

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

**Estudo Geotécnico de uma Pilha Experimental de Misturas
Compactadas de Rejeito de Minério de Ferro Filtrado - Cimento
Portland**

Helder Mansur Chaves

Porto Alegre
2023

HELDER MANSUR CHAVES

**ESTUDO GEOTÉCNICO DE UMA PILHA EXPERIMENTAL
DE MISTURAS COMPACTADAS DE REJEITO DE MINÉRIO
DE FERRO FILTRADO - CIMENTO PORTLAND**

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

Porto Alegre
2023

HELDER MANSUR CHAVES

**ESTUDO GEOTÉCNICO DE UMA PILHA EXPERIMENTAL
DE MISTURAS COMPACTADAS DE REJEITO DE MINÉRIO
DE FERRO FILTRADO - CIMENTO PORTLAND**

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

Porto Alegre, 16 de fevereiro de 2023

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

Prof. Lucas Festugato (PPGEC)
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Lucas Festugato (PPGEC)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul

Prof. Tiago Miranda (UMINHO)
Dr. pela Universidade do Minho

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

João Paulo Sousa Silva (VALE S.A.)
Dr. pela Universidade de Brasília

Dedico este trabalho aos meus filhos, Heloísa e Lael, e à
minha esposa Laís, que me apoiou e foi compreensiva, nos
momentos mais difíceis da nossa caminhada.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à Deus, por me guiar e sustentar ao longo de toda minha vida, orquestrando meu futuro da melhor forma possível, segundo a sua vontade, toda honra e glória a ti, meu senhor!

Agradeço ao meu orientador professor Nilo Cesar Consoli, pela oportunidade, por todo apoio, motivação, confiança e conhecimentos transmitidos ao longo de toda minha jornada no PPGEC, fico muito honrado em trabalhar com o senhor.

Agradeço ao meu Pai Ademir e a minha mãe Eliete, por toda a educação e valores repassados a mim, fundamentais para a minha formação como ser humano, marido e Pai. Amanda e Letícia, agradeço de coração todo o apoio que vocês me deram ao longo desses anos.

Agradeço a minha esposa e grande amor da minha vida Laís Rodrigues da Costa Chaves, que sempre me apoiou, em cada decisão, me incentivando e dando forças para que continuasse nessa jornada, mesmo quando estávamos esgotados mentalmente e fisicamente. Obrigado por tudo, e principalmente, pelos meus maiores presentes que recebi de Deus, nossos filhos Heloísa da Costa Chaves e Lael da Costa Chaves, aos quais dedico esse estudo, e peço perdão por tantas vezes que ouviram: “agora não, o papai precisa trabalhar mais um pouquinho”.

Agradeço aos professores Gérson Miranda, Karla Heineck, César Ruver, Sérgio Marques, pelo apoio, amizade, incentivo, motivação e disponibilidade em ajudar a qualquer momento durante a realização do doutorado.

Dedico um agradecimento especial, ao professor Lucas Festugato, pela amizade, por toda orientação e disponibilidade de ir ao campo para executar os ensaios comigo, prestando toda a assistência e orientação necessárias. Ao Hugo Scheuermann Filho, por toda a ajuda e orientação durante a elaboração dessa pesquisa. E ao Higor Campos, por toda dedicação e esforço durante a realização do programa experimental.

Agradeço a todos os amigos “Geovânis” e aos que estiveram presentes durante essa caminhada, Eclesielter Moreira, João Vitor Carvalho, Alexia Wagner, Andrés Lotero, Cindy Moncaleano, Aziz Tebechrani, Gustavo Dias, Auxence Cocou, Maiki Mafessoli, Rodrigo Zorzal, Flávio Ferreira, Mariana Tonini, Suéllen Ferrazzo. João Polido, Lucas Yuji, Luis e Jair, e a todos os integrantes do LEGG.

Agradeço à UFRGS pela oportunidade em cursar um doutorado de excelência.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pela bolsa concedida, e à Mineradora Vale, pelo financiamento deste trabalho, assim como o fornecimento dos dados utilizados.

Se um dia tiver que escolher entre o mundo e o amor
lembre-se: se escolher o mundo ficará sem o amor, mas se
escolher o amor com ele você conquistará o mundo.

Albert Einstein.

RESUMO

CHAVES, H. C. **Estudo Geotécnico de uma Pilha Experimental de Misturas Compactadas de Rejeito de Minério de Ferro Filtrado - Cimento Portland**. 2023. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O setor da mineração é essencial para a economia global, pois gera riquezas e diversos postos de trabalho. No Brasil, em 2021, a indústria extrativa mineral foi responsável por cerca de 28,5% das exportações (COMEX STAT, 2022.). Porém, esse seguimento gera grandes quantidades de rejeitos, dispostos comumente em barragens. Recentemente, acidentes ocorridos nesse tipo de estrutura colocou em foco a segurança dessa técnica, levando à procura por métodos mais seguros de disposição dos rejeitos. Entre as soluções, está a pilha de rejeito filtrado, a qual pode ser potencializada através da aglomeração do rejeito com um material cimentante. Porém, ainda há desafios quanto ao método, particularmente para estruturas de grande escala, localizadas em ambientes de clima tropical. Assim, esta tese avaliou o comportamento mecânico de um rejeito de minério de ferro filtrado melhorado com a adição de cimento Portland de alta resistência inicial (CPV-ARI) comparando amostras moldadas em laboratório e compactadas em campo. Para as amostras de laboratório, utilizaram-se teores de cimento de 1,5%, 2,5%, 3,5% e 4,5% e pesos específicos aparente seco de 19,6 kN/m³ e 20,07 kN/m³. Já para as condições de campo, um único teor de cimento igual a 2,5% foi utilizado em diferentes condições de compactação. A partir dos resultados dos ensaios de resistência e rigidez, foi possível traçar curvas de dosagem para se obter valores teóricos de resistência e rigidez, utilizados na avaliação do desempenho observado em campo, através das relações de valores teóricos/valores medidos. O estudo demonstrou que as melhores relações de RCS, RTCD e G_0 foram observados para as amostras compactadas mais próximo da umidade ótima. Além disso, a partir de ensaios realizados em campo e amostras indeformadas, foi possível identificar como a umidade e técnica de vibração afetam os valores de grau de compactação alcançados em campo. Os resultados das análises mostraram-se satisfatórios, tendo em vista as relações RCS, RTCD e G_0 que alcançaram valores médios ajustados, através de tratamento estatístico, igual a 0,74, 0,97 e 1,34, respectivamente, sendo possível afirmar que o método pode ser aplicado em campo, garantindo-se um controle tecnológico rígido, e um melhor ajuste do método de mistura, resultando em uma maior homogeneidade do material.

Palavras-chave: *rejeito de ferro; cimento Portland; pilhas de rejeito.*

ABSTRACT

CHAVES, H. C. **Geotechnical Study of an Experimental Pile of Filtered Iron Ore Tailings Mixtures - Portland Cement**. 2023. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The mining sector is essential for the global economy, as it generates wealth and many jobs. In Brazil, in 2021, the mineral extraction industry was responsible for about 28.5% of exports (COMEX STAT, 2022.). However, this follow-up generates large uses of tailings, commonly prescribed in dams. Recently, accidents in this type of structure have focused on the safety of this technique, leading to the search for safer methods of disposal of tailings. Among the solutions is the pile of filtered waste, which can be enhanced by agglomerating the waste with a cementing material. However, there are still challenges regarding the method, particularly for large-scale structures located in tropical climate environments. Thus, this thesis evaluates the mechanical behavior of a filtered iron ore tailings improved with the addition of high initial strength Portland cement (CPV-ARI) comparing samples molded in the laboratory and compacted in the field. For laboratory samples, cement contents of 1.5%, 2.5%, 3.5% and 4.5% and dry apparent specific weights of 19.6 kN/m³ and 20.07 kN/ m³. As for the field conditions, a single cement content equal to 2.5% was used in different compaction conditions. Based on the results of resistance and resistance tests, it was possible to trace dosage curves to obtain theoretical values of resistance and resistance, used in evaluating the performance observed in the field, through the theoretical/measured values ratios. The study demonstrated that the best RCS, RTCD and G0 ratios were observed for the Compacted Exposures closer to the optimum humidity. In addition, from tests carried out in the field and undisturbed samples, it was possible to identify how the humidity and vibration technique experienced the compaction degree values achieved in the field. The results of the analyzes were forced, in view of the RCS, RTCD and G0 ratios that reached adjusted mean values, through statistical treatment, equal to 0.74, 0.97 and 1.34 , respectively, making it possible to state that the method can be applied in the field, guaranteeing a rigid technological control, and a better adjustment of the mixing method, generated in a greater homogeneity of the material.

Key-words: *iron waste; Portland cement; tailings piles.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Diagrama típico de tratamento de minério (LUZ E LINS, 2018)	36
Figura 2.2 – Ilustração filtro prensa horizontal (GROSSO et al., 2021)	40
Figura 2.3 – Filtro rotativo a vácuo: diagrama simplificado (a) ciclo de filtragem (b). (FRANÇA; MASSARINI, 2018)	41
Figura 2.4 – Distribuição granulométrica de diferentes tipos de rejeito de algumas minerações do quadrilátero Ferrífero (GUIMARÃES, 2012)	45
Figura 2.5 – Exemplo de pilha de rejeito filtrado, Mina Caposo, San Juan, Argentina (OLDECOP e RODARI, 2021)	50
Figura 2.6 – Esquema das zonas numa pilha de rejeitos (baseado em: CRYSTAL et. al., 2018)	51
Figura 2.7 – Pilhas em vale: (a) típica; (b) transversais a um vale (HAWLEY E CUNMING, 2017)	53
Figura 2.8 – Pilhas de encosta: (a) típica; (b) de crista (HAWLEY E CUNMING, 2017)	53
Figura 2.9 – Pilhas em formato de pirâmide (HAWLEY E CUNMING, 2017)	54
Figura 2.10 – Resistência à compressão não confinada em função do teor de cimento (CONSOLI et al., 2011)	60
Figura 2.11 – Zonas de desenvolvimento de resistência em função do teor de cimento (baseado em: HORPIBULSUK et al., 2010)	61
Figura 2.12 – Efeito da porosidade nas misturas de solo-cimento (MOREIRA et al., 2019)	61
Figura 2.13 – Taxa de desenvolvimento de resistência em função do período de cura para misturas de solo-cimento (YAO et al., 2019)	64
Figura 2.14 – Resistência à compressão não confinada em função do período de cura para misturas de solo-cimento comum (ZHANG et al., 2021)	64
Figura 2.15 – Resistência à compressão não confinada de misturas de solo-cimento em relação à razão do volume absoluto de vazios e o volume absoluto de cimento (Vv/Vc) (LARNACH, 1960)	66
Figura 2.16 – Curva do fator vazios/cimento versus resistência à compressão simples (Baseado em: Consoli et al., 2007)	67

Figura 2.17 – Comportamento típico de cisalhamento de um material puramente friccional: (a) resposta tensão-deformação; (b) comportamento na mudança de volume; (c) mudança no índice de vazios; (d) modelo “dente de serra” para dilatância (ATKINSON, 2007)	70
Figura 2.18 – Representações da linha de Estado Crítico	71
Figura 2.19 – Curvas tensão-deformação no cisalhamento para o arenito de Castlegate (baseado em: COPP E WILSON, 2003)	72
Figura 2.20 – Modelo de comportamento de um material com predominância da cimentação (Adaptado de CUCCOVILLO E COOP, 1999)	74
Figura 2.21 – Modelo de comportamento quando a cimentação não é predominante (CUCCOVILLO E COOP, 1999)	75
Figura 2.22 – Curvas tensão-deformação obtidas em ensaios triaxiais para uma rocha branda porosa (baseada em: ELLIOT e BROWN, 1985)	76
Figura 2.23 – Dedução do método proposto a partir do círculo de Mohr-Coulomb (CONSOLI et al.,2014)	77
Figura 3.1 – Fluxograma de etapas do programa experimental realizadas em campo e laboratório	80
Figura 3.2 – Curva granulométrica do resíduo de minério de ferro	81
Figura 3.3 – Comparativo da curva granulométrica do material utilizado, com diferentes rejeitos de minério de ferro do quadrilátero ferrífero obtidos por processos diferentes	82
Figura 3.4 – Curvas de compactação nas energias Proctor normal, Proctor intermediário e Proctor modificado	83
Figura 3.5 – Evolução média de resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland (ABCP, 1996)	84
Figura 3.6 – Curva granulométrica do cimento Portland CPV – ARI	84
Figura 3.7 – Posicionamento do corpo de prova durante aplicação de carga: (a) RCS; (b) RTCD	86
Figura 3.8 – Equipamento para determinação do módulo cisalhante inicial (PunditLab +)	88
Figura 3.9 – Visão geral do Equipamento triaxial (Geonor)	90
Figura 3.10 – Visão geral do Equipamento triaxial (Bishop-Wesleye)	91
Figura 3.11 – Permeâmetro de Parede flexível	94
Figura 3.12– Localização da pilha experimental, em Itabira/MG	97

Figura 3.13 – Planta baixa do aterro experimental	98
Figura 3.14 – Corte transversal das pilhas, com as características de compactação de cada pista	100
Figura 3.15 – Imagem da usina de mistura e dosagem de solos utilizado na construção da pilha	101
Figura 3.16 – Controle de umidade do rejeito	102
Figura 3.17 – Etapas da execução das pilhas experimentais de misturas de rejeito e cimento Portland CPV – ARI: (a) abastecimento da usina de solos; (b) descarregamento da mistura; (c) espalhamento e nivelamento da camada; (d) compactação da camada	103
Figura 3.18 – Moldagem dos blocos indeformados	104
Figura 3.19 – Etapas da retirada das amostras indeformadas: (a) proteção do bloco com plástico filme; (b) proteção do bloco com tela; (c) camada de parafina; (d) extração do bloco	105
Figura 3.20 – Etapas do armazenamento das amostras indeformadas: (a) vedação da base do bloco; (b) aplicação da tela e parafina; (c) espaço livre entre caixa e bloco; (d) preenchimento do espaço livre com serragem	106
Figura 3.21 – Moldagem dos blocos indeformados	107
Figura 3.22 – Execução em campo dos ensaios de placa: (a) posicionamento e nivelamento da placa; (b) colagem da instrumentação; (c) posicionamento da célula de carga; (d) aplicação dos estágios de carga	111
Figura 3.23– Execução do ensaio pressiômetro; (a) realização do pré-furo; (b) Realização do ensaio	112
Figura 3.24 – Execução do ensaio CPT	113
Figura 4.1 – Resistências à compressão não confinada (q_u) em função do teor de cimento, para 28 dias de cura	116
Figura 4.2 – Resistências à compressão não confinada (q_u) em função do teor de cimento, para 90 dias de cura	116
Figura 4.3 – Relação entre o parâmetro η/C_{iv} e a resistência à compressão não confinada	117
Figura 4.4 – Resistências à tração por compressão diametral (q_t) em função do teor de cimento, para 28 dias de cura	120
Figura 4.5 – Resistências à tração por compressão diametral (q_t) em função do teor de cimento, para 90 dias de cura	120

Figura 4.6 – Relação do parâmetro η/C_{iv} e a resistência à tração por compressão diametral	121
Figura 4.7 – Módulo de rigidez inicial em função do teor de cimento, para 28 dias de cura	122
Figura 4.8 – Módulo de rigidez inicial em função do teor de cimento, para 90 dias de cura	123
Figura 4.9 – Relação do parâmetro η/C_{iv} e Módulo de Rigidez inicial G_0	124
Figura 4.10 – Curva normalizada dos valores de q_u e q_t	125
Figura 4.11 – Curva normalizada dos valores de módulo de rigidez inicial	126
Figura 4.12 – Resistência à tração por compressão diametral em função da resistência à compressão simples	129
Figura 4.13 – Figura 4.13 – Relação entre resistência à compressão simples e sucção para amostras curadas a 28 e 90 dias	130
Figura 4.14 – Relação entre resistência à tração por compressão diametral e sucção para amostras curadas a 28 e 90 dias	131
Figura 4.15 – Gráficos de Pareto para dos ensaios de caracterização mecânica: (a) resistência à compressão não confinada; (b) Resistência à tração por compressão diametral; (c) módulo de rigidez inicial	133
Figura 4.16 – Gráficos de efeitos principais: (a) resistência à compressão não confinada; (b) Resistência à tração por compressão diametral; (c) módulo de rigidez inicial	134
Figura 4.17 – Amostras ensaiadas sem a adição de cimento Portland e compactadas na energia Proctor normal: (a) Curvas tensão-deformação axial; (b) variação volumétrica durante o cisalhamento	136
Figura 4.18 – Amostras ensaiadas com adição de 2,5 % de cimento Portland, compactadas na energia Proctor normal: (a) Curvas tensão-deformação axial; (b) variação volumétrica durante o cisalhamento	137
Figura 4.19 – Trajetórias de tensões efetivas, no espaço $q \times p'$, para amostras sem a adição de cimento Portland: (a) compactadas na energia Proctor normal; (b) compactadas na energia Proctor intermediário	139
Figura 4.20 – Trajetórias de tensões efetivas, no espaço $q \times p'$, para amostras com 2,5% de cimento Portland: (a) compactadas na energia Proctor normal; (b) compactadas na energia Proctor intermediário	139
Figura 4.21 – Módulo de elasticidade secante (E_{sec}) em função da deformação axial (ϵ_a): (a) amostras não cimentadas; (b) amostras cimentadas	140

Figura 4.22 – Módulo cisalhante secante (G_{sec}) em função da deformação distorcional (ϵ_s): (a) amostras não cimentadas; (b) amostras cimentadas	141
Figura 4.23 – Curvas tensão-dilatância de amostras moldadas em laboratório: (a) não cimentadas; (b) cimentadas	142
Figura 4.24 – Curvas tensão-deformação axial para amostras moldadas em laboratório, ensaiadas sem cimentação e com 2,5% de cimento Portland, para obtenção do parâmetro M	144
Figura 4.25 – Organização do código para identificação das amostras	151
Figura 4.26 – Peso específico seco de amostras e índice de porosidade das amostras indeformadas submetidas ao ensaio de resistência à compressão não confinada	152
Figura 4.27 – Peso específico seco de amostras e índice de porosidade das amostras indeformadas submetidas ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral	152
Figura 4.28 – Resistência à compressão não confinada e módulo de rigidez inicial das amostras indeformadas C3, nas idades de 28 e 90 dias	153
Figura 4.29 – Resistência à tração por compressão diametral e módulo de rigidez inicial das amostras indeformadas C3, nas idades de 28 e 90 dias	154
Figura 4.30 – Peso específico seco de amostras e índice de porosidade das amostras indeformadas C4 submetidas ao ensaio de resistência à compressão não confinada .	155
Figura 4.31 – Peso específico seco de amostras e índice de porosidade das amostras indeformadas C4 submetidas ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral	156
Figura 4.32 – Resistência à compressão não confinada e módulo de rigidez inicial para as amostras indeformadas C4 nas idades de 28 e 90 dias	157
Figura 4.33 – Resistência à tração por compressão diametral e módulo de rigidez inicial para as amostras indeformadas C4 nas idades de 28 e 90 dias	157
Figura 4.34 – Peso específico seco de amostras e índice de porosidade das amostras indeformadas C5 submetidas ao ensaio de resistência à compressão não confinada .	159
Figura 4.35 – Peso específico seco de amostras e índice de porosidade das amostras indeformadas C5 submetidas ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral	159
Figura 4.36 – Resistência à compressão não confinada e módulo de rigidez inicial para as amostras indeformadas C5 nas idades de 28 e 90 dias	161
Figura 4.37 – Resistência à tração por compressão diametral e módulo de rigidez inicial para as amostras indeformadas C5 nas idades de 28 e 90 dias	161

Figura 4.38 – Relação entre resistência à compressão simples e sucção/resistência à compressão simples para amostras indeformadas das camadas 03, 04 e 05, para nas idades de 28 e 90 dias	163
Figura 4.39 – Relação entre resistência à tração por compressão diametral e sucção/resistência à tração por compressão diametral para amostras indeformadas das camadas 03, 04 e 05, para nas idades de 28 e 90 dias	163
Figura 4.40 – Relação entre valores medidos de resistência à compressão não confinada e módulo de rigidez inicial, em relação aos valores teóricos, para amostras indeformadas C3 ensaiadas nas idades de 28 e 90 dias	165
Figura 4.41 – Relação entre valores medidos de resistência à tração por compressão diametral e módulo de rigidez inicial, em relação aos valores teóricos, para amostras indeformadas C3 ensaiadas nas idades de 28 e 90 dias	165
Figura 4.42 – Relação entre valores medidos de resistência à compressão não confinada e módulo de rigidez inicial, em relação aos valores teóricos, para amostras indeformadas C4 ensaiadas nas idades de 28 e 90 dias	167
Figura 4.43 – Relação entre valores medidos de resistência à tração por compressão diametral e módulo de rigidez inicial, em relação aos valores teóricos, para amostras indeformadas C4 ensaiadas nas idades de 28 e 90 dias	167
Figura 4.44 – Relação entre valores medidos de resistência à compressão não confinada e módulo de rigidez inicial, em relação aos valores teóricos, para amostras indeformadas C5 ensaiadas nas idades de 28 e 90 dias	169
Figura 4.45 – Relação entre valores medidos de resistência à tração por compressão diametral e módulo de rigidez inicial, em relação aos valores teóricos, para amostras indeformadas C5 ensaiadas nas idades de 28 e 90 dias	169
Figura 4.46 – Gráfico de Pareto das amostras indeformadas, da pilha compactada sem vibração para análise de peso específico aparente seco	171
Figura 4.47 – Gráfico de efeitos principais das amostras indeformadas, da pilha compactada sem vibração para análise de peso específico aparente seco	172
Figura 4.48 – Gráfico de Pareto das amostras indeformadas, da pilha compactada com vibração para análise de peso específico aparente seco	173
Figura 4.49 – Gráfico de efeitos principais das amostras indeformadas, da pilha compactada com vibração para análise de peso específico aparente seco	174
Figura 4.50 – Gráfico de Pareto das amostras indeformadas, para análise global de peso específico aparente seco	175
Figura 4.51 – Gráfico de efeitos principais das amostras indeformadas, para análise global de peso específico aparente seco	176

Figura 4.52 – Curva de compactação na energia Proctor Normal do rejeito de minério de ferro, com destaque para as umidades utilizadas em campo	177
Figura 4.53 – Gráfico de Pareto das amostras indeformadas, das pilhas compactadas, para análise da relação RCS	178
Figura 4.54 – Gráfico de efeitos principais das amostras indeformadas, das pilhas compactadas, para análise da relação RCS	179
Figura 4.55 – Gráfico de Pareto das amostras indeformadas, das pilhas compactadas, para análise da relação RTCD	180
Figura 4.56 – Gráfico de efeitos principais das amostras indeformadas, das pilhas compactadas, para análise da relação RTCD	180
Figura 4.57 – Gráfico de Pareto das amostras indeformadas, das pilhas compactadas, para análise da relação G_0	181
Figura 4.58 – Gráfico de efeitos principais das amostras indeformadas, das pilhas compactadas, para análise da relação G_0	182
Figura 4.59 – Amostras indeformadas da camada 03, ensaiadas à compressão triaxial: (a) Curvas tensão-deformação axial; (b) variação volumétrica durante o cisalhamento	184
Figura 4.60 – Amostras indeformadas da camada 04, ensaiadas à compressão triaxial: (a) Curvas tensão-deformação axial; (b) variação volumétrica durante o cisalhamento	185
Figura 4.61 – Amostras indeformadas da camada 05, ensaiadas à compressão triaxial: (a) Curvas tensão-deformação axial; (b) variação volumétrica durante o cisalhamento	186
Figura 4.62 – Trajetórias de tensões efetivas, no espaço q - p' , para amostras da camada 03: (a) Amostras retiradas do topo do bloco; (b) amostras retiradas da base do bloco	188
Figura 4.63 – Trajetórias de tensões efetivas, no espaço q x p' , para amostras com 2,5% de cimento Portland: (a) compactadas na energia proctor normal; (b) compactadas na energia proctor intermediário	189
Figura 4.64 – Trajetórias de tensões efetivas, no espaço q x p' , para amostras com 2,5% de cimento Portland: (a) compactadas na energia proctor normal; (b) compactadas na energia proctor intermediário	189
Figura 4.65 – Degradação da rigidez amostras da camada 03: (a) módulo de elasticidade secante (E_{sec}) em função da deformação axial (ϵ_a); (b) módulo cisalhante secante (E_{sec}) em função da deformação distorcional (ϵ_s)	191

Figura 4.66 – Degradação da rigidez amostras da camada 04: (a) módulo de elasticidade secante (E_{sec}) em função da deformação axial (ϵ_a); (b) módulo cisalhante secante (E_{sec}) em função da deformação distorcional (ϵ_s)	192
Figura 4.67 – Degradação da rigidez amostras da camada 05: (a) módulo de elasticidade secante (E_{sec}) em função da deformação axial (ϵ_a); (b) módulo cisalhante secante (E_{sec}) em função da deformação distorcional (ϵ_s)	192
Figura 4.68 – Curvas tensão-dilatância das amostras indeformadas	193
Figura 4.69 – Curvas tensão-deformação axial para amostras ensaiadas sem cimentação e com 2,5% de cimento Portland, para obtenção do parâmetro M	195
Figura 4.70 – Resultados do ensaio CPT nas pilhas vibradas e não vibradas de misturas de rejeito de minério de ferro e cimento Portland	197
Figura 4.71 – Sistema de Classificação Comportamental - Robertson (2016) aplicado as pistas: (a) 4P-35Hz; (b) 6P-35Hz; (c) 4P-0Hz; (d) 6P-0Hz	199
Figura 4.72 – Gráfico de tensão (σ) versus recalque (δ) obtidos nos ensaios de provas de carga monotônicas	200

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Previsão da quantidade de cimento Portland em função do tipo de solo (baseado em: INGLES E METCLAF, 1972)	65
Tabela 3.1: Ensaio realizado por etapa do programa experimental	79
Tabela 3.2: Propriedade físicas do rejeito de minério de ferro	82
Tabela 3.3: Resultados da compactação nas energias Proctor normal, Proctor intermediário e Proctor modificado	83
Tabela 3.4: Programa experimental do estudo de desempenho mecânico	95
Tabela 3.5: Programa experimental de ensaios de resistência à compressão triaxial	96
Tabela 3.6: Características geométricas da pilha	99
Tabela 3.7: Locais de coleta das amostras indeformadas	104
Tabela 3.8: Corpos de prova esculpidos para RCS e RTCD	108
Tabela 3.9: Corpos de prova esculpidos para ensaios de Resistência à compressão triaxial	109
Tabela 3.10: Locais onde foram realizados os ensaios de placa	110
Tabela 3.11: Locais onde foram realizados os ensaios Pressiométricos	112
Tabela 3.12: Locais onde foram realizados os ensaios de cone	113
Tabela 4.1: Dados de moldagem, e resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão não confinada	115
Tabela 4.2: Dados de moldagem, e resultados obtidos no ensaio de resistência à tração por compressão diametral	119
Tabela 4.3: Curvas de dosagem obtidas para as amostras indeformadas	127
Tabela 4.4: Dados de moldagem e resultados obtidos nos ensaios de condutividade hidráulica	132
Tabela 4.5: Características e níveis de cada fator controlável	132
Tabela 4.6: Dados de moldagem das amostras moldadas em laboratório, submetidas aos ensaios de resistência triaxial	135
Tabela 4.7: Dados de moldagem das amostras moldadas em laboratório, e resultados de dilatação	145

Tabela 4.8: Dados de moldagem das amostras indeformadas, submetidas ao ensaio de resistência à compressão não confinada – 28 dias de cura	146
Tabela 4.9: Dados de moldagem das amostras indeformadas, submetidas ao ensaio de resistência à compressão não confinada – 90 dias de cura	147
Tabela 4.10: Dados de moldagem das amostras indeformadas, submetidas ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral – 28 dias de cura	148
Tabela 4.11: Dados de moldagem das amostras indeformadas, submetidas ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral – 90 dias de cura	149
Tabela 4.12: Características e níveis de cada fator controlável para amostras indeformadas das pilhas vibradas e não vibradas	171
Tabela 4.13: Características e níveis de cada fator controlável da análise geral para amostras indeformadas das pilhas vibradas e não vibradas	174
Tabela 4.14: Diferença de teores de umidade das amostras compactadas em campo	176
Tabela 4.15: Características e níveis de cada fator controlável da análise das relações RCS, RTCD e G0, das amostras indeformadas das pilhas vibradas e não vibradas ..	178
Tabela 4.16: Dados de moldagem das amostras indeformadas, submetidas aos ensaios de resistência triaxial	183
Tabela 4.17: Parâmetros obtidos nos ensaios de compressão triaxial das amostras extraídas do campo	190
Tabela 4.18: Aplicação do método Consoli (2014)	196
Tabela 4.19: Parâmetros obtidos dos ensaios de provas de carga monotônicas	202
Tabela 4.20: Parâmetros obtidos do ensaio pressiométrico	204

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
FEAM	Fundação estadual do meio ambiente – Belo Horizonte – MG
MME	Ministério de minas e energia
ANM	Agência Nacional de Mineração
H ₂ O	Água
ARI	Alta resistência Inicial
H	Altura
H	Altura corpo de prova
ASTM	American Society for Testing and Materials
ϕ'_{cs}	ângulo de atrito efetivo no estado crítico
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo
Ca	Cálcio
CaCO ₃	Carbonato de cálcio
C	Carbono
P	Carga de ruptura
R ²	Coefficiente de determinação
A	coeficiente escalar
c'	Coesão
Cs	Compressão Simples
CPT	Cone Penetration Test
CID	Consolidado isotropicamente drenado
CP	Corpo de prova
ϵ_a	Deformação axial
DNPM	Departamento Nacional de Produção Mineral
D	Diâmetro

D ₅₀	Diâmetro mediano das partículas
CO ₂	Dióxido de carbono
E _c	Energia de compactação
B	expoente de ajuste da curva
K	expoente interno de ajuste
Fe	Ferro
g/cm ³	Gramas por Centímetro Cúbico
Ca(OH) ₂	Hidróxido de cálcio
NaOH	Hidróxido de sódio
IP	Índice de plasticidade
E	Índice de vazios
ACI	Instituto Americano de Concreto
IBRAM	instituto Brasileiro de Mineração
LEGG	Laboratório de Ensaios Geotécnicos e Geoambientais
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
P _s	Massa Especifica dos Grãos
G _s	Massa específica real dos grãos
Mpa	Mega Pascal
M	Metros
m/s	Metros por segundo
Mm	Milímetros
G ₀	Módulo cisalhante Inicial
NBR	Norma Brasileira
t _s	Onda de Cisalhamento
t _p	Onda de Compressão
CaO	Óxido de cálcio

Perc.	Percolado
γ	Peso Específico Aparente Seco
η –	Porosidade
PIB	Produto Interno Bruto
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
kN/m^3	Quilo Newton por metro cúbico
Kgf	Quilograma força
q/p'	razão de tensão
η/Civ –	Relação da porosidade e teor volumétrico de cimento
Ξ	Relação entre Resistência à tração por compressão diametral e Resistência à compressão não confinada.
RMF	Rejeiro de Minério de Ferro
RCS	Resistência a Compressão Simples
$q_u/q_u (\xi)$	Resistência à compressão simples normalizada
$q_t/q_t (\xi)$	Resistência à tração na compressão diametral normalizada
RTCD	Resistência à Tração por Compressão Diametral
q_t	Resistência à tração por compressão diametral
q_c	Resistência de ponta
q_u	Resistência à compressão não confinada
S	Segundos
C-S-H	Silicatos de cálcio hidratados
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
$d\varepsilon_v/d\varepsilon_s$	taxa de dilatação
Q	Tensão desvio
p'	Tensão efetiva média
C	Teor de cimento
Ω	Teor de umidade

ω_{ot}	Teor de umidade Ótimo
C_{iv} –	Teor Volumétrico de Cimento
TR	Tração
Hz	Unidade de Frequência
kPa	Unidade de pressão quilopascal
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
K_0	Valor limite das tensões horizontais residuais
V_s	velocidade onda de Cisalhamento
V_p	Velocidade onda de Compressão
V	Volts
V	Volume
V_c	volume absoluto de cimento
V_v	volume absoluto de vazios

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	29
1.1 ASPECTOS GERAIS	29
1.2 JUSTIFICATIVA	32
1.3 OBJETIVOS DA PESQUISA	33
1.3.1 Objetivo Geral	33
1.3.2 Objetivos Específicos	33
1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	33
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	35
2.1 MINÉRIO DE FERRO	35
2.1.1 Processos de Beneficiamento	36
2.1.1.1 Filtragem	39
2.1.2 Resíduos da Mineração	42
2.2 REJEITO DE MINERAÇÃO	43
2.2.1 Classificação dos Rejeitos de mineração	43
2.2.2 Caracterização do Rejeito	44
2.2.2.1 Granulometria de rejeitos	44
2.2.2.2 Massa específica real dos grãos	45
2.2.2.3 Permeabilidade	46
2.2.2.4 Limites de Atterberg	46
2.2.2.5 Parâmetros de resistência	47
2.2.3 Disposição de rejeitos	48
2.2.3.1 Disposição subterrânea	48
2.2.3.2 Disposição subaquática	48
2.2.3.3 Disposição superficial	49
2.3 EMPILHAMENTO DE REJEITOS FILTRADOS	49

2.3.1 Técnica de empilhamento	50
2.3.2 Geometria das pilhas	52
2.3.2.1 Pilhas em vale	52
2.3.2.2 Pilhas em encostas	53
2.3.2.3 Pilhas em formato de pirâmide	53
2.4 MELHORAMENTO DE GEOMATERIAIS	54
2.4.1 Técnica de Solo-Cimento	56
2.4.2 Cimento Portland	57
2.4.2.1 Hidratação do Cimento Portland	58
2.4.3 Variáveis que Influenciam no Comportamento de Geomateriais Melhorados	59
2.4.3.1 Teores de Cimento	59
2.4.3.2 Porosidade	61
2.4.3.3 Teor de Umidade.....	62
2.4.3.4 Efeito do Tempo de Cura	63
2.4.4 Dosagem do Solo-Cimento Portland	65
2.4.5 Comportamento Mecânico do Geomaterial Cimentado	67
2.4.5.1 Resistência à compressão não confinada e tração por compressão diametral	67
2.4.5.2 Comportamento Tensão-Dilatância	69
2.4.5.3 Compressão triaxial e tensão-deformação	72
2.4.5.4 Método Consoli (2014) para estimativa dos valores de c' e ϕ'	76
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	78
3.1 MATERIAIS	80
3.1.1 Resíduo de Minério de Ferro	80
3.1.2 Cimento Portland	83
3.1.3 Água	84
3.2 MÉTODOS	84
3.2.1 Ensaios de Caracterização Física	85
3.2.1.1 Análise granulométrica	85
3.2.1.2 Peso específico real dos grãos	85
3.2.1.3 Limites de Atterberg	85

3.2.1.4 Ensaio de compactação	85
3.2.2 Ensaio de Caracterização Mecânica	85
3.2.2.1 Resistência à compressão não confinada e tração por compressão diametral	86
3.2.2.2 Módulo cisalhante inicial	87
3.2.2.3 Ensaio de Resistência à Compressão Triaxial	89
3.2.2.4 Medidas de Sução Matricial	92
3.2.2.5 Ensaio de condutividade hidráulica	93
3.2.3 Estudo de Desempenho Mecânico	94
3.2.3.1 Misturas estudadas	94
3.2.3.2 Preparação dos corpos de prova	96
3.2.4 Construção da Pilha Experimental	97
3.2.4.1 Localização da pilha	97
3.2.4.2 Projeto e especificações construtivas para as pilhas experimentais (RMF + 2,5% CIMENTO - CPV)	98
3.2.4.3 Execução da pilha experimental	100
3.2.5 Coleta de Amostras Indeformadas	103
3.2.5.1 Ensaio de laboratório – amostras indeformadas	106
3.2.6 Ensaio de Campo	109
3.2.6.1 Ensaio de placa	109
3.2.6.2 Ensaio pressiométrico	111
3.2.6.3 Ensaio de Cone (CPT)	112
4 RESULTADOS	114
4.1 ESTUDO DE RESISTÊNCIA MECÂNICA – AMOSTRAS MOLDADAS EM LABORATÓRIO	114
4.1.1 Resistência à compressão Não Confinada (q_u)	114
4.1.1.1 Resistência à compressão não confinada (q_u) em função do teor de cimento	115
4.1.1.2 Relação η/C_{iv} para previsão de q_u	117
4.1.2 Resistência à Tração por Compressão Diametral (q_t)	118
4.1.2.1 Resistência à tração por compressão diametral (q_t) em função do teor de cimento	119
4.1.2.2 Relação η/C_{iv} para previsão de q_t	121
4.1.3 Ensaio de Ondas Ultrassônicas (G_0)	122
4.1.3.1 Relação η/C_{iv} para previsão de G_0	123

4.1.4 Resistência à compressão não confinada e Resistência à tração por compressão diametral normalizado (q_{un}/q_{tn})	125
4.1.5 Relação entre Resistência à Tração (q_t) e Resistência à Compressão (q_u)	127
4.1.6 Ensaio de Sucção	129
4.1.7 Ensaio de condutividade hidráulica	131
4.1.8 Estudo Estatístico – Fatores que influenciam na Resistência Mecânica	132
4.1.9 Ensaio Triaxiais Drenados – Amostras Moldadas em Laboratório ...	134
4.1.9.1 Comportamento tensão-deformação	135
4.1.9.2 Trajetórias de tensões	138
4.1.9.3 Degradação da rigidez	140
4.1.9.4 Análise Tensão-Dilatância	141
4.1.9.5 Comportamento tensão-deformação normalizado	143
4.2 ESTUDO DE RESISTÊNCIA MECÂNICA – AMOSTRAS INDEFORMADAS	145
4.2.1 Ensaio de resistência ($q_u; q_t$) e rigidez inicial (G_0)	145
4.2.1.1 Camada 03	151
4.2.1.2 Camada 04	155
4.2.1.3 Camada 05	158
4.2.2 Ensaio de Sucção	162
4.2.3 Análise campo-laboratório	164
4.2.3.1 Camada 03	164
4.2.3.2 Camada 04	166
4.2.3.3 Camada 05	168
4.2.4 Estudo estatístico – fatores que influenciam na compactação	170
4.2.4.1 Análise da pilha não vibrada	171
4.2.4.2 Análise da pilha vibrada	172
4.2.4.3 Análise Geral	174
4.2.5 Estudo Estatístico - Ensaio de Resistência ($q_u; q_t$) e Rigidez Inicial (G_0)	177
4.2.5.1 Relação de Resistência à compressão não confinada (q_{u-m} / q_{u-T})	178
4.2.5.2 Relação de Resistência à tração por compressão diametral (q_{t-m} / q_{t-T})	179
4.2.5.3 Relação de Módulo de rigidez inicial (G_{0-m} / G_{0-T})	181

4.2.6 Ensaios Triaxiais Drenados – Amostras Indeformadas	182
4.2.6.1 Comportamento tensão-deformação	183
4.2.6.2 Trajetórias de tensões	187
4.2.6.3 Degradação da rigidez	191
4.2.6.4 Análise tensão-dilatância	193
4.2.6.5 Comportamento tensão-deformação normalizado	194
4.3 APLICAÇÃO DO MÉTODO CONSOLI (2014) – PREVISÃO DE ÂNGULO DE ATRITO E INTERCEPTO COESIVO	195
4.4 ENSAIOS DE CAMPO	197
4.4.1 Ensaio de cone (CPT)	197
4.4.2 Ensaio de Placa Sobre o Solo	199
4.4.3 Ensaio Pressiométrico	202
4.4.3.1. Módulo pressiométrico (E_p) e módulo cisalhante (G)	203
4.4.3.2 Tensão horizontal em repouso	203
4.4.3.3 Pressão limite (P_L)	203
4.4.3.4 Pressão de fluência (P_F)	203
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	205
5.1 CONCLUSÕES	205
5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	207
REFERÊNCIAS	209
ANEXO A - Análise de Variância (ANOVA) Programa Experimental.	222

1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo, será discutido o foco central do trabalho, referente ao tratamento de rejeitos de minério de ferro. Desta forma, serão descritos os aspectos gerais deste estudo, bem como a relevância e a justificativa para sua realização. Além disso, serão definidos os objetivos geral e específicos que se deseja alcançar.

1.1 ASPECTOS GERAIS

O setor da mineração é essencial para a economia brasileira, visto que em 2021 as atividades da indústria extrativa mineral foram responsáveis por 28,5% das exportações do Brasil, sendo o minério de ferro o principal componente, representando 80,3% (COMEX STAT, 2022.). Além disso, o Brasil foi o segundo maior produtor de minério de ferro do mundo, sendo o referido setor responsável por 749,7 mil empregos diretos (MME, 2022). No mundo inteiro, a indústria da mineração é diretamente responsável por cerca de 35 milhões de empregos (NISHIJIMA e ROCHA, 2020). Carvalho et al. (2014) citam que o Brasil possui uma das maiores reservas minerais de ferro do mundo, sendo capaz de “produzir diferentes tipos de minérios com teores elevados de ferro.

A atividade de mineração consiste basicamente na obtenção do minério de ferro, por meio da extração e beneficiamento da matéria prima através de fragmentação e/ou adição de água e produtos químicos em uma planta de tratamento. Esse processo gera dois tipos de resíduos, os estéreis e os rejeitos. Os materiais estéreis provêm majoritariamente da fase de extração que consiste na retirada das camadas de solo e/ou rocha a fim de que se tenha acesso ao minério propriamente dito. Esses materiais estéreis são classificados como resíduos sem valor econômico, sendo geralmente dispostos em pilhas.

Por sua vez, os rejeitos são gerados durante o processo de beneficiamento dos minerais, o qual visa a obtenção de um produto final de maior pureza através da remoção do material sem valor econômico. Esses subprodutos denominados rejeitos são de baixo valor econômico e, de modo geral, são gerados sob a forma de polpa (sólidos + líquidos), o que lhes confere uma alta mobilidade e baixa, ou nenhuma, resistência ao cisalhamento. Esse material pode ser caracterizado como inerte (não reagem quimicamente e não são contaminantes) ou ativo

(reagem quimicamente e/ou são contaminantes). Tais rejeitos são comumente armazenados em diques e barragens (DAVIES, 2001).

A grande demanda mundial por bens minerais, desde a revolução industrial, aliada ao desenvolvimento tecnológico, faz com que a exploração mineral ocorra de forma intensa, condicionada até mesmo ao aproveitamento de minérios com baixa pureza, ou mesmo àqueles de difícil beneficiamento. Esse processo, vem acompanhado da geração de grandes quantidades de resíduos, provenientes da atividade de extração e beneficiamento, aumentando cada vez mais a demanda por métodos seguros de disposição dos estéreis e rejeitos.

Frente a esse cenário, o destino adequado da grande quantidade de resíduos gerados pela indústria mineradora tem sido prioridade nas políticas ambientais brasileiras. Assim, visa-se a garantia da segurança das estruturas de armazenamento, evitando-se acidentes e as questões socioambientais a esses associadas. Ressalta-se, que essa preocupação não ocorre só no Brasil, mas no mundo todo. Contudo, as atenções têm se voltado para o Brasil, pois em um curto intervalo de tempo ocorreram, recentemente, dois acidentes de grande impacto.

O primeiro desses acidentes ocorreu em Novembro de 2015, na barragem denominada de Fundão, localizada entre os municípios de Mariana e Ouro preto, no estado de Minas Gerais. A estrutura rompeu liberando mais de 30 milhões de metros cúbicos de rejeitos, considerado de natureza não tóxica, composto principalmente por óxido de ferro e sílica. A movimentação do rejeito ocasionou 19 vítimas fatais, devastou a cidade próxima a barragem e causou sérios danos ao ecossistema do rio Doce, que faz parte dos estados de Minas Gerais e Espírito Santo, e engloba cerca de 230 municípios, que utilizam o seu leito como subsistência (AGURTO-DETZEL et al., 2016).

Em Janeiro de 2019, ocorreu o segundo acidente, em Brumadinho, Minas Gerais, onde ocorreu o rompimento de uma barragem, liberando cerca de 12 milhões de metros cúbicos de rejeitos de minério de ferro da mina Córrego do Feijão. O acidente vitimou fatalmente cerca de 270 pessoas, gerando também relevantes danos ambientais e sociais, nas áreas atingidas diretamente e indiretamente (CORREIA et al., 2019).

Para evitar que mais acidentes dessa proporção ocorram, a indústria da mineração em parceria com o meio acadêmico, têm se empenhado na busca por técnicas que visam melhorar a gestão dos resíduos gerados pela atividade. Nesse contexto, um dos principais pontos estudados é a

forma de disposição dos rejeitos, que deve ser realizada de modo seguro. Isto é, com um projeto geotécnico bem fundamentado aliado ao monitoramento eficaz durante a operação.

Entre as soluções tidas como adequadas, destaca-se a pilha de rejeito filtrado. Nessa, o rejeito não fica submerso, o que reduz os riscos de uma eventual ruptura (ULRICH, 2019). Porém, ainda se tem alguns desafios quanto a disposição de rejeitos em pilha, relacionados aos métodos construtivos e estabilidade dessas estruturas autoportantes, principalmente com o aumento do volume armazenado. Assim, é essencial estudos que buscam avaliar esse método de disposição, assim como introduzir novas tecnologias e metodologias, que tornem as estruturas mais seguras e mitiguem eventuais impactos gerados por possíveis instabilidades.

Uma das tecnologias mais promissoras, que pode ser usada em pilhas de rejeitos, é a estabilização de geomateriais, realizada com o propósito de adequar as propriedades e o comportamento do material a um determinado nível de sollicitação. Os métodos utilizados na estabilização podem ser físicos, químicos e físico-químicos, e as principais propriedades que podem ser alteradas são a resistência, rigidez, compressibilidade, permeabilidade, trabalhabilidade etc. (LAMBE e WHITMAN, 1969; INGLES e METCALF, 1972). Porém, são necessários estudos mais aprofundados, sobre a utilização desses métodos em rejeitos de mineração, voltados para a aplicação em campo.

Ao se tratar da estabilização de geomateriais, através do uso de agentes cimentantes, diversos trabalhos desenvolvidos no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da UFRGS, ao longo de décadas, têm contribuído ativamente com a comunidade acadêmica e indústria, na compreensão do comportamento físico-químico do material obtido por essa técnica, sejam eles estabilizados com cimento Portland ou cimentos produzidos a partir de resíduos industriais.

Diante disso, a proposta deste trabalho é analisar o comportamento mecânico do rejeito de minério de ferro (RMF), composto por 80% de rejeito granular e 20% de rejeito ultrafino, estabilizado por meio da adição de diferentes teores de cimento Portland CPV-ARI, compondo amostras moldadas em laboratório, no ponto ótimo das curvas de compactação correspondentes a energia Proctor normal e intermediária. Posteriormente, executar pilhas experimentais em campo, utilizando uma das misturas estudadas, com diferentes configurações e características de compactação, na qual serão realizados ensaios in situ e em laboratório com amostras

indeformadas, verificando se é possível obter em campo o mesmo desempenho mecânico obtido para as amostras moldadas em laboratório.

1.2 JUSTIFICATIVA

Devido aos acidentes ocorridos recentemente, a sociedade, o poder público e órgãos licenciadores têm cobrado da indústria mineradora soluções mais seguras em relação ao armazenamento de rejeitos. Além disso, a Lei n 14.066/2020 alterou a Lei nº 12.334 2010 que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), acrescentado a lei o artigo 2º-A, que proíbi a construção ou o alteamento de barragem de mineração pelo método a montante. (§ 1º - metodologia construtiva de barragem em que os diques de contenção se apoiam sobre o próprio rejeito ou sedimento previamente lançado e depositado). Vale ressaltar, que apesar dos métodos de construção a jusante e linha de centro não serem proibidos, esses tipos de estruturas demandam um longo tempo para serem licenciados e implantados.

Assim, a indústria tem buscado soluções alternativas para disposição rejeitos, o que inclui a construção de pilhas de rejeitos filtrados. Diante disso, esse estudo é de extrema importância para a indústria, população e governantes, tendo em vista que ele busca avaliar o comportamento mecânico de rejeitos de minério de ferro filtrado, estabilizados por meio da adição de agente cimentante (CPV-ARI), dispostos em pilhas experimentais executadas em campo. O correto entendimento e aplicação do uso de agente cimentante em pilhas de rejeito, resultará em benefícios técnicos, econômicos e socioambientais, tais como a construção de pilhas com geometrias otimizadas, de maior capacidade de armazenamento, diminuição de manchas de inundação em possíveis rupturas da estrutura de contenção, maior estabilidade e capacidade de carga, etc.

Ressalta-se, ainda, que este trabalho é pioneiro em relação à aplicação da técnica de estabilização de rejeitos de minério de ferro em larga escala em ambientes de clima tropical, e inicia um ciclo de estudos voltados para o entendimento do comportamento de rejeitos cimentados em campo. Assim, através da análise desenvolvida, será possível verificar os pontos mais eficientes do procedimento, bem como as questões que necessitam de melhorias e adaptações para garantia do sucesso da técnica.

1.3 OBJETIVOS DA PESQUISA

1.3.1 Objetivo Geral

Avaliar a viabilidade da técnica de estabilização do rejeito de minério de ferro (RMF) aplicada a uma pilha experimental compactada em campo.

1.3.2 Objetivos Específicos

- a) Verificar a influência do teor de umidade e técnica de vibração durante a compactação das misturas de rejeito de minério de ferro e cimento Portland em campo.
- a) Analisar o comportamento mecânico do rejeito de minério de ferro estabilizado com cimento Portland CP-V.
- b) Comparar os resultados dos ensaios, obtidos em amostras moldadas em laboratório e com amostras extraídas de blocos indeformados, avaliando a eficácia da técnica de melhoramento aplicada em escala real.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A tese está estruturada em cinco capítulos, descritos a seguir.

Capítulo 1 - Introdução da pesquisa, que inclui os aspectos gerais, a justificativa do estudo, os objetivos gerais e específicos desse trabalho.

Capítulo 2 - Revisão bibliográfica sobre os conceitos pertinentes ao entendimento do tema abordado na tese. O capítulo inclui características dos materiais e técnicas, utilizadas no desenvolvimento da pesquisa. Os principais tópicos abordados são a definição do rejeito filtrado, disposição de rejeitos e estabilização de geomateriais.

Capítulo 3 - Programa experimental, demonstrando detalhadamente as propriedades físicas dos materiais estudados, os métodos e ensaios de campo e laboratório, utilizados para atingir os objetivos propostos.

Capítulo 4 - Apresentação e breve discussão dos resultados obtidos nos ensaios descritos no capítulo anterior. Nesse capítulo, também foi realizada a análise dos ensaios de laboratório e campo.

Capítulo 5 - apresenta as conclusões e as sugestões para trabalhos futuros com base nos resultados obtidos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O capítulo abordar de forma sucinta a literatura utilizada no desenvolvimento da pesquisa, que inclui as características do rejeito de minério de ferro, práticas tradicionais de disposição de rejeitos e o comportamento de geomateriais estabilizados com cimento Portland.

2.1 MINÉRIO DE FERRO

O ferro é um dos elementos mais abundantes na natureza, ocupando cerca de 4,5% da crosta terrestre. Diversos minerais têm ferro como componente, porém somente os óxidos apresentam grandes concentrações, tais como a hematita (Fe_2O_3), magnetita (Fe_3O_4), goethita ($\alpha - \text{FeOOH}$) e siderita (FeCO_3), e em menores proporções, a limonita ($\text{FeO}(\text{OH}) \cdot n\text{H}_2\text{O}$).

Os maiores depósitos de minério de ferro no Brasil são formados por itabiritos, que são formações ferríferas bandadas, compostas de hematita (Fe_2O_3) e sílica, havendo a possibilidade da existência de itabiritos intercalados com hematita compacta com teores de ferro elevados (MÁRIO, 2015).

Devido à sua grande diversidade geológica e extensão territorial, o Brasil é um dos países que se destacam no que diz respeito à reservas e produções minerais, sendo os principais estados fornecedores do minério em 2019, o Pará e Minas Gerais, cuja porcentagem produzida foi respectivamente 51,6% e 36,1% (IBRAM, 2020). A indústria extrativista mineral é responsável por 28,5% das exportações do Brasil, sendo o minério de ferro o principal produto, representando 80,3% desse valor total (COMEX STAT, 2022). Segundo dados da Agência Nacional de Mineração (2019), o minério de ferro é responsável por cerca de 4% do produto interno bruto (PIB) do Brasil.

Para que esse minério de ferro seja introduzido no mercado, é necessário um processo de beneficiamento, que consiste em um tratamento industrial responsável por preparar granulometricamente, aumentar o grau de concentração ou purificar os minérios, através de métodos químicos ou físicos, sem alterar a sua composição química. No processo de extração mineral, são gerados materiais denominados de resíduos.

2.1.1 Processos de Beneficiamento

O beneficiamento de minérios é basicamente a separação física ou físico-química dos minerais em materiais com valor econômico e sem valor econômico (LUZ et al., 2018). Logo, o beneficiamento visa transformar a matéria bruta, proveniente do processo de lavra, em matérias primas preparadas para os mais diversos ramos industriais. De maneira genérica, Luz e Lins (2018) destacam que as principais etapas do beneficiamento são: Cominuição; Peneiramento e classificação; Concentração e Desaguamento, conforme demonstrado na Figura 2.1.

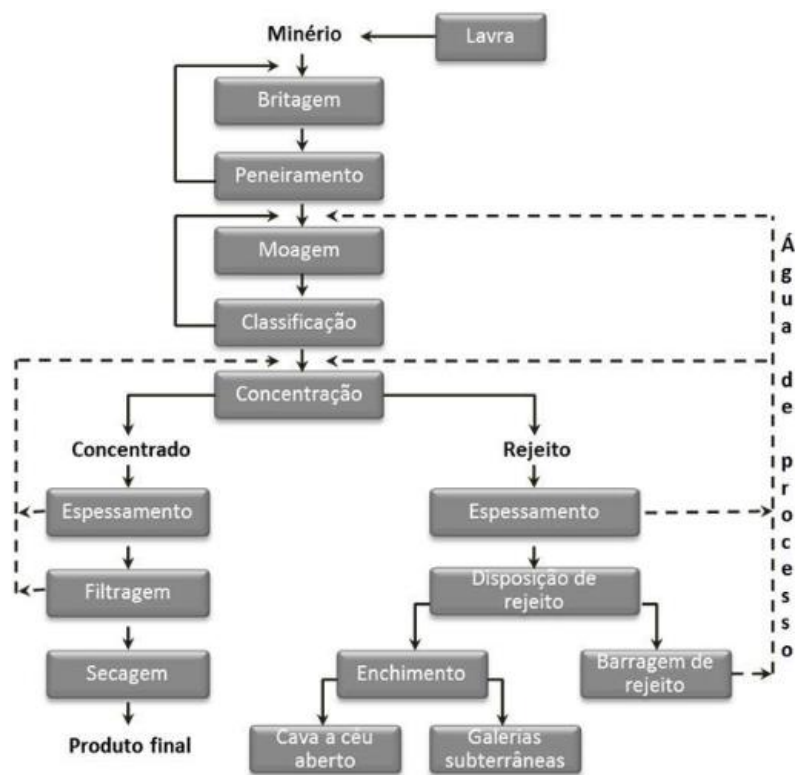


Figura 2.1 – Diagrama típico de tratamento de minério (LUZ E LINS, 2018)

- a) Cominuição: Também conhecido como fragmentação, é o processo controlado de desintegração de matérias primas, diminuindo sua granulometria, preparando o material para processos químicos subsequentes. A cominuição é realizada em estágios sucessivos, de acordo com as especificações granulométricas necessárias a cadeia de beneficiamento. Luz et al. (2018b) descrevem que a fragmentação também pode ser separada em três etapas, onde se obtém um

material grosso e intermediário. As duas primeiras etapas, são realizadas com o uso de britadores, já a última etapa é executada com o auxílio de moinhos;

- b) Classificação e Peneiramento: consiste na separação de partículas em duas ou mais frações com base no tamanho. O peneiramento é um processo mecânico de realizado por peneiras. O Material retido é denominado “oversize” e o material passante é denominado “undersize”. Os equipamentos tradicionalmente utilizados são as peneiras vibratórias, rotativas e estáticas. O peneiramento pode ser executado em duas modalidades, de acordo com a fração granulométrica, a seco (frações até 6 mm) ou a úmido (frações até 0,4 mm). De acordo com Correia e Couto (2018) a água facilita a passagem das partículas finas nas malhas de peneiramento.

Já na classificação, o processo de separação ocorre de acordo com a velocidade de sedimentação das partículas imersas num meio fluido, comumente a água e o ar, utilizados nos processos de hidroclassificação e aeroseparação, respectivamente. Na hidroclassificação, os equipamentos mais usados são os cones estáticos, os hidrociclones, os classificadores espirais. Já na aeroseparação, são utilizados os ciclones e os aeroseparadores dinâmicos.

- c) Concentração: é a separação dos minerais desejados contidos na amostra, obtendo-se o mineral na forma mais concentrada possível (concentrado) e o resto do material (rejeito). A separação pode ser feita pelos seguintes métodos: Separação Magnética, Separação eletrostática e Flotação, a escolha do método depende da natureza do minério e de suas propriedades. A fragmentação é muito importante para esta etapa, pois é necessário que os minerais não estejam fisicamente agregados. A seguir é apresentado sucintamente cada método:

- Separação Magnética: Realizado através da suscetibilidade magnética dos minerais, comumente empregada na concentração de minerais ferrosos, que podem ser divididos em 3 grupos, de acordo com o seu comportamento quando submetidos à um campo magnético (natural ou induzido): ferromagnéticos (forte atração), paramagnéticos (média e fraca atração) e diamagnéticos (nenhuma atração). Os processos podem ser desenvolvidos via seca ou via úmida (DUTRA, 2006);

- Separação eletrostática: Baseado na condutividade elétrica, sendo os minerais classificados em condutores e não condutores de corrente elétrica. As partículas minerais quando submetidas à um campo elétrico de elevada intensidade, de acordo com sua condutividade, são atraídas ou repelidas por um dispositivo devidamente energizado;
 - Flotação: De acordo com Dutra (2006), esse é o procedimento mais utilizado atualmente, podendo ser aplicado em quase todos os tipos de minério, devido à sua grande versatilidade e seletividade. O processo é possível devido a atividade físico-químico das superfícies de partículas minerais em suspensão aquosa. A utilização de reagentes químicos (coletores, depressores e modificadores), permite a recuperação seletiva dos minerais, por adsorção em bolhas de ar. O método é aplicado tanto no beneficiamento de minérios com alto teor de ferro, quanto nos de baixo teor (CHAVES et al., 2018).
- d) Desaguamento: É o processo que retira parte da água contida no concentrado e no rejeito, para obter produtos de baixa umidade e reintrodução desta água no fluxograma de beneficiamento mineral. As principais técnicas utilizadas de forma isolada ou em conjunto, são:
- Sedimentação: obtida através da deposição de partículas sólidas, anteriormente em suspensão, em um meio líquido, através da força gravitacional. O processo pode ser feito através de dois procedimentos: espessamento e clarificação. O espessamento visa a obtenção de um produto com altas concentrações de sólidos. Já na clarificação o objetivo é a remoção de partículas presentes em uma suspensão, ou seja, o interesse é no líquido sobrenadante, resultando em um produto de baixa concentração de sólidos. A utilização de reagentes flocculantes, favorece sobremaneira as operações pertinentes;
 - Filtragem: Passagem forçada, pela ação de vácuo ou pressão induzida, de uma suspensão aquosa através de um filtro que retém as partículas sólidas. O processo pode ser contínuo ou intermitente;
 - Secagem: é a retirada da água presente nas amostras, através da evaporação por ação do calor. É utilizada quando se requer um nível de umidade baixo.

É um processo relativamente caro, uma vez que toda suspensão deve ser aquecida para que ocorra a evaporação.

Geralmente na etapa de Classificação, é gerado o rejeito de granulometria mais fina, chamado de Lama. Já na etapa de concentração resulta no rejeito denominado Rejeito de Flotação. Comumente, esses rejeitos são misturados e então são armazenados, essa mistura é denominada Rejeito Total. A seguir, será dado ênfase ao processo de filtração, pois o material estudado é oriundo desse processo, para que seja disposto em forma de pilhas compactadas.

2.1.1.1 Filtração

A filtração é realizada através da aplicação de uma força sobre as partículas dispostas em meio poroso, aplicada por gravidade, vácuo, pressão ou centrifugação. A filtração a vácuo, ocorre devido a aplicação de uma pressão no meio filtrante. Já a filtração sob pressão, é feita através de uma pressão positiva aplicada na polpa. A filtração pode ser feita também combinando-se as técnicas de vácuo e pressão (filtração hiperbárica). Outra técnica utilizada é a partir da ação dos capilares de meios cerâmicos porosos combinados com a aplicação de vácuo (filtração capilar).

Entre os principais filtros utilizados na indústria mineral, destacam-se: filtro de disco e filtro prensa, que serão apresentados a seguir. Cada um apresenta características específicas de cada, apresentando peculiaridades em seus mecanismos de funcionamento. Ressalta-se que apesar de serem utilizados os filtros, o uso do espessador é recomendável, de maneira a reduzir o número de equipamentos e evitar mudanças bruscas nas características da polpa que alimenta o filtro.

O filtro prensa é formado por câmaras, delimitadas por um conjunto de placas vizinhas. A superfície de cada placa é revestida com um tecido filtrante (Figura 2.2). O equipamento realiza a prensagem dos grupamentos de placas, a partir da ação de pistões, enquanto a polpa de rejeito é bombeada sob alta pressão para o interior das câmaras. Com a ação da força sobre a polpa, o fluido filtrado atravessa o tecido filtrante, indo em direção ao interior da moldura das placas, e flui por gravidade até orifícios (chamados de poros) na base de cada placa, sendo recolhido por sistema de drenagem. As partículas ficam retidas no tecido filtrante que envolve as molduras das placas, formando as tortas, que depois são descarregadas das placas. A descarga pode ser auxiliada por sopro ou por sistema agitador das placas, de acordo com o modelo do filtro. Os fabricantes de filtro prensa têm investido em sistemas cada vez mais automatizados, visando maximizar o desempenho e a taxa de produção do equipamento.



Figura 2.2 – Ilustração filtro prensa horizontal (GROSSO et al., 2021)

O filtro de disco é composto por discos verticais ligados a um mesmo eixo, pelo seu centro, perpendicular aos planos dos discos. Os discos são imersos na polpa de rejeito e são sofrem rotação a partir do eixo central, de modo que, parte do disco fique imerso na polpa, a outra parte fique externa a ela. A suspensão de polpa é constantemente movimentada por agitadores. As tortas filtrantes são formadas a partir da aspiração contínua do material presente na parte imersa do disco (zona de formação). Externamente ao tanque a sucção é continuada, o que retira mais umidade da torta e direciona o filtrado para o sistema de drenagem (zona de secagem). Em seguida, a torta é descarregada pela ação de um sopro de ar comprimido e com o auxílio de um objeto de raspagem (zona de sopro). Em seguida o equipamento direciona a torta filtrante para correias transportadoras instaladas abaixo do filtro. Alguns modelos ainda possuem um setor de sopragem submersa, para promover a limpeza do meio filtrante. A Figura 2.3 apresenta o esquema de funcionamento do filtro de disco.

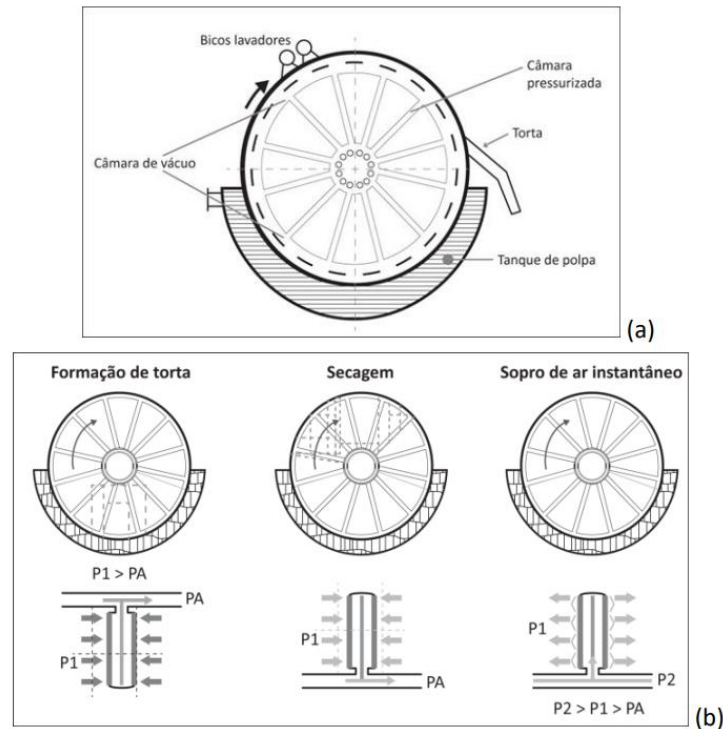


Figura 2.3 – Filtro rotativo a vácuo: diagrama simplificado (a) ciclo de filtragem (b). (FRANÇA; MASSARINI, 2018).

Davies (2011) afirma que dois fatores são fundamentais na filtragem do rejeito, a distribuição granulométrica e a mineralogia. O autor cita que cada tipo de rejeito apresenta um comportamento único durante a filtragem, porém é importante prever as variações mineralógicas e granulométricas que poderão ser encontradas durante o funcionamento da mina.

Crystal et al. (2018) afirmam que é um equívoco a orientação de que o rejeito pode e deve ser filtrado até atingir o teor de 15% de umidade, indicados na literatura técnica e por fornecedores. Deve ficar claro que esse valor é apenas uma referência, sendo a umidade atingida ao final da filtragem frequentemente maior. Outro ponto a se destacar, é que o valor alvo deve ser definido para cada empreendimento, atendendo critérios de projeto, plano de empilhamento, localização, clima, geometria da pilha, dentre outros fatores. Como exemplo, os autores citam a Alcoa Operations em Kwinana, Western Australia, onde o teor de umidade alvo do rejeito é de 30% devido ao plano de empilhamento e ao clima árido da região. Na mina de Karara, também em Western Austrália, o valor comum de umidade alvo é de 15%, atingindo em média um teor de umidade de 18%, baseado no ambiente, no plano de empilhamento e na geometria da pilha. Outro exemplo dado é a mina Escobal, na Guatemala, onde, devido ao alto risco relacionado a eventos sísmicos, a umidade alvo é da ordem de 12% a 13%.

2.1.2 Resíduos da Mineração

O processo de extração de depósitos de minério movimentam grandes volumes de materiais, e a depender dos processos utilizados nas etapas de lavra e da concentração do minério, gera uma elevada quantidade de resíduos. A Lei nº 12.305, de 2 de agosto de 2010 (BRASIL, 2010) classifica como resíduo de mineração os materiais gerados na atividade de pesquisa, extração ou beneficiamento de minérios. Resíduos de mineração são representados pela combinação de materiais sólidos resultantes de processos químicos e físicos envolvidos na extração de metais e minerais, juntamente com os produtos utilizados no beneficiamento.

Segundo Wanna et al. (2019) quase metade do volume total do material extraído nas operações de mineração se torna resíduos sendo armazenados em estruturas de contenção, as quais representam riscos ambientais e a vida das pessoas que vivem e trabalham em seu entorno, em caso de acidentes.

Na literatura, esse resíduo comumente é representado por dois materiais distintos, o primeiro resíduo, denominado de estéril, gerado na fase de escavação e extração (lavra) de solo e matéria orgânica que recobre a rocha da que contém o minério. Já o segundo, denominado rejeito é formado nas etapas de beneficiamento que visa separar o material sem valor econômico do minério, aumentando a sua qualidade e pureza.

O estéril é um material que não possui valor econômico agregado. Com base nos inventários da geração de resíduos sólidos das atividades industriais e minerárias do estado de Minas Gerais, sabe-se que os estéreis constituem entre 70% e 80% da massa de resíduos sólidos gerada pela atividade de mineração no estado (FEAM, 2010a; 2010b).

Cerca de 95% desses materiais são dispostos em pilhas (CASENTINI et al., 2019). Existe uma certa dificuldade na obtenção de parâmetros hidráulicos e de resistência nas pilhas formadas por eles, pois normalmente, possuem blocos de rochas com tamanhos superiores a 1 m, sendo necessário equipamentos de grandes dimensões, o que acaba gerando maiores custos.

Por sua vez, o rejeito é o material oriundo do processo de beneficiamento, utilizado na obtenção do minério, cuja rocha em que se encontra, é submetida a etapas sucessivas de britagem, moagem, peneiramento, concentração, desaguamento, obtendo-se o mineral de elevada pureza. Esse procedimento gera grandes quantidades de rejeitos. Por se tratar de um componente principal desta pesquisa, tal material será descrito a seguir de forma mais detalhada.

2.2 REJEITO DE MINERAÇÃO

A NBR 13028 (2017) define rejeito como, “todo e qualquer material descartado durante o processo de beneficiamento de minérios”. Já a Lei nº 12.305, de 2 de agosto de 2010 define Rejeitos sólidos: Elementos cuja destinação final seja unicamente disposição ambientalmente adequada, não havendo possibilidades de reciclagem ou reutilização, devido ao esgotamento do tratamento e/ou recuperação através de meios tecnológicos economicamente viáveis.

Destaca-se, que as propriedades físicas e químicas do rejeito, resultante desses processos, dependem do tipo do processo industrial utilizado, dos procedimentos de moagem, do tipo de minério e água do efluente. Assim, de acordo com o beneficiamento os rejeitos terão diferentes granulometria, forma e composição mineralógica, resultando em características geotécnicas variáveis e muito distintas do solo natural.

2.2.1 Classificação dos Rejeitos de mineração

De acordo com a sua granulometria, no momento da deposição, o rejeito pode ser classificado em lama quando ela é fina, ou granular quando o material tem granulometria mais grossa. Os rejeitos de granulometria fina, geralmente têm como características elevada plasticidade e compressibilidade, sendo materiais de difícil sedimentação. Já os rejeitos de granulometria grossa apresentam, elevada resistência ao cisalhamento e permeabilidade (IBRAM, 2016).

