UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Estudo do comportamento de misturas compactadas de rejeito de minério de ferro filtrado-cimento Portland sob altas tensões

Cocou Auxence Pierre Daassi-Gli

PORTO ALEGRE

2024

COCOU AUXENCE PIERRE DAASSI-GLI

Estudo do comportamento de misturas compactadas de rejeito de minério de ferro filtrado-cimento Portland sob altas tensões

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

2024

COCOU AUXENCE PIERRE DAASSI-GLI

Estudo do comportamento de misturas compactadas de rejeito de minério de ferro filtrado-cimento Portland sob altas tensões.

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

Porto Alegre, 15 de julho de 2024

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

Hugo Carlos Scheuermann Filho
Dr. pela UFRGS
Coorientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D Concórdia University,
CanadáCoordenador do PPGEC-UFRGS

BANCA EXAMINADORA

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

Prof. Dr. Pedro Domingos Marques Prietto (Universidade de Passo Fundo)
Dr. Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Dr. Erdin Ibraim
University of Bristol – Inglaterra

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

Dedico este trabalho aos meus pais Barnabé, Christine e Daniel por todo apoio, incentivo, acompanhamento e o amor durante toda minha vida até agora.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por tudo que aconteceu e tem acontecido ao longo da minha vida e especialmente nestes anos de doutorado.

Agradeço à UFRGS e seu corpo docente por me proporcionar o aprendizado o qual levarei para toda a vida.

Agradeço ao Prof. Nilo Cesar Consoli, orientador deste trabalho, pela confiança que depositou em mim, força, persistência, pelo apoio nos momentos difíceis, pelo afeto, e pelos ensinamentos transmitidos durante esta trajetória.

Agradeço aos Professores Samir Maghous e Jean Marie Désir, pela contribuição, conselhos e apoios nos momentos difíceis. Agradeço muito professor!!

Agradeço ao Prof. Lucas Festugato pelos seus ensinamentos, suas contribuições e suas recomendações.

Agradeço aos Professores Fernando Schnaid, Cesar Alberto Ruver, Karla Salvagni Heineck, Sérgio Marques, Rodrigo Saldanha e o doutor Andres Mauricio Lotero Caicedo que transmitiram seus conhecimentos, através das aulas, e explicações, contribuindo para minha formação.

Agradeço ao Dr Hugo Carlos Scheuermann Filho pela paciência e suas orientações o aperfeiçoamento contribuição através das correções deste trabalho.

Agradeço à Anelise, Paulo, Alexia, João Paulo, João Vítor, Maiki, Helder, Aziz pelas ajudas e suas contribuições para a realização deste trabalho.

Agradeço aos todos meus queridos colegas de LEGG, que me ajudaram de uma forma ou outra durante todos estes anos.

Agradeço as minhas queridas Juliette e Bénédicte por nunca me deixarem desistir e por sempre estarem do meu lado nas horas boas e ruins, durante o dia e à noite.

Agradeço aos meus amados filhos Arianho, Oré-Ofè e Jauxette. Vocês são minha fonte de motivação, de alegria e os motores de todos os meus esforços. Agradeço a Deus por ter colocado vocês na minha vida.

Agradeço e dedico este trabalho à minha falecida mãe Christine DEDO e meu pai Daniel DAASSI-GLI, heróis que me apoiaram, incentivaram sem descanso ou cansaço, que criaram a mim e meus irmãos com suas inabaláveis força e dedicação para que fossemos o que somos hoje.

Agradeço e dedico este trabalho para meu tio Barnabé DASSIGLI, pelo tudo que fez e continua fazendo na vida. Se eu estou aqui hoje, é graça a você papai.

Agradeço a minha família e meus irmãos Anselme, Pierre, Chimene, Natacha, Urbain, Gildas, Sonia, Mahougnon, e Keneth, os quais senti saudades e a transformei em força para a conclusão desta jornada.

Agradeço ao meu padrinho Leonardo e minha madrinha Andressa pelo apoio, ajuda e conselhos.

Agradeço enormemente à VALE S.A., pela bolsa de auxílio financeiro, sem a qual não seria possível a realização desta pesquisa, e, em especial, ao Dr. João Paulo Silva, do Centro de Desenvolvimento de Minerais, pela realização de ensaios especiais sob altas tensões.

Ao programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (PPGEC/UFRGS) pela grande oportunidade de realizar este curso de Doutorado.

E a todos que de alguma forma contribuíram direta ou indiretamente para a realização deste trabalho, meu muito obrigado!!!

Dedico este trabalho aos meus pais Barnabé, Christine e Daniel por todo apoio, incentivo, acompanhamento e o amor durante toda minha vida até agora.

RESUMO

DAASSI-GLI, C. A. P. **Estudo do comportamento de misturas compactadas de rejeito de minério de ferro filtrado-cimento Portland sob altas tensões**. 2022. Qualificação de Doutorado em Engenharia Civil – Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A mineração, apesar de sua relevância incontestável para a economia global, impõe desafios ambientais significativos, particularmente em relação à gestão de resíduos obtidos durante o seu processo de beneficiamento. O Brasil, um dos principais produtores mundiais de minério de ferro, com o Quadrilátero Ferrífero contribuindo com aproximadamente 64% da produção nacional, tem acumulado vastos volumes de rejeitos dispostos hidraulicamente em digues chamados de barragens. As recentes alterações regulatórias, que proíbem a construção de novas barragens a montante e exigem o descomissionamento das existentes devido aos eventos catastróficos recentes, impulsionam a busca por novas alternativas de disposição. Nesse contexto, a técnica de empilhamento a seco (dry stacking) emerge como uma solução promissora, caracterizada pela compactação de rejeitos filtrados em pilhas, mitigando o risco inerente às barragens de rejeito convencionais. Para a aplicação bem-sucedida, o conhecimento aprofundado das propriedades geomecânicas dos rejeitos é crucial. Além das características físico-químicas básicas (composição química, mineralogia e granulometria), é fundamental determinar os parâmetros de deformabilidade e resistência em uma ampla gama de tensões efetivas. A inclusão de materiais ligantes, como o cimento Portland, pode aprimorar o desempenho mecânico do material compactado. Este estudo investiga o comportamento mecânico de misturas compactadas de rejeito de mineração de ferro (RMF) e cimento Portland. A avaliação foi realizada por meio de ensaios de compressão não confinada (qu), velocidade de pulso ultrassônico (G_0) e ensaios triaxiais drenados em amostras secas, sob tensões de confinamento (σ'_3) variando de 1,2 MPa a 120 MPa. Foram adotados três pesos específicos secos (γ_d: 17kN/m^3, 18kN/m^3, 19kN/m^3) e cinco teores de cimento ($\%C$: 0, 1%, 3%, 5%, 10% e 20%) em relação ao γ_d . Os resultados demonstram que tanto o teor de cimento quanto a densidade de compactação influenciam significativamente o comportamento mecânico do RMF. Observou-se um aumento na resistência à compressão não confinada (qu), na rigidez inicial ($G0$), na resistência ao cisalhamento (q), na tensão de plastificação inicial e na coesão efetiva com o aumento do teor de cimento e da compactação. Em contrapartida, houve uma redução no índice de porosidade/teor de cimento (η/C_{iv}), na deformação volumétrica (v) e na quebra de partículas. O RMF exibiu uma lenta tendência de convergência para uma única Linha Normal de Compressão Isotrópica (LNC), que não se definiu completamente mesmo sob a maior tensão de confinamento (120 MPa), e essa convergência tornou-se ainda mais lenta com o aumento do teor de cimento, caracterizando um comportamento transicional. Além disso, teores elevados de cimento (acima de 5%) afetaram a posição da Linha de Estado Crítico (LEC) no plano $v-lnp'$ e o índice de quebra de partículas (B_r), mesmo sob alta tensão de confinamento. A mineralogia, a granulometria e a morfologia das partículas do RMF também são fatores que impactam seu comportamento transicional.

Palavras – chaves: *Rejeito de minério de ferro; altas tensões; cimento Portland; estabilização de rejeitos; empilhamento.*

ABSTRACT

DAASSI-GLI, C. A. P. **Study of the behavior of mixtures of compacted filtered iron ore tailings-Portland cement under high pressures. 2024**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Mining, despite its undeniable relevance to the global economy, poses significant environmental challenges, particularly concerning the management of waste generated during its beneficiation process. Brazil, one of the world's leading producers of iron ore, with the Iron Quadrangle contributing approximately 64% of national production, has accumulated vast volumes of tailings hydraulically disposed in dikes called dams. Recent regulatory changes, which prohibit the construction of new upstream dams and require the decommissioning of existing ones due to recent catastrophic events, drive the search for new disposal alternatives. In this context, the dry stacking technique emerges as a promising solution, characterized by the compaction of filtered tailings into stacks, mitigating the inherent risk of conventional tailings dams. For successful application, in-depth knowledge of the geomechanical properties of the tailings is crucial. In addition to basic physical-chemical characteristics (chemical composition, mineralogy, and particle size distribution), it is fundamental to determine deformability and strength parameters across a wide range of effective stresses. The inclusion of binding materials, such as Portland cement, can enhance the mechanical performance of the compacted material. This study investigates the mechanical behavior of compacted mixtures of iron ore mining tailings (IOMT) and Portland cement. The evaluation was conducted through unconfined compression tests (q_u), ultrasonic pulse velocity tests (G_0), and drained triaxial tests on dry samples under confining stresses ($\sigma_{3'}$) ranging from 1.2 MPa to 120 MPa. Three dry unit weights (γ_d: 17kN/m^3, 18kN/m^3, 19kN/m^3) and five cement contents ($\%C$: 0, 1%, 3%, 5%, 10%, and 20%) relative to γ_d were adopted. The results demonstrate that both cement content and compaction density significantly influence the mechanical behavior of IOMT. An increase was observed in unconfined compressive strength (q_u), initial stiffness (G_0), shear strength (q), initial yield stress, and effective cohesion with increasing cement content and compaction. In contrast, there was a reduction in the void ratio/cement content index (η/C_{iv}), volumetric strain (v), and particle breakage. The IOMT exhibited a slow convergence tendency towards a single Isotropic Normal Compression Line (NCL), which did not fully define itself even under the highest confining stress (120 MPa), and this convergence became even slower with increasing cement content, characterizing a transitional behavior. Furthermore, high cement contents (above 5%) affected the position of the Critical State Line (CSL) in the $v-lnp'$ plane and the particle breakage index (B_r), even under high confining stress. The mineralogy, particle size distribution, and particle morphology of the IOMT are also factors that impact its transitional behavior.

Key words: *Cemented iron ore tailings; high pressures; Portland cement; tailings stabilization; dry stacking.*

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO 6

1.1 JUSTIFICATIVA DO TEMA 6

1.2 OBJETIVOS 8

1.2.1 Objetivo geral 8

1.2.2 Objetivos específicos 8

1.3 DELIMITAÇÃO DO TRABALHO 9

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO 9

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 11

2.1 REJEITO DE MINERAÇÃO DE FERRO 11

2.1.1 A Mineração 11

2.1.2 Disposição dos Rejeitos de Mineração de Ferro 15

2.1.2.1 A Disposição pela Técnica Convencional 16

2.1.2.2 Deposição dos Rejeitos de Mineração por Empilhamento 20

2.2 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS 24

2.2.1 Estabilização Solo-Cimento 26

2.3 COMPORTAMENTO DOS SOLOS CIMENTADOS 28

2.3.1 Compressão simples, tração, rigidez e durabilidade 30

2.3.2 Comportamento sob compressão isotrópica 37

2.3.3 Comportamento tensão-deformação 39

2.3.4 Plastificação em Solos Estruturados 42

2.3.5 Comportamento tensão-dilatância 43

2.3.6 Quebra de Partículas 47

2.3.7 O comportamento mecânico de rejeitos de minério de ferro 50

3 PROGRAMA DE PESQUISA 54

3.1 PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL 54

3.2 VARIÁVEIS INVESTIGADAS 55
3.2.1 Resistência à Compressão Simples e Módulo Cisalhante Inicial 55
3.2.2 Ensaios Triaxiais 56
3.3 MATERIAIS USADOS 58
3.3.1 Rejeito de Mineração de Ferro 58
3.3.2 Cimento 63
3.3.3 Água 63
3.4 MÉTODOS E ENSAIOS REALIZADOS 63
3.4.1 Métodos 63
3.4.1.1 Dosagem das Amostras 63
3.4.1.2 Moldagem dos Corpos de Prova 64
3.4.2 Ensaios Realizados 67
3.4.2.1 Resistência à Compressão Simples 67
3.4.2.2 Módulo de Cisalhamento Inicial 68
3.4.2.3 Ensaio triaxial em altas tensões de confinamento 69
4 RESULTADOS E ANÁLISES 73
4.1 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DA MISTURA DE REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO - CIMENTO CP-V 73
4.1.1 Resistência à compressão simples aos 7dias de cura 73
4.1.1.1 Resistência em função de teor de cimento *C* (%) e peso específico aparente seco (γ_d) 73
4.1.1.2 Resistência à compressão simples em função da razão entre porosidade e teor volumétrico dos agentes cimentantes (índice η/C_{iv}). 75
4.1.2 Resistência à compressão simples aos noventa (90) dias de cura 76
4.1.2.1 Resistência em função de teor de cimento e peso específico seco 76
4.1.2.2 Resistência à compressão simples em função da razão entre porosidade e teor volumétrico do cimento (índice η/C_{iv}). 78

4.1.3 Avaliação do efeito de tempo de cura sobre a resistência 79
4.2 ENSAIO DE RIGIDEZ DA MISTURA DE REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO E CIMENTO PORTLAND 81
4.2.1 Rigidez aos 7 dias de cura 81
4.2.1.1 Rigidez em função de teor de cimento e peso específico seco (γ_d) 81
4.2.1.2 Rigidez em função da razão entre porosidade e teor volumétrico de cimento Portland (índice η/C_{iv}). 82
4.2.2 Rigidez aos 90 dias de cura 83
4.2.2.1 Rigidez em função de teor de cimento e peso específico seco (γ_d). 83
4.2.2.2 Rigidez em função da razão entre porosidade e teor volumétrico dos agentes cimentantes (índice η/C_{iv}) 85
4.2.3 Avaliação do efeito de tempo de cura sobre a rigidez 86
4.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS 87
4.3.1 Comportamento em Compressão Isotrópica 89
4.3.2 Comportamento ao cisalhamento 97
4.3.2.1 Comportamento tensão-deformação e trajetória de tensão 97
4.3.2.2 Estado crítico no espaço e a trajetória de tensão no $v - log\ p'$ 112
4.3.2.3 Quebra de grãos 117
4.4 ANALISE RESUMIDA 121
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS. 123
5.1 CONCLUSÃO 123
5.2 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS 124

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1: Pilhas de estéril (GOMES, 2017). 11
Figura 2-2: Rejeito de mineração de (a) ferro e (b) cobre. (https://laminatus.com.br/aplicacao-do-rejeito) 12
Figura 2-3: Curvas granulométricas de alguns rejeitos da Australia. (a) sem dispersante e (b) com dispersante (FELL et al., 2015). 14
Figura 2-4: Barragem de rejeito de mineração (GOMES, 2017). 16
Figura 2-5: Técnica de deposição hidráulica por único canhão (adaptado de RIBEIRO, 2000). 16
Figura 2-6: Técnica de deposição hidráulica por linha (adaptado de RIBEIRO, 2000)..... 17
Figura 2-7: Perfil esquemático de alteamento por método de montante (IBRAM, 2016). 18
Figura 2-8: Perfil esquemático de alteamento por método de jusante (IBRAM, 2016)..... 18
Figura 2-9: Perfil esquemático de alteamento por método de linha de centro (IBRAM, 2016). 19
Figura 2-10: Projeto de rejeitos filtrados em operação (adaptado de CRYSTAL et al., 2018). 24
Figura 2-11: Pilha de rejeito de mineração de Ferro filtrado em La Coipa (DAVIES, 2004). 24
Figura 2-12: (a) silicato de cálcio hidratado (CSH) e Portlandita (CH), (b) Portlandita (CH) e Etringita (SAUSSAYE, 2012)..... 27
Figura 2-13: Microestrutura da Baekma River Sand (a) não cimentada, (b) fracamente cimentada – 4% de cimento, (c) medianamente cimentada – 8% de cimento e (d) fortemente cimentada – 16% de cimento (PARK, 2010). 29
Figura 2-14: Evolução da resistência em função de teor de cimento conforme as zonas (HORPIBULSUK et al. 2010)..... 30
Figura 2-15: A evolução da resistência em compressão simples em função de teor de cimentos e diversos solos estabilizados com cimento Portland para 7 dias de cura (adaptado de INGLES; METCALF, 1972). 31
Figura 2-16: Variação da resistência à compressão simples em função do teor de cimento e da porosidade (CONSOLI et al., 2007)..... 32
Figura 2-17: A evolução da resistência à compressão dos diferentes tipos de cimento Portland (Adaptado de ABCP, 2002)..... 32

Figura 2-18: Variação da resistência à compressão simples em relação ao teor de cimento (Fonte: SACHETTI et al., 2009). 33
Figura 2-19: Relação entre a resistência q_u e vazios/volume de cimento (LARNACH, 1960 apud FOPPA, 2005). 35
Figura 2-20: Curva de dosagem para solo cimentado (FOPPA, 2005). 36
Figura 2-21: Comparação entre o comportamento de solo estruturado e o mesmo desestruturado na compressão isotrópica (adaptado de LEROUEIL e VAUGHAN, 1990). 38
Figura 2-22: Comportamento tensão-deformação de uma areia siltosa (a) 1% de cimento (b) p'_i = 60 kPa (SCHNAID et al., 2001). 40
Figura 2-23: Esquema do comportamento de solos cimentados (a) comportamento tensão-deformação; (b) trajetórias de tensões (COOP e ATKINSON, 1993). 41
Figura 2-24: Ensaios triaxiais em solo cimentado (adaptado de GENS e NOVA, 1993). 42
Figura 2-25: As formas de plastificação em solos cimentados (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990). 43
Figura 2-26: Representação esquemática do fenômeno da dilatância: (a) cisalhamento de um solo fofo; (b) cisalhamento de um solo denso; (c) variação volumétrica durante o cisalhamento. 44
Figura 2-27: Esquema representativo da dilatância (BOLTON, 1986). 45
Figura 2-28: Comportamento tensão-dilatância de solos não coesivos: (a) relação de tensões (q/p') versus deformação cisalhante (εs); (b) variação volumétrica (ε_v) versus deformação cisalhante (ε_s); (c) relação entre tensões e taxa de dilatância ($d\varepsilon_v / d\varepsilon_s$) (ATKINSON, 1993). . 46
Figura 2-29: Resultados em ensaios triaxiais drenados: (a) q'-εa amostra fofa; (b) ε_v-ε_a amostra fofa; (c) q'- ε_a amostra densa; (d) ε_v-ε_a amostra densa (ATKINSON e BRANSBY, 1978). ... 47
Figura 2-30: Exemplo grafico de processesso de calculo do indice de ruptura relativa proposto por (HARDIN, 1985). 49
Figura 2-31: Resistencia a compressão simples da mistura de rejeito de minero de ferro e cimento CPV (Consoli et al. 2022) 51
Figura 2-32 : Rigidez da mistura de rejeito de minero de ferro e cimento CPV (Consoli et al. 2022) 52
Figura 3-1: Curva de distribuição granulométrica do rejeito de mineração de ferro. 59
Figura 3-2: As curvas de compactação de rejeito de mineração de ferro. 60
Figura 3-3: Difratograma do rejeito com identificação de fases cristalográficas (UPF). 62
Figura 3-4: Molde cilíndrico tripartido: (a) no estado desmontado e, (b) no estado montado. 65

Figura 3-5: Fases de moldagem dos corpos de prova: (a) pesagem do rejeito e o cimento; (b) homogeneização da mistura dos materiais secos; (c) homogeneização da mistura após a adição de água; (d) medida das camadas em três proporções iguais; (e) compactação estática das camadas; e (f) corpo de prova moldado.....66
Figura 3-6: Vista dos corpos de prova colocados na prensa para a realização dos ensaios de compressão simples: (a) antes da ruptura e (b) após a ruptura dos corpos de prova, realizada em prensa mecânica com medição da carga por uma célula de carga de 20 kN. 67
Figura 3-7: Aparelho de ultrassom *Pundit Lab Plus* 68
Figura 3-8: Corpo de prova na medição da onda cisalhante S. 69
Figura 3-9: Variação da onda cisalhante no ensaio ultrassônico. 69
Figura 3-10: Equipamento triaxial de alta tensão (CONSOLI et al., 2024a) 70
Figura 3-11: Amostras na membra ultra plástico: (a) antes o ensaio, (b) depois o ensaio. 72
Figura 4-1: Resistência a compressão simples em função de teor de cimento para 7 dias de cura. 74
Figura 4-2: Resistência a compressão simples em função do peso específico seco (γ_d) para 7 dias de cura. 75
Figura 4-3: Relação da resistência à compressão simples (q_u) em função do índice $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ das misturas do rejeito e cimento aos 7 dias de cura. 76
Figura 4-4: Variação da resistência à compressão simples (q_u) em função de teor de cimento para 90 dias de cura. 77
Figura 4-5: Resistencia a compressão simples em função do peso específico (γ_d) para 90 dias de cura.....77
Figura 4-6: Relação da resistência à compressão simples (q_u) em função do índice $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ das misturas do RMF e cimento aos 90 dias de cura. 79
Figura 4-7: Resistência à compressão simples (q_u) em função do índice $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ das misturas do RMF e cimento aos 7 e 90 dias de cura. 80
Figura 4-8: Variação da rigidez (módulo cisalhante a pequenas deformações – G_o) em função de teor de cimento aos 7 dias de cura. 81
Figura 4-9: Variação da rigidez (módulo cisalhante a pequenas deformações – G_o) em função do peso específico seco aos 7 dias de cura. 82
Figura 4-10: Relação da rigidez em função do índice $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ das misturas do RMF e cimento aos 7 dias de cura. 83

Figura 4-11: Variação da rigidez (módulo cisalhante a pequenas deformações – G_o) em função de teor de cimento aos 90 dias de cura. 84
Figura 4-12: Variação da rigidez (módulo cisalhante a pequenas deformações – G_o) em função do peso específico seco aos 90 dias de cura. 85
Figura 4-13: Relação da rigidez em função do índice $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ das misturas do RMF e cimento aos 90 dias de cura. 85
Figura 4-14: Rigidez em função do índice $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ das misturas do RMF e cimento aos 7 e 90 dias de cura. 86
Figura 4-15: Modelo de determinação do ponto de plastificação na compressão isotrópica (ROTTA et al., 2003). 90
Figura 4-16: Determinação da tensão de ponto de plastificação inicial na compressão isotrópica do RMF para 0%, 3%, 5%, 10% e 20%. 91
Figura 4-17: Compressão isotrópica 92
Figura 4-18: A influência do teor de cimento e do peso específico seco no modulo volumétrico. 94
Figura 4-19: As curvas comparativas de compressão isotrópica de RMF, areia de Osorio cimentado e solo naturalmente cimentado. 96
Figura 4-20: comportamento tensão-deformação normalizado (q/p' x ε_a) do RMF cimentado com: a) 0% de cimento, b) 1% de cimento, c) 3% de cimento, c) 5% de cimento, d) 10% de cimento, e) 20% de cimento, ... 102
Figura 4-21: Aspecto de algumas amostras depois os ensaios de cisalhamento. 103
Figura 4-22: Os pontos finais das trajetórias de tensão: RMF não cimentado, (b) RMF com 3% de cimento, (c) RMF com 5% de cimento, (d) RMF com 10% de cimento, (e) RMF com 20% de cimento, (f) resumo de todos os teores de cimento. 108
Figura 4-23: A representação dos parâmetros α (escalar) e β (expoente) para todos os teores de cimento empregados. 109
Figura 4-24: Efeito de teor de cimento na variação do parâmetro M. 110
Figura 4-25: Variação do ângulo de atrito efetivo do pico e a coesão em função do aumento do teor de cimento e peso específico aparente seco do RMF. 112
Figura 4-26: As linhas de estado crítico em forma S invertido: RMF não cimentado, (b) RMF com 3% de cimento, (c) RMF com 5% de cimento, (d) RMF com 10% de cimento, (e) RMF com 20% de cimento, (f) resumo de todos os teores de cimento. 115
Figura 4-27: A influência de adição de cimento no estado crítico do RMF. 116

Figura 4-28: A distribuição granulométrica do RMF não cimento e cimentados com 3, 5 e 10% de cimento e a areia de Osorio (em 40MPa de compressão) antes e depois os ensaios. 118
Figura 4-29: O efeito de teor de cimento e a tensão confinante no parâmetro B_r. 119

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1: Custo operacional relativo típico por tonelada de armazenamento de rejeito para diferentes tecnologias de desidratação de rejeitos, sem custos de capital e fechamento (BERGER, 2017). 23
Tabela 3-1: Características de dosagens para o ensaio de resistência à compressão simples e de módulo cisalhante inicial para 7 e 90 dias de cura. 56
Tabela 3-2: Características das amostras triaxiais ensaiadas. 57
Tabela 3-3: Resultados do ensaio de compactação do rejeito de mineração de ferro 60
Tabela 3-4: A composição química do rejeito de mineração de ferro (UPF). 61
Tabela 3-5: Resumo das propriedades físicas do rejeito de mineração estudado. 62
Tabela 4-1: Resumo de resultados das amostras ensaiadas. 87
Tabela 4-2: Os valores da tensão de plastificação na compressão isotrópica. 91
Tabela 4-3: Valores do ângulo de atrito do pico e da coesão. 111
Tabela 4-4: Resumo dos parâmetros da Eq. 23 (v_0, v_{min}, C_1, C_2 e C_3) considerando cada teor de cimento. 113

LISTA DE QUADROS

Quadro 2-1: Alguns tipos de espaçadores utilizados para adensamento de polpa de rejeito de mineração de ferro (Guimarães, 2011). 21
Quadro 2-2: Fatores que afetam os parâmetros de resistência do solo artificialmente cimentado (TERASHI, 1997). 34
Quadro 3-1: Descrição das etapas. 54

LISTA DE SÍMBOLOS

B_p	Potencial de ruptura
B_r	Índice relativo de quebra de partículas.
B_t	Ruptura total
C	Teor de cimento calculado em relação à massa de solo seco e expresso em porcentagem;
c'	Intercepto coesivo efetivo;
C_{iv}	Teor volumétrico de cimento;
C_u	Coeficiente de uniformidade;
C_{iv}	Teor volumétrico de cimento;
D_m	Diâmetro médio do corpo de prova (m);
D_{10}	Diâmetro efetivo;
e	Índice de vazios;
G_o	Módulo Cisalhante a pequenas deformações (GPa);
k	Coeficiente de permeabilidade;
Q	Carga máxima aplicada ao corpo de prova, pela leitura da célula de carga (kN);
q	Tensão desvio;
q_u	Resistência à compressão simples;
V_{ci}	Volume de cimento;
V	Volume (l);
w	Teor de umidade (%);
β	ajuste de lei de potência escalar
α	ajuste de lei de potência expoente
τ	Resistência ao cisalhamento;
σ'	Tensão efetiva normal no plano;
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo;

η	Porosidade;
γ_d	Peso específico aparente seco (kN/m^3);
ε_a	Deformação axial;
ε_v	deformação volumétrica;
ε_s	deformação cisalhante;

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
ANM	Agência Nacional de Mineração
ASTM	American Society for Testing and Materials;
DRX	Ensaios de difração de raio-x;
FRX	Ensaio de fluorescência por raio-x;
IP	Índice de Plasticidade;
LCI	Linha de compressão isotrópica;
LEC	Linha de estado crítico;
LEGG	Laboratório de Ensaios Geotécnicos e Geotecnologia Ambiental;
LL	Limite de liquidez;
LNC	Linha normal de compressão;
LP	Limite de plasticidade;
NP	Não Plástico;
PNM	Portal da Mineração;
RMF	Rejeito de mineração de ferro;
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
RCC	Curva de compressão de referência;
ACI	American concrete institute;
ANM	Agência nacional de mineração

1. INTRODUÇÃO

1.1 JUSTIFICATIVA DO TEMA

Essencialmente, a atividade mineradora envolve a extração e o beneficiamento de minerais e outros materiais geológicos que possuam valor económico, sendo essencial para o funcionamento da economia global ao fornecer matéria prima aos diferentes setores que a compõe (CHAMMAS, 1989; GUIMARÃES, 2011; OLIVEIRA, 2013). No Brasil, a mineração remonta ao século XVIII e impulsionou o afluxo populacional a territórios até então pouco ou nada habitados. Porém, foi somente a partir das primeiras décadas do século XX que a atividade mineradora começou, de fato, a se profissionalizar em um contexto de incentivo ao desenvolvimento industrial brasileiro. Hoje, ela representa cerca de 30% do saldo da balança comercial do país; 80% desse total corresponde aos minérios metálicos como alumínio, estanho e ferro (PMN, 2022). Desse último, por exemplo, o Brasil é o segundo maior produtor global e em 2019 produziu cerca de 410 milhões de toneladas (PEREIRA, 2012; ARRUDA, 2019, IBRAM, 2020).

No entanto, se por um lado a mineração ocupa papel de destaque no contexto económico brasileiro, por outro ela implica desafios às regiões nas quais se desenvolvem as atividades de extração e processamento dos minérios devido a enorme quantidade de resíduos gerados nesses processos. Naturalmente, tal quantia depende, dentre outros fatores, do tipo de minério extraído e dos métodos de processamento utilizados, sendo que para o minério de ferro esse passivo representa cerca de 40% do total processado, enquanto para o minério de ouro esse valor pode se aproximar dos 100% (GOMES et al. 2002). A região do Quadrilátero Ferrífero mineiro responde por cerca de 64% de toda produção brasileira de minério de ferro, o que tem implicado a geração de quantidades consideráveis de rejeitos que tendem a apresentar consistência aquosa (de lama/polpa) dado os métodos tradicionalmente utilizados no beneficiamento. Isto é, os rejeitos são uma mistura de água, produtos químicos e fragmentos de rocha com granulometria variável.

Logo, barragens capazes de armazenar os rejeitos hidraulicamente depositados têm sido a opção usual no contexto da atividade mineradora global dada às vantagens econômicas atreladas a esse tipo de solução (FOURIE et al., 2022). Assim, o material hidraulicamente depositado

consolida-se ao longo do tempo sob seu peso próprio e, também, sob ação da sobrecarga gerada pelos rejeitos continuamente lançados no reservatório. Periodicamente, portanto, faz-se necessária a ampliação/alteamento da barragem em operação a fim de que se aumente sua capacidade de armazenamento. Assim, a depender da posição relativa do dique de alteamento em relação ao dique inicial (ou ao anteriormente construído), há três métodos de alteamento: método da linha de centro (*centerline*), método à jusante (*downstream*) e método à montante (*upstream*). Esse último possui menor custo inicial, pois os diques de alteamento são construídos sobre o próprio rejeito já depositado, o que reduz consideravelmente a necessidade de material de empréstimo para construção de novos aterros.

Todavia, os rejeitos depositados frequentemente encontram-se saturados e em um estado fofo, apresentando baixa resistência ao cisalhamento e alta suscetibilidade à liquefação. Ademais, os rejeitos podem apresentar comportamento distinto dos geomateriais clássicos (i.e., areias e argilas), mesmo que apresentem distribuição granulométrica e mineralogia semelhantes a esses. Os rejeitos são materiais clásticos e antrópicos, logo, a gradação, textura e morfologia de suas partículas são altamente influenciados pelos processos de beneficiamento a que os minérios são submetidos (MARTINS et al., 2001; TAN, 2004; NOCILLA et al., 2006; CARRERA et al., 2010; SHIPTON e COOP., 2012; COOP, 2015; LI e COOP, 2019; VELTEM et al. 2022; CARVALHO et al., 2023). Assim, diferentemente dos solos comuns, nos quais essas características decorrem de processos naturais, nos rejeitos essas advêm de processos industriais em um curto período de tempo. Tais singularidades podem dificultar a correta compreensão do comportamento mecânico dos rejeitos, o que implicou eventos catastróficos em nível global e, também, no Brasil (WMTF, 2020). No contexto nacional, destacam-se os casos da barragem da Mina Retiro do Sapecado (outubro de 2014), da Mina do Fundão (novembro de 2015), e da Mina do Feijão em Brumadinho (janeiro de 2019), todas alteadas pelo método a montante e localizadas no Quadrilátero Ferrífero mineiro. Portanto, a fim de minimizar os riscos envolvendo a gestão e o armazenamento de rejeitos de mineração, a Agência Nacional de Mineração de 2019 (ANM, 2019) proibiu a construção de novas estruturas alteadas pelo método de montante, além de exigir o descomissionamento e a descaracterização das já existentes. Para isso, introduziu a resolução n° 4/2019, a qual foi logo substituída pela n°13/2019.

Assim, alternativas capazes de lidar com a disposição do enorme volume de rejeitos de ferro anualmente gerados no Brasil, bem como de solucionar as questões relativas ao descomissionamento e descaracterização do material já armazenado em barragens, devem ser

avaliadas. Dessa forma, preserva-se a continuidade das atividades de mineração em território nacional, de vital importância econômica, com concomitante acréscimo na segurança das operações. Nesse contexto, a técnica de disposição de rejeito filtrado (*dry stacking*), na qual o rejeito previamente seco é disposto em pilhas como no caso de depósito de estéril, surge como opção viável à disposição convencional em polpa (ALAVES, 2020; GUIMARÃES, 2011; NUNES, 2014; SILVA, 2016). Assim, diminui-se a área impactada pela disposição dos rejeitos e, mais importante, aumenta-se a segurança operacional ao se reduzir o potencial de dano no armazenamento.

Desse modo, o êxito no projeto e operação de uma pilha de rejeitos de minério de ferro filtrados requer o conhecimento do comportamento desse material sob diferentes condições de contorno, com destaque para o estado de tensões. Ademais, um ligante (e.g., cimento Portland convencional) pode ser incorporado ao rejeito antes da compactação a fim de melhorar as propriedades mecânicas do material empilhado, aumentado a segurança estrutural da pilha. Portanto, a presente pesquisa avalia o comportamento de misturas compactadas de rejeito de ferro e cimento Portland considerando diferentes graus de compactação, teores de cimento (0 a 20%) e tensões de confinamento (1.2 MPa a 120 MPa). Esse estudo permitira de criar um banco de dados que facilitará a elaboaração de projetos de pilhas na area da mineração.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral desta pesquisa consiste na avaliação do comportamento mecânico de misturas compactadas de rejeito de minério de ferro e cimento Portland, sob uma ampla gama de tensões de confinamento, diferentes teores de cimento e distintos graus de compactação, para fins de disposição em pilhas.

1.2.2 Objetivos específicos

Para alcançar o objetivo geral deste trabalho, os seguintes pontos foram estabelecidos:

- Caracterizar e analisar o comportamento do material a partir do parâmetro η/C_{iv};
- Analisar o comportamento durante compressão isotrópica, até elevadas tensões, da mistura rejeito-cimento para diferentes teores de cimento;

- Examinar o comportamento tensão-deformação e a dinâmica de variação volumétrica das misturas rejeito de ferro-cimento durante o cisalhamento em ensaios de compressão triaxial executados com distintas tensões de confinamento;
- Avaliar a possível quebra de cimentação e/ou das partículas do material durante os ensaios triaxiais nas fases de compressão isotrópica e cisalhamento, avaliando também a influência desses mecanismos de quebra em relação às propriedades constitutivas do material.

1.3 DELIMITAÇÃO DO TRABALHO

A pesquisa delimita-se a avaliar o efeito de diferentes teores de cimento Portland e o incremento até uma ampla gama de tensão de confinamento sobre o comportamento mecânico da mistura compactada de rejeito de mineração de ferro (RMF) através de ensaios de compressão simples, rigidez inicial e compressão triaxial (nas fases de compressão isotrópica e cisalhamento). Não será abordada nessa pesquisa o estudado da lixiviação para entender os efeitos contaminantes do cimento assim para ver se o cimento mudar a composição mineralógica inicial do rejeito e a questão economica.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Esta tese é dividida em cinco capítulos, conforme as etapas de pesquisa realizada. O Capítulo 1 é este, que introduz o tema, apresenta os objetivos, a delimitação e a estrutura da pesquisa.

O **Capítulo** 2 apresenta tópicos essenciais relativos à revisão bibliográfica, que incluem conceitos chave sobre os rejeitos de mineração e as diversas técnicas da sua disposição. Além disso, introduz-se a temática de melhoramento dos solos e comportamento mecanico de geomateriais no contexto para aplicação em rejeitos.

No **Capítulo 3** são apresentados detalhes relativos aos materiais utilizados e métodos empregados para o desenvolvimento da pesquisa. Apresenta-se, assim, a caracterização do RMF e os procedimentos utilizados. São descritos, também, os procedimentos metodológicos utilizados para a realização dos ensaios mecânicos (resistencia a compressão simples, rigidez e triaxiais) que forneceram os resultados para a elaboração da pesquisa.

O **Capítulo 4** é reservado para a apresentação das análises e discussões dos resultados obtidos a partir da realização dos ensaios apresentados no capítulo anterior.

Por fim, no **Capítulo 5**, são apresentadas todas as conclusões obtidas das análises e comparações dos resultados.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 REJEITO DE MINERAÇÃO DE FERRO

2.1.1 A Mineração

A mineração é uma atividade econômica e industrial que consiste na exploração, extração (lavra) e beneficiamento de minérios presentes na crosta terrestre, os quais são utilizados como matérias-primas em distintos setores da economia (CHAMMAS, 1989). É, portanto, atividade fundamental para a manutenção da economia global e do nível de vida da sociedade contemporânea. No entanto, a atividade mineradora tem como principal ônus o passivo ambiental gerado na forma dos resíduos oriundos do processamento que envolvem a extração o beneficiamento e o manejo dos minérios. Durante a lavra, geram-se resíduos estéreis, que não possuem qualquer valor econômico, e podem ser facilmente dispostos em pilhas, como mostrado na figura 2-1. No beneficiamento, contudo, faz-se uso de processos químico-físicos com o intuito de se separar o minério do restante do material. Como resultado, tem-se um resíduo composto por água, partículas de rocha fragmentada, e outras substâncias adicionadas no processo de beneficiamento as quais podem apresentar certo grau de toxicidade química (ANDRADE, 2014; GOMES, 2017).



Figura 2-1: Pilhas de estéril (GOMES, 2017).

Segundo a Lei Federal nº 12.305/2010 – 02/08/2010, da Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS), os rejeitos são os resíduos sólidos que não apresentem outra alternativa possível que

não a disposição final ambientalmente adequada depois de exaustadas todas as maneiras de tratamento e recuperação por processos tecnológicos disponíveis e economicamente viáveis. Especificamente, os rejeitos de mineração derivam dos processos de extração ou beneficiamento mineral, sendo compostos por uma mistura de finas partículas de rocha, água e reagentes químicos como está ilustrado na figura 2-2 (EDRAKI et al., 2014).

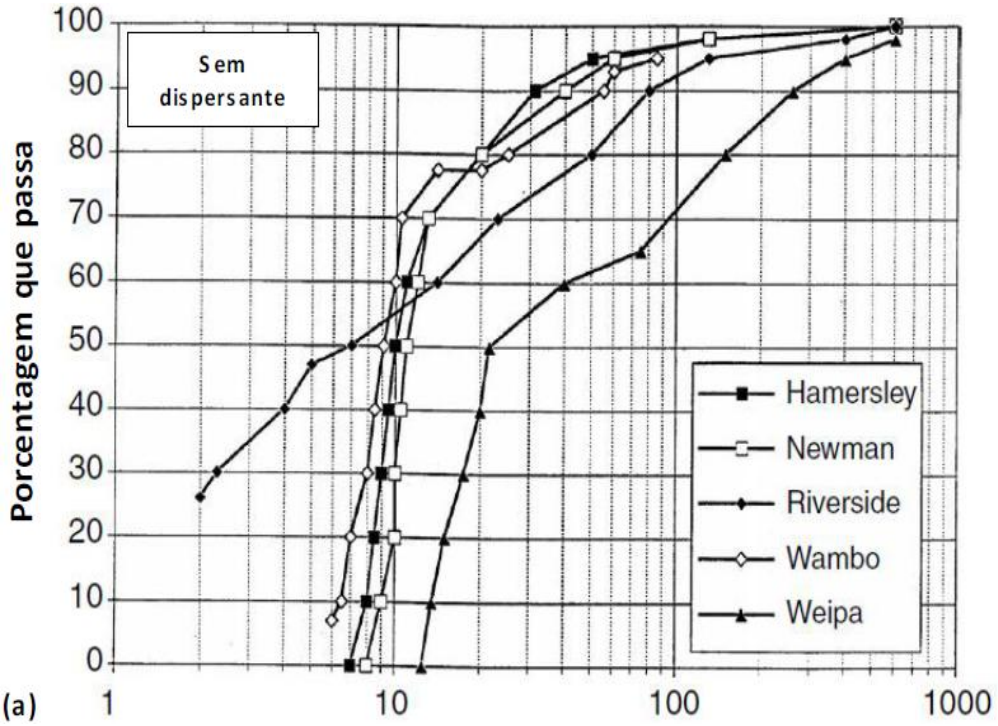


(a) (b)

Figura 2-2: Rejeito de mineração de (a) ferro e (b) cobre.
(https://laminatus.com.br/aplicacao-do-rejeito)

Além das particularidades relacionadas às etapas de beneficiamento, as propriedades físico-químicas dos rejeitos estão também atreladas às características da jazida e ao tipo de lavra. Normalmente, a quantidade substancial de água utilizada no processo de extração dá origem a rejeitos com consistência de polpa; isto é, uma mistura entre sólidos e água na qual o teor de umidade varia entre 30 e 50% (VICK, 1983 apud PENNA, 2008). Ademais, os métodos de transporte, processamento, descarga e armazenamento influem nas características físicas do rejeito gerado, o que pode ter implicação em termos de volume e custos de armazenamento e transporte (FOURIE et al., 2022). Assim, a granulometria da fração sólida pode apresentar gradações variando entre diâmetros das argilas e areias grossas (e.g., figura 2-3). Fell et al (2015) observaram a partir dos estudos realizados sobre rejeitos oxidados (e.g., ouro, cobre) e rejeitos de lavagem (e.g., sais de cobre, minério de ferro, bauxita) que a distribuição granulométrica dos rejeitos de mineração depende do minério, do grau da britagem durante a fase do beneficiamento, do teor de argila que compor o minério de origem, da metodologia do

ensaio utilizado e os dispersantes que são adicionados. Foram estudados pelos autores, cinco tipo de rejeitos de origem australiana cujo Newman e Hamersley correspondem ao rejeito de ferro, Wambo e Riverside ao rejeito de carvão e Weipa ao rejeito de bauxita (lama vermelho) como ilustrada na Figura 2-3 com o efeito dos dispersantes. Observe-se na Figura 2-3a que sem ação de dispersante, os rejeitos apresentam as curvas granulométricas semelhante à da área siltosa enquanto na figura 2-3b, com a ação de dispersante, observe-se que as curvas granulométricas apresentadas pelos rejeitos são semelhantes às de argilas.



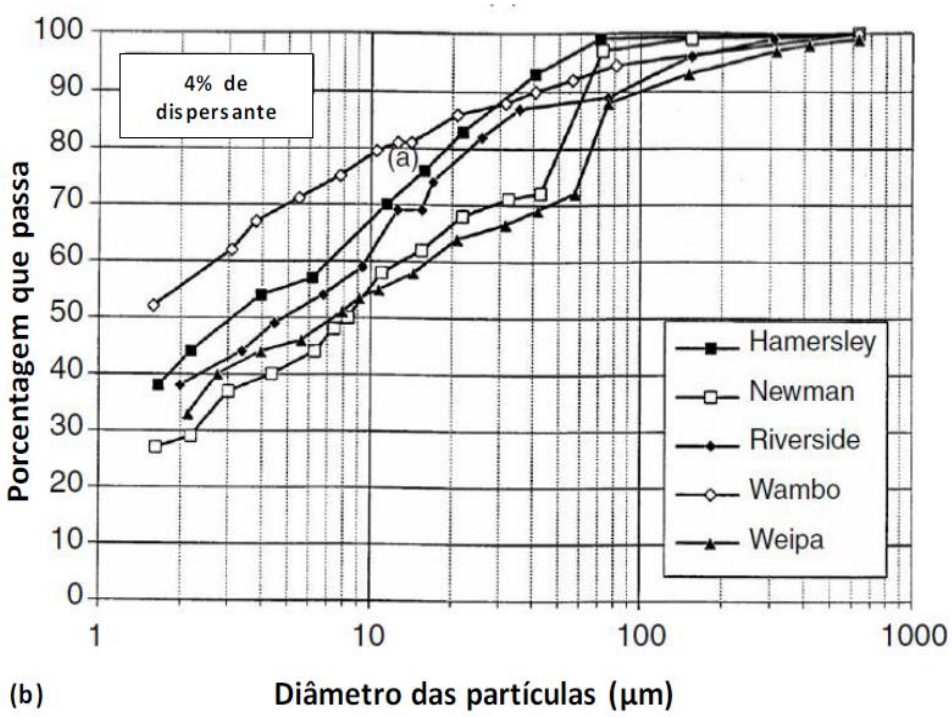


Figura 2-3: Curvas granulométricas de alguns rejeitos da Australia. (a) sem dispersante e (b) com dispersante (FELL et al., 2015).

Assim, é comum denominar os rejeitos conforme sua rocha de origem e de acordo com o processo de beneficiamento empregado. Os RMF, por exemplo, são os resíduos de mineração provenientes de processos de beneficiamento de ferro. Rejeitos de ferro, de cobre, carvão, ouro, bauxita, fluorita e fosfato são os mais representativos em um contexto global, sendo o de ferro o mais abundante no Brasil em decorrência da alta demanda por esse minério e da disponibilidade desse no Brasil. Em termo de gradação, a maior parte dos rejeitos de mineração situam-se na faixa dos siltes arenosos, porém desvios com relação a esse padrão não são incomuns (MARTINS et al., 2001; TAN, 2004; NOCILLA et al., 2006; SHIPTON, 2010; CORRERA et al., 2010; SHIPTON e COOP, 2012; VELTEM et al., 2022; WAGNER et al., 2023a; CARVALHO et al., 2023).

Gomes (2017) destacou que os rejeitos podem ser classificados conforme a sua natureza ou aspecto das seguintes formas:

a) Rejeitos filtrados (seco/úmido): materiais não saturados em condições impossíveis de serem bombeados;

b) Rejeitos em pastas: oriundos de um processo de tratamento químico (com ou sem a adição de agente cimentante) que implica leve cimentação entre as partículas a fim de facilitar a disposição final;
c) Espaçados ou polpa de alta densidade: são levemente desaguados, podendo ser transportados por bombeamento ou por gravidade.

2.1.2 Disposição dos Rejeitos de Mineração de Ferro

O expressivo volume de rejeitos gerados no contexto da atividade mineradora requer a adoção de técnicas de disposição que apresentem níveis aceitáveis de impactos ambientais, sociais e econômicos. Genericamente, os rejeitos de mineração podem ser dispostos no subsolo, na superfície ou de forma subaquática, sendo que a escolha de uma técnica específica depende das condições hidro geológicas do local e das propriedades do rejeito em si (RIBEIRO, 2000). No entanto, a disposição a céu aberto é a forma mais empregada devido a facilidade de execução das estruturas para contenção e deposição do material. De maneira geral, a disposição hidráulica e o empilhamento são ambos os principais métodos para disposição a céu aberto. A disposição hidráulica é, também, denominada "método convencional", já que é o método de mais comum emprego devido às facilidades operacionais e menores custos econômicos iniciais (FOURIE et al., 2022).

Assim, a técnica convencional consiste na disposição hidráulica dos rejeitos em bacias de contenção comumente chamadas barragens de rejeito. Essas são construídas com os diques que servem para o fechamento dos trechos necessários, de modo a isolar o material depositado do ambiente circundante, conforme exibido na figura 2-4. Segundo Gomes (2017), as barragens (ou diques) são como as barreiras construídas e utilizadas para fins de contenção da lama oriunda do processo de beneficiamento de minério.



Figura 2-4: Barragem de rejeito de mineração (GOMES, 2017).

2.1.2.1 A Disposição pela Técnica Convencional

A técnica convencional compreende o transporte dos rejeitos desde a usina de beneficiamento até o lançamento hidráulico nos locais de disposição. Para isso, faz-se uso de tubulações, sendo que o sistema pode operar por gravidade e/ou com o auxílio de bombas. Ademais, esse pode contar com hidrociclones ou canhões, utilizados para retirada da água da polpa de rejeito, a qual pode ser reaproveitada nos processos de beneficiamento. Ao longo desses processos, pode haver separação granulométrica do material em duas categorias. A primeira, é o material formado por partículas mais grossas (*underflow),* com taxa de permeabilidade maior. A segunda consiste no material formado por partículas predominantemente finas (*overflow*) e que apresentam menor permeabilidade. Segundo Ribeiro (2000), a disposição hidráulica do rejeito na praia pode ser feita, seja por único canhão ou múltipla (linha), conforme mostrado nas figuras 2-5 e 2-6, respectivamente.



Figura 2-5: Técnica de deposição hidráulica por único canhão (adaptado de RIBEIRO, 2000).



Figura 2-6: Técnica de deposição hidráulica por linha (adaptado de RIBEIRO, 2000).

O fenômeno de segregação hidráulica das partículas sólidas do rejeito é, segundo Vick (1983), essencialmente influenciado por teor dos sólidos da polpa, caminho ou fluxo de drenagem, densidade das partículas e viscosidade de água da polpa. Essa separação tem início já na tubulação, porém é mais relevante no momento do lançamento pelos *spigots*. A partir desse ponto, as partículas depositam-se a uma taxa que depende do seu tamanho e densidade. Assim, forma-se uma estrutura inclinada chamada de praia de rejeitos. Essa se estende do ponto de lançamento, no qual depositam-se as partículas mais grosseiras, até o local de deposição de partículas mais finas. Ademais, as partículas de menor tamanho mantêm-se em suspensão e acabam por sedimentar ao longo do tempo na lagoa de decantação. Para os RMF, é muito comum encontrar as partículas finas bem pesadas perto do ponto de lançamento (RIBEIRO et al., 2003, ALBUQUERQUE-FILHO, 2004).

Há três métodos fundamentais para construção/alteamento das barragens de rejeito: método montante, método jusante e método de linha de centro. Essas denominações baseiam-se na posição do dique de alteamento com relação ao dique construído anteriormente (ou ao dique de partida).

O **método de montante** é uma técnica que consiste na construção de um dique de partida com material de empréstimo e construção dos diques de alteamento sobre o próprio rejeito depositado (VICK, 1983). Isto é, o rejeito depositado servirá como material de fundação para os sucessivos diques de alteamentos, construídos até que a barragem atinja a altura desejada. Tal metodologia é ilustrada na figura 2-7. A estabilidade desse tipo de estrutura está atrelada à estabilidade do material de fundação. Logo, é preferível que o rejeito seja arenoso e em uma condição que facilite a drenagem (OLIVEIRA FILHO e ABRÃO, 2015). Como vantagens desse método destacam-se a simplicidade e velocidade de execução, o baixo custo inicial e a

possibilidade de ser realizado em locais com topografias acidentadas. Por outro lado, como principais desvantagens há a limitação no tamanho do alteamento, menor capacidade de armazenamento de água, susceptibilidade à liquefação e necessidade de vigilância da linha freática.

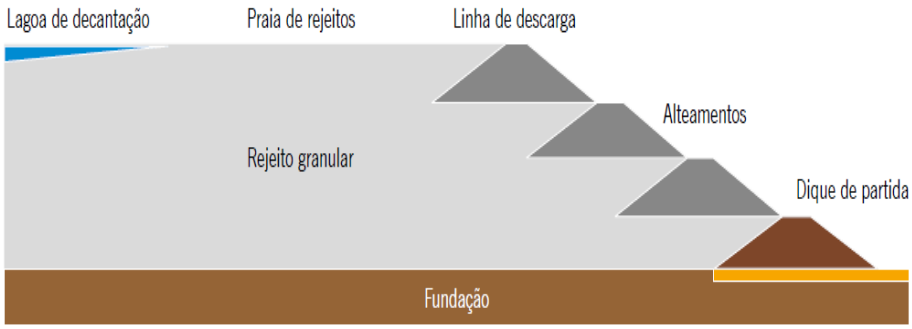


Figura 2-7: Perfil esquemático de alteamento por método de montante (IBRAM, 2016).

No **método de jusante**, como está ilustrado na figura 2-8, o dique de contenção é ampliado de modo que o seu eixo se desloque sempre para jusante. Ou seja, os alteamentos não são assentados diretamente sobre o rejeito depositado. Logo, há maior segurança estrutural em comparação com o método de montante. Ademais, segundo Vick (1983), barragens desse tipo apresentam maior resistência à carregamentos dinâmicos (menor propensão à liquefação), possibilidade de compactação do corpo da barragem, maior capacidade de armazenamento, execução da drenagem interna facilitada e possibilidade de se armazenar água quando necessário. Em contrapartida, apresentam alto custo devido à necessidade de maior volume de material (e material de empréstimo), impossibilidade de proteção da cobertura vegetal do talude a jusante, e impossibilidade de construção de drenagem superficial durante a fase executiva.

