

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

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE REJEITO DE  
MINÉRIO DE FERRO CIMENTADO: EFEITO DA  
GRANULOMETRIA E DAS CONDIÇÕES DE  
COMPACTAÇÃO**

**Aziz Tebechrani Neto**

Porto Alegre  
2024

AZIZ TEBECHRANI NETO

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE REJEITO DE  
MINÉRIO DE FERRO CIMENTADO: EFEITO DA  
GRANULOMETRIA E DAS CONDIÇÕES DE  
COMPACTAÇÃO**

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

### CIP - Catalogação na Publicação

Tebechrani Neto, Aziz

Comportamento mecânico de rejeito de minério de ferro cimentado: efeito da granulometria e das condições de compactação / Aziz Tebechrani Neto. -- 2024.

251 f.

Orientador: Nilo Cesar Consoli.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2024.

1. Rejeito. 2. Cimento Portland. 3. Teor de umidade. 4. Teor de ultrafinos. 5. Simple Shear. I. Consoli, Nilo Cesar, orient. II. Título.

**AZIZ TEBECHRANI NETO**

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE REJEITO DE  
MINÉRIO DE FERRO CIMENTADO: EFEITO DA  
GRANULOMETRIA E DAS CONDIÇÕES DE  
COMPACTAÇÃO**

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

Porto Alegre, 09 de abril de 2024

**Prof. Nilo Cesar Consoli**

Ph.D. pela Concordia University, Canadá  
Orientador

**Prof. Nilo Cesar Consoli**

Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Erdin Ibraim**

Ph.D. pelo Institut National des Sciences Appliquées

**Prof. Tiago Miranda**

Dr. pela Universidade do Minho

**Prof. Pedro Domingos Marques Prietto**

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Dr. João Paulo de Sousa Silva**

Dr. pela Universidade de Brasília

**Prof<sup>ª</sup>. Karla Salvagni Heineck**

Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente, aos meus pais, Aziz Filho e Denise, minha eterna gratidão por todo o amor, apoio e incentivo incondicional ao longo dos anos. Vocês sempre acreditaram em mim, mesmo nos momentos em que eu próprio duvidava das minhas capacidades. Seus sacrifícios e ensinamentos foram a base sólida que me sustentou em todos os desafios da vida acadêmica. Estendo meus agradecimentos aos meus irmãos, Ligia e Maurício, aos meus avós, Alberto, Rose, Aziz e Catarina, e também aos demais familiares, que, com palavras de encorajamento e gestos de carinho, sempre me motivaram a continuar e a buscar a excelência.

Agradeço profundamente ao meu orientador, Prof. Dr. Nilo Cesar Consoli, por acreditar no meu potencial desde o início. Agradeço também por transmitir o conhecimento necessário para o desenvolvimento desta tese e por motivar todos os seus orientandos a alcançarem seus objetivos. Meu muito obrigado por esses anos de Mestrado e Doutorado.

Estendo meus agradecimentos a todos os professores do PPGECC da UFRGS pelos ensinamentos transmitidos durante as disciplinas. Agradeço especialmente aos Profs. Drs. Lucas Festugato e Sérgio Filipe Veloso Marques pelo aprendizado proporcionado no LEGG, que foi fundamental nas tomadas de decisão e na resolução de problemas envolvendo os equipamentos utilizados.

Agradeço também a todos os colegas e amigos que o LEGG me proporcionou nestes anos de mestrado e doutorado. Realizar uma tese é uma tarefa bastante desafiadora, mas quando estamos cercados por pessoas que nos ajudam, nos motivam e nos divertem, essa tarefa se torna um pouco mais fácil. Os alunos do LEGG demonstram que a pesquisa acadêmica vai muito além da realização de ensaios experimentais, análises de resultados ou de leituras de artigos, mas também leva em conta o compartilhamento de conhecimento, as discussões e as interações, criando um ambiente agradável de convivência e de aprendizados. Tenho certeza de que todos crescem muito mais com essa ajuda mútua e de que muitos se tornarão grandes profissionais da geotecnia brasileira.

Em especial, agradeço aos doutorandos Alexia Wagner, Décio Colatto e Luana Schulz pela ajuda na caracterização do rejeito empregado em nossas teses.

Agradeço também ao Instituto de Geociências (IGEO) da UFRGS, especialmente ao Dr. Lucas Bonan, pela execução dos ensaios DRX.

Expresso minha gratidão também para o curso de Engenharia Civil da UNESC em Criciúma-SC, entre professores, funcionários e alunos. Obrigado por apoiarem e incentivarem desde o início a conclusão desta tese.

Sou grato ao curso de Engenharia Civil de Infraestrutura da UFSC em Joinville-SC por fornecer uma base sólida de conhecimento e por despertar minha paixão pela engenharia civil e pela geotecnia.

Agradeço à Vale S.A. pelo financiamento desta e de outras pesquisas do PPGEC/UFRGS e pela disponibilização do rejeito utilizado.

Por fim, agradeço ao CNPQ pela concessão da bolsa de estudo, permitindo assim o desenvolvimento desta pesquisa.

## RESUMO

TEBECHRANI NETO, A. **Comportamento mecânico de rejeito de minério de ferro cimentado: efeito da granulometria e das condições de compactação.** 2024. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O interesse mundial sobre o estudo das técnicas de estabilização geotécnica de rejeitos vindos da indústria de mineração tem crescido substancialmente nas últimas décadas. Isso ocorre devido à necessidade comercial crescente dos diversos minérios e, também, devido à utilização de jazidas com teores cada vez menores do minério econômico. Como consequência, isso ocasiona em quantidades cada vez maiores de rejeito sendo produzidas e, como forma de descarte, são comumente dispostas em barragens. Na última década, em especial, o interesse nestes estudos cresceu também devido as grandes catástrofes ocorridas no Brasil recentemente envolvendo barragens de rejeito, na barragem do Fundão em Mariana-MG em 2015 e na barragem da mina do Córrego do Feijão em Brumadinho-MG em 2019. Com base nisso, boa parte da indústria de mineração busca renovar seu método e sua técnica de disposição, sendo um destes métodos a aplicação da filtragem deste rejeito e, em seguida, a sua disposição em pilhas compactadas. Aliado a isso, fatores como a variação granulométrica do rejeito advindo do processo de mineração e a variação pluviométrica da região são questões a serem investigadas para uma compactação segura e que garanta uma pilha resistente e rígida. Assim, esta tese tem o objetivo de avaliar a aplicabilidade da estabilização de um rejeito de minério de ferro, localizado no Quadrilátero Ferrífero em Minas Gerais, com variações dos teores de ultrafinos de rejeito (20%, 30% e 40%) e dos teores de umidade (11%, 13% e 15%) e teores de cimento (1%, 3% e 5%). Para isso, serão realizados ensaios de condutividade hidráulica, resistência à compressão simples (RCS), velocidade de pulso-ultrassônico (UPV) e *simple shear*. Nos ensaios de RCS e UPV, duas etapas foram avaliadas, a primeira fixando o peso específico (17 e 18 kN/m<sup>3</sup>) e a segunda fixando o grau de compactação (GC = 100%). No ensaio *simple shear*, foram realizadas três etapas, onde a primeira avalia os efeitos da cimentação (C = 1%) e também traz respostas das demais variáveis, na segunda busca-se respostas mais claras com relação ao comportamento das envoltórias das amostras não cimentadas, e na terceira selecionou-se amostras de diferentes teores de ultrafinos com GC = 100% e também em mesmas condições de índices de vazios, para respostas mais amplas dos efeitos destes fatores nas misturas. Como resultados, no que diz respeito aos ensaios de RCS e UPV, foi observado que as variáveis analisadas foram estatisticamente significativas nos ganhos de resistência e rigidez, com destaque ao teor de cimento. Com relação à variação no teor de ultrafinos e no teor de umidade, pouco efeito foi verificado nas variações de resistência e rigidez, apesar de terem sido estatisticamente significantes nos ensaios avaliados. No ensaio *simple shear*, por sua vez, nota-se uma maior resistência e rigidez para amostras com menor quantidade de finos e que estejam no ramo seco, independente se a amostra tem o mesmo índice de vazios ou o mesmo peso específico. Além disso, boas aproximações de envoltórias são notadas, seja esta linear ou curvilínea. Nas envoltórias lineares, um mesmo ângulo de atrito foi encontrado para amostras com mesmo teor de ultrafinos, independente da umidade e do teor de cimento empregado.

**Palavras-chave:** *rejeito; cimento Portland; teor de umidade; teor de ultrafinos; simple shear; compactação.*

## ABSTRACT

TEBECHRANI NETO, A. **Mechanical Behavior of Cemented Iron Ore Tailings: Effect of Granulometry and Compaction Conditions**. 2024. PhD Thesis in Civil Engineering, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brazil.

The global interest in the study of geotechnical stabilization techniques for mining industry tailings has substantially grown in recent decades. This is attributed to the increasing commercial demand for various ores and the utilization of deposits with progressively lower concentrations of economic minerals. Consequently, this results in ever-growing quantities of tailings being generated and commonly disposed of in impoundments. In the last decade, particularly, interest in these studies has surged due to major catastrophes involving tailings dams in Brazil, notably the Fundão dam in Mariana, MG in 2015, and the Córrego do Feijão mine dam in Brumadinho, MG in 2019. In response to these challenges, a significant portion of the mining industry is seeking to revamp its disposal methods, with one such method being the application of tailings filtration followed by disposal in compacted piles. Additionally, factors such as the particle size distribution of tailings from the mining process and the rainfall variation in the region pose questions that need investigation for secure compaction, ensuring a resilient and rigid pile. Therefore, the objective of this thesis is to assess the applicability of stabilizing iron ore tailings located in the Iron Ore Quadrangle in Minas Gerais, Brazil. The study involves variations in ultrafine tailings content (20%, 30%, and 40%), moisture content (11%, 13%, and 15%), and cement content (1%, 3%, and 5%). To achieve this objective, tests will be conducted, including hydraulic conductivity, unconfined compression strength (UCS), ultrasonic pulse velocity (UPV), and simple shear tests. For RCS and UPV tests, two stages were evaluated: the first fixing the specific weight (17 and 18 kN/m<sup>3</sup>), and the second fixing the degree of compaction (GC = 100%). In the simple shear test, three stages were conducted. The first stage assessed the effects of cementation (C = 1%) and provided responses to other variables. The second stage sought clearer responses regarding the behavior of uncemented sample envelopes. In the third stage, samples with different ultrafine content were selected with GC = 100% and under the same void ratio conditions for a broader understanding of the effects of these factors on mixtures. Results indicate that, in terms of RCS and UPV tests, the analyzed variables were statistically significant in gains in strength and stiffness, with a notable emphasis on cement content. Concerning variations in ultrafine content and moisture content, little effect was observed on strength and stiffness variations, although they were statistically significant in the evaluated tests. In the simple shear test, higher strength and stiffness were observed for samples with lower fines content and in the dry branch, regardless of whether the sample had the same void ratio or specific weight. Moreover, good approximations of envelopes, whether linear or curvilinear, were noted. In linear envelopes, the same friction angle was found for samples with the same ultrafine content, regardless of the moisture and cement content employed.

**Keywords:** *tailings; Portland cement; moisture content; fines content; simple shear; compaction.*

## SUMÁRIO

<b>1.</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>20</b>
1.1.	RELEVÂNCIA DA PESQUISA .....	20
1.2.	OBJETIVO GERAL .....	24
1.3.	OBJETIVO ESPECÍFICO .....	24
<b>2.</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>26</b>
2.1.	PRODUÇÃO DO MINÉRIO DE FERRO .....	26
<b>2.1.1.</b>	<b>Importância nacional</b> .....	<b>27</b>
<b>2.1.2.</b>	<b>Processo de beneficiamento de minério</b> .....	<b>29</b>
2.2.	DISPOSIÇÃO DE REJEITO .....	34
<b>2.2.1.</b>	<b>Disposição em barragens</b> .....	<b>36</b>
2.2.1.1.	Métodos construtivos .....	36
2.2.1.2.	Danos causados .....	39
<b>2.2.2.</b>	<b>Disposição de rejeitos filtrados empilhados a seco</b> .....	<b>43</b>
2.3.	PROPRIEDADES DO REJEITO DE MINERAÇÃO .....	52
<b>2.3.1.</b>	<b>Definição de Rejeito</b> .....	<b>52</b>
<b>2.3.2.</b>	<b>Propriedades físicas do rejeito</b> .....	<b>53</b>
<b>2.3.3.</b>	<b>Propriedades químicas do rejeito</b> .....	<b>56</b>
<b>2.3.4.</b>	<b>Propriedades mineralógicas do rejeito</b> .....	<b>57</b>
2.4.	COMPORTAMENTO DE MATERIAIS GEOTÉCNICOS .....	58
<b>2.4.1.</b>	<b>Compactação dos solos</b> .....	<b>59</b>
<b>2.4.2.</b>	<b>Resistência ao cisalhamento</b> .....	<b>64</b>
2.5.	ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA.....	73
<b>2.5.1.</b>	<b>Contexto geral</b> .....	<b>73</b>
<b>2.5.2.</b>	<b>Estabilização com cimento</b> .....	<b>75</b>
<b>2.5.3.</b>	<b>Estabilização com rejeitos de mineração</b> .....	<b>78</b>
2.6.	RELAÇÃO ENTRE POROSIDADE E TEOR VOLUMÉTRICO DE CIMENTO.....	84
<b>3.</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL</b> .....	<b>87</b>
3.1.	MATERIAIS .....	87
<b>3.1.1.</b>	<b>Rejeito de minério de ferro</b> .....	<b>87</b>
<b>3.1.2.</b>	<b>Cimento Portland</b> .....	<b>95</b>
<b>3.1.3.</b>	<b>Água</b> .....	<b>96</b>
3.2.	MÉTODOS .....	96
<b>3.2.1.</b>	<b>Caracterização das misturas</b> .....	<b>96</b>
<b>3.2.2.</b>	<b>Moldagem e cura</b> .....	<b>100</b>

<b>3.2.3.</b>	<b>Descrição e detalhes dos ensaios utilizados .....</b>	<b>101</b>
3.2.3.1.	Ensaio de Resistência à Compressão Simples.....	101
3.2.3.2.	Ensaio de velocidade de pulso-ultrassônico.....	102
3.2.3.3.	Ensaio <i>simple shear</i> .....	104
3.2.3.4.	Ensaio de condutividade hidráulica.....	111
3.3.	PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL DA PESQUISA .....	113
<b>3.3.1.</b>	<b>Experimento fatorial .....</b>	<b>115</b>
<b>3.3.2.</b>	<b>Seleção das variáveis e descrição das etapas dos ensaios .....</b>	<b>118</b>
3.3.2.1.	Descrição das Etapas 1 e 2 dos ensaios de RCS e UPV .....	119
3.3.2.2.	Descrição das Etapas 1, 2 e 3 do ensaio <i>simple shear</i> .....	123
3.3.2.3.	Descrição das variáveis do ensaio de condutividade hidráulica.....	125
<b>4.</b>	<b>RESULTADOS DOS ENSAIOS DE RCS E UPV .....</b>	<b>127</b>
4.1.	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES ( $q_u$ ).....	127
<b>4.1.1.</b>	<b>Etapa 1 – Resistência à Compressão Simples .....</b>	<b>127</b>
4.1.1.1.	Análise da influência do teor de umidade e do teor de ultrafinos .....	127
4.1.1.2.	Análise da relação da porosidade pelo teor volumétrico de cimento ( $\eta/C_{iv}$ ).....	129
<b>4.1.2.</b>	<b>Etapa 2 – Resistência à Compressão Simples .....</b>	<b>131</b>
4.1.2.1.	Análise da influência do teor de umidade e do teor de ultrafinos .....	131
4.1.2.2.	Análise da relação da porosidade pelo teor volumétrico de cimento ( $\eta/C_{iv}$ ).....	132
<b>4.1.3.</b>	<b>Análise comparativa dos resultados das Etapas 1 e 2 .....</b>	<b>134</b>
4.1.3.1.	Análise da influência do teor de umidade e do teor de ultrafinos .....	134
4.1.3.2.	Análise da influência do teor de cimento .....	135
4.1.3.3.	Análise da relação da porosidade pelo teor volumétrico de cimento ( $\eta/C_{iv}$ ).....	136
4.2.	MÓDULO CISALHANTE INICIAL ( $G_0$ ).....	138
<b>4.2.1.</b>	<b>Etapa 1 – Módulo Cisalhante Inicial .....</b>	<b>138</b>
4.2.1.1.	Análise da influência do teor de umidade e do teor de ultrafinos .....	138
4.2.1.2.	Análise da relação da porosidade pelo teor volumétrico de cimento ( $\eta/C_{iv}$ ).....	139
<b>4.2.2.</b>	<b>Etapa 2 – Módulo Cisalhante Inicial .....</b>	<b>141</b>
4.2.2.1.	Análise da influência do teor de umidade e do teor de ultrafinos .....	141
4.2.2.2.	Análise da relação da porosidade pelo teor volumétrico de cimento ( $\eta/C_{iv}$ ).....	142
<b>4.2.3.</b>	<b>Análise comparativa dos resultados das Etapas 1 e 2 .....</b>	<b>143</b>
4.2.3.1.	Análise da influência do teor de umidade e do teor de ultrafinos .....	143
4.2.3.2.	Análise da influência do teor de cimento .....	145
4.2.3.3.	Análise da relação da porosidade pelo teor volumétrico de cimento ( $\eta/C_{iv}$ ).....	146
4.3.	ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS DE RCS E $G_0$ .....	147
<b>4.3.1.</b>	<b>Etapa 1 – Análise estatística de <math>q_u</math> e <math>G_0</math> .....</b>	<b>148</b>

4.3.2.	<b>Etapa 2 – Análise estatística de <math>q_u</math> e <math>G_0</math></b>	153
5.	<b>RESULTADOS DO ENSAIO SIMPLE SHEAR</b>	159
5.1.	ETAPA 1	159
5.1.1.	<b>Comentários iniciais</b>	160
5.1.2.	<b>Comportamentos observados nas misturas estudadas na Etapa 1</b>	161
5.1.2.1.	Comportamento das curvas tensão cisalhante × deformação horizontal das misturas	162
5.1.2.2.	Avaliação da tensão vertical efetiva ( $\sigma'_{v}$ ) e da variação da poropressão ( $\Delta U$ )	164
5.1.2.3.	Relação da tensão cisalhante pela tensão vertical efetiva ( $\tau/\sigma'_{v}$ ) ao longo da deformação	167
5.1.2.4.	Módulo cisalhante ao longo da deformação	169
5.1.3.	<b>Parâmetros de resistência: Avaliação da influência das variáveis investigadas</b>	173
5.1.3.1.	Avaliação da influência da cimentação	175
5.1.3.2.	Avaliação da influência do teor de umidade e do teor de ultrafinos	177
5.2.	ETAPA 2	179
5.2.1.	<b>Comentários iniciais</b>	179
5.2.2.	<b>Comportamentos observados nas misturas estudadas na Etapa 2</b>	180
5.2.2.1.	Comportamento das curvas tensão cisalhante × deformação horizontal das misturas	180
5.2.2.2.	Avaliação da variação da poropressão nas misturas	180
5.2.2.3.	Relação da tensão cisalhante pela tensão vertical efetiva ( $\tau/\sigma'_{v}$ ) ao longo da deformação	184
5.2.2.4.	Módulo cisalhante ao longo da deformação	186
5.2.3.	<b>Parâmetros de resistência: Avaliação das envoltórias com o acréscimo de <math>\sigma'_{v,i} = 300</math> kPa</b>	186
5.2.4.	<b>Parâmetros de resistência: Avaliação das linhas <math>K_f</math> com o acréscimo de <math>\sigma'_{v,i} = 300</math> kPa</b>	189
5.2.5.	<b>Parâmetros de resistência: Comparação entre envoltórias e linhas <math>K_f</math> encontradas</b>	191
5.2.6.	<b>Análise do pós-pico e possível linha de estado crítico no ensaio <i>simple shear</i></b>	192
5.3.	ETAPA 3	197
6.	<b>RESULTADOS DO ENSAIO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA</b>	204
7.	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b>	206
7.1.	CONCLUSÃO	206
7.2.	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	210
	<b>REFERÊNCIAS</b>	211
	<b>APÊNDICE A – Resultados gerais de <math>q_u</math> e <math>G_0</math> das Etapas 1 e 2</b>	227
	<b>APÊNDICE B – Resultados gerais do ensaio <i>simple shear</i> por mistura</b>	234
	<b>APÊNDICE C – Imagens das amostras ao final do ensaio <i>simple shear</i></b>	245

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Quantidade (em megatoneladas) de rejeito de minério de ferro produzido no Quadrilátero Ferrífero entre 2010 e 2018 (Adaptado de Vilaça, <i>et al.</i> 2022).....	21
Figura 2: Volumes de rejeito lançados e perdas de vidas humanas causadas por rompimentos de barragens no último século (SANTAMARINA, 2019).....	22
Figura 3: Participação das principais substâncias metálicas no valor da produção mineral comercializada em 2020 (ANM, 2021).....	28
Figura 4: Fluxograma convencional do processo de mineração com recirculação de água (LUZ; LINS, 2010) .....	30
Figura 5: Esquematização de um hidrociclone, onde “1” representa a entrada do material, “1” o <i>overflow</i> e “2” o <i>underflow</i> (FEIL e PRETZ, 2020) .....	32
Figura 6: Seção típica de um espessador (adaptado de Azam e Imran, 2008) .....	34
Figura 7: Comparação entre os três métodos de alteamento de barragem (a) à montante, (b) à jusante, (c) linha de centro (VICK, 1990) .....	37
Figura 8: Uma seção típica de uma barragem à montante (SARSBY, 2013 adaptado pelo autor) .....	38
Figura 9: Número de incidentes de barragens de acordo com o produto primário da mina e o tipo de alteamento (adaptado de ISLAM; MURAKAMI, 2021) .....	41
Figura 10: Tendências no uso de rejeitos desaguados na mineração (DAVIES, 2011) .....	44
Figura 11: Relação entre o abatimento e teor de sólidos ou teor de água para rejeitos preparados para diferentes níveis de desaguamento: rejeitos espessados, teor de sólidos < 70%; rejeitos em pasta, 70% < teor de sólidos < 85%; rejeitos filtrados, teor de sólidos > 85% (GORAKHKI E BAREITHER, 2017) .....	45
Figura 12: Alternativas para a disposição de rejeitos em pasta (TESSAROTTO, 2015).....	46
Figura 13: Taxa unitária de filtragem em função da umidade da torta dos rejeitos totais (GUIMARÃES, 2011) .....	48
Figura 14: Curvas granulométricas de rejeitos filtrados em projetos bem-sucedidos de disposição (LUPO; HALL, 2010).....	49
Figura 15: Fluxograma de disposição de rejeito filtrado (adaptado de GOMES, 2009b) .....	50
Figura 16: Esquematização de construção de barragens de rejeitos pelo método de empilhamento a seco (adaptado de CONSOLI <i>et al.</i> 2022).....	51
Figura 17: Operação em <i>dry stack</i> de Cerro Lindo, Peru (LARA; LEÓN, 2011)). .....	52
Figura 18: Curvas de classificação típicas para rejeitos totais e ciclados (adaptado de SARSBY, 2013) .....	54
Figura 19: Faixa granulométrica dos principais rejeitos das usinas de ferro do Quadrilátero Ferrífero (GUIMARÃES, 2011) .....	55
Figura 20: Difractometria de raios X do material ultrafino em diferentes faixas granulométricas (H = hematita; G = goethita; C = caulinita; Q = quartzo; Gib = gibbsita; M = moscovita) (WOLFF, 2009).....	58
Figura 21: Estrutura de solos compactados (LAMBE, 1958a; PINTO, 2006).....	59
Figura 22: Influência da umidade de compactação na curva de resistência obtida em campo por agulha de Proctor (CAPUTO, 1988).....	60
Figura 23: Influência do teor de umidade de moldagem na relação tensão x deformação para amostras de caulinita em ensaios triaxiais não drenados (adaptado de SEED e CHAN, 1959).....	61
Figura 24: Influência da estrutura do solo para amostras de argila siltosa submersas por seis dias (adaptado de SEED e CHAN, 1959).....	62

Figura 25: Resultados triaxiais de ensaios triaxiais em diferentes pontos da curva de compactação (a) sem cura e (b) com 28 dias de cura (CONSOLI <i>et al.</i> , 2001) .....	63
Figura 26: Comportamento tensão $\times$ deformação em ensaio de RCS para um rejeito de ferro em diferentes pontos da curva de compactação (a) sem fibra e (b) com fibra de polipropileno (GUEDES <i>et al.</i> , 2024) .....	63
Figura 27: Variação do ângulo de atrito interno de uma areia ao aumentar a tensão confinante (PINTO, 2006) .....	66
Figura 28: Representação da curvatura da envoltória de Mohr e sua aproximação linear (a) no plano tensão cisalhante $\times$ tensão normal e (b) no plano $p' \times q$ (LAMBE; WHITMAN, 1969).....	66
Figura 29: Comportamento de uma areia em diferentes ensaios de resistência (YOSHIMINE <i>et al.</i> , 1999) .....	68
Figura 30: Avaliação da influência do tipo de moldagem ( <i>dry deposition</i> e <i>moist placement</i> ) em ensaios triaxiais não drenados para (a) <i>Nevada sand</i> , (b) e (c) <i>Lagunillas sandy silt</i> (ZLATOVIC e ISHIHARA, 1997) .....	70
Figura 31: (a) Granulometria e (b) ensaio triaxial não drenado da areia de Ottawa e de Nevada (YAMAMURO e LADE, 1997; LADE e YAMAMURO, 1997).....	71
Figura 32: Esquematização do contato dos grãos de areia e siltes ao ser comprimido e/ou cisalhado (adaptado de LADE e YAMAMURO, 1997) .....	72
Figura 33: Esquematização do contato dos grãos de areia em uma maior quantidade de siltes (adaptado de YAMAMURO E COVERT, 2001) .....	72
Figura 34: Efeito do teor de cimento sobre a resistência à compressão simples para vários tipos de solos com sete dias de cura (adaptado de INGLES; METCLAF, 1972) .....	77
Figura 35: Ensaio de compactação Proctor (a) em diferentes energias e (b) em diferentes teores de cimento (adaptado de BASTOS <i>et al.</i> , 2016).....	79
Figura 36: Resultados de resistência à compressão simples para diferentes tipos de agentes cimentantes (adaptado de BASTOS <i>et al.</i> , 2016).....	80
Figura 37: Comportamento de um rejeito de mineração do Irã em diferentes proporções de cimento (adaptado de BARATI <i>et al.</i> , 2020) .....	80
Figura 38: Parâmetros de resistência do rejeito de Brucutu (80/20) não cimentado nas densidades de 17 e 19 kN/m <sup>3</sup> (FARENZENA <i>et al.</i> , 2024).....	83
Figura 39: Comportamento de um rejeito de mineração do Irã em diferentes proporções de cimento (adaptado de BARATI <i>et al.</i> , 2020) .....	84
Figura 40: Determinação da relação vazios/cimento para dosagem da mistura (FOPPA, 2005).....	86
Figura 41: Rejeito de minério de ferro (a) granular e (b) ultrafino .....	88
Figura 42: Curva granulométrica dos materiais estudados pelo ensaio de sedimentação .....	89
Figura 43: Resultado do ensaio DRX do rejeito (a) granular e (b) ultrafino.....	93
Figura 44: Ensaios MEV dos rejeitos (a) Granular e (b) Ultrafino .....	94
Figura 45: Evolução média da resistência à compressão para diversos tipos de cimento (ABCP, 2002) .....	95
Figura 46: Ensaio de Compactação Proctor .....	97
Figura 47: Curvas de saturação das três misturas estudadas .....	98
Figura 48: Relação entre o $G_s$ e o teor de ultrafinos .....	100
Figura 49: Comportamento típico de um solo cimentado quanto à propagação de onda cisalhante no ensaio ultrassônico (SCHEUERMANN FILHO, 2022).....	104
Figura 50: Ilustração esquemática do procedimento do ensaio simple shear: (a) amostra antes do ensaio; (b) consolidação; (c) aplicação de tensão de cisalhamento; (d) medição da tensão de cisalhamento; (e) condições 'reais' impostas à amostra (FESTUGATO; FOURIE; CONSOLI, 2013).....	106
Figura 51: Esquematização do aparelho <i>simple shear</i> utilizado (MEDINA <i>et al.</i> , 2024) .....	107

Figura 52: Esquematização do posicionamento da amostra no ensaio <i>simple shear</i> (adaptado de MEDINA <i>et al.</i> 2024) .....	108
Figura 53: Definições básicas da análise do <i>simple shear</i> (CORTE, FESTUGATO, CONSOLI, 2017) .....	109
Figura 54: Esquematização do equipamento do ensaio de condutividade hidráulica (BRUSCHI, 2023) .....	112
Figura 55: Modelo Geral de um processo ou sistema (adaptado de Montgomery, 2017).....	113
Figura 56: Experimento fatorial (a) $2^2$ e (b) $2^3$ .....	116
Figura 57: Experimento fatorial onde há três níveis no fator B com (a) dois fatores e (b) três fatores	116
Figura 58: Fluxograma dos ensaios empregados e suas respectivas etapas .....	118
Figura 59: Seleção de pontos adotadas na Etapa 1, considerando fixo o peso específico aparente seco em 17 e 18 kN/m <sup>3</sup> .....	120
Figura 60: Seleção de pontos adotadas na Etapa 2, onde o peso específico aparente seco varia conforme a energia de compactação normal (GC = 100%).....	120
Figura 61: Índice de vazios em relação à umidade das misturas estudadas da Etapa 1 e 2.....	121
Figura 62: Seleção dos pontos estudados nas Etapas 1 e 2 do ensaio <i>simple shear</i> .....	124
Figura 63: Seleção dos pontos estudados na Etapa 3 do ensaio <i>simple shear</i> .....	124
Figura 64: RCS e teores de umidade obtidos nos ensaios da Etapa 1 com (a) C = 1%, (b) C = 3% e (c) C = 5% .....	129
Figura 65: Índice $\eta/C_{iv}$ dos resultados obtidos de RCS da Etapa 1 considerando (a) o “best fit” e (b) o expoente externo ajustado para B = -1,30 em diferentes teores de UF .....	130
Figura 66: Índice $\eta/C_{iv}$ dos resultados obtidos de RCS da Etapa 1 considerando (a) o “best fit” e (b) o expoente externo ajustado em B = -1,30 em diferentes teores de w .....	131
Figura 67: RCS e teores de umidade obtidos nos ensaios da Etapa 2 .....	132
Figura 68: Índice $\eta/C_{iv}$ dos resultados obtidos de RCS da Etapa 2 considerando (a) o “best fit” e (b) o expoente externo ajustado em B = -1,30 em diferentes teores de UF .....	133
Figura 69: Índice $\eta/C_{iv}$ dos resultados obtidos de RCS da Etapa 2 considerando (a) o “best fit” e (b) o expoente externo ajustado em B = -1,30 em diferentes teores de w .....	133
Figura 70: RCS e teores de umidade obtidos nos ensaios da Etapa 1 e 2 com (a) C = 1%, (b) C = 3% e (c) C = 5% .....	135
Figura 71: Evolução da RCS ao aumentar o teor de cimento das etapas 1 e 2 para (a) w = 11%, (b) w = 13% e (c) w = 15% .....	136
Figura 72: Índice $\eta/C_{iv}$ dos resultados obtidos de RCS das Etapas 1 e 2 considerando (a) o “best fit” e (b) o expoente externo ajustado em B = -1,30 em diferentes teores de UF .....	137
Figura 73: Índice $\eta/C_{iv}$ dos resultados obtidos de RCS das Etapas 1 e 2 considerando (a) o “best fit” e (b) o expoente externo ajustado em B = -1,30 em diferentes teores de w.....	137
Figura 74: $G_0$ e teores de umidade obtidos nos ensaios da Etapa 1 com (a) C = 1%, (b) C = 3% e (c) C = 5% .....	139
Figura 75: Índice $\eta/C_{iv}$ dos resultados obtidos de $G_0$ da Etapa 1 considerando (a) o “best fit” e (b) o expoente externo ajustado em B = -1,30 para diferentes teores de UF .....	140
Figura 76: Índice $\eta/C_{iv}$ dos resultados obtidos de $G_0$ da Etapa 1 considerando (a) o “best fit” e (b) o expoente externo ajustado em B = -1,30 para diferentes teores de w .....	141
Figura 77: $G_0$ e teores de umidade obtidos nos ensaios da Etapa 2 .....	142
Figura 78: Índice $\eta/C_{iv}$ dos resultados obtidos de $G_0$ da Etapa 2 considerando (a) o “best fit” e (b) com o expoente externo ajustado em B = -1,30 para diferentes teores de UF.....	143
Figura 79: Índice $\eta/C_{iv}$ dos resultados obtidos de $G_0$ da Etapa 1 considerando (a) o “best fit” e (b) o expoente externo ajustado em B = -1,30 para diferentes teores de w .....	143

Figura 80: $G_0$ e teores de umidade obtidos nos ensaios das Etapas 1 e 2 com (a) $C = 1\%$ , (b) $C = 3\%$ e (c) $C = 5\%$ .....	145
Figura 81: Evolução do $G_0$ ao aumentar o teor de cimento das Etapas 1 e 2 para (a) $w = 11\%$ , (b) $w = 13\%$ , (c) $w = 15\%$ .....	146
Figura 82: Índice $\eta/C_{iv}$ dos resultados obtidos de $G_0$ das Etapas 1 e 2 considerando (a) o “best fit” e (b) o expoente externo ajustado em $B = -1,30$ para diferentes teores de UF .....	147
Figura 83: Índice $\eta/C_{iv}$ dos resultados obtidos de $G_0$ das Etapas 1 e 2 considerando (a) o “best fit” e (b) o expoente externo ajustado em $B = -1,30$ para diferentes teores de $w$ .....	147
Figura 84: Efeitos principais para as médias de $q_u$ , para os dados da Etapa 1 .....	149
Figura 85: Efeitos principais para as médias de $G_0$ , para os dados da Etapa 1 .....	149
Figura 86: Interações entre as variáveis para as médias de $q_u$ , para os dados da Etapa 1 .....	150
Figura 87: Interações entre as variáveis para as médias de $G_0$ , para os dados da Etapa 1 .....	151
Figura 88: Efeitos principais para as médias de $q_u$ , para os dados da Etapa 2 .....	154
Figura 89: Efeitos principais para as médias de $G_0$ , para os dados da Etapa 2 .....	155
Figura 90: Interações entre as variáveis para as médias de $q_u$ , para os dados da Etapa 2 .....	156
Figura 91: Interações entre as variáveis para as médias de $G_0$ , para os dados da Etapa 2 .....	157
Figura 92: Resultados de tensão cisalhante $\times$ deformação horizontal das misturas estudadas para (a) $\sigma'_{v,i}$ de 30 kPa (b) $\sigma'_{v,i}$ de 60 kPa (c) $\sigma'_{v,i}$ de 90 kPa .....	164
Figura 93: Evolução da (a) tensão vertical efetiva e da (b) variação de poropressão ao longo da deformação das misturas estudadas para $\sigma'_{v,i}$ de 30 kPa .....	166
Figura 94: Evolução da (a) tensão vertical efetiva e da (b) variação de poropressão ao longo da deformação das misturas estudadas para $\sigma'_{v,i}$ de 60 kPa .....	166
Figura 95: Evolução da (a) tensão vertical efetiva e da (b) variação de poropressão ao longo da deformação das misturas estudadas para $\sigma'_{v,i}$ de 90 kPa .....	167
Figura 96: Relação da tensão cisalhante pela tensão vertical efetiva ao longo da deformação para as misturas com (a) $\sigma'_{v,i}$ de 30 kPa, (b) $\sigma'_{v,i}$ de 60 kPa e (c) $\sigma'_{v,i}$ de 90 kPa .....	169
Figura 97: Módulo cisalhante para as misturas ensaiadas com (a) $\sigma'_{v,i} = 30$ kPa, (b) $\sigma'_{v,i} = 60$ kPa e (c) $\sigma'_{v,i} = 90$ kPa .....	171
Figura 98: Módulo cisalhante ( $G$ ) para 5% de deformação .....	172
Figura 99: Módulo cisalhante ( $G$ ) das amostras da Etapa 1 para a condição de pico de cisalhamento .....	173
Figura 100: Influência da cimentação nas envoltórias de ruptura para $UF = 20\%$ , (a) $w = 11\%$ e (b) $w = 15\%$ .....	176
Figura 101: Influência da cimentação nas envoltórias de ruptura para $UF = 40\%$ , (a) $w = 11\%$ e (b) $w = 15\%$ .....	177
Figura 102: Influência dos teores de umidade e de ultrafinos nas envoltórias de ruptura para as misturas cimentadas, (a) $UF = 20\%$ e (b) $UF = 40\%$ .....	178
Figura 103: Influência dos teores de umidade e de ultrafinos nas envoltórias de ruptura para as misturas não cimentadas, (a) $UF = 20\%$ e (b) $UF = 40\%$ .....	178
Figura 104: Tensão cisalhante $\times$ deformação horizontal para as amostras da Etapa 2 .....	180
Figura 105: Variação da poropressão ao longo da deformação horizontal para as amostras da Etapa 2 .....	182
Figura 106: Máxima tendência contrativa encontrada nas amostras não cimentadas .....	183
Figura 107: Máxima tendência contrativa encontrada nas amostras cimentadas .....	184
Figura 108: Relação da tensão cisalhante pela tensão vertical efetiva ao longo da deformação para as misturas com $\sigma'_{v,i} = 300$ kPa .....	185
Figura 109: Módulo cisalhante para as misturas ensaiadas com $\sigma'_{v,i} = 300$ kPa .....	186
Figura 110: Gráficos $\sigma'_v \times \tau$ das misturas com $UF = 20\%$ e $C = 0\%$ para (a) 11% e (b) 15% de umidade considerando também $\sigma'_{v,i}$ de 300 kPa .....	187

Figura 111: Gráficos $\sigma'_v \times \tau$ das misturas com UF = 40% e C = 0% para (a) 11% e (b) 15% de umidade considerando também $\sigma'_{v,i}$ de 300 kPa.....	187
Figura 112: Gráficos $p' \times q$ das misturas com UF = 20% e C = 0% para (a) 11% e (b) 15% de umidade considerando também $\sigma'_{v,i}$ de 300 kPa.....	190
Figura 113: Gráficos $p' \times q$ das misturas com UF = 40% e C = 0% para (a) 11% e (b) 15% de umidade considerando também $\sigma'_{v,i}$ de 300 kPa.....	190
Figura 114: Comparação entre as envoltórias em forma de potência para as misturas não cimentadas nos planos (a) $\tau \times \sigma'_{v,i}$ e (b) $p' \times q$ .....	192
Figura 115: Estado crítico no ensaio <i>simple shear</i> (a) para $e_0 = 0,496$ e (b) $e_0 = 0,602$ (NGUYEN <i>et al.</i> , 2021) .....	193
Figura 116: Definição da envoltória de ruptura e da linha pós-pico para UF = 20% e (a) w = 11% e (b) w = 15% .....	194
Figura 117: Definição da envoltória de ruptura e da linha pós-pico para UF = 40% e (a) w = 11% e (b) w = 15% .....	195
Figura 118: Definição da linha $K_f$ e da linha pós-pico para UF = 20% e (a) w = 11% e (b) w = 15% .....	196
Figura 119: Definição da linha $K_f$ e da linha pós-pico para UF = 40% e (a) w = 11% e (b) w = 15% .....	196
Figura 120: Tensão cisalhante $\times$ deformação horizontal para as seis misturas estudadas na Etapa 3..	199
Figura 121: (a) Tensão vertical efetiva e (b) variação de poropressão para as seis misturas estudadas na Etapa 3.....	200
Figura 122: Máxima tendência contrativa das seis amostras da Etapa 3 .....	200
Figura 123: Relação da tensão cisalhante e tensão vertical efetiva pela deformação para as seis misturas estudadas na Etapa 3 .....	201
Figura 124: Módulo cisalhante ao longo da deformação para as seis amostras da Etapa 3 .....	202
Figura 125: Avaliação do módulo cisalhante no pico de cisalhamento ( $G_{pico}$ ) das amostras da Etapa 3 nas condições de pico de cisalhamento .....	203
Figura 126: Resultados de condutividade para cada teor de umidade, teor de cimento e teor de UF ..	205

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Porte e Modalidade das minas de produção de substâncias metálicas em atividade em 2020 (ANM, 2021).....	28
Tabela 2: Compilado de valores de ângulo de atrito e intercepto coesivo de resíduos de minério de ferro na literatura (Adaptado de Farenzena, 2023) .....	67
Tabela 3: Parâmetros de resistência do rejeito da mina de Brucutu (80/20) com a adição de cimento álcali-ativado (AAC) em diferentes proporções (FARENZENA et al., 2024).....	83
Tabela 4: Valores das frações granulométricas para cada material e mistura .....	90
Tabela 5: Resumo das características do material granular e ultrafino estudados .....	91
Tabela 6: Análise química por fluorescência de raios X (Fe, SiO <sub>2</sub> , P, Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> , Mn, TiO <sub>2</sub> , CaO e MgO) e gravimetria (PPC).....	92
Tabela 7: Resumo da composição mineralógica encontrado no ensaio DRX dos dois rejeitos .....	93
Tabela 8: Resultados da umidade ótima ( $w_{ot}$ ) e peso específico aparente seco máximo ( $\gamma_{d,máx}$ ) de cada mistura.....	98
Tabela 9: Peso específico real dos grãos para cada mistura.....	99
Tabela 10: Variáveis controláveis dos ensaios e suas etapas .....	114
Tabela 11: Variáveis avaliadas e quantidade de ensaios realizados nas duas etapas dos ensaios de RCS e UPV .....	119
Tabela 12: Índice de vazios para cada $\gamma_d$ , $w$ e UF das misturas da Etapa 1 e 2.....	122
Tabela 13: Variáveis avaliadas e quantidade de ensaios realizados nas três etapas do ensaio <i>simple shear</i> .....	123
Tabela 14: Variáveis investigadas no ensaio de condutividade hidráulica .....	126
Tabela 15: Análise de variância ANOVA das amostras da Etapa 1 tendo o $q_u$ e $G_0$ como resposta.....	152
Tabela 16: Informações de agrupamento usando método de Tukey e nível de confiança de 95% para as amostras da Etapa 1 e tendo como resposta $q_u$ e $G_0$ .....	153
Tabela 17: Análise de variância ANOVA das amostras da Etapa 2 tendo o $q_u$ e $G_0$ como resposta....	158
Tabela 18: Informações de agrupamento usando método de Tukey e nível de confiança de 95% para as amostras da Etapa 2 e tendo como resposta $q_u$ e $G_0$ .....	158
Tabela 19: Seleção das amostras da Etapa 1, resultados dos dados de moldagem e resultados referentes aos pontos de pico de cisalhamento na curva tensão cisalhante $\times$ deformação.....	161
Tabela 20: Parâmetros de resistência definidos através das envoltórias encontradas .....	174
Tabela 21: Parâmetros dos gráficos $p' \times q$ definidos através das linhas $K_f$ encontradas .....	174
Tabela 22: Seleção das amostras da Etapa 2, resultados dos dados de moldagem e resultados referentes aos pontos de pico de cisalhamento na curva tensão cisalhante $\times$ deformação.....	179
Tabela 23: Parâmetros de resistência obtidos a partir da envoltória de ruptura e equações (linear e potência) encontradas nas misturas não cimentadas .....	189
Tabela 24: Parâmetros de resistência obtidos a partir da linha $K_f$ e equações (linear e potência) encontradas nas misturas não cimentadas .....	191
Tabela 25: Seleção das amostras da Etapa 3, resultados dos dados de moldagem e resultados referentes aos pontos de pico de cisalhamento na curva tensão cisalhante $\times$ deformação.....	198
Tabela 26: Resultados gerais de moldagem e da condutividade hidráulica de cada amostra .....	204

## LISTA DE SIGLAS

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland;  
ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas;  
AMR – *Annual Mining Report*;  
ANM – Agência Nacional de Mineração;  
ASTM – *American Society for Testing And Materials*;  
CAH – Aluminato Hidratado de Cálcio;  
CNRH – Conselho Nacional De Recursos Hídricos;  
CSH – Silicato Hidratado de Cálcio;  
CP – Corpo de prova;  
CV – Coeficiente de variação (%);  
DNER – Departamento Nacional de Estradas e Rodagem;  
DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte;  
DNPM – Departamento Nacional de Produção Mineral;  
DRX – Difração de Raios-X;  
FRX – Fluorescência de Raios-X;  
GR – Rejeito Granular;  
IBRAM – Instituto Brasileiro de Mineração;  
ICOLD – *International Commission on Large Dams*;  
LEGG – Laboratório de Ensaios Geotécnicos e Geoambientais;  
LVDT – *Linear Variable Differential Transducer*;  
MME – Ministério de Minas e Energia;  
NBR – Norma Brasileira;  
PC – Pressão de confinamento;  
PCA – *Portland Cement Association*;  
PP – Poropressão;  
PPC – Perda por calcinação;  
RCS – Resistência à Compressão Simples;  
RMF – Rejeito de Minério de Ferro;  
ROM – Minério bruto (*run-of-mine*);  
UF – Rejeito Ultrafino;  
UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul;  
UPV – Ensaio de velocidade de pulso-ultrassônico (*ultrasonic pulse velocity*);

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $\alpha$  – Nível de significância;
- $\gamma$  – Deformação cisalhante;
- $\gamma_{xy}$  – Deformação cisalhante;
- $\gamma_d$  – Peso específico aparente seco ( $\text{kN/m}^3$ );
- $\gamma_{d,\text{máx}}$  – Peso específico aparente seco máximo;
- $\Delta U$  – Variação da poropressão;
- $\varepsilon_x$  – Deformação horizontal;
- $\varepsilon_y$  – Deformação vertical;
- $\eta$  – Porosidade (%);
- $\mu$  – Coeficiente de Poisson;
- $\rho$  – Massa específica aparente;
- $\varphi'$  – Ângulo de atrito efetivo;
- $\varphi'_{CS}$  – Ângulo de atrito efetivo no estado crítico;
- $\varphi'_{PP}$  – Ângulo de atrito efetivo no pós-pico;
- $\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$  – Tensões principais efetivas;
- $\sigma_v$  – Tensão vertical;
- $\sigma'_v$  – Tensão efetiva vertical;
- $\sigma'_{v,i}$  – Tensão efetiva vertical inicial;
- $\sigma'_h$  – Tensão efetiva horizontal;
- $\sigma_x$  – Tensão horizontal;
- $\tau$  – Tensão cisalhante;
- $\tau_{xy}$  – Tensão cisalhante;
- A – Área do corpo de prova;
- $B_{iv}$  – Teor volumétrico de agente cimentante (pozolana + cal);
- $c'$  – Intercepto coesivo efetivo;
- C – Teor de cimento;
- $C_{iv}$  – Teor volumétrico de Cimento;
- D – Diâmetro médio (cm);
- d – Distância entre os transdutores;
- e – Índice de vazios;
- $e_0$  – Índice de vazios inicial;

F – Carga de Ruptura (N);  
G – Módulo cisalhante (MPa);  
G<sub>0</sub> – Módulo cisalhante inicial (MPa);  
G<sub>s</sub> – Massa específica real (g/cm<sup>3</sup>);  
h – Altura da amostra;  
k – Condutividade hidráulica;  
k – Expoente interno do índice  $\eta/C_{iv}^k$ ;  
L<sub>iv</sub> – Teor volumétrico de cal;  
p' – Tensão efetiva média;  
q – Tensão desvio;  
q<sub>u</sub> – Resistência à Compressão Simples (kPa);  
t<sub>s</sub> – Tempo de deslocamento da onda cisalhante;  
u – Poropressão;  
UF – Teor de ultrafinos;  
V<sub>c</sub> – Volume de cimento;  
V<sub>s</sub> – Velocidade de uma onda de cisalhamento;  
V<sub>tot</sub> – Volume total;  
V<sub>v</sub> – Volume de vazios;  
w – Teor de umidade (%);  
w<sub>ot</sub> – Teor de umidade ótimo (%);

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Por definição, os rejeitos de mineração são os subprodutos após os processos de mineração para extrair as frações valiosas dos minérios (LI *et al.*, 2018). Esse material, após o processo produtivo, tem granulometria fina e em suspensão, sendo geralmente armazenados na forma de lama em grandes aterros artificiais, comumente chamados de barragens de rejeitos, para proteger o ambiente natural de suas características tóxicas (LYU *et al.*, 2019; ISLAM e MURAKAMI, 2021).

