtidas com 13 dias de cura térmica, revelando que o tempo exerce um papel fundamental para o desenvolvimento da cimentação e consequente ganho de resistência. Com cura em temperatura ambiente, a mesma resistência (de 13 dias de cura térmica) ainda não havia sido atingida com 90 dias de cura, porém a resistência do mesmo solo estabilizado por um ligante convencional (CPV) foi verificada com aproximadamente 75 dias de cura em temperatura ambiente. Estes resultados dependem do tipo de solo e ligante. Ahnberg et al. (2003) observaram um comportamento parecido para ligantes pozolânicos em relação ao cimento Portland, que por sua vez atingiu

resistências mais elevadas em curto tempo, enquanto o ligante pozolânico ultrapassou a resistência do cimento Portland após um determinado tempo, assim como neste estudo.

- A variação do teor de CC na parcela alternativa exerceu importante influência sobre  $q_u$  e rigidez  $E_{50}$ . Quanto maior os teores de CC, maiores foram as respostas, com principal influência nas misturas curadas termicamente por maior tempo. Este fato pode ser explicado justamente pela Portlandita presente na CC, que deve se solubilizar em meio aquoso para liberar íons ( $\text{OH}^-$ ) para o meio, elevando o pH do sistema, e formando os produtos de reação ao reagir com alumino silicatos. Quanto maior for o tempo para a dissolução da CC, mais produtos de reação estarão presentes no meio, ou seja, as reações pozolânicas são mais notáveis e fortes com o tempo (BERGADO et al. 1996). Nesta etapa do estudo, utilizando uma %CC=70 (valor máximo testado), para o tempo máximo testado de cura de 13 dias, foram obtidas resistência e rigidez médias de até 3710 kPa e 462,92 MPa, respectivamente. Estes valores foram considerados satisfatórios em relação a corpos de prova de controle executados nas mesmas condições, porém apenas com um ligante convencional, o cimento Portland ARI, que resultaram em resistência e rigidez médias de 2205 kPa e 242,8 MPa, respectivamente. Ao utilizar %CC=70 na parcela alternativa, resulta em uma %EAF=30, que significa uma relação EAF:CC=3:7. Este resultado diferiu do encontrado em pesquisas anteriores, as quais normalmente atingem proporções ótimas em relação à  $q_u$  com maiores quantidades de EAF do que de cal (KINUTHIA e WILD, 1998; NIDZAM e KINUTHIA, 2010; AHNBERG et al. 2003). A necessidade de maiores quantidades de cálcio disponível para ativação da EAF pode ser explicada por alguns fatores: (a) o caráter ácido, orgânico e tipo do solo (argila) possibilitam que uma parcela da reatividade do ligante pode ter sido diminuída por interação com o solo (Bergado et al. 1996) e sua porção orgânica (Chen e Wang, 2006; Bate et al. 2014) além de que as reações pozolânicas apenas ocorrem para pH acima de 10,5 (Davidson et al. 1965); (b) a metodologia de moldagem com solo totalmente saturado e água disponível ao longo de todo processo de cura influenciaram no resultado, tendo em vista que o teor de água afeta a resistência de um ligante pozolânico (FOURNIER e GEOFFRAY, 1978).

- Os materiais de origem do estudo tiveram suas mineralogias estudadas por meio de ensaios de DRX. A composição mineralógica da CC foi similar a já identificada por outros autores (Thomé, 1999; Saldanha et al. 2018; Lotero, 2020), com a presença de Portlandita, Calcita e Carbono sob forma de Grafite. A composição mineralógica do CPV apresentou predominância dos tradicionais componentes do cimento Portland ( $\text{C}_3\text{S}$ ,  $\text{C}_2\text{S}$ ,  $\text{C}_3\text{A}$ ,  $\text{C}_3\text{AF}$ ),

seguido de alguns picos de fases carbonatadas ( $\text{CaCO}_3$ ), Quartzo, Gesso e Portlandita, similar ao encontrado por outros autores ao redor do mundo (Taylor e Aldridge, 1992; Serne e Westsik Jr. 2011; Garcia-Lodeiro et al. 2015; Scrivener et al. 2016). A composição mineralógica da EAF permitiu observar a predominância de fase amorfa, com poucos picos de Alita ( $\text{C}_3\text{S}$ ), Gehlenita [ $\text{Ca}_2\text{Al}(\text{AlSiO}_7)$ ], Akermanita [ $\text{Ca}_2\text{Mg}(\text{Si}_2\text{O}_7)$ ] e Calcita ( $\text{CaCO}_3$ ), similar ao identificado em estudos anteriores (Seo et al. 2019; Tindade et al. 2017; Kourti et al. 2011). A análise da composição mineralógica do solo argiloso confirmou a presença marcante de Quartzo e de diversos argilominerais, como a Caulinita, Muscovita e Gibbsita.

- A partir da análise da influência dos fatores sobre as variáveis de resposta ( $q_u$  e  $E_{50}$ ), foi possível discutir e definir uma composição do ligante que forneceu melhores respostas mecânicas. A quantidade de cimento Portland a ser substituída por uma parcela alternativa (% Substituição) foi analisada como sem significativa influência sobre as respostas, tendo em vista que sua variação não afeta os resultados de resistência e rigidez. Como o objetivo desta substituição é diminuir o consumo de cimento Portland ao trocá-lo por uma parcela alternativa, composta por resíduos/coprodutos, foi julgado como coerente a adoção da maior % Substituição testada, tendo em vista que sua variação não exerceu influência sobre a resposta mecânica. Maiores valores de % Substituição ou até mesmo uma possível eliminação total do uso do cimento Portland, foi descartada para que se tenha certa resistência inicial gerada por uma parcela de Cimento Portland ARI, com posterior ganho gradual de resistência principalmente por conta das reações pozolânicas, tornando-se uma alternativa possível para algumas obras geotécnicas. Ahnberg et al. (2003) revelaram que o cimento Portland forneceu boa resistência inicial, enquanto um ligante pozolânico, apesar de baixa resistência inicial, muitas vezes atingiu resistências maiores que o cimento Portland. Assim, foi selecionada como melhor opção o uso de uma % Substituição=80%, que resulta em uma presença de 20% de CPV (em massa) no ligante ternário. O fator de quantidade de CC na parcela alternativa (% CC) que gerou maiores resultados foi de 70%. Este valor foi o maior testado, porém no estudo estatístico observou-se uma tendência de estabilização do ganho de resistência para maiores valores de % CC, além de também ser este que gerou maior rigidez. Assim, o ligante ternário que gerou melhor desempenho mecânico dentro da faixa estudada possui como fatores controláveis selecionados a %CC=70% e % Substituição=80%. Isto resulta, então, uma dosagem de 20% de CPV, 56% de CC e 24% de EAF (em massa), com desempenho satisfatório em relação a um ligante convencional, que foi utilizado para todo restante do estudo. Cabe ressaltar que Ahnberg et al. (2003) revelaram, por meio de um robusto estudo de diferentes tipos de ligantes (usando cimento Portland, cal, escória de alto forno, cinza volante, sílica ativa, gesso e cloreto de cálcio),

que não existe um ligante ótimo universal, sendo determinados ligantes muito bons para um tipo de solo e para outros não. Esta foi uma importante análise para definir a importância de estudos laboratoriais para definição de um ligante, bem como seus teores, para uso na estabilização em massa.