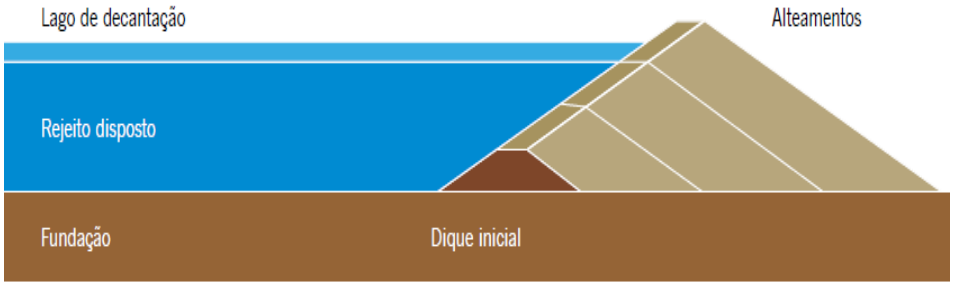


Figura 2-8: Perfil esquemático de alteamento por método de jusante (IBRAM, 2016).

No **método da linha de centro** a barragem é iniciada com um dique de partida de material compactado e os alteamentos sucessivos são feitos de maneira que o eixo da barragem se mantenha inalterado. Ou seja, o eixo dos alteamentos coincide com o eixo do dique de partida, conforme apresentado na figura 2-9. Essa técnica é intermediária entre os métodos de montante e jusante. Apresenta como vantagens menor espaço físico requerido, custo de execução minorado em comparação com o método à jusante e facilidade executiva (VICK, 1983). Como desvantagem, há a limitação nas taxas de execução dos alteamentos e dificuldade de armazenamento de água.

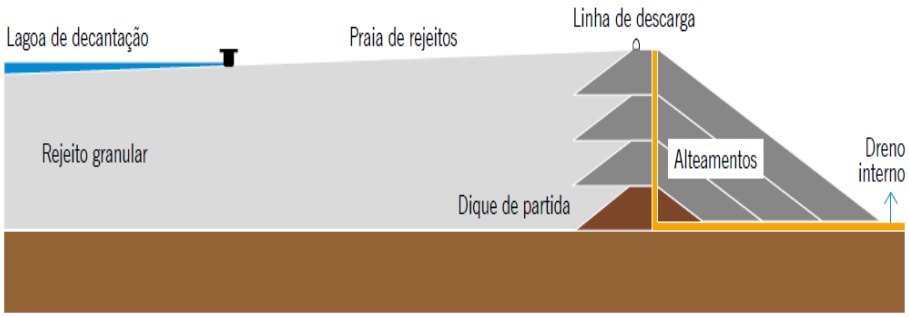


Figura 2-9: Perfil esquemático de alteamento por método de linha de centro (IBRAM, 2016).

Assim, a despeito das vantagens da técnica de deposição por aterro hidráulico (técnica convencional), há problemas de insegurança estrutural especialmente nas barragens construídas pelo método de montante. Segundo Azam e Li (2010), nos últimos 100 anos a incidência de rupturas em barragens de rejeitos de mineração tem sido aproximadamente 1,2%, contrastando com menos de 0,01% para barragens de água. Conforme dados da Agência Nacional de Mineração (ANM) de 2019, cerca de 26,5% das barragens no Brasil são categorizadas com potencial de dano elevado. Dentro desse grupo, das 790 barragens de rejeitos, 88 foram construídas utilizando o método montante, conforme relatório da ANM de 2021. Nesse contexto, é observado por vários autores que os incidentes mais graves documentados na história da indústria mineira ocorreram em barragens de rejeitos de minério de ferro (AZAM e LI, 2010; GUIMARÃES, 2011).

Na última década foram registrados três grandes rompimentos de barragens de rejeitos Brasil: Herculano Mineração, em Itabirito (MG), em 2014; Fundão, em Mariana (MG), em 2015; e a ruptura da barragem de mineração de ferro da Vale em Brumadinho, em 2019. Todos os três

incidentes resultaram em danos ambientais expressivos, além de fatalidades associadas diretamente ao acidente. No primeiro foram registradas 3 vítimas fatais, no segundo 19 e no terceiro 259 (além de 11 pessoas desaparecidas). O rompimento da barragem de Fundão em Mariana em 2015 acarretou o vazamento de mais de 60 milhões de metros cúbicos de rejeito que se deslocaram por mais de 690 km. Esse é considerado o maior incidente com barragem nos últimos 100 anos em nível global, sendo que os custos estimados para reparação das áreas afetadas gira ente 5 e 55 bilhões de dólares (BOWKER ASSOCIATES, 2016).

2.1.2.2 Deposição dos Rejeitos de Mineração por Empilhamento

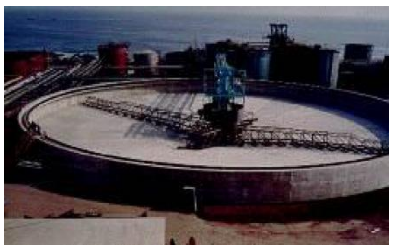
Em face dos recentes incidentes envolvendo barragens de rejeitos no Brasil, a Agência Nacional de Mineração (ANM) instituiu em agosto de 2019 novas medidas regulatórias a fim de proibir a utilização e a construção de novas barragens a montante (ou aquelas executadas com método construtivo desconhecido) através da lei N° 13. Também, ficou proibido a deposição por empilhamento drenado. Nesse contexto, as mineradoras veem-se obrigadas a buscar por alternativas para disposição dos rejeitos, além do remanejo/realocação daqueles já depositados. A disposição por empilhamento, portanto, mostra-se uma alternativa viável.

O método de disposição por empilhamento consiste na disposição do rejeito filtrado em camadas até que se alcance determinada altura, sendo geralmente utilizada para os rejeitos que apresentam um teor elevado das partículas grossas e/ou uma taxa de permeabilidade elevada (DAVIES, 2011; PORTES, 2013; OLIVEIRA e ABRÃO, 2015). Assim, favorece-se o fluxo de drenagem gravitacional e subvertical no interior do aterro. Contudo, para que possam ser empilhados, os rejeitos passam por processos de espessamento e/ou filtragem a fim de reduzir o seu teor de umidade inicial para níveis que permitam sua compactação.

Segundo Guimarães (2011), o espessamento é um procedimento de desague da lama oriunda do beneficiamento e permite a separação da fração sólida a partir da ação da gravidade. É comumente utilizada nas unidades de processamento de minério de ferro por ser compatível com o elevado volume de rejeito por essas produzido. Com o espessamento também é possível recuperar a água na qual o rejeito encontra-se diluído e reutilizá-la no processo de beneficiamento. Existem vários tipos de espaçadores cuja utilização depende das características iniciais do rejeito e do grau de adensamento que se estima. Para a lama de rejeitos de mineração de ferro, por exemplo, os espaçadores mais empregados são: espaçador de tipo High Density para obtenção de polpas mais adensadas e o espaçador do Deep Cone para obtenção do material

em forma de pasta mineral (GUIMARÃES, 2011). O Quadro 2.1 apresenta alguns tipos de espaçadores utilizados para adensamento de polpa de rejeito de mineração de ferro.

Quadro 2-1: Alguns tipos de espaçadores utilizados para adensamento de polpa de rejeito de mineração de ferro (Guimarães, 2011).

Tipos	Forma	Características
Convencional 		- Ação ineficiente do floculante - Grande área - Obtém baixa densidade no underflow
High Rate ou **High Capacity** 		- Adição de floculante via feed-well (ação eficiente) - Área menor se comparado ao convencional - Densidade no underflow similar ao convencional
High Density 		- Altura maior que o High Capacity - Redução da área em relação ao High Capacity - Máxima densidade da polpa no underflow.
Deep Cone 		- Aumento da altura em relação ao High Density - Maior redução de área - Produção de pasta

A filtragem é o processo pelo qual o rejeito de mineração em estado de polpa é separado em duas partes, sólida e líquida, através da passagem por um meio filtrante (PORTES, 2013). Guimarães (2011), definiu a filtragem como uma operação de separação das partículas sólidas suspensas dentro de um líquido através da passagem da polpa pelo meio filtrante, o qual retém os sólidos (*filter cake*) e permite o fluxo do líquido (filtrado).

O material obtido da filtração é denominado torta (*cake*) e tem como característica preponderante o teor de umidade, o qual influencia diretamente as operações de manipulação, transporte, lançamento e compactação. Nesse sentido, há distintas técnicas de filtragem cuja utilização depende, em geral, do teor de umidade alvo. Davies (2011) as divide em filtragem a seco (*dry cake*), na qual o teor de umidade varia entre 70 e 85%, e filtragem úmida (*wet cake*), com teor de umidade próximo a 100%.

Essencialmente, a filtragem consiste na aplicação de uma força sobre o material a ser filtrado a partir de um meio poroso. Essa força pode ser originada por meio de pressão, vácuo, centrifugação ou gravidade, sendo que o tipo de filtragem depende das características do rejeito e das especificações finais do material filtrado. A filtragem sob pressão, por exemplo, dá-se pela aplicação de uma pressão positiva sobre a polpa, forçando-a contra o meio filtrante. Na filtragem a vácuo, a força é aplicada no sentido oposto, isto é, por baixo do sistema filtrante. Ainda, Guimarães (2011) relata outras duas formas de filtragem: filtragem capilar e filtragem hiperbárica. A filtragem capilar é a combinação entre o vácuo e um meio cerâmico poroso sobre o qual é aplicada uma força, já a filtragem hiperbárica combina a filtragem de vácuo e a de pressão.

Na técnica de disposição por empilhamento, o material filtrado (a torta) é recolhido dos filtros com um teor de umidade pré-definido, de modo a facilitar o seu transporte, que pode ser executado entre a usina de beneficiamento até o local da pilha por meio de caminhões e/ou por correia transportadora (DAVIES, 2011). Para baixos volumes de rejeito, o transporte por caminhões tende a ser mais econômico; caso contrário, utiliza-se correia transportadora (CRYSTAL et al. 2018). Nesse sentido, para que se alcance a umidade pré-estabelecida, pode se optar pela disposição em pequenas camadas, o que facilita a aeração e a secagem pela radiação solar.

Guimarães (2011) e Oliveira e Abrão (2015), atestam que as principais vantagens da técnica de disposição em pilha estão relacionadas ao reaproveitamento de água e ao menor espaço

necessário para disposição do rejeito em comparação com a disposição hidráulica convencional. Assim, o uso de pilhas é recomendável para regiões de clima árido (CRYSTAL et al., 2018). No entanto, os custos relativos a essa técnica podem ser superiores aos das técnicas convencionais, conforme apresentado na Tabela 2-1 (BERGER, 2017). Todavia, o uso de pilhas pode ser vantajoso sob outros pontos de vista.

Tabela 2-1: Custo operacional relativo típico por tonelada de armazenamento de rejeito para diferentes tecnologias de desidratação de rejeitos, sem custos de capital e fechamento (BERGER, 2017).

Tecnologia	Custo Típico de processamento e Transporte ($/t)	Custo Típico de Gestão de Barragens e Água ($/t)	Total Típico ($/t)	Faixa de Custo ($/t)
Não engrossado (convencional	0,20	1,00	1,20	0,50 a 2,50
Engrossado	0,30	1,00	1,20	0,5 a 2,50
Engrossado com alta densidade	0,50	0,90	1,50	0,75 a 2,50
Pasta	1,50	0,50	2,00	2,00 a 8,00
Filtrado	5,00	0,20	5,20	4,00 a 12,00

Davies (2011) salientou que, dentre todas as técnicas de deposição de rejeitos de mineração, a filtragem é a que possibilita a obtenção do material com menor teor de umidade. Isso viabiliza a formação de estruturas de contenção com o próprio rejeito filtrado, sendo a estabilidade estrutural dessas dependentes das condições de compactação e drenagem. Atualmente, de acordo com Crystal et al. (2018), uma série de instalações com capacidade de produção variando de 2.500 a 30.000 toneladas por dia estão em operação. Ulrich (2019) relata que cerca de 50.000 toneladas por dia são produzidas utilizando essa tecnologia, conforme ilustrado na figura 2-10.

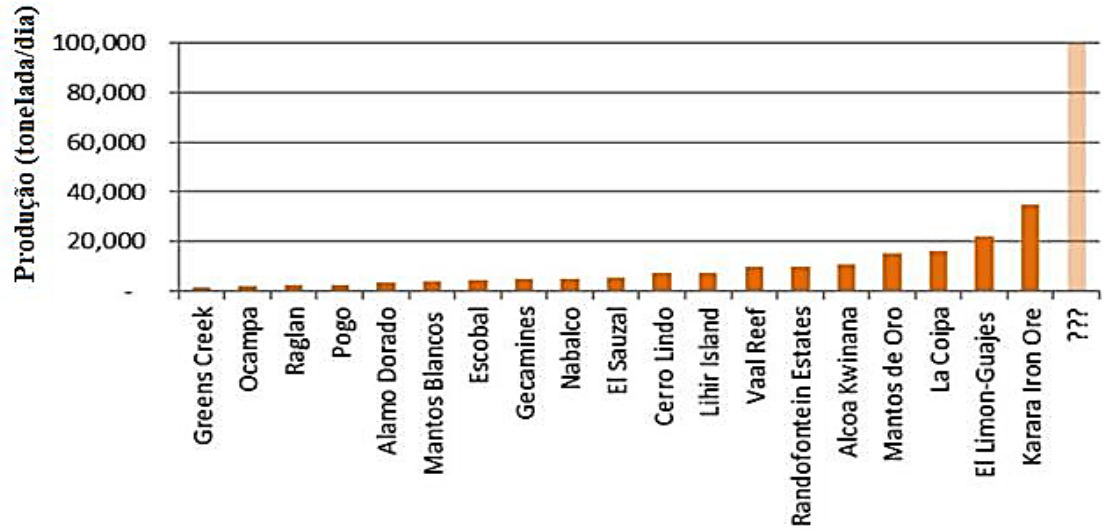


Figura 2-10: Projeto de rejeitos filtrados em operação (adaptado de CRYSTAL et al., 2018).

Em La Coipa, no Chile, encontra-se uma das maiores disposições de rejeito filtrado do mundo (figura 2-11). Essa, apesar de localizada em uma zona sísmica, mantém sua estabilidade estrutural.



Figura 2-11: Pilha de rejeito de mineração de Ferro filtrado em La Coipa (DAVIES, 2004).

2.2 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

O solo pode ser definido como produto de alteração das rochas pela ação do intemperismo químico e físico, sendo composto majoritariamente de partículas minerais (fase sólida) e uma

fase porosa contendo gases e líquidos. De acordo com Lambe e Whitman (1969), o solo é o material de construção mais abundante no planeta e pode ser caracterizado em termos da estrutura mineral de seus constituintes, da granulometria e da composição química. O comportamento mecânico dos solos é fortemente influenciado pela sua compacidade/densidade (i.e., índice de vazios), pelos componentes da fase porosa e pela presença de uma eventual estrutura capaz de conferir certo grau de ligação entre as partículas (LAMBE e WHITMAN, 1969).

Segundo Ingles e Metcalf (1972), a estabilização de solos compreende os procedimentos utilizados para modificação dos parâmetros geotécnicos de determinado geomaterial de modo a adequá-lo a certas necessidades específicas de Engenharia. Isto é, geralmente àquelas relacionadas a aspectos de resistência, rigidez, durabilidade e a deformabilidade. Assim, atende-se às demandas de projeto sem que haja a necessidade de remoção e/ou substituição total do solo existente no local. Nesse sentido, há quatro tipos principais de estabilização de solo: mecânica, química, física e térmica, sendo as duas primeiras as mais utilizadas (CRISTELO, 2001).

A estabilização mecânica consiste na densificação do material e se dá, em geral, por meia da compactação. Ou seja, busca-se a melhoria das propriedades mecânicas reduzindo-se a porosidade do material (MCNALLY, 1998). No entanto, o solo simplesmente compactado permanece muito sensível à água, não apresentando resistência quando saturado. Por esse motivo, é frequentemente associado à estabilização química com a utilização de algum tipo de aglomerante. A estabilização química consiste na incorporação de produtos químicos ao solo, em geral agentes cimentantes, visando a transformação de suas propriedades físico-químicas. As técnicas de estabilização química mais empregadas na área de geotecnia compreendem: solo-cimento (MCNALLY 1998; CONSOLI *et al.*, 1997, 2000, 2007; 2012, 2010, 2014, 2016, HORPIBULSUK et al., 2010; JANI et al., 2014), solo-cal (KAVAK, 1996 ; CONSOLI et al., 1998, 2001, 2011, 2016; KAMPALA et al., 2013, 2014; HORPIBULSUK et al., 2012), solo-cal-pozolana (KAVAK e BAYAL, 2011; JALALI et al., 1997; JATURAPITAKKUL et al., 2003) e estabilização solo-ativação alcalina (DAVIDOVITS, 1979, 1982; PALOMO et al., 1999, 2005; DUXSON et al., 2005; XU e VAN DEVENTER, 2000; KHALE e CHAUDHARY, 2007; FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ `` et al., 2008; PASCUAL et al, 2014; SCHEUERMANN FILHO 2018, 2022; DAASSI-GLI, 2020) .

2.2.1 Estabilização Solo-Cimento

Solos cimentados podem ser definidos como aqueles que apresentam uma coesão verdadeira ou cimentação entre as partículas, o que lhes confere certas características distintas relacionadas à resistência e rigidez quando tais ligações estão intactas (PRIETTO, 1996). A cimentação entre as partículas pode ter origens variadas, como disposição de sílica, hidróxidos, carbonatos e matéria orgânica em solução no contato entre partículas, recristalização de minerais durante o intemperismo, modificação de camada de água e a adição de agente cimentante no caso de solos artificialmente cimentados. A quantidade e a qualidade de agente cimentante, a parcela de material amorfo que controla as reações e o índice de vazios são os aspectos que afetam os comportamentos mecânicos (resistência, rigidez e a durabilidade) de um solo cimentado (INGLES e METCALF, 1972; PRIETTO, 1996). Dessa forma, a adição de agente cimentante com o intuito de melhorar as propriedades mecânicas do solo natural é prática comum na Engenharia, podendo esse ser entendido como um processo de estabilização do solo (CONSOLI et al., 1997, 1998, 2001, 2007, 2009, 2011, 2014, 2016, 2018a, 2018b, 2019, 2020; HORPIBULSUK et al., 2012; AMNADNUA et al., 2013; PHETCHUAY et al., 2014; KAMPALA et al., 2013, 2014; DAASSI-GLI, 2020).

De acordo com a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP, 1958 *apud* SANTOS, 2009), o solo-cimento é o material endurecido que resulta da mistura homogênea entre solo, cimento e água. O cimento é um produto químico composto principalmente de clínquer, obtido a partir da calcinação a 1450^{o}C da mistura (cru) de calcário (80%) e minerais argilosos (20%), seguindo três etapas como: a desidratação (a 550^{o}C), a descarbonatação (de 500^{o}C a 900^{o}C) e clinquerização (de 900^{o}C até 1450^{o}C) (LCPC, 2000). Assim, o clínquer é resfriado, triturado e reduzido a um pó muito fino (diâmetros das partículas é menor que 80μm) e cujas fases principais são: silicatos tricálcicos (C_3S), silicatos dicálcicos (C_2S), aluminatos tricálcicos (C_3A) e aluminoferrites tetracálcicos (C_4AF) (SAUSSAYE, 2012). A Figura 2-12 ilustra os principais produtos resultantes da hidratação do cimento.

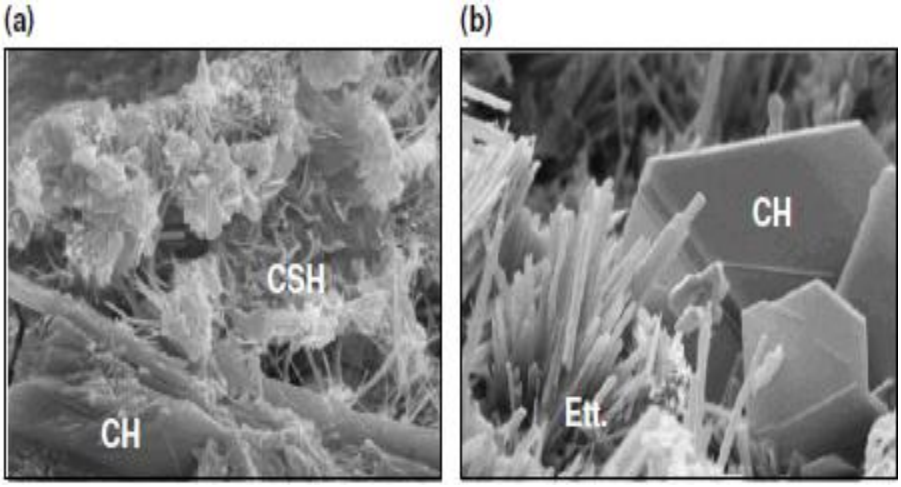


Figura 2-12: (a) silicato de cálcio hidratado (CSH) e Portlandita (CH), (b) Portlandita (CH) e Etringita (SAUSSAYE, 2012).

De acordo com Kurt e Van (1994), a estabilização de um solo com cimento Portland aumenta sua resistência e durabilidade frente ao clima e às condições hidrológicas locais, pois os produtos de hidratação do cimento Portland preenchem parte dos vazios do solo e unem as partículas. As primeiras reações iniciam desde a adição de água à mistura solo-cimento, que envolve a combinação de cálcio, sílica e água (C_3S - silicato tricálcico e H_2O - água), originando CSH (silicato de cálcio hidratado) e hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$), conforme Eq 1. Em seguida, há a hidrólise do hidróxido de cálcio (Eq 2), com possíveis reações secundárias e formação de CSH e/ou CAH mediante disponibilidade de silicatos e aluminatos (Equações 3 e 4).

Hidratação $$C_3S + H_2O \rightarrow C_3S_2H + Ca(OH)_2$$ Eq. 1

Hidrólise $$Ca(OH)_2 \rightarrow Ca^{2+} + 2(OH)^-$$ Eq. 2

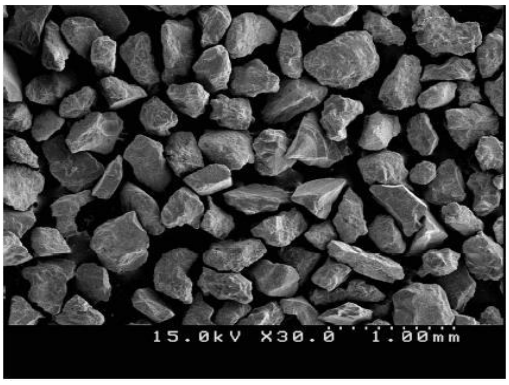
$$Ca^{2+} + 2(OH)^- + SiO_2 \rightarrow CSH$$ Eq. 3

$$Ca^{2+} + 2(OH)^- + Al_2O_3 \rightarrow CAH$$ Eq. 4

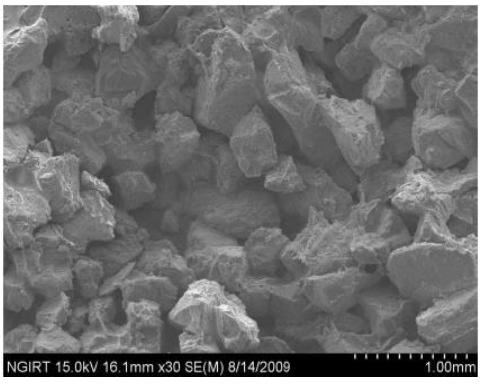
2.3 COMPORTAMENTO DOS SOLOS CIMENTADOS

De maneira geral, a adição de agente cimentante ao solo dá origem a uma estrutura que confere ao material uma parcela de coesão, modificando a sua resposta mecânica (CLOUGH et al. 1981; AKINMUSURU, 1987). Desse modo, o comportamento de solos artificialmente cimentados é análogo ao observado em solos residuais, nos quais há certo nível de ligação (cimentação entre as partículas) (AVERSA et al.; 1993). Ou seja, solos estruturados tendem a apresentar comportamento frágil, com elevada rigidez inicial e pico de resistência bem definido, associado a uma resposta inicialmente compressiva seguida de tendência dilatante após a degradação total das ligações cimentícias (VAUGHAN, 1985; LEROUEIL e VAUGHAN, 1990). Entretanto, o estado de tensões também influi na resposta desses materiais.

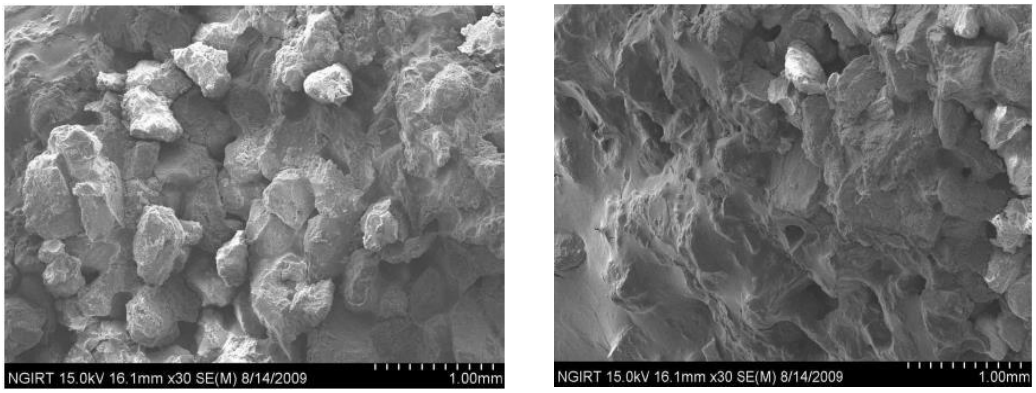
Segundo Chang e Woods (1992), a depender da quantidade de cimento adicionado e de como se dá a interação dos produtos de cimentação com as partículas do solo, o solo pode ser (*i*) fracamente, (*ii*) moderadamente ou (*iii*) fortemente cimento. Em geral, nos solos fracamente cimentados tanto o recobrimento quanto a ligação entre as partículas são parciais (Figura 2-13b) ao passo que o recobrimento e o nível de ligação entre as partículas aumentam para os solos moderadamente (Figura 2-13c) e fortemente (Figura 2-13d) cimentados. Assim, há uma tendência de preenchimento de vazios pelos produtos de hidratação do cimento e de maior ligação entre as partículas com o aumento do teor de cimento adicionado ao solo. Dessa forma, o comportamento mecânico dos solos cimentados está diretamente atrelado à quantidade de cimento adicionada.



(a)



(b)



(c) (d)

Figura 2-13: Microestrutura da Baekma River Sand (a) não cimentada, (b) fracamente cimentada – 4% de cimento, (c) medianamente cimentada – 8% de cimento e (d) fortemente cimentada – 16% de cimento (PARK, 2010).

Nesse sentido, Horpibulsuk et al. (2010) avaliou a resistência de misturas solo-cimento, considerando diferente teores de cimento, e dividiu o comportamento em três zonas distintas a depender do efeito da adição do cimento na resistência: zona ativa, na qual o aumento no teor de cimento está associado a um acréscimo considerável de resistência; zona inerente, na qual o incremento no teor de cimento implica ganho marginal de resistência; e zona de deterioração, em que o acréscimo na quantidade de cimento acarreta perda de desempenho mecânico. Esses resultados são resumidos na Figura 2-14, abaixo, e demonstram que a quantidade de cimento deve ser devidamente ajustada em cada caso, considerando, também, fatores como tipo de solo e cimento, compacidade e condições de contorno envolvendo estado de tensões, tempo e temperatura de cura (CLOUGH et al., 1981; CRISTELO, 2001, ISMAIL et al., 2002; PRIETTO, 2004; FOPPA, 2005; VENKATRAMAIAH, 2006; CONSOLI et al., 2006, 2007, 2009, 2011, 2012, 2018, 2020, 2021, 2022; HORPIBULSUK, 2010; SALDANHA, 2014; WINTER, 2018; SCHEUERMANN FILHO, 2022; DAASSI-GLI, 2020; MAFESSOLI, 2022).

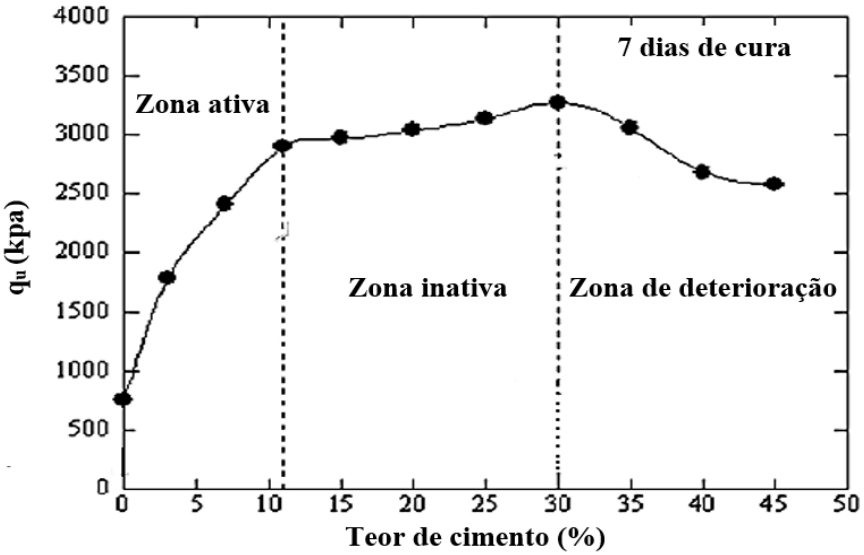


Figura 2-14: Evolução da resistência em função de teor de cimento conforme as zonas (HORPIBULSUK et al. 2010).

2.3.1 Compressão simples, tração, rigidez e durabilidade

O desempenho mecânico de misturas solo-cimento é avaliado, por exemplo, por meio de ensaios de resistência à compressão simples (RCS), resistência à tração por compressão diametral (RTd) e durabilidade por ciclos de molhagem-secagem-escovação ou gelo-degelo-escovação (CRISTELO, 2001; PRIETTO, 2004; FOPPA, 2005; CONSOLI et al. 2006, 2007, 2009, 2011, 2012, 2018, 2020; HORPIBULSUK, 2010; SALDANHA, 2014; WINTER, 2018; SCHEUERMANN FILHO, 2022; DAASSI-GLI, 2020; MAFESSOLI, 2022). Mediante um programa experimental, tais ensaios podem fornecer os dados necessários para avaliação da influência de certos fatores no comportamento mecânico de solos artificialmente cimentados tais como teor de cimento, densidade, tempo e temperatura de cura e tipo de agente cimentante (SCHNAID et al. 2001; CONSOLI et al. 2010, 2014).

Conforme anteriormente discutido, o aumento no teor de cimento resulta em melhoria no comportamento mecânico até certo ponto. Isto é, aspectos como resistência e rigidez são proporcionais ao teor de cimento até determinada quantidade de agente cimentante (MITCHELL, 1981; CONSOLI et al. 2003, 2007a). Ademais, o tipo de solo influencia diretamente no teor ótimo de cimento a ser empregado. Cristelo (2001), por exemplo, relatou que a faixa da percentagem de cimento ideal para siltes está entre 5 e 7%, enquanto para areias varia entre 7 e 15%, sendo 4% para cascalhos. A figura 2-15 é um exemplo do efeito da interação “tipo de solo-teor de cimento” na resistência de solos artificialmente cimentados.

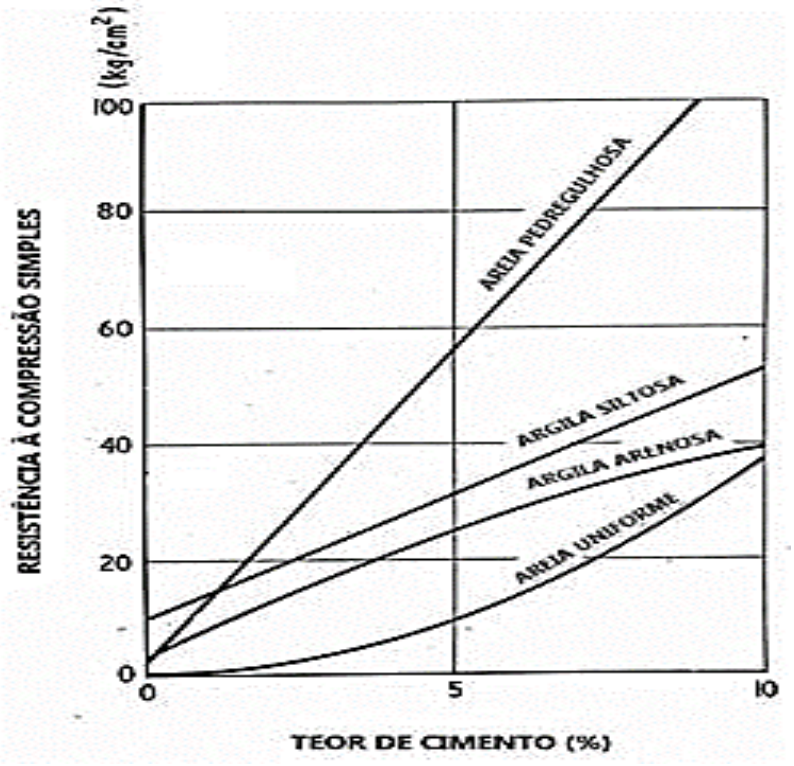


Figura 2-15: A evolução da resistência em compressão simples em função de teor de cimentos e diversos solos estabilizados com cimento Portland para 7 dias de cura (adaptado de INGLES; METCALF, 1972).

Ademais, espera-se que o aumento na densidade (i.e., diminuição da porosidade do material) implique acréscimo na resistência mecânica devido ao maior grau de intertravamento entre as partículas e acréscimo na área de contato entre essas, o que também facilita a ação do cimento (FELT, 1955; INGLES e METCALF, 1972; Airey e Fahey 1991; FOPPA, 2005; CONSOLI, et al. 2006, 2007). Isso é exemplificado pelos resultados expostos na Figura 2-16 (Consoli et al. 2007) que demonstram a relação inversa entre RCS e porosidade (η) para misturas solo-cimento, considerando distintos teores de cimento. Além do mais, a redução da porosidade pode acarretar aumento no intercepto coesivo e ângulo de atrito de pico, já que o grau de intertravamento entre as partículas favorece a dilatância (HUANG e AIREY, 1993).

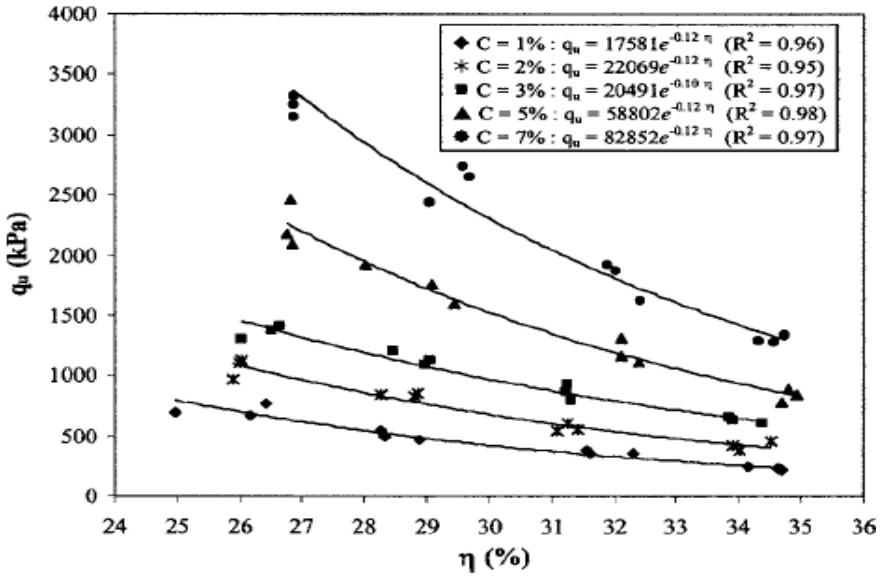


Figura 2-16: Variação da resistência à compressão simples em função do teor de cimento e da porosidade (CONSOLI et al., 2007).

O tempo de cura e o tipo de cimento são outros fatores-chave no desempenho de misturas solo-cimento, já que os produtos de hidratação do cimento são formados ao longo do tempo e a interação "tipo de cimento-tempo de cura" é essencial na formação dos compostos ligantes. Assim, a resistência mecânica tende a aumentar com o tempo de cura e, também, depender do tipo de cimento empregado, conforme ilustrado na Figura 2-17, abaixo (FOPPA, 2005; DALLA ROSA et al., 2008; CONSOLI et al., 2005, 2006, 2007; MARQUES, 2016; LEON, 2018; entre outros).

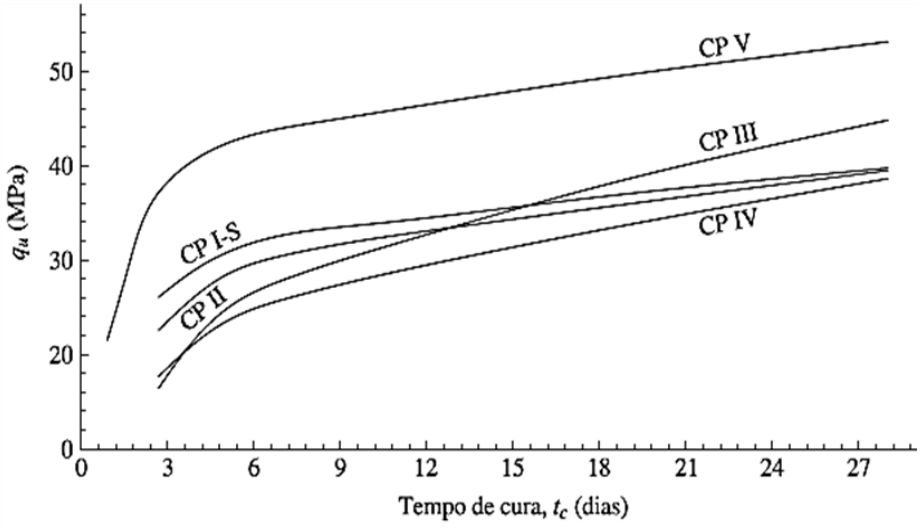


Figura 2-17: A evolução da resistência à compressão dos diferentes tipos de cimento Portland (Adaptado de ABCP, 2002).

Sachetti et al. (2009) mostraram que a adição de cimento, mesmo em pequenas quantidades, implica aumento substancial de resistência em misturas compactadas de solo-cimento reforçadas com fibra de vidro. Os autores observaram uma variação em resistência à compressão simples das misturas com o teor de cimento (1, 3 e 5%) para cada uma das densidades avaliadas (Figura 2-18). Consoli et al. (2007) encontraram as mesmas tendências considerando teores de cimento entre 1 e 7%.

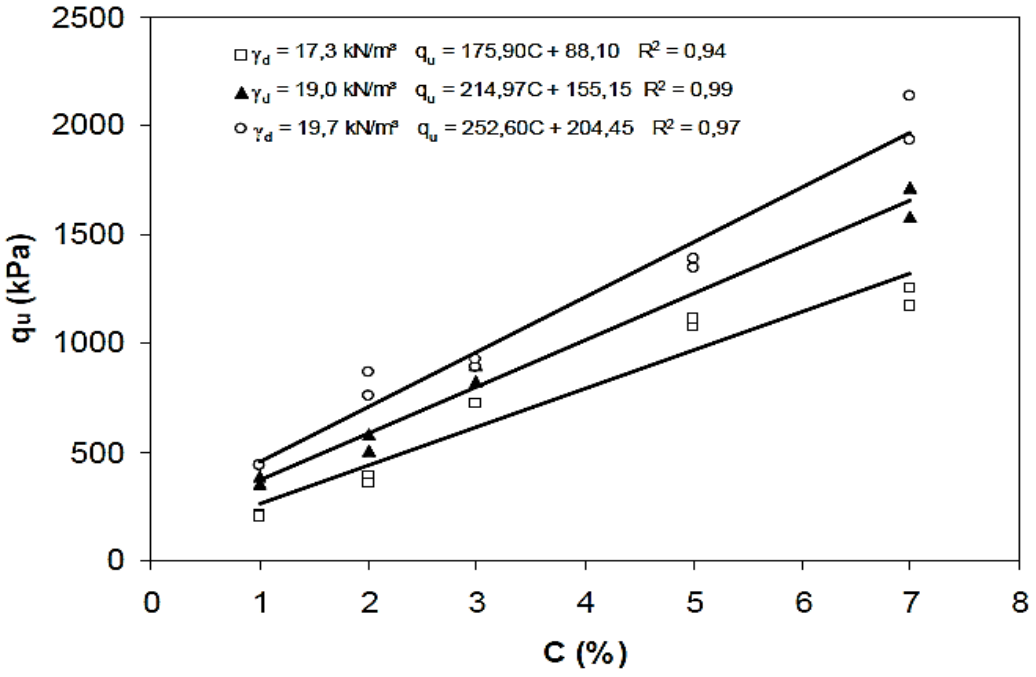


Figura 2-18: Variação da resistência à compressão simples em relação ao teor de cimento (Fonte: SACHETTI et al., 2009).

Resumidamente, Terashi (1997) classificou os fatores preponderantes no comportamento de misturas solo-cimento em quatro categorias. Essas estão exemplificadas no Quadro 2.2, abaixo, e incluem aspectos como características do ligante e do solo, condições da mistura e relativas à cura.

Quadro 2-2: Fatores que afetam os parâmetros de resistência do solo artificialmente cimentado (TERASHI, 1997).

Categorias	tipo	Fatores
1	Características do agente cimentante	Tipo e qualidade Água de mistura Aditivos
2	Características e condições do solo de origem (principalmente os solos argilosos	Propriedades químicas e mineralógicas Teor de matéria orgânica Teor de água pH da água dos poros
3	Condições da mistura	Qualidade da mistura Tempo de mistura Teor de agente cimentante Grau de compactação
4	Condições de cura	Temperatura Tempo de cura Teor de umidade Molhagem/secagem ou gelo/degelo

Os efeitos da porosidade (η) e do teor de cimento (C) no comportamento mecânico de misturas compactadas de solo-cimento podem ser expressos por meio de um único índice, o parâmetro porosidade/teor voumétrico de cimento (η/C_{iv}) (FOPPA, 2005; CONSOLI et al., 2007). Esse baseia-se na relação entre volume de vazios e volume de cimentos (V_v/V_c), proposta por Larnach (1960) e é apresentada na Figura 2-19. Observa-se uma relação do tipo potência, inversamente proporcional, entre a resistência e o quociente V_v/V_c.

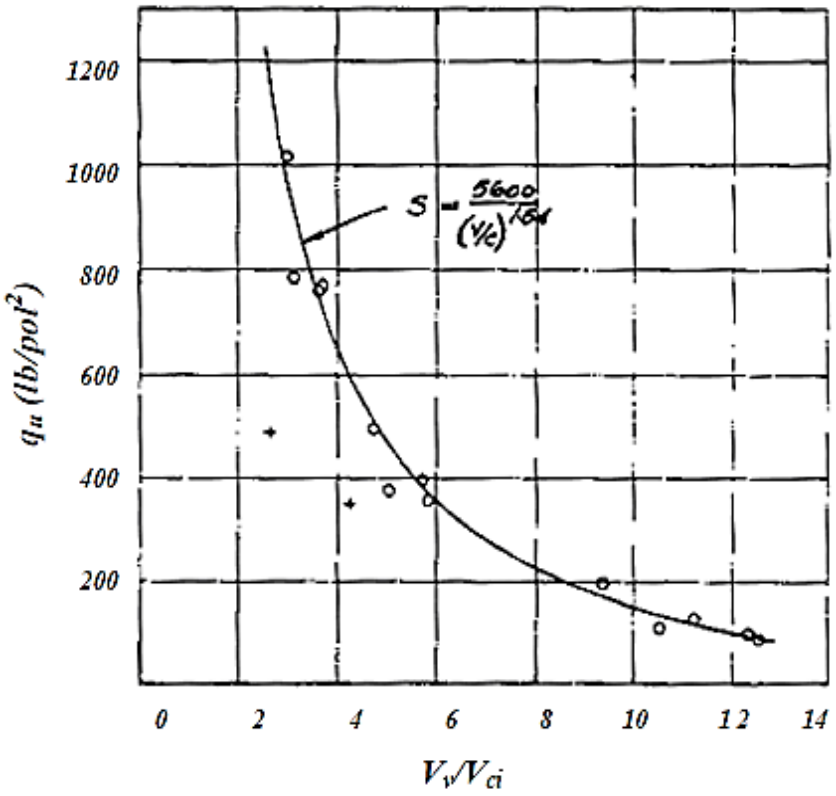


Figura 2-19: Relação entre a resistência q_u e vazios/volume de cimento (LARNACH, 1960 apud FOPPA, 2005).

De forma análoga, Foppa (2005) demonstrou uma relação de mesma natureza para a resistência à compressão simples de misturas compactadas de solo-cimento, a qual é representada na Figura 2-20. A relação inversa que existe entre resistência e o índice η/C_{iv} se justifica pelo fato de a resistência mecânica aumentar com a diminuição da porosidade (aumento do grau de intertravamento entre as partículas) e com o incremento no teor de cimento (reforço na matriz cimentícia). Dessa forma, esse tipo de abordagem pode ser tida como uma técnica de dosagem para misturas-solo cimento: uma vez estabelecida a relação entre q_u e o índice η/C_{iv} para determinada mistura solo-cimento, pode-se obter a dosagem necessária para atingir determinada resistência mecânica (CONSOLI et al., 2007; SCHEUERMANN FILHO, 2022). Ademais, o índice η/C_{iv} pode ser expresso pela Eq. 5, abaixo.

$$\frac{V_v\ (volume\ absoluto\ de\ vazios - ar + água)}{V_{ci}\ (Volume\ absoluto\ de\ cimento)} = \frac{\frac{V_v}{V_{total}}}{\frac{V_{ci}}{V_{total}}} = \frac{\eta}{C_{iv}} \qquad \text{Eq. 5}$$

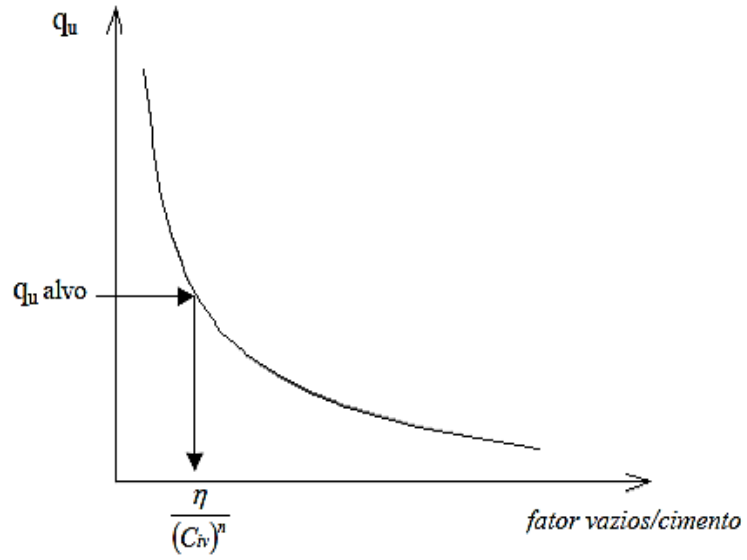


Figura 2-20: Curva de dosagem para solo cimentado (FOPPA, 2005).

Genericamente, a equação da curva representada na Figura 2-20 pode ser expressa pela Eq. 6, abaixo:

$$q_u = A\left(\frac{\eta}{C_{iv}^{k}}\right)^{B} \quad \text{Eq. 6}$$

Onde:

Em que *A*, *B* e *k* são constantes de ajuste e dependem do tipo de solo e do cimento;

η é a porosidade;

C_{iv} é o teor volumétrico de cimento

De maneira geral o valor do coeficiente *k* representa a proporção entre os efeitos da porosidade e do teor de cimento sobre o comportamento mecânico da mistura avaliada. Ou seja, $k = 1$ indica efeitos iguais (ou similares) entre cimento e porosidade, $k < 1$ indica que o efeito da porosidade é superior ao do teor de cimento e $k > 1$ sinaliza que a influência do cimento é superior ao da porosidade.

Nesse contexto, uma série de estudos reportou a eficiência da utilização desse índice para descrever o comportamento mecânico de misturas solos-cimento, considerando distintos tipos de solo e cimento. Como exemplos tem-se: resistência à compressão simples e tração por compressão diametral (CONSOLI et al. 2010, 2011b; FLOSS, 2012; MARQUES, 2016; WINTER, 2018; LEON, 2018; SCHEUERMANN FILHO, 2018, 2022), tensão desvio em ensaios triaxiais (CONSOLI et al., 2007; CRUZ, 2008; CONSOLI et al., 2009; LEON 2018), módulo cisalhante inicial (CRUZ, 2008; CONSOLI et al., 2009b; FLOSS 2012; CONSOLI et al., 2012c, SCHEURMANN FILHO, 2018, 2022), módulo de deformação volumétrica inicial e tensão de plastificação em compressão isotrópica (CONSOLI e FOPPA, 2014), envoltória de ruptura de solos arenosos (CRUZ, 2008; CONSOLI et al., 2009b; CONSOLI et al., 2012a), coesão e ângulo de atrito (CRUZ, 2008; CONSOLI et al., 2009b; MARQUES, 2016; LEON 2018) e na avaliação da relação tensão-dilatância (CONSOLI et al., 2012b; MARQUES, 2016; LEON, 2018).

Ainda, Schnaid et al. (2001) estabeleceram um modelo matemático para expressar a resistência ao cisalhamento (q_f) de misturas solo-cimento em ensaios triaxiais, dividindo as contribuições relativas da parcela coesiva e da parcela friccional. A primeira foi relacionada com a resistência à compressão simples do material (q_u); a segunda com o ângulo de atrito (ϕ') e a tensão confinante (p'_i). A Eq. (7) expressa essa relação.

$$q_f = 1 + \frac{2x\ sin\phi'}{1 - sin\phi'}\ p'_i + q_u \qquad \text{Eq. 7}$$

Onde:

q_f é a resistência de pico

ϕ' é o ângulo de atrito de pico

q_u é a resistência à compressão simples

p'_i é a tensão confinante.

2.3.2 Comportamento sob compressão isotrópica

Na compressão isotrópica, o corpo de prova está sempre submetido a um estado hidrostático de tensões: o ensaio consiste no aumento progressivo do estado médio de tensões efetivas (p'), com consequente avaliação da variação volumétrica. Assim, podem-se obter informações a respeito da deformabilidade do material em termos da variação do índice de vazios (e) com o acréscimo de p' (FOURIE et al., 2022). Nesse sentido, a deformabilidade do material depende,

além da natureza do solo, do seu estado inicial e da existência (ou não) de uma estrutura que pode lhe conferir uma elevada rigidez inicial. Além disso, solos estruturados (naturalmente ou artificialmente cimentados) podem alcançar estados além daqueles alcançáveis quando se considera o material não-cimentado (ou desestruturado), conforme representado na Figura 2-21 (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; BURLAND 1990). No entanto, a tendência é que o comportamento do material estruturado convirja em direção ao do material natural (desestruturado) assim que a cimentação quebre. Tal comportamento é análogo ao de solos fortemente pré-adensados.

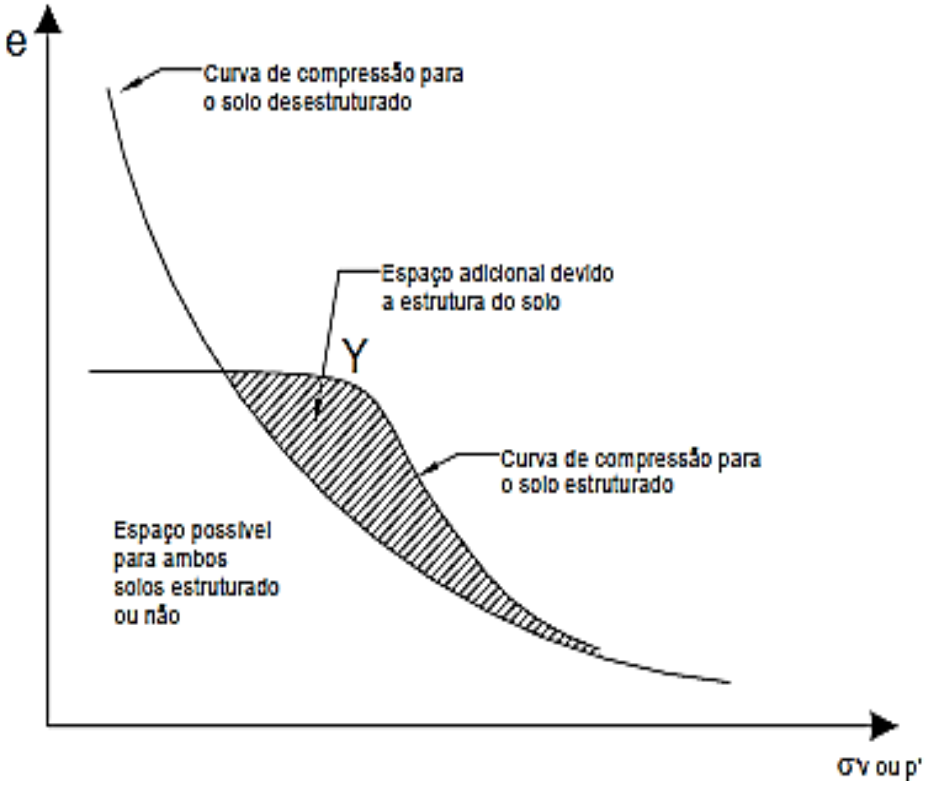


Figura 2-21: Comparação entre o comportamento de solo estruturado e o mesmo desestruturado na compressão isotrópica (adaptado de LEROUEIL e VAUGHAN, 1990).

