

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA OCEÂNICA

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DO REJEITO DE DRAGAGEM
CIMENTADO

por

Caio Yan Pimpão

Dissertação para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Oceânica

Rio Grande, março de 2024.

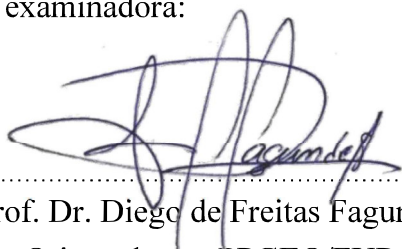
Dissertação - PPGeo – FURG

Caio Yan Pimpão Ramson
Mestre em Engenharia Oceânica

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica (PPGeo) da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande (FURG), como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Oceânica.

Prof. Dr. Jeferson Avila Souza
Coordenador do PPGeo

Banca examinadora:



Prof. Dr. Diego de Freitas Fagundes
Orientador — PPGeo/FURG

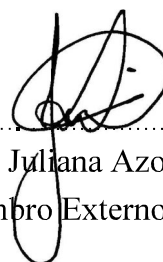
Documento assinado digitalmente
gov.br FABIO COSTA MAGALHAES
Data: 27/04/2024 15:50:55-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Fábio Costa Magalhães
Membro Interno — PPGeo/FURG

NILO CESAR
CONSOLI:40106780
034

Assinado de forma digital por NILO
CESAR CONSOLI:40106780034
Dados: 2024.04.26 17:48:14 -03'00'

Prof. Dr. Nilo Cesar Consoli
Membro Externo — UFRGS



Profa. Dra. Juliana Azoia Lukiantchuki
Membro Externo — UEM

Rio Grande, 27 de março de 2024

Ficha Catalográfica

R183a Ramson, Caio Yan Pimpão.

Análise do comportamento mecânico do rejeito de dragagem
Cimentado / Caio Yan Pimpão Ramson. – 2024.
103 f.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande –
FURG, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Rio
Grande/RS, 2024.

Orientador: Dr. Diego de Freitas Fagundes.

Coorientador: Dr. Jeferson Avila Souza.

1. Rejeito 2. Cimento *Portland* 3. Dragagem 4. Estabilização
5. Índice porosidade/teor 6. Volumétrico de agente estabilizante
I. Fagundes, Diego de Freitas II. Souza, Jeferson Avila III. Título.

CDU 551.46

Catálogo na Fonte: Bibliotecário José Paulo dos Santos CRB 10/2344

AGRADECIMENTOS

A minha família, agradeço pelo apoio durante todos os anos de estudos. Em especial a minha esposa, Helena, pelo incentivo nos momentos de dificuldade e pelos diversos dias de atividades no Laboratório de Geotecnia e Concreto (LGC) me auxiliando na realização dos ensaios.

Ao meu orientador, professor Dr. Diego de Freitas Fagundes, pela orientação e apoio durante a realização da pesquisa.

Ao colega Saymon Servi pelos aprendizados obtidos durante o desenvolvimento do estudo.

A Universidade Federal do Rio Grande (FURG) pela oportunidade de realizar esta pesquisa e de proporcionar toda a estrutura necessária através do Laboratório de Geotecnia e Concreto, e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPQ) pelo apoio financeiro para a dedicação ao estudo.

RESUMO

O Porto do Rio Grande tem grande relevância econômica para o Rio Grande do Sul e, especificamente, para a cidade do Rio Grande. Para a manutenção do funcionamento dessa atividade, se faz necessária a realização de sucessivos processos de dragagem do Canal de Acesso ao Porto, para garantir a trafegabilidade de embarcações no local. Corriqueiramente descartados em alto-mar, faz-se necessário encontrar usos alternativos para o resíduo que oriunda do processo de dragagem. Assim, o presente trabalho tem como objetivo estudar o comportamento mecânico de rejeito de dragagem quando submetido ao processo de melhoramento por mistura com agentes estabilizadores. Para isso, o estudo foi dividido em duas etapas. Na primeira etapa, foi feito um programa experimental com um projeto fatorial 2^k com quatro fatores controláveis: massa de Cimento Portland, relação do teor de umidade pelo limite de liquidez, massa de areia seca e tempo de cura. Foram analisados nessa etapa um total de noventa e seis corpos de prova, sendo que parte dos corpos de prova passaram por cura em câmara úmida, e parte por cura em condição saturada, através da imersão dos corpos de prova. Na segunda etapa da pesquisa, descrita como estudo final, foi desenvolvido um programa experimental com cinco fatores controláveis, sendo esses os mesmos empregados na etapa 01, com acréscimo da quinta variável: cal de carbureto. Para essa etapa final, foram analisados um total de 210 corpos de prova, em ensaios de ruptura a compressão simples e tração na compressão diametral. Os resultados demonstram a relevância dos ensaios de dosagem, com a resistência à compressão simples variando entre 0,85 MPa aos 7 dias e 4,60 MPa para ruptura aos 28 dias empregando cimento Portland tipo CP V. Verifica-se, ainda, a significância do consumo de cimento e do teor de umidade empregado nas misturas na resistência atingida. Como forma de complementar os resultados obtidos, foi feita a análise MEV (Microscopia Eletrônica de Varredura) e a correlação entre a resposta mecânica à compressão simples e o índice porosidade por teor volumétrico de agente estabilizante, a qual se mostrou satisfatória para estabelecer as curvas de dosagem.

Palavras-chaves: rejeito, Cimento Portland, dragagem, estabilização, índice porosidade/teor volumétrico de agente estabilizante.

ABSTRACT

The Port of Rio Grande has great economic relevance for Rio Grande do Sul and, specifically, for the city of Rio Grande. To maintain the functioning of this activity, it is necessary to carry out successive dredging processes in the Port Access Channel, to guarantee the trafficability of vessels at the location. Commonly discarded at sea, it is necessary to find alternative uses for the waste that comes from the dredging process. Therefore, the present work aims to study the mechanical behavior of dredging tailings when subjected to the improvement process by mixing with stabilizing agents. For this, the study was divided into two stages. In the first stage, an experimental program was carried out with a 2k factorial design with four controllable factors: mass of Portland Cement, ratio of moisture content to liquidity limit, mass of dry sand and curing time. In total, a total of ninety-six specimens were analyzed at this stage, with part of the specimens undergoing curing in a humid chamber and part in a saturated condition. In the second stage of the research, described as the final study, an experimental program was developed with five controllable factors, the same ones used in stage 01, with the addition of the fifth variable: carbide lime. For this final stage, a total of 210 specimens were analyzed in simple compression rupture and diametrical compression tensile tests. The results demonstrate the relevance of the dosage tests, with the simple compression resistance varying between 0.85 MPa at 7 days and 4.60 MPa for rupture at 28 days using Portland cement type CP V. The significance is also verified cement consumption and moisture content used in the mixtures at the achieved strength. As a way of complementing the results obtained, SEM (Scanning Electron Microscopy) analysis was carried out and the correlation between the mechanical response to simple compression and the porosity index by volumetric content of stabilizing agent, which proved to be satisfactory for establishing the performance curves. dosage.

Keywords: tailings, Portland cement, dredging, stabilization, porosity index/volumetric content of stabilizing agent.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	14
1.1. Considerações iniciais	14
1.2. Objetivos Gerais	16
1.3. Estrutura do Trabalho	16
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	17
2.1. Metodologia DSM.....	17
2.1.1. Método Úmido	17
2.1.2. Método Seco.....	18
2.1.3. Equipamentos	19
2.1.4. Processo de Instalação e controle executivo	21
2.1.5. Desvantagens do <i>Deep Soil Mixing</i>	23
2.2. Estabilização do solo com <i>Jet Grouting</i>	23
2.3. Materiais Aglomerantes.....	26
2.4. Definição das etapas de projeto.....	28
2.4.1. Mistura do solo ao aglomerante	29
2.4.2. Projeto Geotécnico	30
2.5. Fatores que influenciam o ganho de resistência das misturas	30
2.6. Áreas de Aplicação das técnicas de estabilização	35
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	42
3.1. Materiais.....	42
3.1.1. Rejeito de Dragagem	42
3.1.2. Areia	46
3.1.3. Cimento Portland.....	48
3.1.4. Cal de carbureto.....	50
3.2. Metodologia.....	52
3.2.1. Etapa 01 – Estudo Inicial.....	53
3.2.2. Preparação do material	55
3.2.3. Modelagem e cura dos corpos de prova	56
3.2.4. Ensaio de Resistência.....	59
3.2.4.1. Ensaio de resistência à compressão normal	60
3.2.4.2. Ensaio de resistência à tração por compressão diametral.....	60
3.2.5. Alteração de protocolos de ensaios - Cura em condição saturada	61

3.2.6. Etapa 02 – Estudo Final.....	63
4. RESULTADOS ETAPA 01 – ESTUDO INICIAL	66
4.1. Cura em condição não-saturada	66
4.2. Cura em condição saturada.....	69
4.3. Conclusões da etapa inicial	72
5. RESULTADOS ETAPA 02 – ESTUDO FINAL	74
5.1. Programa de Superfície de Resposta – Resistência à Compressão Simples	74
5.2. Programa Fatorial – Resistência à Tração por Compressão Diametral	81
5.3. Análise por Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) das misturas	85
5.4. Relação entre <i>qu</i> e índice η/Biv	88
6. CONCLUSÃO.....	95
6.1. Considerações Finais.....	95
6.2. Sugestões para trabalhos futuros	96
7. REFERÊNCIAS	97

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Bolsão de lama na praia do Cassino.....	15
Figura 2.1: Execução da técnica de <i>Deep Soil Mixing</i> – Método úmido.....	18
Figura 2.2: Equipamento típico.	19
Figura 2.3: Ferramenta de corte utilizando lâminas.	20
Figura 2.4: Ferramenta de corte utilizando brocas.	20
Figura 2.5: Instalação das colunas.	21
Figura 2.6: Execução da técnica de <i>Deep Soil Mixing</i>	22
Figura 2.7: Exemplo de controle de injeção durante instalação.	23
Figura 2.8: Execução das colunas de DSM.	25
Figura 2.9: Execução das colunas de DSM.	25
Figura 2.10: Variação da resistência à compressão com porosidade. a) Misturas com cal; b) Misturas com cimento.....	27
Figura 2.11: Relação do incremento de teor de cal de carbureto em porcentagem em solo argiloso com a resistência à compressão simples aos 28 dias de cura.	28
Figura 2.12: Configuração das colunas em campo.	30
Figura 2.13: Variação da resistência à compressão não confinada (qu) com a porosidade do cimento para o Cimento Portland CP IV, nos tempos de cura 2, 7 e 28 dias.	31
Figura 2.14: Relações de resistência à compressão, porosidade e teor de cimento, para amostras pré-carregadas (simbologia em cinza) e não carregadas (simbologia em preto).	32
Figura 2.15: Curva de dosagem para solo cimento.....	33
Figura 2.16: Curva de dosagem η_{Biv} para compressão diametral e simples.....	35
Figura 2.17: Estabilização de viaduto ferroviário.....	36
Figura 2.18: Execução de colunas para um aterro rodoviário.	36
Figura 2.19: Croqui da disposição das fundações.	37
Figura 2.20: Execução das colunas em aterro rodoviário.....	37
Figura 2.21: Fundação de turbina eólica com a técnica do DSM.	38
Figura 2.22: Fundação de turbina eólica com a técnica do DSM.	39
Figura 2.23: Coluna executada para turbina de 119m.	39
Figura 2.24: Local da Obra em DSM.	40
Figura 2.25: Execução das colunas de DSM.	41
Figura 3.1: Coleta do rejeito de dragagem. (a) Localização do Canal de Acesso, (b) e (c) coleta e disposição em reservatório.....	43

Figura 3.2: Curva granulométrica do rejeito de dragagem	44
Figura 3.3: MEV do rejeito de dragagem, nas magnitudes: (a) x750, (b) x1500, (c) x4500 e (d)x5000	46
Figura 3.4: Curva granulométrica da areia.	47
Figura 3.5: MEV da areia nas magnitudes: (a) x750, (b) x1500, (c) x4500 e (d)x5000	48
Figura 3.6: Evolução da resistência à compressão para os diferentes cimentos ao longo dos dias.	49
Figura 3.7: MEV do cimento Portland CP V, nas magnitudes: (a) x750, (b) x1500, (c) x4500 e (d)x5000	50
Figura 3.8: Curva granulométrica da cal de carbureto.	51
Figura 3.9: MEV da Cal de Carbureto, nas magnitudes: (a) x750, (b) x1500, (c) x4500 e (d)x5000.	52
Figura 3.10: Rejeito de dragagem armazenado.	55
Figura 3.11: Rejeito para secagem.....	55
Figura 3.12: Material após secagem na estufa.	56
Figura 3.13: Material destorroado.	56
Figura 3.14: Preparação das misturas.	57
Figura 3.15: Mistura homogeneizada.	58
Figura 3.16: Moldagem dos corpos de prova: a) Após a compactação e nivelamento do CP; b) Após o fechamento do CP com filme de PVC; c) Agrupamento em bandeja para câmara úmida.....	59
Figura 3.17: Ruptura dos corpos de prova após a cura: a) instrumentação; b) CP pós ruptura.	60
Figura 3.18: Ruptura típica de ensaio de tração na compressão diametral. (a) Ensaio realizado em laboratório, (b) compressão diametral típica e (c) esquematização do corpo de prova e da força aplicada.	61
Figura 3.19: Tanque de cura para a condição saturada dos corpos de prova. (a) Está o tanque cheio com água e na temperatura dentro da faixa correta (23-24°C), (b) Estão dispostos os corpos de prova para a cura durante o tempo estipulado necessário e em (c) Demonstra-se todos os equipamentos utilizados para a manutenção do tanque durante a cura.	62
Figura 4.1: Tratamentos propostos para os ensaios em condição não-saturada – etapa 01.....	67
Figura 4.2: Gráfico de Pareto dos ensaios em condição não-saturada – etapa 01.....	68
Figura 4.3: Gráfico de Efeitos Principais dos ensaios em condição não-saturada.	68
Figura 4.4: Tratamentos propostos para ensaios em condição saturada – etapa 01.....	70
Figura 4.5: Gráfico de Pareto para os ensaios em condição saturada – etapa 01.	71
Figura 4.6: Gráfico de Efeitos Principais dos ensaios em condição saturada.	72
Figura 5.1: Tratamentos propostos para os ensaios de resistência a compressão simples – etapa 02.	

.....	76
Figura 5.2: Gráfico de Pareto dos ensaios à compressão simples – etapa 02.....	78
Figura 5.3: Gráfico de Efeitos Principais dos ensaios de compressão simples – etapa 02.....	79
Figura 5.4: Diagrama de resíduos para os ensaios de resistência a compressão simples.	80
Figura 5.5: Tratamentos propostos para os ensaios de tração em condição não-saturada – etapa 02.	82
Figura 5.6: Gráfico de Pareto dos ensaios de tração na compressão diametral – etapa 02.	83
Figura 5.7: Gráfico de Efeitos Principais dos ensaios de tração na compressão diametral – etapa 02.	84
Figura 5.8: Tratamentos propostos para os ensaios em condição não-saturada.	85
Figura 5.9: MEV do Tratamento 7 (28D), nas magnitudes: (a) x80, (b) x750, (c) x1500 e (d)x5000.	86
Figura 5.10: MEV do Tratamento 6 (7D), nas magnitudes: (a) x80, (b) x750, (c) x1500 e (d)x5000	87
Figura 5.11: MEV do Tratamento 42 (28D), nas magnitudes: (a) x80, (b) x750, (c) x1500 e (d)x5000.	88
Figura 5.12: Curva $qu \times \eta / (Biv)$ para as misturas com cimento.	90
Figura 5.13: Curva $qu \times \eta / (Biv)$ para as misturas com cimento e areia.....	91
Figura 5.14: Curva $qu \times \eta / (Biv)$ para as misturas com cimento e cal.....	92
Figura 5.15: Curva $qu \times \eta / (Biv)$ para as misturas com cimento, cal e areia.	93

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Propriedades físicas do rejeito estudado.	45
Tabela 3.2: Propriedades físicas da areia utilizada.	47
Tabela 3.3: Propriedades físicas do cimento.	48
Tabela 3.4: Propriedades físicas da cal de carbureto.	51
Tabela 3.5: Fatores Controláveis do Projeto fatorial.....	53
Tabela 3.6: Fatores Controláveis do Projeto de Superfície de resposta.	64
Tabela 4.1: Resumo dos ensaios com cura não-saturada.	66
Tabela 5.1: Resumo dos ensaios com cura não-saturada – etapa 02.....	75
Tabela 5.2: Resumo dos ensaios de resistência a compressão simples com cura não-saturada – etapa 02.	77
Tabela 5.3: Resumo dos ensaios de tração pela compressão diametral.	81
Tabela 5.4: Tabela ANOVA para resistência à tração na compressão diametral.	83

LISTA DE SÍMBOLOS

q_u	Resistência à compressão simples
RA	Razão da massa de areia seca por massa de cimento Portland
T	Tempo de cura
w	Teor de umidade
w_l	Limite de liquidez
w_P	Limite de plasticidade
η/B_{iv}	Índice de porosidade por teor volumétrico de agente aglomerante
η/C_{iv}	Índice de porosidade por teor volumétrico de cimento
Ca (OH) ₂	Hidróxido de Cálcio
M	Prefixo mega equivalente a 10^6
k	Prefixo kilo equivalente a 10^3
q_u	Variável correspondente à resistência a compressão
q_t	Variável correspondente à resistência a compressão

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANOVA	Análise de Variância
ASTM	American Society for Testing and Materials
ANTAQ	Agência Nacional de Transportes Aquaviários
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
CNPq	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
CPV	Cimento Portland Pozolânico
DRX	Difratograma de raio-X
DSM	<i>Deep Soil Mixing</i>
FURG	Universidade Federal do Rio Grande
LGC	Laboratório de Geotecnia e Concreto, Prof. Cláudio R. R. Dias
MEV	Microscopia Eletrônica de Varredura
NBR	Norma Brasileiras
PPGEO	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
CP	Corpo de Prova
CaC ₂	Carbureto de cálcio
H ₂ O	Água
C ₂ H ₂	Gás acetileno
CP I, II, III e IV	Cimento Portland I, II, III e IV
V _v	Volume de vazios
CP V ARI	Cimento Portland V de alta resistência
C _c	Consumo de cimento
C _a	Consumo de areia
C _{CAL}	Consumo de cal
S	Desvio padrão

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações iniciais

O Porto do Rio Grande é notadamente um dos portos de maior relevância no país. Isso é comprovado pelo Anuário elaborado pela Agência Nacional de Transportes Aquaviários (ANTAQ, 2021), no qual Rio Grande aparece como o quinto terminal portuário com maior movimentação no país, o que faz com que a economia da cidade do Rio Grande/RS seja intimamente ligada a movimentação do porto local. Devido a algumas características locais, que acentuam o processo de acúmulo de sedimentos no leito marinho, se faz necessária a realização frequente da manutenção do Canal de Acesso ao Porto do Rio Grande. A manutenção realizada faz uso, normalmente, da técnica de dragagem, que consiste na retirada de material do fundo do Canal de forma a manter ou mesmo elevar o calado da região (Castro e Almeida, 2012). Posterior a retirada desse material, ele é disposto em áreas denominadas de “bota-fora”, as quais geralmente se encontram em alto mar.

Entre os diversos tipos de dragagem, em Rio Grande tem sido adotado o modelo de dragagens de manutenção, que possuem como objetivo restabelecer as características operacionais do Porto, cuja profundidade sofre redução ao longo do tempo devido ao acúmulo de sedimentos (Ecossis, 2021). Em 2018, a dragagem de manutenção no Canal de acesso alcançou a margem de 16.000.000 de metros cúbicos retirados (Portos RS, 2018). No ano de 2022 foi dado início a mais um processo de dragagem de manutenção do Canal de Acesso do Porto do Rio Grande, concluída no ano de 2023, através da qual foram retirados 2.850.000 metros cúbicos de sedimentos (Portos RS).

Ao mesmo tempo em que o Porto do Rio Grande possui a sua relevância econômica para a região, a cidade do Rio Grande é conhecida regionalmente também pelo Balneário Cassino, que possui importância econômica e ambiental para a região. O turismo é a principal fonte econômica do balneário, principalmente nos períodos de alta temporada, entre dezembro e março, período no qual a sua população se multiplica (Silva, 2012).

Na última década, houve a ocorrência de lama na orla da praia, gerando discussões acerca de sua origem. Conforme estudo realizado por Mirlean *et al* (2020), esses eventos poderiam estar relacionados a realização das dragagens do Canal de Acesso ao Porto do Rio Grande. Tal fato foi constatado a partir de uma análise de relação temporal entre eventos de dragagem e de ocorrência de lama na orla da praia do Cassino entre 1998 e 2020. Após a realização das dragagens e a disposição dos rejeitos em alto-mar, este material se encaminhava

até a orla da praia através das ondas e do vento. A Figura 1.1 demonstra um dos eventos de ocorrência de lama na orla da praia.



Figura 1.1: Bolsão de lama na praia do Cassino.

Fonte: Oliveira (2014).

Como forma de minimizar os impactos ambientais e, por consequência, econômicos para a região, seria valiosa a possibilidade de encaminhar outro uso para esses resíduos que não a disposição no mar. Uma dessas possibilidades é a sua disposição em áreas costeiras. Deve-se ressaltar que essa opção se daria para as dragagens de manutenção do Canal de Acesso ao Porto do Rio Grande, devido a eventos maiores de dragagem proporcionarem um volume ainda maior de rejeitos gerados.

No entanto, uma das desvantagens para a disposição em áreas costeiras, é que o material presente no leito marinho possui alto teor de umidade, está saturado, e possui alta porcentagem de finos. Essas características acarretam em solos com baixa capacidade de carga e alta compressibilidade, não tendo aplicação em obras de Engenharia Civil. Ao mesmo tempo, existem na literatura diversos relatos de procedimentos de estabilização de solos, com vistas a melhorar o comportamento mecânico do solo (Carasca, 2015; Correia, 2011). A mistura de agentes estabilizantes em solos moles saturados é utilizada em técnicas como Estabilização de massa, *Deep Soil Mixing* (DSM), Jet Grouting, entre outros.

A deposição do rejeito de dragagem lançado em terra em bacias de sedimentação ou em zonas de reclamação da terra, com a posterior estabilização do rejeito, pode ser uma opção viável para a execução de obras na Engenharia Civil.

O presente trabalho visa estudar o comportamento geomecânico do rejeito de dragagem estabilizado com cimento. Serão avaliados diferentes valores de teor de cimento, teores de umidade do solo, razão entre a massa de areia e a massa de cimento Portland e também o tempo de cura.

1.2. Objetivos Gerais

Como objetivo geral, pretende-se verificar o comportamento da resistência à compressão simples e da tração à compressão diametral do rejeito de dragagem quando misturado a diferentes agentes estabilizantes.

Os objetivos Específicos estão elencados abaixo:

- Avaliação do rejeito coletado no canal de acesso do Porto do Rio Grande através de caracterização geotécnica completa e MEV;
- Estudo da resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral do rejeito cimentado com cinco fatores controláveis: (a) razão entre massa de cimento Portland por volume de rejeito (CC) [kg/m³]; (b) relação do teor de umidade pelo limite de liquidez (w/w_l); (c) razão entre massa de areia por volume de rejeito (Ca) [kg/m³]; (d) razão entre massa de cal de carbureto por volume de rejeito (C_{CAL}); e (e) tempo de cura (T) [dias].
- Avaliação do índice porosidade pelo teor volumétrico de agente aglomerante (η/B_{IV}) para os resultados de resistência à compressão simples.

1.3. Estrutura do Trabalho

Além desse, o trabalho é dividido em mais 5 capítulos descritos a seguir.

No capítulo 02 está apresentada a revisão bibliográfica sobre os temas pertinentes ao estudo, que servirá de base teórica para o planejamento dos experimentos. Nele, é apresentada a metodologia de estabilização de solos e estudos realizados na área de solos cimentados.

No capítulo 03 estão apresentados os materiais e métodos utilizados, além do planejamento experimental realizado para o estudo e as etapas em que se subdividiu essa pesquisa.

O capítulo 04 apresenta os resultados da etapa inicial do estudo, contemplando os resultados de resistência a compressão simples para os procedimentos de cura em câmara úmida (condição não-saturada) e cura em tanque (cura em condição saturada).

No capítulo 05 são discutidos os resultados da etapa final da pesquisa, a qual é composta por ensaios de resistência à compressão simples e à tração por compressão diametral para a cura em condição saturada. São apresentados, ainda, análise MEV e a relação η/B_{IV} .

O capítulo 06 é composto pela apresentação das conclusões finais do estudo.

Por fim, estão as referências bibliográficas que serviram de base para o estudo.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A partir desta revisão bibliográfica foi possível desenvolver o estudo sobre a técnica de estabilização de solos. Neste tópico são demonstradas as linhas de pesquisa que fornecem o embasamento teórico para o correto manejo do tema, abordando os aspectos gerais das técnicas de *Deep Soil Mixing* - métodos seco e úmido – e *Jet Grouting*. Além destes aspectos, são discriminados os tipos de materiais utilizados para realização do estudo, suas quantidades de argila e ligante que serviram de base para o molde dos corpos de prova.

O tipo de metodologia utilizada também foi readaptado de estudos anteriores, como a simulação em câmara úmida e a simulação em tanque (cura em condição saturada). Há destaque também aqui para o arranjo de colunas e controle de alguns aspectos como temperatura, método de moldagem, sequência de mistura de materiais e outras variáveis que podem implicar diretamente na resistência obtida no ensaio à compressão simples.

2.1. Metodologia DSM

A Metodologia de *DSM* (*Deep Soil Mixing*) trata-se de uma técnica utilizada no meio da engenharia geotécnica para a estabilização de solos que se comportam de maneira insatisfatória quando submetidos a carregamentos elevados. Neste contexto, materiais que apresentam baixa capacidade de suporte como argilas moles necessitam de elementos rígidos que farão papel indispensável na absorção dessas cargas.

A estabilização em profundidade, realizada *in-situ*, conta com a mistura de materiais ligantes à argila, como o cimento ou a cal. Com isso, o procedimento se dá com a introdução de uma ferramenta específica que perfura o solo através de rotações pré-determinadas e esforços axiais.

Conforme delimitado anteriormente, durante a execução do método de *Deep Soil Mixing*, ocorre a disposição de um material ligante, o qual pode ser em seu estado seco ou úmido. Por conta disso, a técnica se subdivide em duas: *wet mixing* (método úmido) e *dry mixing* (método seco).

2.1.1. Método Úmido

O método úmido da técnica consiste na injeção de uma calda de cimento no processo de formação da coluna. Esta calda é formada por água, algum ligante (comumente é feito o uso

de cimento) e algum outro aditivo, caso necessário. A mistura deve ser armazenada de maneira correta, para que não ocorra a dissociação do material e posterior depósito deste no fundo dos tanques em que a mistura é disposta. O processo se dá de maneira semelhante ao descrito anteriormente, o solo é desagregado por conta das hastes de corte, possibilitando uma melhor homogeneidade com a calda que deve ser injetada com fluxo constante quando o equipamento sobe e as pás misturadoras garante a construção da coluna. A Figura 2.1 demonstra o fluxograma com objetivo de detalhar o processo.

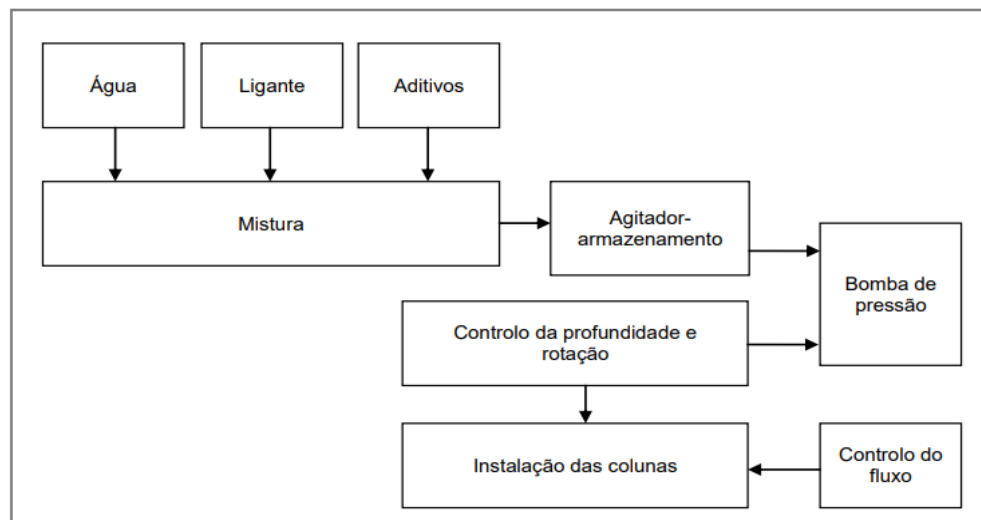


Figura 2.1: Execução da técnica de *Deep Soil Mixing* – Método úmido.

Fonte: Cruz (2012).

2.1.2. Método Seco

O método seco apresenta significativas diferenças em relação ao método úmido, mas em alguns pontos pode ser assemelhado a ele. Da mesma forma, é feita a perfuração do terreno e a injeção de aglomerante, mas dessa vez em forma de pó. A partir disso, as diferenças são representativas: a necessidade de equipamentos é menor, necessitando apenas de um tanque para armazenamento do aglomerante e do equipamento de perfuração, que é injetado por ar comprimido.

Além disso, por ser um método recomendado para solos com menos capacidade de suporte, exige equipamentos específicos para esse tipo de material. De acordo com Topolnicki (2016), é um método recomendado para solos com alto teor de umidade, e normalmente leva a valores de resistência das colunas inferiores aos encontrados no método úmido.

2.1.3. Equipamentos

A perfuração do solo é feita por equipamentos de grande porte. Essas máquinas são equipadas com ferramentas de corte, as quais perfuram o terreno e injetam o ligante em calda ou em pó. Existem diversas ferramentas de corte disponíveis para uso atualmente, sendo o diâmetro usual entre 0,50 – 0,80m (EuroSoilStab, 2002). Os equipamentos de perfuração existentes permitem a confecção colunas com até 40m de comprimento. Um equipamento típico é mostrado na Figura 2.2.

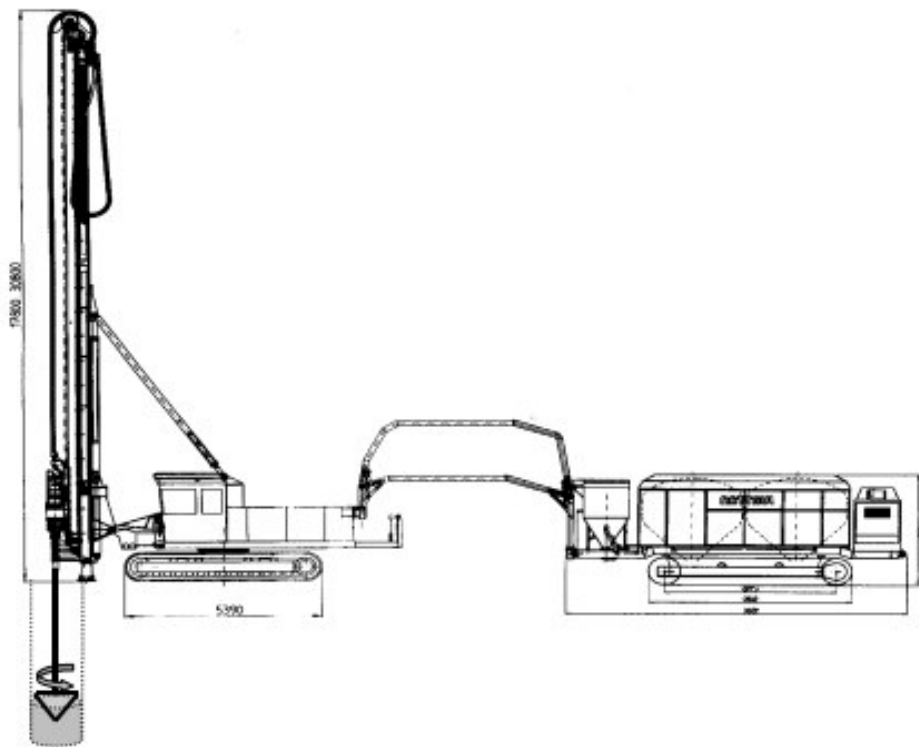


Figura 2.2: Equipamento típico.