### **Estudo da sobrecarga, teor e tipo de ligante:**

- Para avaliar a influência dos três fatores controláveis (Sobrecarga, Teor e Tipo de Ligante), foram realizados experimentos com solo estabilizado em massa com variação dos fatores numéricos Sobrecarga e Teor de Ligante em 3 níveis (0, 18 e 36kPa e 100, 150 e 200kg/m<sup>3</sup>, respectivamente) e do fator qualitativo Tipo de Ligante em 2 níveis (LT e CPV). Em relação à resistência e à rigidez, o LT apresentou resultados superiores ao CPV, para os respectivos teores de ligante e sobrecarga. Este fato ficou evidenciado pela análise de variância ANOVA, onde por meio do gráfico de Pareto dos efeitos padronizados o tipo de ligante foi o fator que exerce maior influência sobre  $q_u$  e  $E_{50}$ . Além disso, a sobrecarga e o teor de ligante também foram considerados fatores com influência significativa sobre o comportamento mecânico ( $q_u$  e  $E_{50}$ ). Ambos os fatores geraram maiores respostas quanto maiores seus níveis. A partir disso, optou-se por conduzir uma análise com pontos centrais para analisar a curvatura dos fatores Sobrecarga e Teor de ligante, nas variáveis de resposta, para cada tipo de ligante separadamente. A importância do teor de ligante na resposta mecânica do material em solos estabilizados com ligantes foi também verificada em estudos anteriores (Ahnberg et al. 2001; EuroSoilStab, 2002; Consoli et al. 2007; Lemos et al. 2020).

- Para o LT, foi verificado que as variáveis Teor de Ligante e Sobrecarga exercem importante significância sobre o comportamento mecânico ( $q_u$  e  $E_{50}$ ), tanto em termos lineares quanto quadráticos. Ambos os fatores geraram maiores valores de  $q_u$  quanto maior foram os seus níveis, sendo que para a sobrecarga notou-se uma tendência assintótica da curva próximo ao máximo valor testado (36 kPa), podendo ser um indicativo de que maiores sobrecargas do que as ensaiadas não resultariam em maiores resistências. Ainda em relação à sobrecarga, por exemplo, pelo gráfico de efeitos principais, para 0 kPa foi registrada uma resistência  $q_u$  de 53% da resistência de 36 kPa, enquanto para 18 kPa foi registrado uma resistência  $q_u$  de 88% da resistência de 36 kPa, ou seja, o ganho de resistência ao se aumentar de 0 para 18kPa a sobrecarga é muito maior do que se aumentar de 18 para 36 kPa, evidenciando a tendência de diminuição da significância do aumento da sobrecarga em relação ao comportamento mecânico.

Já a interação entre os dois fatores (Teor de Ligante e Sobrecarga) é significativa em relação ao comportamento mecânico porque maiores sobrecargas criam maiores pontos de contato entre as partículas de ligante, então o teor de ligante tem maior influência para maiores sobrecargas do que para menores.

- Para o CPV, a sobrecarga exerce influência apenas linear sobre  $q_u$ , com aumento da resistência para maiores sobrecargas. O teor de ligante apresentou influência quadrática sobre  $q_u$ , com curva convexa, apresentando ganho de resistência com aumento do teor de cimento. Em relação à rigidez, os fatores Teor de Ligante e Sobrecarga exercem influência linear e quadrática sobre  $E_{50}$ , porém com concavidades opostas. Para o teor de ligante, a curva observada é convexa, sem visível estabilização do ganho de resistência com aumento do teor de cimento. Já para a sobrecarga, a curva é côncava, apresentando uma tendência assintótica para 36 kPa de sobrecarga, indicando que possivelmente maiores valores de sobrecarga não resultariam em ganhos de rigidez. A interação entre os dois fatores (Teor de Ligante e Sobrecarga) é significativa em relação ao comportamento mecânico porque maiores sobrecargas criam maiores pontos de contato entre as partículas de ligante, então o teor de ligante tem maior influência para maiores sobrecargas do que para menores.

- Em relação ao uso da sobrecarga para ambos os tipos de ligantes testados, a importância da sua utilização na técnica ficou evidenciada pela importante melhora do comportamento mecânico ao adicionar 18 kPa de sobrecarga em relação à ausência do uso da mesma, porém com diminuição dos efeitos para 36 kPa, com tendência assintótica das curvas de  $q_u$  e  $E_{50}$ . Este fato é importante para colaboração no estado da arte de solos artificialmente cimentados pela técnica de estabilização em massa, tendo em vista que outros estudos já evidenciaram o importante ganho de resistência de se utilizar a sobrecarga de 18 kPa (Lemos et al. 2020; Ahnberg et al. 2001; EuroSoilStab, 2002), porém sem evidências identificadas para o uso de sobrecargas maiores. De uma forma geral, a adição de uma sobrecarga diminui as distâncias entre as partículas de ligante, facilitando a formação das reações (Ahnberg et al. 2001; Lotero, 2020), este efeito é similar a significância da porosidade no controle da resposta de solos artificialmente cimentado, já que a sobrecarga diminuiu a porosidade do sistema, que aumenta resposta mecânica com a redução da porosidade (Consoli et al. 2007, 2009, 2010a, 2010b, 2011a, 2011b, 2014a, 2016a, 2017a, 2018a, 2018b, 2019a, 2019b; Lemos et al. 2020).

- As microscopias MEV do ligante ternário ótimo e do CPV com sobrecarga de 18 kPa e teor de ligante de 200 kg/m<sup>3</sup>, permitem observar que o LT gerou uma matriz mais homogênea e menos porosa que as geradas pelo CPV. Isto foi um importante fator para explicar o motivo para que as misturas de LT tenham apresentado melhor comportamento mecânico que as misturas realizadas com o CPV, tendo em vista que diversos estudos demonstram que a porosidade influencia na resistência do solo artificialmente cimentado (Consoli et al. 2007, 2009, 2010a, 2010b, 2011a, 2011b, 2014a, 2016a, 2017a, 2018a, 2018b, 2019a, 2019b; Lemos et al. 2020). Foi observada a presença do produto de reação C-A-S-H em diversos pontos da imagem do CP feito com LT, e do gel C-S-H com a estrutura na tradicional forma de “colmeia” já relatada por outros autores (FRANUS et al. 2015; SCRIVENER et al. 2016)

- A análise mineralógica dos produtos de reação do solo estabilizado em massa foi conduzida com misturas hidratadas e não hidratadas dos dois tipos de ligante testados. Para o LT, a mistura sem processo de hidratação conservou as fases identificadas nos seus materiais componentes, por exemplo, Portlandita (principalmente da CC), Quartzo (do solo), Belita (do CPV) e Calcita (principalmente da CC). Para a mistura com LT hidratado observou-se que a Belita e Portlandita reagiram formando produtos de reação caracterizados por elevações amorfas, sendo identificadas as fases principalmente de géis C-(A)-S-H, além de Hidrotalcita e Hemicarboaluminato de Cálcio hidratado, além do Quartzo proveniente do solo, estando de acordo com produtos identificados por (Taylor, 1993; Seo et al. 2019). Para o CPV, a mistura sem processo de hidratação conservou as fases identificadas nos seus materiais componentes, por exemplo, Quartzo (do solo) e Alita, Belita, Calcita, C<sub>3</sub>AF, C<sub>3</sub>A e Portlandita (do CPV). Para a mistura com CPV hidratado observou-se que a Portlandita, Alita, Belita, C<sub>3</sub>AF e C<sub>3</sub>A reagiram para formar os produtos de reação. Foram identificados os géis C-(A)-S-H, além da formação de Etringita, característicos da hidratação de cimentos Portland (Taylor, 1993). Além disso, foram identificadas fases carbonatadas de Calcita e Hemicarboaluminato de Cálcio hidratado.