O modelo apresentado por Leroueil e Vaughan (1990) delimita duas regiões no plano *e-p´*: a primeira delineada pela linha de compressão virgem do solo (LCV) do material, em seu estado desestruturado, e a segunda vai além dessa linha, dependo da estrutura do solo. Isto é, a zona definida pelas curvas de compressão do solo estruturado e do solo desestruturado é um espaço adicional (Y) decorrente do efeito da estrutura. Nesse, as deformações são elásticas e independem do estado de tensões, o que permanece até que haja a plastificação (degradação)

total da cimentação (BURLAND, 1990; LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; CUCCOVILLO e COOP, 1999). Desse modo, um mesmo índice de vazios pode existir em tensões mais elevadas para o solo estruturado em relação ao material desestruturado. Após a quebra da cimentação o comportamento do material tende a retornar em direção ao comportamento do material em seu estado desestruturado.

Nos estágios iniciais do carregamento isotrópico de solos estruturados, a variação volumétrica é mínima e o comportamento é elástico, pois a estrutura formada é responsável pela absorção dos incrementos de carga (COOP e ATKINSON, 1993; NAGARAJ, 1998). Tal comportamento foi corroborado por Rotta (2000) em ensaios de compressão isotrópica realizados em misturas de solo residual de arenito Botucatu com diferentes teores de cimento. Aversa (1993) verificou comportamento semelhante para outros tipos de solo e destacou que a plastificação é também influenciada, além do teor de cimento, pelo índice de vazios.

2.3.3 Comportamento tensão-deformação

Em geral, os solos cimentados caracterizam-se por elevada rigidez inicial e um comportamento frágil, isto é, resistência de pico bem definida seguida de queda brusca na tensão desvio. (ELLIOT e BROWN, 1985 ; LEROUEIL e VAUGHAN, 1990 ; Coop e ATKINSON, 1993 ; GENS e NOVA, 1993 ; PRIETTO, 1996, 2004 ; SCHNAID et al., 2001 ; CONSOLI et al., 2001, 2006). A resposta quanto a variação volumétrica tende a ser inicialmente compressiva, seguida por tendência fortemente dilatante assim que ocorre a quebra da cimentação. A Figura 2-22 ilustra o comportamento de um solo cimentado considerando o efeito da tensão confinante sobre o mesmo teor de cimento de 1% (Fig. 2-22a) e a influência do teor de cimento para uma mesma tensão confinante de 60 kPa. No primeiro caso, nota-se que o confinamento inibe a dilatância e implica aumento de resistência. No segundo, o acréscimo no teor de cimento provoca incremento na rigidez e resistência de pico, bem como aumento da fragilidade e da dilatação do material.

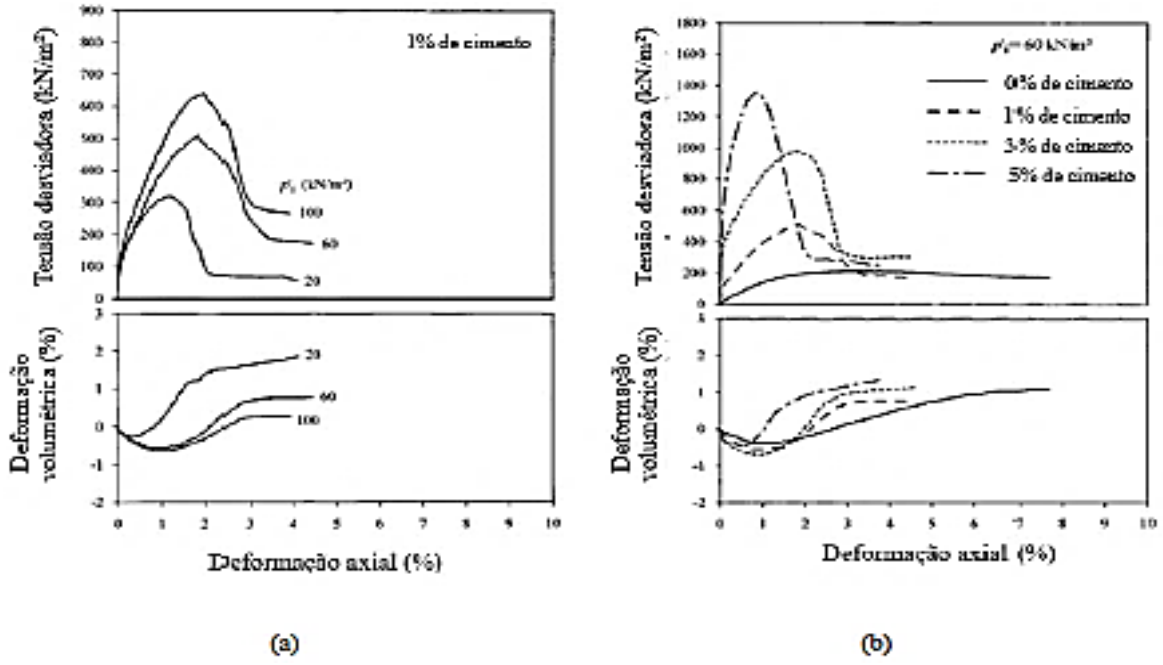


Figura 2-22: Comportamento tensão-deformação de uma areia siltosa (a) 1% de cimento (b) p'_i = 60 kPa (SCHNAID et al., 2001).

A Figura 2-23 apresenta o esquema de comportamento de solos cimentado, proposto por Coop e Atkinson (1993), de acordo com a resposta do material na consolidação no que diz respeito ao ponto de plastificação (degradação total) das ligações cimentícias. Isto é, determinados níveis de tensão podem levar a degradação total da cimentação já durante a fase de consolidação. No caso (A), a cimentação é completamente degradada durante a fase da consolidação, o que geralmente ocorre a altas tensões, assim o material se comporta como um solo não-estruturado durante o cisalhamento (curva A). No caso (B), a cimentação permanece intacta durante a consolidação e degrada nas fases iniciais do cisalhamento, logo o material apresenta maior resistência e rigidez em relação ao material completamente desestruturado. No caso (C), o ponto de plastificação da cimentação corresponde à resistência de pico durante o cisalhamento. Assim, o material apresenta um comportamento notadamente frágil, tendendo a retornar ao comportamento do material não cimentado após o pico.

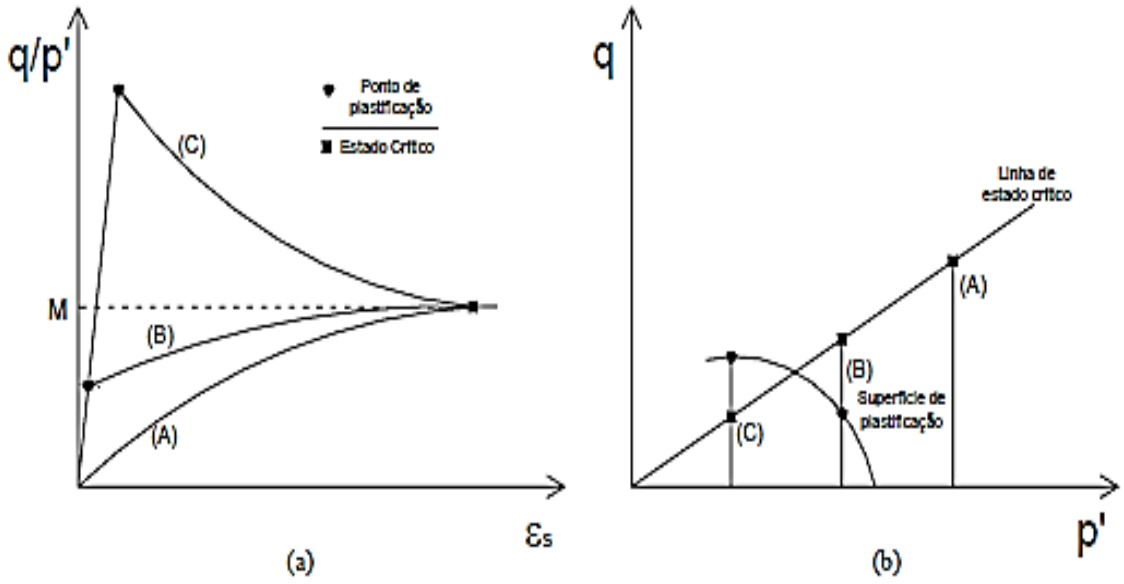


Figura 2-23: Esquema do comportamento de solos cimentados (a) comportamento tensão-deformação; (b) trajetórias de tensões (COOP e ATKINSON, 1993).

Em suma, o aumento da tensão confinante em solos cimentados acaba por inibir a tendência coesiva do material, implicando redução da rigidez inicial e aumento da ductilidade do material. Ou seja, o comportamento passa de frágil e dilatante para dúctil e compressivo, conforme exemplificado na Figura 2-24 (GENS e NOVA, 1993).

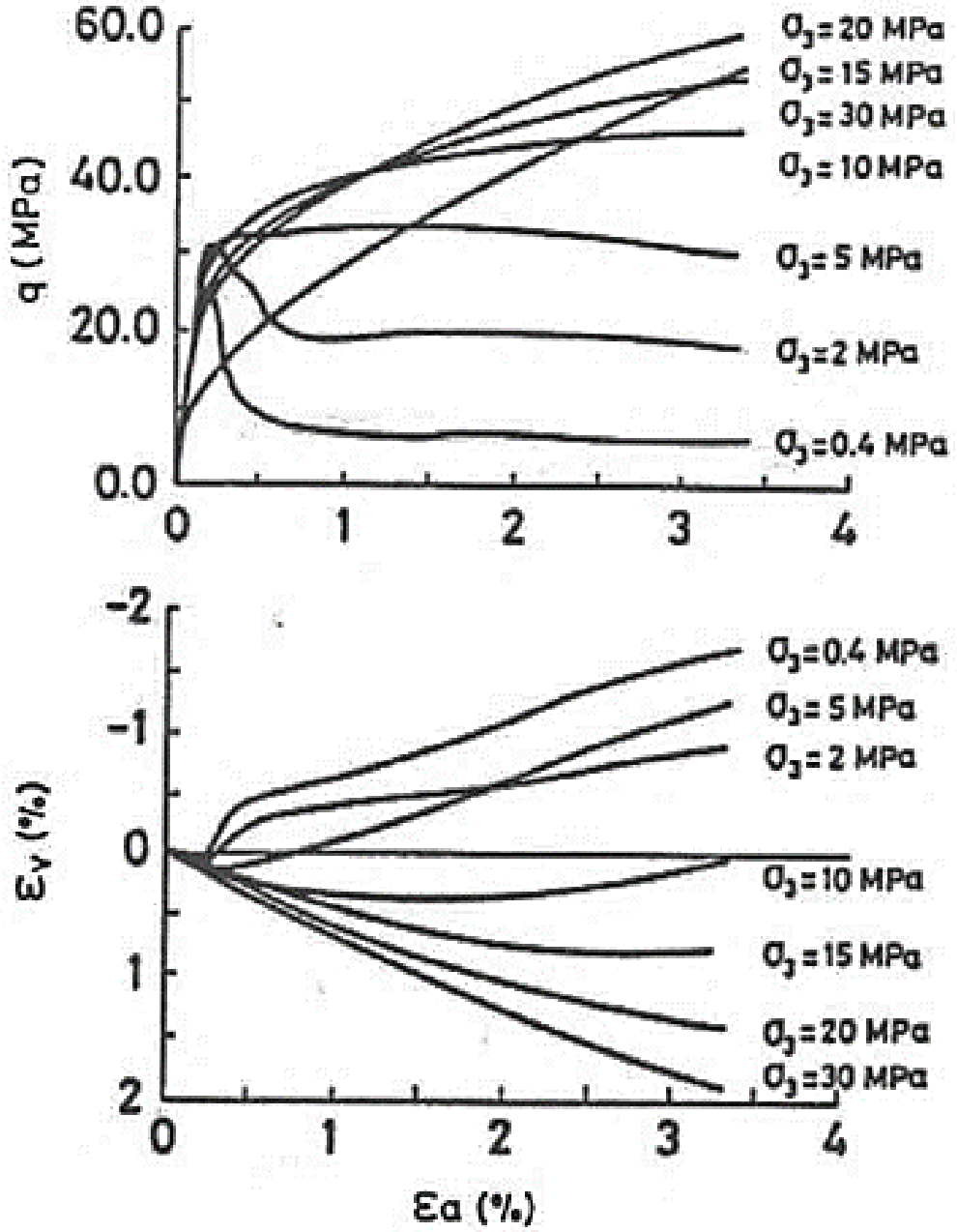


Figura 2-24: Ensaios triaxiais em solo cimentado (adaptado de GENS e NOVA, 1993).

2.3.4 Plastificação em Solos Estruturados

No contexto de solos estruturados, a plastificação pode ser definida como o fenômeno de quebra (completa degradação) das ligações cimentícias existentes entre as partículas (LEROUEIL e VAUGHAN 1990; COOP e ATKINSON, 1993; HUANG e AIREY, 1993; GENS e NOVA 1993; CUCCOVILLO e COOP, 1999; LEROUEIL e HIGHT, 2003). Tal fenômeno é irreversível e denota uma transição no comportamento do material, marcado por uma descontinuidade abrupta nas curvas tensão-deformação e deformação volumétrica-deformação

axial (CUCCOVILLO e COOP, 1999). De maneira geral, o aumento do teor de cimento implica expansão da superfície de plastificação (HUANG e AIREY, 1993; ROTTA, 2000).

Leroueil e Vaughan (1990) apontam três mecanismos diferentes de plastificação: compressão, cisalhamento e expansão. O primeiro ocorre para tensões que antecedem a ruptura do solo, seja na compressão ou no cisalhamento (i.e., antes do estado crítico). Na plastificação por cisalhamento, a ruptura coincide (ou é praticamente coincidente) com a tensão de ruptura, enquanto a plastificação por expansão se dá a baixos níveis de tensão e ocorre por tração. Esses mecanismos estão ilustrados na Figura 2-25.

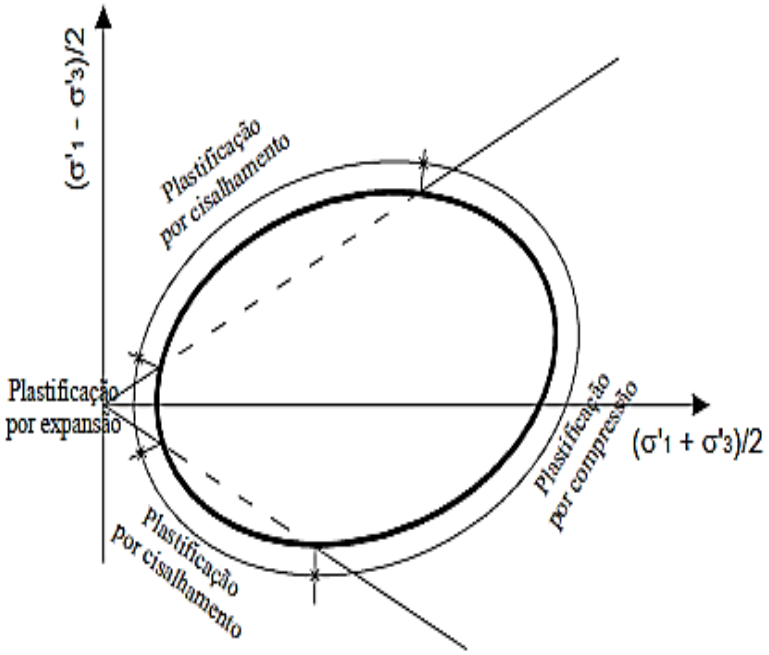


Figura 2-25: As formas de plastificação em solos cimentados (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990).

2.3.5 Comportamento tensão-dilatância

De forma genérica, a dilatância é a variação volumétrica observada em materiais particulados quando submetidos a deformações cisalhantes. Tal fenômeno é majoritariamente influenciado pelo estado no qual o material se encontra; isto é, tensão efetiva e densidade (ROWE, 1962; BOLTON, 1986). Solos fofos tendem a comprimir durante o cisalhamento, já que o nível de intertravamento entre as partículas é baixo e há certa facilidade para que ocorram deslocamentos relativos entre elas, com consequentemente diminuição do volume de vazios por preenchimento de espaço (Figura 2-26a). Em solos compactos o nível de intertravamento é forte (Figura 2-26b), o que dificulta o deslizamento relativo entre as partículas durante o

cisalhamento. Logo, o gasto energético é menor se as partículas de deslocarem verticalmente para cima e, assim, deslizarem entre si. Isso implica aumento de volume (expansão/dilatação).

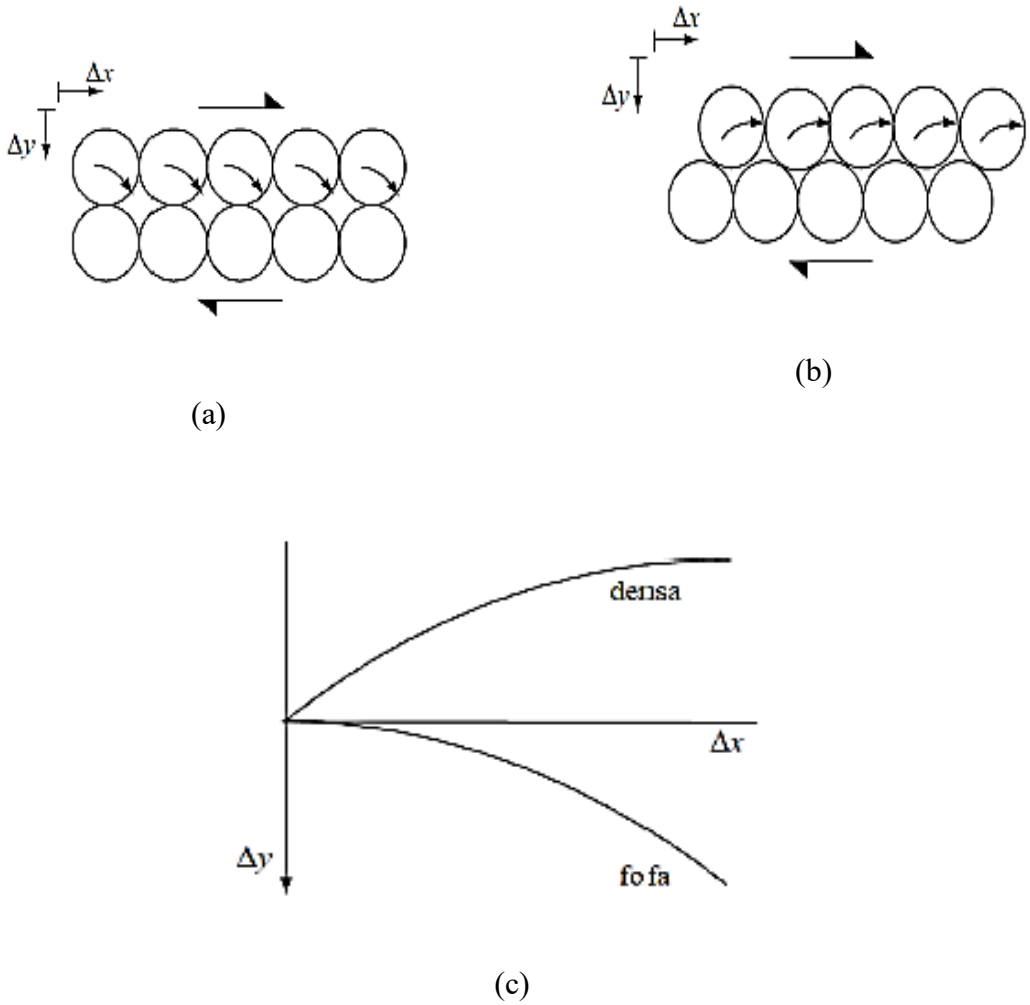
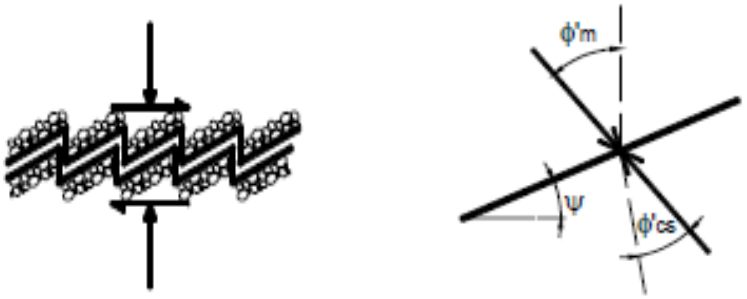


Figura 2-26: Representação esquemática do fenômeno da dilatância: (a) cisalhamento de um solo fofo; (b) cisalhamento de um solo denso; (c) variação volumétrica durante o cisalhamento.

O mecanismo do cisalhamento em solos pode ser exemplificado de forma esquemática pelos dentes de uma serra, os quais simulam o intertravamento entre os grãos do solo (Figura 2-27a). Ademais, para materiais puramente friccionais, o ângulo de atrito mobilizado (ϕ'_m) no pico é a soma das parcelas friccional (ϕ'_{cs}) e da parcela dilatante (ψ) de resistência, conforme exposto pela Eq. 8. ϕ'_{cs} é o ângulo de atrito do estado crítico e é propriedade intrínseca do material (BOLTON, 1986). O ângulo de dilatância (ψ) representa a inclinação do plano de deslocamento nos quais se dá a expansão do material durante o cisalhamento (Figura 2-27b) e depende do nível de intertravamento entre os grãos que, por sua vez, é função de fatores como densidade, formato e resistência dos grãos.

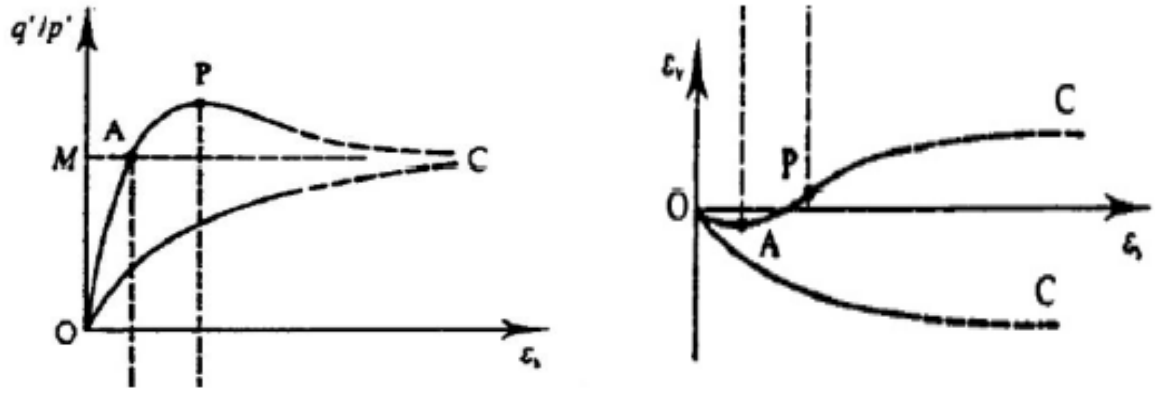
$$\phi'_m = \phi'_{cs} + \psi \qquad \text{Eq. 8}$$



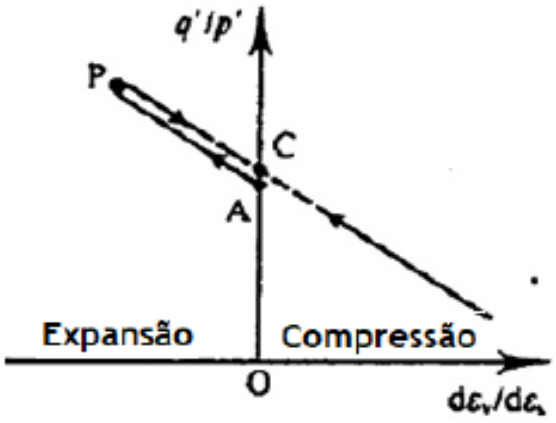
(a) (b)

Figura 2-27: Esquema representativo da dilatância (BOLTON, 1986).

A figura 2-28 ilustra os comportamentos clássicos no cisalhamento de um material granular fofo e de um denso (ATKINSON, 1993). O primeiro é caracterizado por comportamento dúctil associado a uma resposta volumétrica puramente compressiva; o segundo é definido por uma resposta frágil, com pico de resistência definido, e comportamento volumétrico inicialmente compressivo seguido de expansão. Ademais, a resistência de pico corresponde à maior taxa de dilatância (ponto P), a qual resulta em maior ângulo ψ.



(a) (b)



(c)

Figura 2-28: Comportamento tensão-dilatância de solos não coesivos: (a) relação de tensões (*q/p'*) versus deformação cisalhante (εs); (b) variação volumétrica (ε_v) versus deformação cisalhante (ε_s); (c) relação entre tensões e taxa de dilatância ($d\varepsilon_v/ d\varepsilon_s$) (ATKINSON, 1993).

Em solos estruturados, a tensão de confinamento também inibe a dilatância do material, podendo impedi-la completamente a depender do estado médio de tensões, sendo, portanto, fator-chave nesse mecanismo (ATKINSON e BRANSBY, 1978). Entretanto, a cimentação tende a ampliar a taxa de dilatância com relação ao material não cimentado pois, incialmente, as ligações cimentícias inibem a variação volumétrica do material. Assim, uma vez que há a degradação dessas ligações, o material expande rapidamente a taxas elevadas. Portanto, a resistência de pico não coincide necessariamente com a taxa máxima de dilatância em solos estruturados (LEROUEIL e VAUGHAN 1990).

Atkinson e Bransby (1978), estudaram o comportamento das areias densas e fofas através de ensaios triaxiais drenados e não drenados a luz da Mecânica dos Solos do Estado Crítico. Os resultados encontrados pelos autores são ilustrados na Figura 2-29. A partir dos ensaios drenados (Figuras 2-29a, b), observa-se que a areia fofa apresenta um comportamento dúctil e puramente compressivo, sendo que ao final do ensaio a amostra parece estar no estado crítico dada a ausência de variação volumétrica e de tensão cisalhante. Por outro lado, a areia densa (Figuras 2-29c, d) apresenta pico de resistência bem definido associado à compressão seguida de dilatância. Ao final do ensaio a amostra não apresentava estabilização quanto a sua variação volumétrica.

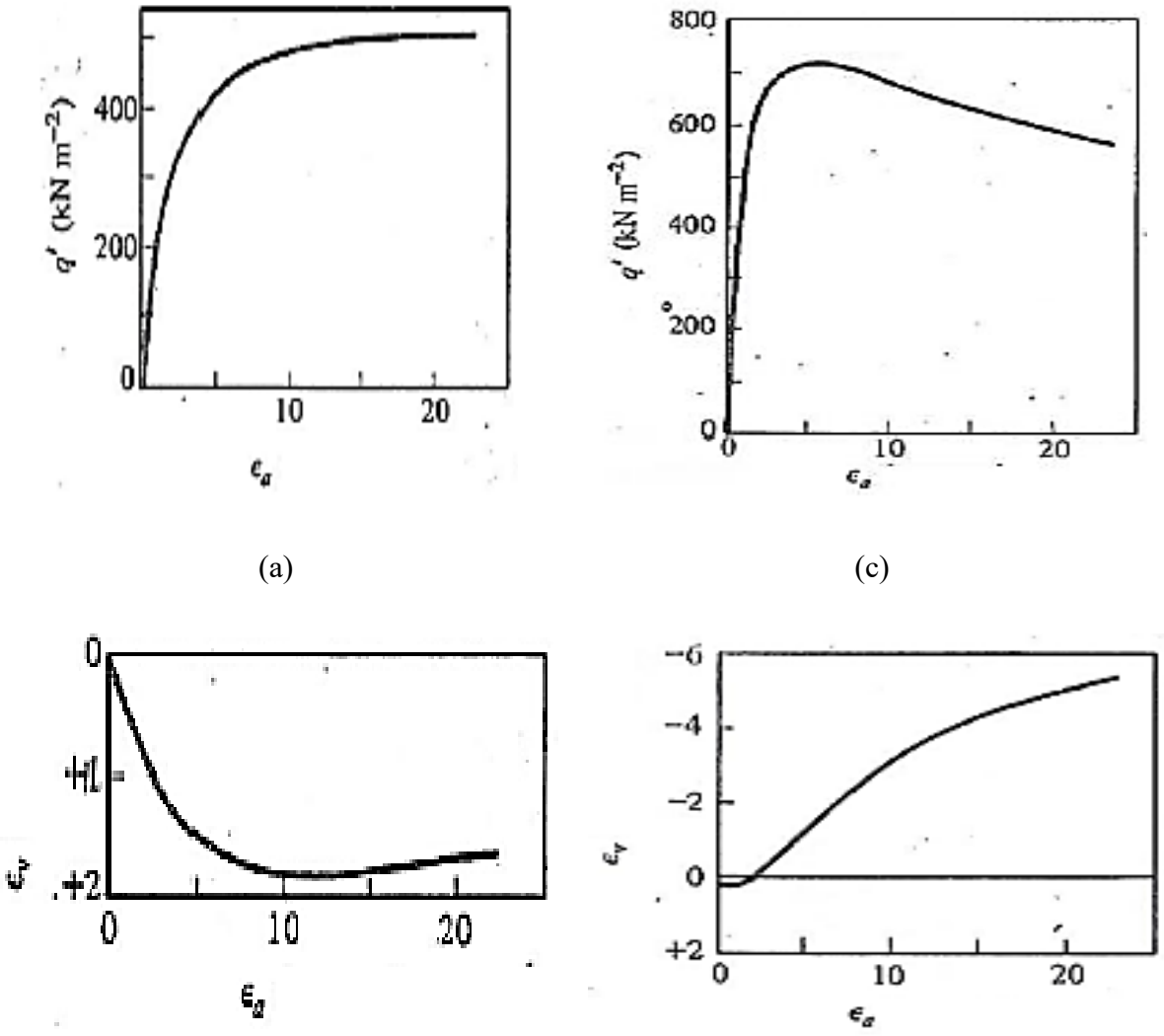


Figura 2-29: Resultados em ensaios triaxiais drenados: (a) q'-εa amostra fofa; (b) ε_v-ε_a amostra fofa; (c) q'- ε_a amostra densa; (d) ε_v-ε_a amostra densa (ATKINSON e BRANSBY, 1978).

2.3.6 Quebra de Partículas

O potencial de quebra das partículas de um material particulado depende das propriedades fisicas dessas, das condições de contorno e do estado tensão-deformação a que esse material está submetido (XIAO et al., 2016). Em geral, para solos, a quebra de partículas é um fenômeno associado a altas tensões de confinamento, salvo em solos constituídos por minerais de baixa resistência (YU, 2017a, 2017b, 2021). Nesse sentido, diversos foram os estudos que avaliaram a influência da quebra de partículas nas propriedades constitutivas do solo (e.g., parâmetros do estado crítico), já que a granulometria influencia os estados possíveis de serem alcançados por determinado material (HARDIN 1985; LADE et al., 1996; LUZZANI e Coop 2002; COOP et

al., 2004; NIMBALKAR et al., 2012; XIAO et al., 2016). Nesse sentido, toda propriedade que depende da estrutura e do arranjo das partículas do solo é impactada por mudanças na gradação do material.

Nesse contexto surgiram vários índices para quantificar a quebra de partículas dos solos, sendo a maioria baseados nas distribuições granulométricas do material intacto (não ensaiado) em relação ao material cisalhado (i.e., comparação antes e depois do ensaio) (HARDIN 1985; LADE et al., 1996; EINAV 2007a; XIAO et al., 2016; MUN et al., 2017). Outros baseiam-se no aumento do teor de finos (MIURA et al., 2003), no aumento da área superficial das partículas (MIURA e O-HARA 1979; MIURA e YAMAMOTO, 1976), na teoria fractal (TYLER e WHEATCRAFT 1992; MCDOWELL et al. 1996; McDOWELL e BOLTON 1998) e no conceito de rupturas relativas (HARDIN 1985; EINAV, 2007a).

Lee e Farhoomand (1967) propuseram o índice de quebra D_{15}, o qual é indicado pela Eq. 9, abaixo.

$$D_{15} = \frac{D_{15i}}{D_{15f}} \qquad \text{Eq. 9}$$

Onde D_{15i} representa o diâmetro das partículas relativo aos 15% passante na curva granulométrica antes do ensaio (material não testado) e D_{15f} o diâmetro referente aos 15% passante ao fim do ensaio (material ensaiado). Hardin (1985) estabeleceu o índice relativo de quebra de partículas (B_r), o qual é a quociente entre a ruptura total (B_t) e o potencial de ruptura (B_p), conforme definido pela Eq. 10.

$$B_r = \frac{B_t}{B_p} \qquad \text{Eq. 10}$$

Onde B_t é a área entre as curvas granulométricas do solo não ensaiado e ensaiado, considerando partículas maiores que 0,074 mm e B_p é área acima da curva do material não ensaiado considerando, também, partículas maiores que 0,074 mm. A Figura 2-30 ilustra de forma esquemática esses parâmetros.

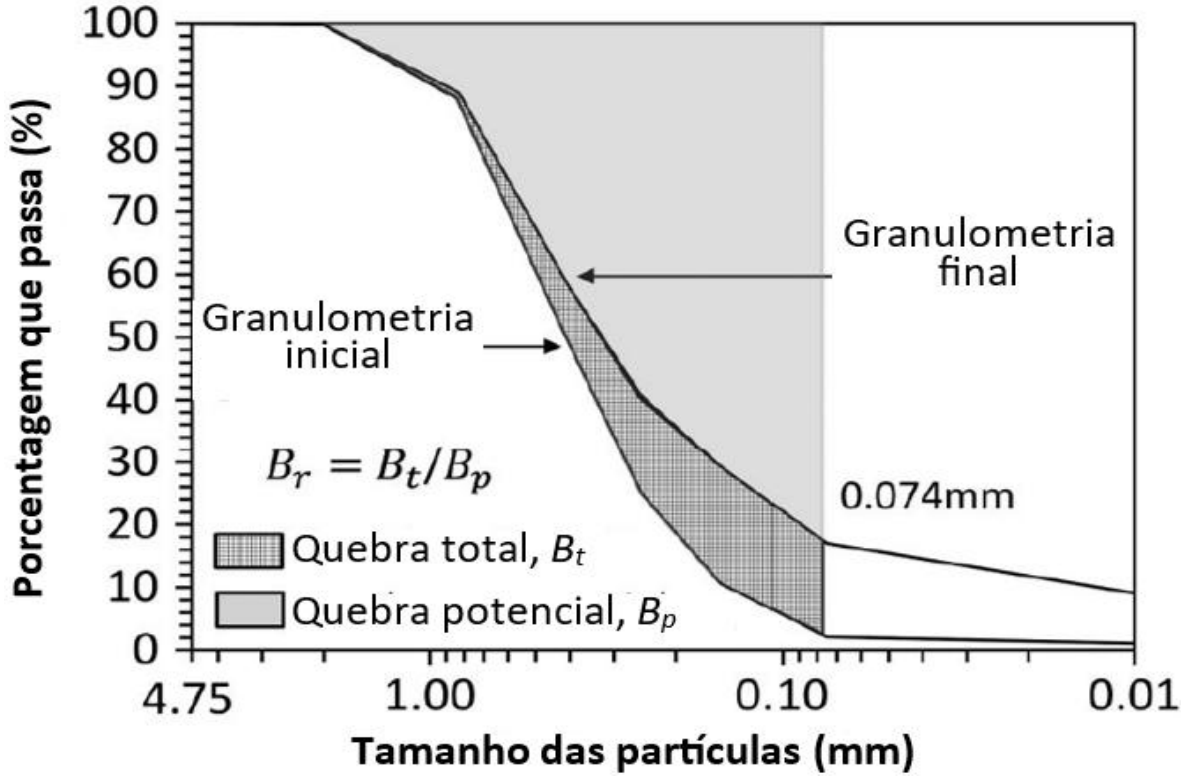


Figura 2-30: Exemplo grafico de processesso de calculo do indice de ruptura relativa proposto por (HARDIN, 1985).

Mun et al. (2017) quantificou os efeitos da quebra de partículas no comportamento de areias em ensaios triaxiais sob condições drenadas e não drenadas para tensões de confinamento de até 120 MPa. Os resultados mostraram que a quebra de partículas está intimamente relacionada com o fechamento de vazios sob altas pressões, particularmente em amostras de areia seca ensaiadas nas condições drenadas. Lade et al, (1996) e McDowell et al, (1998) mostraram que a quebra de partículas pode estar relacionada ao tamanho das partículas do solo, sendo o montante de quebra geralmente proporcional ao tamanho dos grãos, pois esses têm maior probabilidade de apresentarem falhas/fissuras. No entanto, em solos bem graduados as partículas maiores tendem a apresentar maior número de coordenação e, portanto, distribuem as tensões entre mais partículas (TSOUNGUI et al., 1999; CARVALHO et al., 2023). Isso as torna menos suscetíveis à quebra em relação às partículas menores. Em suma, a dinâmica da quebra de grãos difere entre solos uniformes e bem graduados.

Xiao et al. (2016) avaliaram a posição da linha do estado crítico (LEC) de um material de enrocamento no qual ocorreu quebra de partículas e demonstraram que o aumento na quebra influenciou tanto a posição vertical da LEC como sua inclinação, indicativo de mudanças na

estrutura e nas propriedades constitutivas do material. Bandini e Coop (2011) observaram um comportamento análogo para ensaios realizados utilizando areia natural e reconstituída. Yu (2018) analisou o impacto da quebra de grãos ao realizar ensaios triaxiais não drenados em areias trituradas (com diferentes granulometrias), verificando, também, que a quebra de partículas provocou translação vertical e mudança de inclinação da LEC. Ademais, foi demonstrado que a quebra tornou o material mais contrátil durante o cisalhamento (na faixa de pressões avaliada). Nesse sentido, mudanças no formato da LEC podem ser feitas a fim de considerar as alterações na gradação do material experimentadas ao longo do cisalhamento. Essas mudanças geralmente implicam uma não linearidade no plano e-ln$p´$, sendo o início da quebra caracterizado por uma mudança brusca de inclinação da LEC (BEEN et al., 1991; Yu 2017a, 2017b, 2021).

2.3.7 O comportamento mecânico de rejeitos de minério de ferro

A despeito da semelhança com solos naturais, denotada pela constituição mineral particulada (fase sólida) e a existência de vazios, os rejeitos são materiais particulados cuja formação está atrelada a uma combinação de processos industriais em um curto intervalo de tempo, e não à ação de fenômenos de intemperismo, transporte e sedimentação durante extensos períodos, como no caso dos geomateriais naturais (FOURIE, 2022; CARVALHO et al., 2023). Esses processos geralmente implicam particularidades relacionadas ao tamanho, ao formato e à textura das partículas que constituem os rejeitos, o que influi no comportamento mecânico, diferenciando-o da resposta de solos com mineralogia e/ou gradação semelhantes, por exemplo (SCHNAID, 2022; VELTEN et al. 2023; WAGNER et al., 2023a).

Os rejeitos de minério de ferro (RMF) não constituem uma exceção, já que advém de processos industriais e representam um grande volume no contexto brasileiro. Assim, diversos têm sido os estudos a fim de avaliar o comportamento geotécnico de RMF sob distintas condições de contorno (e.g., GENTIL, 2020; WAGNER et al., 2023b; MAFESSOLI et al., 2023; GUEDES et al., 2024). Recentemente, as pesquisas para disposição desse material em pilhas de rejeito filtrado, como alternativa à tradicional disposição em barragens, têm tido destaque (SERVI et al., 2022; CONSOLI et al., 2022, 2023, 2024; FARENZENA et al., 2024). Enquanto isso, tais estruturas requerem que o material seja compactado de forma adequada, segundo as diretrizes do projeto, já que um grau de compactação insuficiente pode implicar mudança na dinâmica de variação volumétrica: de dilatante para contrátil, por exemplo (VELTEN et al., 2023). Particularmente, o material que perfaz as zonas estruturais dessas pilhas necessita de adequada

caracterização, embasada em conceitos claros e bem fundamentados do ponto de vista teórico (GALVÃO-SOBRINHO, 2015; CRYSTAL et al., 2018; CARVALHO et al., 2023).

Especificamente, Consoli et al. (2022) investigaram o comportamento da mistura compactada de RMF filtrado com cimento (de 1 até 5%) para disposição em pilhas, com enfoque na avaliação dos fatores-chave (i.e., teor de cimento e grau de compactação, tempo de cura) que afetam a resistência, rigidez e durabilidade das misturas. As mostras foram curadas de 2 até 90 dias. Os resultados demonstraram a influência tanto do grau de compactação, de tempo de cura quanto do teor de cimento na resposta mecânica do material como pode ser observado nas figuras 2.31 e 2.32 . Resultados semelhantes foram reportados por Mafessoli et al. (2023), também em misturas compactadas de RMF com cimento Portland. Nessa linha, Guedes et al. (2024) avaliaram o comportamento de misturas compactadas de RMF com a adição de cimento Portland e reforço de fibras de polipropileno, revelando que a inserção de fibras aumenta a ductilidade do material, particularmente para baixos teores de cimento. Wagner et al. (2023a) avaliaram a possibilidade de quebra de partículas devido a compactação para dois RMF com distintas granulometrias e demonstraram que, para os níveis de tensões usualmente empregados em campo, a quebra de grãos é irrisória.

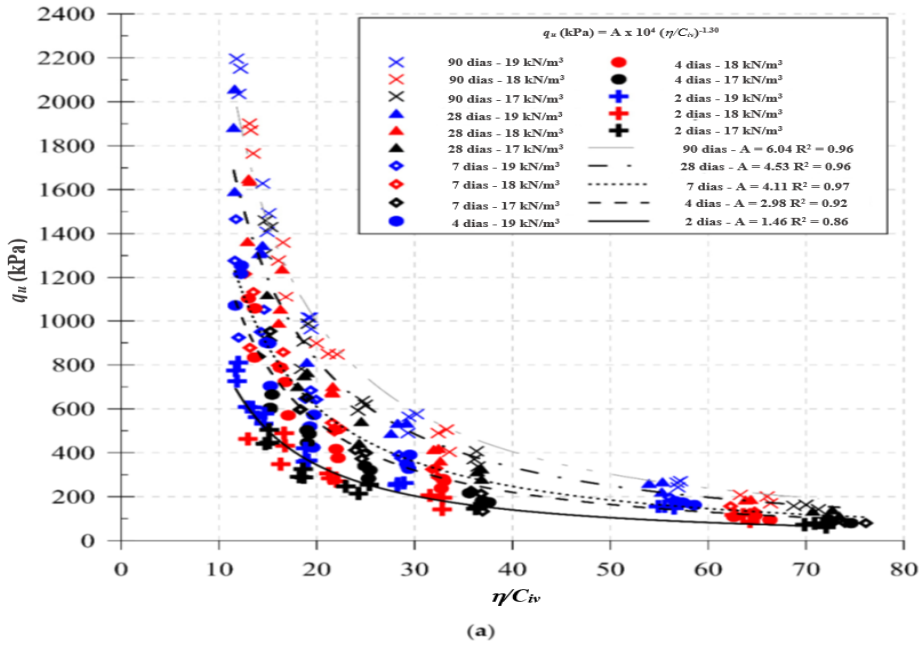


Figura 2-31: Resistencia a compressão simples da mistura de rejeito de minero de ferro e cimento CPV (Consoli et al. 2022)

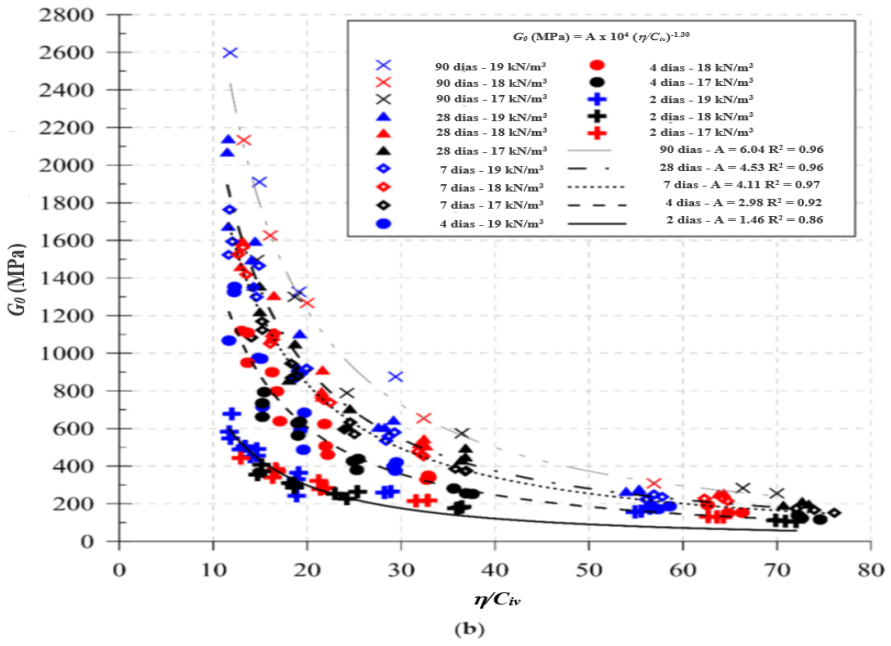


Figura 2-32 : Rigidez da mistura de rejeito de minero de ferro e cimento CPV (Consoli et al. 2022)

Consoli et al. (2024b) avaliaram o comportamento de dois RMF oriundos de distintas fases do processo de beneficiamento (ultrafino e flotação) sob à ótica da Mecânica dos Solos do Estado Crítico. O rejeito ultrafino apresenta maior teor de ferro e granulometria mais fina, enquanto a flotação tem menor teor de ferro e de finos. Os resultados demonstraram que a gradação influencia sensivelmente no comportamento durante a compressão e cisalhamento para baixos níveis de tensão, em que não há convergência entre as respostas dos dois materiais. Para tensões mais elevadas, porém, o comportamento de ambos convergiu e o efeito da granulometria foi irrelevante nos parâmetros do estado crítico. Wagner et al. (2023b) reportaram que o teor de finos afetou a posição vertical da LEC no plano v - lnp' para um RMF, porém não influenciou substancialmente a razão de tensões no estado crítico (M) dos mesmos materiais. Ainda, os autores demonstraram a dependência da LEC da trajetória de tensões, pois diferentes LECs resultaram de ensaios de compressão e extensão triaxial. Consoli et al. (2024b) avaliaram a influência do grau de compactação na resposta mecânica do RMF a partir de ensaios e compressão e extensão triaxial. A LEC apresentou uma curvatura no plano v - lnp, a despeito da quebra de grãos reportada ter sido mínima. Ainda, houve convergência entre os comportamentos dos espécimes densos e fofos para grandes deformações, denotando a inexistência de comportamento transicional nesse material (NOCILLA et al., 2006).

Li e Coop (2019), investigaram o comportamento geotécnico de amostras de RMF oriundas de diferentes pontos de uma barragem; logo, com diferentes gradações. Os resultados mostraram uma tendência convergente, embora lenta, tanta na compressão (LCI única) quanto no cisalhamento (LEC única). Consoli et al. (2024a) avaliaram a resposta do RMF sob uma ampla gama de tensões de confinamento, variando de 0.075 até 120 MPa. Foi demonstrado que a quebra de grãos é extremamente influente no comportamento observado para tensões de confinamento superiores a 1.2 MPa, o que implicou a dependência do *M* com relação ao nível de tensão confinante e uma LEC não linear no plano v-lnp'. Especificamente, os autores introduziram uma função nova a fim de considerar os efeitos de quebra de grãos na LEC (no plano v-lnp'), o que gerou uma LEC com formato de S que delimita três zonas distintas de comportamento com relação aos mecanismos responsáveis pela deformação volumétrica. Em baixas pressões (região I), a quebra de grãos é irrisória e a deformação volumétrica se dá por movimento relativo entre as partículas. Para maiores pressões (região II), a quebra de grãos se torna considerável, marcando uma mudança na inclinação da LEC. Em altíssimas pressões (região III), o material atinge um estado assintótico em que praticamente não há vazios.

3 PROGRAMA DE PESQUISA

O presente capítulo apresenta uma ideia global do programa de pesquisa desenvolvido neste trabalho. Assim, abordam-se aspectos relacionados aos experimentos realizados, às variáveis investigadas, à descrição dos materiais utilizados e aos métodos empregados.

3.1 PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL

O Quadro 3-1 resume o programa experimental desta pesquisa, o qual está dividido em três etapas. A primeira consiste na coleta, caracterização e preparação dos materiais, a segunda na execução dos ensaios de laboratório e a terceira na análise e comparação dos resultados. Essas atividades foram desenvolvidas no Laboratório de Ensaios Geotécnicos e Geotecnologia Ambiental (LEGG) da Escola de Engenharia (EE) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), no Centro Tecnológico de Pedras, Gemas e Jóias do RS (Laboratório de Análise e Identificação de Materiais) na Universidade de Passo Fundo (UPF) e no Laboratório de Geotecnia da Vale S.A.

Quadro 3-1: Descrição das etapas.

<table>
<tr><th colspan="2">Etapas</th><th>Material</th><th>Procedimentos</th></tr>
<tr><td rowspan="5">Etapa 1</td><td rowspan="5">Coletas, Preparação e caracterização dos materiais</td><td rowspan="5">Rejeito de mineração de ferro de Brucutu (RMF) de tamanho menor do que 0,42mm e Cimento Portland de tipo V (CPV-ARI)</td><td>Massa Específica Real dos grãos</td></tr>
<tr><td>Análise granulométrica</td></tr>
<tr><td>Mineralógica por difração de raio-X (DRX)</td></tr>
<tr><td>Análise química por fluorescência de raio-X (FRX)</td></tr>
<tr><td>Granulometria a Laser</td></tr>
<tr><td>Etapa 2</td><td>Avaliação do efeito</td><td></td><td>Ensaios de compactação</td></tr>
</table>

	dos fatores controláveis no comportamento mecânico (resistência, rigidez) da mistura.	Dosagem e mistura de RMF e CP-V	Resistência à compressão simples
			Rigidez
			Triaxiais monotônicos
Etapa 3	Comparações de resultados	Mistura de rejeito de minério de ferro e CP-V	Análise dos resultados

3.2 VARIÁVEIS INVESTIGADAS

As principais variáveis investigadas (ou fatores controláveis) no presente estudo são: teor de cimento (C), peso específico aparente seco (γ_d), tempo de cura (t) e tensão de confinamento para o caso dos ensaios triaxiais (σ'_3). As variáveis-resposta dependem do tipo de ensaio mecânico realizado, e serão abordadas na sequência.

3.2.1 Resistência à Compressão Simples e Módulo Cisalhante Inicial

Os efeitos do teor de cimento (C = 1, 3, 5, 10 e 20%), do peso específico aparente seco (γ_d = 17, 18 e 19 kN/m³) e do parâmetro η/C_{iv} na resistência à compressão simples (q_u) e no módulo cisalhante inicial (G_0) foram avaliados ao longo de dois tempos de cura (7 e 90 dias) seguindo um planejamento fatorial completo; isto é, todas as combinações possíveis entre os níveis dos fatores controláveis foram investigadas conforme exposto na Tabela 3-1. Isso totaliza 15 dosagens distintas para cada tempo de cura, sendo cada dosagem executada com triplicatas. O teor de umidade (11%) e a temperatura (23 ± 2°C) foram mantidos constantes para todas as dosagens.

Tabela 3-1: Características de dosagens para o ensaio de resistência à compressão simples e de módulo cisalhante inicial para 7 e 90 dias de cura.

γ_d (kN/m^3)	Cimento (%)	Quantidade de CPs
17	1	6
	3	6
	5	6
	10	6
	20	6
18	1	6
	3	6
	5	6
	10	6
	20	6
19	1	6
	3	6
	5	6
	10	6
	20	6

3.2.2 Ensaios Triaxiais

Com o objetivo de avaliar os efeitos do teor de cimento e da densidade sobre o comportamento tensão-deformação, a variação volumétrica e a quebra de partículas do RMF cimentado, os ensaios triaxiais foram executados em um equipamento capaz de atingir altas pressões de confinamento. Esse não é equipado com contrapressão, portanto, os ensaios foram executados em amostras não saturadas, as quais eram secas numa estufa sob uma temperatura determinada a fim de eliminar a umidade (0%) dos corpos de prova. A tabela 3-2 apresenta um resumo das características dos espécimes ensaiados.

Tabela 3-2: Características das amostras triaxiais ensaiadas.

γ_d (kN/m^3)	Cimento (%)	Tensão confinante (σ'_3)	Quantidade de CPs
17	0	1.2; 4; 12; 40; 120	5
	3	1.2; 4; 12; 40; 120	5
	5	4; 12; 40; 120	4
	10	4; 12; 40; 120	4
	20	4; 12; 40; 120	4
18	0	4; 12; 40	3
	3	4; 12; 40	3
	5	4; 12; 40	3
	10	4; 12; 40	3
	20	4; 12; 40	3
19	0	1.2; 4; 12; 40; 120	5
	3	1.2; 4; 12; 40; 120	5
	5	4; 12; 40; 120	4
	10	4; 12; 40; 120	4
	20	4; 12; 40; 120	4

3.3 MATERIAIS USADOS

Rejeito de minério de ferro (RMF), cimento Portland de alta resistência inicial (CP-V ARI) e água destilada foram os materiais utilizados nesta pesquisa. A caracterização dos dois primeiros é apresentada na sequência deste item.