Fonte: EuroSoilStab (2002).

Os tipos de ferramentas de perfuração a serem utilizados durante o processo executivo podem ser divididos em dois grupos: pás e brocas helicoidais (Topolnicki, 2016). O grupo das pás quebram eficientemente a estrutura do solo. O arranjo dos dentes auxilia na penetração e reduzem os processos de manutenção. Abaixo das lâminas, se estende uma broca com pequeno diâmetro que tem por função auxiliar na centralização da perfuração e controlar a velocidade de descida da máquina. Na ponta da broca são localizados os bicos injetores do aglomerante, distribuindo-o uniformemente pelo solo.

O segundo grupo apresenta brocas helicoidais contínuas ou descontínuas para a perfuração e mistura. São utilizados eixos múltiplos, sendo assim a mistura é aprimorada pela ação de rotação contrária dos eixos adjacentes. O processo de mistura ocorre ao longo de parte do eixo de perfuração. Durante a retirada, o movimento dos eixos é invertido. As Figuras 2.3 e 2.4 apresentam as ferramentas de corte com utilização de equipamentos do tipo lâmina ou broca, respectivamente.



Figura 2.3: Ferramenta de corte utilizando lâminas.

Fonte: Topolnicki (2016).



Figura 2.4: Ferramenta de corte utilizando brocas.

Fonte: Topolnicki (2016).

O processo de instalação das colunas exige, além do próprio equipamento e da ferramenta de perfuração, de uma estrutura auxiliar. Essa estrutura varia conforme o tipo de método a ser utilizado: se método úmido ou método seco.

O método úmido exige uma gama maior de equipamentos auxiliares, entre eles tanque de armazenamento de aglomerante, tanque de água, sistema de dosagem, tanque temporário para armazenamento da calda e bombas acopladas.

O método seco exige um menor número de equipamentos, pois algumas etapas do processo executivo do método úmido não são necessárias, como a mistura do aglomerante a água e o armazenamento temporário da calda. No método seco, além do tanque de armazenamento de aglomerante, se faz necessário apenas um sistema de injeção de ar comprimido para injeção do ligante. A Figura 2.6 mostra os equipamentos em operação para a instalação de colunas.



Figura 2.5: Instalação das colunas.

Fonte: EuroSoilStab (2002).

2.1.4. Processo de Instalação e controle executivo

O método é executado com o auxílio de aparelhos que possibilitem a homogeneização do solo com o ligante seco ou em calda. Nesse sentido, o conjunto mecânico formado por trados e aletas ou pás misturadoras desempenha a função de desagregar o solo em torno de um eixo vertical, em seguida o conjunto é removido e através de orifícios na ponta do equipamento é injetado o ligante seco ou a calda (dependendo do método mais adequado para a construção). Este processo é desenvolvido com baixa pressão, com movimentos verticais que facilitarão a formação das colunas. A Figura 2.7 apresenta uma representação esquemática do processo e suas etapas podem ser descritas, seguindo a numeração da Figura:

- 1- A ferramenta é posicionada na coordenada pré-estabelecida para a execução da coluna;
- 2- A inserção do conjunto é feita com auxílio das ferramentas de corte;

- 3- Delimitação e paralização do corte com a ferramenta na cota de projeto prevista para a coluna;
- 4- Extração da ferramenta de giro com injeção do ligante (através dos bicos na ponta do aparelho) realizando a mistura do solo com o estabilizador;
- 5- Fixação da mistura e finalização da coluna.

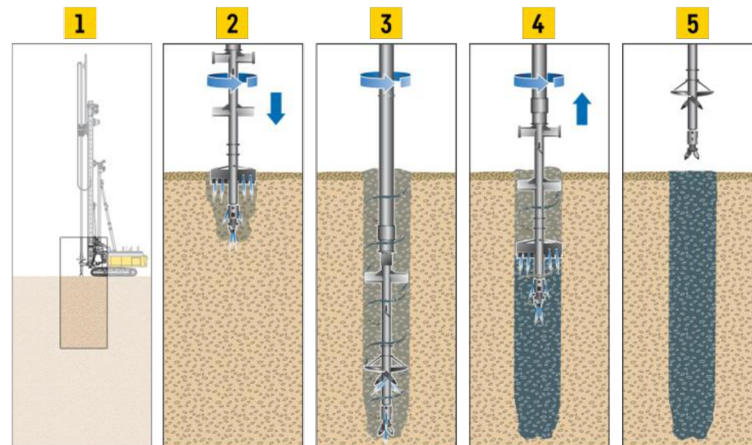


Figura 2.6: Execução da técnica de Deep Soil Mixing.

Fonte: Liebherr (2022).

O controle executivo é determinante para garantir a qualidade das colunas executadas. A principal preocupação para o controle é a correta injeção de aglomerante durante o processo de injeção e a garantir de que o solo está devidamente misturado. Para um correto controle executivo, os seguintes itens devem ser documentados, conforme (Topolnicki, 2016):

- Identificação dos elementos e posição de instalação;
- Especificação da ferramenta de corte;
- Profundidade de mistura;
- Tempo de início e de fim do processo de instalação;
- Vazão e pressão de injeção do aglomerante;
- Quantidade de aglomerante utilizado.

Esses dados servem de base de informação para que se compare com as quantidades de cimento utilizada no projeto em laboratório e na energia aplicada durante as misturas. O controle normalmente é feito de maneira digital, e em tempo real, para que possíveis ajustes possam ser feitos durante o processo. Exemplo de controle executivo é mostrado na Figura 2.7

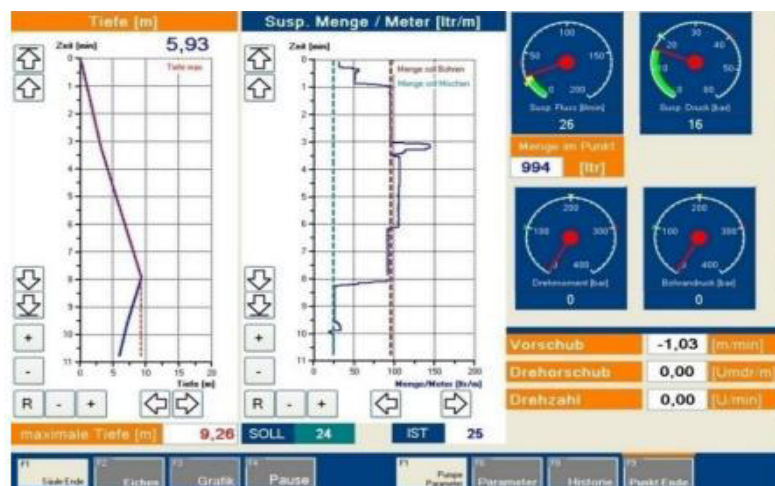


Figura 2.7: Exemplo de controle de injeção durante instalação.

Fonte: Topolnicki (2016).

2.1.5. Desvantagens do *Deep Soil Mixing*

Conforme Egorova (2017), a utilização da técnica de *Deep Soil Mixing (DSM)* é vantajosa, principalmente reduzindo custos, mas pode trazer determinados problemas para o local da construção. Esses problemas estão associados a perturbação do solo, trazendo problemas de maior ou menor gravidade de acordo com as construções presentes nos arredores. Egorova (2017) avaliou a perturbação que a técnica gera no solo pois nos arredores há a presença de uma linha de metrô. Qualquer perturbação na região pode impactar diretamente no mesmo.

Outras situações que também são críticas são regiões onde há a presença de dutos enterrados, como oleodutos, ou então a proximidade com edificações de grande porte. Esse último caso, mais provável de ocorrer em relação aos demais, pode levar a movimentações no terreno que afetarão as estruturas de fundação desses edifícios.

2.2. Estabilização do solo com *Jet Grouting*

A técnica de estabilização do solo *Jet Grouting* consiste na melhoria das características geotécnicas do solo através do jateamento de uma calda de cimento em alta velocidade no subsolo (de 20 a 40 MPa), este procedimento pode ser acompanhado ainda da injeção de água ou ar comprimido. A injeção de cimento é proporcionada pelos bicos associados a hastes giratórias de equipamento adequado, as quais durante e através do jato o giro desagregam o

material e misturam o solo à calda de cimento, formando as colunas de *Jet Grouting* (Carletto, 2009).

Conforme especificados por equipes técnicas executoras do método, a execução das colunas por pelo método de *Jet Grouting* também se dá com a perfuração do solo com o uso de hidromotor, promovendo a desagregação do material, com o objetivo para atingir cota estabelecida em projeto, nesse processo pode-se contar com o uso de água ou ar comprimido. Atingida a profundidade prevista é iniciado o processo de injeção de calda de cimento em pressões muito elevadas através dos bicos laterais do hidromotor com uma velocidade entre 200 e 300 m/s.

A formação das colunas através do *Jet Grouting* pode conferir à estrutura formas cilíndricas ou lamelares de diversos diâmetros, os quais podem ser definidos pelo tempo e a velocidade do bombeamento. (TECNOGEO GROUND, 2022). Deste processo, há o resultado de um material melhor mecanicamente e com permeabilidade inferior se comparado com a situação inicial do terreno natural.

A previsão do diâmetro desses elementos, no entanto, é uma das desvantagens encontradas no método. Carletto (2009) indica que um dos fatores determinantes da definição do diâmetro dos elementos rígidos é a resistência do solo em que ele é executado, a qual pode ser caracterizada através de um grupo de ensaios de investigação geotécnica de maneira simplificada.

Na Figura 2.9 estão dispostas três etapas executivas do *Jet Grouting* (da esquerda para a direita):

- (1) Perfuração da haste com desagregação do solo, até profundidade pré-estabelecida. Esse processo é facilitado por meio de bombas com alta pressão. A perfuração é feita com monitor acoplado a hastes e bicos injetores de calda de cimento;
- (2) Injeção da calda de cimento em pressão elevada, por meio dos bicos injetores;
- (3) Subida gradativa das hastes de perfuração com velocidades e rotações definidas anteriormente.

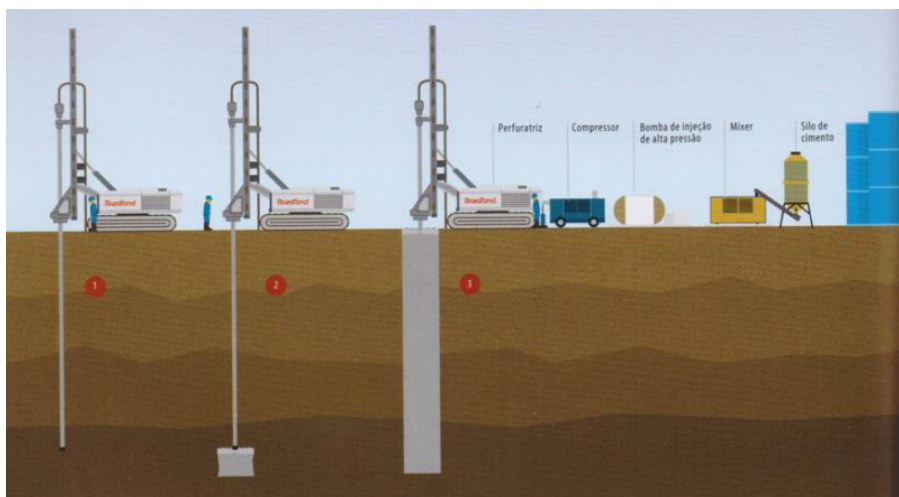


Figura 2.8: Execução das colunas de DSM.

Fonte: Brasfond (2022).

Esta técnica pode ser aplicada na construção de túneis, escavações, fundações e reforço de fundações, cortinas em barragens, consolidação de terrenos, estabilização de taludes, selagem de aterros, dentre outras obras (Cardoso, 2018). A Figura 2.9 demonstra o procedimento do *Jet Grouting*, inicialmente há inserção de uma sonda em posição sem desníveis, com eixo da vara coincidindo com o eixo da coluna, caso cilíndrica. Posteriormente, há a inserção da vara com movimento rotacional e jato de água vertical, de modo a atingir profundidade compatível com os bicos. Após a perfuração, há saída da água na parte inferior através de uma válvula.

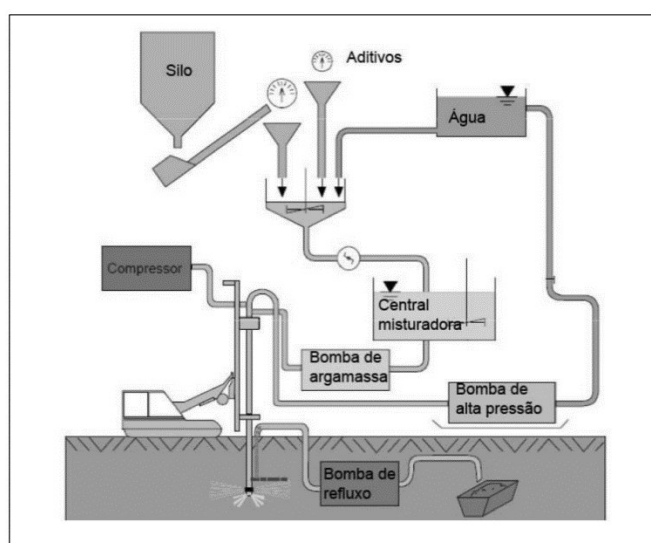


Figura 2.9: Execução das colunas de DSM.

Fonte: Cardoso (2018).

2.3. Materiais Aglomerantes

Durante a execução da técnica de melhoramento de solos, o substrato local é misturado com materiais que possuam propriedades aglomerantes. Henriques (2014) cita como exemplos a cal e o cimento, com destaque para o cimento Portland, podendo utilizar ainda aditivos ao cimento.

Os materiais aglomerantes são essenciais para o projeto de melhoramento por DSM. A sua interação com o solo a ser estabilizado serão fator preponderante para a resistência final das colunas e para o custo do projeto. Dentre os ligantes utilizados, destacam-se o cimento e a cal, utilizados em diversos projetos de estabilização e amplamente relatados em outros estudos (Servi, 2022; Correia, 2011; Thomas, 2017).

Ekinci *et al* (2019) constatou que o emprego de cal tem influência direta na resistência de misturas com argilas marinhas, além de ser um meio economicamente viável para a estabilização de solos argilosos. Isso por conta da aglomeração e floculação das partículas da argila devido ao processo que envolve troca de cátions na mistura dos materiais, o que proporciona ao solo menor umidade. Por outro lado, Ekinci *et al* (2019) destaca o cimento como aglomerante importante para o melhor desempenho do solo-cimento, o qual pode ser influenciado por tamanho, forma e rugosidade das partículas de solo, quantidade de cimento, porosidade e tempo de cura.

Entretanto, levando em conta a sustentabilidade, Ekinci *et al* (2019) propõe em sua pesquisa o uso de escória de cobre como aglomerante alternativo aos convencionais, uma vez que se trata de um rejeito proveniente de um procedimento recorrente (a produção do cobre) o qual pode ser redirecionado à utilização em obras civis. É proposto a substituição de 10 ou 20% do cimento por escória de cobre, com análise em 7, 28 e 60 dias. A partir de seus resultados, concluiu que em grupos em que a escória foi incorporada à mistura, através da análise ANOVA, os principais fatores foram em ordem: adição de cal, peso específico seco, tempo de cura, quantidade de cimento e teor de escória.

Consoli *et al* (2009) reforça o uso da cal como estabilizante na construção de bases de pavimento, taludes e encapsulamento dos solos. Diante disso, o autor experimentou teores para cal de no mínimo 3% (suficiente para estabilização do pH). Outros valores como 5, 7, 9 e 11% também foram atribuídos e, de modo a criar uma experiência comparativa, os mesmos valores foram atribuídos ao cimento. A diferença encontrada que individualiza os resultados de cada uma das misturas com cal ou com cimento é compatível com características da cal como íons trocados com a argila que acarretam na floculação das partículas argilosas. Consoli *et al* (2009)

chegaram a conclusões sobre como a influência da porosidade nas misturas pode afetar seu comportamento, principalmente naquelas com aglomerante cimentício. A Figura 2.10 demonstra a variação de porosidade ocorrendo de forma linear para solo-cal e exponencial para solo-cimento.

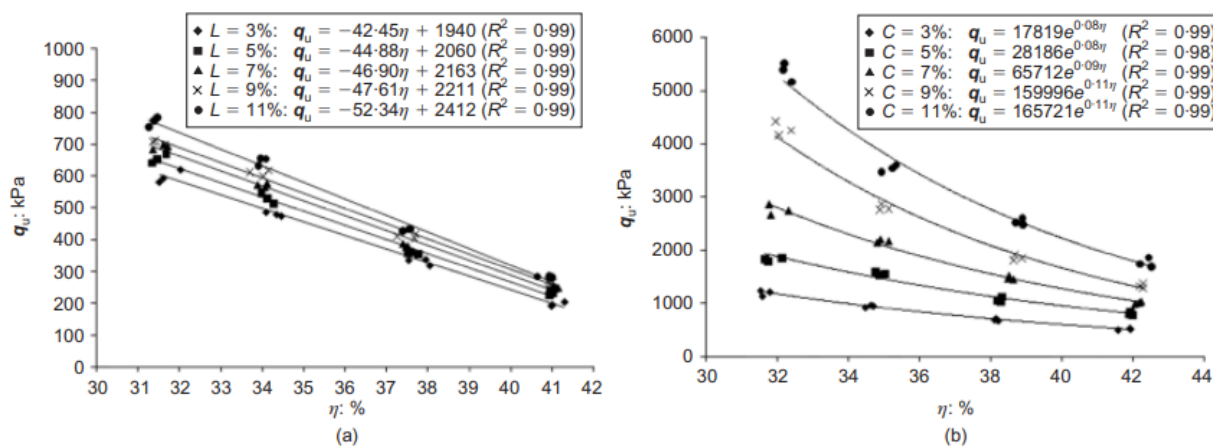
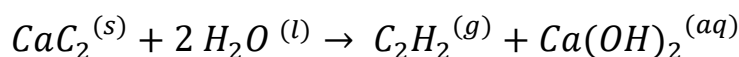


Figura 2.10: Variação da resistência à compressão com porosidade. a) Misturas com cal; b) Misturas com cimento.

Fonte: Consoli *et al* (2009).

2.3.1. Cal de Carbureto

O carbureto de cálcio (CaC_2), derivado da reação química que envolve o gás acetileno e água em altas temperaturas é utilizado como um estabilizador de misturas solo-cimento alternativo. O resíduo desta combinação também pode ser denominado de cal de carbureto e embora possua similaridade com as cales comercializadas e potencial para aglutinante em estabilização de solos, devem ser analisadas algumas restrições consideráveis como: elevado teor de umidade e baixa finura (Consoli, 2003). A equação química que representa este processo está disponível na equação que segue:



Conforme estudos de Horpibulsuk e Phetchauy (2012), a estabilização com cal apresenta estágios de estabilização ou zonas de ganhos de resistência à compressão simples conforme o aumento de cal é incrementado nas misturas. Os autores delimitaram três zonas de ação para estudo: zona ativa, zona inerte e zona de deterioração. As três zonas estão exemplificadas através da Figura 2.11.

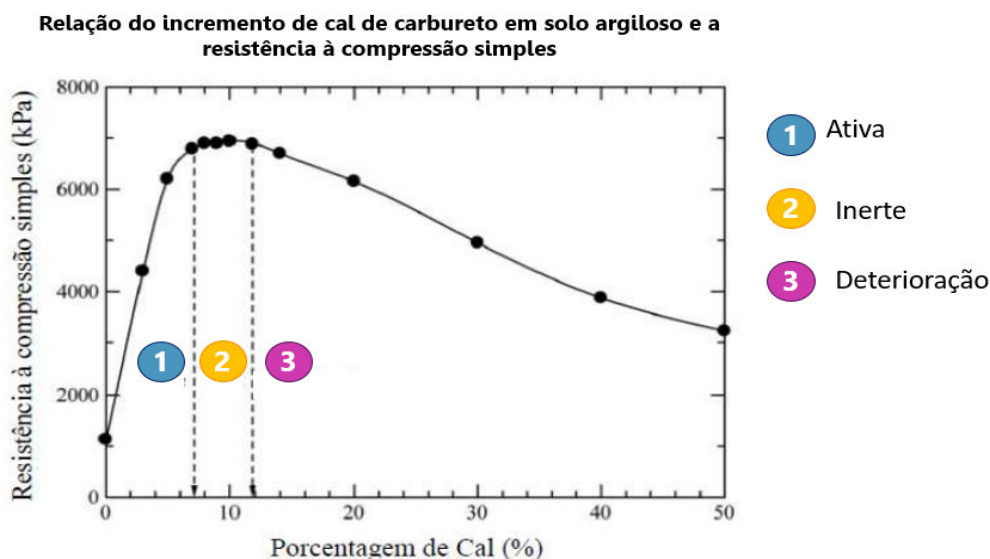


Figura 2.11: Relação do incremento de teor de cal de carbureto em porcentagem em solo argiloso com a resistência à compressão simples aos 28 dias de cura.

Fonte: Adaptado de Horpibulsuk e Phetchuay (2012).

Dessa maneira, a ativação da cal é efetiva em percentuais inferiores a 10%, antes de atingir este percentual o composto já se torna inerte e um pouco depois deste valor entra no estágio de deterioração. Além disso, conforme constatado por Consoli *et al.* (2001) ao estudar um solo arenoso tratado com cinza volante e cal de carbureto, ao manter fixados valores de tensão confinante, o incremento da cal implica no aumento da resistência de pico e consequentemente na deformação correspondente a este pico.

2.4. Definição das etapas de projeto

A técnica de tratamento utilizando mistura de solo com cimento exige projeto que é realizado em duas etapas, conforme Machado (2016): projeto da mistura de solo com o ligante e projeto geotécnico.

Na primeira etapa, sabendo-se do uso que se dará ao solo estabilizado, definem-se as propriedades mecânicas requeridas para o solo estabilizado. Além disso, deve-se levar em consideração as características do solo existente, a ser melhorado. Isso é feito através de ensaios de laboratório. Na segunda etapa, referente ao projeto geotécnico, define-se a técnica de estabilização a ser empregada e a configuração a qual as colunas irão ser dispostas no local, assim como o diâmetro e profundidade das colunas.

2.4.1. Mistura do solo ao aglomerante

Deve ser feito em um primeiro momento ensaios laboratoriais a fim de definir as características das colunas que serão implementadas em campo. Esses ensaios incluem a caracterização geotécnica do material e a análise de resistência dos corpos de prova submetidos a ensaio de compressão simples.

A seleção do aglomerante e da sua dosagem depende principalmente do tipo de material geotécnico a ser estabilizado. Assim, deve ser feito um estudo das características desse material com o objetivo de definir corretamente a proporção de aglomerante a utilizar. Outro fator importante é o tipo de obra que se deseja executar e a resistência requerida para tal. Por fim, deve ser verificada a disponibilidade comercial dos aglomerantes a fim de detectar aquele que é mais facilmente encontrado e com menor custo.

Na etapa de caracterização geotécnica do material, deve-se incluir a análise granulométrica, limites de Atterberg, determinação do teor de água e peso específico real dos grãos (Henriques, 2014).

Em segundo lugar, é feito o procedimento em laboratório para preparação das amostras de solo estabilizado e determinação da dosagem de material para projetos de misturas em profundidade. Deve-se observar que as condições de mistura e de cura se afastam significativamente entre laboratório e estabilização em campo. No entanto, os resultados obtidos em laboratório são relevantes para determinar o tipo de ligante a ser utilizado e a dosagem recomendada.

A partir da análise de diversas colunas, Egorova (2017) desenvolveu uma Tabela indicativa do percentual de cimento que deve ser aplicado para cada tipo de solo, assim como a resistência que pode ser atingida, em média. A Tabela 2.1 apresenta os resultados.

Tabela 2.1: Indicação do percentual de cimento de acordo com o solo.

Tipo de Solo	Quantidade de solo aplicada [kg/m³]	Resistência aos 8 dias [Mpa]
Turfa	150-350	0.2-1.2
Argila mole	150-300	0.5-1.7
Argila rígida	120-300	0.7-2.5
Silte	120-300	1.0-3.0
Areias finas e médias	120-300	1.5-5.0
Areias grossa/Pedregulho	120-250	3.0-7.0

Fonte: Egorova (2017).

2.4.2. Projeto Geotécnico

A estabilização do solo por meio de colunas pode ser aplicada de diferentes maneiras (EuroSoilStab, 2002). A Figura 2.12 apresenta alguns modelos de configuração das colunas.

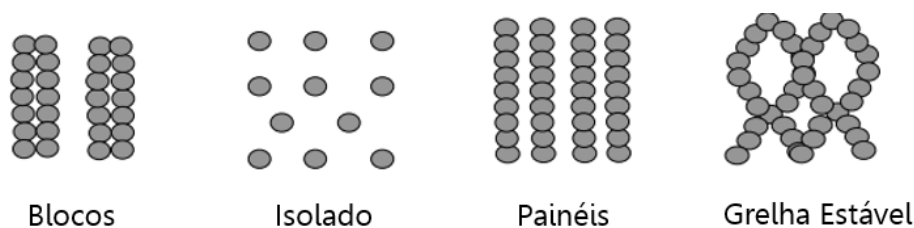


Figura 2.12: Configuração das colunas em campo.

Fonte: EuroSoilStab (2002).

Além da execução das colunas de maneira individual, deve-se ressaltar que elas atuam, na prática, em conjunto. Por isso, se faz necessário fazer a determinação do arranjo das colunas para que se tenha a estabilização do solo como um todo. A disposição das colunas deve ser definida com base nas características do solo a ser estabilizado e das propriedades mecânicas do solo estabilizado que se deseja atingir.

Assim, se faz necessária análise em laboratório para determinar o comportamento das colunas em grupo. Essa análise também pode ser feita de maneira computacional, devendo para isso implementar um modelo de cálculo.

2.5. Fatores que influenciam o ganho de resistência das misturas

O controle de características e propriedades que influenciam o ganho de resistência em misturas com a presença de Cimento Portland e areia tem relação com a proporção de cimento empregado e o tempo de cura da mistura. Dessa maneira, ao variar a porosidade e/ou o teor de cimento utilizado, torna-se viável produzir estruturas rígidas e duráveis (Consoli et al, 2013).

Na realização de ensaios envolvendo o ganho de resistência ao longo do tempo, Consoli et al (2013) estudou três tipos diferentes de cimento I, III e IV em três tempos de cura distintos: 2, 7 e 28 dias. Foram constatados ainda pesos específicos para os cimentos compatíveis com 3,12 (CP I), 3,15 (CP III) e 2,74 kN/m³ (CP IV). Constatou-se que nos estudos para 7 e 28 dias, as resistências aumentaram conforme o tempo de cura. Da mesma maneira, ainda foi concluído que o aumento do teor de cimento, associado à redução da porosidade aumentam a resistência da mistura. A Figura 2.13 ilustra a variação da resistência com a porosidade para o caso do CP IV.

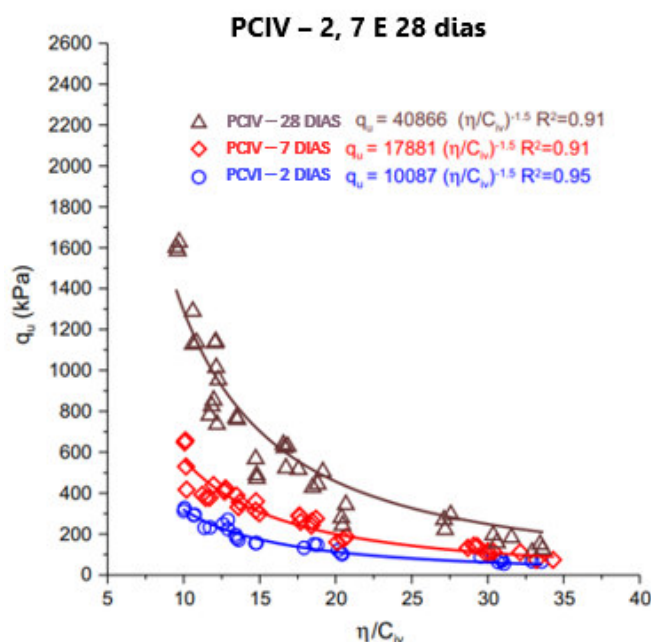


Figura 2.13: Variação da resistência à compressão não confinada (q_u) com a porosidade do cimento para o Cimento Portland CP IV, nos tempos de cura 2, 7 e 28 dias.

Fonte: Consoli *et al* (2013).

Fonseca *et al* (2009) analisaram a influência de dois principais fatores em misturas: a relação de vazios e a quantidade de cimento. Dessa forma, em sua avaliação cada ponto de estudo foi obtido com uma porcentagem distinta de cimento: 1, 3, 5, 7, 9 e 12% quando misturado com areia. Essa combinação, com os fatores controlados, é favorável para a obtenção de estruturas mais consistentes, com um custo aceitável.

Lemos *et al* (2020) analisaram a influência do cimento no ganho de resistência de uma argila muito mole, altamente orgânica. Estimou ainda que o ganho ficou em torno de dez vezes maior em comparação ao solo não estabilizado. Como fatores influenciadores para este ganho de resistência, Lemos *et al* (2020) identificaram teor de água, quantidade de aglutinante, porosidade, temperatura e o pré-carregamento aplicado.

A argila muito mole analisada encontra-se no Rio de Janeiro, na Barra da Tijuca, possui baixos valores de pH, o que pode influenciar negativamente no ganho de resistência da mistura. A utilização do cimento para estabilização desta argila resultou nos ganhos de resistência conforme o ilustrado na Figura 2.14. Os autores ainda consideram a existência de um pré-carregamento nas colunas.