- Foram determinadas correlações adequadas do comportamento mecânico ( $q_u$  e  $E_{50}$ ) com os índices  $\eta/B_{iv}$  e  $\eta/C_{iv}$  por uma equação de potência. Foi utilizado expoente interno (a) de 1, que foi satisfatório para compatibilizar as variáveis de resposta em relação a porosidade e teor volumétrico de ligante ( $B_{iv}$  ou  $C_{iv}$ ). O expoente interno próximo a unidade é característico de materiais que são fortemente influenciados pelo teor de ligante adicionado, como areias puras (Diambra et al. 2017), sendo então escolhido para este estudo, tendo em vista que o solo investigado no presente estudo trata-se de um solo orgânico, ácido, com alto teor de umidade,

necessita de altos teores de ligante (Ahnberg et al. 2001, 2003; EuroSoilStab, 2002; Axelsson et al. 2006; Chen e Wang, 2006; Bate et al. 2014; Forsman et al. 2015; Lemos et al. 2020) para desenvolvimento satisfatório da cimentação do solo, além de que as reações pozolânicas apenas ocorrem para pH acima de 10,5 (Davidson et al. 1965). Por este motivo, o solo estudado também é muito dependente do teor de ligante, assim como areais limpas, por isso optou-se pelo uso do expoente de ajuste interno, relativamente alto,  $a=1$ .

- Para o LT, a correlação do índice  $\eta/B_{iv}$  com as variáveis de resposta ( $q_u$  e  $E_{50}$ ) foi realizada utilizando uma equação de potência com expoente externo (b) de -4 para  $q_u$  e  $E_{50}$ , que permitiram melhores ajustes aos dados experimentais, com coeficientes de determinação de 0,93 para  $q_u$  e  $E_{50}$ .

- Para o CPV, a correlação do índice  $\eta/C_{iv}$  com as variáveis de resposta ( $q_u$  e  $E_{50}$ ) foi realizada utilizando uma equação de potência com expoente externo (b) de -4 para  $q_u$  e  $E_{50}$ , que permitiram melhores ajustes aos dados experimentais, com coeficientes de determinação de 0,96 e 0,95 para  $q_u$  e  $E_{50}$ , respectivamente.

- Ao inserir de forma conjunta os dados da correlação dos índices  $\eta/C_{iv}$  e  $\eta/B_{iv}$  para os dois tipos de ligantes utilizados (LT e CPV) na estabilização em massa do solo, em relação às variáveis de resposta, foi confirmado o resultado da análise estatística ANOVA que revelou a alta significância do fator controlável “Tipo de Ligante”, conforme também verificado por Ahnberg et al. (2003). Os diferentes tipos de ligantes resultaram em diferentes curvas dos índices ( $\eta/C_{iv}$  e  $\eta/B_{iv}$ ) em relação a  $q_u$ , onde o LT apresentou curvas de resposta acima do CPV, por meio de um escalar maior do que para o CPV, justificando os resultados mais altos para o LT que foram observados neste estudo estatístico no comportamento mecânico do solo artificialmente cimentado. Estes resultados confirmam que tanto a porosidade (Consoli et al. 2007, 2009, 2010a, 2010b, 2011a, 2011b, 2014a, 2016a, 2017a, 2018a, 2018b, 2019a, 2019b) assim como o teor de ligante (Ahnberg et al. 2001, 2003; EuroSoilStab, 2002; Axelsson et al. 2006; Forsman et al. 2015; Lemos et al. 2020) exerceram papel fundamental na resposta mecânica do solo cimentado, com boa correlação pelos índices porosidade por teor volumétrico de ligante e de cimento, utilizando um expoente de ajuste interno de 1 e um externo igual a -4.

- Além das discussões acima a respeito de ambas as etapas do estudo, foi possível verificar que a técnica de estabilização em massa com um ligante ternário e um ligante convencional foi eficiente, revertendo o mau comportamento geotécnico do solo mole. Cabe salientar, que foi possível estabilizar o solo argiloso proposto que contém significativa quantidade de matéria orgânica e pH ácido, o que é um desafio para desenvolvimento de reações e produtos de cimentação fortes. Ainda, conforme recomendado para a técnica de estabilização em massa em campo, estudos laboratoriais devem ser realizados para determinação do tipo e teor de ligante para atingir a resistência de projeto que serão utilizados posteriormente *in situ*. Assim, para ligantes que apresentam ganho de resistência tardio, a cura térmica aparentou ser uma boa alternativa para estimativa da resistência e rigidez em longo prazo.

## 6.2 CONCLUSÕES

Após o lançamento dos objetivos propostos para este estudo, elaboração e execução do programa experimental e análise e discussão dos resultados, dentro dos limites e especificações estabelecidos, foram obtidas as seguintes conclusões.

- A investigação estatística definiu a importância do alto teor de cálcio – resultante de um alto teor de cal de carbureto – no desenvolvimento da resposta mecânica do ligante ternário devido à necessidade de alto conteúdo de material alcalino para elevação do pH em um solo ácido e ambiente saturado para solubilizar os aluminossilicatos da EAF. Além disso, definiu-se a importância de uma parcela de cimento Portland para desenvolvimento precoce de resistência. Então, a dosagem do ligante ternário proposto ficou definida como 20% de CPV, 56% de CC e 24% de EAF, com desempenho mecânico superior ao do solo estabilizado por um ligante convencional (CPV).

- O tipo de ligante exerceu influência significativa sobre o comportamento mecânico do solo estabilizado, tendo em vista que o ligante ternário proposto resultou em resultados superiores ao CPV. Para ambos os casos, o teor de ligante exerceu papel fundamental, aumentando a resistência e rigidez quanto mais altos foram os conteúdos de ligante. A sobrecarga também aumentou a resposta mecânica conforme foi aumentado o seu nível, porém com certa atenuação do efeito observada para o LT para 36 kPa, indicando possível estagnação da resposta mecânica para maiores níveis de sobrecarga (não ensaiados).