3.3.1 Rejeito de Mineração de Ferro

O RMF utilizado neste trabalho é uma mistura entre duas frações distintas do mesmo rejeito de ferro, cada qual oriunda de diferentes fases do processo de beneficiamento de minério de ferro na região do Quadrilátero Ferrífero Mineiro. Assim, 80% da massa seca do RMF é composto por rejeito denominado flotação, de granulometria mais grosseira, e 20% por rejeito intitulado ultrafino. A proporção de 80% - 20% foi adotada principalmente para preencher os vazios do rejeito arenoso e obter uma mistura com a granulometria bem graduada. Os estudos anteriores realizados com a mistura de solo arenoso e fino que revelam que o aumento de fino aumenta o índice de plasticidade, consequente do índice de compressibilidade, o aumento da declividade da curva de estado crítico e a redução de volume específico (YIN, 1999; BEEN e JEFFERIES, 1985; COOP e ATKINSON (1993). Segundo Correra et al. (2011), o rejeito composto por mais 30% de silte é mais susceptível a liquefação pois alcança a com uma densidade relativa mais elevada. É também uma alternativa de avaliar a inclusão dos rejeitos ultrafinos no empilhamento conforme a quantidade produzida e a impossibilidade de realizar as pilhas somente com esse material devido a sua granulometria.

O material foi coletado em estado deformado/perturbado e armazenado em tonéis de 200 litros hermeticamente fechados para preservar sua umidade natural. Em seguida, o RMF foi secado a uma temperatura de 70º C ± 2°C durante 24h antes ser utilizado para todos os ensaios realizados. Todo RMF aqui utilizado provém do mesmo lote.

O ensaio de distribuição granulométrica do RMF foi realizado por sedimentação e peneiramento, seguindo os procedimentos das normas ASTM D854 (ASTM 2014), ASTM D7928 (ASTM, 2021a) e NBR 7181 (ABNT, 2018b). Os resultados são graficamente apresentados na figura 3.1, abaixo, e atestam a presença de 52,8% de areia, 42,4% de silte e 4,8% de tamanho argila.

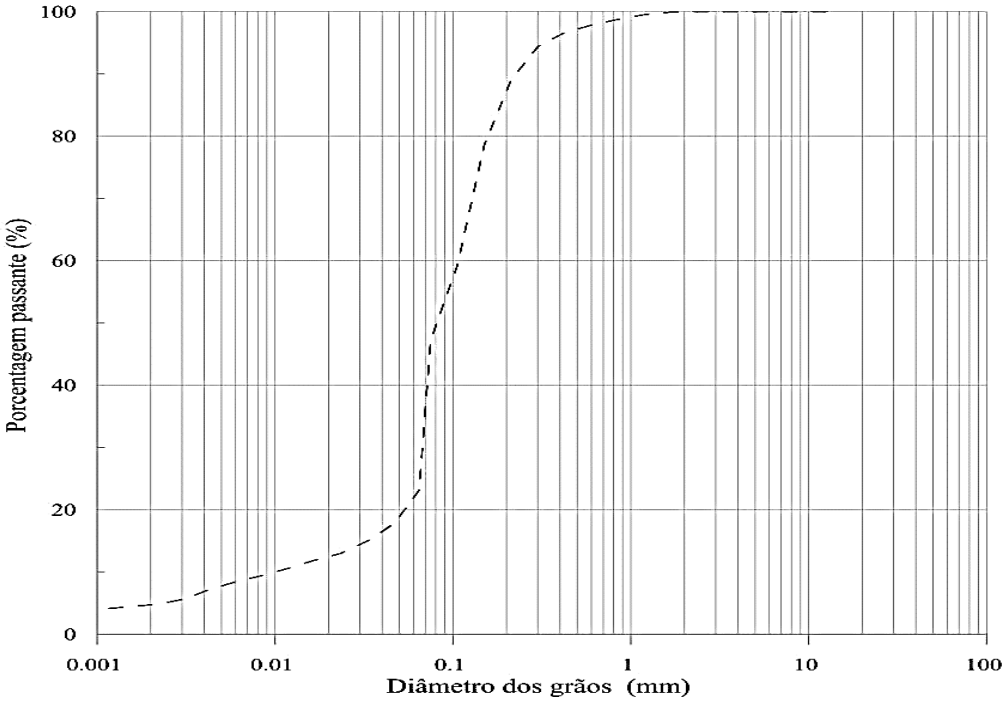


Figura 3-1: Curva de distribuição granulométrica do rejeito de mineração de ferro.

O ensaio de massa específica real dos grãos (ρ_s) do rejeito de mineração de ferro foi realizado segundo as especificações da norma NBR 16916 (ABNT, 2021). O valor encontrado como massa específica real dos grãos é igual a 2,916g/cm^3, sendo obtido a partir da média de três determinações.

Os ensaios de limites de liquidez (W_L) e limites de Plasticidade (W_P), do RMF foram realizados seguindo, respectivamente, as especificações das normas NBR 6459 (ABNT, 2017) e NBR 7180 (ABNT, 2016b). Os resultados mostraram que o RMF não é plástico e que pode ser classificado como areia siltosa (SM) de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (ASTM D2487, 2017b). Contrariamente aos solos naturais, a classificação e a morfologia das partículas de rejeitos são afetadas pelos processos antropogênicos de beneficiamento a que são submetidas. Resultados análogos foram relatados por outros autores em rejeitos similares ao da presente pesquisa (e.g., OLIVEIRA, 2013; LARA et al. 2018; RODRIGUES, 2018; GENTIL, 2020; CONSOLI et al. 2021, 2022). Yang et al. (2019), relataram que os rejeitos são compostos por partículas achatadas com angularidades acentuadas.

O ensaio de compactação tipo Proctor foi realizado para obtenção das condições ótimas de compactação (γ_{dmax} e $w_{ótm}$) do rejeito nas energias normal (ASTM D698, 2021b) e modificada (ASTM D1557, 2021c). os resultados encontrados são apresentados na tabela 3-3 e nas curvas de compactação exibidas na figura 3-2.

Tabela 3-3: Resultados do ensaio de compactação do rejeito de mineração de ferro

Energia do ensaio	Peso específico aparente seco máximo (kN/m³)	Umidade ótima (%)
Normal	19,2	11,2
Modificada	20,6	9,2

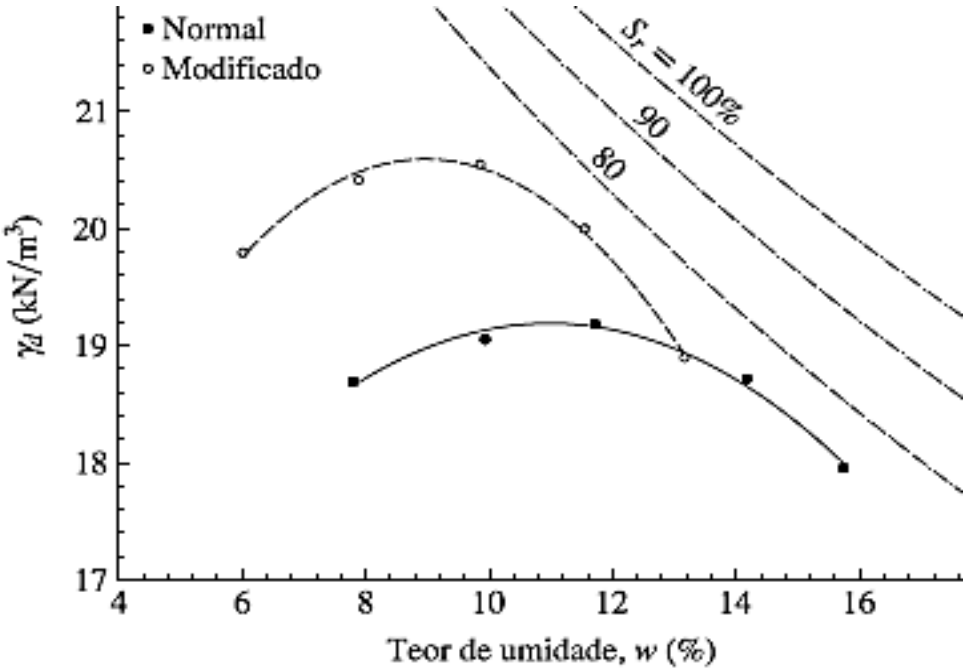


Figura 3-2: As curvas de compactação de rejeito de mineração de ferro.

O ensaio da espectrometria de fluorescência de raios-X (FRX) foi realizado para determinar a composição química do RMF. Os ensaios foram realizados no Centro Tecnológico de Pedras, Gemas e Joias do RS (Laboratório de Análise e Identificação de Materiais) na Universidade de Passo Fundo (UPF). Os resultados mostraram que o material estudado é composto majoritariamente por sílica (69,74%), óxido de ferro ou hematita (24,04%), óxido de alumínio ou alumina (4,77%) e uma parcela residual de outros óxidos (1,45%), conforme apresentada na tabela 3-4.

Tabela 3-4: A composição química do rejeito de mineração de ferro (UPF).

Fórmula	Concentração (%)	Fórmula	Concentração (%)
SiO_2	69,74	TiO_2	0,06
Fe_2O_3	24,04	Nd_2O_3	0,06
Al_2O_3	4,77	Cl	0,04
MnO	0,40	V_2O_5	0,02
MgO	0,30	Cr_2O_3	0,02
P_2O_5	0,25	BaO	0,01
K_2O	0,15	TeO_2	0,01
SO_3	0,08	SnO_2	0,01

O ensaio de difração de raios-X (DRX) foi realizado para determinar a composição mineralógica do RMF. Os resultados mostram que o material é majoritariamente formado pelos seguintes minerais: quartzo (SiO_2), goethita ($FeHO_2$), hematita (Fe_2O_3), caulinita ($Al_2H_4O_9Si_2$) e muscovita ($Al_3H_2KO_{12}Si_3$), conforme apresentado na figura 3.3. Os ensaios foram realizados no Centro Tecnológico de Pedras, Gemas e Joias do RS (Laboratório de Análise e Identificação de Materiais) na Universidade de Passo Fundo (UPF).

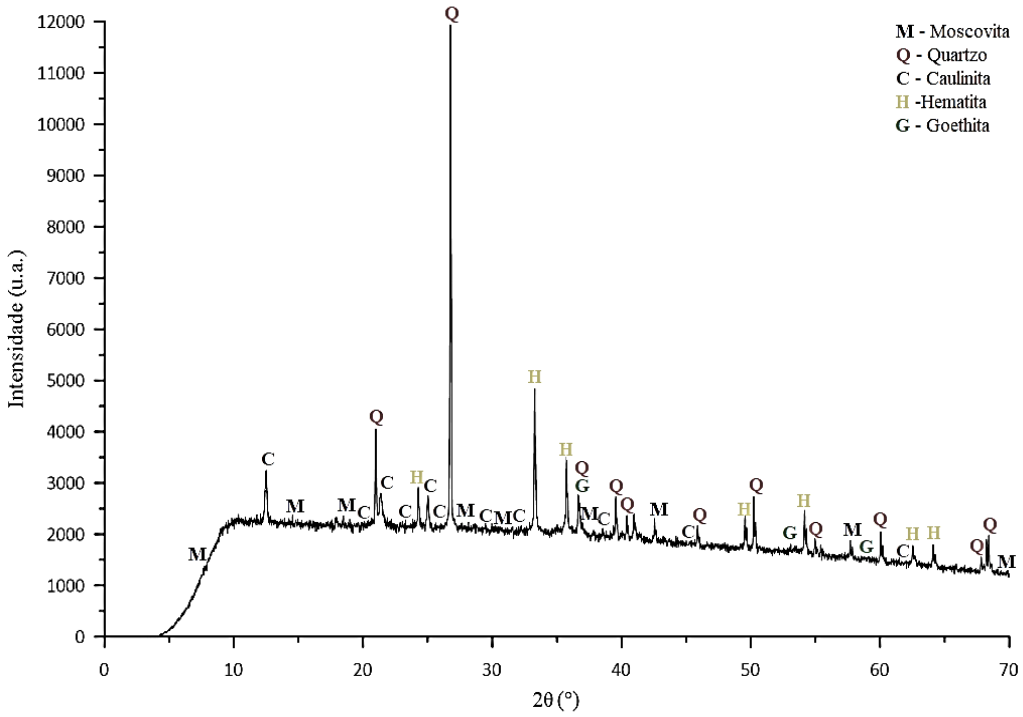


Figura 3-3: Difratograma do rejeito com identificação de fases cristalográficas (UPF).

Uma síntese das propriedades físicas do rejeito de mineração estudado é exibida na tabela 3-5.

Tabela 3-5: Resumo das propriedades físicas do rejeito de mineração estudado.

Propriedades físicas	Rejeito de minério de ferro (RMF)
Massa específica de sólidos (kN/m³)	2,916
Coeficiente de uniformidade	10,7
Coeficiente de curvatura	3,9
Diâmetro médio das partículas (D50) - (mm)	0,085
Limite de liquidez (%)	-
Limite de plasticidade (%)	-
Índice de plasticidade (%)	Não plástico
Areia média (0.425 mm < *d* < 0.200 mm) (%)	4,0

Areia fina (0.075 mm < d < 0.425 mm) (%)	49,0
Silte (0.002 mm < d < 0.075 mm) (%)	42,0
Argila (d < 0.002 mm) (%)	5,0
Classificação USCS (ASTM 2017)	SM
γ_d na energia normal de compactação (kN/m³)	19,2
γ_d na energia modificada de compactação (kN/m³)	20,6
$w_{ótima}$ energia normal de compactação (%)	11,6
$w_{ótima}$ energia modificada de compactação (%)	9,2

3.3.2 Cimento

O cimento Portland que foi usado neste trabalho é o cimento Portland de alta resistência inicial tipo V (CP-V), em virtude de seu rápido ganho de resistência em curto prazo de cura segundo a ASTM C150 (ASTM, 2017b). A sua massa específica real dos grãos é de 3,15g/cm^3, segundo o fabricante.

3.3.3 Água

Água utilizada neste trabalho para os ensaios de compactação, resistência à compressão simples, rigidez e análises granulométrica é água destilada proveniente da rede pública do município de Porto Alegre, Rio Grande do Sul. O processo de destilação foi realizado no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG) da UFRGS.

3.4 MÉTODOS E ENSAIOS REALIZADOS

3.4.1 Métodos

3.4.1.1 Dosagem das Amostras

Esta etapa consistiu na definição das características de moldagem dos corpos de prova, as quais devem refletir condições factíveis em campo em termos de teor de cimento e grau de

compactação. A definição das características de moldagem (**peso específico aparente seco e umidade**) foi embasada nos dados obtidos nos ensaios de compactação (figura 3.2). Assim, foram estabelecidos três valores de peso específico aparente seco do material (17, 18, e 19 kN/m³) e uma única umidade de moldagem igual a 11%. Os **teores de cimento** foram definidos com base em outras pesquisas envolvendo solos e/ou rejeitos artificialmente cimentados, como, por exemplo, Foppa (2005), Consoli et al. (2002, 2007, 2022), Festugato (2011), Festugato et al. (2013, 2021), Barati et al. (2020) e Mafessoli et al. (2023). Assim, as misturas foram realizadas com as seguintes porcentagens de cimento: 1, 3, 5, 10 e 20%. A quantidade de cimento necessária para cada mistura foi calculada em relação à massa seca do rejeito (substituição). O índice ajustado η/C_{iv} foi aplicado em correlações com a resistência à compressão simples e o módulo cisalhante inicial (G_0), já que inclui os efeitos do teor de cimento e da densidade e foi calculado conforme exposto na Eq. 1, abaixo. O valor de ajuste 0,28 foi adotado com base em estudos anteriores (e.g., FOPPA, 2005; CONSOLI et al., 2007; DIAMBRA et al. 2017).

$$\frac{\eta}{(C_{iv})^{0.28}} = \frac{V_V/V_T}{\left(V_c/V_T\right)^{0.28}} = \frac{100 \cdot \left[1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s \cdot \left(1 + C/100\right)} + \frac{\gamma_d \cdot \left(1 + C/100\right)}{\gamma_c \cdot \left(1 + C/100\right)}\right]}{\left[100 \cdot \frac{\left(C/100\right) \cdot \gamma_d}{\left(1 + C/100\right)}\right]^{0.28}} \qquad \text{Eq. 11}$$

Onde

V_v = volume de vazio

V_c = volume de cimento

V_T = volume total

γ_d = peso específico seco

C = teor de cimento em percentagem calculado em relação à massa específica seca

γ_c = peso específico seco dos grãos de cimento

γ_s = peso específico seco dos grãos de solo

3.4.1.2 Moldagem dos Corpos de Prova

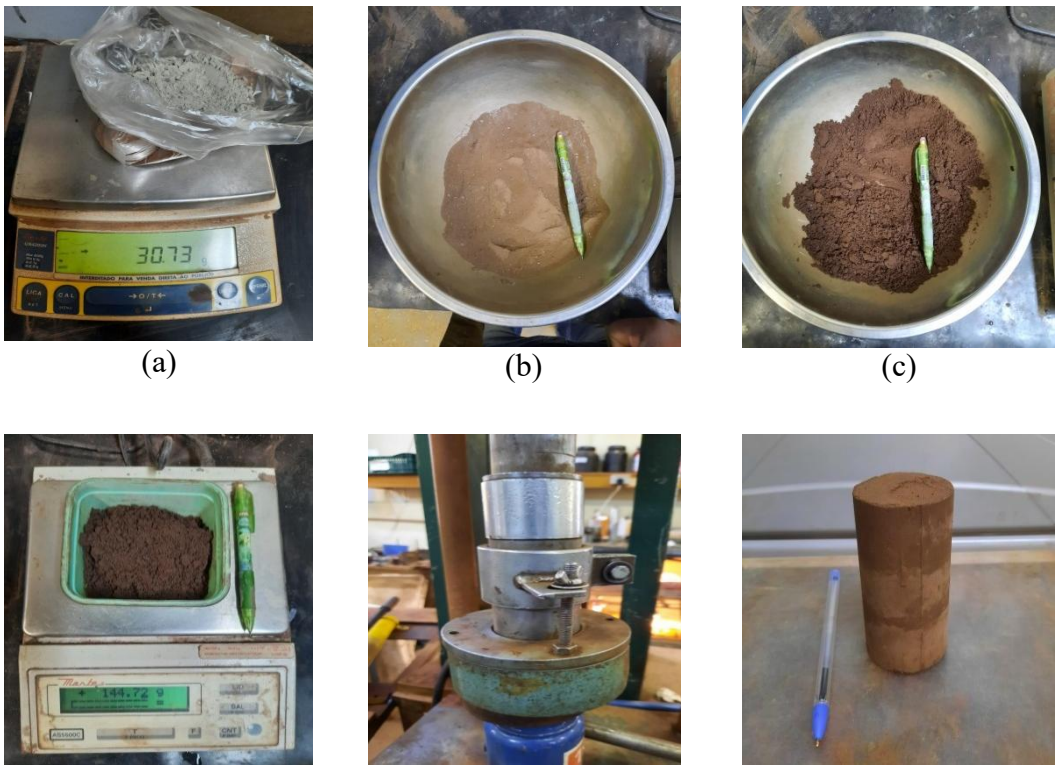
Para a moldagem dos corpos de prova para os ensaios de RCS e rigidez, utilizou-se um molde cilíndrico tripartido de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura (figura 3-4).



(a) (b)

Figura 3-4: Molde cilíndrico tripartido: (a) no estado desmontado e, (b) no estado montado.

Inicialmente, efetuava-se a pesagem dos materiais: rejeito, cimento CP-V e a água em uma balança com 5 kg de capacidade e com resolução de 0,01g. Logo após, os materiais secos (rejeito e cimento CP-V) eram misturados com auxílio de uma espátula metálica até a obtenção de uma mistura com cor uniforme. Em seguida, a água foi adicionada e o processo de mistura continuava até que uma pasta homogênea fosse obtida. Depois, a mistura era separada em três porções de mesma massa, representando cada camada do corpo de prova. Cada camada era então compactada estaticamente dentro do molde tripartido, sendo escarificado o topo da primeira e da segunda camada para garantir a aderência da camada subsequente. Da sobra da mistura homogênea úmida, era retirado o material para cada uma das três cápsulas para a determinação de teor de umidade de moldagem. O procedimento de mistura, pesagem e moldagem era executado em menos de 5 minutos, o que minimizava eventuais perdas de umidade de material ao longo do processo. Finalizada a moldagem, o corpo de prova era retirado do molde, pesado, medido, embalado em duas sacolas plásticas e levado para cura em ambiente com temperatura (23°C ± 2°C) controlada durante o tempo de cura pré-estabelecido. A figura 3.5 exibe algumas fases de moldagem dos corpos de prova.



(a) (b) (c)

(d) (e) (f)

Figura 3-5: Fases de moldagem dos corpos de prova: (a) pesagem do rejeito e o cimento; (b) homogeneização da mistura dos materiais secos; (c) homogeneização da mistura após a adição de água; (d) medida das camadas em três proporções iguais; (e) compactação estática das camadas; e (f) corpo de prova moldado.

3.4.2 Ensaios Realizados

3.4.2.1 Resistência à Compressão Simples

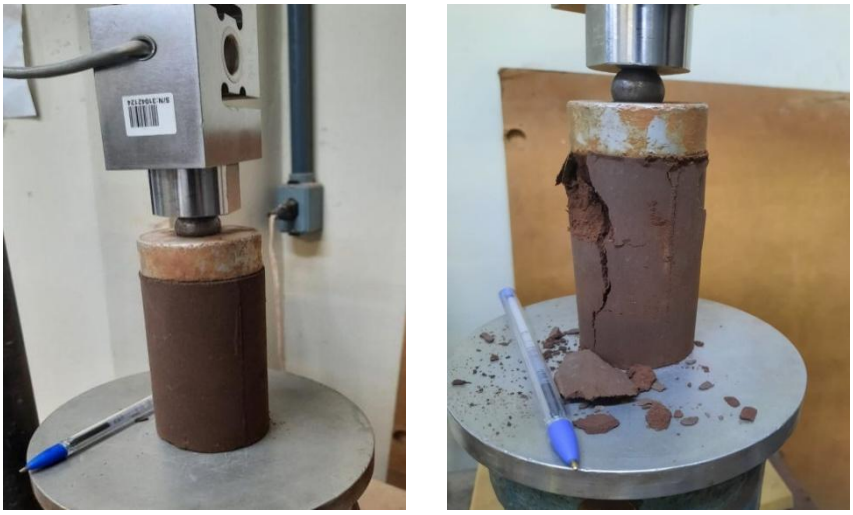
Os ensaios de resistência à compressão simples foram realizados seguindo as diretrizes da norma ASTM D5102 (ASTM, 2004) em uma prensa automática com deslocamento controlado a uma taxa de 1,14 mm por minuto. Células de carga com capacidade de 20 kN (as amostras cimentadas com 1, 3 e 5% de cimento) e 100 kN (as amostras cimentadas com 10 e 20% de cimento) foram utilizadas para registrar a carga durante o ensaio. 24 horas antes do ensaio, os corpos de prova eram imersos em água com o intuito de reduzir possíveis efeitos da sucção na resistência das amostras (Consoli et al., 2007) e garantir que a cimentação tenha, de fato, se formado. A resistência à compressão simples (q_u) é calculada a partir da equação (Eq. 12). A figura 3-6 mostra a execução dos ensaios.

$$q_u = Q/(\pi D_m^2/4) \qquad \text{Eq. 12}$$

Onde:

Q = carga máxima aplicada ao corpo de prova, pela leitura da célula de carga (kN);

D_m = diâmetro médio do corpo de prova obtido a partir das medições de topo, centro e base (m).



(a) (b)

Figura 3-6: Vista dos corpos de prova colocados na prensa para a realização dos ensaios de compressão simples: (a) antes da ruptura e (b) após a ruptura dos corpos de prova, realizada em prensa mecânica com medição da carga por uma célula de carga de 20 kN.

3.4.2.2 Módulo de Cisalhamento Inicial

O módulo cisalhante a pequeníssimas deformações (G_o) foi medido usando o equipamento *Pundit Lab Plus* (figura 3.7), o qual é capaz de emitir ondas de compressão (ondas *P*) e ondas de cisalhamento (ondas *S*) a partir de transdutores devidamente posicionados no topo e na base da amostra com o auxílio de géis específicos (Figura 3-8). As ondas P e S são emitidas a frequências de 54 kHz e 150kHz, respectivamente. A partir da transmissão das respectivas ondas, era possível avaliar o tempo de propagação dessas e, com isso, determinar a velocidade de propagação. Esse ensaio é não destrutivo, permitindo a posteriormente utilização das amostras para o ensaio de resistência à compressão simples. Nesse sentido, para meios elásticos e isotrópicos (ASTM, 2019c), o G_o pode ser obtido a partir da equação (Eq. 13):

$$G_0 = \rho . V_s^2 \qquad \text{Eq. 13}$$

Onde:

ρ = peso específico aparente do material (kN/m^3);

V_s = Velocidade de propagação da onda cisalhante (m/s)



Figura 3-7: Aparelho de ultrassom *Pundit Lab Plus*



(a) (b)

Figura 3-8: Corpo de prova na medição da onda cisalhante S.

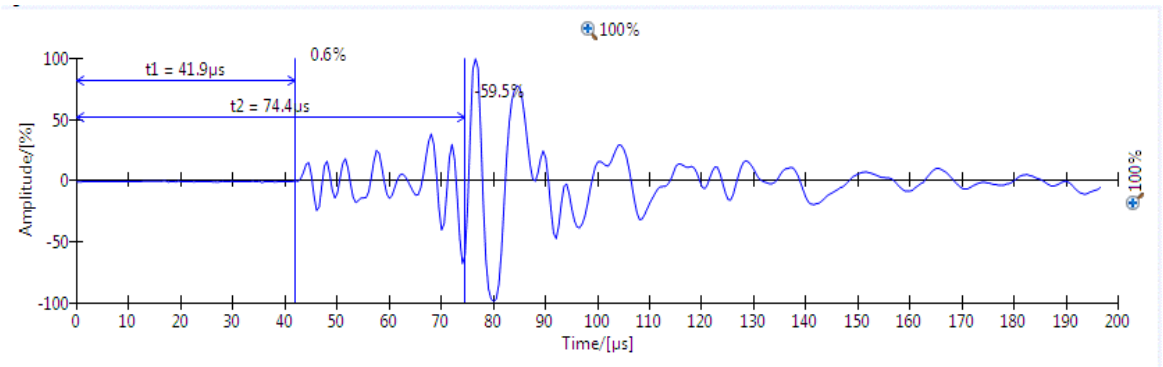


Figura 3-9: Variação da onda cisalhante no ensaio ultrassônico.

3.4.2.3 Ensaio triaxial em altas tensões de confinamento

Todos os ensaios triaxiais realizados nesta pesquisa foram executados no laboratório de Geotecnia da empresa Vale S.A. em um equipamento da marca MTS®, capaz de atingir pressões confinantes da ordem de 160 MPa. A figura 3-10 apresenta um esquema desse. Portanto, os ensaios foram executados em amostras secas (não saturadas) e se resumem às fases de (*i*) compressão isotrópica e (*ii*) cisalhamento por deformação controlada. Na primeira, a

pressão da câmara era elevada até a pressão de confinamento (σ'_3) desejada a uma taxa constante de 1.2MPa/minuto; na segunda, o cisalhamento ocorria a uma taxa de 1.5 mm/hora aplicando à amostra um carregamento axial. Corpos de prova cilíndricos (50 mm de diâmetro e 100 mm de altura) foram utilizados nesses ensaios, sendo moldados conforme descrito no item 3.4.1.2. Antes de cada ensaio, a amostra era seca numa estufa por 24 horas a 70°C +/- 2°C para garantir um teor de umidade igual a zero. Lembre-se que as amostras foram ensaiadas em condições secas por causa das dificuldades relacionadas a execução dos ensaios saturados, como rompimento das membranas durante o ensaio devida à atenção muito elevada e o tempo de realização que economicamente não é viável.

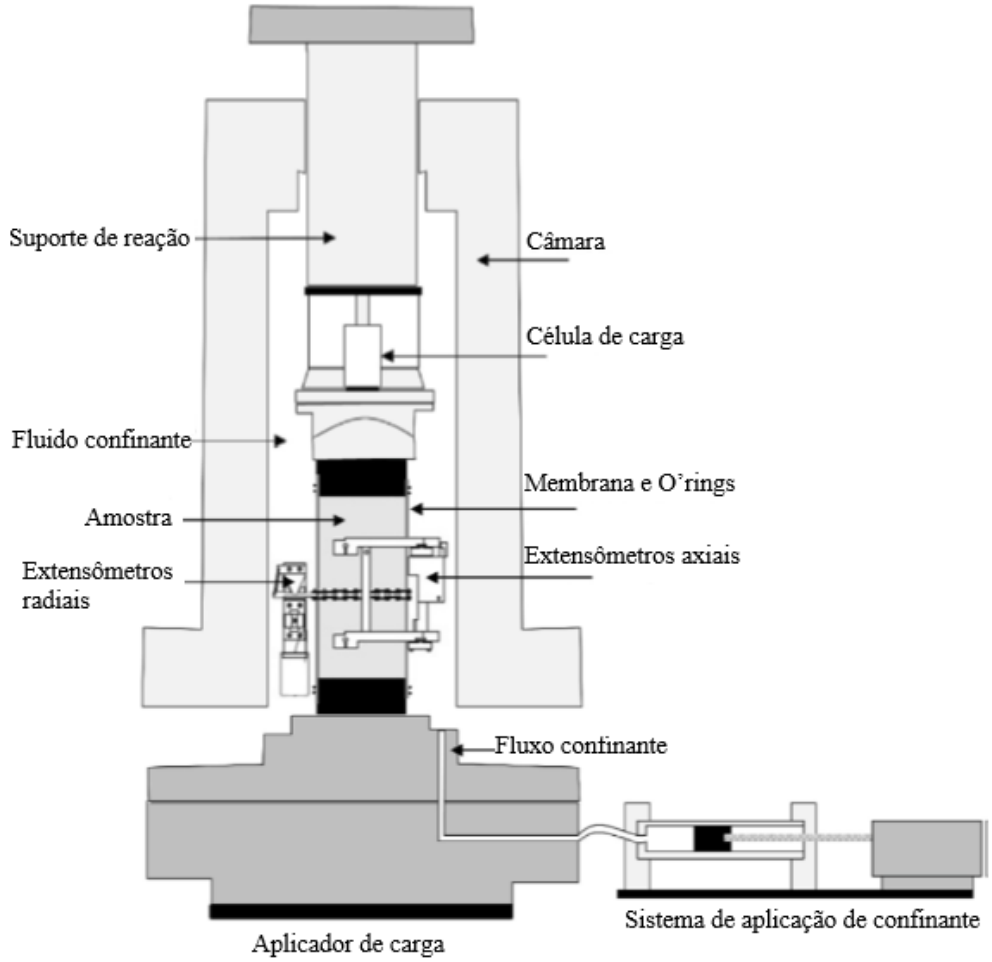


Figura 3-10: Equipamento triaxial de alta tensão (CONSOLI et al., 2024a)

Os ensaios triaxiais realizados nessa pesquisa foram ensaios do tipo monotônico, isotropicamente consolidados e drenados (CID), com medição interna de deformações e aquisição de dados de forma automática nas amostras totalmente secas, conforme estudados por Mun e McCartney (2017). Os autores observaram uma similaridade dos resultados com o

comportamento encontrado no caso das amostras saturadas, indicando a confiabilidade dessa técnica.

Todos os ensaios triaxiais do presente estudo foram realizados no laboratório de Geotecnia da empresa Vale S.A. em equipamento do tipo MTS apresentado na figura 3-10. O equipamento é geralmente empregado para os materiais de alta resistência et rigidez como por exemplo as rochas e tem a capacidade de alcança uma tensão confinante de 0 até 160MPa.

A moldagem das amostras de 50mm de diâmetro e 100 mm de altura, utilizadas nos ensaios triaxiais seguiu o mesmo procedimento que os do item anterior 3.4.1.2 (dos ensaios a compressão simples e rigidez) e foram curadas durante 90 dias. Antes do teste, cada amostra foi secada em estufa por 24 horas a 70 +/-2°C para garantir a umidade zero das amostras. Após a retirada das amostras da estufa, a mesma é deixada por cerca de 30 min para se resfriar. Em seguida, a montagem no equipamento triaxial foi realizada da seguinte forma: primeiramente, o corpo de prova era completamente envolto por uma membrana ultra plástico, previamente preparada com as marcações necessárias para a aplicação dos transdutores de medições internas e aquisições dos dados, como está apresentada na figura 3-11. A amostra, após ser colocada na membrana, é postada e fixada sob o pedestal e top-cap com anéis de vedação (O-rings) como é o caso nos ensaios triaxiais convencionais. Em seguida, instalou-se a instrumentação interna (os medidores das deformações axial e radial), fecha a câmara e enchamos a mesma com óleo.

Foram utilizados dois extensômetros posicionados axialmente (em posições opostas) e um sistema de correntes para aferição do deslocamento radial. Nos casos em que os deslocamentos excediam a faixa de trabalho dos sensores internos (na marca de uns 5% de deformação), a medição da variação de volume passava a ser complementada através da variação de volume do fluido de confinamento da câmera triaxial (MUN e MCCARTNEY, 2017). A célula de carga para medição da carga desvio era posicionada internamente na câmara e todos os procedimentos do ensaio eram eletronicamente monitorados e controlados. As correções de área foram realizadas seguindo as recomendações de correções de área propostas por Rochelle et al. (1988) e Head (2006), considerando os tipos de ruptura por embarrigamento e/ou com plano de cisalhamento.



(a) (b)

Figura 3-11: Amostras na membra ultra plástico: (a) antes o ensaio, (b) depois o ensaio.

As seguintes relações foram utilizadas para o cálculo da tensão desvio (q), da tensão efetiva média ($p´$) e da deformação volumétrica (ε_v). Essa última válida até a faixa de trabalho dos sensores internos.

$$q = \sigma´_a - \sigma´_r \quad \text{(Eq. 14)}$$

$$p´ = \frac{(\sigma´_a - 2\sigma´_r)}{3} \quad \text{(Eq. 15)}$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad \text{(Eq. 16)}$$

Onde:

$\sigma´_a$ é a tensão axial

$\sigma´_r$ é a tensão radial

ε_a é a deformação axial

ε_r é a deformação radial

4 RESULTADOS E ANÁLISES

4.1 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DA MISTURA DE REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO - CIMENTO CP-V

As caraterísticas de todas as amostras ensaiadas à compressão simples são apresentadas no apêndice 1. A partir desses dados, foram elaborados os gráficos da resistência em função das variáveis estudadas.

4.1.1 Resistência à compressão simples aos 7dias de cura

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples (q_u) dos corpos de prova curados a 23°C durante 7 dias são mostrados neste item em função de teor de cimento (*C (%)*, do peso específico aparente seco (γ_d), e da razão entre a porosidade e teor volumétrico de agente cimentantes (índice η/C_{iv}).

4.1.1.1 Resistência em função de teor de cimento *C* (%) e peso específico aparente seco (γ_d)

As figuras 4-1 e 4-2 apresentem os resultados de q_u das misturas estudadas em função do *C (%)* e do γ_d, respetivamente. Nos dois casos, observa-se uma proporção direta entre a resistência e os referidos parâmetros; isto é, tanto o incremento no teor de cimento como o aumento da densidade implicaram acréscimo na resistência das misturas estudadas. Contudo, a taxa de incremento não é a mesma, seja para cada um dos teores de cimento, seja para cada um dos valores de peso específico aparente seco. Em geral, os dois maiores teores de cimento (10 e 20%) acarretaram maiores ganhos de resistência entre os valores de γ_d avaliados (Figura 4-2). Isso também se observa na relação entre q_u e *C* (Figura 4-1), em que as taxas de incremento de resistência variam em função do teor de cimento.

Nota-se que um teor de cimento mínimo é requerido para obtenção de uma resistência considerável do material estudado, particularmente para as misturas mais fofas (γ_d = 17 kNm³). No que diz respeito ao peso específico aparente seco, percebe-se que, a q_u cresça com o aumento do peso específico aparente seco e que a taxa do ganho de resistência é muito maior na faixa dos teores de cimento mais altos (i.e., 10 e 20%) do que na faixa dos teores mais baixos (i.e., 1, 3, 5 e 10%). Isso indica primeiramente que a cimentação é mais efetiva em meios mais compactos (INGLES e METCALF, 1972; TOMER et al., 2005; CONSOLI et al., 2007; SACHETTI et al., 2009). Esse efeito deve-se ao aumento do número de contatos e maior

intertravamento entre as partículas do material, o que parece promover uma cimentação mais efetiva entre as partículas como foi observado pelos FOPPA, 2005; CONSOLI et al. 2012. Em segundo, a alta taxa de resistência na faixa de 10 a 20% de cimento em relação à faixa de 1 a 10% de cimento pode ser devido a quantidade de rejeito que foi substituída pelo cimento.

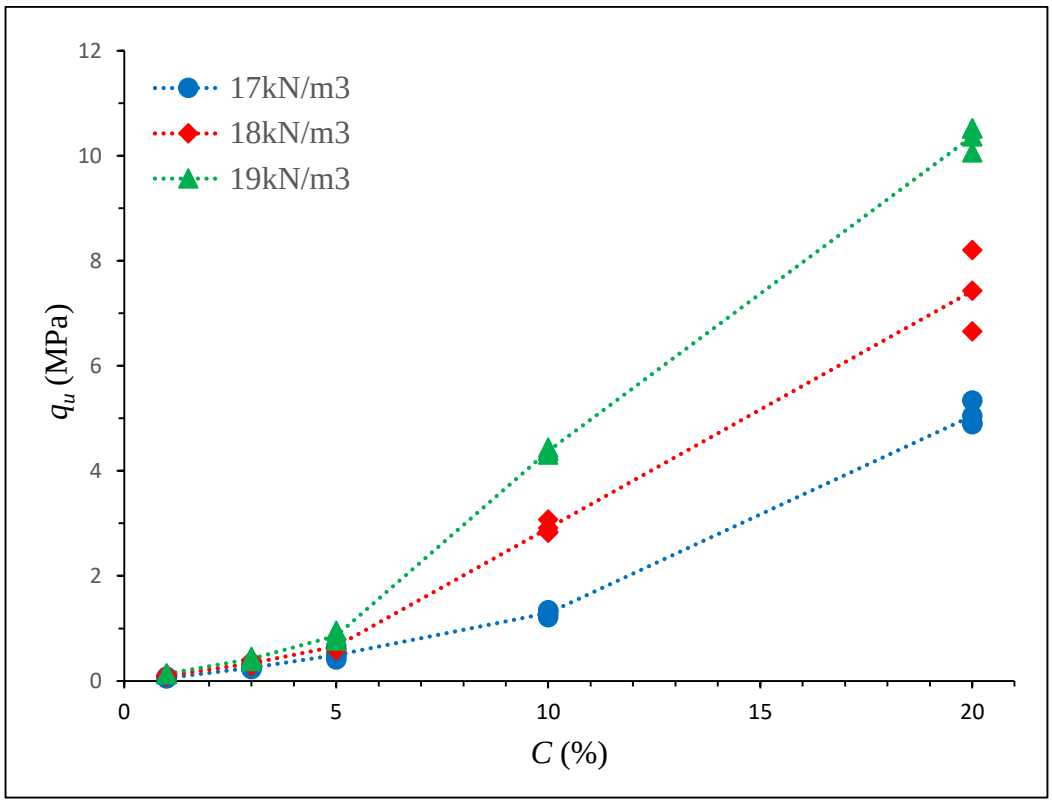


Figura 4-1: Resistência a compressão simples em função de teor de cimento para 7 dias de cura.

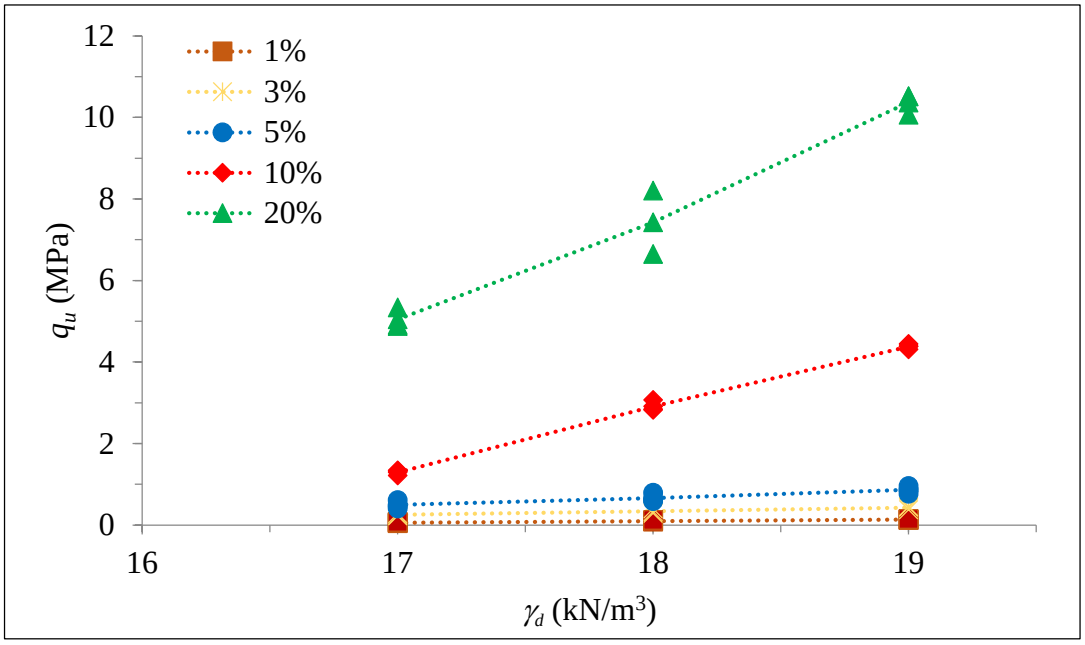


Figura 4-2: Resistência a compressão simples em função do peso específico seco (γ_d) para 7 dias de cura.

4.1.1.2 Resistência à compressão simples em função da razão entre porosidade e teor volumétrico dos agentes cimentantes (índice η/C_{iv}).

A figura 4.3 apresenta a resistência à compressão simples das misturas RMF-cimento em função do índice ajustado $\eta/(C_{iv.})^{0,28}$ e denota uma relação inversa entre resistência e o índice $\eta/(C_{iv.})^{0,28}$; ou seja, amostras menos porosas e/ou mais cimentadas apresentaram maior resistência. Esse resultado confirma os resultados encontrados pelos INGLES e METCALF 1972; CLOUGH et al., 1981; NÚÑEZ, 1991; FOPPA, 2005; CONSOLI et al., 2007; 2012; SCHEUERMANN FILHO e CONSOLI, 2023 apresentados na literatura desse trabalho. Por sua vez, o valor do expoente igual a 0,28 reflete o maior efeito da densidade em relação a influência da cimentação na resistência das misturas estudadas (CONSOLI et al., 2007; SCHEUERMANN FILHO e CONSOLI, 2023).

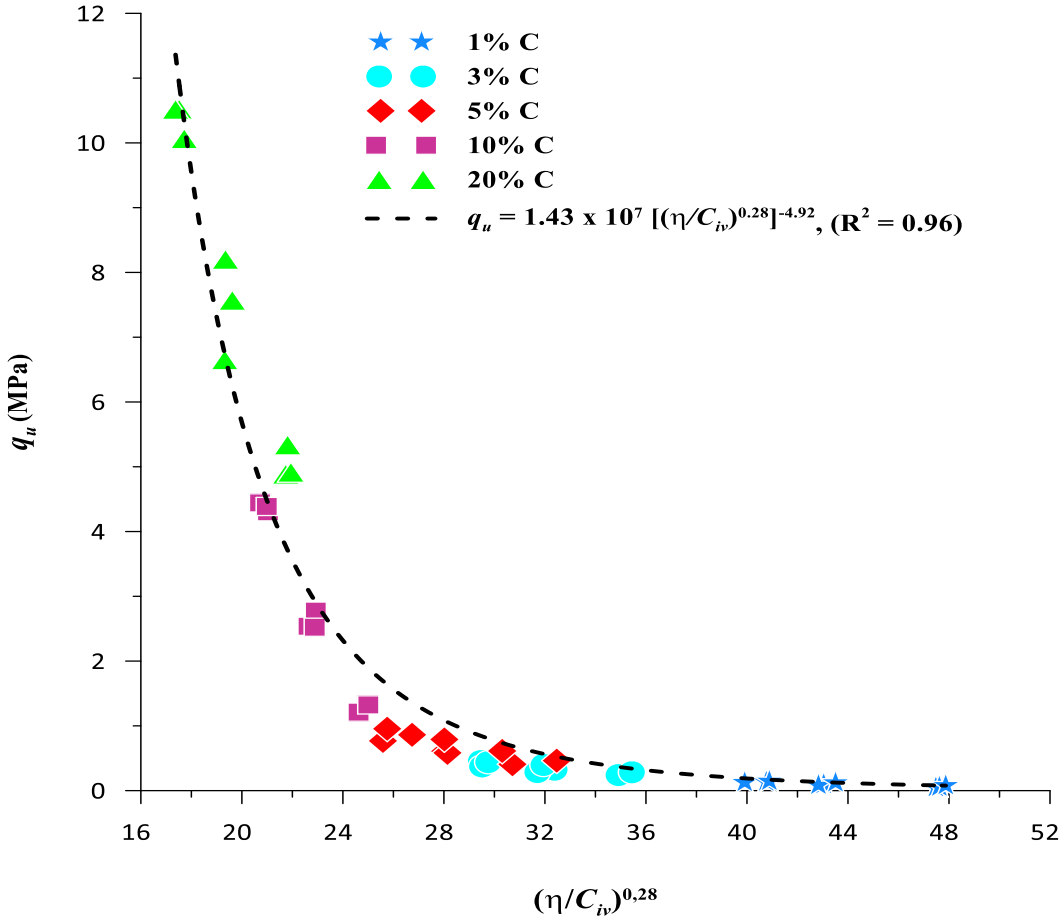


Figura 4-3: Relação da resistência à compressão simples (q_u) em função do índice $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ das misturas do rejeito e cimento aos 7 dias de cura.

4.1.2 Resistência à compressão simples aos noventa (90) dias de cura

Neste item serão apresentados os resultados da RCS das dosagens do rejeito de minério de ferro e cimento Portland, aos 90 dias de cura, numa temperatura controlada de 23° C.

4.1.2.1 Resistência em função de teor de cimento e peso específico seco

Os resultados da q_u das amostras curadas durante 90 dias em função do *C (%)* e do γ_d são apresentados nas figuras 4-4 e 4-5, respetivamente. As mesmas tendências observadas para o menor tempo de cura (7 dias) foram observadas para 90 dias de cura. Ou seja, a resistência aumenta com o incremento na quantidade de cimento e com o crescimento no valor do peso específico aparente seco. Os mecanismos que justificam esse comportamento foram explicados anteriormente.

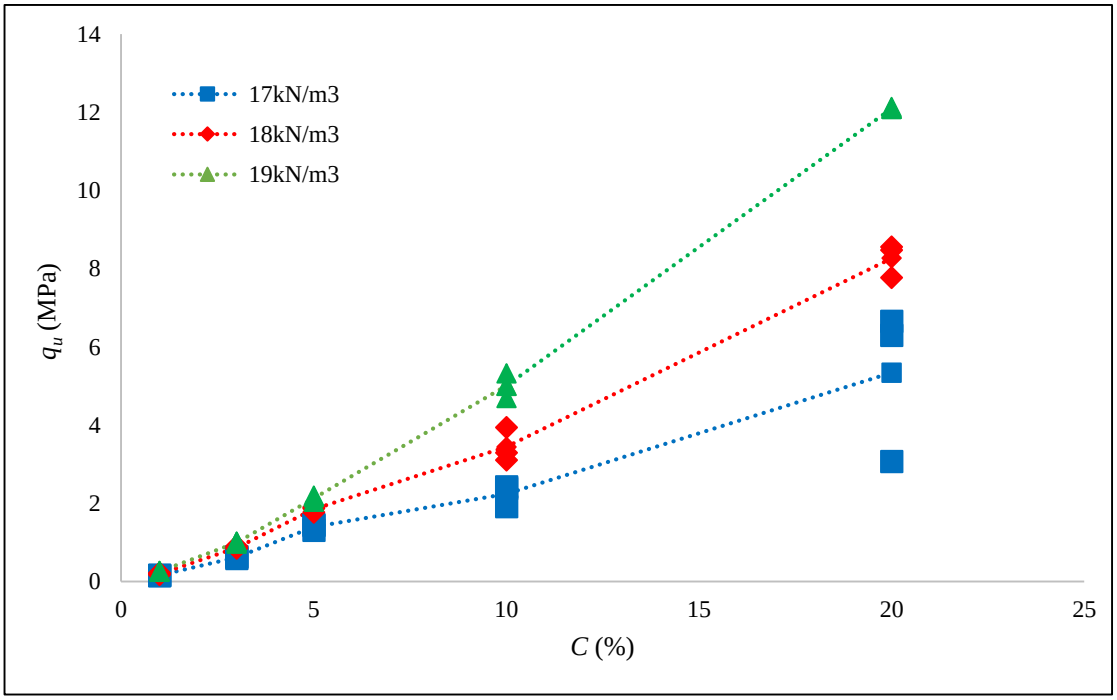


Figura 4-4: Variação da resistência à compressão simples (q_u) em função de teor de cimento para 90 dias de cura.

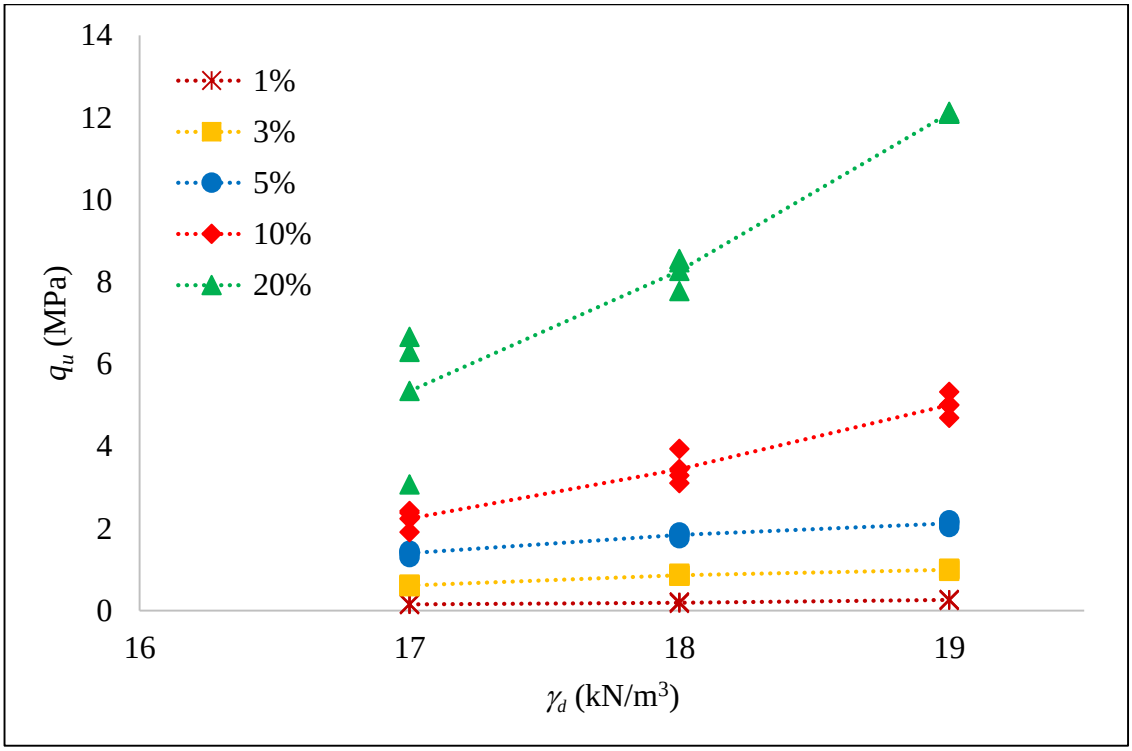


Figura 4-5: Resistencia a compressão simples em função do peso específico (γ_d) para 90 dias de cura.

No entanto, observa-se que não houve grande diferença entre os valores de resistência registrados aos 7 e aos 90 dias de cura, do que se depreende que boa parte das reações de hidratação do cimento (com formação de CSH e CAH) já estavam completas aos 7 de cura por se tratar de um cimento de alta resistência inicial. Ademais, o rejeito de minério de ferro pode ser tido com um material inerte, já que não há a presença de materiais sílica-aluminosos reativos (e.g., argilominerais) em quantidade significativa para tomar parte em reações pozolânicas com o hidróxido de cálcio resultante das reações de hidratação do cimento. Ou seja, não há indícios de que haja reações secundárias de cimentação, caso contrário a resistência aos 90 dias de cura seria sensivelmente maior.

4.1.2.2 Resistência à compressão simples em função da razão entre porosidade e teor volumétrico do cimento (índice η/C_{iv}).

A figura 4-6 apresenta os resultados da q_u do RMF cimentado em função do índice η/C_{iv} para 90 dias de cura. Um comportamento análogo ao observado aos 7 dias de cura ocorreu considerando 90 dias de cura, como sendo, o maior teor de cimento e de peso específico oferecem maior resistência para o RMF cimentado. Isso é expressado pela mesma relação do tipo potência (com o mesmo expoente de ajuste) entre q_u e o índice η/C_{iv}, sendo a única diferença o valor do escalar: maior para o tempo de cura de 90 dias, denotando resistência mecânica ligeiramente mais elevada aos 90 dias (q_{u90}/q_{u7} = 1,17).