Segundo Lottermoser (2010) e Förstner (1999), os rejeitos de mineração representam a maior proporção de resíduos produzidos pela atividade industrial. Para os autores, a quantidade de resíduos sólidos de minas e a quantidade de materiais da Terra movidos por processos geológicos globais são da mesma ordem de magnitude, aproximadamente vários bilhões de toneladas por ano. Aliado a isso, teores cada vez mais baixos de minérios metálicos estão sendo explorados e, como resultados disso, mais resíduos estão sendo produzidos. Por conta disso, Förstner (1999), citou em sua época que a produção de rejeitos de mineração seria duplicada dentro de um período de 20 a 30 anos, que configura os tempos atuais.

Segundo o ICOLD (2001) os volumes de resíduos de mineração são significativamente maiores do que os resíduos domésticos e industriais. Esse grande volume vem do fato da alta proporção de rejeito gerado em relação ao concentrado obtido que, segundo Lottermoser (2007), geralmente está em torno de 200:1.

Vilaça *et al.* (2022) mostra, através dos relatórios apresentados pela *Annual Mining Reports* (AMR) um aumento significativo da quantidade de resíduos de minério de ferro entre 2010 e 2018 (Figura 1). Essa análise diz respeito a nove usinas de beneficiamento de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero em Minas Gerais.

Segundo os autores houve um aumento de aproximadamente 65% na geração de resíduos minerais no período analisado (média diária superior a 147 mil toneladas). Esse aumento da quantidade de resíduos produzido se deve ao esgotamento de minério com alto teor de ferro

(acima de 60%) e aumento da mineração de minérios com menor teor de ferro (abaixo de 60%), o que exigiu maior extração e beneficiamento mineral para a mesma escala de produção. Enquanto o teor de ferro contido nos minérios extraídos diminuiu aproximadamente 5,5%, o teor de sílica aumentou 7,1% durante o período analisado. Como consequência, houve a necessidade de aumento da área para disposição desse material.

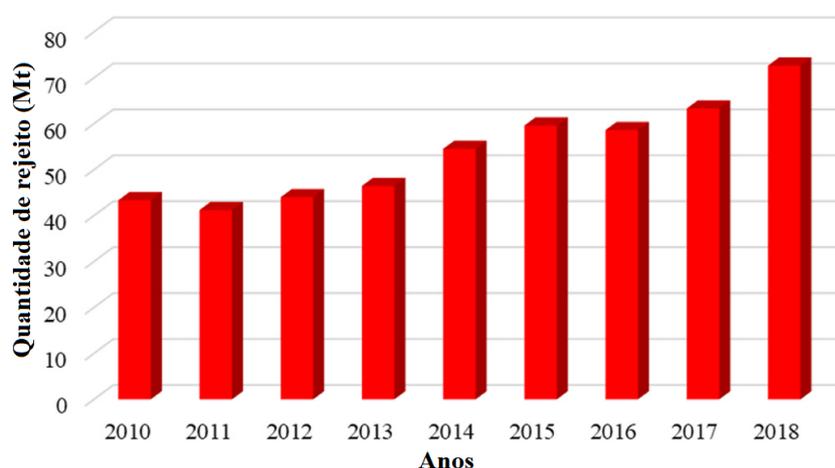


Figura 1: Quantidade (em megatoneladas) de rejeito de minério de ferro produzido no Quadrilátero Ferrífero entre 2010 e 2018 (Adaptado de Vilaça, *et al.* 2022)

Além disso, Cano *et al.* (2020) diz que a extração e produção de recursos minerais vem crescendo devido à crescente demanda de bens e serviços, uma vez que a disponibilidade e o acesso a esses recursos são condições fundamentais para garantir o bem-estar humano e o funcionamento das economias globais.

Há também uma crescente preocupação nacional e global com relação às disposições de rejeito de mineração nas últimas décadas, sendo um assunto de interesse não apenas da indústria de mineração ou da comunidade geotécnica, mas também da população em geral. Apenas no Brasil, notícias envolvendo rompimento de barragens foram holofotes nos noticiários duas vezes na última década, na cidade de Mariana-MG em 2015 e Brumadinho-MG em 2019, resultando em centenas de mortes, danos ambientais irreversíveis e prejuízos bilionários para a empresa responsável (MORGENSTERN *et al.*, 2016; ROBERTSON *et al.*, 2019). Esses casos põem em xeque as formas atuais de disposição de rejeitos no Brasil e no mundo, sendo os estudos de novas formas de disposição essencial para todos. Conforme cita Karin *et al.* (2023), os desafios atuais para a construção de novas barragens advêm de uma combinação da falta de

compreensão dos princípios geotécnicos a serem utilizados e da falta de caracterização adequada dos rejeitos.

Como cita Consoli *et al.* (2022), os eventos em Mariana e Brumadinho levaram o governo brasileiro a impor restrições à construção de novas barragens alteadas a montante, uma vez que os rejeitos de minério de ferro depositados através desse método construtivo mostraram ter baixas densidades e baixas resistências *in situ*, sendo propensos a falhas.

Logo, estudar, entender, planejar e projetar os vários métodos de disposição destes rejeitos tem se tornado fundamental, tanto do ponto de vista econômico quanto ambiental. A busca por métodos diferentes e inovadores tem sido levada em consideração, principalmente devido às mudanças nas condições econômicas e regulatórias. Conforme cita Vick (1990), o estudo vai muito além do entendimento da natureza e do comportamento de engenharia dos rejeitos em si, mas também a compreensão dos vários métodos disponíveis para disposição de rejeitos.

A Figura 2, criada por Santamarina (2019), ilustra os volumes lançados pelos rejeitos e as perdas de vidas humanas causadas pelos rompimentos de barragens ao longo do último século. É evidenciado na figura os principais colapsos, através dos nomes dos países e os anos ocorridos, onde se percebe um maior número de rejeitos lançado e/ou um maior número de mortes. Percebe-se que estes eventos somam quase 3000 mortes.

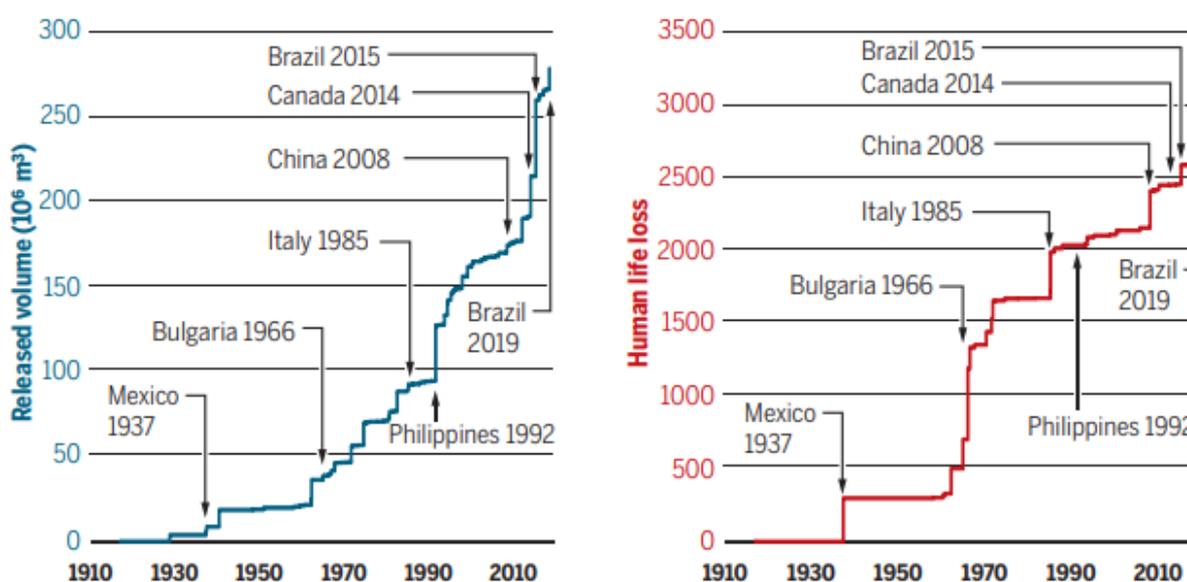


Figura 2: Volumes de rejeito lançados e perdas de vidas humanas causadas por rompimentos de barragens no último século (SANTAMARINA, 2019)

Embora novas tecnologias de gerenciamento, como rejeitos filtrados, estejam sendo cada vez mais usadas, Fourie *et al.* (2022) afirmam que uma compreensão geotécnica abrangente a respeito dos rejeitos continua sendo fundamental para garantir a estabilidade de todas as instalações de rejeitos atuais e futuras, principalmente devido a essas grandes catástrofes envolvendo rompimentos de barragens que têm ocorrido em um espaço curto de tempo. Com isso, nos últimos anos, o estudo do comportamento mecânico dos rejeitos tem recebido mais atenção das comunidades de engenheiros geotécnicos e geólogos na tentativa de entender melhor seu comportamento frente a projetos de barragens de rejeitos mais seguras (LI *et al.*, 2018). Além disso, segundo Karim *et al.* (2023), existe uma incerteza significativa na avaliação das propriedades de engenharia de rejeitos utilizando as correlações empíricas geotécnicas que foram derivadas principalmente de solos naturais.

Com base no que foi exposto nos parágrafos acima, pode-se elencar de forma resumida os principais motivos que tornam o estudo de novos métodos de disposição importante:

- A preocupação mundial com as formas atuais de disposição dos rejeitos, tendo em vista os recentes danos ambientais e fatais causados;
- A crescente demanda por bens e serviços que dependam dos minérios, motivando o aumento da exploração e extração deles;
- O conseqüente aumento da produção de rejeitos, devido não só ao aumento da demanda, mas também devido à diminuição dos teores de minério com alto teor de ferro;
- Novas soluções econômicas e ambientais, que visam diminuir os custos atuais de disposição e que garantam a segurança necessária das instalações.

Dessa forma, a presente tese tem como objetivo avançar os conhecimentos sobre o método de disposição de rejeitos filtrados e dispostos em pilhas. Este método consiste basicamente em retirar o máximo de água presente no rejeito, por meio de filtros, até que este material tenha uma quantidade de sólidos superior a 90%, possibilitando a sua disposição em pilhas e compactados em camadas.

Aliado a isso, há também a preocupação com relação ao comportamento destes rejeitos com relação à variação granulométrica, uma vez que o processo de mineração de rejeitos de ferro gera rejeitos granulares e ultrafinos, separados antes do processo de flotação (CONSOLI *et al.*,

2023a). Além disso, a variação da umidade de compactação também é um fator importante a ser avaliada (CAPUTO, 1988; GUEDES *et al.*, 2024), visto as variações das condições pluviométricas nas regiões em que estas minas se encontram (ROTTA *et al.*, 2020; ROBERTSON *et al.*, 2019; FOTOVVAT *et al.*, 2024).

Por conta disso, buscando realizar pilhas de rejeitos resistentes e rígidas, será avaliada nesta pesquisa a adição de cimento Portland (nos teores de 1%, 3% e 5%) nos efeitos da resistência, da rigidez e permeabilidade do material, cuja técnica já é consolidada para compactação de solos em rodovias (CONSOLI *et al.*, 2007). Questões como a quantidade de ultrafinos presentes no rejeito e os teores de umidade para compactação ainda carecem de estudos e, com isso, esta tese busca como inovação aprofundar o conhecimento do comportamento deste material para diferentes teores de rejeito ultrafino (20%, 30% e 40% da mistura) e dos teores de umidade para compactação (11%, 13% e 15%), visto que são variáveis difíceis de se controlar durante o beneficiamento, filtração e disposição. A variação do peso específico aparente seco deste material também será avaliada, nos teores de 17 kN/m<sup>3</sup> e 18 kN/m<sup>3</sup>. Ainda, serão avaliados pontos sob as curvas de compactação Proctor normal, ou seja, com grau de compactação de 100%.

## 1.2. OBJETIVO GERAL

Estudar o comportamento mecânico de misturas de rejeito de minério de ferro estabilizado com cimento Portland em diferentes teores de umidade e em diferentes teores de ultrafinos com o intuito de avaliar o potencial de disposição em pilhas.

## 1.3. OBJETIVO ESPECÍFICO

A partir do objetivo geral desta pesquisa, foram demarcados os seguintes objetivos específicos:

- a) Avaliar o comportamento de resistência e rigidez da mistura cimentada através dos ensaios de Resistência à Compressão Simples (RCS) e ensaio de velocidade de pulso-ultrassônico (UPV) em diferentes teores de cimento (1%, 3% e 5%), teores de ultrafinos (20%, 30% e 40%) e teores de umidade (11%, 13% e 15%);

- b) Aprofundar as análises nos ensaios de RCS e UPV para valores fixos de peso específico aparente seco (17 e 18 kN/m<sup>3</sup>) e para valores fixos de grau de compactação (GC = 100%);
- c) Encontrar relações entre o índice  $\eta/C_{iv}$  e os ensaios de RCS e UPV;
- d) Investigar os efeitos da cimentação, da granulometria, da umidade de compactação e das tensões de confinamento na tensão cisalhante, nas variações de poropressão e no módulo cisalhante ao longo da deformação horizontal através do ensaio *simple shear*;
- e) Obter através do ensaio *simple shear* relações entre as variáveis investigadas e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, bem como verificar o comportamento da envoltória de ruptura nas tensões confinantes empregadas;
- f) Analisar a condutividade hidráulica do rejeito de minério de ferro para diferentes condições granulométricas, de umidade e de cimentação.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. PRODUÇÃO DO MINÉRIO DE FERRO

O objetivo principal da mineração é extrair um mineral de interesse econômico de uma jazida potencial que contenha uma quantidade suficientemente expressiva que justifique a sua extração. Em termos de nomenclatura, Luz e Lins (2010) definem como “substância mineral”, ou simplesmente “mineral”, como todo corpo inorgânico encontrado na crosta terrestre de composição química e de propriedades físicas definidas, enquanto que o “minério” é toda rocha constituída de um mineral ou agregado de minerais contendo um ou mais minerais valiosos, que podem ser aproveitados economicamente. Esses minerais valiosos são comumente chamados de minerais-minério, enquanto o mineral ou conjunto de minerais não aproveitados de um minério é denominado ganga.

Segundo os autores, os minerais podem ser divididos entre:

- Minerais metálicos: como ferro, ouro, cobre e alumínio;
- Minerais não metálicos: como diamante, calcário e areia;
- Minerais energéticos: como urânio e tório.

No caso do ferro, este é o quarto elemento mais abundante e o segundo metal mais abundante na crosta terrestre, depois do alumínio. Os minérios de ferro ocorrem em uma ampla gama de ambientes geológicos em depósitos que se formaram ao longo de um período superior a três bilhões de anos, embora a maior produção atual seja de formações ferríferas pré-cambrianas (CHRISTIE; BRATHWAITE, 1997). Como é longo o tempo para sua formação, pode-se dizer que este minério é finito, sendo obtido apenas por meios extrativos.

É raro encontrá-lo no estado nativo (que ocorrem naturalmente como elementos puros, como ouro, prata ou cobre, por exemplo), sendo encontrado neste estado apenas em algumas localidades do planeta ou em meteoritos. Geralmente o ferro está associado a outros elementos como oxigênio, carbono, enxofre, etc. Os principais minerais de minério de ferro são hematita ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ), magnetita ( $\text{Fe}_3\text{O}_4$ ), titanomagnetita ( $\text{Fe}_3\text{O}_4 + \text{Fe}_2\text{TiO}_4$ ), goethita ( $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$ ) e siderita ( $\text{FeCO}_3$ ) (CHRISTIE; BRATHWAITE, 1997).

No caso da ganga, Gomes (2009a) cita o quartzo ( $\text{SiO}_2$ ) como principal mineral presente, seguido pela caulinita [ $\text{Si}_2\text{Al}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$ ] e a gibbissita [ $\text{Al}(\text{OH})_3$ ].

Nesta seção, antes da abordagem dos rejeitos em si e das suas formas de disposição, será mostrado o processo de mineração de ferro no país, mostrando sua importância no cenário nacional e, também, seu processo de beneficiamento atual, desde a extração nas lavras até as formas de concentração do minério e disposição final dos rejeito. Esta seção tem sua importância por mostrar a motivação para a evolução nas pesquisas sobre o assunto, e introduz conceitos importantes para as etapas de disposição do rejeito que será visto nas seções subsequentes.

### 2.1.1. Importância nacional

Na mineração, segundo o IBRAM (2020), o Brasil conquistou posição de destaque no cenário global, tanto em reservas quanto em produção mineral. No caso da produção mineral brasileira, US\$ 38 bilhões foram obtidos no ano de 2019, o que representou cerca de 16,8% do PIB industrial do país.

No Brasil, o ferro ocupa o primeiro lugar na lista de exportações dentre os minérios explorados. Segundo dados da ANM (2021), somente o ferro foi responsável pela participação de 73,9% no valor da produção mineral comercializada em 2020 entre os materiais classificados como metálicos (Figura 3). Ainda, segundo a fonte citada, havia 203 minas em atividade em 2020 no Brasil, das quais 71 (35% do total) são destinadas a produção de minério de ferro. A Tabela 1 mostra o porte e a modalidade das minas de produção de substâncias metálicas em atividade no ano de 2020, onde se pode observar que, das 71 minas de ferro, 40 são de grande porte, 23 de porte médio, e oito de pequeno porte. Também nota-se que todas são a céu aberto.

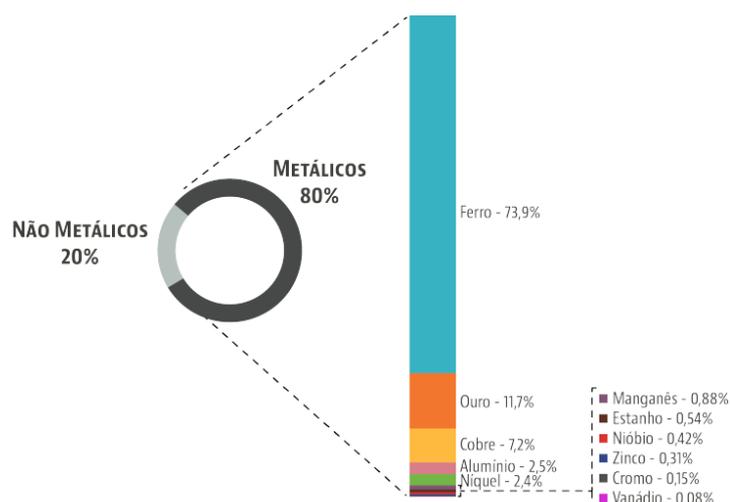


Figura 3: Participação das principais substâncias metálicas no valor da produção mineral comercializada em 2020 (ANM, 2021).

Tabela 1: Porte e Modalidade das minas de produção de substâncias metálicas em atividade em 2020 (ANM, 2021).

Substância	Grandes			Médias			Pequenas			Subtotal			Total
	CA	M	S	CA	M	S	CA	M	S	CA	M	S	
<b>Brasil</b>	<b>67</b>	<b>0</b>	<b>7</b>	<b>49</b>	<b>0</b>	<b>14</b>	<b>59</b>	<b>0</b>	<b>7</b>	<b>175</b>	<b>0</b>	<b>28</b>	<b>203</b>
Alumínio	4			7			15			26			26
Cobre	3		1	2		1	1			6		2	8
Cromo			1	1						1		1	2
Estanho	4			5			6			15			15
<b>Ferro</b>	<b>40</b>			<b>23</b>			<b>8</b>			<b>71</b>			<b>71</b>
Manganês	1			4		1	17			22		1	23
Nióbio	3									3			3
Níquel	3									3			3
Ouro	8		4	6		11	11		7	25		22	47
Vanádio	1									1			1
Zinco			1	1		1	1			2		2	4

OBS: **Grande:** produção bruta anual maior que 1.000.000 t; **Média:** entre 100.000 t até 1.000.000 t; **Pequena:** maior que 10.000 t até 100.000 t; **CA:** mina a céu aberto; **M:** mina mista (subterrânea e céu aberto); **S:** mina subterrânea. Não foram consideradas as minas sem produção no período.

No Comércio Exterior, a indústria extrativa mineral, no ano de 2019, contribuiu com mais de US\$ 32 bilhões em exportações de minérios, sendo somente o minério de ferro responsável por US\$ 22,1 bilhões deste valor (IBRAM, 2020). Isso faz do minério de ferro, junto à soja, as principais commodities do Brasil atualmente. No quesito exportação, o ferro representa 68,9%

do total de exportação das principais substâncias metálicas, sendo os destinos principais a China, EUA, Canadá, Japão e Malásia (ANM, 2021).

A importância deste minério vai além das questões econômicas. Nos dias atuais, a sociedade não conseguiria funcionar sem os produtos das indústrias extrativas de mineração, que são componentes vitais em, por exemplo, aviões, cerâmica, computadores, materiais de construção, metais e tintas (KOSSOFF *et al.*, 2014). Em termos de fonte direta de empregos, a indústria da mineração é responsável por mais de 35 milhões de trabalhadores no mundo (NISHIJIMA; ROCHA, 2020). Kossoff *et al.* (2014) também citam o desenvolvimento local como benefício da indústria de mineração, trazendo melhorias sociais e qualidade de vida para a população.

### 2.1.2. Processo de beneficiamento de minério

Conforme cita Sarsby (2013), a ênfase principal das indústrias de mineração está na extração de valores minerais do minério de origem. Os rejeitos são simplesmente um produto residual e raramente são tratados como uma entidade separada, embora sejam produzidos em grandes quantidades e sejam a fonte potencial mais importante de impacto ambiental para muitos projetos de mineração.

Antes de qualquer extração metalúrgica, o minério é geralmente tratado em um processo físico chamado beneficiamento ou beneficiamento mineral (LOTTERMOSER, 2010). Segundo Luz e Lins (2010), o beneficiamento de minérios consiste de operações que visam modificar a granulometria, a concentração relativa ou a forma dos minerais presentes nas jazidas de origem, sem modificar a identidade química ou física destes minerais. Para Espósito (2000), esses processos têm a finalidade de regularizar o tamanho dos fragmentos, remover minerais associados sem valor econômico e aumentar a qualidade, pureza ou teor do produto final.

Sales (2012) estudou o rejeito da mina de Brucutu em específico (a mesma mina de origem do rejeito da presente tese). No caso desta mina a instalação de beneficiamento pode ser simplificada, segundo o autor, em duas etapas principais:

- Planta de Britagem – Processo a Seco;
- Planta de Concentração – Processo a Úmido.

O processo a seco é representado pela planta de britagem, que constitui a primeira etapa do processo, enquanto o processo a úmido é constituído por operações de peneiramento, classificação, concentração, separação sólido-líquido, empilhamento do produto concentrado e descarte de rejeitos (SALES, 2012).

Cabe salientar, como diz Espósito (2000), que os procedimentos empregados são muito variados, pois dependem basicamente do tipo e da qualidade do minério a ser extraído. Porém Sarsby (2013) diz que as etapas fundamentais nos processos são comuns à maioria dos minérios. Assim, um fluxograma típico de beneficiamento de minérios, com recirculação de água, foi criado por Luz e Lins (2010) e é mostrado na Figura 4.

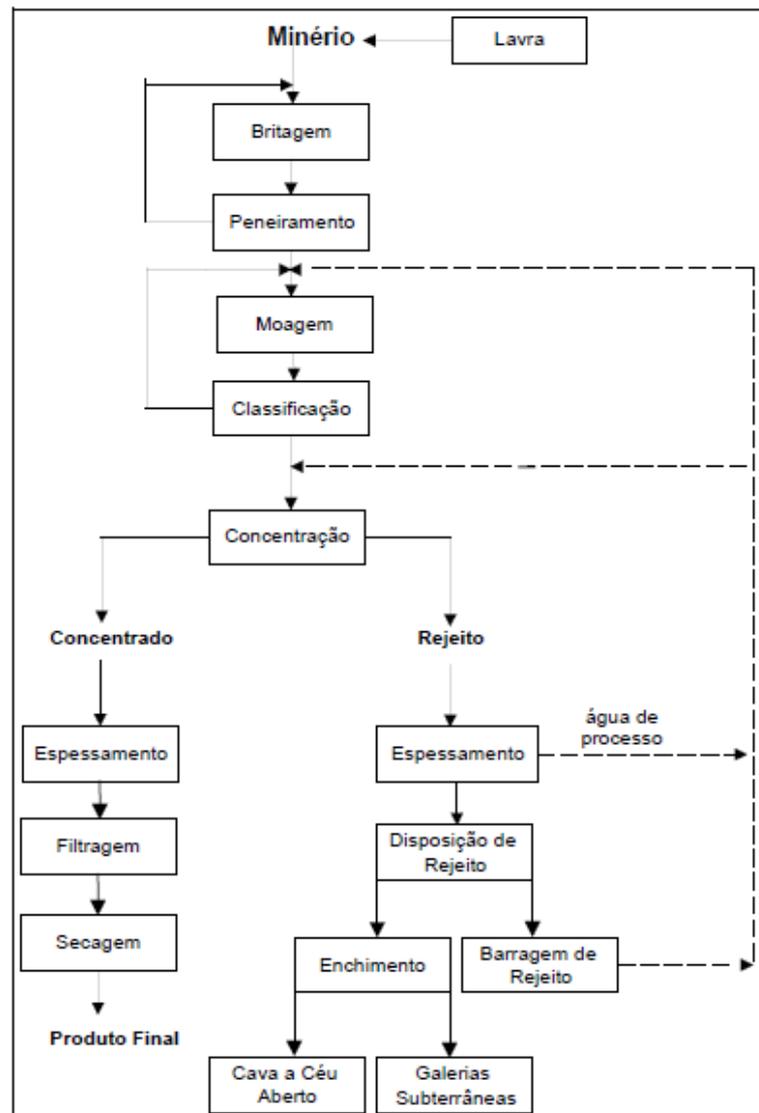


Figura 4: Fluxograma convencional do processo de mineração com recirculação de água (LUZ; LINS, 2010)

Através da Figura 4, pode-se notar que o minério bruto (frequentemente chamado como ROM, de “run-of-mine”) procedente da etapa de lavra de uma mina passa por diversas operações unitárias, que são assim classificadas (LUZ; LINS, 2010):

- Cominuição: britagem e moagem;
- Peneiramento (separação por tamanhos) e classificação (ciclonagem, classificação em espiral);
- Concentração: gravítica, magnética, eletrostática, flotação etc.;
- Desaguamento: espessamento e filtragem;
- Secagem: secador rotativo, spray dryer, secador de leito fluidizado (para o concentrado);
- Disposição de rejeito.

Ou seja, logo após sair do processo de lavra, o material é encaminhado para a britagem e moagem. O objetivo da britagem é reduzir os fragmentos de rocha a um tamanho adequado para alimentação em equipamentos de moagem. A britagem é feita em etapas, seguida da moagem, que ao passá-los por moinhos produz uma redução ainda maior no tamanho dos fragmentos. Esta é a etapa final da redução física do minério ao tamanho dos rejeitos. A gradação dos rejeitos depende do grau de quebra das partículas devido à moagem, bem como do teor de argila no minério original (SARSBY, 2013).

Como mostra Lottermoser (2010), durante a fase de moagem é necessário adicionar água, o que torna o material, nas fases seguintes, com consistência de lama.

Durante o processo de classificação (antes da fase de concentração), usualmente é feita a deslamagem do material, onde em uma primeira etapa é feita por hidrociclones e em uma segunda etapa feita por peneiramento de alta frequência (SALES, 2012; LUZ e LINS, 2010). O *underflow* do hidrociclone (que constitui a parte mais grossa e densa do material, esquematizado na Figura 5) é encaminhado para o peneiramento e o *undersize* da peneira (material retido nas telas) é encaminhado para a fase de concentração.

Já a lama vem dos fluxos de *overflow* dos hidrociclones (partículas mais finas e menos densas que transbordam pela parte superior do equipamento) e o *undersize* do peneiramento (material que passa pelas telas) (SALES, 2012). Segundo Sales (2012), as lamas geralmente são descartadas após o processo de deslamagem. Essas lamas possuem considerável teor de ferro e

encontram-se predominantemente no tamanho abaixo de 10  $\mu\text{m}$  (ultrafinas). Wolff (2009) estudou estas partículas ultrafinas e confirma isso. Sampaio *et al.* (2007) inclusive diz que uma das aplicações dos hidrociclones é justamente a remoção dessas partículas ultrafinas antes de ser enviada para o processo de concentração (na flotação, por exemplo, é essencial).

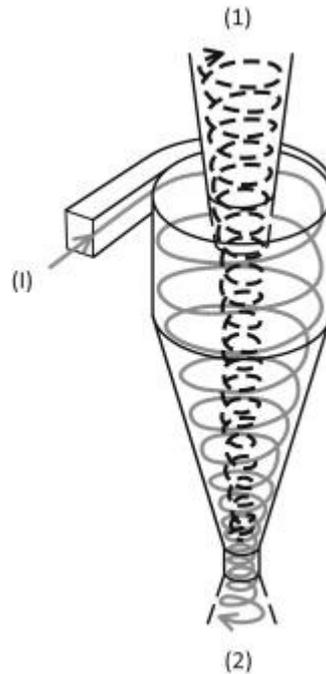


Figura 5: Esquemática de um hidrociclone, onde “1” representa a entrada do material, “1” o *overflow* e “2” o *underflow* (FEIL e PRETZ, 2020)

Assim, nesta etapa, surgem os dois materiais utilizados nesta pesquisa. Através da esquematização feita por Silva et al. (2021) pode-se dizer, portanto, que:

- O rejeito ultrafino surge a partir da lama retirada do *overflow* do hidrociclone e direcionado diretamente para a disposição final, sem passar pelo processo de concentração (flotação) para a retirada do minério.
- O rejeito granular, que passou pelo *underflow* do hidrociclone, também será enviado para disposição final, porém antes este passará pelo processo de flotação, para a retirada do minério. Isso faz com que ele tenha uma quantidade inferior de minério de ferro em sua composição, visto que a maior parte foi retirada para aproveitamento econômico pela empresa.

A respeito da etapa de concentração, Sarsby (2013) diz que esta etapa tem como objetivo separar as partículas com valor econômico (concentrado) daquelas com valores econômicos mais baixos (rejeitos). Os métodos físicos de concentração citados pelo autor são:

- Separação por gravidade (requer que o mineral e a rocha hospedeira tenham gravidades específicas diferentes);
- Assentamento (geralmente realizado com água);
- Separação magnética (mais útil para extração de ferro);
- Flotação (a flotação por espuma é a mais comum, na qual partículas individuais contendo minerais em suspensão aquosa tornam-se repelentes à água e receptivas à adesão a bolhas de ar; essas partículas sobem assim à superfície de uma espuma, que é desnatada).

Além destes, Espósito (2000) também cita outros processos de concentração, como por densidade (espirais), separação eletrostática, ciclonagem, aglomeração e pirólise.

Em relação à mina de Brucutu, era gerada na usina de concentração uma taxa de rejeito total de 3.440 toneladas por hora na época de Sales (2012), constituído pelos rejeitos da flotação, rejeitos da concentração magnética e pelas lamas. Essas lamas citadas pelo autor são oriundas do *overflow* do processo de deslamagem (anterior à etapa de flotação) e conceitualmente abrangem partículas ultrafinas.

Isso porque, segundo Pinto (2020), a concentração por flotação tem utilização consagrada para as frações finas, porém exige-se a separação prévia de partículas ultrafinas (menor que 10  $\mu\text{m}$ ), pois prejudica a qualidade do processo, onde se aumenta o teor de ferro presente no rejeito da flotação. Esse ultrafino (lama) tem efeito negativo na interação partícula-bolha, acarretando um consumo exagerado de reagente (OLIVEIRA, 2006).

Após a fase de concentração tem-se então o material concentrado (que, após fases de espessamento, filtragem e secagem, vai gerar o produto econômico final, a ser mandado para a metalurgia) e o rejeito em forma de polpa, que comumente é levado para a fase de espessamento. Nesta fase, a polpa é levada para um equipamento chamado espessador, com a finalidade de fazer o adensamento dessa lama. Neste equipamento, o transbordo da água (*overflow*) é direcionado para um novo tanque, sendo essa água muitas vezes reutilizada na usina nas fases de moagem e concentração (também chamada de “água de processo”, como

mostrada na Figura 4). A parte densa do rejeito (*underflow*) é depositada no fundo do espessador, direcionada por pás até o cone de descarga e bombeada para um novo tanque (PORTES, 2013). Para uma sedimentação mais rápida utiliza-se um reagente para aglomerar as partículas individuais, geralmente são usados polímeros de cadeia longa devido à sua eficácia na floculação e impacto ambiental insignificante (AZAM e IMRAN, 2008). A Figura 6 mostra a seção típica de um espessador.

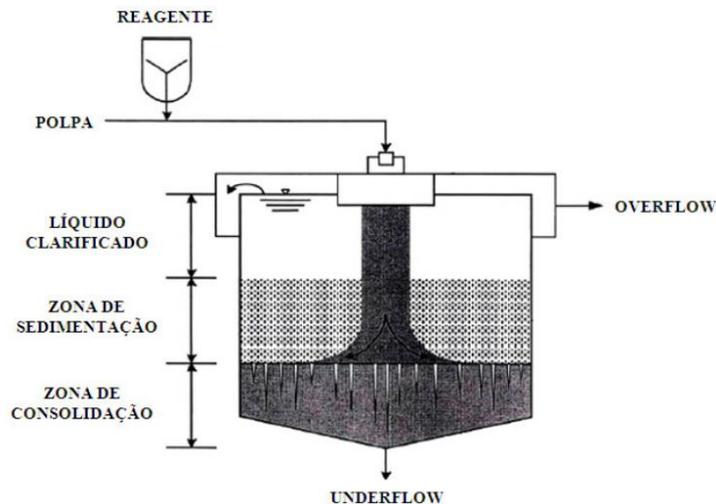


Figura 6: Seção típica de um espessador (adaptado de Azam e Imran, 2008)

O material espessado é, por fim, direcionado para a sua disposição em barragens. No caso de disposição em pilhas, ainda há uma fase de filtração deste rejeito, a fim de se retirar o máximo de água. A próxima seção irá mostrar as formas de disposição de rejeito.

## 2.2. DISPOSIÇÃO DE REJEITO

Como mostrado na Figura 4, ao final do processo de beneficiamento, está a fase de disposição do rejeito, fase esta tão importante quanto as anteriores, uma vez que o material não aproveitado deve ser disposto de uma forma que não gere danos ambientais significativos. Vale ressaltar que há diferença entre a disposição do material estéril e do rejeito.

O material estéril é, segundo a resolução nº 29, de 11 de dezembro de 2002 do Conselho Nacional De Recursos Hídricos (CNRH, 2002), qualquer material não aproveitável como

minério e descartado pela operação de lavra antes do beneficiamento. Em suma, é o material escavado, sem valor econômico, retirado até atingir os veios do minério de interesse.

Por não passar pelo processo de beneficiamento, este material tem baixo teor de umidade. O estéril é disposto geralmente em pilhas sobre a superfície do terreno, em locais pré-selecionados e onde não exista minério em sua superfície (são denominados *bota-fora*) (GUIMARÃES, 2011; CAMPANHA, 2011). Essas pilhas, quando executadas conforme os conceitos geotécnicos, se constituem em projetos otimizados, que conseguem se incorporar ao meio ambiente, compondo a paisagem (ESPÓSITO, 2000).

No caso do rejeito, a mesma resolução citada acima o define como material descartado proveniente do processo de beneficiamento de minério. Os rejeitos de beneficiamento são normalmente dispostos em forma de polpa em estruturas de contenção denominadas barragens (GUIMARÃES, 2011; CAMPANHA, 2011). A disposição desses rejeitos, segundo Espósito (2000), afeta de forma qualitativa e quantitativa o meio ambiente.

Vick (1990) comenta que num passado não tão distante os rejeitos eram rotineiramente depositados no curso d'água superficial mais próximo. Com o tempo essa prática passou a ser vista com desgosto e evoluções foram necessárias. Como o próprio autor diz, inicialmente exigiu apenas um modesto avanço na tecnologia para barrar o curso d'água, formando um represamento no qual os rejeitos poderiam assentar para formar um depósito estável, pelo menos temporariamente.

Houve avanços no planejamento e nos projetos de represamento de rejeitos ao longo dos anos. Porém ainda hoje é necessário estudos nas formas de disposição destes rejeitos, visto os danos recentes causados. Com a proibição de alteamento de barragens a montante após os acontecimentos em Brumadinho, pela Lei nº 14.066 (BRASIL, 2020) busca-se modelos de disposição que garantam a segurança desejada de forma mais econômica que os modelos atuais.

Porém, embora tecnologias mais seguras estejam disponíveis para o gerenciamento dos rejeitos de mineração, a maioria das indústrias extrativas ainda não adotou essas tecnologias em suas práticas padrão (ISLAM; MURAKAMI, 2021).

Vick (1990) detalha em seu livro vários métodos de disposição de rejeitos aplicáveis. São eles:

- Disposição superficial (barragens de rejeito);

- Disposição subterrânea;
- Outros não tão amplamente praticados:
  - Método de Disposição Espessada;
  - Disposição "seca" por filtração;
  - Disposição offshore.

Segundo Fourie *et al.* (2022), a escolha do tipo de disposição depende de como os rejeitos são processados, transportados, descarregados e armazenados, pois cada um deles apresenta custo, volume e tipo de materiais necessários para a construção diferentes.

Nas próximas seções será descrito o método de disposição superficial em barragens de rejeito (por ser o método mais utilizado no Brasil e no mundo) e o método de disposição “seca” por filtração (por ser o método que se aplica para a presente pesquisa).

### 2.2.1. Disposição em barragens

Para Fourie *et al.* (2022), a prática atual de gestão de rejeitos está principalmente associada a depósitos de rejeitos em barragens, devido ao seu menor custo e implementação mais simples.

Por ser o método mais comum de disposição de rejeitos (na literatura muitas vezes esse método é chamado de “método convencional”), esta seção será dividida em duas partes. A primeira parte descreverá os métodos construtivos comumente utilizados neste sistema de disposição. A segunda parte, por sua vez, trará informações sobre os danos causados pelas barragens que, de forma direta, motiva esta e outras pesquisas a buscar novas soluções de disposição.

#### 2.2.1.1. Métodos construtivos

Segundo Davies *et al.* (2011) e Li *et al.* (2018), o método mais comum de disposição de rejeitos é a contenção de um material bombeado em forma de lama, com teores de sólidos típicos na faixa de 30 a 40%, dentro de uma barragem de rejeitos que, por sua vez, geralmente é construída com os materiais de disposição mais grosseiros.

Com relação a esse material grosseiro, Fourie *et al.* (2022) diz que o componente de retenção das instalações de rejeitos (por exemplo, o aterro perimetral) são geralmente construídos com a fração arenosa dos rejeitos, o que pode ser realizado com ciclones ou, mais frequentemente, com equipamentos convencionais de terraplenagem.

Essas barragens podem ser construídas em etapas, com alteamentos sucessivos e ao longo do tempo, sendo que em muitos casos o próprio rejeito, quando granular, se constitui como material de construção, utilizado em alteamentos sucessivos (ESPÓSITO, 2000).

O transporte deste rejeito quando em estado de lama traz economias nos custos muitas vezes, sendo outro fator considerado para a escolha da disposição em barragens. Muitas operações de minas e usinas produzem um fluxo de resíduos úmidos e, para todas as distâncias, exceto as mais curtas, é substancialmente mais econômico transportar sólidos hidráulicamente através de tubos do que por caminhão. O fluxo contínuo de alta velocidade é necessário para que os tubos não entupam devido aos rejeitos que se depositam (SARSBY, 2013).

Vick (1990) apresenta na Figura 7 os três tipos de alteamento de barragem e a comparação de seus volumes ocupados. Percebe-se que, para mesmas alturas de disposição, as barragens alteadas à jusante (Figura 7b) ocupam três vezes mais volume que as construídas à montante (Figura 7a), enquanto as barragens alteadas em linha de centro (Figura 7c) ocupam duas vezes o volume das alteadas à montante.