Os rejeitos também podem ser classificados com base no teor de sólidos (massa de sólidos em relação à massa total) e na tensão de escoamento. Quando o rejeito não passa pelo processo de desaguamento e são depositados diretamente nas barragens, esse rejeito recebe o nome de polpa. Esse resíduo apresenta baixo teor de sólidos e alto teor de umidade, o transporte da polpa pode ser feito por bombeamento, porém existe uma velocidade crítica onde, acima desta, o fluxo é turbulento e arrasta os sólidos, mas abaixo desta os sólidos se sedimentam e podem prejudicar o fluxo. A quantidade de partículas sólidas varia entre 30% e 40%.

Embora esse processo ainda seja muito utilizado, tem crescido o número de métodos que utilizam a disposição de rejeitos desaguados. Esses rejeitos podem ser classificados como rejeito espessado, pasta ou filtrado. Os rejeitos desaguados apresentam como vantagem a redução ou eliminação da segregação, o reaproveitamento da água extraída da polpa, o aumento da resistência e a redução da suscetibilidade a lixiviação e liquefação.

O rejeito espessado (ou polpa de alta densidade) é um resíduo desaguado, consistência semelhante a polpa e com possibilidade de transporte por bombeamento, também condicionado à sua velocidade crítica, ele apresenta uma maior densidade, porém ainda ocorre segregação e liberação de pequenas quantidades de água. O grau de espessamento e o de método de deposição são critérios de projeto fortemente dependentes das condições específicas de cada instalação.

O resíduo em pasta, apresenta uma consistência sem fluidez natural. A pasta é um rejeito com maior densidade quando comparado ao espessado, sendo o seu transporte realizado por bombas de deslocamento positivo, não apresentando uma velocidade de escoamento crítica. A liberação de água livre é insignificante e não apresenta segregação durante transporte e disposição. Diante dessas características, a operação de bombeamento desse material pode ser interrompida por um curto período de tempo, sem que ocorra o entupimento da tubulação.

Já o rejeito filtrado (ou torta), obtido através das técnicas de filtração, apresenta baixo teor de umidade e comportamento geotécnico similar ao de solos naturais, não sendo passível o seu transporte por bombeamento. O transporte do rejeito deve ser feito através de caminhões ou transportadores de correia, de acordo com teor de umidade em que se encontra.

2.2.2 Caracterização do Rejeito

Neste item são apresentados os principais aspectos da caracterização dos rejeitos de ferro. A caracterização geotécnica de rejeitos de mineração é fundamental para se prever os parâmetros utilizados em seu projeto, assim como o comportamento mecânico das pilhas, garantindo sua estabilidade. Essa caracterização é realizada por meio de ensaios de laboratórios de solo especializados e/ou campo, executados em amostras representativas do rejeito.

2.2.2.1 Granulometria de rejeitos

Os rejeitos de minério são fortemente influenciados pela heterogeneidade da mineralogia das rochas e dos diferentes processos de extração, beneficiamento e deposição, utilizados em uma mina. Essa variabilidade dificulta a obtenção de uma curva granulométrica característica, sendo geralmente determinada uma faixa de ocorrência dessas curvas. Assim, os rejeitos de mineração variam de materiais arenosos não plásticos à materiais finos de alta plasticidade.

Um aspecto importante que influencia no comportamento mecânico dos rejeitos, é a porcentagem de fração argilosa. Quando os rejeitos possuem granulometria fina (abaixo de

0,074 mm) são denominados lama e quando possuem granulometria grossa (acima de 0,074 mm), são denominados rejeitos granulares (IBRAM, 2016).

Guimarães, Valadão e Peres (2012) estudaram amostras provenientes das principais usinas de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero, e verificou que a maior geração de rejeitos, das usinas amostradas é proveniente das etapas de flotação e deslamagem, seguidas pela etapa de concentração magnética. Os autores apresentaram em seu estudo um gráfico (Figura 2.4) que ilustra as diferentes faixas granulométricas de diversos tipos de rejeitos de flotação e rejeito da concentração magnética, oriundos de minas de minério de ferro situadas na região do Quadrilátero Ferrífero.

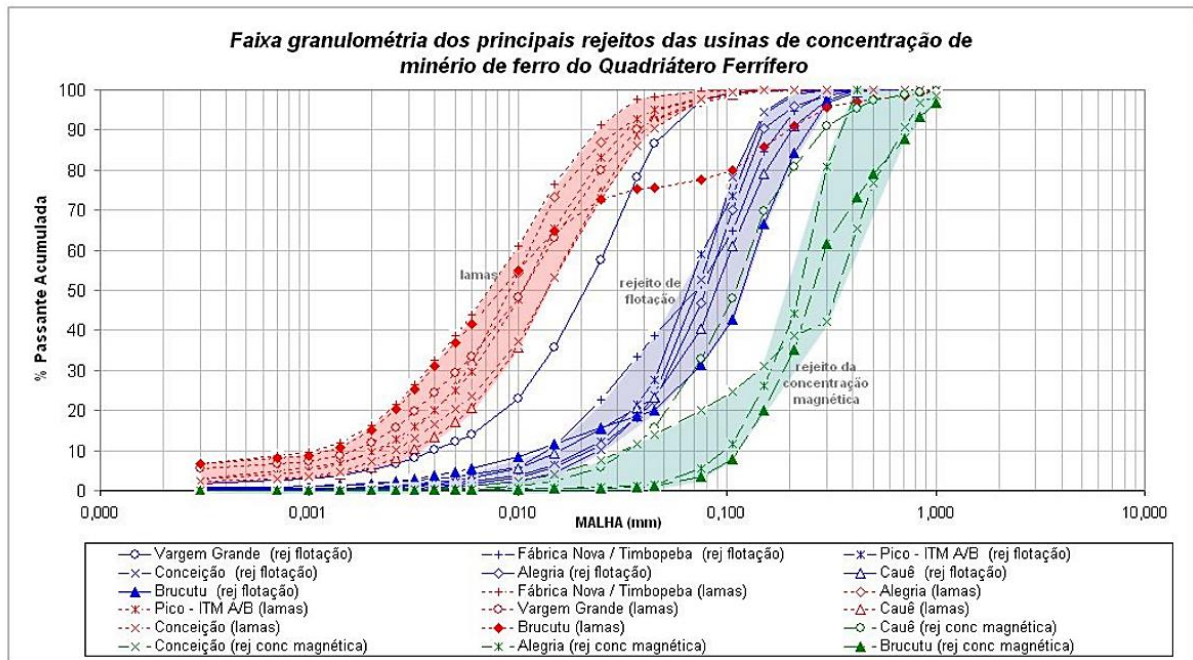


Figura 2.4 – Distribuição granulométrica de diferentes tipos de rejeito de algumas minerações do quadrilátero Ferrífero (GUIMARÃES, 2012)

2.2.2.2 Massa específica real dos grãos

A determinação da massa específica de rejeitos em campo é uma tarefa difícil, dada a grande heterogeneidade desses materiais, principalmente, por esse índice físico está diretamente ligado à composição mineralógica do material. De modo geral, o rejeito apresenta maiores valores de massa específica real dos grãos, quando comparado aos solos tradicionais, devido a sua

composição, que geralmente apresentam principalmente minerais de óxidos de ferro, como a goethita (5,16-5,18 g/cm³), a hematita (4,90-5,30 g/cm³), e o quartzo (2,65 g/cm³).

2.2.2.3 Permeabilidade

A permeabilidade de um solo representa a facilidade com que a água se movimenta em seu interior. Estruturas de disposição de rejeitos apresentam propriedades que podem variar significativamente, dependendo do método utilizado no beneficiamento, do modo de disposição dos rejeitos, da granulometria e da porção em que se encontram na estrutura de armazenamento.

Devido à grande variabilidade dos parâmetros envolvidos na determinação da condutividade hidráulica desses materiais, deve-se executar ensaios de campo com bastante cautela, procurando a configuração que será representativa do problema que se deseja analisar. Uma alternativa, geralmente mais confiável, é a realização de ensaios de laboratório.

A condutividade hidráulica depende das características específicas de cada processo de mineração e disposição, que podem gerar diferentes materiais, devido variações de tensões de confinamento, distribuição granulométrica, quantidade de finos, forma das partículas, angulosidade, rugosidade, superfície específica, composição mineralógica, índice de plasticidade. Outros fatores que influenciam estão relacionados: ao arranjo estrutural das partículas; ao fluido (natureza do fluido, tipo de fluxo e temperatura) e ao estado natural dos rejeitos (heterogeneidade e anisotropia) (VICK, 1983). A faixa de valores de condutividade hidráulica tipicamente encontrados em diversos estudos apresentados na literatura para os rejeitos de minério de ferro do quadrilátero ferrífero, determinadas em campo e laboratório, são da ordem de $1,0 \times 10^{-6}$ a $1,0 \times 10^{-4}$ cm/s (ESPÓSITO, 2000; SOUSA, 2020; SILVA, 2022).

2.2.2.4 Limites de Atterberg

Os limites de Atterberg são determinados através de uma série de ensaios, onde se obtém o limite de liquidez, o limite de plasticidade e o limite de retração do material. Esses limites são bastante utilizados como critério para a avaliação da suscetibilidade à liquefação dos solos, sendo o limite de plasticidade o teor de umidade que separa o estado semissólido do plástico. Estudos presentes na literatura, demonstram que de maneira geral os rejeitos de minério de ferro, não apresentam limites de liquidez nem de plasticidade, sendo caracterizados como um material não plástico (CONSOLI, 2022; SOUSA, 2020; WAGNER et al, 2022; REID, 2018).

2.2.2.5 Parâmetros de resistência

A resistência ao cisalhamento é o parâmetro que representa a capacidade dos geomateriais resistirem a solicitações aplicadas a eles, ela é definida como a tensão máxima que ele suporta sem romper, sob um determinado estado. De maneira simplificada, a resistência do solo é regida principalmente, pelo atrito e a coesão.

Assim a resistência por atrito é definida como a força tangencial necessária para que ocorra o deslizamento entre as partículas em movimento regular, e é representado pelo parâmetro denominado ângulo de atrito. O ângulo de atrito varia conforme a pressão confinante, o imbricamento entre as partículas, e depende do formato e tamanho dos grãos, da distribuição granulométrica e do índice de vazios (PINTO, 2006). Já a coesão funciona como uma cola, advindas de interações eletroquímicas e ligações cimentícias entre as partículas, que podem ser naturais ou artificiais que não são sensíveis à pressão intersticial, ou a sucção em solos não saturados ou totalmente secos. É importante distinguir a coesão aparente da coesão verdadeira, sendo que, de fato, a primeira se deve à pressão capilar da água em solos úmidos, não saturados, e desaparece com a saturação.

De modo geral, os rejeitos de mineração são caracterizados por baixos ou nenhum valor de coesão. Apresentam também, se comparados a solos naturais em condições semelhantes (granulometria, peso específico e nível de tensão) maiores ângulos de atrito. Isso se deve ao processo de formação desse material, oriundo da britagem de rochas que, costumam ser compostos por minerais duros e não alterados, diferente da formação de solos siltosos e argilosos, onde a rocha passa por uma série de processos químicos e físicos.

Rejeitos com predominância de partículas com diâmetros maiores que 0,075 mm, sem plasticidade, apresentam valores de ângulo de atrito maiores, uma permeabilidade elevada, alta resistência ao cisalhamento e baixa compressibilidade. Ressalta-se que o processo de compactação em diferentes compacidades afetará a relação de vazios, e conseqüentemente, propriedades de resistência desses materiais.

Dadas as particularidades dos rejeitos de mineração, os parâmetros de resistência desses materiais variam para diferentes minérios, assim como para um mesmo minério coletados em diferentes pontos. Logo, é conveniente se fazer a caracterização desses materiais a partir de faixas de variação dos parâmetros de resistência, que geralmente apresentam valores, de acordo

com a literatura, entre 27° e 45° para o ângulo de atrito (ϕ') e 0 kPa a 2 kPa para o intercepto coesivo (c') (WAGENER et al., 2022; DU et al., 2018; RIBEIRO et al., 2003).

2.2.3 Disposição de rejeitos

Nos processos de beneficiamento, a quantidade gerada de rejeitos é muito alta, fazendo a escolha do local de deposição um fator relevante no planejamento do processo de extração. A disposição dos resíduos é catalogada como um custo adicional sem retorno dentro do projeto, e dependendo dos objetivos econômicos da mineradora, pode ser feita em superfície, ou vinculada no processo de extração do minério de forma subterrânea ou a céu aberto.

A disposição de rejeitos pode ser realizada de três formas distintas, subterrânea, subaquática ou superficial, que serão apresentadas abaixo. A escolha de cada uma é realizada de acordo com a disponibilidades técnicas e financeiras de cada região.

2.2.3.1 Disposição subterrânea

Na disposição subterrânea, os rejeitos, comumente espessados, são recondicionados nas cavidades lavradas (“*mine backfill*”), onde contribuem com a estabilidade das paredes e tetos das galerias, reduzindo possíveis abatimentos na superfície ou subsidências na região. O material pode ser diretamente advindo do processo de beneficiamento, porém se ele apresentar limitações quanto suas características geotécnicas, pode-se realizar a mistura com outros materiais, visando o preenchimento dos vazios de forma mais homogênea. Também são empregadas técnicas que utilizam rejeitos em pasta, misturados em cimento, estéril e outros materiais, de forma a melhorar as propriedades geotécnicas. As principais vantagens deste método a redução de possíveis ocorrências de impactos ambientais, baixo custo operacional no transporte dos rejeitos, na estabilização e suporte da cavidade, além da minimização de exigência de novas áreas para a disposição de rejeitos em superfície.

2.2.3.2 Disposição subaquática

Nesse método, os rejeitos são lançados em forma de polpa diretamente nas águas de mares, lagos ou reservatórios, através de tubulações específicas. É utilizada, geralmente, quando se tem elevada pluviosidade, topografia acidentada e uso extensivo do solo para fins mais nobres. Ela não é uma boa solução do ponto de vista ambiental, logo recomenda-se seu uso em procedimentos provisórios em situações emergenciais.

2.2.3.3 Disposição superficial

A deposição superficial, pode ser dividida em duas técnicas principais, uma realizada por via úmida, na qual o material é depositado em diques (áreas planas ou pouco irregulares), barragens (regiões de relevo acidentado) e até em cavas de lavra exauridas. A segunda é por via seca, os rejeitos são drenados e então dispostos em forma de pilhas. A principal característica entre as técnicas é que por via úmida, ocorre a retenção de material sólido descartado junto com líquido. Já na via seca, técnica com maior custo de implantação e operação, ocorre a recuperação e recirculação de água, e menor risco de impacto ambiental.

2.3 EMPILHAMENTO DE REJEITOS FILTRADOS

Nesta técnica, os rejeitos são espessados até atingirem uma certa consistência, e em seguida, são enviados a uma planta de filtragem, para a separação do sólido da água, utilizando-se filtros a vácuo ou de pressão positiva. A água proveniente das etapas de espessamento e filtragem pode então ser reintroduzida no processamento do minério (OLIVEIRA FILHO e ABRÃO, 2015). O teor de umidade após a filtragem, é um dos fatores mais importantes para o manejo posterior desse material (transporte, lançamento e eventual compactação).

Após a etapa de filtragem, o material é então transportado e lançado em pilhas, onde será compactado segundo critérios geotécnicos pré-estabelecidos. Este método é considerado uma alternativa viável à disposição convencional de rejeitos, demandando menor área de disposição e melhorando o controle técnico da execução do projeto. Além disso tem-se a redução do consumo de água, devido o reaproveitamento, o que gera ganhos econômicos e ambientais. A Figura 2.5 mostra um exemplo de pilha de rejeito filtrado sendo operada em Cerro Lindo, no Peru.



Figura 2.5 – Exemplo de pilha de rejeito filtrado, Mina Caposo, San Juan, Argentina (OLDECOP e RODARI, 2021)

Segundo Crystal et al. (2018) a filtragem de rejeitos é uma prática usual nas minerações localizadas em regiões de clima árido, pois a técnica reduz as perdas de água, além disso, devido à escassez de pluviosidade nessas regiões, se tem a maior possibilidade de que a pilha permaneça insaturada, favorecendo, assim, a estabilidade da mesma.

2.3.1 Técnica de empilhamento

No método de disposição de rejeito filtrado, o material deixa a planta de filtragem com um determinado teor de umidade, necessário ao transporte por caminhão ou correia, e que permita a aplicação do material para formar uma pilha densa e não-saturada (“*dry stack*”). Outro fato importante, é que esse método permite uma alta recuperação de água, reaproveitada em novos processos da usina.

Em relação a escolha de caminhões para transporte dos rejeitos, Davies (2011) cita alguns pontos que devem ser levados em consideração: a trafegabilidade, já que em períodos chuvosos a superfície da pilha pode se tornar intrafegável. Além disso, o autor afirma que o grau de compactação necessário ao tráfego eficiente de caminhões geralmente é maior que o grau de compactação necessário para atingir o peso específico que atende ao critério de estabilidade geotécnica da pilha. Logo, o uso de caminhões pode ser uma atividade que requer um maior cuidado operacional.

No momento da disposição, é importante que o material esteja com um teor de umidade ótimo e seja compactado com o peso específico desejado de acordo com o projeto, para que se mantenha a estabilidade da pilha. Comumente, quando o rejeito se encontra em umidade superior, para atingir esses valores ótimos, as operações de compactação são realizadas em finas camadas. A espessura fina das camadas facilita a evaporação da água pela ação dos ventos e da radiação solar, e garante uma melhor distribuição da energia de compactação.

As pilhas de rejeitos geralmente são estruturas autoportantes, sem a necessidade de uma estrutura de retenção do material da pilha. Porém, em alguns casos, dependendo das características de umidade e plasticidade do depósito formado, pode ser necessária a construção de uma estrutura de contenção (DAVIES, 2011).

Crystal et. al. (2018), dividem essas pilhas de rejeitos em duas zonas, estrutural compactada e não estrutural, conforme Figura 2.6. Nessa divisão, a região mais externa do depósito possui função estrutural, devendo atender a critérios mais rigorosos de teor de umidade e compactação. Por outro lado, a zona interna ao depósito é denominada de não-estrutural e é geralmente composta por rejeitos de granulometria mais fina, com alto teor de umidade.

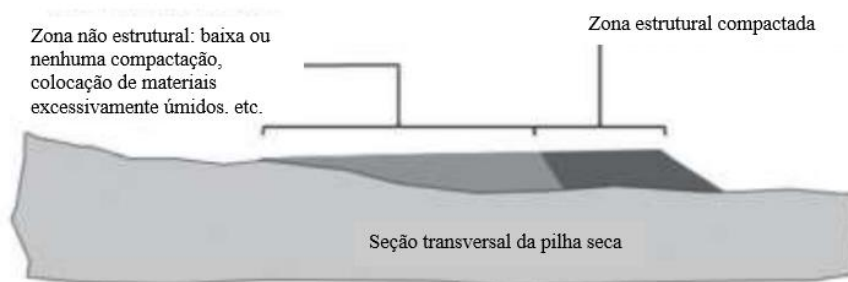


Figura 2.6 – Esquema das zonas numa pilha de rejeitos (baseado em: CRYSTAL et. al., 2018)

Davies (2011), Oliveira-Filho e Abrão (2015), destacam que essa prática de construir a pilha em duas zonas é indicada para locais com a estação chuvosa bem definida. A disposição dos rejeitos na estação mais seca é feita na parte mais externa do depósito, realizando a compactação dele obedecendo a especificações de aterro similares à construção de uma estrutura de contenção. Esses rejeitos compactados, na zona estrutural, funcionam como espaldares para a contenção dos rejeitos filtrados que serão depositados na porção mais interna (zona não-estrutural) do depósito durante a estação chuvosa. O material depositado na zona não-estrutural

é simplesmente lançado e/ou espalhado, podendo ser ligeiramente compactado na porção mais interna da pilha de rejeitos filtrados.

Durante o processo de execução da pilha, deve-se atentar principalmente para a taxa de subida do depósito. Essa deve ser adequada a intensidade de trabalho, de modo que haja tempo suficiente para ocorrer a consolidação do material depositado e a dissipação do excesso de poropressão. Esse cuidado, somado a uma rigorosa instrumentação e monitoramento, são fundamentais para minimizar riscos de acidentes no depósito, pois se o material for saturado, a pilha se torna suscetível à liquefação e a uma eventual ruptura.

Assim, outro cuidado essencial diz respeito as condições de drenagem, especialmente na base da pilha, pois o material depositado é úmido e, devido a construção de camadas subsequentes de rejeitos, a percolação de água pode levar à saturação das camadas da base.

Davies (2011) considera que a pilha deve possuir dois sistemas de drenagem: um para impedir que ocorra a interação entre a água superficial e freática, e outro para coletar a água proveniente do próprio rejeito depositado. Além disso, para os autores, com o intuito de minimizar a infiltração na pilha eles recomendam que sejam feitas bermas de segurança com pontos para saída da água drenada, além de construir superfícies com inclinação suficiente para evitar empocamento de água.

2.3.2 Geometria das pilhas

Segundo Hawley e Cunning (2017), existem três tipos de geometria aplicadas a pilhas distintas: vale, encosta e pirâmide, sendo esta última a mais comum. A geometria da pilha é determinada em função da topografia do local e dos parâmetros intrínsecos ao rejeito utilizado.

2.3.2.1 Pilhas em vale

As pilhas em vale são construídas preenchendo um ponto da encosta até outro, como apresentado na Figura 2.7-a, possuem condições que permitem o fluxo de água descendente, uma vez que as superfícies desse tipo de pilha são inclinadas, ocorrendo a drenagem natural da água da chuva. Uma variação das pilhas em vale são as pilhas transversais a um vale (Figura 2.7-b), nas quais a estrutura se encontra em um vale, mas não o preenche. Geralmente, estradas e vias de acesso são construídas em cima desse tipo de estrutura. Uma das desvantagens dessas estruturas é a necessidade de um sistema de drenagem eficiente, de modo a evitar que a água se acumule a montante da pilha.

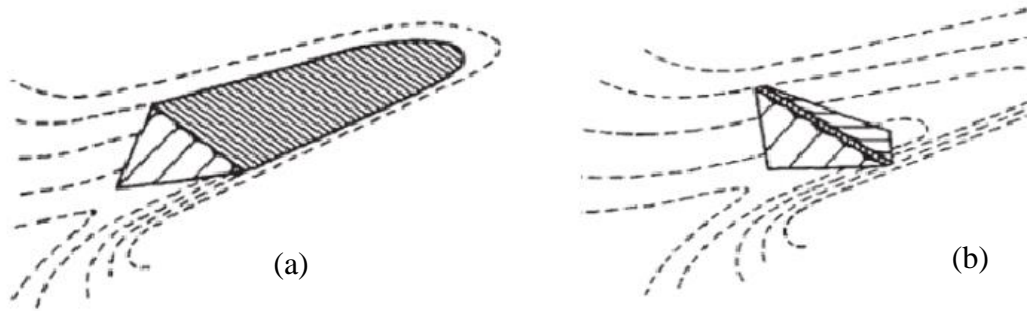


Figura 2.7 – Pilhas em vale: (a) típica; (b) transversais a um vale (HAWLEY E CUNMING, 2017)

2.3.2.2 Pilhas em encostas

As pilhas em encostas são alocadas contra as encostas, sendo que sua construção é iniciada no fundo do vale, e posteriormente são realizados os alteamentos se (Figura 2.8-a). O formato dessas pilhas favorece o acúmulo de água, assim é necessária uma maior quantidade de canais de desvio superficiais, dependendo da altura em que a estrutura está. As pilhas de crista, mostradas na Figura 2.8-b, são um tipo de pilha em encosta na qual a inclinação das pilhas é simétrica, ocorrendo em ambos os lados da estrutura.

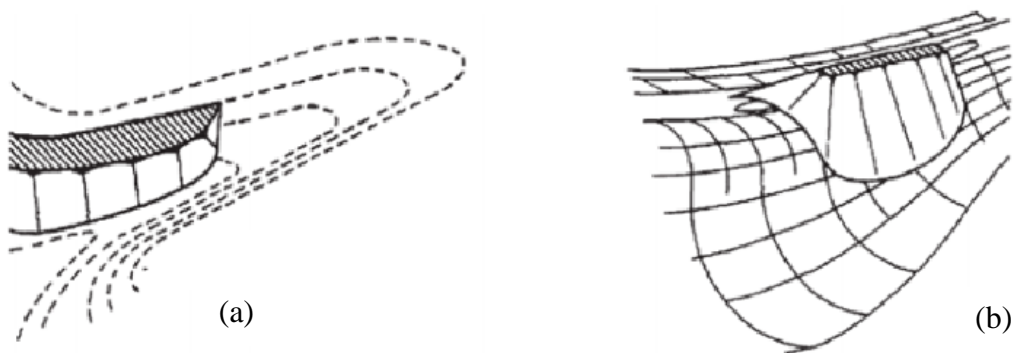


Figura 2.8 – Pilhas de encosta: (a) típica; (b) de crista (HAWLEY E CUNMING, 2017)

2.3.2.3 Pilhas em formato de pirâmide

Primeiramente é construída uma base quadrada ou um dos lados alongados (Figura 2.9). A base da pirâmide deve ser plana e ligeiramente inclinada. A principal vantagem desse tipo de construção o fato de nesse formato a pilha recebe somente precipitação direta sobre a pilha, reduzindo a quantidade de água a ser tratada. Como desvantagem está a menor quantidade de rejeito disposta por área, quando comparada com outras configurações. No Brasil, esse tipo de pilha é chamado também de “bolo de noiva”.

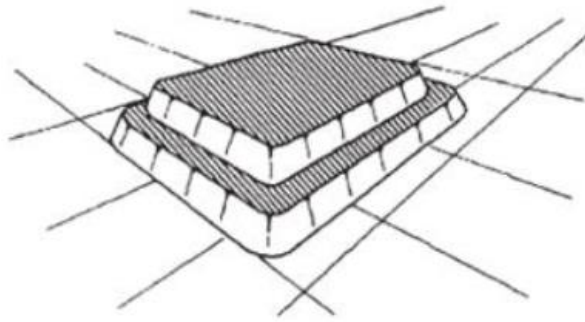


Figura 2.9 – Pilhas em formato de pirâmide (HAWLEY E CUNMING, 2017)

2.4 MELHORAMENTO DE GEOMATERIAIS

Quando é necessário a implementação de uma obra de engenharia, um dos aspectos principais a serem analisados é a capacidade de carga do maciço de solo que prestará suporte a essa estrutura. Por vezes, o engenheiro geotécnico se depara com solos que apresentam baixa capacidade de suporte, identificadas através de investigações geotécnicas, que permitem analisar regiões, camadas, ou maciços de solo com características de resistência e deformabilidade desfavoráveis a intervenção que se pretende realizar no terreno. Ingles e Metcalf (1972) destacam que, nessas situações, três alternativas distintas podem ser adotadas visando a implementação do projeto: substituição da camada de solo inadequada por material com melhores propriedades; adequação do projeto às propriedades solo local; aplicação de técnicas de melhoramento que visam alterar as propriedades do solo.

Geralmente, as duas opções iniciais não são soluções viáveis economicamente de se realizar, tendo em vista que a substituição da camada de solo inadequado é realizada facilmente até profundidades de três a quatro metros, além disso podem ser gerados custos adicionais com operações de empréstimos. Adaptar o projeto às características do material, pode gerar gastos incompatíveis ao orçamento disponível para a construção do empreendimento, pois a solução tomada geralmente inclui o uso de fundações profundas (CONSOLI et al., 2007).

Diante disso, a técnica de melhoramento do solo local, pode ser uma excelente alternativa de custo-benefício. Existem várias tecnologias aplicáveis ao melhoramento de solos, que são agrupadas em dois tipos principais de intervenção, o reforço do terreno e o tratamento do solo.

A técnica de reforço consiste na introdução de elementos de elevada resistência a tração (fitas metálicas, mantas geotêxteis, malhas de aço) ou compressão (calda de cimento), que aumentam

a resistência e diminuem a deformabilidade do maciço. Neste método, o comportamento global do maciço é melhorado à custa da transferência de esforços para os elementos resistentes. Os principais métodos utilizados são apresentados a seguir.

Tratamento do solo, consiste em um processo físico, mecânico, ou químico, aplicado aos solos para melhorar suas propriedades mecânicas, principalmente as características de suporte de carga do solo, recalque total e diferencial das estruturas construídas e evitar/reduzir esforços em estruturas vizinhas.

O tratamento mecânico é considerado o método mais utilizado e mais antigo na construção de estradas, trata-se de uma melhoria proveniente das mudanças no sistema trifásico do solo, ou seja, alterações na proporção das partes sólidas, líquidas e gasosas. Pode ser realizada por compactação ou adensamento.

O tratamento físico: é descrita como parte da estabilização mecânica. Nele são alteradas algumas as propriedades físicas do solo (Textura, granulometria, estrutura, etc.), a partir da ação do calor, da eletricidade, substituição de porções granulométricas, entre outros.

A técnica de tratamento químico, consiste na adição de uma determinada substância química ao solo, de modo a provocar mudanças que influenciam as propriedades de resistência mecânica, permeabilidade e deformabilidade deste, atingindo-se, então o objetivo de melhorá-lo. O tratamento químico pode ser aplicado em vários tipos de solos, desde argilas moles até rochas brandas.

Os ligantes mais utilizados são o cimento Portland, a cal, a escória granulada de alto forno, a cinza volante, a sílica de fumo, entre outros. Os ligantes provenientes de subprodutos industriais podem agir de forma conjunta com o cimento Portland ou a cal, sozinhos através de reações pozolânicas ou álcali-ativados com soluções alcalinas.

Nicholson (2015), cita como principais resultados do processo de melhoramento, diminuição da compressibilidade para evitar elevados recalques; Maior resistência, estabilidade e durabilidade; Redução da permeabilidade para restringindo o fluxo de águas subterrâneas; Aumento da permeabilidade para permitir a drenagem e diminuir o potencial de liquefação.

2.4.1 Técnica de Solo-Cimento

Segundo a NBR 12253 (ABNT, 2012), é o “produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem”. Já a definição da American Concrete Institute, citado pelo U. S. Army Corps of Engineers, “uma mistura adequadamente proporcionada de solo, cimento e água, compactada em uma alta densidade”. Para a ACI (2009), o solo cimentado corresponde à mistura de solo/agregado, cimento Portland, água e a possíveis adições de outros materiais cimentícios, adequadamente, compactado e curado, tornando-se um material rígido com determinadas características técnicas de aplicação na área da engenharia. O solo cimentado ainda é caracterizado por um material capaz de satisfazer as características de durabilidade e/ou resistência, resistindo a carregamentos impostos ou aos fenômenos naturais (ciclos de gelo/degelo, secagem/molhagem, ação pluviométrica, etc.)

O material resultante da técnica solo-cimento é diferente do concreto ao se considerar diversos aspectos. Uma das principais diferenças é o fato de que no concreto existe uma quantidade de pasta (cimento + água) suficiente para recobrir a superfície dos agregados presentes na mistura e preencher os vazios existentes. Já nas misturas de solo-cimento, a quantidade de pasta é insuficiente para recobrir a superfície de todas as partículas de solo e preencher os vazios existentes, resultando em uma matriz cimentícia que une nódulos de agregados não-cimentados (FOPPA, 2016).

Ingles e Metclaf (1972), descrevem que qualquer tipo de cimento pode ser usado na estabilização, sendo o cimento Portland o mais utilizado. Em função do custo do cimento Portland, normalmente são realizados estudos que visam determinar uma quantidade mínima de cimento Portland a ser adicionada para que se obtenha características específicas. O uso de cimento Portland de alta resistência inicial (CPV-ARI) pode ser útil em solos orgânicos devido ao seu maior teor de cálcio, que pode contrabalançar a presença de matéria orgânica.

Nesse contexto surgem os cimentos alternativos, obtidos através da ativação alcalina, de misturas, formadas geralmente por subprodutos da indústria. Diversos estudos têm sido realizados visando o emprego dos mais variados tipos de cimentos em problemas geotécnicos. Quando bem dosados, esses cimentos podem apresentar como propriedade, matriz cimentícias com boa resistentes, mais duráveis, menor porosidade, entre outras. Além do próprio desempenho físico do material, outra questão levantada é o destino dos subprodutos indústrias,

que muitas vezes geram diversos problemas ambientais, que são evitados ao se destinar esses materiais à fins adequados.

A estabilização com cimento é largamente empregada na construção de estradas, sendo geralmente utilizado como base ou sub-base de pavimentos (INGLES e METCALF, 1972; SENÇO, 2001). Além dessas obras, o método é aplicado na proteção de taludes contra a erosão, obras hidráulicas, melhoramento e reforço de fundações, melhoramento de aterros, contenção em escavações, barreira de fluxo sob barragens, prevenção de liquefação em areias, etc. (ACI, 1991; DUPAS e PECKER, 1979; INGLES e METCALF, 1972; LIN e WONG, 1999; FOPPA, 2016).

2.4.2 Cimento Portland

O cimento Portland é um material fornecido em pó, com propriedades aglomerantes ou aglutinantes, que endurece sob a ação de água. Após o endurecimento, e mesmo em presença de água, o cimento apresenta alta resistência a se decompõe. A literatura aponta que o cimento Portland foi desenvolvido por um construtor inglês, Joseph Aspdin, que o patenteou em 1824. Naquela época era comum construir com pedra proveniente da ilha de Portland. Como a invenção de Aspdin era semelhante, na cor e na dureza, a essa rocha, o termo Portland foi utilizado na patente, dando origem à tradicional designação “cimento Portland” (PEREIRA, 2021).

O cimento Portland é um ligante hidráulico muito resistente, composto de clínquer (produto resultante do aquecimento, até à sinterização, de uma mistura de calcário, argila e materiais corretivos), principal componente, e demais adições que lhes confere propriedades importantes. O clínquer, ao entrar em contato com a água, desenvolve reações químicas, nas quais primeiramente, apresenta um estado pastoso e, em seguida, endurece, adquirindo elevada resistência e durabilidade. As adições são misturadas ao clínquer na fase de moagem e, de acordo com o tipo de adição, o cimento recebe uma nomenclatura diferente, destacando-se o gesso, que tem a função dessa adição é controlar o tempo de pega e materiais carbonáticos, que aumentam a trabalhabilidade do cimento.

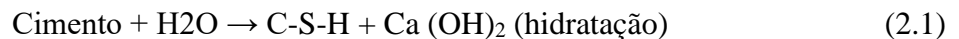
Caicedo (2020), descreve que os processos de reação do cimento independem do tipo de minerais do solo, e suas propriedades cimentícias são desenvolvidas pela reação com a água. Ele é utilizado para estabilizar uma ampla gama de solos, porém o autor indica que ele é considerado mais eficaz e econômico para a estabilização de solos de natureza granular. As

propriedades dos solos tratados com cimento dependem do teor de cimento, energia de compactação, teor de água e porosidade do solo tratado.

2.4.2.1 Hidratação do Cimento Portland

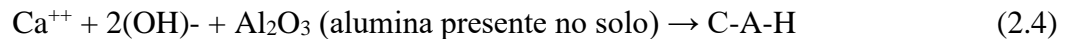
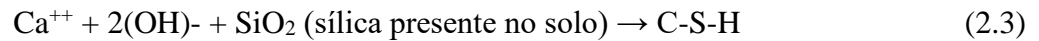
A hidratação do cimento Portland corresponde as reações que ocorrem entre o cimento e/ou os seus constituintes (desidratados) e a água, provocando mudanças, quer químicas e físico-mecânicas, formando uma matriz cimentada após o endurecimento do cimento. Ressalta-se, que pode ocorrer a hidratação parcial do cimento, se a quantidade de água a qual o cimento for exposto for insuficiente para que as reações ocorram em sua totalidade, o que pode ocorrer apenas por contato do material com o ar úmido, por isso ele deve ser bem acondicionado.

Quando é adicionado água ao cimento ocorrem reações de hidratação, nesse processo os silicatos de cálcio dão lugar à formação de silicatos de cálcio hidratados (C-S-H) e hidróxido de cálcio $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$, que se dissocia em água elevando o pH do meio. Os C-S-H, apresentam-se em consistência gelatinosa e amorfa, a essa estrutura vai densificando ao longo do tempo, conforme o avanço das reações de hidratação. Já o hidróxido de cálcio apresenta uma única fase de hidratação que tem composição química e estrutura cristalina bem definidas. A sua morfologia consiste basicamente em massivos cristais hexagonais (CASTRO GOMES, 1996).



A resistência mecânica final apresentada pelas pastas já endurecidas de cimento é devida à presença de uma rede tridimensional contínua de fases hidratadas. Grandes concentrações de íons de Na^+ , K^+ , e OH^- são responsáveis pelo alto valor do pH, de 12,5 a 13,5, do fluido nos poros das pastas de cimento Portland.

Moh (1965) estudou as reações químicas em misturas com diferentes solos e agentes cimentantes. O autor verificou que as reações, de modo geral, seguiam um padrão de ocorrência comum, as principais diferenças observadas pelo autor foram na taxa de reação das misturas analisadas e na quantidade relativa de produtos formados. As reações que ocorrem no cimento ocorrem conforme descrito acima, posteriormente o cálcio, proveniente da hidrólise do hidróxido de cálcio, reage gradualmente com a sílica e a alumina presentes nos solos, formando produtos cimentantes adicionais, essas reações químicas são denominadas secundárias.



2.4.3 Variáveis que Influenciam no Comportamento de Geomateriais Melhorados

Como já discutido anteriormente, as principais propriedades de interesse a serem melhoradas ao se realizar a técnica solo-cimento, são as relacionadas a resistência, deformabilidade e durabilidade, essas propriedades são influenciadas diretamente pelas condições em que são realizados os tratamentos, assim é essencial entender como esse processo afeta as características do solo.

Lade e Trads (2014), apontam que os três fatores mais impactantes para a resposta tensão-deformação e comportamento volumétrico de solos granulares artificialmente cimentados, são a pressão confinante efetiva, o índice de vazios inicial e a quantidade de cimento. Além desses, outros fatores relacionados as características físico-químicas do solo também são importantes, como a textura do solo e o teor de umidade no momento da compactação, pois eles interferem na alteração do comportamento das misturas solo-cimento, independentemente da natureza do solo (CONSOLI et al., 2007a; MOREIRA, 2020). Nesse item, serão discutidos os principais parâmetros relacionados à resposta de resistência de misturas compactadas de solo-cimento.

2.4.3.1 Teores de Cimento

Ingles e Metcalf (1972) citam, que as características geradas pela adição do cimento ao solo dependem da quantidade desse ligante, adições de até 2% geram pequenas alterações, como o aumento do tamanho das partículas, a redução da capacidade de retenção de água e a redução no índice de plasticidade. Já para adições superiores a 2%, o solo tratado passa a apresentar aumento da capacidade de carga, maior durabilidade, e menor suscetibilidade à expansão, quando o solo tratado é argiloso.

Consoli et al (2011) demonstram que maiores teores de cimento (C), mantendo-se a índice de vazios, resultam em maiores valores de resistência à compressão não confinada conforme mostrado na Figura 2.10. Porém, vale destacar que esse valor cresce até um determinado limite.

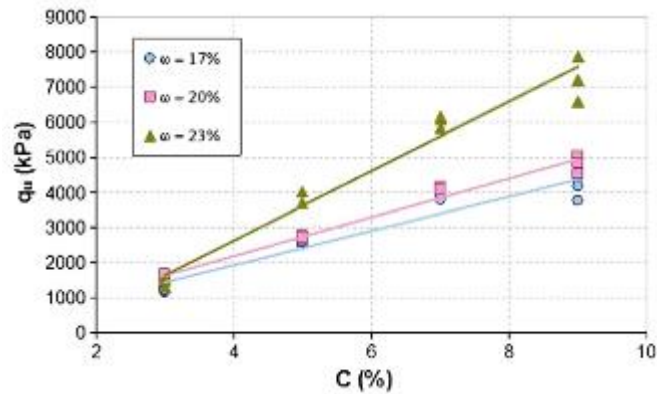


Figura 2.10 – Resistência à compressão não confinada em função do teor de cimento (CONSOLI et al., 2011)

Horpibulsuk et al. (2010) demonstram em seu trabalho o efeito do teor de cimento na evolução da resistência à compressão não confinada, após 7 dias de cura para misturas silto-argilimento compactadas, com alta plasticidade (índice de plasticidade de 47%). Os autores também estudaram o efeito do aumento do peso específico, realizando ensaios com amostras compactadas nos pesos específicos secos máximas, obtidas nos ensaios de compactação em energia Proctor normal e modificado, com teor de umidade ótima. Através dos resultados do estudo os autores concluíram que a maior energia de compactação gera um maior desenvolvimento da resistência, ou seja, esses dois fatores são diretamente proporcionais. Além disso, eles definiram três zonas do desenvolvimento de resistência de acordo com o teor de cimento adicionado (Figura 2.11), sendo elas:

- a) Zona ativa: O teor de cimento adicionado é menor que 11%. Com o progressivo aumento do teor de cimento foram verificados ganhos substanciais de resistência, por conta da diminuição da porosidade menores que 0,1 μm e maiores propriedades de produtos cimentícios;
- b) Zona inerte: Essa faixa encontra-se entre os teores de cimento entre 11 e 30%. Nela, ocorrem melhorias irrelevantes na resistência, acompanhadas por alterações insignificantes tanto no tamanho dos poros como na formação de produtos ligantes;
- c) Zona de deterioração: Compreende a porção a partir de adições maiores que 35% de cimento, nela o teor de água foi insuficiente para hidratar a quantidade de cimento adicionada, resultando em uma tendência inversa entre resistência e o teor de cimento.

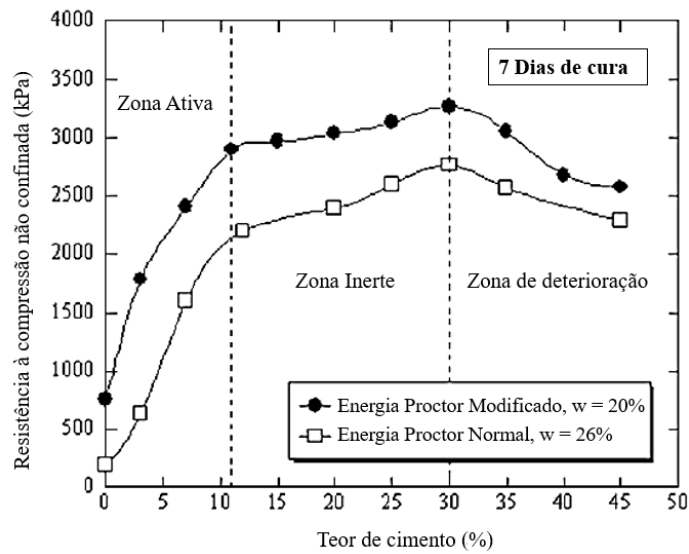


Figura 2.11 – Zonas de desenvolvimento de resistência em função do teor de cimento (baseado em: HORPIBULSUK et al., 2010)

2.4.3.2 Porosidade

Moreira (2020) destaca que a redução da porosidade do solo proporciona um maior número de contato entre as partículas de solo, gerando maior capacidade de distribuição de tensões de atrito e normais no interior da amostra, além de maior intertravamento. Além disso o maior contato favorece o desenvolvimento de uma melhor matriz cimentícia, pois o maior número de contatos das partículas propicia mais pontos de ligação cimentados. Conforme demonstrado na Figura 2.12, com a redução da porosidade, comumente ocorre o aumento da resistência a compressão não confinada em solos tratados com cimento.

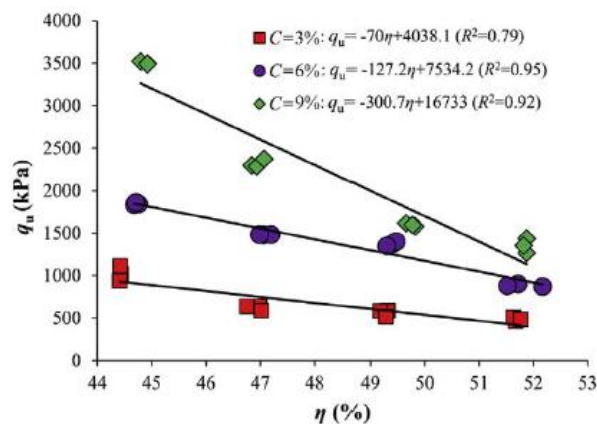


Figura 2.12 – Efeito da porosidade nas misturas de solo-cimento (MOREIRA et al., 2019)

Além disso, através da realização de diversos ensaios em solos arenosos, argilosos e siltosos, Felt (1955), verificou que a redução da porosidade afeta de maneira positiva a perda de massa do solo tratado, principalmente em solos siltosos e argilosos, tendo em vista que amostras submetidas a ciclos de molhagem e secagem com menores porosidades resultaram em uma menor perda de massa.

Outro fator importante relacionado diretamente com a porosidade é o peso específico obtido pela compactação do solo-cimento, como visto no item anterior, Horpibulsuk et al. (2010) mostram que ao se aumentar o peso específico da mistura, o material passa a ter uma maior resistência. Clough et al. (1981) realizaram ensaios triaxiais em solos arenosos, para dois grupos de solos com densidade relativa de 60% e 90%, mantendo-se constante a porcentagem de cimento. Através dos resultados, os autores observaram um aumento na coesão, que passou de 120 kPa para 150 kPa. O mesmo ocorreu com o ângulo de atrito, que passou de 29° para 41°.

2.4.3.3 Teor de Umidade

Geralmente busca-se compactar os solos melhorados com o teor de umidade pré-determinado, pois a quantidade de água influencia na obtenção de uma determinada massa específica aparente seca máxima, e para esse valor corresponde um único teor de umidade (teor de umidade ótimo). Em misturas solo-cimento, um teor de água mínimo deve ser assegurado para a hidratação total do cimento, assim quantidades maiores exigiram maior teor de umidade (HORPIBULSUK et al. 2010). Caso a umidade durante a compactação do solo-cimento seja superior a quantidade mínima, a água em excesso apresenta um comportamento deletério para o desenvolvimento da resistência (RIBEIRO et al., 2003).

Felt (1955) estudou o grau de influência da variação do teor de umidade sobre a resistência e durabilidade, através de ensaios de durabilidade e de compressão simples, realizados em amostras de solos arenosos, siltosos e argilosos. O autor verificou que ao se compactar amostras de argila e silte, com umidade abaixo da ótima, apresentaram grandes perdas de massa. Já para umidades acima do teor ótimo, a perda de massa foi baixa e praticamente constante com o aumento do teor de umidade. Para os solos arenosos compactados, em um teor de umidade levemente inferior ao ótimo observou-se menores perdas de massa nos testes de durabilidade. Já nos ensaios de compressão simples, verificou-se que, de forma geral, a máxima resistência é obtida quando o teor de umidade é levemente inferior ao teor ótimo de compactação, exceto para o solo mais argiloso testado. Assim, o autor descreve que o melhor desempenho do cimento pode ser obtido para areias, compactadas abaixo ou no teor ótimo, enquanto para siltes e argilas,

a mistura deve ser compactada com um teor de umidade 1% a 2% superior ao teor ótimo determinado no ensaio de compactação.

Akinmusuru (1987), estudou a influência do teor de umidade na faixa de teores de 10% a 16% em uma areia uniforme através de ensaios triaxiais não-drenados. Os autores observaram uma pequena redução nos módulos de elasticidade e na resistência ao cisalhamento, com o aumento do teor de umidade. Porém, os valores de coesão não foram afetados pela variação do teor de umidade.

Amostras compactadas em teores de umidade abaixo do teor ótimo formam estruturas mais floculada, que apresentam maior resistência, menor compressibilidade e maior permeabilidade, quando comparados com o mesmo material, no mesmo índice de vazios, porém no estado disperso, ao serem compactados em teores de umidade acima do ótimo.

2.4.3.4 Efeito do Tempo de Cura

Solos melhorados com cimentos são afetados diretamente pelo tempo de cura das misturas, pois de forma análoga ao concreto, o solo-cimento continua tendo ganhos de resistência ao longo do tempo, por conta da dinâmica de hidratação do cimento. Akinmusuru (1987) cita que o valor do módulo de deformação em 28 dias é aproximadamente o triplo, em relação a um tempo de cura de 7 dias. ACI (2009) descreve que a resistência à compressão simples é maior para longos períodos de cura, e além desse ganho de resistência também se tem a diminuição da permeabilidade solo.

Vale salientar que os ganhos de resistência não são desenvolvidos com uma alta taxa de incremento no início da cura, porém há uma tendência de redução dessa taxa de resistência ao longo do tempo de cura, devido a redução da formação de produtos de hidratação do cimento, tornando o desenvolvimento de resistência ao longo do tempo próximo ao formato de uma assíntota. Yao et al. (2019) modelaram essa tendência de acordo com dados de diferentes solos cimentados, através de um modelo matemático hiperbólico, conforme mostrado na Figura 2.13.

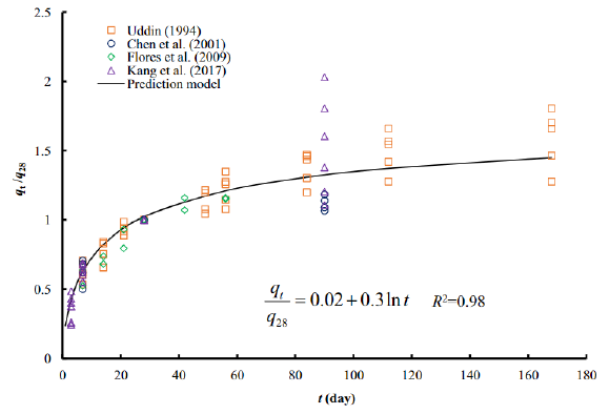


Figura 2.13 – Taxa de desenvolvimento de resistência em função do período de cura para misturas de solo-cimento (YAO et al., 2019)

A hidratação do cimento Portland ocorre através de reações exotérmicas, assim o calor total liberado durante a dinâmica das reações, pode ser influenciado, gerando diferentes resultados no desenvolvimento de resistência mecânica de solos cimentados. Temperaturas de cura elevadas contribuem para acelerar a cinemática de hidratação do cimento.

Zhang et al. (2021) estudaram o desenvolvimento da resistência a compressão simples de solos argilosos cimentados com cimento Portland comum e com escória de alto forno, para diferentes temperaturas de curas. Os autores concluíram que uma argila estabilizada com cimento Portland comum ou com escória de alto forno curada a uma temperatura mais alta apresentaram maiores resistências nas primeiras idades, e no tempo final de cura, conforme mostrado na Figura 2.14. Além da hidratação do cimento, haverá ganho de resistência a partir de reações pozolânicas.

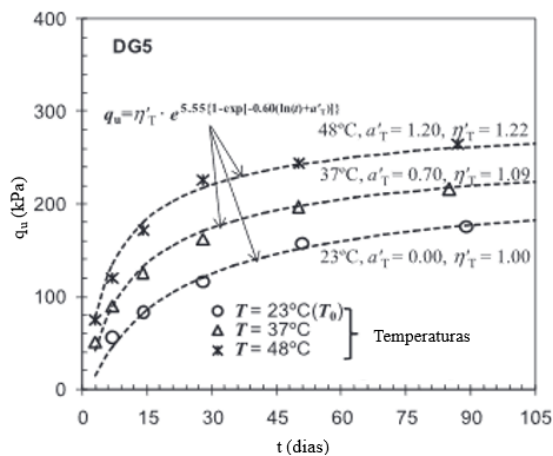


Figura 2.14 – Resistência à compressão não confinada em função do período de cura para misturas de solo-cimento comum (ZHANG et al., 2021)

2.4.4 Dosagem do Solo-Cimento Portland

Quando se utiliza a técnica solo-cimento, busca-se determinar uma mistura que ao ser implementada atenda aos requisitos mínimos de características mecânicas de resistência, rigidez e durabilidade. A dosagem do solo-cimento não pode ser feita baseada apenas na relação água/cimento, desenvolvida para concreto, pois a compactação do solo-cimento não promove a expulsão completa de ar da mistura, tornando o preenchimento dos vazios com água ineficiente, ao contrário do que ocorre em argamassas e concretos tradicionais. Logo, a resistência dos solos melhorados não pode ser correlacionada ao fator água/cimento (LARNACH, 1960). Dessa forma, diversos estudos foram desenvolvidos a fim de estabelecer uma relação para os solo-cimento que estabelecesse a quantidade mínima de cimento para atender às propriedades pretendidas, principalmente a resistência e durabilidade (CLOUGH, 1981)

Segundo a Portland Cement Association (PCA, 1995) a dosagem de misturas solo-cimento compactadas depende fundamentalmente de três aspectos principais: compacidade (densidade seca), quantidade de cimento e quantidade de água, fatores que são determinados de acordo com a natureza do solo e da aplicação da técnica. Ingles e Metclaf (1972) apresentaram uma previsão da quantidade de cimento Portland para a estabilização de solos de acordo com o tipo de solo (Tabela 2.1), o cimento é expresso em relação à massa de solo seco.

Tabela 2.1: Previsão da quantidade de cimento Portland em função do tipo de solo (baseado em: INGLES E METCLAF, 1972)

Tipo de Solo	Porcentagem de Cimento a Adicionar
Pedra finamente britada	0,5 a 2
Pedregulho areno-argiloso bem graduado	2 a 4
Areia bem graduada	2 a 4
Areia mal graduada	4 a 6
Argila-arenosa	4 a 6
Argila-iltosa	6 a 8
Argilas	8 a 15

Larnach (1960) avaliou a resistência de misturas de areia fina e argila, melhoradas com cimento, variando o teor de umidade da moldagem e a massa específica seca para cada teor de cimento adotado (5,3%, 11,1% e 17,7%). O autor estabeleceu uma relação entre os resultados do ensaio de resistência à compressão não confinada, de amostras curadas por 7 dias, e a razão do volume absoluto de vazios e o volume absoluto de cimento (V_v/V_c) conforme expresso na Figura 2.15.

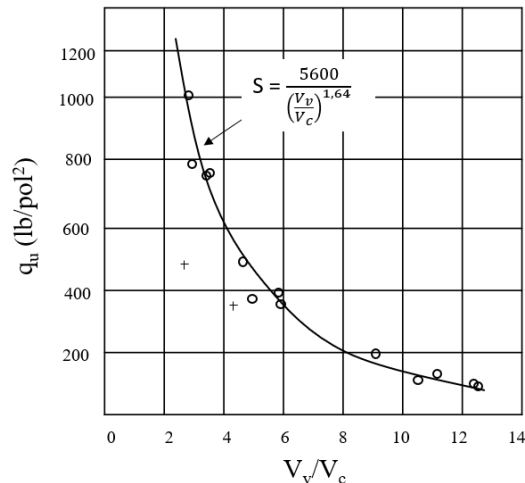


Figura 2.15 – Resistência à compressão não confinada de misturas de solo-cimento em relação à razão do volume absoluto de vazios e o volume absoluto de cimento (V_v/V_c) (LARNACH, 1960)

Consoli et al. (2007), propuseram um método de dosagem racional para misturas solo-cimento. Os autores mostram que a resistência à compressão não confinada (q_u) de solo cimentado pode ser determinada pelo quociente $\eta/(C_{iv}^k)$. Esse parâmetro é denominado de fator vazios/cimento e, que relaciona a porosidade da mistura compactada (η) e o teor volumétrico de cimento (C_{iv}^k) ajustado pelo expoente interno k . Assim, através dessa relação é possível determinar a seguinte relação tipo potência:

$$q_u \text{ ou } q_t = A \left[\frac{\eta}{(C_{iv})^k} \right]^{-B} \quad (2.5)$$

Onde:

A: coeficiente escalar;

B: expoente externo de ajuste da curva.

Diambra et al. (2017) estudaram a relação descrita acima observaram que os valores de k e B dependem predominantemente das características do solo. Sendo k , aproximadamente o inverso de B ($k \approx 1/B$). Enquanto que o escalar A , é governado pelas propriedades tanto do solo como da matriz cimentícia. Scheuermann Filho (2022) descreve que o expoente k compatibiliza as relações entre a porosidade e o teor volumétrico de cimento em um determinado solo. Se k for igual a um ($K=1$) indica que tanto a porosidade quanto a quantidade de cimento exercem influência equivalente em relação à resistência de um determinado solo misturado com cimento. Um valor de K positivo menor que um ($K<1$) indica que a porosidade tem uma maior relevância

na mistura de solo-cimento compactada. Porém, se K for maior que um ($K > 1$) a maior influência sobre a resistência é das ligações cimentícias.

A relação é expressa graficamente na Figura 2.16. O método consiste basicamente na elaboração da curva fator vazios/cimento versus resistência à compressão simples, denominada de "curva de dosagem". Uma vez estabelecida a curva, verifica-se no gráfico qual o fator vazios/cimento que corresponde à resistência a compressão simples que se deseja alcançar. A partir disso, é possível alterar o peso específico no qual a mistura deve ser compactada e a quantidade de cimento adicionado, permitindo equilibrar a escolha minimizando os custos.

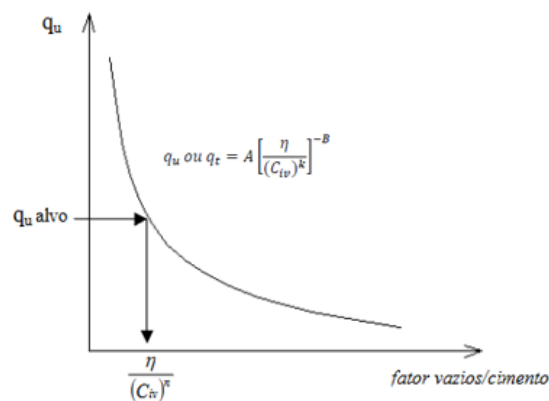


Figura 2.16 – Curva do fator vazios/cimento versus resistência à compressão simples (Baseado em: Consoli et al., 2007)

Além disso, diversos estudos têm possibilidade da correlação do quociente $\eta/(C_{iv})^k$ com outros parâmetros geotécnicos de solos artificialmente cimentados, entre eles pode-se citar, a durabilidade, medida em relação a perda de massa acumulada e o módulo de rigidez inicial. Consoli et al. (2017a, 2017b, 2017d, 2018); Baldovino et al. (2020b); Cruz (2008); Fonini (2012); Corte (2020).

2.4.5 Comportamento Mecânico do Geomaterial Cimentado

2.4.5.1 Resistência à compressão não confinada e tração por compressão diametral

Quando um solo é melhorado com cimento Portland, um dos principais objetivos é alterar seus parâmetros, os quais incluem a sua resistência, que pode ser representada principalmente pela resistência a compressão e tração não confinada. Na literatura existem diversos estudos que buscam quantificar essa influência do cimento. Ingles e Metclaf (1972) mostram o efeito da

quantidade de cimento Portland sobre a resistência à compressão simples para solos estabilizados com cimento Portland curados por 7 dias. Os autores também descrevem que a resistência à tração nas condições de umidade ótima e massa específica seca máxima está em torno de 10% da resistência à compressão simples nas mesmas condições. Felt (1955), por sua vez, apresenta o efeito do tempo de cura sobre a resistência à compressão simples, para um solo arenoso misturado com cimento Portland, para diferentes teores de cimento, demonstrando o ganho de resistência.

Prietto (1996) descreve que, para solos arenosos cimentados, a resistência à compressão simples é um a medida direta do grau de cimentação, e que o grau de cimentação não pode ser representado somente pela porcentagem de cimento em relação à massa de solo seco, pois o grau de cimentação não é função somente da quantidade de agente cimentante, outros fatores estão relacionados a resistência, como a compacidade inicial, a forma e a natureza superficial das partículas, mineralogia, etc.

Dass et al. (1994), através de curvas tensão-deformação obtidas de ensaios de resistência à tração por compressão diametral, tração direta e compressão simples, em amostras de areia artificialmente cimentadas, com diferentes teores de cimento (4%, 6% e 8%) em relação à massa de solo seco, os autores destacam alguns pontos importantes:

- a) a resistência à tração aumenta e a deformação específica na ruptura diminui com o aumento do teor de cimento, independente do ensaio utilizado;
- b) a deformação específica na ruptura é praticamente igual para os dois tipos de ensaio de tração;
- c) as resistências à tração, observadas nos testes de tração por compressão diametral, variam de 11 a 12% do valor de resistência à compressão não confinada (q_t/q_u). Já as resistências à tração, observadas nos testes de tração direta, variam de 11 a 14%;
- d) a razão entre a deformação específica na ruptura durante o ensaio de compressão simples e a deformação específica na ruptura durante o ensaio de tração variou entre 18 e 20 para todas as porcentagens de cimento utilizadas.

Vale ressaltar que Consoli et al. (2014) verificaram que a razão q_t/q_u de uma areia artificialmente cimentada varia entre 9% e 18%, dependendo do tipo das características da areia e ligante empregado.

2.4.5.2 Comportamento Tensão-Dilatância

A dilatância é definida como a tendência de materiais geotécnicos mudarem de volume, quando submetidos a tensões cisalhantes. A dilatância é uma característica dos materiais friccionais. Vale salientar que, independentemente do estado inicial da amostra de um geomaterial, ela irá atingir um estado final, denominado estado crítico, no qual o material continua a sofrer distorção sem que ocorra qualquer alteração de tensão de cisalhamento ou tensão normal ou índice de vazios, descrito matematicamente pela Equação 2.6 (ROSCOE et al., 1958; BEEN e JEFFERIES, 1985; SCHOFIELD; WROTH, 1968; ATKINSON; BRANSBY, 1978). Os invariantes de tensão q e p' , utilizados para descrever o estado da amostra são definidos pelas equações 2.7 e 2.8.

$$\frac{\delta q}{\delta \varepsilon_1} = \frac{\delta p'}{\delta \varepsilon_1} = \frac{\delta e}{\delta \varepsilon_1} = 0 \quad (2.6)$$

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad (2.7)$$

$$q = \sigma_d = (\sigma_1 - \sigma_2) \quad (2.8)$$

O estado inicial da amostra (índice de vazios e tensão efetiva média) afeta o comportamento tensão-deformação ao longo do cisalhamento, principalmente na mudança de volume do material, até que ele atinja o estado crítico. Através dos resultados de ensaios triaxiais em amostras fofas e densas, é possível identificar a diferença entre o comportamento de um material fofo e um material denso, demonstrados na figura 2.17 (ATKINSON, 2007). No primeiro caso, o comportamento é totalmente contrativo, e a resistência do material pode ser identificada por meio do ϕ'_c , pois a curva tensão-deformação não apresenta pico. Já no caso das amostras densas, as amostras tendem a dilatar e a resistência não depende inteiramente do componente de atrito ϕ'_c , tendo em vista que o comportamento apresenta pico de resistência, associado a dilatação. Vale ressaltar, que as mostras tendem a um valor de q_f e e_f (Figura 2.17-c), momento em que não ocorre mais variação da tensão nem do índice de vazios, caracterizando o estado crítico.

Essa tendência dilatante em amostras densas de um material puramente friccional está associada rearranjo das partículas, mais especificamente ao intertravamento dessas, que implica maior quantidade de energia para possibilitar o cisalhamento. Esse mecanismo pode ser entendido ao se fazer analogia a um modelo de dente de serra de (Figura 2.17-d), no qual o ângulo de atrito de pico mobilizado (ϕ'_p), para estados axissimétricos de tensão, corresponde a soma do ângulo

de dilatação (ψ) e ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_c), que pode ser considerado uma constante do material.

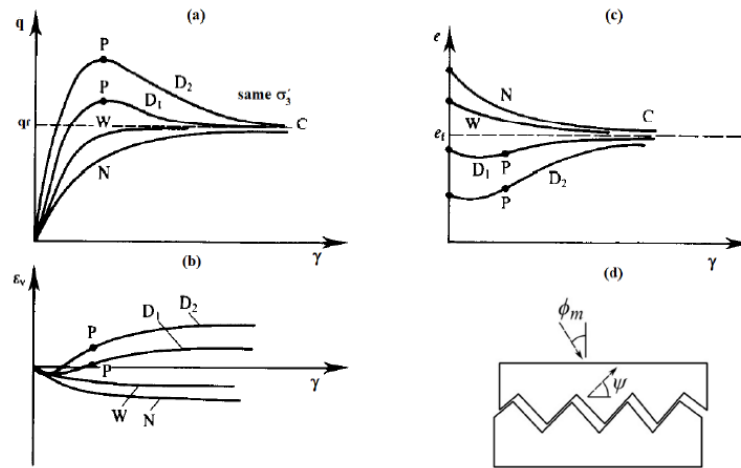


Figura 2.17 – Comportamento típico de cisalhamento de um material puramente friccional: (a) resposta tensão-deformação; (b) comportamento na mudança de volume; (c) mudança no índice de vazios; (d) modelo “dente de serra” para dilatância (ATKINSON, 2007)

A partir dos pontos de tensão no estado crítico (q_f) de amostras cisalhadas em diferentes tensões efetivas ou diferentes índices de vazios, plotados no espaço $p' \times q$, é possível traçar uma envoltória de resistência, que representa o estado crítico, denominada de linha de estado crítico. Independente da trajetória de tensões seguidas durante o cisalhamento, ela irá terminar sobre a linha de estado crítico. O coeficiente angular da Linha do Estado Crítico (M) no plano $q \times p'$ (Figura 2.18), é equivalente ao ângulo de atrito interno no estado crítico (ϕ'_c). Para ensaios de resistência à compressão triaxial, M pode ser calculado pela Equação 2.9.

$$M_c = \frac{6 \text{sen } \phi'}{3 - \text{sen } \phi'} \quad (2.9)$$

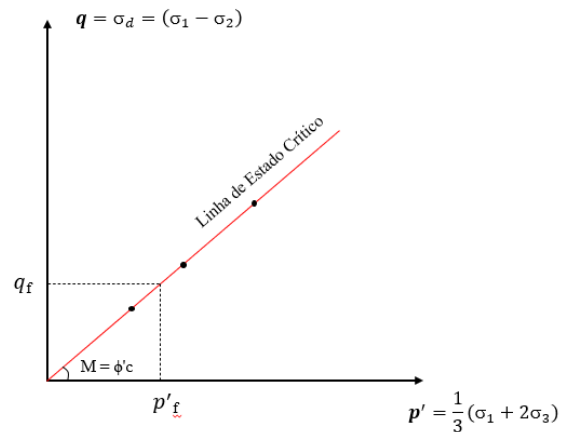


Figura 2.18 – Representações da linha de Estado Crítico

Taylor (1948) expressou a condição de equilíbrio de energia, na situação de pico de resistência, para a ocorrência de expansão. Desenvolvendo um modelo, representado pela fórmula 2.10, que correlaciona o quociente entre q/p' e a taxa de dilatância ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$), no qual ao se atingir a o estado crítico (volume constante de deformação), a relação q/p' se iguala a M_c

$$\frac{q}{p'} = M - \frac{\delta\varepsilon_v}{\delta\varepsilon_s} \quad (2.10)$$

Os comportamentos apresentados acima foram observados em materiais granulares de comportamento puramente friccional, tornando mais clara a compreensão desses fenômenos. Porém, diversos outros autores têm estudado a dilatância em materiais que possuem, além da parcela friccional, apresentam uma parcela coesiva (Leroueil e Vaughan (1990), Coop e Atkinson (1993), Cuccovillo e Coop (1999), Coop e Willson (2003), Alvarado et al. (2012a, 2012b), Consoli et al. (2012), etc.).

Leroueil & Vaughan (1990) descrevem que amostras cimentadas ao serem submetidas ao cisalhamento sob baixas tensões efetivas, apresentam dilatância bastante pronunciada e, a máxima taxa de dilatância ocorre para deformações maiores que as observadas na tensão de pico. Isso indica que a estrutura possui maior influência no comportamento tensão-dilatância quando comparada à densidade.

Cuccovillo e Coop (1999) sugeriram que o intertravamento das partículas e a presença da cimentação inibem a dilatância do material cimentado. Assim, a dilatância passa a ocorrer de

maneira mais intensa após o ponto de plastificação, isto é, a partir do momento em que ocorre a desestruturação da cimentação.

Coop e Wilson (2003) estudaram o comportamento tensão-dilatância de um arenito, e apresentaram um gráfico em termos de taxa de dilatação ($d\varepsilon_v/d\varepsilon_s$) versus razão de tensão (q/p'), conforme Figura 2.19. Os autores, observaram duas tendências no comportamento do solo durante o cisalhamento. No início do carregamento a parcela coesiva contém o comportamento expansivo, evitando grandes variações de volume das amostras. Após a plastificação do material, com a degradação da cimentação, ocorre uma variação expressiva da dilatância, onde o comportamento do solo passa a seguir uma tendência friccional. Os autores não fazem distinção em relação aos componentes elástico e plástico da deformação, e expressaram os incrementos em termos de deformações totais.

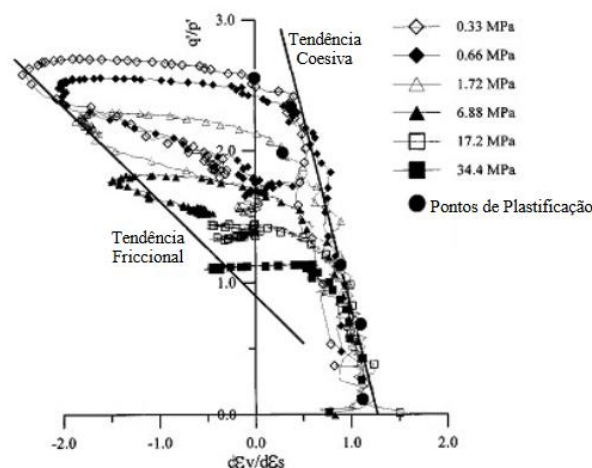


Figura 2.19 – Curvas tensão-deformação no cisalhamento para o arenito de Castlegate (baseado em: COPP E WILSON, 2003)

2.4.5.3 Compressão triaxial e tensão-deformação

O comportamento tensão-deformação de materiais geotécnicos cimentados quando submetidos ao cisalhamento pode ser descrito como sendo inicialmente rígido, aparentemente elástico-linear, até alcançar a plastificação, que ocorre em um ponto bem definido, a partir do qual o solo experimenta deformações plásticas crescentes até atingir a ruptura, que geralmente ocorre de maneira frágil. O modo de ruptura se torna mais frágil com o aumento do teor de cimento, ou dúctil, com o aumento da tensão efetiva. A literatura demonstra que os estados de pico de solos cimentados, naturalmente ou artificialmente, em especial os de matriz arenosa, podem ser

adequadamente representados por uma envoltória linear definida pelos valores da coesão (c'), devido à cimentação, e do ângulo de atrito interno (ϕ') (PRIETTO, 2004; SCHNAID et al., 2001).