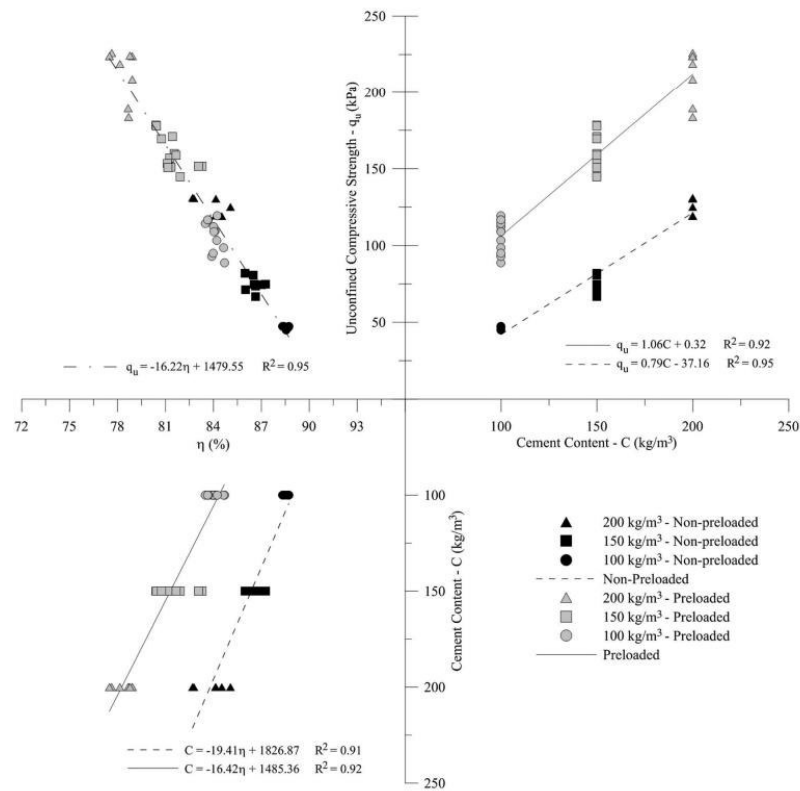


Figura 2.14: Relações de resistência à compressão, porosidade e teor de cimento, para amostras pré-carregadas (simbologia em cinza) e não carregadas (simbologia em preto).

Fonte: Lemos *et al* (2020).

Em conclusão, o autor definiu a porosidade como fator controlador das propriedades mecânicas das misturas, a mistura se comporta de maneira distinta quando há disposição de um carregamento inicial e o incremento de cimento na mistura pode diminuir a porosidade, por conta das partículas sólidas do material.

Foppa (2005) fundamentou através de seus estudos sobre solos artificialmente cimentados, a relação entre a porosidade de corpos de prova (vazios existentes na mistura solo-cimento) e o teor volumétrico de cimento empregado, identificada pelo autor como a relação $\frac{\eta}{C_{iv}}$. Esta metodologia tem como base a analogia fator água cimento utilizada para o concreto. A equação base desta fundamentação pode ser deduzida inicialmente como:

$$\frac{V_v \text{ (volume absoluto de vazios - ar + água)}}{V_{ci}} = \frac{\frac{V_v}{V_{total}}}{\frac{V_{ci}}{V_{total}}} = \frac{\eta}{C_{iv}} \quad (1)$$

Esta metodologia de dosagem sugerida por Foppa (2005) oferece subsídios para a definição e apresentação da curva de dosagem a qual relaciona a porosidade/teor volumétrico do cimento com a resistência à compressão simples (q_u). A partir deste estudo, é possível que o pesquisador tenha uma ideia do comportamento mecânico do material e conseqüentemente possua embasamento para definir corretamente a quantidade correspondente do ligante, bem como a energia de compactação necessária para atingir a resistência pré-definida. A Figura 2.15, ilustra esta curva base abordada por Foppa (2005):

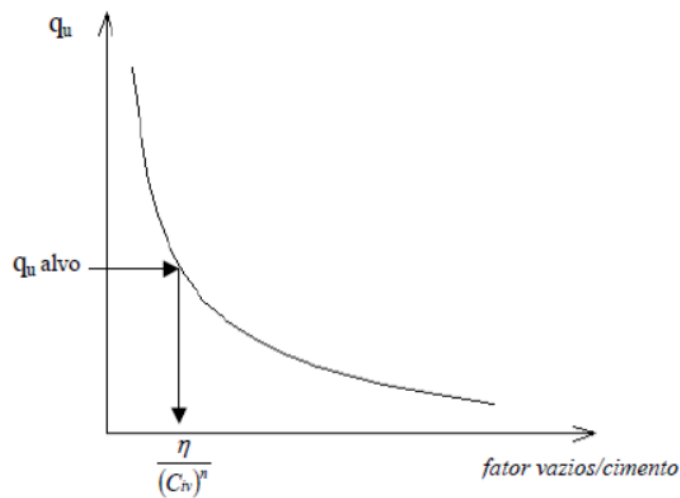


Figura 2.15: Curva de dosagem para solo cimento

Fonte: Foppa (2005).

A equação compatível com a curva de dosagem pode ser definida por:

$$q_u = D * \left(\frac{\eta}{C_{iv}^n} \right)^E \quad (2)$$

A partir da dedução da equação 2, as constantes D, E e n estão atreladas ao ajuste da curva de dosagem observando o maior coeficiente de determinação (R^2). Em relação ao parâmetro n, Foppa (2005) faz algumas considerações:

- (a) Caso $n=1$: a influência dos parâmetros é de igual impacto. Com isso, as variações proporcionais entre (η) e (C_{iv}) ocasionam na constância do valor de resistência à compressão simples;
- (b) Caso $n > 1$: o teor volumétrico de cimento representado pelo parâmetro (C_{iv}) é mais significativo no resultado da resistência à compressão simples com relação à porosidade. Dessa maneira, o aumento da porosidade pode ser neutralizado pela implementação de um teor de cimento inferior.

- (c) Caso $n < 1$: neste cenário, a prevalência da porosidade (η) implica diretamente na resistência à compressão simples, uma vez que com o aumento da porosidade, torna-se necessária uma maior quantidade de cimento, buscando-se reparar a falta de compactação da mistura ocasionada pelo aumento de vazios e mantendo o valor da resistência.

Foppa (2016) indica em sua tese que a metodologia $\frac{\eta}{C_{iv}}$ também é válida para o estudo com o incremento de outros materiais como cal e cinza volante. Esta variação recebe a denominação de $\frac{\eta}{B_{iv}}$. A utilização desta correlação entre a porosidade e o teor volumétrico pode ser realizada através das equações 3 e 4, apresentadas por Consoli (2013), Consoli (2017) e Nunez (2022). Nestas, γ_d , $\gamma_{s,s}$ e $\gamma_{s,c}$ são o peso específico aparente seco dos corpos de prova, solo argiloso e cimento Portland, respectivamente; C é o conteúdo de cimento Portland; e W_C e V são a massa total de ligante e o volume total do corpo de prova, nessa ordem.

$$\eta = 100 - 100 \left\{ \left[\frac{\gamma_d}{1 + \left(\frac{C}{100} \right)} \right] \right\} * \left[\frac{1}{\gamma_{s,s}} + \frac{\left(\frac{C}{100} \right)}{\gamma_{s,c}} \right] \quad (3)$$

$$B_{iv}^k = \left[\frac{\frac{W_C}{\gamma_{s,c}}}{V} \right] \quad (4)$$

Winter (2018) constatou a validade desta relação ao ensaiar o uso de aglomerantes alternativos, entre os quais está álcali-ativado, mas também são referência outros materiais como a cal, areia e cinza volante que compõem e agem na mistura com comportamento similar ao de cimentos pozolânicos. Silva *et al* (2023) demonstraram o uso da relação aplicado para compressão simples e compressão diametral conforme a Figura 2.16.

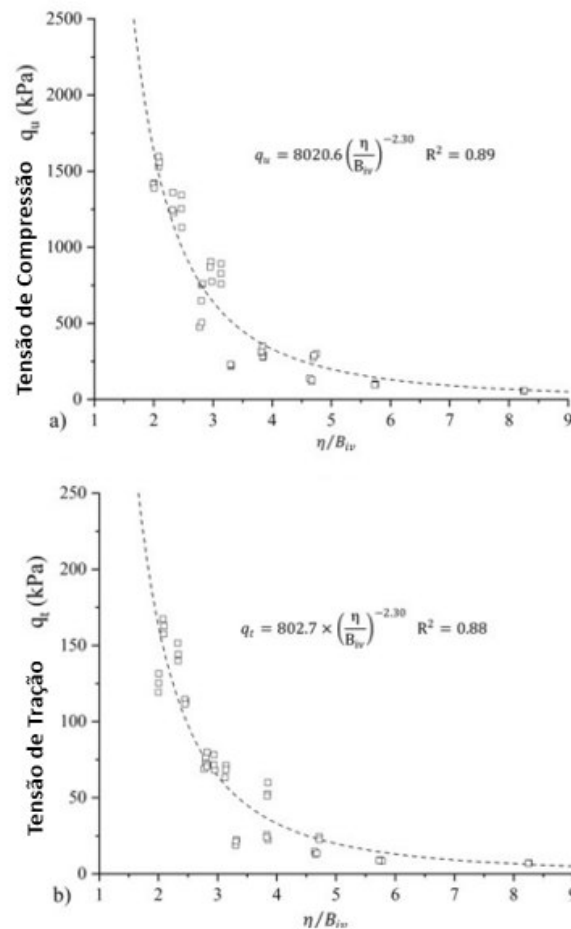


Figura 2.16: Curva de dosagem $\frac{\eta}{B_{iv}}$ para compressão diametral e simples.

Fonte: Silva *et al* (2023).

2.6. Áreas de Aplicação das técnicas de estabilização

Com investigação e desenvolvimento datados em 1967 no Japão, a tecnologia de *Deep Soil Mixing* é um diferencial para a estabilização em obras construídas acima de solos moles com baixa capacidade de suporte, por conta da sua alta velocidade construtiva em locais de difícil gestão de recursos e etapas construtivas que demandam prazos maiores do que o esperado. Sua aplicação é diversa, podendo ser desenvolvida para a construção de fundações para aterros rodoviários ou ferroviários, depósito de solos moles, em galerias, para impermeabilização de barragens ou mesmo em obras de suporte a turbinas eólicas.

Conforme Topolnicki (2016), desde o ano de 2002, mais de 250 viadutos ferroviários e rodoviários na Polônia foram estruturados a partir da estabilização de solo mole com a técnica

de DSM. É notória a economia de tempo, material e trabalho gastos em obra que a metodologia pode oferecer quando comparada à métodos tradicionais de estabilização. A Figura 2.17 demonstra uma das aplicações com arranjo de colunas posicionadas ao longo de um viaduto, próximas aos pilares da construção.

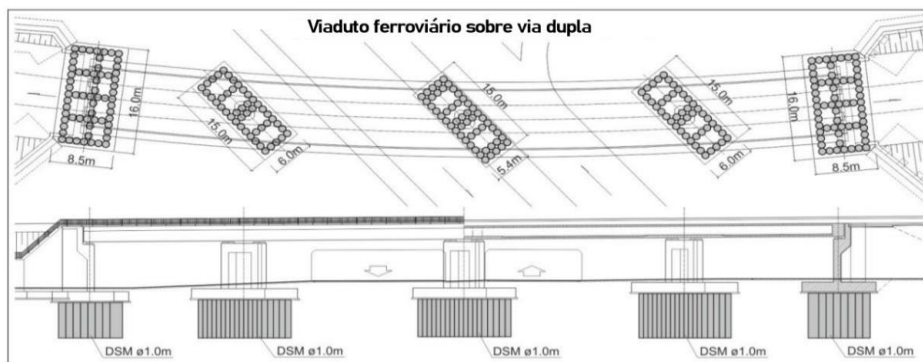


Figura 2.17: Estabilização de viaduto ferroviário.

Fonte: Adaptado de Topolnicki (2016).

Topolnicki (2016), ressalta ainda a importância do cuidado na instalação das colunas que constituirão os aterros rodoviários, uma vez que essas estruturas irão ser submetidas a cargas horizontais elevadas e momentos. Dessa maneira, o arranjo das colunas deve ser feito, através do posicionamento de colunas duplas, agindo diretamente no suporte de carregamentos críticos, isso potencializa a aplicação da técnica em relação à arranjos com uma só coluna, sistema em que o conjunto fica mais vulnerável a esforços como a flexão.

Em termos executivos, ainda é indicado que as colunas sejam posicionadas de 0,50m a 1,0m acima do nível da fundação e após deve ser executada uma camada de concreto magro acima das colunas de DSM. A Figura 2.18 ilustra a estabilização para um aterro rodoviário.



Figura 2.18: Execução de colunas para um aterro rodoviário.

Fonte: Topolnicki (2016).

A execução de aterros em rodovias se dá diversas vezes sob depósitos de argilas moles, se tornando necessária ainda a construção de aterros de aproximação. Nestes casos, deve-se posicionar as colunas de uma maneira diferenciada, uma vez que é comum a ocorrência de carregamentos horizontais assimétricos, os quais podem solicitar as colunas em cotas profundas. As Figuras 2.19 e 2.20 ilustram um croqui do posicionamento dos elementos rígidos e a execução prática deles, respectivamente.

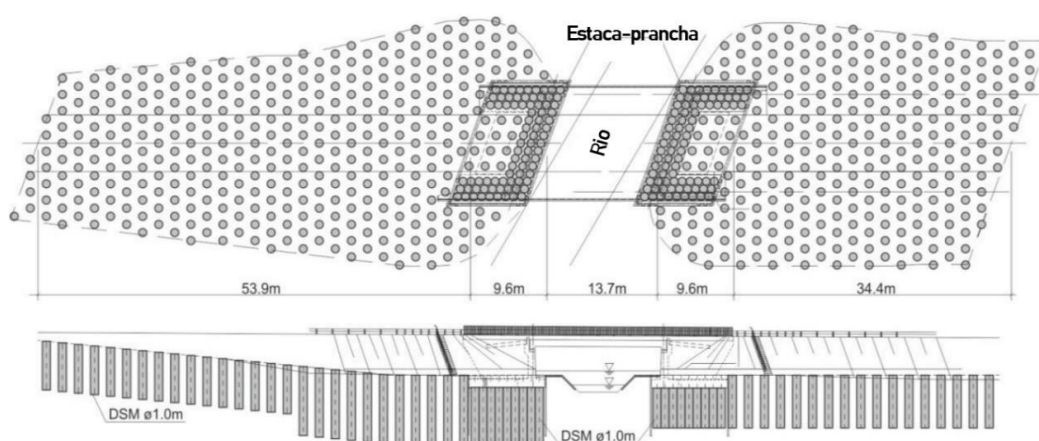


Figura 2.19: Croqui da disposição das fundações.

Fonte: Adaptado de Topolnicki (2016).



Figura 2.20: Execução das colunas em aterro rodoviário.

Fonte: Topolnicki (2016).

O método de DSM também é utilizado no processo de estabilização de solos nos quais serão construídas turbinas eólicas. De acordo com Topolnicki (2016), desde o ano de 2007, foram edificadas mais de 300 turbinas modernas com o auxílio da tecnologia na Polônia. Um dos motivos para o sucesso da metodologia nesse tipo de construção é a necessidade de dar suporte a grandes esforços de tombamento que podem ocorrer devido à esbeltez da estrutura e

os esforços de vento que irão ocorrer, a determinação destes esforços dependerá por exemplo da rigidez rotacional da turbina e da capacidade de carga que o solo abaixo da turbina suportará.

É comum que em obras como essa sejam utilizados maquinários com lâminas de 0,6 a 1,6 m para a execução das colunas in situ. As colunas são propositalmente dispostas ao longo da turbina de maneira circundante à estrutura. A Figura 2.21 demonstra a locação de colunas para uma turbina de 98m, nesta obra foram utilizadas 50 colunas de *DSM* distribuídas ao longo de duas fileiras circulares e com o diâmetro de 1,0m.

A aplicação da técnica conferida às 50 colunas, resultou em uma resistência à compressão característica de 2,3 MPa, após 56 dias de cura. Em uma outra obra, Topolnicki (2016), ressalta que a partir do implemento de 38 colunas, foi possível atingir 2,20MPa, para uma turbina de 119m e 20,50m de diâmetro nos mesmos 56 dias. Entretanto, como os esforços dessa estrutura são maiores, foi preciso aumentar o diâmetro de projeto das colunas, as quais foram executadas com $\phi = 1,60$ m (o máximo estipulado para esse tipo de construção). As Figuras 2.22 e 2.23 demonstram o croqui de execução das colunas, com diagrama de tensões e ferramenta para *DSM* e as colunas já executadas in loco, respectivamente.

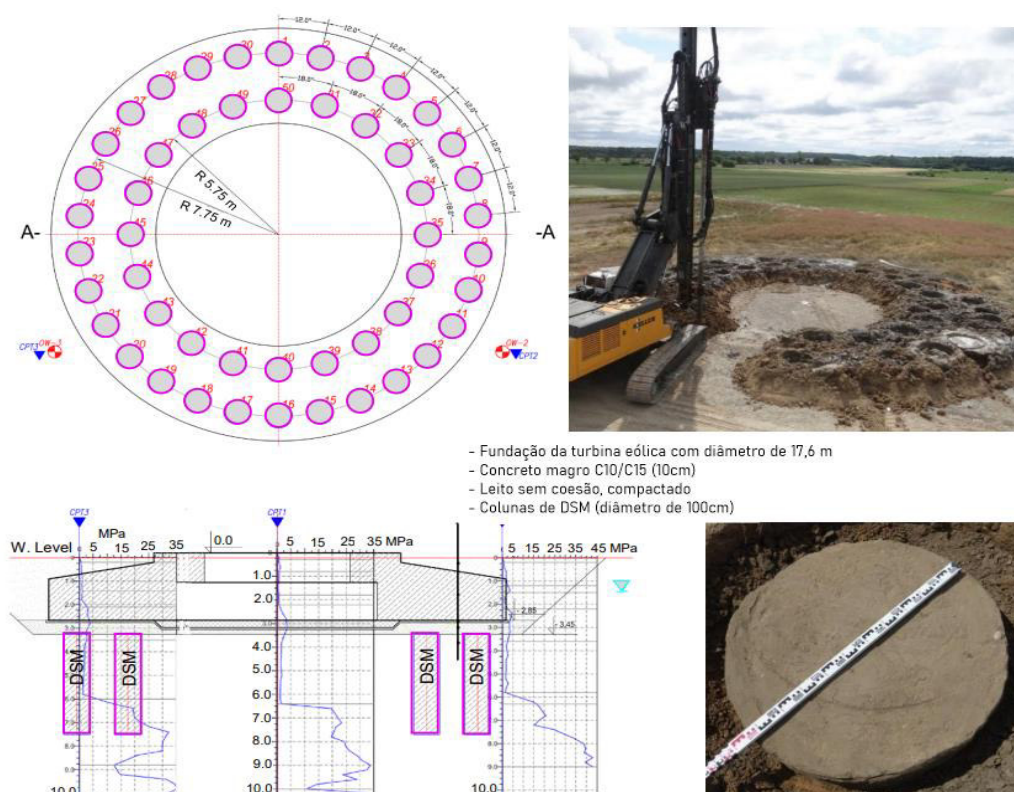


Figura 2.21: Fundação de turbina eólica com a técnica do DSM.

Fonte: Adaptado de Topolnicki (2016).

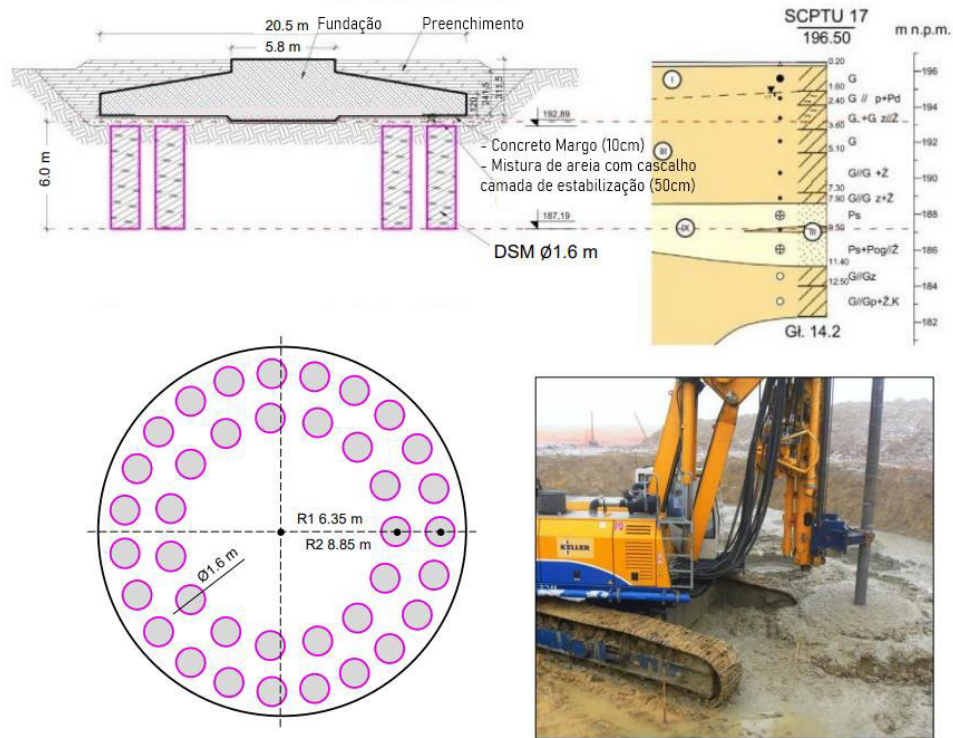


Figura 2.22: Fundação de turbina eólica com a técnica do DSM.

Fonte: Adaptado de Topolnicki (2016).



Figura 2.23: Coluna executada para turbina de 119m.

Fonte: Adaptado de Topolnicki (2016).

Uma das obras realizadas no Brasil que utilizou a técnica de *DSM* ocorreu no aeroporto de Porto Alegre-RS, conforme apresentado por Almeida *et al* (2020). Foi necessário construir um pátio de aeronaves sobre um depósito de solo compressível e, para isso, foram adotadas colunas de *DSM*. A Figura 2.24 apresenta o local da obra.



Figura 2.24: Local da Obra em DSM.

Fonte: Almeida *et al.* (2020).

As etapas da obra envolveram a análise do subsolo através de ensaios de campo, ensaios de laboratório, execução de aterros teste e a execução das colunas em campo. Em etapas iniciais de reconhecimento, foram feitas sondagens a percussão. Durante a fase de execução de aterros teste, foram feitos também ensaios CPTU. Ambos os ensaios confirmaram a presença de aterro com altura média de 3m, sobre camada de argila com baixa resistência.

Também foram realizados ensaios de laboratório no material coletado. Entre esses ensaios, estão os ensaios de caracterização e de adensamento. A partir desses resultados, foram realizados ensaios de mistura do material natural com cimento, de modo a se determinar a mistura mais adequada e econômica para promover um ganho de resistência mecânica para o solo local. Assim, foi possível atingir valores superiores a 1MPa de resistência utilizando 350kg por metro cúbico de cimento Portland.

Por fim, aos 28 dias se atingiu em campo uma resistência aproximada nas colunas de 1,10 MPa, enquanto em laboratório esta resistência foi de 1,70 MPa. A execução das colunas é mostrada na Figura 2.25.



Figura 2.25: Execução das colunas de DSM.

Fonte: Almeida *et al.* (2020).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo, serão abordados através de uma descrição minuciosa quais as etapas e processos que constituem o objeto desta pesquisa. Em um primeiro momento serão apresentados os materiais utilizados como base para cada uma das misturas, descrevendo suas características e propriedades físicas que propiciaram a sua escolha.

Em seguida, através do embasamento teórico já apresentado, será descrita a metodologia que norteou os estudos e o desenvolvimento dos ensaios de laboratório realizados ao longo deste trabalho, os quais permitirão a obtenção dos resultados de interesse da pesquisa, bem como a posterior análise e comparação de dados obtidos.

3.1. Materiais

Considerando as especificidades de cada mistura através da montagem de um cronograma, com análise de dias de ruptura e dosagens de cada material, necessárias para atingir determinados valores de resistência à compressão simples e à tração (compressão diametral), foram escolhidos e utilizados cinco diferentes materiais para a realização da pesquisa, os quais são:

- a) Rejeito de Dragagem;
- b) Cimento Portland Pozolânico CPIV e CPV ARI;
- c) Areia;
- d) Cal de Carbureto.

3.1.1. Rejeito de Dragagem

O rejeito de dragagem utilizado para esta pesquisa foi coletado durante o procedimento de dragagem realizado no Canal de Acesso ao Porto do Rio Grande (Figura 3.1), no ano de 2018. O material se encontra atualmente armazenado no Laboratório de Geotecnia e Concreto Prof. Cláudio Renato Dias Rodrigues (LGC) da Universidade Federal do Rio Grande (FURG). O mesmo rejeito de dragagem foi utilizado em outros estudos, como em Larrosa *et al* (2023).



Figura 3.1: Coleta do rejeito de dragagem. (a) Localização do Canal de Acesso, (b) e (c) coleta e disposição em reservatório.

Com o intuito de classificar e definir as características do material estudado foram executados diversos ensaios de caracterização do material. Após a etapa de preparação adequada da amostra, com o material seco ao ar livre e então destorroado com o auxílio de almofariz, foram realizados os ensaios de sedimentação e peneiramento, sendo possível definir a curva granulométrica que caracteriza e classifica o rejeito de dragagem estudado, fornecendo assim algumas das informações que serão relevantes para nortear as fases seguintes deste estudo. A relação de ensaios e normativas empregadas no estudo é apresentada na tabela 3.1.

Tabela 3.1: Ensaios e as suas respectivas normativas.

Ensaio	Normativa
Preparação da amostra	NBR 6457 (ABNT, 2018)
Análise Granulométrica	NBR 7181 (ABNT, 2018)
Peso Específico Real dos Grãos [γ_s (kN/m ³)]	NBR 6458 (ABNT, 2017)
Limite de Liquidez [wl]	NBR 6459 (ABNT, 2017)
Limite de Plasticidade [wP]	NBR 7180 (ABNT, 2016)

A curva granulométrica do rejeito de dragagem é apresentada na figura 3.2.

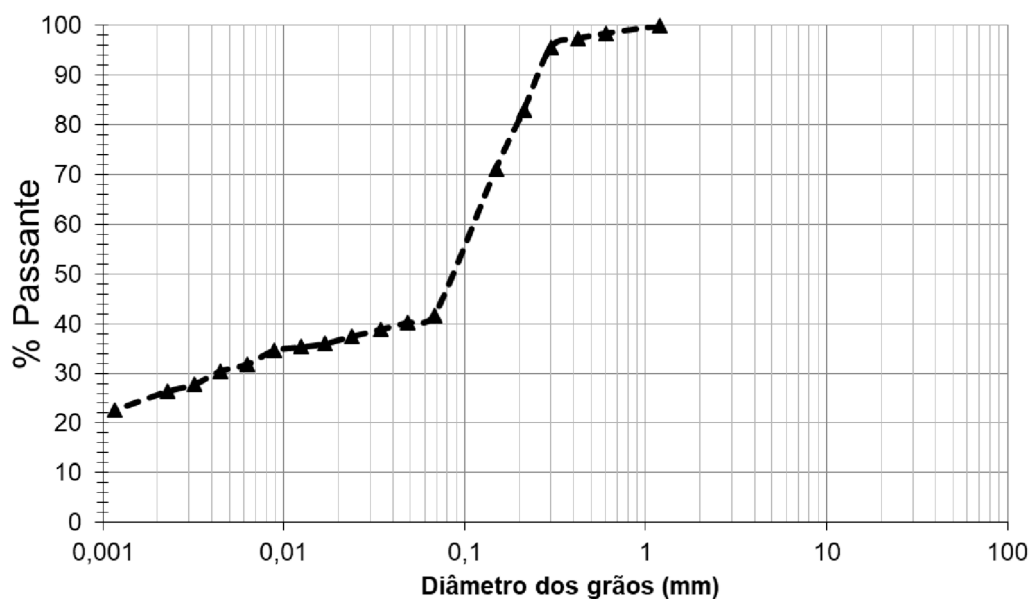


Figura 3.2: Curva granulométrica do rejeito de dragagem

A composição granulométrica obtida através da caracterização do rejeito de dragagem indica o material como uma areia argilosa. Ademais, o índice de plasticidade (19,50) e o índice de atividade coloidal (0,50) indicam um material altamente plástico com inatividade da fração coloidal. Conforme estudado, a classificação do material, utilizando como base a TRB (ASTM D3282, 2015), é A-7-6 (9). Isso sugere que o rejeito de dragagem está na faixa dos solos argilosos e não é indicado para fins rodoviários, pois apresenta comportamento de regular a muito mau. Realizando a análise do rejeito através do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) (ASTM D2487, 2017), o solo é considerado como sendo CL, argila pouco plástica.

Os resultados dos ensaios de caracterização estão disponibilizados através da Tabela 3.1. Cabe ressaltar que, dada a importância do limite de liquidez para o estudo, conforme será apresentado posteriormente, foram feitas cinco repetições desse ensaio.

Tabela 3.2: Propriedades físicas do rejeito estudado.

Propriedade	Material dragado
Areia ($0,06 < d < 2,00\text{mm}$) [%]	56,0
Silte ($0,002 < d < 0,06\text{mm}$) [%]	16,0
Argila ($d < 0,002\text{mm}$) [%]	28,0
Limite de Liquidez [%]	47,0
Limite de Plasticidade [%]	27,5
Índice de plasticidade [%]	19,5
Índice de Atividade – Ia	0,5
Peso Específico Real dos Grãos - γ_s (kN/m ³)	24,0
Teor de Matéria Orgânica [%]	2,48

Fonte: O autor.

Outra metodologia utilizada para identificação de estruturas no solo estudado é a Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV). MEV é um tipo de microscopia utilizada para a identificação da morfologia de solos, bem como a sua composição química, sendo essa metodologia comumente realizada em amostras conforme Ekinci *et al* (2019). A análise microestrutural dos materiais realizada através do MEV proporciona ao operador a identificação de características volumétricas, com alta resolução e da natureza química do material, como explica Henriques (2019).

A Figura 3.3 apresenta as partículas constituintes do rejeito de dragagem, determinadas a partir da microscopia eletrônica de varredura.

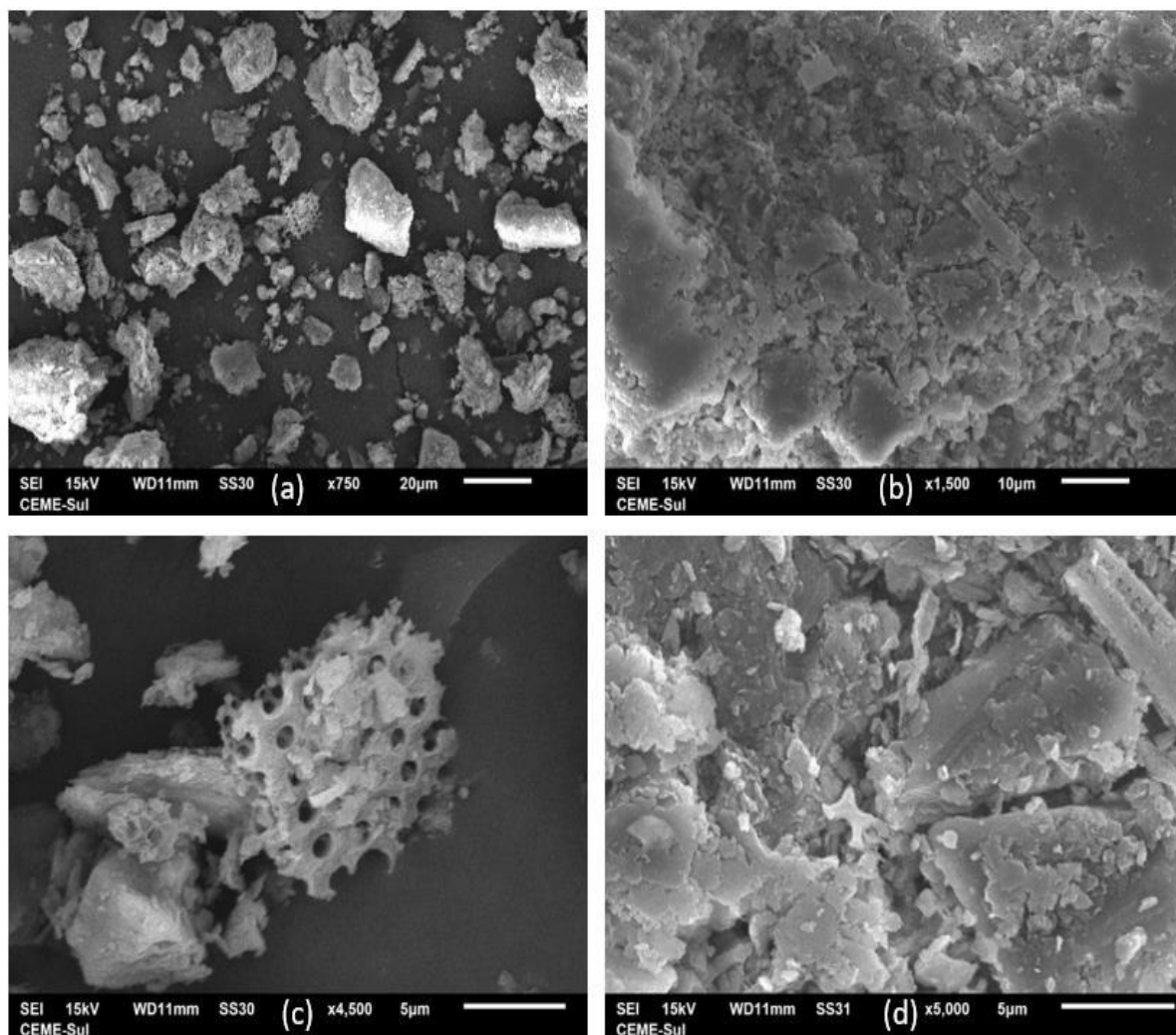


Figura 3.3: MEV do rejeito de dragagem, nas magnitudes: (a) x750, (b) x1500, (c) x4500 e (d)x5000.