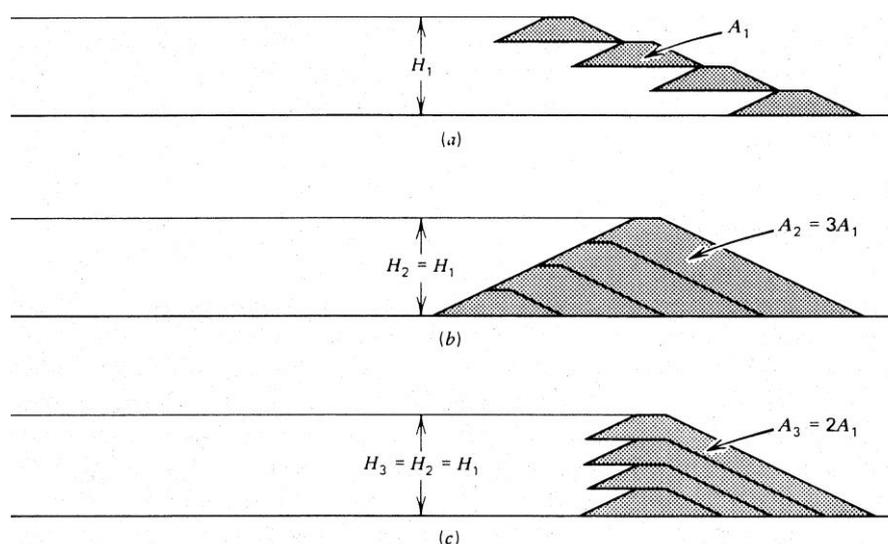


Figura 7: Comparação entre os três métodos de alteamento de barragem (a) à montante, (b) à jusante, (c) linha de centro (VICK, 1990)

O método de construção à montante é o mais antigo, simples e econômico dentre os três (SARSBY, 2013). Porém, apesar de ser considerado o mais econômico e de maior facilidade de execução, é reconhecido também como o mais crítico quanto à segurança (ESPÓSITO, 2000). Construir e gerenciar uma barragem de rejeitos custa dinheiro e, portanto, em muitos casos, as mineradoras optam pelas opções de projeto de barragem mais baratas (ISLAM; MURAKAMI, 2021). Este é o principal motivo pelo qual o alteamento à montante foi largamente empregado até a última década.

Com relação ao comportamento do rejeito neste método, Sarsby (2013) apresenta uma seção típica de uma barragem de rejeitos construída pelo método à montante na Figura 8. Segundo o autor, o material próximo a barragem é composto por areia (vinda do processo de ciclonagem), a parte afastada estão as lamas e entre a barragem e a lama existe uma zona de transição de materiais. As areias e os materiais da zona de transição são geralmente solos permeáveis que se consolidam rapidamente, podendo ser compactados. A principal diferença entre as lamas e os materiais na zona de transição é o tamanho das partículas. A permeabilidade das lamas é tão baixa que longos períodos (muitos anos) são necessários para que ocorra uma consolidação significativa (SARSBY, 2013).

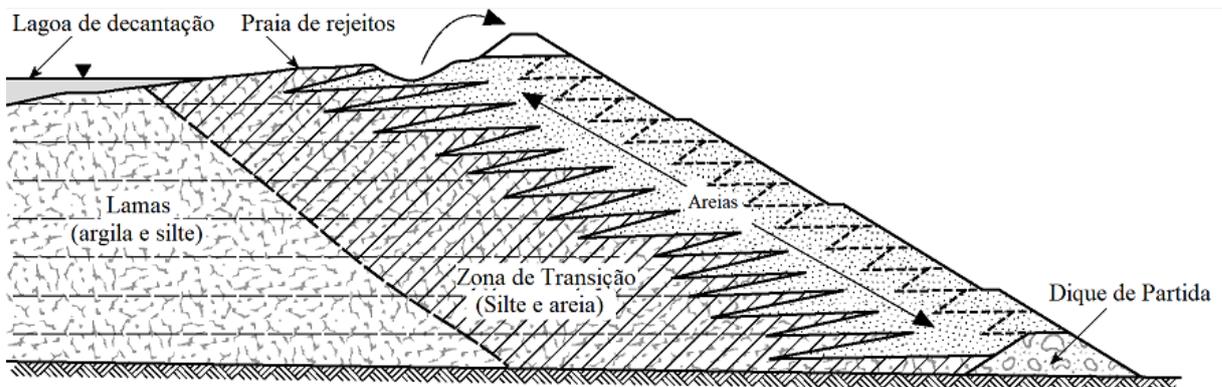


Figura 8: Uma seção típica de uma barragem à montante (SARSBY, 2013 adaptado pelo autor)

Segundo Sarsby (2013) a premissa deste método é que os rejeitos formam um material razoavelmente competente para o suporte dos diques perimetrais subsequentes. No entanto, a superfície seca da lagoa e a base de cada alteamento representam planos potenciais de fraqueza e áreas de infiltração concentrada. A barragem é construída em cima de rejeitos não

consolidados previamente depositados, e é provável que seja propensa à liquefação devido a abalos sísmicos vindos, por exemplo, de terremotos. Além disso, a estabilidade deste tipo de barragem pode ser ameaçada pelo excesso de poropressão gerado dentro do depósito durante a construção (BEDIN, 2010).

Como já dito, após os danos causados por conta da ruptura de barragens alteadas à montante nas cidades de Mariana e Brumadinho, o país proibiu que tal método fosse implementado a partir de 2020, pela Lei Federal nº 14.066 (BRASIL, 2020).

No caso do método de alteamento à jusante, por outro lado, as instalações construídas são totalmente apoiadas no solo de fundação e os rejeitos atuam apenas como carga contra o talude de contenção (FOURIE *et al.*, 2022). A grande questão deste método é de fato o maior volume de material necessário a ser colocado durante o alteamento que, segundo Sarsby (2013), geralmente aumenta exponencialmente com a altura e, portanto, há um alto custo correspondente.

A opção de linha central é uma estrutura intermediária, com o ombro a jusante apoiado no solo de fundação e suportando as forças laterais geradas pelos rejeitos retidos e pela água (FOURIE *et al.*, 2022).

.

#### 2.2.1.2. Danos causados

Devido ao tamanho de partícula relativamente pequeno e alto teor de água, os rejeitos geralmente têm um alto risco de falha devido à liquefação, causada por carregamento estático ou sísmico. Fatores como galgamento, instabilidade de taludes e terremotos também apresentam riscos de ruptura da barragem e constituem grandes preocupações para a indústria de mineração (ISLAM e MURAKAMI, 2021).

Pela falta de um órgão legal que mantenha registros atualizados das barragens de rejeitos, não existe um consenso da quantidade de barragens presentes no mundo. Há no entanto estimativas de que existam globalmente 18 mil barragens de rejeito, embora isso não tenha sido confirmado (ISLAM; MURAKAMI, 2021). Segundo Azam e Li (2010), deste total, a taxa de falhas nos

últimos cem anos é estimada em 1,2%. Um valor muito maior se comparado à taxa de falha de barragens de retenção de água convencionais que é relatada como sendo 0,01%.

No Brasil, Garcia *et al.* (2017) estimam que 126 das 662 barragens de rejeitos cadastradas no DNPM poderiam eventualmente falhar. Segundo os autores, após o desastre em Mariana em 2015 está sendo muito debatido tanto publicamente quanto no Congresso nacional questões como o afrouxamento de certas leis ambientais, a outorga de novas concessões de mineração em áreas protegidas, e a proibição de novas áreas protegidas em regiões de alto potencial mineral.

Conforme reporta Rico *et al.* (2008) e Gomes *et al.* (2016), uma série de características singulares torna as barragens de rejeitos mais vulneráveis a falha do que outros tipos de estruturas de retenção (por exemplo as barragens de retenção de água). Os autores citam os seguintes tópicos:

- a) Diques construídos com materiais residuais das operações de mineração (solo, resíduos grosseiros, estéril de operações de mineração e rejeitos);
- b) Barragens posteriormente alteadas como material sólido juntamente com um aumento severo no efluente (mais escoamento superficial vindo da precipitação);
- c) Falta de regulamentação sobre critérios de projeto específicos;
- d) Falta de requisitos de estabilidade da barragem em relação ao monitoramento e controle contínuos durante a colocação, construção e operação;
- e) Alto custo das obras de manutenção após o encerramento das atividades de mineração.

Islam e Murakami (2021), através de uma base de dados de 197 incidentes em barragens que ocorreram entre 1915 e 2020, mostram na Figura 9 a quantidade de incidentes causados por cada um dos tipos de alteamento de barragens. É evidente uma predominância de incidentes causados pelo método à montante que, segundo os autores, representa 57% dos incidentes (total de 113 incidentes), seguido pelo método à jusante com 16% (total de 31 incidentes) e linha de centro com 8% (total de 16 incidentes).

Nota-se também uma grande quantidade de incidentes causados nas barragens de minas de cobre, principalmente nos alteamentos à montante. Os autores mostram que estes incidentes estão atrelados a terremotos que ocorreram no Chile (27 incidentes) e no Peru (8 incidentes) ao longo dos últimos 100 anos. No caso das barragens de rejeito de ferro, há a predominância de

incidentes ocasionados pelo método à montante (entre elas se encontram as barragens que romperam em Mariana e Brumadinho).

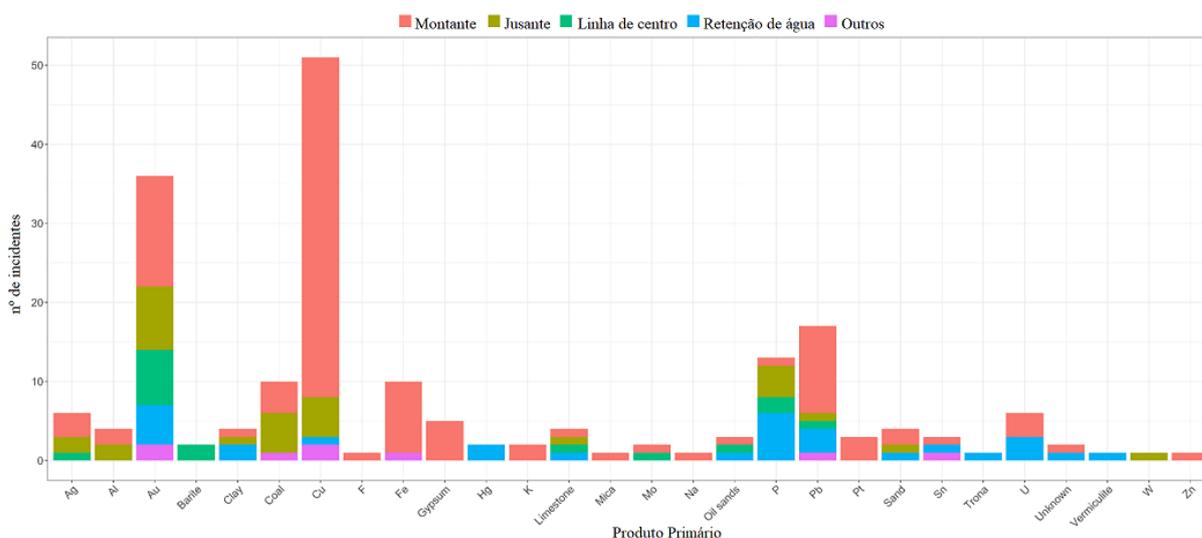


Figura 9: Número de incidentes de barragens de acordo com o produto primário da mina e o tipo de alteamento (adaptado de ISLAM; MURAKAMI, 2021)

No caso do método de alteamento à montante, Sarsby (2013) diz que os fatores que controlam este método incluem:

- A linha freática (a localização dela no interior da barragem é criticamente importante e deve ser mantida abaixo do talude a jusante por meio de drenos);
- A capacidade de armazenamento de água;
- A suscetibilidade à liquefação sísmica.

Conforme descrito por Morgenstern *et al.* (2016), o potencial de liquefação na barragem de Mariana foi desencadeado por um aumento na saturação por conta de mudanças no projeto da barragem. Assim, lamas moles (material fino) invadiram áreas não intencionais e o alinhamento do aterro foi recuado. Como resultado disso, as lamas que existiam abaixo do aterro foram submetidas às cargas impostas pelo seu levantamento. Isso iniciou um mecanismo de extrusão da lama (como a pressão em um tubo de pasta de dente), reduzindo a pressão de confinamento efetiva e causando a separação das areias do aterro à medida que a altura deste aumentava. Com apenas um pequeno incremento adicional de carga produzido pelos terremotos, o desencadeamento da liquefação foi acelerado e o deslizamento iniciado.

No caso na barragem de Brumadinho, Robertson *et al.* (2019) citam como precursores um projeto com declive íngreme construído a montante e um aumento no nível de água após uma intensa chuva, por conta da falta de drenagem interna significativa. Além disso, os autores citam que alterações no projeto empurraram as porções superiores do declive sobre rejeitos finos mais fracos. Outro apontamento feito pelos autores foi a presença de alto teor de ferro, que rejeitos pesados, cujas ligações entre partículas criaram rejeitos rígidos que poderiam ser potencialmente muito frágeis se estiverem em condições não drenadas.

A grande magnitude e a natureza muitas vezes tóxica do material contido nas barragens de rejeitos significa que sua ruptura e a consequente descarga nos sistemas fluviais afetarão invariavelmente a qualidade da água e dos sedimentos, e a vida aquática e humana por potencialmente centenas de quilômetros a jusante (KOSSOFF *et al.*, 2014; ISLAM; MURAKAMI, 2021). Além dos problemas a curto prazo causados por estas rupturas, Kossoff *et al.* (2014) citam também problemas a médio e longo prazo, que podem durar anos ou séculos dependendo do material, devido à contaminação da água e do solo.

O impacto causado pelo derramamento de rejeitos de ferro da barragem do Fundão em Mariana no ano de 2015 se alastrou por mais de 650 km, gerando uma enorme onda de lama tóxica que se espalhou pelos rios Gualaxo do Norte, Carmo e Doce, matando 20 pessoas e afetando a biodiversidade em centenas de quilômetros de rios, matas ciliares até a costa do Atlântico. Estima-se um que 35 milhões de metros cúbicos de rejeito se alastraram neste evento (GARCIA *et al.*, 2017; HATJE *et al.*, 2017). Perdas econômicas foram estimadas em cerca de US\$ 521 milhões por ano por Garcia *et al.* (2017).

A catástrofe ocorrida pela ruptura na barragem da mina do Córrego do Feijão em Brumadinho, no início de 2019 liberou mais de 11 milhões de rejeitos de mineração que se espalhou por 10 km ladeira abaixo até atingir o Rio Paraopeba e se alastrar por mais 300 km (ROTTA *et al.* 2020; LASCHEFSK, 2019). Embora o volume de lama derivado do desastre de Brumadinho seja menor do que o caso de Mariana, o evento causou perdas de vidas muito mais significativas. Em junho de 2022, o número de mortos atingiu 266 pessoas, enquanto 4 pessoas continuam desaparecidas (VALE, 2022).

### 2.2.2. Disposição de rejeitos filtrados empilhados a seco

Nos últimos 20 anos, muitos projetos de mineração em todo o mundo aplicaram uma tecnologia de disposição de rejeitos chamada rejeitos filtrados empilhados a seco (CACCIUTTOLO; VALENZUELA, 2022).

Segundo Vick (1990), o uso de filtração para produzir rejeitos "secos", que podem ser manuseados essencialmente na forma sólida, tem sido recentemente defendido como um método para reduzir a infiltração de áreas de disposição de rejeitos, através da remoção da água antes de serem depositados. Apesar do nome "seco" (que também aparece nas versões em inglês "dry"), o autor salienta que esta é uma nomenclatura comumente usada (mas incorreta) deste método. Ou seja, o rejeito não está de fato seco, apenas com menor umidade que o método de disposição convencional.

Conforme menciona Guimarães (2011), tem havido dificuldades para o licenciamento de áreas para a construção de novas barragens, pois há preocupações ambientais envolvidas nesse processo, além da proximidade de áreas urbanas e da pressão da opinião pública. Assim, isso desperta a necessidade de se investigar novos métodos para a sua disposição, principalmente após os colapsos de barragens nas cidades de Mariana em 2015 e Brumadinho em 2019.

Em muitos casos, o empilhamento de rejeitos pode ser uma alternativa viável. Esse método consiste em filtrar (com filtros industriais) a polpa previamente adensada e, em seguida, dispor em pilhas a torta produzida (em separado, em mistura ou em co-disposição com o estéril da mina). Além disso, a água filtrada pode ser reaproveitada como água de processo na usina, reduzindo os custos de consumo de água (GUIMARÃES, 2011; CACCIUTTOLO; VALENZUELA, 2022).

Segundo Davies (2011), a técnica de filtração de rejeitos está se tornando cada vez mais comum em muitas minas no mundo. De acordo com o autor, existem mais pilhas de rejeitos filtrados dispostos em superfície do que disposição de rejeitos em forma de pasta (Figura 10). O autor salienta, porém, que a quantidade de documentação de orientação sobre rejeitos

filtrados é praticamente inexistente em comparação com essas mesmas instalações de rejeitos de pasta.

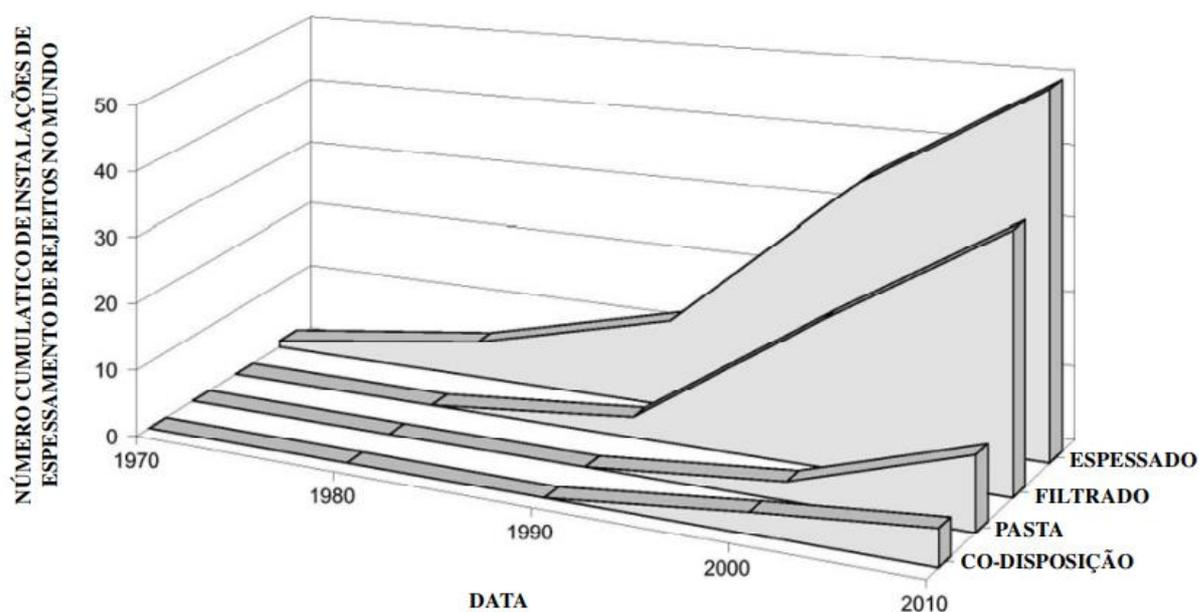


Figura 10: Tendências no uso de rejeitos desaguados na mineração (DAVIES, 2011)

Vale ressaltar que há diferença entre o rejeito espessado, em pasta e filtrado, pois o processo de obtenção de cada um muda, assim como a recuperação da água e dos custos associados (CACCIUTTOLO; VALENZUELA, 2022). A grande diferença está no teor de sólidos e o teor de água presente em cada, como mostra Gorakhki e Bareither (2017) na Figura 11. Através da Figura 11 são observadas as variações do ensaio de abatimento (*slump test*, normalizado pela ASTM C143, 2015) para diferentes frações de rejeito. Quanto mais fino e seco o rejeito, menor o abatimento (neste caso, não há abatimento para o rejeito filtrado).

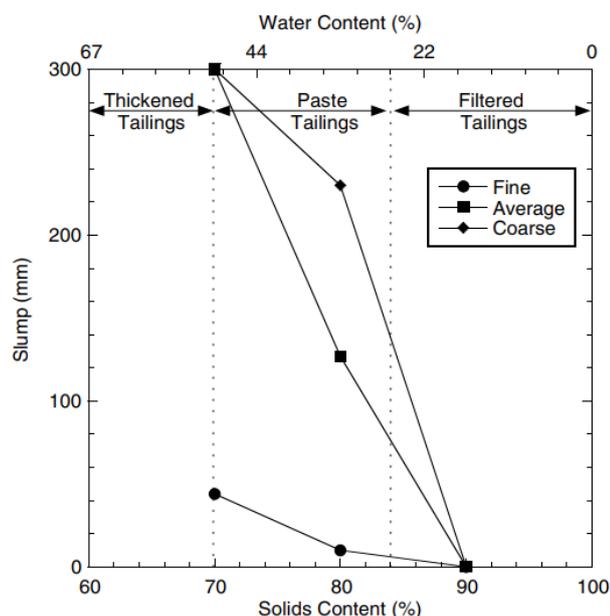


Figura 11: Relação entre o abatimento e teor de sólidos ou teor de água para rejeitos preparados para diferentes níveis de desaguamento: rejeitos espessados, teor de sólidos < 70%; rejeitos em pasta, 70% < teor de sólidos < 85%; rejeitos filtrados, teor de sólidos > 85% (GORAKHKI E BAREITHER, 2017)

Martin *et al.* (2010) e Gorakhki e Bareither (2017) classificam como:

- Lamas (*slurried tailings*): rejeitos com teores de sólidos abaixo de 45%, com alto teor partículas finas e ultrafinas.
- Rejeito espessado (*thickened tailings*): aqueles com teor de sólidos entre 45 e 70% e teor de umidade entre 50 e 100%;
- Rejeito em pasta (*paste tailings*): aqueles com teor de sólidos entre 70 e 85% e teor de umidade entre 26 e 50%;
- Rejeito filtrado (*filtered tailings*): aqueles com teor de sólidos entre 85 e 100% e teor de umidade menor que 26%.

Do ponto de vista reológico, segundo Martin *et al.* (2010), a tensão de escoamento (*Yield Stress* - corresponde à tensão necessária para iniciar o escoamento dos rejeitos) cresce quanto maior o teor de sólidos do rejeito. Ou seja, segundo o autor as lamas não tem tensão de escoamento, os rejeitos espessados podem ter ou não (depende do teor de sólidos) e os rejeitos em pastas tem tensão de escoamento. Nos rejeitos filtrados, em particular, não se aplica a análise da tensão de escoamento, uma vez que o material filtrado não flui (o que impede o transporte por tubos deste

material). Guimarães (2011) mostra que, de fato, quanto mais sólidos presentes, maior será a tensão de escoamento, colocando como limite máximo de bombeamento da polpa uma tensão de escoamento de 200 Pa.

Rejeitos em lama e espessados são os comumente dispostos nas barragens atualmente e que normalmente é direcionado ao represamento em teores de sólidos de cerca de 25% a 60% (dependendo do processo de espessamento, segundo DAVIES, 2011). A tecnologia de espessamento tem sido largamente adotada nas empresas com o objetivo de se recuperar parte da água presente no rejeito e reaproveitá-la na usina de beneficiamento. Utiliza-se o espessador para este processo, já mostrado na Figura 6.

No caso das pastas de rejeito, Portes (2013) e Tessarotto (2015) mostram que consegue-se alcançar esta consistência através de espessadores do tipo “*deep cone*”, ou cone profundo, onde se aumenta a altura do espessador e a angulação do cone. Para a disposição em pasta, Tessarotto (2015) diz que o *underflow* que sai do espessador é bombeado para dentro da barragem de rejeito, em seguida ele é derramado em formato de um cone de disposição. A pasta (que já tem pouca água) seca pela exposição ao sol e à atmosfera. No dia seguinte, segundo a autora, é possível transitar sobre a pasta com veículos. A Figura 12 mostra diversas alternativas de disposição, dependendo do relevo, de polpas de alta densidade e pastas.

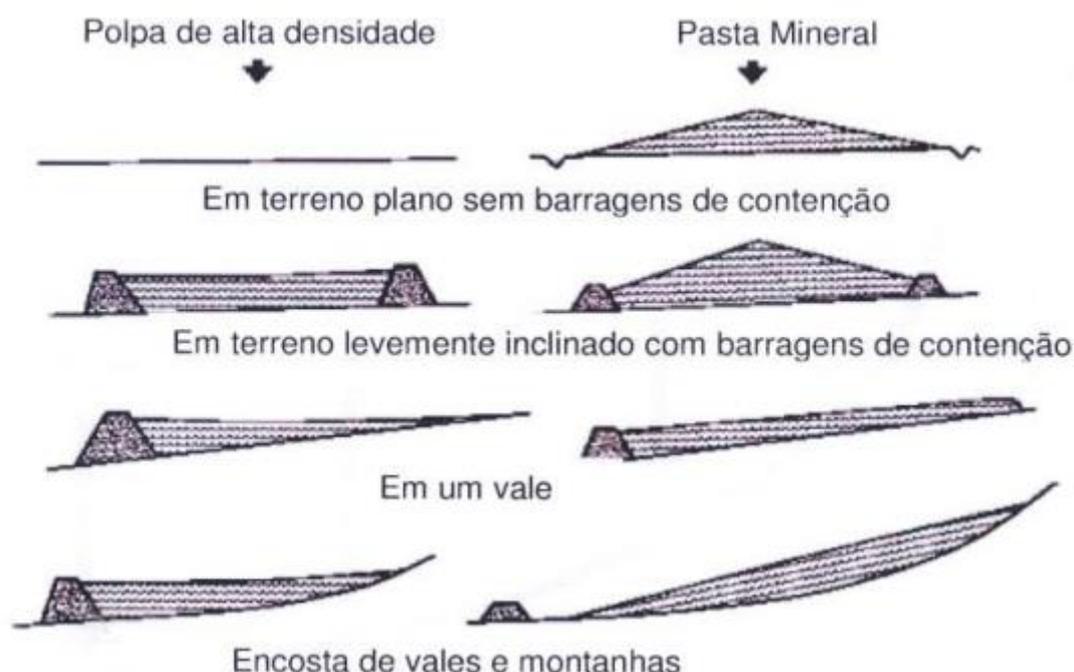


Figura 12: Alternativas para a disposição de rejeitos em pasta (TESSAROTTO, 2015)

No caso da disposição em pilhas do rejeito filtrado, Cacciuttolo e Valenzuela (2022) diz que essa técnica produz uma torta insaturada que permite o armazenamento desse material sem a necessidade de gerenciar grandes bacias de rejeitos de lama. Algumas vantagens elencadas por Cacciuttolo e Valenzuela (2022), Tessarotto (2015) e/ou Fourie *et al.* (2022) sobre a aplicação desta tecnologia são:

- a) Um aumento da recuperação de água de rejeitos (90%);
- b) Redução das áreas impactadas (por propiciar a formação de pilha com ângulo de repouso superiores a 32°, dependendo de cada caso);
- c) Diminuição do risco de instabilidade física, uma vez que os locais de armazenamento do rejeito são auto-estruturas de suporte sob compactação (como pilhas secas);
- d) Dependendo das dimensões da área destinada para o descarte da torta, é possível a formação de pilhas com mais de 100 m de altura;
- e) As tortas desaguadas podem ser facilmente armazenadas em épocas de chuvas, para posterior retomada e compactação na pilha;
- f) Uma melhor percepção da comunidade;
- g) Por não ter água livre, uma falha provavelmente resultará em danos menores em comparação as barragens. No entanto, uma “pilha seca” saturada ainda é propensa à liquefação;
- h) Após compactação da torta desaguada, forma-se uma camada extremamente impermeável, impedindo a re-suspensão dos sólidos, fato que elimina a necessidade de tratamento de efluentes líquidos originados das chuvas;
- i) Mínimo impacto ambiental por eliminar bacias de disposição e maior facilidade para obter aprovação do órgão ambiental, por conta da eliminação de barragens;

Para a operação de filtração, filtros-prensa automatizados (mais apropriados para rejeitos finos segundo PORTES, 2013), filtros de discos, filtros horizontais a vácuo e filtros hiperbáricos são comumente utilizados em rejeitos de minério de ferro (DAVIES, 2011; GUIMARÃES, 2011; TESSAROTTO, 2015). Essas tecnologias, segundo Davies (2011), trouxe a oportunidade de armazenar rejeitos em um estado não saturado, ao invés dos rejeitos convencionais em consistência de lama ou pasta associada a rejeitos espessados.

Guimarães (2011) mostra na Figura 13 a taxa unitária de filtragem e a umidade obtida da torta de três processos de filtragem que são utilizados em minas do Quadrilátero Ferrífero. Neste caso em específico, a autora separa o rejeito como uma “mistura” dos rejeitos obtidos no processo de beneficiamento (flotação, concentração magnética e lamas). Percebe-se que, com relação à umidade da torta obtida, estes filtros proporcionam reduções suficientes que fazem o teor de umidade estar na faixa de 6% a 17%, com maior frequência na faixa de 10% a 15%.

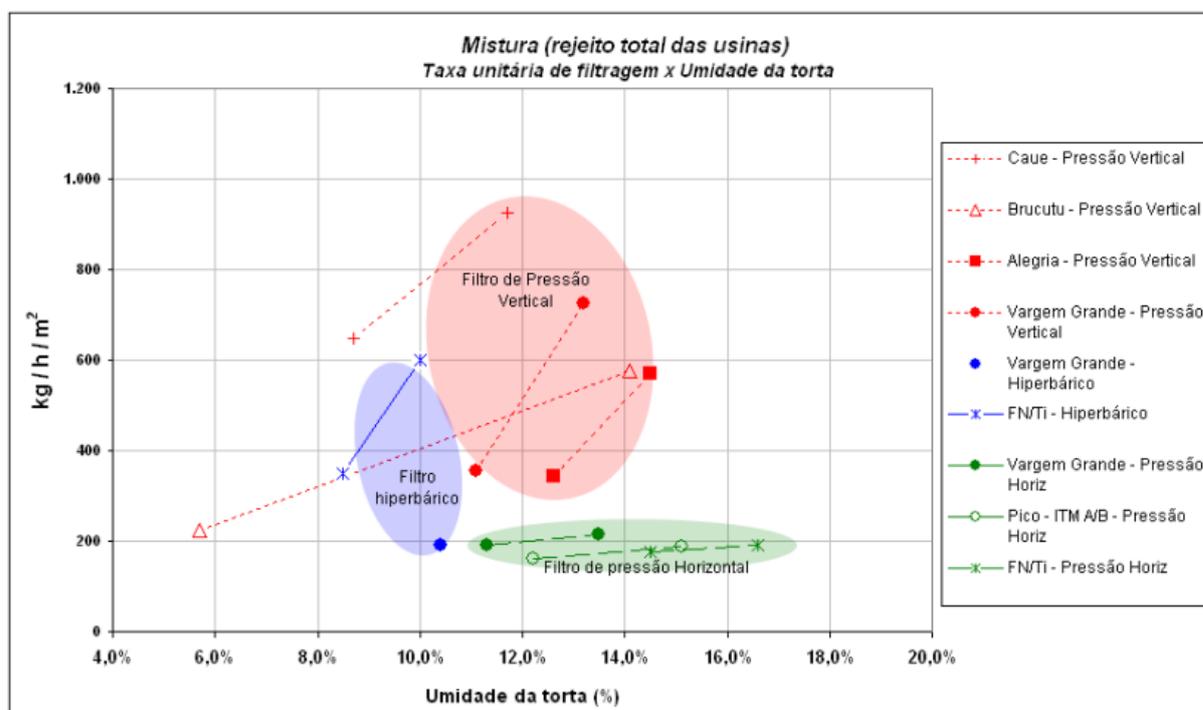


Figura 13: Taxa unitária de filtragem em função da umidade da torta dos rejeitos totais (GUIMARÃES, 2011)

Quando se trata de lamas, porém, o teor de umidade obtida nestes processos é relativamente maior (um valor médio próximo a 20%, para os filtros sob pressão) e com baixa taxa unitária de filtragem ( $< 300 \text{ kg/h/m}^2$ ) (GUIMARÃES, 2011). Isso acontece pelo fato das lamas terem mais finos em sua composição, tornando a filtragem da água entre os poros mais lenta. Apesar disso, Lupo e Hall (2010) elencam uma série de projetos bem-sucedidos de rejeitos em diversas granulometrias diferentes (Figura 14), mostrando os projetos de rejeitos de pilha seca não estão limitados a rejeitos com baixo teor de finos. Segundo os autores, os avanços nos processos e equipamentos de filtração tornaram possível filtrar materiais relativamente finos com bons resultados.

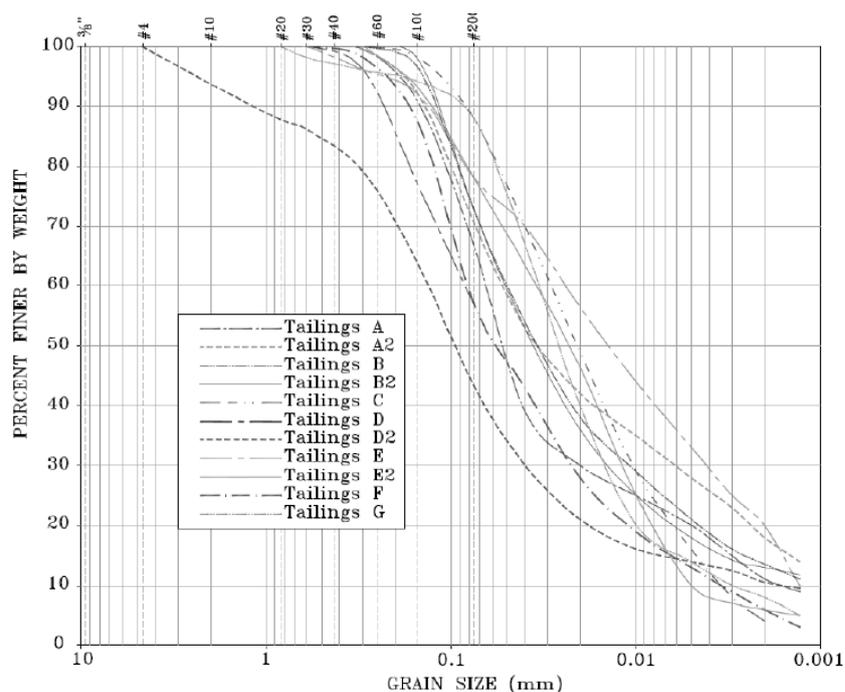


Figura 14: Curvas granulométricas de rejeitos filtrados em projetos bem-sucedidos de disposição (LUPO; HALL, 2010)

Vick (1990) menciona uma operação com filtro de correia, dizendo ser simples em princípio, onde o líquido é retirado dos rejeitos por uma caixa de vácuo à medida que se movem em uma correia de tecido de filtro suportada por elastômero. Segundo o autor, o teor de umidade dos rejeitos é reduzido de cerca de 50% para 20-30%. Os rejeitos saem da esteira como uma torta (do inglês “cake”) de fácil manuseio. Porém, fatores como a moagem do minério e o teor de gipsita afetam a eficiência do processo de filtração e, para alguns minérios com alto teor de argila, o processo pode não funcionar. Para este tipo de filtro, Portes (2013) cita que ele possui ampla faixa de aplicação, desde materiais mais granulares (100 a 2000  $\mu\text{m}$ ) até materiais finos (10 a 100  $\mu\text{m}$ ), produzindo tortas com baixa umidade.

Segundo Fourie *et al.* (2022), os rejeitos filtrados são muito densos para serem bombeados e devem ser transportados para o armazenamento de rejeitos usando, por exemplo, esteiras transportadoras ou caminhões. No armazenamento, os rejeitos filtrados geralmente precisam ser compactados para criar uma estrutura estável.

Gomes (2009b) monta um fluxograma para a disposição de um rejeito filtrado (Figura 15). Na proposição do autor, o rejeito é ciclonado, encaminhado para um tanque onde será agitado e,

então, levado para o espessador. A água vindo do *overflow* será retornada para o processo de beneficiamento, enquanto o *underflow* será bombeado para a filtragem. Depois de filtrado, o material resultante é encaminhado para um silo, que alimentará os caminhões basculantes para o transporte até a disposição final em pilhas.

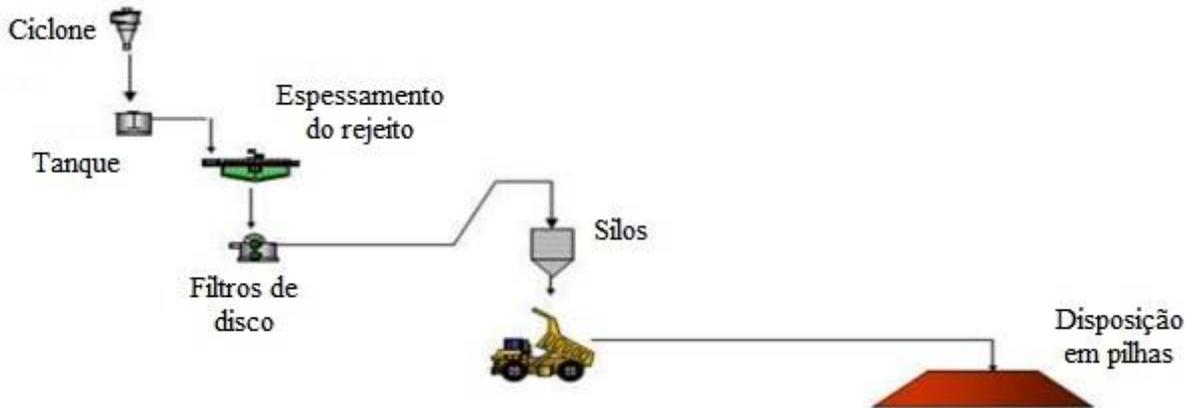


Figura 15: Fluxograma de disposição de rejeito filtrado (adaptado de GOMES, 2009b)

Consoli *et al.* (2022) mostram na Figura 16 uma esquematização do método de empilhamento a seco, onde cada lamela da imagem representa uma camada a ser compactada. Os autores propõem a adição de cimento para aumentar a resistência e a rigidez da pilha.

A umidade de compactação é um problema a ser vencido na disposição de rejeitos, principalmente quando se trata de disposições em pilhas, onde o campo de compactação é relativamente grande. Fourie *et al.* (2022) diz que locais de clima úmido (como o Brasil) devem ter um bom planejamento da logística da compactação para evitar a saturação dos rejeitos filtrados após a sua colocação. Outro problema potencial citado pelos autores é a poeira gerada no processo.

Esse método também é interessante para regiões de clima seco, como diversos países da América Latina como Chile, Peru, Mexico, Argentina e Bolívia, uma vez que a recuperação de água é maior e, conseqüentemente, se usa menos água potável na indústria de mineração. Assim, há mais água potável para a população (CACCIUTTOLO; VALENZUELA, 2022).

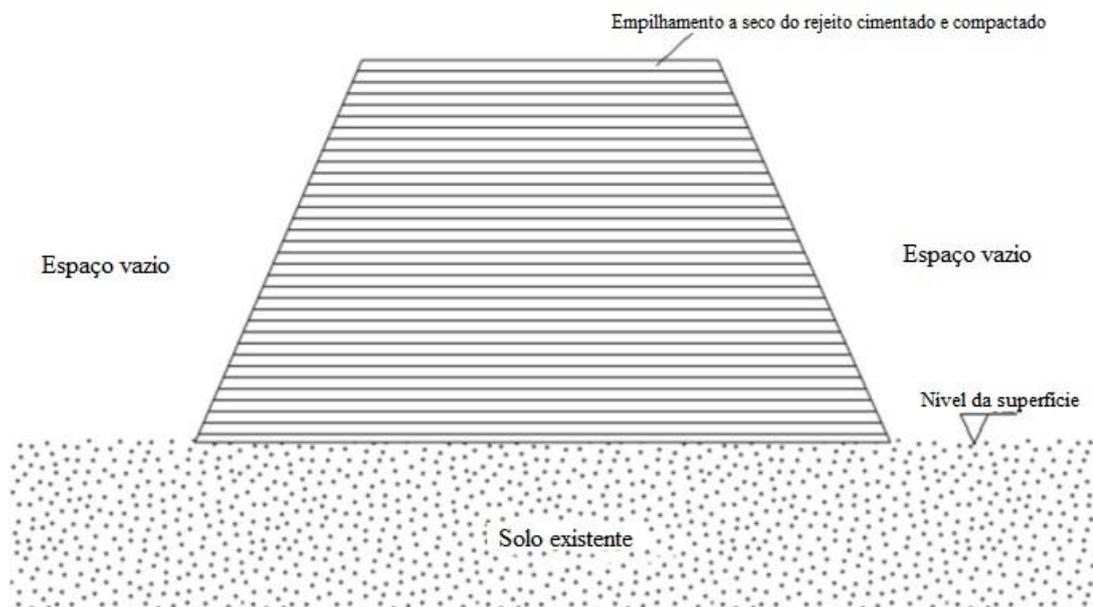


Figura 16: Esquemática de construção de barragens de rejeitos pelo método de empilhamento a seco (adaptado de CONSOLI *et al.* 2022)

No caso do Peru, são apresentados por Lara e León (2011) os detalhes operacionais de um projeto das instalações de Cerro Lindo, onde 55% dos rejeitos são dispostos em forma de pasta nas minas subterrâneas e 45% são dispostos como rejeitos filtrados na superfície. A alternativa de *dry stack* (nome usual para pilha de rejeito filtrado e compactado) foi assim escolhida por ocupar menor área de disposição. Além disso, os autores concluíram que esta alternativa de disposição apresentou elevado custo de operação, mas por ter uma redução significativa das alturas das barragens de contenção este método não necessariamente é o que tem o maior custo total das alternativas disponíveis. Foi realizada também a co-disposição, onde o rejeito filtrado era devidamente misturado ao estéril e disposto à montante do *dry stack*, como mostra a Figura 17.

Vale ressaltar que o rejeito filtrado das instalações de Cerro Lindo, após disposto, necessitava ainda passar por processo de secagem até atingir uma umidade tal que fosse possível atingir a densidade seca máxima especificada para a compactação. Esta operação durava cerca de 3 a 5 dias e consistia de descarga, espalhamento, secagem e compactação (LARA; LEÓN, 2011).



Figura 17: Operação em *dry stack* de Cerro Lindo, Peru (LARA; LEÓN, 2011)).

## 2.3. PROPRIEDADES DO REJEITO DE MINERAÇÃO

### 2.3.1. Definição de Rejeito

A indústria de processamento mineral produz dois tipos de produtos, categorizados como econômicos ou não econômicos. O produto econômico é o mineral presente na rocha, o material de interesse, que tem valor no mercado. O produto não econômico, geralmente conhecido como rejeitos, consiste em resíduos (subprodutos), pequenas quantidades de minerais ou metais valiosos, produtos químicos, orgânicos e água (LOTTERMOSER, 2010; ADIANSYAH *et al.*, 2015). Estes rejeitos vêm do beneficiamento do minério e, por não ter um valor econômico, deve ser descartado em barragens previamente selecionadas.

A palavra “rejeito” é genérica, pois descreve o subproduto de várias indústrias extrativas, incluindo as de alumínio, carvão, areias betuminosas, urânio, metais preciosos e metais básicos (KOSSOFF *et al.*, 2014). Para esses vários materiais, uma definição mais restrita é vantajosa em que os rejeitos são definidos “como partículas de rocha triturada que são produzidas ou depositadas na forma de lama” (SARBY, 2013, p. 369). Para Sánchez (1995), como a maior

parte dos processos de beneficiamento de minérios são realizados de forma úmida, os rejeitos geralmente se encontram em forma de polpa, ou seja, uma fração aquosa contendo diferentes partículas minerais em suspensão e/ou íons dissolvidos.

Segundo Li *et al.* (2018), as propriedades físicas, químicas e mineralógicas (como granulometria, morfologia e mineralogia) das partículas dos rejeitos variam muito devido à diferente composição dos minérios de origem, bem como aos diferentes processos de extração pelos quais são submetidos. Por conta disso, será discutido nas próximas seções deste capítulo as propriedades físicas, químicas e mineralógicas dos rejeitos.