A cimentação controla o comportamento do material até a quebra das ligações, pois a parcela coesiva é mobilizada primeiro (LADE e TRADS, 2014). A partir daí, o componente de atrito começa a agir. Porém, se o material atingir a superfície de escoamento antes da fase de cisalhamento, a resposta do material será controlada pelo atrito e os efeitos da quantidade inicial de cimento sobre os parâmetros de tensão efetiva são desprezíveis (ROTTA et al., 2003).

Coop e Atkinson (1993) e Cuccovillo e Coop (1999) identificaram três modos de comportamento para areias cimentadas, durante o cisalhamento sob condições drenadas, que dependiam do estado inicial da amostra em relação à curva de rendimento das ligações cimentícias (Figura 2.20). O primeiro comportamento (figura 2.20 - curva 01) é observado quando a amostra é submetida ao cisalhamento sob baixas tensões efetivas (insuficientes para causar a quebra da cimentação). A amostra, cisalhada apresenta um pico de resistência a pequenas deformações, ultrapassando a linha de estado crítico, seguido de “strain-softening”, retornando à linha de estado crítico, caracterizando um comportamento frágil e dilatante.

O segundo comportamento (figura 2.20 – curva 02) ocorre quando o ensaio é realizado em níveis intermediários de tensão efetiva, no qual a cimentação permanece intacta antes do cisalhamento. O escoamento ocorre durante a fase de cisalhamento. Observa-se o comportamento tensão versus deformação é aparentemente elástico-linear, até um ponto de plastificação, ao ocorrer a plastificação, ele passa a ser governado pelo componente friccional do material, sem a observação de pico de resistência.

O terceiro comportamento (figura 2.20 – curva 03) ocorre para tensões efetivas mais altas, em que a amostra ultrapassa a superfície de plastificação na fase de compressão isotrópica, causando a quebra da cimentação. Seu comportamento durante o cisalhamento será similar ao da amostra sem cimentação, sendo controlado pelo seu componente friccional sem apresentar pico de resistência.

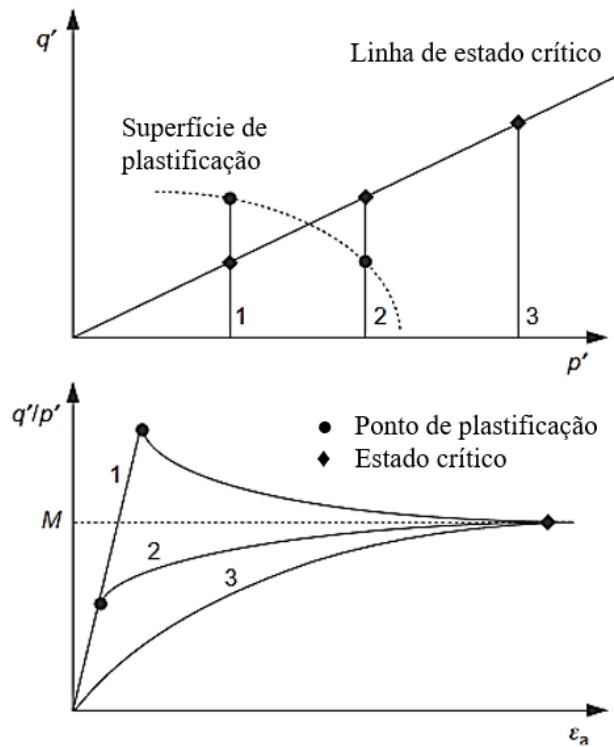


Figura 2.20 – Modelo de comportamento de um material com predominância da cimentação (Adaptado de CUCCOVILLO E COOP, 1999)

O comportamento demonstrado na Figura 2.20 é característico dos casos em que há predominância da cimentação no comportamento do solo, onde a componente friccional é menos atuante, observado principalmente em amostras remoldadas com fortes cimentações. Para o caso em que a cimentação não é predominante, ou seja, a contribuição do atrito interno é maior, o comportamento do material é governado pela dilatância, originada do intertravamento e arranjo dos grãos do solo, observado, principalmente, em solos com arranjo natural e cimentação fraca. Cuccovillo e Coop (1999a) demonstram um modelo de comportamento, Figura 2.21, para esses casos. No modelo proposto, picos de resistência e comportamento tensão-deformação linear são observados apenas em baixas tensões efetivas (Figura 2.21 - curva 01). Para tensões efetivas intermediárias, o comportamento tensão-deformação pode ocorrer de forma linear no início do cisalhamento tornando-se não-linear após a quebra das ligações cimentícias, e após o fim do trecho linear, ainda há aumento de resistência, causado pelo efeito da dilatância (Figura 2.21 - curva 2a), ou ser não-linear desde o início, sendo o pico também governado pela dilatância do material (Figura 2.21 - curva 2b). Compressão e quebra de partículas ocorreriam a altas tensões efetivas, sendo a resistência atribuída à parcela friccional (Figura 2.21 - curva 3)

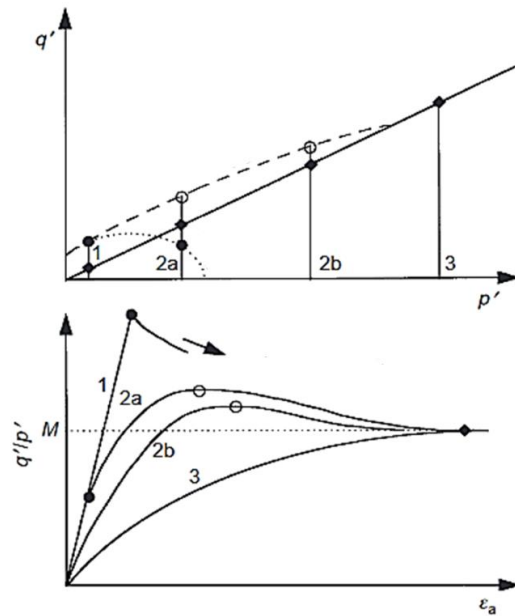


Figura 2.21 – Modelo de comportamento quando a cimentação não é predominante (CUCCOVILLO E COOP, 1999)

Cuccovillo e Coop (1999), destacam que até o ponto de plastificação, a cimentação restringe a dilatância do material. Após a plastificação, a gradual degradação da cimentação faz com que ocorra o aumento da taxa de dilatância, até um valor máximo. Prietto (1996) destaca que quanto maior o grau de cimentação em relação à tensão efetiva média inicial, maior será a contribuição da parcela de cimentação, ao passo que o aumento da tensão efetiva média inicial em relação ao grau de cimentação maior contribuiu para o aumento da parcela friccional.

A Figura 2.22 mostra o efeito da variação da tensão efetiva média inicial sobre o comportamento tensão-deformação de materiais geotécnicos cimentados, através de resultados de ensaios triaxiais realizados em amostras de uma rocha branda porosa (ELLIOT e BROWN, 1985). À medida em que a tensão efetiva média aumenta o comportamento frágil e dilatante, observado para baixas tensões efetivas, se altera de forma gradual, para um comportamento dúctil e compressivo. Após o pico a amostra atinge um estado último onde a tensão desvio e a deformação volumétrica tendem a valores estáveis com a deformação axial.

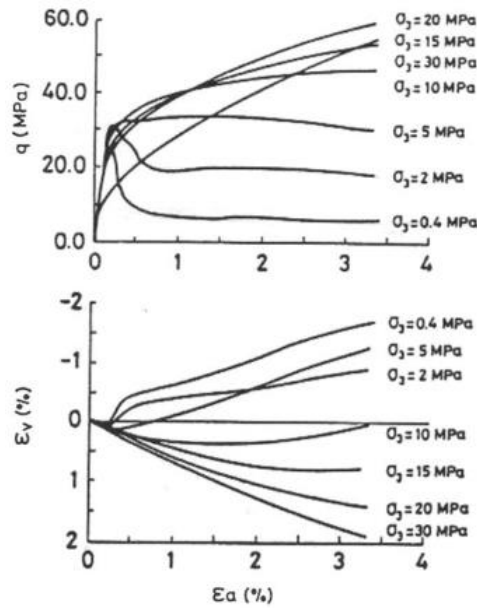


Figura 2.22 – Curvas tensão-deformação obtidas em ensaios triaxiais para uma rocha branda porosa (baseada em: ELLIOT e BROWN, 1985)

Conforme observado, as deformações volumétricas durante o cisalhamento apresentam padrões distintos de comportamento, influenciados pelo nível de tensão efetiva a que a amostra está submetida. Para tensões confinantes em que o cisalhamento do material ocorre de maneira frágil, ou seja, com resistência de pico bem definida, as deformações volumétricas são inicialmente compressivas até o ponto próximo à ruptura, e, a partir daí apresentam um comportamento expansivo, cuja taxa de dilatação diminui ao longo do cisalhamento, tendendo a um estado último onde não há variação volumétrica. Quando as tensões de confinamento são altas o suficiente para que ocorra a quebra das cimentações, o cisalhamento ocorre de maneira dúctil, e são observadas somente deformações de compressão (ROTTA, 2000).

2.4.5.4 Método Consoli (2014) para estimativa dos valores de c' e ϕ'

Consoli (2014) apresenta um método que permite estimar os valores dos parâmetros de resistência (c e ϕ) para solos artificialmente cimentados. A metodologia é baseada nos valores de resistência a tração por compressão diametral (σ_t) e de compressão simples (σ_c). O método é deduzido a partir do círculo de Mohr-Coulomb apresentado na Figura 2.23. A partir da aplicação das relações trigonométricas, pode-se obter os parâmetros ϕ' e c' , através das equações 2.11 e 2.12.

$$\phi' = \sin^{-1} \left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t} \right) \quad (2.11)$$

$$C' = \frac{s_c \left[1 - \left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t} \right) \right]}{2 \cos \left[\sin^{-1} - \left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t} \right) \right]} \quad (2.12)$$

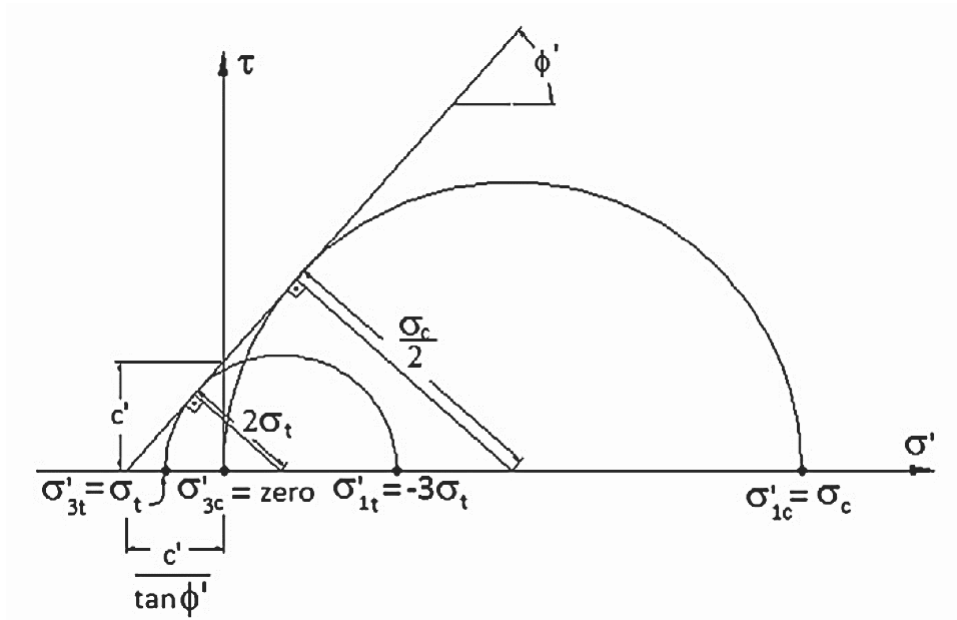


Figura 2.23 – Dedução do método proposto a partir do círculo de Mohr-Coulomb (CONSOLI et al.,2014)

De acordo com Consoli (2014), é razoável considerar que, para um determinado tipo de solo e agente cimentante, a relação σ_c/σ_t pode ser tomada como um escalar constante igual a ξ . Esse é independente da quantidade de cimento e/ou porosidade da amostra.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental foi dividido em cinco etapas:

- a) Caracterização física dos materiais (etapa 01). Para caracterizar o rejeito de minério de ferro (RMF), foram realizados ensaios de determinação de umidade natural, análise granulométrica, determinação do peso específico dos grãos, limites de consistência, ensaio de compactação e ensaio de condutividade hidráulica.
- b) Estudo de resistência mecânica – amostras moldadas em laboratório (etapa 02). Nessa etapa foram escolhidos os pontos de moldagem para se obter a curva de dosagem do material, sendo selecionados os dois pontos máximos da curva de compactação na energia de Proctor normal (E_n) e intermediária (E_i). Ou seja, as amostras foram moldadas na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo. A partir disso, realizou-se um estudo de comportamento mecânica no qual verificou-se o módulo cisalhante inicial (G_0), a resistência à compressão não confinada (q_u) e a resistência à tração por compressão diametral (q_t), considerando-se diferentes teores de cimentos adicionados ao RMF. Posteriormente, um dos teores de cimento estudado foi aplicado na construção de uma pilha experimental de RMF filtrado. Visando uma melhor caracterização do rejeito, foram realizados ainda ensaios de resistência à compressão triaxial, para amostras compactadas nos dois pontos de moldagem, sem e com adição de cimento, mesmo teor utilizado em campo.
- c) Construção da pilha experimental (etapa 03): Visando avaliar a aplicabilidade da técnica de melhoramento de geomateriais ao RMF em campo, foram construídas duas pilhas experimentais, compactadas em diferentes configurações no que diz respeito à vibração (com/sem frequência), ao número de passadas do rolo compactador e aos teores de umidade de compactação. Desse modo, foi possível a avaliação do efeito desses diferentes fatores no desempenho mecânico das pilhas. Ressalta-se, que as duas pilhas foram compactadas em camadas. Durante a construção das pilhas experimentais, foram coletados blocos de amostras indeformadas, das diversas camadas construídas, e enviados para

laboratório, que após completarem seu tempo de cura, foram submetidos aos ensaios de resistência.

- d) Ensaio de campo (etapa 04): Ao término da construção das pilhas, foi realizada uma campanha de ensaios de campo, que incluíram ensaio pressiométrico, ensaio de penetração de cone (Cone Penetration Test) e ensaio de placa sobre o solo.
- e) Estudo de resistência mecânica - amostras indeformadas (etapa 05): nesta etapa foram ensaiadas as amostras indeformadas extraídas de diferentes camadas das pilhas. Executaram-se ensaios de resistência à compressão não confinada, resistência à tração por compressão diametral, rigidez inicial e de resistência à compressão triaxial, visando a posterior comparação entre os resultados obtidos para as diferentes configurações executadas em campo, assim como, avaliar se eles reproduzem os resultados obtidos em campo, verificando se os resultados se adequam as curvas de dosagem. A comparação entre os valores obtidos foi feita através de estudos estatísticos, os quais permitiram identificar os fatores que mais influenciam para a eficácia da técnica aplicada em campo.

A tabela 3.1 apresenta o resumo dos ensaios que foram realizados e suas respectivas etapas.

Tabela 3.1: Ensaio realizados por etapa do programa experimental

ETAPA	MATERIAL	PROCEDIMENTO
(01) Caracterização física dos materiais	Rejeito de minério de ferro (RMF)	Análise granulométrica
		Massa específica real dos grãos
		Limites de Atterberg
		Ensaio de Compactação
(02) Estudo de resistência mecânica Amostras moldadas em laboratório	Rejeito de minério de ferro (RMF) + Cimento Portland (diferentes teores)	Módulo de Rigidez inicial
		Resistência à compressão não confinada
		Resistência à tração por compressão diametral
		Medida de sucção matricial
(03) Construção das pilhas experimentais	Rejeito de minério de ferro (RMF)	Ensaio de condutividade hidráulica
	Rejeito de minério de ferro (RMF)+ Cimento Portland (teor de campo)	Resistência à compressão triaxial (CID)
(04) Ensaio de campo	Rejeito de minério de ferro (RMF) + Cimento Portland	Diferentes unidades e energia de compactação
		Coleta de amostras Indeformadas
		Ensaio de placa
(05) Estudo de resistência mecânica Amostras indeformadas	Rejeito de minério de ferro (RMF) + Cimento Portland	Ensaio pressiométricos
		Ensaio CPT
		Resistência à compressão não confinada
		Resistência à tração por compressão diametral
		Medida de sucção matricial
		Resistência à compressão triaxial (CID)
		Estudo estatístico dos resultados

A Figura 3.1 demonstra o fluxograma das etapas descritas no programa experimental, realizadas em campo e laboratórios.

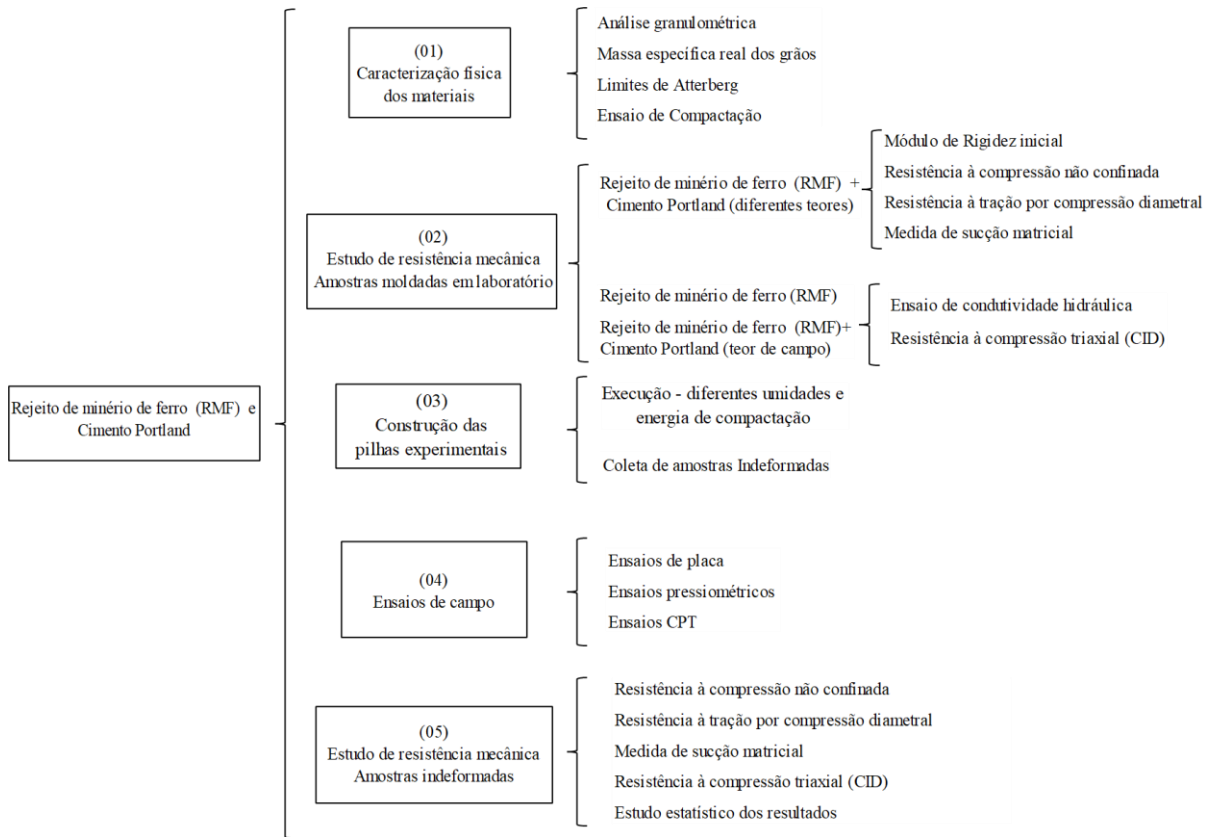


Figura 3.1 – Fluxograma de etapas do programa experimental realizadas em campo e laboratório

Nos itens a seguir, são descritos os materiais, métodos e equipamentos, necessários à execução dos ensaios de campo e laboratório, apresentados nas etapas do programa experimental, de acordo com as normas técnicas pertinentes aos procedimentos.

3.1 MATERIAIS

Abaixo serão apresentados os materiais utilizados nesta pesquisa, assim como os resultados de caracterização física, referentes à etapa 01.

3.1.1 Rejeito de Minério de Ferro

A amostra do rejeito do minério de ferro (RMF) utilizado na pesquisa foi fornecido pela empresa VALE S.A. Esse RMF é oriundo da cadeia produtiva de beneficiamento de minério de

ferro localizada no complexo de Itabira, região do Quadrilátero Ferrífero, no estado de Minas Gerais, Brasil (ver Figura 3.11). O rejeito estudado é filtrado, e composto pela proporção de 80% de rejeito oriundo da etapa de flotação, denominado de arenoso ou granular, e 20% de rejeito obtido no processo de deslamagem, designados por “lamas” ou ultrafinos. Dessa forma, o rejeito utilizado nessa pesquisa é denominado de rejeito total 80/20, termo comumente utilizado para rejeitos compostos pela fração grosseira e lamas.

O rejeito foi coletado em sacos de 22 kg cada, e ao chegar no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG), foi submetido ao procedimento de secagem em lâmpadas de calor por 48 horas. Posteriormente, o rejeito foi armazenado em recipientes herméticos, a fim de se evitar ganho de umidade e/ou contaminação por outros materiais. A curva granulométrica do rejeito de minério de ferro é apresentada na Figura 3.2, e as suas características físicas são explicitadas na Tabela 3.2. Conforme observado na Figura 3.3, o material apresenta granulometria próxima as verificadas para os rejeitos provenientes do rejeito de flotação do quadrilátero ferrífero.

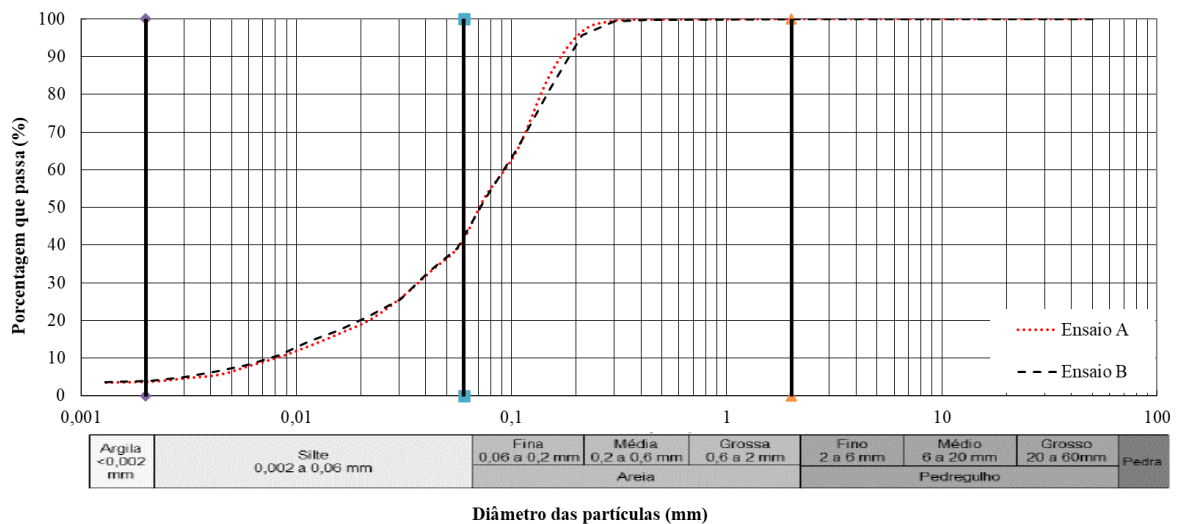


Figura 3.2 – Curva granulométrica do rejeito de minério de ferro

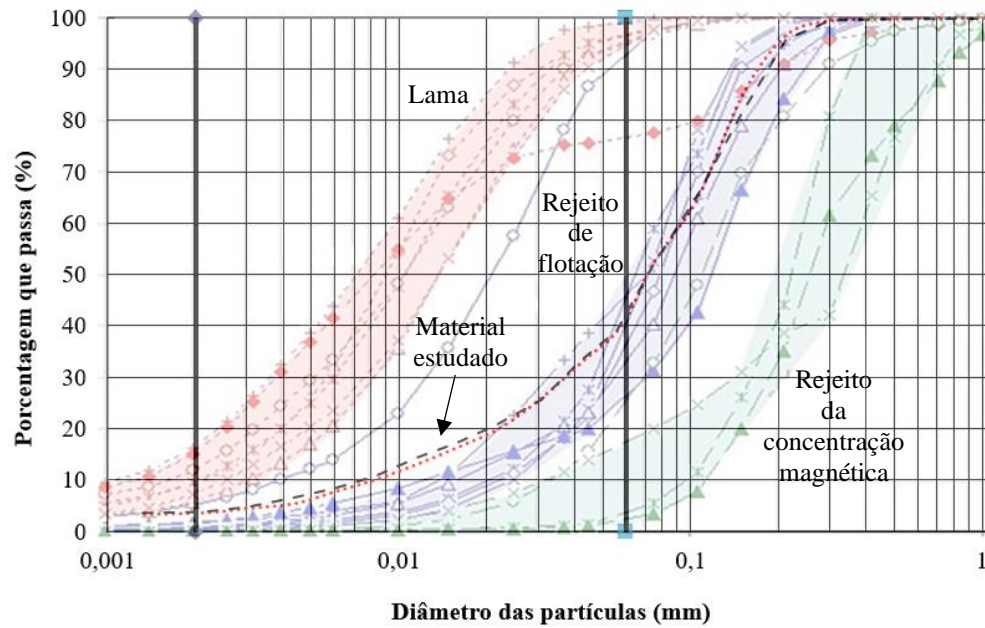


Figura 3.3 – Comparativo da curva granulométrica do material utilizado, com diferentes rejeitos de minério de ferro do quadrilátero ferrífero obtidos por processos diferentes

Tabela 3.2: Propriedade físicas do rejeito de minério de ferro

PROPRIEDADES	INTERVALO	RESULTADO	REFERÊNCIA NORMATIVA
Pedregulho	$2 \leq d < 60$ mm	0,00%	
Areia Grossa	$0,6 \leq d < 2$ mm	0,00%	
Areia Média	$0,2 \leq d < 0,6$ mm	3,38%	
Areia Fina	$0,06 \leq d < 0,2$ mm	56,57%	ABNT NBR 7181
Silte	$0,002 \leq d < 0,06$ mm	36,31%	
Argila	$d < 0,002$ mm	3,73%	
Coefficiente de Uniformidade (Cu)	-	10,47	
Diâmetro Efetivo (D10)	-	0,09	
Peso específico real dos grãos (g/cm ³)	-	3,083	ABNT NBR 6458
Limite de liquidez	-	-	ABNT NBR 6459
Limite de plasticidade	-	-	ABNT NBR 7180
Índice de plasticidade	-	Não plástico	-

Observa-se que a maior porcentagem do rejeito apresenta uma granulometria de areia fina e silte. Ademais, de acordo com a norma ASTM D-2487-11, que adota o sistema unificado de classificação (UCS), a amostra é classificada como uma areia siltosa. A Figura 3.4 e Tabela 3.3 apresentam o resultado do ensaio de compactação das amostras de RMF, realizados nas energias Proctor normal, intermediário e modificado.

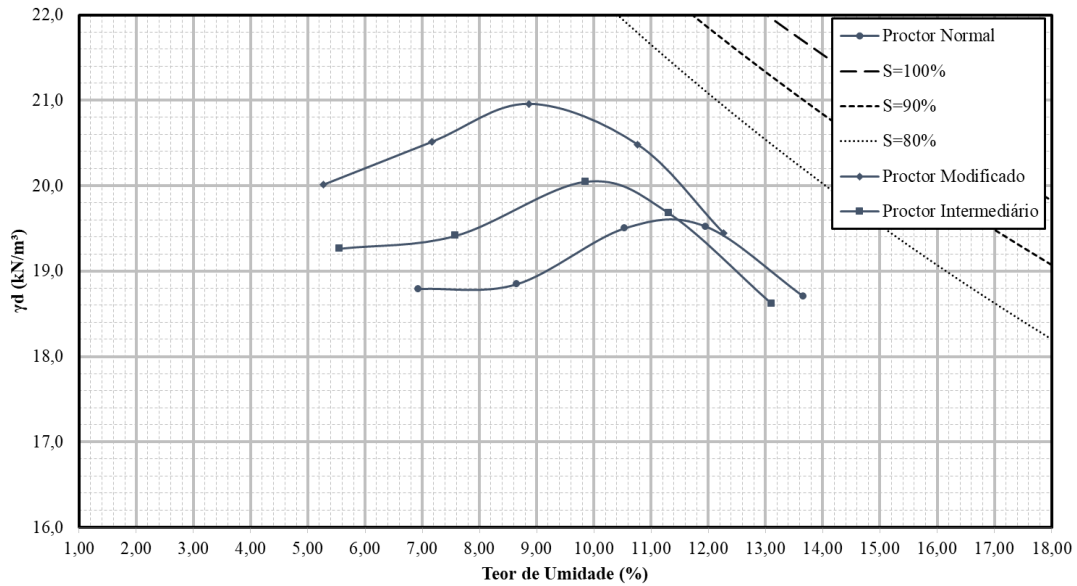


Figura 3.4 – Curvas de compactação nas energias Proctor normal, Proctor intermediário e Proctor modificado

Tabela 3.3: Resultados da compactação nas energias Proctor normal, Proctor intermediário e Proctor modificado

Energia	Peso específico aparente seco máximo (kN/m ³)	Teor de umidade Ótimo (%)
Normal	19,6	11,4
Intermediário	20,07	10,05
Modificado	20,96	8,86

3.1.2 Cimento Portland

O aglomerante utilizado nessa pesquisa foi o cimento Portland de alta resistência inicial (CPV - ARI). O clínquer utilizado na fabricação desse cimento apresenta uma porcentagem de calcário e argila baixas ou nulas, em comparação com outros cimentos, conferindo a esse material um acelerado ganho de resistência, chegando a atingir, em apenas 7 dias 80% da resistência obtida aos 28 dias de cura do CP III (Figura 3.5). Devido a essas características, optou-se por utilizar esse aglomerante para a realização desta pesquisa, pois além dele atingir elevadas resistências iniciais, o material apresenta um avançado estágio de hidratação, gerando uma menor dispersão dos resultados. Sua curva granulométrica está apresentada na Figura 3.6. O peso específico real dos grãos da amostra utilizada é de 3,05 g/cm³.

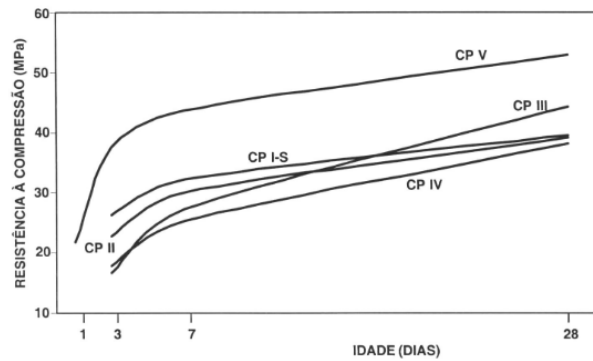


Figura 3.5 – Evolução média de resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland (ABCP, 1996)

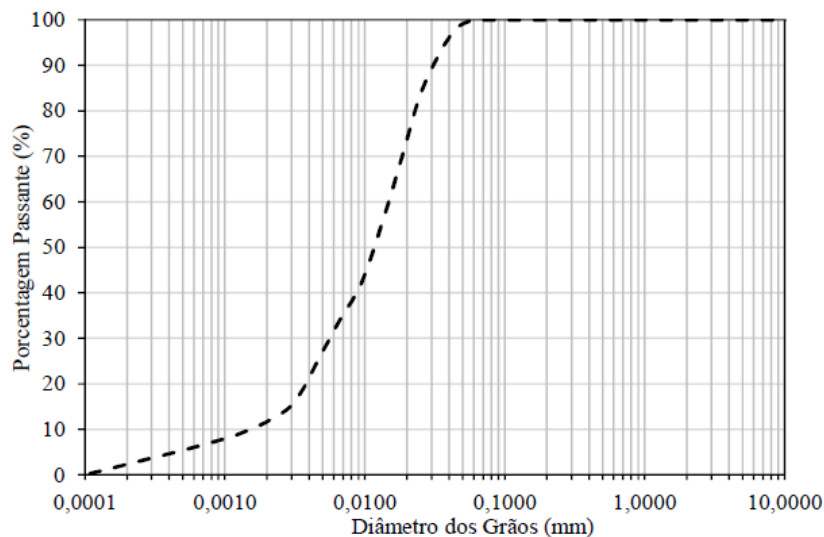


Figura 3.6 – Curva granulométrica do cimento Portland CPV - ARI

3.1.3 Água

Para a realização dos ensaios de caracterização e moldagem de corpos de prova, foi utilizada água destilada. Para a execução da pilha experimental em campo, foi utilizada água de um poço livre de contaminantes.

3.2 MÉTODOS

A seguir serão discutidos os procedimentos adotados para o desenvolvimento da pesquisa, que englobam todas as etapas propostas no programa experimental. Os procedimentos baseados em normativas nacionais e/ou internacionais não serão descritos detalhadamente. Para os demais procedimentos, baseados na literatura, e não normatizados, será feita uma explicação detalhada.

3.2.1 Ensaios de Caracterização Física

A seguir serão abordados os procedimentos realizados nos ensaios de caracterização das amostras deformadas do rejeito de minério de ferro, visando a determinação da sua composição granulométrica, densidade real dos grãos, limites de Atterberg, umidade ótima e peso específico seco máximo.

3.2.1.1 Análise granulométrica

O ensaio granulométrico do resíduo de minério de ferro foi feito através do processo de peneiramento e sedimentação com uso de defloculante, seguindo especificações da NBR 7181 (ABNT, 2016). Já a análise granulométrica do cimento Portland foi realizada através de um equipamento de difração a laser para caracterização de partículas, (CILAS 1180 – Particle Size Analyser), com capacidade de detecção entre 0,00004 mm a 2,5 mm.

3.2.1.2 Peso específico real dos grãos

O ensaio para determinação do peso específico real dos grãos do resíduo de minério de ferro foi realizado de acordo com os procedimentos descritos na NBR 6458 (ABNT, 2016). Para o cimento Portland CPV-ARI, o ensaio seguiu as especificações da NBR 16605 (ABNT, 2017).

3.2.1.3 Limites de Atterberg

Para determinar os limites de Atterberg, foram realizados os ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade, seguindo as metodologias presentes na NBR 6459 (ABNT, 2016) e NBR 7180 (ABNT, 2016), respectivamente. Porém, conforme apresentado na Tabela 3.2, o rejeito não apresentou limite de liquidez e plasticidade.

3.2.1.4 Ensaios de compactação

Para determinar o peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{d\text{máx}}$) e teor de umidade ótima (ω_{ot}), foram executados ensaios de compactação com as energias de compactação Proctor Normal, intermediário e modificado, seguindo a metodologia descrita na norma brasileira NBR 7182 (ABNT, 2020).

3.2.2 Ensaios de Caracterização Mecânica

Nesta seção serão mostrados os ensaios referentes ao comportamento mecânico das amostras ensaiadas. Vale ressaltar, que os procedimentos aqui descritos foram aplicados as amostras

compactadas em campo, curadas em laboratório e no campo, assim como nas compactadas em laboratório.

3.2.2.1 Resistência à compressão não confinada e tração por compressão diametral

Os ensaios de resistência à compressão não confinada, também denominada de resistência à compressão simples (RCS), foram realizados de acordo com os procedimentos gerais descritos pela NBR 12025 (ABNT, 1990). Já os ensaios de resistência à tração por compressão diametral (RTCD) seguiram os procedimentos gerais descritos pela NBR 7222 (ABNT, 2016). Em ambos os procedimentos, foi utilizada uma prensa automática, com velocidade de deslocamento constante igual a 1,14 mm/minuto, equipada com uma célula de carga com capacidade máxima de 10 kN, devidamente calibrada. A principal diferença entre os ensaios está no posicionamento do corpo de prova durante aplicação de carga, nos ensaios de RCS sua maior dimensão é posicionada na vertical, já nos ensaios de RTCD, ele é posicionado na horizontal, conforme mostrado na Figura 3.7.



Figura 3.7 – Posicionamento do corpo de prova durante aplicação de carga: (a) RCS; (b) RTCD

A determinação da resistência à compressão simples (q_u) é feita através da divisão da carga de ruptura registrada durante o ensaio, pela área transversal do corpo de prova, conforme a Equação 3.1. Para obter a resistência a tração, através do ensaio de compressão diametral, foi utilizada a Equação 3.2.

$$q_u = \frac{P}{\left(\frac{\pi \cdot D^2}{4}\right)} \quad (3.1)$$

onde:

q_t : Resistência à compressão não confinada;

P: Carregamento axial máxima aplicada ao corpo de prova;

D: Diâmetro médio do corpo de prova.

$$q_t = \frac{2P}{\pi .D.H} \quad (3.2)$$

onde:

q_t : resistência à tração por compressão diametral;

P: carga de ruptura média;

D: diâmetro do corpo de prova;

H: altura do corpo de prova.

Ressalta-se, que 24 horas antes dos ensaios citados acima, os corpos de provas foram submersos em água, de forma a minimizar os efeitos de sucção. Antes da imersão, os corpos de prova foram submetidos ao ensaio não destrutivo de módulo cisalhante inicial através de pulso ultrassônico.

3.2.2.2 Módulo cisalhante inicial

Considerando-se o solo como um meio isotrópico elástico ideal, pode-se determinar o módulo de cisalhamento inicial (G_0) a partir da velocidade (V_s) com que uma onda percorre o seu corpo ao ser excitado. Logo, o ensaio consiste em uma fonte emissora de ondas e um receptor, e ao ser aplicada uma onda no sentido longitudinal da amostra, obtém-se o tempo que ela demora para ser lida no receptor, e de posse das medidas do corpo de prova, é possível calcular a velocidade dessa onda. Nesta pesquisa foi utilizado o equipamento “PunditLab +”, da marca Proceq® (figura 3.8), que gera ondas compressivas e cisalhantes, através de pulsos de ondas ultrassônicas, transmitidas ao corpo de prova. No próprio dispositivo em que aplica as ondas, estão presentes transdutores piezoelétricos, que medem o tempo de propagação das ondas.



Figura 3.8 – Equipamento para determinação do módulo cisalhante inicial (PunditLab +)

Existe um transdutor específico para a emissão/medição de cada onda aplicada ao corpo de prova. Para a emissão da onda de compressão (t_p) utiliza-se transdutores longitudinais, que emitem a onda numa frequência de 54 kHz, e são acoplados a amostra através de um gel, visando eliminar o ar entre eles, e auxiliar na transmissão e leitura do sinal entre os transdutores. A leitura da velocidade da onda de compressão (t_p) é feita diretamente no visor do equipamento.

Na emissão da onda de cisalhamento (t_s), utilizou-se os transdutores de cisalhamento, que emitem ondas numa frequência de 250 kHz, acoplados ao corpo de prova com o uso de outro tipo de gel, específico para essa função. A leitura do tempo da onda (t_s) foi realizada com o auxílio de um programa computacional, denominado Pundit Link, desenvolvido pelo fabricante. Assim, através da relação entre a altura do corpo de prova e o tempo que a onda leva para percorrer essa medida, pode-se determinar as velocidades (V_p e V_s). Ao se relacionar a velocidade da onda com a massa específica da amostra, pode-se estimar o módulo cisalhante no domínio das pequenas deformações muito pequenas (10^{-5} %), através da Equação 3.3 (HARA et al., 1974).

$$G_0 = \rho \cdot V_{(p,s)}^2 \quad (3.3)$$

onde:

ρ : Massa específica aparente do corpo de prova (kg/m^3);

$V_{(p,s)}$: Velocidade da onda de compressão (p) ou de cisalhamento (s) (m/s).

3.2.2.3 Ensaio de Resistência à Compressão Triaxial

Os ensaios triaxiais foram realizados em dois equipamentos distintos, do tipo Bishop-Wesley (1975) e o da marca Geonor (triaxial do tipo comum), que foram testados e calibrados previamente. Todos os ensaios triaxiais foram consolidados isotropicamente e drenados (CID), com tensões efetivas de 50, 100 e 200 kPa para cada dosagem verificada. Durante a interpretação dos dados obtidos nos ensaios, foram feitas correções de área para plano de cisalhamento e/ou embarrigamento, conforme proposto por Rochelle et al. (1988) e Head (1998). Ressalta-se, que as tensões efetivas utilizadas na pesquisa foram escolhidas de forma a permitir a obtenção dos parâmetros de resistência do material estudado, e não fazem referência a uma condição específica de campo. Outro ponto a ser destacado, é a escolha do ensaio CID, que foi feita por conta do material ser caracterizado como uma areia siltosa, granulometria que apresenta uma elevada condutividade hidráulica, conforme apresentado no item 4.1.7, permitindo a rápida dissipação de excesso de poropressão geradas nesse material por conta de carregamentos externos.

O equipamento tipo Geonor apresenta um sistema de aplicação de pressão, que funciona através de pistões que ao serem carregados com pesos, comprimem uma interface óleo/água. A aplicação das pressões é feita de forma manual, os pesos são adicionando à um suporte ligado ao pistão, além disso um ajuste mais preciso é feito por meio de “engrenagens” que movimentavam o pistão. A aplicação de carga axial no corpo de prova foi feita por uma prensa, cuja capacidade máxima é de 5 toneladas, a qual tem sua base elevada, junto com a câmara triaxial, contra o pistão fixo ao sistema de reação. A carga foi medida através de uma célula de carga externa, posicionada entre o pistão e o sistema de reação, com capacidade de 10kN e resolução de 0,005 kN.

O equipamento do tipo Bishop-Wesley tem interfaces ar/água do tipo bladder, para aplicação de pressão confinante e contrapressão, onde o ar comprimido é aplicado ao sistema mediante válvulas de ajuste proporcional da marca NROGREN, série VP 51, alimentadas por uma tensão contínua de 24 V. A aplicação do carregamento axial é realizada através de um cilindro hidráulico movido por um motor de passo. Já o controle das pressões na câmara (pressões confinante e de contrapressão) foram feitas através de válvulas servo-controladas. A carga foi medida com uma célula externa a câmara, com capacidade de 10 kN e fabricada pela HBM® e resolução de 0,001kN.

Nos dois equipamentos, as pressões aplicadas durante o ensaio foram medidas por dois transdutores de pressão (confinante e contrapressão da base). Para medir os deslocamentos axiais sofridos pelo corpo de prova durante o carregamento, utilizou-se dois sistemas, um montado externamente a câmara triaxial, no qual a medida do deslocamento foi feita a partir de uma régua resistiva de deslocamento linear, com 0,01 mm de resolução, posicionado sobre a câmara. O segundo sistema de medição, é composto por três sensores de efeito hall, dois posicionados na vertical, diametralmente opostos, de forma a controlar os deslocamentos verticais, e um acoplado transversalmente ao corpo de prova para controle dos deslocamentos radiais. O arranjo utilizado, assim como o funcionamento do sistema pode ser consultado em Clayton e Khatrush (1986). Para a obtenção do deslocamento axial foram consideradas, primeiramente, as medidas internas, até o final do intervalo linear de calibração dos sensores, e a partir desse ponto foram utilizadas as medições externas corrigidas.

A variação de volume que o corpo de prova apresentou durante consolidação isotrópica e o cisalhamento, foi obtida através de um medidor externo do tipo Imperial College (capacidade máxima de 50 cm³). A aquisição dos dados é feita através de duas placas modelo PCI-DAS1602/16 da Measurement Computing, que apresentam oito canais analógicos de entrada e saída, cada. A faixa máxima de tensão de cada placa é ± 10 V. As figuras 3.9 e 3.10 apresentam o sistema completo de ensaio dos dois equipamentos.



Figura 3.9 – Visão geral do Equipamento triaxial (Geonor)

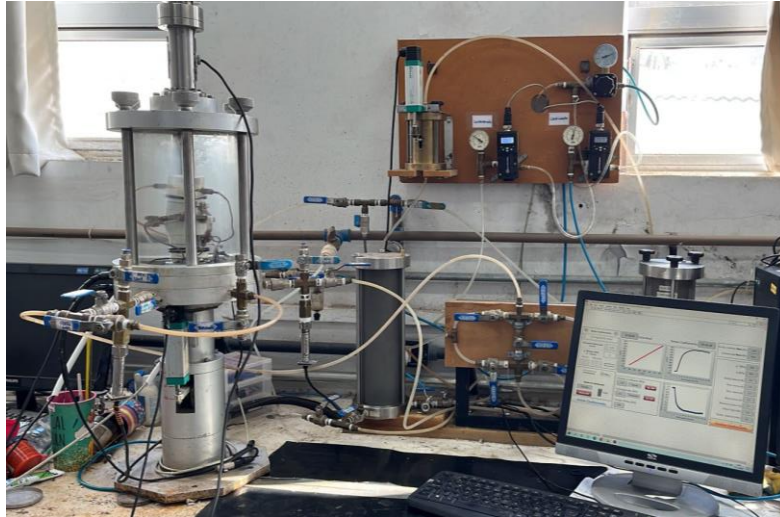


Figura 3.10 – Visão geral do Equipamento triaxial (Bishop-Wesleye)

A montagem do ensaio se inicia com o posicionamento no molde bipartido, dos anéis de vedação e a membrana, previamente marcada para fixação dos sensores de efeito hall. Posteriormente aplica-se sucção à membrana, através de um orifício presente no molde, que gera a aderência momentânea dela nas paredes internas do molde, permitindo a introdução do corpo de prova no interior da membrana. Em seguida são colocados na base da câmara triaxial a pedra porosa e o papel filtro, devidamente saturados, e sobre eles é posicionada o corpo de prova. Então, na outra extremidade são colocados o papel filtro, a pedra porosa e o top-cap.

Para garantir a diferença entre a pressão confinante e contrapressão durante o ensaio, a membrana deve vedar totalmente o corpo de prova, para isso são fixados os anéis de vedação na porção que cobre a base e o top-cap. Após a membrana ser presa, é retirado o molde bipartido, e os sensores de efeito Hall são colados à ela, e ajustados através da calibração correspondente, para que se obtenha o maior trecho linear das leituras de deslocamento

Após a instalação da instrumentação interna, a câmara triaxial é fechada, o pistão e a célula de carga são fixados ao pórtico de reação e o transdutor de deslocamento linear externo é posicionado. Em seguida, a câmara é enchida com água, mantendo-se a válvula de pressão atmosférica aberta, para não pressurizar o interior da câmara durante o enchimento.

O procedimento de saturação dos corpos de provas ocorreu em três etapas: a primeira consistiu na percolação de CO_2 através da amostra, durante 15 minutos, para substituir o ar por esse gás, que apresenta uma maior solubilidade em água; posteriormente, o corpo de prova foi percolado por água, até que o volume percolado fosse igual ou maior a 2 vezes o volume de vazios do

corpo de prova ensaiado; e por último, foram aplicados incrementos de pressão e contrapressão equivalentes (mantendo-se uma tensão efetiva de 20 kPa), em intervalos de tempo iguais, até atingir 400 kPa de contrapressão. No último incremento, para verificar a saturação do corpo de prova, mediu-se o valor do parâmetro B de Skempton (1954). Para todos os corpos de prova cimentados, adotou-se um valor mínimo para B de 0,95.

Ao se atingir o parâmetro B desejado, passou-se para a realização da consolidação isotrópica do corpo de prova, aplicando apenas incrementos de tensão de confinamento de 20 em 20 kPa, a cada 30 min, para que ocorresse a dissipação de todo o excesso de poropressão gerado (medindo-se a variação volumétrica durante esse tempo), até alcançar a tensão efetivas escolhidas para os ensaios. Após esses procedimentos, iniciava-se a fase de cisalhamento, ligando a prensa, a uma velocidade de 4,35 mm/hora, mantendo-se as válvulas da base e do topo abertas, para medir a deformação volumétrica da amostra. A taxa de cisalhamento adotada, foi de acordo com o limite de velocidade de cisalhamento determinado a partir da norma ASTM D7181-20 e recomendações de Head (1986). Destaca-se, que o equipamento Geonor tem a velocidade de cisalhamento controlada por arranjo de engrenagens, logo o equipamento apresenta velocidades pré-estabelecidas. Já o equipamento Bishop pode ser configurado, diretamente pela interface do computador, de acordo com a taxa desejada. Dessa forma, a velocidade de cisalhamento foi escolhida para que fosse possível implementar nos dois equipamentos, permitindo corpos de prova fossem cisalhados à uma mesma taxa.

3.2.2.4 Medidas de Sução Matricial

Visando diminuir eventuais efeitos da sucção nos resultados de resistência das amostras cimentadas, essas foram submersas em água ao longo de 24 horas antes de serem ensaiadas a resistência a compressão simples e a tração por compressão diametral. No entanto, tal procedimento não garante a total saturação dos corpos de prova, sendo importante avaliar a magnitude da sucção existente nos corpos de prova ensaiados. Para isso, utilizou-se a técnica do papel filtro que é baseada no princípio de absorção e equilíbrio de umidade que ocorre entre um material poroso (RMF+CPV-ARI) e o papel filtro, quando em contato. O papel filtro utilizado nesta pesquisa foi o Whatman N° 42.

Para a realização do ensaio, previamente os pedaços de papel filtro, utilizados no procedimento, foram secos em estufa a 60°C por 48 horas. Ao término dos ensaios de RCS e RTCD, foi retirado uma parte do corpo de prova, e sua superfície interna foi regularizada, a qual foi adicionada 3 pedaços de papéis filtros, todos em contato entre si e somente um em contato com o solo. Em

seguida, a amostra com os papéis filtro foi envolto por um filme transparente de PVC. Os papéis permaneceram 14 dias em contato com o solo, em temperatura controlada de 23°C, para que ocorresse o equilíbrio hidrodinâmico. Após o período, cada pedaço de papel filtro foi cuidadosamente pesado em balança analítica de alta precisão, e então levado para estufa regulada a 60°C durante 48 horas, para secagem. Por fim, os pedaços secos foram novamente pesados o que permitiu a determinação do teor de umidade de cada papel filtro (ω). Ressalta-se, que os procedimentos foram baseados na metodologia descrita na D5298 (ASTM 2016).

A partir da umidade medida no papel filtro, utilizando a curva de calibração do papel filtro (relação entre sucção e umidade do papel filtro), pode-se obter a sucção do solo. Para isso, foram utilizadas as equações de calibração do papel filtro Whatman N° 42 apresentadas por Chandler et al. (1992) e recomendadas por Marinho (1995), conforme mostradas abaixo:

a) Para umidades do papel filtro (ω) > 47 %, Sucção (kPa) = $10^{(6,05 - 2,48 \log \omega)}$;

b) Para umidades do papel filtro (ω) ≤ 47 %, Sucção (kPa) = $10^{(4,84 - 0,0622 \omega)}$.

3.2.2.5 Ensaio de condutividade hidráulica

Para o ensaio de condutividade hidráulica foi utilizado um permeâmetro de parede flexível, composto por uma câmara triaxial e três células de pressão denominadas de acumuladores. O sistema de aplicação de pressão funciona com ar comprimido aplicado diretamente sobre a água dos acumuladores (figura 3.11). O sistema permite aplicar pressões diretamente na câmara (confinamento), assim como no topo e base da amostra (contrapressão), que são monitoradas por dois transdutores de pressão da marca *Aschcroft*, ligados a um conversor analógico/digital (data logger) conectado à um computador. O fluxo nos acumuladores conectados ao topo e à base do corpo de prova são monitorados através de tubos graduados que permitem verificar o nível do líquido dentro dos acumuladores.



Figura 3.11 – Permeâmetro de Parede flexível

O procedimento de ensaio seguiu as normas americanas ASTM D 2434 (2019), que regulamenta ensaios de permeabilidade em materiais granulares e ASTM D 5084 (2016), que especifica o ensaio de determinação da condutividade hidráulica de materiais porosos saturados usando um permeâmetro de parede flexível. Destaca-se que que o ensaio foi realizado com carga constante e, devido as características do material, foi utilizado um gradiente hidráulico igual a 5.

3.2.3 Estudo de Desempenho Mecânico

O estudo de dosagem foi montado para que fosse avaliado o desempenho mecânico das misturas de rejeito aglomerado com cimento Portland, assim como obter a curva de dosagem do material possibilitando a comparação entre as resistências obtidas para os corpos de prova compactados em laboratório e das misturas compactadas em campo. A seguir serão apresentadas as dosagens estudadas.

3.2.3.1 Misturas estudadas

Para viabilizar a comparação entre os resultados de resistência entre as amostras indeformadas, compactadas em campo, e amostras moldadas em laboratório, optou-se por moldar, em laboratório, amostras com dois valores distintos de peso específico aparente seco e diferentes

teores de cimento. Tais combinações resultaram em diferentes valores de porosidade e teor volumétrico de cimento, permitindo o traçado da curva de dosagem do material, além da verificação da influência desses fatores no desempenho do RMF aglomerado.

Foram escolhidos 2 pontos de moldagem, com base nas curvas de compactação de energia Proctor normal e Proctor intermediário, apresentadas na Figura 3.2. Os pontos escolhidos correspondem ao ótimo das duas curvas de compactação, ou seja, para a energia Proctor normal, utilizou-se os valores de peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e umidade ótima (ω_{ot}) igual a 19,6 kN/m³ e 11,40%, respectivamente. Já para a energia Proctor intermediário, foi utilizado os valores de teor de umidade ótima (ω_{ot}) de 10,05%, e peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) de 20,07 kN/m³.

Os teores de cimento (C) estudados foram de 1,5; 2,5; 3,5; 4,5 % em relação ao peso seco do rejeito de minério de ferro. Os tempos de cura adotados foram de 28 e 90 dias. A Tabela 3.4 apresenta o resumo das dosagens e a quantidade de corpos de prova ensaiados. As amostras foram feitas em duplicatas dada as limitações envolvendo a quantidade de material disponível. Para garantir resultados aceitáveis, a moldagem seguiu procedimento minucioso, assim como o tratamento dos resultados, adotando-se o critério previsto na NBR 12253 (ABNT, 2012), no qual a diferença de resistência entre os corpos de prova iguais não pode ser maior que 10% em relação à média.

Tabela 3.4: Programa experimental do estudo de desempenho mecânico

ENSAIO	MISTURA	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO (kN/m ³)	TEMPO DE CURA (dias)	TEOR DE CIMENTO (%)	Índice de vazios (e)	Porosidade η (%)	$\eta/(C_w)^{1/3}$	Nº de CP's POR TEOR	Nº TOTAL DE CP's POR CONFIGURAÇÃO
Resistência à Compressão não Confinada	a	19,6	28 e 90	1,5	0,54	35,20	36,35	2	16
	b			2,5	0,54	35,20	22,02		
	c			3,5	0,54	35,19	15,88		
	d			4,5	0,54	35,18	12,47		
	e	20,07	28 e 90	1,5	0,51	33,65	33,93	2	16
	f			2,5	0,51	33,64	20,56		
	g			3,5	0,51	33,64	14,82		
	h			4,5	0,51	33,63	11,64		
Resistência à Tração por Compressão Diametral	a	19,6	28 e 90	1,5	0,54	35,20	36,35	2	16
	b			2,5	0,54	35,20	22,02		
	c			3,5	0,54	35,19	15,88		
	d			4,5	0,54	35,18	12,47		
	e	20,07	28 e 90	1,5	0,51	33,65	33,93	2	16
	f			2,5	0,51	33,64	20,56		
	g			3,5	0,51	33,64	14,82		
	h			4,5	0,51	33,63	11,64		
Total de Amostras								64	

Para estudar o comportamento de deformação e obter os parâmetros de resistência do rejeito sem cimento, foram realizados ensaio de resistência à compressão triaxial em amostras compactadas nos dois pontos de moldagem escolhidos. Além dessas amostras, foram ensaiadas também amostras com o mesmo teor de cimento aplicado à pilha experimental (2,5%). A Tabela 3.5 apresenta um resumo dos ensaios realizados.

Tabela 3.5: Programa experimental de ensaios de resistência à compressão triaxial

TIPO DE ENSAIO	TENSÕES EFETIVAS (kPa)	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO (kN/m ³)	TEMPO DE CURA (dias)	TEOR DE CIMENTO (%)	Índice de vazios (e)	Porosidade η (%)	$\eta/(C_w)^1$	Nº DE CP's POR CONFIGURAÇÃO
Consolidado Isotropicamente e drenado (CID)	50, 100 e 200	19,6	0	0	0,54	35,22	-	3
		20,07	0	0	0,51	33,66	-	3
		19,6	90	2,5	0,54	35,20	14,08	3
		20,07	90	2,5	0,51	33,64	13,46	3
							Total de Amostras	12

3.2.3.2 Preparação dos corpos de prova

Para todos os ensaios descritos anteriormente, foram utilizados corpos de prova cilíndricos (5cm de diâmetro e 10cm de altura). Logo, o procedimento de moldagem descrito abaixo foi o mesmo para todas as amostras, que inclui as com cimento e sem cimento.

Primeiramente, o rejeito de minério de ferro, foi seco, destorroado, peneirado na peneira n. 10 (0,42 mm) e armazenado em recipientes herméticos. De maneira análoga, o cimento Portland CP V-ARI foi passado pela peneira n. 200 (0,074 mm) e guardado em um recipiente vedado. Um dia antes da moldagem, todo material (RMF e cimento CPV) devidamente seco, era pesado e armazenado em embalagens herméticas.

No dia seguinte, os materiais foram misturados até atingir uma cor uniforme (RMF + CPV) e então foi adicionada a água destilada e realizou-se a homogeneização da massa. Na moldagem do material sem cimento, como não havia a presença de outro material, a água foi adicionada diretamente no rejeito. Concluída a homogeneização, foram coletadas amostras em cápsulas (três por corpo de prova) para a determinação do teor de umidade. Em seguida, o material restante foi pesado em recipientes distintos, com tampa, tendo em vista que o corpo de prova foi compactado em três camadas diferentes. O material de cada camada era despejado no molde e compactado estaticamente, durante o processo o topo das duas primeiras camadas foram levemente escarificados para garantir a aderência com as camadas superiores. Ressalta-se que

foram utilizados moldes cilíndricos tripartidos, com dimensões de $50 \pm 0,2$ mm de diâmetro e $100 \pm 0,5$ mm de altura.

Após a compactação, o corpo de prova foi retirado do molde, pesado, medido, acondicionado em saco plástico e armazenado na câmara úmida, com temperatura $23 \pm 2^\circ\text{C}$ e umidade relativa de aproximadamente 95%, até completar o tempo de cura. Para que os corpos de prova fossem considerados adequados para a realização dos ensaios, foi avaliado seu peso unitário seco e o teor de umidade, que deveriam apresentar uma variação dentro dos limites de $\pm 1\%$ e $\pm 0,5\%$, respectivamente, em relação dos valores alvos.

3.2.4 Construção da Pilha Experimental

Neste item, será abordada a etapa de construção das pilhas, com rejeito total (80/20) filtrado misturado com 2,5% de cimento Portland CPV-ARI, em relação ao seu peso seco. Essas pilhas experimentais fazem parte de um projeto, de propriedade da mineradora Vale S/A. A seguir serão apresentados os aspectos da construção da pilha, assim como a configuração adotada.

3.2.4.1 Localização da pilha

A pilha experimental foi construída sobre responsabilidade da Companhia Vale, em uma mina, pertencente à mineradora Vale S/A, localizada no quadrilátero ferrífero de minas gerais no município de Itabira – MG, distante cerca de 105 km de Belo Horizonte (Figura 3.12).

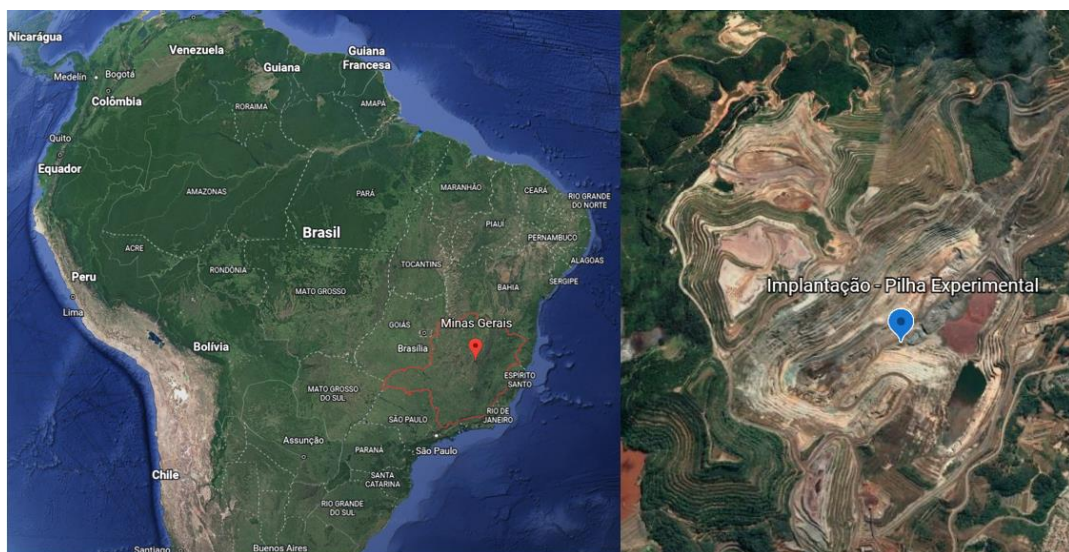


Figura 3.12 – Localização da pilha experimental, Itabira/MG

3.2.4.2 Projeto e especificações construtivas para as pilhas experimentais (RMF + 2,5% CIMENTO - CPV)

Foram executadas duas pilhas experimentais, compactadas por um rolo liso com peso bruto de 20 toneladas. O teor de cimento adotado em campo (2,5%), foi escolhido de forma a possibilitar futuros desmontes das pilhas, caso necessário, visando até mesmo um futuro processos de mineração do material, além disso procurou-se obter um equilíbrio entre o valor econômico da estabilização e o desempenho alcançado. A primeira pilha foi compactada sem frequência de vibração, já a segunda foi compactada com o rolo vibrando a uma frequência de 35 Hz. A pilha não vibrada, foi dividida em 3 pistas diferentes, de 2,30 m de largura, e cada uma foi compactada com passadas (P) diferentes do rolo (2P, 4P e 6P). A pilha vibrada também foi dividida, em apenas 2 pistas, também compactadas com diferentes passadas (4P e 6P).

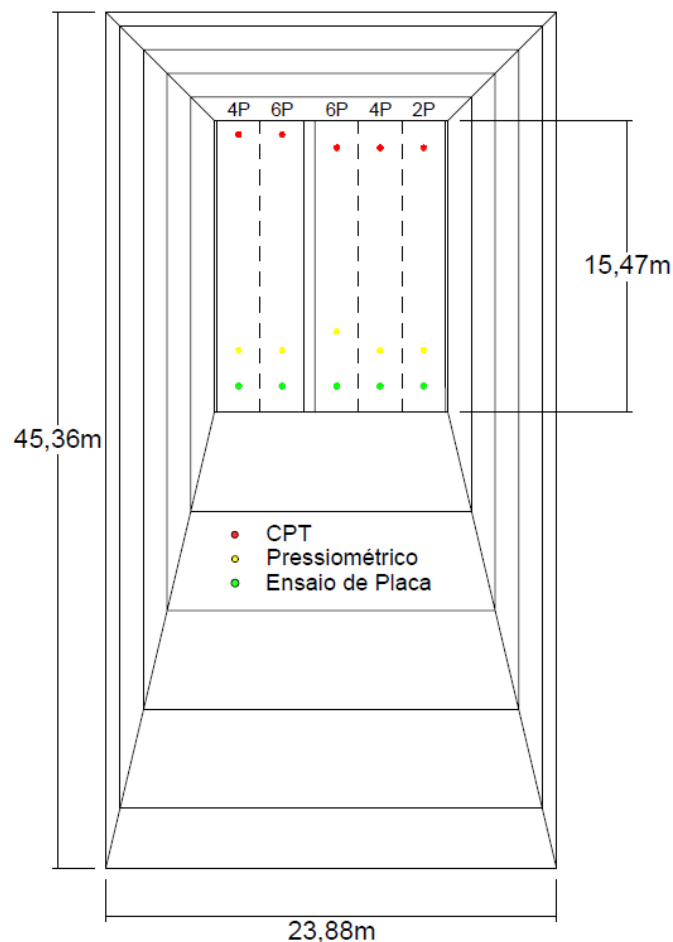


Figura 3.13 – Planta baixa das pilhas experimentais

As pilhas foram construídas em 5 camadas, cada uma compactada em condições individuais, que consistem em diferentes espessuras, granulometria do rejeito e teores de umidade. Ressalta-se, que apenas as camadas 04, 05 e 06, serão objeto de estudo desta tese, tendo em vista o fato da camada 01 não ter sido amostrada e a camada 02 ser constituída por material com granulometria diferente da estudada. As três camadas analisadas foram compactadas em 50 cm de espessura, e diferentes umidades. As características geométricas de cada pilha são apresentadas na Tabela 3.6. e Figura 3.13.

Tabela 3.6: Características geométricas da pilha

DIMENSÕES	PILHA 01 (0Hz)	PILHA 02 (35Hz)
Comprimento (m)	15,47	15,47
Largura (m)	4,6	6,9
Altura (m)	2,3	2,3
N de pistas	2	3
Local		Inclinação
Talude		01:02,5
Rampa de Acesso		01:10,5

Observa-se, que as pilhas foram construídas bem próximas, divididas apenas por uma leira de proteção com 60 cm de largura. Dessa forma, as duas pistas compartilham a rampa de acesso, e parte do talude de equilíbrio, formando um conjunto interligado. Porém, durante o desenvolvimento desse trabalho, elas serão abordadas de forma independente a fim de facilitar o entendimento ao leitor.

Em relação à umidade de compactação, foi escolhido como referência o teor de umidade ótima da curva de compactação na energia Proctor normal, que corresponde a 11,4%. A partir dessa umidade de referência, foi previsto que a camada 03 seria compactada com umidade 2% abaixo da ótima, a camada 04 com 2% acima, e a camada 05 no teor de referência. Para melhor entendimento da configuração das camadas e particularidades, é apresentado na Figura 3.14, um corte transversal das pilhas.

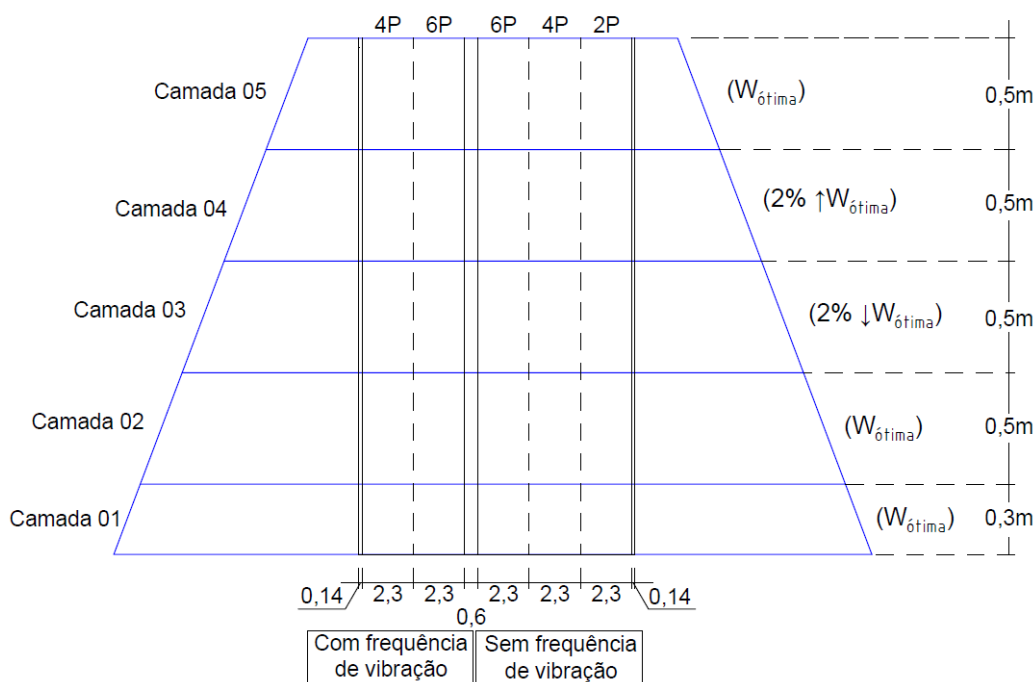


Figura 3.14 – Corte transversal das pilhas, com as características de compactação de cada pista

3.2.4.3 Execução da pilha experimental

A mistura do rejeito de minério de ferro com o cimento Portland CPV-ARI, foi realizado em uma usina de mistura e dosagem de solos móvel, montada em um único chassi com capacidade de produção de até 600 t/h, com quatro silos individuais de 7,5 m³ cada, dotado de placas extensoras aumentando a capacidade em até 10 m³. Além disso, ela possui sistema de pesagem individual em cada silo, bomba helicoidal de dosagem de água, misturador *pug-mill*; cabine de controle e automação completa. A Figura 3.15 apresenta a imagem da usina utilizada.



Figura 3.15 – Imagem da usina de mistura e dosagem de solos utilizado na construção da pilha

Um dos primeiros procedimentos adotados para início da construção da pilha, foi a limpeza e regularização da área destinada à construção, garantindo-se uma superfície com declividade de 0,5% em direção a rampa de acesso. Além desse local, foram determinadas praças de estocagem, para armazenar o rejeito utilizado na construção, assim ele era transportado da usina até o campo experimental e basculado diretamente nesse local. Durante a permanência do material na praça, era feito o controle de umidade do rejeito, através de aferições realizadas com amostras coletadas na parte interna dos montes (Figura 3.16), tendo em vista que testes realizados na usina de dosagem indicaram que o material precisava entrar nos silos com teores de umidade menores que 6%, caso contrário ocorria o entupimento da abertura de entrada do material no misturador. De acordo com os resultados de teor de umidade, se houvesse necessidade, o material era revolvido para perder umidade.