3.1.2. Areia

Neste trabalho, a areia foi utilizada como substituição a uma parte do cimento Portland, dessa maneira sua utilização se dá como um material filler. Através do seu uso, o incremento do material tem como função o aumento dos pontos de contato de partículas possibilitando que o aglomerante hidráulico possa unir-se e consequentemente constituir uma estrutura de suporte com características superiores em termos de resistência, compactação, dentre outros (Janz & Johansson, 2002).

A areia utilizada para o estudo é um material comum da região, encontrada em todo o litoral do Rio Grande do Sul. A sua coleta foi realizada no município de Rio Grande, sendo a caracterização desenvolvida por Servi e Bastos (2019). Na Figura 3.4 está definida a curva característica para o material, através da qual é possível identificar a predominante existência

de finos através dos passantes em cada peneira.

A classificação do material, utilizando como base a TRB (ASTM D3282, 2015), é A-2-4 (0). Já pela classificação SUCS o solo é considerado SP. Os valores de D₁₀, D₃₀ e D₆₀ são, respectivamente, 0,010, 0,15 e 0,19.

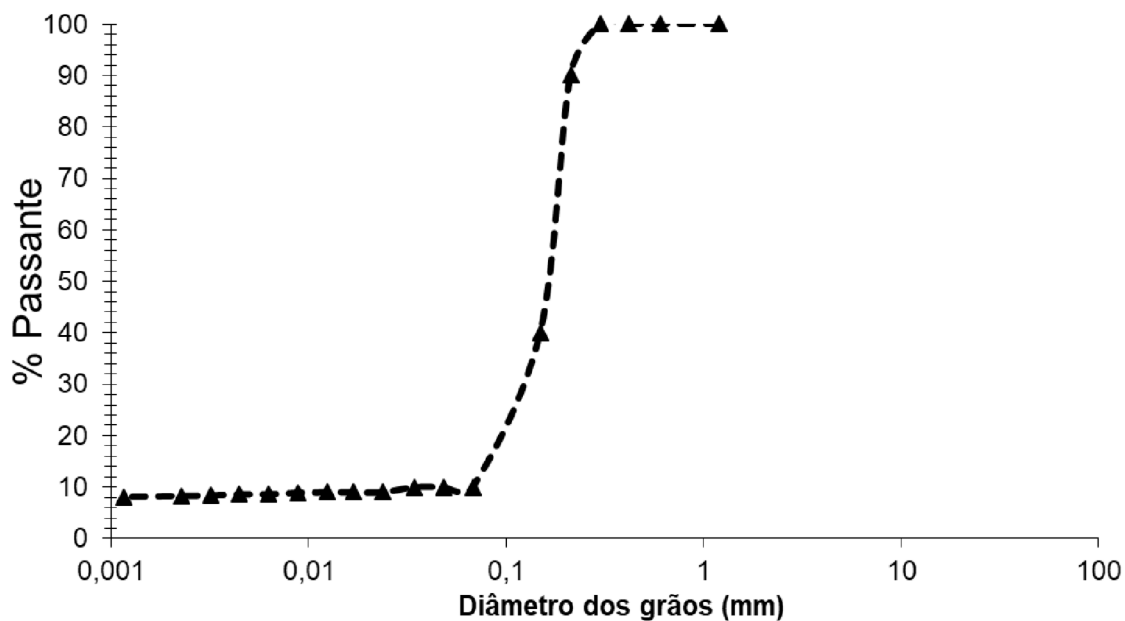


Figura 3.4: Curva granulométrica da areia.

Tabela 3.3: Propriedades físicas da areia utilizada.

Propriedade	Areia
Areia ($0,06 < d < 2,00\text{mm}$) [%]	88,8
Silte ($0,002 < d < 0,06\text{mm}$) [%]	3,5
Argila ($d < 0,002\text{mm}$) [%]	7,7
CC – Coeficiente de curvatura	3,12
CNU – coeficiente de uniformidade	4,50
Peso Específico Real dos Grãos - γ_s (kN/m ³)	26,4

Fonte: autor.

Através da figura 3.5 pode-se analisar a morfologia das partículas de areia a partir da análise de microscopia eletrônica de varredura (MEV).

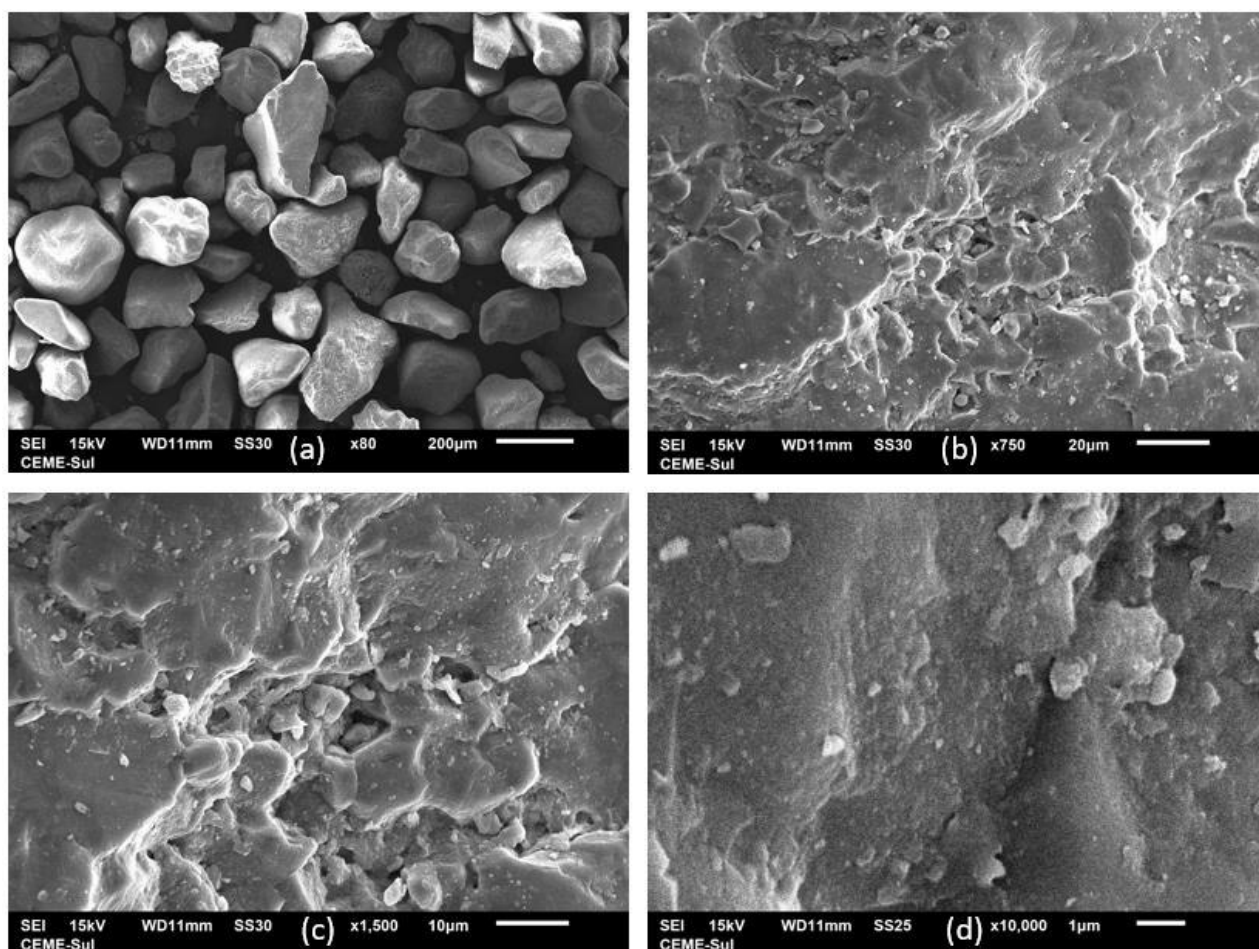


Figura 3.5: MEV da areia nas magnitudes: (a) x750, (b) x1500, (c) x4500 e (d)x5000

3.1.3. Cimento Portland

No estudo, foram utilizados dois tipos de cimento Portland: cimento Portland CP IV e cimento Portland CP V ARI. O cimento Portland Pozolânico CP IV – 32 foi utilizado na etapa inicial da pesquisa. A opção por esse aglomerante se dá pela sua disponibilidade comercial na região de Rio Grande. Conforme a NBR 16697:2018, este material apresenta características como percentuais predominantes de material pozolânico (Tabela 3.2).

Tabela 3.4: Propriedades físicas do cimento.

Tipo de Cimento Portland	Sigla	Composição % em massa				Norma Brasileira
		Clínquer + sulfatos de cálcio	Escória granulada de alto-forno	Material Pozolânico	Material carbonático	
Pozolânico	CP IV	48-85		15-50	0-10	NBR 16697

Fonte: Adaptado da NBR 16697:2017.

A presença de alta porcentagem de material pozolânico, com valores de 15 a 50%, confere ao material alta impermeabilidade e assim uma durabilidade superior (Pereira e Silva, 2016). Além disso, o cimento apresenta boa estabilidade em ambientes de alta agressividade, com ataques ácidos, como situações em que há a presença de sulfatos. Apresenta ainda baixo calor de hidratação, o que o torna útil para concretagens de grandes volumes e em temperaturas elevadas. A porosidade também é uma das características relevantes deste material, uma vez que essa condição o torna resistente água do mar (ABCP, 2018).

Quanto ao ganho de resistência ao longo dos dias, apresenta-se lenta nos estágios iniciais, mas tende a se estabilizar conforme o passar dos dias, tendendo a valores próximos à 35 MPa para concreto, aos 28 dias como indicado na Figura 3.6.

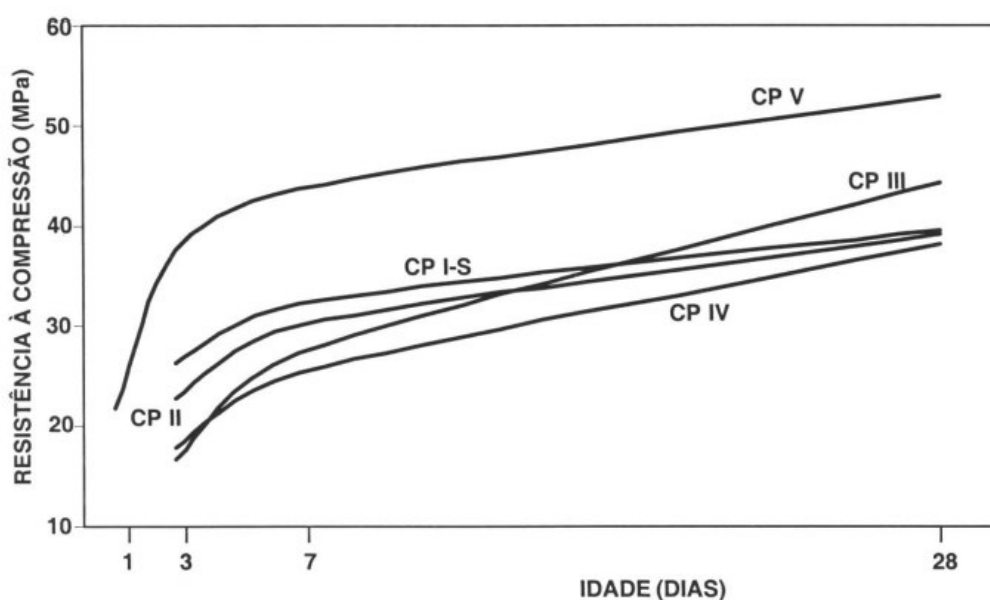


Figura 3.6: Evolução da resistência à compressão para os diferentes cimentos ao longo dos dias.

Fonte: ABCP (2002).

Além do apresentado, demonstra um tempo de cura aceitável para o estudo. As quantidades empregadas de materiais para a realização dos ensaios serão descritas na sequência do trabalho.

Já o cimento Portland CP V ARI foi utilizado na etapa final e definitiva do estudo. Esse cimento é comumente empregado nas pesquisas envolvendo solos cimentados e apresenta como principal característica altas resistências nos períodos iniciais da cura. Foi realizada a análise por Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) para o cimento Portland CP V, a qual é apresentada na Figura 3.7.

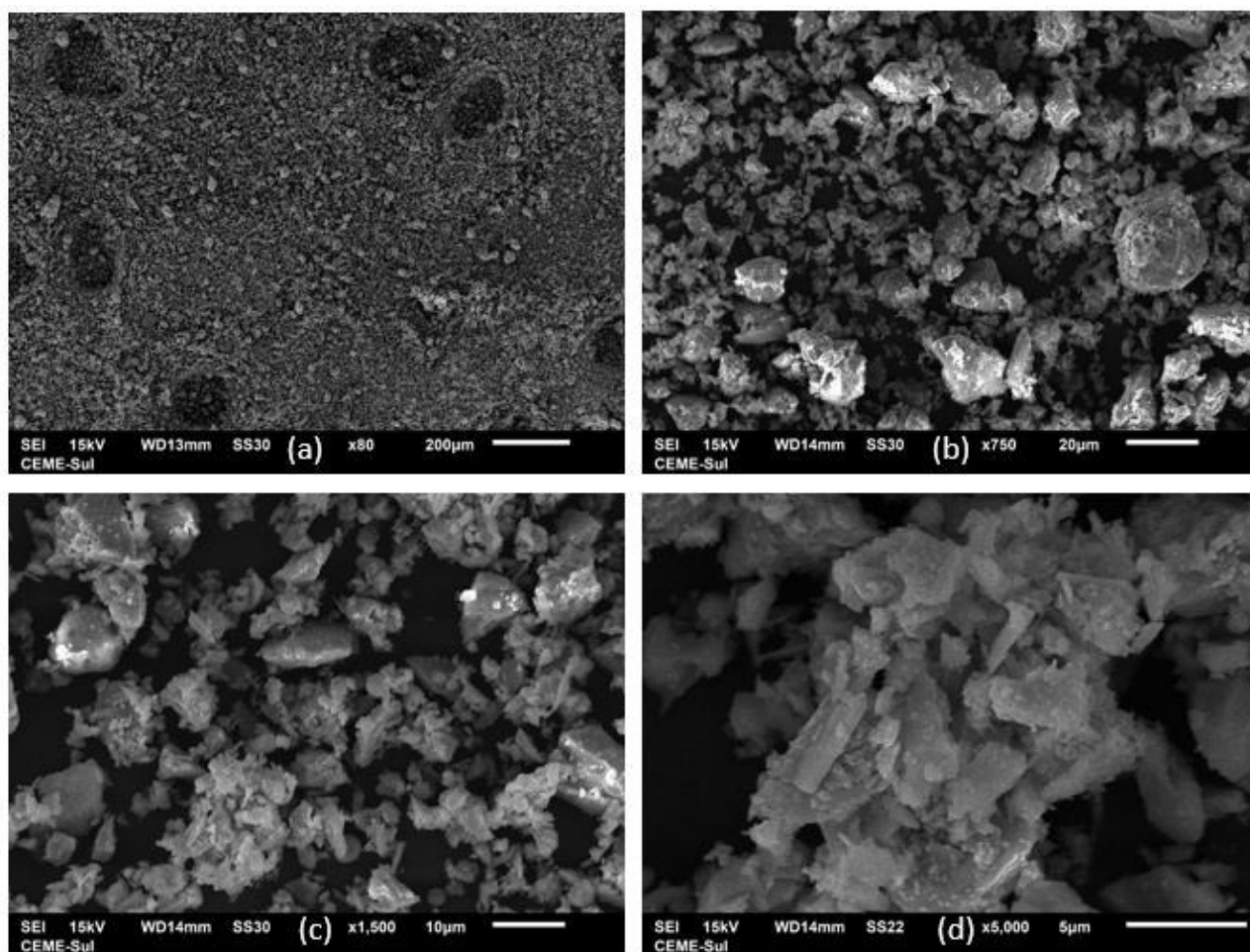


Figura 3.7: MEV do cimento Portland CP V, nas magnitudes: (a) x750, (b) x1500, (c) x4500 e (d)x5000.

3.1.4. Cal de carbureto

Na etapa final do estudo, foi implementada a cal de carbureto na composição das misturas junto ao cimento Portland como material de substituição. A cal empregada foi utilizada em estudos anteriores (Servi, 2022; Nunez, 2022). O material foi seco em estufa a 60°C, por um período de 47 horas, posteriormente foi submetido a processo de destorroamento com almofariz. Com o objetivo de se obter um material fino, com granulometria mais controlada e maior reatividade, o material passou por peneiramento na peneira 200, com abertura de 0,075mm.

A cal de carbureto utilizada no estudo é a mesma utilizada em outras pesquisas, de forma que a granulometria é apresentada na Figura 3.8.

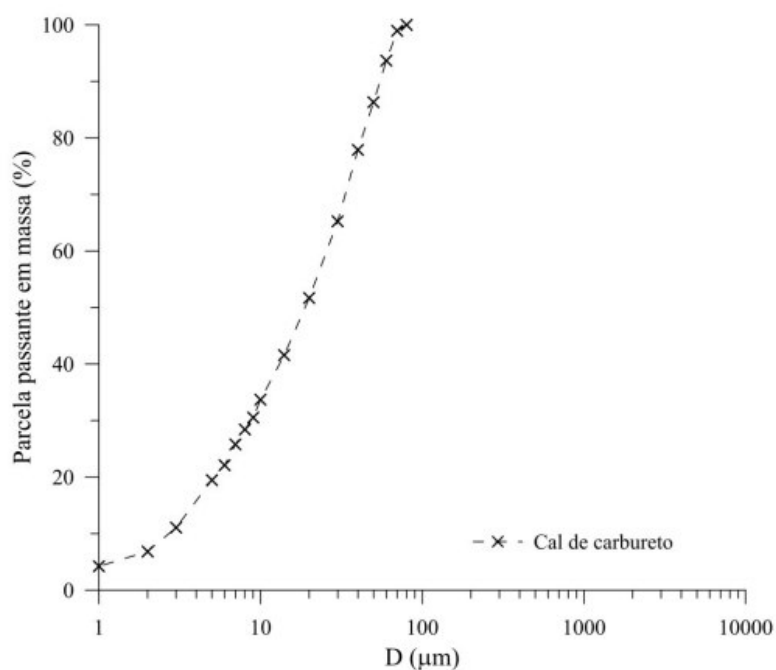


Figura 3.8: Curva granulométrica da cal de carbureto.

Fonte: Servi (2022).

Tabela 3.5: Propriedades físicas da cal de carbureto.

Propriedade	Resultado
Areia ($0,06 < d < 2,00\text{mm}$) [%]	6,30 %
Silte ($0,002 < d < 0,06\text{mm}$) [%]	86,90 %
Argila ($d < 0,002\text{mm}$) [%]	6,80 %
Peso Específico Real dos Grãos - γ_s (kN/m ³)	21,95

A Figura 3.9 apresenta a morfologia das partículas da cal de carbureto a partir da análise de microscopia eletrônica de varredura (MEV).

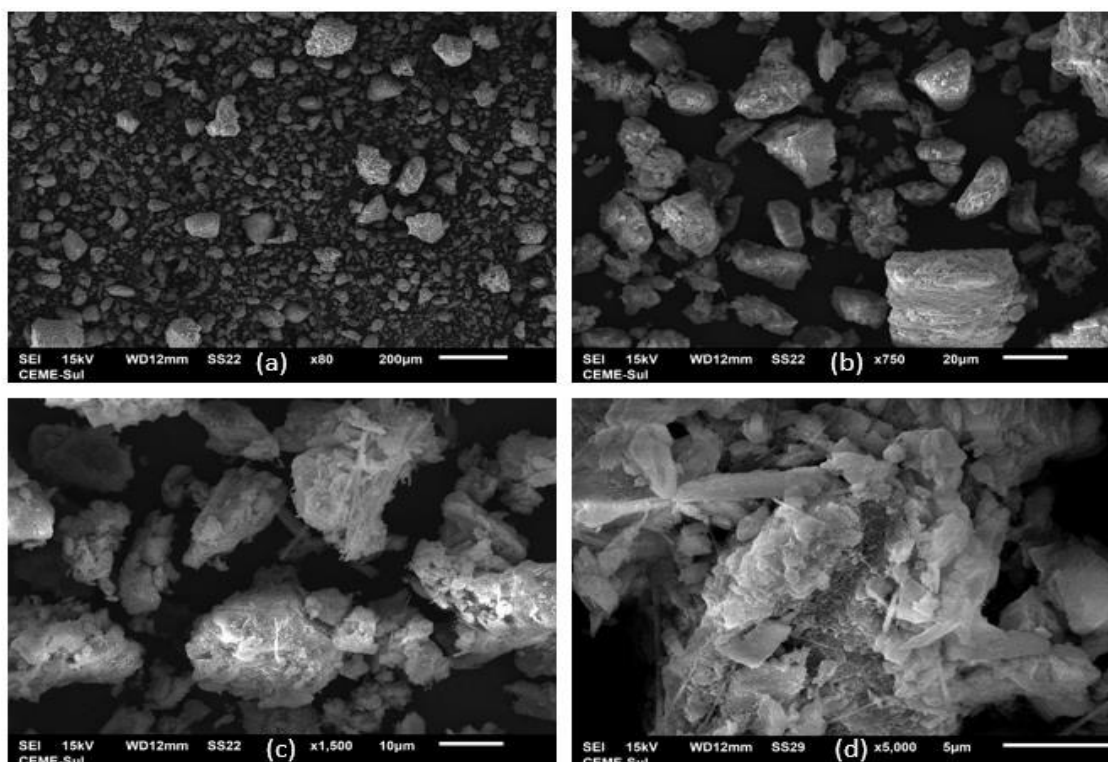


Figura 3.9: MEV da Cal de Carbureto, nas magnitudes: (a) x750, (b) x1500, (c) x4500 e (d)x5000.

3.2. Metodologia

A metodologia adotada para esta pesquisa consiste em um planejamento experimental, com o objetivo de otimizar o tempo empregado e o número de ensaios necessários para encontrar resultados aceitáveis e úteis para o estudo. É importante ressaltar que durante o desenvolvimento da pesquisa foram feitas algumas alterações nos protocolos de ensaio e nas variáveis analisadas para ser possível apresentar resultados mais coerentes.

Assim, pode-se dividir a metodologia em duas etapas. A etapa 01 consistiu de ponto de partida para o estudo, tendo o objetivo de estabelecer parâmetros de ensaios e compreender preliminarmente o comportamento mecânico do rejeito de dragagem cimentado. Nessa etapa, foram avaliadas quatro variáveis controláveis: consumo de cimento, teor de umidade pelo limite de liquidez, massa de areia e tempo de cura. Cabe esclarecer, também, que essa etapa foi iniciada considerando cura em câmara úmida, e em seu término optou-se pela cura em condição saturada, como será apresentado a seguir. Com isso, variável resposta do estudo empregando esta rotina de ensaios foi a resistência a compressão simples.

A segunda etapa está relacionada ao estudo final desenvolvido, através da qual foi

apresentada uma análise mais ampla. Para isso, utilizou-se da experiência adquirida na etapa inicial e incorporaram-se outros parâmetros como o incremento da cal de carvão. Manteve-se a cura em condição saturada, uma vez que este procedimento apresentou resultados superiores aos encontrados através do método em câmara úmida e realizou-se, também, ensaios de tração à compressão diametral, além do já citado ensaio de resistência à compressão simples. Nos próximos itens serão descritos os planejamentos experimentais citados anteriormente, para ambas as etapas do estudo, e apresentadas as premissas e diretrizes seguidas nesta pesquisa.

3.2.1. Etapa 01 – Estudo Inicial

Para compreender o comportamento mecânico do rejeito de dragagem cimentado, dentro do planejamento experimental citado anteriormente, inicialmente foi desenvolvido um projeto fatorial com quatro fatores controláveis em dois níveis de análise. Na Tabela 3.5 são apresentadas variáveis controláveis, variáveis fixas e a variável resposta.

Tabela 3.6: Fatores Controláveis do Projeto fatorial

Fatores Controláveis	Nomenclatura	Níveis	
		Mínimo	Máximo
Massa de Cimento Portland por volume de rejeito seco [kg/m³]	Cc	200	300
Relação do teor de umidade pelo limite de liquidez	w/wl	1,10	1,40
Massa de areia seca por massa de cimento Portland [%]	RA	0	10
Tempo de cura [dias]	t	7	28
Fatores Fixos	Nomenclatura	Níveis	
Material Geotécnico	-	Rejeito de dragagem	
Agente Aglomerante	-	Cimento Portland Pozolânico	
Temperatura de cura [°C]	-	23°C	
Umidade Relativa [%]	-	≥ 80	
Relação altura por diâmetro	-	2	
Variável Resposta			
Resistência à compressão simples q_u			

O consumo de cimento Portland foi definido a partir da estimativa apresentada por Topolnicki (2008), que sugere faixas de consumo de acordo com o material a ser estabilizado. Para materiais argilosos, essa faixa varia entre 150 e 300 kg/m³. Vale observar que anteriormente a realização do planejamento experimental, foram feitas misturas com teores entre 100 e 300 kg/m³ para que fosse avaliada a consistência do material. Com isso, foi observado que menores teores de cimento, inferiores a 200 kg/m³, não eram viáveis, assim restringindo a faixa analisada no estudo para 200 a 300 kg/m³. Há a expectativa que um maior teor de aglomerante leve a uma maior resistência à compressão simples. Ao mesmo tempo, analisa-se uma dosagem menor para avaliar a influência do teor de cimento na resistência final dos corpos de prova.

O teor de umidade das misturas foi escolhido a partir da determinação do limite de liquidez (wl). Recomenda-se na literatura utilizar valores ao redor do limite de liquidez. Correia (2011) sugere valores entre 1 e 1,50 vezes o valor encontrado para o wl. Juntamente a análise prévia realizada para o teor de cimento, foi observado o comportamento das misturas em relação a sua consistência conforme a aplicação de diferentes teores de umidade. Observou-se que utilizando valores de 1 vez o wl, a mistura ficou com uma trabalhabilidade reduzida, dificultando o processo de moldagem. Ao mesmo tempo, a escolha por um teor de umidade equivalente a 1,50 vezes o wl tornou a mistura muito fluida, na qual após 7 dias o corpo de prova ainda apresentava elevada quantidade de água. Assim, os teores adotados para estudo foram 1,10 e 1,40 vezes o wl.

Para a massa de areia seca empregada, foram desenvolvidas parte das misturas sem a presença de areia e parte com acréscimo de 10%. Assim, espera-se um aumento na resistência à compressão simples, além de reduzir a dosagem de aglomerante empregado (Machado, 2016).

O tempo de cura máximo adotado, de 28 dias, tem como objetivo verificar a viabilidade das misturas a partir da resistência encontrada nesse tempo. Considera-se como uma referência o valor de 1 MPa a ser encontrada nesse tempo (Machado, 2016). Valores abaixo indicam que deve ser reanalisada a dosagem de materiais ou que a estabilização com o uso de aglomerante pode não ser viável para o material em estudo.

A variável resposta do planejamento é a resistência à compressão simples (MPa). Foi utilizado número de réplicas igual a 3. A cura dos corpos de prova foi feita em câmara úmida, com temperatura controlada de 23,0 °C e umidade relativa de 80%.

3.2.2. Preparação do material

Finalizado o planejamento de ensaios, foi iniciada a etapa de preparação e realização das misturas. Foi necessário, então, proceder o preparo do rejeito de dragagem. O primeiro passo foi a coleta do material no tanque 5000 m³ e a disposição em recipientes menores, buscando coletar apenas a parte sólida e desprezando a água presente junto ao material, com o objetivo de facilitar o posterior processo de secagem. O rejeito de dragagem está armazenado em um reservatório, conforme mostra a Figura 3.10.



Figura 3.10: Rejeito de dragagem armazenado.

Após a retirada do reservatório, o rejeito de dragagem era colocado para secagem ao ar livre em finas camadas, de modo que o processo de destorroamento do material fosse posteriormente facilitado. A Figura 3.11 apresenta essa etapa do processo.



Figura 3.11: Rejeito para secagem.

Decorridos no mínimo três dias de secagem ao ar livre, o material foi então levado a estufa em temperatura de 60,0 °C. O material ficava na estufa por pelo menos dois dias, quando então o processo de secagem era concluído. O material, seco e em finas camadas, é mostrado

na Figura 3.12.



Figura 3.12: Material após secagem na estufa.

O material, após todo o processo de secagem, era então destorroado conforme o procedimento adotado para os ensaios de caracterização. Assim, posterior a isso, o material passava pela peneira #10 para eliminar alguns resíduos que estavam presentes no rejeito de dragagem, como conchas e folhas, que poderiam atrapalhar o processo de moldagem das misturas e sua homogeneidade mantendo a constância nos resultados. Após o destorroamento, o material era acondicionado em sacos plásticos com o objetivo de evitar o ganho de umidade pela amostra. A Figura 3.13 apresenta o material armazenado para posterior uso na realização das misturas.



Figura 3.13: Material destorroado.

3.2.3. Modelagem e cura dos corpos de prova

Finalizada a etapa de preparação da massa seca do rejeito de dragagem, era então iniciada a preparação dos moldes. Os corpos de prova foram moldados utilizando tubos de PVC com diâmetro de 50 mm. Para preservar a relação 2:1, todos os tubos foram cortados com altura de 10 cm conforme indica Consoli *et al* (2009). Para certificar que essa altura estava sendo

respeitada, foi feito o corte utilizando uma serra elétrica.

Com os moldes finalizados nas dimensões corretas, esses foram então preparados: o fundo de cada um dos moldes foi fechado utilizando filme de PVC, fixado com o uso de fita crepe adesiva.

Anteriormente a preparação das misturas, o solo destorroado e acondicionado em sacos plásticos foi disposto em novos recipientes e colocado na estufa por 24h para garantir que o material estivesse seco no momento da mistura dos materiais.