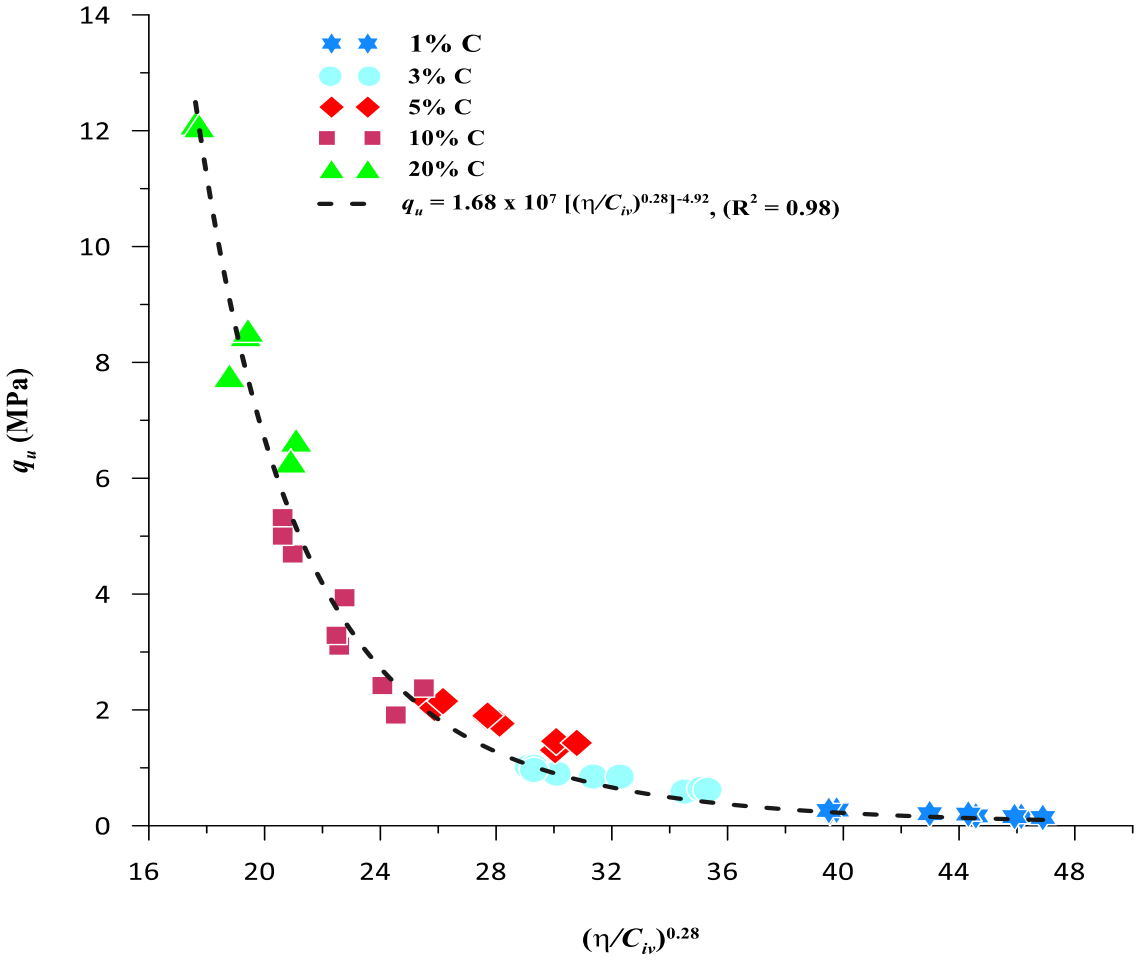


Figura 4-6: Relação da resistência à compressão simples (q_u) em função do índice $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ das misturas do RMF e cimento aos 90 dias de cura.

4.1.3 Avaliação do efeito de tempo de cura sobre a resistência

A avaliação do efeito de tempo de cura sobre a resistência q_u foi avaliada considerando as curvas de q_u em função de parâmetro $\eta/(C_{iv})^{0,28}$, como ilustrado na figura 4-7. A fim de facilitar a leitura do gráfico, cada ponto na figura 4-7 é a média de uma triplicata de mesma dosagem (figuras 4-3 e 4-6).

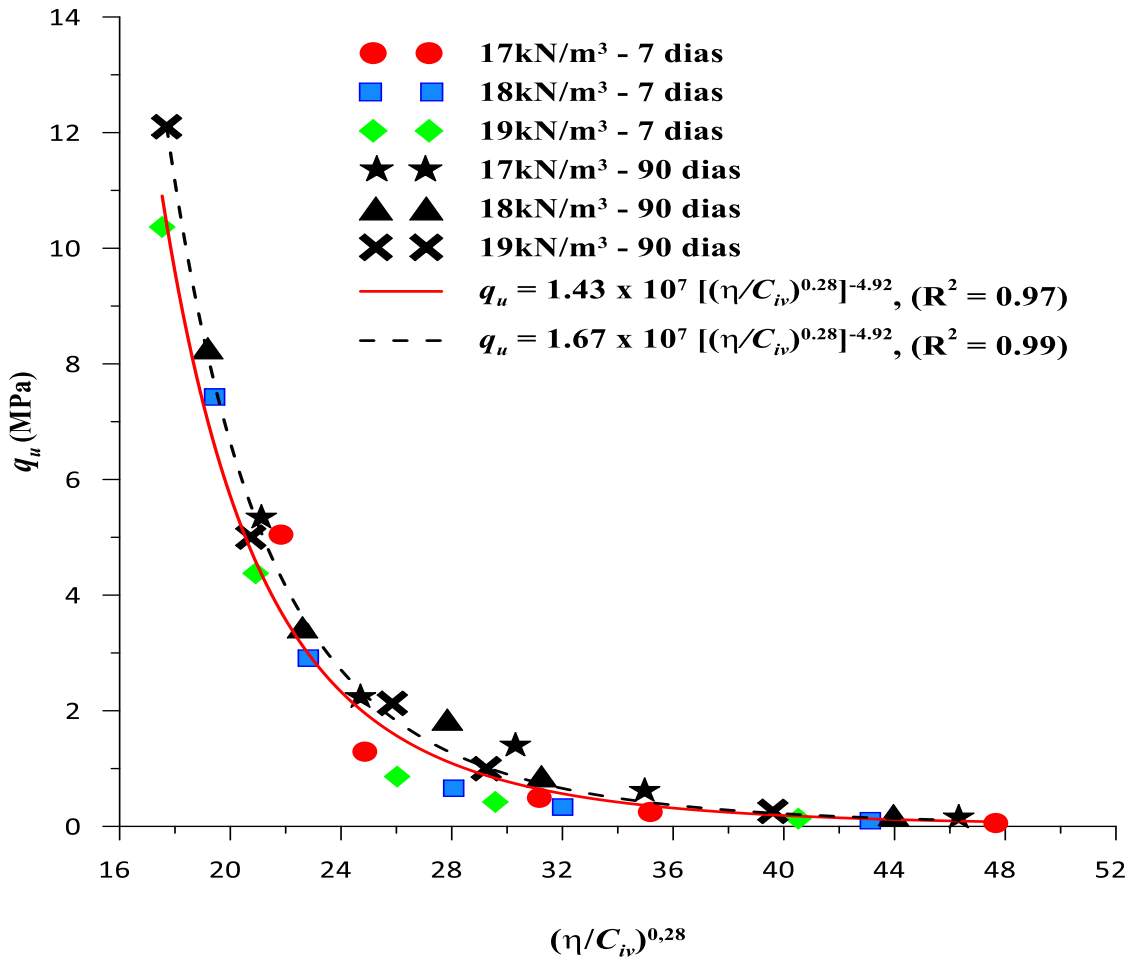


Figura 4-7: Resistência à compressão simples (q_u) em função do índice $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ das misturas do RMF e cimento aos 7 e 90 dias de cura.

Observa-se que: (*i*) nos tempos de cura idênticos, as amostras com teor de cimento e peso específicos elevados, apresentem maiores resistências e (*ii*) em teor de cimento e peso específico idênticos, as amostras com tempo de cura mais longo apresentam maior resistência. Também, em teor de cimento (20%) e peso específico elevados (19kN/m^3), o efeito de tempo de cura foi mais expressivo. Os resultados semelhantes foram observados por Consoli et al, (2007, 2011) e Barati et al. (2020). No entanto, a taxa de ganho de resistência aqui observado foi menor do que a reportada por Consoli et al. (2007, 2011, 2013) em outras misturas solo-cimento. Ademais, ao comparar a q_u em 7 dias e 90 dias cura, percebe-se que a maior taxa de ganho de resistência da mistura foi obtida no intervalo de 0 a 7 dias. O mesmo resultado foi obtido pelo Consoli et al. (2024c). Isto é, o tempo de cura longo tem menor efeito para o aumento de q_u da mistura estudada, o que se deve, provavelmente, ao cimento de alta resistência inicial aqui utilizado.

4.2 ENSAIO DE RIGIDEZ DA MISTURA DE REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO E CIMENTO PORTLAND

As caraterísticas de todas as amostras da rigidez são apresentadas no apêndice 1 juntos com as de resistência a compressão simples. A partir desses dados, foram elaborados os gráficos da rigidez em função das variáveis estudadas, expostos a seguir.

4.2.1 Rigidez aos 7 dias de cura

4.2.1.1 Rigidez em função de teor de cimento e peso específico seco (γ_d)

Os resultados da rigidez, verificada através o módulo cisalhante a pequenas deformações (G_0), da mistura rejeito – cimento Portland em função do *C (%)* e do γ_d são apresentados nas figuras 4-8 e 4-9, respetivamente. As mesmas tendências anteriormente reportadas para os resultados de q_u foram observadas para os dados relativos ao G_0 das misturas estudadas. Ou seja, proporção direta entre G_0 e teor de cimento e G_0 e peso específico aparente seco. Da mesma forma, as taxas de ganho de rigidez não são uniformes ao longo da variação dos valores dos fatores controláveis.

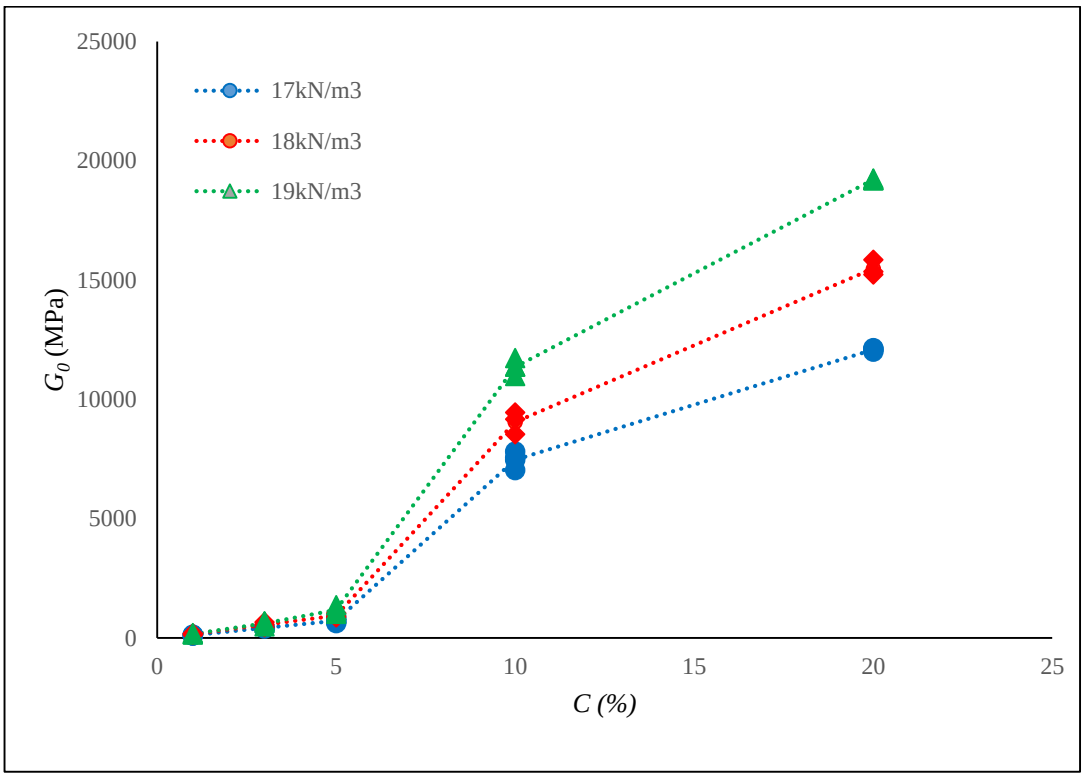


Figura 4-8: Variação da rigidez (módulo cisalhante a pequenas deformações – G_o) em função de teor de cimento aos 7 dias de cura.

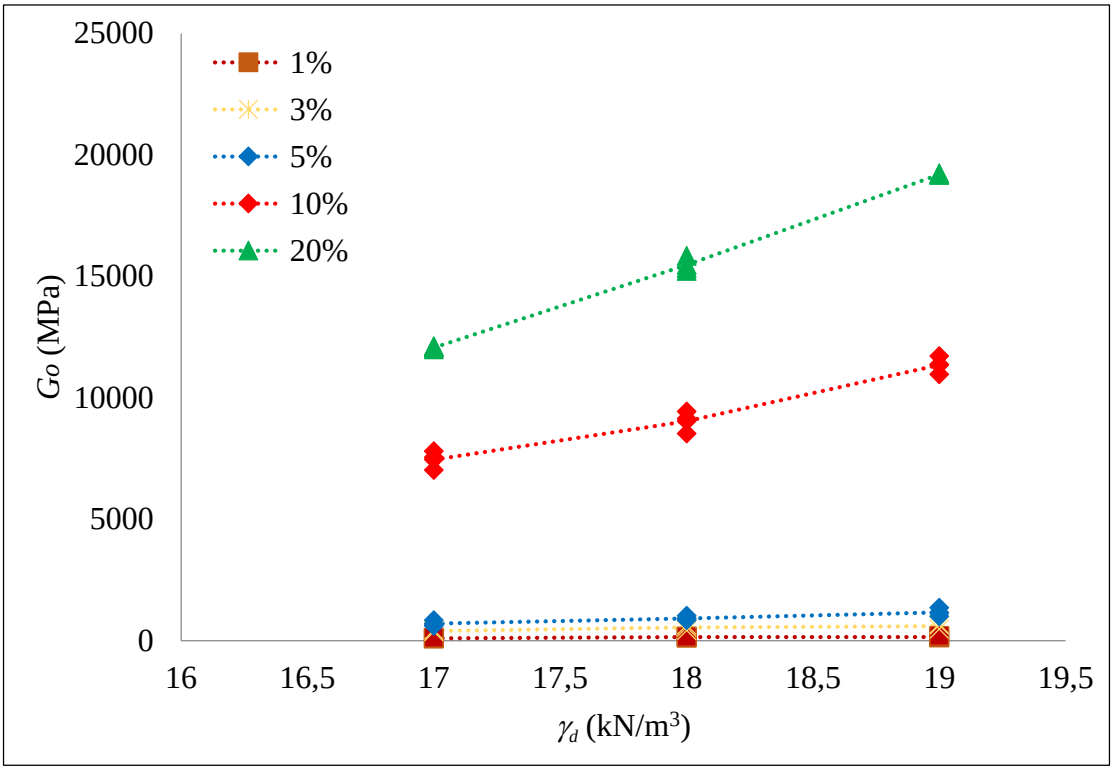


Figura 4-9: Variação da rigidez (módulo cisalhante a pequenas deformações – G_o) em função do peso específico seco aos 7 dias de cura.

4.2.1.2 Rigidez em função da razão entre porosidade e teor volumétrico de cimento Portland (índice η/C_{iv}).

Os resultados de G_0 em função do índice η/C_{iv} são apresentados na figura 4-10. Observa-se tendência análoga ao que foi anteriormente reportado para os resultados de q_u. Ou seja, meios menos porosos e com cimentação mais desenvolvida favorecem a rigidez do material a pequenas deformações, já que a área de contacto entre as partículas é beneficiada por essas duas

características (FERNANDEZ e SANTAMARINA, 2001). Assim, a rigidez entre os contatos é aumentada.

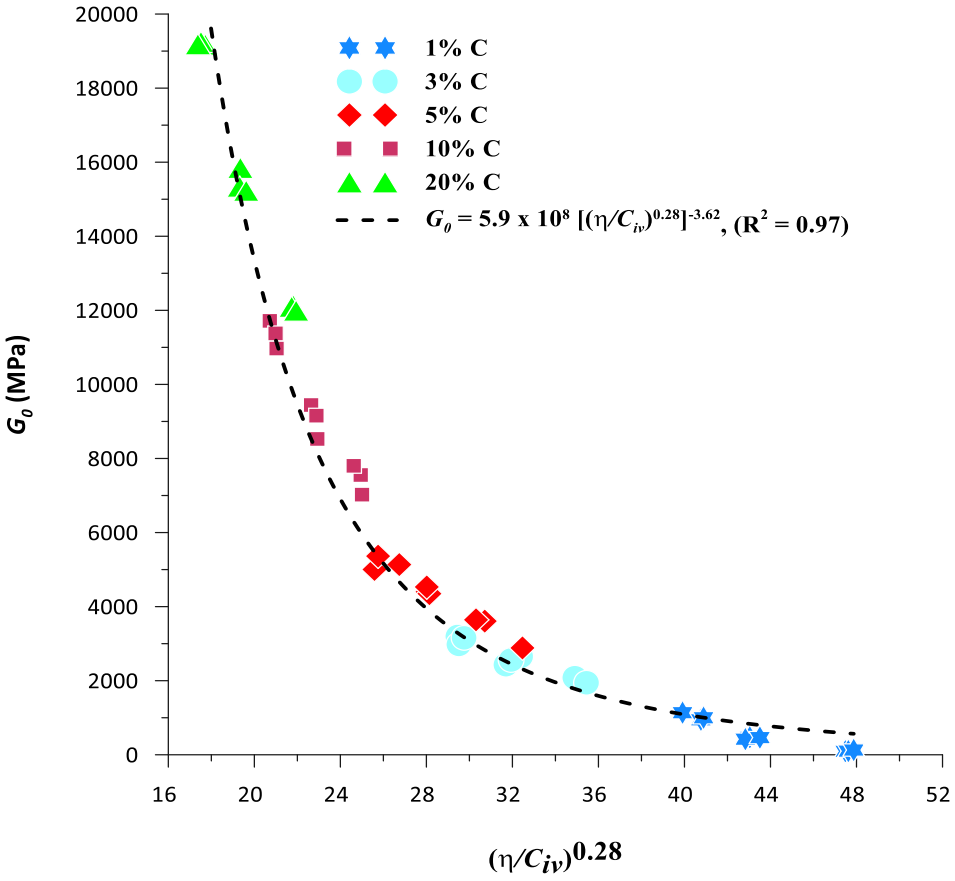


Figura 4-10: Relação da rigidez em função do índice $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ das misturas do RMF e cimento aos 7 dias de cura.

4.2.2 Rigidez aos 90 dias de cura

4.2.2.1 Rigidez em função de teor de cimento e peso específico seco (γ_d).

Os resultados do módulo cisalhante a pequenas deformações (G_o) da mistura estudada em função de teor de cimento são apresentados na Figura 4-11 e em função do peso específico aparente seco na Figura 4-12. De forma análoga aos resultados de 7 dias de curas, percebe-se que a rigidez do material para teores de cimento variando de 1 a 5% (e valores de γ_d entre 17 e 18 kN/m³) são similares, indicando o efeito irrisório da variação do teor de cimento nessas condições, mesmo para um alto tempo de cura. Para elevados teores de cimento (10 e 20%) isso não ocorre, já que os ganhos de desempenho se mostraram substanciais.

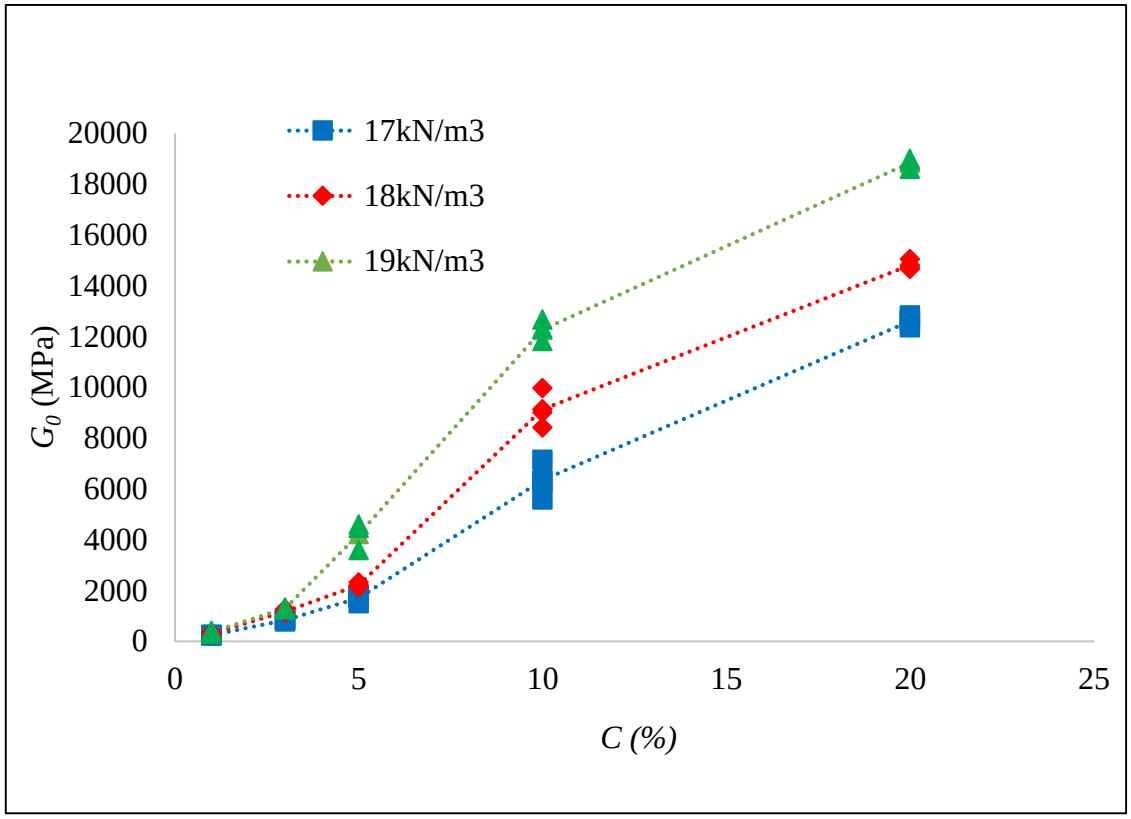


Figura 4-11: Variação da rigidez (módulo cisalhante a pequenas deformações – G_o) em função de teor de cimento aos 90 dias de cura.

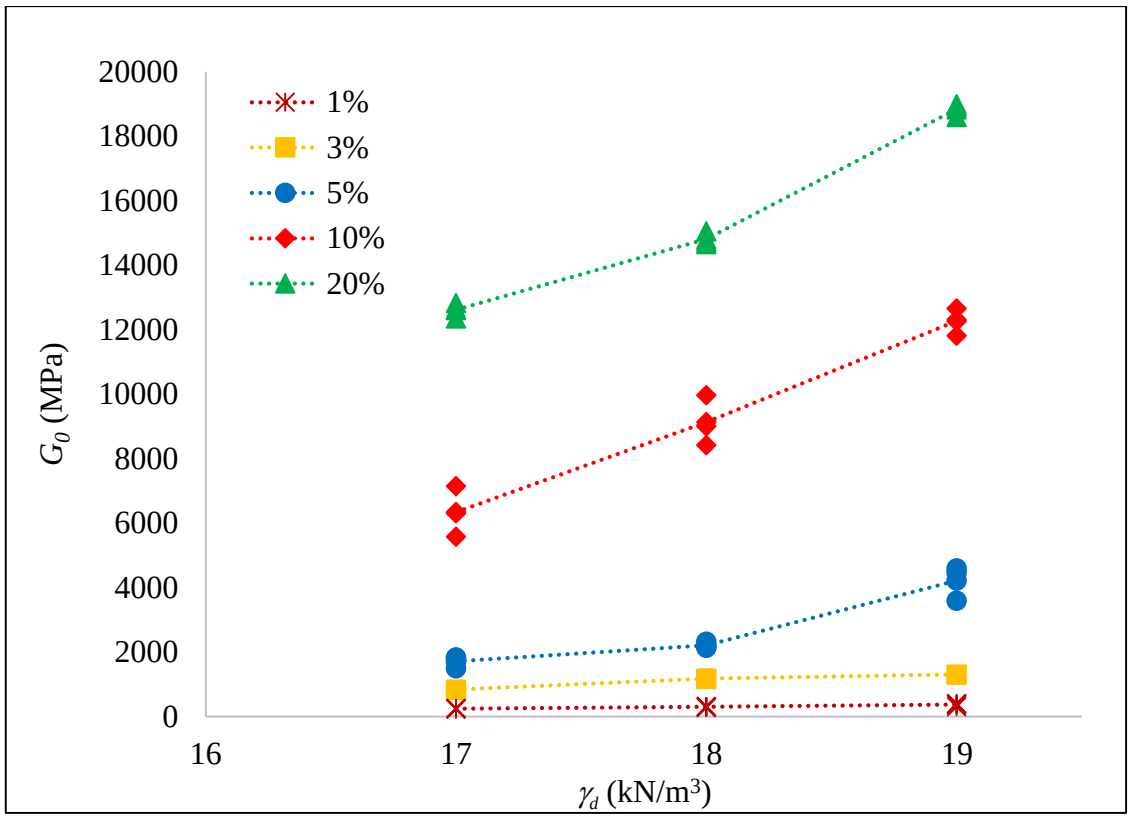


Figura 4-12: Variação da rigidez (módulo cisalhante a pequenas deformações – G_o) em função do peso específico seco aos 90 dias de cura.

4.2.2.2 Rigidez em função da razão entre porosidade e teor volumétrico dos agentes cimentantes (índice η/C_{iv})

Os resultados de G_o do RMF cimentado curado aos 90 dias a uma temperatura controlada de 23º C são mostrados na figura 4-13, abaixo. Os resultados são muito similares ao que foi reportado para o tempo de cura de 7 dias: proporcionalidade entre teor de cimento e rigidez e densidade e rigidez. Entretanto, observe-se que os valores mais altos da rigidez são alcançados já nos dias iniciais de cura em função da elevada taxa das reações de hidratação do cimento de alta resistência inicial.

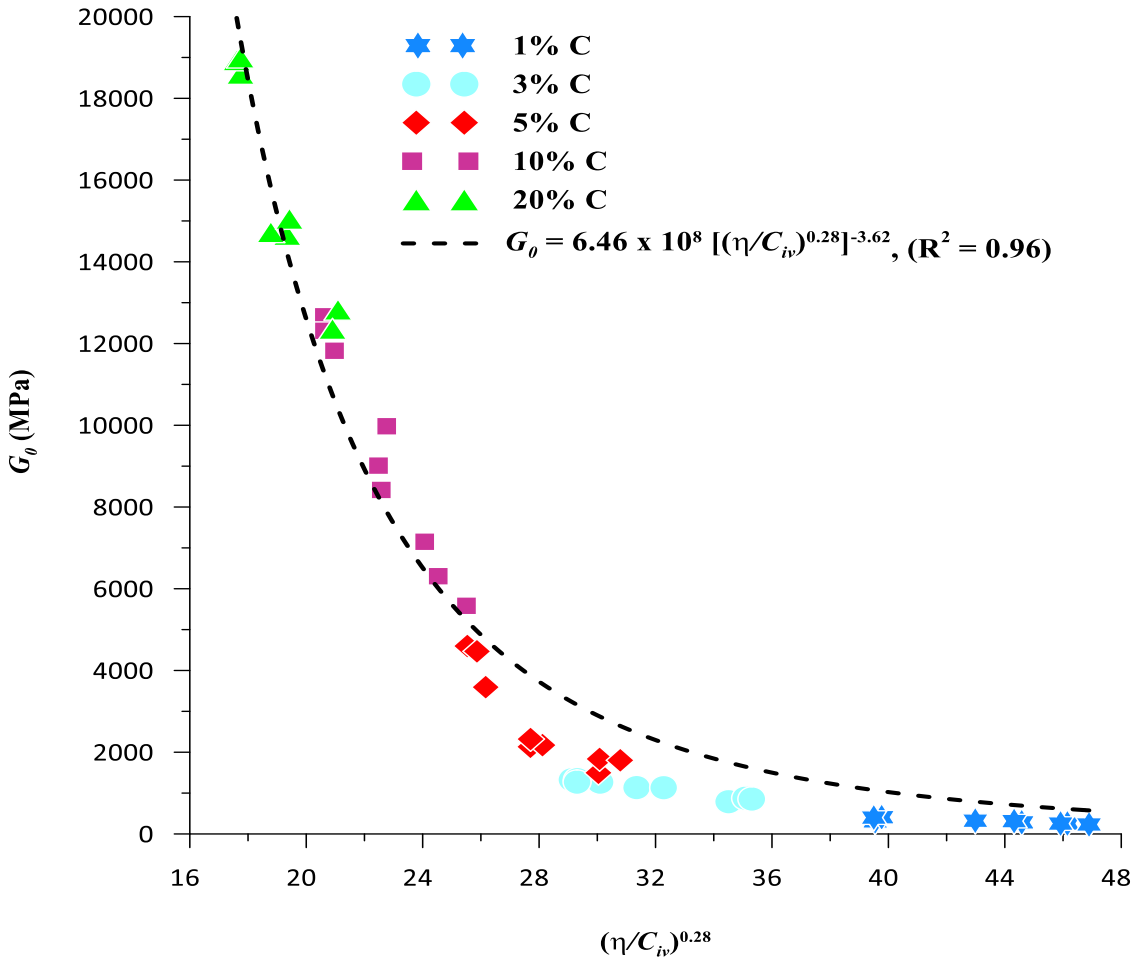


Figura 4-13: Relação da rigidez em função do índice $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ das misturas do RMF e cimento aos 90 dias de cura.

4.2.3 Avaliação do efeito de tempo de cura sobre a rigidez

A avaliação do efeito de tempo de cura sobre o modulo cisalhante a pequenas deformações G_0 foi avaliado considerando as curvas de G_0 em função de parâmetro $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ como ilustrado na figura 4-14. Conforme anteriormente apresentado para os dados de resistência, cada ponto representado nesta figura refere-se a média das três amostras.

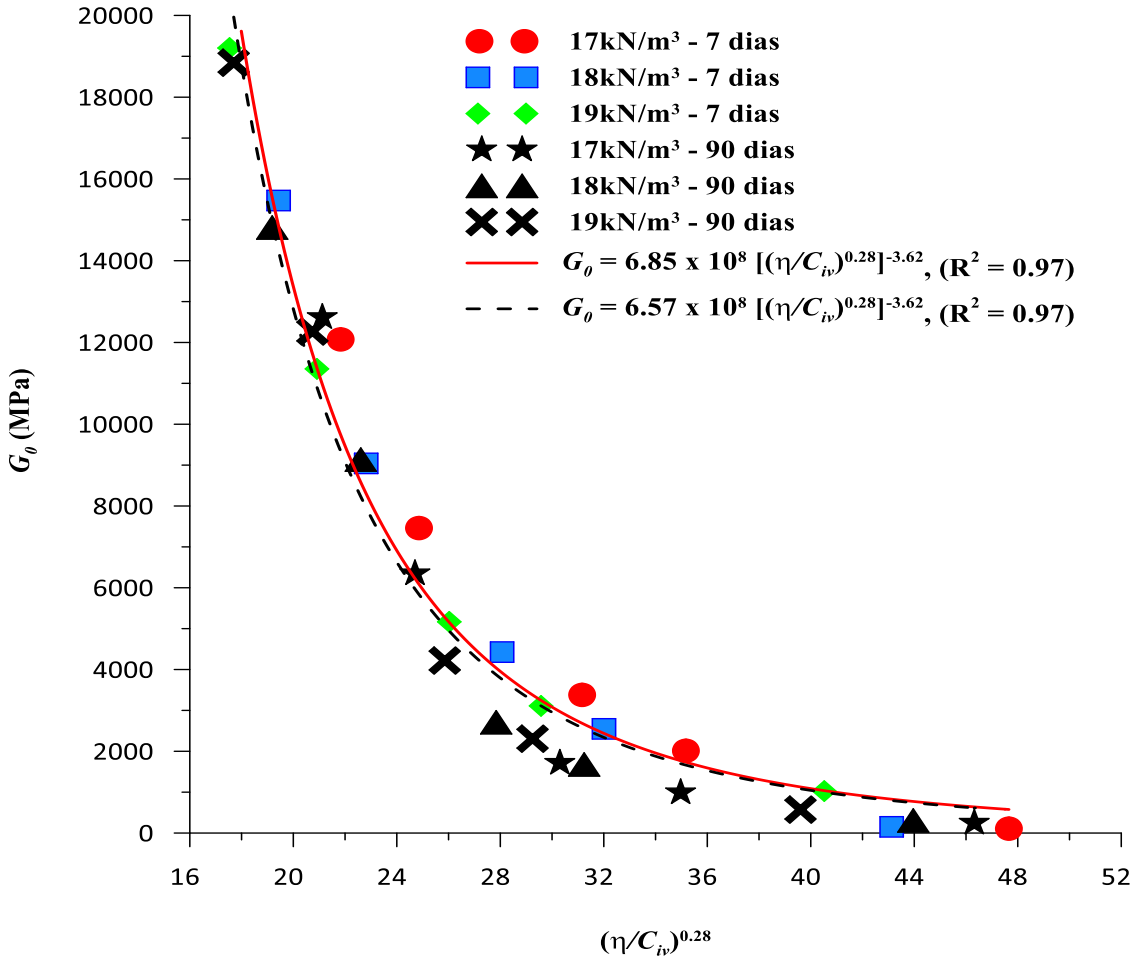


Figura 4-14: Rigidez em função do índice $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ das misturas do RMF e cimento aos 7 e 90 dias de cura.

Tendências análogas àquelas reportadas para os dados de resistência repetem-se aqui; ou seja, pouca influência do tempo de cura no G_0 das misturas estudadas, o que é denotado por um leve decréscimo na rigidez com o aumento do tempo de cura. Todavia, esse decréscimo é irrisório e se reflete nos valores dos escalares das respetivas equações (1.59 para 7 dias de cura e 1.57 para 90 dias de cura). Em suma, os valores de G_0 para 7 e 28 dias podem ser considerados equivalentes.

4.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS

Neste item, serão apresentados os resultados e análises dos ensaios de compressão triaxial (comportamento isotrópico e cisalhamento), realizados em amostras secas da mistura de rejeito de mineração de ferro com distintas teores de cimento Portland CP-V (0, 3, 5, 10 e 20%) com peso específico aparente seco de 17, 18 e 19 kN/m^3 submetidas às tensões de confinamento de 1,2 até 120MPa. A ausência de ensaios de compressão isotrópica e de cisalhamento até 120 MPa para as amostras com peso específico de 18 kN/m³ não deve ser interpretada como uma limitação meramente operacional, mas sim como uma manifestação do comportamento mecânico intrínseco do material em um estado intermediário de compactação. De fato, esse estado parece corresponder a uma condição estrutural metastável, na qual a organização das partículas não apresenta nem a elevada capacidade de acomodação das amostras mais fofas (17 kN/m³), nem a robustez estrutural das amostras mais densas (19 kN/m³). Sob compressão isotrópica crescente, materiais nesse estado intermediário tendem a exibir uma transição abrupta de rigidez, associada à degradação da estrutura interna e ao colapso de ligações interparticulares. Esse processo resulta em aumento significativo da compressibilidade e em deformações volumétricas não lineares, frequentemente concentradas em intervalos relativamente estreitos de tensão média efetiva. A interrupção dos ensaios sugere que tais mecanismos foram mobilizados antes de se atingir 120 MPa, levando a condições de instabilidade mecânica ou a deformações incompatíveis com a continuidade do ensaio. Essa interpretação é consistente com o comportamento observado nas demais amostras: os materiais com 17 kN/m³ apresentam uma resposta mais gradual, típica de estruturas abertas que se densificam progressivamente, enquanto os materiais com 19 kN/m³ mantêm uma resposta mais estável, compatível com um esqueleto granular já densificado e com menor potencial de colapso. Em contraste, o material com 18 kN/m³ parece situar-se em um limiar crítico, no qual pequenas variações de tensão promovem rearranjos estruturais desproporcionais. As amostras foram identificadas da seguinte forma: X_Y*C*_Z MPa: X indica o peso específico aparente seco, Y o teor de cimento e Z a tensão de confinamento. Por exemplo, o ensaio 17_3C_4 MPa, refere-se à amostra de 17kN/m^3, cimentado com 3% de cimento e submetido a uma tensão confinante efetiva de 4MPa, como apresentado na tabela 4-1.

Tabela 4-1: Resumo de resultados das amostras ensaiadas.

Ensaios	υ_{sh}	q_{max} **(kPa)**	p'_{max} **(kPa)**	q_{max}/p'_{max}	υ_f	$\varepsilon_{a,f}$ **(%)**	q_f **(kPa)**	p'_f **(kPa)**	q_f/p'_f

17_0C_1.2MPa	1,67	3062	2222	1,38	1,66	25	2694	2098	1,28
17_0C_4MPa	1,64	9302	7103	1,31	1,56	25	8705	6902	1,26
17_0C_12 MPa	1,58	27720	21240	1,31	1,43	25	27334	21112	1,29
17_0C_40 MPa	1,50	86223	68742	1,25	1,35	25	85912	68638	1,25
17_0C_120 MPa	1,40	265969	208657	1,27	1,25	25	305885	221968	1,32
18_0C_4MPa	1,55	10168	7709	1,32	1,52	23	9892	7709	1,28
18_0C_12MPa	1,53	28609	21537	1,33	1,43	25	27650	21215	1,30
18_0C_40MPa	1,43	90998	70333	1,30	1,29	25	90572	70192	1,29
19_0C_1.2MPa	1,49	5703	3100	1,84	1,55	25	3627	2408	1,51
19_0C_4MPa	1,48	13214	8403	1,57	1,49	25	9777	7259	1,35
19_0C_12MPa	1,46	30725	22242	1,38	1,40	25	27535	21181	1,30
19_0C_40MPa	1,43	91342	70446	1,30	1,30	25	89620	69872	1,28
19_0C_120MPa	1,32	265969	208657	1,27	1,19	22	265969	208657	1,27
17_3C_1.2MPa	1,68	4218	2608	1,62	1,69	25	3081	2227	1,38
17_3C_4MPa	1,66	10397	7467	1,39	1,58	25	9713	7239	1,34
17_3C_12MPa	1,61	30286	22095	1,37	1,42	25	30269	22091	1,37
17_3C_40MPa	1,50	96462	72153	1,34	1,30	22	96462	72153	1,34
17_3C_120MPa	1,38	266378	208791	1,28	1,27	22	266378	208791	1,28
18_3C_4MPa	1,57	12072	8025	1,50	1,54	25	9897	7299	1,36
18_3C_12MPa	1,55	29094	21698	1,34	1,45	25	27888	21298	1,31
18_3C_40MPa	1,45	90982	70326	1,29	1,32	25	90538	70179	1,29
19_3C_1.2MPa	1,50	7420	3674	2,02	1,54	25	4256	2617	1,63
19_3C_4MPa	1,49	14724	8907	1,65	1,50	25	10797	7599	1,42
19_3C_12MPa	1,47	31017	22336	1,39	1,39	25	28360	21455	1,32
19_3C_40 MPa	1,41	93492	71164	1,31	1,29	25	91367	70456	1,30
19_3C_120MPa	1,33	274263	211422	1,30	1,19	25	274263	211422	1,30
17_5C_4MPa	1,69	11767	7924	1,48	1,62	25	9842	7284	1,35
17_5C_12MPa	1,66	29479	21824	1,35	1,51	25	28857	21617	1,33
17_5C_40MPa	1,59	94289	71430	1,32	1,37	24	94289	71430	1,32
17_5C_120MPa	1,43	248745	202916	1,23	1,32	22	248745	202916	1,23
18_5C_4MPa	1,57	13058	8353	1,56	1,56	25	10097	7365	1,37
18_5C_12MPa	1,55	30535	22177	1,38	1,46	25	28390	21462	1,32
18_5C_40MPa	1,50	90614	70206	1,29	1,35	25	90333	70111	1,29
19_5C_4MPa	1,53	20705	10903	1,90	1,57	25	11264	7755	1,45
19_5C_12MPa	1,52	36558	24187	1,51	1,48	25	28709	21570	1,33
19_5C_40MPa	1,48	93222	71074	1,31	1,35	25	89089	69697	1,28
19_5C_120MPa	1,39	250128	203376	1,23	1,28	25	249235	203078	1,23
17_10C_4MPa	1,69	18004	10001	1,80	1,68	25	11320	7771	1,46
17_10C_12MPa	1,69	30768	22255	1,38	1,54	25	28909	21637	1,34
17_10C_40MPa	1,61	93502	71169	1,31	1,39	23	93502	71169	1,31
17_10C_120MPa	1,47	243441	201145	1,21	1,35	22	243441	201145	1,21
18_10C_4MPa	1,59	17961	9988	1,80	1,60	17	13015	8338	1,56
18_10C_12MPa	1,58	34643	23548	1,47	1,52	25	29165	21720	1,34
18_10C_40MPa	1,52	93392	71130	1,32	1,39	25	92764	70922	1,31
19_10C_4MPa	1,55	24317	12106	2,01	1,55	5	16215	9405	1,72
19_10C_12MPa	1,54	38887	24962	1,56	1,49	13	34198	23398	1,46

19_10C_40MPa	1,50	92932	70976	1,31	1,37	25	88802	69599	1,28
19_10C_120MPa	1,40	243303	201099	1,21	1,31	25	242122	200708	1,21
17_20C_4MPa	1,73	26566	12855	2,07	1,76	25	12613	8201	1,54
17_20C_12MPa	1,72	38551	24848	1,55	1,64	25	30971	22323	1,39
17_20C_40MPa	1,69	94899	71635	1,32	1,46	23	94899	71635	1,32
17_20C_120MPa	1,56	249658	203219	1,10	1,45	16	249658	203219	1,10
18_20C_4MPa	1,61	28182	13395	2,10	1,61	7	14772	8924	1,65
18_20C_12MPa	1,60	41055	25686	1,59	1,58	17	33904	23302	1,46
18_20C_40MPa	1,57	96634	72212	1,34	1,46	25	92305	70768	1,30
19_20C_4MPa	1,55	40391	17463	2,31	1,56	8	21769	11256	1,93
19_20C_12MPa	1,55	59364	31787	1,87	1,53	15	38482	24828	1,55
19_20C_40MPa	1,53	107327	75772	1,42	1,45	25	91385	70462	1,30
19_20C_120MPa	1,47	250873	203621	1,23	1,36	25	246271	202090	1,22

4.3.1 Comportamento em Compressão Isotrópica

A determinação de ponto de plastificação inicial da mistura do RMF e cimento Portland no plano volume específico (v) – tensão efetiva média (p') foi realizada de acordo Rotta et al. (2003). Segundo os autores, o ponto de plastificação inicial sinaliza a quebra da cimentação ou da ligação entre as partículas e o inicio de deformações acentuadas e irreveciveis. Ele representa o ponto no qual o material perde o seu comportamento elastico e a linha normal de compressão perde a sua tendência linear mudando de trajetória como ilustrado na Figura 4-18. Isso implica uma mudança de comportamento, passando de tendência linear inicial para a tendência curvilínea, com aumento da compressibilidade, tanto para materiais não cimentados quanto para materiais cimentados.

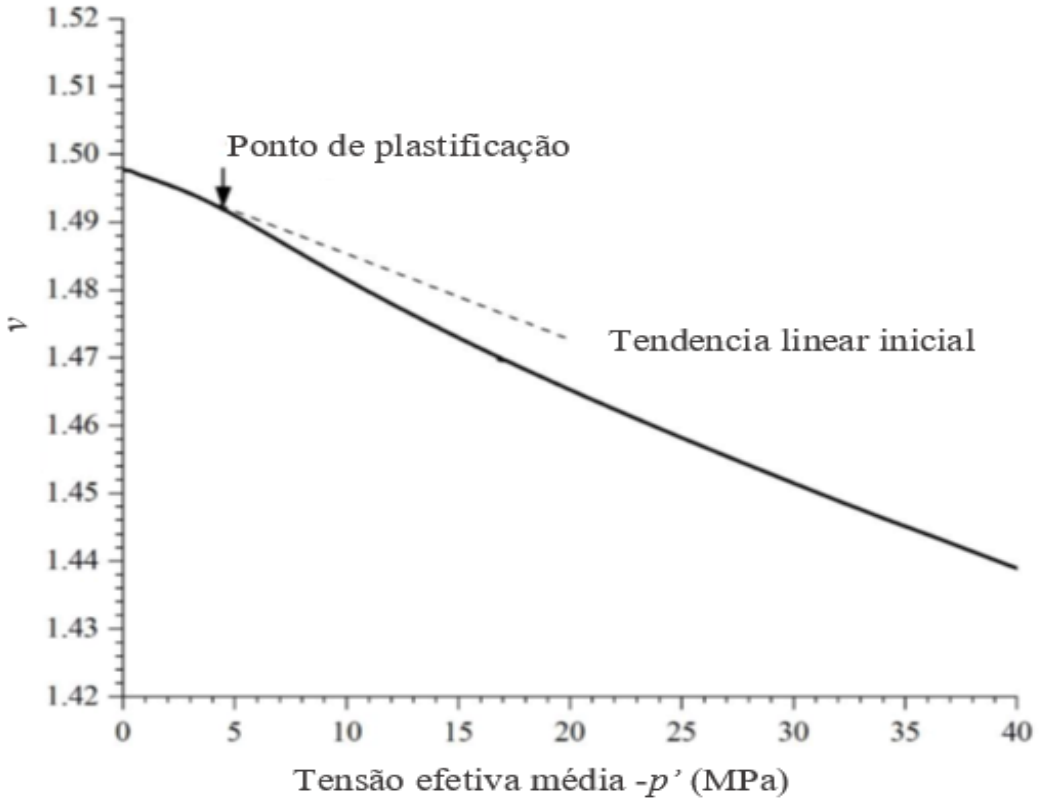


Figura 4-15: Modelo de determinação do ponto de plastificação na compressão isotrópica (ROTTA et al., 2003).

A figura 4-16 ilustra os pontos em que a plastificação ocorre para cada mistura estudada nesse estudado, marcados com setas e a Tabela 4-2 apresenta o resume desses pontos. Em alguns ensaios, não foi possível fazer essas marcações devido aos valores da tensão de ponto da plastificação muito baixos. Rotta et al, (2003) explicaram que a tensão que marca o ponto de plastificação aumenta com a densidade e com o teor de cimento. Portanto, observe-se que para o RMF não cimentado, a tensão de ponto de plastificação aumenta com o aumento da densidade, passando de 295kPa para 400kPa para 17kN/m^3 e 19kN/m^3 respetivamente. Isso significa que o aumento da densidade provoque o crescimento do empacotamento das partículas o que aumenta a resistência inter-partículas e consequentemente o ponto de plastificação. A adição de 3% de cimento provocou um substancial aumento da tensão relativa ao ponto de plastificação do RMF cimentado em relação ao RMF não cimentado, considerando-se a mesma densidade inicial. Ademais, o incremento do teor de cimento de 3% para 5% causou um aumento de aproximadamente 620% da tensão de ponto de plastificação para as amostras fofas e densas, enquanto o aumento do teor de cimento de 5% para 10 e 20% provocou um aumento de cerca de 440% a 800% respetivamente. Isso pode ter sido provocado pelo aumento do grau da cimentação entre as partículas do cimento embora que quando aumenta o teor do cimento,

diminui a quantidade de rejeito. Os mesmos resultados foram encontrados pelo Rotta et al. (2003).

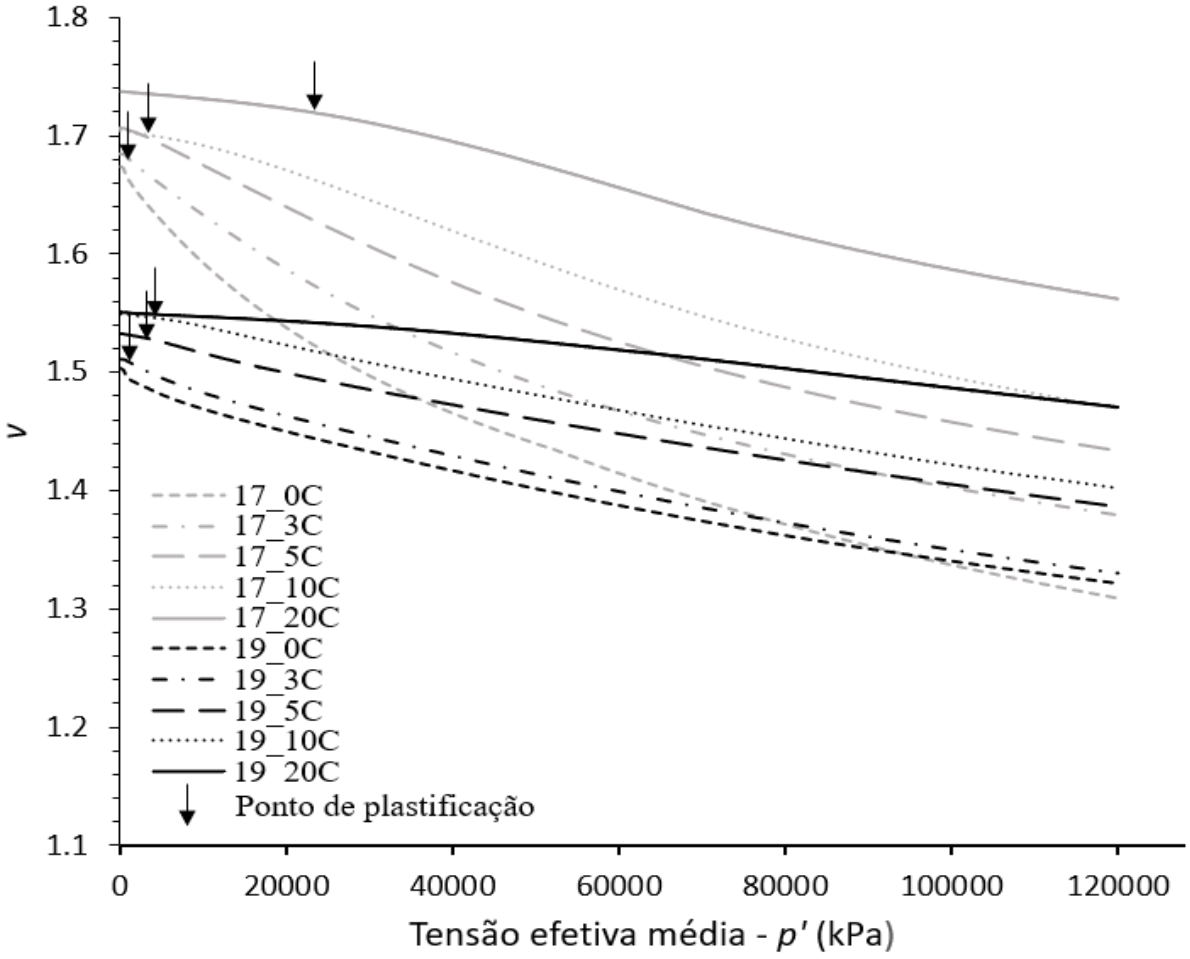


Figura 4-16: Determinação da tensão de ponto de plastificação inicial na compressão isotrópica do RMF para 0%, 3%, 5%, 10% e 20%.

Tabela 4-2: Os valores da tensão de plastificação na compressão isotrópica.

γ_d (kN/m^3)	Cimento (%)	Ponto de plastificação (kPa)
17	0	295
	3	590
	5	4300
	10	8158
	20	23150
19	0	400
	3	605
	5	4390
	10	22600
	20	39890

A Figura 4-17 apresenta os dados da compressão isotrópica no plano *v – logp'* para as amostras de 17kN/m^3 e de 19kN/m^3 até σ'_3 =120 MPa e as amostras de 18kN/m^3 até σ'_3 = 40 MPa considerando todos os teores de cimento. Observa-se que as curvas de compressão para os rejeitos não cimentados apresentam tendências não lineares praticamente desde o início do carregamento isotrópico, enquanto os resultados para a mistura de 20% de cimento apresentam tendência linear até tensões de aproximadamente 20 MPa para o corpo de prova de 17kN/m^3 e 40 MPa para o corpo de prova de 19kN/m^3. Ademais, após o ponto de plastificação inicial, os corpos de prova seguem a essa tendência de compressão até uma porção linear da curva, denominada Linha de Compressão Pós-Plastificação (LCPP) (COOP e ATKINSON, 1993; ROTTA et al., 2003).