Figura 3.16 – Controle de umidade do rejeito

No momento da mistura, o rejeito era levado para a usina, com o auxílio de uma pá carregadeira, sendo despejado em silos (Figura 3.17-a), onde realizava-se o processo de correção da umidade, para atingir o teor de projeto, e então ocorria a mistura do rejeito com o cimento. Logo após a mistura do rejeito com agente cimentante, o material era transportado para o local de construção e descarregado na pista, em forma de pilhas (Figura 3.17-b). Posteriormente a mistura era espalhada, por uma motoniveladora, utilizada para regularizar a camada até que essa atingisse a espessura uniforme (Figura 3.17-c). Por fim, a compactação era executada com a passagem do rolo compactador de 20 toneladas (Figura 3.17-d).

Ressalta-se, que o controle de umidade das pilhas experimentais foi feito através do método Speedy e estufa. O teor de umidade era verificado antes do rejeito ir para usina, antes do início da compactação, e após a compactação.



Figura 3.17 – Etapas da execução das pilhas experimentais de misturas de rejeito e cimento Portland CPV – ARI: (a) abastecimento da usina de solos; (b) descarregamento da mistura; (c) espalhamento e nivelamento da camada; (d) compactação da camada

3.2.5 Coleta de Amostras Indeformadas

Foram coletadas amostras indeformadas do tipo bloco (30cm x 30cm x 30cm), para que fossem realizados ensaios em laboratório, visando avaliar o desempenho mecânico dos materiais cimentados em campo. Foram coletados blocos das pilhas vibradas e não vibradas, nas pistas de 4P e 6P passadas do rolo compactador. Os blocos indeformados foram retirados das camadas 03, 04 e 05, conforme elas eram executadas, ou seja, o material ainda não apresentava resistência significativa, então eram armazenadas em laboratório até o período de cura. A Tabela 3.7 indica os locais de coleta das amostras indeformadas.

Tabela 3.7: Locais de coleta das amostras indeformadas

MATERIAL	PISTA/PILHA	CAMADA
Rejeito total filtrado (80/20) + 2,5% CPV-ARI	4 e 6 passadas	3
	(Com vibração)	4
		5
Rejeito total filtrado (80/20) + 2,5% CPV-ARI	4 e 6 passadas	3
	(Sem vibração)	4

A retirada dos blocos foi realizada por uma empresa contratada da mineradora Vale S/A, sob orientação de uma equipe da UFRGS. O procedimento consistiu primeiramente na abertura de uma trincheira transversal a pista, com de 1m de largura, então com ferramentas manuais de escavação, cuidadosamente realizou-se a moldagem dos blocos cúbicos com 30 cm de aresta. A Figura 3.18 exemplifica a moldagem dos blocos indeformados.



Figura 3.18 – Moldagem dos blocos indeformados

Após os blocos serem esculpidos, eles foram envolvidos com plástico filme (Figura 3.19-a), e uma tela do tipo tarlatana (Figura 3.19-b), a qual foi aplicado parafina até que se obtivesse uma aderência da tela ao bloco (Figura 3.19-c), sendo que o procedimento foi realizado para se ter mais segurança contra impactos durante o transporte e manter a umidade em que o solo foi compactado. Após esta etapa, o topo do bloco foi coberto com serragem e posicionou-se sobre

ele uma caixa de madeira, com arestas internas de aproximadamente 35 cm, e então teve sua base cortada (Figura 3.19-d).



Figura 3.19 – Etapas da retirada das amostras indeformadas: (a) proteção do bloco com plástico filme; (b) proteção do bloco com tela; (c) camada de parafina; (d) extração do bloco

Posteriormente o bloco foi virado e teve a sua base também coberta com plástico filme, tarlatana e parafina (Figura 3.20-a e b). Ao término do procedimento as laterais da caixa e o espaço acima do bloco (Figura 3.20-c), foram preenchidas com serragem (Figura 3.20-d).



Figura 3.20 – Etapas do armazenamento das amostras indeformadas:
 (a) vedação da base do bloco; (b) aplicação da tela e parafina; (c)
 espaço livre entre caixa e bloco; (d) preenchimento do espaço livre
 com serragem

3.2.5.1 Ensaios de laboratório – amostras indeformadas

A partir dos blocos, foram esculpidos corpos de prova, que posteriormente foram submetidos aos ensaios de resistência à compressão não confinada, ensaios de resistência à tração por compressão diametral e de resistência à compressão triaxial. Ressalta-se, que os corpos de prova utilizados nos ensaios foram moldados sempre no sentido vertical do bloco, utilizando-se ferramentas manuais para minimizar o risco de desestruturação das amostras (Figura 3.21).



Figura 3.21 – Moldagem dos blocos indeformados

De cada bloco, foram esculpidos um mínimo de 16 amostras de aproximadamente 5cmx10cm, sendo 8 do topo (T) e 8 da base (B). Cada um desses grupos foi dividido em 2 subgrupos, de 4 corpos de prova cada, que foram ensaiados em tempos de cura distintos (28 e 90 dias). Para cada subgrupo, duas amostras foram submetidas ao ensaio de resistência à compressão não confinada e as outras duas ao de resistência à tração, ambos com medidas de módulo cisalhante inicial. A Tabela 3.8 apresenta a quantidade de corpos de prova esculpidos para realização dos ensaios de resistência à compressão não confinada e à tração por compressão diametral.

Tabela 3.8: Corpos de prova esculpidos para RCS e RTCD

CAMADA	VIBRAÇÃO PASSADA	LOCAL DO BLOCO	TEMPO DE CURA	RCS	RTCD			
3	35Hz	4	topo	28	2	2		
			base	90	2	2		
		6	topo	28	2	2		
			base	90	2	2		
		0Hz	4	topo	28	2	2	
				base	90	2	2	
	6		topo	28	2	2		
			base	90	2	2		
	4		35Hz	4	topo	28	2	2
					base	90	2	2
		6		topo	28	2	2	
				base	90	2	2	
0Hz		4		topo	28	2	2	
				base	90	2	2	
		6	topo	28	2	2		
			base	90	2	2		
		5	35Hz	4	topo	28	2	2
					base	90	2	2
6				topo	28	2	2	
				base	90	2	2	
Total de ensaios				80	80			

Além disso, para os blocos retirados da pilha vibrada compactada com 6P, camadas 03, 04 e 05, foram esculpidos três corpos de prova do topo e três da base, destinados ao ensaio de Resistência à compressão triaxial drenados (Tabela 3.9).

Tabela 3.9: Corpos de prova esculpidos para ensaios de Resistência à compressão triaxial

	CAMADA	LOCAL DO BLOCO	TENSÕES EFETIVAS (kPa)	Nº DE CP's POR CONFIGURAÇÃO	
Pilha vibrada (35 Hz) 6 passadas 90 dias de cura	3	topo	50	1	
			100	1	
			200	1	
	4	base	50	1	
			100	1	
			200	1	
	5	topo	50	1	
			100	1	
			200	1	
	5	base	50	1	
			100	1	
			200	1	
	Total de ensaios				18

3.2.6 Ensaios de Campo

Conforme citado anteriormente, além da coleta de amostras indeformadas, foram realizados ensaio de campo, visando a caracterização mecânica da pilha, in situ. Foram executados ensaios de CPT (Ensaio de Cone), ensaio pressiométrico e ensaio de placa. Os procedimentos adotados serão descritos a seguir.

3.2.6.1 Ensaio de placa

Os ensaios de placa foram realizados pelo grupo de pesquisa da PPGEC-UFRGS, auxiliada pela equipe da VALE. A placa utilizada foi de 30cm de diâmetro, através do ensaio foi possível verificar o desempenho carga x recalque das pistas experimentais em campo, de acordo com o número de passadas durante a compactação e a utilização de frequências de vibração. A Tabela 3.10 indica a quantidade de ensaios realizados.

Tabela 3.10: Locais onde foram realizados os ensaios de placa

MATERIAL	PILHA	PISTA	ENSAIOS POR PISTA
Rejeito total filtrado (80/20) + 2,5% CPV-ARI	Com vibração	4 passadas	1
		6 passadas	1
	Sem vibração	4 passadas	1
		6 passadas	1
TOTAL DE ENSAIOS			4

Para a realização do ensaio foi utilizado como reação, uma pá carregadeira com peso total de 20000 kgf, com a pá carregada. O carregamento sobre a placa foi aplicado através de um macaco hidráulico acionado a distância, com capacidade de aplicação de 50000 kgf, porém, neste trabalho a carga máxima utilizada foi de 13 toneladas. A placa utilizada era circular de aço com 30 cm de diâmetro e 2,5 cm de espessura, com elevada rigidez. A célula de carga utilizada foi do tipo C de coluna vertical vazada passante, com capacidade de 100 toneladas. A medição do deslocamento da placa foi realizada por três réguas resistivas de 50 mm de curso total e resolução de 0,01 mm, fixadas a um suporte de alumínio ajustável. Outras duas réguas foram posicionadas diretamente no solo, próximo a placa. A aquisição dos dados foi feita através de uma placa microprocessada, modelo PCI DAS 10608/16, controlada por uma rotina desenvolvida em LabView, no LEGG/UFRGS. Para alimentar o sistema de aquisição em campo foi necessário o uso de um gerador.

O procedimento de ensaio consistia em primeiramente retirar uma pequena camada de rejeito solto, que havia sido depositada acima das pilhas, para que a pá carregadeira tivesse altura suficiente, nivelar o terreno, jogar uma camada fina de rejeito sobre o local e então colocar a placa de aço, verificando o nivelamento da mesma (Figura 3.22-a). Acima da placa era posicionado a torre do macaco, entre ela e o centro da pá carregadeira. Após isso, as réguas resistivas eram cuidadosamente coladas no suporte de alumínio, com o uso de fita dupla face (Figura 3.22-b). Em seguida, a célula de carga era fixada entre o eixo central da pá carregadeira e o macaco (Figura 3.22-c). Por último, o sistema de aquisição e o notebook utilizado para controlar o ensaio era conectado a um gerador e então iniciava-se o ensaio (Figura 3.22-d). O ensaio foi feito de acordo com a norma NBR 6489 (ABNT, 2019) intitulado “Prova de carga direta sobre terreno de fundação”.

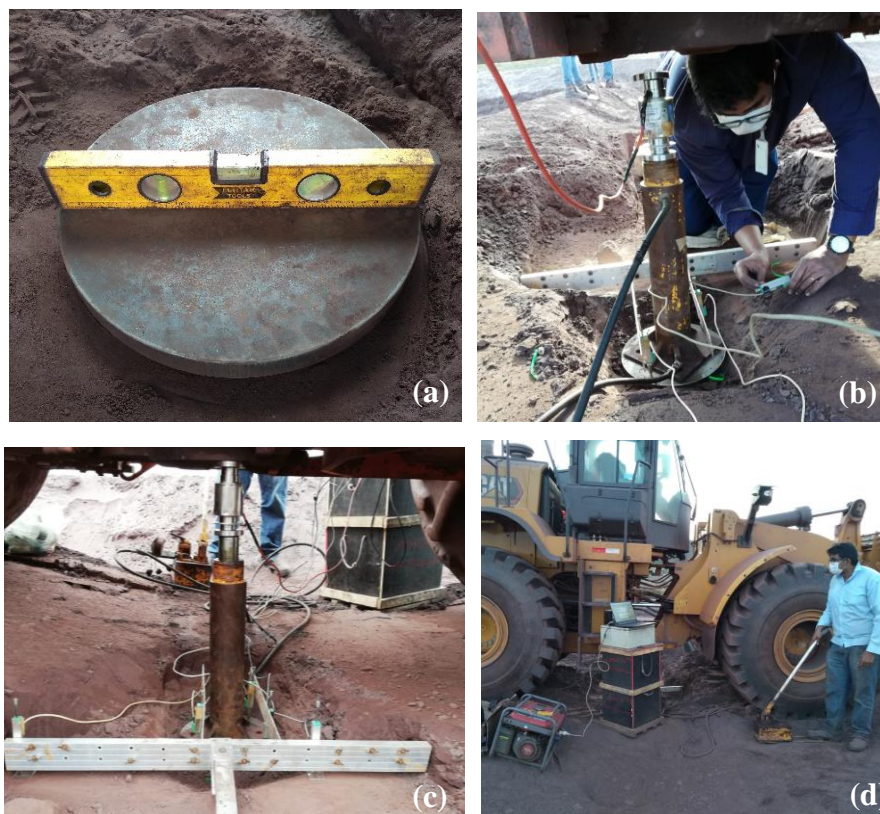


Figura 3.22 – Execução em campo dos ensaios de placa: (a) posicionamento e nivelamento da placa; (b) colagem da instrumentação; (c) posicionamento da célula de carga; (d) aplicação dos estágios de carga

3.2.6.2 Ensaio Pressiométrico

Os ensaios pressiométricos foram executados por uma empresa prestadora de serviços da Vale S. A., nas pistas 4P e 6P, sem vibração e 4 e 6P para a pista vibrada. Posteriormente os relatórios de ensaios foram disponibilizados ao PPGEC/UFRGS. O ensaio foi utilizado na determinação de características de deformabilidade e resistência do solo tendo como resultado a curva tensão x deformação e os módulos pressiométricos, a pressão limite de ruptura e a pressão residual.

Como este ensaio não é normatizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas, foram adotados os procedimentos descritos na norma EN ISO 22476- 4. Inicialmente foi feita a locação dos ensaios, e abertura dos furos com um trado mecanizado (Figura 3.23-a). Posteriormente foi feita a montagem do equipamento, conectando-se o sistema de alimentação de gás nitrogênio e a sonda à unidade de controle de pressão e volume. Após a montagem do equipamento, abasteceu-se o volumímetro com água, e fez-se a saturação da sonda pressiométrica. Foram estabelecidos também os “zeros” do volumímetro e dos manômetros, e procedeu-se a calibração do equipamento e realização do ensaio. A tabela 3.11 indica a

quantidade de ensaios e o local onde foram realizados. Ressalta-se, que as camadas ensaiadas foram escolhidas pela equipe da mineradora Vale S/A.

Tabela 3.11: Locais onde foram realizados os ensaios Pressiométricos

MATERIAL	PILHA	PISTA	CAMADA	ENSAIOS POR PILHA
Rejeito total filtrado (80/20) + 2,5% CPV-ARI	Com vibração	4 passadas	3	2
		6 passadas	3	
	Sem vibração	4 passadas	4	2
		6 passadas	3	
TOTAL DE ENSAIOS				4

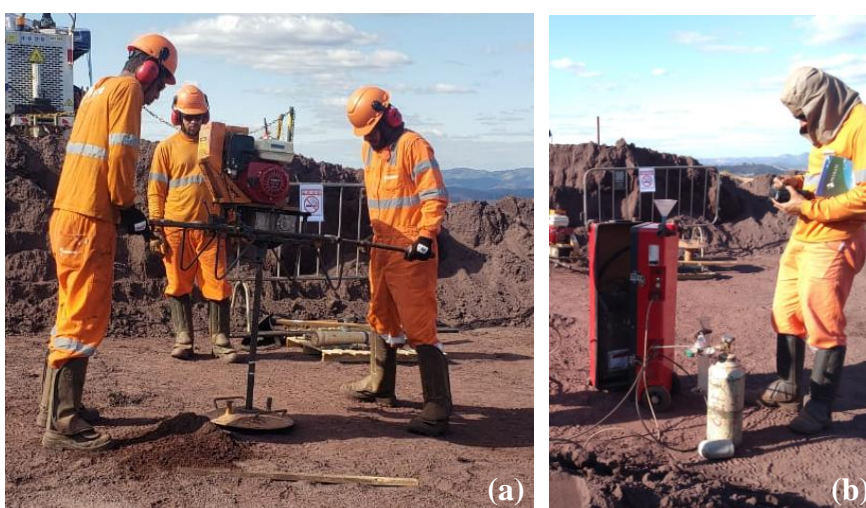


Figura 3.23– Execução do ensaio pressiométrico; (a) realização do pré-furo; (b) Realização do ensaio

3.2.6.3 Ensaio de Cone (CPT)

Os ensaios CPT, foram realizados por uma empresa prestadora de serviços para a Vale, nas pistas 4P e 6P, sem vibração e 4P e 6P para a pista vibrada. O ensaio CPT foi executado através da cravação do cone a velocidade constante de 2 cm/s, conectado à extremidade de um conjunto de hastes metálicas padronizadas (Figura 3.24).

Durante a cravação, foi possível determinar a resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s). Os ensaios de CPT foram realizados para avaliar o comportamento dos rejeitos cimentados, através da previsão de resistência e compressibilidade ao longo das camadas das pilhas experimentais. A tabela 3.12 indica a quantidade de ensaios e o local onde foram realizados.

Tabela 3.12: Locais onde foram realizados os ensaios de cone

MATERIAL	PILHA	PISTA	ENSAIOS POR PISTA
Rejeito total filtrado (80/20) + 2,5% CPV-ARI	Com vibração	4 passadas	1
		6 passadas	1
	Sem vibração	4 passadas	1
		6 passadas	1
TOTAL DE ENSAIOS			4



Figura 3.24 – Execução do ensaio CPT

4 RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos ensaios realizados na etapa de estudo de dosagem e das amostras indeformadas coletadas em campo. Os resultados da etapa de dosagem consistem em ensaio de resistência à compressão não confinada (q_u), ensaio de resistência à tração por compressão diametral (q_t), módulo de cisalhamento inicial (G_0), ensaio de sucção e de resistência à compressão triaxial. Para as amostras indeformadas, serão apresentados os mesmos ensaios citados anteriormente, exceto os ensaios de sucção e de resistência à compressão triaxial.

4.1 ESTUDO DE RESISTÊNCIA MECÂNICA – AMOSTRAS MOLDADAS EM LABORATÓRIO

Neste item serão apresentados os resultados referentes ao estudo inicial de resistência mecânica, realizados através dos ensaios de resistência à compressão simples (q_u), resistência à tração por compressão diametral (q_t), e de velocidade de pulso ultrassônico (G_0), em amostras de rejeito de minério de ferro, estabilizadas com cimento Portland CP V-ARI, moldados em laboratório. Os teores de cimento utilizados foram de 1,5; 2,5; 3,5; e 4,5%. Os corpos de prova foram moldados com os pesos específicos aparente secos de 19,6 e 20,07 kN/m³, e umidades de 11,4% e 10,05%, respectivamente. Os tempos de curas analisados foram de 28 e 90 dias.

4.1.1 Resistência à Compressão Não Confinada (q_u)

Nesta seção serão apresentados os resultados referentes aos ensaios de resistência à compressão não confinada (q_u) realizados em corpos de prova de rejeito de minério de ferro estabilizados com cimento Portland CP V-ARI, moldados em laboratório. Os dados de moldagem, assim como os resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão não confinada são apresentados na tabela 4.1.

Tabela 4.1: Dados de moldagem, e resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão não confinada

AMOSTRA (IDADE)	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO (kN/m ³)	ÍNDICE DE VAZIOS (e)	POROSIDADE η (%)	$\eta/(C_w)^1$	q_u (kPa)	G_0 (MPa)
1-a (28 dias)	19,69	0,54	34,92	35,90	428,42	690,08
2-a (28 dias)	19,63	0,54	35,11	36,21	431,31	750,33
3-b (28 dias)	19,61	0,54	35,23	22,04	890,46	1236,51
4-b (28 dias)	19,62	0,54	35,14	21,97	878,48	1236,42
5-c (28 dias)	19,61	0,54	35,18	15,88	1455,88	2090,73
6-c (28 dias)	19,69	0,54	34,90	15,68	1425,11	2017,60
7-d (28 dias)	19,59	0,54	35,22	12,49	2145,41	2714,53
8-d (28 dias)	19,69	0,54	34,92	12,33	1946,76	2582,49
9-e (28 dias)	20,03	0,51	33,79	34,15	550,44	827,17
10-e (28 dias)	20,10	0,51	33,59	33,84	553,76	792,84
11-f (28 dias)	20,14	0,50	33,44	20,37	994,77	1425,06
12-f (28 dias)	20,07	0,51	33,68	20,59	1098,34	1437,25
13-g (28 dias)	20,10	0,51	33,56	14,77	1647,64	2372,28
14-g (28 dias)	20,13	0,50	33,47	14,72	1776,10	2412,69
15-h (28 dias)	20,20	0,50	33,23	11,43	2290,26	2873,85
16-h (28 dias)	20,08	0,51	33,62	11,63	2253,02	2995,84
1-a (90 dias)	19,65	0,54	35,06	35,99	546,81	876,45
2-a (90 dias)	19,69	0,54	34,91	35,72	494,83	810,72
3-b (90 dias)	19,66	0,54	35,01	21,87	991,74	1579,12
4-b (90 dias)	19,63	0,54	35,11	21,98	1017,34	1468,29
5-c (90 dias)	19,73	0,53	34,77	15,67	1498,46	2215,29
6-c (90 dias)	19,67	0,54	35,00	15,62	1650,24	2324,46
7-d (90 dias)	19,79	0,53	34,58	12,01	2107,48	2784,58
8-d (90 dias)	19,70	0,54	34,88	12,19	2166,22	2967,09
9-e (90 dias)	20,13	0,50	33,46	33,32	620,66	966,27
10-e (90 dias)	20,09	0,51	33,60	33,79	592,91	933,13
11-f (90 dias)	19,95	0,52	34,06	20,86	1236,34	1710,76
12-f (90 dias)	20,11	0,50	33,53	20,40	1284,84	1791,98
13-g (90 dias)	20,09	0,51	33,60	14,66	1790,52	2602,20
14-g (90 dias)	20,02	0,51	33,81	15,13	1694,34	2707,60
15-h (90 dias)	20,06	0,51	33,70	11,49	2562,64	3223,91
16-h (90 dias)	20,08	0,51	33,62	11,49	2539,38	3281,34

4.1.1.1 Resistência à compressão não confinada (q_u) em função do teor de cimento

Nas Figuras 4.1 e 4.2 são apresentadas as resistências à compressão não confinada (q_u) em função do teor de cimento, para as idades de cura de 28 e 90 dias. Conforme observado, ocorre o aumento de resistência (q_u) ao se aumentar a quantidade de cimento, e essa relação pode ser representada satisfatoriamente por uma função linear de tendência. Além disso, nota-se que os pesos específicos aparente secos (γ_d) tiveram influência no comportamento, alterando a inclinação das retas de tendência, tornando-as mais acentuadas para maiores valores de γ_d . Esse

comportamento é similar ao que é descrito na literatura por pesquisadores que relatam a influência destes parâmetros no comportamento de materiais geotécnicos estabilizados com agentes cimentantes (CONSOLI et al., 2022; FESTUGATO et al., 2018; LEMOS et al., 2020).

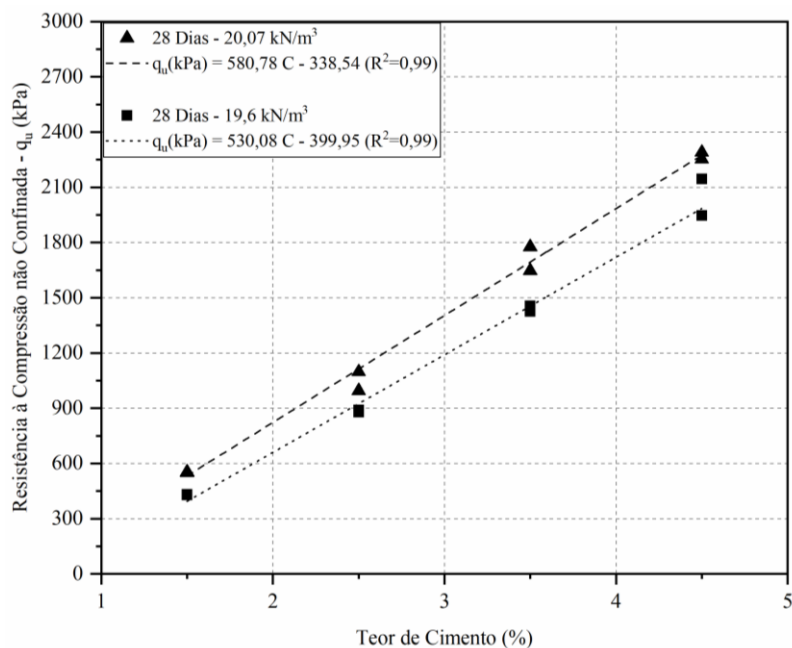


Figura 4.1 – Resistências à compressão não confinada (q_u) em função do teor de cimento, para 28 dias de cura

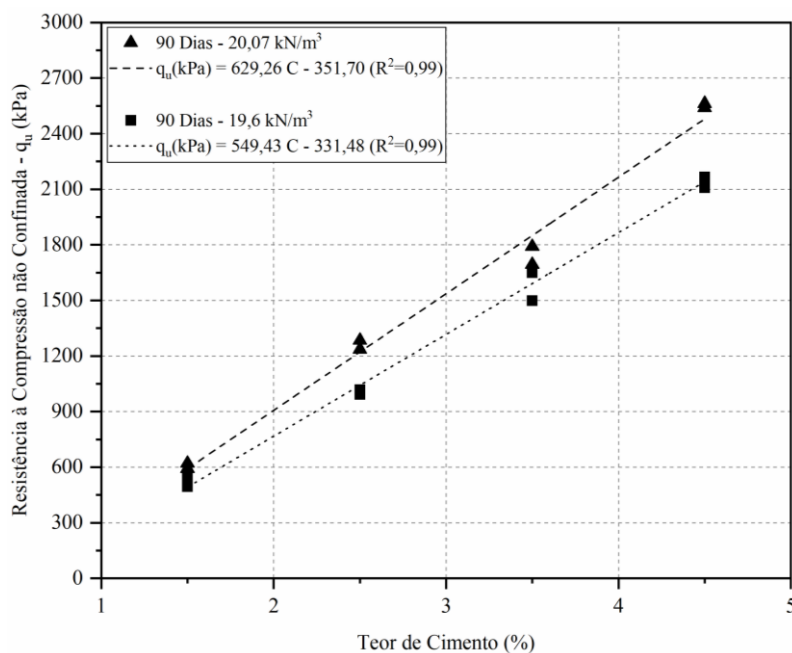


Figura 4.2 – Resistências à compressão não confinada (q_u) em função do teor de cimento, para 90 dias de cura

4.1.1.2 Relação η/C_{iv} para previsão de q_u

Conforme apresentado na revisão bibliográfica, a relação porosidade/teor volumétrico de agente cimentante tem sido um valioso recurso para se obter uma metodologia de dosagem racional ao se tratar de materiais geotécnicos estabilizados com aglomerantes, permitindo estimar de maneira eficiente o seu comportamento mecânico. Diante disso, nesse item será apresentada a relação entre o parâmetro (η/C_{iv}) e a resistência à compressão não confinada, verificando-se que o mesmo é adequado a previsão do comportamento mecânico de rejeitos de minério de ferro aglomerados com cimento Portland.

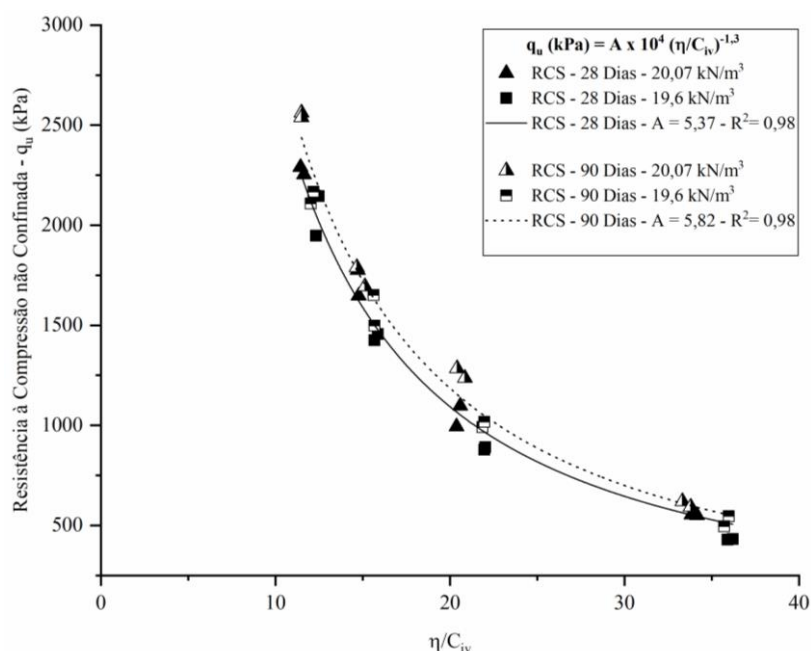


Figura 4.3 – Relação entre o parâmetro η/C_{iv} e a resistência à compressão não confinada

Seguindo o embasamento teórico, as resistências e os índices η/C_{iv} de cada corpo de prova, foram relacionadas através da função do tipo potência, conforme apresentado na Figura 4.3. Para o rejeito de minério de ferro, o expoente (k) aplicado à parcela correspondente ao teor volumétrico de agente cimentante, foi igual a 1. Ressalta-se, que expoente é utilizado para compatibilizar as relações entre a porosidade e o teor volumétrico de cimento. Ao se observar a Figura 4.3, é possível verificar a efetividade do parâmetro η/C_{iv} na previsão da resistência não confinada (q_u) das misturas RMF- cimento CPV, abrangendo toda a faixa de valores estudados, para cada tempo de cura, retornando um $R^2 = 0,97$ para ambas as idades de cura.

Como esperado, o gráfico demonstra que quanto maior o índice η/C_{iv} , menor é a resistência à compressão não confinada. Ressalta-se, que para equalizar e facilitar as análises dos parâmetros de resistência (q_u , q_t e G_0) relacionados com o índice η/C_{iv} , o coeficiente externo (B) foi fixado em -1,30 para todos os ensaios. As Equações 4.1 e 4.2, apresentadas a seguir, representam a curva potencial que relaciona as resistências não confinadas (q_u) aos valores de η/C_{iv} , para as idades de 28 e 90 dias respectivamente.

$$q_u = 5,373 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-1,3} ; (R^2 = 0,98) \quad (4.1)$$

$$q_u = 5,824 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-1,3} ; (R^2 = 0,98) \quad (4.2)$$

onde:

q_u : resistência à compressão não confinada (kPa);

η : porosidade (%);

C_{iv} : teor volumétrico de cimento (%).

4.1.2 Resistência à Tração por Compressão Diametral (q_t)

Nesta seção serão apresentados os resultados referentes aos ensaios de resistência à tração por compressão diametral (q_t), realizados em corpos de prova de rejeito de minério de ferro estabilizados com cimento Portland CP V-ARI, moldados em laboratório. As características dos corpos de prova ensaiados, assim como os resultados obtidos para o ensaio de resistência à tração por compressão diametral são apresentados na tabela 4.2.

Tabela 4.2: Dados de moldagem, e resultados obtidos no ensaio de resistência à tração por compressão diametral

AMOSTRA (IDADE)	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO (kN/m ³)	ÍNDICE DE VAZIOS (e)	POROSIDADE η (%)	$\eta/(C_w)^1$	q_t (kPa)	G_0 (MPa)
17-a (28 dias)	19,77	0,53	34,67	35,94	43,76	731,40
18-a (28 dias)	19,71	0,54	34,87	35,80	47,86	711,33
19-b (28 dias)	19,66	0,54	35,02	21,82	95,69	1286,34
20-b (28 dias)	19,68	0,54	34,96	21,78	92,57	1246,33
21-c (28 dias)	19,79	0,53	34,59	15,41	150,96	2072,19
22-c (28 dias)	19,63	0,54	35,11	15,86	156,80	2023,21
23-d (28 dias)	19,67	0,54	34,97	12,33	216,98	2621,19
24-d (28 dias)	19,75	0,53	34,70	12,19	208,69	2693,96
25-e (28 dias)	20,18	0,50	33,32	33,48	62,40	865,65
26-e (28 dias)	20,20	0,50	33,25	33,37	59,37	836,03
27-f (28 dias)	20,11	0,50	33,55	20,40	115,90	1432,28
28-f (28 dias)	20,18	0,50	33,30	20,21	111,93	1381,71
29-g (28 dias)	19,94	0,52	34,09	15,14	185,15	2310,57
30-g (28 dias)	20,05	0,51	33,74	14,95	176,85	2363,40
31-h (28 dias)	20,16	0,50	33,36	11,37	256,96	3047,34
32-h (28 dias)	20,19	0,50	33,24	11,40	255,60	2945,97
17-a (90 dias)	19,69	0,54	34,93	35,50	54,49	805,21
18-a (90 dias)	19,68	0,54	34,97	36,03	56,13	835,36
19-b (90 dias)	19,64	0,54	35,08	21,89	105,41	1413,94
20-b (90 dias)	19,66	0,54	35,03	21,94	106,81	1470,04
21-c (90 dias)	19,56	0,55	35,33	15,90	172,62	2115,02
22-c (90 dias)	19,61	0,54	35,18	15,95	182,08	2318,07
23-d (90 dias)	19,87	0,52	34,31	11,97	241,24	2960,73
24-d (90 dias)	19,67	0,54	34,98	12,39	235,14	2928,59
25-e (90 dias)	20,09	0,51	33,62	33,61	64,01	928,88
26-e (90 dias)	20,10	0,51	33,57	33,73	67,41	965,96
27-f (90 dias)	20,20	0,50	33,23	20,19	130,13	1756,18
28-f (90 dias)	20,22	0,50	33,15	20,13	135,15	1825,79
29-g (90 dias)	20,15	0,50	33,39	14,48	195,90	2681,23
30-g (90 dias)	20,26	0,49	33,02	14,29	205,64	2729,94
31-h (90 dias)	20,06	0,51	33,68	11,51	278,83	3457,31
32h (90 dias)	20,12	0,50	33,49	11,53	295,01	3216,78

4.1.2.1 Resistência à tração por compressão diametral (q_t) em função do teor de cimento

Nas Figuras 4.4 e 4.5 são apresentadas as resistências à tração por compressão diametral em função do teor de cimento, para 28 e 90 dias de cura, respectivamente. A partir dos resultados, observa-se que as amostras ensaiadas seguiram um comportamento similar ao que foi apresentado no item 4.1.1.1, para as amostras submetidas aos ensaios de resistências à compressão simples. Logo, a resistência à tração por compressão diametral cresce linearmente em função do teor de cimento e do peso específico seco.

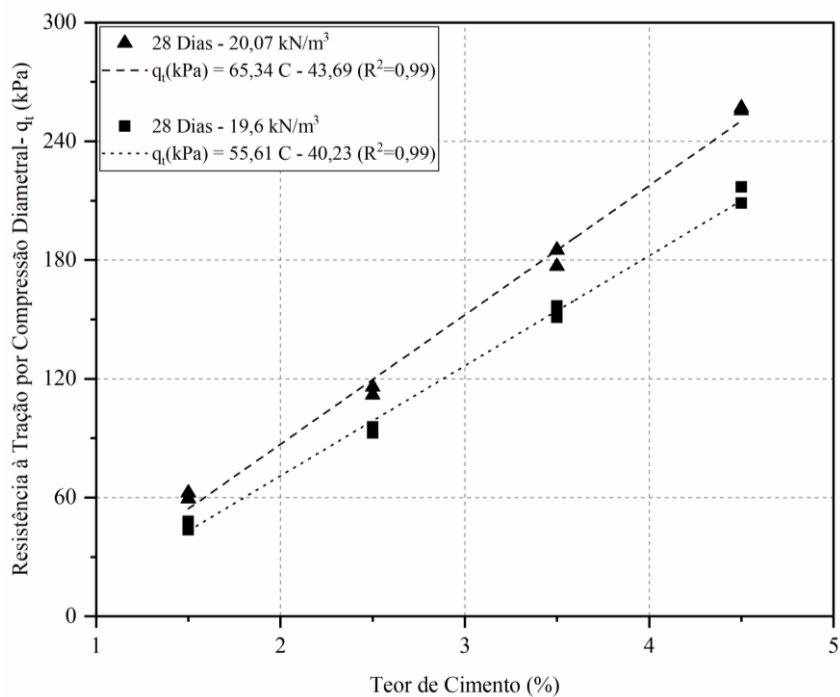


Figura 4.4 – Resistências à tração por compressão diametral (q_t) em função do teor de cimento, para 28 dias de cura

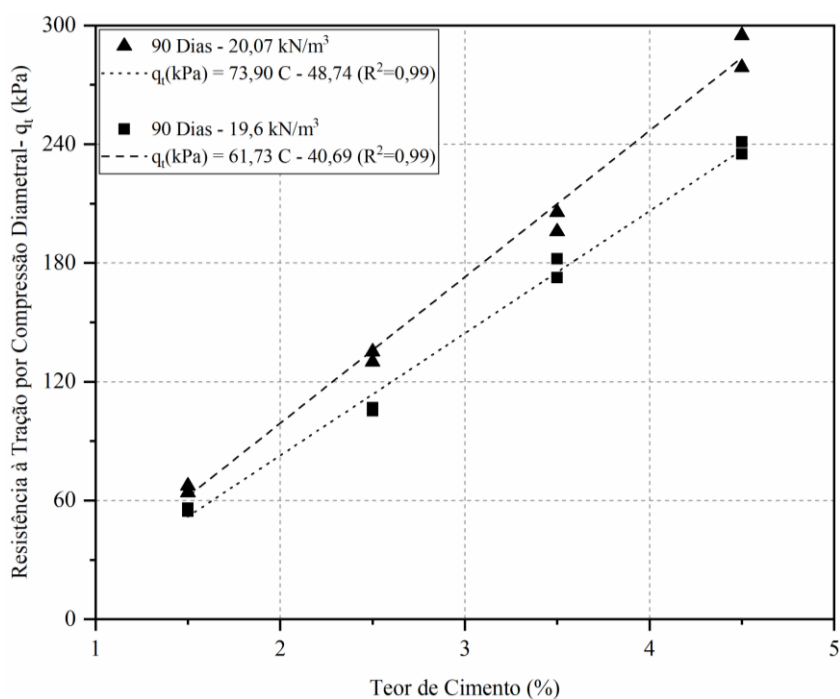


Figura 4.5 – Resistências à tração por compressão diametral (q_t) em função do teor de cimento, para 90 dias de cura

4.1.2.2 Relação η/C_{iv} para previsão de q_t

De forma análoga ao estudo do índice porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) aplicado à previsão da resistência a compressão simples, foi realizada a análise da relação entre o índice e o comportamento das misturas submetidas ao ensaio de resistência à tração (q_t). A Figura 4.6 apresenta a resistência à tração por compressão diametral em função do índice porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) para 28 e 90 dias de cura.

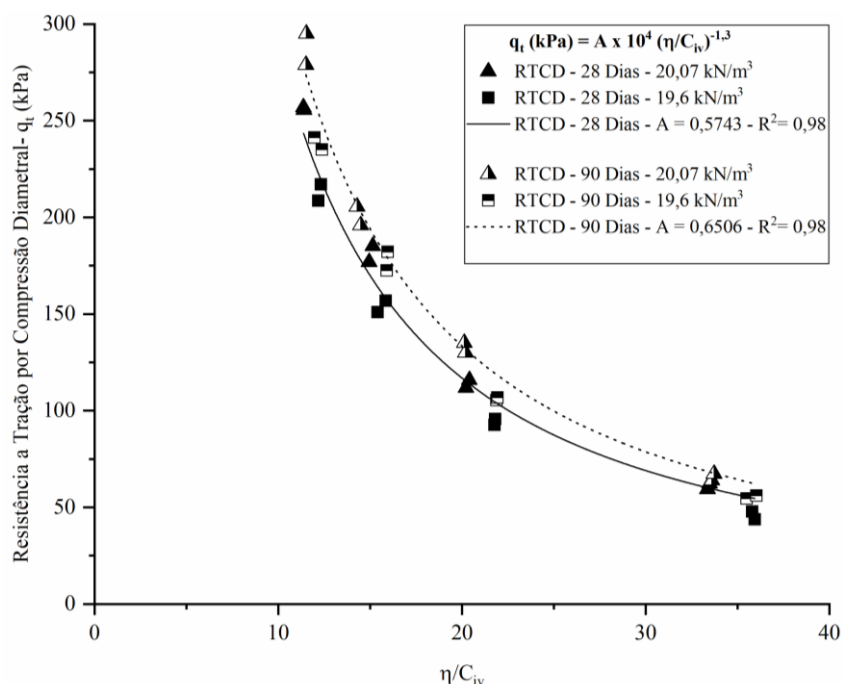


Figura 4.6 – Relação do parâmetro η/C_{iv} e a resistência à tração por compressão diametral

Observou-se também que, de maneira inversamente proporcional, quanto maior o índice η/C_{iv} , menor é a resistência à tração por compressão diametral. Além disso, para as duas idades de cura, o parâmetro η/C_{iv} apresentou uma excelente correlação entre os resultados obtidos nos ensaios de resistência à tração (q_t), retornando valores de coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,98 para as idades de 28 e 90 dias, respectivamente. O ajuste da relação foi feito através da função potência, sendo o expoente k da parcela de teor volumétrico de cimento (C_{iv}) igual a 1. A seguir são apresentadas as funções que representam cada curva para 28 e 90 dias respectivamente.

$$q_t = 0,574 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-1,3} ; (R^2 = 0,98) \quad (4.3)$$

$$q_t = 0,651 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3} ; (R^2 = 0,98) \quad (4.4)$$

onde:

q_t : resistência à tração por compressão diametral (kPa);

η : porosidade (%);

C_{iv} : teor volumétrico de cimento (%).

4.1.3 Ensaio de Ondas Ultrassônicas (G_0)

As Figuras 4.7 e 4.8 apresentam a variação do módulo de rigidez inicial conforme o aumento do teor de cimento, para as idades de 28 e 90 dias, respectivamente. Ressalta-se, que os resultados de G_0 medidos para os corpos de prova submetidos aos ensaios de resistência à compressão não confinada (q_u) e resistência à tração por compressão diametral (q_t), de uma mesma idade de cura, estão associados a uma mesma reta de ajuste, tendo em vista que representam as mesmas características de dosagem e moldagem, que incluem o peso específico aparente seco e a umidade inicial. Desta forma, a equação G_{0-1} e G_{0-2} representam a reta de ajuste linear associadas aos pesos específicos de $20,07 \text{ kN/m}^3$ e $19,6 \text{ kN/m}^3$, respectivamente, para cada idade.

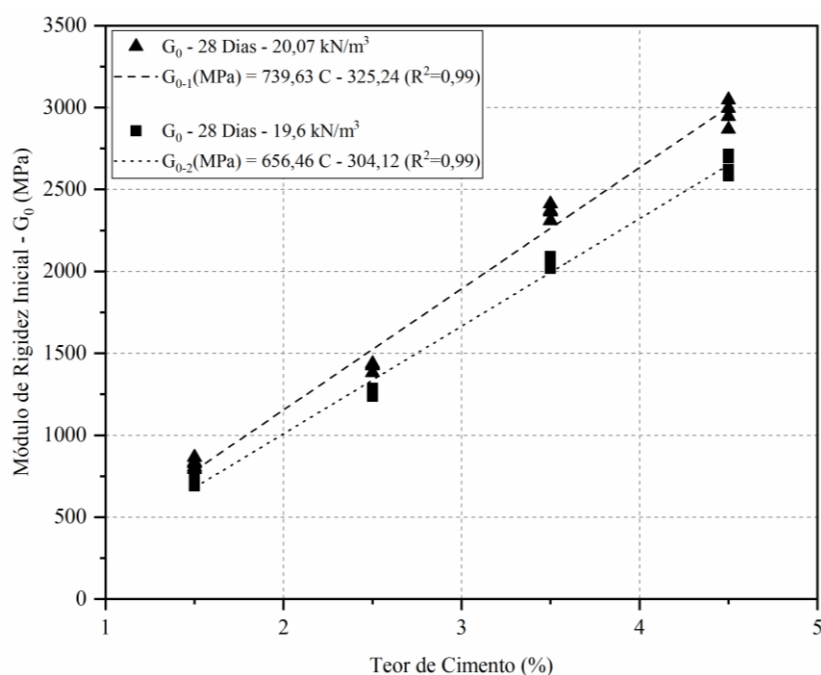


Figura 4.7 – Módulo de rigidez inicial em função do teor de cimento, para 28 dias de cura

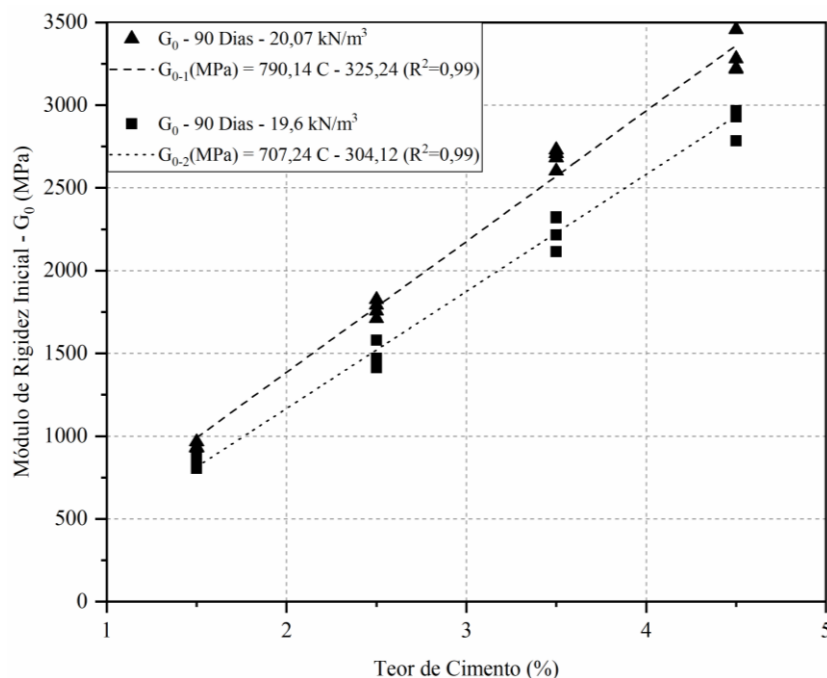


Figura 4.8 – Módulo de rigidez inicial em função do teor de cimento, para 90 dias de cura

De forma análoga aos resultados dos ensaios de resistência à compressão não confinada (item 4.1.1) e resistência a tração (item 4.1.2), observa-se que o aumento do teor de cimento teve um expressivo efeito associado ao módulo de rigidez inicial do material, tendo uma relação linear com o aumento no valor do módulo de rigidez inicial. Além disso, o aumento do peso específico gerou efeito similar, aumentando os valores de módulo, o que pode ser associado a diminuição dos vazios nas amostras, que facilita a propagação da onda, tendo em vista que ela se propaga mais rapidamente em meios mais densos. Destaca-se ainda, que o acréscimo de 1,5% agente cimentante já resulta em módulos com valores acima de 750 MPa.

4.1.3.1 Relação η/C_{iv} para previsão de G_0

De forma equivalente ao procedimento adotado nos itens anteriores, os resultados do módulo cisalhante inicial (G_0) também foram correlacionados com o parâmetro η/C_{iv} , de forma a avaliar sua capacidade de prever o comportamento das misturas de RMF e cimento Portland - CPV, quanto à rigidez inicial (G_0). Para esta análise foram agrupados todos os resultados dos corpos-de-prova, de uma mesma idade, ensaiados à resistência à compressão não confinada e à tração por compressão diametral. Portanto, a Figura 4.9 apresenta a função potência ajustada para as idades de cura de 28 e 90 dias. Destaca-se, que o ajuste foi feito utilizando-se o expoente k igual a 1.

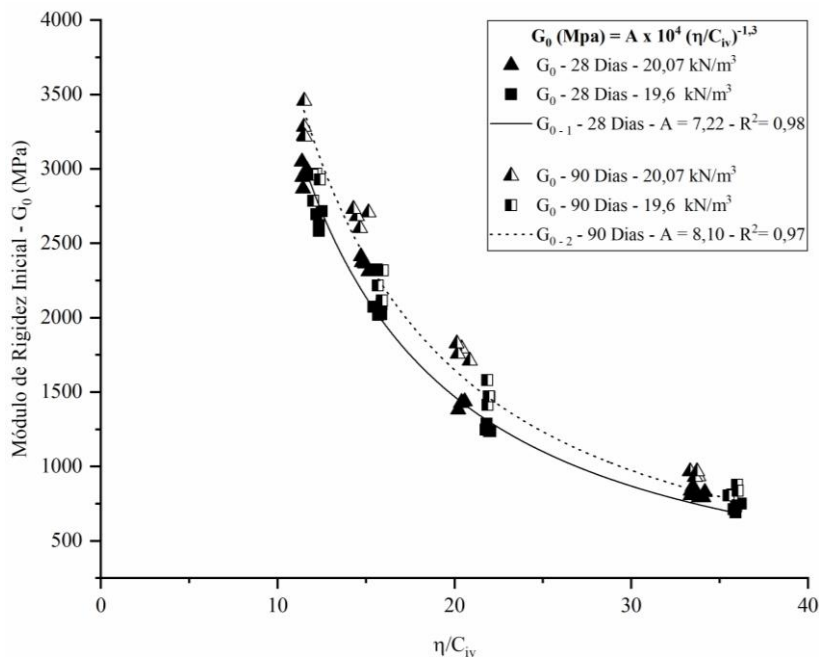


Figura 4.9 – Relação do parâmetro η/C_{iv} e Módulo de Rigidez inicial G_0

Através da equação que associa o módulo cisalhante inicial (G_0) versus o parâmetro η/C_{iv} , é possível observar uma excelente adequação do método que utiliza o índice porosidade/teor volumétrico de Cimento, à previsão do módulo G_0 , resultado demonstrado principalmente pelos coeficientes de determinação (R^2) igual a 0,98 para a idade de 28 dias e 0,96 para a de 90 dias. As Equações 4.5 e 4.6, apresentadas a seguir, representam a curva potencial que relaciona o módulo G_0 aos valores de η/C_{iv} , para as idades de 28 e 90 dias respectivamente.

$$G_0 = 7,22 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3} ; (R^2 = 0,98) \quad (4.5)$$

$$G_0 = 8,10 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3} ; (R^2 = 0,97) \quad (4.6)$$

onde:

G_0 : Módulo de rigidez inicial (kPa);

H: porosidade (%);

C_{iv} : teor volumétrico de cimento (%).

4.1.4 Resistência à compressão não confinada e Resistência à tração por compressão diametral normalizado (q_{un}/q_{tn})

Conforme Consoli et al. (2017), é possível demonstrar o comportamento das curvas de resistência à compressão simples e/ou resistência à tração versus o parâmetro η/C_{iv} , em uma única curva, através da normalização desses valores. A normalização é feita a partir da divisão da resistência à compressão não confinada (q_u) ou resistência à tração (q_t), pelo valor de resistência que esse material teria para um valor fixo de η/C_{iv} , presente no intervalo obtido nas curvas ajustadas pela função potencial. Para normalizar as curvas ajustadas nesse trabalho, foi escolhido o valor de $\eta/C_{iv} = 20$, esse valor foi adotado de forma arbitrária, porém ressalta-se que este valor está entre o intervalo dos valores de η/C_{iv} obtidos na moldagem. A Figura 4.10 mostra a curva dos valores de q_u e q_t normalizadas pelo valor escolhido.

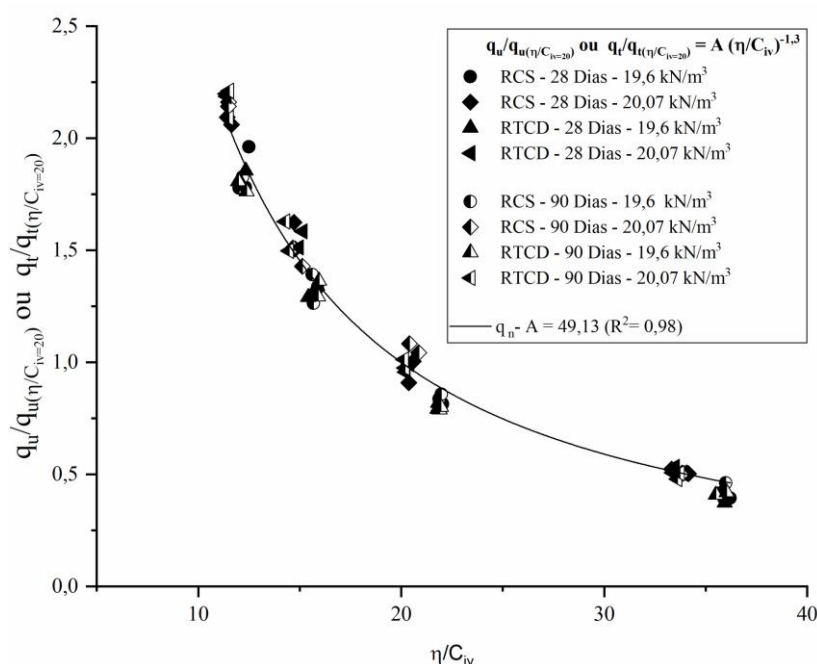


Figura 4.10 – Curva normalizada dos valores de q_u e q_t

Observa-se que o modelo de normalização proposto por Consoli et al. (2017), é adequado aos ensaios realizados no rejeito de minério de ferro, tornando a representação de q_u e q_t em uma equação única (4.7), apresentada a seguir, através de uma função potencial que retorna um R^2 de 0,98.

$$\frac{q_u}{q_u \left(\frac{\eta}{C_{iv}} = 20 \right)} \text{ ou } \frac{q_t}{q_t \left(\frac{\eta}{C_{iv}} = 20 \right)} = 49,13 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3}; \quad (R^2 = 0,98) \quad (4.7)$$

onde:

G_0 : Módulo de rigidez inicial (kPa);

η : porosidade (%);

C_{iv} : teor volumétrico de cimento (%).

O mesmo tratamento de dados foi aplicado ao módulo cisalhante inicial (G_0), normalizando seus valores através da divisão deles por um valor de G_0 determinado para o mesmo índice $\eta/C_{iv} = 20$. A Figura 2.11 apresenta o gráfico traçado a partir dos resultados, ajustado pela equação potencial apresentada abaixo, cujo valor do coeficiente de determinação (R^2) é igual a 0,97.

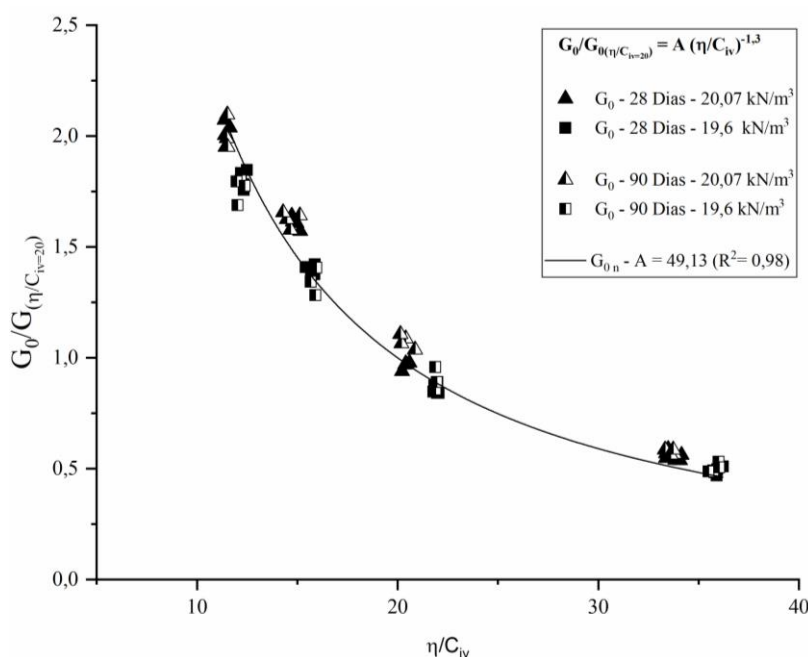


Figura 4.11 – Curva normalizada dos valores de módulo de rigidez inicial

Nota-se, que por se tratar de um ajuste do mesmo índice utilizado para normalizar q_u e q_t , as formulações resultantes foram as mesmas, indicando que a normalização anterior é válida também para o módulo cisalhante inicial.

$$\frac{G_0}{G_0 \left(\frac{n}{C_{iv}} = 20 \right)} = 49,13 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3} ; (R^2 = 0,98) \quad (4.8)$$

onde:

q_u : resistência à compressão não confinada (kPa);

q_t : resistência à tração por compressão diametral (kPa);

η : porosidade (%);

C_{iv} : teor volumétrico de cimento (%).

Conforme observado, de forma geral foram obtidos excelentes ajustes de dosagem pelo método η/C_{iv} , para cada ajuste foram obtidas as equações utilizadas na previsão do comportamento mecânico das misturas de rejeito de minério de ferro e cimento Portland – CPV. A tabela 4.3 reuni todas as equações, assim como seus coeficientes de determinação (R^2).

Tabela 4.3: Curvas de dosagem obtidas para as amostras indeformadas

PARÂMETRO (kPa)	IDADE (dias)	FORMULAÇÃO	(R^2)	EQ.
Resistência à compressão não confinada (q_u)	28	$q_u = 5,373 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3}$	0,98	4.1
	90	$q_u = 5,824 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3}$	0,98	4.2
Resistência à tração por compressão diametral (q_t)	28	$q_t = 0,574 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3}$	0,98	4.3
	90	$q_t = 0,651 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3}$	0,98	4.4
Módulo de rigidez inicial (G_0)	28	$G_0 = 7,22 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3}$	0,98	4.5
	90	$G_0 = 8,10 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3}$	0,97	4.6
q_u ou q_t normalizados	28 e 90	$\frac{q_i}{G_0 \left(\frac{n}{C_{iv}} = 20 \right)} = 49,13 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3}$	0,98	4.7
G_0 normalizados	28 e 90	$\frac{G_0}{G_0 \left(\frac{n}{C_{iv}} = 20 \right)} = 49,13 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3}$	0,98	4.8

4.1.5 Relação entre Resistência à Tração (q_t) e Resistência à Compressão (q_u)

O estudo de materiais cimentados tem demonstrado que para cada tipo de material geotécnico aglomerado, existe uma relação única entre as resistências à tração (q_t) e resistência à

compressão não confinada (q_u). Essa é representada por um escalar único, independente da porosidade, teor de agente cimentante e da relação porosidade/teor volumétrico de agente cimentante.

Assim, buscou-se identificar o valor característicos da mistura estudada de rejeito de minério de ferro e cimento Portland. A verificação foi feita através das equações que relacionam q_u e q_t ao parâmetro η/C_{iv} , tendo em vista que as duas equações apresentam expoentes internos (k) e externos (B) iguais, fazendo com que as formulações para obtenção das resistências se relacionam de forma direta, apresentando diferença apenas no valor escalar da equação. Desta forma, ao se realizar a divisão das fórmulas da resistência à tração (q_t) pela resistência à compressão (q_u), foi obtida a relação única ($q_t/q_u = \xi$) demonstrada abaixo:

a) relação q_t/q_u para o tempo de cura de 28 dias:

$$q_u = 5,373 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3} \quad (4.1)$$

$$q_t = 0,574 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3} \quad (4.3)$$

Dividindo-se a equação (4.3) pela (4.1), obtém-se, então, a Equação (4.9):

$$\xi = \frac{q_t}{q_u} = \frac{0,574 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3}}{5,373 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3}} = 0,11 \quad (4.9)$$

b) relação q_t/q_u para o tempo de cura de 90 dias:

$$q_u = 5,824 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3} \quad (4.2)$$

$$q_t = 0,651 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3} \quad (4.4)$$

Dividindo-se a equação (4.4) pela (4.2), obtém-se, então, a Equação (4.10):

$$\xi = \frac{q_t}{q_u} = \frac{0,651 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3}}{5,824 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3}} = 0,11 \quad (4.10)$$

A relação q_t/q_u pode ser obtida traçando-se diretamente os gráficos da resistência à tração por compressão diametral em função da resistência à compressão não confinada. Cujos coeficientes angulares representam diretamente a relação q_t/q_u . A Figura 4.12 apresenta as relações obtidas para o tempo de cura de 28 dias e 90 dias.

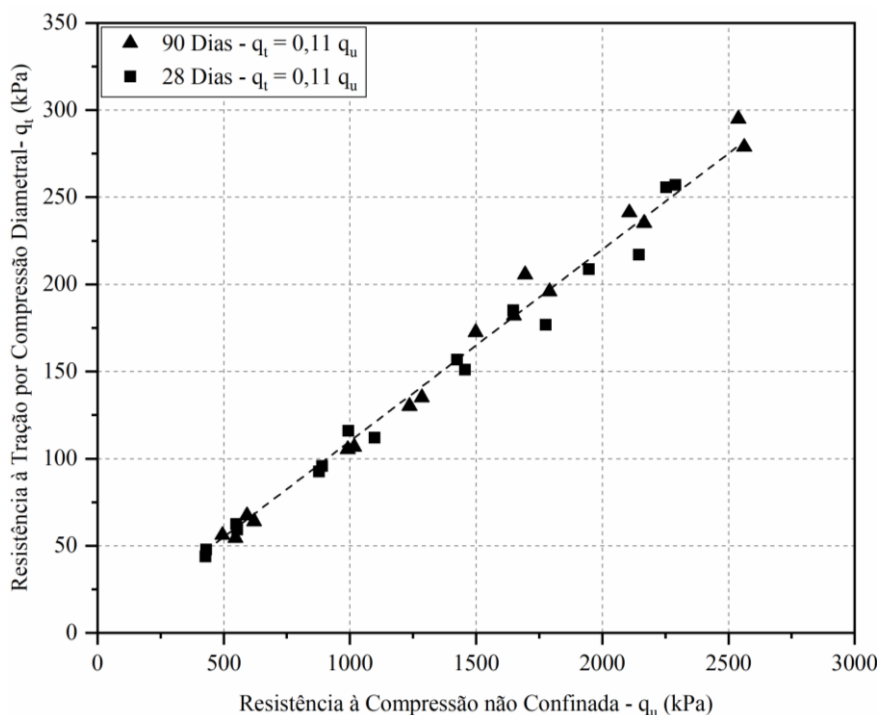


Figura 4.12 – Resistência à tração por compressão diametral em função da resistência à compressão simples

A partir dos valores obtidos observa-se, que para o resíduo de mineração de ferro aglomerado com cimento Portland, a relação q_t/q_u (ξ) resulta em um escalar igual a 0,11. Logo, existe uma proporcionalidade direta entre as resistências à tração e à compressão do material, dentro da faixa de características estudadas, independente da porosidade (η), do teor de cimento (C_{iv}) e tempo de cura, ratificando estudos publicados Consoli et al. (2007), Consoli (2014), entre outros.

4.1.6 Ensaio de Sucção

Conforme descrito na metodologia, foram realizadas medidas de sucção, em todos os corpos de prova, ou seja, nos moldados em laboratório e nos advindos de amostras indeformadas de campo, com o objetivo de verificar se os resultados obtidos nos ensaios de resistência mecânica estariam sendo influenciados por algum efeito de sucção. As Figuras 4.13 e 4.14 apresentam a relação entre a resistência à compressão simples e tração por compressão diametral, pela relação entre a sucção/resistência à compressão simples e sucção/resistência à tração (em porcentagem), respectivamente. Os resultados foram obtidos para as amostras curadas a 28 e 90 dias, submetidas a ensaio de resistência a compressão não confinada e tração por compressão diametral.

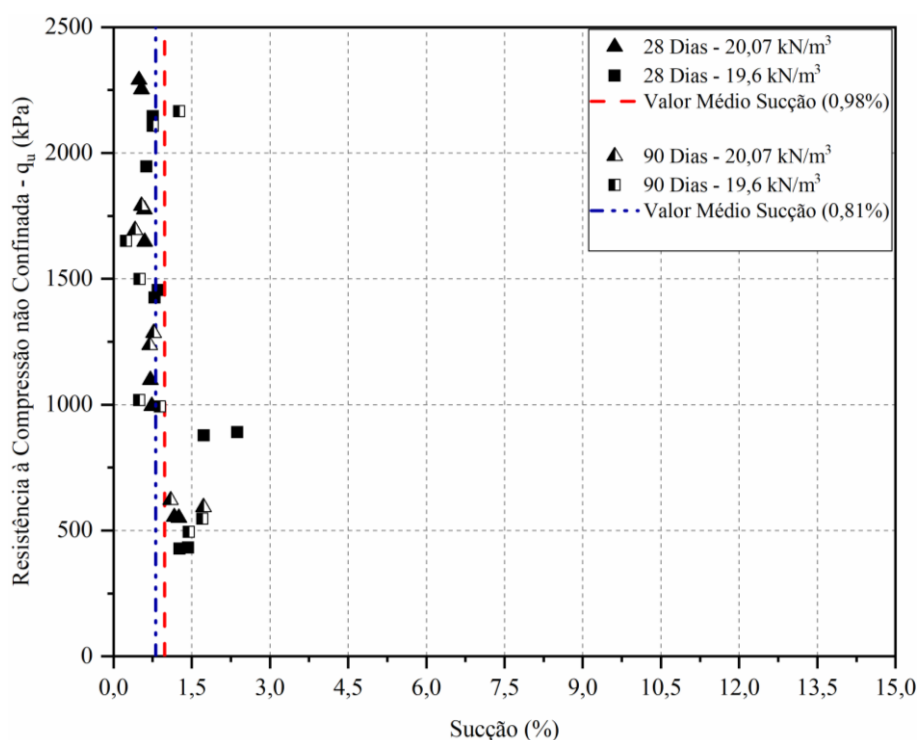


Figura 4.13 – Relação entre resistência à compressão simples e sucção para amostras curadas a 28 e 90 dias

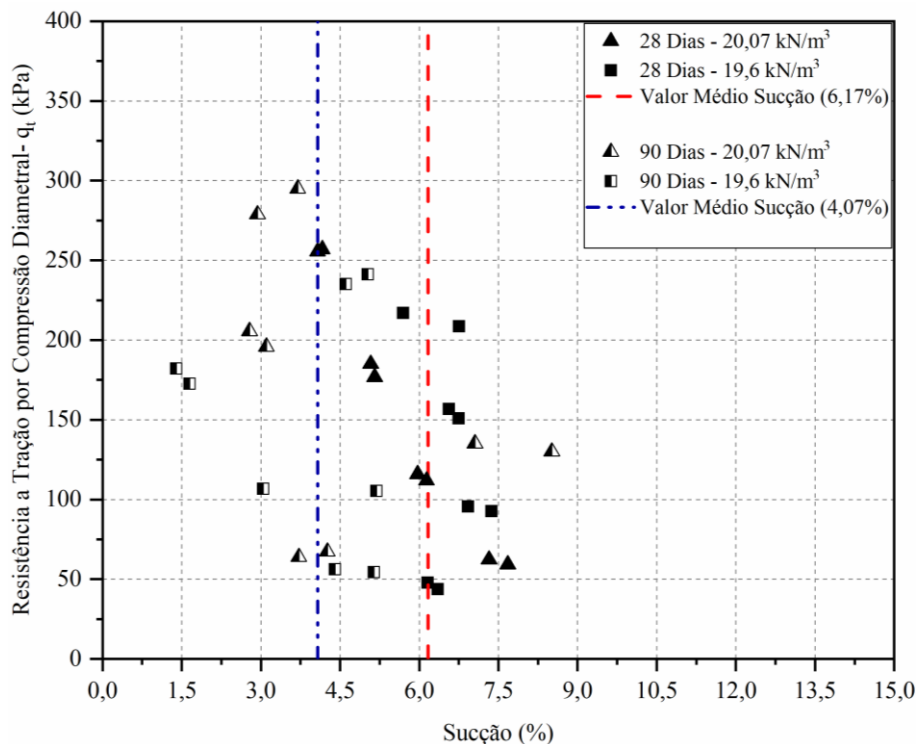


Figura 4.14 – Relação entre resistência à tração por compressão diametral e sucção para amostras curadas a 28 e 90 dias

Observa-se que a sucção não exerceu grande influência para as amostras ensaiadas, tendo em vista que para o tempo de cura de 28 dias ela variou de 0,49 a 2,37% da resistência à compressão simples (média de 0,98%) e de 4,07 a 7,37% da resistência à tração por compressão diametral (média de 6,17%). Já para os 90 dias de cura, a sucção variou de 0,14 a 1,73% da resistência à compressão simples (média de 0,81%) e de 1,40 a 7,06% da resistência à tração por compressão diametral (média de 4,07%).

4.1.7 Ensaios de condutividade hidráulica

Além da caracterização mecânica do material, foram realizados ensaio de condutividade hidráulica, para se observar o comportamento do material diante da inserção de cimento. Os ensaios foram realizados sob condição saturada, para uma amostra moldada no ponto ótimo da curva de compactação Proctor energia normal aglomerada com cimento Portland e outra sem adição de cimento. A tabela 4.4 apresenta as características do ensaio e corpo de prova utilizado, assim como o resultado obtido.

Tabela 4.4: Dados de moldagem e resultados obtidos nos ensaios de condutividade hidráulica

AMOSTRA (IDADE)	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO (kN/m ³)	ÍNDICE DE VAZIOS (e)	POROSIDADE η (%)	η/Civ^a	Condutividade hidráulica (cm/s)
CH1	19,62	0,54	35,39	-	9,320E-05
CH2	19,59	0,54	35,45	22,07	9,828E-05

Conforme observado na Tabela 4.4, a adição de cimento não causou grandes alterações na condutividade hidráulica do material cimentado, pois os resultados se mantiveram em uma mesma ordem de grandeza. Tendo em vista que a porosidade dos dois materiais foi praticamente a mesma, conclui-se que os produtos de reação do cimento não alteraram significativamente esse parâmetro.

4.1.8 Estudo Estatístico – Fatores que influenciam na Resistência Mecânica

Neste item serão apresentados os estudos de significância estatística de diferentes fatores controláveis através da análise de variância (ANOVA). As variáveis resposta foram obtidos através dos ensaios de resistência à compressão simples (q_u), à tração por compressão diametral (q_t) e de velocidade de pulso ultrassônico (G_0), em amostras de rejeito de minério de ferro, estabilizadas com cimento Portland CP V-ARI, moldados em laboratório. A Tabela 4.5 apresenta a descrição e os níveis de cada fator controlável.

Tabela 4.5: Características e níveis de cada fator controlável

FATORES CONTROLÁVEIS	DESCRIÇÃO	NÍVEIS	INTERVALO DE INVESTIGAÇÃO
A	Peso Específico Aparente Seco (kN/m³)	2	19,6; 20,07
B	Tempo de Cura (dias)	2	28; 90
C	Teor de Cimento (%)	4	1,5; 2,5; 3,5; 4,5

Os ensaios de resistência foram realizados num prazo suficiente para não haver grandes variações de temperatura, sendo a cura realizada numa câmara úmida à temperatura de 23°C. Todas as misturas tiveram em sua composição a mesma matriz de solo e agente cimentante. O

equipamento (macaco e prensa hidráulica), operador e sistemas de medição (balança com precisão de 0,001g e paquímetro) foram únicos, evitando assim possíveis efeitos indesejáveis, por esse motivo nenhum fator foi bloqueado.