No dia em que foram realizadas as moldagens todos os equipamentos, moldes, materiais e cápsulas para verificação do teor de umidade das misturas foram dispostos na bancada, com o objetivo de tornar ágil o processo. Nesse momento, foi separado também o cimento e a areia a serem utilizados. A bancada de trabalho é apresentada na Figura 3.14.



Figura 3.14: Preparação das misturas.

A mistura dos materiais foi feita de maneira manual, utilizando uma bacia e espátula, com tempo padronizado de 10 min para garantir a homogeneidade da mistura e com objetivo de certificar que todos os corpos de prova foram moldados sob as mesmas condições. O tempo de mistura adotado foi o mínimo necessário para a adequada homogeneização da mistura, tendo em vista que maiores tempos de mistura, reduzem a resistência final alcançada na ruptura (Cancian *et al*, 2015). A Figura 3.15 mostra a mistura pronta para ser colocada nos corpos de prova, após o tempo de homogeneização.



Figura 3.15: Mistura homogeneizada.

Na moldagem dos corpos de prova, cada um passou por um tratamento com vaselina para facilitar a extração do CP e posteriormente foi preenchido com o material proveniente da mistura, em três camadas de igual altura. Cada uma das camadas foi compactada através da aplicação de 50 golpes do CP contra a bancada e entre cada uma das camadas foi realizado o procedimento de escarificação, com o objetivo de proporcionar homogeneidade ao CP, minimizando a possibilidade de serem criadas superfícies fracas.

Finalizado o procedimento, o material restante acima do molde era descartado e o fechamento do corpo de prova era feito com filme de PVC e fita crepe adesiva, conforme demonstrado na Figura 3.16 (a) e (b). Tal procedimento se fez necessário para minimizar a perda de umidade da mistura.

Após o fechamento superior dos moldes, os corpos de prova eram identificados e colocados em câmara úmida para o processo de cura. A Figura 3.16 (c) mostra alguns corpos de prova acondicionados em câmara úmida.

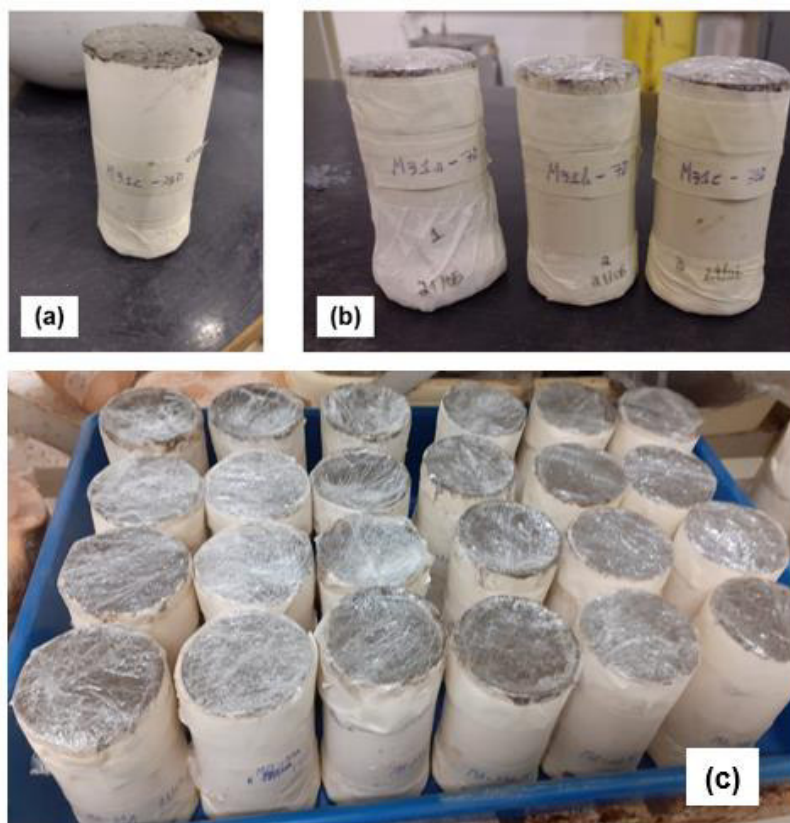


Figura 3.16: Moldagem dos corpos de prova: a) Após a compactação e nivelamento do CP; b) Após o fechamento do CP com filme de PVC; c) Agrupamento em bandeja para câmara úmida.

É importante ressaltar que os corpos de prova tiveram a sua massa aferida logo após a moldagem, com o objetivo de determinar o peso específico da amostra. O teor de umidade da mistura também era determinado com a coleta de duas amostras após a moldagem, que eram levadas imediatamente a estufa.

3.2.4. Ensaio de Resistência

Decorrido o prazo de 7 e 28 dias após a moldagem dos corpos de prova, foi feito o desmolde para que os corpos de prova fossem levados a ruptura em ensaio de compressão simples e em resistência à tração por compressão diametral, conforme a etapa do estudo. Os procedimentos adotados para cada um desses ensaios são citados a seguir. A etapa de preparação é comum a eles, sendo o desmolde feito utilizando um equipamento extrator, buscando preservar as dimensões originais dos corpos de prova e causando a mínima perturbação possível. Após a extração, era verificada a massa e a altura dos corpos de prova.

3.2.4.1. Ensaio de resistência à compressão normal

Para a obtenção da resistência mecânica à compressão simples, foi utilizada uma prensa com aplicação de carregamento constante de 1 mm/min, conforme preconiza a NBR 12025 (ABNT, 2012). A célula de carga utilizada para medir o carregamento aplicado possui capacidade de 5.000 kg, e foi utilizada régua resistiva com capacidade de 25 mm para medir os deslocamentos verticais. A leitura dos instrumentos foi realizada utilizando sistema de aquisição de dados. Os resultados foram expressos em termos de força aplicada (kN). Enfim, a tensão é obtida considerando a força aplicada e a área da seção transversal do corpo de prova antes da ruptura.

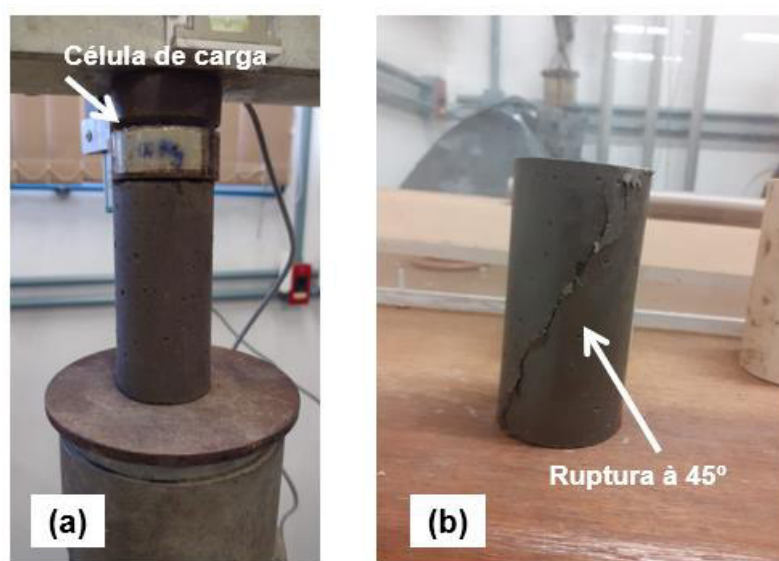


Figura 3.17: Ruptura dos corpos de prova após a cura: a) instrumentação; b) CP pós ruptura.

3.2.4.2. Ensaio de resistência à tração por compressão diametral

Para a obtenção da resistência a tração por compressão diametral, seguiu-se o procedimento de ruptura prescrito pela NBR 7222 (ABNT, 2011). A ruptura típica deste ensaio é apresentada na Figura 3.18. A capacidade da célula de carga e a utilização de régua resistiva seguem o apresentado no item 3.2.4.1.

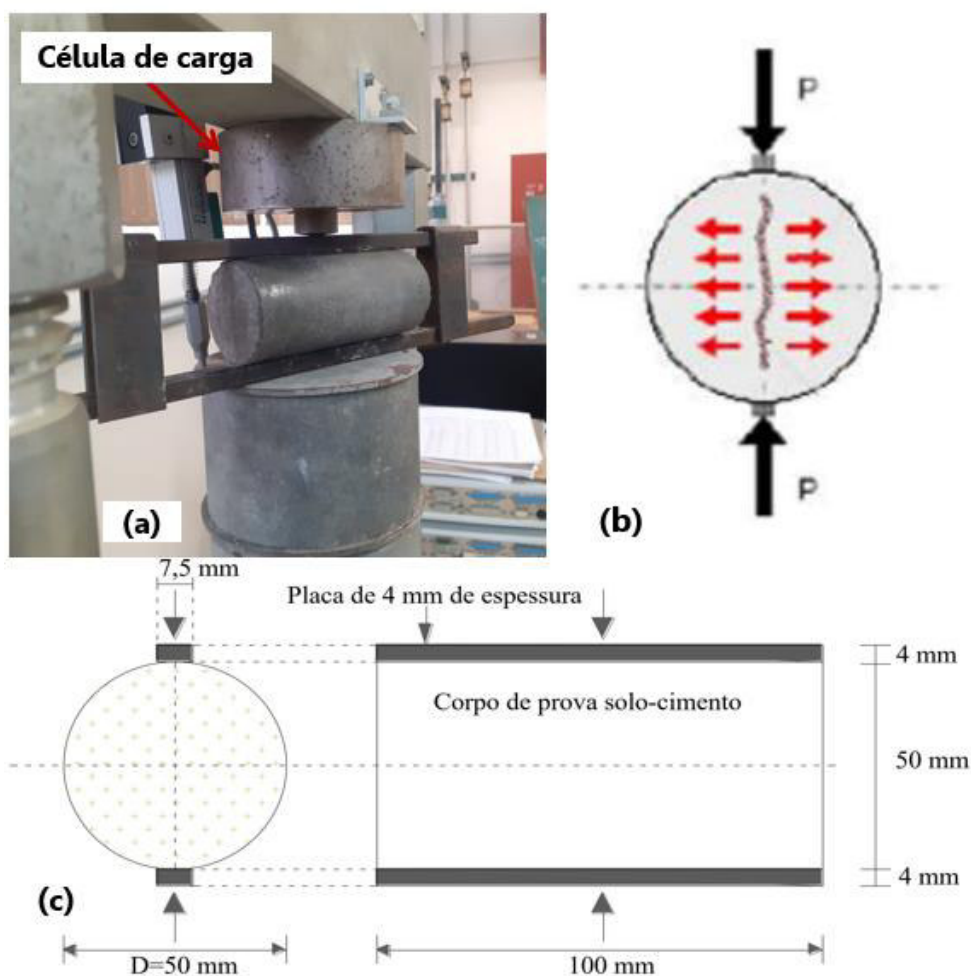


Figura 3.18: Ruptura típica de ensaio de tração na compressão diametral. (a) Ensaio realizado em laboratório, (b) compressão diametral típica e (c) esquematização do corpo de prova e da força aplicada.

3.2.5. Alteração de protocolos de ensaios - Cura em condição saturada

Durante a realização dos ensaios, considerando a metodologia descrita, tinha-se como objetivo primordial atingir uma resistência a compressão dos corpos de prova superior a 1 MPa em 28 dias. Após a ruptura de todos os corpos de prova que foram submetidos a cura em câmara úmida, foi observado que essa meta não foi atingida, independentemente da composição de aglomerante, agregados e teor de umidade das misturas. Dessa maneira, foram feitas revisões nos procedimentos adotados de modo que todas as misturas fossem novamente realizadas.

Para tal, os fatores controláveis foram mantidos conforme o disposto na Tabela 3.5, alterando apenas a maneira como seria feita a cura dos corpos de prova para a cura em condição saturada. Com isso, até a idade necessária para realização da ruptura, os corpos de prova foram

mantidos em um tanque completo por água, como o disposto na Figura 3.19 (a), (b) e (c), de modo que fosse simulada a condição de subsolo saturado. Essa metodologia foi utilizada por Machado (2016) e Nunez (2022). O tanque idealizado para o estudo é apresentado na Figura 3.19.

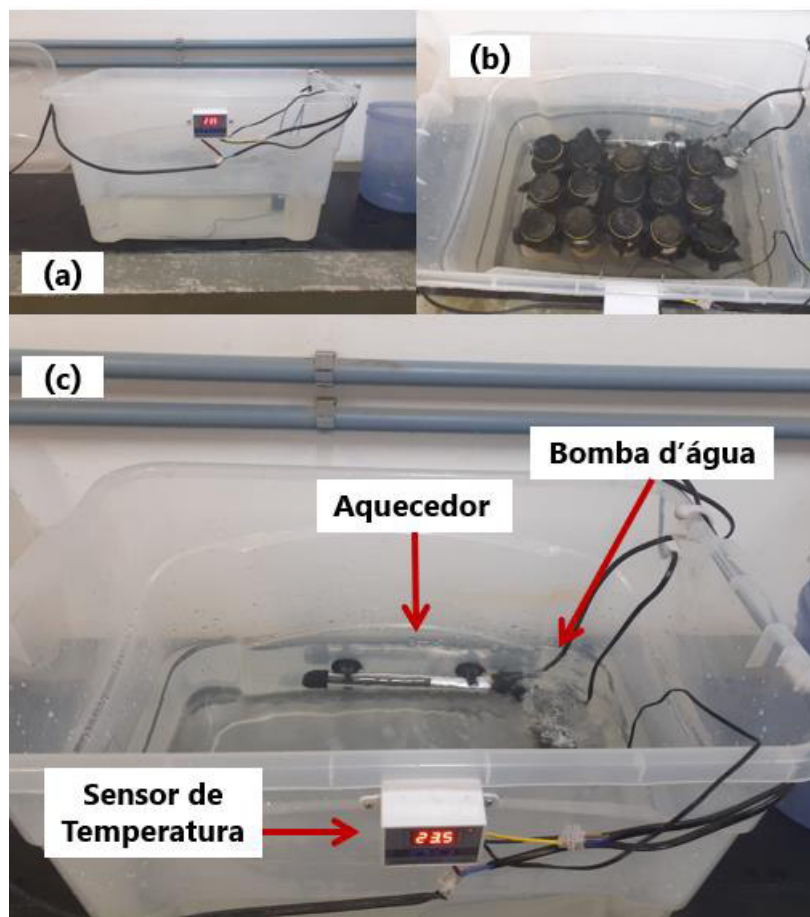


Figura 3.19: Tanque de cura para a condição saturada dos corpos de prova. (a) Está o tanque cheio com água e na temperatura dentro da faixa correta (23-24°C), (b) Estão dispostos os corpos de prova para a cura durante o tempo estipulado necessário e em (c) Demonstra-se todos os equipamentos utilizados para a manutenção do tanque durante a cura.

Além disso, devido ao novo método de cura, outras alterações foram realizadas nos procedimentos:

- O controle de temperatura da água foi feito a 23,0° C, para garantir que todos os corpos de prova estivessem sujeitos as mesmas condições de cura;
- O fechamento dos corpos de prova, antes realizados em filme PVC, foi feito utilizando geotêxtil para garantir a drenagem dos corpos de prova;

- Foram feitas bases para os corpos de prova de maneira que todos eles ficassem suspensos, garantindo o fluxo de água necessário do interior do corpo de prova para fora e vice-versa.

O aquecimento da água e o controle de temperatura foi realizado utilizando um aquecedor para aquário. Para verificação da temperatura e validação do aquecedor, também foi utilizado um termômetro digital. Assim, garantiu-se que a temperatura da água variava dentro da faixa de percepção do aquecedor, entre 23 e 24,0° C. Outra medida adotada foi o uso de uma bomba de aquário, para que a temperatura se homogeneizasse ao longo do tanque.

Para a cura em condição saturada, é importante observar a correta drenagem dos corpos de prova, de forma que haja fluxo de água para dentro e para fora deles. Assim, foi adotada a solução de uso do geotêxtil para fechamento inferior e superior do corpo de prova, conforme realizado por Nunez (2022). O geotêxtil foi fixado aos corpos de prova utilizando borrachas elásticas.

Assim, ainda dentro da etapa inicial do estudo, o tipo de fechamento e a cura dos corpos de prova foram alterados. Todos os outros passos do protocolo de ensaio, como a preparação da massa seca do rejeito de dragagem, a mistura dos materiais, o desmolde e o ensaio de compressão simples foram mantidos, conforme apresentado nos itens 3.2.2. a 3.2.4. Essa foi a metodologia final utilizada para a etapa inicial do estudo.

3.2.6. Etapa 02 – Estudo Final

Considerando o estudo desenvolvido nas etapas iniciais, diversos aprendizados foram obtidos com relação ao protocolo de ensaios e comportamento mecânico do rejeito de dragagem. Assim, foi possível subsidiar a montagem de um planejamento experimental para o estudo final da pesquisa. Foram montados dois programas de ensaio para essa etapa da pesquisa: baseados na obtenção das variáveis resposta de resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral. Os fatores controláveis utilizados para os programas de ensaio são apresentados na tabela 3.6.

Tabela 3.7: Fatores Controláveis do Projeto de Superfície de resposta.

Fatores Controláveis	Nomenclatura	Níveis	
		Mínimo	Máximo
Massa de Cimento Portland por volume de rejeito [kg/m³]	Cc	250	350
Relação do teor de umidade pelo limite de liquidez	w/wl	1,30	1,60
Massa de areia seca por volume de rejeito [kg/m³]	C _A	0	50
Massa de cal por volume de rejeito [kg/m³]	Ccal	0	50
Tempo de cura [dias]	t	7	28
Fatores Fixos	Nomenclatura	Níveis	
Material Geotécnico	-	Rejeito de dragagem	
Agente Aglomerante	-	Cimento Portland Pozolânico CP V	
Temperatura de cura [°C]	-	24°C	
Relação altura por diâmetro	-	2	
Variável Resposta			
Resistência à compressão simples q_u			
Resistência à tração na compressão diametral q_t			

Nesta etapa do estudo, optou-se por aumentar levemente o teor de cimento Portland nas misturas. Isso ocorreu, pois, na etapa inicial – estudo 01, as misturas com consumo de cimento igual a 200 kg/m³ levaram a resistências baixas. Assim, também se elevou o limite superior, passando-o para 350 kg/m³, de forma que a diferença entre os limites se mantivesse em 100 kg/m³, propiciando uma melhor análise da significância do consumo de cimento nas variáveis resposta do estudo. Os teores empregados são relatados na literatura (Lemos, 2020; EuroSoilStab, 2002), trazendo faixas de consumo entre 150 e 400 kg/m³.

O teor de umidade pelo limite de liquidez foi outro fator modificado para a etapa final do estudo. Percebeu-se anteriormente que os corpos de prova moldados com a relação w/wl próxima a 1,00 levavam a maiores resistências. No entanto, as misturas exigiam um processo

de moldagem mais cuidadoso, e que mesmo assim levava a ocorrência de vazios significativos nos corpos de prova. Além disso, uma das hipóteses dos estudos é a condição saturada dos corpos de prova, ou seja, o volume de vazios é igual ao volume de água. Assim, optou-se por elevar a relação w/w_l para a faixa de 1,30 a 1,60. Soma-se aos motivos elencados o elevado teor de umidade natural do rejeito de dragagem, de forma que a relação w/w_l igual a 1,60 se aproxima da umidade real de campo.

O consumo de areia se manteve em patamar semelhante, já que na etapa inicial esse teor se mostrou significativo, além de que outros estudos apresentam patamar semelhante ao empregado (Consoli, 2021; Machado, 2018). Além disso, não é objetivo deste estudo avaliar o comportamento mecânico com consumos altos de areia.

Para a cal de carbureto, optou-se por utilizar consumo semelhante ao de areia, já que este estudo não pretende avaliar a resistência mecânica quando ocorre o acréscimo de quantidades significativas destes materiais. Estão presentes na literatura estudos que empregam consumo semelhante de cal de carbureto, como Novaes (2016) e Gregory (2018).

Por fim, o tempo de cura manteve-se o mesmo (7 e 28 dias) e o formato de cura também: utilizou-se um tanque com temperatura controlada a 24°C, de forma que os corpos de prova estejam submetidos a uma condição saturada, situação semelhante a que se encontram em campo. Os corpos de prova tiveram seu fechamento realizado com geotêxtil, e todas as suas características foram levantadas durante a execução dos ensaios: massa, altura e diâmetro dos corpos de prova.

4. RESULTADOS ETAPA 01 – ESTUDO INICIAL

Neste capítulo são apresentados os tratamentos realizados e os resultados preliminares encontrados para o estudo de dosagem de diferentes materiais e sua influência sobre a variável resposta do estudo. É importante destacar que esses resultados se referem a etapa inicial e preliminar do estudo, na qual foram moldados os corpos de prova e realizada a cura em duas maneiras distintas. Foram realizadas duas abordagens nesta etapa do estudo: cura em condição não-saturada e cura em condição saturada. O cimento Portland utilizado nesta etapa do estudo foi o cimento CP IV.

4.1. Cura em condição não-saturada

O primeiro grupo de corpos de prova moldados tiveram a sua cura realizada em câmara úmida. Para a definição da dosagem adequada da mistura, utilizou-se um projeto fatorial 2^k com quatro fatores: Cc (teor de cimento), w/wl (teor de umidade pelo limite de liquidez), R_A (massa de areia seca por massa de cimento Portland) e T (tempo de cura). Os tratamentos elaborados para o projeto estão apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Resumo dos ensaios com cura não-saturada.

Tratamento	Cc (kg/m ³)	w/wl	R_A (%)	T (dias)
1	200	1,1	0	7
2	300	1,1	0	7
3	200	1,4	0	7
4	300	1,4	0	7
5	200	1,1	10	7
6	300	1,1	10	7
7	200	1,4	10	7
8	300	1,4	10	7
9	200	1,1	0	28
10	300	1,1	0	28
11	200	1,4	0	28
12	300	1,4	0	28
13	200	1,1	10	28
14	300	1,1	10	28
15	200	1,4	10	28
16	300	1,4	10	28

Fonte: autor.

A Figura 4.1 apresenta de maneira resumida a resistência média alcançada para todos os tratamentos estudados. O resultado indicado foi obtido através da média simples entre os três corpos de prova realizados para cada tratamento, excluídos aqueles que apresentaram variação superior a 10% em relação à média de resistência. Observa-se que a maior resistência atingida foi de 700 kPa.

Esse resultado é inferior quando comparado a outros relatos da literatura. Machado (2016) encontrou resistências aos 28 dias variando entre 1,30 e 2,20 MPa em misturas incluindo apenas cimento, e resistência de aproximadamente 1,10 MPa quando acrescentada cimento e areia. Henriques (2014) encontrou resultados de aproximadamente 1,40 MPa em suas misturas de solo-cimento, sendo utilizado consumo de cimento de 200 kg/m³ de solo seco.

Thomas *et al* (2017) atingiu resistência próxima de 1,80 MPa aos 28 dias em misturas de solo e cimento. Egorova (2017) apresenta como valores típicos de resistência aos 28 dias aproximadamente 1,70 MPa quando utilizado 300 kg/m³ de cimento em materiais argilosos. A Figura 4.1 expõe as resistências médias de cada tratamento realizado.

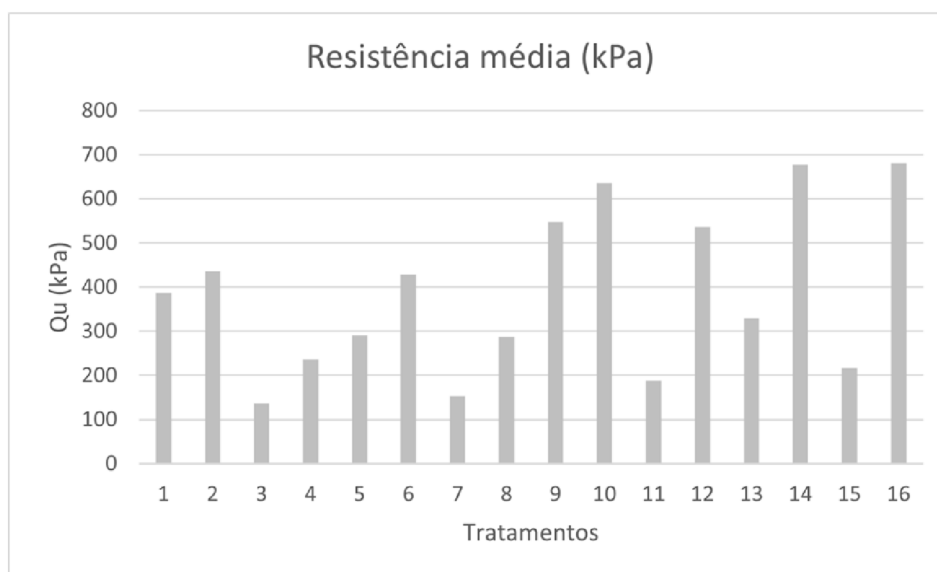


Figura 4.1: Tratamentos propostos para os ensaios em condição não-saturada – etapa 01.

A análise dos resultados foi feita utilizando um software estatístico, aplicando análise de variância (ANOVA) com nível de significância de 5%. O gráfico de Pareto apresentado na Figura 4.2 permite avaliar a significância dos efeitos para os tratamentos analisados

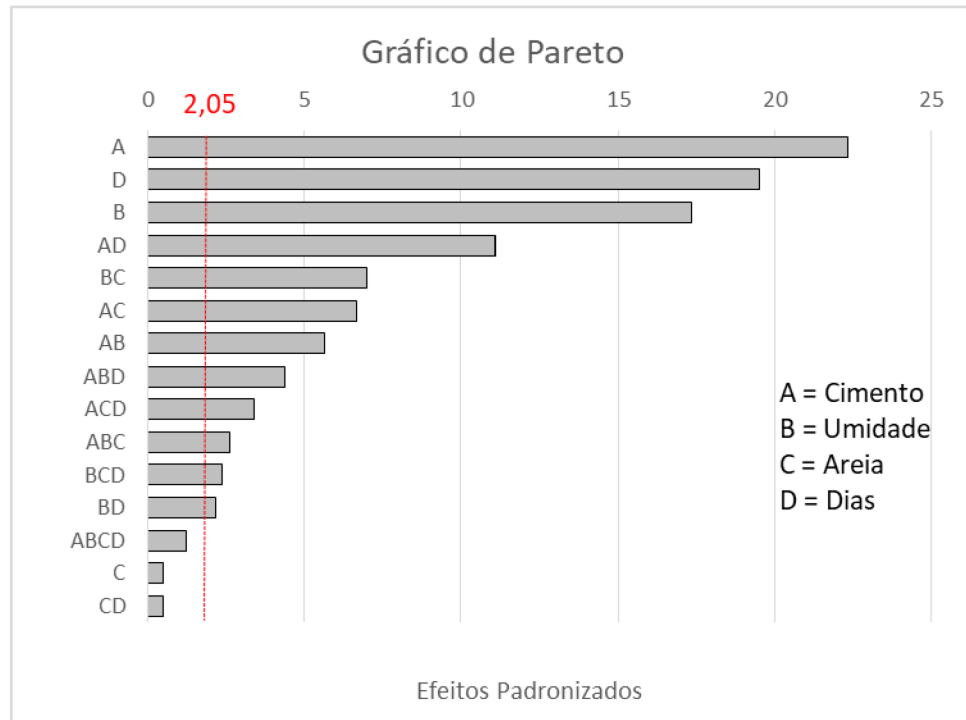


Figura 4.2: Gráfico de Pareto dos ensaios em condição não-saturada – etapa 01.

Pode-se observar os efeitos que são significantes para os resultados de resistência a compressão simples. Destaca-se que o uso de areia nas misturas se mostrou não significativo, ou seja, sem influência no valor de resistência mecânica. Além disso, o consumo de cimento CP IV, o tempo de cura dos corpos de prova e o teor de umidade das misturas se mostraram altamente significantes, com destaque para a primeira variável. Outros fatores se mostraram significantes, mas com valores inferiores em relação as variáveis controláveis principais. Para melhor compreender a influência dessas variáveis principais, a Figura 4.3 apresenta os gráficos de efeitos principais.

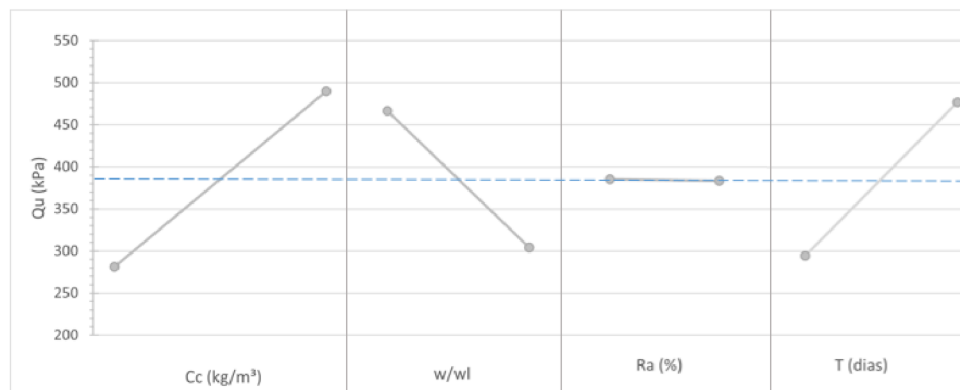


Figura 4.3: Gráfico de Efeitos Principais dos ensaios em condição não-saturada.

Com base na análise da Figura 4.3, percebe-se que um maior consumo de cimento levou a um valor maior de resistência. Este comportamento é consequência da maior quantidade de ligante presente, o que leva a um número maior de reações químicas. Esse número maior de reações leva a uma estrutura mais rígida, o que acarreta a melhoria das propriedades mecânicas do corpo de prova (Correia, 2011).

Ao mesmo tempo, para os teores de umidade empregados no estudo, o menor teor de umidade da mistura também elevou a resistência final. Correia (2011) também constata tal relação, acrescentando que um maior teor de umidade da mistura para mesmos valores de consumo de cimento leva a uma menor resistência à compressão. Isso ocorre comparando os tratamentos 9/11 (consumo de cimento de $200 \text{ kg}^3/\text{m}^3$ e relação w/wl igual a 1,10 e 1,40, respectivamente) e 10/12 (consumo de cimento de $300 \text{ kg}/\text{m}^3$ e relação w/wl igual a 1,10 e 1,40, respectivamente).

O número de dias até a cura também apresentou crescimento proporcional à resistência. Correia (2011) e Machado (2016) em seus resultados também apresentam essa relação de resistência no tempo. O tempo de cura varia conforme o tipo de aglomerante utilizado e o tipo de solo. Para misturas com cimento, a cura total corre no primeiro mês (EuroSoilStab, 2002).

Como pode-se perceber da Figura 4.3, a taxa de areia foi o único efeito principal sem significância na resistência à compressão dos corpos de prova. Tal resultado, aliado ao fato da maior resistência encontrada ser inferior a 700 kPa, levaram a uma recondução do estudo de modo a atingir a resistência mínima colocada como objetivo.

4.2. Cura em condição saturada

Após a realização da moldagem, cura dos prova em condição não saturada (cura câmara úmida) e realização dos ensaios de compressão simples, foi necessário realizar alterações no procedimento do estudo com vistas a atingir a resistência mecânica colocada como objetivo. Assim, nesta seção são apresentados e discutidos os resultados obtidos durante os ensaios de compressão simples dos corpos de prova após a realização da cura em condição saturada.

Os tratamentos realizados foram os mesmos já mostrados anteriormente. Assim, todas as misturas feitas foram novamente realizadas. A Tabela 4.1 apresenta os tratamentos realizados para a cura em condição saturada.