### 2.3.2. Propriedades físicas do rejeito

As propriedades dos rejeitos variam de acordo com sua origem e grau de compactação, mas geralmente os rejeitos apresentam (ICOLD, 1996; BJELKEVIK *et al.*, 2005):

- Um alto teor de umidade;
- Condutividade hidráulica baixa a moderada;
- Baixa plasticidade;
- Resistência ao cisalhamento baixa a moderada;
- Compressibilidade alta a moderada;
- Tamanho de partícula inferior a 0,01-0,1 mm;
- Alta porosidade;
- Resistência ao cisalhamento moderada a alta em relação ao tamanho das partículas e à porosidade dos rejeitos em comparação com materiais geológicos naturais.

A granulometria dos rejeitos depende das características do minério e dos processos de moagem utilizados para concentrar e extrair os valores metálicos. Existe uma ampla gama de curvas de classificação para os resíduos de várias operações de mineração, e os rejeitos podem variar em tamanho de areias a partículas do tamanho de argila. Na mineração de cobre, por exemplo, normalmente se produz rejeitos com 40 a 60% de partículas mais finas que 75  $\mu\text{m}$ . Pode ser realizada a separação no local (usando ciclones) dos componentes grossos e finos dos rejeitos para aumentar a quantidade e a qualidade do material para construção de barragens (SARBY,

2013). Curvas de classificação típicas para rejeitos totais e ciclados são mostradas na Figura 18.

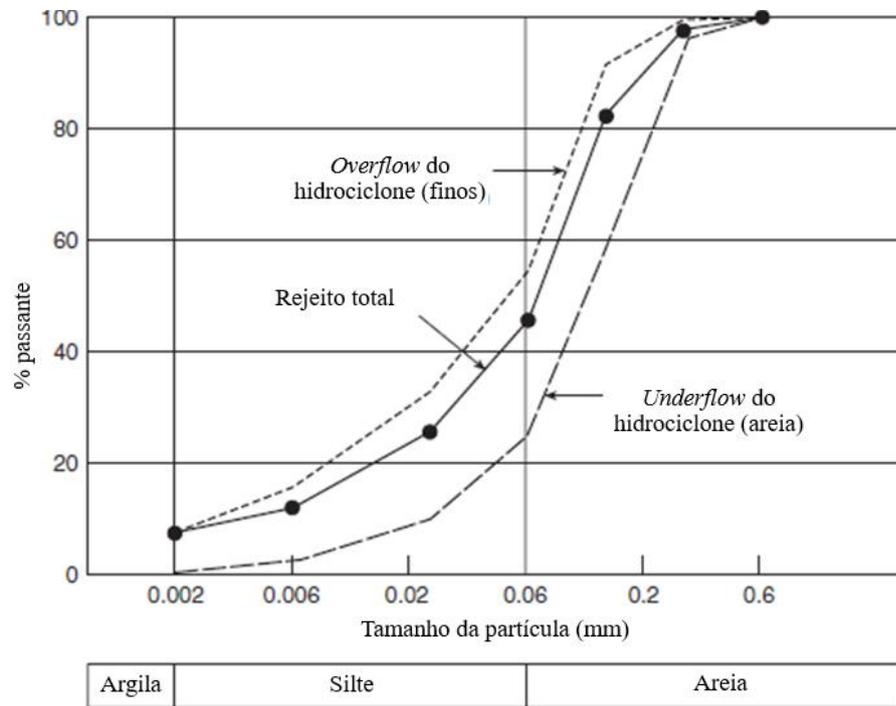


Figura 18: Curvas de classificação típicas para rejeitos totais e ciclados (adaptado de SARSBY, 2013)

Em termos de nomenclatura, Espósito (2000) define que os rejeitos são denominados como lama quando tem granulometria fina, e são chamados rejeitos granulares quando tem granulometria grossa (acima de 0,074 mm).

Kossoff *et al.* (2014) definiu o tamanho das partículas de rejeitos para rochas duras como largamente livre de cascalho (>2 mm) e de argila (<3,9  $\mu\text{m}$ ), com areia (625  $\mu\text{m}$  a 2 mm) sendo mais comum do que silte (3,9  $\mu\text{m}$  a 625  $\mu\text{m}$ ).

Uma análise interessante foi feita por Guimarães (2011), onde são mostradas as granulometrias de diversas minas do Quadrilátero Ferrífero nas fases de flotação, concentração magnética e lamas. Percebe-se que de forma geral as lamas tem uma granulometria muito mais fina se comparado as demais fases da usina. Esta análise é mostrada na Figura 19.

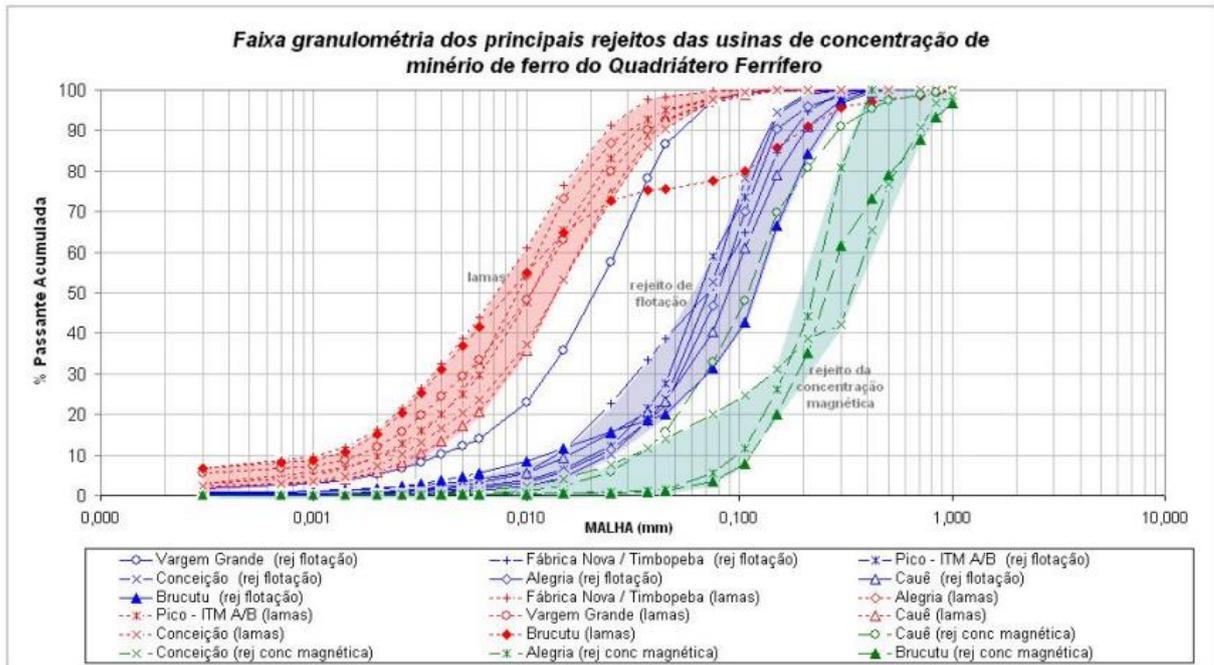


Figura 19: Faixa granulométrica dos principais rejeitos das usinas de ferro do Quadrilátero Ferrífero (GUIMARÃES, 2011)

Dessa forma, por conta da granulometria dos rejeitos dispostos em barragens apresentarem, de forma geral, predominância de siltes e areias (BEEN, 2016), a permeabilidade deste material se encontra na faixa de  $10^{-5} < k < 10^{-8}$  m/s (SCHNAID, 2021). Segundo Lupo e Hall (2010) a condutividade hidráulica dependerá da quantidade de finos, da mineralogia do minério e da densidade do material.

A respeito da densidade dos rejeitos, esta varia de acordo com o tipo de rocha mãe. Uma faixa generalizada para densidade aparente de rejeitos é dada entre 1,80 a 1,90 g/cm<sup>3</sup> com uma gravidade específica de 2,6 a 2,8. Valores mínimos podem ser encontrados no caso de rejeitos de carvão, onde a densidade aparente pode alcançar até 0,80 g/cm<sup>3</sup>, e valores máximos podem ser encontrados em rejeitos de pirita (FeS<sub>2</sub>) com densidades aparentes de até 3,20 g/cm<sup>3</sup> (SARSBY, 2013; BJELKEVIK, 2005; KOSSOFF *et al.*, 2014). No caso de minério de ferro, Bjelkevik e Knutsson (2005) observaram em rejeitos de minas suecas valores de densidade aparente entre 2,11 e 2,35 g/cm<sup>3</sup> e densidade seca entre 1,74 e 2,01 g/cm<sup>3</sup> para diferentes instalações. Dentro das pilhas de rejeitos há um aumento da densidade do solo com a profundidade como resultado da compactação, desaguamento e diagênese (KOSSOFF *et al.*, 2014).

Em geral, as partículas de rejeitos são angulares a muito angulares, e esta morfologia impõe um alto ângulo de atrito em rejeitos secos (SARSBY, 2013; BJELKEVIK, 2005; KARIM *et al.*, 2023). Lashkari *et al.* (2020), por exemplo, compara a angulosidade das partículas de diversos tipos de areia naturais e de rejeito de ferro através de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV). Nota-se que de fato há uma maior angulosidade das partículas de rejeito em comparação às das areias naturais mostradas pelos autores.

### 2.3.3. Propriedades químicas do rejeito

A composição química dos rejeitos depende da mineralogia do minério extraído, da natureza dos fluidos de processamento usados para extrair os metais econômicos, da eficiência do processo de extração e do grau de intemperismo durante o armazenamento na barragem (KOSSOFF *et al.*, 2014).

As composições de elementos principais dos rejeitos nem sempre são dadas na literatura, pois os focos da maioria dos estudos são os elementos metalóides potencialmente tóxicos. Contudo, Kossoff *et al.* (2014) afirmam que a presença de silício (Si) e ferro (Fe), é quase universal e, juntamente com o oxigênio (O), são geralmente os elementos mais abundantes, com a presença de Al, Ca, K, Mg, Mn, Na, P, Ti e S também como componentes principais dependendo do local.

O grau de metais e metaloides presentes nos rejeitos dependem do investimento oferecido pela mineradora e a eficiência de seus equipamentos, juntamente com o preço do metal alvo específico. Portanto, sempre há metais e metaloides presentes nos rejeitos, pois nenhum processo de extração é 100% eficiente (DIXON-HARDY e ENGELS, 2007; SARSBY, 2013). Esse mineral útil que é descartado com o rejeito pode eventualmente ser recuperado no futuro quando uma nova tecnologia permitir seu aproveitamento ou quando as condições de mercado mudar (SÁNCHEZ, 1995).

### 2.3.4. Propriedades mineralógicas do rejeito

Segundo Li *et al.* (2018), as mineralogias, gradações e morfologias de partículas dos rejeitos variam muito devido à composição diferente dos minérios de origem, bem como aos diferentes processos de extração a que são submetidos.

No caso do minério de ferro, os principais minerais são a hematita ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ), magnetita ( $\text{Fe}_3\text{O}_4$ ), titanomagnetita ( $\text{Fe}_3\text{O}_4+\text{Fe}_2\text{TiO}_4$ ), goethita ( $\text{Fe}_2\text{O}_3\cdot\text{H}_2\text{O}$ ) e siderita ( $\text{FeCO}_3$ ) (CHRISTIE; BRATHWAITE, 1997). No caso da ganga, Gomes (2009a) cita o quartzo ( $\text{SiO}_2$ ) como principal mineral presente, seguido pela caulinita [ $\text{Si}_2\text{Al}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$ ] e a gibbisita [ $\text{Al}(\text{OH})_3$ ].

Estudos feitos por Pires *et al.* (2019) em sete amostras de rejeito de ferro de diferentes minas do Quadrilátero Ferrífero-MG, mostrou, pela técnica de mineralogia quantitativa eletrônica (MQE), uma predominância de quartzo na composição na maioria das amostras (entre 42,62% a 82,66%), seguido pela hematita (entre 14,50% a 46,69%), goethita (entre 0,90% e 12,62%) e caulinita (entre 0,12% e 1,81%).

No caso da mina de Brucutu, Wolff (2009) observou por difração de raios X (DRX) no rejeito ultrafino de seu estudo a presença de hematita, goethita, caulinita, quartzo, moscovita e gibbisita (mostrado na Figura 20). A autora fez a análise em três granulometrias diferentes (menor que 10  $\mu\text{m}$ ; entre 10 e 15  $\mu\text{m}$ ; maior que 15  $\mu\text{m}$ ). Não são citadas as proporções de cada mineral como o autor anterior, mas a autora conclui que quanto mais fino o rejeito analisado pelo DRX:

- Há uma diminuição nas intensidades dos picos de quartzo;
- Os picos de goethita aumentam, sendo mais intensos na fração mais fina;
- Há também um aumento nos picos de caulinita, sendo também mais intensos na fração mais fina.

Essas análises são corroboradas por Pires *et al.* (2019), onde o autor observa por meio da técnica MQE uma maior quantidade de quartzo na fração mais grossa estudada por ele (maior que 37  $\mu\text{m}$ ), uma maior quantidade de hematita/magnetita na fração intermediária (entre 5  $\mu\text{m}$  e 37  $\mu\text{m}$ ) e uma maior quantidade de goethita na fração mais fina (menor que 5  $\mu\text{m}$ ). Essa análise é consenso nas sete amostras de diferentes minas do Quadrilátero Ferrífero-MG.

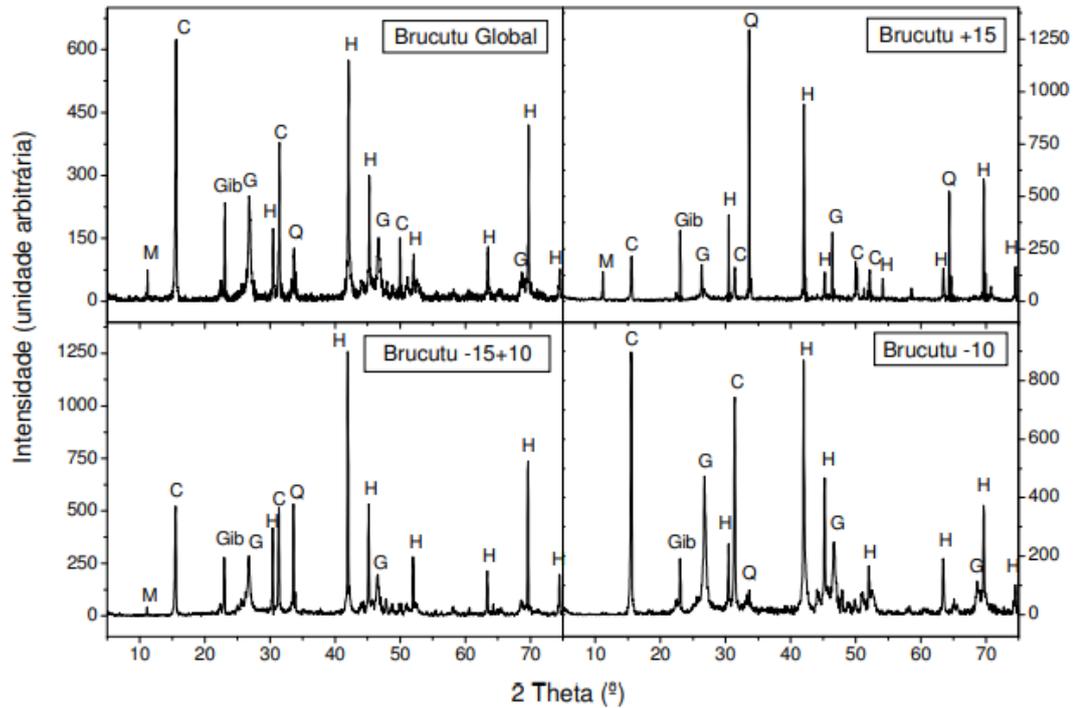


Figura 20: Difratometria de raios X do material ultrafino em diferentes faixas granulométricas (H = hematita; G = goethita; C = caulinita; Q = quartzo; Gib = gibbsita; M = moscovita) (WOLFF, 2009)

## 2.4. COMPORTAMENTO DE MATERIAIS GEOTÉCNICOS

O comportamento mecânico geral dos materiais granulares é complicado, altamente dependente da tensão confinante, da densidade de compactação e do padrão de deformação, bem como das características das partículas constituintes, como formato e tamanho das partículas (DAI, YANG, ZHOU, 2016).

Por conta disso, nesta seção será mostrado o comportamento de materiais geotécnicos (solos ou rejeitos de mineração) em diferentes pontos da curva de compactação e na aplicação destes em ensaios de resistência ao cisalhamento.

### 2.4.1. Compactação dos solos

Em geral, a compactação é a densificação do solo por meio da remoção do ar, o que requer aplicação de energia mecânica. Em campo, é comum a utilização de rolos compactadores lisos, pé-de-carneiro, de pneus de borracha e vibratórios. Em laboratório, a avaliação é feita principalmente a partir de ensaios Proctor, cujo objetivo é definir a densidade do material (peso específico aparente seco) para diferentes teores de umidade.

Conforme indicado por Lambe (1958a) e Seed e Chen (1959) pela Figura 21, em solos argilosos com baixa umidade, há uma baixa quantidade de água no sistema, impedindo que os íons da dupla camada difusa de cada partícula de argila se desenvolvam por completo e, por conta disso, as partículas do solo têm a tendência de flocular fazendo assim com que estas apresentem menor orientação e densidade (ponto A). À medida que o teor de umidade aumenta até atingir o nível ideal (ponto B), a estrutura do solo torna-se mais orientada, pois as partículas estão mais "lubrificadas" devido a uma dupla camada difusa mais espessa, isso permite que as partículas deslizem umas sobre as outras em uma orientação mais compacta. No entanto, conforme observado pelos mesmos autores, a orientação densa das partículas do solo começa a se dispersar (partículas passam a estar paralelas) à medida que o teor de umidade de um solo de granulação fina aumenta para o ramo úmido (ponto C), como indicado na Figura 21.

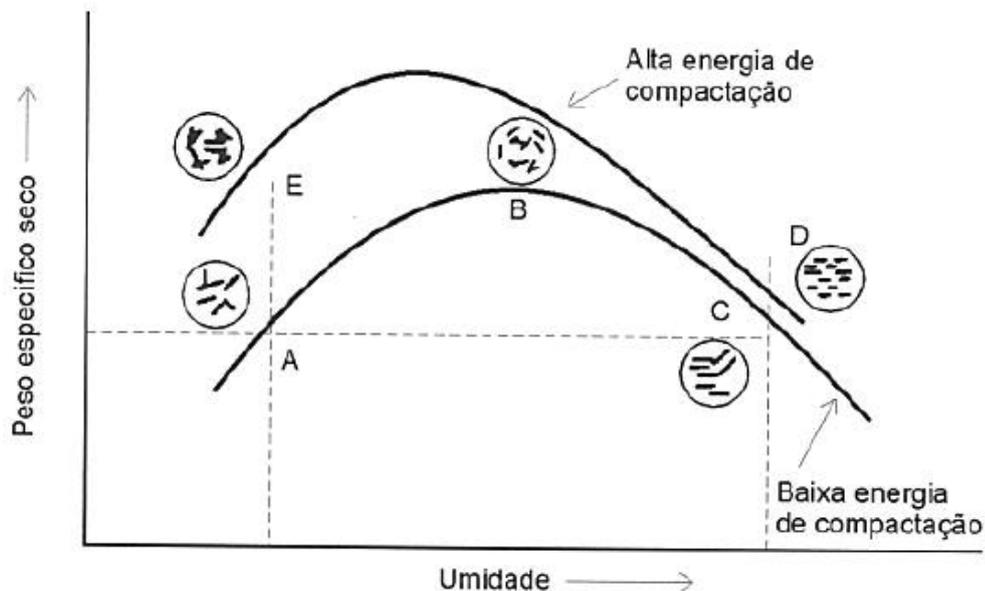


Figura 21: Estrutura de solos compactados (LAMBE, 1958a; PINTO, 2006)

Pacey (1956) mostra em sua tese de doutorado esta orientação das partículas de argila ao longo da curva de compactação através de técnicas ópticas. Percebe-se que de fato no ramo seco as partículas estão mais aleatorizadas enquanto no ramo úmido tornam-se mais paralelas.

Ainda se tratando de solos argilosos, Lambe (1958b) destacou que argilas compactadas no ramo seco apresentam maior permeabilidade do que aquelas compactadas no ramo úmido. Adicionalmente, o autor afirmou que, em níveis e tensões baixas, as argilas são mais compressíveis quando compactadas no ramo úmido e, em tensões mais elevadas, são mais compressíveis quando compactadas no ramo seco.

No que diz respeito à resistência em diferentes pontos da curva de compactação, Caputo (1988) mostra o conceito de índice de resistência (ou resistência à penetração), onde se utiliza uma agulha padrão (agulha de Proctor) para medir o esforço necessário para cravar a agulha em uma camada ou no corpo de prova através de um dinamômetro. Ao realizar a medição deste esforço em diferentes pontos da curva de compactação, nota-se uma maior resistência no ramo seco (Figura 22). Segundo o autor, à primeira vista parece mais conveniente compactar o solo com uma umidade abaixo da umidade ótima ( $h_1$ ), pois sua resistência seria elevada. Porém, em épocas de grande precipitação pluviométrica o solo tenderá a saturar, passando a estar no ramo úmido ( $h_2$ ), reduzindo consideravelmente a sua resistência. Por conta disso, o autor salienta a importância de se realizar a compactação em campo na umidade ótima, onde a resistência ainda é apreciável.

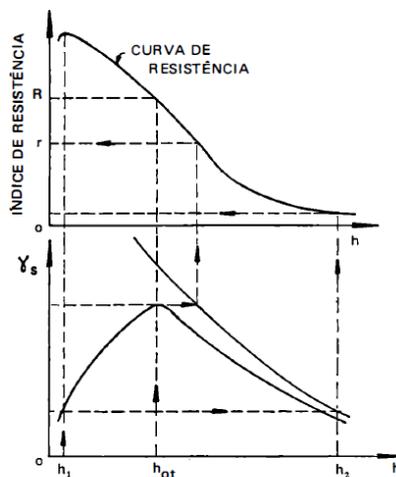


Figura 22; Influência da umidade de compactação na curva de resistência obtida em campo por agulha de Proctor (CAPUTO, 1988)

Seed e Chan (1959) realizaram um extensivo estudo a respeito do comportamento de uma argila arenosa sob diferentes condições de moldagem (estática ou de amassamento) e de umidade de moldagem. A Figura 23 mostram ensaios feitos para mesma energia de compactação para diferentes teores de umidade, mostrando que amostras de caulinita moldadas no ramo seco (ou seja, com estrutura mais floclulada) obtiveram maiores tensões desviadoras ao longo da deformação em ensaios triaxiais não consolidados e não drenados (UU). Ao avaliar amostras com mesmo peso específico aparente secos (amostras 2 e 6), nota-se que para uma mesma deformação as amostras com uma estrutura floclulada podem ter uma tensão desviadora até 15 vezes maior que a amostras com estrutura de partículas mais paralela.

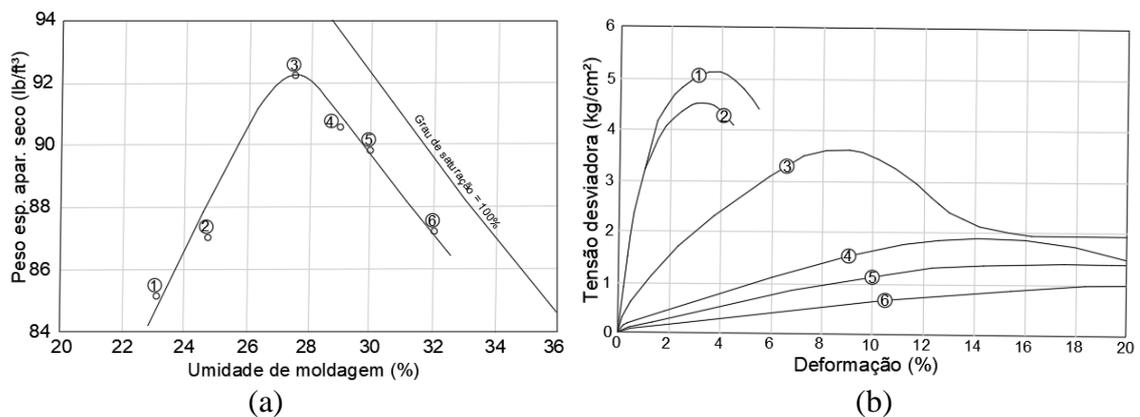


Figura 23: Influência do teor de umidade de moldagem na relação tensão x deformação para amostras de caulinita em ensaios triaxiais não drenados (adaptado de SEED e CHAN, 1959)

Além disso, para uma análise mais precisa da influência da estrutura do solo (que no caso anterior sofre efeitos das diferenças dos pesos específicos e do próprio teor de umidade, por ser ensaio UU) os autores também avaliaram a resistência de amostras no ramo seco e úmido de uma argila siltosa da curva de compactação submersas por uma semana (Figura 24), observando que, para mesmas umidades no ensaio triaxial, o arranjo estrutural da amostra moldada no ramo seco (amostra 1) ainda assim garantiu uma maior resistência inicial se comparado à amostra moldada no ramo úmido (amostra 2).

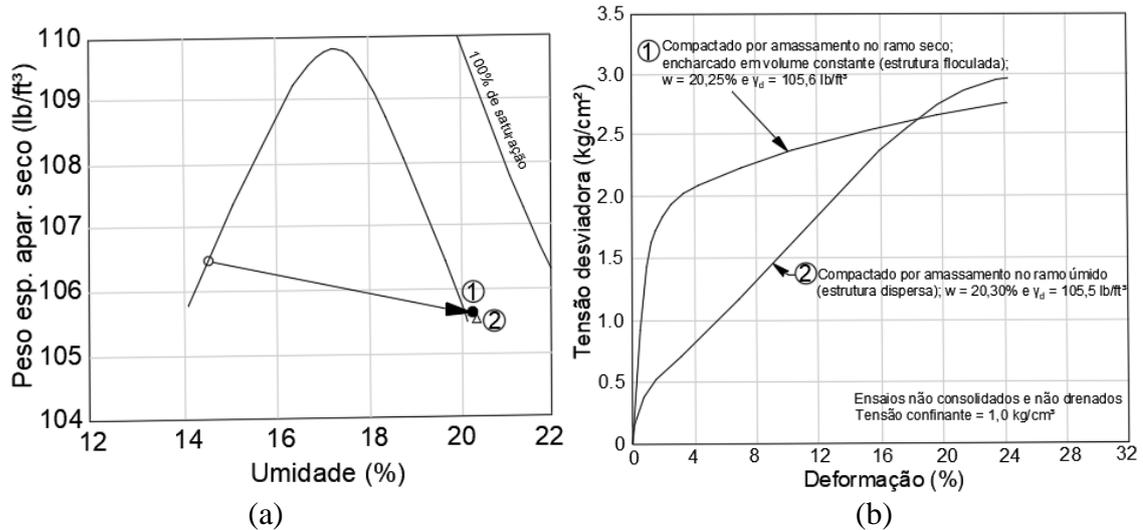


Figura 24: Influência da estrutura do solo para amostras de argila siltosa submersas por seis dias (adaptado de SEED e CHAN, 1959)

Em ensaios triaxiais consolidados e drenados (CID), Consoli e Carraro (1998) e Consoli *et al.* (2001) estudaram a influência de um solo arenoso com cinza volante e cal de carbureto em três pontos da curva de compactação. Os pontos em questão estão:

- Na umidade ótima ( $w = 16,9\%$ ) e densidade máxima ( $\gamma_d = 16,0$  kN/m<sup>3</sup>);
- No ramo seco ( $w = 14,5\%$  e  $\gamma_d = 15,6$  kN/m<sup>3</sup>);
- No ramo úmido ( $w = 18,5\%$  e  $\gamma_d = 15,6$  kN/m<sup>3</sup>);

Dessa forma, através de ensaios triaxiais drenados, os autores concluíram que quando o ensaio é feito após a moldagem (tempo de cura igual a 0) a resistência máxima obtida aconteceu na umidade ótima e densidade máxima, enquanto uma maior rigidez foi observada no ramo seco (Figura 25a). Ao se aumentar o tempo de cura para 28 dias, nota-se que tanto a resistência e a rigidez têm seus valores máximos no ramo seco (Figura 25b).

Assim como Seed e Chen (1959), os autores sugerem que tal comportamento é resultado da estrutura conferida pela compactação, principalmente densidade e empacotamento, que predomina a curto prazo, e por conta da formação de uma matriz cimentícia após o desenvolvimento das reações pozolônicas.

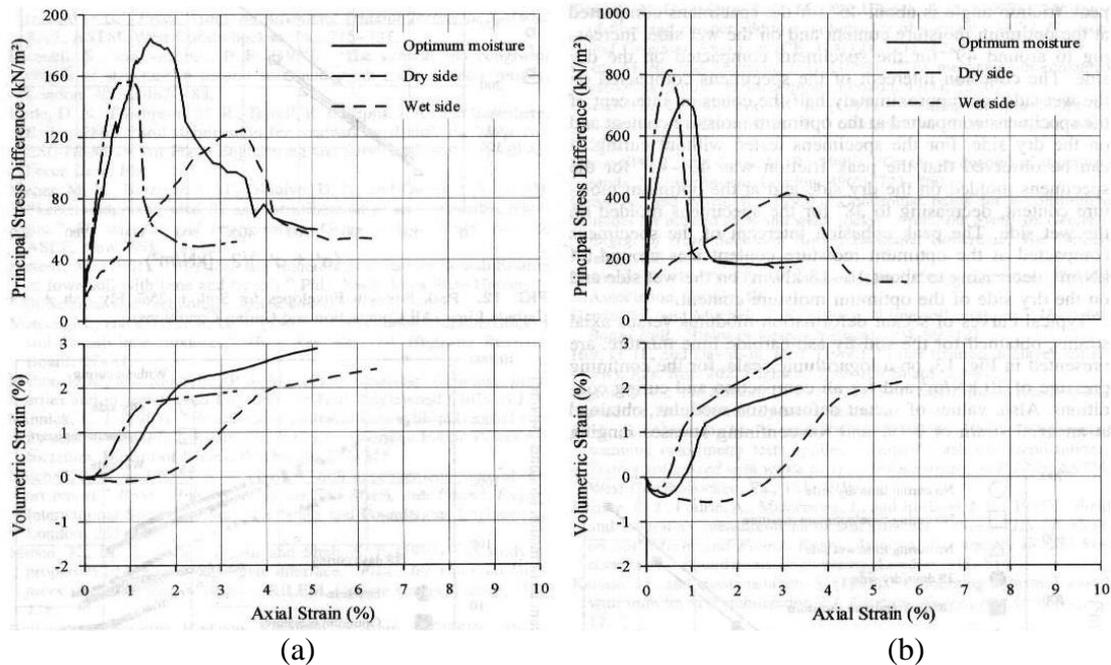


Figura 25: Resultados triaxiais de ensaios triaxiais em diferentes pontos da curva de compactação (a) sem cura e (b) com 28 dias de cura (CONSOLI *et al.*, 2001)

Guedes *et al.* (2024), ao estudarem o efeito de fibras em rejeito de minério ferro cimentado em diferentes pontos da curva de compactação (Figura 26), percebe algo semelhante ao discutido por Consoli *et al.* (2001), onde quanto mais seco o material maior a resistência e a rigidez observada para 1% de cimento (mesmo com as diferenças de  $\gamma_d$ , mostrando que a umidade neste caso foi mais influente que o peso específico do material).

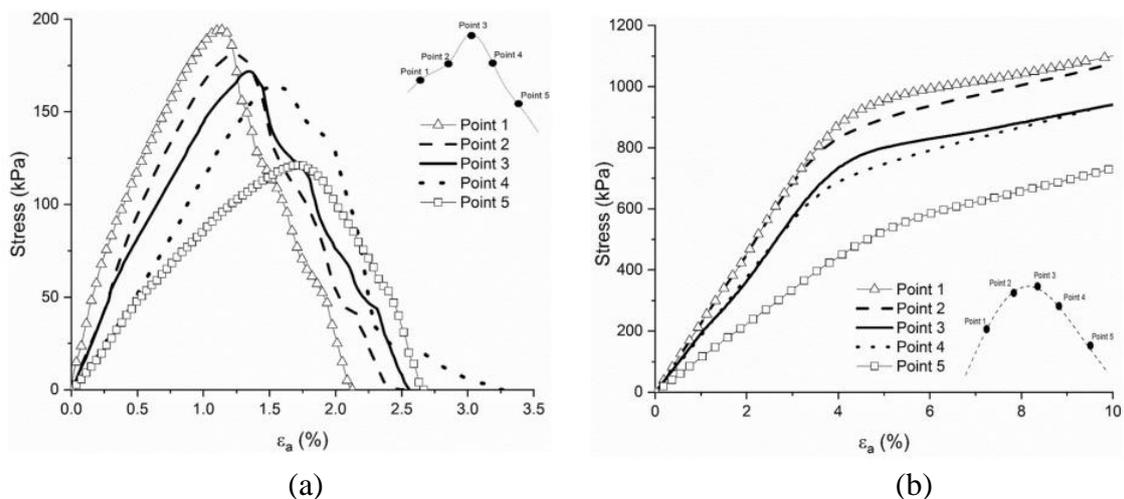


Figura 26: Comportamento tensão  $\times$  deformação em ensaio de RCS para um rejeito de ferro em diferentes pontos da curva de compactação (a) sem fibra e (b) com fibra de polipropileno (GUEDES *et al.*, 2024)

#### 2.4.2. Resistência ao cisalhamento

A ruptura de materiais geotécnicos é quase sempre um fenômeno de cisalhamento, sendo a resistência ao cisalhamento de um solo definida como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura estiver ocorrendo. Por isso, deve-se entender a natureza da resistência ao cisalhamento ao analisar os problemas de estabilidade do solo, tais como capacidade de carga, estabilidade de taludes e pressão lateral em estruturas de contenção de terra (PINTO, 2006; DAS, 2007).

O deslocamento que surge ao se aplicar tensões cisalhantes envolve um grande número de grãos, podendo eles deslizarem entre si ou rolarem uns sobre os outros, acomodando-se em vazios que encontrem no percurso. Assim, um fenômeno importante na resistência ao cisalhamento é o atrito entre estes grãos de solo, pois sabe-se que a maior porção de resistência ao cisalhamento de um solo é consequência do atrito entre as partículas do material (LAMBE E WHITMAN, 1969; PINTO, 2006; DAS, 2007).

Este atrito atua de diferentes formas em solos arenosos e argilosos. No caso de areias, as forças transmitidas nos contatos entre os grãos são suficientemente grandes para expulsar a água da superfície, de tal forma que os contatos ocorrem realmente entre os dois minerais. No caso das argilas, o número de partículas é muito maior, sendo a parcela da força transmitida em cada contato extremamente reduzida. Além disso, estas partículas são envolvidas por moléculas de água quimicamente adsorvidas, sendo estas moléculas as responsáveis por pela transmissão das forças de contato, visto que estas não são suficientes para remover esta água (PINTO, 2006).

O ângulo de atrito é dependente da tensão normal atuante no plano de cisalhamento ( $\sigma$ ), ou seja, quanto maior a tensão normal, maior o atrito interno entre as partículas de solo e, consequentemente, maior a resistência ao cisalhamento. Em contrapartida, a atração química entre estas partículas pode provocar uma resistência independente da tensão normal e que constitui uma coesão real, sendo presente em solos com cimentação natural ou artificial. Solos arenosos e siltes inorgânicos não possuem coesão, enquanto argilas normalmente adensadas podem ter valores próximo de zero e argilas pré-adensadas tem valores maiores que zero (PINTO, 2006; DAS, 2007).

Assim, a partir da aplicação de diferentes amostras em diferentes tensões de confinamento (para variação da tensão normal) em ensaios triaxiais ou *simple shear*, é possível definir o ângulo de atrito ( $\varphi'$ ) e a coesão ( $c'$ ) em termos efetivos a partir do critério que Mohr-Coulomb, cuja equação é mostrada abaixo (Equação 1). Por ser uma equação linear, esta representa a reta que tangencia os círculos de Mohr de ruptura formados para cada amostra.

$$\tau = c' + \sigma' \tan\varphi' \quad (\text{Equação 1})$$

Porém, a envoltória de Mohr não necessariamente se comportará como uma reta, como mostrado por Bishop *et al.* (1965). Segundo Pinto (2006), afirmar que a envoltória é uma reta que passa pela origem representa, na verdade, uma simplificação adotada na prática. Assim, ensaios realizados com elevada precisão revelam que os diferentes círculos de Mohr na ruptura resultam em envoltórias de resistência com características curvas, onde o ângulo de atrito varia dependendo da tensão confinante analisada (Figura 27). No que diz respeito ao comportamento das trajetórias de tensões no plano  $p' \times q$ , se a envoltória de Mohr para um determinado solo tem comportamento curvo, a linha  $K_f$  também terá (LAMBE; WHITMAN, 1969). A Figura 28 mostra a curvatura da envoltória de Mohr e da linha  $K_f$  e seus ajustes lineares para, assim, ser possível encontrar os parâmetros de resistência da Equação 1. Segundo Lambe e Whitman (1969), este comportamento curvilíneo é comum em solos granulares ensaios com grandes variações de tensões confinantes, Wu e Tung (2020) complementam que esta curvatura é típica em ensaios de amostras fortemente compactadas. A aproximação linear deve ser feita conforme os níveis de tensões empregados (MITCHELL, 1993), imaginando-se que estas tensões serão as encontradas em campo.

Por conta disso, o fenômeno físico de coesão não deve ser confundido com a coesão correspondente a equação de resistência ao cisalhamento. Embora leve o mesmo nome, esta indica simplesmente o intercepto de uma equação linear de resistência válida para uma faixa de tensões mais elevada, e não para tensão normal nula (PINTO, 2006).

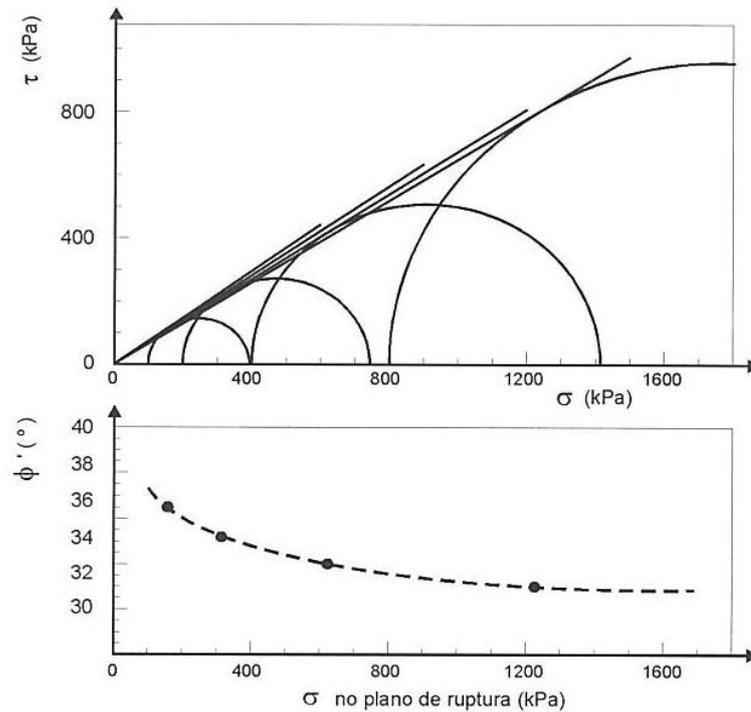


Figura 27: Variação do ângulo de atrito interno de uma areia ao aumentar a tensão confinante (PINTO, 2006)

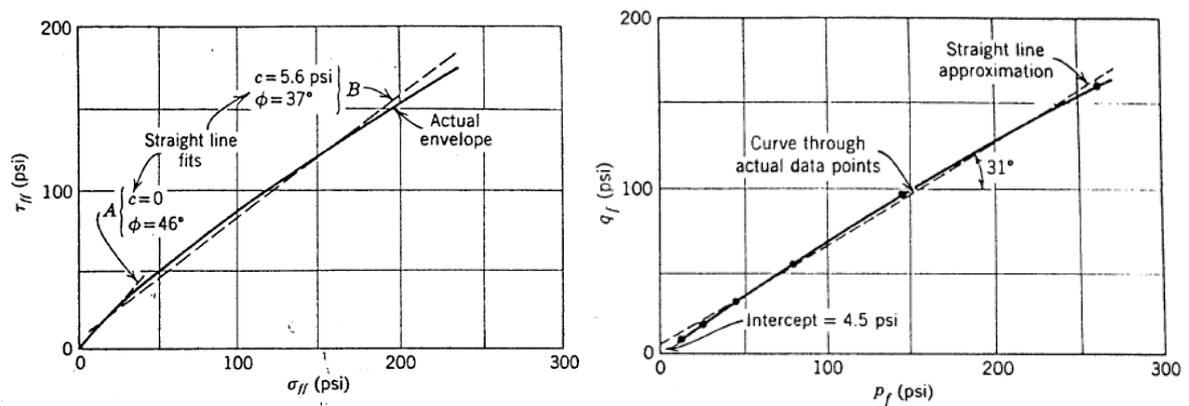


Figura 28: Representação da curvatura da envoltória de Mohr e sua aproximação linear (a) no plano tensão cisalhante  $\times$  tensão normal e (b) no plano  $p' \times q$  (LAMBE; WHITMAN, 1969)

No caso dos parâmetros de resistência para rejeitos de minério de ferro, a Tabela 2 mostra um compilado de valores típicos encontrado na literatura, tanto do intercepto coesivo quanto dos ângulos de atrito observados por cada autor.

Tabela 2: Compilado de valores de ângulo de atrito e intercepto coesivo de resíduos de minério de ferro na literatura (Adaptado de Farenzena, 2023)

<b>Origem</b>	<b>Intercepto coesivo (kPa)</b>	<b>Ângulo de atrito de pico (°)</b>	<b>Referência</b>
Brasil	0	35,0 – 43,0	Presotti (2002)
Brasil	0 – 6,0	31,0 – 39,0	Pereira (2005)
Brasil	0	40,0	Motta (2008)
China	0 – 28,5	32,0 – 38,0	Hu et al. (2017)
Brasil	0	35,1	Mafessoli (2022)
Brasil	0	33,0 – 39,3	Consoli et al. (2023b)
Brasil	0	31,8 – 35,4	Farenzena (2023)
Brasil	0	33,7	Medina et al. (2024)

Segundo Fotovvat *et al.* (2024), quando um solo granular solto saturado (“contrativo”) é submetido a uma carga de cisalhamento não drenado, é gerado um excesso de pressão de água nos poros, resultando em uma diminuição da tensão efetiva média.

A respeito do comportamento de materiais densos em diferentes tipos de ensaios de laboratório não drenados, Yoshimine *et al.* (1999) mostram, através da Figura 29, o comportamento de uma areia com densidade relativa ( $D_r$ ) entre 33-36% submetida a ensaios triaxiais por compressão (TC) e por extensão (TE) e simple shear (SS). Os autores perceberam que o ensaio triaxial por compressão a amostra teve uma tendência mais dilatante enquanto no ensaio triaxial por extensão esta tendência foi totalmente contrativa, a ponto de se liquefazer. O ensaio *simple shear*, por sua vez, teve um comportamento intermediário entre ambos.

É possível observar um ponto de mudança de comportamento de  $p'$  (no ensaio triaxial de compressão e *simple shear* da Figura 29), onde há uma queda inicial (tendência à contração, geração de poropressão positiva) seguido por um crescimento posterior (onde inicia a tendência à dilatação, geração de poropressão negativa). Este ponto é chamado de transformação de fase, tendo consequências importantes na resposta posterior do material (Zlatovic e Ishihara, 1997).

Em resumo, a transformação de fase é o ponto de menor valor encontrado de  $p'$  para amostras que apresentam alguma tendência dilatante posterior.