Para planejar o experimento, foi elaborado um projeto fatorial completo geral, com dois fatores a dois níveis e um fator a quatro níveis, totalizando três fatores. Os ensaios foram realizados com duas réplicas e em um único bloco, totalizando 64 amostras.

O gráfico de Pareto é utilizado para identificar estatisticamente os fatores significativos de um projeto de experimentos. A Figura 4.15 apresenta os gráficos de Pareto com os fatores principais e suas interações, para cada variável resposta estudada, tendo um nível de significância de 5%. Nele é possível visualizar que todos os fatores principais se mostraram significativos, sendo que para q_u e q_t o teor de cimento foi o fator mais teve influência nessas variáveis resposta. Com relação ao módulo de rigidez inicial, o fator mais influente foi o peso específico aparente seco, o que se justifica pelo fato de a menor porosidade gerar amostras com maior número de contatos entre partículas, ou seja, amostras mais densas, o que aumenta a rigidez do corpo de prova.

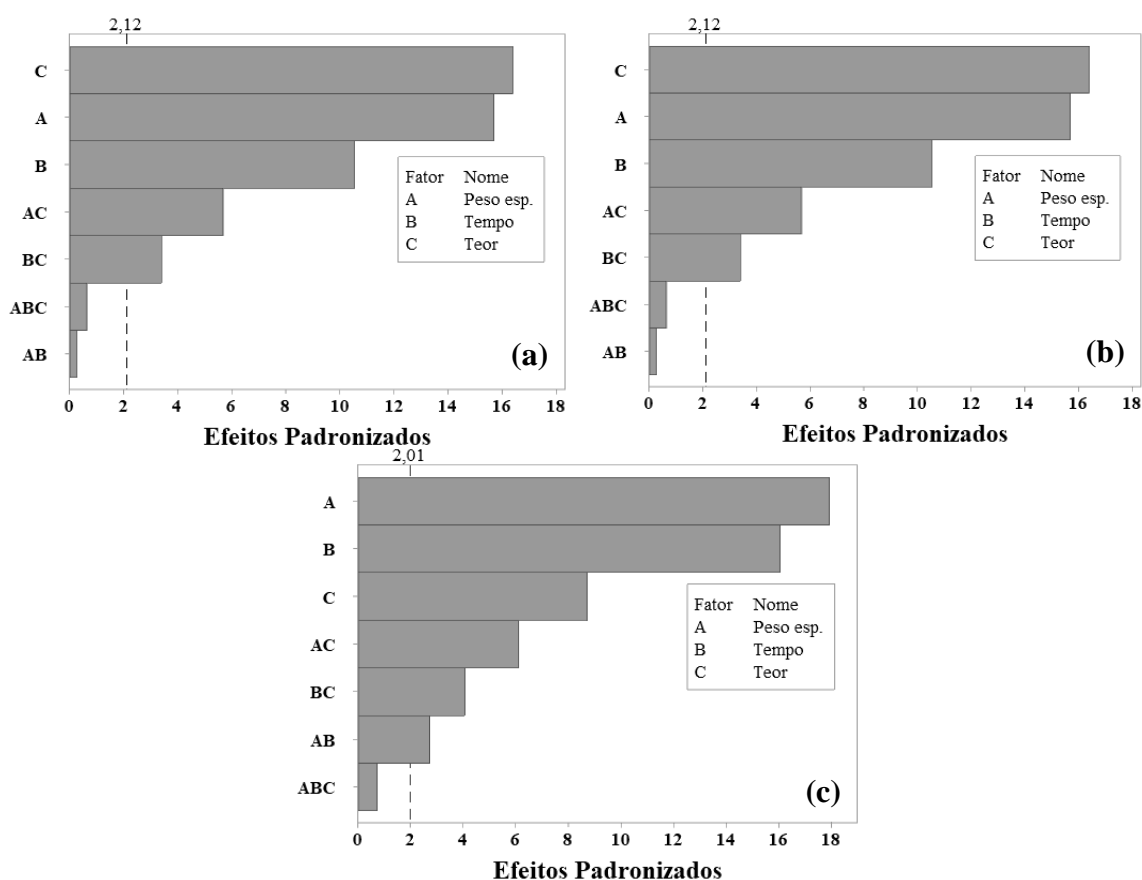


Figura 4.15 – Gráficos de Pareto para dos ensaios de caracterização mecânica: (a) resistência à compressão não confinada; (b) Resistência à tração por compressão diametral; (c) módulo de rigidez inicial

Como esperado, os resultados demonstraram que o ganho de q_u , q_t e G_0 é diretamente proporcional ao aumento do tempo de cura, devido a maior maturação do gel cimentício durante a hidratação do cimento. Do mesmo modo, ocorreu um ganho de resistência e rigidez com o aumento no γ_d . Também se constatou um aumento linear de q_u e q_t dependente do teor de cimento, devido a maior concentração de agentes cimentantes. As tabelas ANOVA, referentes às análises realizadas, encontram-se no ANEXO A. A figura 4.16 apresenta o gráfico dos efeitos principais para as três variáveis respostas estudadas.

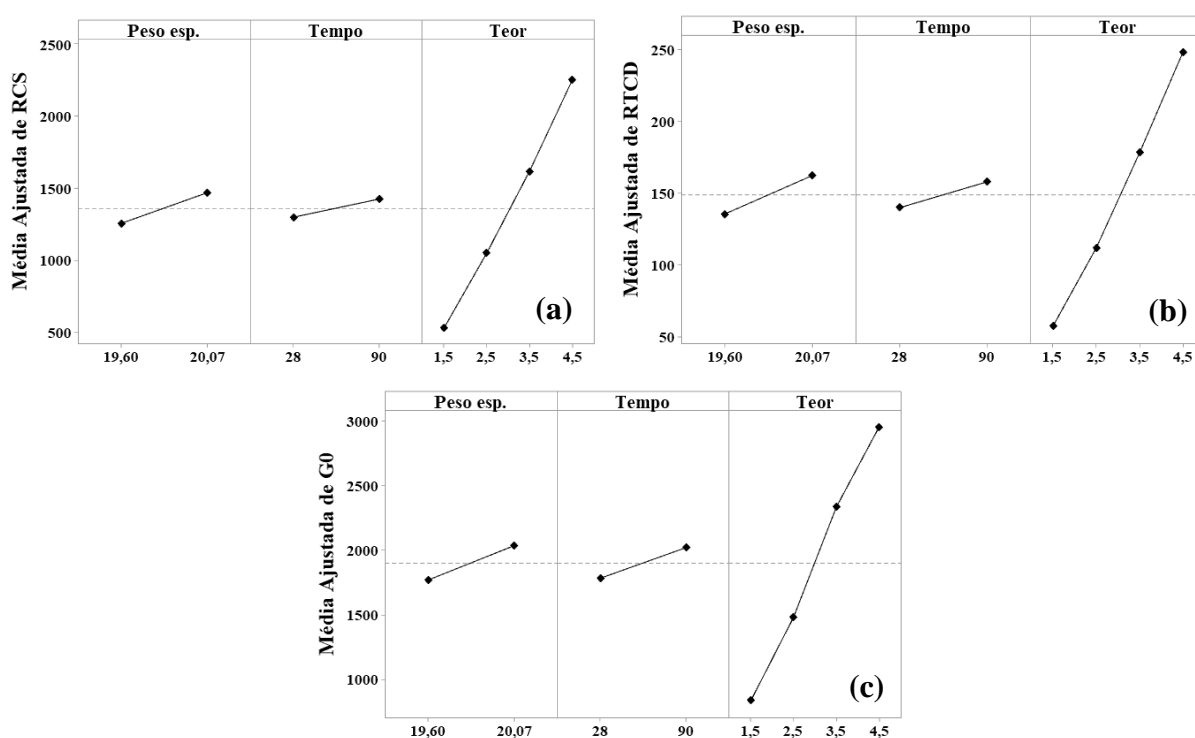


Figura 4.16 – Gráficos de efeitos principais: (a) resistência à compressão não confinada; (b) Resistência à tração por compressão diametral; (c) módulo de rigidez inicial

4.1.9 Ensaios Triaxiais Drenados – Amostras Moldadas em Laboratório

Conforme explicitado na metodologia, após a caracterização mecânica da mistura de rejeito de minério de ferro com cimento Portland, foram realizados ensaios de compressão triaxial drenados (CID) para amostras moldadas em laboratório sem agente aglomerante e com adição de cimento Portland, na mesma porcentagem aplicada à pilha experimental. Os corpos de prova foram moldados nos pontos ótimos das curvas de compactação da energia Proctor normal e intermediária, ou seja, peso específico aparente seco de 20,07 kN/m^3 e 19,6 kN/m^3 , com

umidades ótimas de 11,4% e 10,05%, respectivamente. Para se verificar a influência do teor de cimento na resistência de amostras cisalhadas sob confinamento, foram realizados ensaios em amostras com as mesmas características citadas acima, porém com a adição de 2,5% cimento, curadas a 90 dias. Para cada configuração de amostra, foram realizados um conjunto de três ensaios, com tensões efetivas confinantes de 50, 100 e 200 kPa. Os dados de moldagem dos corpos de prova ensaiados são apresentados na tabela 4.6.

Tabela 4.6: Dados de moldagem das amostras moldadas em laboratório, submetidas aos ensaios de resistência triaxial

TIPO DE ENSAIO	TENSÕES EFETIVAS (kPa)	AMOSTRA	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO (kN/m ³)	TEOR DE CIMENTO (%)	Porosidade (%)	η	$\eta/(C_w)^1$	ÍNDICE DE VAZIOS (e)
Consolidado Isotropicamente e drenado (CID)	50	T3	19,68	0	35,04	-	-	0,54
	100	T2	19,63		34,96	-	-	0,54
	200	T1	19,68		34,98	-	-	0,54
	50	T6	20,11	0	33,36	-	-	0,51
	100	T5	20,05		33,58	-	-	0,51
	200	T4	19,95		34,21	-	-	0,52
	50	T7	19,68	2,5	34,92	22,55	-	0,54
	100	T8	19,72		34,8	22,36	-	0,53
	200	T9	19,78		34,76	22,21	-	0,57
	50	T12	20,15	2,5	33,51	20,85	-	0,5
	100	T11	20,12		33,65	21,16	-	0,51
	200	T10	20,21		33,46	21,04	-	0,5

4.1.9.1 Comportamento tensão-deformação

As Figura 4.17 apresenta as curvas tensão-deformação axial, assim como as curvas de deformação volumétrica em relação deformação axial, das amostras ensaiadas sem a adição de cimento Portland, compactadas nas energias de Proctor normal e intermediária, respectivamente. Observa-se, que o comportamento seguido pelas amostras ensaiadas, está em acordo com o que preconiza a literatura. Logo, conforme o aumento da tensão efetiva média, maior foi a tensão desvio de ruptura. Observa-se ainda, que as amostras apresentaram um trecho inicial de deformação aproximadamente linear e pico bem definido, remetendo a um estado denso, devido ao alto peso específico em que foram moldadas, refletido também nos planos de ruptura bem definidos que se formaram nos corpos de prova, todas essas características levaram o corpo de prova a uma ruptura frágil, com queda de resistência após o cisalhamento.

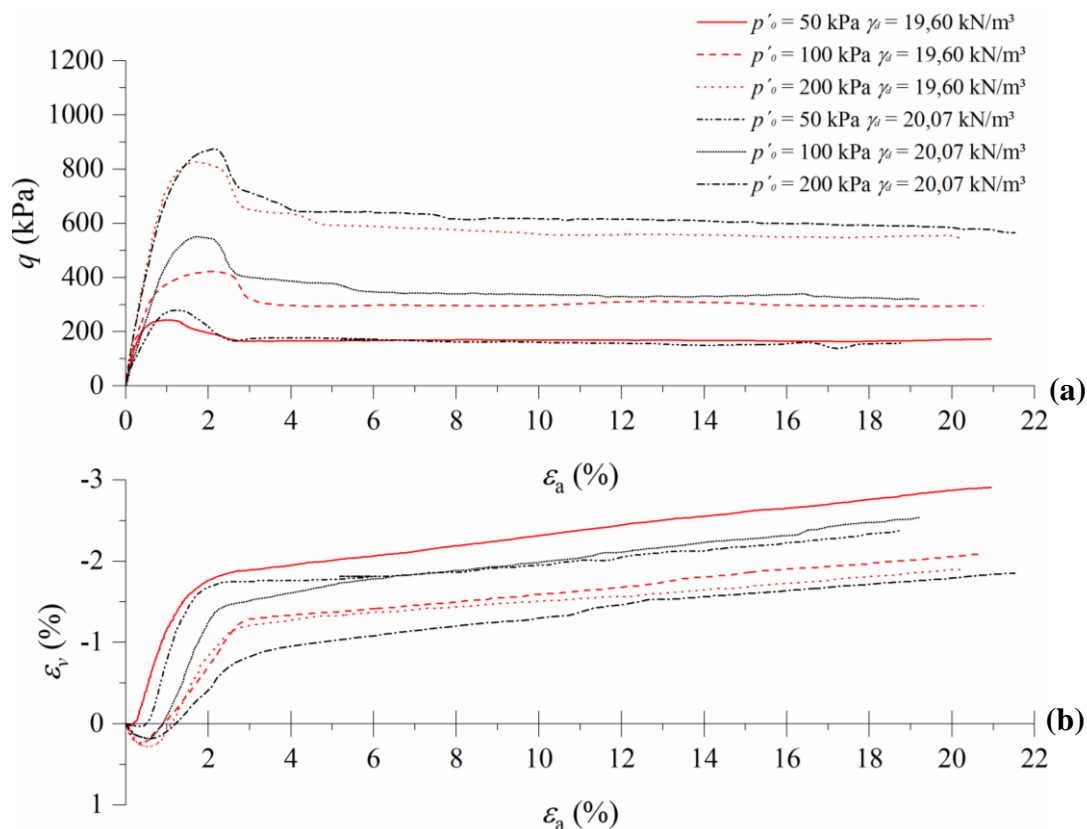


Figura 4.17 – Amostras ensaiadas sem a adição de cimento Portland e compactadas na energia Proctor normal: (a) Curvas tensão-deformação axial; (b) variação volumétrica durante o cisalhamento

Em relação ao comportamento volumétrico, todas as amostras de rejeito apresentaram um comportamento compressivo inicial, seguido de um comportamento dilatante, que diminui com o aumento da tensão efetiva, pois essa dificulta a dilatação do corpo de prova. Dessa forma, os resultados seguem o típico comportamento de um material friccional denso, tendo sua resistência comandada pelo grau de intertravamento entre as partículas. Outro ponto a destacar, é o fato da variação volumétrica não se estabilizar até o final do ensaio, o que indica que provavelmente a deformação axial, para as tensões efetivas adotadas, não foi suficiente para que as amostras atingissem o estado crítico.

As Figura 4.18 demonstra as curvas tensão-deformação axial das amostras com a adição de 2,5% de cimento Portland, compactadas nas energias de proctor normal e intermediária, respectivamente. Observa-se que a adição de cimento gerou um aumento significativo da tensão desviadora e na rigidez das amostras, resultante das ligações cimentícias desenvolvidas na matriz de rejeito.

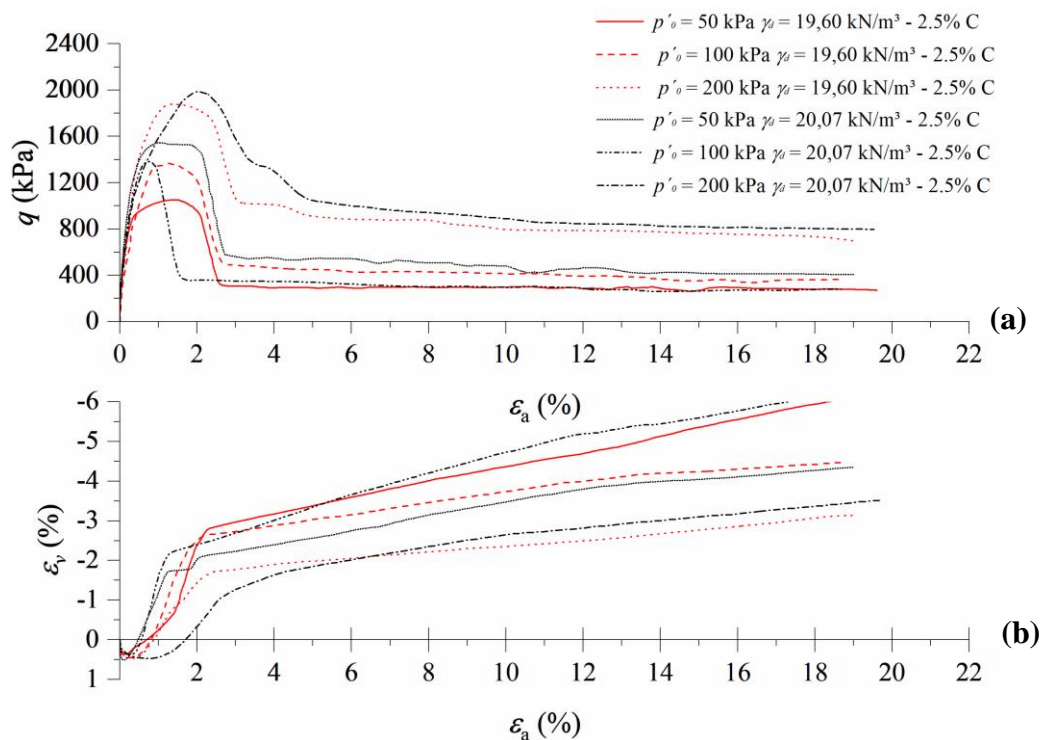


Figura 4.18 – Amostras ensaiadas com adição de 2,5 % de cimento Portland, compactadas na energia Proctor normal: (a) Curvas tensão-deformação axial; (b) variação volumétrica durante o cisalhamento

De forma análoga aos ensaios com rejeito sem cimentação, as curvas tensão-deformação apresentam um trecho inicial linear com pequenas deformações até atingir o pico. Porém o pós-pico apresenta uma queda da tensão desvio mais brusca devido a cimentação, o que caracteriza um comportamento claramente frágil, formando planos de cisalhamento bem definidos. Estudos de comportamento mecânicos desenvolvidos em ensaios triaxiais demonstram, que a resistência aumenta com o aumento do teor de cimento, o que intensifica o comportamento frágil. O aumento da tensão efetiva, resulta em maiores valores de tensão desvio na ruptura. Conforme visto na revisão bibliográfica esse aumento de tensão, diminui a tendência de comportamento frágil, ocorrendo a transição de um comportamento dilatante e frágil para um comportamento compressível e dúctil. Porém, para a faixa de tensões efetivas adotadas não foi possível observar esse comportamento de forma clara. Logo, para a faixa, é possível notar um aumento da tensão desvio máxima, sem que ocorra a transição do comportamento frágil para o dúctil.

Em relação à variação de volume, as amostras apresentam uma compressão inicial seguida de uma expansão, porém mais acentuada, e com maior tendência de crescimento, em relação as

amostras não cimentadas, até o final dos ensaios. Novamente, não se observa a estabilização da variação volumétrica, indicando que as amostras atingissem o estado crítico. Ressalta-se, que o comportamento da resposta a compressão triaxial do rejeito foi bastante semelhante aos ensaios de Consoli et al. (2022), realizados com peso específico aparente seco (19 kN/m^3) e adição de 3% de cimento Portland.

De forma geral, a tensão-deformação seguiu o comportamento preconizado pela literatura. Porém, o critério que define o estado crítico não foi atingido de forma nítida, tendo em vista que ele ocorre quando o cisalhamento não produz mudança nem na resistência nem na deformação volumétrica. Nesse sentido, Coop e Wilson (2003), destacam que em muitas situações são necessárias deformações distorcionais superiores a 30% para que se atinja para esse estado. Outro ponto que interfere, é o tipo de ruptura experimentado pelas amostras, que foi ruptura por escorregamento (*shear plane*), que formam planos bem definidos, e quando isso ocorre, não se tem um estado constante de tensões, por conta da perda de continuidade (Alvarado et al., 2012).

4.1.9.2 Trajetórias de tensões

A Figura 4.19 apresenta as trajetórias de tensões efetivas, no espaço $q \times p'$ para os ensaios triaxiais das amostras de rejeito não cimentadas, compactadas nas energias de Proctor normal (figura 4.19-a) e intermediária (figura 4.19-b), respectivamente. A partir dos pontos de pico e pós-pico, foi possível ajustar uma envoltória de ruptura do material. Com a equação da reta que representa as envoltórias, foi determinado-se os ângulos de atrito de pico e pós-pico. Ressalta-se, que se considerou que após o pico as amostras não apresentariam qualquer tipo de coesão, então a envoltória foi traçada passando na origem ($c' = 0 \text{ kPa}$). Conforme observado, o ângulo do pós-pico é menor em relação ao de pico. Ressalta-se, que para essas amostras o intercepto coesivo é nulo.

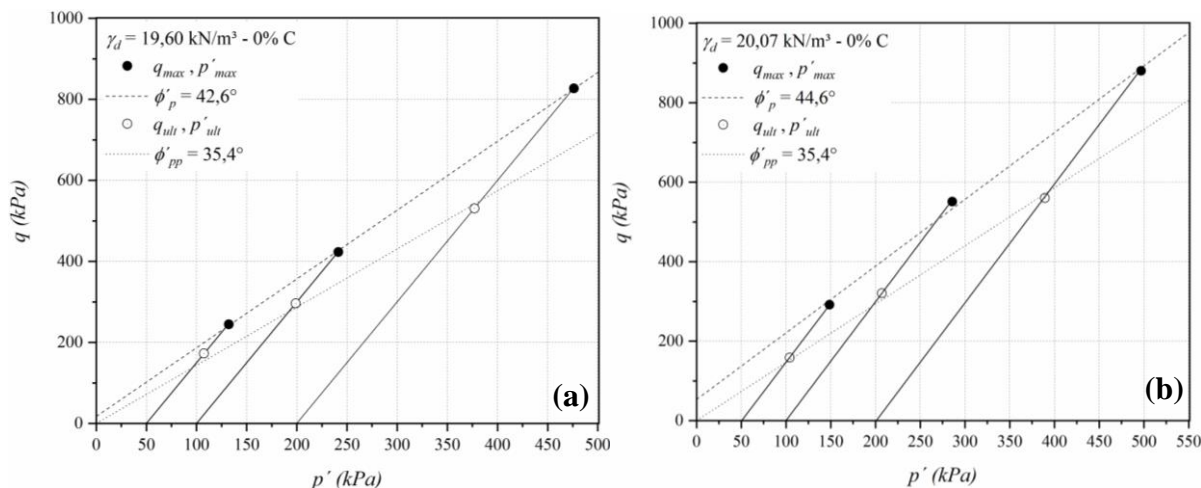


Figura 4.19 – Trajetórias de tensões efetivas, no espaço q x p' , para amostras sem a adição de cimento Portland: (a) compactadas na energia Proctor normal; (b) compactadas na energia Proctor intermediário

O mesmo procedimento foi adotado para as amostras cimentadas, as trajetórias de tensões efetivas no espaço q - p' são apresentados na Figuras 4.20, compactadas nas energias de Proctor normal (figura 4.20-a) e intermediária (figura 4.20-b), respectivamente. Como observado anteriormente, a partir das equações ajustadas, foi possível se obter os ângulos de atrito de pico e pós-pico. Conforme esperado, o ângulo do pós-pico é menor em relação ao de pico. Pode-se perceber que o ajuste das equações retorna valores de coesão, devido a cimentação do material, e conforme descrito anteriormente a queda de forma acentuada após a ruptura pode ser observada através da diferença entre a posição das envoltórias de pico e pós pico.

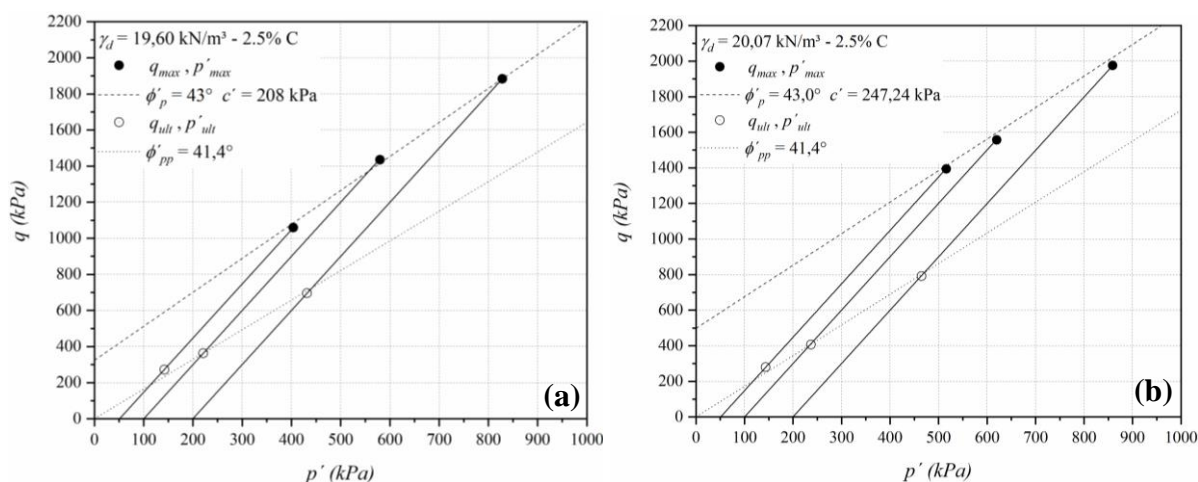


Figura 4.20 – Trajetórias de tensões efetivas, no espaço q x p' , para amostras com 2,5% de cimento Portland: (a) compactadas na energia Proctor normal; (b) compactadas na energia Proctor intermediário

Observa-se nos resultados que a inserção de cimento no rejeito de minério de ferro gerou um aumento significativo na tensão desvio como resultado da coesão que passa a existir por conta da aglomeração das partículas. Além disso, observa-se que quanto maior o η/Civ , menor é o valor de coesão, e vice-versa. Ocorre também um aumento no ângulo de pós-pico em relação ao rejeito não cimentado. Para os dois materiais, cimentado e não cimentado, não foi possível se observar uma mudança de comportamento de uma ruptura frágil para dúctil, conforme observado nas trajetórias, com o aumento da tensão efetiva, o que está relacionado ao fato de o material não ter atingido o estado crítico. Vale destacar também, que a envoltória real de resistência não é linear, a trajetória apresentada correspondendo ao melhor ajuste aos valores da tensão de pico. A Tabela 4.7 apresenta os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios realizados.

4.1.9.3 Degradação da rigidez

As figuras 4.21 e 4.22 apresentam a degradação dos módulos de elasticidade secantes, além dos módulos cisalhantes secante, em função da deformação distorcional e deformação axial, respectivamente, obtidos através do ensaio triaxial das amostras de rejeitos sem cimento e das misturas de rejeito e cimento Portland.

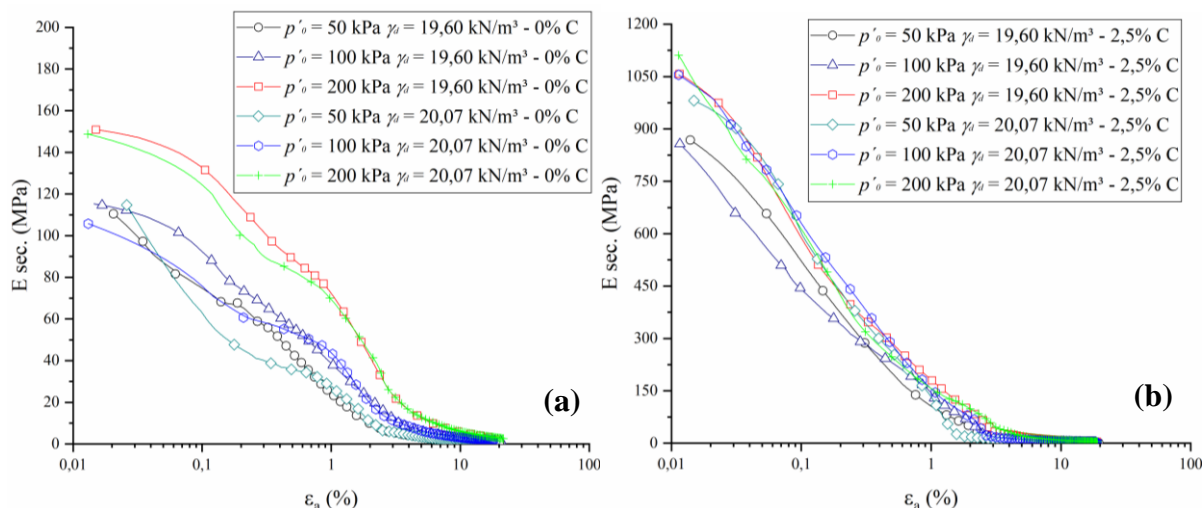


Figura 4.21 – Módulo de elasticidade secante (E_{sec}) em função da deformação axial (ϵ_a): (a) amostras não cimentadas; (b) amostras cimentadas

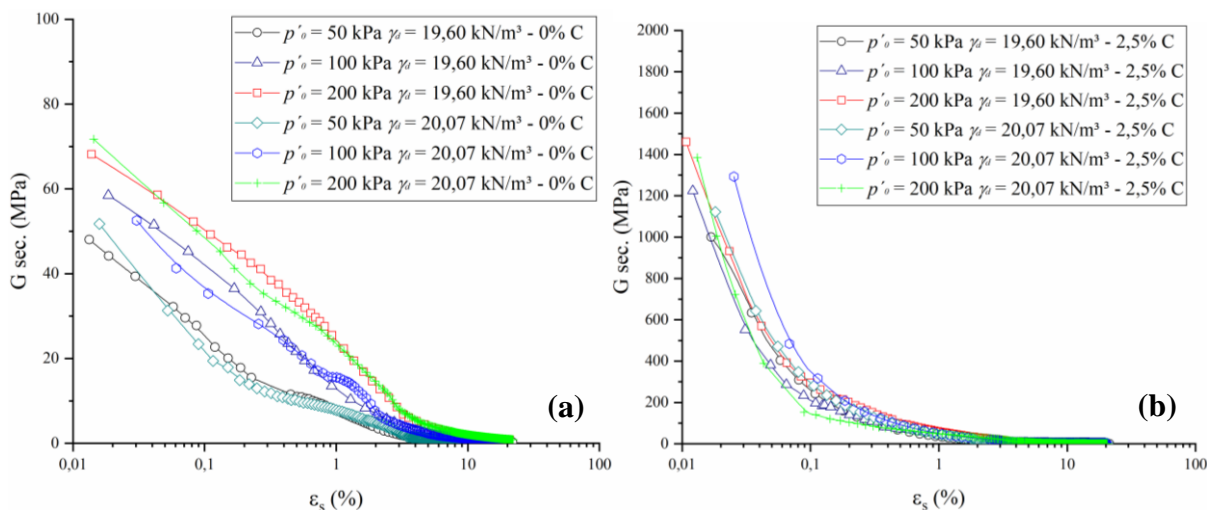


Figura 4.22 – Módulo cisalhante secante (G_{sec}) em função da deformação distorcional (ε_s): (a) amostras não cimentadas; (b) amostras cimentadas

Ao analisarmos os as figuras 4.21 e 4.22, é notável que a aplicação do agente cimentante ao rejeito de minério de ferro, induziu o aumento expressivo da rigidez inicial. Outro efeito a ser destacado é o da tensão efetiva média, que se mostrou mais significativa para o solo não cimentado, sendo possível notar um aumento no valor inicial do módulo com o aumento da tensão efetiva média e, além disso, observa-se que o material passa a ter menor degradação ao longo da deformação. A rigidez aumenta com a tensão efetiva média, devido a uma intensificação da atuação da componente friccional granular (CLOUGH, 1981).

4.1.9.4 Análise Tensão-Dilatância

Conforme visto na revisão bibliográfica, a análise tensão-dilatância pode ser feita através da relação entre a tensão cisalhante e tensão média (q/p') combinada com a taxa de deformações plásticas ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$), resultando na constante M , que corresponde a q/p' quando a dilatância é nula, ou seja, quando a amostra atinge o estado crítico.

A Figura 4.23 apresentam os ensaios triaxiais no espaço $(q/p')-(\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s)$, realizados nas amostras cimentadas e não cimentadas, respectivamente. Ressalta-se, que as tendências indicadas na Figura 4.23, representam o comportamento predominante durante o cisalhamento, e não ocorrem de forma isolada.

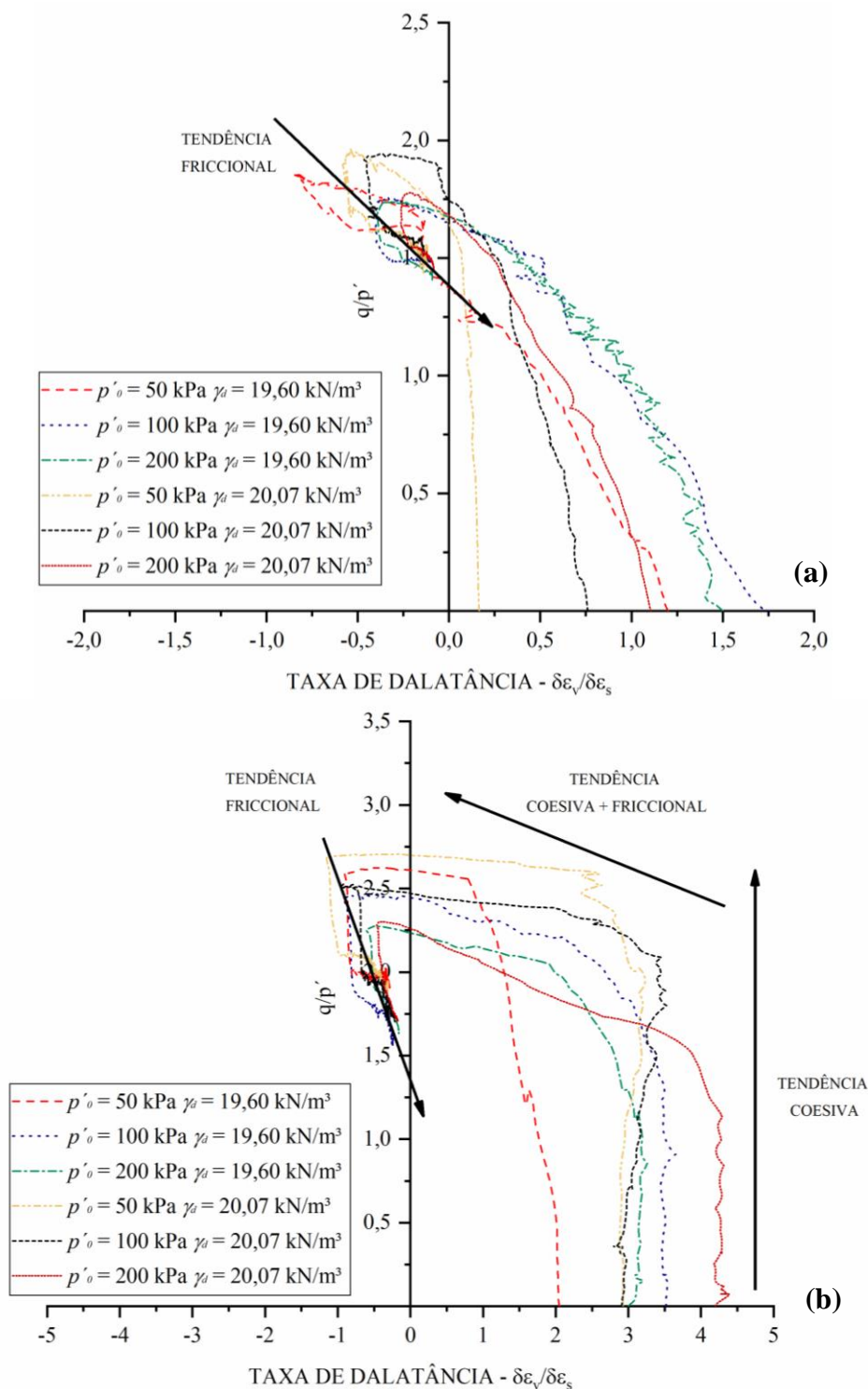


Figura 4.23 – Curvas tensão-dilatância de amostras moldadas em laboratório (a) não cimentadas; (b) cimentadas

Observa-se que, independentemente das características de moldagem do corpo de prova e tensões efetivas médias adotadas para o ensaio, todas as curvas tendem a um mesmo estado friccional. Na figura 4.23-a, é possível notar que as amostras sem cimentação seguem uma tendência friccional, cuja resistência é resultante do atrito entre as partículas. A curva inicia-se

à direita do eixo q/p' e direcionando-se para a esquerda, com posterior tendência de atingir o estado crítico ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s = 0$).

Para as amostras cimentada (Figura 4.23-b) é possível observar um comportamento que inibe grandes variações volumétricas no início do cisalhamento, isso ocorre devido a coesão referente as ligações cimentícias entre as partículas. Esse comportamento ocorre enquanto essas ligações se mantêm intactas, quando as tensões aplicadas a amostra atingem um certo valor limite (tensão de plastificação), se inicia o processo de degradação da cimentação e atingir o ponto de plastificação. Durante o processo de desestruturação das ligações cimentícias, é possível notar a mudança brusca de comportamento das curvas, que passam a se direcionar para o lado esquerdo do eixo q/p' até atingirem a máxima taxa de dilatância. A partir desse ponto, o material passa a ter um comportamento friccional, governado pelo atrito entre partículas, alcançando o estado crítico ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s = 0$) para grandes deformações.

Conforme observado, o efeito da cimentação passa a ter uma menor influência sobre a dilatância quando o ensaio é realizado com maiores tensões efetivas médias, o que resulta em menores taxas de dilatância, além disso, amostras com maiores porosidade também tem o efeito da dilatância menos pronunciado. Logo, percebe-se que a dilatância é inversamente proporcional à tensão média efetiva aplicada e, diretamente proporcional a porosidade e, conseqüentemente, ao η/C_{iv} . Em menores confinamentos garante-se que a cimentação se mantêm intacta até o início do cisalhamento, sendo necessário “percorrer” um maior trecho horizontal na curva tensão-dilatância até a completa desestruturação do material.

Com os resultados obtidos, é possível afirmar que as amostras ensaiadas não atingiram o estado crítico, tendo em vista o fato das taxas de deformações plásticas ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$) não atingirem um valor igual a zero. Ao se traçar uma linha de tendência final de comportamento do material, é possível afirmar que o valor do parâmetro M seria em torno de 1,4.

4.1.9.5 Comportamento tensão-deformação normalizado

Na Figura 4.24 são demonstradas as curvas da razão de tensões (q/p') em função da deformação axial, das amostras sem cimentação e com 2,5% de cimento Portland. Independente das tensões efetivas, as amostras não cimentadas se encaminharam a um mesmo estado ao final do ensaio, governado pelo comportamento friccional. Já nas amostras cimentadas, as ligações cimentícias criadas na matriz de rejeito, por conta da adição de cimento, geram uma parcela de resistência coesiva que aumenta a rigidez do corpo de prova, diminuindo as variações volumétricas iniciais,

até que as tensões impostas de carregamento superem essa resistência coesiva, e inicie o processo de degradação da cimentação. Após a amostra atingir a sua total dilatância, o rejeito aglomerado passa a ter tendência friccional, idêntico ao que ocorre nos rejeitos sem cimentação, e a resistência passa a ser proveniente apenas do atrito entre partículas.

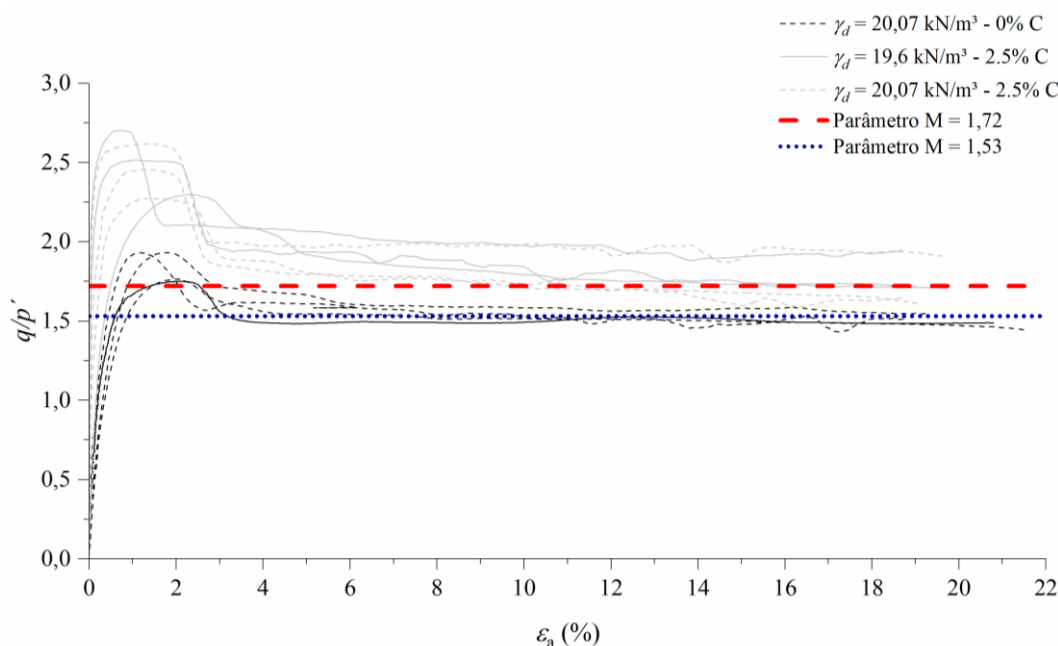


Figura 4.24 – Curvas tensão-deformação axial para amostras moldadas em laboratório, ensaiadas sem cimentação e com 2,5% de cimento Portland, para obtenção do parâmetro M

Conforme observado, a razão de tensão q/p' das amostras cimentadas apresentou um valor mais elevado, em torno de 1,72, em relação ao valor das amostras não cimentadas, que foi de 1,53. Observa-se que, até o final do ensaio, a tensão q/p' do material cimentado não se iguala ao valor das amostras não cimentadas. É possível notar, que as curvas q/p' - ε_a mostram uma tendência de encontro com as curvas das amostras não cimentadas.

Estudos mostram que amostras cimentadas tendem a exibir uma maior relação q/p' final, o que é um indício de alteração da sua granulometria, tendo em vista que após o cisalhamento o material passa a apresentar partículas de rejeito/cimento aglomeradas, consequentemente maiores, que podem acarretar tensões localizadas (CLOUGH et al., 1981; PRIETTO, 2004; LADE e TRADS, 2014; e SCHEUERMANN FILHO, 2022).

A Tabela 4.7 apresenta os principais parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais que foram submetidas as amostras de rejeito de minério de ferro cimentadas e não cimentadas.

Tabela 4.7: Dados de moldagem das amostras moldadas em laboratório, e resultados de dilatância

TIPO DE ENSAIO	TENSÕES EFETIVAS (kPa)	AMOSTRA	TEOR DE CIMENTO (%)	Porosidade (%)	η	$\eta/(c_w)^1$	ÂNGULO DE ATRITO PICO - Φ'_p (graus)	ÂNGULO DE ATRITO PÓS-PICO - Φ'_{pp} (graus)	COESÃO c' (kPa)	Razão de tensões q/p' (M)
Consolidado Isotropicamente e drenado (CID)	50	T3	0	35,04	-	-	42,6	35,4	0	1,53
	100	T2		34,96	-					
	200	T1		34,98	-					
	50	T6	0	33,36	-	44,6	35,4	0		
	100	T5		33,58	-					
	200	T4		34,21	-					
	50	T7	2,5	34,92	22,55	43,0	41,4	208	1,72	
	100	T8		34,8	22,36					
	200	T9		34,76	22,21					
	50	T12	2,5	33,51	20,85	43,0	41,4	247		
	100	T11		33,65	21,16					
	200	T10		33,46	21,04					

4.2 ESTUDO DE RESISTÊNCIA MECÂNICA – AMOSTRAS INDEFORMADAS

Neste item serão apresentados os resultados dos ensaios de laboratório realizados em amostras retiradas de blocos indeformados (30 x 30 x 30) coletados nas pilhas experimentais. Ressalta-se que os blocos foram coletados logo após a construção de cada camada das pilhas, e tiveram seu período de cura em laboratório.

4.2.1 Ensaio de Resistência ($q_u; q_t$) e Rigidez Inicial (G_0)

Foram utilizados corpos de prova obtidos de acordo com o procedimento apresentado no item 3.2.5.1. Ressalta-se, que por se tratar de amostras indeformadas e cimentadas, não foi possível manter exatamente as dimensões 5cmx10cm em todos os CP's, porém buscou-se a menor variabilidade possível. Durante a moldagem dos corpos de prova, fez-se a verificação do teor de umidade do material que era retirado do próprio corpo de prova, e de posse desse resultado e suas dimensões, foi possível determinar o peso específico de cada CP moldado.

Vale destacar que antes de cada ensaio de resistência, os CP's passaram por ensaio não destrutivo de pulso ultrassônico, e então foram colocados em imersão por 24 horas, visando reduzir o efeito da sucção sobre os resultados.

As Tabelas de 4.8 a 4.11 apresentam as características de moldagem de todas as amostras ensaiadas, assim como os resultados obtidos. Vale ressaltar que algumas amostras foram moldadas, mas não foi possível ensaiar, por conta de desestruturação, não estão presentes na planilha.

Tabela 4.8: Dados de moldagem das amostras indeformadas, submetidas ao ensaio de resistência à compressão não confinada – 28 dias de cura

AMOSTRA	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO (kN/m ³)	ÍNDICE DE VAZIOS (e)	POROSIDADE η (%)	$\eta/(C_{iv})^1$ Teórico	q_u (kPa)	G_0 (MPa)
C3_35Hz_4P_B_01	19,13	0,58	36,81	26,51	393,31	862,56
C3_35Hz_4P_B_02	19,25	0,57	36,39	24,14	401,00	929,33
C3_35Hz_4P_T_03	18,95	0,60	37,39	21,21	364,36	856,55
C3_35Hz_4P_T_04	19,13	0,58	36,81	25,16	363,71	838,07
C3_35Hz_6P_B_05	19,77	0,53	34,67	23,22	869,98	1727,64
C3_35Hz_6P_B_06	19,62	0,54	35,16	22,31	562,72	1537,82
C3_35Hz_6P_T_07	19,55	0,55	35,43	22,35	744,13	1556,70
C3_35Hz_6P_T_08	19,35	0,56	36,06	23,66	468,04	1540,59
C3_0Hz_6P_B_09	18,37	0,65	39,30	24,44	317,79	745,13
C3_0Hz_6P_B_10	17,95	0,69	40,70	30,54	322,41	762,41
C3_0Hz_6P_T_11	19,04	0,59	37,09	28,93	338,46	678,40
C3_0Hz_6P_T_12	18,05	0,68	40,38	29,38	324,10	837,01
C3_0Hz_4P_B_13	19,41	0,56	35,89	22,90	617,53	1112,88
C3_0Hz_4P_B_14	19,20	0,58	36,56	23,73	528,63	1086,53
C3_35Hz_4P_T_15	18,93	0,60	37,47	22,37	371,90	1017,93
C3_35Hz_4P_T_16	19,25	0,57	36,41	23,21	386,49	970,89
C4_35Hz_4P_B_17	19,52	0,55	35,51	22,89	674,69	1458,86
C4_35Hz_4P_B_18	20,38	0,49	32,67	20,67	816,27	1453,48
C4_35Hz_4P_T_19	19,13	0,58	36,81	24,38	588,68	1047,44
C4_35Hz_4P_T_20	19,29	0,57	36,26	23,79	571,22	1072,08
C4_35Hz_6P_B_21	19,51	0,55	35,56	23,11	616,51	1212,34
C4_35Hz_6P_B_22	19,50	0,55	35,56	24,69	629,41	1171,19
C4_35Hz_6P_T_23	19,27	0,57	36,35	24,41	380,93	923,49
C4_35Hz_6P_T_24	19,15	0,58	36,74	25,08	377,20	906,74
C4_0Hz_6P_B_25	19,35	0,56	36,07	23,72	581,41	1171,55
C4_0Hz_6P_B_26	19,40	0,56	35,90	24,27	586,20	1230,79
C4_0Hz_6P_T_27	19,20	0,58	36,58	23,42	390,66	988,61
C4_0Hz_6P_T_28	19,37	0,56	36,02	23,66	395,55	976,52
C4_0Hz_4P_B_29	19,35	0,56	36,08	23,70	669,76	1171,89

C4_0Hz_4P_B_30	19,53	0,55	35,46	23,13	655,15	1126,79
C4_35Hz_4P_T_31	19,39	0,56	35,95	23,51	340,40	899,77
C4_35Hz_4P_T_32	19,39	0,56	35,95	23,51	340,40	899,77
C5_35Hz_4P_B_33	19,08	0,59	36,96	24,93	747,93	1634,16
C5_35Hz_4P_B_34	19,41	0,56	35,88	23,03	732,83	1477,40
C5_35Hz_4P_T_35	18,46	0,64	39,00	26,71	625,84	1271,04
C5_35Hz_4P_T_36	18,38	0,65	39,29	26,99	634,60	1240,72
C5_35Hz_6P_B_37	19,71	0,54	34,89	22,39	631,08	1214,33
C5_35Hz_6P_B_38	19,46	0,56	35,72	25,44	898,00	1854,14
C5_35Hz_6P_T_39	19,41	0,56	35,86	23,00	656,50	1761,04
C5_35Hz_6P_T_40	18,48	0,64	38,96	26,12	663,36	1416,73

Tabela 4.9: Dados de moldagem das amostras indeformadas, submetidas ao ensaio de resistência à compressão não confinada – 90 dias de cura

AMOSTRA	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO (kN/m ³)	ÍNDICE DE VAZIOS (e)	POROSIDADE η (%)	$\eta/(C_w)^1$ Teórico	q_u (kPa)	G_o (MPa)
C3_35Hz_6P_B_41	19,83	0,53	34,50	21,11	821,79	1798,19
C3_35Hz_6P_B_42	19,68	0,54	34,98	23,23	771,70	1751,43
C3_35Hz_6P_T_43	19,47	0,55	35,69	22,10	658,04	1582,11
C3_35Hz_6P_T_44	19,01	0,59	37,21	24,44	694,94	1660,25
C3_0Hz_6P_B_45	18,15	0,67	40,03	27,01	585,53	1598,85
C3_0Hz_6P_B_46	18,31	0,65	39,50	26,52	388,31	1452,71
C3_0Hz_6P_T_47	18,84	0,61	37,76	26,46	611,14	1641,31
C3_0Hz_6P_T_48	18,64	0,62	38,41	25,28	511,79	1288,42
C3_0Hz_4P_B_49	19,34	0,57	36,12	24,61	674,56	1583,61
C3_0Hz_4P_B_50	19,39	0,56	35,95	21,79	665,53	1459,43
C3_35Hz_4P_T_51	19,13	0,58	36,81	25,18	432,39	1405,07
C3_35Hz_4P_T_52	19,00	0,59	37,21	24,98	651,48	1475,55
C4_35Hz_4P_B_53	20,02	0,51	33,86	19,62	834,73	1724,74
C4_35Hz_4P_B_54	20,12	0,50	33,54	18,88	761,68	1736,31
C4_35Hz_4P_T_55	19,36	0,56	36,04	23,95	723,89	1320,86
C4_35Hz_4P_T_56	19,24	0,57	36,45	23,18	525,21	1357,15
C4_35Hz_6P_B_57	19,43	0,56	35,82	22,03	1021,08	1713,47
C4_35Hz_6P_B_58	19,78	0,53	34,65	22,66	742,77	1605,89
C4_35Hz_6P_T_59	19,58	0,55	35,32	20,50	846,73	1433,34

C4_35Hz_6P_T_60	19,08	0,59	36,97	25,16	625,33	1243,03
C4_0Hz_6P_B_61	19,37	0,56	36,01	21,99	630,51	1482,54
C4_0Hz_6P_B_62	19,62	0,54	35,19	22,91	726,29	1354,41
C4_0Hz_6P_T_63	19,19	0,58	36,59	23,75	616,54	1455,03
C4_0Hz_6P_T_64	19,24	0,57	36,45	23,25	561,34	1167,48
C4_0Hz_4P_B_65	19,36	0,56	36,05	23,76	857,05	1500,09
C4_0Hz_4P_B_66	19,79	0,53	34,63	21,42	736,17	1342,67
C4_35Hz_4P_T_67	19,33	0,57	36,13	22,16	645,93	1371,12
C5_35Hz_4P_B_68	19,07	0,59	37,00	23,65	865,23	1814,27
C5_35Hz_4P_B_69	19,29	0,57	36,26	23,55	659,71	1711,65
C5_35Hz_4P_T_70	18,47	0,64	38,98	26,78	560,64	1558,87
C5_35Hz_4P_T_71	17,93	0,69	40,78	29,25	450,39	1420,98
C5_35Hz_6P_B_72	19,36	0,56	36,05	24,52	773,65	1751,10
C5_35Hz_6P_B_73	19,21	0,58	36,55	23,22	368,87	1547,79
C5_35Hz_6P_B_74	19,21	0,58	36,54	20,70	552,71	1358,59
C5_35Hz_6P_T_75	18,31	0,65	39,50	27,19	627,09	1671,21
C5_35Hz_6P_T_76	18,76	0,61	38,02	25,82	563,95	1708,28

Tabela 4.10: Dados de moldagem das amostras indeformadas, submetidas ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral – 28 dias de cura

AMOSTRA	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO (kN/m³)	ÍNDICE DE VAZIOS (e)	POROSIDADE η (%)	$\eta/(C_w)^1$ Teórico	q_t (kPa)	G_0 (MPa)
C3_35Hz_4P_B_77	19,02	0,59	37,17	25,13	57,70	849,09
C3_35Hz_4P_B_78	19,44	0,56	35,78	21,99	51,41	954,23
C3_35Hz_4P_T_79	18,99	0,59	37,27	24,05	49,74	828,06
C3_35Hz_6P_B_80	19,81	0,53	34,56	22,80	112,41	1754,87
C3_35Hz_6P_B_81	18,56	0,63	38,68	25,29	70,68	1462,93
C3_35Hz_6P_B_82	20,36	0,49	32,74	18,00	101,71	1633,92
C3_35Hz_6P_T_83	19,24	0,57	36,43	21,18	88,99	1544,32
C3_0Hz_6P_B_84	18,41	0,64	39,18	29,14	35,69	738,84
C3_0Hz_6P_B_85	17,88	0,69	40,93	27,89	33,66	717,57
C3_0Hz_6P_T_86	18,64	0,62	38,41	28,41	42,16	781,35
C3_0Hz_4P_B_87	19,58	0,55	35,30	23,44	59,35	1278,77
C3_0Hz_4P_B_88	19,15	0,58	36,72	23,97	51,83	1221,16

C3_0Hz_4P_T_89	18,95	0,60	37,38	24,53	45,96	1006,17
C3_0Hz_4P_T_90	18,87	0,60	37,66	26,01	48,00	987,55
C4_35Hz_4P_B_91	20,35	0,49	32,76	19,75	84,45	1754,34
C4_35Hz_4P_B_92	19,66	0,54	35,04	19,97	81,80	1680,21
C4_35Hz_4P_T_93	19,37	0,56	35,99	24,87	60,14	1100,02
C4_35Hz_4P_T_94	19,37	0,56	36,01	23,03	62,67	1130,31
C4_35Hz_6P_B_95	19,54	0,55	35,45	22,05	76,78	1236,24
C4_35Hz_6P_B_96	19,34	0,56	36,09	24,37	72,63	1304,57
C4_35Hz_6P_T_97	19,16	0,58	36,71	24,49	44,71	963,98
C4_0Hz_6P_B_98	19,51	0,55	35,54	23,91	66,56	904,62
C4_0Hz_6P_B_99	19,68	0,54	34,98	22,92	71,76	1088,87
C4_0Hz_6P_T_100	19,36	0,56	36,03	23,75	37,13	895,82
C4_0Hz_4P_B_101	19,16	0,58	36,69	23,26	66,76	1242,62
C4_0Hz_4P_B_102	19,53	0,55	35,49	22,24	68,91	1217,41
C4_35Hz_4P_T_103	18,87	0,60	37,67	24,08	47,20	993,80
C4_35Hz_4P_T_104	19,72	0,53	34,84	23,39	51,31	954,38
C5_35Hz_4P_B_105	18,88	0,60	37,64	24,42	100,15	1662,56
C5_35Hz_4P_B_106	19,04	0,59	37,10	25,56	96,38	1496,08
C5_35Hz_4P_T_107	18,30	0,65	39,53	27,54	81,55	1155,92
C5_35Hz_4P_T_108	18,73	0,62	38,10	25,72	86,83	1408,12
C5_35Hz_6P_B_109	19,46	0,56	35,72	23,01	111,90	1465,22
C5_35Hz_6P_B_110	19,73	0,53	34,81	22,61	108,30	1822,09
C5_35Hz_6P_T_111	18,69	0,62	38,25	25,89	93,65	1667,50
C5_35Hz_6P_T_112	18,88	0,60	37,63	25,65	83,51	1654,58

Tabela 4.11: Dados de moldagem das amostras indeformadas, submetidas ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral – 90 dias de cura

AMOSTRA	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO (kN/m ³)	ÍNDICE DE VAZIOS (e)	POROSIDADE η (%)	$\eta/(C_v)^{1/2}$ Teórico	q_t (kPa)	G_0 (MPa)
C3_35Hz_6P_B_113	19,79	0,53	34,62	21,63	114,51	1709,74
C3_35Hz_6P_T_114	19,18	0,58	36,62	24,05	98,68	1560,20
C3_35Hz_6P_T_115	19,37	0,56	35,99	24,20	109,73	1847,37
C3_0Hz_6P_B_116	18,61	0,63	38,53	26,21	83,44	1667,73
C3_0Hz_6P_B_117	18,31	0,65	39,49	26,59	66,70	1521,12

C3_0Hz_6P_T_118	18,62	0,63	38,49	25,94	91,22	1356,84
C3_0Hz_6P_T_119	18,18	0,66	39,94	25,46	60,24	1132,07
C3_0Hz_4P_B_120	19,08	0,59	36,98	23,63	111,06	1664,93
C3_0Hz_4P_B_121	19,15	0,58	36,74	21,52	84,11	1498,58
C3_35Hz_4P_T_122	19,11	0,58	36,88	24,18	96,10	1537,68
C3_35Hz_4P_T_123	19,00	0,59	37,23	24,68	78,72	1389,81
C4_35Hz_4P_B_124	19,86	0,52	34,37	22,64	94,43	1637,93
C4_35Hz_4P_B_125	19,93	0,52	34,17	21,49	123,47	1733,66
C4_35Hz_4P_T_126	19,17	0,58	36,65	24,11	93,90	1357,30
C4_35Hz_4P_T_127	19,41	0,56	35,89	23,95	99,49	1542,96
C4_35Hz_6P_B_128	19,54	0,55	35,46	22,30	113,74	1529,19
C4_35Hz_6P_T_129	19,09	0,59	36,92	23,36	117,63	1453,09
C4_35Hz_6P_T_130	19,50	0,55	35,58	22,91	95,40	1137,05
C4_0Hz_6P_B_131	19,34	0,57	36,11	21,89	78,84	1180,39
C4_0Hz_6P_B_132	19,69	0,54	34,95	22,59	111,19	1697,34
C4_0Hz_6P_T_133	19,45	0,56	35,73	23,45	64,02	1292,95
C4_0Hz_4P_B_134	19,62	0,54	35,19	22,03	79,78	1347,27
C4_0Hz_4P_B_135	19,25	0,57	36,42	25,10	100,80	1663,50
C4_35Hz_4P_T_136	19,45	0,56	35,75	22,36	96,05	1338,37
C4_35Hz_4P_T_137	19,13	0,58	36,79	24,37	71,12	1289,15
C5_35Hz_4P_B_138	18,92	0,60	37,48	26,11	106,82	1978,55
C5_35Hz_4P_B_139	19,32	0,57	36,16	22,64	103,70	1821,14
C5_35Hz_4P_T_140	18,35	0,65	39,36	28,52	77,64	1653,15
C5_35Hz_4P_T_141	18,31	0,65	39,52	27,56	105,93	1589,79
C5_35Hz_6P_B_142	19,16	0,58	36,68	24,08	86,53	1282,18
C5_35Hz_6P_B_143	19,46	0,56	35,71	21,50	96,88	1629,00
C5_35Hz_6P_T_144	18,38	0,65	39,27	26,90	90,77	1946,51
C5_35Hz_6P_T_145	18,38	0,65	39,29	26,77	100,35	2057,39

Para o bom entendimento dos gráficos que serão demonstrados a seguir, destaca-se que os parâmetros em análise serão plotados no eixo das ordenadas. No eixo das abscissas estão as informações quanto as características e origem da amostra. A primeira linha indica o número de passadas do rolo compactador (4P ou 6P), assim como a região do bloco em que pertencem, topo (P) ou base (b). Já a segunda linha, indica a frequência de vibração aplicada a pilha onde o bloco foi extraído (35 Hz ou 0Hz).

Para facilitar a identificação das amostras foi utilizado o código apresentado a seguir na Figura 4.25:

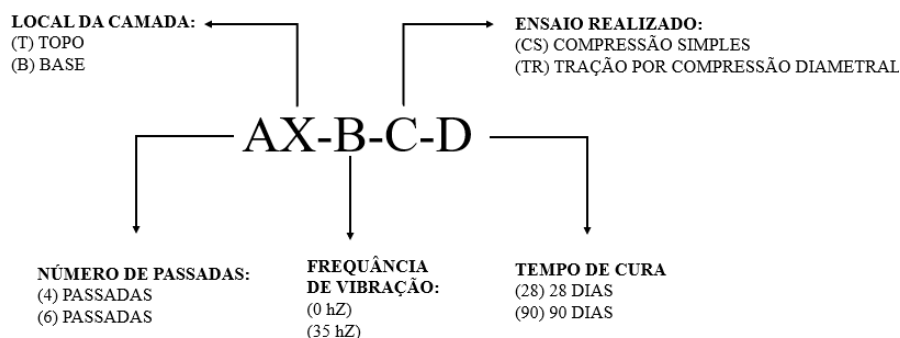


Figura 4.25 – Organização do código para identificação das amostras

Por exemplo a amostra 4B-35hZ-CS-28, é uma amostra retirada da base da camada 04, da pilha vibrada a 35 Hz, submetida ao ensaio de compressão simples com 28 dias de cura. Ressalta-se, que ao não se apresentar algum item da nomenclatura, se tem a especificação de um grupo mais amplo, por exemplo, 4B-35hZ-CS, representa as amostras citadas acima, considerando os dois tempos de cura, 28 e 90 dias.

4.2.1.1 Camada 03

A Figuras de 4.26 e 4.27 apresentam os pesos específicos aparentes secos, assim como a porosidade obtida para as amostras da camada 03, ensaiados em 28 e 90 dias de tempo de cura. Vale ressaltar, que essa a compactação dessa camada foi idealizada em uma umidade 2% abaixo da umidade ótima (11,4%), e a umidade média alcançada para as amostras da pilha sem vibração, foi de 10,13%, e para as amostras da pilha com vibração verificou-se umidade média de 9,34%.

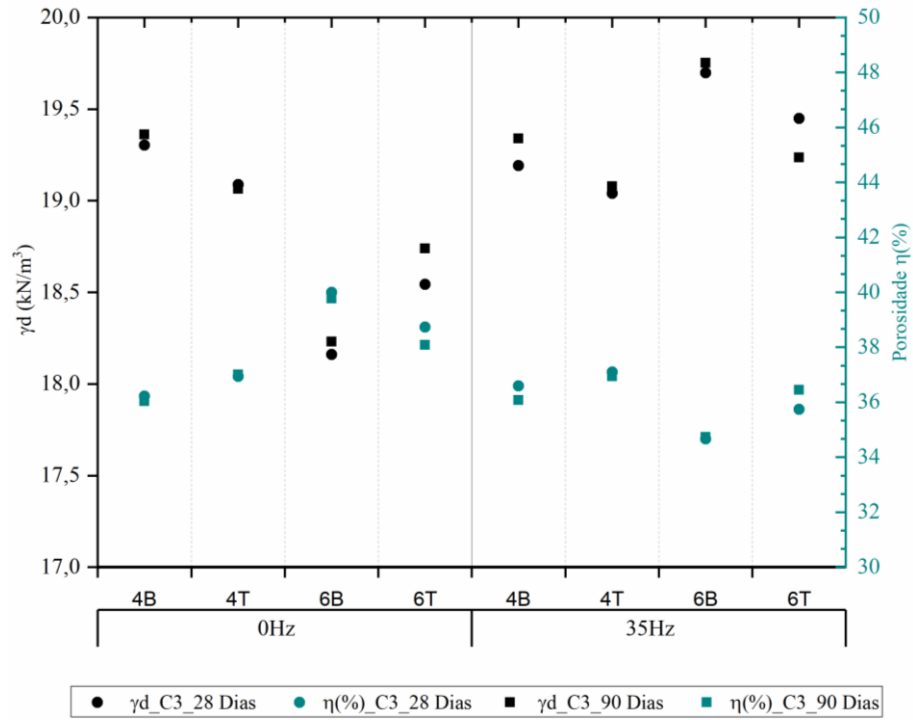


Figura 4.26 – Peso específico seco de amostras e índice de porosidade das amostras indeformadas submetidas ao ensaio de resistência à compressão não confinada

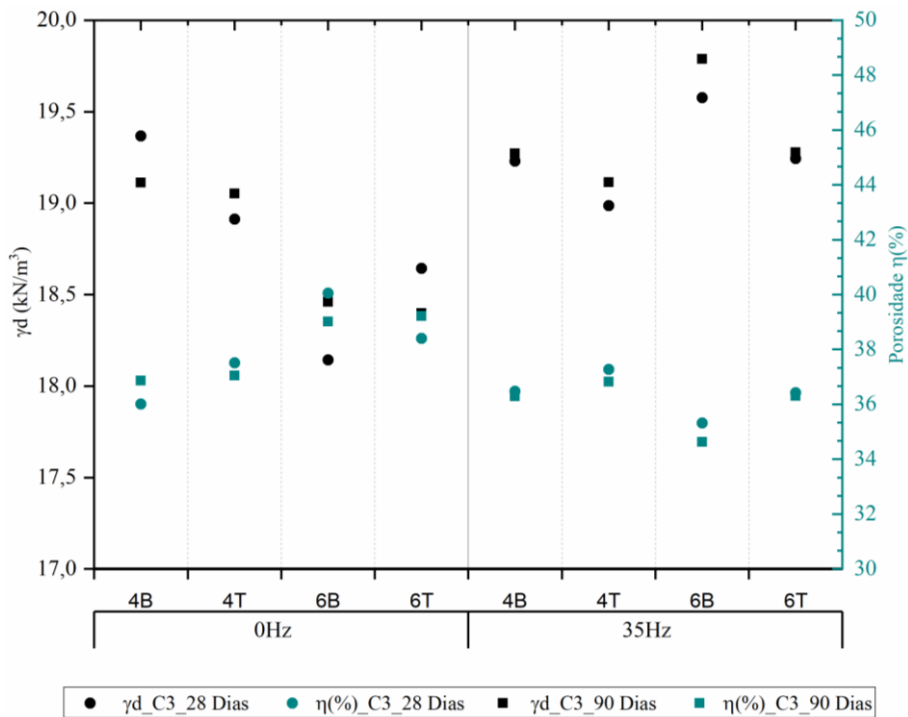


Figura 4.27 – Peso específico seco de amostras e índice de porosidade das amostras indeformadas submetidas ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral

A partir das Figuras 4.26 e 4.27, observa-se que os valores médios dos pesos específicos obtidos na pilha sem vibração variaram de 18,14 kN/m³ a 19,36 kN/m³. Destaca-se, que a pilha exibe um comportamento atípico na comparação entre os números de passadas, pois a pista de 6 passadas apresenta valores de peso específico menores que a de 4 passadas, o que indica que o aumento do número de passadas na pilha não vibrada diminui o peso específico aparente seco.

Para a pilha vibrada, o intervalo dos valores médios do peso específico aparente seco ficou entre 18,99 kN/m³ a 19,79 kN/m³. Logo, observa-se que, de forma geral, ela apresenta maiores valores de peso específico aparente seco maiores em relação a pilha não vibrada. Ao se comparar o número de passadas, observa-se que a pista de 6 passadas apresenta maiores valores de peso específico, quando comparado com a pista de 4 passadas, o que demonstra que o aumento de passadas foi efetivo para a densificação do material.

As Figuras 4.28 e 4.29 apresentam os valores de resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral, respectivamente, assim como os módulo de cisalhamento inicial, dos resultados obtidos nos tempos de cura de 28 e 90 dias.