A Figura 4.4 mostra os resultados obtidos para o novo modelo de cura dos corpos de prova. Pode-se observar que houve aumento superior a 100% na resistência média obtida aos 28 dias em comparação com a resistência alcançada na cura em câmara úmida, chegando a 1,70 MPa.

Ao mesmo tempo, percebe-se que o tratamento de maior resistência foi o mesmo em ambas as situações. Observou-se também que todos os tratamentos obtiveram ganho de resistência, demonstrando que a nova condição de cura potencializou a resposta mecânica de todos eles.

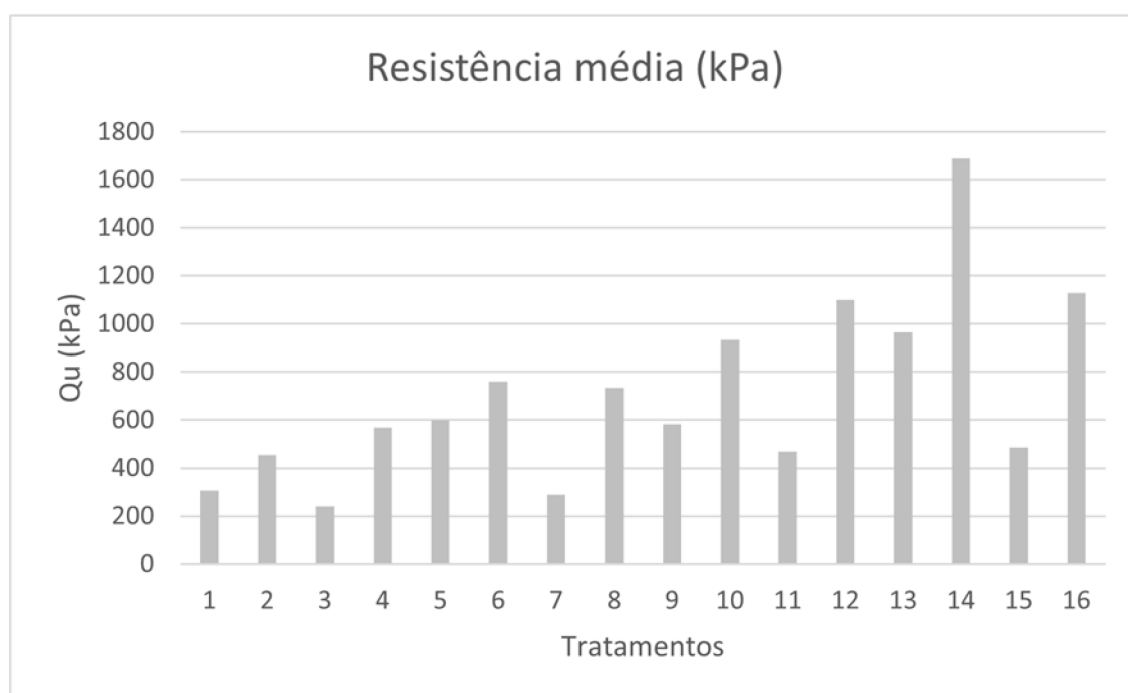


Figura 4.4: Tratamentos propostos para ensaios em condição saturada – etapa 01.

A Figura 4.5 apresenta o Gráfico de Pareto. Nele, é possível observar os efeitos com maior significância. O teor de cimento CP IV e o número de dias até a ruptura foram os fatores controláveis com maior influência sobre a variável resposta, indo de encontro ao que foi encontrado nos resultados anteriores em câmara úmida. No entanto, percebeu-se que para a cura em condição saturada essas influências tiveram magnitudes superiores. Atrás desses fatores, ainda com boa influência sobre os resultados, está a razão de areia empregada. Aqui, percebe-se uma considerável diferença em relação aos resultados anteriores, já que naquela situação a areia havia se mostrado não significativa. Agora, a utilização de areia levou a um aumento da resistência dos corpos de prova.

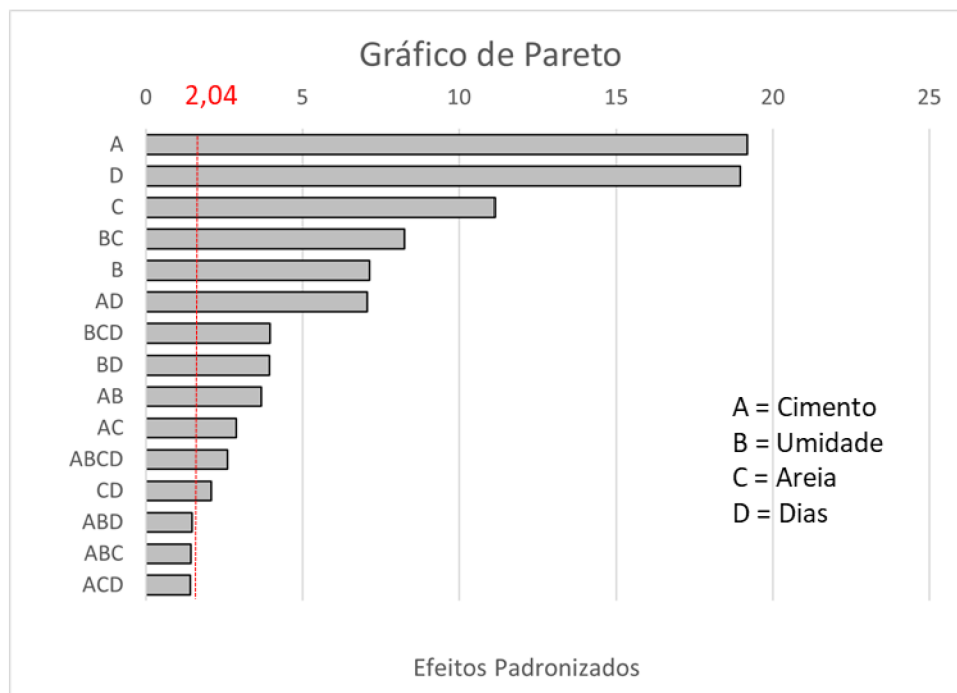


Figura 4.5: Gráfico de Pareto para os ensaios em condição saturada – etapa 01.

O outro fator controlável analisado é o teor de umidade. No caso de cura em condição saturada, esse fator ainda mostrou considerável influência sobre a resposta mecânica, mas ficou atrás do fator de segunda ordem BC e em magnitude inferior ao dos demais fatores controláveis. As demais variáveis de segunda e terceira ordens possuem menor significância em relação àqueles até aqui apresentados, com exceção dos fatores ABD, ABC e ACD. Esses últimos fatores de terceira ordem não apresentaram significância estatística na variável resposta analisada no estudo.

Para melhor análise dos fatores controláveis de primeira ordem, a Figura 4.6 apresenta o gráfico de efeitos principais.

É possível perceber a influência que a alteração dos fatores acarreta na variável resposta. O resultado para a resposta mecânica aumenta em relação diretamente proporcional ao consumo de cimento e o tempo de cura. Já o teor de umidade apresenta relação inversa, na qual o aumento desse fator leva a um menor valor de resistência à compressão simples.

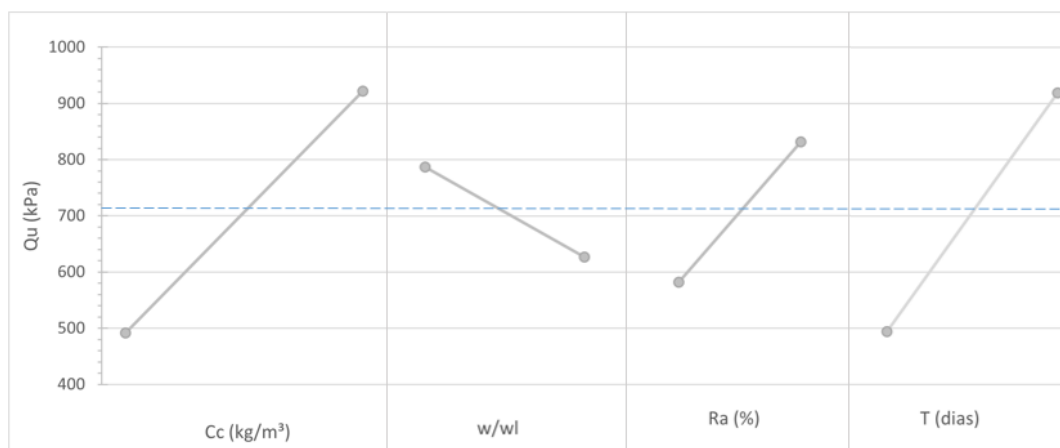


Figura 4.6: Gráfico de Efeitos Principais dos ensaios em condição saturada.

Assim, o exposto no item 4.1 com relação aos efeitos do aglomerante, teor de umidade e tempo de cura nas misturas é válido também para essa situação. No entanto, o aumento considerável da resistência mecânica das misturas pode estar associado a maior disponibilidade de água para as reações de hidratação do aglomerante utilizado.

Quando a cura era feita em câmara úmida, a quantidade de água para as reações era limitada, de forma que não havia água suficiente para as reações do cimento. Além disso, se percebia que havia perda de água durante o processo. Já no procedimento de cura em condição saturada, garante-se que os vazios estejam preenchidos com água.

A areia também mostrou influência na elevação da resistência mecânica. Isso também pode ter relação com a maior disponibilidade de água.

4.3. Conclusões da etapa inicial

Na etapa 01 do presente estudo foram avaliados 48 corpos de prova com cura não-saturada e 48 corpos de prova com cura saturada, nos quais 16 diferentes tratamentos foram analisados. Os resultados encontrados até aqui indicaram que as dosagens mais adequadas dentre aquelas analisadas no estudo, evidenciando os efeitos de algumas variáveis na resistência mecânica dos corpos de prova. Entre esses, se destacam o teor de cimento e o tempo de cura, que se mostraram com maior influência sobre a variável resposta quando comparado a outras variáveis, como o teor de umidade da mistura e a razão de areia empregada.

Apesar do menor efeito do uso da areia nas misturas, é possível afirmar que se configura como um resultado positivo, já que é possível reduzir a quantidade de aglomerante sem que haja uma redução na resistência mecânica.

Por fim, percebeu-se que a alteração das condições de cura levou a um aumento considerável da resistência mecânica dos corpos de prova. Assim, para a sequência do estudo, foi mantida a metodologia de cura em condição saturada.

5. RESULTADOS ETAPA 02 – ESTUDO FINAL

Após a realização da etapa inicial do estudo, que contemplou a análise da dosagem das misturas, condições de cura e seus efeitos nos resultados de resistência a compressão simples, a próxima etapa da pesquisa (etapa 02) pretendeu expandir os estudos realizados até aqui. Além disso, alguns parâmetros foram revisados a partir do estudo inicial. A condição de cura seguiu em condição saturada.

Entre as alterações, estão o ajuste do consumo de cimento e do consumo de areia, além da inclusão de uma nova variável: cal de carbureto. O cimento Portland empregado também passou a ser o CP V ARI, em substituição ao cimento Portland CP IV utilizado na etapa inicial. A troca do cimento permitiu avaliar maiores ganhos de resistência em menores tempos de cura. O teor de umidade também teve seus valores inferior e superior modificados. Todos os parâmetros considerados são apresentados na seção 3.2.6.

Além disso, por se tratar de um estudo definitivo que essa pesquisa se propõe a realizar, serão efetuados ensaios de tração na compressão diametral, além dos já mencionados ensaios à compressão simples. Assim, a etapa final do estudo é composta por um programa de superfície de resposta, que tem como variável resposta a resistência à compressão simples, e um programa fatorial para avaliar a resistência à tração por compressão diametral. Ao todo, foram analisados na etapa 2 os resultados de 210 corpos de prova. Para os ensaios de resistência à compressão simples, foram analisados 162 corpos de prova submetidos aos 43 tratamentos propostos; já para os ensaios de tração por compressão diametral foram analisados 48 corpos de prova para os 16 tratamentos previstos.

5.1. Programa de Superfície de Resposta – Resistência à Compressão Simples

Para a definição da dosagem adequada da mistura, utilizou-se um planejamento de superfície de resposta com cinco fatores: C_c (teor de cimento), w/w_l (teor de umidade pelo limite de liquidez), C_a (consumo de areia), C_{CAL} (consumo de cal) e T (tempo de cura). Os tratamentos elaborados para o projeto estão apresentados na Tabela 5.1. Os tratamentos de 01 a 16 foram feitos para o tempo de cura de 7 dias e os tratamentos de número 17 a 32 para os 28 dias de cura. A partir do tratamento 33, foram considerados pontos intermediários ou centrais das variáveis controláveis, para os quais o tempo de cura foi predominantemente de 17 dias, com exceção dos tratamentos 41 e 42.

Tabela 5.1: Resumo dos ensaios com cura não-saturada – etapa 02.

	Tratame nto	Cc (kg/m³)	w/wl	Ca (kg/m³)	CCAL (kg/m³)	T (dias)
Fatorial	1 / 17	250	1,3	0	0	7 / 28
	2 / 18	250	1,6	0	0	7 / 28
	3 / 19	350	1,3	0	0	7 / 28
	4 / 20	350	1,6	0	0	7 / 28
	5 / 21	250	1,3	50	0	7 / 28
	6 / 22	250	1,6	50	0	7 / 28
	7 / 23	350	1,3	50	0	7 / 28
	8 / 24	350	1,6	50	0	7 / 28
	9 / 25	250	1,3	0	50	7 / 28
	10 / 26	250	1,6	0	50	7 / 28
	11 / 27	350	1,3	0	50	7 / 28
	12 / 28	350	1,6	0	50	7 / 28
	13 / 29	250	1,3	50	50	7 / 28
	14 / 30	250	1,6	50	50	7 / 28
	15 / 31	350	1,3	50	50	7 / 28
	16 / 32	350	1,6	50	50	7 / 28
Axiais	33	250	1,45	25	25	17
	34	350	1,45	25	25	17
	35	300	1,45	0	25	17
	36	300	1,45	50	25	17
	37	300	1,45	25	0	17
	38	300	1,45	25	50	17
	39	300	1,3	25	25	17
	40	300	1,6	25	25	17
	41	300	1,45	25	25	7
	42	300	1,45	25	25	28
Central	43	300	1,45	25	25	17

São apresentadas na Figura 5.1 as resistências médias para os tratamentos mostrados anteriormente. O resultado indica a média simples entre os três corpos de prova de cada

tratamento, excluindo aqueles com variação superior a 10% em relação à média, da mesma maneira como realizado durante a etapa inicial do estudo.

Observa-se que a resistência alcançada variou entre 0,85 e 4,60 MPa, trazendo resultados médios significativamente superiores aqueles apresentados na etapa anterior do estudo. Consoli (2016), Ekinci (2019) e Baldovino *et al* (2020) atingiram resultados similares aos 28 dias.

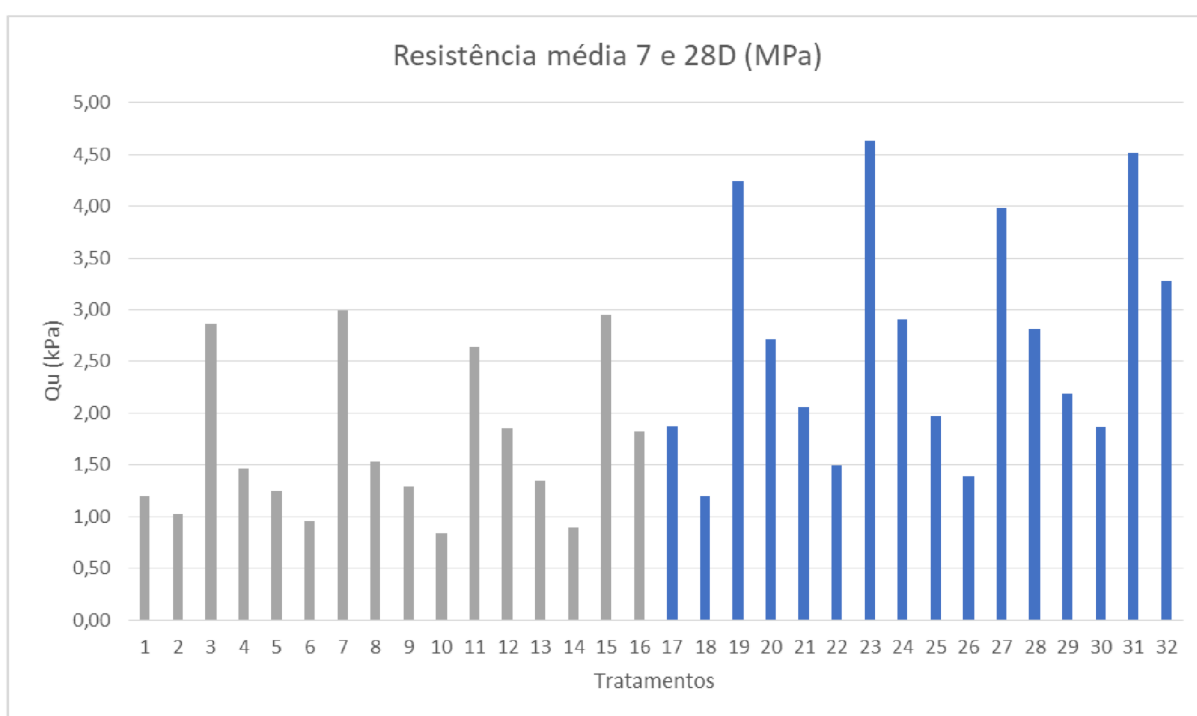


Figura 5.1: Tratamentos propostos para os ensaios de resistência a compressão simples – etapa 02.

Considerando novamente uma análise de variância (ANOVA) com nível de significância de 5%, obtém-se o gráfico de Pareto apresentado na Figura 5.2. Neste, é possível avaliar a significância dos efeitos para os diversos tratamentos analisados. Os resultados para a análise de variância são apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2: Resumo dos ensaios de resistência a compressão simples com cura não-saturada – etapa 02.

Parâmetro	GL	Soma dos quadrados ajustados	Quadrados médios ajustados	Valor-F	Valor-P	Significância (Valor-P < 0,05)
A: Cc [kg/m³]	1	60,245	60,245	2026,96	0,000	Sim
B: Ca [kg/m³]	1	0,756	0,756	25,43	0,00	Sim
C: C_{CAL} [kg/m³]	1	0,252	0,252	8,48	0,004	Não
D: w/wl	1	20,664	20,664	695,24	0,000	Sim
E: Tempo [dias]	1	27,446	27,446	923,42	0,000	Sim
AB	1	0,017	0,017	0,057	0,450	Não
AC	1	0,001	0,001	0,02	0,878	Não
BD	1	5,143	5,143	173,04	0,000	Sim
AE	1	3,658	3,658	123,08	0,000	Sim
BC		0,009	0,009	0,31	0,579	Não
BD		0,004	0,004	0,12	0,732	Não
BE		0,353	0,353	11,87	0,001	Sim
CD		0,240	0,240	8,07	0,005	Sim
CE		0,032	0,032	1,09	0,299	Não
DE		0,499	0,499	16,78	0,000	Sim
Erro		4,131	0,0297			
Falta de Ajuste		1,653	0,0751	3,55	0,000	
Erro Puro		2,478	0,0212			
Total		127,781				

S (Desvio Padrão) = **0,17 MPa**
 R² = **96,77%**
 R² (ajustado para os graus de liberdade) = **96,26%**
 R² (previsto) = **95,71%**
 GL = **Graus de Liberdade**

Avaliando a significância das variáveis controláveis, percebe-se que o consumo de cimento segue sempre, em comparação a etapa 01 (estudo anterior), governando em termos de valores a resistência mecânica alcançada pelos corpos de prova em relação aos outros materiais incorporados às misturas. Nesta etapa 2, foi observada uma significativa diferença para o segundo fator mais relevante, o tempo de cura, o que não ocorria anteriormente, no qual os efeitos do consumo de cimento e do tempo de cura eram muito semelhantes.

Isso se justifica devido à mudança do cimento Portland empregado: o cimento tipo CP IV foi substituído pelo tipo CP V ARI. Esse segundo tipo de cimento apresenta uma moagem mais fina, que leva a uma maior resistência em menores tempos de cura em comparação a outros tipos do aglomerante. Tal característica corrobora com o comportamento observado nos resultados obtidos. Outra distinção entre os materiais citados é que o cimento CP IV apresenta maior variabilidade do material fornecido pela indústria, impactando nas resistências obtidas

para os corpos de prova da etapa 01 do estudo, além da necessidade de maiores tempos de cura, superiores a 28 dias, para atingir sua melhor resistência. Por fim, cabe ressaltar, também, que os teores de cimento empregados na etapa final da pesquisa possuem valores ligeiramente superiores aos utilizados na etapa anterior.

O tempo de cura segue sendo o segundo fator de maior relevância para a resposta mecânica dos corpos de prova. Desta vez, porém, comparativamente ao consumo de cimento, a sua significância foi cerca de 30% menor, e pode-se avaliar esta ocorrência ao examinar o gráfico de Pareto disponível na Figura 5.2.

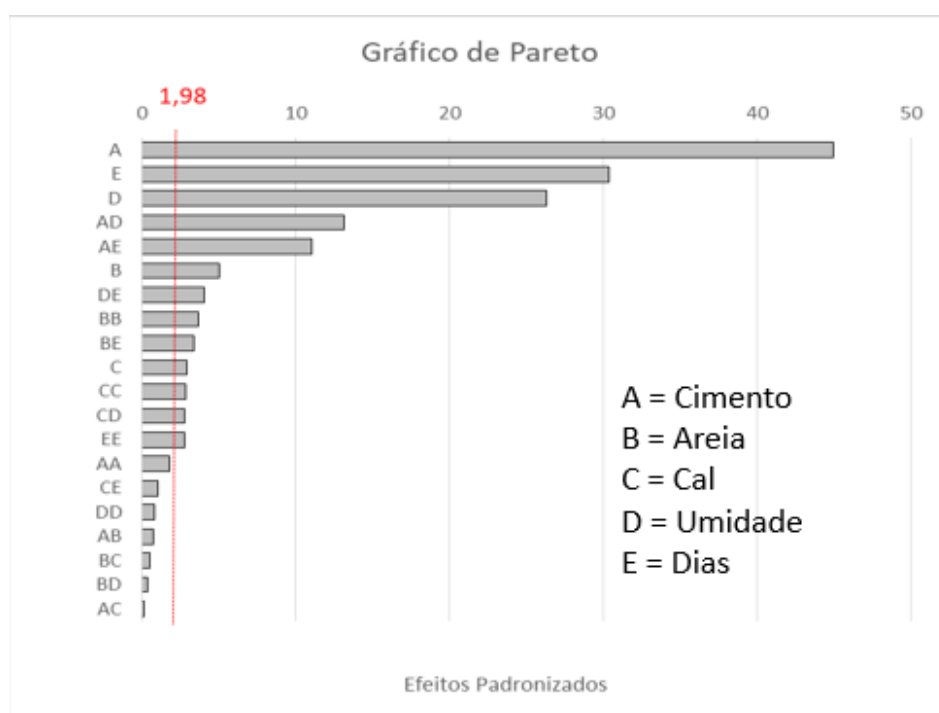


Figura 5.2: Gráfico de Pareto dos ensaios à compressão simples – etapa 02.

O terceiro fator de maior relevância foi o teor de umidade das misturas. Na etapa anterior, essa variável já havia se mostrado significante, mas não com a mesma intensidade observada após a execução dos novos ensaios. Essa mudança de comportamento se justifica por conta da utilização de teores de umidade mais altos, o que consequentemente ocasionou um maior impacto na resistência mecânica. Na etapa 02 a umidade variou entre 61 e 75%, enquanto na etapa anterior os valores estudados foram de 52 e 65%.

O consumo de areia e de cal de carbureto também se mostraram significantes, mas com intensidade inferior as outras variáveis principais do estudo, como o cimento CP V. Uma das hipóteses para essa ocorrência é a maior capacidade de aglomeração das partículas do cimento Portland comparando a areia e cal, além de que os teores empregados são

significativamente maiores para o cimento, levando a um domínio deste componente perante os demais. Demais pesquisas evidenciam o menor impacto de outros materiais perante o cimento, como visto em Consoli (2009), em que o consumo de cimento levava a um crescimento de resistência proporcionalmente maior em relação ao consumo de cal.

Outros fatores se mostraram significantes, mas com valores inferiores em relação as variáveis controláveis principais. Para melhor compreender a influência dessas variáveis, a Figura 5.3 apresenta os gráficos de efeitos principais.

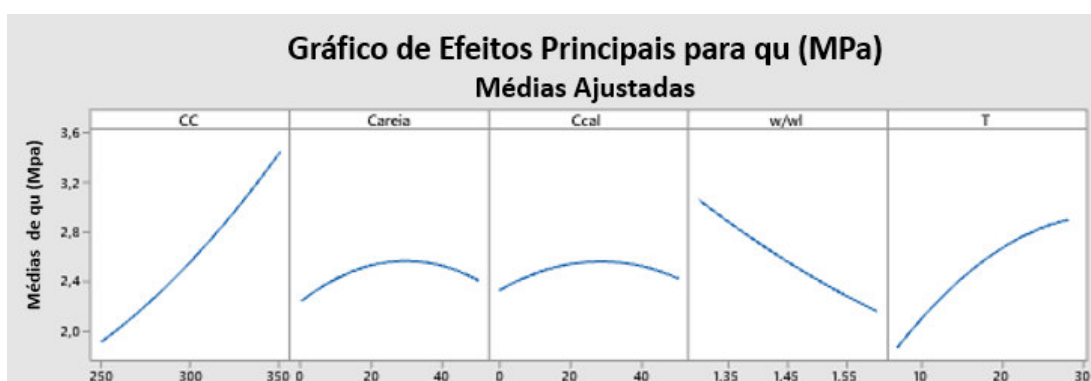


Figura 5.3: Gráfico de Efeitos Principais dos ensaios de compressão simples – etapa 02.

Considerando a similaridade de alguns resultados, como previamente apresentado no gráfico de Pareto, algumas conclusões a respeito da Figura 5.3 são semelhantes aquelas apresentadas na etapa inicial do estudo.

Assim, com base na Figura 5.3, observa-se que um maior consumo de cimento leva a um maior valor de resistência mecânica (maior valor médio atingido foi de 3,50 MPa, com consumo máximo de cimento CP V), como consequência da maior quantidade de ligante presente. Tal fato é consagrado na literatura e está presente em trabalhos de outros autores, como Consoli (2009), Ekinci (2019) e Festugato (2020). Pode-se observar, ainda, que o gráfico para o consumo de cimento apresenta um crescimento, aproximadamente, linear.

As curvas para o consumo de cal e areia apresentaram significativa semelhança. Percebe-se que a maior resistência média é atingida, de 2,50 Mpa, utilizando um consumo de 25kg/m³ para estes dois materiais. Cabe observar ainda que teores inferiores ou superiores a esse valor levaram a uma queda de resistência. Uma hipótese para isso é o fato de que um maior consumo desses componentes reduz a quantidade de cimento utilizada, levando a um decréscimo da resistência mecânica devido a menor disponibilidade de ligante. Machado (2018) observou resultado similar em seu estudo, no qual a resistência a compressão simples reduziu aos 28 dias para determinado tratamento com o acréscimo de areia.

Já o gráfico de resistência média pelo teor de umidade da mistura apresentou um comportamento linear, semelhante ao observado para o consumo de cimento. As maiores resistências foram atingidas com os menores teores de umidade empregados no estudo, ou seja, referente a 1,30 vezes o limite de liquidez, seguindo a mesma linha do que foi apresentado na etapa inicial, na qual a menor relação w/w_l também conduziu a resultados superiores. Outros autores (Correia, 2011) também verificam que uma relação de w/w_l próxima a 1,00 conduzem a melhores respostas mecânicas, conforme apresentado na seção anterior deste trabalho.

Por fim, observou-se que o tempo de cura também tem uma relação proporcional com o aumento da resistência mecânica dos corpos de prova. Porém, percebeu-se que, após os 17 dias de cura, a taxa de crescimento da resistência caiu em comparação ao período inicial, até os 17 dias. Nesse período, a resistência foi de 2,70 MPa, chegando aos 3,20 MPa aos 28 dias, em valores médios. Isso se justifica devido ao uso do cimento Portland CP V, que atinge maiores resistências em suas idades iniciais.

Para a verificação do modelo de ANOVA, realiza-se uma análise do diagrama de resíduos, conforme ilustra a Figura 5.4.

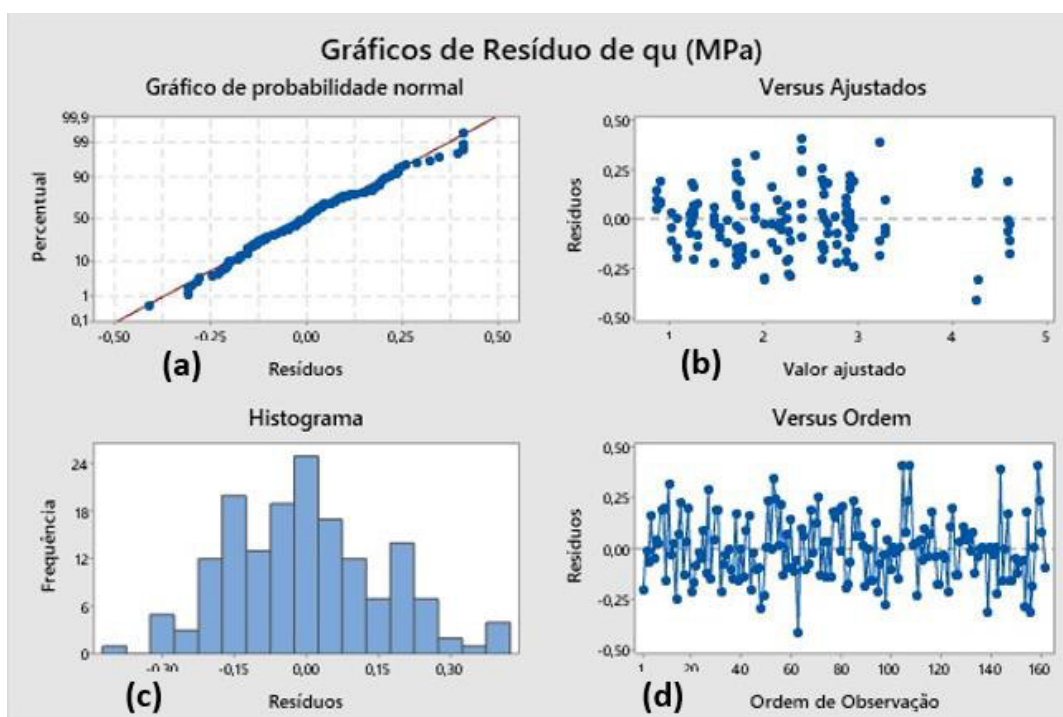


Figura 5.4: Diagrama de resíduos para os ensaios de resistência a compressão simples.

O gráfico de probabilidade normal (Figura 5.4a) indica um comportamento satisfatório, pois os resíduos se distribuem em pontos próximos a linha normal. Esse ponto é reforçado pelo histograma de frequência dos resíduos (Figura 5.4c). A homogeneidade dos

dados é verificada pelo diagrama de resíduos x valores ajustados (Figura 5.4b), enquanto o gráfico de resíduos por ordem de observação (figura 5.4d) indica que os resíduos ocorreram de uma forma aleatória.