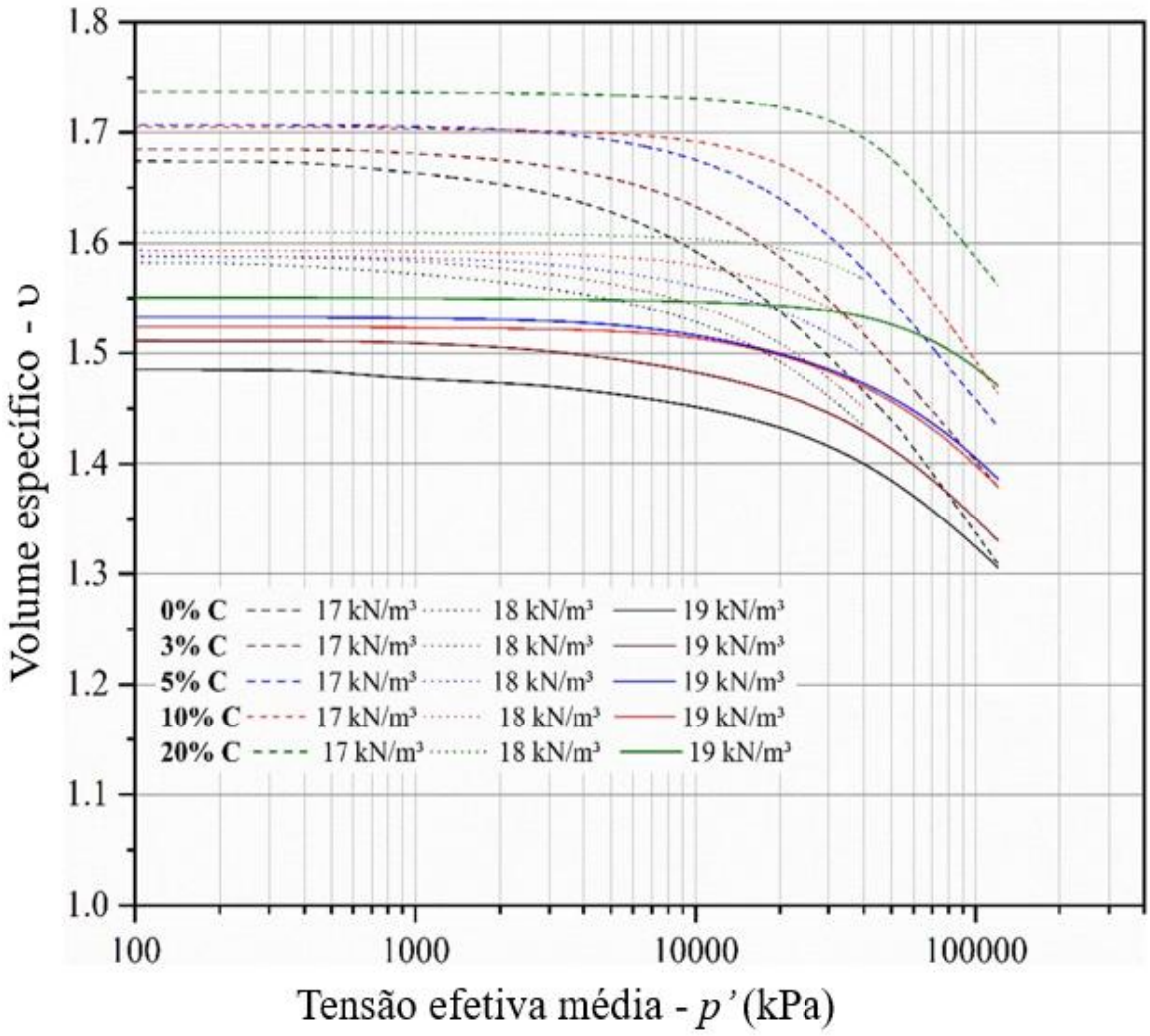


Figura 4-17: Compressão isotrópica

A avaliação da rigidez das amostras ensaiadas em compressão isotrópica evidencia que o comportamento do RMF, antes da ruptura, é fortemente governado pela evolução da plastificação e pela degradação progressiva da estrutura interna (ROTTA et al., 2003). Nesse

contexto, a rigidez inicial não deve ser interpretada como um parâmetro constante ou puramente elástico, mas sim como uma propriedade dependente do estado de tensões e da integridade estrutural do material (COOP e ATKINSON, 1993; ROTTA et al., 2003).

De maneira geral, observa-se que a rigidez inicial aumenta com o incremento da tensão confinante, comportamento típico de geomateriais granulares e cimentados. Esse aumento está associado à maior mobilização de contatos interparticulares e ao incremento das forças normais atuantes, o que resulta em uma resposta inicial mais rígida (COOP e ATKINSON, 1993; ROTTA et al., 2003). Entretanto, essa rigidez não se mantém ao longo do carregamento, sendo progressivamente reduzida com o avanço da deformação axial, indicando o início da plastificação antes mesmo da mobilização da resistência de pico.

A identificação da tensão de plastificação na fase de compressão isotrópica permite interpretar esse comportamento como uma transição entre um regime pseudo-elástico, dominado pela estrutura inicial do material, e um regime plástico, no qual passam a predominar mecanismos de rearranjo de partículas, quebra de ligações cimentantes e, possivelmente, fragmentação de grãos. Assim, mesmo nas amostras que apresentam elevada rigidez inicial, essa condição é rapidamente degradada após o início da plastificação, evidenciando que a resposta do material é essencialmente não linear desde baixos níveis de deformação.

A influência do grau de compactação reforça essa interpretação. As amostras mais fofas (17 kN/m³) apresentam menor rigidez inicial e comportamento mais dúctil, com plastificação progressiva. Em contrapartida, as amostras mais densas (19 kN/m³) exibem maior rigidez inicial e maior resistência à plastificação, mantendo uma resposta mais estável ao longo do carregamento. Já as amostras com densidade intermediária (18 kN/m³) apresentam comportamento distinto, caracterizado por plastificação mais precoce e maior instabilidade estrutural. Esse resultado sugere a existência de um estado crítico de organização interna, no qual o material se torna particularmente sensível à aplicação de tensões, resultando em degradação antecipada da rigidez.

Adicionalmente, o efeito da cimentação é claramente observado no aumento da rigidez inicial e no atraso do início da plastificação. No entanto, sob níveis elevados de tensão confinante, esse efeito tende a ser reduzido devido à destruição progressiva da estrutura cimentada. Nessa condição, o comportamento do material converge para uma resposta dominada pelo atrito entre partículas, reduzindo a influência da cimentação na rigidez global. Esse processo é compatível

com a ocorrência de quebra de ligações interparticulares e possível fragmentação de grãos, conforme indicado pelos objetivos experimentais do estudo (COOP e LEE, 1993; COOP e ATKINSON, 1993; ROTTA et al., 2003; MARRI et al., 2012).

Portanto, os resultados indicam que a rigidez pré-ruptura das misturas de rejeito de mineração de ferro cimentado é controlada por um equilíbrio entre estrutura inicial, nível de confinamento e evolução da plastificação. Dessa forma, sua interpretação deve considerar não apenas o valor inicial, mas também sua degradação ao longo do carregamento.

O módulo volumétrico (B) durante a compressão foi determinado como a inclinação da curva de tensão efetiva média (p') em relação à variação volumétrica (ε_v), até o ponto da plastificação, conforme definido por Rotta et al. (2003). A variação de B em função do teor de cimento e da densidade é ilustrada na figura 4-18 considerando somente as amostras mais fofas (com 17kN/m^3) e mais densas (19kN/m^3).

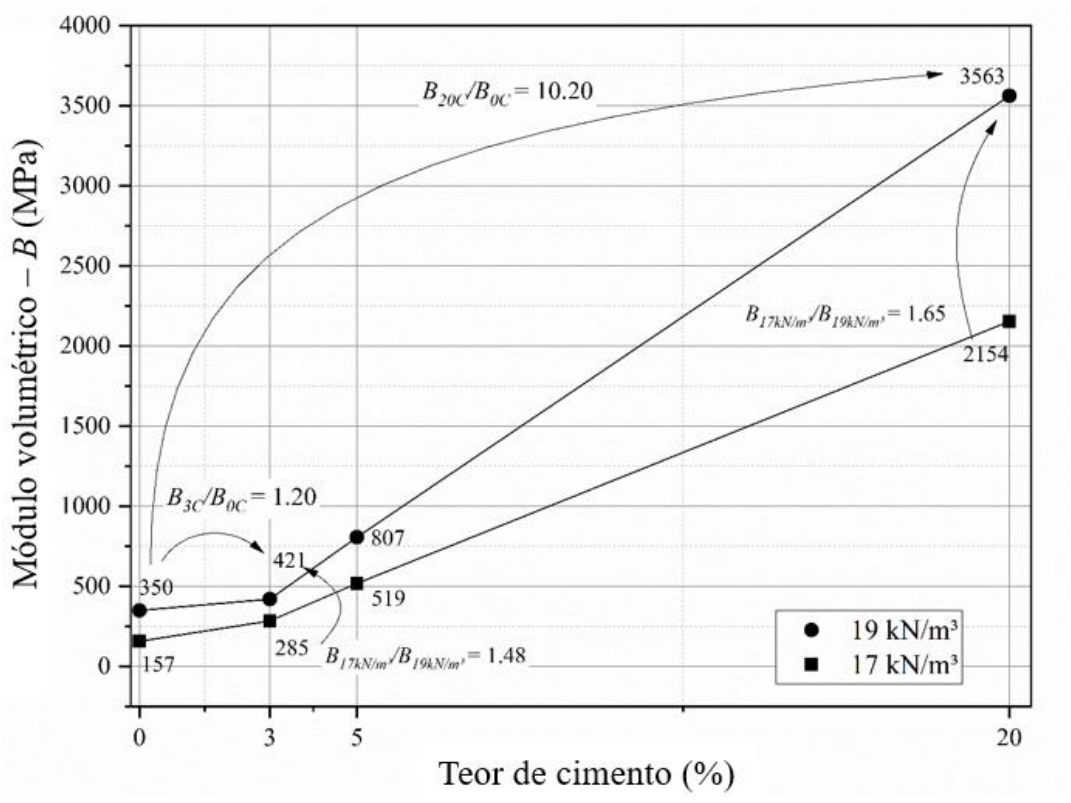


Figura 4-18: A influência do teor de cimento e do peso específico seco no modulo volumétrico.

Tanto o teor de cimento como a densidade influenciam a compressibilidade do material, conforme observado pelos valores de módulo volumétrico expostos na Figura 4-18. Porém, o efeito da densidade mostrou-se muito superior para maiores quantidades de cimento: A relação

B_{20C}/B_{0C} para a amostra de 19 kN/m³ com 20% de cimento foi seis (6) vezes superior a amostra de 17 kN/m³ contendo a mesma quantidade de cimento; para os demais teores de cimento essa diferença foi inferior a duas vezes. A relação entre os valores de módulo volumétrico do material cimentado e natural também é indicativo da perda de compressibilidade (i.e., ganho de rigidez) do material devido a adição de cimento. Nesse sentido, o aumento no teor de cimento resulta em uma matriz cimentícia mais desenvolvida e, portanto, em menor nível de compressibilidade já que essas restringem as deformações volumétricas durante a compressão. A partir do momento que essas ligações são quebradas (ponto de plastificação da cimentação), a taxa de compressão aumenta (ROTTA et al., 2003). Da mesma forma, amostras mais porosas apresentam maior capacidade de compressão devido à sua maior porosidade. Portanto, a degradação das ligações e a reorganização das partículas são mais pronunciadas no estado poroso (MARRI et al., 2012).

A possibilidade de convergência de amostras com diferentes densidades iniciais para uma única linha normal de compressão (LNC) em tensões mais elevadas é um fenômeno reconhecido para materiais granulares, sejam esses estruturados ou não (COOP e LEE, 1993; MARRI et al., 2012; SANTOS et al., 2010). Espera-se, assim, que quaisquer arranjos entre as partículas (*fabric*) relacionados com a densidade inicial (e/ou com a cimentação) desapareçam para pressões suficientemente grandes, culminando na convergência entre as distintas linhas de compressão do mesmo material. No entanto, há casos em que o nível de tensões requerido para que isso ocorra é muito elevado, particularmente quando as ligações cimentícias são muito resistentes (geralmente para grandes quantidades de cimento).

A figura 4-19 exemplifica o comportamento em compressão isotrópica para materiais diferentes e com distintos graus de cimentação (CUCCOVILLO e COOP, 1999; SANTOS et al. 2010; MARRI et al., 2012).

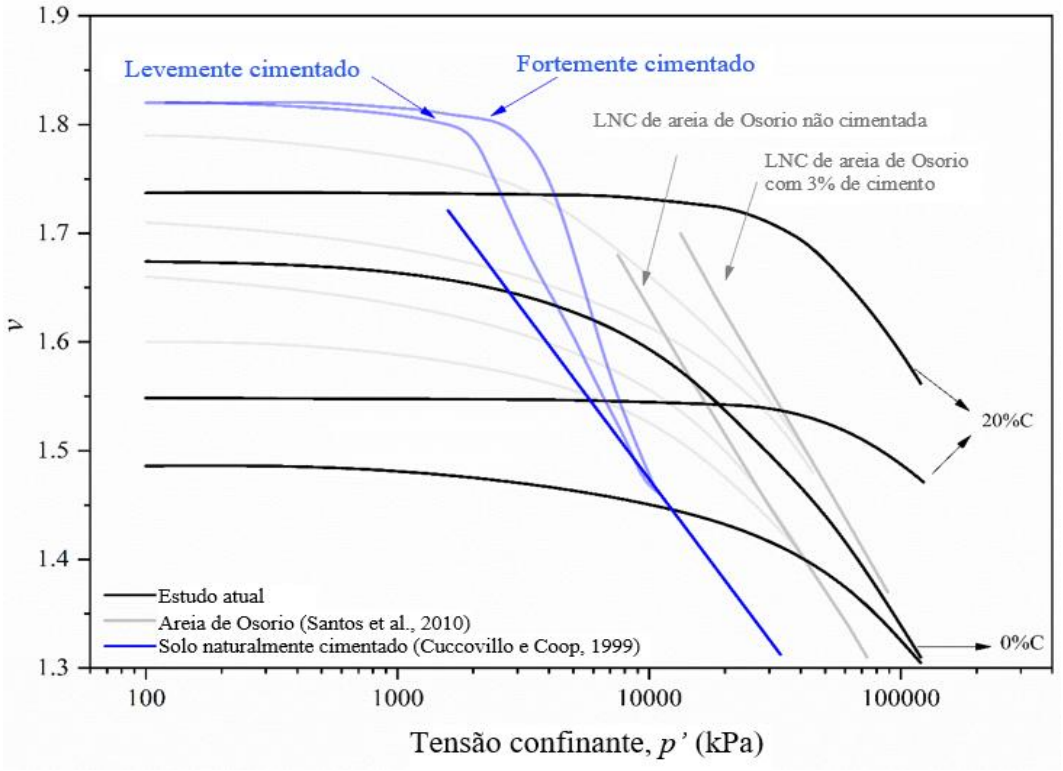


Figura 4-19: As curvas comparativas de compressão isotrópica de RMF, areia de Osorio cimentado e solo naturalmente cimentado.

Na faixa das tensões investigadas, é possível observar três faixas de comportamento: (*i*) convergência a tensões não tão elevadas para um solo naturalmente estruturado (Cuccovillo e Coop, 1999); (*ii*) convergência para um nível intermediário de tensões para o RMF aqui estudado com diferentes densidades iniciais (e sem a adição de cimento), areia com diferentes índices de vazios iniciais e areia cimentada com diferentes índices de vazios iniciais (Santos et al. 2010); e (*iii*) não convergência mesmo para tensões elevadas, como foi o caso do RMF aqui estudado contendo 20% de cimento.

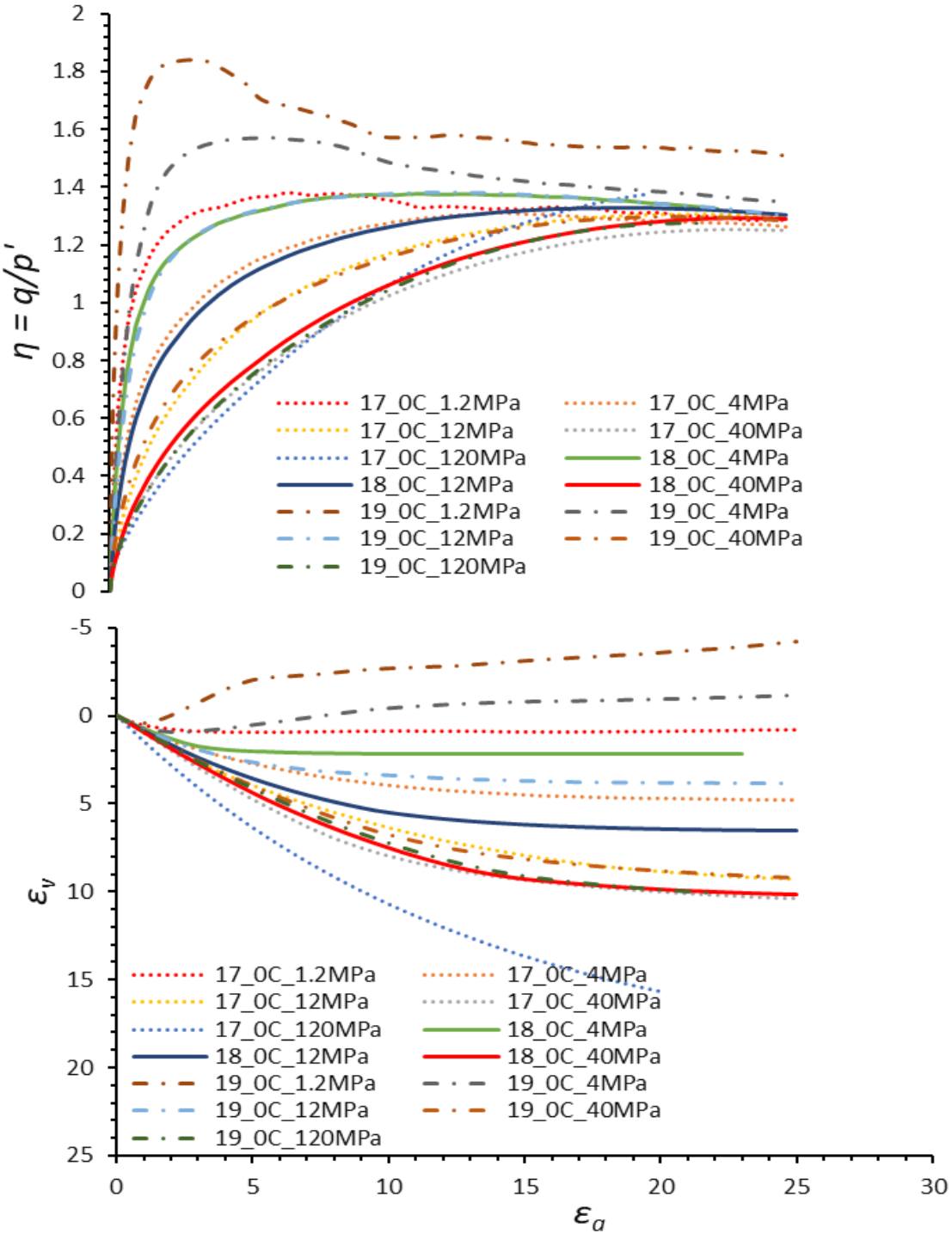
Essas divergências entre os comportamentos podem estar relacionadas à origem geológica (Nocilla et al., 2006; Kwok, 2006; Carrera et al., 2010; Ponzoni et al., 2017) e às características morfológicas (Shipton e Coop, 2012; Ponzoni et al., 2017; Alshibli e Cil, 2018) de cada um dos materiais, além da presença de estrutura devido à cimentação artificial. Enquanto as areias naturais apresentam partículas arredondadas e uma granulometria uniforme (C_u = 1,8~2,2), conforme demonstrado por Santos et al. (2010) e Marri et al. (2012), os rejeitos tendem a ser formados por partículas mais alongadas e menos esféricas (Martins et al., 2001; Tan, 2004; Shipton, 2010) com uma distribuição granulométrica bastante graduada (C_u = 17,3), o que influencia significativamente na classificação do solo. Portanto, é provável que a convergência

para linhas LNCs paralelas ou em direção à LNC não cimentada única ocorra em tensões confinantes mais elevadas (acima de 120 MPa), onde a combinação entre a resistência das ligações e a resistência média das partículas será completamente superada.

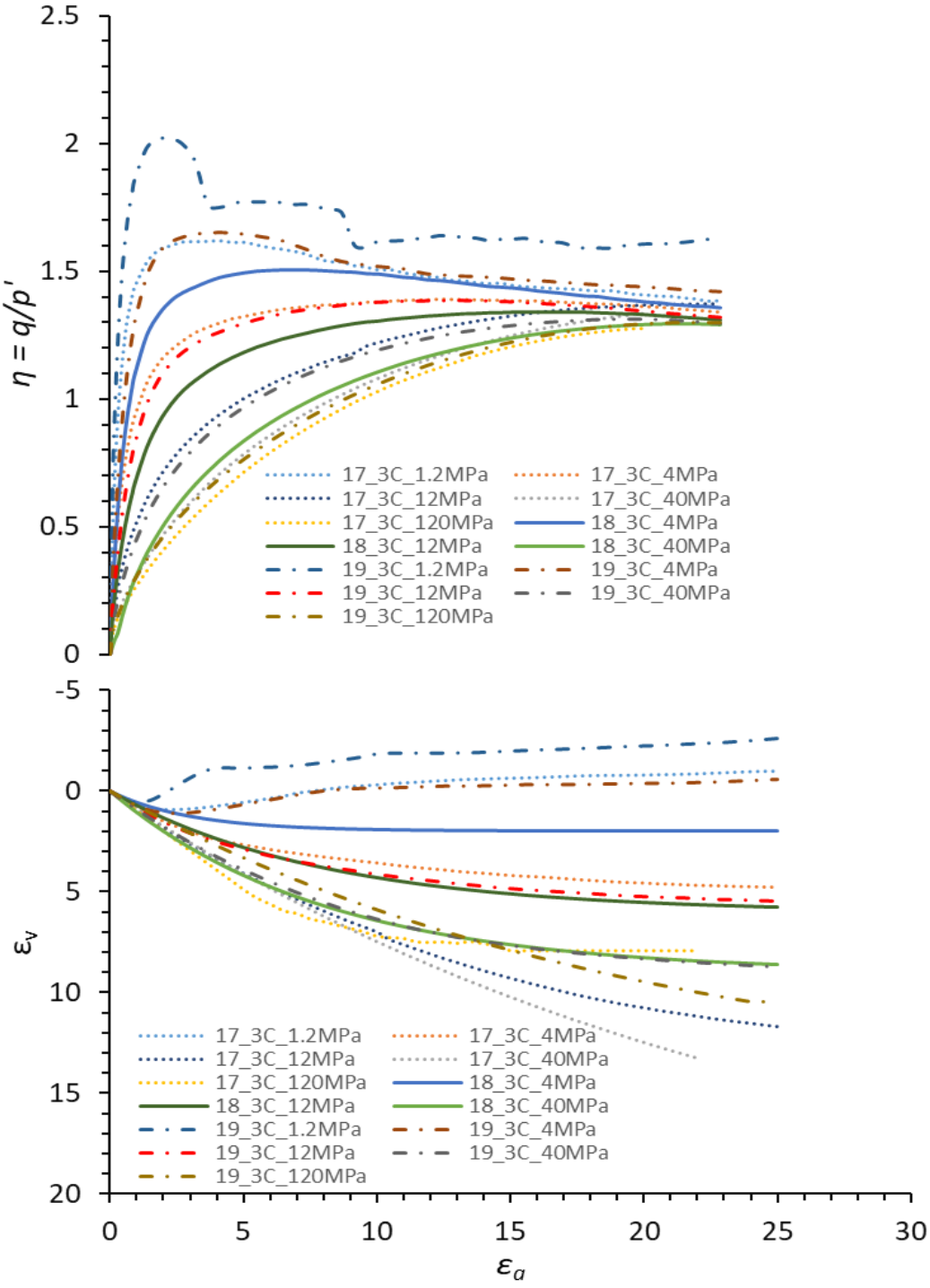
4.3.2 Comportamento ao cisalhamento

4.3.2.1 Comportamento tensão-deformação e trajetória de tensão

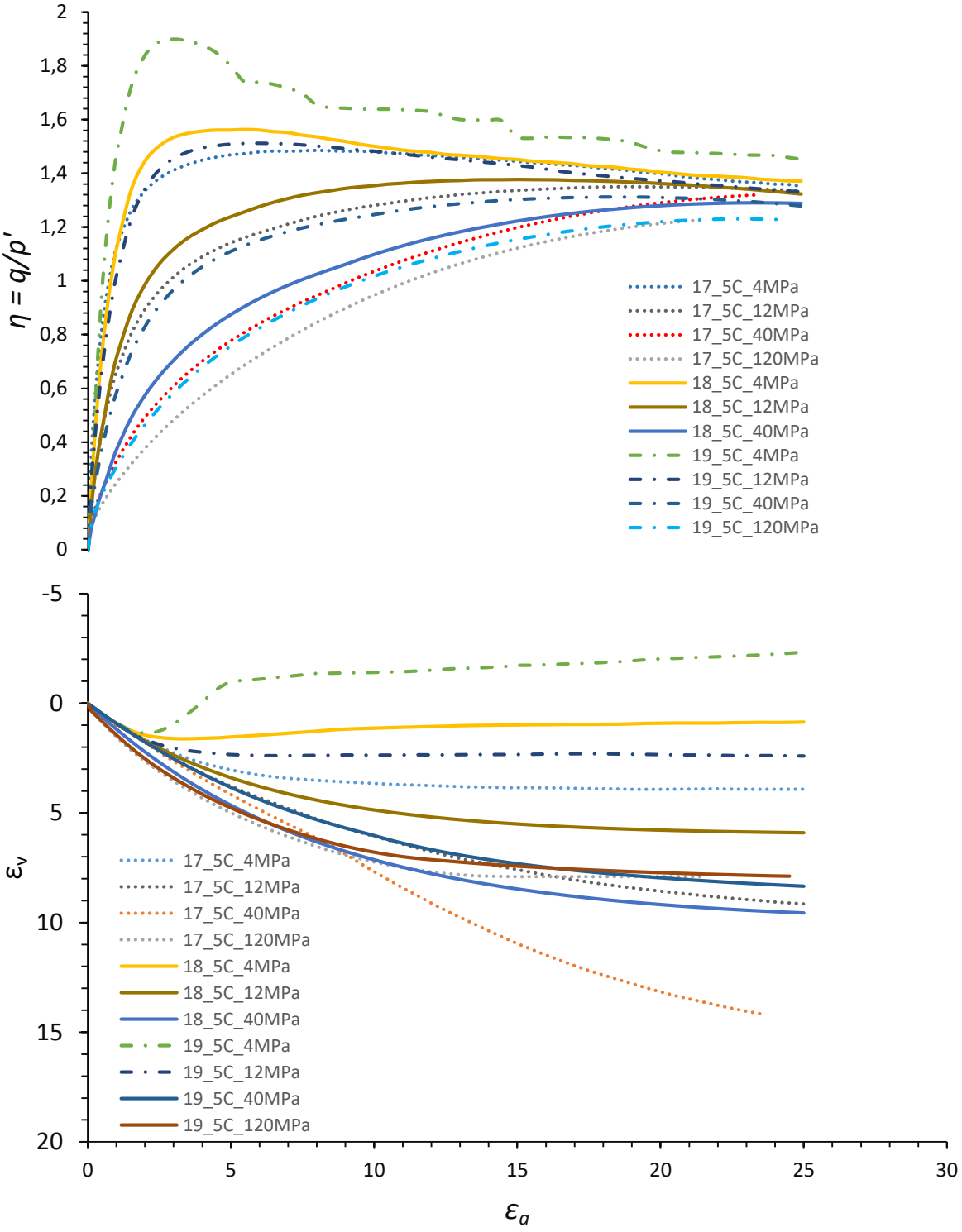
O comportamento tensão-deformação normalizado (q/p' versus ε_a) e a resposta da variação de volume em relação à deformação axial (ε_v versus ε_a) para os ensaios representativos estão apresentados nas Figuras 4-20a a 4-20e. Nesses resultados, são apresendados as amostras de 18kN/m3 ensaidas até 40MPa, conforme explicado anteriormente no Item 4.3. Os valores da razão de tensão final do ensaio (η_{eot}), em geral, variaram entre 1,25 e 1,50, dependendo do nível de tensão, do teor de cimento e dos níveis de deformação axial atingidos. Em muitos casos, observou-se que os (η_{eot}) mais baixos ocorreram em tensões confinantes mais elevadas, provavelmente devido à alteração na granulometria e na estrutura induzidas por essas tensões mais altas. A figura 4-21 mostra o aspeto de algumas amostras retiradas depois os ensaios de cisalhamento. É possível observar que as amostras mais desestruturadas são as mais fofas e com menor teor cimento e os menos desestruturadas são as mais densas e maior teor de cimento. Isso quer dizer, que a compactação e cimento são importantes para mitigar o modo e o nível de deformação de um material submetido ao cisalhamento.


η = q/p'
17_0C_1.2MPa
17_0C_4MPa
17_0C_12MPa
17_0C_40MPa
17_0C_120MPa
18_0C_4MPa
18_0C_12MPa
18_0C_40MPa
19_0C_1.2MPa
19_0C_4MPa
19_0C_12MPa
19_0C_40MPa
19_0C_120MPa
εv
εa

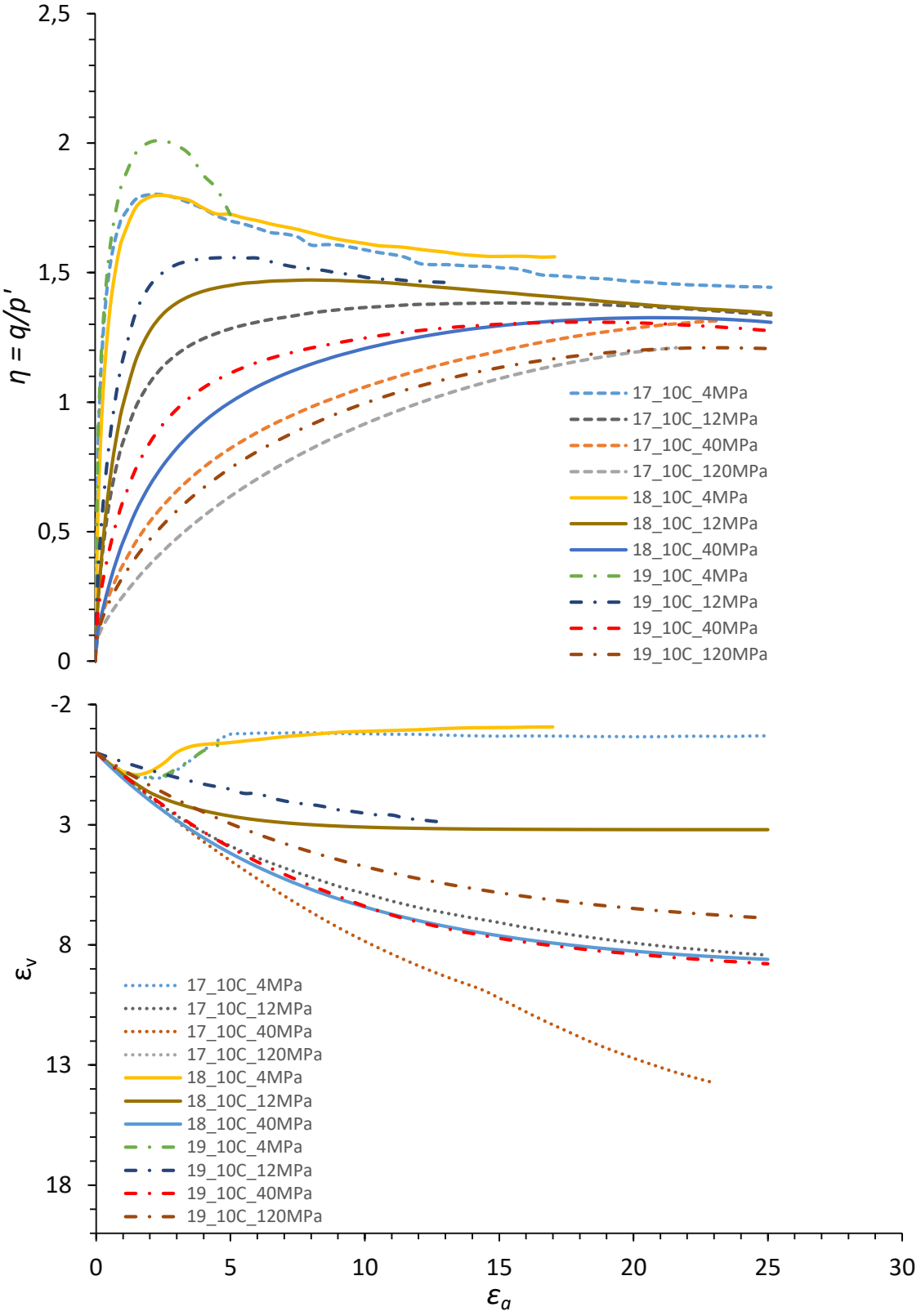
(a)


η = q/p'
2.5
2
1.5
1
0.5
0
17_3C_1.2MPa
17_3C_4MPa
17_3C_12MPa
17_3C_40MPa
17_3C_120MPa
18_3C_4MPa
18_3C_12MPa
18_3C_40MPa
19_3C_1.2MPa
19_3C_4MPa
19_3C_12MPa
19_3C_40MPa
19_3C_120MPa
εv
-5
0
5
10
15
20
0
5
10
15
20
25
30
εa

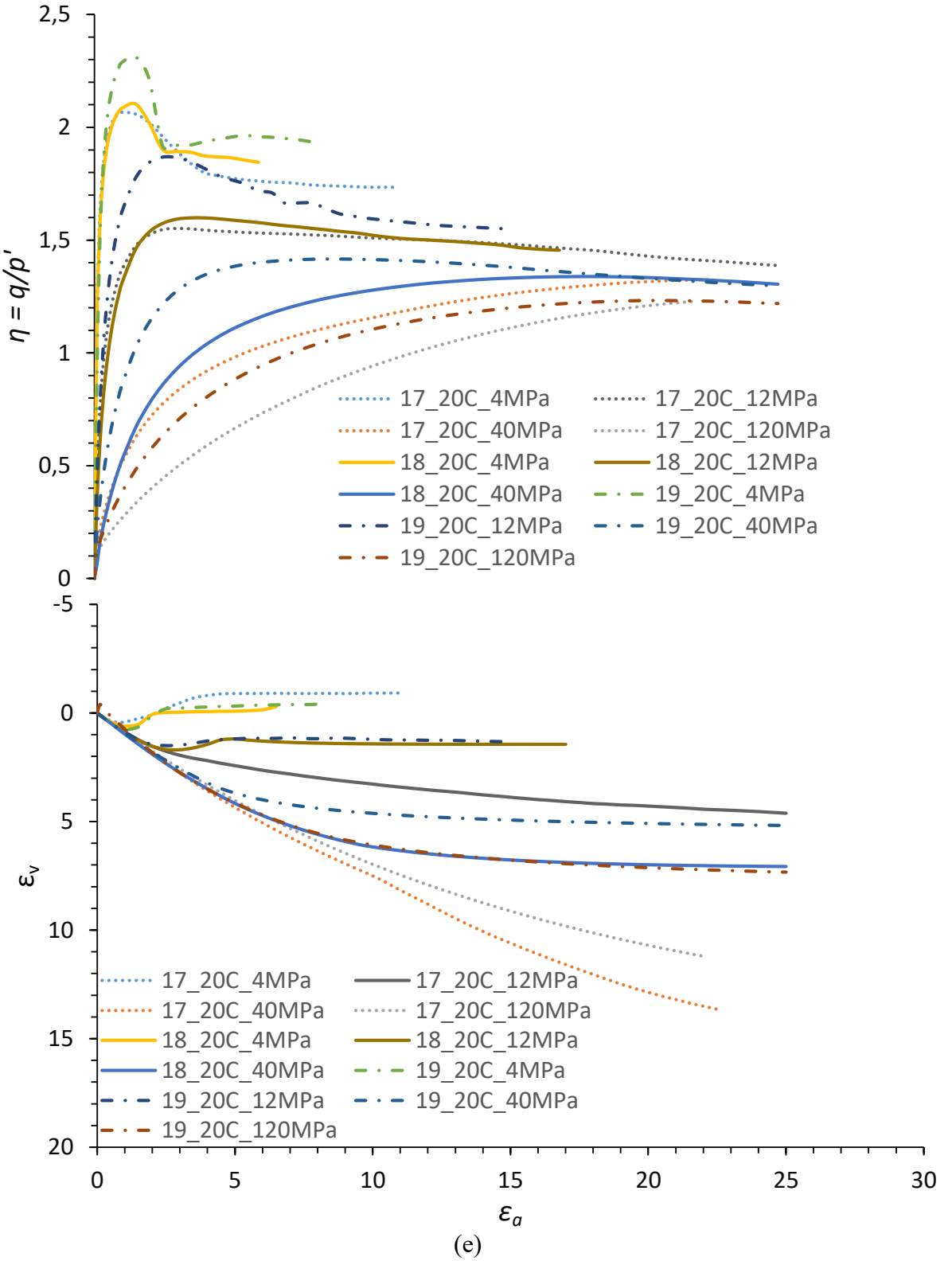
(b)


η = q/p'
2
1,8
1,6
1,4
1,2
1
0,8
0,6
0,4
0,2
0
17_5C_4MPa
17_5C_12MPa
17_5C_40MPa
17_5C_120MPa
18_5C_4MPa
18_5C_12MPa
18_5C_40MPa
19_5C_4MPa
19_5C_12MPa
19_5C_40MPa
19_5C_120MPa
εv
-5
0
5
10
15
20
0
5
10
15
20
25
30
εa

(c)


2,5
2
1,5
1
0,5
0
η = q/p'
17_10C_4MPa
17_10C_12MPa
17_10C_40MPa
17_10C_120MPa
18_10C_4MPa
18_10C_12MPa
18_10C_40MPa
19_10C_4MPa
19_10C_12MPa
19_10C_40MPa
19_10C_120MPa
-2
3
8
13
18
εv
0
5
10
15
20
25
30
εa

(d)



(e)

Figura 4-20: comportamento tensão-deformação normalizado (q/p' x ε_a) do RMF cimentado com: a) 0% de cimento, b) 1% de cimento, c) 3% de cimento, c) 5% de cimento, d) 10% de cimento, e) 20% de cimento,

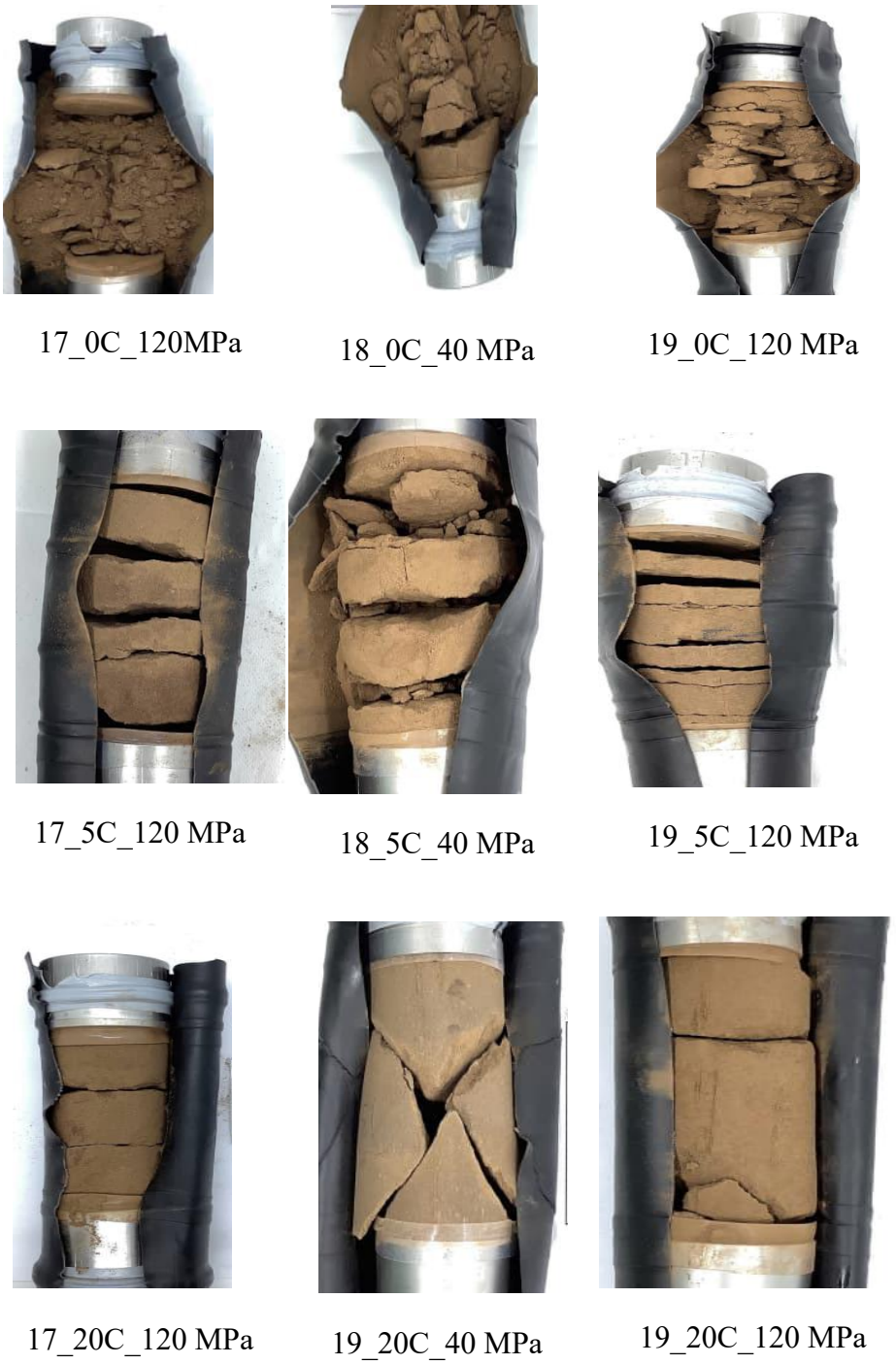


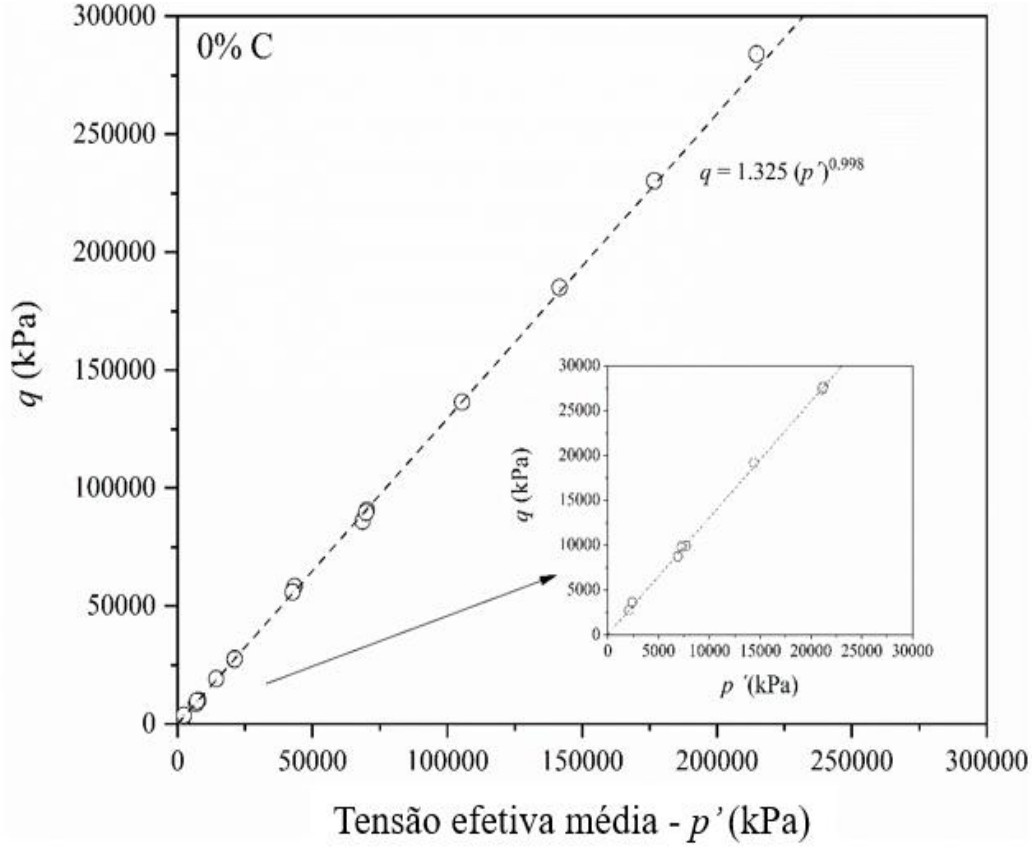
Figura 4-21: Aspecto de algumas amostras depois os ensaios de cisalhamento.

Ao considerar as amostras sem cimento, observe-se que o aumento da tensão de confinamento resultou em um comportamento mais dúctil, passando de uma mudança de comportamento dilatante (19_0C_1,2MPa) para um comportamento completamente compressivo (19_0C_40MPa e 19_0C_120MPa). No entanto, é importante notar que no intervalo de 40 a 120MPa, a compressão aumentou apenas ligeiramente, já que o ensaio com confinamento de 120 MPa apresentou deformações volumétricas expressivas já na compressão isotrópica.

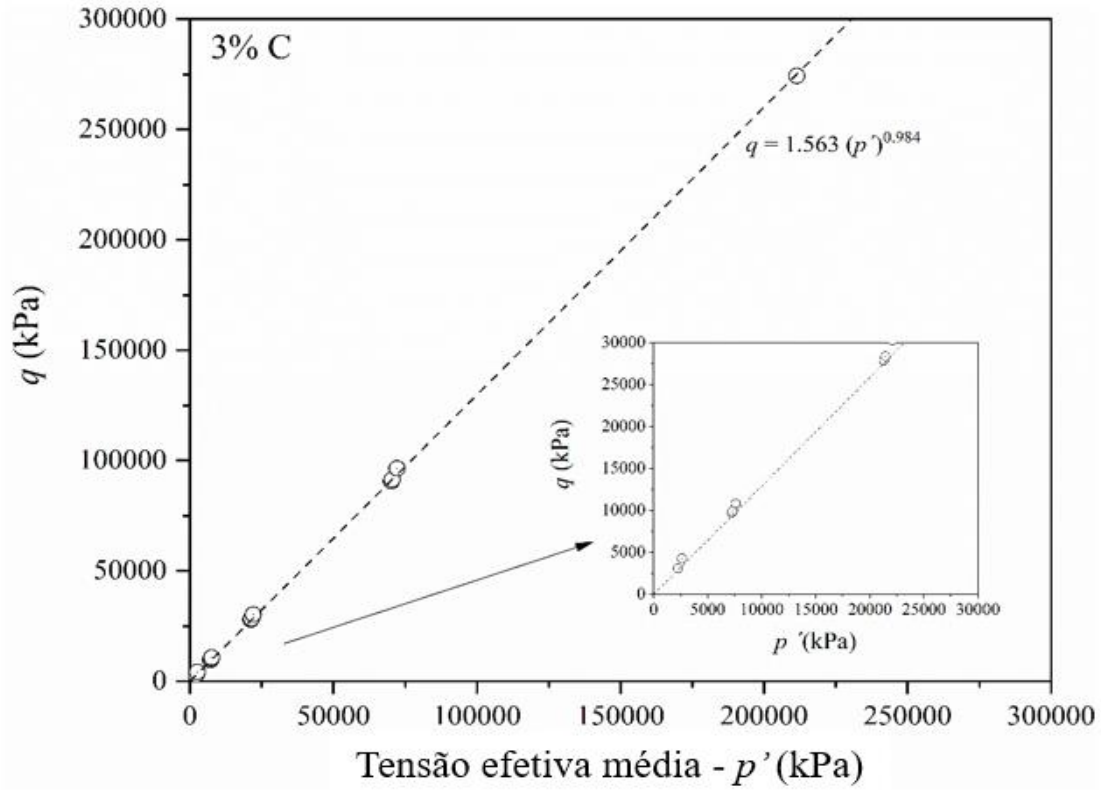
Considerando o mesmo nível de confinamento e valores de γ_d da moldagem, o aumento no teor de cimento resultou em um aumento da resistência normalizada. Isso foi atribuído a uma resposta tensão-deformação mais rígida e a um comportamento menos contrátil (19_0C_40MPa, 19_5C_40MPa e 19_20C_40MPa). A maior taxa de aumento na resistência em relação ao aumento do teor de cimento está relacionada ao desenvolvimento das ligações entre o cimento e as partículas de RMF, e que não foi completamente eliminada durante a compressão isotrópica, como ilustrado na Figura 4-15. Portanto, o ligeiro valor de pico η na amostra 20C está relacionado ao início da ruptura de ligações cimentadas mais resistentes, embora o processo de ruptura das ligações menos resistentes provavelmente tenha sido iniciado durante a fase da consolidação e as etapas iniciais de cisalhamento em baixas taxas (RIOS et al., 2014).

O aumento da resistência normalizada e a resposta mais rígida também são evidenciadas ao se analisarem amostras idênticas ensaiadas sob a mesma σ'_3, porém moldadas com diferentes γ_d (17_0C_40 MPa, 18_0C_40MPa e 19_0C_40MPa). Esta resposta está relacionada à formação de uma matriz mais interconectada com a densificação, a qual não foi completamente eliminada durante o processo de compressão isotrópica.

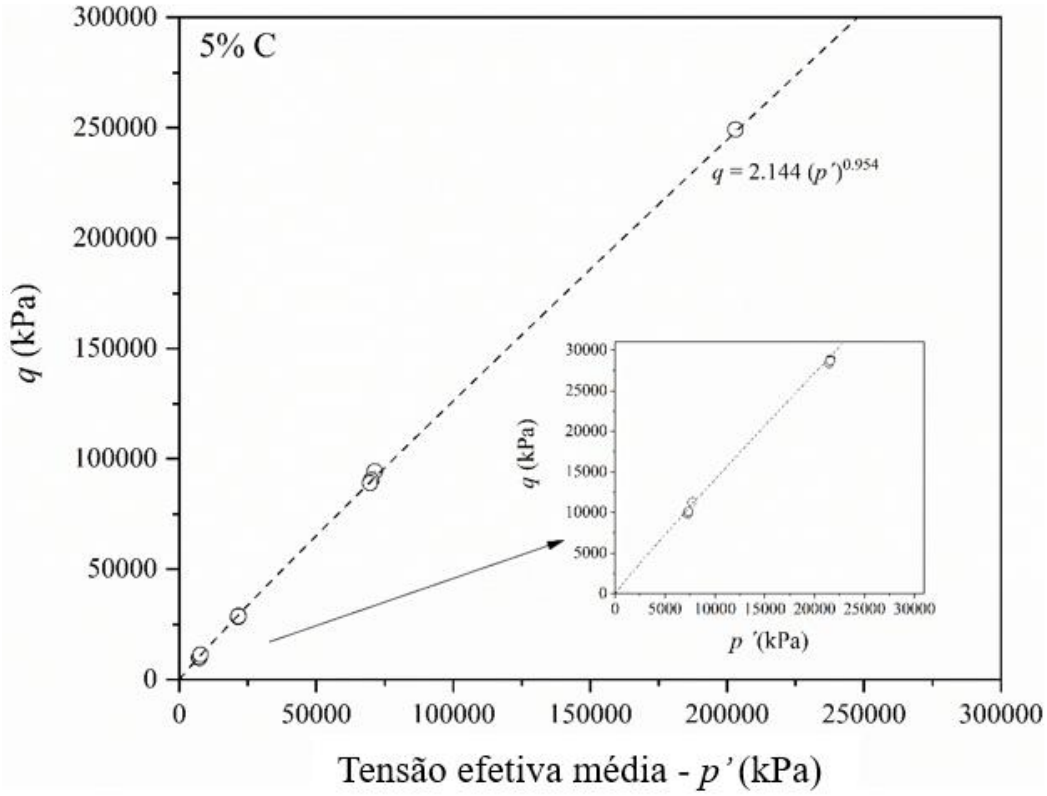
Além disso, a influência da inclusão de cimento no comportamento do rejeito sob várias tensões de confinamento após a quebra das ligações e a ocorrência de maiores deformações de cisalhamento, foram analisadas ao avaliar os limites das envoltórias de ruptura finais, considerando os pontos finais de todos os ensaios realizados, conforme ilustrado nas Figuras 4-22a a 4-22f.