- Por meio de um índice de ajuste interno (a) de 1 e de um índice de ajuste externo (b) de -4, a resposta mecânica foi correlacionada com sucesso com os índices  $\eta/C_{iv}$  e  $\eta/B_{iv}$  para o CPV e para o LT, respectivamente. As curvas para o LT ficaram graficamente acima das curvas do CPV, corroborando com os resultados dos ensaios, os quais o LT apresentou desempenho mecânico superior. Através da correlação satisfatória, fica confirmado que tanto a porosidade (Consoli et al. 2007, 2009, 2010a, 2010b, 2011a, 2011b, 2014a, 2016a, 2017a, 2018a, 2018b, 2019a, 2019b) assim como o teor de ligante (Ahnberg et al. 2001, 2003; EuroSoilStab, 2002; Axelsson et al. 2006; Forsman et al. 2015; Lemos et al. 2020) exerceram papel fundamental na resposta mecânica do solo cimentado.

### 6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A seguir estão sugeridos alguns temas para estudos futuros para que seja ampliado o conhecimento na área de estabilização em massa de solos.

- Realizar ensaios com outros ligantes alternativos, compostos por diferentes resíduos ou coprodutos industriais;
- Avaliar o tempo de cura em temperatura ambiente e cura térmica com a variação da dosagem do ligante ternário;
- Analisar microscopicamente a influência de diferentes níveis de sobrecarga na morfologia e produtos de reação de solos estabilizados em massa;
- Avaliar o comportamento mecânico e os parâmetros de resistência do solo melhorado por meio de ensaios de compressão triaxial;
- Realizar testes com solos de outros teores de matéria orgânica, para verificar a efetividade do método em um meio mais prejudicial para o desenvolvimento de reações de cimentação;
- Executar ensaios de durabilidade, lixiviação e realizar uma análise de ciclos de vida, que avaliem a sustentabilidade do ligante ternário proposto para trabalhos geotécnicos;
- Análise do comportamento da resistência a longo prazo, com sobrecarga apenas em um período inicial ao invés de durante todo processo de cura;

## REFERÊNCIAS

- AHNBERG, H.; BENGSTSSON, P. E.; HOLM, G. Effect of initial loading on the strength of stabilised peat. **Ground Improvement**, Vol. 5, 35-40, 2001.
- AHNBERG, H.; S, JOHANSSON.; H, PIHL; CARLSSON, T. Stabilising effects of different binders in some Swedish soil. **Ground Improvement**, Vol. 7, 9-27, 2003.
- AHNBERG, H.; S, JOHANSSON. Increase in strength with time in soils stabilised with different types of binder in relation to the type and amount of reaction products. **Deep Mixing '05**, 195-202, 2005.
- ALEXANDRE, E.; LUZ, C. A. Substituição parcial do cimento CPV-ARI por lodo de estação de tratamento de água (ETA). **Revista Matéria**, v.25, n.1, 2020.
- ALGOO, D.; AKHLAGHI, T.; RANJBARNIA, M. Engineering properties of clayey soil stabilized with alkali-activated slag. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Ground Improvement**, 2019.
- ALMEIDA, M. S. S. **Aterros Sobre Solos Moles – da Concepção à avaliação do desempenho**. Editora UFRJ, 216 p, 1996.
- ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros sobre solos moles – projeto e desempenho**. 2ª ed. 2014.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **M145-91. Standard Specification for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes**. 10p. 2017
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **C125-20. Standard Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates**. West Conshohocken, PA, 2020.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D4972-19. Standard Test Methods for pH of Soils**, West Conshohocken, PA, 2019b.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D4427-18. Standard Classification of Peat Samples by Laboratory Testing**. West Conshohocken, PA, 2018.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D2487-17e1. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)**. West Conshohocken, PA, 2017.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D2166/D2166M-16. Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil**. West Conshohocken, PA, 2016.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D2974-13. Standard Test Methods for Moisture, Ash, and Organic Matter of Peat and Other Organic Soils.** West Conshohocken, PA, 2013.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D5102. Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Compacted Soil-Lime Mixtures.** West Conshohocken, PA, 2004.

ANDRIESSE J. P. **The characteristics, agriculture potential and reclamation problems of tropical lowland peats in south-east Asia.** Department of Agriculture Research, Amsterdam, pp 63–70, 1974.

ANDRIESSE J. P. **Nature and management of tropical peat soils.** 1st edn. FAO, Rome, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6458. Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água.** Versão corrigida 2. Rio de Janeiro, 2017a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459. Solo – Determinação do limite de liquidez.** Versão corrigida. Rio de Janeiro, 2017b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16605. Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica.** Rio de Janeiro, 2017c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457. Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.** Versão corrigida. Rio de Janeiro, 2016a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181. Solo – Análise Granulométrica.** Versão corrigida 2. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180. Solo – Determinação do limite de plasticidade.** Versão corrigida 2. Rio de Janeiro, 2016c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12653. Materiais pozolânicos - Requisitos.** Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10007. Amostragem de resíduos sólidos.** Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13600. Solo - Determinação do teor de matéria orgânica por queima a 440°C - Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502. Rochas e solos - terminologia.** Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12770. Solo coesivo – Determinação da resistência à compressão não confinada.** Rio de Janeiro, 1992.

AXELSSON, K.; JOHANSSON, S.; ANDERSSON, R. **Stabilization of Organic Soils by Cement and Puzzolanic Reactions – Feasibility Study**. Report 3. Swedish Deep Stabilization Research Centre, 2002.

BARBOSA, V.; MACKENZIE, K.; THAUMATURGO, C. Synthesis and characterization of materials based on inorganic polymers of alumina and silica: sodium polysialate polymers. **International Journal of Inorganic Materials** 2, pp. 309-317, 2000.

BARONI, M. **Comportamento geotécnico de argilas extremamente moles da baixada de Jacarepaguá**. Tese (doutorado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2016.

BASTOS, C. A. B. **Mapeamento e Caracterização Geomecânicas das Unidades Geotécnicas de Solos Oriundos dos Granitos, Gnaisses e Migmatitos de Porto Alegre**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 155f, 1991.

BATE, B., ZHAO, Q., BURNS, S. Impact of organic coatings on the frictional strength of organically modified clay. **J. Geotech. Geoenviron.** 140 (1), 228–236.77, 2014.

BELONI, A.; GOMES, F.; QUEVEDO, L. **Investigação geotécnica dos solos de Pelotas/RS usando o SPT como ferramenta de análise**. Universidade Católica de Pelotas, Trabalho de Conclusão de Curso, 2014.

BERGADO, D. T.; ANDERSON, L. R.; MIURA, N.; BALASUBRAMANIAM, A. S. **Soft Ground Improvement in Lowland and Other Environments**, American Society of Civil Engineers – ASCE Press, Reston, VA, 1996.

BJERRUM, L. Problems of soil mechanics and construction on soft clay soils and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others). **Proc. 8th ICSMFE**, Moscow, pp 110 – 155, 1973.

BRITISH STANDARD. BS EN 15167-1:2006. **Ground granulated blast furnace slag for use in concrete, mortar and grout – Part 1: Definitions, specifications and conformity criteria**. UK, 2006.

CAMARINI, G. **Desempenho de misturas cimento Portland e escória de alto-forno submetidas a cura térmica**. Tese (doutorado) – USP – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 1995.