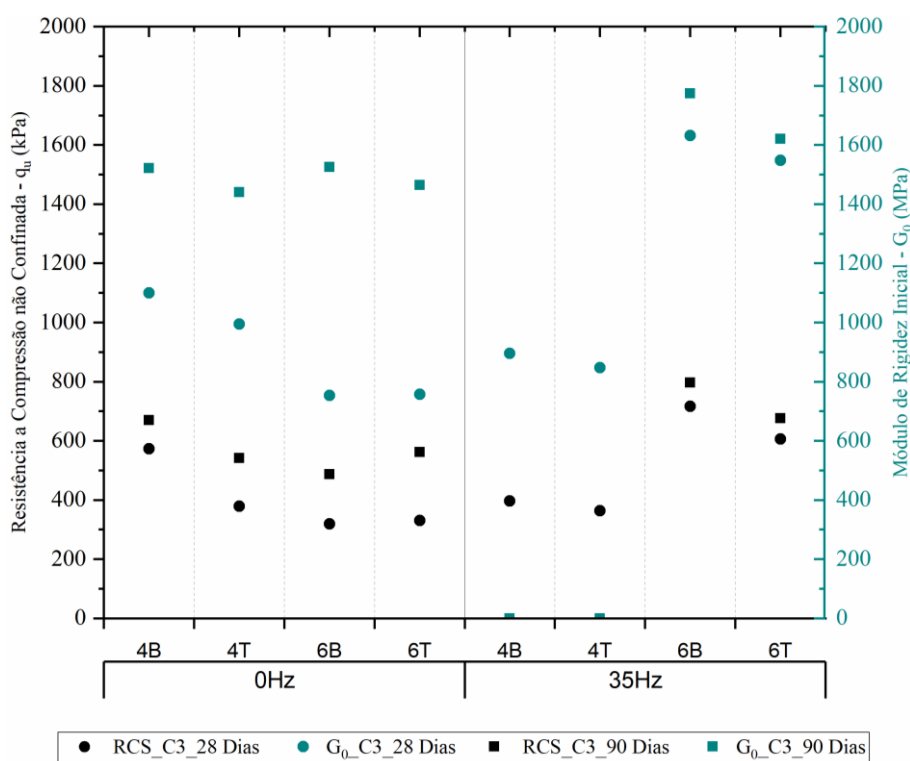


Figura 4.28 – Resistência à compressão não confinada e módulo de rigidez inicial das amostras indeformadas C3, nas idades de 28 e 90 dias

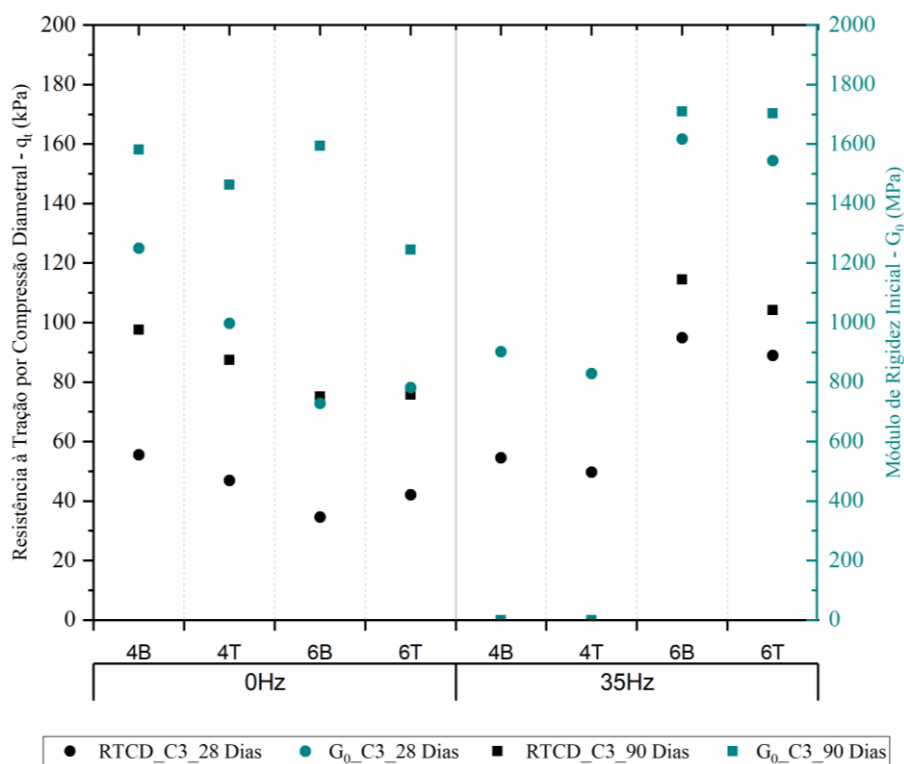


Figura 4.29 – Resistência à tração por compressão diametral e módulo de rigidez inicial das amostras indeformadas C3, nas idades de 28 e 90 dias

Ao se analisar os resultados de resistência à compressão não confinada e tração por compressão diametral, observa-se que para a pilha não vibrada, a magnitude dos valores alcançados foi de acordo com os pesos específicos alcançados e tempo de cura, ou seja maior resistência para maiores valores de pesos específicos e tempo de cura. Porém, o ganho de resistência entre os tempos de cura chegou a 70% na compressão simples (6b-0Hz-CS-28/90) e 52% para a resistência à tração (6B-0Hz-TR-28/90), indicando uma possível heterogeneidade da matriz cimentícia do bloco. Vale ressaltar que as amostras dos blocos pertencentes a configuração 4B-35Hz e 4T-35Hz possuíam características nítidas de desestruturação, que levou a baixas resistências e até mesmo o desmanche do corpo de prova, ao serem colocados em imersão. As amostras que apresentam melhores valores de resistência são as do grupo 6B-35Hz e 6T-35Hz, além disso obtiveram ganhos razoáveis de resistência entre os tempos de cura, indicando uma boa homogeneidade da mistura.

Em relação ao comportamento da rigidez inicial, observa-se que ele seguiu a mesma tendência da resistência a compressão não confinada e resistência à tração por compressão diametral. Ou seja, alcançou módulos mais elevados para maiores valores de pesos específicos e tempo de cura. Além disso, observa-se o mesmo comportamento de ganho excessivo de rigidez em

relação ao tempo de cura, que é o caso das amostras 6B-0Hz-CS-28/90, que tiveram ganho de 102% e 6B-0Hz-TR-28/90 com ganho de 119%, o que reflete novamente uma possível heterogeneidade.

4.2.1.2 Camada 04

As Figuras de 4.30 e 4.31 apresentam os pesos específicos aparentes secos, assim como a porosidade obtida para as amostras da camada 04, obtidos para os corpos de prova ensaiados com tempo de cura de 28 e 90 dias. Conforme apresentado na metodologia, a camada 04 foi idealizada para se verificar as características do rejeito compactado no ramo úmido da curva de compactação, logo para essa camada o grau médio de umidade médio, foi de 13,34% para a pilha compactada sem vibração e 13,26% para a pilha vibrada, aproximadamente 2% acima da umidade ótima (11,4%).

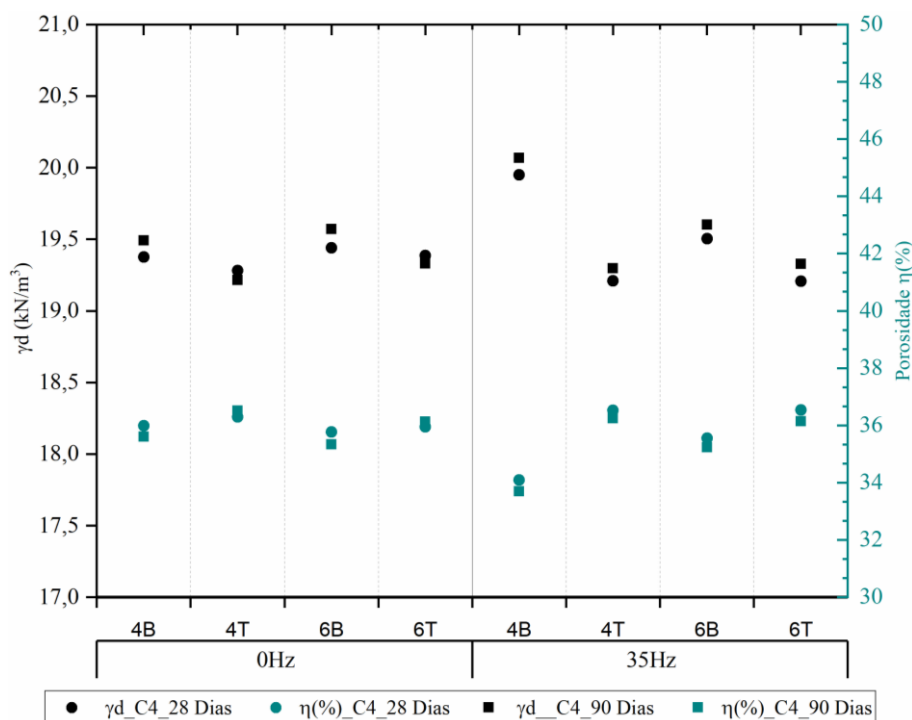


Figura 4.30 – Peso específico seco de amostras e índice de porosidade das amostras indeformadas C4 submetidas ao ensaio de resistência à compressão não confinada

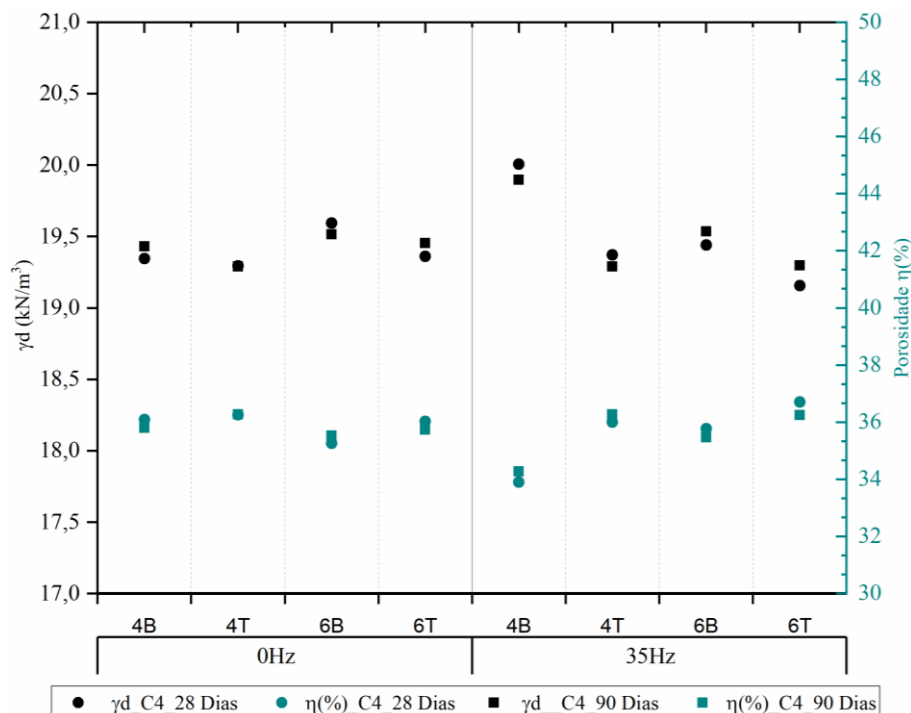


Figura 4.31 – Peso específico seco de amostras e índice de porosidade das amostras indeformadas C4 submetidas ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral

Os valores médios de peso específico aparente seco variaram de 19,21 kN/m³ a 19,60 kN/m³ para a pilha compactada sem vibração e de 19,16 kN/m³ a 20,07 kN/m³ para a pilha vibrada. Através das Figuras 4.30 e 4.31, observa-se que tanto para a pilha vibrada quanto para a não vibrada, ocorre o ganho no valor de peso específico aparente seco, ao se aumentar o número de passadas, porém as amostras 4B-35Hz-CS-28/90 e 4B-35Hz-TR-28/90, não apresentam essa tendência, e estão totalmente fora do intervalo de valores atingidos pelas outras configurações, apresentando maiores valores de peso específico aparente seco. Essa diferença pode ser um indicativo de alguma interferência durante a compactação (velocidade do rolo, umidade do material, etc.), resultando em um comportamento atípico das demais pistas. De forma análoga à camada 03, o melhor grau de compactação obtido na base em relação ao topo.

Outro ponto a ser observado, é a comparação entre os pesos específico aparente seco obtidos para a pilha vibrada e não vibrada, excluindo-se da análise as amostras 4B-35Hz-CS e 4B-35Hz-TR, é notório que não houve grande diferença entre o emprego da técnica vibrada e não vibrada, ao compararmos os resultados com os da camada 03. As Figuras 4.32 e 4.33 apresentam os valores de resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral, respectivamente, assim como os módulo de cisalhamento inicial, dos resultados obtidos nos tempos de cura de 28 e 90 dias.

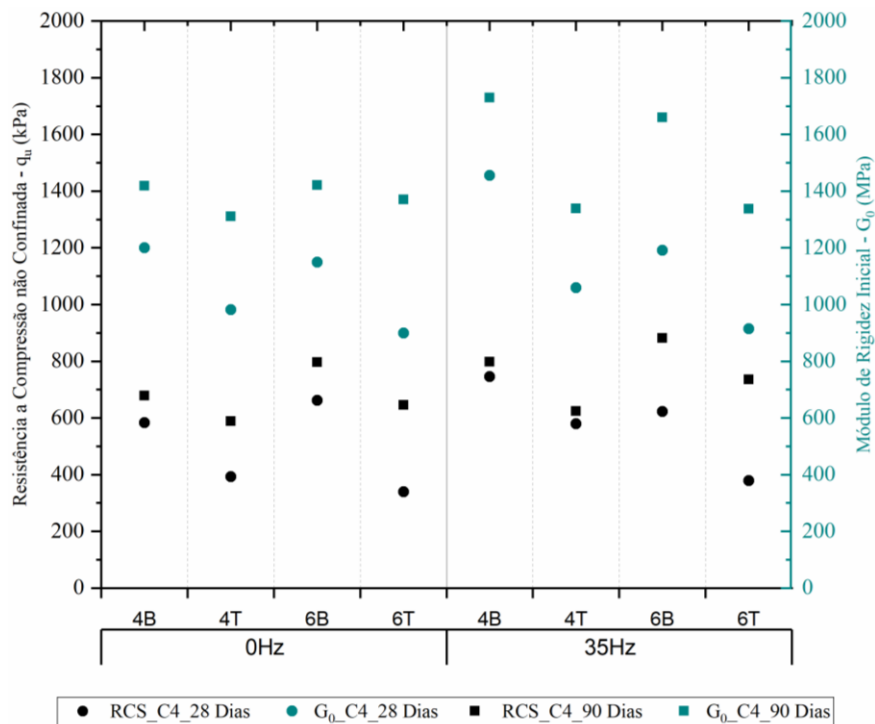


Figura 4.32 – Resistência à compressão não confinada e módulo de rigidez inicial para as amostras indeformadas C4 nas idades de 28 e 90 dias

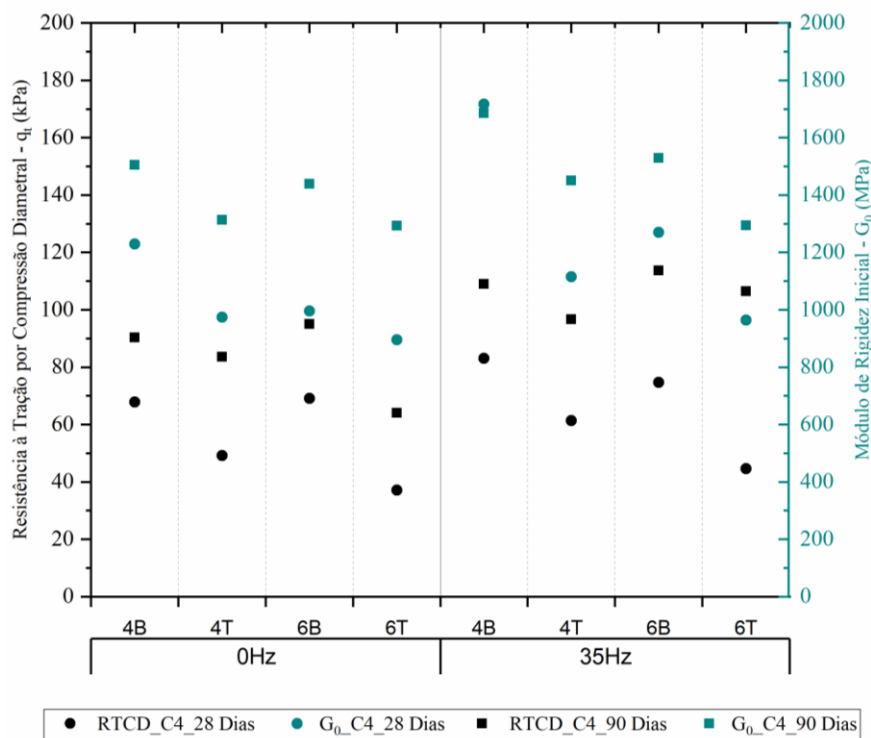


Figura 4.33 – Resistência à tração por compressão diametral e módulo de rigidez inicial para as amostras indeformadas C4 nas idades de 28 e 90 dias

Em relação ao resultado de resistência à compressão não confinada e a tração por compressão diametral, observa-se que as amostras desenvolveram boas resistências, porém ocorreu uma grande diferença entre os resultados obtidos para amostras curadas a 28 e 90 dias, principalmente na pilha vibrada com 6 passadas, fato que se replicou tanto na base quanto no topo, chegando a 138% para a amostra 6T-35Hz-TR-28/90 e 94 % a 6T-35Hz-CS-28/90. Tal comportamento indica uma distribuição irregular da cimentação, pois as amostras destinadas aos ensaios com 28 e 90 dias de cura, apresentavam valores próximos de pesos específicos aparente seco, por terem sido esculpido de uma mesma região do bloco.

Novamente, observa-se que o resultado de pulso ultrassônico seguiu a mesma tendência da resistência à compressão não confinada e resistência a tração por compressão diametral. Além disso, observa-se que a maioria das amostras compactadas em campo, apresentam altos valores de módulo de rigidez inicial, mesmo para baixas resistência.

4.2.1.3 Camada 05

A Figuras de 4.34 e 4.35 apresentam os pesos específicos aparentes secos, assim como a porosidade obtida para as amostras da camada 05, obtidos para os corpos de prova ensaiados nos tempos de cura de 28 e 90 dias. Ressalta-se, que foram recebidas apenas amostras da pilha compactada com vibração. A umidade idealizada para ela foi a ótima da curva de compactação de energia Proctor normal (11,4%), porém a umidade média verificada após a mistura e antes da compactação, foi de 10,45% para a pilha compactada com vibração, ou seja, a pilha foi compactada no ramo seco da curva de compactação.

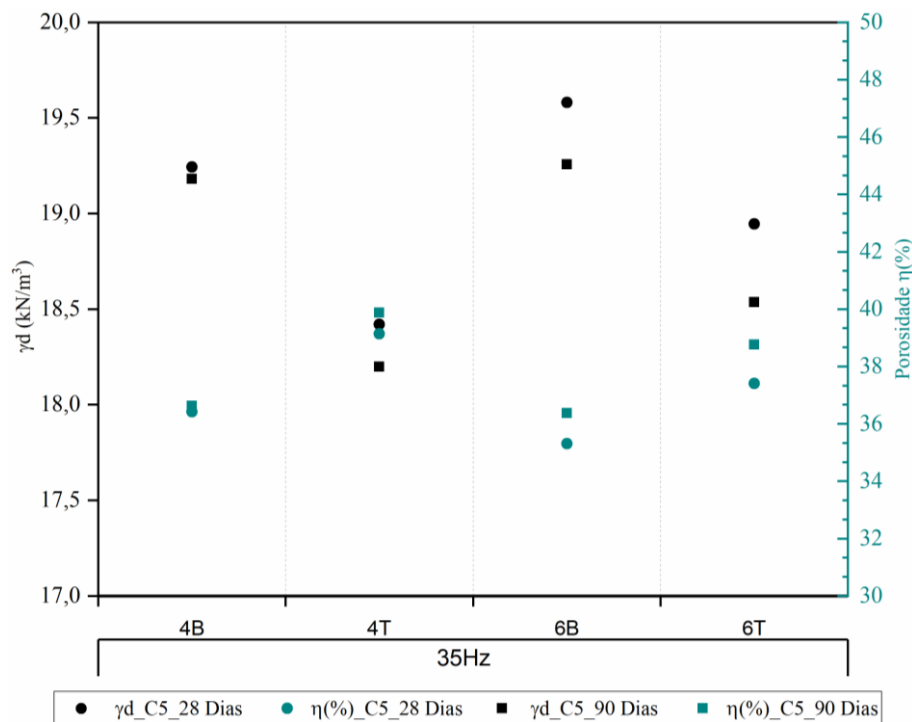


Figura 4.34 – Peso específico seco de amostras e índice de porosidade das amostras indeformadas C5 submetidas ao ensaio de resistência à compressão não confinada

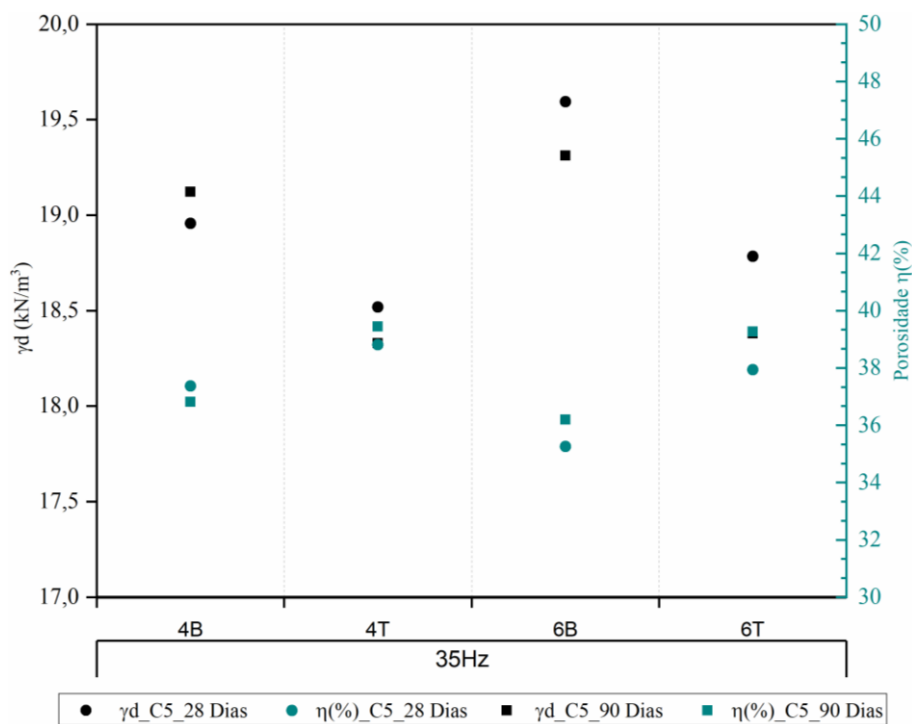


Figura 4.35 – Peso específico seco de amostras e índice de porosidade das amostras indeformadas C5 submetidas ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral

Os valores médios de peso específico aparente seco variaram de 18,20 kN/m³ a 19,59 kN/m³ para a pilha, que foi compactada com vibração. Conforme observado nas Figuras 4.34 e 4.35, o aumento do número de passadas gerou materiais menos porosos, e conforme observado nas camadas anteriores, os valores de peso específico seco das amostras de base foram maiores que as de topo, porém a discrepância de valores entre base e topo foi alta. Esse comportamento pode ter relação com o estado do bloco recebido em laboratório, tendo em vista que ele apresentava uma certa quantidade de partículas com granulometria elevada, que aparentemente eram partículas de cimento endurecido, dessa forma, o bloco apresentava pontos de heterogeneidade, principalmente no topo. Ressalta-se, que as amostras escolhidas para todos os ensaios realizados foram as mais homogêneas, amostras que apresentavam esse material de maior granulometria eram descartados.

Ao se analisar novamente as figuras, é nítido que amostras de uma mesma região apresentavam significativas diferenças no valor de peso específico. Em geral, para um mesmo subgrupo os valores mais baixos são os das amostras ensaiadas com 90 dias de cura. Vale ressaltar, que devido ao cumprimento do tempo de cura, moldava-se em sequência os corpos de prova a serem ensaiados aos 28 dias de cada camada, e após esculpir todos eram realizados os ensaios e então eram esculpidas as amostras para a idade o tempo de cura de 90 dias, assim esses baixos valores de peso específico seco, de um mesmo subgrupo, só foram identificados durante o período de moldagem das amostras de 90 dias.

A figura 4.36 e 4.37 apresentam os valores de resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral, respectivamente, assim como os módulo de cisalhamento inicial, dos resultados obtidos nos tempos de cura de 28 e 90 dias.

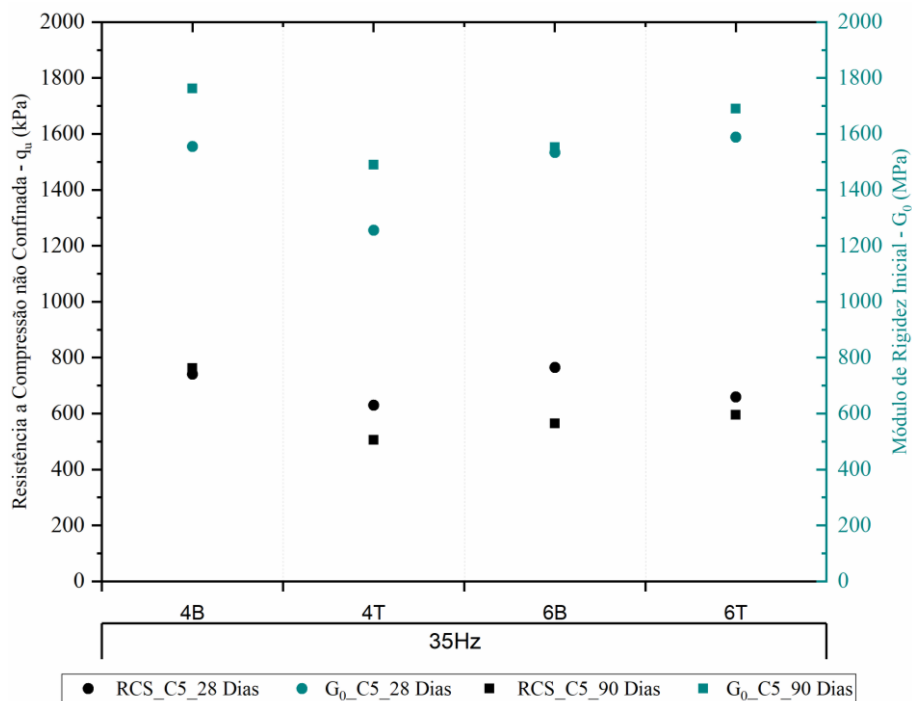


Figura 4.36 – Resistência à compressão não confinada e módulo de rigidez inicial para as amostras indeformadas C5 nas idades de 28 e 90 dias

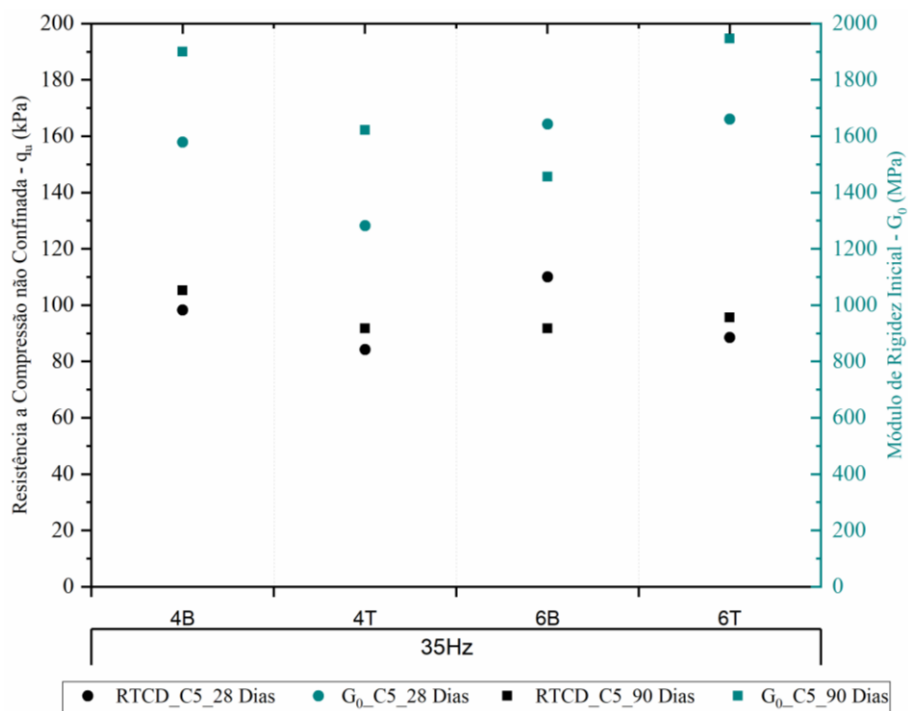


Figura 4.37 – Resistência à tração por compressão diametral e módulo de rigidez inicial para as amostras indeformadas C5 nas idades de 28 e 90 dias

Conforme observado nos resultados de resistência à compressão simples, para os ensaios realizados aos 28 e 90 dias de cura, foram obtidos valores razoáveis, que seguiram a mesma tendência do peso específico aparente seco, ou seja, quanto maior o seu valor, maior foi a resistência à compressão simples, dessa forma, as amostras ensaiadas na idade de 90 dias, foram obtidos menores valores de resistência.

Para as amostras ensaiadas à tração por compressão diametral, as resistências obtidas seguiram o mesmo padrão, exceto as amostras 4T-35Hz-TR-90 e 6T-35Hz-TR-90, que apesar de possuírem peso específico aparente seco menor que as amostras 4T-35Hz-TR-28 e 6T-35Hz-TR-28, alcançaram maiores valores de resistência a tração.

Nas Figuras 4.36 e 4,37, pode-se observar que apesar das amostras ensaiadas por resistência à compressão não confinada com 90 dias de cura apresentarem em quase todas as configurações menor peso específico e resistência, ainda assim alcançaram elevados valores de rigidez inicial, que foram iguais ou maiores aos valores das amostras ensaiadas aos 28 dias. Para as amostras ensaiadas por tração, a rigidez inicial se comportou de acordo com as resistências à tração alcançadas, ou seja, quanto maior a resistência maior foi o módulo verificado.

4.2.2 Ensaio de Sucção

Para os corpos de prova obtidos a partir dos blocos indeformados também foram realizadas medidas de sucção, com o objetivo de verificar o grau de influência da sucção sobre os resultados obtidos nos ensaios de resistência mecânica. As Figuras 4.38 e 4.39 apresentam a relação entre a resistência à compressão simples e tração por compressão diametral, pela relação entre a sucção/resistência à compressão simples e sucção/resistência à tração (em porcentagem), respectivamente, para as amostras das camadas 03, 04 e 05. Os resultados foram obtidos para as amostras curadas a 28 e 90 dias, submetidas a ensaio de resistência a compressão não confinada e tração por compressão diametral.

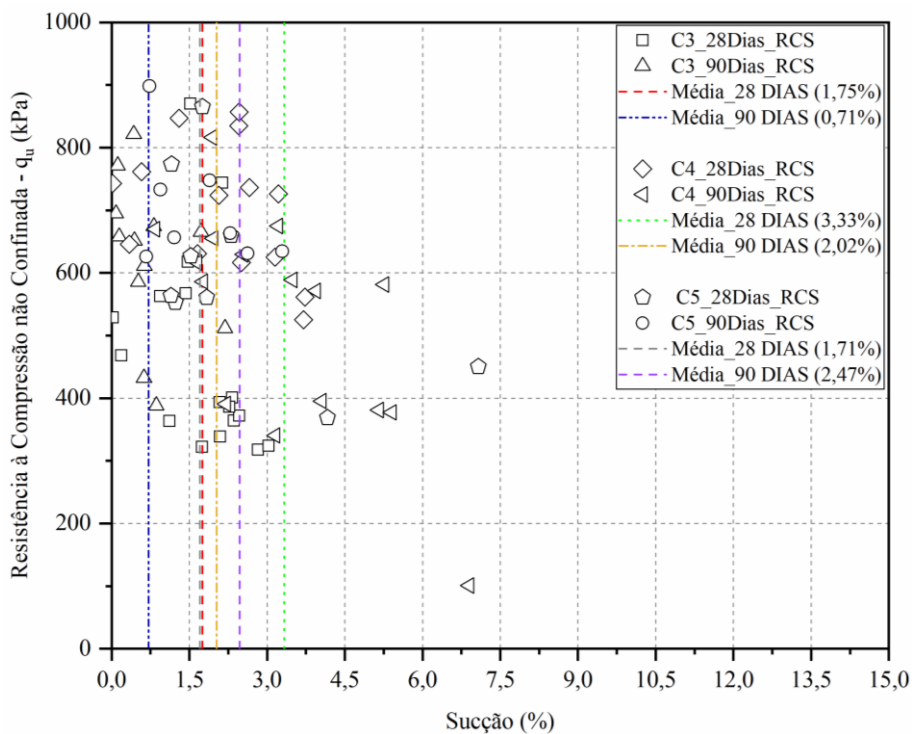


Figura 4.38 – Relação entre resistência à compressão simples e sucção/resistência à compressão simples para amostras indeformadas das camadas 03, 04 e 05, para nas idades de 28 e 90 dias

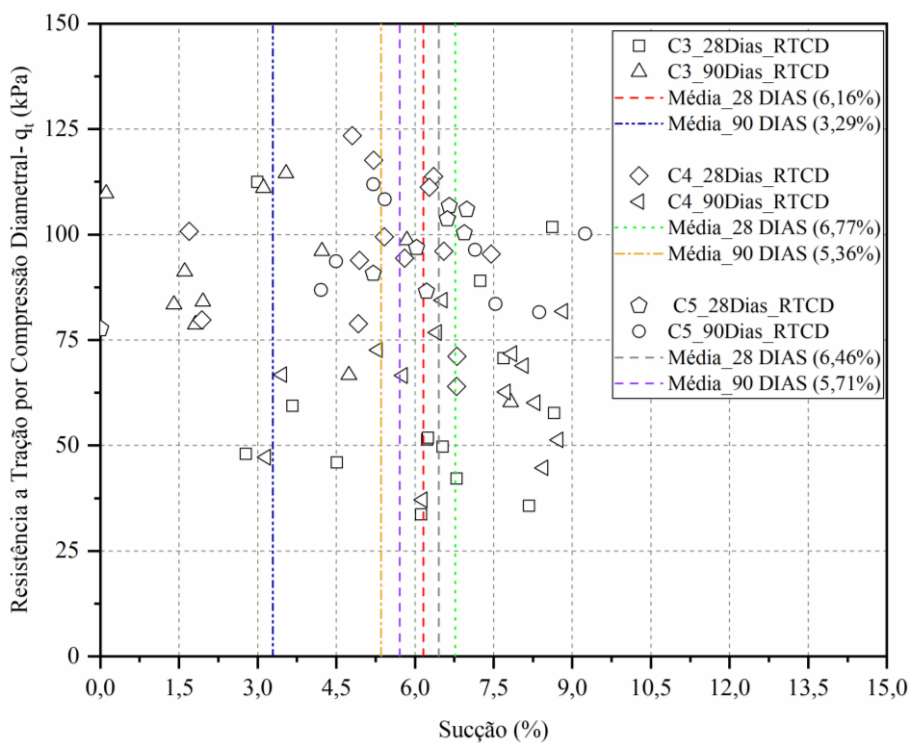


Figura 4.39 – Relação entre resistência à tração por compressão diametral e sucção/resistência à tração por compressão diametral para amostras indeformadas das camadas 03, 04 e 05, para nas idades de 28 e 90 dias

Observa-se que a sucção não exerceu grande influência para as amostras ensaiadas. Para os corpos de prova ensaiados por compressão não confinada, o valor permaneceu abaixo de 7,5%, e os valores médios de sucção variaram de 0,71 a 3,33%. Já para as amostras submetidas aos ensaios de resistência à tração por compressão diametral, os valores medidos ficaram abaixo de 9,25%, com valores médios variando entre 3,29 e 6,77%.

4.2.3 Análise campo-laboratório

A partir dos dados de moldagens (teor de umidade, diâmetro, altura e peso) de cada corpo de prova do bloco indeformado, considerando uma porcentagem teórica de 2,5% de cimento Portland, foi possível determinar a sua porosidade (η), e os valores de índice η/C_{iv} , e através desse índice, de posse das curvas de dosagem (equações de 4.1 a 4.6), foi possível calcular os parâmetros de resistência teóricos, que são a resistência à compressão não confinada teórica (q_{u-t}), a resistência à tração teórica (q_{t-t}) e módulo cisalhante inicial teórico (G_{0-t}). Ressalta-se, que esses parâmetros foram obtidos considerando-se o cenário em que, apesar do peso específico aparente seco da amostra variar, o teor de cimento se manteria constante.

Para realizar o comparativo entre campo e laboratório, foram utilizados os valores teóricos de q_{u-t} , q_{t-t} e G_{0-t} , calculados a partir do η/C_{iv} , em relação aos valores de resistência à compressão simples (q_{u-m}), a resistência à tração (q_{t-m}) e módulo cisalhante inicial (G_{0-m}) medidos nos ensaios realizados nas amostras indeformadas. As relações serão denominadas de relação RCS (q_{u-m} / q_{u-t}), relação RTCD (q_{t-m} / q_{t-t}) e relação G_0 (G_{0-m} / G_{0-t}). Através delas, é possível verificar quanto o parâmetro de resistência medido nos ensaios representa em relação ao teórico.

Os resultados das relações serão apresentados a seguir, em forma de gráfico, e de forma análoga aos gráficos apresentados do item 4.2.1, o eixo das ordenadas contém as relações analisadas, e no eixo das abscissas estão as informações quanto as características e origem da amostra. A primeira linha indica o número de passadas do rolo compactador (4P ou 6P), assim como a região do bloco em que pertencem, topo (P) ou base (b). Já a segunda linha, indica a frequência de vibração aplicada a pilha onde o bloco foi extraído (35 Hz ou 0Hz).

4.2.3.1 Camada 03

As Figuras 4.40 e 4.41 apresentam as relações entre os valores medidos e teóricos para os ensaios de resistência à compressão não confinada e resistência à tração por compressão diametral, respectivamente, para as idades de cura de 28 e 90 dias. Além disso, os gráficos também apresentam as relações de módulo cisalhante inicial medido e teórico.

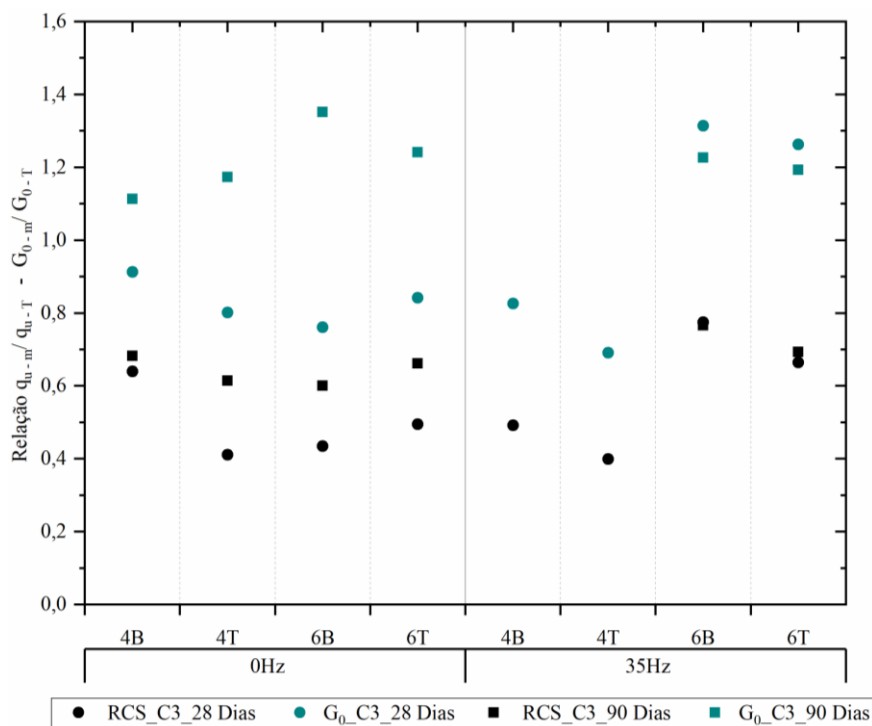


Figura 4.40 – Relação entre valores medidos de resistência à compressão não confinada e módulo de rigidez inicial, em relação aos valores teóricos, para amostras indeformadas C3 ensaiadas nas idades de 28 e 90 dias

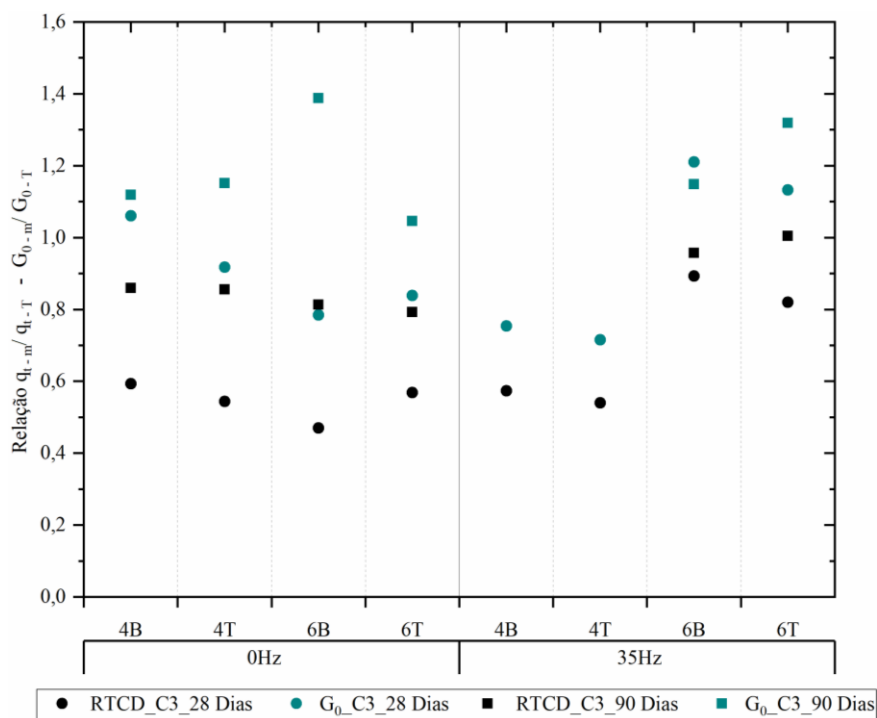


Figura 4.41 – Relação entre valores medidos de resistência à tração por compressão diametral e módulo de rigidez inicial, em relação aos valores teóricos, para amostras indeformadas C3 ensaiadas nas idades de 28 e 90 dias

Ao se considerar as duas idades de cura, observa-se que a relação q_{u-m} / q_{u-T} para as amostras ensaiadas por compressão simples variou de 0,41 a 0,78, e a relação do módulo cisalhante inicial dessas amostras, variou de 0,69 a 1,35. Já para as amostras ensaiadas por resistência à tração por compressão diametral a relação q_{t-m} / q_{t-T} variou de 0,47 a 1,0, e a relação do módulo cisalhante inicial dessas amostras, variou de 0,72 a 1,39. Vale destacar, que nas Figuras 4.40 e 4.41 não são apresentados os valores das amostras 4B/T-35Hz-CS-90 e 4B/T-35Hz-TR-90, tendo em vista que não foi possível ensaiar as amostras esculpidas, pois se desfizeram durante a imersão em água.

Ao analisarmos os gráficos, observa-se uma certa dispersão nos dados, o que indica que a cimentação não está distribuída de forma homogênea, ocorrendo grandes variações nas relações de resistência e rigidez. As melhores relações, tanto para resistência quanto para tração, foram alcançadas pelas amostras curadas a 90 dias. Além disso, observa-se também que as relações de módulo de rigidez inicial apresentaram valores sempre acima dos valores obtidos para a resistência, sendo valores bem superiores aos calculados pela curva de dosagem, obtida para amostras moldadas em laboratório. Esses indícios demonstram que as amostras curadas em campo podem ter elevada rigidez, mesmo apresentado baixos valores de resistência e peso específico aparente seco.

4.2.3.2 Camada 04

As Figuras 4.42 e 4.43 apresentam as relações entre os valores medidos e teóricos para os ensaios de resistência à compressão não confinada e resistência à tração por compressão diametral, respectivamente, para as idades de cura de 28 e 90 dias. Além disso, os gráficos também apresentam as relações de módulo cisalhante inicial medido e teórico.

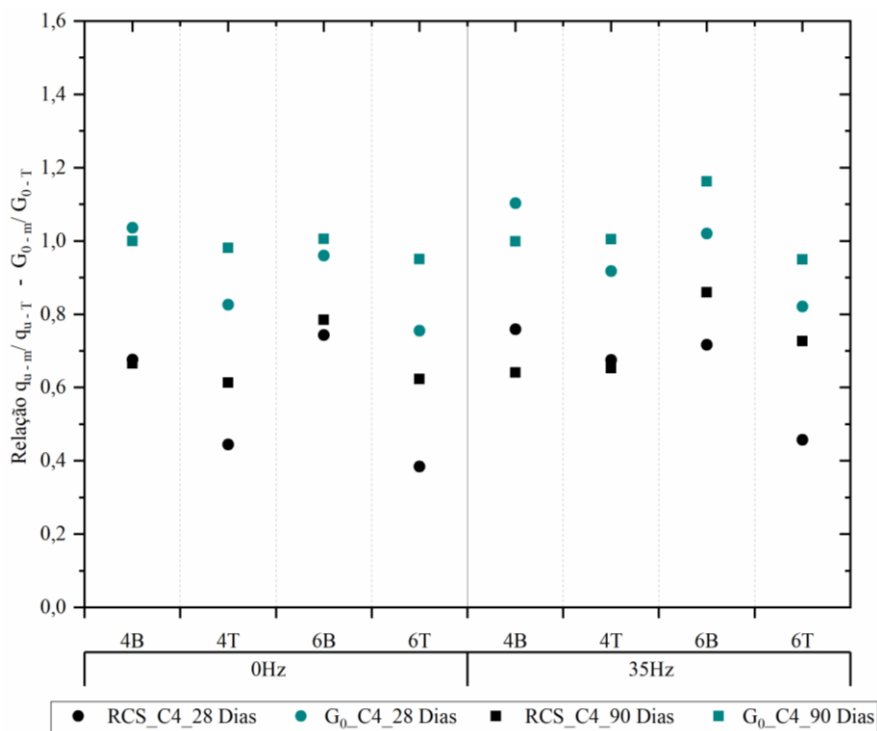


Figura 4.42 – Relação entre valores medidos de resistência à compressão não confinada e módulo de rigidez inicial, em relação aos valores teóricos, para amostras indeformadas C4 ensaiadas nas idades de 28 e 90 dias

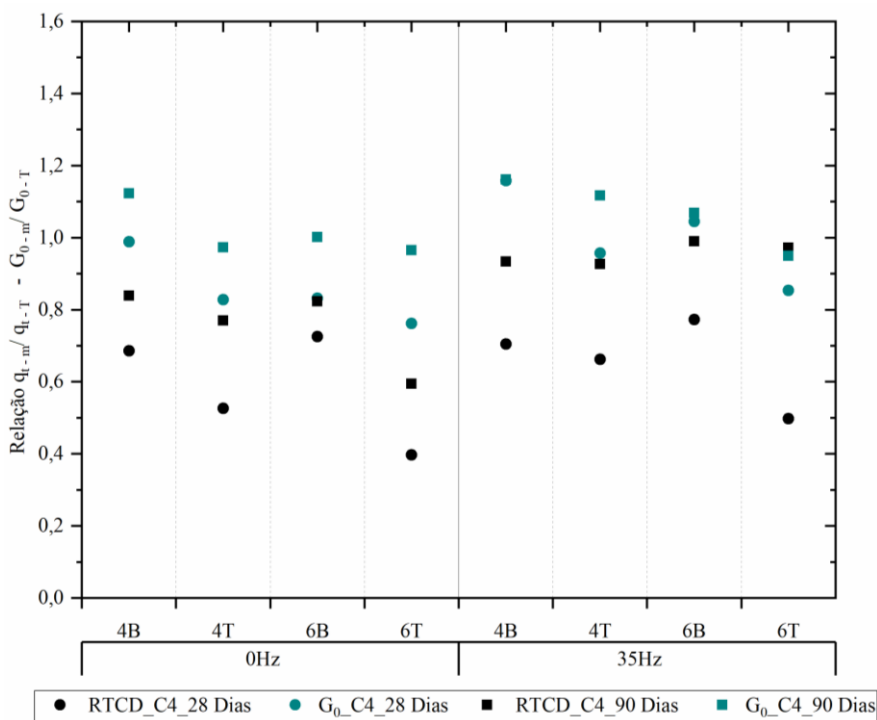


Figura 4.43 – Relação entre valores medidos de resistência à tração por compressão diametral e módulo de rigidez inicial, em relação aos valores teóricos, para amostras indeformadas C4 ensaiadas nas idades de 28 e 90 dias

Considerando as duas idades de cura, observa-se que a relação q_{u-m} / q_{u-T} para as amostras ensaiadas por compressão simples variou de 0,38 a 0,86, e a relação do módulo cisalhante inicial dessas amostras, variou de 0,74 a 1,16. Já para as amostras ensaiadas por resistência à tração por compressão diametral a relação q_{t-m} / q_{t-T} variou de 0,40 a 0,99, e a relação do módulo cisalhante inicial dessas amostras, variou de 0,76 a 1,16.

Ao analisarmos os gráficos, observa-se uma menor dispersão dos dados, quando comparados com a camada 03, o que indica que possivelmente se tem uma matriz mais homogênea, ocorrendo menores variações nas relações de resistência e rigidez. Na maioria dos casos, conforme ocorreu na camada 05, as melhores relações, tanto para resistência quanto para tração, foram alcançadas pelas amostras curadas a 90 dias. Observa-se também, que na maioria das amostras, de resistência à compressão simples e resistência à tração, as relações de rigidez ficaram próximas ou superior a 1, indicando novamente que as amostras curadas em campo podem ter elevada rigidez, mesmo apresentado baixos valores de resistência e peso específico aparente seco.

Por exemplo, as amostras 4B-35Hz-CS-90 e 4B-0Hz-CS-28, que apresentam respectivamente relações q_{u-m} / q_{u-T} de 0,64 e 0,68. Porém, as relações de módulo cisalhante inicial, dessas configurações são de 1 e 1,04, ratificando o fato das amostras de campo possuírem maiores valores de módulo cisalhante, quando comparados aos de amostras moldadas em laboratório.

4.2.3.3 Camada 05

A figura 4.44 e 4.45 apresentam as relações entre os valores medidos e teóricos para os ensaios de resistência à compressão não confinada e resistência à tração por compressão diametral, respectivamente, para as idades de cura de 28 e 90 dias. Além disso, os gráficos também apresentam as relações de módulo cisalhante inicial medido e teórico.

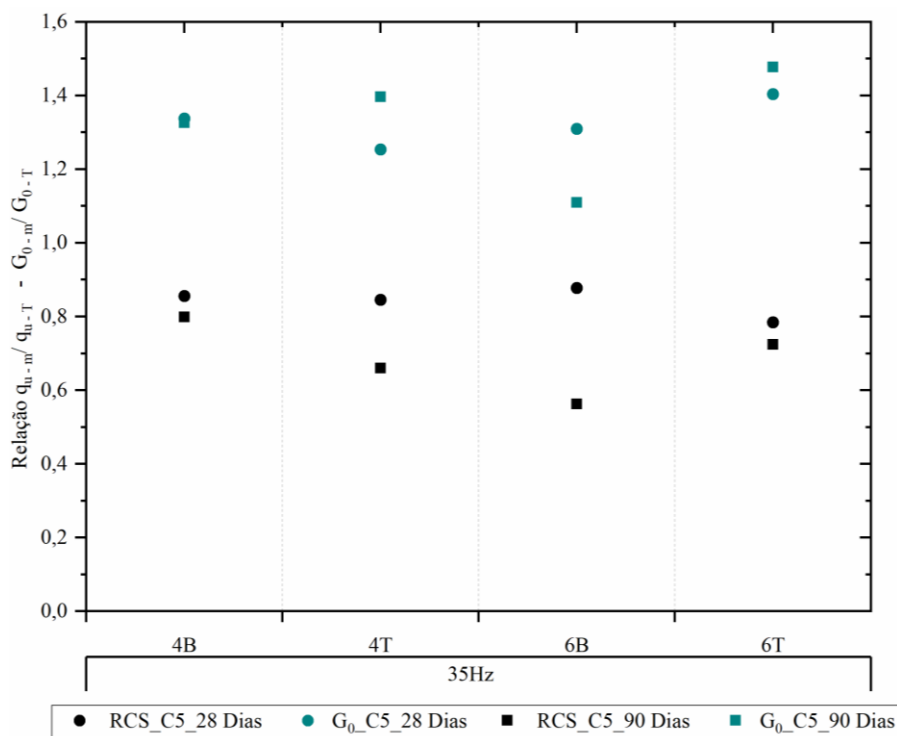


Figura 4.44 – Relação entre valores medidos de resistência à compressão não confinada e módulo de rigidez inicial, em relação aos valores teóricos, para amostras indeformadas C5 ensaiadas nas idades de 28 e 90 dias

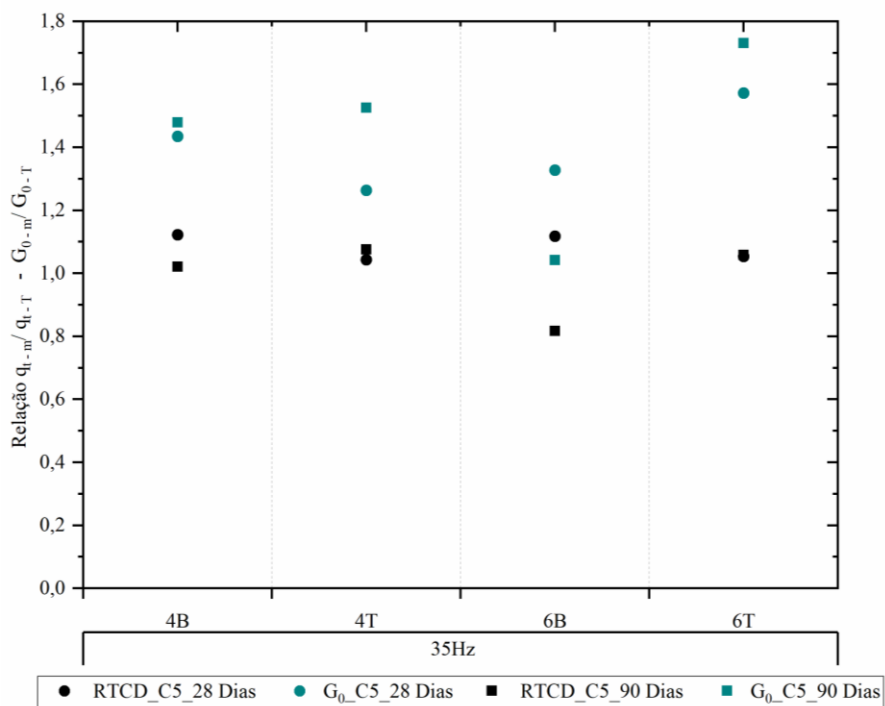


Figura 4.45 – Relação entre valores medidos de resistência à tração por compressão diametral e módulo de rigidez inicial, em relação aos valores teóricos, para amostras indeformadas C5 ensaiadas nas idades de 28 e 90 dias

Para as duas idades de cura, a relação q_{u-m} / q_{u-T} para as amostras ensaiadas por compressão simples variou de 0,56 a 0,88, e a relação do módulo cisalhante inicial dessas amostras, variou de 1,25 a 1,48. Já para as amostras ensaiadas por resistência à tração por compressão diametral a relação q_{t-m} / q_{t-T} variou de 0,82 a 1,12, e a relação do módulo cisalhante inicial dessas amostras, variou de 1,04 a 1,57.

Ao analisarmos os gráficos, observa-se também uma menor dispersão dos dados, igual a camada 04, o que indica que possivelmente se tem uma cimentação homogênea, ocorrendo menores variações nas relações de resistência e rigidez. Se forma contrária as camadas anteriores, as melhores relações, tanto para resistência quanto para tração, na maioria dos casos foram alcançadas pelas amostras curadas a 28 dias.

De modo geral, através das Figuras 4.44 e 4.45, observa-se que os resultados de todas as relações de rigidez foram maiores que 1, indicando que para todas as configurações, o módulo de rigidez inicial medidos em campo apresentou uma tendência de valores igual ou superior ao módulo teórico, calculado pela curva de dosagem. Esses indícios corroboram a análise anterior de que as amostras curadas em campo podem ter elevada rigidez, mesmo apresentado baixos valores de resistência e peso específico aparente seco.

4.2.4 Estudo estatístico – fatores que influenciam na compactação

Para avaliar a influência das configurações de compactação das pilhas sobre o valor do peso específico aparente seco, realizou-se o estudo da significância das diferentes variáveis controláveis, através da análise de variância (ANOVA). A análise foi desenvolvida em função apenas dos valores de peso específicos obtidos durante a compactação em campo, e foi aplicada de forma individual para a pilha vibrada e a não vibrada, assim como para o conjunto das pilhas, permitindo avaliar as duas técnicas de compactação. Vale destacar ainda que os resultados analisados foram obtidos para as amostras que foram submetidas aos ensaios de resistência à compressão não confinada e à tração por compressão diametral, os quais foram realizados em amostras duplicadas, nos tempos de cura de 28 e 90 dias, totalizando 4 amostras por configuração. Destaca-se que o fator tempo de cura foi descartado pois não se mostrou relevante para a variável resposta. Logo, a análise foi realizada a partir de 8 réplicas para cada configuração, adotando-se um nível de significância igual a 5%. A Tabela 4.12 apresenta a descrição e os níveis de cada fator controlável.

Tabela 4.12: Características e níveis de cada fator controlável para amostras indeformadas das pilhas vibradas e não vibradas

FATORES CONTROLÁVEIS	DESCRIÇÃO	PILHA NÃO VIBRADA		PILHA VIBRADA	
		NÍVEIS	INTERVALO DE INVESTIGAÇÃO	NÍVEIS	INTERVALO DE INVESTIGAÇÃO
A	Teor de Umidade (%)	2	8,5 (C3); 12,8(C4)	3	9,34 (C3); 10,45 (C5); 12,8 (C4)
B	Número de Passadas	2	4; 6	2	4; 6
C	Local do Bloco	2	Base; Topo	2	Base; Topo

4.2.4.1 Análise da pilha não vibrada

A Figura 4.46 apresenta os gráficos de Pareto, utilizado para indicar os fatores estatisticamente significativos, de um projeto de experimentos, através de seus fatores principais e suas interações. Observa-se, que para a compactação da pilha vibrada, os três fatores mais importantes para o peso específico aparente seco foram, a umidade (A), o número de passadas (B), e a interação entre esses dois fatores (AB).

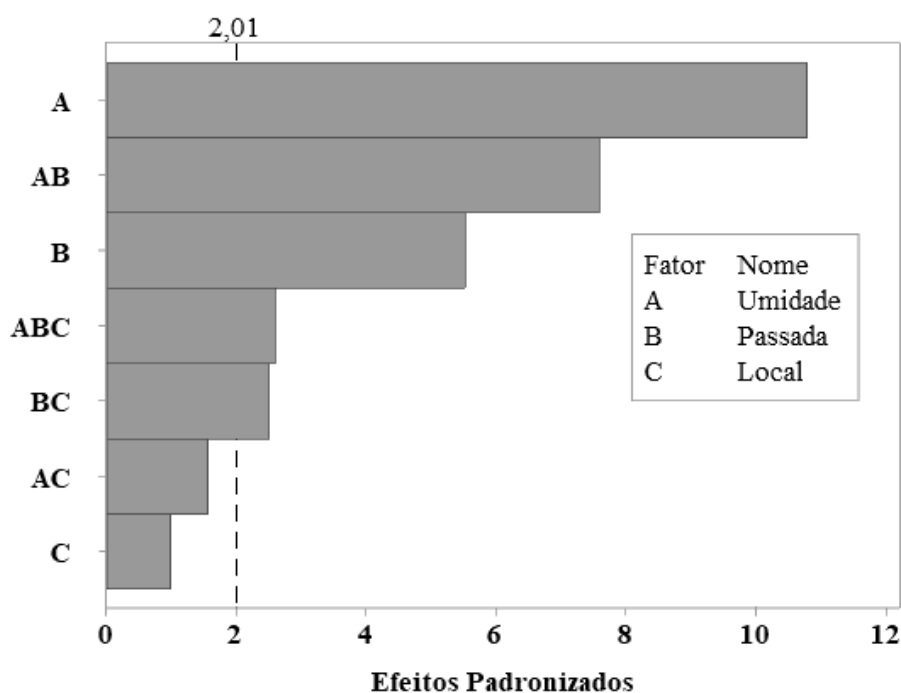


Figura 4.46 – Gráfico de Pareto das amostras indeformadas, da pilha compactada sem vibração para análise de peso específico aparente seco

A Figura 4.47 exibe o gráfico de efeitos principais do estudo realizado. Observa-se que a umidade e o número de passadas tiveram grande influência nos resultados de peso específico aparente seco, ocorrendo o aumento desse valor conforme a aplicação de vibração. Porém, o aumento do número de passada gera menores valores de peso específico aparente seco, isso pode ocorrer quando se alcança o grau de compactação para aquela umidade trabalhada, e aumentar o número de passadas pode produzir perda no grau de compactação, por destruição de uma estrutura recém-formada (LI, 2021). Ao que tudo indica, 4 passadas seria o valor ótimo para amostras compactadas sem vibração.

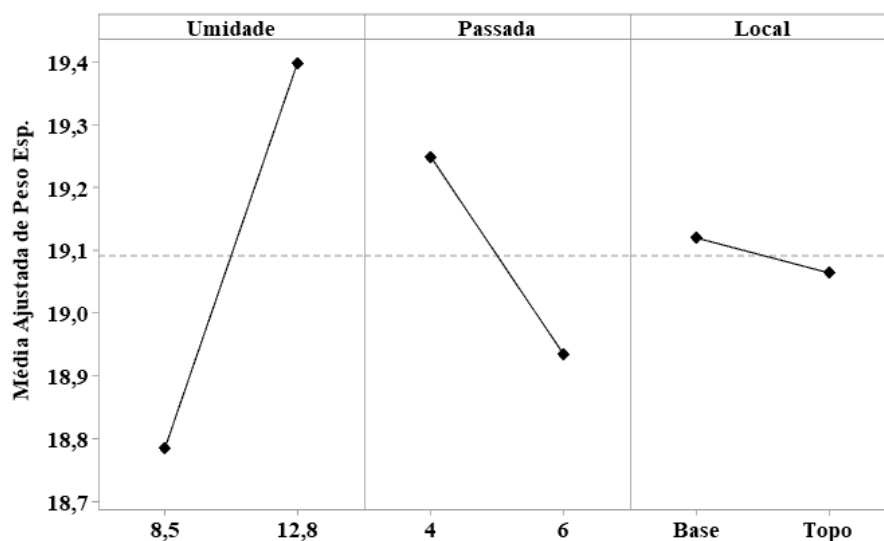


Figura 4.47 – Gráfico de efeitos principais das amostras indeformadas, da pilha compactada sem vibração para análise de peso específico aparente seco

4.2.4.2 Análise da pilha vibrada

A Figura 4.48 apresenta os gráficos de Pareto com os fatores principais e suas interações, referente à variável resposta do peso específico aparente seco. Observa-se que, para a pilha vibrada, os três fatores principais foram significativos, sendo o local (C) e a umidade (A) os mais relevantes.

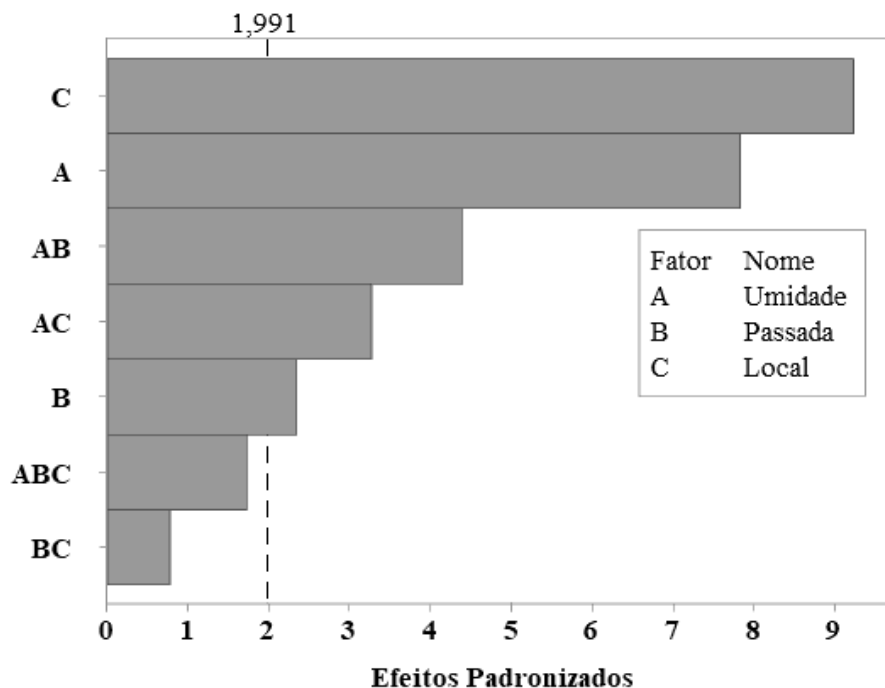


Figura 4.48 – Gráfico de Pareto das amostras indeformadas, da pilha compactada com vibração para análise de peso específico aparente seco

A Figura 4.49 exibe o gráfico de efeitos principais do estudo realizado. Observa-se que a camada compactada mais próxima ao ponto ótimo (camada 05) apresentou uma menor média ajustada, mas ressalta-se que, conforme discutido anteriormente, ela apresentou um certo comportamento atípico relacionado a sua mistura. Destaca-se também que o aumento do número de passadas, de 4 para 6, gerou maiores valores de peso específico seco.

Assim como na pilha não vibrada, as amostras de base apresentaram maiores valores em relação as amostras de topo. Neste caso, porém, observa-se que esse fator apresentou grande influência sobre os resultados da pilha vibrada. O melhor grau de compactação obtido na base em relação ao topo, corrobora com estudos demonstrado na literatura, por D'Appolonia et al. (1969), que demonstra que a parte mais superficial de um aterro apresenta menores valores de peso específico, tendo em vista a perturbação causada pela vibração das partículas.

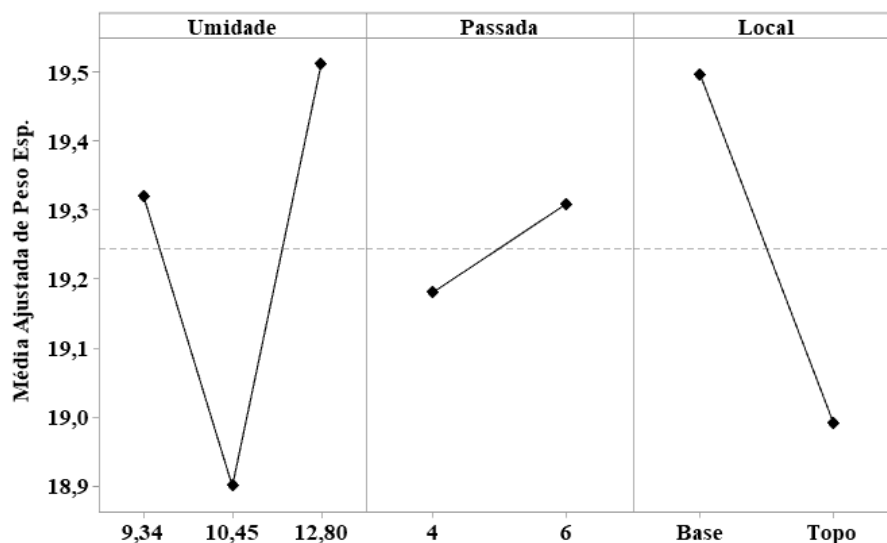


Figura 4.49 – Gráfico de efeitos principais das amostras indeformadas, da pilha compactada sem vibração para análise de peso específico aparente seco

4.2.4.3 Análise Geral

Nesse item, será apresentada a análise considerando os resultados obtidos para as duas pilhas. Como citado anteriormente, os resultados vieram a partir de amostras que posteriormente foram utilizadas para realização dos ensaios de resistência, e não levou em consideração o fator tempo de cura. O experimento foi realizado com 8 réplicas, totalizando os 192 ensaios. Ressalta-se que, devido ao tratamento estatístico utilizado, não foi possível incluir os valores de umidade de cada pilha. Logo, será utilizado controlável camada. A Tabela 4.13 apresenta a descrição e os níveis de cada fator controlável.

Tabela 4.13: Características e níveis de cada fator controlável da análise geral para amostras indeformadas das pilhas vibradas e não vibradas

FATORES CONTROLÁVEIS	DESCRIÇÃO	NÍVEIS	INTERVALO DE INVESTIGAÇÃO
A	Camada	3	3; 4; 5
B	Vibração (Hz)	2	0; 35
C	Número de Passadas	2	4; 6
D	Local do bloco	2	Base; Topo

A Figura 4.50 apresenta os gráficos de Pareto com os fatores principais e suas interações, específicos para o peso específico aparente seco. Observa-se que o resultado da análise retornou como os três fatores mais importantes, a camada (A), o local (D) e a vibração (B).

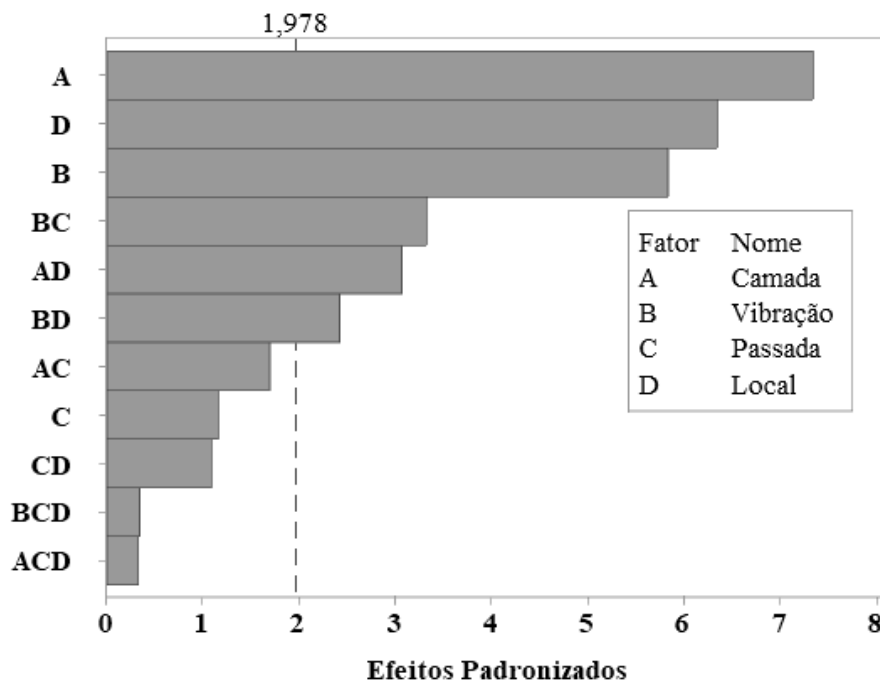


Figura 4.50 – Gráfico de Pareto das amostras indeformadas, para análise global de peso específico aparente seco

A Figura 4.51 exibe o gráfico de efeitos principais do estudo realizado. Ao se analisar a figura, observa-se novamente os fatores que mais influenciaram na compactação das amostras, porém é apresentado também a variável passada (C), e como pode-se observar, na análise geral das camadas ela não apresenta magnitude o suficiente para ser considerada um fator de grande influência, porém como exposto na Figura 4.50, sua interação com outros fatores se torna relevante. De maneira geral, o uso da técnica de vibração gera amostras menos porosas.