0% C
$q = 1.325\ (p')^{0.998}$
q (kPa)
Tensão efetiva média - p' (kPa)
p' (kPa)
0
50000
100000
150000
200000
250000
300000
5000
10000
15000
20000
25000
30000

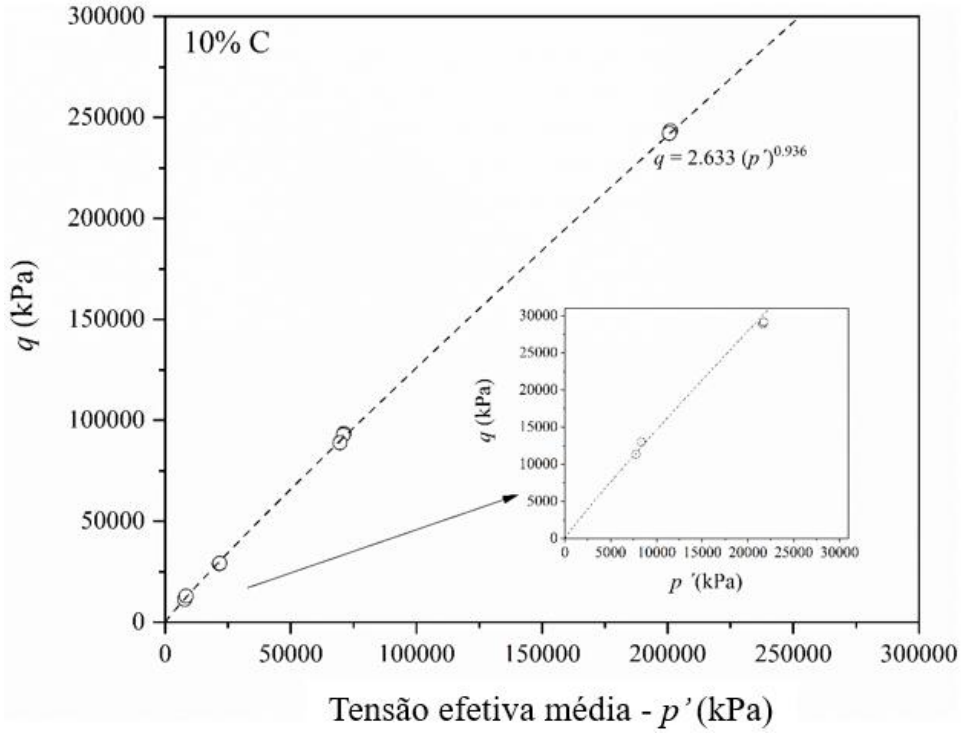
(a)


3% C
$q = 1.563\ (p')^{0.984}$
q (kPa)
Tensão efetiva média - p' (kPa)
p' (kPa)

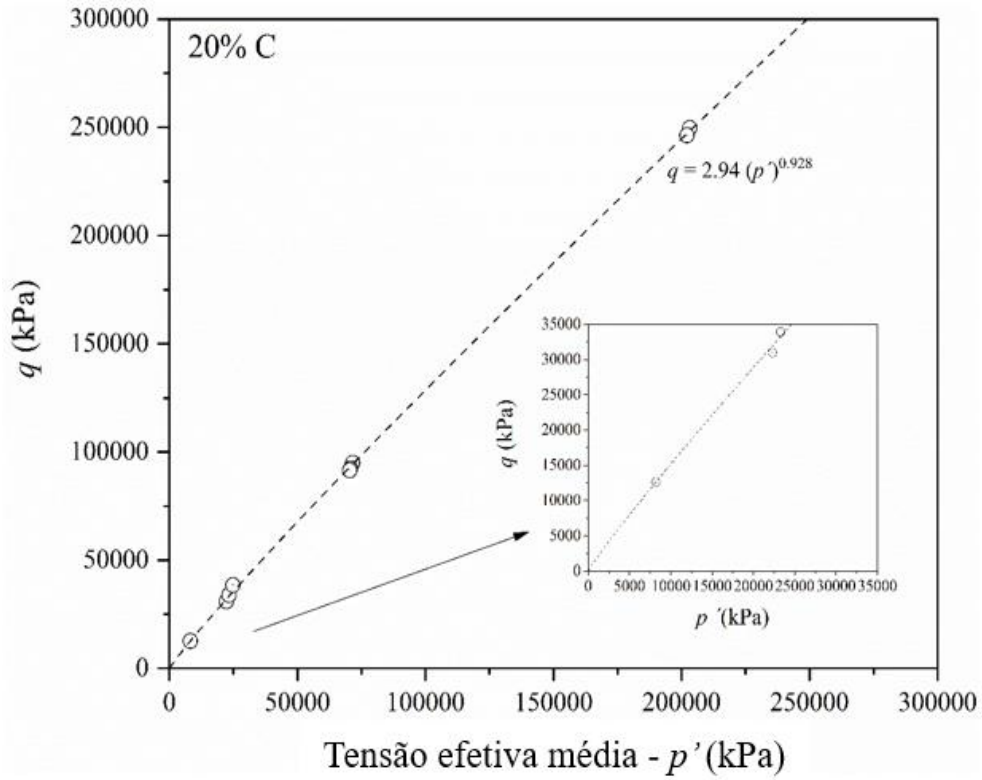
(b)


5% C
$q = 2.144\ (p')^{0.954}$
q (kPa)
Tensão efetiva média - p' (kPa)
p' (kPa)

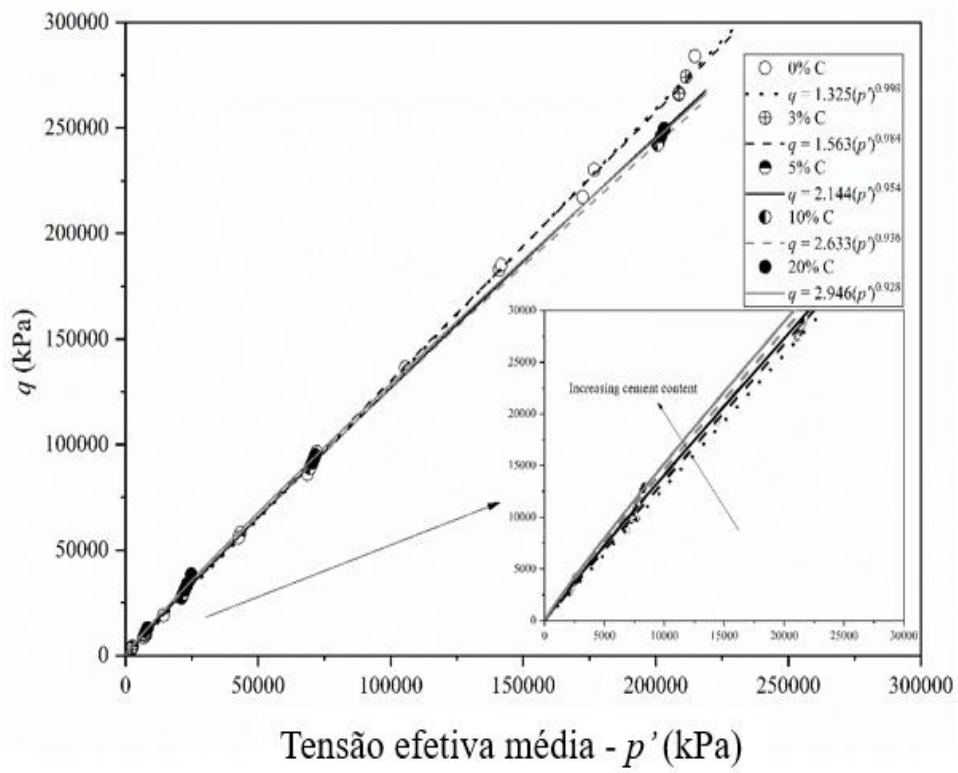
(c)


10% C
q = 2.633 (p')^0.936
q (kPa)
p' (kPa)
Tensão efetiva média - p' (kPa)

(d)


20% C
q = 2.94 (p')^0.928
q (kPa)
p' (kPa)
Tensão efetiva média - p' (kPa)

(e)



(f)

Figura 4-22: Os pontos finais das trajetórias de tensão: RMF não cimentado, (b) RMF com 3% de cimento, (c) RMF com 5% de cimento, (d) RMF com 10% de cimento, (e) RMF com 20% de cimento, (f) resumo de todos os teores de cimento.

As envoltórias de ruptura do tipo potência foram ajustadas de forma individual para cada teor de cimento, levando em consideração a não linearidade entre a tensão desvio (q) e a tensão efetiva média (p') em todo intervalo de tensões confinantes estudadas. Essa adaptação foi realizada para refletir a idealização do estado crítico, sem a presença de tendência coesiva. Na faixa de tensões efetivas médias mais baixas investigadas (de 1,2 até 20 MPa), observa-se que o aumento do teor de cimento desloca para cima as envoltórias de ruptura última no plano q-p' mas de 20 até 120MPa, a tendência contraria foi registrada. Esse fenómeno pode ser elucidado pela adição de materiais finos à matriz, os quais modificam a mobilização de tensões entre os grãos. Para tensões mais elevadas, é percebível que os diversos mecanismos em ação, como a quebra de partículas e a degradação das ligações, influenciam o comportamento do material. Assim, os parâmetros α (escalar) e β (expoente) mencionados na equação (Eq. 17), são representados na Figura 4-23 para os diferentes teores de cimento empregados.

$$q = \alpha(p')^{\beta} \qquad \text{Eq. 17}$$

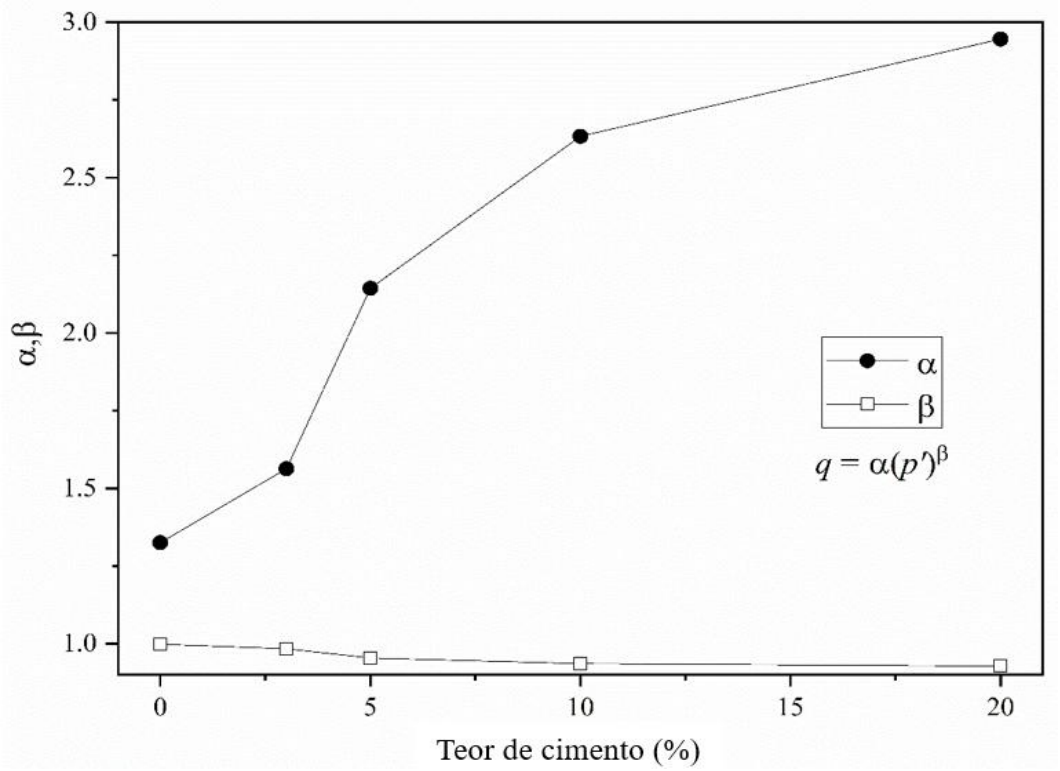


Figura 4-23: A representação dos parâmetros α (escalar) e β (expoente) para todos os teores de cimento empregados.

Observe-se que há uma tendência distinta em que o aumento do teor de cimento conduz a um aumento no valor de α, enquanto resulta em uma diminuição no valor de β. Essa relação explica as tendências observadas no plano *q-p'*. Por um lado, a envoltória de ruptura é predominantemente linear em toda a faixa de tensões investigadas. Neste contexto, a reorganização e a quebra das partículas são os principais mecanismos atuantes, e a resistência tende a ser controlada pelo atrito entre as partículas. À medida que o teor de cimento aumenta, a reorganização e a quebra das partículas são limitadas pela resistência das ligações formadas pela cimentação (coesão), portanto, a resistência é influenciada por uma tendência coesiva (COOP e ATKINSON, 1993; ROTTA et al., 2003; CONSOLI et al., 2007).

No entanto, à medida que as tensões aumentam, essas ligações (que originam a coesão) começam a se romper gradualmente, e as partículas de cimento passam a contribuir para a transmissão de tensões na matriz. Nessa fase, a resistência é mantida pelo atrito entre as partículas de cimento e as partículas de RMF. Como resultado, a evolução da granulometria (i.e., quebra de partículas) resultante da ruptura é retardada devido à presença das ligações cimentadas.

Contudo, observa-se que esse comportamento difere do encontrado em vários casos de areias artificialmente cimentadas (por exemplo, COOP e ATKINSON, 1993; ROTTA et al., 2003). Coop e Atkinson (1993) constataram que, para areias carbonatadas artificialmente cimentadas, a linha de estado crítico (LEC) no plano *q-p'* fica abaixo da LEC do material não cimentado em toda a faixa de tensão confinante (até 10 MPa), considerando um ajuste linear (*dq/dp' = M* = constante), como ilustrado na Figura 4-24. Devido à adoção da relação de tipo potência nesta pesquisa, a relação *dq/dp'* varia conforme a localização no plano *q-p'*. Portanto, a Eq. 17 foi diferenciada, produzindo a Eq. 18.

$$\frac{dq}{dp'} = \alpha\beta(p')^{\beta-1} \qquad \text{Eq. 18}$$

Os valores *M* para os materiais cimentados e não cimentados, conforme relatado por Coop e Atkinson (1993), juntamente com a Eq. 18, são representados ao longo de uma ampla faixa de tensões efetivas médias (*p'*) em uma escala logarítmica na Figura 4-24.

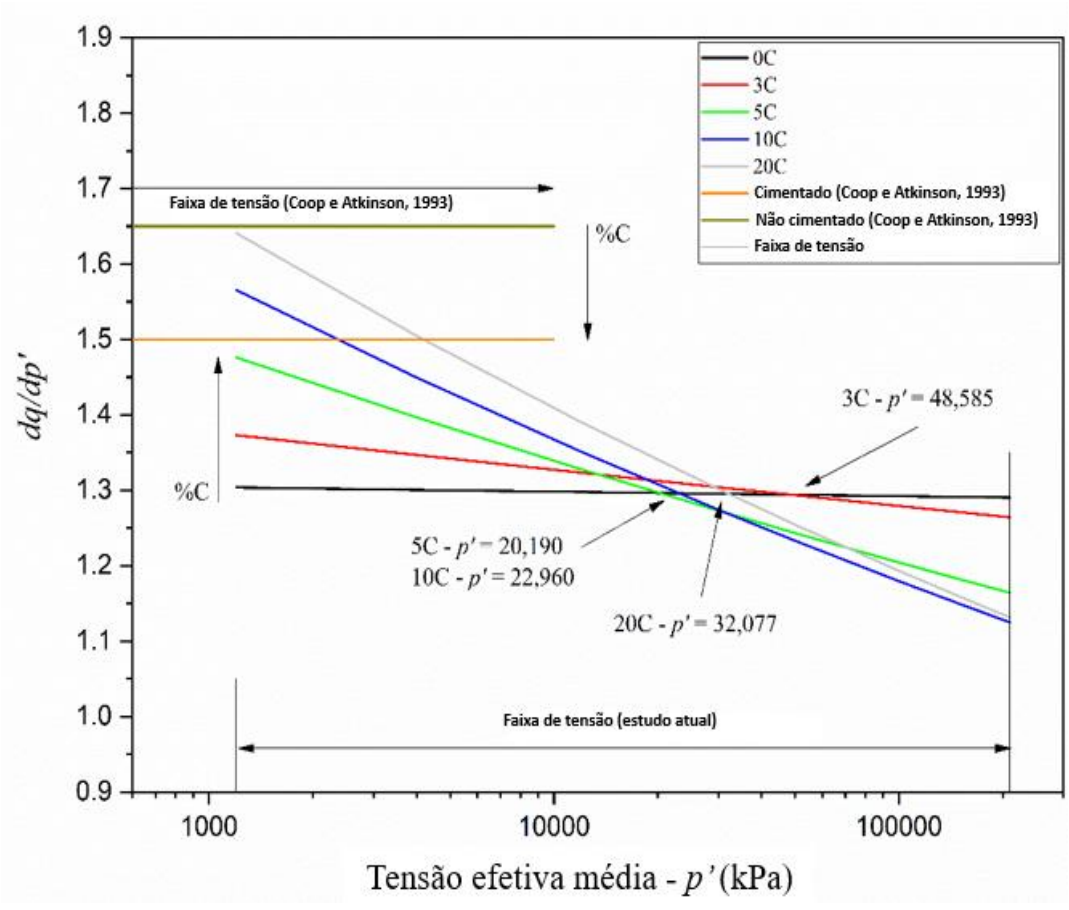


Figura 4-24: Efeito de teor de cimento na variação do parâmetro *M*.

Os resultados apresentados na Figura 4-24 expõem as diferentes tendências existentes na resistência dos rejeitos cimentados em comparação com materiais não cimentados. Isto é, duas regiões específicas são claramente identificadas, considerando a zona de transição ocorrendo entre 20000 e 50000 kPa como as regiões antes e depois da zona de transição. Na região antes da transição (em tensões mais baixas), a envoltória desloca-se para cima com o aumento do teor de cimento, enquanto na região após a transição (em tensões mais altas), observa-se uma tendência para um comportamento inverso.

Coop e Atkinson (1993) realizaram ensaios triaxiais em areia carbonatada artificialmente cimentada (com gesso puro) e não cimentada. Nessa pesquisa, o menor valor de *M* encontrado foi das amostras cimentadas, ao cimento aderido às partículas de areia após a plastificação (ε_a = 0,5%), resultando em uma significativa contribuição do atrito. Analisando os dois estudos, o atual e de Coop e Atkinson (1993), duas principais diferenças podem ser identificadas como: a natureza do cimento utilizado e as características do solo.

A evolução da granulometria em areias carbonáticas tende a ocorrer em uma faixa de tensão mais baixa do que em RMF e areias naturais. Além disso, o gesso é intrinsecamente menos resistente em comparação aos produtos de hidratação do cimento Portland, independentemente do tempo de cura (Çolak, 2002). Esses fatores podem ser considerados como as principais razões para as divergências entre os resultados encontrados neste trabalho e aqueles apresentados pelos autores.

O efeito do cimento e do peso específico aparente seco sobre o ângulo de atrito do pico e da coesão foram avaliados e são apresentados na tabela 4-3 e ilustrados na Figura 4-25.

Tabela 4-3: Valores do ângulo de atrito do pico e da coesão.

	ϕ'_{pico} (°)			*C'* (MPa)		
Teor de cimento (%)	17kN/m³	18kN/m³	19kN/m³	17kN/m³	18kN/m³	19kN/m³
0	31,74	31,90	31,91	0	0	0
3	33,27	31,56	31,25	0,279	0,851	1,509
5	30,29	31,22	29,81	1,873	1,285	3,814
10	29,6	30,78	29,06	3,061	2,711	4,918

20	29,47	29,37	28,25	5,019	5,019	10,588

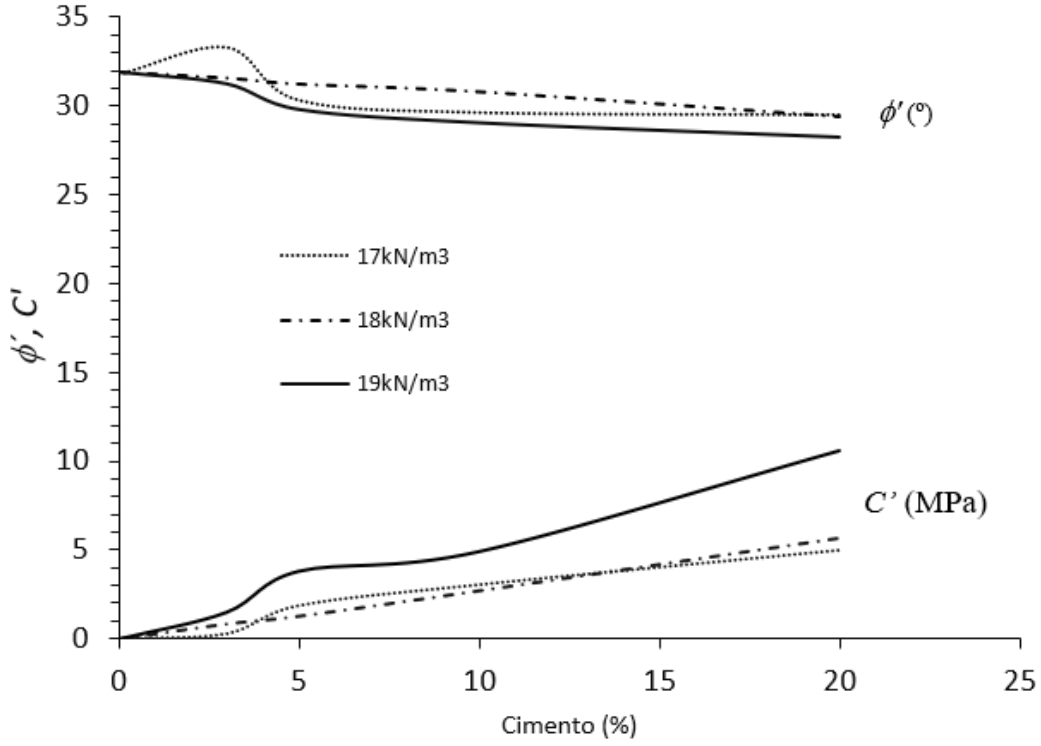


Figura 4-25: Variação do ângulo de atrito efetivo do pico e a coesão em função do aumento do teor de cimento e peso específico aparente seco do RMF.

Observa-se que o teor de cimento e a densidade apresentam efeitos similares nos parâmetros de resistência de pico dos materiais estudados (ϕ' e c'). Ou seja, à medida que o teor de cimento e/ou o peso específico seco do material aumenta, o ângulo de atrito efetivo do pico diminui e o intercepto coesivo efetivo aumenta. Isso demonstra a interação existente entre cimentação e densidade, já que, para materiais não cimentados, o aumento na densidade implica maior dilatância e, portanto, maior valor de ângulo de atrito de pico.

4.3.2.2 Estado crítico no espaço e a trajetória de tensão no $v - log\ p'$

Consoli et al. (2024a) introduziu uma LEC em formato de S invertido para ajustar os dados finais de um RMF no plano $v - log\ p'$, considerando uma ampla gama de tensões de

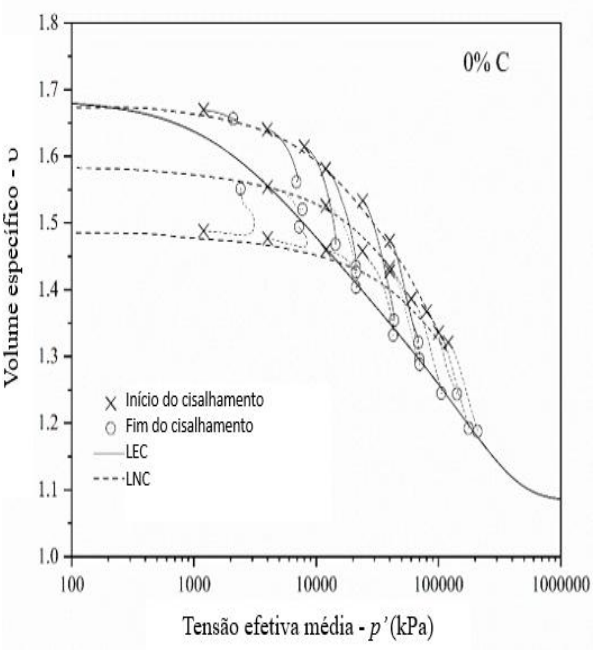
confinamento. Esse ajuste permite definir três regiões de comportamento que começam com (*i*) um segmento não linear que se estende até um ponto onde a quebra das partículas se torna um fenômeno significativo, seguido por (*ii*) um segmento linear de grande inclinação no qual a quebra de grãos é importante mecanismo de deformação volumétrica e (*iii*) um segmento mais plano representando uma tendência assimptótica em que a maior parte dos vazios do material já está preenchida e não ocorre mais quebra. Essa LEC em forma de S inverso é definida pela equação (Eq. 23).

$$\nu = \nu_{min} + \left[\frac{C_1 + 1}{C_1 + \exp\left(-{C_2 p'}/{p'_{ref}}\right)}\right]^{\frac{1}{C_3}} (\nu_0 - \nu_{min}) \qquad \text{Eq. 23}$$

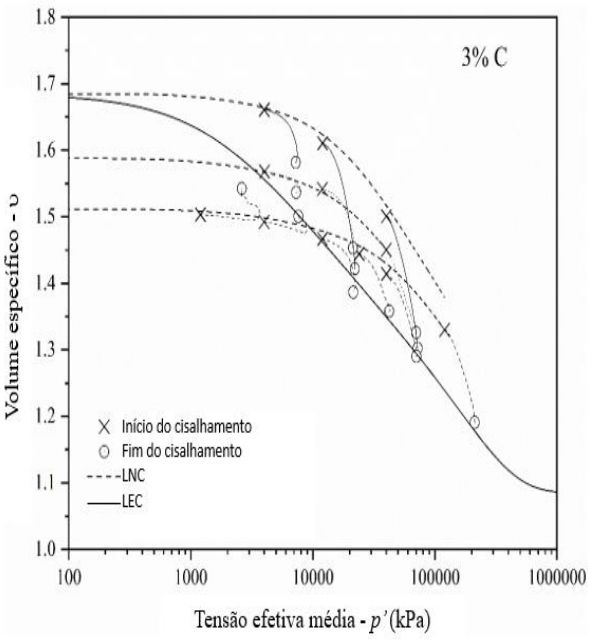
Onde v_0 é o volume específico limite no estado crítico, v_{min} corresponde ao volume específico mínimo alcançável pelo material relativo ao final da quebra das partículas, e C_1, C_2 e C_3 são parâmetros de ajuste relacionados às características do material. p'_{ref} é uma tensão de referência arbitrária aqui assumida como 10.000 kPa. Os valores encontrados para esses parâmetros considerando cada teor de cimento são apresentados na Tabela 4-4. As trajetórias de compressão isotrópica e de cisalhamento no plano v – $log\ p'$ para cada teor de cimento são apresentadas nas Figuras 4-26a a 4-26e. Os pontos de cisalhamento inicial e final são destacados para todos os ensaios.

Tabela 4-4: Resumo dos parâmetros da Eq. 23 (v_0, v_{min}, C_1, C_2 e C_3) considerando cada teor de cimento.

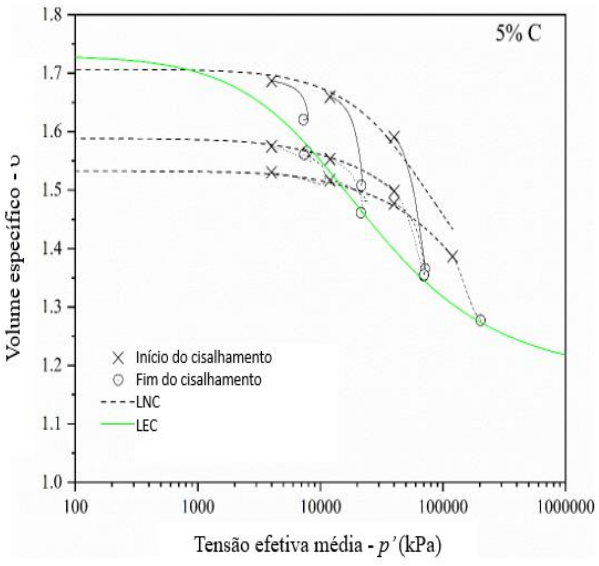
Teor de cimento (%)	Parâmetros				
	v_0	v_{min}	C_1	C_2	C_3
0	1.689	1.085	-0.945	-0.208	3.910
3	1.689	1.085	-0.945	-0.208	3.910
5	1.730	1.190	-0.994	-0.005	1.630
10	1.990	1.190	-0.988	-0.013	1.472
20	2.000	1.290	-0.980	-0.018	1.472


0% C
Volume específico - υ
Tensão efetiva média - p'(kPa)
Início do cisalhamento
Fim do cisalhamento
LEC
LNC

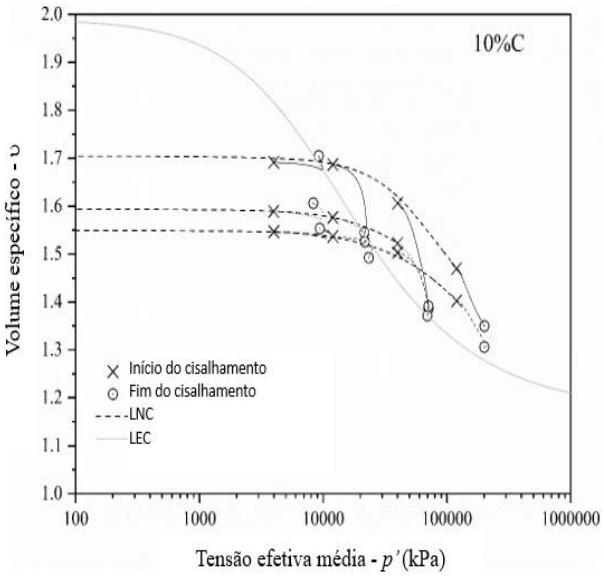
(a)


3% C
Volume específico - υ
Tensão efetiva média - p'(kPa)
Início do cisalhamento
Fim do cisalhamento
LNC
LEC

(b)


5% C
Volume específico - υ
Tensão efetiva média - p'(kPa)
Início do cisalhamento
Fim do cisalhamento
LNC
LEC

(c)


10%C
Volume específico - υ
Tensão efetiva média - p'(kPa)
Início do cisalhamento
Fim do cisalhamento
LNC
LEC

(b)

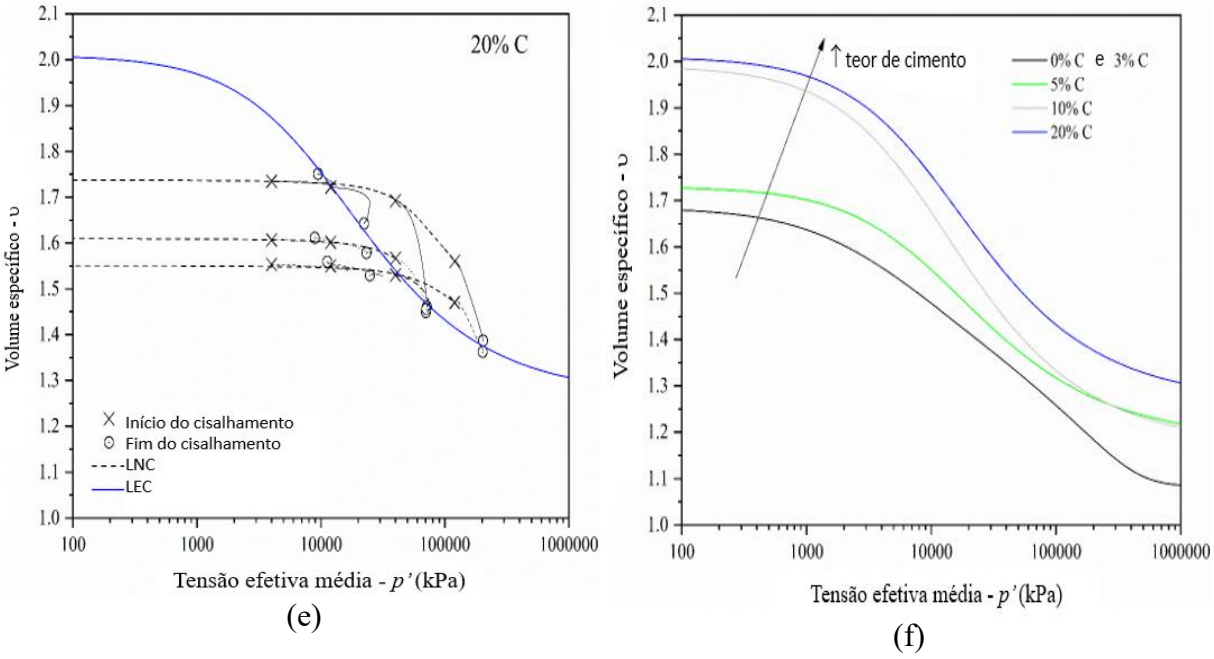


Figura 4-26: As linhas de estado crítico em forma S invertido: RMF não cimentado, (b) RMF com 3% de cimento, (c) RMF com 5% de cimento, (d) RMF com 10% de cimento, (e) RMF com 20% de cimento, (f) resumo de todos os teores de cimento.

Observe-se que os valores para as amostras não cimentadas e para as amostras contendo 3% de cimento são iguais; ou seja, a mesma equação ajusta adequadamente os pontos de fim de ensaio para ambos os casos. Isso denota uma semelhança entre o arranjo das partículas (*fabric*) desses materiais ao final do cisalhamento, indicando que a faixa de tensões confinantes utilizadas nesta pesquisa removeu completamente as alterações decorrentes da adição de 3% de cimento na estrutura do RMF durante a fase de cisalhamento. No entanto, as variações causadas pelas mudanças na granulometria devido à adição de cimento continuam influenciar a mobilização da resistência para deformações mais elevadas, como evidenciado pelas envoltórias de resistência distintas para 0% e 3% de cimento (Figura 4-26a e Figura 4-26b).

Em contrapartida, diferentes equações foram ajustadas para as amostras contendo 5, 10 e 20% de cimento. Nesses casos, além de afetar a mobilização de resistência (Figura 4-26c, Figura 4-26d e Figura 4-26e), o incremento no teor de cimento provocou o aumento nos valores de ν_0 e ν_{min}, refletindo o deslocamento vertical positivo da curva que define o estado crítico com o aumento na quantidade de cimento (Figura 4-26f). Consequentemente, o acréscimo no teor de cimento amplifica a faixa de estados críticos (maior ν_0), o que influencia o comportamento ao longo do cisalhamento. Nesse sentido, pode-se utilizar o conceito proposto por Pestana e Whittle (1995) relativo à curva de compressão de referência (RCC), a qual delimita os estados

passíveis a serem alcançados por uma amostra. Assim, caso se considere a RCC como a curva de compressão para a amostra não cimentada em seu máximo índice de vazios, torna-se evidente que o aumento do teor de cimento expande a região de estados densos (e, consequentemente, dilatantes). O impacto da adição de cimento dentro da faixa de tensões estudas no presente trabalho é exemplifica na Figura 4-27.

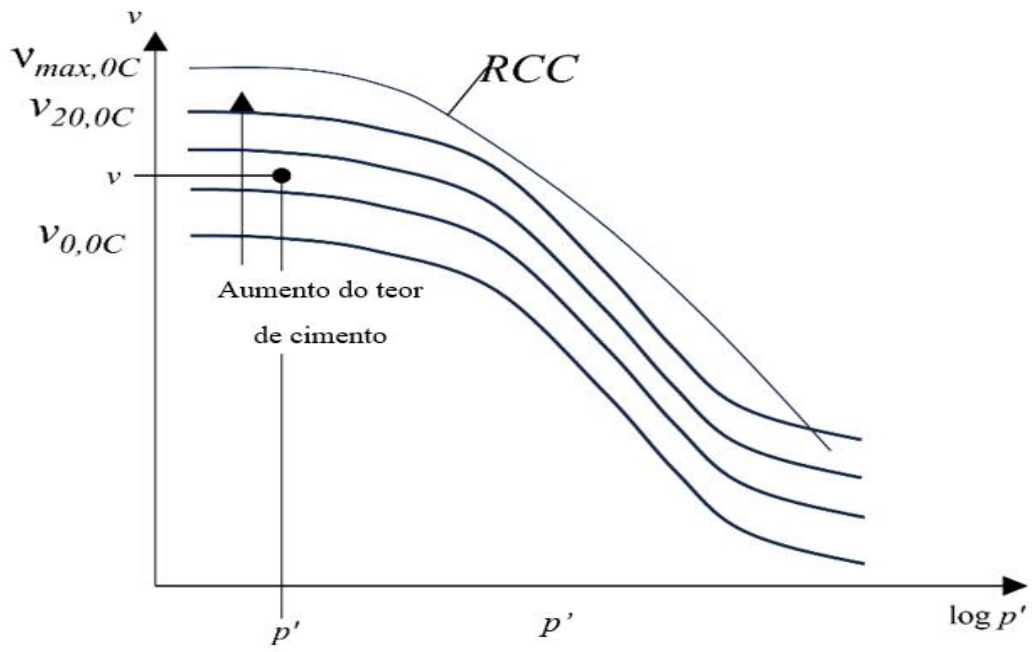


Figura 4-27: A influência de adição de cimento no estado crítico do RMF.

Observa-se, que, para um determinado nível de tensão (*p'*), uma amostra com um volume específico inicial *v* estaria em um estado "fofo" (i.e., tendência contrátil durante o cisalhamento) com relação a LEC do material não cimentando e em um estado "denso" (i.e., tendência dilatante durante o cisalhamento) com relação a LEC do material contendo 20% de cimento. Da mesma forma, parece que as modificações estruturais resultantes da adição de cimento restringem a obtenção de estados menos porosos no estado crítico (com um valo maior de v_{min}). Isto é, a adição de cimento impediu a ocorrência de maiores deformações volumétricas e reduziu a quebra das partículas ao restringir a mobilidade relativa das mesmas. Em nível de tensões mais elevadas ($p´ > 100.000$ kPa), a LEC das amostras contendo 10% de cimento converge para a LEC das amostras de 5% de cimento, indicando a possibilidade de apagamento das alterações específicas das estruturas relacionadas ao cimento para esse nível de tensão entre as amostras de 10% C.

No entanto, a forma da LEC sendo mais plana em tensões mais elevadas explica o modelo representado na Figura 4-20a para as amostras não cimentadas, onde as amostras de 19 kN/m³ cisalhadas com 40 e 120 MPa apresentam η - ε_a e ε_v - ε_a semelhantes. Nessas tensões elevadas, a quebra e o rearranjo das partículas ocorrem em direção a um estado de compressão máxima, onde não há mais espaço para contração (CONSOLI et al., 2024a). Consequentemente, as curvas de deformação volumétrica durante o cisalhamento são basicamente as mesmas. Em altas pressões a LEC acabará por representar a superfície limite de estados alcançáveis ao se encontrar com a LCN (ou RCC). Portanto, sob tensões superiores alcançadas, as amostras não cimentadas e cimentadas com 3% de cimento aparentemente compartilham a mesma superfície limite, enquanto as amostras 5C, 10C e 20C não. Isso pode ser um indício de convergência para altíssimas pressões entres as LCN dos RMF sem cimento e contendo 3% de cimento (embora esse comportamento não tenha sido observado para a faixa de tensões testada na presente pesquisa). Para teores mais elevados de cimento (≥ 5%), os LNC cimentados podem vir a seguir trajetórias paralelas ao LNC intrínseco em condições de altas tensões de confinamento (> 120 MPa).

4.3.2.3 Quebra de grãos

A distribuição granulométrica de algumas amostras (RMF com 0, 3, 5 e 10% de cimento) foi avaliada após a fase de consolidação (até 120MPa, só para amostra não cimentada) e de cisalhamento. As amostras contendo 20% de cimento não tiveram suas granulometrias analisadas devido ao grau da cimentação das suas partículas provocando pela grande quantidade de cimento no material (i.e., textura e aparência rochosa) que impossibilita a trituração das amostras. Todas as curvas de distribuição granulométrica estão expostas na Figura 4-28, abaixo.

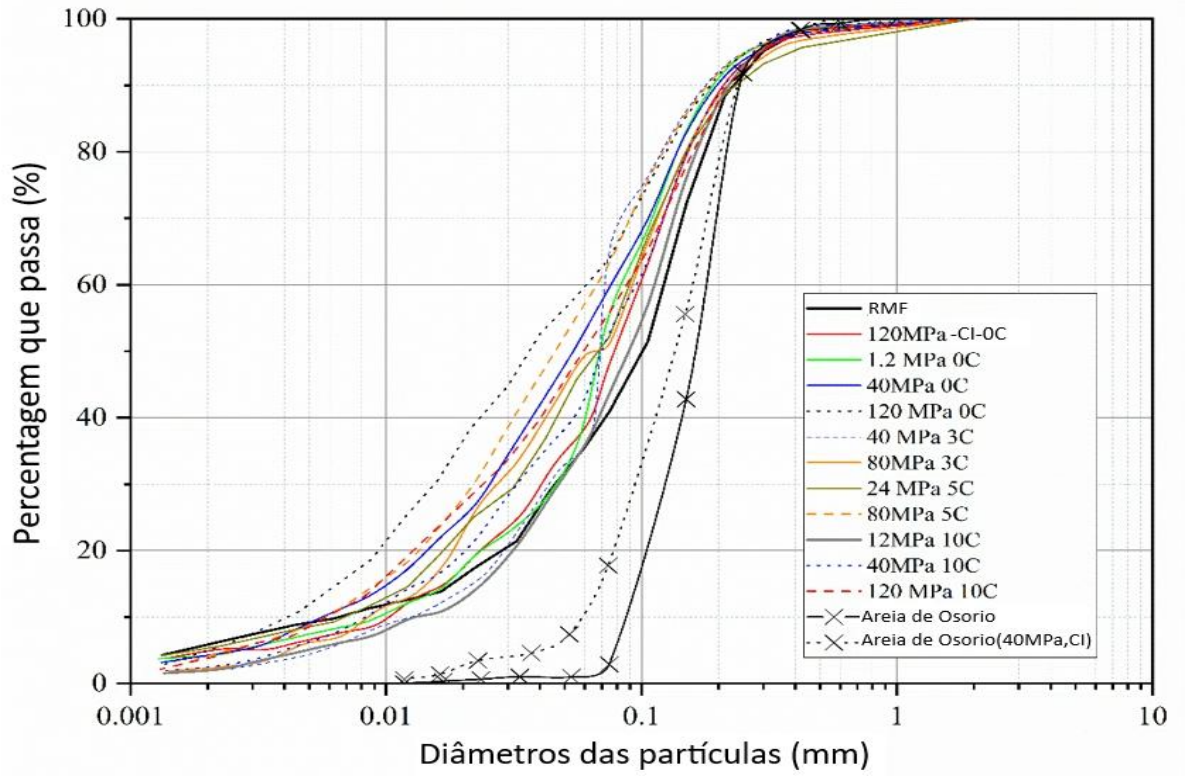


Figura 4-28: A distribuição granulométrica do RMF não cimento e cimentados com 3, 5 e 10% de cimento e a areia de Osorio (em 40MPa de compressão) antes e depois os ensaios.

Observa-se que as distribuições granulométricas obtidas apresentam uma leve dispersão, que pode ser atribuível às dificuldades resultantes da cimentação resultando pequenos agregados persistentes mesmo após o cisalhamento sob altas pressões. Ademais, a cimentação dificulta a remoção suave das partículas do RMF cimentado. Não obstante, é possível observar algumas quebras em certas porções do material. Nota-se a partir das curvas granulométricas ilustradas na Figura 4-28 que as amostras submetidas em altas tensões de confinamento apresentam maior teor de finos enquanto as amostras com maior teor de cimento apresentam menor teor de fino. Isso quer dizer que o aumento na tensão confinante efetiva resultou em um incremento na quantidade de quebra de partículas, contrariamente, ao aumento do teor de cimento que resultou em uma leve redução na quebra dos grãos ao longo do cisalhamento. A granulometria da amostra do RMF não cimentado até 120MPa foi comparada com a areia de Osório não cimentada submetida a 40MPa para entender o dinamismo de quebras das partículas dos dois materiais. Constata-se que a areia de Osorio, mesmo com apenas 40MPa, apresentou, uma curva granulometria uniforme enquanto o RMF apresenta uma curva granulometria graduada submetido em 120MPa. Isso é evidenciado pelo índice de ruptura relativa (B_r) apresentado na Figura 4-29 em função do teor de cimento (HARDIN, 1985; EINAV, 2007a, 2007b; XIAO et

al., 2016; MUN et al., 2017; YU, 2017a, 2021). Nesta figura, as amostras submetidas em compressão isotrópica (120MPa para o RMF e 40MPa para área de Osório) são representadas com os pontos acompanhados de ‘’CI’’ como diferenciador em relação às amostras submetidas ao cisalhamento. Todos os outros pontos sem ‘’CI’’ são as representações das amostras submetidas ao cisalhamento.

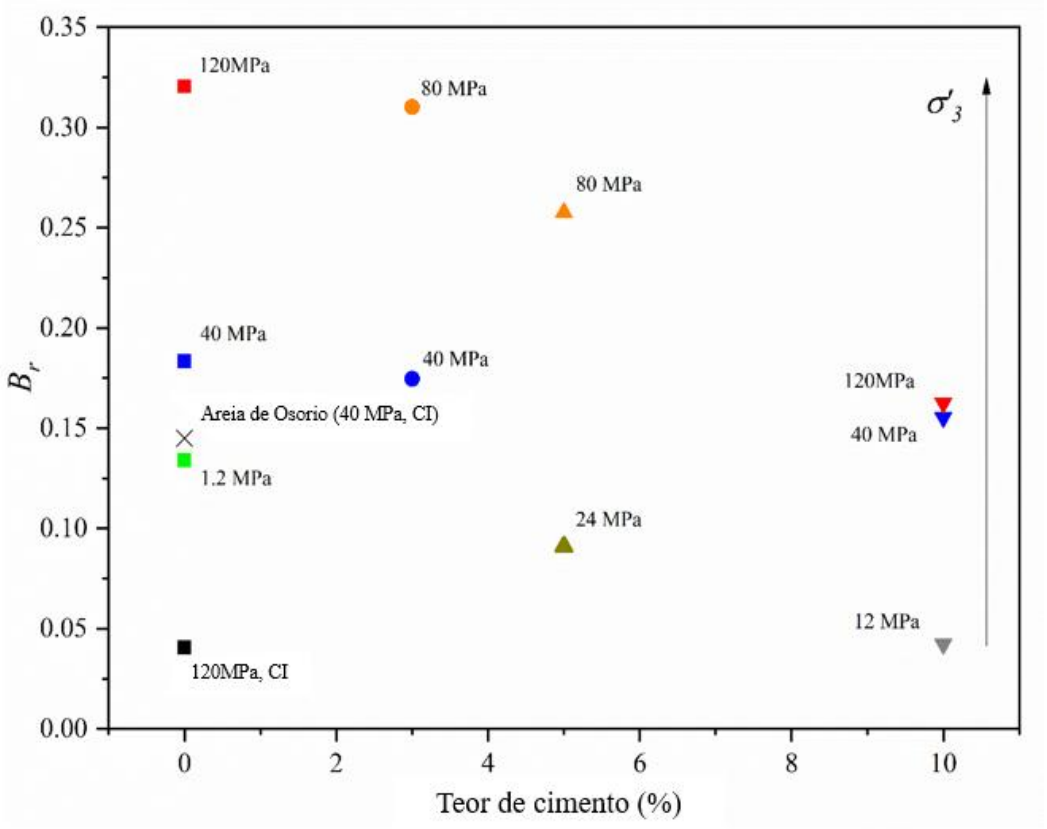


Figura 4-29: O efeito de teor de cimento e a tensão confinante no parâmetro B_r.

O B_r foi determinado seguindo a Eq. 10 estabelecida por Hardin (1985) e modificado por Consoli et al. (2024a), considerando toda a faixa de distribuição granulométrica (e não apenas a fração com diâmetro superior a 0,074 mm como foi definido por Hardin, 1985). Os valores de cada ponto se encontram no apêndice. Ao comparar a quebra de partículas através das curvas de distribuição granulométrica antes e depois do ensaio de compressão isotrópica para areia de Osório e RMF (Figuras 28 e 29), observa-se que a areia de Osório não cimentada apresenta um B_r de 0,145 após uma compressão de 40 MPa, enquanto o RMF não cimentado, mesmo após compressão de 120 MPa, resulta em B_r = 0,042. Isso indica que a areia de Osório é composta por partículas de quartzo de menor resistência em relação ao RMF, que também apresenta cerca de 75% de quartzo em sua composição e 25% de ferro (ALSHIBLI e CIL, 2018).

Pode ser controverso comparar apenas a mineralogia das partículas, uma vez que o quartzo tem uma dureza maior que os minerais de ferro e, presumivelmente, maior resistência à quebra (WHITNEY et al., 2007; SHIPTON e COOP 2012; PONZONI et al., 2017; ALSHIBLI e CIL, 2018). Entretanto, a granulometria do material é outro fator que influencia a quebra de suas partículas, já que afeta diretamente os arranjos dessas partículas e, consequentemente, a dinâmica interna de distribuição das tensões. Solos com granulométrica uniforme, como é o caso da areia de Osório, possuem menor possibilidade de arranjos distintos do que o RMF. Assim, as partículas tendem a apresentar menor número de coordenação, com consequente maior concentração de tensões e maior possibilidade de quebra. Por sua vez, as maiores partículas de RMF, caracterizadas por uma maior reorganização devido a uma variedade mais ampla de tamanhos de partículas, demandam níveis de tensão mais elevados para a quebra das partículas (apresentar menor possibilidade de quebras das partículas) e para alcançar a LNC intrínseca, atingida devido à evolução da granulometria do solo em relação à resistência média das partículas (McDOWELL e BOLTON, 1998; SHIPTON e Coop, 2012). Portanto, nesses casos, a morfologia e a distribuição granulométrica das partículas (CARRERA et al., 2010; 2011; COOP 2015; LI e COOP, 2019) desempenham um papel primordial na quebra das partículas do que a mineralogia das partículas (NOCILLA et al., 2006; SHIPTON e COOP, 2012), o que explica o comportamento lento apresentado por o RMF em atingir o LNC único durante a compressão isotrópica (NOCILLA et al., 2006; SHIPTON e COOP 2012; LI e COOP, 2019).

Durante a compressão, e principalmente durante a fase de cisalhamento, a matriz rejeito-cimento é progressivamente desestruturada, com consequente do aumento na possibilidade de movimentação relativa entre as partículas do meio. Assim, à medida que a estrutura cimentada é danificada, os vazios, anteriormente ocupados pelos produtos de hidratação do cimento, começam a ser preenchidos por fragmentos mais finos desses produtos (TENGATTINI et al., 2023a, 2023b). Desse modo, é possível que o número de ligação aumenta (mais arranjos formados) devido ao contacto entre esses fragmentos e as partículas de RMF, o que reduz a quebra das partículas do material com o aumento do teor de cimento.

À medida que as tensões confinantes aumentam, a tensão desvio também aumenta, resultando em uma maior quebra de partículas para o mesmo teor de cimento. Isso leva a um aumento no número de finos e, consequentemente, no número de reorganizações das partículas mais grossas. Portanto, pode-se compreender que a adição de cimento afeta o mecanismo de evolução da granulometria por diferentes meios, todos convergindo para uma redução na

probabilidade de quebra das partículas. Isto também explica o mecanismo de não convergência de LNC e CSL para uma única linha.

4.4 ANALISE RESUMIDA

Os comportamentos observados no presente estudo para o rejeito de mineração de ferro (RMF) cimentado estão em consonância com o estado da arte apresentado na revisão bibliográfica, particularmente no que se refere à resposta mecânica de materiais granulares estruturados e rejeitos de origem antrópica.

De acordo com estudos compilados na revisão (e.g., MARTINS et al., 2001; TAN, 2004; NOCILLA et al., 2006; SHIPTON & COOP, 2012; COOP, 2015; LI & COOP, 2019; VELTEM et al., 2022; CARVALHO et al., 2023), os rejeitos de mineração apresentam comportamento mecânico distinto dos solos naturais, mesmo quando possuem granulometria semelhante. Isso se deve principalmente à sua origem industrial, que resulta em partículas com morfologia irregular, superfícies alteradas e estruturas metaestáveis. Essa característica explica, no presente estudo, a elevada rigidez inicial observada, seguida de degradação progressiva com o avanço da deformação.

No contexto específico de materiais estruturados, Coop (2015) e Li & Coop (2019) destacam que a rigidez inicial elevada está associada à presença de uma estrutura interna metastável, a qual é progressivamente destruída à medida que o material atinge a tensão de plastificação. Esse comportamento é consistente com os resultados obtidos, nos quais se observa uma transição clara entre um regime inicial mais rígido e um regime plástico dominado por rearranjos internos das particulas. A identificação da tensão de plastificação na compressão isotrópica, conforme apresentado no trabalho (Figura 4. 16), reforça essa interpretação.

Adicionalmente, Terashi (1997), citado na revisão bibliográfica, ressalta que a cimentação promove aumento significativo da rigidez e resistência, porém reduz a ductilidade do material, favorecendo comportamentos mais frágeis após o pico. Essa tendência é claramente observada nos resultados experimentais, nos quais as amostras com maior teor de cimento apresentam maior rigidez inicial, mas também uma degradação mais pronunciada após o início da plastificação, especialmente sob elevadas tensões confinantes.

No que diz respeito ao efeito da tensão confinante, Fourie et al. (2022) destacam que, em rejeitos de mineração, o aumento do confinamento tende a reduzir a influência da estrutura

inicial, promovendo uma transição para um comportamento dominado pelo atrito interparticular. Esse efeito também é observado no presente estudo, no qual, para níveis elevados de tensão (≥ 40 MPa), a rigidez passa a ser menos dependente da cimentação e mais controlada pelo rearranjo granular e pela interação entre partículas.

Outro aspecto relevante refere-se à quebra de partículas, amplamente discutida por Shipton & Coop (2012) e Carrera et al. (2010), que demonstram que esse fenômeno é particularmente significativo em materiais submetidos a altas tensões. A fragmentação dos grãos resulta em aumento da compressibilidade e redução da rigidez, além de alterar a distribuição granulométrica do material. Esse mecanismo é coerente com os resultados obtidos no presente estudo, especialmente nos ensaios realizados sob tensões elevadas, nos quais se observa uma resposta mais compressível e menos rígida.

Além disso, estudos como os de Fell et al. (2015) indicam que a granulometria e a presença de dispersantes influenciam significativamente o comportamento dos rejeitos, podendo alterar sua resposta mecânica de semelhante a solos siltosos para comportamento mais próximo ao de argilas. Essa variabilidade reforça a interpretação de que o RMF estudado apresenta comportamento altamente dependente da sua microestrutura e das condições de preparo, o que se reflete na variabilidade da rigidez observada experimentalmente.