CARDOSO, F. A.; FERNANDES, H. C.; PILEGGI, R. G.; CINCOTTO, M. A.; VANDERLEY, M. J. Carbide lime and industrial hydrated lime characterization. **Powder Technology**, 195, pp.143–149, 2009.

CAROLINO, A. S. **Estimativa do percentual de cristalinidade de polímeros semicristalinos derivados da anilina através dos padrões de difração de raios x**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Amazonas, PPGFIS, 2017.

CASAGRANDE, A. Research on the Atterberg Limits of soils. **Public Roads**, Vol 13, No 8, 121-136, 1932.

CHEN, H.; WANG, Q. The behavior of organic matter in the process of soft soil stabilization using cement. **Eng. Geo. Environment**. V. 65, n. 4, p. 445-448, 2006.

CIRINO, M. A. G. **Estudo de pastas de cimento Portland com adições de cinzas de carvão mineral para uso na cimentação de poços de petróleo**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Ceará, 2016.

COELHO, M. A. M.; SILVA, M. G.; SOUZA, F. L. S.; SARMENTO, R.; ZANDONADE, E.; MARIMOTO, T.; HELMER, J. L. Estudo das propriedades e avaliação ambiental de estrutura hidráulica confeccionada com escória de alto-forno ativada quimicamente. **SEMENGO**, 2006.

CONSOLI, N. C.; PRIETTO, P. D. M.; CARRARO, J. A. H.; HEINECK, K. S. Behavior of compacted soil-fly ash-carbide lime mixtures. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. 127 (9), 774-782, 2001.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. Key parameters for strength control of artificially cemented soils. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.**, 10.1061/(ASCE)1090-0241(2007) 133:2 (197), 197–205, 2007.

CONSOLI, N. C.; JOPES JR, L. S.; HEINECK, K. S. Key parameters for the strength control of lime stabilized soils. **J. Mater. Civ. Eng.**, 10.1061/(ASCE)0899-1561(2009)21:5(210), 210-216, 2009.

CONSOLI, N. C., CRUZ, R. C.; M. F. FLOSS; L. FESTUGATO. Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.** 136 (5): 759–763. 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000278, 2010a.

CONSOLI, N. C.; ROSA, A. D. Parameters Controlling Strength of Coal Fly Ash-Lime Improved Soil. **GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling e Design**. 89-98, 2010b.

CONSOLI, N. C., ROSA, A. D.; CORTE, M. B.; JOPES JR, L. S.; CONSOLI, B. S. Porosity cement ratio controlling strength of artificially cemented clays. **J. Mater. Civ. Eng.**, 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000283. 23(8):1249-1254, 2011a.

CONSOLI, N. C.; ROSA A. D. AND SALDANHA, R. B. Parameters controlling strength of industrial waste-lime amended soil. **Soils and foundations**. 51 (2), 265-273, 2011b

CONSOLI, N. C. A method proposed for the assessment of failure envelopes of cemented sandy soils. **Engineering Geology**, Volume 169, p. 61-68, 2014a.

CONSOLI, N. C.; FESTUGATO, L.; CONSOLI, B. S.; LOPEZ, L. S. Assessing failure envelopes of soil-fly ash-lime blends. **Journal of Materials in Civil Engineering**. 27 (5), 04014174, 2014b.

CONSOLI, N. C., FERREIRA, P.M. V.; TANG, C.; MARQUES, S. F. V.; FESTUGATO, L.; CORTE, M. B. A unique relationship determining strength of silty/ clayey soils: Portland cement mixes. **Soils Found**. 56 (6): 1082–1088, 2016a.

CONSOLI, N. C.; QUIÑÓNEZ, R. A.; MARQUES, S. F. V.; VENSON, G. I.; PASCHE, E. Single model establishing strength of dispersive clay treated with distinct binders. **Canadian Geotechnical Journal**. 53 (12), 2072-2079, 2016b.

CONSOLI, N. C.; QUIÑÓNEZ, R. A.; GONZÁLEZ, L. E.; LÓPEZ, R. A. Influence of molding moisture content and porosity/cement index on stiffness, strength, and failure envelopes of artificially cemented fine-grained soils. **J. Mater. Civ. Eng.**, 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001819. 29(5):04016277, 2017a.

CONSOLI, N. C.; DA SILVA, A. P.; NIERWINSKI, H. P.; SOSNOSKI, J. Durability, strength and stiffness of compacted gold tailings-cement mixes. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 55(10), p. 486 – 494, 2017b.

CONSOLI, N. C.; WINTER, D.; LEON, H. B.; SCHEUERMANN FILHO, H. C. Durability, Strength, and Stiffness of Green Stabilized Sand. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.**, 144(9):04018057, 2018a.

CONSOLI, N. C. and TOMASI, L. F. The impact of dry unit weight and cement content on the durability of sand–cement blends. **Proceedings Of The Institution Of Civil Engineers - Ground Improvement**, v. 171(2), p. 96 – 102, 2018b.

CONSOLI, N. C.; MARIN, J. E. B.; SAMANIEGO, J. A. Q.; HEINECK, K. S.; JOHANN, A. D. R. Use of sustainable binders in soil stabilization. **J. Mater. Civ. Eng.**, 31 (2): p. 1 – 7, 2019a.

CONSOLI, N. C.; BITTAR, E. J.; QUIÑÓNEZ, R. A. Effect of Mellowing and Coal Fly Ash Addition on Behavior of Sulfate-Rich Dispersive Clay after Lime Stabilization, **Journal of Materials in Civil Engineering**. 31 (6), 04019071, 2019b.

CONSOLI, N. C.; BITTAR, E. J.; QUIÑÓNEZ, R. A.; SALVAGNI, K. H.; DALLA ROSA, A. J. Use of Sustainable Binders in Soil Stabilization, **J. Mater. Civ. Eng.**, 31(2): 06018023, 2019c.

CONSOLI, N. C.; CARRETTA, M. D.; LEON, H. B.; FILHO, H. C. S.; TOMASI, L. F. Strength and Stiffness of Ground Waste Glass–Carbide Lime Blends. **J. Mater. Civ. Eng.**, 31(10), 2019d.

CONSOLI, N. C.; DAASSI-GLI, C. A. P.; RUVEN, C. A.; LOTERO, A.; FILHO, H. C. S.; MONCALEANO, C. J.; LOURENÇO, D. E. Lime-Ground Glass-Sodium Hydroxide as an Enhanced Sustainable Binder Stabilizing Silica Sand. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.**, 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002624, 2021.

CRISTELO, N.; RIVERA, J.; MIRANDA, T.; FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ, A. Stabilisation of a Plastic Soil with Alkali Activated Cements Developed from Industrial Wastes. **Sustainability** 13: 4501. 2021.

CRISTELO, N. GLENDINNING, S.; PINTO, A. Deep soft soil improvement by alkaline activation. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Ground Improvement**, 2011.

CUNHA, N. G.; SILVEIRA, R. J. C. **Estudo dos solos do município de Pelotas**. Pelotas: EMBRAPA/CPACT, Ed. UFPel, 54 p. 1996.