5.2. Programa Fatorial – Resistência à Tração por Compressão Diametral

Para os ensaios de resistência a tração por compressão diametral, utilizou-se um planejamento fatorial 2^{k-1} com cinco fatores: Cc (teor de cimento), w/wl (teor de umidade pelo limite de liquidez), Ca (consumo de areia), C_{CAL} (consumo de cal) e T (tempo de cura). A opção pelo planejamento fatorial 2^{k-1} se deu com o objetivo de reduzir o número de ensaios, mas mantendo boa confiabilidade dos resultados. Os tratamentos elaborados para o projeto estão apresentados na Tabela 5.3. Ao todo, foram moldados 48 corpos de prova para servir de base ao experimento.

Tabela 5.3: Resumo dos ensaios de tração pela compressão diametral.

	Tratamento	Cc (kg/m³)	w/wl	Ca (kg/m³)	C_{CAL} (kg/m³)	T (dias)
Fatorial	1	350	1,3	0	0	7
	2	250	1,6	0	0	7
	3	250	1,3	50	0	7
	4	350	1,6	50	0	7
	5	250	1,3	0	50	7
	6	350	1,6	0	50	7
	7	350	1,3	50	50	7
	8	250	1,6	50	50	7
	9	250	1,3	0	0	28
	10	350	1,6	0	0	28
	11	250	1,6	50	0	28
	12	350	1,3	50	0	28
	13	250	1,6	0	50	28
	14	350	1,3	0	50	28
	15	350	1,6	50	50	28
	16	250	1,3	50	50	28

A partir dos tratamentos apresentados, são mostrados na Figura 5.4 a resistência média alcançada para cada um desses tratamentos. Mais uma vez, lembra-se que o resultado apresentado foi obtido pela média dos três corpos de prova moldados para cada mistura, desconsiderando aqueles que excederam o valor de 10% em relação à média de resistências.

Os resultados para os diversos tratamentos trazem semelhança com os resultados para compressão simples, porém com magnitudes inferiores. A resistência média variou entre 180 e 610 kPa. Os resultados para a resistência média estão apresentados na Figura 5.5.

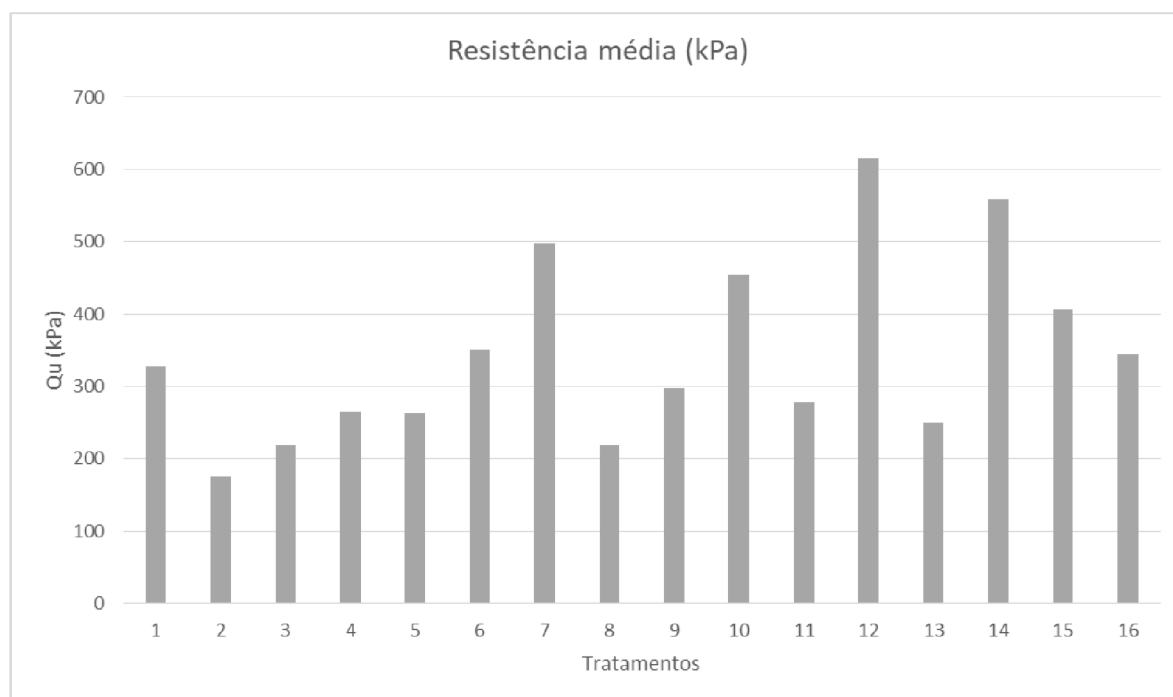


Figura 5.5: Tratamentos propostos para os ensaios de tração em condição não-saturada – etapa 02.

A análise dos resultados foi feita utilizando um software estatístico, aplicando análise de variância (ANOVA) com nível de significância de 5%. A ANOVA é apresentada na Tabela 5.4.

Tabela 5.4: Tabela ANOVA para resistência à tração na compressão diametral.

Parâmetro	GL	Soma dos quadrados ajustados	Quadrados médios ajustados	Valor-F	Valor-P	Significância (Valor-P < 0,05)
A: Cc [kg/m³]	1	382568	382568	568,03	0,00	Sim
B: Ca [kg/m³]	1	5209	5209	7,73	0,09	Não
C: C_{CAL} [kg/m³]	1	12201	12201	18,12	0,00	Sim
D: w/w_l	1	98926	98926	146,88	0,00	Sim
E: Tempo [dias]	1	146734	146734	217,87	0,00	Sim
AB	1	62	62	0,09	0,764	Não
AC	1	345	345	0,51	0,479	Não
BD	1	19369	19369	28,76	0,00	Sim
AE	1	171196	171196	25,53	0,00	Sim
BC		1097	1097	1,63	0,211	Não
BD		15626	15626	23,20	0,00	Sim
BE		1	1	0,00	0,971	Não
CD		4362	4362	6,48	0,016	Sim
CE		34410	34410	51,09	0,00	Sim
DE		3146	3146	4,67	0,038	Sim
Erro		21552	673			
Total		762802				

S (Desvio Padrão) = **25,95 kPa**

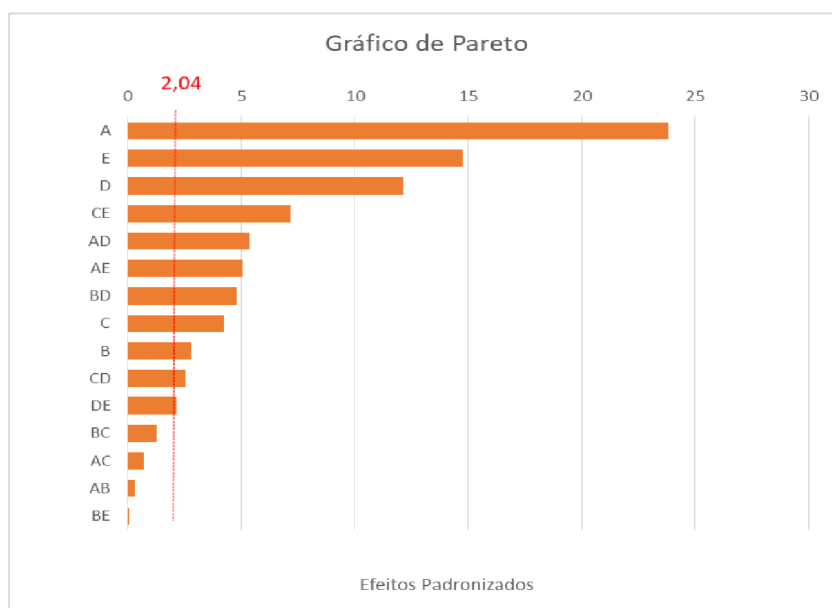
R² = **97,17%**

R² (ajustado para os graus de liberdade) = **95,85%**

R² (previsto) = **93,64%**

GL = **Graus de Liberdade**

Analisando conjuntamente a Tabela 5.4 e o gráfico de Pareto, apresentado na Figura 5.6, tonara-se viável avaliar a significância dos efeitos das variáveis analisadas.

**Figura 5.6:** Gráfico de Pareto dos ensaios de tração na compressão diametral – etapa 02.

É possível notar uma semelhança entre os gráficos de Pareto para a situação de compressão simples (figura 5.3) e tração na compressão diametral (figura 5.6). O consumo de cimento, o tempo de cura e o teor de umidade são, nessa ordem, as variáveis com maior efeito sobre a variável resposta do estudo. A diferença mais significativa ocorre na relevância do consumo de areia e do consumo de cal de carbureto: para os resultados à tração por compressão diametral a cal passa a ter maior relevância em relação a areia. Nos resultados à compressão simples, ocorria o contrário.

Contudo, em ambos os casos, a relevância destas variáveis ainda é pouco significativa com relação as demais variáveis controláveis principais, de forma que se pode concluir que os efeitos sobre a variável resposta, seja ela compressão simples ou tração na compressão diametral, é similar. Os gráficos de efeitos principais das variáveis resposta é apresentado na Figura 5.7.

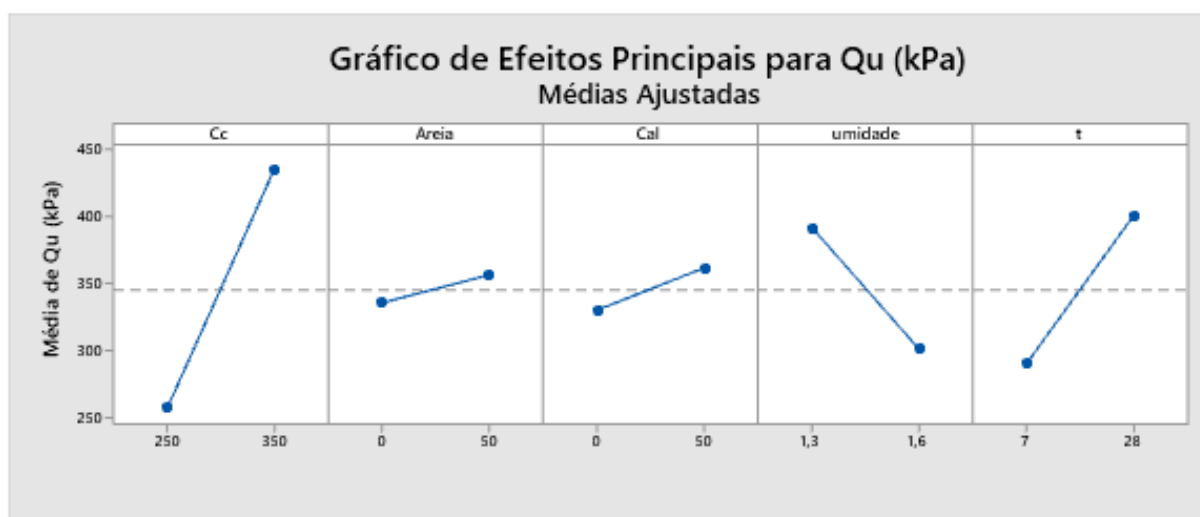


Figura 5.7: Gráfico de Efeitos Principais dos ensaios de tração na compressão diametral – etapa 02.

É necessário considerar que, para os ensaios a tração na compressão diametral, foi considerado um experimento fatorial, enquanto que para os ensaios a compressão simples considerou-se um experimento de superfície de resposta. Porém, analisando a figura 5.6, conclui-se que o comportamento das variáveis principais do estudo são bastante semelhantes aqueles apresentados para os ensaios a compressão simples.

O consumo de cimento e o tempo de cura apresentaram relação proporcional com o ganho de resistência mecânica. O maior consumo de areia e de cal também levaram a um ganho de resistência, mesmo que pouco significativo, passando de 335 para 355 kPa no caso da areia, e da cal de 330 para 360 kPa, sempre em valores médios. Já em relação ao aumento do teor de

umidade percebe-se uma diminuição da resistência, mantendo-se o comportamento verificado nos ensaios a compressão simples da necessidade de um menor teor de umidade para atingir maiores resistências.

Para a verificação do modelo de ANOVA, realiza-se uma análise do diagrama de resíduos, conforme ilustra a Figura 5.8.

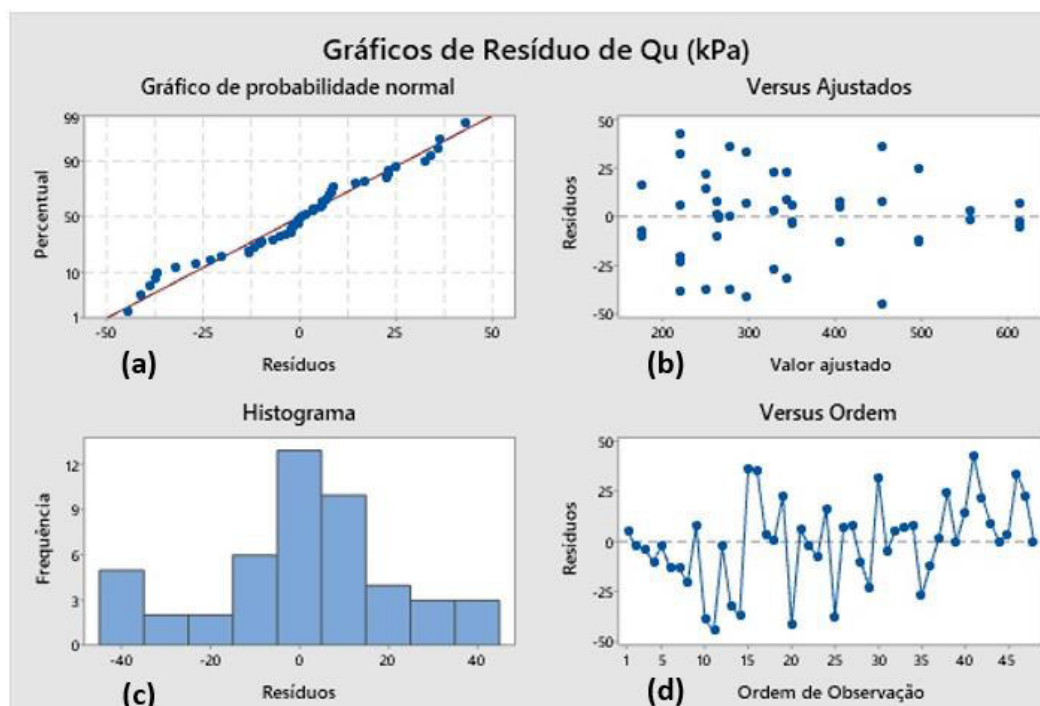


Figura 5.8: Tratamentos propostos para os ensaios em condição não-saturada.

O gráfico de probabilidade normal (Figura 5.8a) indica um comportamento satisfatório, pois os resíduos se distribuem em pontos próximos a linha normal. Esse ponto é reforçado pelo histograma de frequência dos resíduos (Figura 5.8 c). A homogeneidade dos dados é verificada pelo diagrama de resíduos x valores ajustados (Figura 5.8b), enquanto o gráfico de resíduos por ordem de observação (Figura 5.8d) indica que os resíduos ocorreram de uma forma aleatória.

5.3. Análise por Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) das misturas

A análise MEV das misturas cimentadas tem por objetivo observar, visualmente, a formação dos produtos da reação e a evolução com relação ao tempo de cura. Podem ser notadas alterações morfológicas a partir do teor de cimento, componentes da mistura e tempo de cura. Assim, foram analisadas amostras de alguns tratamentos elaborados e apresentados, com consumo de cimento entre 250 e 350kg/m³ e períodos de cura de 7 e 28 dias.

A figura 5.9 mostra o resultado de MEV para o tratamento 7 do programa de ensaios a compressão simples. Esse tratamento equivale a uma amostra com consumo máximo de cimento e mínimo de água, com tempo de cura de 28 dias. Comparativamente a Figura 3.3 (a qual mostra a análise MEV do rejeito de dragagem), percebe-se um maior grau de aglutinação das partículas, como consequência da adição de cimento e areia, além dos possíveis produtos das reações.

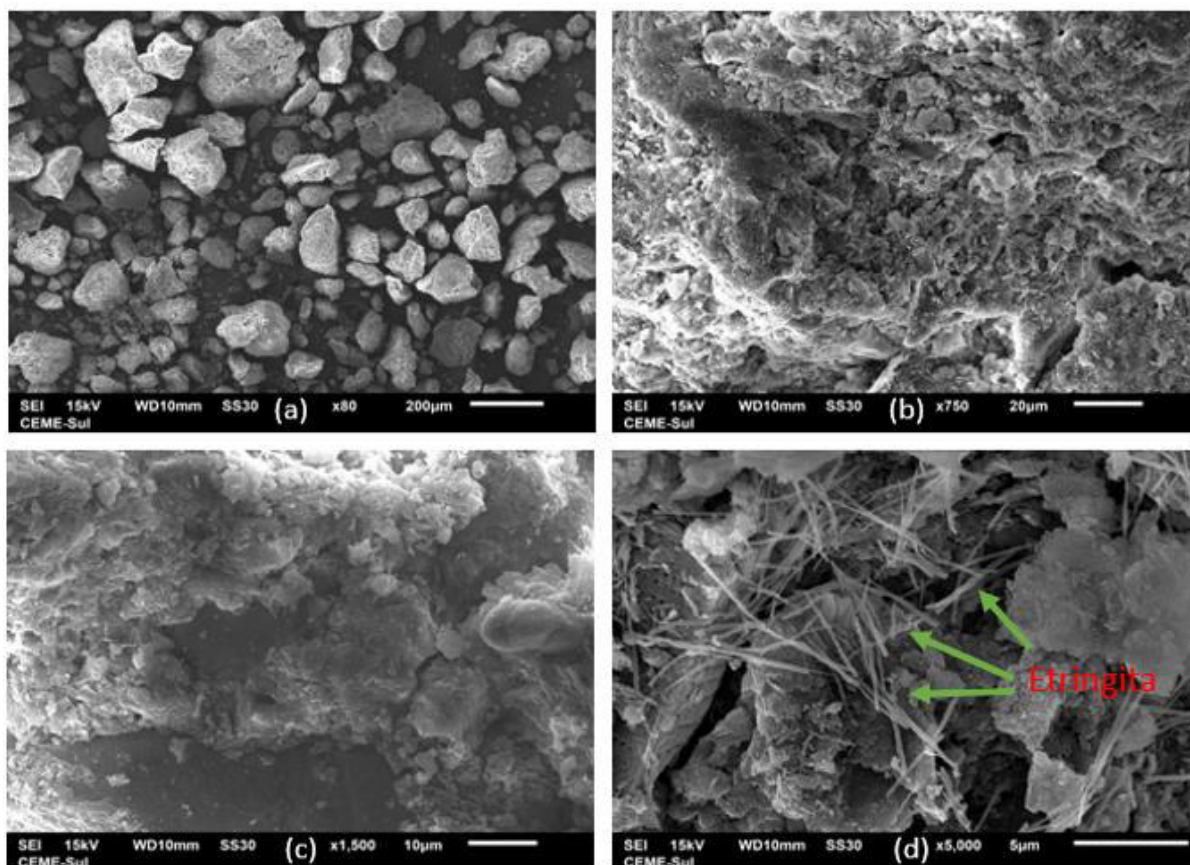


Figura 5.9: MEV do Tratamento 7 (28D), nas magnitudes: (a) x80, (b) x750, (c) x1500 e (d)x5000.

Observando a ampliação de x1500, percebe-se determinadas regiões (ponto 01) a presença majoritariamente do rejeito de dragagem. Em outras regiões (ponto 02), nota-se a aglomeração das partículas. Ao mesmo tempo, na ampliação de x5000, é possível observar a formação de pequenas agulhas de etringita.

Na figura 5.10 é mostrada a análise MEV para o tratamento 06 dos ensaios de resistência a compressão simples. Ao contrário do exemplo anterior, neste o consumo de cimento foi mínimo e o teor de umidade empregado foi máximo. O tempo de cura foi de 7 dias.

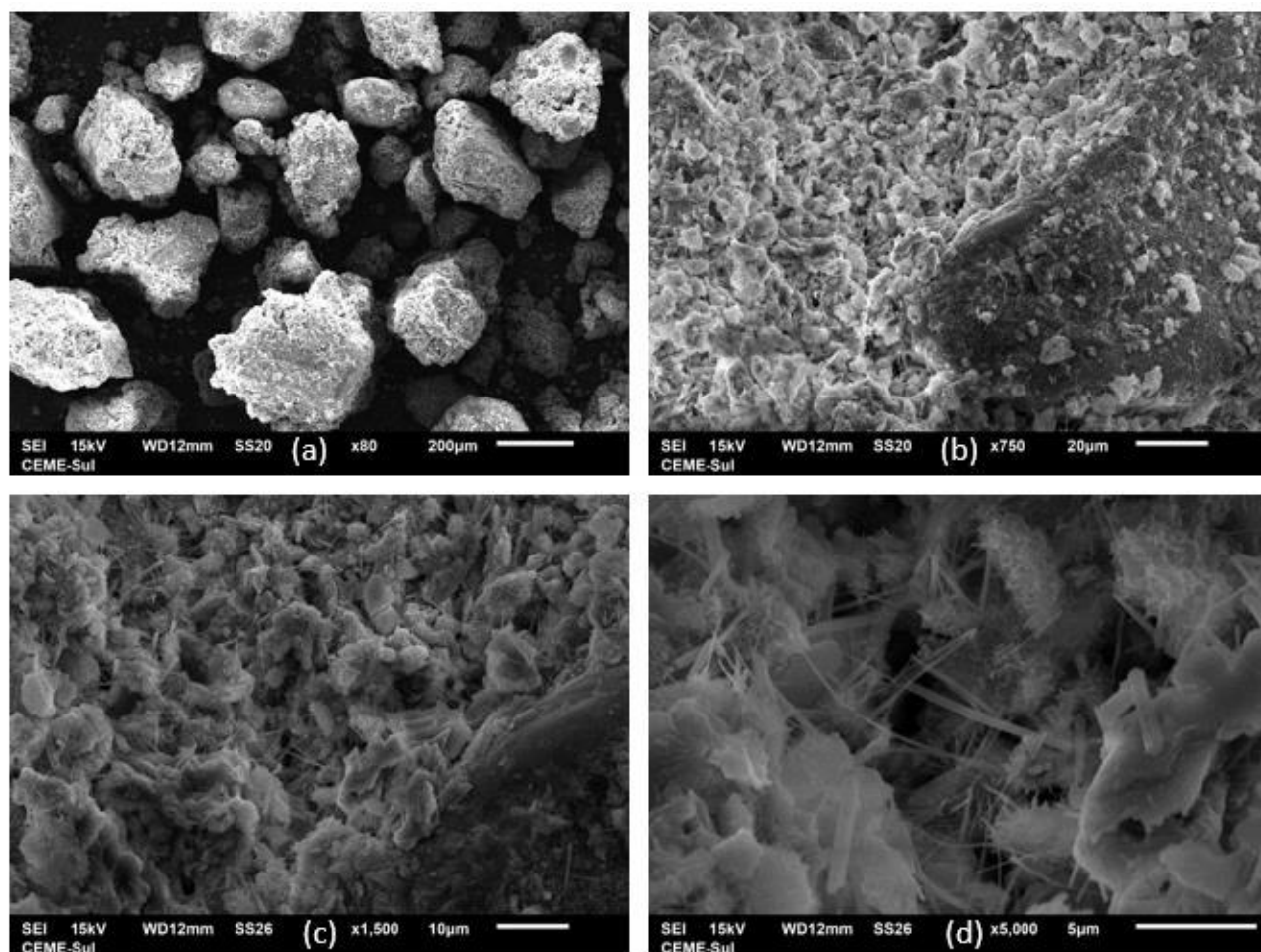


Figura 5.10: MEV do Tratamento 6 (7D), nas magnitudes: (a) x80, (b) x750, (c) x1500 e (d)x5000

Percebe-se mais uma vez, na ampliação de x5000, a formação de pequenos cristais de etringita. Esses cristais começam a ser formados após a hidratação do cimento (Loch, 2013). Comparando com a Figura 5.9, observa-se uma construção mais sutil desses cristais para a amostra do tratamento 6. Além disso, percebe-se na figura 5.10 (c) um menor grau de aproximação das partículas comparado ao observado na figura 5.9 (c).

Por fim, a figura 5.11 apresenta a análise MEV para a mistura em ponto axial. O consumo de cimento e o teor de umidade empregados são intermediários, entre os limites mínimo e máximo, mas o tempo de cura realizado foi de 28 dias. Analisando a Figura 5.11 (c), percebe-se que o grau de aproximação das partículas é superior ao apresentado na Figura 5.10 (c) e similar a Figura 5.9 (c). Isso ocorre devido a relação entre a quantidade empregada de ligante, teor de umidade e tempo de cura para os três tratamentos apresentados, já que o tratamento 6 (Figura 5.10) apresentou uma das menores resistências a compressão simples encontradas no estudo: 0,96 MPa. Percebe-se também que os cristais de etringita novamente

são visíveis na ampliação de x5.000, apresentada na Figura 5.11 (d).

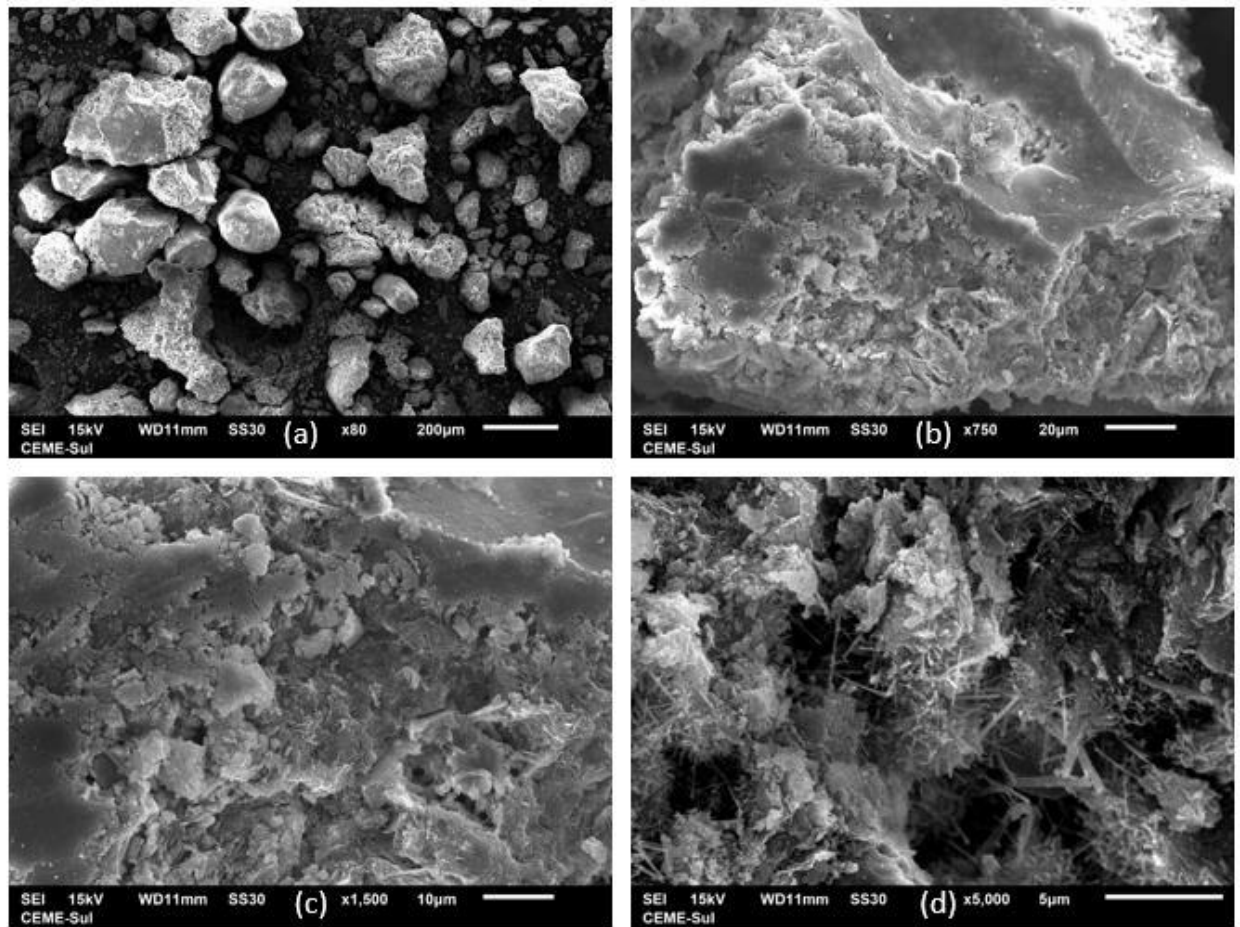


Figura 5.11: MEV do Tratamento 42 (28D), nas magnitudes: (a) x80, (b) x750, (c) x1500 e (d)x5000.

5.4. Relação entre q_u e índice η/B_{iv}

Com o objetivo de estabelecer curvas de dosagem para as misturas analisadas neste estudo e, dessa forma, possibilitar a previsão do comportamento do rejeito de dragagem quando misturado a agentes estabilizantes, foi realizada a investigação do comportamento mecânico a partir do uso do índice η/B_{iv} (porosidade pelo teor volumétrico de agente aglomerante). Será utilizado esse índice para todas as misturas executadas na etapa 02, visto que a composição dessas inclui cimento, areia e cal. A relação entre a resistência à compressão simples (q_u), a porosidade (η) e o teor volumétrico de agente aglomerante (B_{iv}) é obtida através da equação 5. Tal equação é apresentada em outros relatos da literatura, como Foppa (2005), Lemos *et al* (2020) e Consoli *et al* (2022).

$$q_u = D * \left(\frac{\eta}{B_{iv}^n} \right)^E \quad (5)$$

Na equação, D é um escalar da própria equação; n é um expoente de ajuste interno e E é um expoente de ajuste externo. Foi considerado um valor para n igual a 0,28, que é relatado na literatura como recomendado para areias puras e para solos finos (Diambra *et al*, 2017; Nunez, 2022). Além dessa recomendação, também foi realizado um processo iterativo de ajuste das curvas, constatando-se que a alteração do expoente de ajuste internos para valores entre 0,20 e 0,40 não apresentaram significativa alteração no valor de R². No entanto, o valor de n igual a 1,00 levou a uma queda no ajuste das curvas.

A porosidade e o teor volumétrico de agente aglomerante foram calculadas considerando os parâmetros de cálculo e os dados dos corpos de prova. As variáveis são determinadas através das equações 06 e 07.

$$\eta = \frac{100 * R_w * w_L}{\gamma_w * \left[\left(\frac{1}{\gamma_{s, RD}} + \frac{R_w * w_L}{\gamma_w} \right) * \left(\frac{C_{areia}}{\gamma_{s, areia}} + \frac{C_{CP}}{\gamma_{s, cal}} + \frac{C_{cal}}{\gamma_{s, cal}} + 1 \right) \right]} \quad (6)$$

$$B_{iv}^k = \left[\frac{100 * \left(\frac{C_{CP}}{\gamma_{s, CP}} + \frac{C_{cal}}{\gamma_{s, cal}} \right)}{\left(1 + \frac{C_{CP}}{\gamma_{s, CP}} + \frac{C_{cal}}{\gamma_{s, cal}} + \frac{C_{areia}}{\gamma_{s, areia}} \right)} \right] \quad (7)$$

Nas equações mostradas, R_w é a relação entre o teor de umidade da mistura e o limite de liquidez do rejeito de dragagem; w_L é o próprio limite de liquidez; C_{cal} , C_{CP} e C_{areia} são o consumo de cal, cimento CP V ARI e areia; $\gamma_{s, RD}$, $\gamma_{s, CP}$ e $\gamma_{s, cal}$ são o peso específico real dos grãos para o rejeito de dragagem, cimento Portland CP V ARI e cal de carbureto, respectivamente. Esses parâmetros foram definidos durante a etapa de caracterização dos materiais e também durante a montagem do planejamento experimental do estudo.