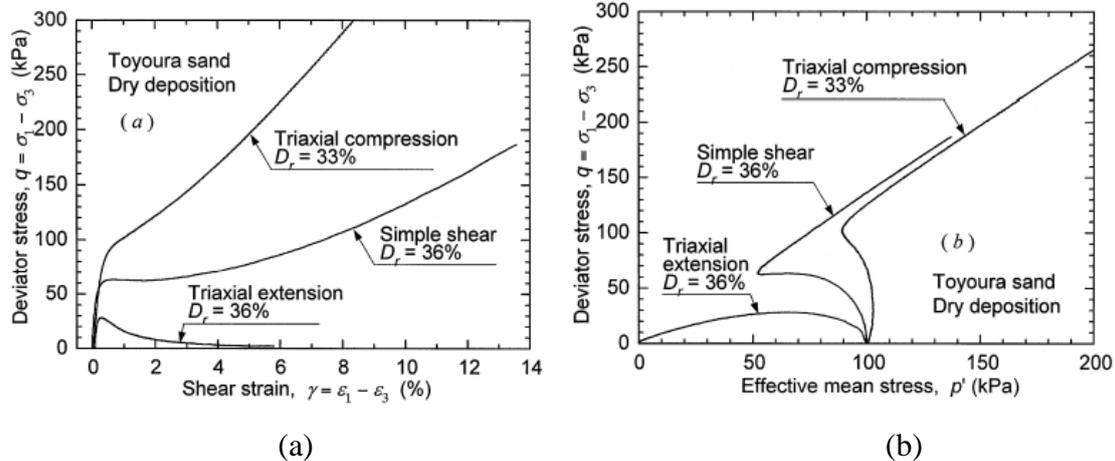


Figura 29: Comportamento de uma areia em diferentes ensaios de resistência (YOSHIMINE et al., 1999)

Outro termo importante no estudo de tensões em solos, rejeitos e materiais particulados é o arranjo estrutural das partículas que o compõe (Mitchell e Soga, 2005). Ao se moldar amostras em diferentes umidades de compactação, o arranjo estrutural formado pode influenciar nos resultados de resistência sob condições idênticas de cargas aplicadas (Yang *et al.*, 2008), como já discutido também na subseção anterior nos trabalhos de Seed e Chan (1959) Consoli *et al.* (2001) e Guedes *et al.* (2024).

Segundo Diaz-Rodriguez e Moreno-Carrizales (2001), o arranjo estrutural (do inglês, *fabric*) é um conceito estudado desde o início do século passado e de grande relevância. Este termo refere-se à orientação e ao arranjo geométrico das partículas ou grãos minerais, uma vez que, segundo os autores, o comportamento mecânico de um material particulado, constituído por indivíduos de vários componentes diferentes (incluindo poros ou vazios) não é, em geral, simplesmente dado pela soma das reações individuais, sendo geralmente mais importante para todo o sistema as interações e interferências mútuas entre esses indivíduos, que são influenciados pelo arranjo estrutural.

Chang, Heymann e Clayton (2011) estudaram o arranjo estrutural a partir de três formas preparação de amostras diferente (*undisturbed, moist tamping e slurry*) de um rejeito de ouro

localizado na África do Sul, em três áreas diferentes denominadas lagoa (*pond*), zona intermediária (*middle beach*) e zona superior (*upper beach*), sendo a lagoa um rejeito siltoso e os demais são areias siltosas. Segundo os autores, os resultados de cisalhamento em ensaio triaxial não drenado mostraram que o arranjo estrutural não teve efeito no ângulo de atrito ou no parâmetro de estado crítico (M). Isto também está de acordo com as pesquisas de Ishihara (1993), Zlatovic e Ishihara (1997) e Li e Coop (2019).

Além disso, Chang, Heymann e Clayton (2011) e Zlatovic e Ishihara (1997) concordam em dizer que o arranjo estrutural influencia no comportamento contrativo e dilatante das amostras moldadas em diferentes métodos. Li e Coop (2019), contudo, não percebem tal efeito do arranjo estrutural em sua pesquisa, onde avaliaram uma barragem chinesa também em três pontos da barragem.

No que diz respeito de a compactação ser feita de forma seca e úmida, Zlatovic e Ishihara (1997), realizaram a preparação da amostra por três tipos diferentes de compactação (*dry compaction*, *water compaction* e *moist placement*) para avaliar o efeito do arranjo estrutural dos grãos do solo. Os autores constataram que para um material arenoso (*Nevada sand*) a compactação feita de forma seca (*dry compaction*) teve uma tendência mais contrativa se comparado a compactação feita de forma úmida (*moist placement*) e com mesmo índice de vazios (Figura 30). Ao realizar o mesmo experimento para um solo silto-arenoso (*Lagunillas sandy silt*) pouca diferença se vê entre os dois métodos, tendendo a não ter um comportamento dilatante por estar em condições mais fofas que o solo anterior. Dessa forma, percebe-se que a umidade de moldagem é influenciada pelo arranjo estrutural no que se refere a tendência contrativa e dilatativa do material. Além disso, nota-se também que estas variações são mais evidentes em materiais granulares. Yang *et al.* (2008) observa algo semelhante ao mostrado na Figura 30a que, da mesma forma, realizou ensaios triaxiais com solos granulares (*Toyoura sand*).

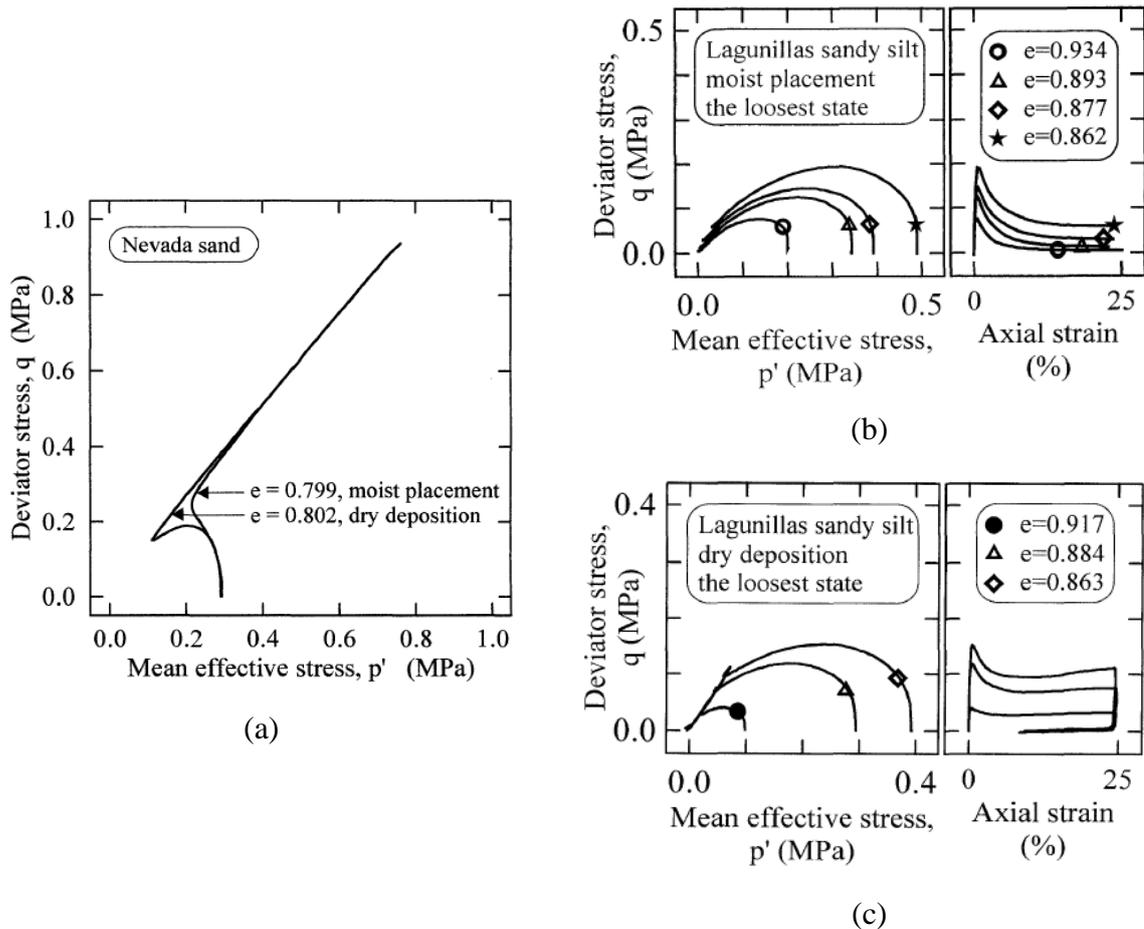


Figura 30: Avaliação da influência do tipo de moldagem (*dry deposition* e *moist placement*) em ensaios triaxiais não drenados para (a) *Nevada sand*, (b) e (c) *Lagunillas sandy silt* (ZLATOVIC e ISHIHARA, 1997)

Ainda sobre o comportamento de materiais em diferentes granulometrias, Yamamuro e Lade (1997) estudam a tendência de duas areias diferentes (Figura 31a) de ocorrer liquefação estática, sendo a primeira a *Ottawa sand* (sem finos passantes na peneira n. 200) e a segunda a *Nevada sand* (com 6% de finos passante na peneira n.200). Assim, com a aplicação de ensaios triaxiais não drenados com baixa tensão confinante (25 kPa) e em suas condições mais soltas os autores constatarem que a *Ottawa sand*, mesmo que com menor densidade relativa, apresenta notáveis tendências dilativas, enquanto a *Nevada sand* liquefaz (Figura 31b). Para a *Ottawa sand* liquefazer também os autores dizem que esta teria que estar com uma densidade relativa ( $D_r$ ) de 0%. Dessa forma, os autores pontuam a presença de finos como principal razão para a ocorrência da liquefação estática.

Esta questão de materiais granulares terem maior tendência dilatativa foi observado também por Dai, Yang e Zhou (2016) e por Cherif Taiba *et al.* (2018).

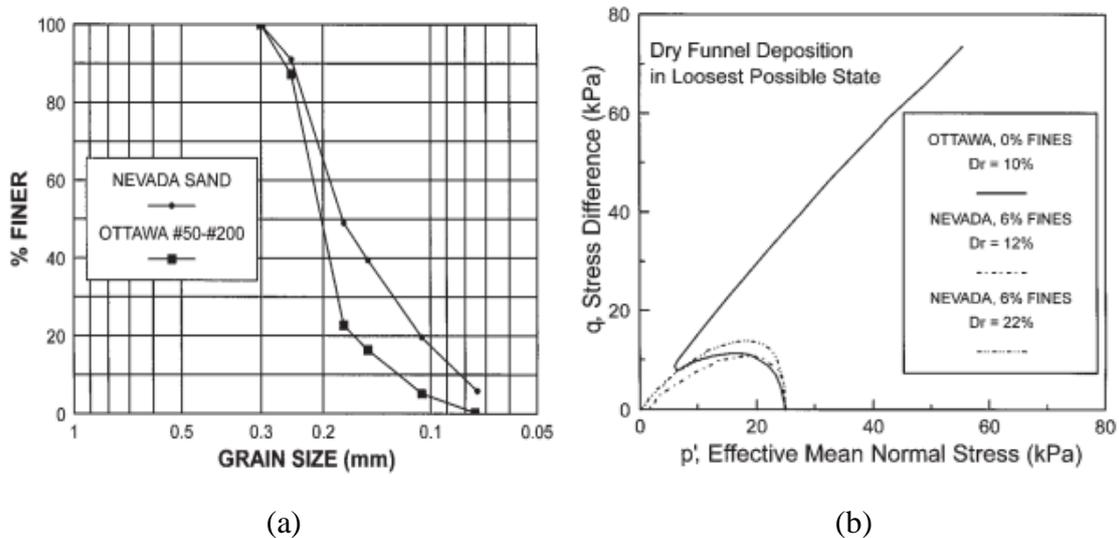


Figura 31: (a) Granulometria e (b) ensaio triaxial não drenado da areia de Ottawa e de Nevada (YAMAMURO e LADE, 1997; LADE e YAMAMURO, 1997)

A partir de seus estudos, Lade e Yamamuro (1997) explicam que esta tendência dilatante para materiais puramente arenosos depositado em estado solto se deve ao contato entre os grãos de areia e siltes (Figura 32). Um solo com poucas partículas finas permite um maior contato entre os grãos grossos, garantindo assim uma maior dilatância e reduzindo a possibilidade de liquefação estática. Por sua vez, Yamamuro e Covert (2001) mostram que ao aumentar o teor de siltes no solo, este tem maiores contrações iniciais e tendências dilatantes mais suaves, por conta do contato entre os grãos mais grosseiros ocorrerem em maior proporção apenas para maiores deformações (Figura 33).

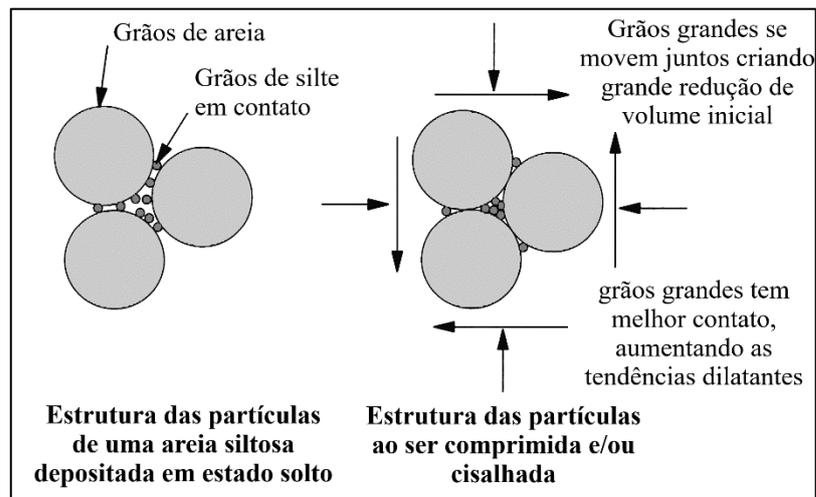


Figura 32: Esquemática do contato dos grãos de areia e siltes ao ser comprimido e/ou cisalhado (adaptado de LADE e YAMAMURO, 1997)

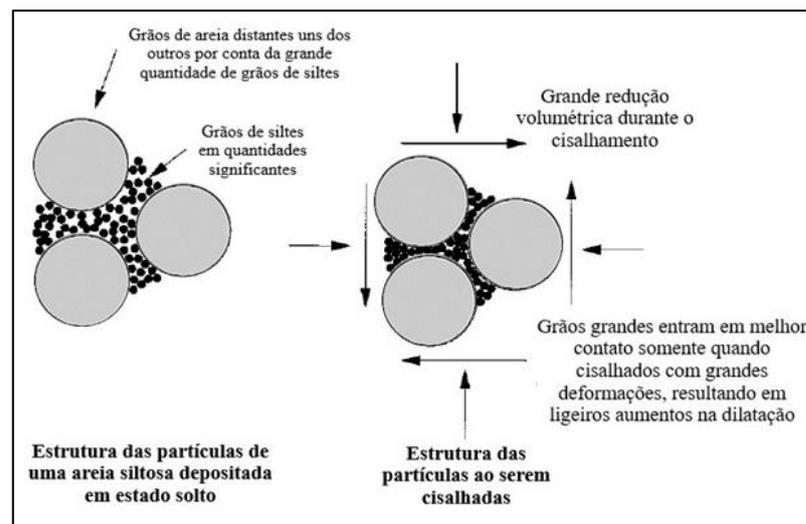


Figura 33: Esquemática do contato dos grãos de areia em uma maior quantidade de siltes (adaptado de YAMAMURO E COVERT, 2001)

Para diferentes teores de finos de um mesmo rejeito, Carrera, Coop e Lancellotta (2011) realizaram uma avaliação do comportamento mecânico do rejeito da barragem de Stava em diferentes proporções de areias e siltes (100% areia, 100% silte, 70/30, 50/50 e 30/70). Ao analisar a suscetibilidade à liquefação nessas proporções, constataram que um teor de silte em torno de 30% é o mais suscetível. Isso ocorre porque a densidade relativa necessária para atingir a liquefação é superior aos requisitos de outras misturas. Segundo os autores, tal constatação implica que um aterro de barragem composto por areia misturada com uma quantidade

relativamente pequena de finos (como geralmente ocorre ao separar a areia dos finos por meio de um hidrociclone) é significativamente mais propenso à liquefação, mesmo quando o índice de vazios é inferior ao da areia pura.

Além disso, ao avaliar a linha de estado crítico (CSL, *critical state line*) de seus ensaios triaxiais, os autores notaram que seu ângulo foi considerado muito semelhante para todos os solos investigados, provavelmente devido à sua origem comum e, portanto, à mineralogia e formatos de partículas semelhantes para todas as classificações.

No que se refere ao formato e rugosidade de partículas, Cavarretta, Coop e O'Sullivan (2010) realizaram ensaios edométricos e triaxiais em solos granulares com partículas de diferentes rugosidades e formatos. Os autores notaram que a influência do formato das partículas foi muito mais perceptível do que a influência da rugosidade da superfície (e, portanto, do atrito entre partículas). No aparelho edométrico, as partículas mais angulares exibiram maior plasticidade em sua resposta, ou seja, a diminuição do volume específico durante o ciclo de carga-descarga experimentado em cada ensaio foi maior para as partículas angulares do que para as partículas esféricas. Embora a rugosidade das partículas tenha afetado o comportamento de compressão pré-escoamento, a influência da forma foi significativamente mais acentuada. A resposta observada nos ensaios triaxiais também foi muito mais sensível ao formato da partícula em comparação com a rugosidade superficial. Na região de pequenas deformações, Clayton e Heymann (2001) demonstraram que o formato da partícula pode ter um impacto significativo na rigidez.

## 2.5. ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA

### 2.5.1. Contexto geral

A estabilização química de solos é uma técnica cuja finalidade é modificar as características do sistema solo-água-ar por meio da adição de agentes cimentantes e, como consequência, melhorar as propriedades do solo para aplicação em obras de engenharia. O termo

“estabilização” tem várias definições, Foppa (2005) menciona que além de solo estabilizado, termos como solo melhorado, solo modificado e solo tratado também são comumente utilizados.

Mitchell (1981) diz que dentre os vários métodos de melhoria do solo, a adição de vários tipos de materiais é o mais antigo e o mais difundido, sendo utilizada há centenas de anos nas obras de engenharia. Dentre os materiais químicos utilizados para a melhoria das propriedades dos solos, os dois mais bem sucedidos são o cimento Portland e a cal hidratada (MOH, 1965).

Na engenharia geotécnica, o estudo da estabilização química dos solos vem crescendo nas últimas décadas, principalmente devido à necessidade cada vez maior de se encontrar alternativas que garantam a capacidade de suporte desejada de forma econômica e sustentável.

A adoção desta técnica é costumeiramente muito empregada nas rodovias, ao se estabilizar quimicamente as camadas de base e sub-base, principalmente com solo-cimento e solo-cal. Neste sentido, a literatura traz bastante material referente à estabilização de solos para rodovias e, inclusive, com especificações de execução em campo e em laboratório já definidas em normas (NBR 12025, 2012; NBR 12253, 2012; NBR 12254, 2013).

Apesar disso, o estudo se abrange para outras áreas da engenharia também, como mostra Edler *et al.* (2012) que cita diversos autores que estudaram a possibilidade de uso de solo-cimento como material componente de estacas escavadas e afirmam que o solo-cimento é um material de grande potencialidade para ser aplicado em fundações para obras de pequeno porte. Além disso, outra aplicação desta técnica se refere ao caso de rejeitos filtrados e dispostos em pilhas, ainda com pouco estudo e que será avaliado na presente tese.

O fator econômico, aliado ao bom desempenho do material frente às solicitações impostas, é o que determina a melhor solução a ser adotada para todo o projeto de engenharia (YODER E WITCZAK, 1975). Consoli *et al.* (2007) dizem, por exemplo, que o uso de bases granulares se torna inviável quando o local de empréstimo está muito distante do canteiro de obras. Isso é reforçado por Bernucci *et al.* (2008), onde os autores dizem que o solo-cimento foi largamente empregado na década de 1960 quando as obras de pavimentação se estenderam para regiões com escassez de pedreiras. Dessa forma, a alteração das propriedades do solo (estabilização do solo) vem sendo uma alternativa de bastante interesse na engenharia civil.

Do ponto de vista sustentável, Bernucci *et al.* (2008) ressaltam a existência de materiais de uso crescente em pavimentação, decorrentes de reutilização e reciclagem: escória de alto-forno; agregado reciclado de resíduo sólido de construção civil e demolições; rejeitos de extração de rochas ornamentais; mistura asfáltica fresada etc. Segundo Disfany *et al.* (2012), a reciclagem é uma das principais estratégias para a minimização de resíduos, gerando benefícios como a redução da demanda por novos recursos, o uso de resíduos que seriam lançados em aterros sanitários e a redução dos custos de transporte e energia.

Makusa (2012), diz que ao se estabilizar o solo quimicamente com algum agente cimentante, há diversas melhorias nas suas propriedades geotécnicas, como resistência, permeabilidade, compressibilidade e durabilidade. Castro (1995), por sua vez, observa que ao adicionar cal ou cimento ao solo há quase que imediatamente uma série de modificações, sendo elas:

- a) Alteração da granulometria do solo;
- b) Melhora sensível na trabalhabilidade do solo;
- c) Alteração drástica da relação solo-água;
- d) Aumento da resistência mecânica do solo (tanto da resistência à compressão simples quanto da resistência ao cisalhamento).

Na UFRGS, este tema tem ganhado destaque nas últimas décadas, sendo publicados diversos artigos sobre estabilização de solos com cimento, cal, pozolanas e etc. (CONSOLI *et al.*, 2001, 2007, 2009a, 2009b, 2011, 2014, 2017a, 2017b, 2017c, 2017d, 2018a, 2018b, 2018c, 2019, 2022).

### 2.5.2. Estabilização com cimento

O solo-cimento é o material resultante da mistura de solo, cimento Portland e água. Esse produto, após a compactação na umidade ótima, adquire resistência através das reações de hidratação do cimento e, assim, há melhoras nas propriedades da mistura. (BAUER, 1994; ISAIA, 2007).

Na pavimentação, Bernucci *et al.* (2008) dizem que o solo, para ser estabilizado com cimento de forma econômica, deve ter certa proporção de areia, pois caso tenha um percentual muito

alto de argila pode exigir um teor muito elevado de cimento e se tornar demasiadamente oneroso, além da alta retração que pode apresentar. A faixa viável é de aproximadamente 5 a 9% de cimento em relação à massa total.

A proporção de cimento misturado ao solo deve ser tal que garanta a resistência e rigidez adequada de projeto com o menor custo possível. Como o cimento tem maior custo que o solo, é interessante que se faça avaliações laboratoriais para verificar o teor mínimo necessário deste material cimentante. Mitchell (1981) diz que quantidades entre 3% e 10% de cimento Portland são adequadas para solos arenosos e pouco plásticos. Yoder e Witczak (1975), por sua vez, citam quantidades entre 5% e 12% para solos arenosos, 15% a 20% para solos argilosos e 2% a 6% para misturas com pedregulhos.

Segundo a ABCP (2004) o solo deve possuir as seguintes características para ser empregado normalmente:

- e) Diâmetro máximo = 75 mm;
- f) Material passante na peneira n°4 (4,8 mm)  $\geq 50\%$ ;
- g) Material passante na peneira n°40 (0,42 mm) de 15% a 100%;
- h) Material passante na peneira n°200 (0,075 mm)  $\leq 50\%$ ;
- i) Limite de liquidez  $\leq 40\%$ ;
- j) Índice de plasticidade  $\leq 18\%$ .

Com relação granulometria, Segantini (2000), Isaia (2007) e Souza *et al.* (2008) consideram os solos arenosos como os mais adequados para a estabilização com cimento, pois as areias grossas e pedregulhos são inertes, com função apenas de enchimento, favorecendo assim a liberação de maiores quantidades de cimento para aglomerar os grãos menores. Apesar disso, os solos devem ter um teor mínimo de fração fina (superiores a 20% pela experiência), pois a resistência inicial do solo-cimento compactado se deve à fração fina, além de proporcionar uma melhor compactação (ISAIA, 2007). De forma geral, Ingles e Metcalf (1972) mostram através da Figura 34 que a resistência à compressão simples cresce linearmente quando se aumenta o teor de cimento, com variações na magnitude dependendo da granulometria do solo.

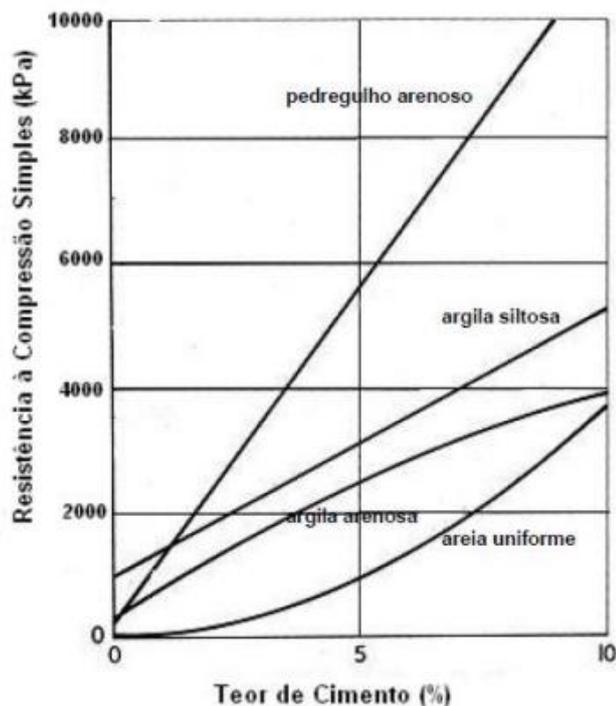
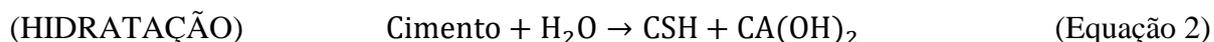
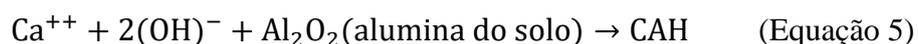
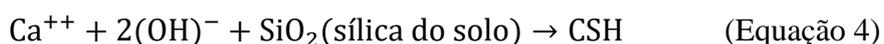


Figura 34: Efeito do teor de cimento sobre a resistência à compressão simples para vários tipos de solos com sete dias de cura (adaptado de INGLES; METCLAF, 1972)

As reações químicas das misturas de solo-cimento são esquematizadas por Moh (1965) através das Equações 2, 3, 4 e 5. As Equações 2 e 3 são chamadas de equações primárias, onde Vendruscolo (1996) e Sales (1998) definem a Equação 2 como a fase de hidratação e a Equação 3 como a fase de hidrólise. Pode-se observar que na fase de hidratação é produzida a cal ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) e na fase de hidrólise acontece a dissociação dessa cal. As Equações 4 e 5 são chamadas de reações secundárias, onde os elementos dissociados na fase de hidrólise reagem com a sílica e a alumina do solo para formar os compostos CSH e CAH, respectivamente, sobre a superfície das partículas de argila ou em sua vizinhança, causando a floculação dos grãos de argila cimentados nos pontos de contato. Vendruscolo (1996) salienta que as reações primárias são características em solos muito granulares e sem argila, enquanto as reações secundárias são características em solos predominantemente argilosos.

Onde  $\text{SiO}_2$  e  $\text{Al}_2\text{O}_3$  representam, respectivamente, as componentes de sílica e alumina presentes no solo enquanto CSH e CAH, os produtos cimentantes formados, geralmente denominados de Silicato Hidratado de Cálcio e Aluminato Hidratado de Cálcio, respectivamente. As letras empregadas nas siglas CSH e CAH são abreviações dos elementos químicos encontrados nos produtos formados: C = CaO; S =  $\text{SiO}_2$ ; A =  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ; e H =  $\text{H}_2\text{O}$ .

**Reações Primárias:****Reações Secundárias:**

No caso da partícula de cimento Portland, esta é uma substância heterogênea contendo fases silicatadas ( $\text{C}_3\text{S}$ ,  $\text{C}_2\text{S}$ ) e fases aluminosas ( $\text{C}_3\text{A}$ ,  $\text{C}_4\text{AF}$ ), onde C = CaO, S = SiO<sub>2</sub>, A = Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, H = H<sub>2</sub>O e F = Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> (SALES, 1998; MOH, 1965).

### 2.5.3. Estabilização com rejeitos de mineração

Com relação à estabilização química de rejeitos de mineração. A literatura mostra aplicações do rejeito como um material alternativo para as estradas e como elemento de construção não estrutural, com o intuito de promover sua reciclagem e reduzir o volume de material disposto em barragens. Compensando assim, possíveis poluições ambientais e protegendo os recursos naturais (BARATI *et al.*, 2020).

De forma geral, a adição de um agente cimentante aos rejeitos de mineração demonstrou aumentar a resistência, reduzir a condutividade hidráulica, aumentar o pH do efluente e estabilizar os metais pesados.

Bastos *et al.* (2016), por exemplo, estudou a viabilidade de rejeitos de minério de ferro de barragens de rejeitos do Quadrilátero Ferrífero como material alternativo para infraestrutura rodoviária. O autor avaliou o rejeito com a aplicação de cimento, cal ou escória de aço, em diferentes proporções em ensaios de compactação Proctor, índice de suporte Califórnia (CBR) e expansão. Um ponto interessante observado na pesquisa de Bastos *et al.* (2016) foi no caso do ensaio de compactação Proctor (Figura 35), onde o autor observou umidades ótimas de aproximadamente 14% para energia normal, 12,5% para energia intermediária e 10% para a

energia modificada, além dos crescimentos da densidade aparente seca máxima quanto maior a energia (aproximadamente 2,30 g/cm<sup>3</sup>; 2,41 g/cm<sup>3</sup> e 2,52 g/cm<sup>3</sup> respectivamente). Além disso, há quedas da densidade aparente seca e aumento da umidade ótima quanto maior o teor do material cimentante (cimento, cal ou escória).

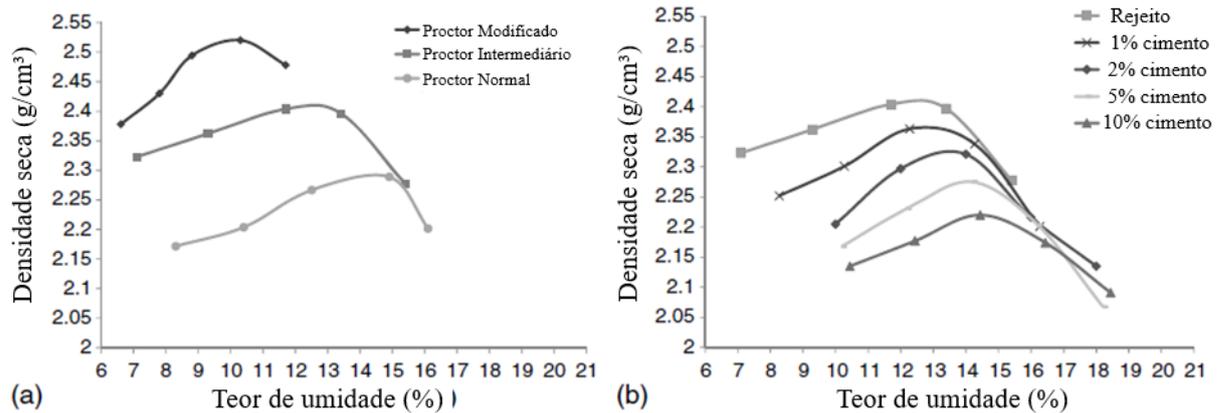


Figura 35: Ensaio de compactação Proctor (a) em diferentes energias e (b) em diferentes teores de cimento (adaptado de BASTOS *et al.*, 2016)

Outra análise feita por Bastos *et al.* (2016) foi a verificação da resistência à compressão simples a sete dias de cura fixando um teor de cimento (5%), um teor de cal (10%) e um teor de escória (10%), como mostra a Figura 36. Os autores observaram uma melhor efetividade do cimento, mesmo em menor teor, alcançando uma resistência de 1,44 MPa quando curado em câmara úmida. Outra avaliação interessante foi a realização de ensaios curados ao ar livre, onde foi visto uma pequena queda nas resistências do material quando estabilizado com cimento, mas um pequeno aumento de resistência para a cal.

Barati *et al.* (2020) estudaram um rejeito de mineração do Irã para diferentes teores de cimento e de bentonita (5%, 10% e 15%) para a aplicação como base e sub-base de pavimentos. Os autores observaram os mesmos comportamentos nas curvas de compactação de Bastos *et al.* (2016), com o decaimento de densidade aparente seca máxima e aumento da umidade ótima ao elevar os teores de cimento. Barati *et al.* (2020) usaram apenas a energia normal de compactação e, para o rejeito sem cimentação, obteve uma umidade ótima em torno de 11% e densidade aparente seca máxima de 2,13 g/cm<sup>3</sup>.

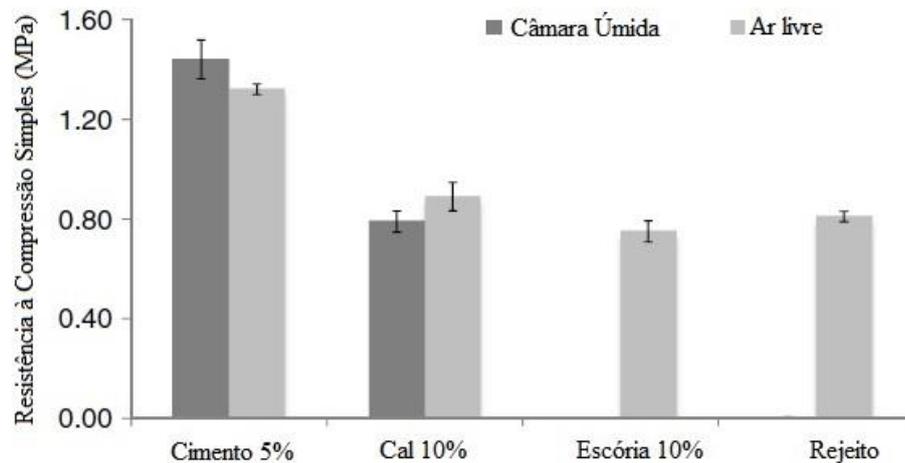


Figura 36: Resultados de resistência à compressão simples para diferentes tipos de agentes cimentantes (adaptado de BASTOS *et al.*, 2016)

No caso da resistência à compressão simples (RCS) obtidos por Barati *et al.* (2020), é possível perceber um comportamento linear do seu rejeito ao variar o teor de cimento independente do tempo de cura (Figura 37), assim como é frequentemente observado nas estabilizações de solos em geral (como a de CONSOLI *et al.*, 2007; ou NUNEZ, 1991).

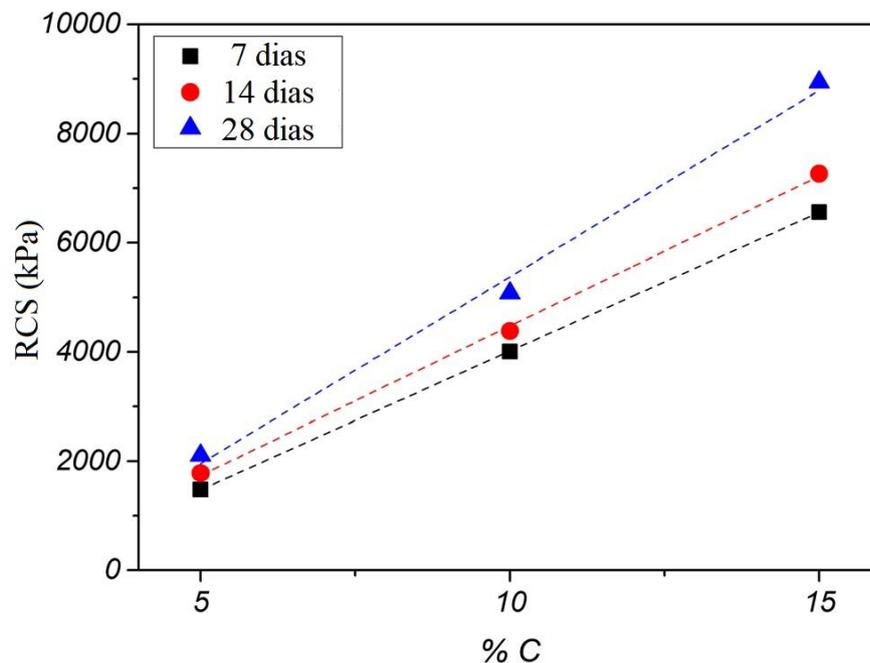


Figura 37: Comportamento de um rejeito de mineração do Irã em diferentes proporções de cimento (adaptado de BARATI *et al.*, 2020)

Swami *et al.* (2007), por sua vez, estudaram o comportamento de um rejeito de mineração de diamante da Índia com teores de 3% e 5% de cimento. Os autores observaram uma umidade ótima de 11,5% e densidade aparente seca máxima de 2,10 g/cm<sup>3</sup> na energia de compactação modificada, semelhante ao encontrado por Barati *et al.* (2020) na energia normal.

Para a RCS, Swami *et al.* (2007) encontraram valores, aos sete dias, de 0,645 kPa para 3% de cimento e 1,332 MPa para 5% de cimento. Como conclusão, os autores dizem que o rejeito nestes teores possui resistência adequada para uso na construção de estradas rurais.

A variação de umidade foi estudada por Mahmood e Mulligan (2010), onde foi investigada a RCS de seis rejeitos de mineração do Canadá com cimento Portland Tipo I. O objetivo dos autores foi avançar os estudos do sistema de disposição de rejeitos espessados e também avaliar a aplicabilidade do rejeito como camada de base de pavimentos. As amostras foram preparadas com diferentes teores de água e teor de cimento constante para avaliar o efeito da relação água-cimento (os teores exatos de umidade e cimento não foram informados, os autores citam apenas a relação água-cimento). A RCS dos rejeitos com cimento variou de 0,5 a 9,6 MPa para uma relação água-cimento variando entre 0,3 e 1,1.

Neste estudo de Mahmood e Mulligan (2010) é visto que, analisando cada rejeito individualmente, há um decréscimo de RCS quanto maior a relação água-cimento, ou seja, quanto mais água no sistema, menores são as resistências obtidas. Porém não há uma correlação única entre a RCS e a relação água-cimento para os seis rejeitos avaliados, o que sugere que diferenças de composição entre os seis rejeitos podem ter contribuído para a variabilidade nas medições de RCS. Cabe salientar também que os corpos de prova moldados pelos autores são cúbicos com dimensões de 2,5cm × 2,5cm × 2,5cm, diferentes dos usualmente empregados na avaliação de RCS.

Gorakhki e Bareither (2017) estudaram o rejeito de duas minas dos EUA estabilizado com dois tipos de fly-ash e também com cimento Tipo I e II em teores de 10%. Os autores fizeram variações nas granulometrias e nos teores de umidades. As granulometrias avaliadas foram divididas em três: Grosso (70,3% de areia, 29,7% de finos), médio (14,2% de areia e 85,8% de finos), fino (0% de areia e 100% de finos). As umidades, porém, não foram analisadas apenas no intervalo dos rejeitos filtrados, mas também no intervalo do rejeito em pasta. Ou seja, o estudo compreendeu os teores de umidade de 50% (teor de sólidos de 70%, ou seja, rejeito em

pasta/espessado), 32% (teor de sólidos de 80%, ou seja, rejeito em pasta) e 18% (teor de sólidos de 90%, ou seja, rejeito filtrado).

Os autores dedicaram a maior parte do estudo nas análises do fly-ash, com resultados de RCS inferiores a 300 kPa para os rejeitos classificados como filtrados, enquanto os classificados como pasta não obtiveram resistência alguma, devido à alta umidade e o baixo teor de sólidos. No caso do cimento, a variação de umidade foi feita apenas em seis corpos de prova, sem a inclusão dos rejeitos filtrados (18% de umidade). Foi constatado que as amostras com 32% de umidade tiveram resistências maiores (entre 1,4 e 1,8 MPa) que os com 50% de umidade (entre 1,2 e 1,0 MPa).

Ao avaliar a variação da granulometria, os autores foram ainda mais conservadores nas análises com cimento, realizando apenas três ensaios, um para cada granulometria. O rejeito classificado como grosso obteve RCS de 2,11 MPa, o classificado como médio 2,19 MPa e o classificado como fino 1,81 MPa. Percebe-se, apesar da baixa amostragem, que há pouca variação na RCS ao se variar a granulometria do rejeito, onde se vê valores levemente maiores para os rejeitos mais grosseiros.

Em ensaios triaxiais drenados, Consoli *et al.* (2022) mostraram o comportamento tensão-deformação de rejeitos de minério de ferro tratado com cimento compactado no teor de umidade ótima e em dois  $\gamma_d$  distintos (no  $\gamma_{d,máx}$  da curva de compactação normal, e também abaixo do  $\gamma_{d,máx}$ ). Os resultados indicaram uma forte resposta de amolecimento (strain-softening) e tendência dilatativa, independentemente da tensão confinante e do  $\gamma_d$  estudado. Além disso, os autores perceberam um ângulo de atrito de pico de  $34,1^\circ$  e este não mudou com a mudança do  $\gamma_d$  (de 17 para 19 kN/m<sup>3</sup>), tendo mudanças apenas no intercepto coesivo (89,9 e 157,2 kPa, respectivamente).

No ensaio *simple shear*, o rejeito de minério de ferro foi analisado por Medina *et al.* (2024) e Farenzena *et al.* (2024). No caso de Medina *et al.* (2024), os autores encontraram um ângulo de atrito de  $33,7^\circ$  e intercepto coesivo nulo para amostras com grau de compactação de 100%, independentemente do método de compactação utilizado (*slurry deposition* ou *moist tamping*).

Farenzena *et al.* (2024), estudaram especificamente o rejeito de minério de ferro da mina de Brucutu com UF = 20% e com  $\gamma_d = 17$  e 19 kN/m<sup>3</sup>. Os autores observaram em suas amostras não cimentadas ângulos de atrito de  $31,8^\circ$  e  $35,4^\circ$ , respectivamente e sem intercepto coesivo (Figura 38). Ao aumentar o teor de cimento álcali ativado em 5%, suas amostras obtiveram

respectivamente um  $\phi'$  de  $33,7^\circ$  e  $36,4^\circ$  e um  $c'$  de 34 e 44 kPa. Além disso, os autores notam que o ângulo de atrito não muda se o teor de cimento álcali ativado for aumentado em apenas 1% (Tabela 3).

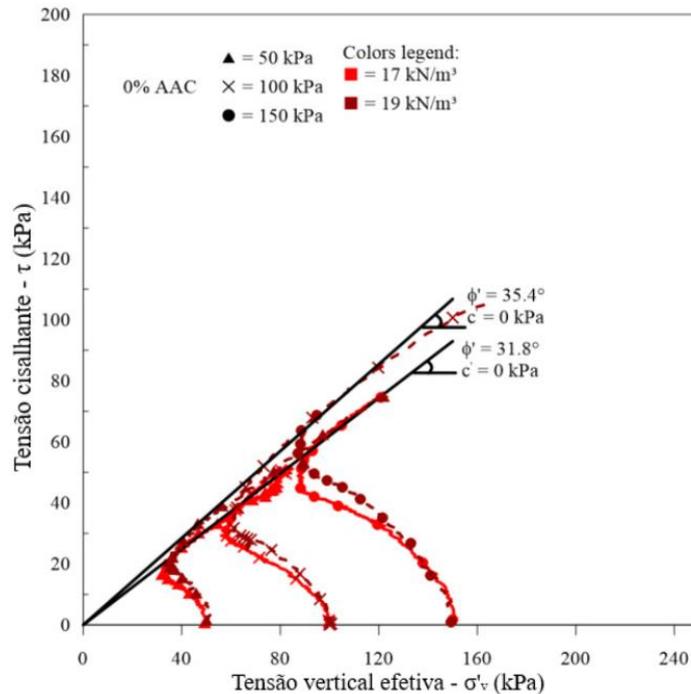


Figura 38: Parâmetros de resistência do rejeito de Brucutu (80/20) não cimentado nas densidades de 17 e 19 kN/m<sup>3</sup> (FARENZENA et al., 2024)

Tabela 3: Parâmetros de resistência do rejeito da mina de Brucutu (80/20) com a adição de cimento álcali-ativado (AAC) em diferentes proporções (FARENZENA et al., 2024)

Amostra	Ângulo de atrito efetivo, $\phi'$ ( $^\circ$ )	Intercepto coesivo efetivo, $c'$ (kPa)	Ângulo de atrito efetivo, $\phi'$ ( $^\circ$ )	Intercepto coesivo efetivo, $c'$ (kPa)
	17 kN/m <sup>3</sup>		19 kN/m <sup>3</sup>	
0% AAC	31,8	0	35,4	0
1% AAC	31,8	4	35,4	4
3% AAC	33,7	19	36,5	25
5% AAC	33,7	34	36,9	44

## 2.6. RELAÇÃO ENTRE POROSIDADE E TEOR VOLUMÉTRICO DE CIMENTO

No caso das dosagens do solo-cimento, Foppa (2005) e Consoli *et al.* (2007) comentam que não existem metodologias de dosagem baseadas em critérios racionais como no caso do concreto, em que a relação água/cimento desempenha um papel fundamental na avaliação da resistência. Dessa forma, os autores introduziram um método racional de dosagem de um solo cimentado artificialmente, cuja base surgiu de um fator proposto inicialmente por Larnach (1960) que correlaciona o volume absoluto de vazios ( $V_V$ ) e o volume absoluto de cimento ( $V_C$ ) para estimativa de resistência do solo. Essa relação vazios/cimento proposta pelo autor é definida pela Equação 6:

$$\frac{V_V}{V_C} = \frac{\text{Volume absoluto de vazios (ar + água)}}{\text{Volume absoluto de cimento}} \quad (\text{Equação 6})$$

Barati *et al.* (2020) mostram bons resultados para a resistência à compressão simples (RCS) e a relação  $V_V/V_C$  para três diferentes teores de cimento (Figura 39). Como já dito, os autores estudaram um rejeito de mineração do Irã e, com isso, pode-se ver que é uma relação aplicável também para este tipo de material.