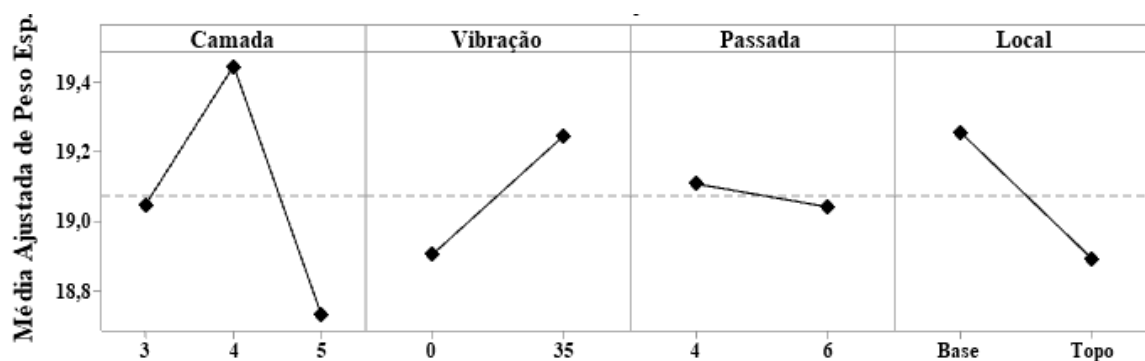


Figura 4.51 – Gráfico de efeitos principais das amostras indeformadas, para análise global de peso específico aparente seco

Um ponto a ser destacado, é o fato da camada 04, de onde foram retiradas as amostras compactadas no ramo úmido, apresentarem maiores valores de peso específico aparente seco. A fim de se desenvolver uma análise qualitativa é apresentada Tabela 4.14 que contém o teor de umidade em que cada camada foi compactada, assim como a diferença para o teor de umidade ótima. Através dos valores, pode-se fazer algumas observações. Ao se considerar a curva de compactação energia Proctor normal, as amostras da camada 5 estariam mais próximas da umidade ótima quando comparada as outras camadas. Porém, conforme já descrito, as amostras apresentaram possíveis problemas durante a compactação o que retornaram valores baixos de peso específico aparente seco. Ao se desconsiderar a camada 05, as amostras com teores de umidades mais próximas do valor da umidade ótima são as da camada 04, o que pode indicar a possível causa dessas amostras apresentarem maiores valores de pesos específicos.

Tabela 4.14: Diferença de teores de umidade das amostras compactadas em campo

CAMADA	VIBRAÇÃO (Hz)	TEOR DE UMIDADE (%)	TEOR DE UMIDADE ÓTIMO (%)	DIFERENÇA DE UMIDADE (%)	TRAMO DA CURVA DE COMPACTAÇÃO
3	35	9,34	11,4	2,06	seco
	0	8,5		2,90	
4	35	12,8	11,4	1,40	úmido
	0	12,8		1,40	
5	35	10,45		0,95	Seco

A Figura 4.52 apresenta os valores de referência para cada camada, apenas de forma ilustrativa. Ressalta-se que essa análise é apenas um indicativo do comportamento, pois sabe-se que as

amostras compactadas em campo obtiveram valores de peso específico acima da curva, pois foram aplicadas diferentes energias de compactação.

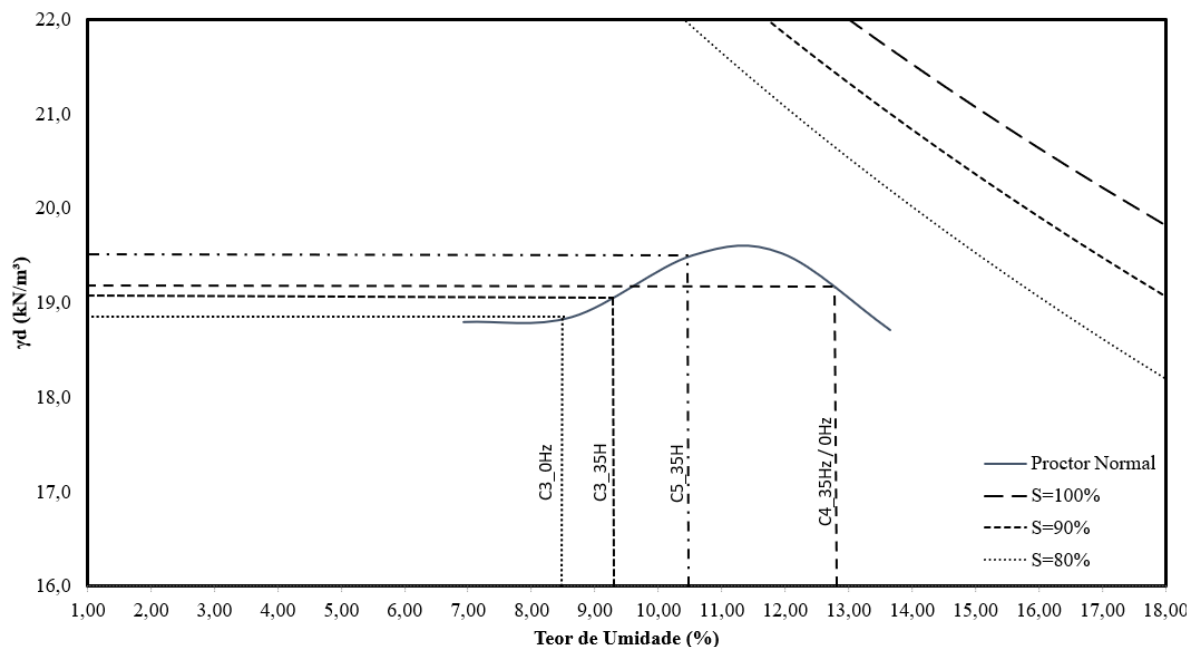


Figura 4.52 – Curva de compactação na energia Proctor Normal do rejeito de minério de ferro, com destaque para as umidades utilizadas em campo

4.2.5 Estudo Estatísticos - Ensaio de Resistência (q_u ; q_t) e Rigidez Inicial (G_0)

Para a análise do desempenho mecânico das amostras será considerado a relação entre os valores medido em laboratório e os valores obtidos pela curva de dosagem, de modo a isolar a influência do peso específico por si só, pois diferentes valores retornam diferentes resistência, mas ao se considerar essa relação, a diferença passa a representar o grau de cimentação das amostras. Ressalta-se, que a avaliação da significância das diferentes variáveis controláveis, foi realizada novamente através da análise de variância (ANOVA). Para as variáveis resposta de resistência à compressão não confinada e resistência à tração por compressão diametral, o experimento foi realizado em duplicata, totalizando 96 ensaios cada. Já para a variável resposta módulo de rigidez inicial, o experimento foi analisado com um compilado das amostras descritas anteriormente, ou seja, com 4 réplicas, totalizando 192 ensaios. A Tabela 4.15 apresenta a descrição e os níveis de cada fator controlável.

Tabela 4.15: Características e níveis de cada fator controlável da análise das relações RCS, RTCD e G_0 , das amostras indeformadas das pilhas vibradas e não vibradas

FATORES CONTROLÁVEIS	DESCRIÇÃO	NÍVEIS	INTERVALO DE INVESTIGAÇÃO
A	Camada	3	3; 4; 5
B	Vibração (Hz)	2	0; 35
C	Número de Passadas	2	4; 6
D	Região do bloco	2	Base; Topo
E	Tempo de Cura (dias)	2	28; 90

4.2.5.1 Relação de Resistência à compressão não confinada (q_{u-m} / q_{u-T})

A Figura 4.53 explicita a significância das variáveis controláveis e suas interações, através do gráfico de Pareto, para os resultados de resistência à compressão simples. Observa-se que os três únicos fatores significantes foram, o local do bloco onde as amostras foram retiradas (D), a interação entre a camada e a idade de cura (AE) e a camada (A).

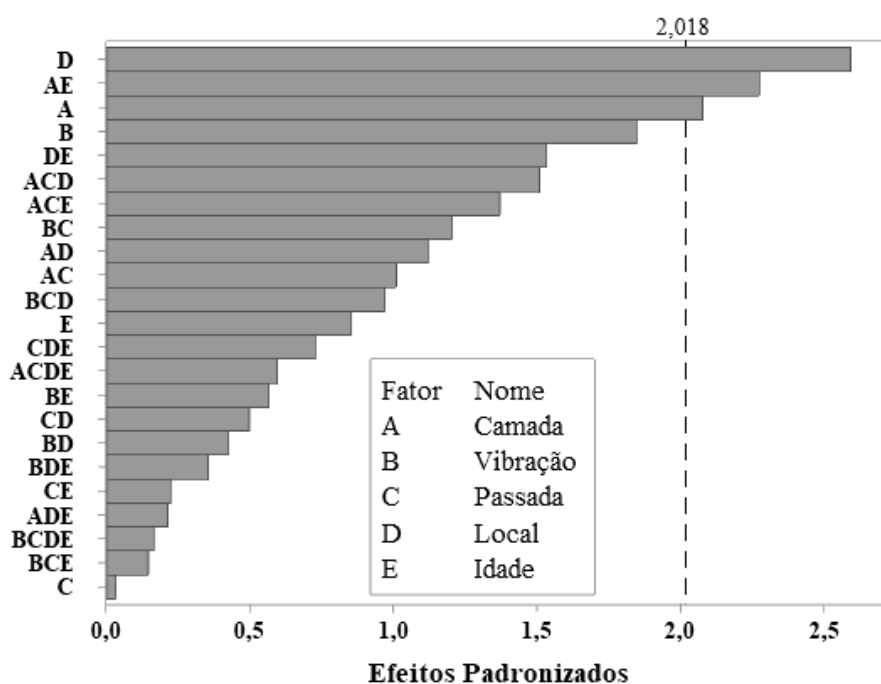


Figura 4.53 – Gráfico de Pareto das amostras indeformadas, das pilhas compactadas, para análise da relação RCS

A Figura 4.54 exibe o gráfico de efeitos principais do estudo realizado. Ao se analisar a figura, observa-se que a camada 05 foi a que obteve maior valor da relação q_{u-m}/q_{u-T} , dessa forma, ao se isolar os possíveis problemas durante a compactação, que retornaram baixos valores de peso específico aparente seco, observa-se que amostras compactadas mais próximas do peso específico apresentaram um melhor grau de cimentação, seguido pelas camadas 04 e 03.

Outro fato a ser destacado é a variável local, que apresenta a maior significância no gráfico de Pareto, apesar de se isolar os pesos específicos, as amostras de base apresentam maior grau de cimentação, pois alcançaram valores de RCS mais próximos aos verificados pela curva de dosagem. Além disso, esse fator por si só já indica uma certa heterogeneidade da matriz cimentícia dentro do bloco.

E por último, temos a idade, que se apresenta como um fator significativo quando se analisa sua interação com a camada. Pode-se observar que esse fator apresenta maiores valores de relação para os corpos de prova curados a 90 dias, o que novamente indica um certo grau de heterogeneidade nas amostras, tendo em vista que as relações RCS foram feitas considerando as curvas de dosagem de 28 e 90 dias de cura.

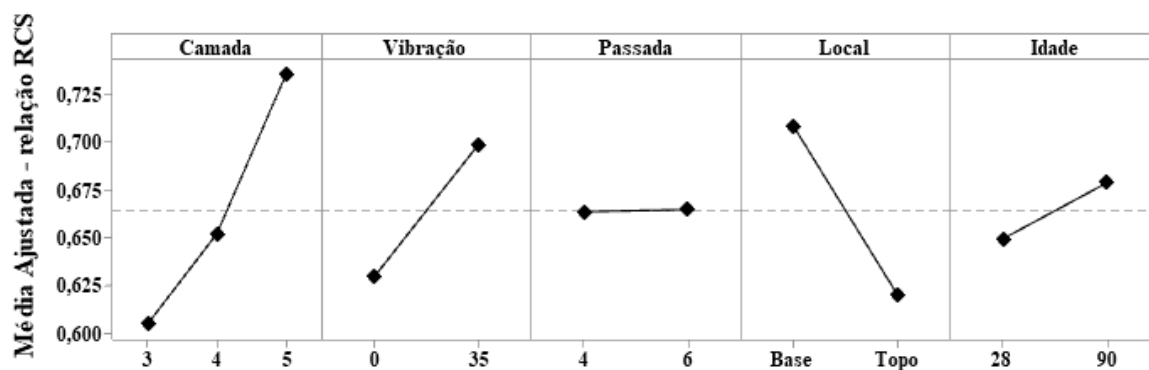


Figura 4.54 – Gráfico de efeitos principais das amostras indeformadas, das pilhas compactadas, para análise da relação RCS

4.2.5.2 Relação de Resistência à tração por compressão diametral (q_{t-m}/q_{t-T})

A Figura 4.55 explicita a significância das variáveis controláveis e suas interações, através do gráfico de Pareto, para os resultados de resistência à tração por compressão diametral. Observa-se, que os três fatores mais significantes foram, a camada (A), o tempo de cura (E) e a vibração (B).

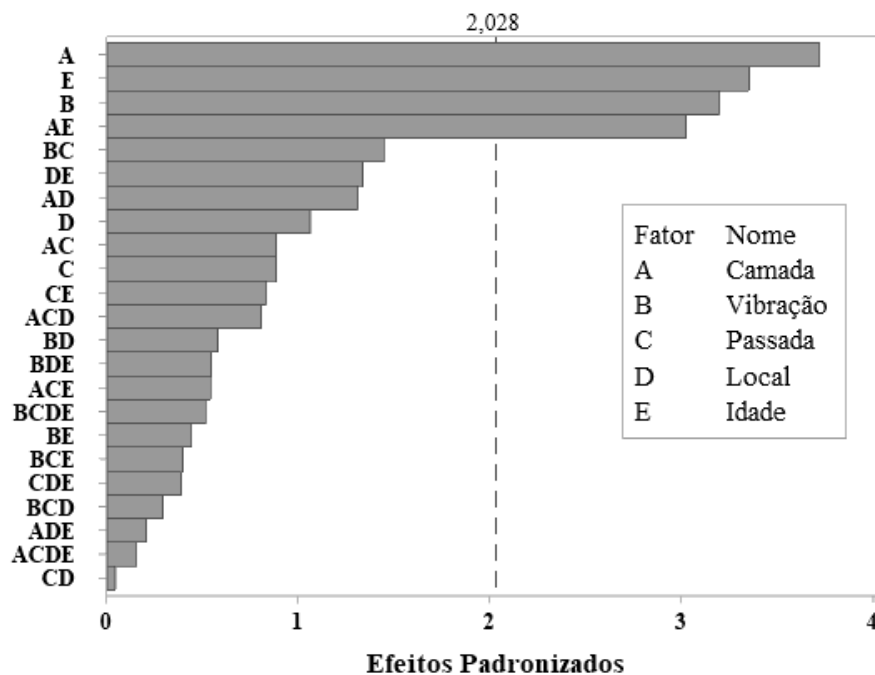


Figura 4.55 – Gráfico de Pareto das amostras indeformadas, das pilhas compactadas, para análise da relação RTCD

A Figura 4.56 exibe o gráfico de efeitos principais do estudo realizado. Através da figura, observa-se que a camada 05 foi a que obteve maior valor da relação RTCD (q_{u-m} / q_{u-T}), logo observa-se que amostras compactadas mais próximas do peso específico apresentaram um melhor grau de cimentação. Porém, diferente da resistência à compressão simples, para a resistência à tração, observa-se que a camada 05 foi seguida pelas camadas 03 e 04. Observa-se, ainda, que para as relações de RTCD a vibração passa a ser significativa. Para a análise, a passada também não representa um fator significativo.

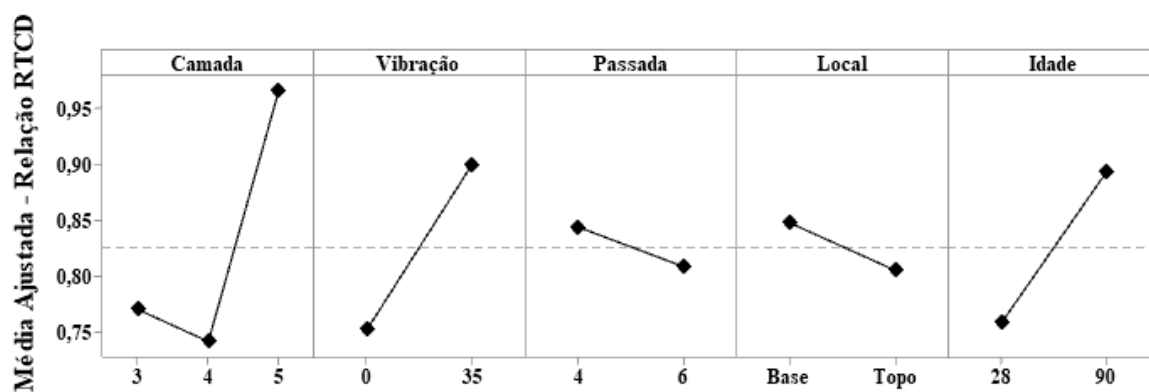


Figura 4.56 – Gráfico de efeitos principais das amostras indeformadas, das pilhas compactadas, para análise da relação RTCD

A variável local, ao contrário do que ocorreu na análise de RCS, passa a não ser significativa para as relações de RTCD, o que demonstra uma menor homogeneidade entre as amostras submetidas ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral. Porém, ressalta-se que as amostras de base ainda apresentam maior grau de cimentação, pois alcançaram maiores valores para a relação RTCD.

Já a idade, foi a segunda variável mais significativa, resultando em maiores valores da relação RTCD para os corpos de prova curados a 90 dias, fato que indica a heterogeneidade das amostras curadas em idades diferentes, tendo em vista que para o desenvolvimento das relações RTCD foram consideradas as curvas de dosagem de 28 e 90 dias de cura.

4.2.5.3 Relação de Módulo de rigidez inicial (G_{0-m} / G_{0-T})

A Figura 4.57 apresenta a significância das variáveis estudadas e suas interações, através do gráfico de Pareto, para as relações entre os módulos de rigidez inicial medido e teórico, calculados através da curva de dosagem. É possível observar, que os três fatores mais significantes foram, a camada (A), o tempo de cura (E) e a interação entre a camada e o local (AD).

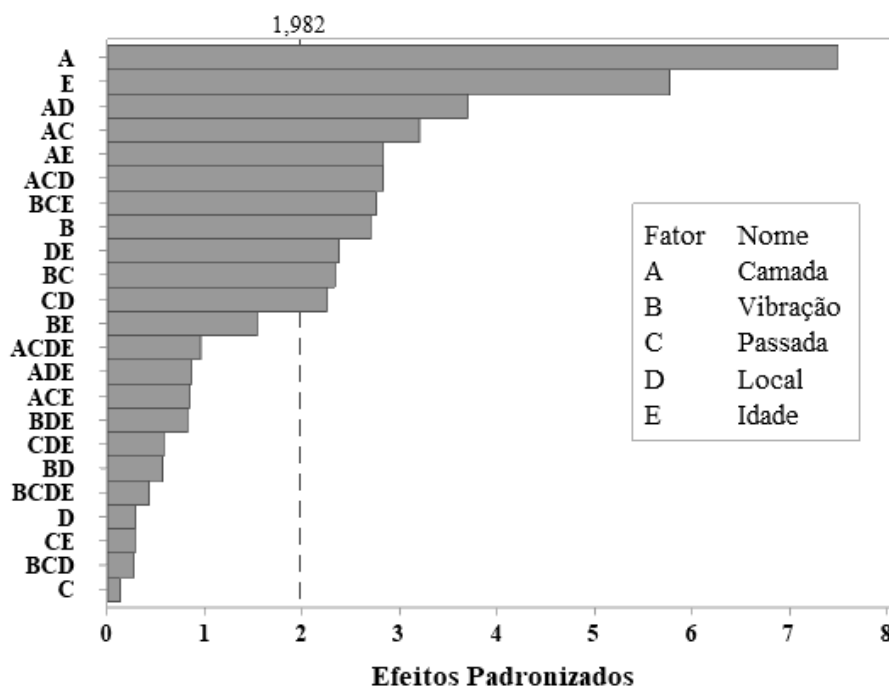


Figura 4.57 – Gráfico de Pareto das amostras indeformadas, das pilhas compactadas, para análise da relação G_0

A Figura 4.58 exibe o gráfico de efeitos principais de acordo com o resultado do estudo realizado. Observa-se que as camadas compactadas no ramo seco da curva de compactação (03 e 05) apresentaram maiores valores para a relação de G_0 . Vale destacar, que essas amostras alcançam relações maiores que 1, indicando que as amostras compactadas em campo adquirem uma rigidez maior que as compactadas em laboratório. Apesar das amostras da camada compactada no ramo úmido da curva de compactação não apresentar um valor acima de 1, destaca-se que as amostras alcançaram valores bem acima das relações de RCS e RTCD.

Conforme observado no gráfico de Pareto, a vibração também representou uma variável significativa, na qual o uso da técnica de vibração aumenta a relação de módulo cisalhante inicial, fato que pode indicar que a vibração gera uma estrutura diferenciada, resultando em uma melhor relação.

É possível observar também, que passada e local não são fatores significativos, conforme demonstrado no diagrama de Pareto, porém suas interações com outros fatores acabam se tornando significativos. Conforme observado para as relações RCS e RTCD, também se tem a influência do tempo de cura sobre a relação de G_0 , é conforme já explicado, esse fato retoma à uma possível heterogeneidade das amostras.

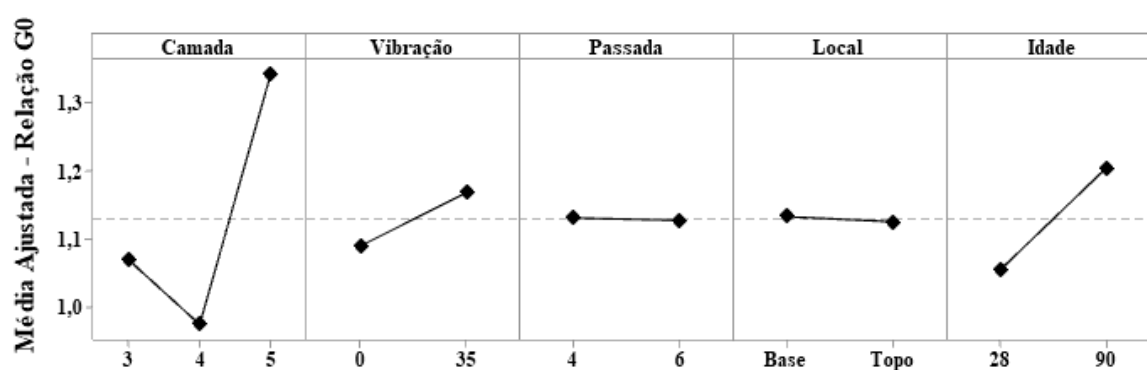


Figura 4.58 – Gráfico de efeitos principais das amostras indeformadas, das pilhas compactadas, para análise da relação G_0

4.2.6 Ensaios Triaxiais Drenados – Amostras Indeformadas

Conforme especificado na metodologia, também foram realizados ensaios de compressão triaxial drenados (CID) em amostras indeformadas, coletadas diretamente da pilha experimental, e curadas em laboratório por 90 dias. Para a realização dos ensaios foram

escolhidas amostras da pilha vibrada e compactada com 6 passadas, tendo em vista o fato de não se ter amostras não vibradas da camada 05. Para cada camada, foram realizados um conjunto de três ensaios para amostras retiradas do topo e três retiradas da base, com tensões efetivas de 50, 100 e 200 kPa. Os dados de moldagem dos corpos de prova ensaiados são apresentados na Tabela 4.16.

Tabela 4.16: Dados de moldagem das amostras indeformadas, submetidas aos ensaios de resistência triaxial

TIPO DE ENSAIO	CAMADA	TENSÕES EFETIVAS (kPa)	AMOSTRA	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO (kN/m ³)	ÍNDICE DE VAZIOS (e)	Porosidade η (%)	$\eta/(C_{iv})^1$
Consolidado Isotropicamente e drenado (CID)	C3	50	C3_35Hz_6B_01	19,87	0,52	34,40	21,92
		100	C3_35Hz_6B_02	19,44	0,56	36,08	23,34
		200	C3_35Hz_6B_03	19,45	0,56	36,39	23,29
		50	C3_35Hz_6T_01	19,68	0,54	34,13	22,53
		100	C3_35Hz_6T_02	19,52	0,55	35,85	23,05
		200	C3_35Hz_6T_03	19,4	0,56	37,55	23,46
	C4	50	C4_35Hz_6B_01	19,79	0,53	33,97	22,19
		100	C4_35Hz_6B_02	19,49	0,55	35,28	23,17
		200	C4_35Hz_6B_03	19,81	0,53	34,01	22,12
		50	C4_35Hz_6T_01	19,38	0,56	34,66	23,52
		100	C4_35Hz_6T_02	19,08	0,59	38,69	24,56
		200	C4_35Hz_6T_03	19,67	0,54	36,03	22,56
	C5	50	C5_35Hz_6B_01	19,8	0,53	35,51	22,14
		100	C5_35Hz_6B_02	18,88	0,60	37,35	25,25
		200	C5_35Hz_6B_03	19,37	0,56	35,79	23,56
50		C5_35Hz_6T_01	18,28	0,66	37,96	27,46	
100		C5_35Hz_6T_02	18,21	0,66	41,22	27,72	
200		C5_35Hz_6T_03	18,41	0,64	38,36	26,98	

4.2.6.1 Comportamento tensão-deformação

A Figura 4.59 apresenta as curvas tensão-deformação axial, assim como as curvas de deformação volumétrica em relação deformação axial, das amostras indeformadas da camada 03. Observa-se, que o comportamento seguido pelas amostras ensaiadas, foi parecido com os das amostras moldadas em laboratório. Assim, conforme o aumento da tensão efetiva média, maior foi a tensão desvio de ruptura. A figura mostra que todas as amostras apresentaram um trecho inicial de deformação linear e pico bem definido, mostrando um comportamento frágil. Porém, as amostras de topo apresentam um comportamento de fragilidade menos expressivo, que se aproxima aos das amostras moldadas em laboratório sem adição de cimento. Tendo em vista o fato de as amostras de base terem valores de peso específico ligeiramente maiores, pode-se afirmar que esse comportamento reflete a heterogeneidade da cimentação na camada, conforme demonstrado no estudo estatístico das relações de RCS e RTCD.

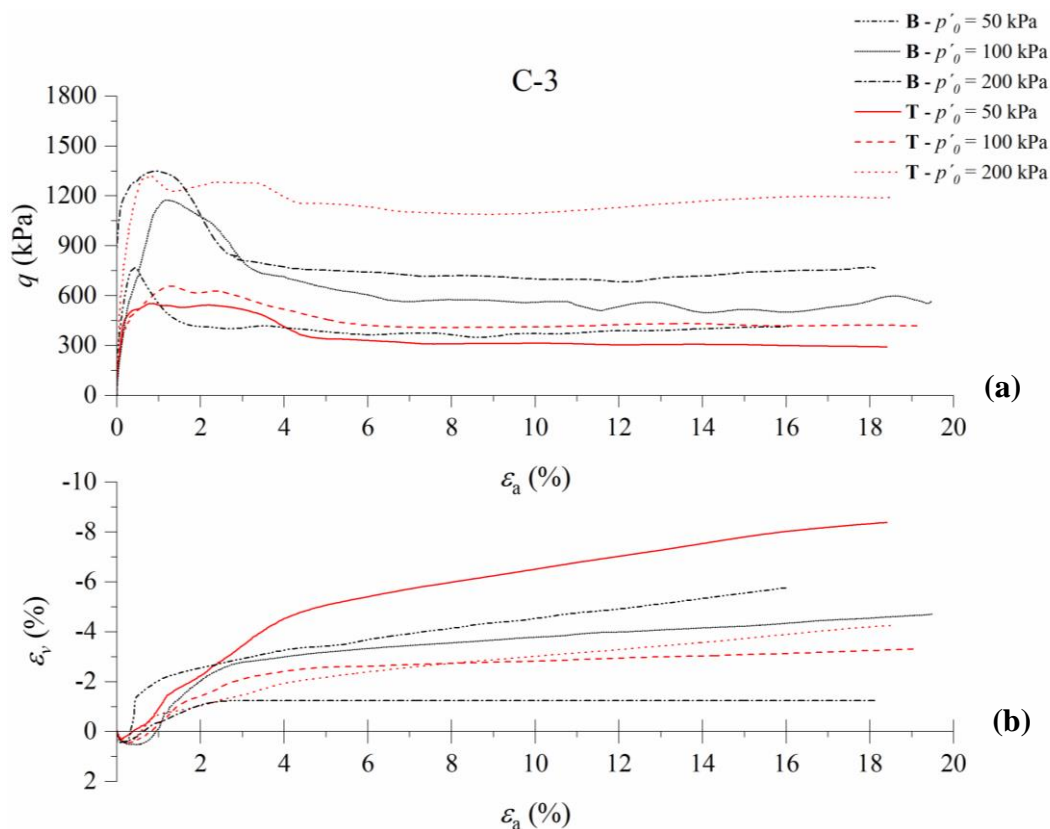


Figura 4.59 – Amostras indeformadas da camada 03, ensaiadas à compressão triaxial: (a) curvas tensão-deformação axial; (b) variação volumétrica durante o cisalhamento.

Em relação ao comportamento volumétrico, todas as amostras apresentaram um comportamento compressivo inicialmente, em seguida um comportamento dilatante, que de forma geral, diminui com o aumento da tensão efetiva, pois esta dificulta a dilatação do corpo de prova. Conforme discutido anteriormente, de forma geral o aumento de tensão diminui a tendência de comportamento frágil, ocorrendo a transição de um comportamento dilatante e frágil para um comportamento compressível e dúctil, porém novamente esse comportamento não pode ser visto para a faixa de tensões efetivas adotadas, logo, é possível notar um aumento da tensão desvio máxima, sem que ocorra a transição do comportamento frágil para o dúctil. Outro ponto a destacar, é o fato da variação volumétrica não se estabilizar até o fim do ensaio, o que indica que as amostras não atingiram o estado crítico.

A Figura 4.60 apresenta as curvas tensão-deformação axial, assim como as curvas de deformação volumétrica em relação deformação axial, das amostras indeformadas da camada 04. Observa-se que o comportamento foi igual ao descrito para as amostras da camada 03, o aumento da tensão efetiva média, também gerou maiores tensões desvio de ruptura, e novamente observa-se, que as amostras apresentaram um trecho inicial de deformação linear e

pico bem definido, caracterizando um comportamento frágil. Porém, para as amostras de topo ainda se tem um comportamento menos frágil, em relação à base, mas se vê uma fragilidade mais acentuada e maiores valores de tensão desvio, quando se compara com a camada 03, o que possivelmente reflete maior grau de cimentação. Esse fato fica mais claro quando se compara as amostras de topo das camadas, ensaiadas em mesma tensão efetiva média, pois observa-se que as amostras C4 apesar de possuírem maiores valores de porosidade atingiram maior valores de tensão desvio máxima.

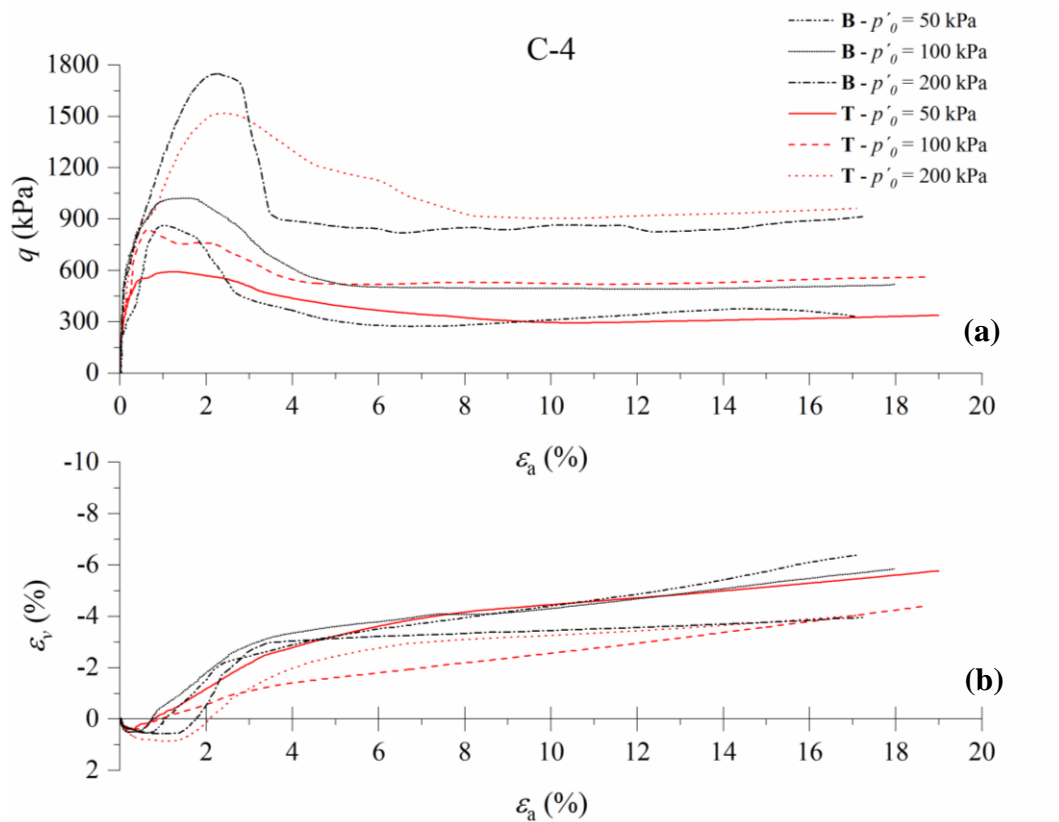


Figura 4.60 – Amostras indeformadas da camada 04, ensaiadas à compressão triaxial: (a) curvas tensão-deformação axial; (b) variação volumétrica durante o cisalhamento

Em relação ao comportamento volumétrico, todas as amostras apresentaram um comportamento compressivo inicialmente, em seguida um comportamento dilatante, que de forma geral, diminui com o aumento da tensão efetiva. Conforme visto na camada anterior, devido a faixa de tensões efetivas adotadas, o aumento da tensão efetiva média gerou um aumento da tensão desvio máxima, sem que ocorresse a transição do comportamento frágil para o dúctil. Analogamente, a variação volumétrica não se estabilizou até o fim do ensaio, o que indica que as amostras também não atingiram o estado crítico.

A Figura 4.61 apresenta as curvas tensão-deformação axial, assim como as curvas de deformação volumétrica em relação deformação axial, das amostras indeformadas da camada 05, vale destacar que só foi possível ensaiar a amostra C5-35Hz-6B-02 até aproximadamente 7,5% de deformação axial, pois a membrana que envolve o corpo de prova furou durante o ensaio. Observa-se que o comportamento foi igual ao descrito para as amostras das camadas anteriores, o aumento da tensão efetiva média, gerou maiores tensões desvio de ruptura, e novamente, as amostras apresentaram um trecho inicial de deformação linear e pico bem definido, caracterizando um comportamento frágil. Para o conjunto de amostras de topo, se observa uma ruptura com um comportamento frágil mais bem definido, em relação as camadas anteriores, principalmente para os ensaios realizados nas tensões efetivas médias de 50 e 100 kPa, o que pode indicar um melhor grau de cimentação em relação às amostras de topo das outras camadas, principalmente pelo fato das amostras da camada 05 de topo apresentarem maior porosidade em relação às outras.

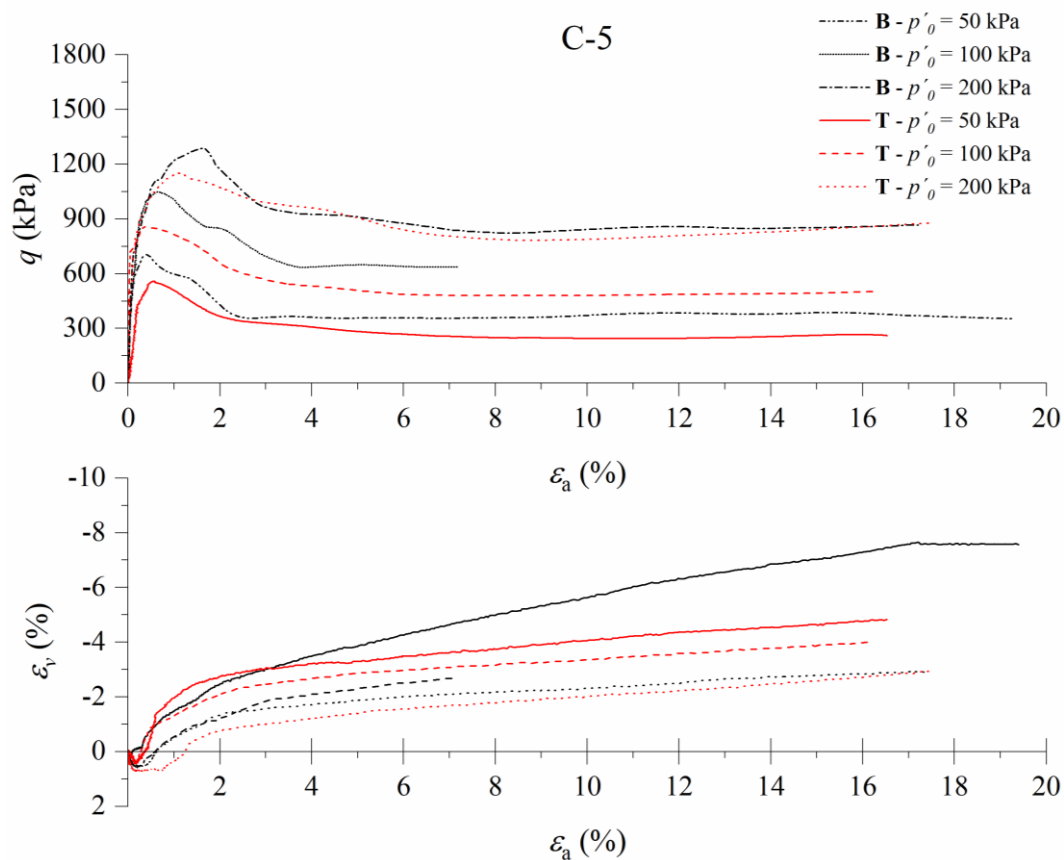


Figura 4.61 – Amostras indeformadas da camada 05, ensaiadas à compressão triaxial: (a) curvas tensão-deformação axial; (b) variação volumétrica durante o cisalhamento

Em relação ao comportamento volumétrico observa-se que, seguindo a mesma tendência das camadas anteriores, todas as amostras inicialmente apresentaram um comportamento compressivo, em seguida um comportamento dilatante, que de forma geral, diminui com o aumento da tensão efetiva. Como já discutido, para essa faixa de tensão efetiva média, para maiores tensões ocorreu o aumento da tensão desvio máxima, sem que se verificasse a transição do comportamento frágil para o dúctil. Conforme já esperado, a variação volumétrica não se estabilizou até o fim do ensaio, o que indica que as amostras também não atingiram o estado crítico.

Como observado em todos os ensaios, o comportamento tensão-deformação foi de acordo com o que está descrito na literatura para materiais granulares cimentados, porém, o estado crítico não foi atingido de forma nítida, tendo em vista que a deformação volumétrica não se estabilizou até o fim do ensaio, o que indica que são necessárias maiores deformações distorcionais para que esse estado seja alcançado. Além disso, destaca-se que todas as amostras apresentaram planos de cisalhamento bem definidos (“*shear plane*”), e quando isso ocorre, não se tem um estado constante de tensões. Outro fato importante a ser destacado, é a rigidez inicial das amostras, conforme observado, na maioria dos casos as amostras compactadas no ramo seco (C3 e C5) apresentaram maior rigidez em relação as amostras compactadas no ramo úmido (C4), como é o caso das amostras C3-35Hz-6B-03 e C4-35Hz-6B-03, que apresentam peso específico de 19,45 e 19,81 respectivamente. Logo, a amostra C4 tem maior peso específico, além disso maior tensão desvio máxima, e mesmo assim é perceptível que essa amostra apresentou menor rigidez em relação a amostra C3, fato que corrobora com o estudo estatístico descrito no item 4.2.5.3.

4.2.6.2 Trajetórias de tensões

As Figuras 4.62 a 4.64 apresentam as trajetórias de tensões efetivas, no espaço q - p' para os ensaios triaxiais das amostras da mistura rejeito e cimento, compactadas em campo, pertencentes as camadas C3, C4 e C5, respectivamente. A partir dos pontos de pico e pós-pico, foi possível ajustar uma envoltória de ruptura do material. Ressalta-se, que se considerou que após o pico as amostras não apresentariam qualquer tipo de coesão, então a envoltória foi traçada passando na origem ($c' = 0$ kPa). Com a equação da reta que representa as envoltórias, foi possível determinar os ângulos de atrito de pico e pós-pico, além disso sabendo-se que a envoltória real de resistência não é linear, destaca-se que as envoltórias apresentadas representam o melhor ajuste para as resistências analisadas. Conforme observado nas figuras,

para as três camadas o ângulo de atrito pós-pico não pode ser ajustado com valores iguais, como foi feito para as amostras moldadas em laboratório, o que pode ter ocorrido, principalmente, por conta da cimentação heterogênea, que gerou rupturas frágeis em diferentes intensidades.

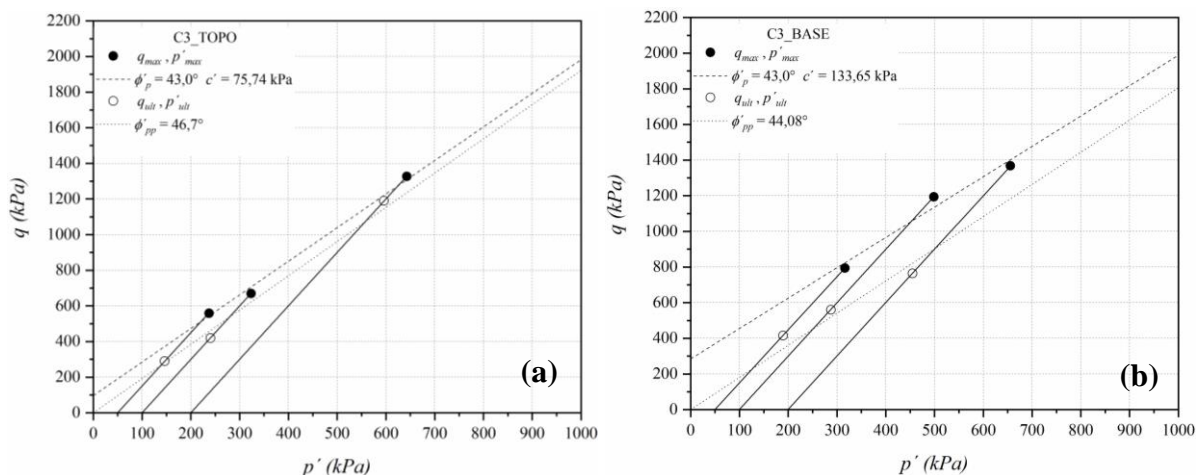


Figura 4.62 – Trajetórias de tensões efetivas, no espaço q - p' , para amostras da camada 03: (a) amostras retiradas do topo do bloco; (b) amostras retiradas da base do bloco

Através da figura 4.62, é possível observar claramente que a ruptura frágil foi mais pronunciada nas amostras da base. Além disso, pelo ajuste da envoltória, observa-se que as amostras de base apresentam maiores valores de intercepto coesivo. Como se sabe, os valores de intercepto coesivo são influenciados pelo parâmetro η/C_{iv} , e para as amostras de laboratório, a diferença de 6,4% no valor médio de η/C_{iv} , ocasionou uma diferença de intercepto coesivo de 18,9%. Ao compararmos os valores médios de η/C_{iv} das amostras da camada 03, de forma qualitativa, observa-se a diferença de η/C_{iv} igual a 0,72% e 77% de diferença no intercepto coesivo. Essa grande diferença indica que o teor de cimento presente nas amostras não é o mesmo ao se comparar topo e base, pois se fossem iguais retornariam uma diferença menor entre os valores de intercepto coesivo. Esse fato é um reflexo da heterogeneidade do grau de cimentação das amostras.

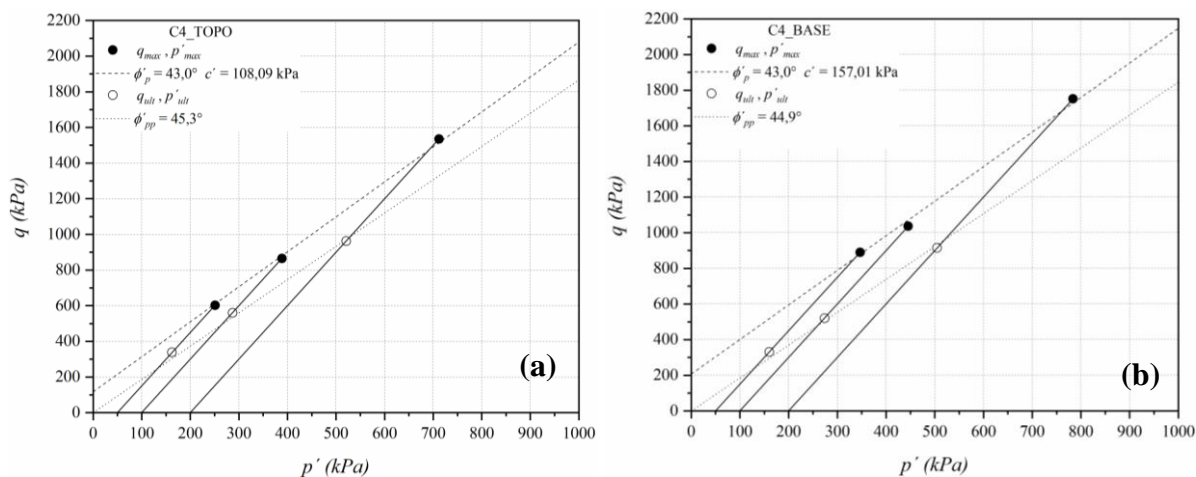


Figura 4.63 – Trajetórias de tensões efetivas, no espaço $q \times p'$, para amostras da camada 04: (a) amostras retiradas do topo do bloco; (b) amostras retiradas da base do bloco

Ao observarmos a Figura 4.63, é possível notar que o comportamento observado na camada 03 se repete, e novamente a ruptura frágil foi mais pronunciada nas amostras da base. Além disso, as amostras de base também apresentam maior valor de intercepto coesivo, porém já se vê uma diferença maior entre os valores médios de η/C_{IV} (4,69%), ocorrendo uma diferença de 45% entre os interceptos, o que indica uma maior homogeneidade da cimentação, quando comparada com a camada 03, pois apresenta uma maior diferença entre os valores de η/C_{IV} com menor diferença entre os valores de intercepto coesivo.

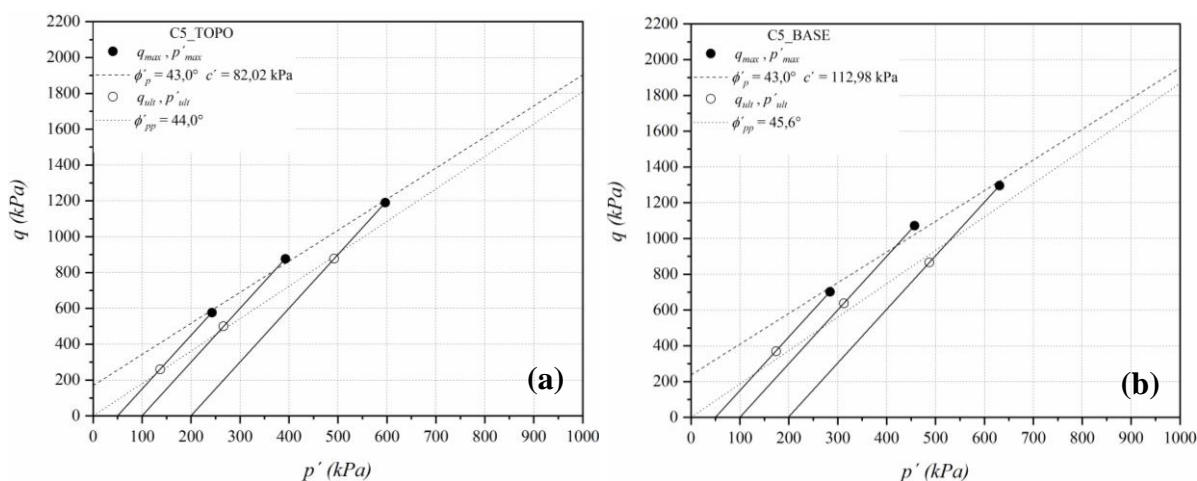


Figura 4.64 – Trajetórias de tensões efetivas, no espaço $q \times p'$, para amostras da camada 05: (a) amostras retiradas do topo do bloco; (b) amostras retiradas da base do bloco

É possível observar na Figura 4.64 que, novamente os comportamentos descritos para as camadas anteriores se repete, evidenciando uma ruptura mais frágil nas amostras da base, e maior intercepto coesivo. Para essa camada, ao compararmos a base com o topo, observa-se uma diferença de valores médios de η/C_{iv} igual a 15,78%, com diferença de intercepto coesivo de 37,8%. Dessa forma, possivelmente a diferença de η/C_{iv} , pode ter gerado essa diferença de intercepto coesivo. Vale destacar, que as amostras de topo, apesar de apresentarem valores baixos de η/C_{iv} , atingiram um intercepto coesivo maior do que as amostras de topo da camada 03, indicando maior cimentação.

De forma geral, observa-se claramente o efeito do cimento em todas as amostras ensaiadas, porém esse efeito é mais pronunciado nas amostras de base, o que, em parte, pode ser resultado da maior perturbação que essa região pode sofrer, por estar próximo da superfície, ou seja mais próximo do rolo compactador, que gera amostras com maiores porosidade. Além disso, não foi possível se observar uma mudança de comportamento de uma ruptura frágil para dúctil, conforme observado nas trajetórias, com o aumento da tensão efetiva, o que está relacionado ao fato de o material não ter atingido o estado crítico. A Tabela 4.17 apresenta os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios realizados.

Tabela 4.17: Parâmetros obtidos nos ensaios de compressão triaxial das amostras extraídas do campo

TIPO DE ENSAIO	CAMADA	TENSÕES EFETIVAS (kPa)	AMOSTRA	$\eta/(C_{iv})^1$	ÂNGULO DE	ÂNGULO DE	COESÃO c' (kPa)
					ATRITO PICO Φ'_p (graus)	ATRITO PÓS-PICO Φ'_{pp} (graus)	
Consolidado Isotropicamente e drenado (CID)	C3	50	C3_35Hz_6B_01	21,92	43	44,08	133,65
		100	C3_35Hz_6B_02	23,34			
		200	C3_35Hz_6B_03	23,29			
		50	C3_35Hz_6T_01	22,53			
		100	C3_35Hz_6T_02	23,05			
		200	C3_35Hz_6T_03	23,46			
	C4	50	C4_35Hz_6B_01	22,19	43	44,9	157,01
		100	C4_35Hz_6B_02	23,17			
		200	C4_35Hz_6B_03	22,12			
		50	C4_35Hz_6T_01	23,52			
		100	C4_35Hz_6T_02	24,56			
		200	C4_35Hz_6T_03	22,56			
C5	50	C5_35Hz_6B_01	22,14	43	45,6	112,98	
	100	C5_35Hz_6B_02	25,25				
	200	C5_35Hz_6B_03	23,56				
	50	C5_35Hz_6T_01	27,46				
	100	C5_35Hz_6T_02	27,72				
	200	C5_35Hz_6T_03	26,98				

Ao considerarmos uma variação durante a execução em campo, seja ela por conta da eficiência na compactação, homogeneidade da mistura ou variabilidade das características do rejeito, observa-se que se tem um intervalo de coesão que vai de 75,74 a 157,01. Dentre as amostras desse intervalo, observar que as amostras da camada 04 apresentaram maiores valores de intercepto coesivo.

4.2.6.3 Degradação da rigidez

Conforme observado no item anterior, as amostras apresentaram comportamentos diversos em relação à rigidez, conforme já se esperava, e para se realizar uma melhor análise desse comportamento, são apresentados nas Figuras de 4.65 a 4.67, a degradação dos módulos de elasticidade secantes e dos módulos cisalhantes secante, em função da deformação axial e deformação volumétrica, respectivamente, para as amostras indeformadas submetidas aos ensaios de resistência confinada.

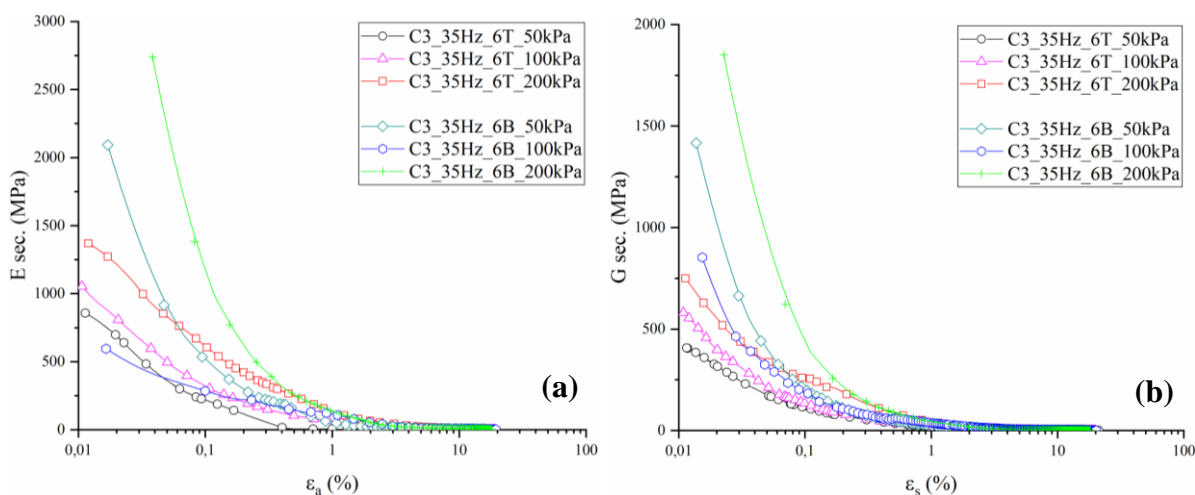


Figura 4.65 – Degradação da rigidez amostras da camada 03: (a) módulo de elasticidade secante (E_{sec}) em função da deformação axial (ϵ_a); (b) módulo cisalhante secante (E_{sec}) em função da deformação distorcional (ϵ_s)

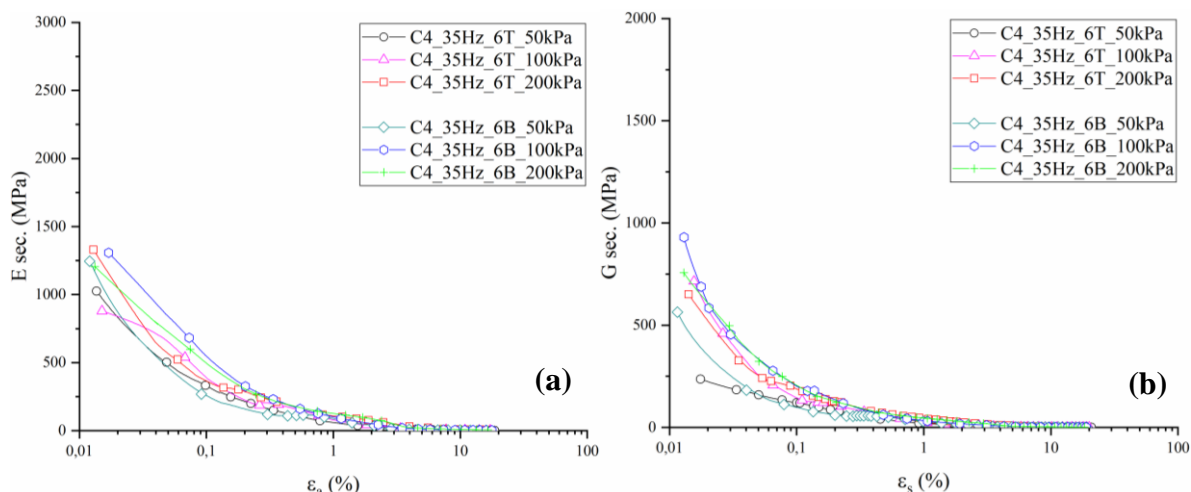


Figura 4.66 – Degradação da rigidez amostras da camada 04: (a) módulo de elasticidade secante (E_{sec}) em função da deformação axial (ϵ_a); (b) módulo cisalhante secante (E_{sec}) em função da deformação distorcional (ϵ_s)

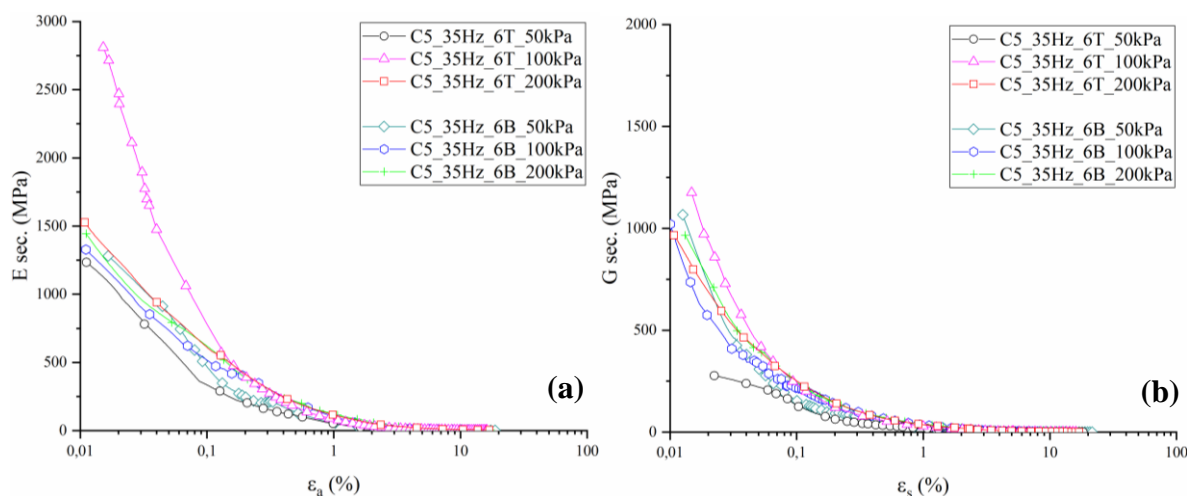


Figura 4.67 – Degradação da rigidez amostras da camada 05: (a) módulo de elasticidade secante (E_{sec}) em função da deformação axial (ϵ_a); (b) módulo cisalhante secante (E_{sec}) em função da deformação distorcional (ϵ_s)

Ao analisarmos as Figuras de 4.65 a 4.67, observamos que se tem a parcela coesiva da cimentação atuando em todas as amostras cimentadas em campo. Porém, essa cimentação estava mais homogênea nas amostras das camadas 04 e 05, tendo em vista que estas sofreram menores alterações com o aumento da tensão efetiva média de ensaio, de forma análoga as misturas de rejeito e cimento moldadas em laboratório. O comportamento da curva de degradação dos módulos apresentados para a camada 03, conforme o aumento da tensão efetiva

média, demonstra comportamentos bem distintos, sofrendo uma maior influência dessa tensão, indicando uma maior heterogeneidade da cimentação. De forma geral, observa-se que a camada 5 apresentou maiores valores de módulos, cisalhante e de elasticidade, o que reflete a melhor relação G_0 , vista no tratamento estatístico do item 4.2.5.3.

4.2.6.4 Análise tensão-dilatância

Conforme visto anteriormente, a análise tensão-dilatância também foi realizada para as amostras de campo, através da relação entre a tensão cisalhante e tensão média (q/p') combinada com a taxa de deformações plásticas ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$). A Figura 4.68 apresentam os ensaios triaxiais no espaço $(q/p')-(\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s)$, realizados nas amostras cimentadas das camadas 3, 4 e 5, considerando as amostras do topo e da base. Destaca-se, novamente, que as tendências indicadas na Figura 4.68, representam o comportamento predominante durante o cisalhamento, e não ocorrem de forma isolada.

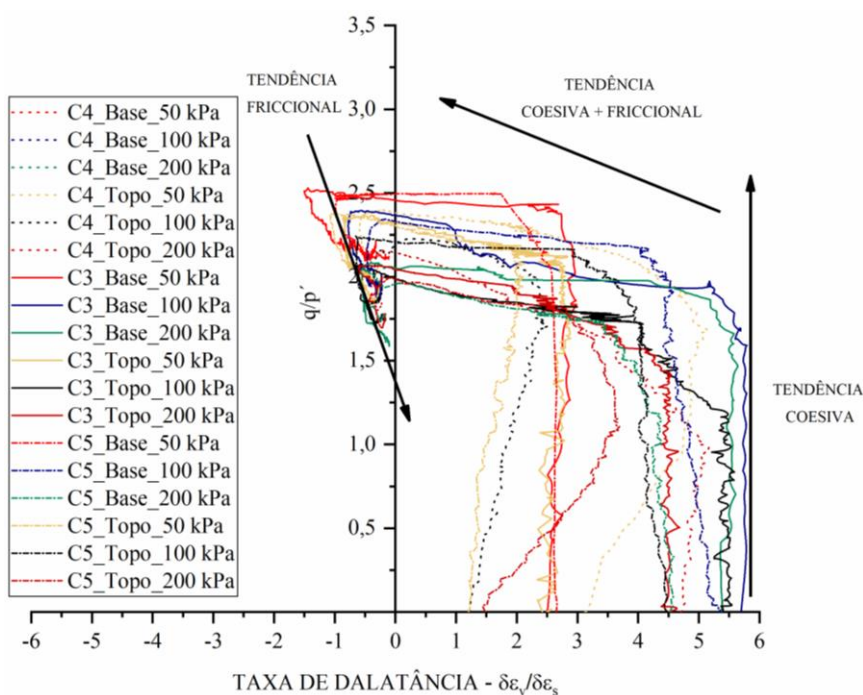


Figura 4.68 – Curvas tensão-dilatância das amostras indeformadas

Observa-se nas figuras, que independentemente das características do corpo de prova e tensões efetivas médias adotadas para os ensaios, todas as curvas tendem a um mesmo estado friccional. Além disso, é nítido que a cimentação inibe grandes variações volumétricas no início do cisalhamento, pois a energia aplicada pelo carregamento é absorvida pelas ligações cimentícias entre as partículas. Esse comportamento se mantém enquanto essas ligações permanecem

intactas, quando as tensões aplicadas se igualam com a tensão de plastificação, se inicia o processo de degradação da cimentação. Novamente, igual ocorreu para as amostras moldadas em laboratório, é possível notar a mudança brusca de comportamento das curvas, que passam a se direcionar para o lado esquerdo do eixo q/p' até atingirem a máxima taxa de dilatância, momento em que o material passa a ter um comportamento friccional, governado pelo atrito entre partículas, se encaminhando para o estado crítico ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s = 0$).

Em relação à análise geral, destaca-se que o mesmo comportamento visto anteriormente, nas amostras moldadas em laboratório, foi observado para as amostras indeformadas, que demonstra que as taxas de dilatância são inversamente proporcionais à tensão média efetiva aplicada. Porém, ressalta-se que as amostras C4-35Hz-6T-02, C4-35Hz-6B-02 e C5-35Hz-6B-02, apresentaram um comportamento distinto, pois não tiveram uma dilatância menor que as amostras do mesmo grupo ensaiadas com tensão efetiva média de 200 kPa, mas ressalta-se que a porosidade das amostras ensaiadas a 200 kPa é menor que as ensaiadas a 100 kPa, o que pode justificar esse comportamento, tendo em vista que a taxa de dilatância também é inversamente proporcional à porosidade.

Ao se observar os resultados, é possível afirmar que as amostras indeformadas também não atingiram o estado crítico, pois as taxas de deformações plásticas ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$) não atingiram um valor igual a zero. Ao se traçar uma linha de tendência final de comportamento do material, é possível afirmar que o valor do parâmetro M seria em torno de 1,4, o que reafirma o parâmetro M encontrado para as amostras moldadas em laboratório.

4.2.6.5 Comportamento tensão-deformação normalizado

A Figura 4.69 apresenta as curvas da razão de tensões (q/p') em função da deformação axial, das amostras indeformadas. Conforme observado, a razão de tensão q/p' das amostras não apresentou um valor único, e sim um intervalo, cujo limite inferior é aproximadamente 1,75, próximo ao valor encontrado para as amostras moldadas em laboratório, e limite superior de aproximadamente 2,0. Esse fato se deve a própria variação da cimentação nas amostras, pois conforme visto anteriormente, amostras cimentadas tendem a exibir uma maior relação q/p' final, por conta da alteração da sua granulometria, que passa a apresentar partículas de rejeito/cimento aglomeradas de tamanhos diferentes. (CLOUGH et al., 1981; PRIETTO, 2004; LADE e TRADS, 2014; e SCHEUERMANN FILHO, 2022). Assim, observa-se que, de forma similar as amostras moldadas em laboratório, não foi possível atingir o valor de M no estado crítico.

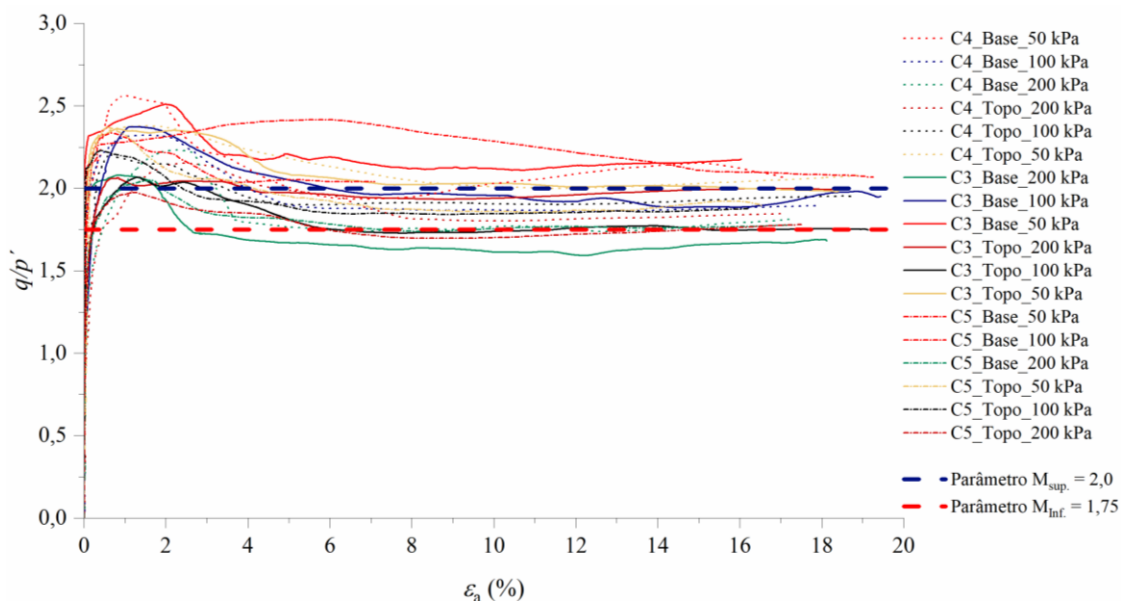


Figura 4.69 – Curvas tensão-deformação axial para amostras ensaiadas sem cimentação e com 2,5% de cimento Portland, para obtenção do parâmetro M

4.3 APLICAÇÃO DO MÉTODO CONSOLI (2014) – PREVISÃO DE ÂNGULO DE ATRITO E INTERCEPTO COESIVO

Conforme visto no item 2.4.5.4, Consoli (2014) desenvolveu uma metodologia, que busca determinar os parâmetros de resistência de um geomaterial cimentado, através de ensaios de resistência à compressão simples (q_u) e de tração por compressão diametral (q_t). Para subsidiar o método, é demonstrado que cada material apresenta uma razão única de q_t/q_u , e o ângulo de atrito no pico é único para cada tipo de material cimentado, independente da porosidade e do teor de cimento.

Conforme apresentado no item 4.1.5, para o rejeito misturado com cimento Portland, obteve-se uma relação $q_t/q_u = 0,11$. A partir desse valor foram calculados o ângulo de atrito no pico teórico (Φ'_{p-t}) e o intercepto coesivo teórico (c'_t), para as amostras moldadas em laboratório e para as extraídas do bloco indeformado. A Tabela 4.18 apresenta os valores teóricos, assim como a relação entre os valores obtidos pelo ensaio triaxial e o método Consoli (2014).