CYR, M.; PATAPY, C. Synergic effects of activation routes of ground granulated blast-furnace slag (GGBS) used in the precast industry. **HAL open Science**, 2016.

DAASSI-GLI, C. A. P. **Estabilização de um solo granular com misturas de pó de vidro-cal de carbureto-hidróxido de sódio (NaOH)**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, PPGECC, 2020.

DAVIDOVITS, J. Geopolymers: Inorganic polymeric new materials. **Journal of Thermal Analysis**, Vol. 37, pp. 1633-1656, 1991.

DAVIDSON, L. K.; DEMIREL, T. AND HANDY, R. I. Soil pulverization and lime migration in soil lime stabilization. **Highway Research Record** 92, p. 103–126, 1965.

DIAMBRA, A., IBRAIM, E., PECCIN, A., CONSOLI, N.C., FESTUGATO, L. Theoretical derivation of artificially cemented granular soil strength. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.** 143 (5), 04017003, 2017.

DIAS, C. R. R. **Estudo da Utilização da Cinza de Carvão Mineral na Construção Civil**. Relatório Técnico. Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio Grande do Sul (FAPERGS), Rio Grande/RS, 135p, 1997.

DORNELLES, L. E. **Comportamento mecânico de um solo argiloso estabilizado com pó de vidro, cal de carbureto e hidróxido de sódio**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, PPGECC, 2020.

DUXSON, P.; FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ, A.; PROVIS, J.; LUKEY, G.; PALOMO, A.; VAN DEVENTER, J. Geopolymer technology: the current state of the art. **J. Mater Sci** 42: 2917-2933, 2007.

EuroSoilStab. **Design guide: Soft soil stabilization. In Development of design and construction methods to stabilize soft organic soils**. Watford, UK: IHS BRE Press, 2002.

FELDMAN, R. F.; BEAUDOIN, J. J. Pre-treatment of hardened hydrated cement pastes for mercury intrusion measurements, **Cem. Concr. Res.** 21, 297–308, 1991.

FELDMAN, R. F. Diffusion measurements in cement paste by water replacement using Propan-2-ol, **Cem. Concr. Res.** 17, 602–612, 1987.

FERNÁNDEZ-JIMENÉZ, A.; PALOMO, A.; PUERTAS, F. Alkali-activated slag mortars: mechanical strength behavior. **Cement Concrete Research** 29, 1999.

FORSMAN, J.; JYRÄVÄ, H.; LAHTINEN, P.; NIEMELIN, T.; HYVÖNEN, I. **Mass stabilization manual**. Finlândia, 2015.

FOURNIER, M.; GEOFF'RAY, J-M. Le Hant pouzzolanes-chaux. **Bulletin de Liaison des Laboratoires des Fonts et Chaussees**; No. 93: 70-8, 1978.

FRAGA, Y. ; RÊGO, J. H. ; CAPUZZO, V. M. ; ANDRADE, D. Efeito da ultrasonicação da sílica ativa e da nanossílica coloidal em pastas de cimento. **Revista Matéria**. v. 25, n.4, 2020

FRANUS, W.; PANEK, R.; WDOWN, M. SEM Investigation of Microstructures in Hydration Products of Portland Cement. **2nd International Multidisciplinary Microscopy and Microanalysis Congress**, 105–112, 2015.

FUNAHASHI JUNIOR, E. I. **Influência do tipo de cimento Portland no desempenho de pastas e argamassas a partir de medidas calorimétricas: uma contribuição ao estudo de desempenho do concreto**. Dissertação (Mestrado). Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, 2018.

GALUPPO, M. V. **Estudo do emprego da escória granulada de alto-forno na massa de cerâmica de revestimento**. Dissertação (Mestrado). Instituto Federal do Espírito Santo. PPGTS, 2020.

GARCIA-LODEIRO, I.; FERNÁNDEZ-JIMENEZ, A.; PALOMO, A. Cements with a low clinker content: versatile use of raw materials, **Journal of Sustainable Cement-Based Materials**, 4:2, 140-151, DOI: 10.1080/21650373.2015.1040865, 2015.

GLEIZE, P. J. P.; MÜLLER, A.; ROMAN, H. R. Microstructural investigation of a sílica fume cement lime mortar. **Cement & Concrete Composites** 25. p.171-175, 2003.

GOBBO, L. A. **Aplicação da difração de raios-X e método de Rietveld no estudo de Cimento Portland**. Tese (doutorado) – USP – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2009.

GURGEL, G. H. M. **Efeito da incorporação da nanossílica em pastas de cimento com alto teor de filer calcário**. Dissertação (Mestrado). Universidade de Brasília, 2020.

GUTIÉRREZ, H. P; de LA VARA, R. S. **Análisis y diseño de experimentos**. 3ªed. McGrawHill Educación, México, 2012.

HAKKINEN, T. The influence of slag content on the microstructure, permeability and mechanical properties of concrete. Part 1: Microstructural studies and basic mechanical properties. **Cem. Concr. Res.** 23, p. 407-421, 1993.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing. Volume 1: Soil Classification and Compaction Tests**. 3<sup>th</sup> Ed. Whittles Publishing. Scotland, UK, 2006.

HOBBS, N. B. Mire morphology and the properties and behaviour of some British and foreign peats. **Quarterly Journal of Engineering Geology** 19(1): 7–80, 1986.

HORPIBULSUK, S.; PHETCHUAY, C. AND CHINKULKIJNIWAT, A. Soil stabilization by carbide residue and fly ash. **J. Mater. Civ. Eng.** 24 (2): 184–193, 2012.

JSSMFE. **Ground Improvement Techniques – From Soil Investigation to Design and Construction**. Japanese Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering. 383p. (in Japanese), 1988.

JUNG, W. CHOI, S-J. Effect of High-Temperature Curing Methods on the Compressive Strength Development of Concrete Containing High Volumes of Ground Granulated Blast-Furnace Slag. **Advances in Materials Science and Engineering**. 6p. 2017.

KARLSSON, R.; HANSBO, S. **Soil Classification and Identification**. Swedish Council for Building Research, Document D8. Stockholm, Sweden. 52p, 1989.

KEMPFERT, H.G.; GEBRESELASSIE, B. **Excavations and Foundations in Soft Soils**. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2006.

KINUTHIA, J.; WILD, S. Soil stabilisation using lime activated GGBS. **Sixth CANMET/ACI/JCI – International Conference Fly ash, Silica Fume, Slag and natural Pozzolans in concrete**, Vol. 2, 1998.

KITAZUME, Masaki., TERASHI, Masaaki. **The deep mixing method**. CRC Press, Taylor and Francis group, 2013.

KONECNY, L.; NAQVI, S. J. The effect of different drying techniques on the pore size distribution of blended cement mortars, **Cem. Concr. Res.** 23, 1223–1228, 1993.

KORDE, C.; CRUICKSHANK, M.; WEST, R. P. Activation of slag: Comparative study of cement, lime, Calcium Sulphate, GGBS fineness and temperature. **Magazine of Concrete Research**, 1–62. doi:10.1680/jmacr.19.00119, 2021.