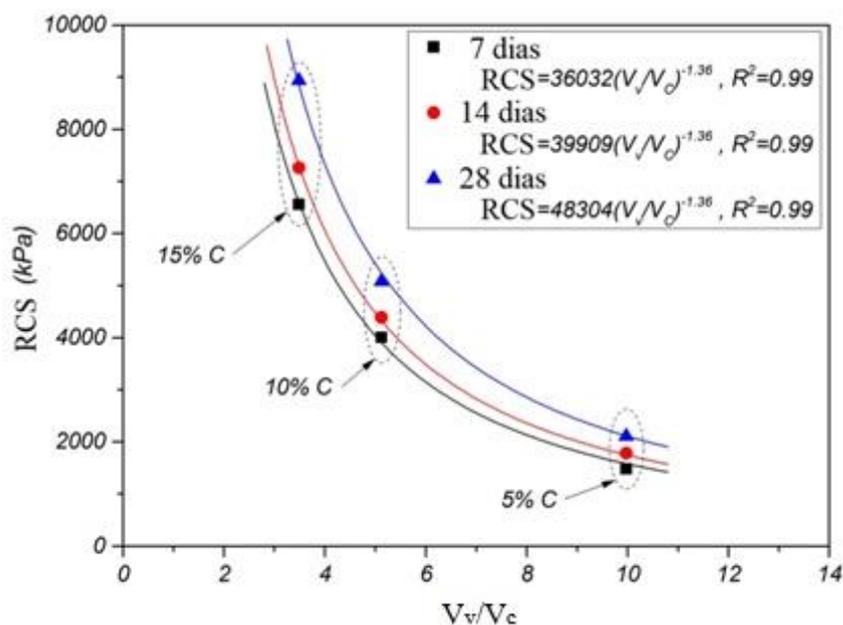


Figura 39: Comportamento de um rejeito de mineração do Irã em diferentes proporções de cimento (adaptado de BARATI *et al.*, 2020)

Partindo dessa relação, Foppa (2005) e Consoli *et al.* (2007) buscaram relações entre o quociente da porosidade ( $\eta$ ) e o teor volumétrico de cimento ( $C_{iv}$ ) e a resistência à compressão simples ( $q_u$ ) de um solo cimentado artificialmente. Para isso, dividiu-se o numerador e o denominador da Equação 6 pelo volume total da amostra ( $V_{tot}$ ), obtendo assim o índice  $\eta/C_{iv}$ , como indica a Equação 7.

$$\frac{V_V}{V_C} = \frac{V_V/V_{tot}}{V_C/V_{tot}} = \frac{\eta}{C_{iv}} \quad (\text{Equação 7})$$

Os autores demonstraram a existência de uma relação do tipo potência entre a resistência à compressão simples do solo artificialmente cimentado e a relação ajustada entre porosidade e teor volumétrico de cimento ( $\eta/C_{iv}^k$ ), conforme mostra a Equação 8 e conforme a Figura 40. Na Equação 8, A é um escalar e B é o expoente de ajuste polinomial. O expoente k é o ajuste feito para compatibilizar os efeitos da porosidade e do teor de cimento sobre a variável resposta. Em resumo, se o efeito da porosidade for maior que o do teor de cimento o valor de  $k < 1$ , caso contrário,  $k > 1$ . Caso o efeito entre os dois parâmetros for igual  $k = 1$ , o efeito da porosidade e do teor volumétrico de cimento são os mesmos. Foppa (2005) e Consoli *et al.* (2007) utilizam um expoente  $k = 0,28$  para um solo residual de arenito Botucatu. O mesmo expoente é observado por Consoli *et al.* (2016), para sete diferentes tipos de solos. Consoli *et al.* (2011), por sua vez, observaram um valor de  $k = 0,35$  para um solo siltoso.

$$q_u = A \left[ \frac{\eta}{(C_{iv})^k} \right]^{-B} \quad (\text{Equação 8})$$

Foppa (2005) diz que essa relação vazios/cimento também pode ser útil na execução da camada cimentada. Uma vez constatada uma compactação deficiente, visto que poderão ocorrer diferenças entre as densidades projetadas e obtidas no local, o projetista poderá recalculá-la a relação vazios/cimento atingida em campo e estimar com confiabilidade a perda de resistência (haverá uma nova resistência alvo, conforme Figura 40). Dessa forma o projetista poderá tomar medidas corretivas, como reforçar a camada ou reduzir o carregamento transmitido.

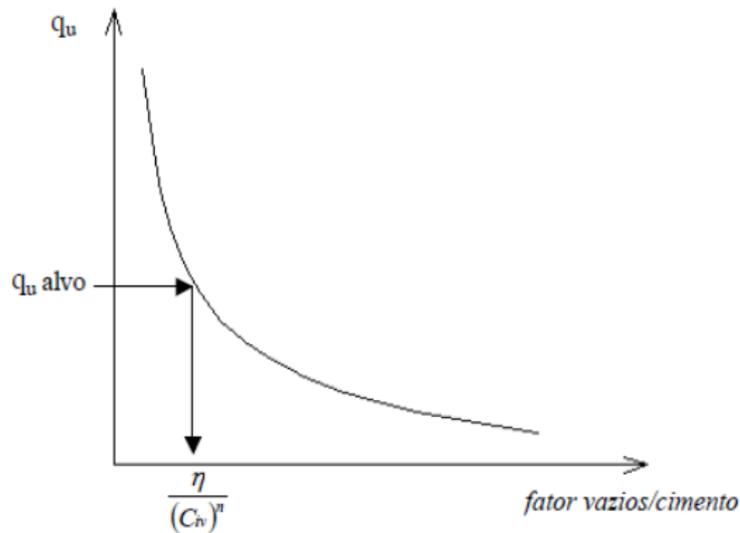


Figura 40: Determinação da relação vazios/cimento para dosagem da mistura (FOPPA, 2005)

Além de descrever a relação entre a resistência e o índice  $\eta/C_{iv}$ , outros autores também obtiveram boas relações para outros parâmetros geotécnicos. Como citado por Scheuermann Filho (2019), outras pesquisas mostraram que, além da resistência, a relação  $\eta/C_{iv}$  demonstrou eficácia para a rigidez inicial (CONSOLI, *et al.* 2017a), a durabilidade em termos de perda de massa acumulada (CONSOLI e TOMASI, 2018) e o parâmetro de estado (LEON, 2018).

No caso de rejeitos filtrados, Consoli *et al.* (2022) mostram que há boas relações entre o  $\eta/C_{iv}$  e a resistência à compressão simples ( $q_u$ ) e também o módulo cisalhante inicial ( $G_0$ ).

Também há pesquisas que estudaram este índice para a cal hidratada, aplicados em solos finos (Consoli *et al.*, 2009a, 2009b). O princípio é o mesmo, com a diferença na nomenclatura do  $C_{iv}$  que passa a ser nomeado como  $L_{iv}$  (teor volumétrico de cal, do inglês *lime*).

O mesmo vale para solos com a adição de pozolanas (vidro moído, cinza volante e etc.) onde o termo  $B_{iv}$  é o teor volumétrico de agente cimentante (do inglês *binder*) e é enquadrado como as somas dos teores volumétricos da pozolana e da cal. Consoli *et al.* (2018b) utilizou como pozolana o vidro moído, enquanto Consoli *et al.* (2019) utilizou cinza volante, ambos utilizando a cal de carbureto como agente cimentante.

### 3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo, serão primeiramente apresentados os materiais empregados (rejeito granular e ultrafino, cimento e água). Em seguida, serão mostrados os métodos da pesquisa, que compreende os ensaios de caracterização das misturas (ensaio de compactação Proctor, granulometria das misturas, ensaio de massa específica dos grãos), seguido pela descrição do processo de moldagem das amostras e dos ensaios realizados na pesquisa (ensaio de resistência à compressão simples, ensaio de velocidade de pulso-ultrassônico, ensaio *simple shear* e condutividade hidráulica). Ao final, será descrito o planejamento experimental da pesquisa, informando as variáveis e as divisões das etapas de cada ensaio específico.

#### 3.1. MATERIAIS

Os materiais que irão compor as misturas de estudo desta pesquisa são categorizadas em:

- a) Material a ser estabilizado: Rejeito de minério de ferro:
  - o Granular (GR);
  - o Ultrafino (UF);
- b) Material cimentante: cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI);
- c) Água destilada.

As características de cada material serão descritas nas próximas seções.

##### 3.1.1. Rejeito de minério de ferro

O rejeito de minério de ferro foi cedido pela empresa Vale S.A. localizada no Quadrilátero Ferrífero, região que se encontra no centro-sul do estado de Minas Gerais, Brasil. Segundo Rosière e Chemale Júnior (2000) e Roeser e Roeser (2010), ocorrem nesta região jazidas de ferro (Fe), manganês (Mn), ouro (Au), bauxita e pedras preciosas, como topázio e esmeralda.

No caso do minério de ferro, os autores citam ser o material com maior ocorrência e, por conta disso, graças ao reconhecimento geológico e exploração das grandes jazidas de minério de ferro, fez dessa região uma das principais produtoras desse minério do mundo e fez do Estado de Minas Gerais um dos estados mais ricos do Brasil.

A mina de onde se origina este rejeito é a mina de Brucutu, localizada na cidade de São Gonçalo do Rio Abaixo e que pertence ao complexo de Minas Centrais (juntamente com as minas de Gongo Soco e Água Limpa). Segundo Sales (2012), esta é a maior mina da Vale em operação no estado de Minas Gerais, e uma das maiores minas de ferro do Brasil.

Durante a fase do processamento do minério de ferro, é necessário realizar a moagem do material. Após a moagem, para garantir uma melhor trabalhabilidade na extração do ferro, convém separar o material ultrafino do grosseiro por processo de ciclonagem, técnica muito empregadas e já difundidas na indústria de mineração. Essa necessidade surge pelo fato de ser difícil extrair o ferro de materiais muito finos na fase de flotação e, como consequência, uma parcela razoável de ferro não é retirada do material ultrafino.

Assim, a mineradora tem disponível estes dois rejeitos separados, um granular (Figura 41a) e um ultrafino (Figura 41b). Ambos, a princípio, são depositados nas barragens de rejeitos. O material granular passa pela fase de flotação para a extração de ferro, enquanto o material ultrafino é direcionado diretamente para a disposição final.

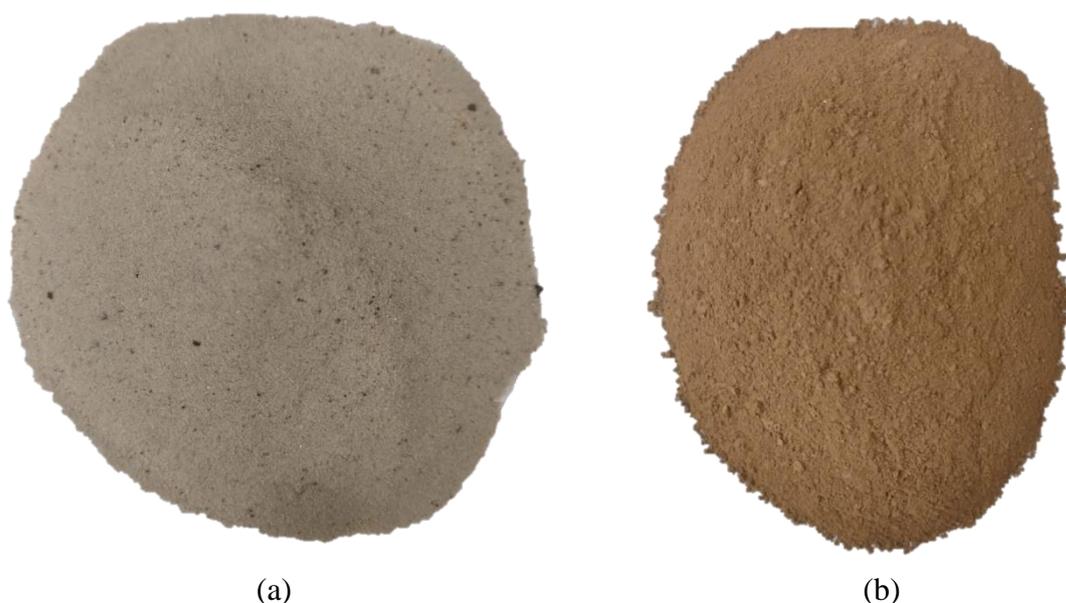


Figura 41: Rejeito de minério de ferro (a) granular e (b) ultrafino

É de interesse, tanto da indústria de mineração quanto da comunidade geotécnica, uma solução para utilização tanto do material granular quanto do ultrafino. Uma delas é buscar a reciclagem destes em outras áreas da construção civil (como camada de base e sub-base na pavimentação, por exemplo). Outra solução seria a estabilização química do rejeito filtrado (através da utilização de algum material cimentante na mistura) no próprio local de disposição, formando pilhas de rejeito que garantirá um material de maior resistência, rigidez e, conseqüentemente, de maior segurança. Dessa forma, compreender o comportamento destes materiais quando compactados é de extrema importância.

Através do ensaio de sedimentação, normatizado pela NBR 7181 (2016), foi possível obter as curvas granulométricas do material granular e ultrafino, bem como a combinação dos dois nas proporções de interesse desta pesquisa. Para cada material foi executado dois ensaios, e a média dos dois ensaios foi considerada para a análise granulométrica apresentada na Figura 42. Na Tabela 4, é mostrado em números as porcentagens de areias, siltes e argilas presentes nos dois materiais e nas três misturas utilizadas na pesquisa.

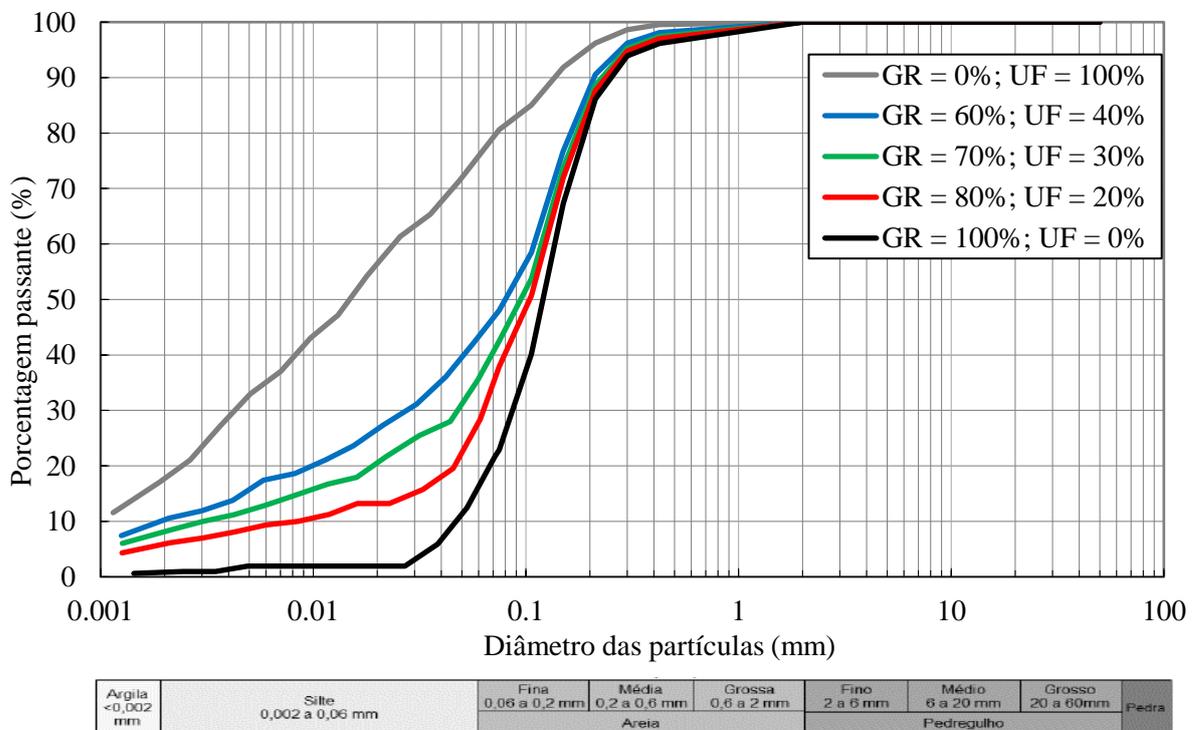


Figura 42: Curva granulométrica dos materiais estudados pelo ensaio de sedimentação

Tabela 4: Valores das frações granulométricas para cada material e mistura

<b>Classificação</b>	<b>GR</b>	<b>80/20</b>	<b>70/30</b>	<b>60/40</b>	<b>UF</b>
Areia Grossa (0,6 a 2 mm)	3,40	2,64	2,30	1,67	0,42
Areia Média (0,2 a 0,6 mm)	14,14	12,75	11,99	10,44	4,24
Areia Fina (0,06 a 0,2 mm)	66,50	56,88	49,99	44,64	19,97
Silte (0,002 a 0,06 mm)	15,16	21,67	27,54	32,85	57,74
Argila (<0,002 mm)	0,79	6,05	8,19	10,40	17,63
<b>TOTAL</b>	<b>100,00</b>	<b>100,00</b>	<b>100,00</b>	<b>100,00</b>	<b>100,00</b>

Percebe-se, através da tabela acima, uma grande porcentagem de areia fina no material granular e de siltes no material ultrafino. Como mostra Mafessoli (2022), que reuniu a granulometria de uma série de estudos com rejeito de minério de ferro, estas frações são as mais comuns nos rejeitos de minério de ferro, devido aos processos extrativos na lavra e na usina de mineração. Nessas pesquisas, valores de areia grossa são, na maioria das vezes, menores que 5%, enquanto valores de argilas alcançam valores máximos de 15%.

Segundo Campanha (2011) cerca de 60% a 70% dos rejeitos oriundos de processos de mineração de ferro na região do quadrilátero ferrífero apresentam uma granulometria tendendo às areias finas e médias siltosas, que em geral são depositados juntamente com os outros 30% a 40% predominantemente de siltes e argilas.

No caso da parte ultrafina, em teoria deveriam ser observados apenas tamanhos inferiores a 10  $\mu\text{m}$  (0,01 mm), porém isso não aconteceu. O mesmo ocorreu com Wolff (2009), que estudou a parte ultrafina de Brucutu, e observou tamanhos maiores em suas amostras, que foram perdidos durante o processo de beneficiamento, ou por ineficiência do processo, ou sobrecarga dos equipamentos. A porcentagem de material de tamanhos inferior a 10  $\mu\text{m}$  (0,01 mm) observado por Wolff (2009) foi de aproximadamente 52%, enquanto o da presente tese foi de 45%.

Porém, a grande diferença está nos tamanhos máximos das partículas. A autora observou tamanhos de até 40  $\mu\text{m}$  (0,04 mm), enquanto o tamanho máximo mostrado na Figura 42 está próximo de 400  $\mu\text{m}$  (0,4 mm). Por ter passado mais de 10 anos entre as pesquisas, isso pode ter ocorrido devido a mudanças no processo de beneficiamento.

Ainda sobre os resultados da curva granulométrica da presente tese, é possível compará-la com as curvas bem-sucedidas para filtragem e disposição por *dry stacking* de Lupo e Hall (2010), mostrando que é possível fazer a filtragem nestas condições granulométricas.

A Tabela 5 mostra um resumo das características de ambos os materiais, granular e ultrafino. Como mostrado na tabela, os limites de Atterberg das amostras resultaram em valores de limite plasticidade (LP) e índice de plasticidade (IP) como não plástico (NP). O mesmo foi observado por Bastos *et al.* (2016) e Barati *et al.* (2020) nos seus respectivos rejeitos.

Tabela 5: Resumo das características do material granular e ultrafino estudados

Característica	Granular (GR)	Ultrafino (UF)	Norma
Limite de liquidez (LL)	-	-	NBR 6459
Limite de plasticidade (LP)	-	-	NBR 7180
Índice de Plasticidade (IP)	NP	NP	-
Pesos específico real dos grãos (Gs)	2,717 g/cm <sup>3</sup>	3,402 g/cm <sup>3</sup>	NBR 6508
Areia Grossa (0,6 < d < 2 mm)	3,40%	0,42%	NBR 7181
Areia Média (0,2 < d < 0,6 mm)	14,14%	4,24%	
Areia Fina (0,06 < d < 0,2 mm)	66,50%	19,97%	
Silte (0,002 < d < 0,06 mm)	15,16%	57,74%	
Argila (d < 0,002 mm)	0,79%	17,63%	
Coefficiente de uniformidade, Cu	2,91	25,91	-
Coefficiente de curvatura, Cc	1,17	0,83	-

A Tabela 6 mostra a composição química do rejeito granular e ultrafino estudados. O ensaio foi realizado nas dependências da empresa mineradora responsável através de ensaio de fluorescência de raios X (FRX) para as determinações dos teores de Fe, SiO<sub>2</sub>, P, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, Mn, TiO<sub>2</sub>, CaO e MgO e por análise gravimétrica para a determinação da perda por calcinação (PPC). Esta perda de massa por calcinação está relacionada com a água estrutural existente na amostra, e também com matéria orgânica que pode ser um contaminante da amostra.

Percebe-se, através desta tabela, o alto teor de ferro presente no material ultrafino (43,27%) que ocorre devido à dificuldade de se separar esta parcela do minério de interesse do restante do rejeito quando as partículas são muito finas durante o processo de beneficiamento. A parte granular, por outro lado, apresenta teores baixos de ferro (4,52%), sendo predominantemente composto por sílica (SiO<sub>2</sub>) com 91,84%.

Tabela 6: Análise química por fluorescência de raios X (Fe, SiO<sub>2</sub>, P, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, Mn, TiO<sub>2</sub>, CaO e MgO) e gravimetria (PPC).

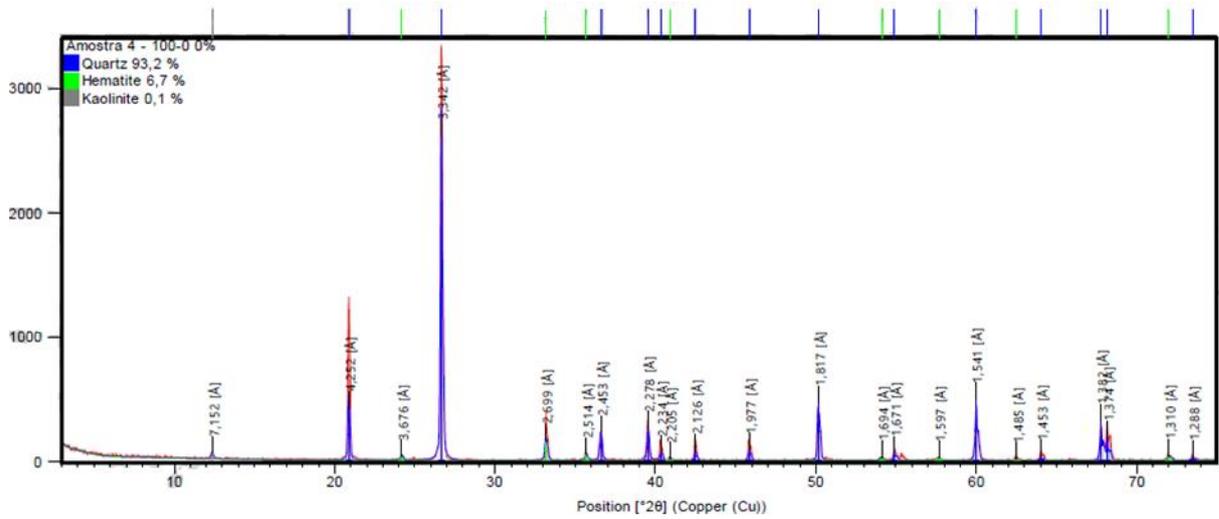
Amostra	Análise Química (%)									Fechamento Químico
	Fe	SiO <sub>2</sub>	P	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Mn	TiO <sub>2</sub>	CaO	MgO	PPC	
Rejeito ultrafino (UF)	43,27	22,21	0,184	6,57	2,056	0,149	0,024	0,170	5,82	99,88
Rejeito Granular (GR)	4,52	91,84	0,011	0,59	0,056	0,007	0,020	0,073	0,28	99,37

Os valores corroboram com os observados na literatura. Sales (2012), que também estudou o rejeito da mina de Brucutu, cita em seu trabalho um teor de Fe das lamaz (ultrafinos) de aproximadamente 46,0%. Quanto aos demais elementos contaminantes, os valores são em torno de: SiO<sub>2</sub> = 15,0%, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> = 10,0%, PPC = 10,0%, P = 0,16% e Mn = 0,15%. Wolff (2009) observou um teor de ferro de 44% nos rejeitos ultrafinos de Brucutu.

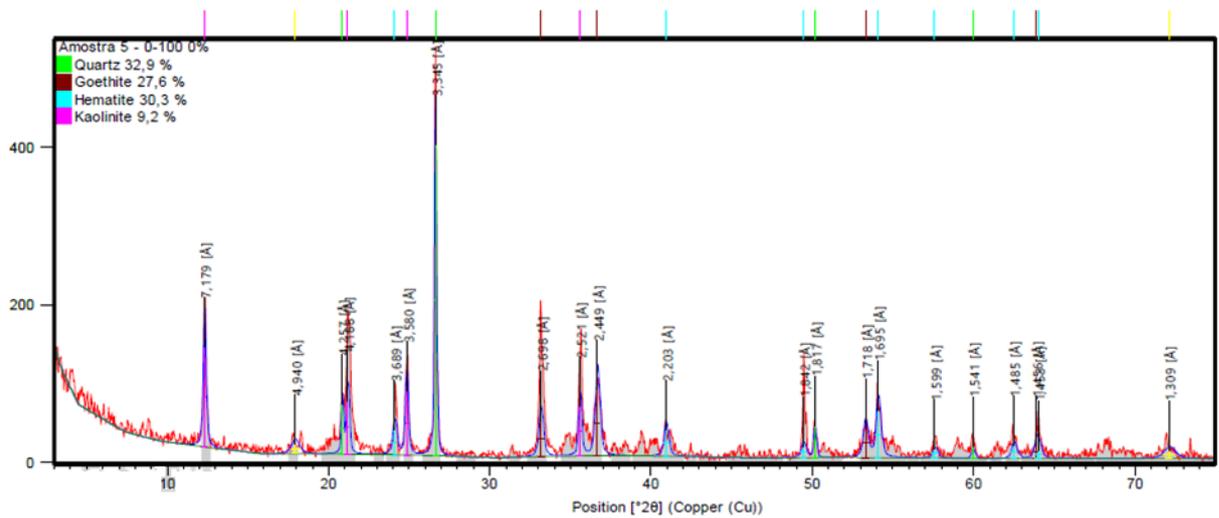
Análises por difração de Raios-X (DRX) do material granular e ultrafino foram realizadas pelo Instituto de Geociências da UFRGS, e são mostrados na Figura 43. A análise foi realizada em um difratômetro de raios X marca Siemens (BRUKER AXS), modelo D-5000 equipado com tubo de ânodo fixo de Cu ( $\lambda = 1.5406 \text{ \AA}$ ), operando a 40 kV e 30 mA no feixe primário e monocromador curvado de grafite no feixe secundário. A amostra em pó foi analisada no intervalo angular de 3 a 75° 2 $\theta$  em passo de 0.05°/1s utilizando-se fendas de divergência e anti-espalhamento de 1° e 0.6 mm no detector.

Assim, por meio dos resultados da Tabela 7, nota-se que o material ultrafino tem frações consideráveis de hematita (Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>), goethita [FeO(OH)] e caulinita [Al<sub>2</sub>Si<sub>2</sub>O<sub>5</sub>(OH)<sub>4</sub>], enquanto o rejeito granular é composto quase que totalmente por quartzo (SiO<sub>2</sub>), como observado também no ensaio DRX. Estas características mineralógicas do rejeito ultrafino são semelhantes aos observados por Wolff (2009), mostrado na Subseção 2.3.4, onde a autora observa que os picos de caulinita e goethita aumentam na fração mais fina do rejeito ultrafino, enquanto as intensidades dos picos de quartzo diminuem.

No caso do rejeito granular, mesmo após a fase de flotação, este ainda manteve 6,7% de hematita em sua composição mineralógica. Uma maior quantidade de quartzo e menores proporções de hematita e goethita no rejeito de flotação podem ser observados por Araujo *et al.* (2003) e Edraki *et al.* (2014).



(a)



(b)

Figura 43: Resultado do ensaio DRX do rejeito (a) granular e (b) ultrafino

Tabela 7: Resumo da composição mineralógica encontrado no ensaio DRX dos dois rejeitos

Minerais	Granular	Ultrafino
Quartzo	93,2%	32,9%
Hematita	6,7%	30,3%
Goethita	-	27,6%
Caulinita	0,1%	9,2%

Tal análise é importante pois, como apontado por Robertson *et al.* (2019), um dos eventos que desencadeou a falha na barragem de Brumadinho foi o alto teor de ferro do rejeito, que resultou em materiais pesados, onde a ligação entre partículas criou rejeitos rígidos que poderiam ser potencialmente muito frágeis se conduzido de forma não-drenada.

Ensaio de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) na escala de 500  $\mu\text{m}$ , foram realizados no rejeito granular (Figura 44a) e ultrafino (Figura 44b). Nota-se que ambos os rejeitos são formados, em geral, por partículas de formas angulares, com a superfície aparentemente rugosa. Como é de se esperar, há um predomínio de partículas finas no rejeito ultrafino.

Estas características condizem com os rejeitos de ferro encontrados na literatura (Zhao *et al.*, 2021; Farenzena, 2023; Oliveira, 2022; Wagner *et al.*, 2023, Guedes, 2024), e este formato angular e rugoso das partículas é resultado do processo em que estas partículas foram formadas (de origem antrópica).

Wolff (2009), ao realizar ensaios MEV em escala menor (5  $\mu\text{m}$ ) mostra também a presença de partículas acirculares no rejeito ultrafino de Brucutu, apontando que, possivelmente se trata de uma goethita por conta do formato e por ser uma fase composta unicamente por ferro. Este formato acircular da goethita é observado também por Larrahondo *et al.* (2011).

Portanto, por conta destas diferenças entre o rejeito granular e ultrafino mostradas nesta subseção, uma análise do comportamento de misturas em proporções diferentes é um tópico interessante e relevante a ser abordado.

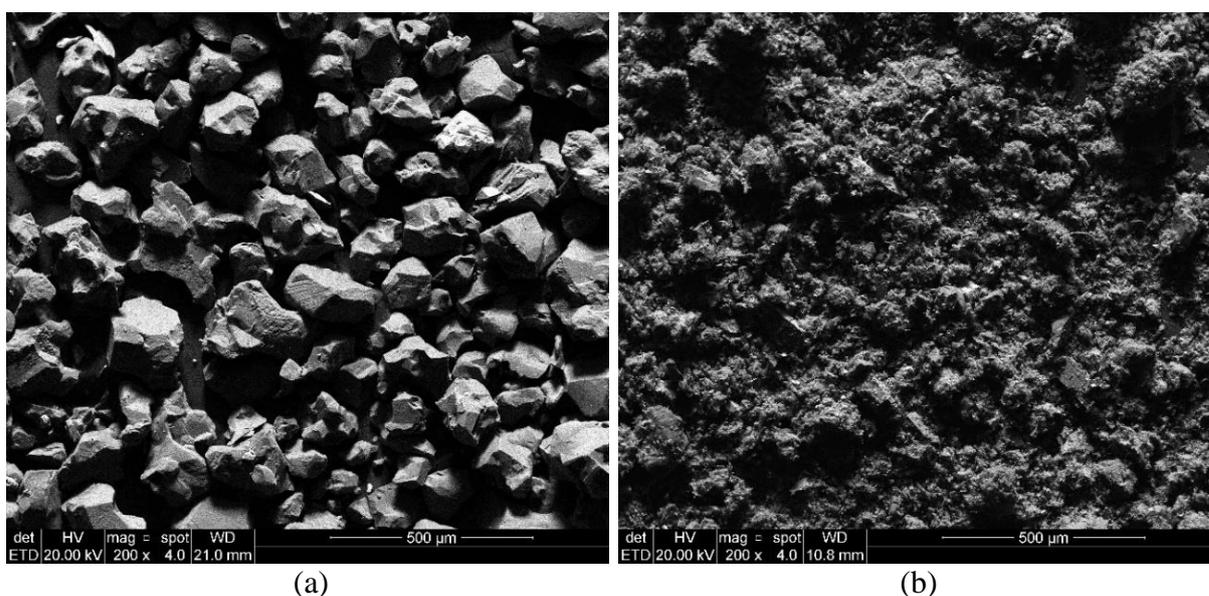


Figura 44: Ensaio MEV dos rejeitos (a) Granular e (b) Ultrafino

### 3.1.2. Cimento Portland

Nesta pesquisa, o material cimentante utilizado foi o cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI). Sua escolha se deve ao seu acelerado ganho de resistência em poucos dias, como pode ser visto na Figura 45. Através dessa figura, percebe-se que o cimento Portland CP V aos sete dias de cura supera a resistência à compressão dos demais aos 28 dias. Além disso, aos sete dias de idade o cimento Portland CP V alcança cerca de 80% da sua resistência obtida aos 28 dias.

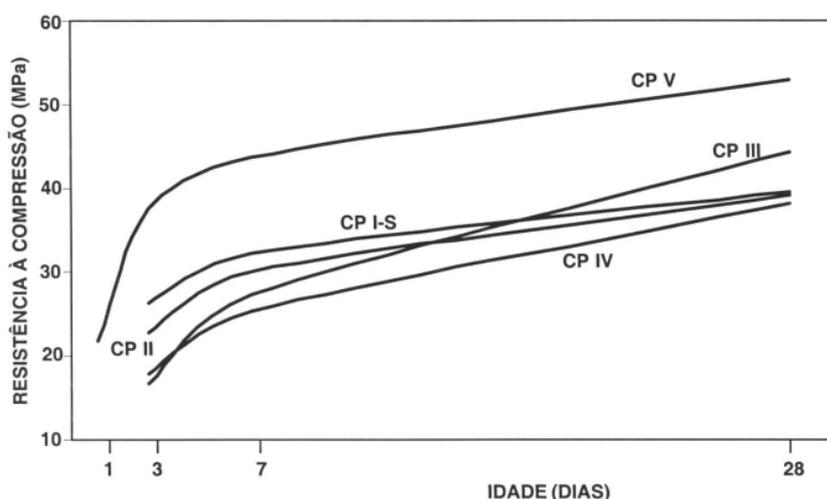


Figura 45: Evolução média da resistência à compressão para diversos tipos de cimento (ABCP, 2002)

Por conta desta característica, foi possível executar os ensaios desta pesquisa com tempo de cura de sete dias. Além disso, segundo Foppa (2005), o avançado estágio de hidratação atingido neste tempo de cura tende a gerar uma menor dispersão dos resultados dos ensaios de resistência à compressão simples.

Segundo o fabricante, a massa específica do cimento utilizado é igual a  $3,15 \text{ g/cm}^3$ , valor este condizente com o que se encontra na literatura (entre  $3,10$  e  $3,15 \text{ g/cm}^3$ ), como por exemplo na pesquisa de Foppa (2005).

### 3.1.3. Água

Água destilada foi utilizada para os ensaios de caracterização do material. Também foi utilizada água destilada nas moldagens dos corpos-de-prova para atingir as umidades de interesse. Na percolação e saturação das amostras no ensaio *simple shear* também foi utilizada água destilada.

Água oriunda da rede de abastecimento pública foi utilizada para a imersão dos corpos de prova 24 horas antes dos ensaios de resistência à compressão simples para a retirada da sucção.

## 3.2. MÉTODOS

A seguir, serão apresentados os processos de ensaios de caracterização das misturas (ensaio de compactação Proctor, granulometria das misturas, ensaio de massa específica dos grãos) para as diferentes variáveis estudadas, seguido dos ensaios realizados na pesquisa (ensaio de resistência à compressão simples, ensaio de velocidade de pulso-ultrassônico, ensaio *simple shear* e condutividade hidráulica) e, por fim, será descrito o planejamento experimental da pesquisa, informando as variáveis e as divisões das etapas de cada ensaio específico.

### 3.2.1. Caracterização das misturas

Com as definições das proporções de materiais utilizados para cada mistura, foram desenvolvidos os ensaios de caracterização para cada uma das misturas. Por se tratar de três proporções de materiais granulares e ultrafinos diferentes (80/20, 70/30 e 60/40), foi necessário avaliar as curvas granulométricas das três.

Através do ensaio de sedimentação (já apresentado anteriormente na Figura 42 e Tabela 4) é possível verificar as diferenças granulométricas de cada uma das misturas. Percebe-se que, ao aumentar os teores de UF na mistura, há um aumento nas frações de siltes e argilas, enquanto as proporções de areia diminuem.

Para a determinação das umidades ( $w$ ) e pesos específico aparente seco ( $\gamma_d$ ), foi realizado o ensaio de compactação Proctor, segundo os preceitos da NBR 7182 (2020). Os ensaios foram

executados em energia de compactação normal que, posteriormente, foi utilizado como parâmetro para as definições das umidades e pesos específicos do estudo. Os resultados deste ensaio são mostrados na Figura 46, separados para cada teor de ultrafinos utilizado na pesquisa. Além disso, nesta figura são mostrados também os resultados do material puramente granular e puramente ultrafino. De forma complementar, na Figura 47 são mostradas as curvas de saturação (80, 90 e 100% de saturação) das três misturas avaliadas. Por depender do peso específico real dos grãos, cada mistura tem curvas de saturação distintas. Nota-se que a mistura com 20% de UF está mais distante das suas curvas de saturação (mesmo tendo a mesma quantidade de água no sistema que as demais misturas), mostrando que durante os ensaios desta pesquisa serão exigidas uma maior quantidade de água no sistema para penetrar nos vazios destas amostras e garantir a sua plena saturação.

É possível observar também que quanto maior o teor de finos, maior o  $\gamma_d$ , enquanto o teor de umidade ótimo ( $w_{ot}$ ) não se alterou de forma significativa para as três proporções de UF estudadas ( $w_{ot}$  de aproximadamente 13%). Os valores das umidades ótimas e pesos específicos aparentes secos máximos ( $\gamma_{d,máx}$ ) de cada mistura é apresentado na Tabela 8.

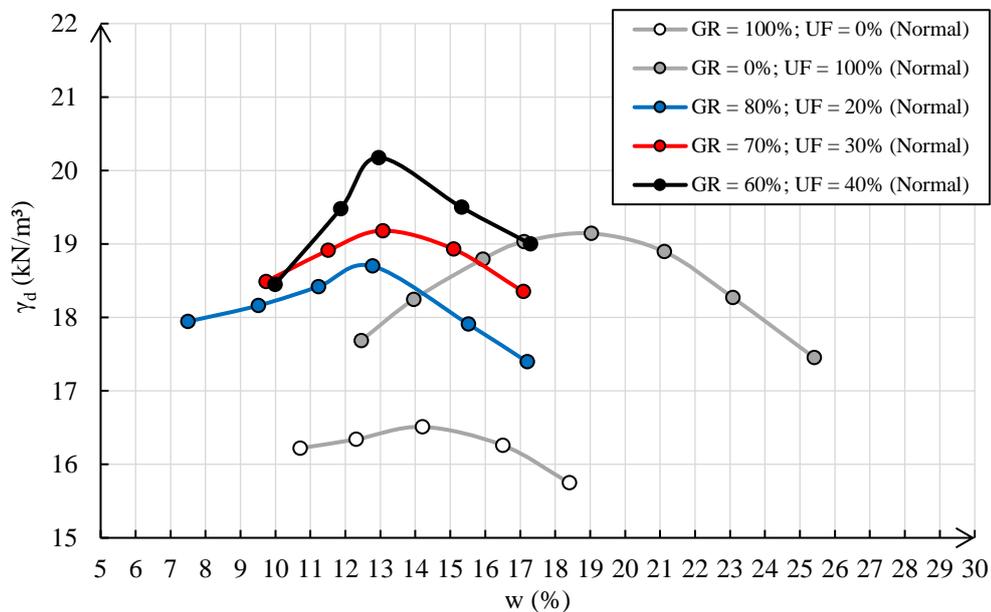


Figura 46: Ensaio de Compactação Proctor

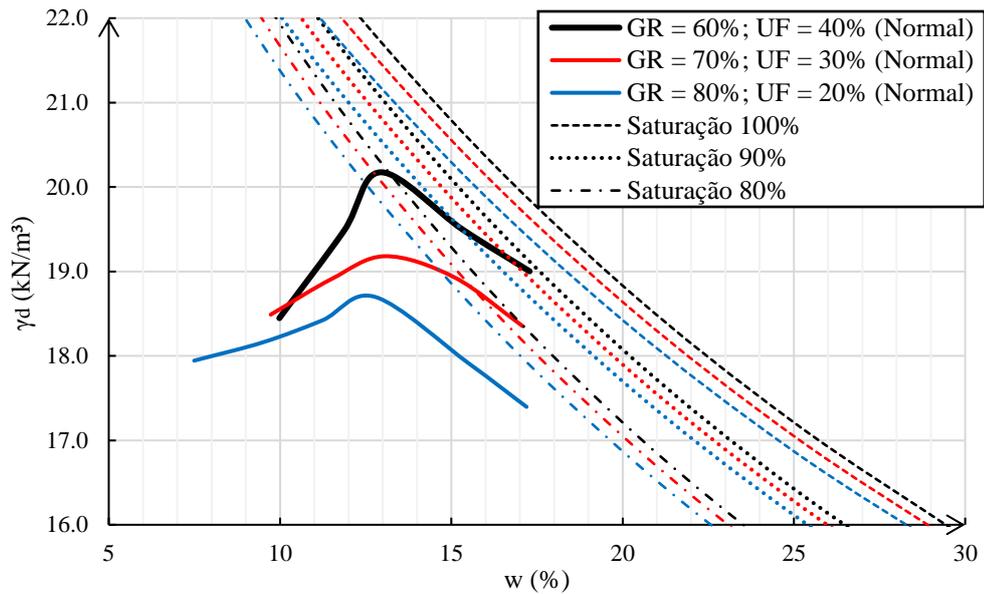


Figura 47: Curvas de saturação das três misturas estudadas

Tabela 8: Resultados da umidade ótima ( $w_{ot}$ ) e peso específico aparente seco máximo ( $\gamma_{d,m\acute{a}x}$ ) de cada mistura

Mistura	$w_{ot}$ (%)	$\gamma_{d,m\acute{a}x}$ ( $\text{g/cm}^3$ )
GR = 100%; UF = 0% - Normal	15,41	17,0
GR = 0%; UF = 100% - Normal	19,03	19,1
GR = 0%; UF = 100% - Modificada	15,00	21,5
GR = 800%; UF = 20% - Normal	12,77	18,7
GR = 70%; UF = 30% - Normal	13,07	19,2
GR = 60%; UF = 40% - Normal	12,94	20,2

No caso das três proporções estudadas, este aumento do  $\gamma_{d,m\acute{a}x}$  ao aumentar o teor de UF se deve ao fato do peso específicos real dos grãos do rejeito ultrafino ser maior que o rejeito granular (observado também no trabalho de Oliveira, 2022). Isso foge dos conceitos clássicos mostrados na literatura para solos (por exemplo em PINTO, 2007), onde um material argiloso tem um  $\gamma_{d,m\acute{a}x}$  menor e uma  $w_{ot}$  maior que a de uma areia. Osinubi *et al.* (2015) mostra que o acréscimo de rejeito de ferro em um solo nas proporções de 0% a 10% tende a aumentar significativamente o peso específico aparente seco máximo em até  $1,0 \text{ kN/m}^3$ , enquanto a umidade ótima tende a decair, em média, entre 1 e 2%. Esse aumento de densidade ao aumentar o teor de rejeito se deve ao aumento do peso específico real dos grãos, que no solo em questão tem valor de  $3,29 \text{ g/cm}^3$  e no solo tem  $2,44 \text{ g/cm}^3$ .