A partir disso, foram traçadas as curvas considerando: (a) tratamentos com cimento Portland CP V ARI; (b) tratamentos com cimento Portland CP V ARI e areia; (c) tratamentos com cimento Portland CP V ARI e cal e por fim (d) tratamentos com cimento Portland CP V, areia e cal.

A Figura 5.12 apresenta as curvas de resistência à compressão simples pelo índice de porosidade por teor volumétrico de agente aglomerante para as misturas com cimento Portland. Foram traçadas curvas para análise em ruptura conforme os tempos de cura estipulados aos 7

dias e aos 28 dias.

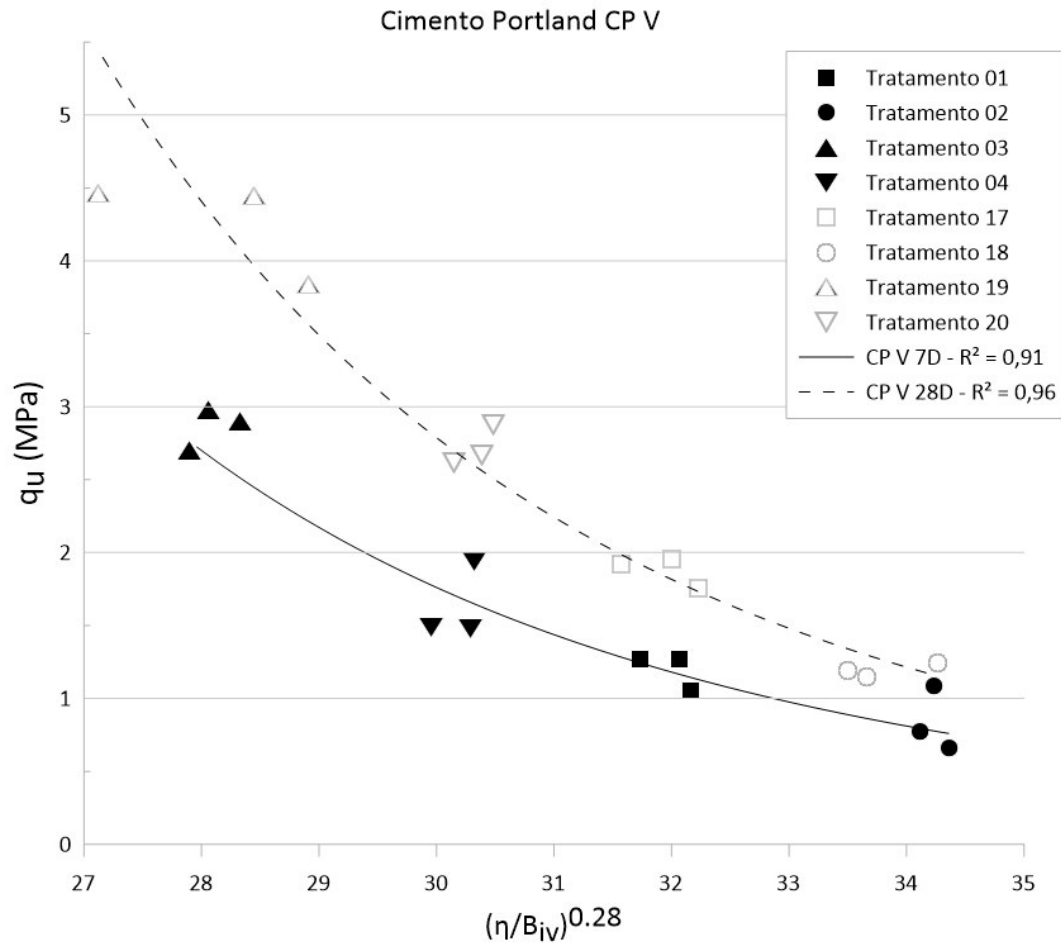


Figura 5.12: Curva $q_u \times \eta/(B_{iv})$ para as misturas com cimento.

Assim, as equações para o cálculo da resistência mecânica à compressão simples dos corpos de prova compostos por rejeito de dragagem e cimento Portland são descritas conforme as equações 8 e 9.

$$q_{u,7 \text{ dias}} = 2,56 * 10^9 * \left[\frac{\eta}{(B_{iv})^{0,28}} \right]^{-6,19} \{MPa\} \quad (8)$$

$$q_{u,28 \text{ dias}} = 1,78 * 10^{10} * \left[\frac{\eta}{(B_{iv})^{0,28}} \right]^{-6,64} \{MPa\} \quad (9)$$

Para as misturas apresentadas na figura 5.12, o coeficiente de determinação R^2 foi superior a 0,90. Além disso, observa-se que a resistência dos tratamentos aumenta com a redução do índice porosidade por teor volumétrico de agente aglomerante. O bom ajuste de R^2 mostra que a equação pode ser utilizada na previsão do comportamento mecânico de solos artificialmente cimentados.

A Figura 5.13 demonstra a curva de resistência a compressão simples pelo índice porosidade por teor volumétrico de aglomerante para os tratamentos com cimento Portland CP V e areia. Novamente as curvas apresentadas representam os 7 e 28 dias de cura.

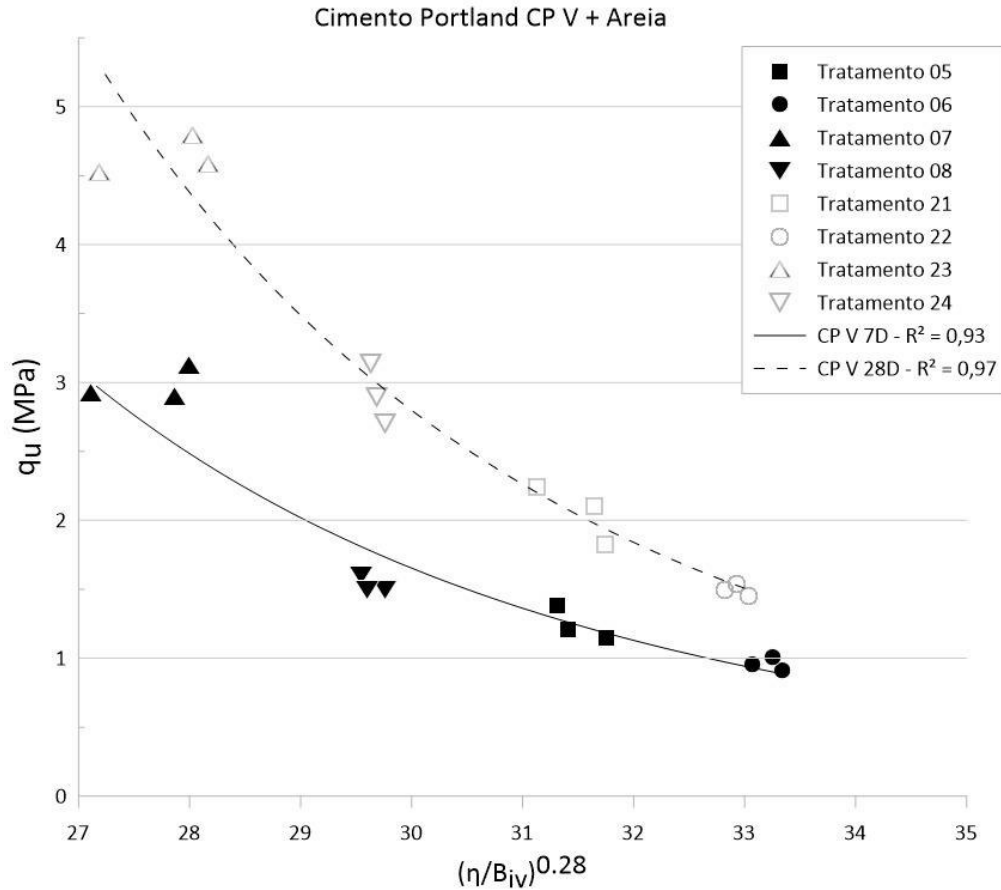


Figura 5.13: Curva $q_u \times \eta/(B_{iv})$ para as misturas com cimento e areia.

Mais uma vez percebe-se que o R^2 superou o valor de 0,90, o que indica um ajuste adequado da curva. O cálculo da resistência mecânica à compressão simples dos corpos de prova compostos por rejeito de dragagem, cimento Portland e areia são realizados conforme as equações 10 e 11.

$$q_{u,7 \text{ dias}} = 8,58 * 10^8 * \left[\frac{\eta}{(B_{iv})^{0,28}} \right]^{-5,90} \{MPa\} \quad (10)$$

$$q_{u,28 \text{ dias}} = 1,08 * 10^{10} * \left[\frac{\eta}{(B_{iv})^{0,28}} \right]^{-6,49} \{MPa\} \quad (11)$$

A figura 5.14 apresenta as curvas de resistência a compressão simples com relação ao índice η/B_{iv} . Os tratamentos, de 7 e 28 dias, tem em sua composição rejeito de dragagem, cimento Portland e a cal de carbureto.

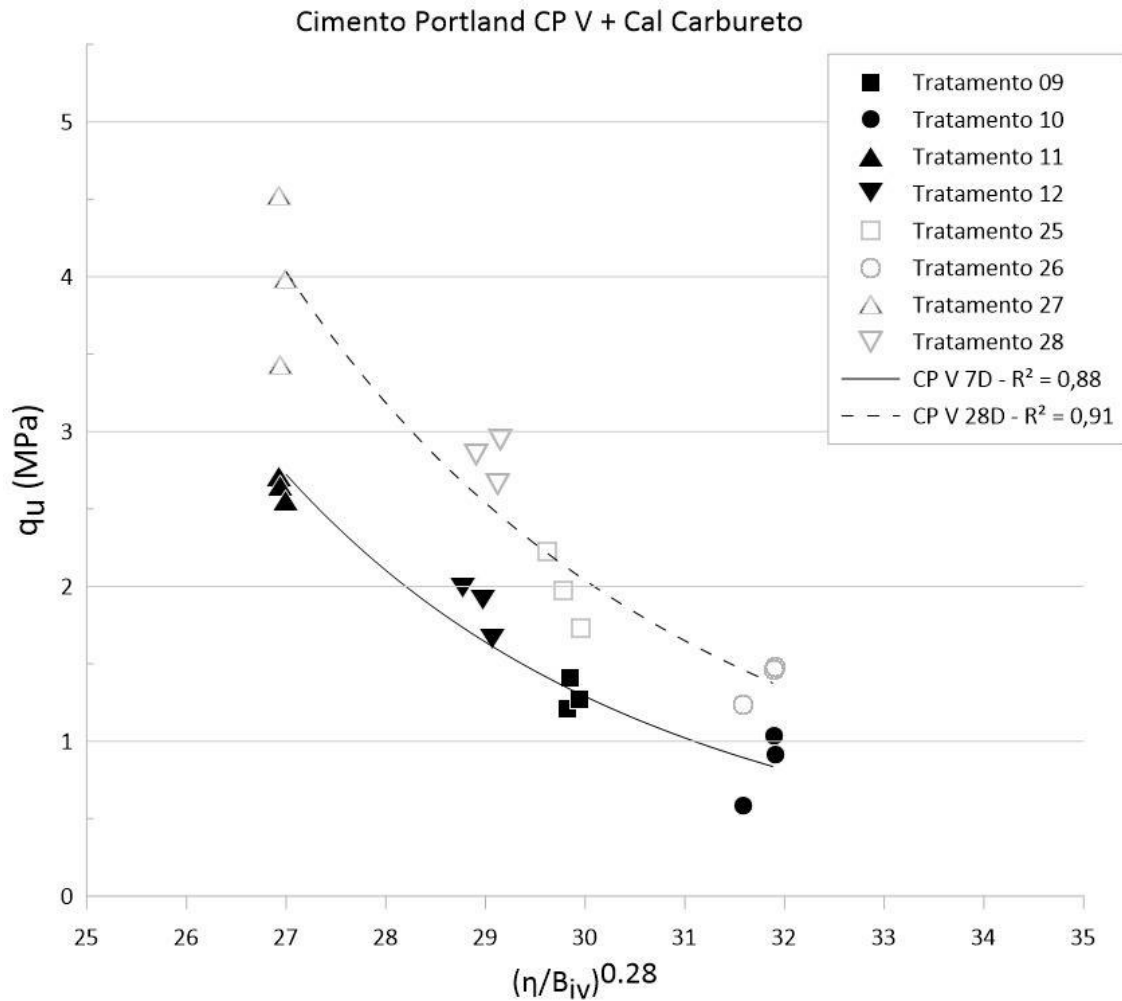


Figura 5.14: Curva $q_u \times \eta/(B_{iv})$ para as misturas com cimento e cal.

O valor de R^2 , para a curva de 7 dias, foi inferior a 0,90. No entanto, ainda sim pode-se considerar que o ajuste foi adequado. Com isso, o cálculo da resistência mecânica à compressão simples dos corpos de prova compostos por rejeito de dragagem, cimento Portland e cal é realizado conforme as equações 12 e 13.

$$q_{u,7 \text{ dias}} = 3,96 * 10^{10} * \left[\frac{\eta}{(B_{iv})^{0,28}} \right]^{-7,10} \{MPa\} \quad (12)$$

$$q_{u,28 \text{ dias}} = 7,35 * 10^9 * \left[\frac{\eta}{(B_{iv})^{0,28}} \right]^{-6,47} \{MPa\} \quad (13)$$

Em suma, apresenta-se na figura 5.15 a curva tensão x índice porosidade por teor volumétrico de agente aglomerante para os tratamentos compostos por cimento Portland, cal de carbureto e areia, novamente para tempos de cura iguais a 7 e 28 dias.

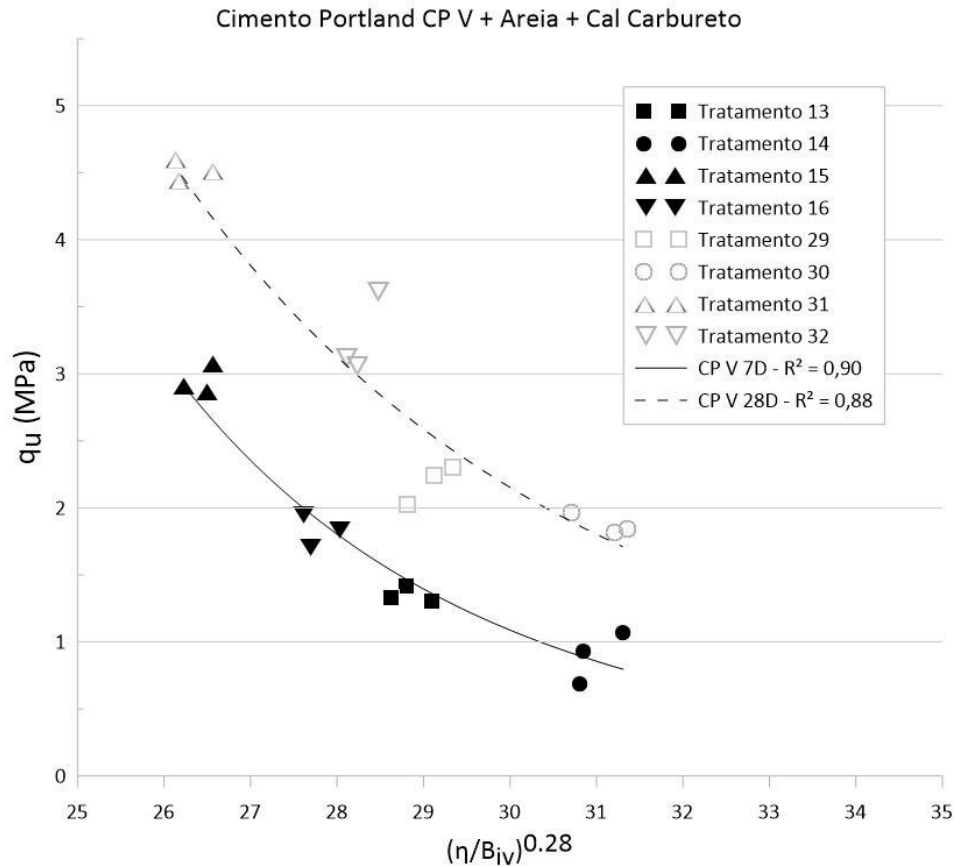


Figura 5.15: Curva $q_u \times \eta/(B_{iv})$ para as misturas com cimento, cal e areia.

O coeficiente de determinação foi, novamente, aceitável para as curvas de 7 e 28 dias. A resistência à compressão simples para as misturas realizadas com cimento Portland, areia e cal de carbureto pode ser determinada a partir das equações 14 e 15.

$$q_{u,7 \text{ dias}} = 7,07 * 10^{10} * \left[\frac{\eta}{(B_{iv})^{0,28}} \right]^{-7,32} \{MPa\} \quad (14)$$

$$q_{u,28 \text{ dias}} = 2,11 * 10^8 * \left[\frac{\eta}{(B_{iv})^{0,28}} \right]^{-5,41} \{MPa\} \quad (15)$$

A partir dos gráficos apresentados nas figuras 5.12 a 5.15 percebe-se um ajuste adequado das curva em todos os oito casos apresentados, sendo que apenas dois desses casos apresentaram um R^2 inferior a 0,90. O coeficiente de ajuste interno adotado para todos os casos foi de 0,28, conforme diretrizes apresentadas no início dessa seção, valor esse sugerido na literatura para solos finos (Diambra *et al*, 2017). No entanto, é importante ressaltar que foram feitas estimativas por método iterativo variando esse valor, e o coeficiente de determinação sofreu pequenas alterações na faixa de 0,20 a 0,40. Porém, o valor mais adequado ainda sim foi o coeficiente interno igual a 0,28.

Quando o valor desse coeficiente se aproximava de 1,00, em todos os casos, houve significativa queda do coeficiente R^2 . Já os coeficientes D e E variam conforme o tipo de solo, teor de umidade e os agentes aglomerantes de cada mistura (Baldovino *et al*, 2020). Assim, tais variáveis foram definidas e são apresentadas nas equações para cada grupo de tratamentos e conforme o tempo de cura.

Percebe-se, em todos os casos discutidos, que há redução da resistência conforme aumenta a porosidade. Conforme LI e Aubertin (2003), isso ocorre pois a redução da porosidade leva a uma capacidade superior de distribuir as tensões no interior dos corpos de prova. Dessa forma, mesmo em quantidades menores de cimento, a redução na porosidade leva a ganhos significativos de resistência à compressão simples.

6. CONCLUSÃO

6.1. Considerações Finais

O presente trabalho teve como objetivo principal verificar o comportamento mecânico do rejeito de dragagem quando misturado a outros materiais e aglomerantes, verificando a viabilidade da realização de processo de melhoramento desse resíduo com a finalidade de disposição do rejeito em áreas costeiras. Os resultados obtidos ao longo do estudo apontam para a possibilidade de estabilização do rejeito de dragagem através de misturas artificialmente cimentadas, o que é comprovado a partir dos resultados de resistência à compressão simples e à tração por compressão diametral.

Dentre todos os tratamentos realizados, observou-se que a resistência à compressão simples dos corpos de prova, utilizando cimento CP V, flutuou entre 0,85 e 4,60 MPa. Tal discrepância evidencia a necessidade e a utilidade do processo de dosagem, que pode levar a diferentes resistências a partir do diferente consumo de materiais. Assim, deve-se avaliar os requisitos de projeto para que se possa desenvolver uma dosagem adequada, racionalizando o consumo de materiais e atingindo as resistências requeridas em projeto.

Nos estudos de dosagem realizados, o consumo de cimento Portland, seja ele do tipo CP IV (etapa inicial do estudo) ou CP V (etapa final), se mostra altamente significativa para a resistência atingida. Porém, cabe observar que, apesar da significância ser alta em ambos os casos, a magnitude das resistências atingidas com o cimento tipo CP V foram superiores aquelas atingidas com o cimento tipo CP IV.

Inferior apenas à significância do consumo de cimento, observou-se que o teor de umidade das misturas é altamente relevante, uma vez que elevados teores de umidade levam a uma menor resposta mecânica do rejeito de dragagem cimentado. Assim, materiais com teor de umidade mais elevado requerem maiores quantidades de ligante para estabilização. Adicionalmente, o teor de umidade em campo será útil para definir a metodologia de execução mais adequada – se em calda ou em pó.

O consumo de areia e o consumo de cal de carbureto também apresentam significância estatística para a variável resposta do estudo, mas significativamente inferior ao efeito das demais variáveis do estudo (consumo de cimento, teor de umidade pelo limite de liquidez e tempo de cura). Cabe observar, porém, que isso significa que esses materiais podem ser empregados em substituição ao cimento sem redução da resposta mecânica, ao menos até determinada proporção de material. Essa resposta é relevante, principalmente, quando

considerado que a cal de carbureto é um resíduo, trazendo uso para esse tipo de material.

As análises MEV permitiram avaliar a modificação da estrutura com a adição dos diferentes ligantes utilizados. Percebeu-se a diferença entre o rejeito de dragagem bruto e após o processo de cimentação, no qual as partículas passam a se apresentar de maneira mais próxima. No entanto, esse grau de aproximação ainda depende de outros fatores, como o teor de cimento empregado na mistura, o seu teor de umidade e o tempo de cura. Foi possível observar, também, a formação de etringita nas amostras analisadas, cada uma com seu nível de formação.

Por fim, na avaliação dos valores de η/B_{iv} e na realização das curvas de dosagem, foi possível obter bons ajustes de coeficiente R^2 , evidenciando a boa correlação matemática com a resposta mecânica obtida para os corpos de prova levados ao ensaio de ruptura a compressão simples. Todos os valores de R^2 determinados, para os quatro diferentes tipos de mistura, giraram em torno de 0,90. Além disso, o coeficiente de ajuste interno empregado foi de 0,28, valor esse amplamente relatado na literatura.

6.2. Sugestões para trabalhos futuros

Com o objetivo de que o conhecimento acerca do comportamento mecânico do rejeito de dragagem cimentado seja ampliado, são indicados alguns tópicos para desenvolvimento de pesquisas:

1. Realizar ensaios com outros ligantes alternativos, com ênfase para coprodutos industriais;
2. Avaliação da resistência à compressão simples e à tração por compressão diametral do rejeito de dragagem estabilizado com quantidades menores de ligante;
3. Avaliação da resposta mecânica do rejeito de dragagem com proporções maiores de cal e areia.

7. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6458**. Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222**: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12024**: Solo-cimento – Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos. 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12025**: Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos – Método de ensaio. 2012.

ASTM. (2017). D2487. Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System).

ASTM. (2015). D3282. Standard practice for classification of soils and soil-aggregate mixtures for Highway construction purposes.

ANTAQ. **Estatístico Aquaviário**. Ano: 2021. Disponível em: <http://web.antaq.gov.br/anuario/>

FONSECA, A; CONSOLI, N. **Strength Properties Of Sand Soil-Cement Admixtures**. Artigo, 2009.

EKINCI, A; FILHO, H; CONSOLI, N; **Cooper Slag-Hydrated Lime-Portland Cement**

Stabilized Marine Deposited Clay. Artigo – 2019.

ALMEIDA, M. S. S.; F, D. F.; M, M. C. B.; A, V. C. **Aterro suportado por colunas de Deep Soil Mixing na obra do aeroporto do Salgado Filho em Porto Alegre/RS.** CObramseg;

CANCIAN, V. A.; R. S. Teixeira; H. Fontonele; C. P. S. Junior; C. J. M. C. Branco (2015). **Influência do tempo de mistura de solo-cimento na resistência à compressão simples.** Em: XXIX Congresso Nacional de Pesquisa em Transporte da Anpet.

CARDOSO, C.; **Aterro Estruturado Com Colunas de Jet Grouting e Reforçado Com Geossintéticos Construído Sobre Solo Mole: Caso de Obra do Encontro de Ponte Sobre o Rio Curimataú BR-101/RN,** dissertação - UFRN, 2018.

CARASCA, O (2016). **Soil improvement by mixing: techniques and performances**". Em: **Sustainable Solution for Energy and Environment**, pp 85-92.

CASTRO, S. M., J.R, Almeida (2012). **Dragagem e conflitos ambientais em portos clássicos e modernos: uma revisão.** Em: Soc. & Nat, ano 24, n.3, pp 519-534.

CONSOLI, N. C. *et al.* (2010). Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand. *Journal Of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* (ASCE), v. 136, n. 5, p. 759-763. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)gt.1943-5606.0000278](https://doi.org/10.1061/(ASCE)gt.1943-5606.0000278)

CONSOLI, N. C. *et al.* (2016). **A unique relationship determining strength of silty/clayey soils – Portland cement mixes.** *Soils And Foundations* (Elsevier BV), v. 56, n. 6, p. 1082-1088. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2016.11.011>

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

CORREIA, A. A. S (2011). **Aplicabilidade da técnica de deep mixing aos solos moles do Baixo Mondego.** Tese de Doutorado. Universidade de Coimbra. 447 p.

ECOSSIS (2021). **Cartilha Dragagem de Manutenção Porto De Ilheus.**

EGOROVA, A. A. (2017). **Basic Aspects of Deep Soil Mixing Technology Control.** Em: IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering.

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

HENRIQUES, C. R. M. (2014). **Deep Soil Mixing: Otimização do ligante num solo silto-argiloso.** Dissertação de Mestrado. Universidade de Aveiro.

JANZ, M.; Johansson, S.E. (2002). **The function of different binding agentes in deep stabilization. 9th Rep., Swedish Deep Stabilization Research Centre, Linkoping, Sweden.**

MACHADO, M. C. B. (2016). **Tratamento de Solos Argilosos Moles por Mistura de Cimento em Profundidade.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro.

MIRLEAN, N., L. Calliari, K. Johanneson (2020). **Dredging in an estuary causes contamination by fluid mud on a tourist ocean beach. Evidence via REE ratios.** Marine Pollution Bulletin, 159, 111495.

OLIVEIRA, D. B. (2014). **Dragagens no Porto do Rio Grande: Um Estudo sobre os Impactos e Conflitos de uso.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande.

SERVI, S.; Bastos, C. (2019). **Estudo sobre o emprego de cinza de casca de arroz e cal na estabilização de solo arenoso litorâneo, IX Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental (REGEO 2019), Anais..., São Carlos/SP.**

SERVI, S. (2022). **Comportamento mecânico de resíduo de minério de ferro estabilizado com agentes aglomerantes,** Dissertação de Mestrado. PPGECC/UFRGS. Porto Alegre.

SILVA, L.C. (2012), **O desenvolvimento do turismo no Balneário Cassino: Um Problema de Gerenciamento Costeiro Integrado,** Dissertação de Mestrado, PPGC/FURG, Rio Grande.

SITE TECNOGEO GROUND. **JET GROUTING.** Disponível em: <https://www.tecnogeo.com.br/jet-grouting/>. Acesso em: 16 de maio de 2023.

SITE BRASFOND. **JET GROUTING.** Disponível em: <http://www.brasfond.com.br/fundacoes/jgrouting.html>. Acesso em 18 de maio de 2023.

SITE LIEBHERR. Soil Mixing. Disponível em: <https://www.liebherr.com/en/can/products/construction-machines/deep-foundation/methods/soil-improvement/wet-soil-mixing/wet-soil-mixing.html>. Acesso em 15 de fevereiro de 2023.

Thomas, M.; B. J. (2017). **Avaliação da Influência do Tempo de cura na estabilização de solos lateríticos com adição de cal e cimento**. Em: XXVIII Congresso Regional de Iniciação Científica e Tecnológica em Engenharia.

TOPOLNICKI, M., 2008. **Wet Deep Soil Mixing - Execution and Design Practice** in Poland. German national Geotechnical Conference, Dortmund, 24-27.09.2008

TOPOLNICKI, M. (2016). **General overview and advances in Deep Soil Mixing**. Em: XXIV Geotechnical Conference of Torino Design, Construction and Controls of Soil Improvement Systems.

TORRES, R. J. (2000). **Uma Análise Preliminar dos Processos de Dragagem do Porto de Rio Grande, RS**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande.

LEMOS, S; ALMEIDA, M; CONSOLI, N; Nascimento, T; POLIDO, U. **Field and Laboratory Investigation of Highly Organic Clay Stabilized with Portland Cement**. Artigo – Universidade de Cambridge, 2020.

PEREIRA, D; SILVA, K. **Análise Experimental da resistência mecânica de diferentes cimentos submetidos ao mesmo tratamento de cura**. Trabalho de graduação – Universidade do Vale da Paraíba, 2016.

HENRIQUES, R. Utilização da microscopia eletrônica de varredura (MEV) para avaliação de ação de cloretos em compósitos de matriz cimentícia. Dissertação – Universidade Federal de Minas Gerais – Belo Horizonte, 2019.

CARLETTO, M. F. W.; **JET GROUTING (SISTEMA MONOFLUÍDO)**: Um método teórico simplificado para a previsão do diâmetro das colunas. Tese de doutorado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2009.

CONSOLI, N; LOPES, L; D, FOPPA; K, HEINECK. **Key parameters dictating strength of lime/cement-treated soils**. Artigo, 2009.

CONSOLI, N.C.; FESTUGATO, L. ; ROCHA, C.G. ; CRUZ, R. C. (2013). Key parameters for strength control of rammed sand-cement mixtures: Influence of types of Portland cement. *Construction & Building Materials*, v. 49, p. 591-597.

CONSOLI, N. C. et al. (2022). **Behaviour of compacted filtered iron ore tailings–Portland cement blends: New brazilian trend for tailings disposal by stacking.** *Applied Sciences* (MDPI), v. 12. <https://doi.org/10.3390/app12020836>

NUNEZ, V; **Estudo Laboratorial de um Solo Argiloso Orgânico Estabilizado em Massa Utilizando um Ligante Ternário**, dissertação - UFRGS, 2022.

VIANA DA FONSECA, A. *et al.* (2009). Strength properties of sandy soil–cement admixtures. *Geotechnical and Geological Engineering* (Science and Business Media LLC), v. 27, n. 6, p. 681- 686. <https://doi.org/10.1007/s10706-009-9267-y>

FESTUGATO, L. *et al.* (2018). Modelling tensile/compressive strength ratio of fibre reinforced cemented soils. *Geotextiles and Geomembranes* (Elsevier BV), v. 46, n. 2, p. 155–165. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2017.11.003>

LI, L; AUBERTIN, M. (2003). **A general relationship between porosity and uniaxial strength of engineering materials.** *Can J Civ Eng*, v. 30, n.4, pp. 644-658, Ago.

FOPPA, D. (2016). **Novo Método para Cálculo da Capacidade de Carga de Fundações Superficiais Assentes sobre Camada de Reforço em Solo – Cimento**, Tese – UFRGS.

BALDOVINO, J. J. A; IZZO, R. L. S; TEIXEIRA, W. **Variáveis que influenciam na resistência a tração e à compressão simples de dois solos sedimentares estabilizados com cimento.** *Artigo – Matéria* (Rio J.) 25 (2). <https://doi.org/10.1590/S1517-707620200002.1015>

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.

LOCH, F. (2013). **Barreiras de solos estabilizados com cal e cimento para barreiras ambientais**, Dissertação – USP.

NOVAES, J. (2016). **Mistura cinza volante – cal de carbureto: durabilidade, resistência à tração e compressão**, Dissertação – UFRGS.

HORPIBULSUK, S.; PHETCHUAY, C. (2012) **Soil stabilization by calcium carbide residue and fly ash**. American Society of Civil Engineers. Vol. 24, nº 2 – Fev.

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