Tabela 4.18: Aplicação do método Consoli (2014)

ENSAIO TRIAXILA - CID			CONSOLI (2014)		RELAÇÕES	
AMOSTRAS	ÂNGULO DE ATRITO PICO Φ'_p (graus)	COESÃO c' (kPa)	ÂNGULO DE ATRITO PICO Φ'_p (graus)	COESÃO c'_t (kPa)	RELAÇÃO Φ'_p / Φ'_{p-t}	RELAÇÃO c'/c'_t
(RMF + CP V) PROCTOR NORMAL	43	208	45,89	203,52	93,70%	102,20%
(RMF + CP V) PROCTOR INTERMEDIÁRIO	43	247	45,89	255,39	93,70%	96,71%
C3 - BASE	43	133,65	45,89	161,42	93,70%	82,80%
C3 - TOPO	43	75,74	45,89	137,05	93,70%	55,26%
C4 - BASE	43	157,01	45,89	178,67	93,70%	87,88%
C4 - TOPO	43	108,09	45,89	149,12	93,70%	72,49%
C5 - BASE	43	112,98	45,89	114,48	93,70%	98,69%
C5 - TOPO	43	82,02	45,89	120,65	93,70%	67,98%

Conforme os resultados apresentados, observa-se que o método funcionou de forma adequada para a estimativa dos parâmetros de resistência, pois a diferença entre os ângulos de pico obtidos através do método e dos calculados a parti dos ensaios triaxiais foi de apenas 6,3%. Em relação a diferença de intercepto coesivo observa-se que para a mistura compactada na energia normal, o método superestimou esse parâmetro em apenas 2,2%, já para as amostras compactadas na energia intermediária, o parâmetro foi subestimado em 3,29%. Logo, a variação entre valores teóricos e medidos foi praticamente irrelevante, retornando valores bem próximos dos valores obtidos nos ensaios. Já a relação entre o intercepto coesivo obtido em laboratório e o calculado, das amostras indeformadas extraídas de campo, variou entre 55,26% e 98,69%, sendo notório que esse comportamento ocorreu devido a heterogeneidade da cimentação.

Assim, conclui-se que o método se mostra eficiente na determinação de parâmetros de resistência, de amostras de rejeito de minério de ferro cimentadas, de forma simples e rápida. Porém, para a sua utilização em amostras cimentadas em campo, deve-se realizar uma análise geral da mistura obtida, para que o método seja aplicado com cautela e segurança.

4.4 ENSAIOS DE CAMPO

Neste capítulo serão apresentados os ensaios realizados em campo, conforme visto na metodologia. Os ensaios que serão apresentados compreendem ao ensaio CPT, utilizado na caracterização do perfil das pilhas experimentais, o ensaio de placa sobre o solo, realizado para verificar o desempenho tensão deformação das pilhas e o ensaio pressiométrico, para avaliar a principalmente os módulos de deformabilidade e a tensão horizontal em campo.

4.4.1 Ensaio de cone (CPT)

Conforme descrito no programa experimental, foram realizados ensaios de cone, nas pilhas vibradas e não vibradas, realizados por uma empresa prestadora de serviços da mineradora Vale. A campanha seguiu os procedimentos prescritos na norma ASTM D5778 (ASTM INTERNATIONAL, 2012), utilizando um equipamento padrão, com uma área de ponta de 10cm² (35,7mm de diâmetro). Os resultados obtidos são apresentados graficamente na Figura 4.70, nos gráficos estão plotados a resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e a relação de atrito (R_f), todos os parâmetros em função da profundidade. Destaca-se que a relação de atrito (R_f) representa a divisão entre o atrito lateral (f_s) e a resistência de ponta (q_c) em porcentagem.

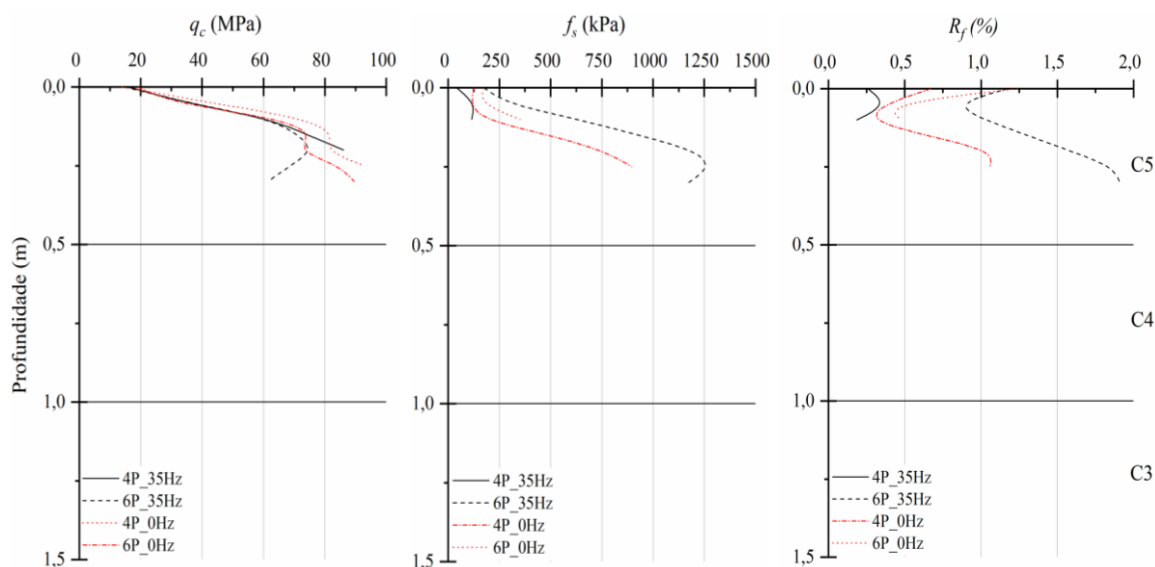


Figura 4.70 – Resultados do ensaio CPT nas pilhas vibradas e não vibradas de misturas de rejeito de minério de ferro e cimento Portland

Conforme observado, o ensaio só foi realizado até a profundidade de aproximadamente 0,25 m, o que corresponde apenas a espessura da camada 5. A partir desse ponto o equipamento utilizado na cravação não apresentava potência suficiente para a penetração, tendo em vista ser um material cimentado, com alta resistência.

A partir dos resultados de q_c , é possível observar que todas as amostras, das pilhas vibrada e não vibrada obtiveram um desempenho similar ao longo da cravação. Observa-se também, que para a pilha não vibrada, a pista 4 passadas foi ligeiramente mais resistente, porém diante da magnitude das tensões analisadas pode-se considerar que a diferença é irrisória.

A partir dos parâmetros apresentados na figura 4.69, utilizando a metodologia de Robertson (2016), foi possível classificar o material da camada, assim como sua característica comportamental (contráteis ou dilatantes). Ressalta-se que a resistência de ponta normalizada foi calculada pela equação abaixo.

$$Q_{tn} = \left[\frac{(q_t - \sigma_{vo})}{p_a} \right] \left(\frac{p_a}{\sigma_{vo}} \right)^n \quad (4.11)$$

Onde:

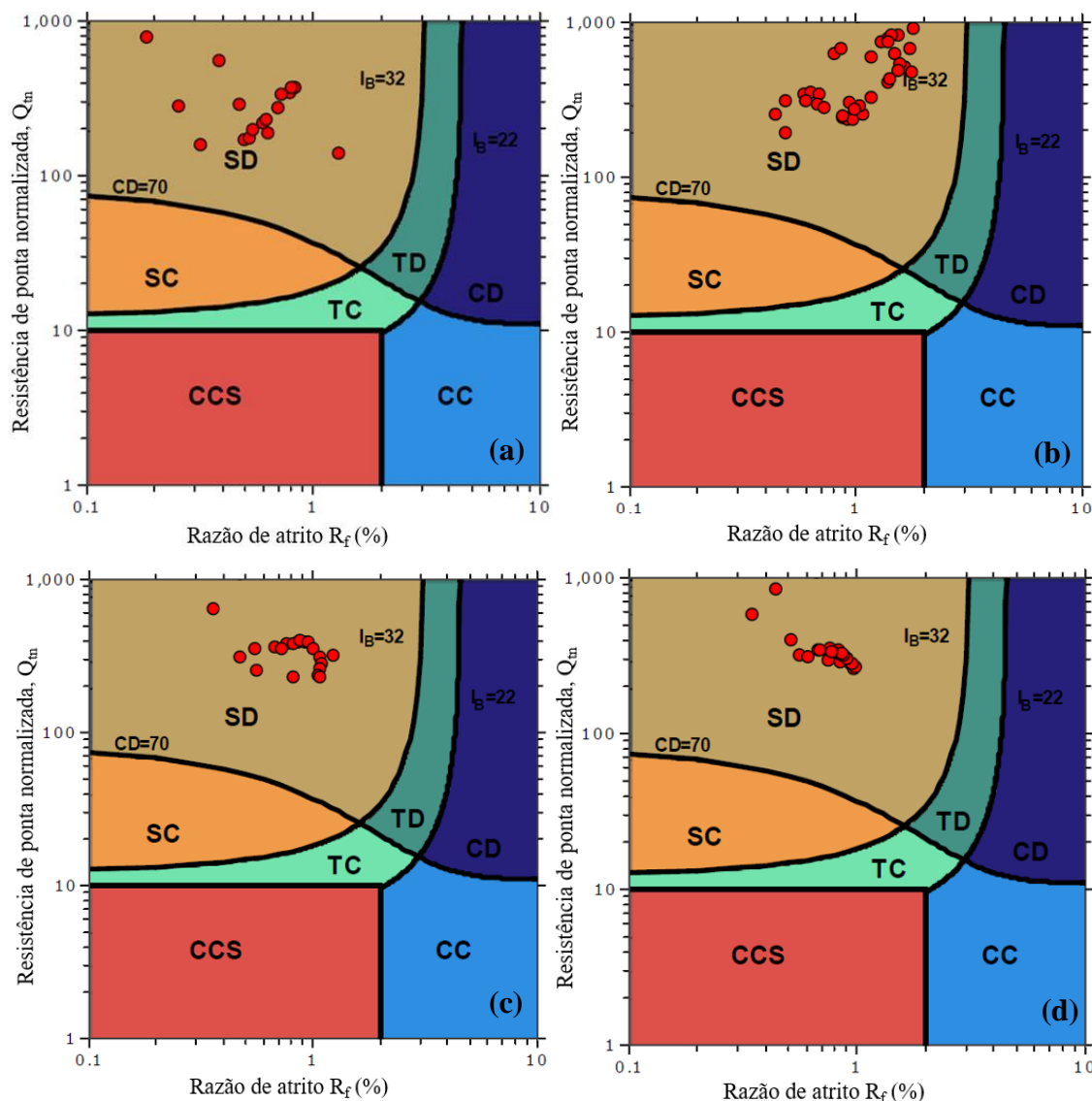
q_t : resistência de ponta corrigida;

σ'_{vo} : tensão vertical efetiva ($\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u_o$);

p_a : pressão atmosférica;

n : expoente obtido por meio do índice de classificação comportamental do solo.

A Figura 4.71 apresenta o ábaco de classificação comportamental sugerido por Robertson (2016), com os valores de Q_{tn} e F_r plotados.



Tipo de comportamento do solo

CCS: Argiloso – Contrátil (Sensível); CC: Argiloso – Contrátil; CD: Argiloso – Dilatante; TC: Transicional – Contrátil; TD: Transicional – Dilatante; SC: Arenoso – Contrátil; SD: Arenoso – Dilatante.

Figura 4.71 – Sistema de Classificação Comportamental - Robertson (2016) aplicado as pistas: (a) 4P-35Hz; (b) 6P-35Hz; (c) 4P-0Hz; (d) 6P-0Hz

A partir dos resultados apresentados acima, é possível notar que todas as pistas ensaiadas apresentam comportamento dilatante, o que se torna uma característica bastante interessante, pois o material não apresenta potencial à liquefação, um dos fatores de instabilidade preocupante nesse tipo de estrutura.

4.4.2 Ensaio de Placa Sobre o Solo

Conforme descrito anteriormente, foram realizadas provas de carga nas pistas de 4 e 6 passadas,

das pilhas vibradas e não vibradas. A placa utilizada em todos os ensaios apresentava um diâmetro de 30 cm. Ao longo do ensaio foram feitos 5 incrementos de carga (30, 60, 90, 120 e 150 kN). Vale ressaltar, que os ensaios foram encerrados com uma carga de 150 kN (2.122,07 kPa), pois atingiu-se a capacidade máxima do sistema de reação disponível em campo (pá carregadeira com rejeito na concha). A Figura 4.72 apresenta os gráficos de tensão (σ) *versus* recalque (δ) obtidos nos ensaios.

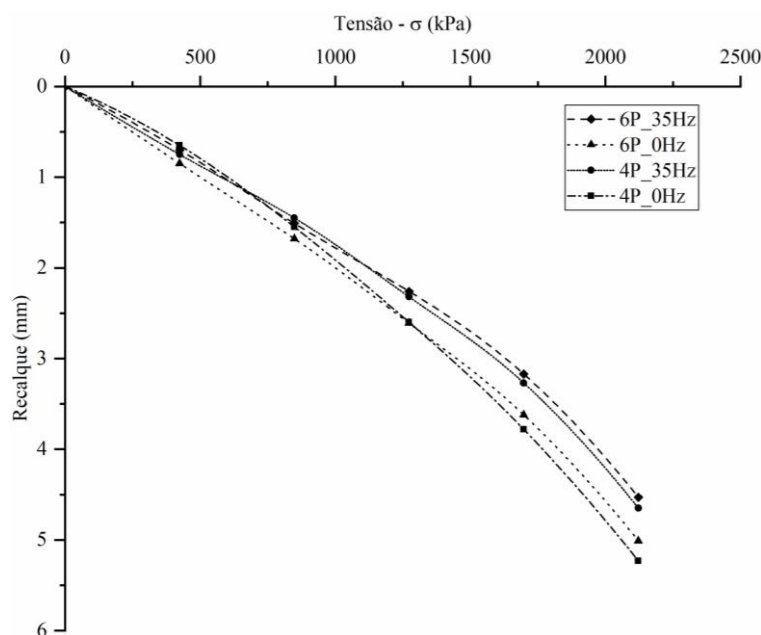


Figura 4.72 – Gráfico de tensão (σ) *versus* recalque (δ) obtidos nos ensaios de provas de carga monotônicas

É possível observar na figura, que de forma geral, as amostras tiveram um comportamento inicial com uma pequena diferença, dado a magnitude do carregamento, que se ampliou a partir do no segundo ponto de tensão (848,83 kPa). A partir desse ponto, nota-se uma diferença de comportamento entre a pilha vibrada e a não vibrada, porém se observa que em relação ao número de passadas não se ver uma grande diferença entre as curvas. Conforme observado, os ensaios da pilha não vibrada alcançaram maiores valores de recalque, quando comparada com a pilha vibrada. Porém, no geral, foram alcançados baixos valores de recalque, devido ao limite do sistema de reação, assim não foi possível alcançar algum comportamento que demonstrasse a ruptura do material.

Com os resultados do ensaio de placa, foi possível estimar o módulo de elasticidade de campo “E” do material ensaiado, através da teoria da elasticidade em um meio homogêneo, descrita pela Equação 4.12 (FANG, 1991).

$$E_f = \frac{\sigma \cdot D \cdot C_s}{\delta} = (1 - \nu^2) \quad (4.12)$$

Onde:

D: Diâmetro da placa;

Cs: coeficiente de forma;

δ : recalque;

ν : coeficiente de Poisson.

Para o cálculo dos módulos, utilizou-se o coeficiente de forma caracterizado como placa rígida, carga centralizada e formato circular $C_s = 0,79$ (FANG, 1991). O coeficiente de Poisson (ν) foi definido igual a 0,3 – para uma condição drenada, igual ao valor de coeficiente adotado para o ensaio pressiométrico, pela empresa responsável pela realização dos ensaios, de forma a uniformizar o parâmetro utilizado nos ensaios de campo.

Foi calculado o módulo de elasticidade tangente, determinado a partir da declividade da reta traçada tangencialmente ao trecho de carregamento que vai da origem até o ponto 01 de carga. Além dele, também foi calculado o módulo de elasticidade secante, para cada ponto de carga, sempre considerando a origem. A Tabela 4.19 apresenta os valores obtidos. Vale ressaltar, que conforme observado, o módulo tangente inicial foi adotado sendo idêntico ao módulo secante, calculado até o primeiro ponto de carga.

Tabela 4.19: Re Parâmetros obtidos dos ensaios de provas de carga monotônicas

AMOSTRAS	PONTO	TENSÃO (kPa)	RECALQUE (mm)	MÓDULO E _{sec} - BUSSINESQ (MPa)	MÓDULO E ₀ (MPa)
4P-SFV	1	424,41	0,65	137,09	137,09
	2	848,83	1,62	110,01	
	3	1273,24	2,68	99,75	
	4	1697,65	3,78	94,30	
	5	2122,07	5,28	84,38	
6P-SFV	1	424,41	0,85	104,84	104,84
	2	848,83	1,68	106,08	
	3	1273,24	2,61	102,43	
	4	1697,65	3,62	98,46	
	5	2122,07	5,01	88,93	
4P-CFV	1	424,41	0,75	118,81	118,81
	2	848,83	1,45	122,91	
	3	1273,24	2,32	115,23	
	4	1697,65	3,28	108,67	
	5	2122,07	4,65	95,82	
6P-CFV	1	424,41	0,70	127,30	127,30
	2	848,83	1,51	118,03	
	3	1273,24	2,26	118,29	
	4	1697,65	3,14	113,52	
	5	2122,07	4,53	98,36	

Observava-se que no início do carregamento a pista 4P-0Hz apresenta maior valor de módulo de elasticidade tangente em relação à pista 4P-35Hz, de forma lógica o comportamento se repete para o módulo secante, porém ao final do ensaio o comportamento se inverte, então a pista vibrada passa a ter maior valor de módulo secante. Ao compararmos as pistas de 6 passadas, observamos que a pista vibrada já apresenta desde o início maiores módulos de tangentes e secantes, e ao final do ensaio a pista vibrada apresentou maior valor de módulo secante. Esse comportamento indica um melhor desempenho da pilha vibrada, tendo em vista que ao final do ensaio as pistas vibradas apresentavam um menor valor de recalque.

4.4.3 Ensaio Pressiométrico

Conforme descrito no programa experimental, foram realizados ensaio pressiométrico Ménard com pré-furo, que consiste na verificação de tensão x deformação da pilha, através de uma sonda cilíndrica, devidamente calibrada, que é inflada radialmente. O procedimento de ensaio seguiu a norma EN ISO 22476-4:2021. Neste item serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios obtidos pelo ensaio.

4.4.3.1. Módulo pressiométrico (E_P) e módulo cisalhante (G)

Os valores de módulo pressiométrico foram calculados a partir do trecho linear da curva pressiométrica corrigida, através da Equação 4.13. Foi adotado o coeficiente de Poisson de 0,33 conforme recomendação de Ménard (1975) para a maioria dos solos. Já o módulo cisalhante (G) foi determinado através da relação entre os módulos é dada pela Equação 4.14.

$$E_P = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot V_m \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad (4.13)$$

$$G = \frac{E_P}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (4.14)$$

onde:

ν : coeficiente de Poisson;

V_m : volume médio da cavidade $(V_s + (v_1 + v_2) / 2)$;

ΔP : variação de pressão ($p_2 - p_1$) no trecho pseudo-elástico;

ΔV : variação de volume ($v_2 - v_1$) no trecho pseudo-elástico.

4.4.3.2 Tensão horizontal em repouso

A tensão horizontal em repouso (σ_{ho}) foi obtida na parte inicial da curva pressiométrica, no ponto de máxima curvatura, de acordo com a norma utilizada.

4.4.3.3 Pressão limite (P_L)

A pressão limite (P_L) foi definida por Ménard (1975) como a pressão necessária para que a cavidade do solo atinja duas vezes o seu tamanho inicial. Ela pode ser determinada diretamente da curva do ensaio. Porém, é comum considerar a pressão correspondente a um aumento de volume (ΔV) igual ao volume inicial do furo (V_0).

4.4.3.4 Pressão de fluência (P_F)

A pressão de fluência (P_F) é a pressão correspondente ao um ponto localizado no final do trecho linear da curva pressiométrica, no início do escoamento do solo. A partir da curva de fluência que é obtida plotando-se a variação de volume entre as leituras de 30 e 60 segundos em função da pressão bruta aplicada, é possível obter o parâmetro P_F .

A Tabela 4.20 apresenta os parâmetros obtidos, vale destacar que o comprimento total da sonda utilizada no ensaio é de aproximadamente 60 cm, logo, a profundidade indicada na tabela representa a distância da superfície do terreno, até o ponto médio da sonda.

Tabela 4.20 Parâmetros obtidos do ensaio pressiométrico

LOCAL	PROFUNDIDADE	CAMADA	E_m (MPa)	G_m (MPa)	σ_{hs} (MPa)	p_F (MPa)	p_{LM} (MPa)	Coefficiente de Empuxo no repouso (K_0)
6P_35Hz	1,07	3/4	101,7	67,63	0,015	2,75	2,75	0,72
4P_35Hz	1,07	3/4	101,7	67,63	0,015	2,75	2,75	0,73
4P_0Hz	0,97	3/4	167,2	111,19	0,014	2,16	2,16	0,73
6P_0Hz	1,15	3/4	226,5	150,62	0,016	2,38	2,37	0,7

Através dos resultados, é possível observar que a maioria dos parâmetros foram retirados no limite entre duas camadas, o que permitiu obter os parâmetros de ensaio considerando a interface entre os dois materiais, o que é útil para a caracterização da pilha como um todo.

É possível observar que as camadas que foram compactadas sem vibração apresentaram um maior valor de módulo pressiométrico e módulo de rigidez, o que pode estar relacionado ao comportamento da camada 03, descrita no item 4.2.1.1, que mostrou que a pilha compactada sem vibração apresentava maiores valores de rigidez. Já para valores de tensão horizontal, observa-se uma menor diferença entre as amostras vibradas e não vibradas, o que demonstra que entre as amostras vibradas o número de passadas não ocasionou diferenças, já para quando se avalia um mesmo número de passadas, observa-se que para 4 passadas o emprego da técnica de vibração gerou aumento no valor da tensão horizontal, porém para 6 passadas ocorreu o decréscimo. Vale ressaltar, que esses resultados não vão seguir exatamente o mesmo comportamento observado nas amostras indeformada ensaiadas em campo, tendo em vista o fato delas representarem a mescla de duas camadas.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base na análise dos resultados deste estudo, abaixo serão apresentados principais temas discutidos e as implicações que a variação do método de compactação gerou em campo.

5.1 CONCLUSÕES

Esta tese teve como objetivo avaliar a viabilidade técnica da cimentação de rejeitos dispostos em pilhas a partir de um estudo inicial de resistência mecânica, com ensaios realizados em amostras moldadas em laboratório em diferentes configurações e, posteriormente, comparar seus resultados com ensaios decorrentes de uma pilha experimental executada em campo. A partir da análise dos resultados, verificou-se que a pesquisa atingiu o objetivo proposto inicialmente, de acordo com as delimitações previstas.

Através do estudo, constatou-se que as amostras de rejeito de minério de ferro, ao serem estabilizadas com cimento Portland, em um ambiente controlado, obtiveram um aumento dos parâmetros de resistência e rigidez com o acréscimo de teor volumétrico de ligante, representado por uma função linear. A aplicação da técnica de estabilização ao rejeito resultou em valores mínimos de resistência a compressão simples e resistência à tração de 428,42 kPa e 43,76 kPa, respectivamente, para o teor de agente cimentante de 1,5%. Além disso, constatou-se que existe uma relação direta entre a resistência à tração (q_t) e resistência à compressão (q_u), independente das características de moldagem do rejeito estudado, igual a 0,11 ($\xi = q_t/q_u$). A partir da relação foi possível aplicar ao material o método Consoli (2014), para determinação de parâmetros geotécnicos, que se mostrou adequado para o rejeito de minério de ferro, resultando em valores teóricos de ângulo de atrito de pico próximos aos obtidos pelos ensaios triaxiais, para amostras moldadas em laboratório. Ao se aplicar o método às amostras indeformadas, constatou-se uma maior diferença em os valores previstos de intercepto coesivo e os obtidos no ensaio, fato que ocorreu por conta da heterogeneidade da cimentação das amostras.

Verificou-se, que para a mistura de rejeito e cimento compactada sem frequência de vibração e no ramo seco, o número ideal de passadas foi igual a 4, pois com 6 passadas ocorreu a diminuição do grau de compactação. Já para a compactação do material utilizando a técnica de vibração, foi possível concluir que 6 passadas foi o número ideal, para se obter um melhor grau

de compactação. Além disso, ao se isolar os valores de peso específico obtidos na camada 05, a análise demonstrou que amostras compactadas mais próximas a umidade ótima obtiveram maiores valores de peso específico, conforme esperado. Ao se realizar a análise incluindo as duas pilhas, vibrada e não vibrada, constatou-se, que a técnica de vibração é mais importante, quando comparada ao número de passadas, para a obtenção de maiores pesos específicos aparente seco.

Ao se isolar o efeito do peso específico nas amostras, através das relações entre valores medidos e teóricos, foi possível observar que as melhores relações de RCS e RTCD ocorreram para as amostras compactadas mais próximo da umidade ótima (camada C5), o que facilita a homogeneização da mistura de rejeito e cimento Portland. A análise estatística indicou que as amostras compactadas no ramo seco e próximas ao ponto de umidade ótima apresentaram maiores valores de relação G_0 . Foi possível observar, também, que as estruturas compactadas em campo apresentaram uma maior rigidez em relação as amostras compactadas em laboratório, retornando valores para a relação G_0 acima de 1. Vale ressaltar, que para todas as relações analisadas (RCS, RTCD e G_0), a vibração gerou maiores médias.

Conforme observado no estudo estatístico, foi possível alcançar valores médios ajustados para as relações de RCS, igual a 0,74, de RTCD, igual a 0,97 e de G_0 igual 1,34, alcançados na camada 05, o que indica que a técnica de estabilização de geomateriais pode ser extrapolada do laboratório para uma escala real, de forma eficiente.

No balanço geral dos resultados, destaca-se como um fator a ser melhorado a própria eficiência nas misturas, pois mesmo o estudo estatístico mostrando os valores médios de relações RCS, RTCD e G_0 , citados acima, ainda se teve elevados valores de resíduos. Assim, deve-se buscar diferentes técnicas/equipamentos no intuito de alcançar o procedimento de mistura mais adequado, que retorne valores de relações mais uniformes.

Em campo, através dos ensaios de CPT, foi possível observar que o comportamento das curvas de q_c ao longo da profundidade, de cada pista ensaiada, foram similares. Além disso, a partir dos resultados foi possível ratificar que para as amostras compactadas sem vibração e no ramo seco, 4 passadas foi o limite ideal, apresentando um desempenho levemente superior ao da pista compactada com 6 passadas. Porém, essa diferença apresenta baixa influência em relação a resistência do material, dada o nível de tensão atingido (92,91 MPa).

Ao considerarmos a análise do ensaio de placa sobre o solo, observa-se que a vibração causou maiores mudanças no comportamento do material em relação ao número de passadas e as pistas vibradas apresentaram melhor desempenho, ao considerarmos que elas atingiram menores valores de recalque total. Porém, destaca-se, que a diferença entre os valores de recalque não é expressiva dado a magnitude de carregamento.

A partir do conjunto de ensaios realizados em campo constatou-se que apesar das heterogeneidades identificadas nas amostras indeformadas, ensaiadas em laboratório, o desempenho das camadas em campo é similar, dado os níveis de tensões analisados, demonstrando um comportamento adequado de resistência e deformabilidade.

Destaca-se, que ao se aplicar a técnica de estabilização de geomateriais às pilhas de rejeito filtrado, é necessário um controle eficiente de execução da pilha em campo, pois conforme observado, compactar o material próximo da umidade ótima é essencial para se obter os melhores resultados de peso específico e relações de resistência e rigidez. Logo, a execução e o controle tecnológico deve ser feito de forma rigorosa, por uma equipe de profissionais capacitados.

Os resultados da análise como um todo, se mostraram satisfatórios ao serem comparados com resultados obtidos em um ambiente totalmente controlado, assim é possível afirmar que o método pode ser extrapolado do laboratório para o campo, porém deve-se considerar um intervalo de resistência, que pode ser determinado a partir de amostras indeformadas tiradas do campo.

Por fim, ressalta-se que o estudo destacou os pontos mais importantes, que necessitam de atenção e ajustes, para que se obtenha uma melhor eficiência da aplicação do método, sendo necessários mais estudos, visando aprimorar o procedimento e a técnica aplicada em campo, considerando, principalmente, a variabilidade dos rejeitos.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- a) Desenvolver estudo microestrutural para as amostras compactadas em campo e laboratório, observando a maturação alcançada para os géis cimentícios, assim como verificar se as amostras apresentam estruturas diferentes, justificando maiores valores de G_0 obtidos para as amostras indeformadas.

- b) Avaliar o comportamento de durabilidade das misturas, frente a ação de agentes físicos, climáticos e químicos (desgaste por abrasão, ataques ácidos, ciclos de molhagem e secagem etc.).
- c) Avaliar o desempenho mecânico do rejeito de minério de ferro estabilizado com outros agentes cimentantes, através dos ensaios de resistência à compressão não confinada, resistência à tração por compressão diametral, resistência triaxial e rigidez.
- d) Avaliar o comportamento tensão-deformação do rejeito de minério de ferro com e sem adição de agente cimentante, frente a aplicação de carregamentos cíclicos, através de ensaios cíclicos aplicados em campo e laboratório.

REFERÊNCIAS

ACI. 230.1R-09 **Report on Soil Cement.**

AGURTO-DETZEL, H.; BIANCHI, M.; ASSUMPCÃO, M.; SCHIMME, M.; COLLAÇO, B.; CIARDELLI, C.; BARBOSA, J. R.; CALHAU, J. **The tailings dam failure of 5 November 2015 in SE Brazil and its preceding seismic sequence.** Geophysical Research Letters, v. 43, n. 10, p. 4929–4936, 2016.

AKINMUSURU, J. O. **The effects of cementation on the stress-strain behaviour of a sand.** In: 9th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Lagos. Proceedings...Rotterdam: A. A. Balkema. v.1, p.435- 442, 1987.

ALVARADO, G.; COOP, M. R.; WILLSON, S. **On the role of bond breakage due to unloading in the behaviour of weak sandstones.** Géotechnique. v. 62, n. 4, p.303-316, 2012

American Society for Testing Material (ASTM). ASTM D4719-20: **“Standard test method for prebored pressuremeter testing in soils”.** West Conshohocken, Philadelphia. 2020.

ANM. Anuário Mineral Brasileiro: **principais substâncias metálicas.** (2020). Brasília.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). **Guia básico de utilização do cimento Portland (BT-106).** 7. ed. São Paulo, 2002. 28 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. - **Mineração - Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água - Requisitos.** ABNT NBR 13028, Rio de Janeiro, 2017.

_____. **Solo – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.** NBR 6457, 2019a. 8p.

_____. **Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento Procedimento.** NBR 12253, 2012.

_____.: **Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos.** NBR 5739, Rio de Janeiro, 2018a. 9 p.

_____. **Solo – Determinação do limite de liquidez.** NBR 6459, Rio de Janeiro, 2017. 5 p.

_____. **Solo – Determinação do limite de plasticidade.** NBR 7180, Rio de Janeiro, 2016b. 3 p.

_____. **Solo – Análise granulométrica.** NBR 7181, Rio de Janeiro, 2018b. 12 p.

_____. **Solos – Ensaio de compactação.** NBR 7182, 2016.

_____. **Argamassa e concreto-Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos.** NBR 7222, 2011.

_____. **Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica.** NBR NM 23, 2001.

_____. **Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão de corpos de prova cilíndricos.** NBR 7215, Rio de Janeiro, 2019. 12 p.

ATKINSON, J H; BRANSBY, P L. **The mechanics of soils: an introduction to critical state soil mechanics.** London: McGraw-Hill. 375 p, 1978.

BALDOVINO, J.; IZZO, R.; PEREIRA, M.; ROCHA, E.; ROSE, J.; BORDIGNON, V. **Equations controlling the tensile and compressive strength ratio of sedimentary soil-cement mixtures under optimal compaction conditions.** Journal of Materials in Civil Engineering, v. 32, n. 1, p. 4019320, 2020b.

BAPTISTA, C. de F. Nogueira. **“Pavimentação”.** Editora Globo. Tomo 1 e 2. 1976.

BEEN, K.; JEFFERIES, M. G. **A state parameter for sands.** Géotechnique, v. 35, n. 2, p.99-112, 1985.

BELL, J.R. **“Compaction energy relationships of cohesive soils”.** Transportation Research Record, n° 641, pp. 29-34. 1977.

CARVALHO, P. S. L. D.; SILVA, M. M. D.; ROCIO, M. A. R.; MOSZKOWICZ, J. (2014). **Insumos básicos - Minério de ferro.** <https://web.bndes.gov.br/bib/jspui/bitstream/1408/4802/1/BS%2039%20min%c3%a9rio%20de%20ferro_P.pdf>. Acesso em: 20 de Março. 2021.

CASENTINI, B.; LAZZAZZARA, M.; AMALFITANO, S.; SALVATORI, R.; GUGLIETTA, D., PASSERI, D.; BELARDI, G.; TRAPASSO, F. **Mining rock wastes for water treatment: Potential reuse of Fe- and Mn-rich materials for arsenic removal.** Water, v. 11, n. 9, p. 1897., 2019.

CERNICA, J. N. **Geotechnical engineering: Soil mechanics.** John Wiley & Sons, Inc. New York, 1995.

CHANDLER, RJ, Crilly MS, Montgomery-Smith G. **A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise-buildings.** Proc Inst Civil Eng. 1992; 92: 82-9.

CHANDLER, RJ, Gutierrez CI. **The filter-paper method of suction measurement.** Geotechnique. 1986; 36: 265-8.

CHAVES, A. P.; FILHO, L. S. L.; BRAGA, P. F. A. **Tratamento de minérios: Flotação**. CETEM/MCTIC. Rio de Janeiro, 2018.

CLAYTON, C. R. I.; KHATRUSH, S. A. **A new device for measuring local axial strains on triaxial specimens**. *Géotechnique*, v. 36, n. 4, p. 593–597, dez. 1986.

CLOUGH, G. W., SITAR, N., BACHUS, R. C. **Cemented sands under static loading**. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, [s. 1.], n. 107, p.799-817, 1981.

CLOUGH, G. W.; SITAR, N.; BACHUS, R. C.; RAD, N. S. **Cemented sands under static loading**. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, New York: ASCE, v.107, n.GT6, p.799-817, 1981.

COMEX STAT. **Banco de dados exportações e importações (geral)**. Disponível em: <<http://comexstat.mdic.gov.br/pt/geral>>. Acesso em: 13 de novembro. 2022.

CONSOLI, N. C.; ROSA, D. A. CRUZ, R. C.; DALLA ROSA, A. (2011). **Water content, porosity and cement content as parameters controlling strength of artificially cemented silty soil**. *Engineering Geology*. Volume 122, Pages 328-33, 2011.

CONSOLI, N. C. **A method proposed for the assessment of failure envelopes of cemented Sandy soils**. *Engineering Geology*, v. 169, n. 4, p. 61–68, 2014.

CONSOLI, N. C. et al. **Key parameters for strength control of artificially cemented soils**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 133, n. 2, p. 197-205, 2007.

CONSOLI, N. C.; CARRETTA, M. S.; FESTUGATO, L.; LEON, H. B.; TOMASI, L. F.; HEINECK, K. S. **Ground waste glass-carbide lime as a sustainable binder stabilising three different silica sands**. *Géotechnique*, v. 71, n. 6, p. 480–493, 2020a.

CONSOLI, N. C.; CARRETTA, M. S.; LEON, H. B.; SCHEUERMANN FILHO, H. C.; TOMASI, L. F. **Strength and stiffness of ground waste glass-carbide lime blends**. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 31, n. 10, p. 6, 2019a.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; CONSOLI, B. C.; MAGHOUS, S. **Failure envelope of artificially cemented sand**. *Géotechnique*, v. 62, n. 6, p. 543–547, 2012a.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FLOSS, M. F. **Variables controlling strength of artificially cemented sand: influence of curing time**. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 23, n. 5, p. 692–696, 2011.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FLOSS, M. F.; FESTUGATO, L. **Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 136, n. 5, p. 759–763, 2010.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FONSECA, A. V.; COOP, M. R. **Influence of cement-voids ratio on stress-dilatancy behavior of artificially cemented sand.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 138, n. 1, p. 100–109, 2012b.

CONSOLI, N. C.; FERREIRA, P. M. V.; TANG, C. S.; MARQUES, S. F. V.; FESTUGATO, L.; CORTEA, M. B. **A unique relationship determining strength of silty/clayey soils – portland cement mixes.** Soils and Foundations (Japanese Geotechnical Society), v. 56, n. 6, p. 1082–1088, 2016.

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

CONSOLI, N. C.; FONSECA, A. V.; CRUZ, R. C.; HEINECK, K. S. **Fundamental parameters for the stiffness and strength control of artificially cemented sand.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 135, n. 9, p. 1347–1353, 2009.

CONSOLI, N. C.; FONSECA, A. V.; CRUZ, R. C.; SILVA, S. R. **Void/cement ratio controlling tensile strength of cement-treated soils.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 137, n. 11, p. 1126–1131, 2011a.

CONSOLI, N. C.; FONSECA, A. V.; SILVA, S. R.; CRUZ, R. C.; FONINI, A. **Parameters controlling stiffness and strength of artificially cemented soils.** Géotechnique, v. 62, n. 2, p. 177–183, 2012c.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D. **Porosity/cement ratio controlling initial bulk modulus and incremental yield stress of an artificially cemented soil cured under stress.** Géotechnique Letters, v. 4, n. 1, p. 22–26, 2014.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. **Key parameters for strength control of artificially cemented soils.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 133, n. 2, p. 197–205, 2007.

CONSOLI, N. C.; JUNIOR, L. S. L.; CONSOLI, B. S.; FESTUGATO, L. **Mohr-Coulomb failure envelopes of lime-treated soils.** Géotechnique, v. 64, n. 2, p. 165–170, 2014.

CONSOLI, N. C.; MARIN, E. J. B.; SAMANIEGO, R. A. Q.; HEINECK, K. S.; JOHANN, A. D. R. **Use of sustainable binders in soil stabilization.** Journal of Materials in Civil Engineering, v. 31, n. 2, p. 7, 2019b.

CONSOLI, N. C.; MARQUES, S. F. V.; FLOSS, M. F.; FESTUGATO, L. **Broad-spectrum empirical correlation determining tensile and compressive strength of cement-bonded clean granular soils.** Journal of Materials in Civil Engineering, v. 29, n. 6, p. 7, 2017a.

CONSOLI, N. C.; ROSA, D. A.; CRUZ, R. C.; ROSA, A. D. **Water content, porosity and cement content as parameters controlling strength of artificially cemented silty soil.** Engineering Geology, v. 122, n. 3, p. 328–333, 2011b.

- CONSOLI, N. C.; ROSA, F. D.; FONINI, A. **Plate load tests on cemented soil layers overlaying weaker soil.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 135, n. 12, p. 1846–1856, 2009.
- CONSOLI, N. C.; ROTTA, G. V.; PRIETTO, P. D. M. **Yielding-compressibility-strength relationship for an artificially cemented soil cured under stress.** Géotechnique, v. 56, n. 1, p. 69–72, 2006.
- CONSOLI, N. C.; SAMANIEGO, R. A. Q.; GONZÁLEZ, L. E.; LÓPEZ, R. A. **Influence of molding moisture content and porosity/cement index on stiffness, strength, and failure envelopes of artificially cemented fine-grained soils.** Journal of Materials in Civil Engineering, v. 29, n. 5, p. 61–68, 2017b.
- CONSOLI, N. C.; SILVA, A. P.; NIERWINSKI, H. P.; SOSNOSKI, J. **Durability, strength and stiffness of compacted gold tailings-cement mixes.** Canadian Geotechnical Journal, v. 55, n. 10, p. 486–494, 2018.
- CONSOLI, N. C.; SILVA, A.; BARCELOS, A. M.; FESTUGATO, L.; FAVRETTO, F. **Porosity/cement index controlling flexural tensile strength of artificially cemented soils in Brazil.** Geotechnical and Geological Engineering, v. 38, n. 1, p. 713–722, 2020b.
- CONSOLI, N. C.; 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, n. 2, p. 96–102, 2018.
- CONSOLI, N. C.; VENDRUSCOLO, M. A.; PRIETTO, P. D. M. **Behavior of plate load tests on soil layers improved with cement and fiber.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 129, n. 1, p. 96–101, Jan. 2003.
- COOP, M. R.; ATKINSON, J. H.. **The mechanics of cemented carbonate sands.** Géotechnique, London, v.41, n.1, p.53-67, 1993.
- COOP, M. R.; WILSON, S. M. **Behavior of hydrocarbon reservoir sands and sandstones.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 129(11), p. 1010-1019, 2003.
- COOP, M. R.; WILLSON, S. M. **Behavior of hydrocarbon reservoir sand and sandstones.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Reston – Virginia – USA, v.129, n.11, p1010-1019, 2003.
- CORREIA, J. C. G.; COUTO, H. J. B. **Tratamento de minérios: Classificação e peneiramento.** CETEM/MCTIC. Rio de Janeiro, 2018.
- Correia, R.; Janones, A.; Pettersen, E.; Elias, G.; Timo, I.; Bacelar, J. C.; Alves, R. Câmara dos deputados. **Relatório final da Comissão Parlamentar de Inquérito do Rompimento da Barragem de Brumadinho.** (2019). Disponível em: <

<https://www.camara.leg.br/internet/comissoes/cpi/cpibruma/RelatorioFinal.pdf>>. Acesso em 15 de Janeiro de 2021.

CORTE, M. B. **Response of lightly cemented sand under multiaxial loading**. 2020. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

CRUZ, P. T. da.; **“Propriedades de engenharia de solos residuais compactados da região Centro - Sul do Brasil”**. Escola Politécnica, USP, pp. 21-29. São Paulo. 1967.

CRUZ, R. C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatação de uma areia artificialmente cimentada**. 2008. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

CRYSTAL, C., CHORE, C., EZAMA, I. **Filter-pressed dry stacking: design consideration based on practical experience**. In: Proceedings Tailings and Mine Waste 2018. Keystone, Colorado, EUA. Anais[...] Colorado, p. 209-219, 2018.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. **On the mechanics of structured sands**. Géotechnique, v. 49(6), p. 741-760, 1999.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. **On the mechanics of structured sands**. Géotechnique, London, v.49, n.6, p.741-760, 1999.

D'APPOLONIA, D.J., WHITMAN, R.V.; D'APPOLONIA, E.D. (1969) **Sand compaction with vibratory rollers**. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division of the ASCE, 95, SMI 263–84.

DAVIES, M. P. **Filtered dry stacked tailings - The fundamentals**. Proceedings Tailings and Mine Waste. Vancouver, 2011.

DAVIES, M. P. **Impounded mine tailings: what are the failures telling us CIM Bulletin**. Canadian Institute of Mining and Metallurgy Bulletin, v. 94, n. 1052, p. 53–59, 2001.

DU, J.; Hu, L.; Lin, D.; Zhang, L. **Experimental study on physical and mechanical properties of iron tailing materials**. Proceedings of GeoShanghai 2018 International Conference: Rock Mechanics and Rock Engineering pp 187–194, 2018. DOI:10.1007/978-981-13-0113-1_21

DUPAS, J.M.; PECKER, A. **Static and dynamic properties of sand-cemented**, Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE 105(GT3): 419-436, 1979.

DUTRA, R. **Beneficiamento de minerais industriais**. 2º Encontro De Engenharia E Tecnologia Dos Campos Gerais. agosto de 2006 Ponta Grossa - Paraná - Brasil.

ELLIOT, G., BROWN, E. T. **Yield of a soft, high-porosity rock**. Géotechnique, [s. l.], v. 35, n. 4, p. 413–423, 1985.

EN ISO 22476-4:2021(MAIN). **Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 4: Prebored pressuremeter test by Ménard procedure (ISO 22476-4:2021).**

ESPÓSITO, T. J. (2000) **Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico.** Tese (Doutorado), Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília.

FANG, H.-Y. (ED.). **Foundation Engineering Handbook.** Boston, MA: Springer US, 1991

FEAM – FUNDAÇÃO ESTADUAL DO MEIO AMBIENTE. **Inventário de resíduos sólidos industriais e minerários.** (2009). Belo Horizonte: Feam, 2010. 105p. Disponível em: <http://www.feam.br/images/stories/Flavia/inventrio_2010_ano_base_2009_verso_final_1.pdf>. Acesso em: 19 de Março, 2022.

FELT, E. J. **Factors influencing physical properties of soil-cement mixtures.** Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association: Bulletin D5. Authorized Reprint from Bulletin 108 of the Highway Research Board, 138p, 1955.

FESTUGATO, L. **Comportamento de hidratação e resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras.** 2011. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

FESTUGATO, L.; SILVA, A. P.; DIAMBRA, A.; CONSOLI, N. C.; IBRAIM, E. **Modelling tensile/compressive strength ratio of fiber reinforced cemented soils.** Geotextiles and geomembranes, v. 46, n. 2, p. 155-165, Apr. 2018.

FONINI, A. **Comportamento mecânico de uma areia cimentada: Análise experimental e micromecânica.** 2012. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

FONSECA, A. V.; CRUZ, R. C.; CONSOLI, N. C. **Strength properties of sandy soil-cement admixtures.** Geotechnical and Geological Engineering, v. 27, p. 681–686, 2009.

FOPPA, D. **Novo método para cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre camada de reforço em solo-cimento.** 2016. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

FRANÇA, S. C. A.; MASSARANI, G. **Separação sólido-líquido. In: Tratamento de minérios.** 6.ed. Rio de Janeiro: CETEM/MCTIC, 2018. Cap.14, p.597-647.

GENS, A.; NOVA, R. **Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks.** International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks, 1. 1993, Athens. Proceedings. Rotterdam: A.A. Balkema, p. 485 – 494, 1993.

GROSSO, A., KASWALDER, F. & HAWKEY, A. 2021, **Clay-bearing mine tailings analysis and implications in large filter press design**, In: Proceedings of the 24th International Conference on Paste, Thickened and Filtered Tailings. pp. 107- 118, Perth, Australia, 2021.

GUIMARÃES, N. C.; VALADAO, G. E.S.; PERES, A.E.C. **Filtragem de rejeitos de minério de ferro visando à sua disposição em pilhas**. Rem: Rev. Esc. Minas, Ouro Preto, v. 65, n. 4, p. 543-548. (2012). Disponível em <<http://www.scielo.br/scielo>>. Acesso em 15 de Março 2022.

HARA, A.; OHTA, T.; NIWA, M.; TANAKA, S.; BANNO, T. **Shear modulus and shear strength of cohesive soils**. Soils and Foundations (Japanese Geotechnical Society), v. 14, n. 3, p. 1–12, set. 1974.

HAWLEY, M., & CUNNING, J. (2017). **Guidelines for mine waste dump and stockpile design**. Australia e Nova Zelândia: Csiro Publishing, 2017.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing volume 3: effective stress**. Chichester: John Wiley and Sons, 1998.

HILF, J. W. **An investigation of pore water pressure in compacted cohesive soils**. Technical Memorandum , 624. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver – Colorado, 1965.

HOGENTOGLER, C. A.: **Engineering properties of soil**. McGraw-Hill Book Company, Inc, 1973.

HORPIBULSUK, S.; RACHAN, R.; CHINKULKIJNIWAT, A.; RAKSACHON, Y.; SUDDEPONG, A. **Analysis of strength development in cement-stabilized silty clay from microstructural considerations**. Construction and Building Materials v. 24(10), p. 2011-2021.

IBRAM – Instituto Brasileiro de Mineração. **Gestão e Manejo de Rejeitos da Mineração**. (2016). Disponível em: <<http://www.ibram.org.br/sites/1300/1382/00006222.pdf>> Acesso em: 15 de Abril. 2022.

IBRAM - Instituto Brasileiro de Mineração: **Informações e análise da economia mineral brasileira. (2020).**

<https://ibram.org.br/wpcontent/uploads/2020/12/ibram_4aeducacao_informacoes-e-analises-da-economia-mineral-brasileira_port.pdf >. Acesso em: 20 de Março. 2022.

INGLES, O. G.; METCALF, J. B. **Soil Stabilization: principles and practices**. Sydney: Butterworths, 1972.

L, A. B da.; SAMPAIO, J. A.; S, C. A. F.; **Tratamento de Minérios – 5ª Edição/Ed.** CETEM/MCT. Rio de Janeiro, 2010.

LADE, P. V.; TRADS, N. **The role of cementation in the behaviour of cemented soils.** Geotechnical Research, v. 1(4), p. 111-132, 2014. <https://doi.org/10.1680/gr.14.00011>

LAMBE, T. W. **Structure of compacted clay.** Transactions. ASCE, 125, pp. 682-705. 1960

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics, SI Version.** John Wiley & Sons, 1979.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil mechanics. 1. ed.** New York: John Wiley & Sons, 1969.

LARNACH, W. J. **Relationship between dry density, voids/cement ratio and strength of soil-cement mixtures.** Civil Engineering and public Works Reviews. London: Lomax Erskine, v. 55, n. 648, p. 903-905, 1960.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R.. **The general and congruent effects of structure in the natural soil and weak rocks.** Géotechnique, London, vol. 40. n.3, p.467-488, 1990.

Li S, Ye Y, Tang L, Cai D, Tian S, Ling X. **Experimental study on the compaction characteristics and evaluation method of coarse-grained materials for subgrade.** Materials (Basel). 2021 Nov 18;14(22):6972. doi: 10.3390/ma14226972. PMID: 34832372; PMCID: PMC8622057.

LUZ, A. B.; ALMEIDA, L. M.; BRAGA, P. F. A. **Tratamento de minérios: Britagem e moagem.** CETEM/MCTIC. Rio de Janeiro, 2018b.

LUZ, A. B.; LINS, F. A. F. **Tratamento de minérios: Introdução ao tratamento de minérios.** Rio de Janeiro: CETEM/MCTIC, 2018.

MARINHO, F. **A técnica do papel filtro para medição da sucção.** Encontro sobre Solos Não Saturados, pp. 111–125, 1995.

MARINHO, F. A. M. (1997). **Medição de sucção em solos.** In: 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados – ÑSAT97, Rio de Janeiro, Anais. p. 373-397.

MARINHO, F.A.M. (1994). **Shrinkage behaviour of some plastic soils.** 1994. Tese (PhD em Engenharia) – Imperial College, University of London, Londres.

MÁRIO, A. F. G. d. **Caracterização geofísica e geológica das formações ferríferas do grupo macaúbas – mg.** 2015. Tese (Doutorado em Geologia) - Universidade Estadual Paulista.Unesp. Geologia, Rio Claro.

MELLO, V. F. B.; TEIXEIRA, A. H. (1971). **Mecânica dos solos, fundações e obras de terra.** Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, SP.

MÉNARD, L. (1975) - **“The Ménard Pressuremeter, Interpretation and Application of Pressuremeter Test Results to Foundation Design”.** General Memorandum, Soils, nº 26.

MITCHELL, J. K. **“Panel discussion on compaction, testing, and test results”**. Compaction of Soils. American Society for Testing and Materials, pp. 80-135. Chicago. 1964.

MME - MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA: **Boletim do setor mineral 7ª edição**. (2021). Disponível em: <https://www.gov.br/mme/pt-br/assuntos/secretarias/geologia-mineracao-e-transformacao-mineral/publicacoes-1/boletim-do-setor-mineral/boletim_sgm_dez2021_digital_7edicao.pdf/@@download/file/Boletim_SGM_Dez2021_digital_7%20edi%C3%A7%C3%A3o.pdf>. Acesso em: 13 de Março. 2022.

MOREIRA, E. B. **Capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre camada de solo cimentado**. (2020). 221 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2020.

NICHOLSON, P. G. **Soil improvement and ground modification methods**. 1st ed. Massachusetts. Elsevier Inc., 2015.

NISHIJIMA, M.; ROCHA, F. F. **An economic investigation of the dengue incidence as a result of a tailings dam accident in Brazil**. Journal of Environmental Management, v. 253, n. 10, p. 109748. 2020.

OLDECOP, L. A., RODARI, G. J. **Unsaturated mine tailings disposal**. Soils and Rocks, 43 (3), v. 43, 01-12, 2021.

OLIVEIRA-FILHO, W. L. ABRÃO, P. **Disposição de rejeitos de mineração**. In: ZUQUETTE, L. V. (Org.). Geotecnia Ambiental. Elsevier, Rio de Janeiro, 2015.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. São Paulo, 2006.

PRIETTO, P. D. M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado**. 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

PRIETTO, P.D.M. **Resistência e dilatância de solos cimentados: Uma abordagem teórico-experimental**. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

PROCTOR, R.R., **Fundamental principles of soil compaction**. Engineering News Record, pp. 20-28, 1993.

REID, D.; FANNI, R.; KOH, K.; OREA, I. **Characterisation of a subaqueously deposited silt iron ore tailings**. Volume 8 Issue 4, December, 2018, pp. 278-283. <https://doi.org/10.1680/jgele.18.00105>

RIBEIRO, L.F.M., PRESOTTI, E.S. & PEREIRA, E.L. **Influência do teor de ferro nos parâmetros de resistência de um rejeito de minério de ferro**. CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, REGEO'2003, 5. 2003, Porto Alegre.

RICARDO, H.S.; CATALANI, G. (1990), **Manual prático de escavação – terraplanagem e escavação de rocha**. Editora Pini, São Paulo, SP.

ROBERTSON, P.K. (2016). **Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system – an update**. Gregg Drilling & Testing, Inc. Site Investigation Services.

RODRIGUEZ, A. R.; MEJIA, H. D. C. **La ingeniería de suelos en las vías terrestres: carreteras, ferrocarriles y aeropistas**. Limusa, México, 1976.

ROSCOE, K. H., SCHOFIELD, A. N., WROTH, C. D., "On the yielding of soils". *Géotechnique*, 8, 22 – 53, 1958

SALDANHA, R. B.; CONSOLI, N. C. **Accelerated mix design of lime stabilized materials**. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 28(3), 2016.

SALDANHA, R. B.; SCHEUERMANN FILHO, H. C.; RIBEIRO, J. L. D.; CONSOLI, N. C. **Modelling the influence of density, curing time, amounts of lime and sodium chloride on the durability of compacted geopolymers monolithic walls**. *Construction and Building Materials*, v. 136, p. 65-72, 2017.

SCHEUERMANN FILHO, H. C. **Adjusted porosity/cement index: mechanical behavior and microstructure over a wide range of dosages**. 2022. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SCHEUERMANN FILHO, H. C.; MIGUEL, G. D.; CONSOLI, N. C. **Porosity/cement index over a wide range of porosities and cement contents**. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 34, n. 3, p. 8, 2022.

SCHEUERMANN FILHO, H. C.; SACCO, R. L.; CONSOLI, N. C. **The effect of grain size of ground glass particles on the strength of green stabilized sand**. *Soils and Rocks*, v. 43(4), p. 669-677, 2020.

SCHEUERMANN FILHO, H. C.; SALDANHA, R. B.; da ROCHA, C. G.; CONSOLI, N. C. **Sustainable binders stabilizing dispersive clay**. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 33(3), 2021.

SCHNAID, F., PRIETTO, P. D. M., CONSOLI, N. C. **Characterization of cemented sand in triaxial compression**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, [s. 1.], v. 127, n. 10, p.857-868, 2001.

SCHOFIELD, A.; WROTH, P. **Critical state soil mechanics**. London: Mcgraw-hill. 310 p, 1968.

SEED, H.B.; CHAN, C.K.; “**Structure and strength characteristics of compacted clays**”. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. American Society of Civil Engineers, 1959.

SEED, H.B.; CHAN, C.K.; LEE, C.E. “**Resilience characteristics of subgrade soils and their relation to fatigue failures in asphalt pavements**”. International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, pp. 1-23. University of Michigan, Ann Arbor. Michigan, 1962.

SENÇO, W. de. “**Manual de técnicas de pavimentação**”. Editora PINI, Vol. 1. 1997.

SENÇO, W. **Manual de Técnicas de Pavimentação**. São Paulo: Ed. Pini, 2001. 1ª Edição: v. 2.

SILVA, A. P. M.; VIANA, J.P.; CAVALCANTE, A. L. B. **Diagnóstico dos resíduos sólidos da atividade de mineração de substâncias não energéticas**. 2012. Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada (IPEA). Disponível em: <
https://repositorio.ipea.gov.br/bitstream/11058/7702/1/RP_Diagn%C3%B3stico_2012.pdf>. Acesso em: 10 de Março. 2022.

SILVA, J. P. S. **Comportamento mecânico de rejeitos de mineração de ferro sob a ótica dos estados críticos**. 2022. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-342/22 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 100 p.

SOUSA, G. M. d. **Proposta de metodologia para lavra de barragens de rejeitos de ferro construídas pela técnica de aterro hidráulico**. 2020. Tese (Doutorado em engenharia civil) - Curso de Pós-Graduação em Geotecnia, UFOP, Ouro Preto, 2020.

TAYLOR, D. W., **Fundamentals of soil mechanics**. John Wiley & Sons, Inc., New York, 1948, p. 346.

ULRICH, B. **Practical thoughts regarding filtered tailings**. In AJC Paterson, AB Fourie & D Reid (eds). Proceedings of the 22nd International Conference on Paste. Thickened and Filtered Tailings. Australian Centre for Geomechanics, pp. 71-79. Austrália, 2019.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, Ed da Universidade de São Paulo, 1977.

VICK, S. G. **Planning, design, and analysis of tailings dams**. Wiley. University of British Columbia Library. Vancouver, 1983.

WAGNER, A. C.; SILVA, J. P. de S.; CARVALHO, J. V. de A.; RISSOLI, A. L. C.; CACCIARI, P. P.; CHAVES, H. M.; SCHEUERMANN FILHO, H. C. S.; CONSOLI, N. C.; **Mechanical behavior of iron ore tailings under standard compression and extension triaxial stress paths**. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2022.

WANNA C. F., AZEVEDO C. F., BRIGOLINI G. J., SCHMIDT W. **Enhancing the eco-efficiency of concrete using engineered recycled mineral admixtures and recycled aggregates.** Journal of Cleaner Production Volume 257, 2019.

YAO, K.; LI, N.; CHEN, D. H.; WANG, W. **Generalized hyperbolic formula capturing curing period effect on strength and stiffness of cemented clay.** Construction and Building Materials, v. 199(1), p. 63-71, 2018.

ZHANG, R. J.; LU, Y. T.; TAN, T. S.; PHOON, K. K.; SANTOSO, A. M. **Long-term effect of curing temperature on the strength behavior of cement-stabilized clay.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 140(8), p. 04014045, 2014.

ANEXO A – Análise de Variância (ANOVA) Programa Experimental

- Estudo de resistência mecânica – amostras moldadas em laboratório (etapa 02):

Regressão Fatorial: Análise de Variância para RCS - Amostras de Laboratório						
Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P	
Modelo	15	13792570	919505	262,84	0	
Linear	5	13697868	2739574	783,1	0	
Peso esp.	1	363587	363587	103,93	0	
Tempo	1	128598	128598	36,76	0	
Teor	3	13205683	4401894	1258,27	0	
Interações de 2 fatores	7	69065	9866	2,82	0,041	
Peso esp.*Tempo	1	2556	2556	0,73	0,405	
Peso esp.*Teor	3	46674	15558	4,45	0,019	
Tempo*Teor	3	19835	6612	1,89	0,172	
Interações de 3 fatores	3	25637	8546	2,44	0,102	
Peso esp.*Tempo*Teor	3	25637	8546	2,44	0,102	
Erro	16	55974	3498			
Total	31	13848544				

Regressão Fatorial: Análise de Variância para RTCD - Amostras de Laboratório						
Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P	
Modelo	15	175139	11675,9	498,46	0	
Linear	5	173438	34687,6	1480,86	0	
Peso esp.	1	5751	5750,8	245,51	0	
Tempo	1	2601	2601	111,04	0	
Teor	3	165086	55028,7	2349,26	0	
Interações de 2 fatores	7	1648	235,4	10,05	0	
Peso esp.*Tempo	1	2	1,7	0,07	0,793	
Peso esp.*Teor	3	1171	390,4	16,67	0	
Tempo*Teor	3	475	158,3	6,76	0,004	
Interações de 3 fatores	3	53	17,6	0,75	0,537	
Peso esp.*Tempo*Teor	3	53	17,6	0,75	0,537	
Erro	16	375	23,4			
Total	31	175513				

Regressão Fatorial: Análise de Variância para G₀ - Amostras de Laboratório						
Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P	
Modelo	15	44230005	2948667	833,44	0	
Linear	5	43934977	8786995	2483,64	0	
Peso esp.	1	1134651	1134651	320,71	0	
Tempo	1	909080	909080	256,95	0	
Teor	3	41891246	13963749	3946,84	0	
Interações de 2 fatores	7	286111	40873	11,55	0	
Peso esp.*Tempo	1	26042	26042	7,36	0,009	
Peso esp.*Teor	3	174463	58154	16,44	0	
Tempo*Teor	3	85606	28535	8,07	0	
Interações de 3 fatores	3	8917	2972	0,84	0,479	
Peso esp.*Tempo*Teor	3	8917	2972	0,84	0,479	
Erro	48	169822	3538			
Total	63	44399827				

- Estudo de resistência mecânica – amostras indeformadas (etapa 05):

Regração Fatorial: Análise de Variância para γ_a - Amostras indeformadas sem vibração					
Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P
Modelo	7	10,8528	1,5504	34,14	0
Linear	3	7,3172	2,43905	53,71	0
Umidade	1	5,2917	5,29166	116,53	0
Passada	1	1,3845	1,38447	30,49	0
Local	1	0,0436	0,04362	0,96	0,332
Interações de 2 fatores	3	3,0901	1,03003	22,68	0
Umidade*Passada	1	2,6145	2,61453	57,58	0
Umidade*Local	1	0,1105	0,11047	2,43	0,125
Passada*Local	1	0,2853	0,28535	6,28	0,015
Interações de 3 fatores	1	0,3053	0,30528	6,72	0,012
Umidade*Passada*Local	1	0,3053	0,30528	6,72	0,012
Erro	51	2,3159	0,04541		
Total	58	13,1687			

Regração Fatorial: Análise de Variância para γ_a - Amostras indeformadas com vibração					
Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P
Modelo	11	15,5986	1,41805	21,17	0
Linear	4	12,1582	3,03956	45,37	0
Umidade	2	6,1019	3,05096	45,54	0
Passada	1	0,3679	0,36794	5,49	0,022
Local	1	5,7131	5,71311	85,28	0
Interações de 2 fatores	5	2,589	0,51779	7,73	0
Umidade*Passada	2	1,5689	0,78445	11,71	0
Umidade*Local	2	0,9373	0,46865	7	0,002
Passada*Local	1	0,0404	0,04037	0,6	0,44
Interações de 3 fatores	2	0,3348	0,1674	2,5	0,089
Umidade*Passada*Local	2	0,3348	0,1674	2,5	0,089
Erro	78	5,2254	0,06699		
Total	89	20,8239			

Regração Fatorial: Análise de Variância para γ_a - Amostras indeformadas análise global					
Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P
Modelo	15	21,7632	1,45088	14,69	0
Linear	5	15,4928	3,09855	31,37	0
Camada	2	10,1863	5,09314	51,57	0
Vibração	1	3,3529	3,35294	33,95	0
Passada	1	0,1315	0,1315	1,33	0,251
Local	1	3,967	3,96697	40,17	0
Interações de 2 fatores	7	5,7721	0,82458	8,35	0
Camada*Passada	2	0,4777	0,23886	2,42	0,093
Camada*Local	2	1,2266	0,61329	6,21	0,003
Vibração*Passada	1	1,0859	1,08592	11	0,001
Vibração*Local	1	0,5772	0,57717	5,84	0,017
Passada*Local	1	0,1166	0,11661	1,18	0,279
Interações de 3 fatores	3	0,103	0,03434	0,35	0,791
Camada*Passada*Local	2	0,0589	0,02946	0,3	0,743
Vibração*Passada*Local	1	0,0112	0,01121	0,11	0,737

Erro	133	13,1357	0,09876		
Falta de ajuste	4	5,5942	1,39856	23,92	0
Erro puro	129	7,5414	0,05846	*	*
Total	148	34,8989			

Regressão Fatorial: Análise de Variância para RCS - Relação q_{u-m} / q_{u-T}

Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P
Modelo	31	1,16622	0,03762	2,15	0,011
Linear	6	0,48409	0,080682	4,61	0,001
Camada	2	0,11761	0,058804	3,36	0,044
Vibração	1	0,05942	0,059419	3,4	0,072
Passada	1	0,00002	0,00002	0	0,973
Local	1	0,11714	0,117142	6,7	0,013
Idade	1	0,01273	0,012733	0,73	0,398
Interações de 2 fatores	12	0,39067	0,032556	1,86	0,069
Camada*Passada	2	0,04106	0,020528	1,17	0,319
Camada*Local	2	0,04725	0,023626	1,35	0,27
Camada*Idade	2	0,13574	0,067872	3,88	0,028
Vibração*Passada	1	0,02537	0,025365	1,45	0,235
Vibração*Local	1	0,00317	0,003169	0,18	0,672
Vibração*Idade	1	0,00562	0,005622	0,32	0,574
Passada*Local	1	0,00433	0,004325	0,25	0,622
Passada*Idade	1	0,00087	0,000875	0,05	0,824
Local*Idade	1	0,04101	0,041012	2,35	0,133
Interações de 3 fatores	10	0,15913	0,015913	0,91	0,533
Camada*Passada*Local	2	0,07225	0,036123	2,07	0,139
Camada*Passada*Idade	2	0,06286	0,031432	1,8	0,178
Camada*Local*Idade	2	0,00645	0,003224	0,18	0,832
Vibração*Passada*Local	1	0,01645	0,016454	0,94	0,338
Vibração*Passada*Idade	1	0,00037	0,000374	0,02	0,884
Vibração*Local*Idade	1	0,00219	0,002185	0,12	0,725
Passada*Local*Idade	1	0,00922	0,009223	0,53	0,472
Interações de 4 fatores	3	0,03363	0,011209	0,64	0,593
Camada*Passada*Local*Idade	2	0,02083	0,010414	0,6	0,556
Vibração*Passada*Local*Idade	1	0,00048	0,000478	0,03	0,869
Erro	42	0,73432	0,017484		
Falta de ajuste	6	0,12942	0,021571	1,28	0,289
Erro puro	36	0,60489	0,016803	*	*
Total	73	1,90053			

Regressão Fatorial: Análise de Variância para RTCD - Relação q_{t-m} / q_{t-T}

Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P
Modelo	31	2,4318	0,078445	3,44	0
Linear	6	1,51701	0,252835	11,08	0
Camada	2	0,40981	0,204904	8,98	0,001
Vibração	1	0,23278	0,232779	10,21	0,003
Passada	1	0,01777	0,017771	0,78	0,383
Local	1	0,0256	0,0256	1,12	0,296
Idade	1	0,25571	0,255707	11,21	0,002
Interações de 2 fatores	12	0,60917	0,050764	2,23	0,032
Camada*Passada	2	0,04496	0,022478	0,99	0,383
Camada*Local	2	0,07718	0,038588	1,69	0,199

Camada*Idade	2	0,28555	0,142774	6,26	0,005
Vibração*Passada	1	0,04748	0,04748	2,08	0,158
Vibração*Local	1	0,00757	0,007572	0,33	0,568
Vibração*Idade	1	0,00446	0,004463	0,2	0,661
Passada*Local	1	0,00004	0,000044	0	0,965
Passada*Idade	1	0,01582	0,015819	0,69	0,41
Local*Idade	1	0,04057	0,04057	1,78	0,191
Interações de 3 fatores	10	0,09748	0,009748	0,43	0,924
Camada*Passada*Local	2	0,03978	0,019891	0,87	0,427
Camada*Passada*Idade	2	0,02419	0,012095	0,53	0,593
Camada*Local*Idade	2	0,00807	0,004033	0,18	0,839
Vibração*Passada*Local	1	0,00194	0,001945	0,09	0,772
Vibração*Passada*Idade	1	0,00357	0,003568	0,16	0,695
Vibração*Local*Idade	1	0,00672	0,006722	0,29	0,591
Passada*Local*Idade	1	0,00339	0,003395	0,15	0,702
Interações de 4 fatores	3	0,01863	0,00621	0,27	0,845
Camada*Passada*Local*Idade	2	0,00592	0,002962	0,13	0,879
Vibração*Passada*Local*Idade	1	0,00602	0,006022	0,26	0,611
Erro	36	0,82116	0,02281		
Falta de ajuste	6	0,10419	0,017366	0,73	0,632
Erro puro	30	0,71697	0,023899	*	*
Total	67	3,25296			

Regressão Fatorial: Análise de Variância para G_0 - Relação G_{0-m} / G_{0-T}

Fonte	GL	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P
Modelo	31	6,47725	0,20894	10,55	0
Linear	6	4,26035	0,71006	35,86	0
Camada	2	2,29526	1,14763	57,96	0
Vibração	1	0,14405	0,14405	7,27	0,008
Passada	1	0,00033	0,00033	0,02	0,897
Local	1	0,00169	0,00169	0,09	0,771
Idade	1	0,65726	0,65726	33,19	0
Interações de 2 fatores	12	1,541	0,12842	6,49	0
Camada*Passada	2	0,26503	0,13252	6,69	0,002
Camada*Local	2	0,34022	0,17011	8,59	0
Camada*Idade	2	0,21562	0,10781	5,44	0,006
Vibração*Passada	1	0,10775	0,10775	5,44	0,021
Vibração*Local	1	0,00637	0,00637	0,32	0,572
Vibração*Idade	1	0,04642	0,04642	2,34	0,129
Passada*Local	1	0,10072	0,10072	5,09	0,026
Passada*Idade	1	0,00158	0,00158	0,08	0,778
Local*Idade	1	0,11114	0,11114	5,61	0,02
Interações de 3 fatores	10	0,61428	0,06143	3,1	0,002
Camada*Passada*Local	2	0,21537	0,10768	5,44	0,006
Camada*Passada*Idade	2	0,03668	0,01834	0,93	0,399
Camada*Local*Idade	2	0,03773	0,01886	0,95	0,389
Vibração*Passada*Local	1	0,00152	0,00152	0,08	0,783
Vibração*Passada*Idade	1	0,1501	0,1501	7,58	0,007
Vibração*Local*Idade	1	0,01335	0,01335	0,67	0,413
Passada*Local*Idade	1	0,00661	0,00661	0,33	0,565
Interações de 4 fatores	3	0,08099	0,027	1,36	0,258

Camada*Passada*Local*Idade	2	0,04295	0,02148	1,08	0,342
Vibração*Passada*Local*Idade	1	0,00354	0,00354	0,18	0,673
Erro	110	2,17816	0,0198		
Falta de ajuste	6	0,40848	0,06808	4	0,001
Erro puro	104	1,76968	0,01702	*	*
Total	141	8,65541			