Dessa forma, é importante saber o peso específico real dos grãos ( $G_s$ ) de cada uma das misturas, uma vez que a composição de elementos químicos do material granular e ultrafino é distinta. Essa correção do  $G_s$  em cada mistura ocasionará em volumes ligeiramente diferentes ocupados pelo rejeito para um mesmo peso de material, o que acarretará em diferenças também no volume de vazios e na porosidade.

Por conta disso, o ensaio para determinação do peso específico real dos grãos foi executado, conforme a NBR 6508 (1984). Foi realizado duas amostras para cada uma das misturas, pois a norma considera o ensaio como satisfatório quando a diferença entre as duas amostras seja menor que  $0,02 \text{ g/cm}^3$ . A média entre as duas amostras foi utilizada. O resultado pode ser observado na Tabela 9.

Tabela 9: Peso específico real dos grãos para cada mistura

Misturas	$G_s \text{ (g/cm}^3\text{)}$		Média
	Amostra 1	Amostra 2	
100GR/0UF	2,725	2,709	<b>2,717</b>
80GR/20UF	2,918	2,917	<b>2,917</b>
70GR/30UF	2,966	2,978	<b>2,972</b>
60GR/40UF	3,026	3,017	<b>3,021</b>
0GR/100UF	3,395	3,409	<b>3,402</b>

Pode-se notar na Tabela 9 que ao aumentar o teor de ultrafino na mistura, há um aumento do  $G_s$ , que pode ser explicado pelo fato do material ultrafino ter em sua composição química uma quantidade expressivamente maior de ferro em relação ao material granular (ver Tabela 6), uma vez que o ferro é mais denso que a sílica.

Como esperado, essa relação entre o  $G_s$  e a proporção de ultrafinos na mistura mostrou ter um comportamento linear, com um coeficiente de determinação ( $R^2$ ) de 0,99, como mostrado na Figura 48.

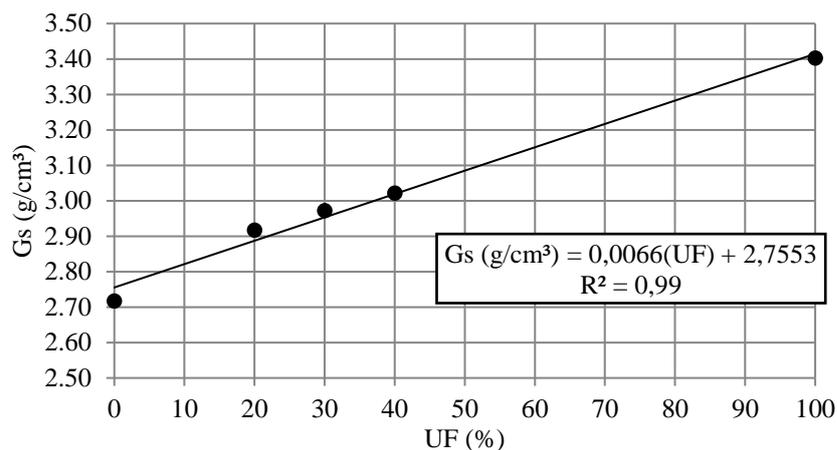


Figura 48: Relação entre o  $G_s$  e o teor de ultrafinos

### 3.2.2. Moldagem e cura

Para o ensaio de RCS e UPV, foi utilizado para moldagem dos corpos de prova (CP) um molde metálico cilíndrico tripartido com cinco centímetros de diâmetro interno e 10 centímetros de altura. O molde foi levemente lubrificado antes do início de cada moldagem, para evitar que o material fixe nas paredes metálicas.

Após a realização das dosagens de cada mistura e a definição da quantidade em peso de cada componente (granular, ultrafino, cimento e água), esses foram aferidos em balança com precisão de 0,01g nos seus devidos teores um dia antes da data de moldagem. Depois foram ensacados individualmente (granular e ultrafino separado do cimento para evitar qualquer reação precipitada).

No dia da moldagem, os três materiais foram misturados, então foi adicionado a quantidade de água (segundo o teor de umidade de interesse) e novamente misturado até atingir a homogeneização. A leitura das umidades seguiu os preceitos da NBR 6457 (2016), com a utilização de três cápsulas em estufa por 24 horas a 100°C, sendo aferidas as diferenças de peso da amostra úmida e seca. A separação nas cápsulas é feita logo após o término da mistura dos materiais e, para isso, foi determinado previamente durante a dosagem um acréscimo de 16% dos materiais, com a finalidade de que esta sobra seja disposta nas cápsulas.

Percebeu-se também que durante o processo de moldagem há perdas de umidade. Para corrigir isso, durante a dosagem foi acrescentado 2% a mais de água. Esta quantidade foi avaliada como

a adequada, onde, após a verificação dos pesos das cápsulas, se obteve valores de umidade precisas conforme o esperado.

Para a moldagem do CP, a mistura foi dividida em três partes iguais (cada parte contendo 1/3 do peso do CP) e armazenada em recipientes fechados para evitar a perda de umidade durante o processo. Cada recipiente representa uma camada, à qual é transferida para o molde metálico tripartido e compactado estaticamente por meio de macaco hidráulico até atingir a altura desejada de cada camada. O topo de cada camada é levemente escarificado para garantir um melhor contato entre elas.

Por fim, o corpo de prova foi retirado do molde, suas dimensões e peso foram medidos e então foram armazenadas por um período de cura de sete dias.

Os processos de moldagem para os corpos de prova do *simple shear* são os mesmos, com a diferença apenas nas dimensões do CP e nas quantidades de camadas. No caso deste ensaio o CP tem 10 centímetros de diâmetro interno e cinco centímetros de altura, moldados em apenas uma camada. Para isso foi utilizado o molde tripartido metálico, comumente usado para a moldagem de corpos de prova com 10 centímetros de diâmetro interno e altura de 20 centímetros.

### 3.2.3. Descrição e detalhes dos ensaios utilizados

#### 3.2.3.1. Ensaio de Resistência à Compressão Simples

O ensaio de resistência à compressão simples (RCS, também chamada de por alguns autores como resistência à compressão não confinada) tem sido largamente difundido em programas experimentais na literatura em solos artificialmente cimentados. Para Mitchell (1981) a resistência à compressão simples (RCS) é uma propriedade facilmente mensurável que pode frequentemente ser usada como base para estimativas de outras propriedades. Dessa forma, no caso de solos artificialmente cimentados, é possível verificar a efetividade da estabilização química através dos ganhos de resistência obtidos neste ensaio.

Neste ensaio, a ruptura ocorre unicamente devido à aplicação da tensão axial no corpo de prova, pois não há tensão confinante. O ensaio seguiu as diretrizes proposto pela NBR 12025 (2012), com o auxílio da norma NBR 12253 (2012).

Nesta pesquisa, foi utilizada uma célula de carga calibrada com capacidade de 10 kN, onde a velocidade de deslocamento foi controlada em 1,14 mm por minuto. Como já dito, um total de 162 amostras foram ensaiadas.

Para o cálculo da resistência à compressão simples ( $q_u$ ) utilizou-se a Equação 9.

$$q_u = \frac{F}{\frac{\pi D^2}{4}} \quad (\text{Equação 9})$$

Sendo,

$q_u$  – resistência à compressão simples em MPa;

F – carga de ruptura (N);

D – diâmetro médio do corpo de prova obtido a partir das medições de topo, centro e base (mm).

Para esta tese, os mesmos corpos de prova utilizados para o ensaio de RCS foram usados para o ensaio UPV, visto que este é um ensaio não destrutivo. O procedimento de ensaio UPV se iniciava no sexto dia de cura dos corpos de prova, antes de colocá-los sob imersão por 24 horas para o ensaio de RCS.

A imersão por 24 horas é necessária para saturar a amostra e, assim, retirar qualquer efeito de sucção que possa ocorrer durante o ensaio de RCS. Essa prática é comum nos ensaios de compressão simples para solos cimentados.

### 3.2.3.2. Ensaio de velocidade de pulso-ultrassônico

Bortolotto (2017) diz que as ondas ultrassônicas são ondas elásticas que se propagam em frequências superiores a 20 kHz. Segundo a autora, essa frequência específica separa os espectros em duas faixas diferentes com base na capacidade auditiva humana: audível, cujas frequências estão entre 20 Hz e 20 kHz, e inaudíveis, cujas frequências são superiores a 20 kHz (ultrassom).

Segundo Noshahri *et al.* (2021), o ensaio de velocidade de pulso-ultrassônico (UPV do inglês Ultrasonic Pulse Velocity) tem sido amplamente utilizado em aplicações de engenharia civil, como avaliação de condições não destrutivas de estruturas de concreto, como pontes. Além disso, pode ser utilizado para avaliação de tubos e, neste caso, o UPV pode fornecer dados quantitativos sobre a profundidade da fissura, espessura da parede do tubo, delaminação, corrosão, quebra de fio e mudanças na qualidade do material.

O UPV é um teste não destrutivo e é realizado, principalmente, para conhecer a qualidade dos concretos (SINGH; KUMAR; GOYAL, 2019). Este método pode fornecer dados sobre a superfície do objeto de teste e sua condição interna (NOSHAHRI *et al.*, 2021).

No caso de solos, Bortolotto (2017) diz que esse método tem pouca aplicação, sendo realmente mais aplicado em concreto e rochas. Porém, estudos deste ensaio em solos cimentados vêm crescendo nos últimos anos.

Como cita Scheuermann Filho (2022) e a ASTM (2019), o módulo cisalhante inicial ( $G_0$ ) de um meio isotrópico elástico ideal pode ser obtido medindo-se a velocidade de uma onda de cisalhamento ( $V_s$ ) passando por ele. Portanto, como mostra Hara *et al.* (1974), a seguinte relação é válida (Equação 10):

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad (\text{Equação 10})$$

Em que  $\rho$  é a massa específica aparente do CP (ou densidade aparente).

Como cita Bortolotto (2017), o equipamento UPV envia e recebe ondas através de materiais, medindo o tempo de viagem das ondas. A diferença de tempo entre as ondas enviadas e recebidas são os tempos que as ondas de cisalhamento (ondas s, “ $t_s$ ”) levam para se propagar através do material. Ou seja, velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ) varia conforme a distância ( $d$ ) entre os transdutores (no caso, a altura do CP) e o tempo de deslocamento da onda cisalhante ( $t_s$ ) através do CP. Logo, como mostra Bortolotto (2017), é possível obter a equação abaixo (Equação 11):

$$V_s = \frac{d}{t_s} \quad (\text{Equação 11})$$

Como já dito, o procedimento do ensaio UPV se iniciava no sexto dia de cura, antes de colocar os CPs em imersão para serem rompidos por compressão simples no sétimo dia. Os ensaios foram realizados com o uso do instrumento PundiLab(+) e envolviam a medição dos tempos de propagação de ondas de cisalhamento pelos corpos de prova cilíndricos de modo a se obter uma estimativa do módulo cisalhante inicial ( $G_0$ ). As ondas eram induzidas pela vibração de transdutores a uma frequência de 250 kHz.

Para a realização de cada leitura, a interface entre o corpo de prova e o transdutor era preenchida com um gel específico que auxiliava a transmissão e leitura do sinal. A determinação de  $t_s$  foi interpretada através das amplitudes que o equipamento informava. Por padrão, coloca-se a leitura no vale anterior ao pico de maior amplitude, conforme mostra a Figura 49 esquematizada por Scheuermann Filho (2022).

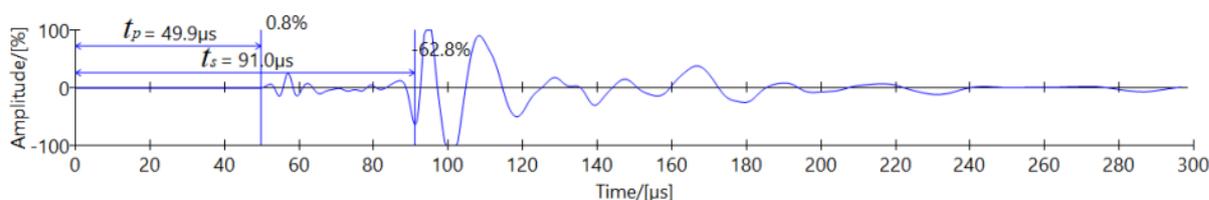


Figura 49: Comportamento típico de um solo cimentado quanto à propagação de onda cisalhante no ensaio ultrassônico (SCHEUERMANN FILHO, 2022)

### 3.2.3.3. Ensaio *simple shear*

Segundo Hanzawa *et al.* (2007), ensaios de cisalhamento em laboratório tornaram-se parte integral da investigação de muitos solos para a determinação dos parâmetros de resistência destes. Além disso, Perazzolo (2008) diz que os ensaios de laboratório são feitos de tal forma que simulem as condições de campo e, com isso, determinar os parâmetros geotécnicos pertinentes em diversas situações de projeto.

Segundo Navaratnavel (2013), a liquefação (parâmetro importante em obras envolvendo disposição de rejeitos) é frequentemente avaliada usando dados de ensaio de campo com correlações empíricas, ou de experimentos de laboratório realizados com equipamentos convencionais. Para o autor, tanto os dados de ensaio de campo quanto os de laboratório podem ser usados para avaliar o potencial de liquefação, dependendo da importância do projeto. A fim

de ter uma estimativa realista do carregamento e resposta *in situ*, o equipamento para testar o solo em laboratório deve ter a capacidade de:

- Aplicar o estado de tensão inicial antes do início do carregamento e;
- Seguir o caminho de tensão que é previsto *in loco*.

Porém, como cita Perazzolo (2008), nenhum ensaio existente pode reproduzir todos os aspectos de uma situação de carregamento particular, mas a combinação de ensaios triaxial (compressão e extensão) e *simple shear* tem sido utilizada de forma complementar para analisar muitas situações práticas. Isso porque, apesar de ambos os ensaios promoverem o cisalhamento da amostra, cada um tem suas peculiaridades em como aplicar estes carregamentos.

Para Navaratnavel (2013), o ensaio triaxial não é capaz de simular adequadamente as condições de tensões *in situ* na maioria dos casos. O ensaio *simple shear*, o cisalhamento triaxial verdadeiro (*true triaxial*) e o cisalhamento direcional, usados com menos frequência, representam algumas melhorias. Há também, segundo o autor, o ensaio *hollow cylinder*, que se destaca como o ensaio mais versátil dentre os citados.

No que diz respeito à melhor representação das condições *in situ* de uma estrutura de barragem de rejeitos, Karim *et al.* (2023) acredita que, embora a maioria das pesquisas atuais presentes na literatura basearem-se em condições triaxiais, o ensaio *simple shear* tem uma representação mais adequada em relação ao ensaio triaxial.

Segundo Doherty e Fahey (2011), o ensaio *simple shear* é preferido por alguns por ser o único teste de laboratório que submete uma amostra de solo a condições de deformação plana de volume constante e permite a rotação de tensão principal. Essa é a condição de campo real e representativa na maioria dos problemas de engenharia geotécnica (YOSHIMIRE *et al.* 1998; NAVARATNAVEL, 2013) e são típicas em muitos casos de campo, como o modo de cisalhamento adjacente a um eixo de estaca ou em estruturas *offshore* (BUDHU, 1984; DOHERTY e FAHEY, 2011).

Com relação a rotação da deformação principal, YOSHIMIRE *et al.* (1998), por exemplo, observaram que areias em diferentes índices de vazios (0,804 a 0,888) obtiveram um ângulo da tensão principal maior ( $\sigma_1$ ) entre 40° e 45° para grandes deformações (após a transformação de fase).

Festugato, Fourie e Consoli (2013) esquematizam através da Figura 50 os procedimentos do ensaio *simple shear*, bem como as condições às quais o corpo de prova está submetido. Na Figura 50a, mostra a amostra antes do ensaio, sem qualquer tipo de carregamento. Na Figura 50b, acontece a fase de consolidação da amostra. Na Figura 50c, é mostrada a aplicação de uma tensão cisalhante, enquanto a medição da tensão de cisalhamento é apresentada na Figura 50d. Por fim, as condições reais impostas a amostra são apresentadas em Figura 50e.

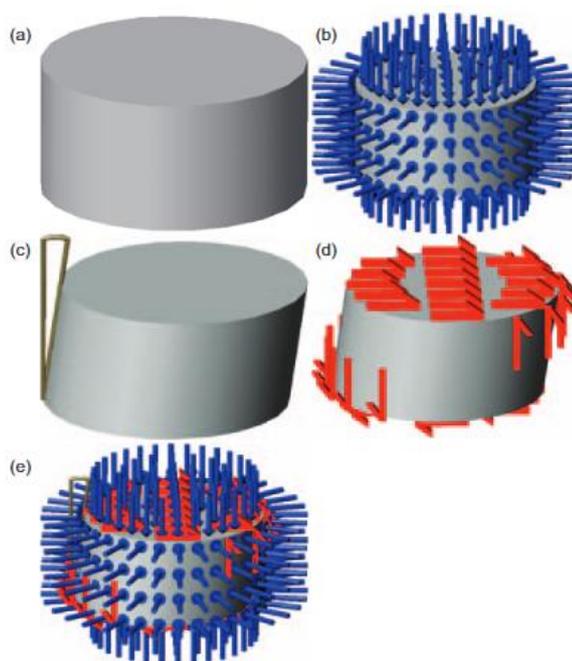


Figura 50: Ilustração esquemática do procedimento do ensaio *simple shear*: (a) amostra antes do ensaio; (b) consolidação; (c) aplicação de tensão de cisalhamento; (d) medição da tensão de cisalhamento; (e) condições 'reais' impostas à amostra (FESTUGATO; FOURIE; CONSOLI, 2013).

O equipamento utilizado foi desenvolvido por Corte (2016) e Corte, Festugato e Consoli (2017), sendo as particularidades mecânicas do equipamento e as equações utilizadas no processo muito bem descrito pelos autores. Medina *et al.* (2024) descreve os componentes do equipamento utilizado nesta pesquisa, conforme a Figura 51. Em resumo, o equipamento é constituído por um motor vertical (Motor 1) com uma célula de carga acoplada, que irá fazer a leitura das tensões verticais na amostra durante todas as fases do ensaio, e também um motor horizontal com uma célula de carga acoplada, para as leituras das tensões horizontais causadas durante a fase de cisalhamento. Um LVDT vertical e outro horizontal são colocados dentro da câmara,

para leitura dos deslocamentos verticais e horizontais em todas as fases do ensaio, respectivamente. Um equipamento GDS (Motor 3) irá controlar a contrapressão dentro da amostra para garantir uma tensão efetiva de 20 kPa durante as fases de percolação e saturação e, além disso, irá manter a contrapressão constante durante a fase de consolidação. A medição da variação da poropressão é feita através de um transdutor de pressão na base da amostra. Outro transdutor de pressão registrará a pressão dentro da câmara para a determinação da tensão de confinamento. O ar comprimido utilizado para a pressão de confinamento vem de um compressor e seu controle é feito por uma válvula proporcional.

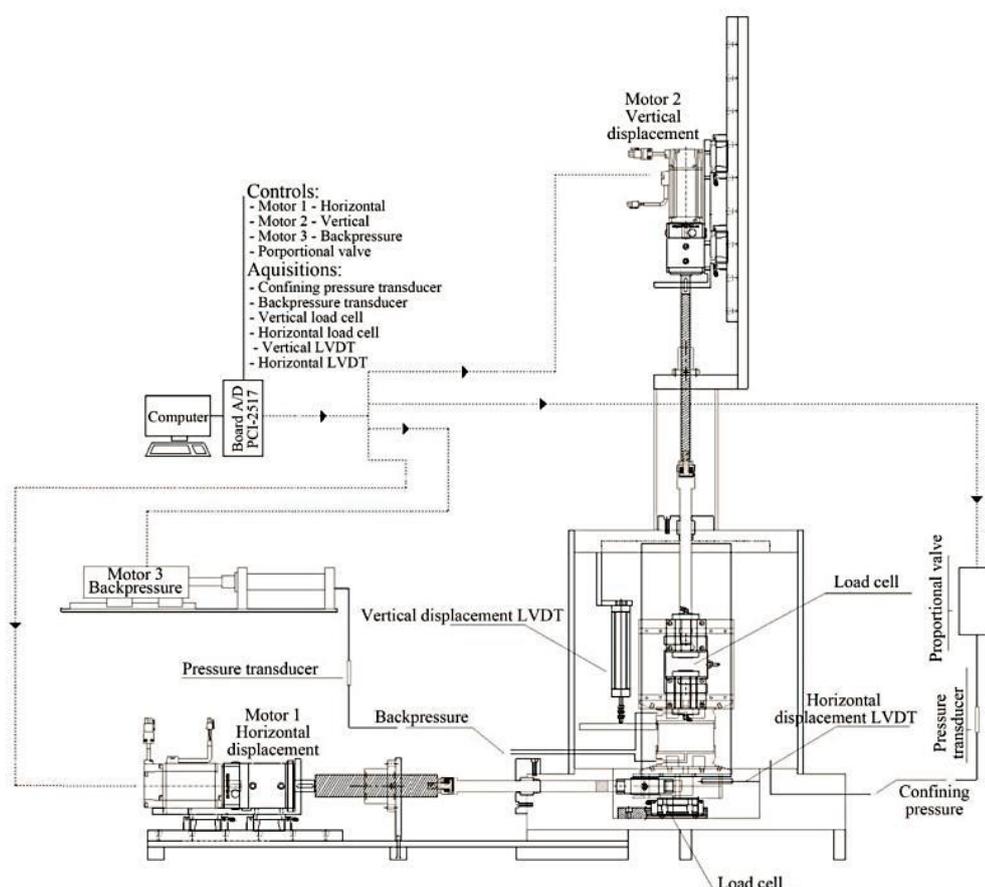


Figura 51: Esquemática do aparelho *simple shear* utilizado (MEDINA *et al.*, 2024)

Uma esquematização da amostra dentro do equipamento é mostrada na Figura 52. O motor vertical impede a variação de altura da amostra enquanto no diâmetro da amostra há uma membrana de látex que permite a aplicação de uma pressão de confinamento. Para garantir a vedação, dois pares de *o-rings* são colocados no *top cap* e *bottom cap*. Além disso, pedras

porosas e papel filtro são colocados no topo e na base das amostras, permitindo a circulação de água dentro da amostra.

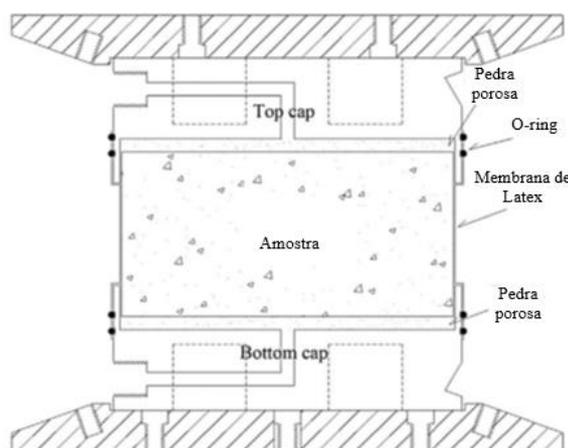


Figura 52: Esquemática do posicionamento da amostra no ensaio *simple shear* (adaptado de MEDINA *et al.* 2024)

Assim, as fases do ensaio foram padronizadas para todas as amostras, conforme mostrado a seguir:

- **Percolação:** Primeiramente a percolação é feita com a entrada de  $\text{CO}_2$  na amostra, mantendo-se fixo o tempo de 15 minutos, visto que se observou um fluxo de  $\text{CO}_2$  coerente para as amostras neste intervalo. Depois, a percolação foi feita com água, até que a quantidade de água percolada seja de duas vezes o volume de vazios. As tensões nesta etapa foram mantidas em 36 kPa para a tensão de confinamento e 16 kPa para a contrapressão, garantindo os 20 kPa de tensão efetiva necessários para fixar a membrana nas paredes da amostra e impedir que se tenha fluxo por esta região.
- **Saturação:** Elevou-se, tanto na base quanto no topo da amostra, a tensão confinante e a contrapressão a uma taxa de 2 kPa/min até atingirem as tensões 370 kPa e 350 kPa, respectivamente. Esta pressão elevada garante que o  $\text{CO}_2$  seja diluído e dê lugar a água nos vazios da amostra, permitindo assim uma melhor saturação. O parâmetro B de Skempton (1964) foi aferido em amostras não cimentadas e verificou-se que este foi sempre superior a 0,95.

- **Consolidação:** Manteve-se a contrapressão em 350 kPa na base e no topo da amostra e elevou-se a tensão de confinamento em uma taxa de 1 kPa/min até atingir a tensão vertical efetiva inicial ( $\sigma'_{v,i}$ ) desejada.
- **Cisalhamento:** É isolada a amostra na base e no topo (ensaio não-drenado) e aplica-se o carregamento pelo motor horizontal a uma taxa de 0,1 mm/min. Assim, tem-se como resposta ao ensaio as leituras do transdutor de confinamento da câmara (que mantêm a pressão de confinamento fixa durante o cisalhamento, com erros de aproximadamente  $\pm 1,0$  kPa conforme análise dos resultados obtidos), o transdutor de contrapressão (que varia conforme a resposta da amostra durante o cisalhamento, permitindo verificar a variação de poropressão), das células de carga vertical e horizontal (que variam conforme as solicitações da amostra, permitindo calcular as tensões verticais efetivas e as tensões cisalhantes, respectivamente) e dos LVDTs horizontal (variou-se até 40% de deformação) e vertical (mantido em um valor fixo, visto que a altura da amostra não varia, erros de aproximadamente  $\pm 0,2$  mm foram observadas nos resultados obtidos).

Por ser não-drenado, a variação volumétrica durante o cisalhamento é nula, logo, o índice de vazios se mantém constante nesta fase.

A definição básica do ensaio e as equações descritas por Corte (2016) e Corte, Festugato e Consoli (2017) são mostradas na Figura 53 e nas equações que se seguem.

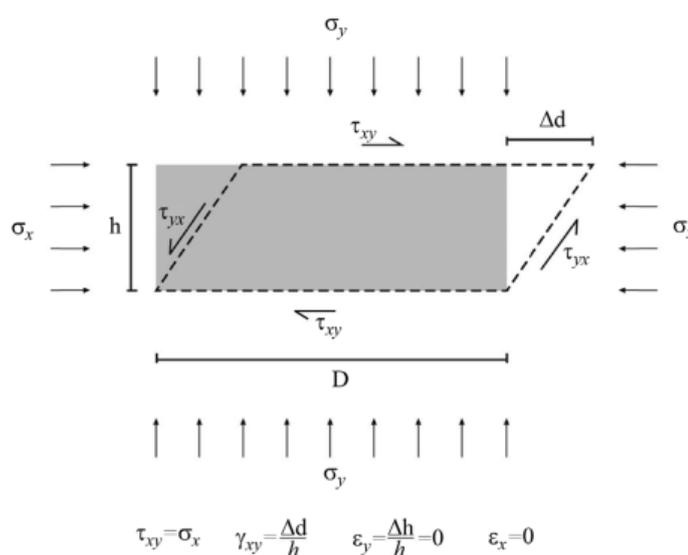


Figura 53: Definições básicas da análise do *simple shear* (CORTE, FESTUGATO, CONSOLI, 2017)

Na Figura 53,  $\sigma_v$  é a tensão vertical,  $\sigma_x$  a tensão horizontal,  $D$  o diâmetro da amostra,  $h$  a altura da amostra,  $\tau_{xy}$  a tensão cisalhante (refere-se às cargas de cisalhamento na direção horizontal),  $\varepsilon_x$  a deformação horizontal,  $\varepsilon_y$  a deformação vertical e  $\gamma_{xy}$  a deformação cisalhante.

As tensões principais podem ser determinadas através das Equações 12 e 13, sendo dependentes das tensões efetivas verticais e horizontais,  $\sigma'_v$  e  $\sigma'_x$ .

$$\sigma'_v = PC + \sigma_v - PP \quad (\text{Equação 12})$$

$$\sigma'_h = PC - PP \quad (\text{Equação 13})$$

Onde  $PC$  é a pressão de confinamento,  $PP$  é a poropressão (contrapressão) e  $\sigma_v$  é a tensão vertical total (leitura da célula de carga vertical, em kN, dividido pela área da amostra, em m<sup>2</sup>).

As tensões principais efetivas ( $\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$ ) podem ser obtidas a partir das Equações 14 e 15:

$$\sigma'_{1,3} = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (\text{Equação 14})$$

$$\sigma'_2 = \sigma'_h \quad (\text{Equação 15})$$

Onde  $\sigma'_v$  e  $\sigma'_h$  são as tensões efetivas verticais e horizontais e  $\tau$  é a tensão de cisalhamento no plano horizontal.

A tensão desvio ( $q$ ) e a tensão efetiva média ( $p'$ ) podem ser definidas pelas Equações 16 e 17 (DOHERTY; FAHEY, 2011):

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2} \quad (\text{Equação 16})$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (\text{Equação 17})$$

Para o cálculo do ângulo de atrito ( $\varphi'$ ) no plano  $p' \times q$ , foi utilizada a Equação 18, apresentada por Doherty e Fahey (2011) para ângulo de Lode ( $\theta$ ) igual a 0°. Ângulo este utilizado no ensaio *simple shear*.

$$\varphi' = \sin^{-1} \left( \frac{M}{\sqrt{3}} \right) \quad (\text{Equação 18})$$

Sendo o parâmetro  $M$  a inclinação da linha de estado crítico. Nesta pesquisa, por se avaliar a inclinação nos pontos de pico, o  $M$  será definido como a inclinação da linha  $K_f$ .

#### 3.2.3.4. Ensaio de condutividade hidráulica

O ensaio de condutividade hidráulica ( $k$ ) foi conduzido seguindo a normativa D 5084 (ASTM,2016), utilizando um permeâmetro de paredes flexíveis e cargas constantes. O equipamento em questão foi desenvolvido por Cruz (2004) e teses como as de Bruschi (2023) e Chaves (2023) também detalham e descrevem este equipamento.

Trata-se de um sistema composto por uma câmara triaxial e três células de pressão chamadas de acumuladores (Figura 54). Ar comprimido aplica pressões diretamente sobre a água presente nos acumuladores. Esse sistema permite a aplicação de pressões tanto na câmara (confinante) quanto no topo e na base da amostra (contrapressão). A monitorização dessas pressões é efetuada por dois transdutores conectados a um conversor analógico/digital (data logger), que por sua vez está ligado a um computador. O fluxo nos acumuladores, conectados ao topo e à base do corpo de prova, é observado através de tubos graduados que possibilitam a verificação do nível do líquido contido nos acumuladores.

Da mesma forma que os ensaios de RCS e UPV, a amostra tem 5 cm de diâmetro por 10 cm de altura. Pedras porosas e papel filtro foram colocados em sua base e em seu topo para que apenas a água circulasse na amostra. Uma membrana em volta da amostra garantiu o isolamento da tensão confinante e da contrapressão.

Na fase de percolação ( $\text{CO}_2$  e água), a amostra foi mantida com 35 kPa de confinamento e 15 kPa de contrapressão. Os procedimentos de percolação e saturação são semelhantes aos feitos no ensaio *simple shear*, com diferença apenas na forma em que os acréscimos de pressões foram feitos na fase de saturação. Neste caso, o acréscimo foi feito de forma manual em intervalos de 50 kPa por hora, até atingir 420 kPa de confinamento e 400 kPa de contrapressão. Após atingir estes níveis de pressão, as amostras foram mantidas por pelo menos 12 horas nestas condições, para garantir um tempo suficiente para a saturação antes de se executar as leituras de condutividade hidráulica.

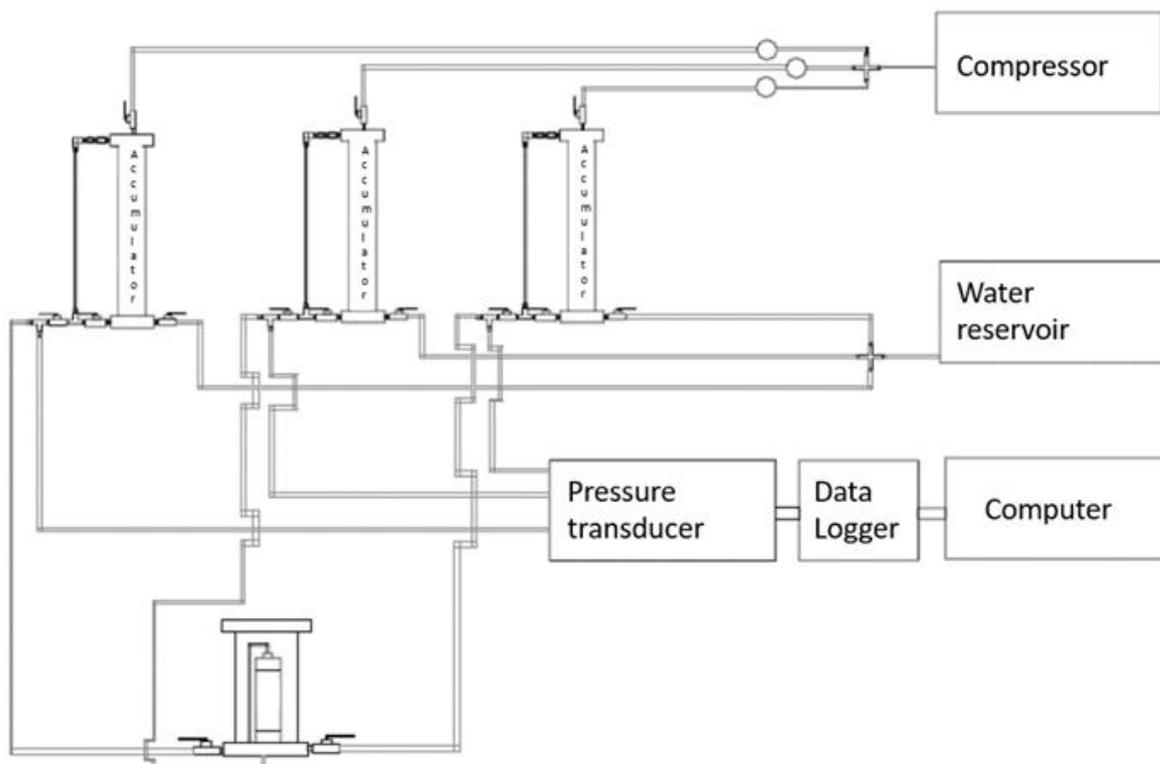


Figura 54: Esquematização do equipamento do ensaio de condutividade hidráulica (BRUSCHI, 2023)

As amostras foram mantidas durante todo o ensaio com uma tensão efetiva de 20 kPa e um carga hidráulica ( $h$ ) de 10 kPa. As leituras foram feitas em intervalos de 30 minutos cada por um período mínimo de seis horas (ao menos 12 leituras). Assim, as médias dessas leituras foram utilizadas para a determinação da condutividade hidráulica. A condutividade hidráulica ( $k$ ) de cada leitura pode ser estimada a partir da Equação 19 (em m/s).

$$k = \frac{L \times Q}{A \times t \times h} \times F_c \quad (\text{Equação 19})$$

Onde:  $Q$  corresponde a vazão que passa pelo corpo de prova,  $L$  a altura do corpo de prova,  $t$  ao intervalo de tempo entre leituras,  $h$  a carga hidráulica e  $A$  a área do corpo de prova. Para garantir que a variação de temperatura não tenha influência nos resultados, um fator de correção ( $F_c$ ) foi utilizado, que leva em conta a relação da viscosidade na temperatura medida em cada leitura com a viscosidade na temperatura de 20°C (mostrado na ABNT 1995).

Para garantir a carga hidráulica de 10 kPa, durante as leituras da condutividade hidráulica foi colocado no topo da amostra 405 kPa e na base 415 kPa (fluxo da base para o topo). No caso das

amostras mais permeáveis (UF = 20%) foi necessário em alguns casos inverter as pressões (fluxo do topo para a base) por conta da limitação de leitura. Para manter a tensão efetiva de 20 kPa, a tensão confinante foi mantida em 430 kPa (para se igualar com a média da contrapressão entre o topo e a base de 410 kPa).

### 3.3. PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL DA PESQUISA

Conforme citam Ribeiro e Caten (2011), o projeto de experimentos trata-se de uma metodologia apoiada fortemente em conceitos estatísticos, destinada a otimizar o planejamento, execução e análise de um experimento. Segundo os autores, esta metodologia foi iniciada por Fischer em 1935 em experimentos voltados para a agricultura. Hoje, porém, o projeto de experimentos tem sido aplicado em todas as áreas de conhecimentos.

Segundo Montgomery (2017), os experimentos são geralmente usados para estudar o desempenho de processos e sistemas, conforme o modelo desenvolvido pelo autor ilustrado na Figura 55. Geralmente, o processo é visualizado como uma combinação de operações, máquinas, métodos, pessoas e outros recursos que transformam alguma entrada (geralmente um material) em uma saída que possui uma ou mais variáveis de resposta observáveis.

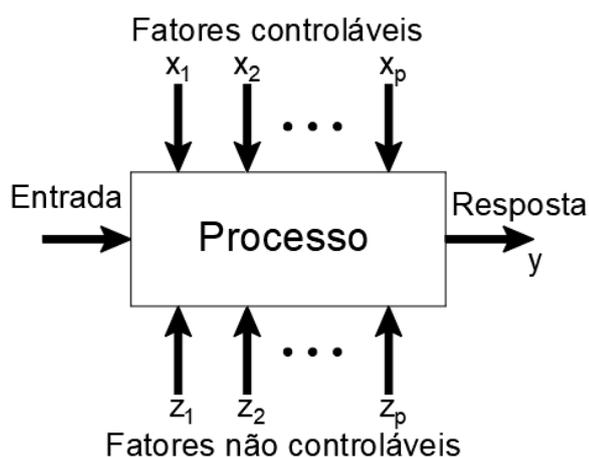


Figura 55: Modelo Geral de um processo ou sistema (adaptado de Montgomery, 2017)

No caso da presente pesquisa, a operação de entrada se baseia nas informações de diferentes dosagens das misturas de rejeito, cimento e água em diferentes umidades, granulometrias,

densidades e teores de cimento. As respostas obtidas no fim do processo, por sua vez, se resumem aos resultados obtidos nos diferentes ensaios avaliados para cada uma das misturas.

Ainda, conforme complementa Montgomery (2017), algumas das variáveis do processo e propriedades do material são controláveis (chamadas na Figura 55 de  $x_1, x_2, \dots, x_p$ ), enquanto outras variáveis, como fatores ambientais ou algumas propriedades do material ( $z_1, z_2, \dots, z_p$ ) são não controláveis (embora possam ser controláveis para fins de teste), caracterizado muitas vezes como um ruído no sistema. O objetivo do experimento é determinar quais variáveis controláveis são mais influentes na resposta dos ensaios.

As variáveis da presente pesquisa podem ser classificadas em três grupos: variáveis controláveis, variáveis fixas e variáveis resposta.

As variáveis controláveis (ou fatores independentes) são as variáveis que representam uma grandeza que está sendo manipulada na pesquisa. Neste caso elas estão descritas na Tabela 10, separado por ensaio e por etapa, visto que em cada um foram selecionadas variáveis controláveis diferentes para as análises.

Tabela 10: Variáveis controláveis dos ensaios e suas etapas

Variáveis controláveis	RCS e UPV		Simple shear			Condutividade hidráulica
	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	
Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	17 e 18	-	18	18	-	18
Grau de compactação (%)	-	100%	-	-	100%*	-
Índice de vazios	-	-	-	-	0.56*	-
Teor de umidade (%)	11, 13 e 15	11, 13 e 15	11 e 15	11 e 15	13	11 e 15
Teor de rejeito ultrafino (%)	20, 30 e 40	20, 30 e 40	20 e 40	20 e 40	20 e 40	20 e 40
Teor de cimento (%)	1, 3 e 5	1, 3 e 5	0 e 1	0	0 e 1	0, 1 e 5
Tensão vertical efetiva inicial (kPa)	-	-	30, 60 e 90	300	90	-
Gradiente hidráulico (kPa)	-	-	-	-	-	10

\*Em parte do experimento

As variáveis fixas (ou fatores constantes) são aquelas em que não ocorreu manipulação de sua grandeza, ou seja, aquelas que se mantiveram constante para todas as misturas. São elas:

- a) Tipo de rejeito granular: Material passante na peneira n. 10;
- b) Tipo de rejeito ultrafino: Material passante na peneira n. 40;

- c) Tipo de cimento: Cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI) passante na peneira n. 100;
- d) Tempo de cura: sete dias;
- e) Temperatura de cura e de ensaio: ambiente;
- f) Volume de percolação no ensaio *simple shear* e condutividade hidráulica: 2x o volume de vazios;
- g) Tensão efetiva nas fases de percolação e saturação no ensaio *simple shear* e condutividade hidráulica: 20 kPa.

As variáveis resposta (ou fatores dependentes) representam uma grandeza que depende de como a variável independente é manipulada. São elas:

- a) Resistência à Compressão Simples ( $q_u$ ), obtido pelo ensaio de resistência à compressão simples (RCS);
- b) Módulo Cisalhante Inicial ( $G_0$ ), obtido pelo ensaio de velocidade de pulso-ultrassônico (Ultrasonic Pulse Velocity test - UPV);
- c) Tensão cisalhante ( $\tau$ ), obtido pelo ensaio *simple shear* monotônico;
- d) Variação da poropressão ( $\Delta U$ ), obtido pelo ensaio *simple shear* monotônico;
- e) Variação da tensão normal efetiva ( $\sigma'_v$ ), obtido pelo ensaio *simple shear* monotônico;
- f) Deformação cisalhante ( $\gamma$ ), obtido pelo ensaio *simple shear* monotônico;
- g) Condutividade hidráulica ( $k$ ), obtido pelo ensaio de mesmo nome.

### 3.3.1. Experimento fatorial

Segundo Montgomery (2017) projetos fatoriais são amplamente utilizados em experimentos envolvendo diversos fatores onde é necessário estudar o efeito conjunto dos fatores em uma resposta. O mais importante desses casos especiais é o dos  $k$  fatores, cada um em apenas dois níveis (alto e baixo). A Figura 56 representa um experimento fatorial  $2^k$  quando se avalia dois fatores A,B (Figura 56a) e quando se avalia 3 fatores A,B,C (Figura 56b). Por se avaliar apenas dois níveis, o número de experimentos para cada um deles é  $2^2 = 4$  e  $2^3 = 8$ , respectivamente. Quanto mais variáveis estudadas, maior o valor de  $k$ . Além disso, pode-se estudar também o projeto fatorial fracionário, com o intuito de se diminuir o número de amostras do experimento.