A comparação apresentada no próprio trabalho entre o RMF, a areia de Osório cimentada e solos naturalmente cimentados (p. 96) evidencia que, embora o comportamento global seja similar, o RMF apresenta maior sensibilidade à destruturação. Essa característica pode ser atribuída à natureza artificial de sua estrutura, formada em curto intervalo de tempo durante o processo de beneficiamento, em contraste com solos naturais, cuja estrutura evolui ao longo de períodos geológicos.

Por fim, autores como Vick (1983) e Edraki et al. (2014) ressaltam que rejeitos de mineração frequentemente apresentam elevada variabilidade e comportamento dependente do processo de deposição, incluindo efeitos de segregação granulométrica e variações locais de densidade. Esses fatores ajudam a explicar as diferenças observadas entre os diferentes estados de compactação analisados no presente estudo, especialmente o comportamento distinto das amostras com densidade intermediária.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.

5.1 CONCLUSÃO

O comportamento do rejeito de mineração de ferro (RMF) não cimentado e a misturas RMF – cimento Portland foi avaliado através de ensaios de resistência à compressão simples, velocidade de pulso ultrassônico e compressão triaxial executados até altas pressões de confinamento (σ'_3 = 1,2 a 120 MPa). Esses últimos permitiram a avaliação do comportamento dos materiais tanto na fase de compressão isotrópica como na fase de cisalhamento. As amostras estudadas possuíam teores de cimento entre 1 (0% para os ensaios triaxiais) e 20% e foram moldadas em três valores de pesos específico aparente seco (γ_d = 17, 18 e 19 kN/m³) e curadas para 7 e 90 dias numa temperatura controlada de 23 grau. Totalizando, foram moldadas 90 amostras para determinação da resistência a compressão não confinada (q_u) e do módulo cisalhante inicial (G_0) e 59 para os ensaios triaxiais.

Os resultados permitiram avaliar os efeitos do teor de cimento ($\%C$), das condições de compactação (γ_d) e do tempo de cura (t) na resistência e rigidez das misturas estudadas para condições não confinadas. Nesse contexto, inclui-se a utilização do índice η/C_{iv} para descrição da q_u e do G_0. Quanto às misturas estudadas em condições confinadas através dos ensaios triaxiais, verificou-se também a influência do teor de cimento e da densidade no comportamento tensão-deformação e na dinâmica de variação volumétrica dos materiais (nas fases de compressão isotrópica e de cisalhamento). Assim, avaliou-se o ponto de plastificação da sedimentação, bem como o comportamento dos materiais para condições de pico e no estado crítico.

Demonstrou-se que a adição do cimento e o aumento da densidade podem impactar o comportamento mecânico do RMF, mesmo depois da degradação da estrutura cimentada desenvolvida entre as partículas de RMF. Quando o nível de tensão em que a cimentação rompe é alcançado (ponto de plastificação), a cimentação não é mais o mecanismo de deformação primário. Ademais, foi observado que independentemente do teor de cimento e da densidade (η/C_{iv}) inicial, os corpos de prova com o mesmo teor de cimento convergiram para a mesma linha única de compressão isotrópica no final do ensaio.

As principais conclusões do estudo são apresentadas a seguir:

- O parâmetro η/C_{iv} controla q_u, G_0 e B das misturas de RMF-cimento Portland. Assim, o índice mostra-se eficiente para a dosagem de misturas de RMF-cimento Portland para aplicação no campo de empilhamento seco desse material.
- O aumento da cimentação e da compactação minimizam a magnitude das deformações volumétricas do RMF durante a compressão isotrópica e o cisalhamento.
- A adição de cimento expande o ponto de plastificação no plano $v - lnp'$, aumentando a tensão de plastificação.
- O teor de cimento e a tensão efetiva de confinamento desempenham um papel inverso na quebra de partículas do RMF: o aumento do teor de cimento reduz a quebra de partículas, enquanto o incremento da tensão confinante a aumenta.
- O RMF apresenta uma tendência muito lenta de convergência para uma única LNC tanto para o material cimentado quanto o material não cimentado. Isso pode ser devido a morfologia das suas partículas, sua mineralogia e/ou a sua granulometria.
- O aumento da cimentação reduz o fenômeno da quebra de partículas do RMF, mesmo para elevadas tensões de confinamento. Isso retarda a convergência do material para uma única LNC. Ou seja, a convergência é inversamente proporcional ao teor de cimento empregado.
- A adição do cimento, mesmo em pouca quantidade (e.g., 3%), afeta a resistência do RMF, especialmente pra baixas tensões de confinamento. O comportamento a grandes deformações (e em compressão isotrópica) não é sensivelmente afetado nesses casos. Por outro lado, maiores teores de cimento (e.g., 5%) impactam a resistência e o comportamento do material na compressão isotrópica e no estado crítico, aumentando os valores do v_0 e v_{min}.

5.2 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O presente trabalho apresentou uma análise do comportamento mecânico de misturas de rejeito de minério de ferro e cimento Portland através de distintos tipos de ensaios de laboratório, no entanto, devido ao cronograma todos os aspectos não foram abordados. Desta maneira, para

ampliar o conhecimento do comportamento desse material tratado com/sem cimento afim de criar um banco de dados completo e satisfatório para suas práticas sustentáveis, eficientes e seu empilhamento seco, são estabelecidas as seguintes recomendações:

- Estudar o efeito do fino de cimento no comportamento do RMF. Isso ajudara a ter uma visão bem definida sobre a quantidade necessário a ser adicionada ao RMF durante o processo de estabilização para evitar excesso de fino na mistura ainda que O RMF já é um material muito fino;
- Realizar estudo de lixiviação da mistura RMF e cimento Portland para entender os efeitos contaminante do cimento. Isso também para ver o efeito do cimento no RMF em termo de composição mineralógica;
- Fazer um estudo de durabilidade e dos mecanismos de degradação do RMF cimentado e empilhado numa região tropical húmida e as consequências da instabilidade de talude. Isso servira para entender as medidas adequadas que poderão ser tomadas para minimizar os riscos de trincas e degradações precoces da estrutura;
- Avaliar as ventagens e desvantagens, em termo econômico da compactação e o teor de cimento para empilhamento do rejeito. A partir desse estudo, será possível entender melhor e escolher o fator mais viável de ponto de vista econômico, resistente e durabilidade para o empilhamento do RMF;
- Realizar ensaios triaxiais de alta tensão de confinamento em amostras saturadas. Isso permitirá uma comparação entre os parâmetros dos ensaios realizados nas amostras secas e saturados. Desse modo, será possível avaliar o tempo de realização, o custo e as dificuldades de cada um desses ensaios. Isso permitirá de definir o tipo de ensaio triaxial (nas amostras secas ou saturadas) que poderia ser empregado para as pesquisas futuras;
- Realizar um estudo detalhado de ensaios triaxiais cíclicos. A partir desse estudo, seria possível entender o comportamento do material sob carregamento repetido e os efeitos das ondas de terremoto e ajudara a criar um banco de dado satisfatório;
- Realizar um estudo aprofundado de ensaios de *simple shear;*
- Fazer um estudo de comparação dos resultados com aqueles de amostras secas;

- Avaliar efeito de incorporação da fibra nos parâmetros de resistência, na posição da linha de estado crítico e na quebra de partículas do RMF submetido em alta tensão de confinamento;
- Realizar análises microestruturais detalhadas do RMF.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRÃO, P.C. **Sobre a disposição de rejeitos de mineração no brasil. in: simpósio sobre barragens de rejeitos e disposição de resíduos industriais e de mineração–regeo**, *1987, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos-ABMS, v.1, p. 1-10.*

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO - **ANM. Órgãos federais se unem para atuação conjunta em segurança de barragens.** *Disponível em: <https://www.gov.br/ana/pt-br/assuntos/noticias-e-eventos/noticias/orgaos-federais-se-unem-para-atuacao-conjunta-em-seguranca-de-barragens www.anm.gov.br>. Acesso em: maio de 2021.*

AKINMUSURU, J. (1987). **The Effects of Cementation on the Stress-Strain Behaviour of a Sand.** *9th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering (pp. 435-442). Lagos: Proceedings...Rotterdam.*

ALBUQUERQUE FILHO, L. H. (2004). **Avaliação do Comportamento Geotécnico de Barragens de Rejeitos de Minério de Ferro Através de Ensaios de Piezocone**. *Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Programa de Pós-Graduação da Escola de Minas. Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais.*

ALSHIBLI, K. e CIL, M. (2018). **"Influence of particle morphology on the friction and dilatancy of sand."** *J. Geotech. Geoenviron. Eng. 144 (3): 04017118.* https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943 *5606.0001841*

ALVES, P. I. A. (2020). **Empilhamento de rejeito filtrado: a expansão de uma alternativa para substituição de barragens.** *Dissertação (Mestrado em Engenharia Mineral), Programa de Pós-Graduação, Departamento de Engenharia de Minas, Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG. 116p.*

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (2004) - **Soil classification system** - *from AASHTO M 145 or ASTM D 3282.*

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **ASTM D 8295**: standard test method for determination of shear wave velocity and initial shear modulus in soil specimens using bender elements. Philadelphia, 2019c.

ANDRADE, L. C. R. D. **Caracterização de rejeitos de mineração de ferro, in natura e segregados, para aplicação como material de construção civil.** *Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, 2014. https://locus.ufv.br//handle/123456789/6664.*

ARRUDA, J. P. A. **Análise da influência do teor de ferro no potencial de liquefação de um rejeito de mineração.** *Dissertação (Mestre em Géotecnia) – Programa de Pós-graduação do Núcleo de Geotecnia, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto,* Ouro Preto, MG, 2019. 134p.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 16916: **Agregado miúdo – Determinação da densidade e da absorção de água**. *Rio de Janeiro, 2021. 7 p.*

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6459: **determinação do limite de liquidez.** *Rio de Janeiro, 2016.*

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7180: **determinação do limite de plasticidade**. *Rio de Janeiro, 2016.*

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7181: Solo – **Análise granulométrica.** *Rio de Janeiro, 2018b. 12 p.*

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6458 (1984). **Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica.** *Rio de Janeiro: ABNT.*

ASTM, 2017b. **Practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System) - ASTM D2487**. *ASTM International. https://doi.org/10.1520/D2487-17E01*

ASTM, 2021a. **Test method for particle-size distribution (gradation) of fine-grained soils using the sedimentation (hydrometer) analysis - ASTM D7928**. *ASTM International. https://doi.org/10.1520/D7928-21E01*

ATKINSON, J. (1993). **An introduction to the mechanics of soils and foundations**. *London: McGraw-Hill.*

AZAM, S. e LI, Q. (2010). **Tailings dam failures: A review of the last one hundred years**. *Geotechnical News, 28(4), 50-54.*

BANDINI, V.; COOP, M. R. (2011). **The influence of particle breakage on the location of the critical state line of sands.** *Soils and Foundations 51 (4):591–600. doi: 10.3208/sandf.51.591.*

BARATI, S.; SHOURIJEH, P. T.; SAMANI, N.; ASADI, S. **Stabilization of iron ore tailings with cement and bentonite: a case study on Golgohar mine**. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment, v. 79, p. 4151–4166, mai. 2020.*

BEEN, K. e JEFFERIES, M.G. (1985). **A state parameter for sands**. *Géotechnique 35(2): 99–112.*

BEEN, K.; JEFFERIES, M. G. and HACHEY, J. (1991). **The critical state of sands**. *Geotechnique 41 (3):365–81. doi: 10.1680/geot.1991.41.3.365.*

BERGER. K. C. **Study of tailings management technologies.** *Mine Environment Neutral Drainage (MEND) Project, 2017.*

BOLTON, M. D. **The strength and dilatancy of sands**. *Géotechnique, v. 1, n. 36, p.65-78, 1986.*

BOWKER ASSOCIATES. **Samarco dam failure larges by far in recorded history, 2016**. *Disponível em: <https://lindsaynewlandbowker.wordpress.com/2015/12/12/samarco-dam-failure-largest-by-far-in-recorded-history/>. Acesso em: maio 2021.*

BRASIL. Lei nº 12.305, de 2 de agosto de 2010. **Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos; altera a Lei no 9.605, de 12 de fevereiro de 1998; e dá outras providências**. *Disponível em<http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2007-2010/2010/Lei/L12305.htm>. Acesso em: Agosto de. 2022.*

BURLAND, J. B. (1990). **On the compressibility and shear strength of natural clays**. *Géotechnique, 40(3), 499-516.*

CARRERA, A.; COOP, M. R.; and LANCELLOTTA, R. (2010). **Influence of grading on the mechanical behaviour of Stava tailings**. *Submitted to Geotechnique.*

CARVALHO, J.V. de A., WAGNER, A.C., SCHEUERMANN FILHO, H.C., CHAVES, H.M., SILVA, J.P.S., DELGADO, B.G., CONSOLI, N.C., (2023). **Evaluation of strength parameters for application in cemented iron ore tailings stacks**. *Indian Geotech J. https://doi.org/10.1007/s40098-023-00712-9.*

CHAMMAS, R (1989). **Notas de aula do curso de barragens de contenção de rejeitos.** *Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas, UFOP, Ouro Preto, MG*

CLOUGH, G., SITAR, N., BACHUS, R., and RAD, N. (1981). **Cemented sands under static loading.** *J. Geotech. Engrg. Div., 107(6), pp. 799-817.*

ÇOLAK, A., (2002). **The long-term durability performance of gypsum–Portland cement–natural pozzolan blends**. *Cement and Concrete Research 32, 109–115. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00637-8.*

CONSOLI, N. C. (2014). **A method proposed for the assessment of failure envelopes of cemeted sandy soils**. *Engineering Geology (169), pp. 61-68.*

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

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

CONSOLI, N. C.; CARVALHO, J.V.A.; WAGNER, A. C.; SCHEUERMANN FILHO, H. C.; CARVALHO, I.; CACCIARI, P. P.; SOUSA SILVA, J. P. D. (2024a). **Determination of critical state line (CSL) for silty-sandy iron ore tailings subjected to low-high confining pressures**. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering S1674775523002172. https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2023.06.014.*

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FLOSS, M. F.; FESTUGATO, L. (2010). **Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp. 759-763.*

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R.; VIANA da FONSECA, A.; and COOP, M. (2012a). **Influence of cement- voids ratio on stress-dilatancy behavior of artificially cemented sand.** *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 138(1), 100-109.*

CONSOLI, N. C.; DA SILVA, A. P.; NIERWINSKI, H. P.; SOSNOSKI, J**.** (2016c). **Durability, strength, and stiffness of compacted gold tailings – cement mixes**. *Canadian Geotechnical Journal, 55, 486–494.*

CONSOLI, N. C.; FESTUGATO, L.; DA ROCHA, C. G.; CRUZ, R. C. (2013). **Key parameters for strength control of rammed sand–cement mixtures: Influence of types of Portland cement.** *Constr. Build. Mater. 49 (Sep): 591–597. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.08.062.*

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

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

CONSOLI, N. C.; LOPES JR, L. S.; CONSOLI, B. S.; FESTUGATO, L. (2014a). **Mohr–Coulomb failure envelopes of lime-treated soils**. *Géotechnique, 64(2), pp. 165-170.*

CONSOLI, N. C.; LOTERO, A.; SCHEUERMANN FILHO, H. C.; KHAJEH, A. DAASSI-GLI, C. P. A.; VOGT, J. C.; SILVA, J. P. D. (2024c). **Effect of Cement Type on Compacted Iron Ore Tailings-Binder Response Blends: Comparative Study.** *J. Mater. Civ. Eng., 2024, 36(8): 04024230. DOI: 10.1061/JMCEE7.MTENG-17486.*

CONSOLI, N. C.; PECCIN, A.; NIERWINSKI, H. P.; SOSNOSKI, J. (2018). Durability, strength, and stiffness of compacted gold tailings - cement mixes. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 55, p. 486-494.

CONSOLI, N. C.; QUIÑONEZ SAMANIEGO, R. A.; KANAZAWA VILLALBA, N. M. (2016b). **Durability, strength, and stiffness of dispersive clay–lime blends**. *Journal of Materials in Civil Engineering.*

CONSOLI, N. C.; VIANA DA FONSECA, A.; CRUZ, R. C.; HEINECK, K. S. (2009a). **Fundamental parameters for the stiffness and strength control of artificially cemented sand**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 9, 1347-1353.*

CONSOLI, N. C.; VIANA DA FONSECA, A.; SILVA, S. R.; CRUZ, R. C.; FONINI, A. (2012b). **Parameters controlling stiffness and strength of artificially cemented soils**. *Géotechnique, 62(2), 177-183.*

CONSOLI, N.C., TOMASI, L.F., MARQUES, S.F.V., (2023). **Cement-enhancing mechanical behavior of tailings behind upstream tailings dam for safe decommissioning.** *J Mater Civ Eng 35:06023001. https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943- 5533.0004741.*

CONSOLI, N.C., VOGT, J.C., SILVA, J.P.S., CHAVES, H.M, SCHEUERMANN FILHO, H.C., MOREIRA, E.B, LOTERO, A., (2022). **Behaviour of compacted filtered iron ore tailings–Portland cement Blends: New Brazilian trend for tailings disposal by stacking.** *Appl Sci 12 :836. https://doi.org/10.3390/app12 020836.*

CONSOLI, N.C.; NIERWINSKI, H. P.; PECCIN, A.; SOSNOSKI, J. (2017). **Durability and strength of fiber-reinforced compacted gold tailings-cement blends**. *Geotextiles and Geomembranes, v. 45, p. 98-102.*

CONSOLI, N.C.; SILVA, J.P.S., WAGNER, A.C.; CARVALHO, J.V.D.A.; BAUDET, B.A.; COOP, M.R.; SCHEUERMANN FILHO, H.C.; CARVALHO, I.; DE SOUSA, G.M.; CACCIARI, P.P. (2024b). **Critical state analysis of two compacted filtered iron ore tailings with different gradings and mineralogy at different stages of treatment**. *Acta Geotech. https://doi.org/10.1007/s11440-023-01963-9*

CONSOLI, N.C; ROSA, D.A; CRUZ, R.C; ROSA, A.D. (2011). **Water content, porosity and cement content as parameters controlling strength of artificially cemented silty soil.** *Engineering Geology 122:328–333. doi: 10.1016/j.enggeo.2011.05.017*

COOP, M. R. (1990). **The mechanics of uncemented carbonate sands**. *Geotechnique 40 (4):607–26. doi: 10.1680/geot.1990.40.4.607.*

COOP, M. R. and ATKINSON, J. H. (1993). **The mechanics of cemented carbonate sands.** *Géotechnique 43, No. 1, 53-67.*

COOP, M. R., SORENSEN, K. K., BODAS FREITAS, T., e GEORGOUTSOS, G. (2004). **"Particle breakage during shearing of a carbonate sand."** *Geotechnique, 54(3), 157–163.*

COOP, M. R.; LEE, I. K. (1993). **The behaviour of granular soils at elevated stresses**. *In G. T. Houlsby and A. N. Schofield (Eds.), Proc. Wroth Memorial Symposium - Predictive Soil Mechanics, Oxford, pp. 186-198. Thomas Telford, London.*

COOP, M. R.; SORENSEN, K. K.; BODAS FREITAS, T.; and GEORGOUTSOS, G. (2004). **Particle breakage during shearing of a carbonate sand.** *Geotechnique, 54(3), 157–163.*

COOP, M. R.; WILLSON, S. M. **Behavior of hydrocarbon reservoir sands and sandstones.** Journal Of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**,** v. 129, n. 11, p.1010-1019, nov. 2003. American Society of Civil Engineers (ASCE).

COOP, M.R. (2015). **Limitations of a Critical State Framework Applied to the Behaviour of Natural and "Transitional" Soils**. *In 6th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Buenos Aires, pp. 115-155.*

CRUZ, R. C. (2008). **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada.** *Tese (Doutorado) - Curso de Pósgraduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.*

CRYSTAL, C.; CHORE, C.; EZAMA, I (2018). **Filter-pressed dry stacking: Design consideration based on practical experience.** *In: Proceedings Tailings and Mine Waste. Keystone, Colorado, EUA.*

CUCCOVILLO, T., and COOP, M. (1999a). **On the mechanics of structured sands**. *Géotechnique, 49(6), pp. 741-760.*

CUCCOVILLO, T., and COOP, M. (1999b). **Automated Triaxial Apparatus for Elevated Pressures**. *Nondestructive and Automated Testing for Soil and Rock (1350), pp. 231-246.*

CUCCOVILLO, T., and COOP, M. R. (1993). **The influence of bond strength on the mechanics of carbonate soft rocks**. *Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard Soil - Soft Rock (pp. 447-455). Athens: AA Balkema.*

DAASSI-GLI, C. A. P. (2020). **Estabilização de um solo granular com misturas de pó de vidro-cal de carbureto-hidróxido de sódio (NaOH).** 192 p. *Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio Grande do Sul*, Porto Alegre.

DALLA ROSA, F.; CONSOLI, N. C.; BAUDET, B. A. **An experimental investigation of the behaviour of artificially cemented soil cured under stress.** *Géotechnique, v. 58, n. 8, p.675-679, 2008.*

DAVIDOVITS, J. (1979). **Synthesis of new hig-temperature geo-polymers for reinforced plastics/composites.** *Annu. Pac. Tech. Conf. Disp., (4), 151-154.*

DAVIDOVITS, J. (1982). **Mineral polymers and methods of making them**. *U.S. Patent (4). 349-386.*

DAVIES, M. P. (2011). **Filtered dry stacked tailings: The fundamentals**. *In: Proceedings of the Tailing and Mine Waste Conference 2011. The University of British Columbia, Vancouver, Canada.*

DAVIES, M.P. (2004). **An alternative to conventional tailing management – dry stack filtered tailings.** *In Proceedings Tailings and Mine Waste '01, Balkema.*

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. 143/2010 - ES: **Pavimentação - Base de solo-cimento - Especificação de serviço**. *Rio de Janeiro: DNIT, 2010. 10 p.*

DIAMBRA, A; IBRAIM, E.; CONSOLI, N. C.; FESTUGATO, L. (2017) **Theoretical derivation of artificially cemented granular soil strength**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 143(5), p. 1-9. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001646.*

DUXSON, P., PROVIS, J. L., LUKEY, G. C., MALLICOAT, S.W., KRIVEN, W.M., VAN DEVENTER, J.S.J., (2005). **Understanding the relationship between geopolymer**

composition, microstructure and mechanical properties, *Colloids and Surf. A: Physicochem. Eng. Asp. 269, 47–58.*

EDRAKI, M; BAUMGARTL, T; MANLAPIG, E; BRADSHAW, D; FRANKS, D.M; MORAN, C. J. (2014). **Designing mine tailings for better environmental, social and economic outcomes: A review of alternative approaches.** *Journal of Cleaner Production, (2014), 84 (1), pp. 411-420.*

EINAV, I. (2007a). **Breakage mechanics-part I: Theory**. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids 55 (6):1274–97. doi: 10.1016/j.jmps. 2006.11.003.*

EINAV, I. (2007b). **Breakage mechanics-part II: Modeling granular materials.** *Journal of the Mechanics and Physics of Solids 55 (6):1298–320. Doi: 10.1016/j.jmps.2006.11.004.*

ELLIOT, G., & BROWN, E. T. (1985). **Yield of a soft, high-porosity rock.** *Géotechnique, 35(4), 413- 423.*

ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1., 1993, Athens. **Proceedings...** *Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 447 - 455.*

FARENZENA, H. P.; BRUSCHI, G. J.; MEDINA, G. S.; SILVA, J. P. DE S.; LOTERO, A. (2024). **Iron ore tailings stabilization with alternative alkali-activated cement for dry stacking: mechanical and microstructural insights**. *Can. Geotech. J. 00: 1–19 (2024)* | *dx.doi.org/10.1139/cgj-2023-0125.*

FELL, R.; MACGREGOR, P.; STAPLEDON, D.; BELL, G.; FOSTER, M. (2015). **Geotechnical Engineering of Dams (2nd ed.).** *CRC Press*.

FELT, E. J. (1955). **"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.*

FERNANDEZ, A.L. e SANTAMARINA, J. C. (2001). **Effect of cementation on the small-strain parameters of sand.** *Canadian Geotechnical Journal 38(1):191-199 DOI: 10.1139/cgj-38-1-191.*

FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ, A.; PALOMO, A.; VAZQUEZ, T.; RAMESH VALLEPU, R.; TERAI, T.; IKEDA, K. (2008). **Alkaline Activation of Blends of Metakaolin and Calcium Aluminate.** *Journal of the American Ceramic Society. https://doi.org/10.1111/j.1551-2916.2007.02002.x.*

FESTUGATO, L. (2011). **Comportamento de hidratação e resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras**. *223 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.*

FESTUGATO, L., VENSON, G.I., CONSOLI, N.C. (2021)**. Parameters controlling cyclic behaviour of cement-treated sand.** *Transportation Geotechnics 27, 100488. https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100488*

FESTUGATO, L.; CONSOLI, N. C.; FOURIE, A. (2015). **Early age cemented paste backfill stiffness development**. *In: RINALDI, V. A.; ZEBALLOS, M. E.; CLARIÁ, J. J. (Ed.). Proceedings of the 6th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials. Buenos Aires: IOS Press, 2015. v. 6, p. 441–446.*

FESTUGATO, L.; FOURIE, A.; CONSOLI, N. C. (2013). **Cyclic shear response of fibre-reinforced cemented paste backfill**. *Géotechnique Letters, v. 3, n. 1, p. 5–12, jan. 2013.*

FLOSS, M. (2012). **Parâmetros de Controle da Resistência e Rigidez de Solos Granulares Artificialmente Cimentados**. *Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.*

FOPPA, D. (2016). **Novo método para cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre camada de reforço em solo-cimento.** *Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. Future.*

FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados**. *146 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.*

FOURIE, A.B.; VERDUGO, R.; BJELKEVIK, A.; TORRES-CRUZ, L.A AND ZNIDARCIC, D. (2022). **Geotechnics of mine tailings: State of the art.** *Proceedings of the 20th ICSMGE. 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Sydney, Australia.

CHANG, T. S.; WOODS, R. D. (1992). **Effect of Particle Contact Bond on Shear Modulus**. *Journal Of Geotechnical Engineering, v. 8, n. 118, p.1216-1233*.

GENS, A., & NOVA, R. (1993). **Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks**. *Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks (pp. 485-494). Athens: Proceedings... Rotterdam: AA Balkema.*

GENTIL, G. A. **Avaliação da estabilização química de um rejeito de minério de ferro para a aplicação em infraestrutura de pavimentos**. *92 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) — Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2020.*

GOMES, A. C. F. (2017). **Estudo de aproveitamento de rejeito de mineração.** *Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica, Materiais e de Minas. Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais.*

GOMES, R. C.; PEREIRA, E. L.; RIBEIRO, L. F. M.; SILVA, J. T. G. (2002)**. Evaluation of liquefaction potential of fine-grained tailings.** *In: International Congress on Environmental Geotechnics, ICEG, 4. Rio de Janeiro. Proceedings… Lisse, Netherlands: Swets & Zeitlinger. v. 1, 2002. p. 329-333.*

GUIMARÃES, N. C. (2011). **Filtragem de rejeitos de minério de ferro visando sua disposição em pilhas.** *Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica e de Minas. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais.*

HARDIN, B. O. (1985). **Crushing of soil particles**. *Journal of Geotechnical Engineering 111 (10):1177–92. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1985) 111:10(1177).*

HORPIBULSUK, S.; PHETCHUAY, C.; CHINKULKIJNIWAT, A. (2012). **Soil stabilization by calcium carbide residue and fly ash**. *Journal of materials in civil engineering, 24(2), 184-193.*

HORPIBULSUK, S.; RACHAN, R.; CHINKULKIJNIWAT, A.; RAKSACHON, Y.; SUDDEEPONG, A. (2010). **Analysis of strength development in cement-stabilized silty clay from microstructural considerations.** *Construction and building materials. 24(10), 2011-2021*.

https://laminatus.com.br/aplicacao-do-rejeito.

HUANG, J. T., and AIREY, D. W. (1993). **Effects of cement and density on an artificially cemented sand**. *Int. Symp on Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks (pp. 553-560). Athens: AA Balkema.*

IBRAM - Instituto Brasileiro de Mineração. (2020). **Informações sobre a economia mineral Brasileira**. Brasília, p. 128.

IBRAM - Instituto Brasileiro de Mineração. **Gestão e Manejo de Rejeitos da Mineração.** (2016). Brasília, p. 84.

INGLES, O. G. and METCALF, J. B. (1972). **Soil stabilization principles and practice**. *Sydney: Butterworths, 374 p.*

JALALI, S., ABYANEH, M. Y., KEEDWELL, M. J. (1997). **Differential scanning calorimetry tests applied to lime-fly ash soil stabilization.** Testing soil mixed with waste or recycled materials, *STP 1275, ASTM, West Conshohocken, Pa., 181–191*.

JANI, Y. and HOGLAND, W. (2014). **Waste glass in the production of cement and concrete**- a review, *J. Environ. Chem. Eng. 2(3) 1767-1775.*

JATURAPITAKKUL, C., and ROONGREUNG, B. (2003). **Cementing material from calcium carbide residue-rice husk ash**. *J. Mater. Civ. Eng., 10.1061/(ASCE) 0899-1561, 15:5(470), 470–475.*

KAMPALA, A., HORPIBULSUK, S., CHINKULLIJNIWAT, A., SHEN, S.-L. (2013). **Engineering properties of recycled calcium carbide residue stabilized clay as fill and pavement materials**. *Constr. Build. Mater., 46 : 203–210. 174.*

KAMPALA, A., HORPIBULSUK, S., PRONGMANEE, N., and CHINKULKIJNIWAT, A. (2014). **Influence of wet-dry cycles on compressive strength of calcium carbide residue-fly ash stabilized clay**. *J. Mater. Civ. Eng., 10.1061/(ASCE) MT.1943-5533.0000853, 633–643.*

KAVAK A., BAYKAL, G. (2011). **Long-term behavior of lime-stabilized kaolinite clay**. *Environ Earth Sci., 66:1943–1955.*

KAVAK, A. (1996). **The behavior of lime stabilized clays under cyclic loading.** *Ph.D. thesis, Bogaziçi University*

KHALE, D., CHAUDHARY, R. (2007). **Mecanism of geopolymerization and fators influencing its development: A review**. *J. Mater Sci. 42: 729-746.*

KURT, H.; VAN. B. E. (1994). **Stabilisation au ciment. Bulletin du ciment**. V. 62.

KWOK, T. C. (2006). **The behaviour of transitional soil**. *Master's thesis, Imperial College London.*

LA ROCHELLE, P., LEROUEIL., S., TRAK, B., BLAIS-LEROUX, L., AND TAVENAS, F. (1988). **"Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests."** *Proc., Symp. on Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, Louisville, ASTM, Philadelphia, 715–731.*

LADE, P. V.; OVERTON, D. D. (1989). **Cementation Effects in Frictional Materials**. *Journal of Geotechnical Engineering, v. 115, n. 10, p.1373-1387.*

LADE, P. V.; YAMAMURO, J. A.; and BOPP, P. A. (1996). **Significance of particle crushing in granular materials**. *Journal of Geotechnical Engineering 122 (4):309–16. doi: 10.1061/(ASCE)0733- 9410(1996)122:4(309).*

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. (1960). **Soil Mechanics. New York: John Wiley & Sons, 1969**. *553 p.*

LARA, L. L. D.; QUEIROZ, B. G.; SONCIM, S. P.; ALMEIDA, M. O.; OLIVEIRA, C. A. S.; BELOTTI, F. M.; CAVALCANTE, E. H.; RESENDE, L. **Estudo do comportamento de um solo com adição de rejeito de flotação de minério de ferro para utilização em camadas de pavimentos**. *In: 32º congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte da ANPET. Gramado: ANPET, 2018. p. 1966–1977.*

LEE, K. L., and FARHOOMAND, I. (1967). **Compressibility and crushing of granular soil in anisotropic triaxial compression.** *Canadian Geotechnical Journal 4 (1):68–86. doi: 10.1139/t67-012.*

LEON, H. B. (2018). **O índice porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) como um parâmetro de estado para areias cimentadas**. *Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)–*

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre..

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. (1990). **The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks**. *Géotechnique, 40(3), 467-488.*

LI, W., and COOP, M.R., (2019). **The mechanical behaviour of Panzhihua iron tailings**. *Can Geotech J 56:420–435. https://doi. org/10.1139/cgj-2018-0032.*

LUZZANI, L., e COOP, M. R. (2002). **On the relationship between particle breakage and the critical state of sands.** *Soils and Foundations 42 (2):71–82. Doi: 10.3208/sandf.42.2_71.*

MAFESSOLI, M., MARQUES, S.F.V., SCHEUERMANN FILHO, H.C., CONSOLI, N.C., (2023). **Response of artificially cemented iron ore tailings for dry stacking disposal over a wide range of stresses.** *Indian Geotech J. 53, 904-915. https://doi.org/10.1007/s40098-023-00711-w.*

MARQUES, S. F. V. (2016). **Comportamento de uma areia artificialmente cimentada até altas tensões de confinamento**. *Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul*, Porto *Alegre, 2016.*

MARRI, A., WANATOWSKI, D., YU, H.S. (2012). **Drained behaviour of cemented sand in high pressure triaxial compression tests**. *Geomechanics and Geoengineering 7, 159–174. https://doi.org/10.1080/17486025.2012.663938.*

MARTINS, F. B.; BRESSANI, L. A.; COOP, M. R.; BICA A. V. D. (2001). **Some aspects of the compressibility behaviour of a clayey sand**. *Can. Geotech. J. 38, No. 6, 1177-1186.*

MCDOWELL, G. R., AND BOLTON, M. D. (1998). **On the micromechanics of crushable aggregates.** *G_eotechnique 48 (5):667–79. doi: 10.1680/geot. 1998.48.5.667.*

MCDOWELL, G. R., BOLTON, M. D., ROBERTSON, D. (1996). **The fractal crushing of granular materials.** *Journal of the Mechanics and Physics of Solids 44 (12):2079–102. doi: 10.1016/S0022-5096(96)00058-0.*

MCNALLY, G. H. (1998). **Soil and rock construction materials**. *CRC Press Llc*. ISBN10 0419214208

MITCHELL, J. (1981). **Soil improvement - State of the art report.** *Proc. 10th ICSMFE. Vol. 4, pp. 509-565. Stockholm: International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.*

MIURA, N., e O-HARA, S. (1979). **Particle crushing of a decomposed granite soil under shear stresses.** *Soils and Foundations 19 (3):1–14. doi: 10.3208/sandf1972.19.3_1.*

MIURA, N., e YAMAMOTO, T. (1976). **"Particle-crushing properties of sands under high stresses."** *Technol. Rep. Yamaguchi Univ., 1(4),439–447.*

MIURA, S., YAGI, K. e ASONUMA, T. (2003). **Deformation-strength evaluation of crushable volcanic soils by laboratory and in-situ testing.** *Soils and Foundations 43 (4):47–57. doi: 10.3208/sandf.43.4_47.*

NAGARAJ, T. S., PANDIAN, N. S., & NARASIMHA RAJU, P. S. (1998). **Compressibility behaviour of cemented soils.** *Géotechnique, 48(2), 281-287.*

NIMBALKAR, S., INDRARATNA, B., DASH, S. K., CHRISTIE, D. (2012). **"Improved performance of railway ballast under impact loads using shock mats."** *J. Geotech. Geoenviron. Eng., 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000598, 281–294.*

NOCILLA, A.; COOP, M. R.; COLLESELLI, F. (2006). **The mechanics of an Italian silt; an example of "transitional" behaviour**. *Géotechnique 56, No. 4, 261-271.*

NUNES D.R. (2014). **Comportamento geotécnico de pilha de estéril formada pelo método de disposição por correia.** *Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mineral, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais.*

OLIVEIRA, T. M. **Caracterização de misturas de rejeitos de minério de ferro melhoradas com adição de cimento com vistas à aplicação em estradas e aterros**. *87 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2013.*

OLIVEIRA, T. M.; GENEROSO, F. J.; SILVA, T. O.; SANT'ANNA, G. L.; SILVA, C. H. C.; PITANGA, H. N. **Geomechanical properties of mixtures of iron ore tailings improved with Portland cement**. *Acta Scientiarum. Technology, v. 41, p. 7, mai. 2019.*

OLIVEIRA-FILHO, W. L. e ABRÃO, P. (2015). **Disposição de rejeitos de mineração**. *In: ZUQUETTE, L. V. (Org.). Geotecnia Ambiental. Elsevier, Rio de Janeiro.*

PALOMO, A., GRUTZECK, M. W., BLANCO, M. T. (1999). **Alkali-activated fly ashes. A cement for the future.** *Cement and Concrete Research, 29, 1323-1329.*

PARK, S.-s. (2010). **Effect of Wetting on Unconfined Compressive Strength of Cemented Sands.** *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 136, n. 12, p. 1713-1720, 2010. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000399.*

PASCUAL, B. A., TOGNONVI, M. T., TAGNIT-HAMOU, A. (2014). Waste glass powder-**based alkali-ativated mortar.** *International Journal of reserch in Engineering and Technology. 3. ESSN 2319-1163.*

PENNA, L. R. (2008). **Estudo da construção de aterros em depósitos estratificados de rejeitos de mineração**. *Dissertação (Mestrado)- Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mineral-PPGEM. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Mineral. Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, Minas Gerais.*

PEREIRA, S. A. C. (2012). **O mercado de minério de ferro.** *Monografia de Especialização em Engenharia de Recursos Minerais. Departamento de Engenharia de Minas, Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte,* 47p.

PESTANA, J. M. e WHITTLE, A. J. (1995). **Compression model for cohesionless soils**. *Géotechnique 45, No. 4, 611-631.*

PHETCHUAY, C.; HORPIBULSUK, S.; SUKSIRIPATTANPONG, C.; CHINKILKIJNIWAT, A.; ARULRAJAH, A.; DISFANI, M. M. (2014). **Calcium carbide residue: Alkaline activator for clay–fly ash geopolymer.** *Construction and building materials. 69, 285-294.*

PNM. História - **Portal da Mineração (portaldamineracao.com.br)**. Disponível < *https://portaldamineracao.com.br/sobre-a-mineracao/historia/> Acesso em: setembro de 2022.*

PONZONI, E., NOCILLA, A., COOP, M.R. (2017). **The behaviour of a gap graded sand with mixed mineralogy.** *The Japanese Geotechnical Society. https://doi.org/10.1016/j.sandf.2017.08.029.*

PORTES, A. M. C. (2013). **Avaliação da disposição de rejeitos de minério de ferro nas consistências polpa e torta.** *Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais.*

PRIETTO, P. (1996). **Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado.** *Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.*

PRIETTO, P. (2004). **Resistencia e Dilatância de Solos Cimentados. Uma Abordagem Teórico- Experimental.** *Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.*

RIBEIRO, L.F.M. (2000). **Simulação física do processo de formação dos aterros hidráulicos aplicados a barragens de rejeitos**. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, 235 p.

RIEMER, M. F.; SEED R. B. (1997). **Factors affecting apparent position of steady-state line**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Division, ASCE 123, No. 3, 281-288.*

RIEMER, M., MORIWAKI, Y. e OBERMEYER, J. (2008). **Effect of High Confining Stresses on Static and Cyclic Strengths of Mine Tailing Materials**. *Proc. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV. GSP 181 ASCE.*

RIOS, S., VIANA da FONSECA, A., BAUDET, B.A., (2014). **On the shearing behaviour of an artificially cemented soil.** *Acta Geotech. 9, 215–226. https://doi.org/10.1007/s11440-013-0242-7.*

ROCCHI, I. e COOP, M. R. (2014). **"Experimental Accuracy of the Initial Specific Volume**," *Geotechnical Testing Journal, Vol. 37, No. 1, 2014, pp. 1–7, doi:10.1520/GTJ20130047. ISSN 0149-6115.*

RODRIGUES, K. H. P. **Estudo de estabilização granulométrica de solos utilizando rejeito de mineração**. *108 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) — Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2018.*

ROSCOE, K. H.; SCHOFIELD, A. N. & WROTH, C. P. (1958). **On the yielding of soils**. *Géotechnique 8, No. 1, 22–53, http://dx.doi.org/10.1680/geot.1958.8.1.22.*

ROTTA, G. (2005). **Plastificação de um Solo Cimentado Curado sob Tensão**. *Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.*

ROTTA, G. V.; CONSOLI, N. C.; PRIETTO, P. D. M.; COOP, M. R.; GRAHAM, J. (2003). **Isotropic yielding in an artificially cemented soil cured under stress**. *Géotechnique, 53(5), pp. 493-501.*

ROWE, P. (1962). **The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact**. *Proceedings of the Royal Society, 269, pp. 500-527.*

SACHETTI, A. (2014). **Nova metodologia para determinação de envoltórias de ruptura de solos cimentados.** *Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenhria Civil, Porto Alegre.*

SANTOS, A.P.S., CONSOLI, N.C., HEINECK, K.S., COOP, M.R. (2010). **High-pressure isotropic compression tests on fiber-reinforced cemented sand**. *J. Geotech. Geoenviron. Eng. 136, 885–890. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000300*

SANTOS, C. P. ; BRUSCHI, G. J. ; MATOS, J. R. G. ; CONSOLI, N. C. (2022). Stabilization of gold mining tailings with alkali-activated carbide lime and sugarcane bagasse ash. *Transportation Geotechnics*, v. 32, p. 100704, 2022.

SANTOS, L. B. (2009). **A INDÚSTRIA DE CIMENTO NO BRASIL: ORIGENS, CONSOLIDAÇÃO E INTERNACIONALIZAÇÃO**. *Sociedade & Natureza.*

SAUSSAYE, L. (2012). **Traitement des sols aux liants hydrauliques : Aspects géotechniques et physico-chimiques des perturbations de la solidification**. *PhD thesis-Université de Caen.*

SCHEUERMANN FILHO, H. C. (2019). **Estabilização se um solo dispersivo com pó de vidro moído e cal de carbureto**. *Dissertação (Mestrado em Engenharia na área de Meio Ambiente) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul*, Porto Alegre.

SCHEUERMANN FILHO, H. C.; MIGUEL, G. D.; CONSOLI, N. C. (2022). **Porosity/cement index over a wide range of porosities and cement contents.** *Journal of Materials in Civil Engineering, v. 34, n. 3, p. 8, mar. 2022.*

SCHEUERMANN FILHO, H.C., CONSOLI, N.C. (2023). **Effect of porosity/cement index on behavior of a cemented soil: The role of dosage change**. *Geotech Geol Eng. https://doi.org/10.1007/s10706-023-02577-4.*

SCHNAID, F., (2022). **The Ninth James K. Mitchell Lecture: on the geomechanics and geocharacterization of tailings.** *ISSMGE. https://doi.org/10.53243/ISC2020-501.*

SCHNAID, F.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, N. C. (2001). **Characterization of cemented sand in triaxial compression.** *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 127, n. 10, p.857-868.*

SERVI, S., LOTERO, A., SILVA, J.P.S., BASTOS, C., CONSOLI, N.C., (2022). **Mechanical response of filtered and compacted iron ore tailings with different cementing agents: Focus on tailings-binder mixtures disposal by stacking.** *Construction and Building Materials 349, 128770. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.128770.*

SHIPTON, B. (2010). **The Mechanics of Transitional Soils.** *Thesis submitted to the University of London in partial fulfillment for the degree of Doctor of Philosophy. London, February 2010.*

SHIPTON, B., and COOP, M.R. (2012). **On the compression behaviour of reconstituted soils**. *Soils and Foundations, 52(4), 668-681.*

SILVA, S. A. (2016). **Critérios de projeto de sistemas de disposição em pilhas de resíduos de alumina desaguados por filtro prensa.** *Curso de Pós-Graduação em Geotecnia. Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais.*

TAN, C. K. (2004). **Geotechnical properties & behaviour of tailings**. *Master's thesis, Imperial College London.*

TENGATTINI, A., ANDÒ, E., EINAV, I., VIGGIANI, G., (2023a). **Micromechanically inspired investigation of cemented granular materials: Part I—from X-ray micro tomography to measurable model variables**. *Acta Geotech. 18, 35–55. https://doi.org/10.1007/s11440-022-01486-9.*

TENGATTINI, A., NGUYEN, G.D., VIGGIANI, G., EINAV, I. (2023b). **Micromechanically inspired investigation of cemented granular materials: part II— from experiments to modelling and back**. *Acta Geotech. 18, 57–75. https://doi.org/10.1007/s11440-630 022-01476-x.*

TODISCO, M.C., COOP, M.R. (2019). **Quantifying "transitional"soil behaviour**. *Soils and Foundations 59, 2070–2082. https://doi.org/10.1016/j.sandf.2019.11.014.*

TYLER, S. W., e S. W. WHEATCRAFT. (1992). **Fractal scaling of soil particle-size distributions: Analysis and limitations.** *Soil Science Society of America Journal 56 (2):362–9. Doi: 10.2136/sssaj1992.03615995005600020005x.*

USCOLD. **United States Committee on Large Dams. Tailings Dam Incidentes**. *Denver: U. S. Committee on Large Dams, 1994.*

VELTEN, R.Z., CONSOLI, N.C., FILHO H.C.S., WAGNER, A.C., SCHNAID, F., DA COSTA, J.P.R., (2023). **Infuence of grading and fabric arising from the initial compaction on the geomechanical characterisation of compacted copper tailings**. Géotechnique. *https://doi.org/10.1680/jgeot.22.00087*.

VENKATRAMAIAH, C. **Geotechnical engineering. 3. ed.** *New Delhi, India: New Age International, 2006. 946 p.*

VICK, S.G. (1983). **Planning, design, and analysis of tailings dams**. *New York: Wiley Interscience.*

VIETTI, A. E COGHILL, M., (2015). **Slurry Chemistry. In: Paste and Thickened Tailings** *– A Guide, Third Edition. Ed. R.J. Jewell and A.B. Fourie, Australian Centre for Geomechanics.*

VILLAVICENCIO, G., ESPINACE, R., PALMA, P., FOURIE, A., VALENZUELA P., (2014). **Failures of sand tailings dams in a highly seismic country.** *Canadian Geotechnical Journal. 51: 449–464.*

WAGNER, A.C.; CARVALHO, J.V.A.D.; SILVA, J.P.S.; SCHEUERMANN FILHO, H.C.; CONSOLI, N.C., (2023a). **Dry stacking of iron ore tailings: possible particle breakage during compaction.** *J. Rock Mech. Geotech. Eng. https://doi.org/10.1680/jgeen.22.00216.*

WAGNER, A.C.; DE SILVA, J.P.S.; DE CARVALHO, J.V.A.; RISSOLI, A.L.C.; CACCIARI, P.P.; CHAVES, H.M.; SCHEUERMANN FILHO, H.C.; CONSOLI, N.C. (2023b). **Mechanical behavior of iron ore tailings under standard compression and extension triaxial stress paths.** *J. Rock Mech. Geotech. Eng. 15:1883–1894. https://doi. org/10.1016/j.jrmge.2022.11.013.*

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

XIAO, Y., H. LIU, X. DING, Y. CHEN, J. JIANG, and W. ZHANG. (2016). **Influence of particle breakage on critical state line of rockfill material**. *International Journal of Geomechanics 16 (1):04015031.*

XU, H., VAN DEVENTER, J., S., J. (2000)**. The geopolymerisation of alumino-silicate minerals.** *Int. J. Miner. Process. 59(3), 247-266.*

YIN, J-H. (1999). **Properties and behaviour of Hong Kong marine deposits with different clay contents.** *Canadian Geotechnical Journal, 36(6): 1085–1095.*

YU, F. W. (2017a). **Characteristics of particle breakage of sand in triaxial shear.** *Powder Technology 320:656–67. doi: 10.1016/j.powtec.2017.08.001.*

YU, F. W. (2017b). **Particle breakage and the critical state of sands.** *Geotechnique 67 (8):713–9. doi: 10.1680/jgeot.15.P.250.*YU, F. (2021). **Particle breakage in granular soils: a review**. *Particulate Science and Technology, 39:1, 91-100, DOI: 10.1080/02726351.2019.1666946*

YU, F. W. (2018). **Particle breakage and the undrained shear behavior of sands**. *International Journal of Geomechanics 18 (7):04018079. doi: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001203.*

APÊNDICES

APÊNDICE - 1: Resultado de todos os de corpos de prova para a resistência à compressão simples e módulo cisalhante a pequenas deformações para (a) 7 dias e (b) 90 dias de cura.

γ_d (kN/m^3)	%C	q_u (MPa)	G_0 (MPa)	$\eta/C_{iv}^{0,28}$
17	1	0,044599	93,50	47,48056
17	1	0,053133	98,61	47,62022
17	1	0,076578	128,34	47,87047
17	3	0,224166	380,87	34,9004
17	3	0,240006	-	-
17	3	0,283212	443,68	35,44639
17	5	0,407339	608,43	30,71457
17	5	0,463082	684,63	32,46726
17	5	0,612618	843,91	30,30844
17	10	1,341767	7554,031	24,94667
17	10	1,211693	7801,778	24,62129
17	10	1,323288	7023,592	25,00705
17	20	5,337383	12134,39	21,81042
17	20	4,885613	12097,04	21,73632
17	20	4,9156	11993,04	21,94229
18	1	0,09405	170,58	43,03834
18	1	0,08188	120,50	42,83164
18	1	0,118889	163,59	43,50738
18	3	0,323398	653,63	32,3848
18	3	0,286594	431,54	31,69738
18	3	0,395486	558,93	31,93978
18	5	0,60805	900,45	28,05259
18	5	0,582988	849,66	28,14019
18	5	0,790214	1031,11	28,01845
18	10	2,837477	9443,563	22,63891
18	10	3,071295	8527,635	22,92698
18	10	2,822494	9156,457	22,88658
18	20	8,201967	15847,05	19,35063
18	20	6,652099	15339,8	19,32209
18	20	7,569731	15229,6	19,6217
19	1	0,125257	136,09	39,91112
19	1	0,131584	144,44	40,76654
19	1	0,143862	199,78	40,88795
19	3	0,455439	695,21	29,4612
19	3	0,373413	479,62	29,50975
19	3	0,439461	656,52	29,75293
19	5	0,861928	1135,37	26,74053
19	5	0,767632	1003,24	25,58642

19	5	0,955314	1363,42	25,7546
19	10	4,442394	11715,62	20,71941
19	10	4,305121	10969,81	21,03357
19	10	4,38705	11378,03	20,98653
19	20	10,06518	19175,15	17,71746
19	20	10,52145	19249,08	17,5175
19	20	10,51775	19184,26	17,37366

(a)

γ_d (kN/m^3)	%C	q_u (MPa)	G_0 (MPa)	$\eta/C_{iv}^{0,28}$
17	1	0,16339683	255,580433	46,1490579
17	1	0,15832237	254,125446	45,9153174
17	1	0,14286609	231,919905	46,8935865
17	3	0,59132822	788,902636	34,5089179
17	3	0,63542864	875,478178	35,0943087
17	3	0,61798943	854,058872	35,3078243
17	5	1,30552865	1497,11397	30,0380772
17	5	1,45948763	1835,22944	30,0784014
17	5	1,42987645	1802,04978	30,7889483
17	10	1,91212947	6807,01128	24,534292
17	10	2,37961982	6582,83122	25,5043756
17	10	2,42104391	7149,97003	24,0697263
17	20	6,65873205	12830,2565	21,0905005
17	20	-	-	21,3715836
17	20	6,29729961	12359,4463	20,9027555
18	1	0,17010789	283,537294	44,5802048
18	1	0,2083626	324,501759	42,9849727
18	1	0,20097443	314,239819	44,3190447
18	3	0,89848035	1267,29895	30,0955732
18	3	0,85001817	1134,27831	31,3483138
18	3	0,84779858	1131,64157	32,279355
18	5	1,87014856	2133,14616	27,7015663
18	5	1,76476274	2173,25694	28,1160874
18	5	1,90069063	2321,63875	27,7056663
18	10	3,10166206	8417,78997	22,5780106
18	10	3,28819715	9012,88559	22,4825345
18	10	3,93714894	9976,60387	22,7646485
18	20	8,47875264	14657,984	19,3467706
18	20	7,77214777	14725,6458	18,7839538
18	20	8,55657713	15051,9126	19,4241144
19	1	0,24264608	307,938091	39,5452703
19	1	0,27099273	410,025786	39,7687191
19	1	0,26381698	400,347525	39,4980417

19	3	1,01526226	1326,07595	29,125648
19	3	1,0146632	1327,89186	29,3144175
19	3	0,96312632	1267,68701	29,3029017
19	5	2,19555619	2597,8822	25,534043
19	5	2,03575115	2467,92196	25,8648274
19	5	2,15106034	2591,96809	26,1648096
19	10	4,69201152	11823,4383	20,9717115
19	10	5,31925764	12667,1626	20,6224164
19	10	5,00079222	12312,7994	20,6256326
19	20	12,0862253	18600,4018	17,7416119
19	20	12,1340757	18930,8297	17,610934
19	20	12,0862253	18999,0054	17,7416455

(b)

APÊNDICE - 1: Os valores do parâmetro B_r

Amostras	B_r
17/19_0C_1.2MPa	0,135
17/19_0C_40MPa	0,185
17/19_0C_120MPa	0,320
17/19_3C_40MPa	0,175
17/19_3C_80MPa	0,313
17/19_5C_24MPa	0,098
17/19_5C_80MPa	0,265
17/19_10C_12MPa	0,042
17/19_10C_40MPa	0,155
17/19_10C_120MPa	0,160
17/19_0C_120MPa_CI	0,042
17/19_0C_120MPa_CI_Areia de Osório	0,145