KOURTI, I.; AMUTHA RANI, D.; BOCCACCINI, A. R.; CHEESEMAN, C. R. Geopolymers from DC Plasma-Treated Air Pollution Control Residues, Metakaolin, and Granulated Blast Furnace Slag. **Journal of Materials in Civil Engineering**, 23(6), 735–740. doi:10.1061/(asce)mt.1943-5533.0000170, 2011.

KUNAL; SIDDIQUE, R.; RAJOR, A.; SINGH, M. Influence of Bacterial-Treated Cement Kiln Dust on Strength and Permeability of Concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering**, 28(10), 04016088. doi:10.1061/(asce)mt.1943-5533.0001593 , 2016.

LANG, L.; CHEN, B.; LI, N. Utilization of lime/carbide slag-activated ground granulated blast-furnace slag for dredged sludge stabilization, **Marine Georesources & Geotechnology**, DOI: 10.1080/1064119X.2020.1741050, 2020.

LARSSON, R. **Behaviour of Organic Clay and Gyttja**. Swedish Geotechnical Institute, Report n° 38, 160p, 1990.

LEMOS, S. G. F. P; ALMEIDA, M. S. S.; CONSOLI, N. C.; NASCIMENTO, T. Z.; e POLIDO, U. F. Field and Laboratory Investigation of Highly Organic Clay Stabilized with Portland Cement. **Journal of Materials in Civil Engineering**, 32(4), 2020.

LOTHENBACH, B.; SCRIVENER, K.; HOOTON, R. D. Supplementary cementitious materials. **Cement and Concrete Research**, 41(12), 1244–1256, 2011.

LOTERO, A. M. **Melhoramento de um solo granular por ativação alcalina de resíduos de cerâmica vermelha e cal de carbureto**. Tese (doutorado) – UFRGS – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2020.

MACIEL, M. H. **Influência do ligante pré-hidratado nas propriedades de suspensões de cimento Portland**. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017.

MILITITSKY, J. CONSOLI, N.C. SCHNAID, F. **Patologia das Fundações**. São Paulo, 2ª ed. Oficina de Textos, 2015.

MITCHELL, J. K. Soil Improvement – State-of-the-Art **Report. Session 12, International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**. 509-565p. 1981.

MONTGOMERY, D. C. **Introduction to Statistical Quality Control**. 6<sup>th</sup> Edition. John Wiley & Sons, Inc. 2009.

MOREIRA, C. C. Características e Desempenho da Escória de Alto Forno como Agregado para Utilização em Camadas Granulares de Pavimento. 37ª Reunião Anual de Pavimentação, 11º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária, **37ª RAPv/11º ENACOR**, N°103, Goiânia-GO, 2006.

NIDZAM, R. M.; KINUTHIA, J. M.; Sustainable soil stabilisation with blastfurnace slag – a review. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Construction Materials**. Vol 163, p. 157-165, 2010.

NOVAES, J. F. **Misturas de cinza volante–cal de carbureto: Durabilidade, resistência à tração e compressão**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, PPGEC, 2016.

OKUMURA, T.; MITSUMOTO, T.; TERASHI, M.; SAKAI, T.; YOSHIDA, T. Deep-lime-mixing method for soil stabilization (1st Report). **Report of the Port and Harbour Research Institute**. Vol. 11. No. 1. pp. 67–106 (em Japonês), 1972a.

OKUMURA, T.; MITSUMOTO, T.; TERASHI, M.; SAKAI, T.; YOSHIDA, T. Deep-lime-mixing method for soil stabilization (2nd Report). **Report of the Port and Harbour Research Institute**. Vol. 11. No. 4. pp. 103–121 (em Japonês), 1972b.

OKUMURA, T.; MITSUMOTO, T.; TERASHI, M.; YOSHIDA, T.; WATANABE, M. Deep-lime-mixing method for soil stabilization (3rd Report). **Report of the Port and Harbour Research Institute**. Vol. 13. No. 2. pp. 3–44 (em Japonês), 1974.

OKUMURA, T.; TERASHI, M. Deep-lime-mixing method of stabilization for marine clays. **Proc. of the 5th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Vol. 1. No. 1. pp. 69–75, 1975.

ÖZBAY, E.; ERFEMIR, M.; DURMUS, H. I. Utilization and efficiency of ground granulated blast furnace slag on concrete properties – A review. **Construction and Building Materials**. Vol. 105, p. 423-434, 2016.

PARK, S.; BAKER, J.; O., HIMMEL, M. E.; PARRILLA, P. A.; JOHNSON, D. K. Cellulose crystallinity index: measurement techniques and their impact on interpreting cellulase performance. **Biotechnology for Biofuels**, 3(1), 10, 2010.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. **Soil-Cement Construction Handbook**. Engineering Bulletin. EB003.10S. Skokie, Illinois, 1995.

RAMASAMY, P.; PERIATHAMBY, A.; IBRAHIM, S. Carbide sludge management in acetylene producing plants by using vacuum filtration. **Waste management & research: the journal of the International Solid Wastes and Public Cleansing Association**, ISWA. 20. 536-40, 2002.

RATHMAYER, H. Deep mixing method for soft subsoil improvement in the Nordic countries”, **Grouting and Deep Mixing**, Vol. 2, 869-877, Balkema, 1997.

RICCIOTTI, L. OCCHICONE, A; PETRILLO, A. FERONE, C. CIOFFI, R. ROVIELLO, G. Geopolymer-based hybrid foams: Lightweight materials from a sustainable production process. **Journal of Cleaner Production** 250, 2020.

RISPOLI, C.; DE BONIS, A.; GUARINO, V.; GRAZIANO, S. F.; DI BENEDETTO, C.; ESPOSITO, R.; MORRA, V.; CAPPELLETTI, P. The ancient pozzolanic mortars of the Thermal complex of Baia (Campi Flegrei, Italy). **Journal of Cultural Heritage**. doi:10.1016/j.culher.2019.05.010 , 2019.

RISPOLI, C.; DE BONIS, A.; ESPOSITO, R.; GRAZIANO, S. F.; LANGELLA, A.; MERCURIO, M.; MORRA, V.; CAPPELLETTI, P. Unveiling the secrets of Roman craftsmanship: mortars from Piscina Mirabilis (Campi Flegrei, Italy). **Archaeological and Anthropological Sciences**, 12(1). doi:10.1007/s12520-019-00964-8, 2020.

ROTARU, R.; SAVIN, M.; TUDORACHI, N.; PEPTU, C.; SAMOILA, P.; SACARESCU, L.; HARABAGIU, V. Ferromagnetic iron oxide–cellulose nanocomposites prepared by ultrasonication. **Polymer Chemistry**, 9(7), 860–868, 2018.

SALDANHA, R. B. **Misturas cinza volante e cal de carbureto: comportamento da resistência à compressão simples para cura acelerada**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, PPGEC, 2014.

SALDANHA, R. B.; FILHO, H. C. S.; MALLMANN, J. E. C.; CONSOLI, N. C.; REDDY, K. R. Physical–Mineralogical–Chemical Characterization of Carbide Lime: An Environment-Friendly Chemical Additive for Soil Stabilization, **J. Mater. Civ. Eng.**, 30 (6), 2018.

SARGENT, P. The development of alkali-activated mixtures for soil stabilisation. **Handbook of Alkali-Activated Cements, Mortars and Concretes**, 555–604, 2015.

SCHNAID, F.; NACCI, D.C.; CONSOLI, N.C.; FIALHO, A.S. **Caracterização Geotécnica e Parâmetros de Projeto na Ampliação do Aeroporto Internacional Salgado Filho**. Solos e Rochas, São Paulo, 24, (2): 155-167, 2001

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. 2.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SCRIVENER, K.; SNELLINGS, R; LOTHENBACH, B. **A Practical Guide to Microstructural Analysis of Cementitious Materials**. CRC Press. Taylor & Francis Group, LLC, 2016.

Secretaria de Planejamento, Governança e Gestão do Rio Grande do Sul (SEPLAG). **Atlas Socioeconômico do Rio Grande do Sul. Hipsometria e unidades geomorfológicas**, 2020.

SEO, J.; PARK, S.; YOON, H.; JANG, J.; KIM, S.; LEE, H. Utilization of Calcium Carbide Residue Using Granulated Blast Furnace Slag. **Materials**, 12, 3511, doi:10.3390/ma12213511, 2019.

SERNE, R.; WESTSIK Jr, J. **Data Package for Secondary Waste Form Down-Selection-Cast Stone**, U.S. Department of Energy, Pacific Northwest National Laboratory, 2011.

SONG, S.; SOHN, D.; JENNINGS, H. M.; MASON, T. O. Hydration of alkali-activated ground granulated blast furnace slag. **Journal of Materials Science**, 35, p. 249-257, 2000.

SOUZA PINTO, C. Primeira Conferência Pacheco Silva: Tópicos da Contribuição de Pacheco Silva e Considerações da Resistência Não Drenada das Argilas. **Revista Solos e Rochas**, v.15, pp. 49-87, 1992.

SPARKS, D.L. **Environmental Soil Chemistry**. Second edition. Academic Press, 2003.

SVENSK DJUPSTABILISERING FoU 1995. Ett kunskapslyft inom djupstabilisering. **Svensk Djupstabilisering c/o Statens geotekniska institut 581 93 Linköping. Raport 18**, 2006.

SWEDISH GEOTECHNICAL INSITUTE. **Report 13 - International Conference on Deep Mixing Best Practice and Recent Advances**. Vol. 1-2, 2005.

TAKAHASHI, H.; MORIKAWA, Y.; FUJII, N.; KITAZUME, M. Thirty-seven-year investigation of quicklime-treated soil produces by deep mixing method. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Ground Improvement** 171(3): 135–147, 2020.

TALAEI, A.; PIER, D.; IYER, A.V.; AHIDUZZAMAN, M.; KUMAR, A. Assessment of long-term energy efficiency improvement and greenhouse gas emissions mitigation options for the cement industry. **Energy**, 170, 1051–1066, 2019.

TAYLOR, J. C.; ALDRIDGE, L. P. Full-profile Rietveld quantitative XRD analysis of Portland cement: Standard XRD profiles for the major phase tricalcium silicate (C3S: 3CaO.SiO<sub>2</sub>). **Powder Diffraction**, 8(03), 138–144. doi:10.1017/s0885715600018054, 1992.

TAYLOR, H. F. W. (1993). Nanostructure of C-S-H: Current status. **Advanced Cement Based Materials**, 1, 38-46.

TERASHI, M.; JURAN, I. Ground improvement - State of the art. **ISRM International Symposium**. 1, 2000.

TERASHI, M.; OKUMURA, T.; MITSUMOTO, T. Fundamental properties of lime-treated soils. **Report of the Port and Harbour Research Institute**. Vol. 16. No. 1. pp. 3–28 (em Japonês), 1977.

TERASHI, M.; TANAKA, H.; MITSUMOTO, T.; NIIDOME, Y.; HONMA, S. Fundamental properties of lime and cement treated soils (2nd Report). **Report of the Port and Harbour Research Institute**. Vol. 19. No. 1. pp. 33–62 (em Japonês), 1980.

TERASHI, M.; TANAKA, H.; MITSUMOTO, T.; HONMA, S.; OHHASHI, T. Fundamental properties of lime and cement treated soils (3rd Report). **Report of the Port and Harbour Research Institute**. Vol. 22. No. 1. pp. 69–96 (in Japanese), 1983a.

TERASHI, M.; TANAKA, H.; OKUMURA, T. Engineering properties of lime-treated marine soils and D.M.M. method. **Proc. of the 6th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Vol. 1. pp. 191–194, 1979.

TOMAZELLI L. J.; VILLWOCK, J. A. Mapeamento geológico de planícies costeiras: o exemplo da costa do Rio Grande do Sul. **Gravel**, Porto Alegre, n.3, p. 109-115, 2005.

THOME, A. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais**. Tese (doutorado) – UFRGS – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 1999.

TRINDADE, A. C.; ALCAMAND, H. A.; BORGES, P. H.; SILVA, F. A. On the Durability Behavior of Natural Fiber Reinforced Geopolymers. In **41<sup>st</sup> International Conference and Expo on Advanced Ceramics Composites**, 2017.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Soil Stabilization for Pavements Mobilization Construction**. Engineer Manual EM 1110-3-137. Washington, D.C., 1984.

VICHAN, S.; RACHAN, R. Chemical stabilization of soft Bangkok clay using blend of calcium carbide residue and biomass ash. **Soils Found.**, 53 (2), 272–281, 2013.

VON POST, L. Torvslag och torvmarkstyper. **Sartryck ur 1916 ars torvkommitte's betankande**. Stockholm. (In Swedish), 1921.

XAVIER, S. C. **O Mapeamento Geotécnico por meio de Geoprocessamento como Instrumento de Auxílio ao Planejamento do Uso e Ocupação do Solo em Cidades Costeiras: Estudo de Caso para Pelotas (RS)**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica da Universidade Federal do Rio Grande – FURG. 261p, 2010.

WANG, J.; XIE, J.; WANG, C.; ZHAO, J.; LIU, J.; FANG, C. Study on the optimum initial curing condition for fly ash and GGBS based geopolymer recycled aggregate concrete. **Construction and Building Materials**. Vol. 247, 2020.

WANG, S-D.; PU, X. C.; SCRIVENER, K. L.; PRATT, P. L. Alkali-activated slag cement and concrete: a review of properties and problems. **Cement and Concrete Research**, Vol 27, pp. 93-102, 1995.

WANG, S-D.; SCRIVENER, K. L. Hydration Products of Alkali Activated Slag Cement. **Cement and Concrete Research**, Vol 25, No. 3, pp. 561-571, 1995.

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**, 51, p. 37-53, 1998.

WINTER, D. **Resistência, rigidez e durabilidade de solos arenosos estabilizados com materiais mais sustentáveis**. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2018.

YI, Y., GU, L., LIU, S., PUPPALA, A. J. Carbide slag-activated ground granulated blast furnace slag for soft clay stabilization. **Canadian Geotechnical Journal**, 52(5), 656–663. doi:10.1139/cgj-2014-0007, 2015.