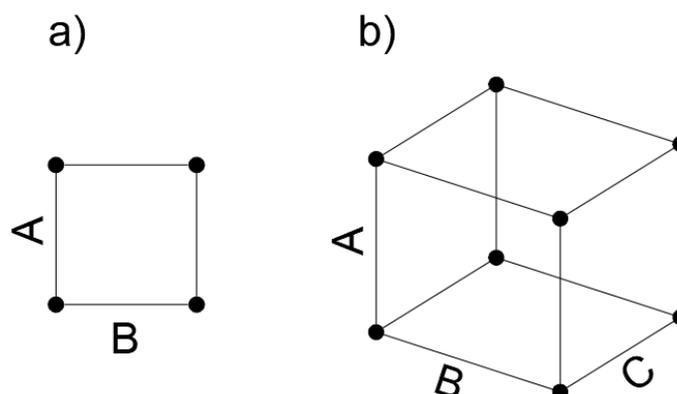


Figura 56: Experimento fatorial (a)  $2^2$  e (b)  $2^3$

Podem-se estudar também as variáveis em três níveis ( $3^k$ ), porém Montgomery (2017) considera este muito menos útil que o  $2^k$  e o fracionário, uma vez que os projetos são relativamente grandes. O autor acredita que, para a experimentação industrial, os projetos fatoriais de dois níveis e fatoriais fracionários devem ser os utilizados para o desenvolvimento de produtos e processos, solução de problemas e melhoria.

Em algumas situações, porém, o autor nota que é necessário incluir um fator (ou alguns fatores) que tenha mais de dois níveis, citando como exemplo o caso de se ter um fator qualitativo com mais de dois níveis no sistema. Essa configuração é mostrada na Figura 57, cujo fator B apresenta três níveis. Assim, na Figura 57a o fator A tem dois níveis e o fator B tem três níveis, totalizando  $2 \times 3 = 6$  experimentos, enquanto na Figura 57b o fator A e C tem dois níveis e o fator B tem três níveis, totalizando  $2 \times 2 \times 3 = 12$  experimentos.

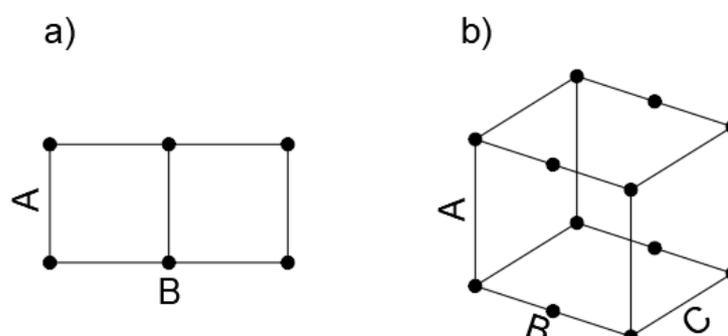


Figura 57: Experimento fatorial onde há três níveis no fator B com (a) dois fatores e (b) três fatores

Nesta pesquisa, utilizaram-se variáveis com três níveis, visto que o comportamento das variáveis pode se comportar de forma não linear. Por exemplo, o teor de umidade estudado nesta tese variou entre 11%, 13% e 15%, sendo o ponto central (13%) o teor ótimo obtido no ensaio de compactação. Não se sabe de início se as melhores respostas obtidas ao final dos ensaios serão para uma umidade ótima, ou abaixo, ou acima disso. Esta é uma avaliação importante e uma das principais questões a ser respondida nesta tese.

Além disso, como já citado na seção anterior, variou-se também em três níveis o teor de cimento (1%, 3% e 5%) e o teor de rejeito ultrafino (20%, 30% e 40%).

No caso do teor de cimento, foi decidido analisar três níveis por ainda ser um mistério qual teor de cimento é necessário para a aplicação em campo, mas, para favorecer sua aplicação, é interessante que se obtenha bons resultados com baixos teores, devido ao custo. O rejeito ultrafino também foi elevado em três níveis por ser, junto ao teor de umidade, as novidades da tese. No caso dos ensaios de RCS e UPV, o peso específico foi mantido em dois níveis na Etapa 1 por serem os pontos que contemplam todas as curvas de compactação das três granulometrias; por ser impraticável em laboratório moldar com valores menores de peso específico; e por ser um fator largamente estudado e avaliado em outras pesquisas.

Dessa forma, será feita a partir deste planejamento experimental e a partir destes fatores e níveis uma análise estatística para os ensaios de RCS e UPV, visto que são ensaios com grande quantidade de amostras. Por conter variáveis em três níveis e outras em dois níveis, será executado um planejamento fatorial completo. Assim, para a análise dos efeitos e da significância de cada variável, serão mostrados os efeitos principais para as médias de  $q_u$  e de  $G_0$ , interação entre as variáveis a partir destas médias, análise de variância e teste de Tukey.

No caso do ensaio *simple shear* e condutividade hidráulica, por conta da dificuldade de operação e execução de cada ensaio, o planejamento experimental foi bastante reduzido, com menores níveis das variáveis controláveis (vide Tabela 10) e sem duplicatas, assim, uma análise estatística não foi feita por conta do menor número de amostras.

### 3.3.2. Seleção das variáveis e descrição das etapas dos ensaios

Esta subseção tem o objetivo de explicar e esclarecer como todo o projeto de experimentos será definido, tendo o objetivo de tornar as análises dos resultados mais claras e organizadas. Para isso, serão descritas nas próximas subseções de forma detalhada as etapas realizadas nos ensaios de resistência à compressão simples (RCS) e velocidade de pulso ultrassônico (UPV) e do ensaio *simple shear*. Os dois primeiros, por serem realizados em conjunto com as mesmas amostras, serão divididos em duas etapas, enquanto o ensaio *simple shear* será dividido em três etapas.

O fluxograma apresentado na Figura 58 mostra as etapas de cada ensaio. Cada etapa de cada ensaio tem objetivos e variáveis diferentes, motivo principal que se optou em separar desta forma. Assim, as próximas duas subseções (Subseções 3.3.2.1 e 3.3.2.2) irão explicar as etapas de cada ensaio. Ainda, na Subseção 3.3.2.3 serão descritas as variáveis empregadas no ensaio de condutividade hidráulica, que contém uma etapa única.

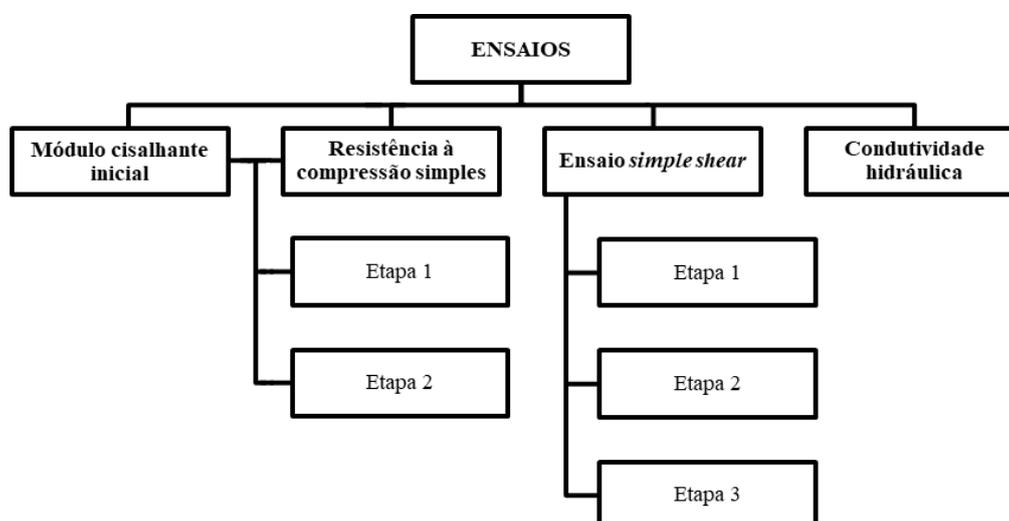


Figura 58: Fluxograma dos ensaios empregados e suas respectivas etapas

### 3.3.2.1. Descrição das Etapas 1 e 2 dos ensaios de RCS e UPV

Para o ensaio de Resistência à Compressão Simples (RCS) e Velocidade de Pulso-Ultrassônico (UPV), o programa experimental foi dividido em duas etapas, onde as variáveis são mostradas na Tabela 11.

Tabela 11: Variáveis avaliadas e quantidade de ensaios realizados nas duas etapas dos ensaios de RCS e UPV

Etapa	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )*	UF (%)	w (%)	C (%)	nº de ensaios (com triplicatas)
Etapa 1	17,0 e 18,0	20, 30 e 40%	11, 13 e 15%	1, 3 e 5%	162 ensaios
	18,4, 18,7 e 18,0	20%	11, 13 e 15%	1, 3 e 5%	27 ensaios
Etapa 2	18,8, 19,2 e 19,0	30%	11, 13 e 15%	1, 3 e 5%	27 ensaios
	19,0, 20,2 e 19,6	40%	11, 13 e 15%	1, 3 e 5%	27 ensaios

\* O  $\gamma_d$  da Etapa 1 foi mantido fixo em dois valores, conforme a Figura 59, enquanto na Etapa 2 seguiu-se as curvas de compactação normal (GC = 100%), conforme a Figura 60.

A intenção da separação em duas etapas se faz necessária devido a diferença dos objetivos e ao alto número de amostras ensaiadas, tornando a organização dos resultados mais clara e objetiva.

Assim, o objetivo destas duas etapas é elencado nos seguintes tópicos:

- **Etapa 1:** Verificar a evolução da resistência ( $q_u$ ) e rigidez ( $G_0$ ) ao aumentar o teor de cimento, teor de ultrafinos, teor de umidade e peso específico aparente seco. Assim, será possível avaliar qual das variáveis tem maior influência na mistura para pesos específicos aparente seco fixos.
- **Etapa 2:** Visto que em campo é realizada a compactação para uma mesma energia (mesmo número de passadas do rolo compactador), teve-se o intuito de avaliar nesta etapa a evolução de  $q_u$  e  $G_0$  com as mesmas variáveis da Etapa 1 e com seus mesmos valores, porém considerando os pesos específicos sobre a curva de compactação normal de cada uma das misturas, ou seja, para um grau de compactação (GC) normal de 100%.

A Figura 59 e Figura 60 mostram, respectivamente, os pontos estudados na Etapa 1 e na Etapa 2 com relação às curvas de compactação. Na Etapa 1, cada ponto mostrado na figura representa 27 ensaios, visto que foram feitas triplicatas, em três teores de cimento e três teores de ultrafino.

Na Etapa 2, cada ponto da figura representa nove ensaios, visto que neste caso os teores de ultrafino foram separados para as suas respectivas curvas de compactação, havendo, portanto, em cada ponto apenas as triplicatas e os três teores de cimento empregados.

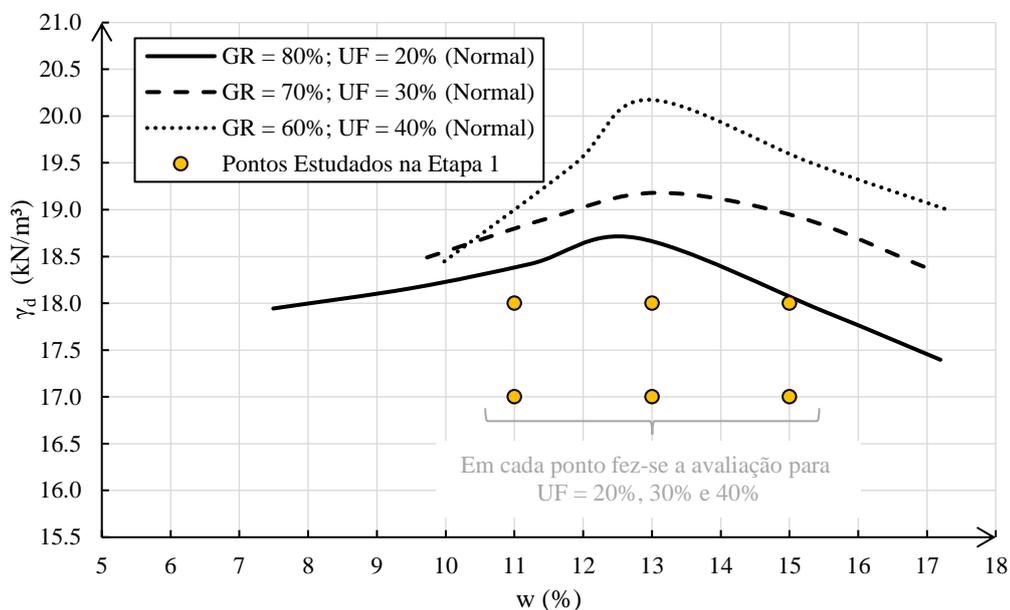


Figura 59: Seleção de pontos adotadas na Etapa 1, considerando fixo o peso específico aparente seco em 17 e 18 kN/m<sup>3</sup>

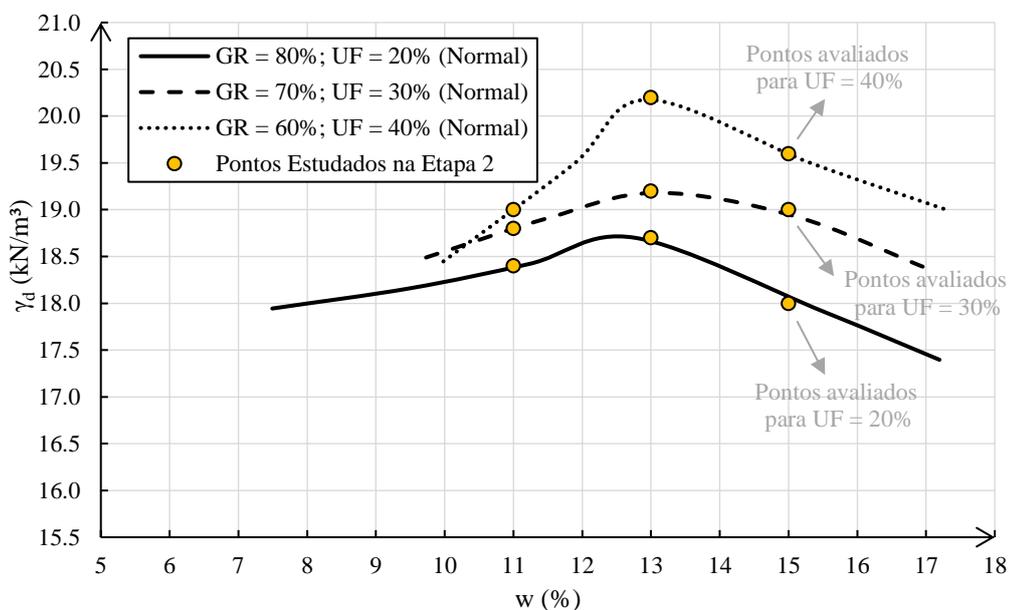


Figura 60: Seleção de pontos adotadas na Etapa 2, onde o peso específico aparente seco varia conforme a energia de compactação normal (GC = 100%)

Cabe destacar que há um ponto em comum entre as duas etapas ( $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$ ;  $w = 15\%$ ;  $UF = 20\%$ ). Neste caso em particular, por não ter diferenças no processo de moldagem, foram usados os mesmos dados para ambas as etapas. Assim, como em cada ponto mostrado nas figuras há triplicatas e três teores de cimento, um total de nove amostras foram aproveitadas da Etapa 1 para a Etapa 2.

Com relação à seleção dos pesos específicos aparente seco ( $\gamma_d$ ) da Etapa 1, foram selecionados os  $\gamma_d$  de 17 e 18  $\text{kN/m}^3$ , visto que estes valores estão incluídos nas três curvas de compactação. Vale ressaltar também que em estudos iniciais foi avaliado o  $\gamma_d$  com 16  $\text{kN/m}^3$ , porém nestas condições o corpo de prova, após a moldagem, não tinha resistência suficiente para se manter íntegro e qualquer toque nele era suficiente para rompê-lo.

É importante destacar também que o índice de vazios para diferentes teores de UF variam para mesmos valores de  $\gamma_d$ , visto que o peso específico dos grãos das três misturas é diferente (vide Figura 48). Assim, a partir das dosagens empregadas, é mostrado na Figura 61 e na Tabela 12 o índice de vazios de dosagem ( $e_0$ ) de cada mistura nas duas etapas estudadas, para seus diferentes teores de UF,  $w$  e  $\gamma_d$ .

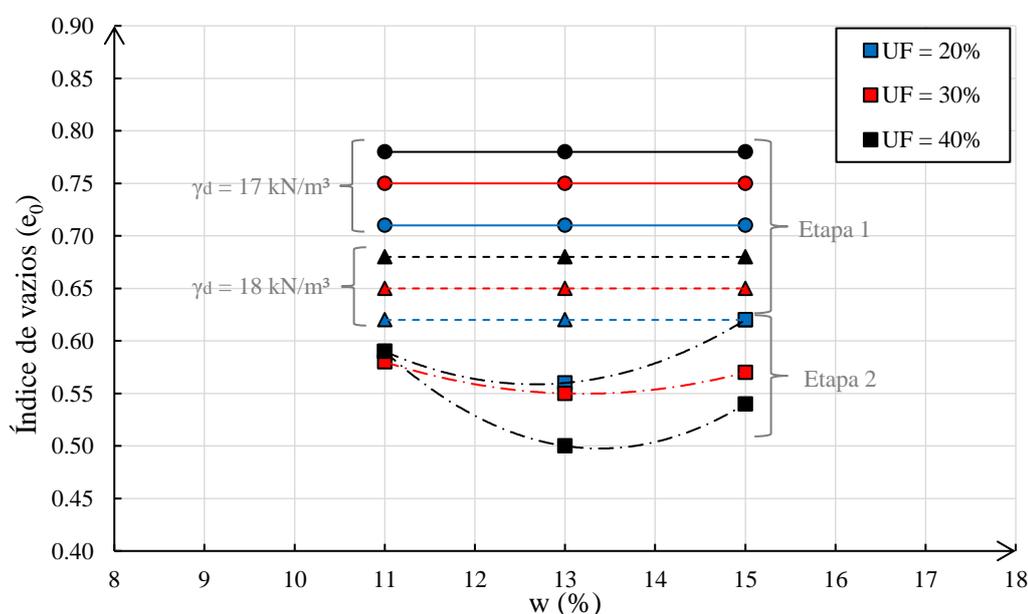


Figura 61: Índice de vazios em relação à umidade das misturas estudadas da Etapa 1 e 2

Tabela 12: Índice de vazios para cada  $\gamma_d$ , w e UF das misturas da Etapa 1 e 2

		$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )			$e_0$			
	UF (%)	11%	13%	15%	11%	13%	15%	
Etapa 1	w (%)							
		20%	-----17,0-----			-----0,71-----		
		30%	-----17,0-----			-----0,75-----		
		40%	-----17,0-----			-----0,78-----		
		20%	-----18,0-----			-----0,62-----		
		30%	-----18,0-----			-----0,65-----		
Etapa 2		40%	-----18,0-----			-----0,68-----		
		20%	18,4	18,7	18,0	0,59	0,56	0,62
		30%	18,8	19,2	19,0	0,58	0,55	0,57
	40%	19,0	20,2	19,6	0,59	0,50	0,54	

É notado que para  $\gamma_d$  fixo (Etapa 1), a cada 10% de UF adicionado, o índice de vazios diminui entre 0,04 (para 17 kN/m<sup>3</sup>) e 0,03 (para 18 kN/m<sup>3</sup>). No caso da Etapa 2, ao avaliar as mesmas energias de compactação, percebe-se que no ramo seco o índice de vazios dos três teores de UF são semelhantes, enquanto no ramo úmido há variações maiores nos índices de vazios, provavelmente por conta da dificuldade de compactação nestas condições.

Além disso, como se pode observar nas figuras acima, optou-se por estudar três teores de umidade diferentes, uma no ramo seco (11%), uma na umidade ótima (13%) e uma no ramo úmido (15%). Assim, será possível determinar se estas variações de umidade afetam nos ganhos ou perdas de resistência e rigidez que o rejeito estabilizado pode adquirir.

Os teores de cimento selecionados foram com 1%, 3% e 5%. Estes valores foram assim escolhidos por serem mais coerentes para se aplicar em campo, visto as grandes dimensões e alturas que uma pilha de rejeito pode alcançar. Dessa forma, por questões econômicas e ambientais, baixos teores de cimento seriam ideais para a aplicabilidade em campo.

Nos resultados, será feita uma avaliação individual de cada etapa, seguido por uma avaliação conjunta entre as duas etapas. No final, será feita uma análise estatística destas duas etapas, buscando avaliar a interação entre as variáveis, análise de variância e teste de Tukey tanto para  $q_u$  quanto para  $G_0$ .

### 3.3.2.2. Descrição das Etapas 1, 2 e 3 do ensaio *simple shear*

Para maior clareza das análises propostas, o ensaio *simple shear* foi dividido em três etapas, como mostrado na Tabela 13.

Tabela 13: Variáveis avaliadas e quantidade de ensaios realizados nas três etapas do ensaio *simple shear*

Etapas	Variáveis						n° de ensaios
	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	e	UF (%)	w (%)	C (%)	$\sigma'_{v,i}$ (kPa)	
Etapa 1	18	0.62	20%	11 e 15%	0 e 1%	30, 60 e 90	12
	18	0.68	40%				12
Etapa 2	18	0.62	20%	11 e 15%	0%	300	2
	18	0.68	40%				2
Etapa 3	18,7	0.56	20%	13%	0 e 1%	90	2
	20,2	0.50	40%				2
	19,4	0.56	40%				2

Cada etapa tem os seguintes propósitos:

- **Etapa 1:** Definir a influência da adição de 1% de cimento nas misturas, comparando-as com amostras não cimentadas. Nesta etapa será verificado também o comportamento do rejeito em diferentes proporções de material ultrafino (20 e 30%) e em dois teores de umidade, no ramo seco ( $w = 11\%$ ) e no ramo úmido ( $w = 15\%$ ). Para a obtenção de uma envoltória de ruptura fez-se necessário a verificação de cada mistura em três tensões verticais efetivas iniciais ( $\sigma'_{v,i}$ ) e suas envoltórias de ruptura foram avaliadas conforme o pico de cisalhamento das três trajetórias.
- **Etapa 2:** Visto as envoltórias de ruptura que serão encontradas com os resultados da Etapa 1, foram feitas outras quatro amostras não cimentadas com uma  $\sigma'_{v,i}$  de 300 kPa, para maior clareza do comportamento destas envoltórias. Além disso, uma melhor compreensão da variação da poropressão ao longo do ensaio também é esperada.
- **Etapa 3:** Por conta das diferenças entre o grau de compactação dos rejeitos com UF = 20% e 40%, será abordado nesta etapa uma análise dos rejeitos com grau de compactação igual a 100%, em suas umidades ótimas (duas amostras cimentadas e duas não cimentadas). Além disso, como nas duas etapas anteriores se priorizou manter um

mesmo  $\gamma_d$ , houve por consequência diferenças no índice de vazios, visto que o  $G_s$  das misturas com proporções de UF variam. Assim, ainda serão feitos dois ensaios (uma amostra cimentada e uma não cimentada) avaliando a mistura com UF = 40% e índice de vazios igual ao de UF = 20% (ou seja, para  $e = 0,56$ ).

Assim, na Figura 62 são mostrados os dois pontos estudados nas Etapas 1 e 2, fixando o  $\gamma_d$  em 18 kN/m<sup>3</sup> e avaliando o teor de umidade no ramo seco e no ramo úmido. Enquanto na Figura 63 são avaliados os pontos para GC = 100%, com um ponto intermediário adicional representando a mistura com UF = 40% com mesmo índice de vazios que o UF = 20%.

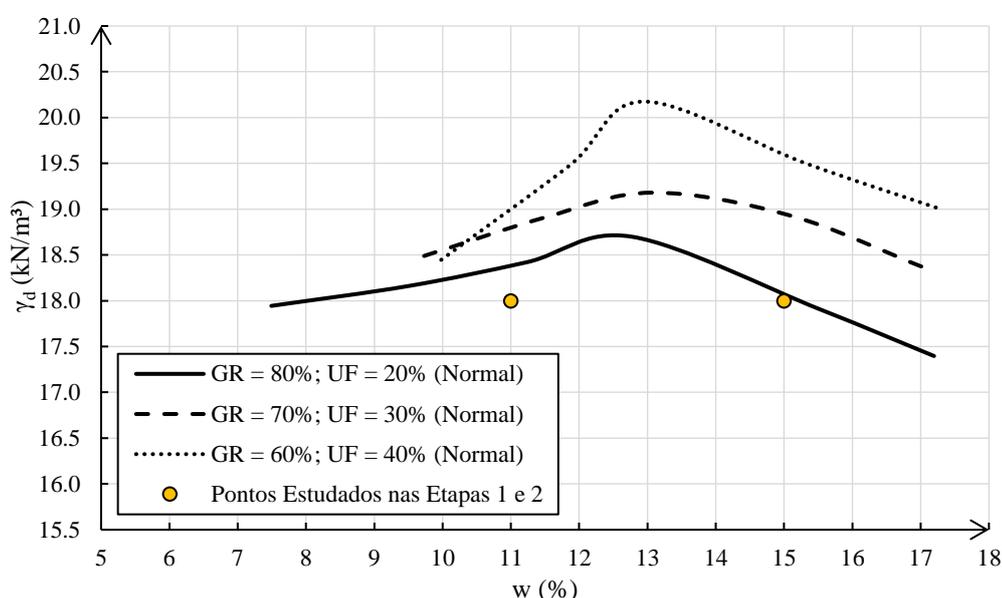


Figura 62: Seleção dos pontos estudados nas Etapas 1 e 2 do ensaio *simple shear*

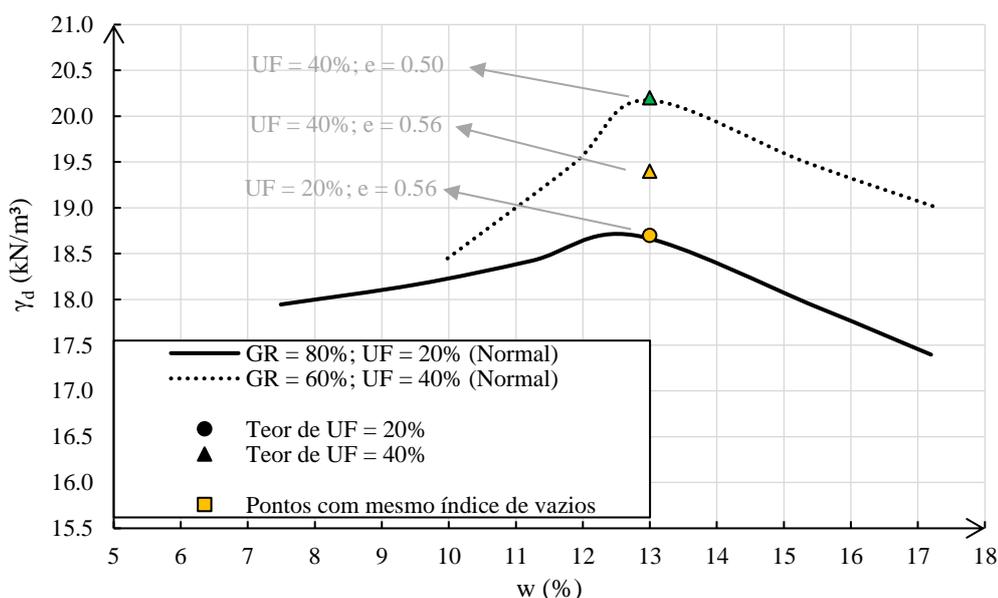


Figura 63: Seleção dos pontos estudados na Etapa 3 do ensaio *simple shear*

Para evitar a quebra da cimentação durante a fase de consolidação, optou-se em utilizar nas Etapas 1 e 3 valores de  $\sigma'_{v,i}$  abaixo dos valores obtidos de  $q_u$  (resistência à compressão simples) para 1% de cimento, escolhidos assim 30 60 e 90 kPa na Etapa 1 e 90 kPa na Etapa 3.

Na Etapa 2, como o objetivo é avaliar as envoltórias para tensões verticais efetivas iniciais elevadas ( $\sigma'_{v,i}$  de 300 kPa), não foram feitas amostras cimentadas, por conta desta possível quebra da estrutura cimentícia neste nível de confinamento. De fato, uma amostra cimentada foi ensaiada para teste, com  $\sigma'_{v,i}$  de 300 kPa (não incluso no programa experimental) e esta não atingiu a envoltória esperada, provavelmente por conta destas questões citadas.

Busca-se assim, avaliar o comportamento destas variáveis na resposta da tensão cisalhante, variações da tensão vertical efetiva, da poropressão e do módulo cisalhante ao longo da deformação horizontal. Além de um aprofundamento do comportamento dos parâmetros de resistência através da envoltória de ruptura.

### 3.3.2.3. Descrição das variáveis do ensaio de condutividade hidráulica

Para o ensaio de condutividade hidráulica, este foi conduzido em permeâmetro de paredes flexíveis e carga constante. Assim, foi mantido a carga hidráulica ( $h$ ) em 10 kPa durante as leituras das variações de altura, seguindo as recomendações da norma americana D 5084 (ASTM, 2016).

Dessa forma, buscou-se investigar as amostras para  $\gamma_d$  similar aos usados no ensaio *simple shear* (18 kN/m<sup>3</sup>). Isso vale também para as variações de UF e  $w$  avaliados. No caso do teor de cimento optou-se em avaliar também a permeabilidade para teores maiores aos feitos no ensaio *simple shear*, assim, além de 0% e 1%, foram feitas amostras com 5% de cimento. Estas variáveis são mostradas na Tabela 14. Assim, para compor este estudo, um total de 12 amostras foram feitas.

Tabela 14: Variáveis investigadas no ensaio de condutividade hidráulica

<b>UF (%)</b>	<b>w (%)</b>	<b>C (%)</b>	<b><math>\gamma_d</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>e_0</math></b>	<b>h (kPa)</b>
20	11 e 15	0, 1 e 5	18,0	0,62	10
40	11 e 15	0, 1 e 5	18,0	0,68	10

Portanto, será avaliado o efeito do teor de umidade no ramo seco e úmido, do teor de ultrafinos e da cimentação na permeabilidade das amostras.

## **4. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE RCS E UPV**

Este capítulo irá abordar os resultados das duas etapas tanto do ensaio de resistência à compressão simples (Seção 4.1) quanto do ensaio de velocidade de pulso-ultrassônico (Seção 4.2). Estes ensaios irão entregar como resposta, respectivamente, a resistência à compressão simples ( $q_u$ ) e o módulo cisalhante inicial ( $G_0$ ). Após a análise individual de cada ensaio, será realizada uma análise estatística das duas etapas de ambos os ensaios (Seção 4.3).

No Apêndice A constam as tabelas com os valores numéricos tanto de  $q_u$  quanto de  $G_0$ , bem como os resultados de umidade e peso específico obtidos na moldagem. Nas próximas seções, os dados destas tabelas serão mostrados de forma gráfica.

### **4.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES ( $q_u$ )**

Nesta seção serão apresentados primeiramente os resultados obtidos na Etapa 1 (Subseção 4.1.1), em seguida serão mostrados os resultados da Etapa 2 (Subseção 4.1.2) e, por fim, a comparação entre as duas etapas (Subseção 4.1.3).

#### **4.1.1. Etapa 1 – Resistência à Compressão Simples**

##### **4.1.1.1. Análise da influência do teor de umidade e do teor de ultrafinos**

No que se refere ao teor de umidade e teor de ultrafinos nos níveis estudados desta pesquisa, a Figura 64 mostra que:

- Há uma tendência de que rejeitos com maiores teores de ultrafinos estão associados a maiores valores de  $q_u$ . Esta tendência é mais evidente quanto maior o teor de cimento. Uma hipótese para que isso ocorra está relacionado ao fato de a distribuição granulométrica favorecer o contato entre os grãos nestas condições, além disso, outra hipótese está relacionada ao aumento no teor de hematita na mistura que, como mostrado por Yeo *et al.* (2023), tende a aumentar a rigidez.
- Além disso, de maneira geral, observa-se que as misturas com um teor de UF de 30% e 40% exibem comportamentos semelhantes em comparação com a mistura com 20% de UF.
- Com relação ao índice de vazios, mesmo as misturas com UF = 40% tendo um maior índice de vazios (como mostrado na Figura 61 e Tabela 12), estas apresentaram maiores valores de  $q_u$ . Isso será discutido com maior propriedade ao se fazer a comparação entre os dados da Etapa 1 e os dados da Etapa 2 (Subseção 4.1.3), visto que na Etapa 2 há pontos no ramo seco com índices de vazios semelhantes.
- Percebe-se também um decréscimo de resistência ao aumentar o teor de umidade, mostrando que as amostras moldadas no ramo seco ( $w = 11\%$ ) são as que obtiveram um maior valor de resistência. Consoli *et al.* (2001) e Guedes (2024) mostram que, de fato, amostras cimentadas no ramo seco são mais resistentes.
- É observado em alguns casos uma diferença no comportamento citado acima (por exemplo nas misturas com  $\gamma_d$  de 17 kN/m<sup>3</sup> e UF = 40% da Figura 64a e  $\gamma_d$  de 18 kN/m<sup>3</sup> e UF = 40% da Figura 64c). Onde para baixos teores de umidade os teores de 40% de UF se mostraram abaixo dos demais. Isso pode estar relacionado a ruídos no sistema, citados na Seção 3.3, visto que são comportamentos isolados dos demais. No caso do exemplo citado da Figura 64a, esta diferença é de apenas 20 kPa, algo sensível ao ensaio de RCS. Já no exemplo da Figura 64c, a diferença alcança até 200 kPa entre as misturas no ramo seco, mas que podem ser causadas por ruídos de moldagem e do ensaio, tendo em vista a dispersão dos pontos das triplicatas.
- Nota-se de forma geral um decréscimo linear de  $q_u$  ao aumentar o teor de umidade.

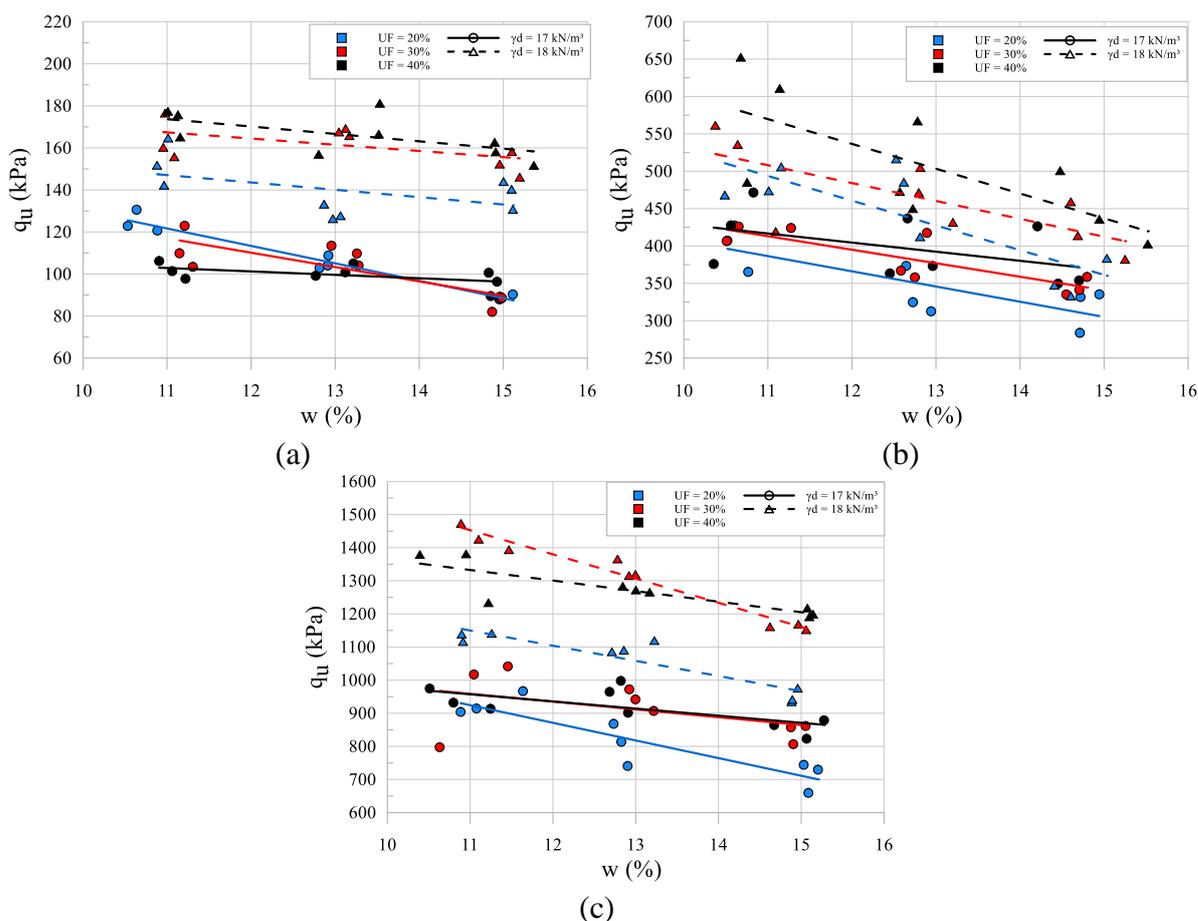


Figura 64: RCS e teores de umidade obtidos nos ensaios da Etapa 1 com (a)  $C = 1\%$ , (b)  $C = 3\%$  e (c)  $C = 5\%$

#### 4.1.1.2. Análise da relação da porosidade pelo teor volumétrico de cimento ( $\eta/C_{iv}$ )

A Figura 65 e Figura 66 mostram a relação entre  $q_u$  e o índice  $\eta/C_{iv}$  para os pontos estudados na Etapa 1 para curvas com diferentes teores de ultrafinos (UF) e diferentes teores de umidade ( $w$ ), respectivamente. Nas Figura 65a e Figura 66a são mostradas as curvas de melhor ajuste (*best fit*) para os pontos com mesmo teor de ultrafino e umidade respectivamente, enquanto as Figura 65b e Figura 66b, mostram a mesma relação e os mesmos pontos, porém com um ajuste no expoente externo ( $B$  da Equação 8) das equações para  $B = -1,30$ . Este valor foi observado ser o que melhor se relaciona não apenas para estes resultados, mas para todos os outros

apresentados nesta pesquisa, além de ser o utilizado também por Consoli *et al.* (2022) para este mesmo rejeito.

Assim, nota-se que:

- Na Figura 65, ao relacionar os teores de ultrafinos, é confirmado o que foi citado na subseção anterior, onde as misturas com UF = 30% e 40% são semelhantes e, também, maiores se comparado as amostras com UF = 20%.
- Na Figura 66, ao relacionar os teores de umidade, observa-se que quanto maior a quantidade de água no sistema, menor a RCS.
- O comportamento entre as duas figuras (a e b) não se altera em virtude da proximidade dos expoentes externos ao ajustado ( $B = -1,30$ ).
- O coeficiente de determinação ( $R^2$ ) de todas as equações apresentadas revelou valores satisfatórios e que pouco mudou entre as duas figuras, estando acima de 0,90 em todos os casos. Este resultado ressalta a importância de uma amostragem ampla para observar a tendência entre as curvas e as resistências obtidas.

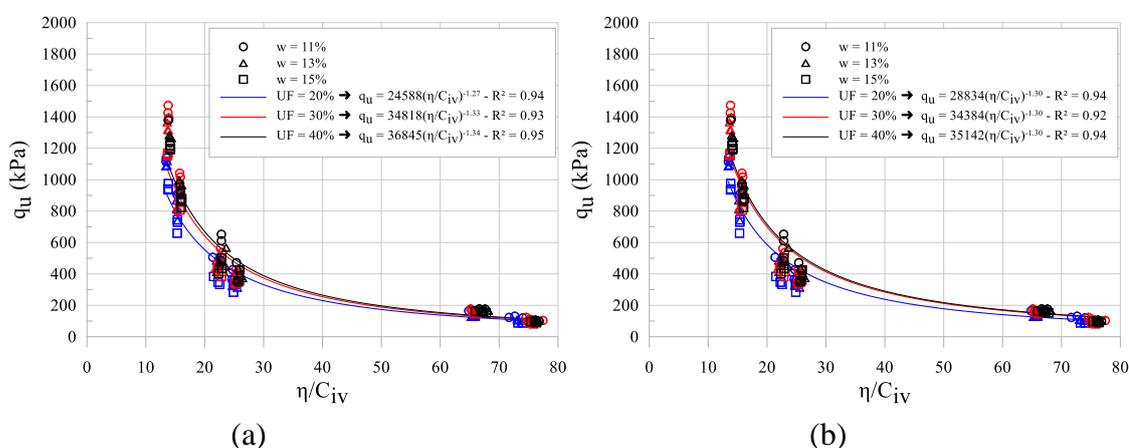


Figura 65: Índice  $\eta/C_{iv}$  dos resultados obtidos de RCS da Etapa 1 considerando (a) o “best fit” e (b) o expoente externo ajustado para  $B = -1,30$  em diferentes teores de UF

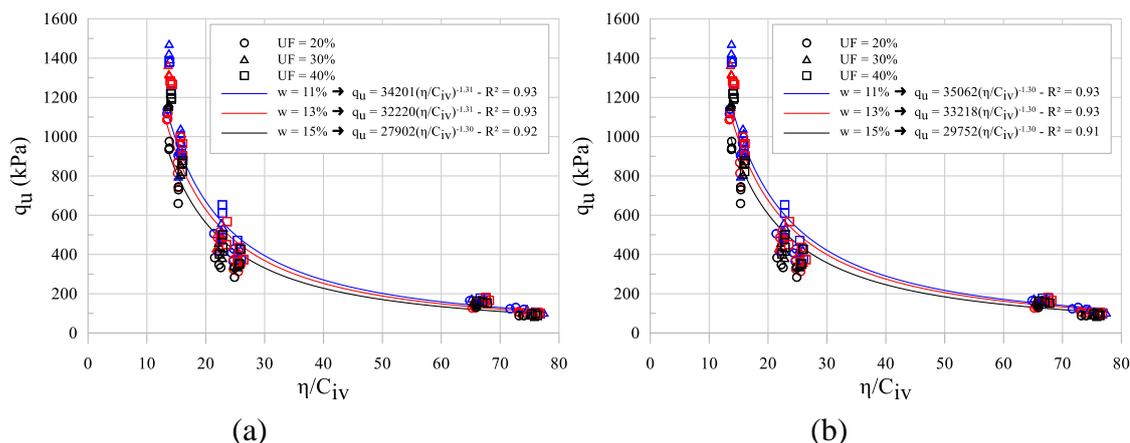


Figura 66: Índice  $\eta/C_{iv}$  dos resultados obtidos de RCS da Etapa 1 considerando (a) o “best fit” e (b) o expoente externo ajustado em  $B = -1,30$  em diferentes teores de  $w$

## 4.1.2. Etapa 2 – Resistência à Compressão Simples

### 4.1.2.1. Análise da influência do teor de umidade e do teor de ultrafinos

No caso dos dados estudados na Etapa 2, onde as amostras foram avaliadas para um grau de compactação de 100% em suas respectivas umidades, pode-se fazer as seguintes observações através da análise da Figura 67:

- Assim como na Etapa 1, observa-se que quanto maior o teor de UF maior a RCS. Isso se deve principalmente por conta do maior  $\gamma_d$  utilizada nas misturas com UF = 40% na Etapa 2. Como será visto na análise estatística da Etapa 1 (Subseção 4.3.1), após o teor de cimento, o  $\gamma_d$  é a variável de maior influência para o ganho de resistência.
- A respeito do teor de umidade, este se comporta de forma distinta dependendo do teor de cimento. Percebe-se que, de forma geral, com 1% de cimento o pico de resistência se encontra na faixa entre 12,5% e 13,5% de umidade, com 3% de cimento este pico de resistência se encontra na faixa entre 11,0% e 12,0%, enquanto com 5% de cimento este pico está em uma faixa abaixo de 10,5% (o limite mínimo não foi identificado nesta pesquisa, como mostrado na Figura 67) e 12%.
- Mesmo que o  $\gamma_d$  seja maior na umidade ótima para a Etapa 2, ainda assim nota-se uma maior resistência no ramo seco nas amostras com 3% e 5% de cimento, de maneira

semelhante ao mostrado por Beckett e Ciancio (2014). Nas amostras com 1% de cimento há um comportamento quase linear, com um pico próximo da umidade ótima.

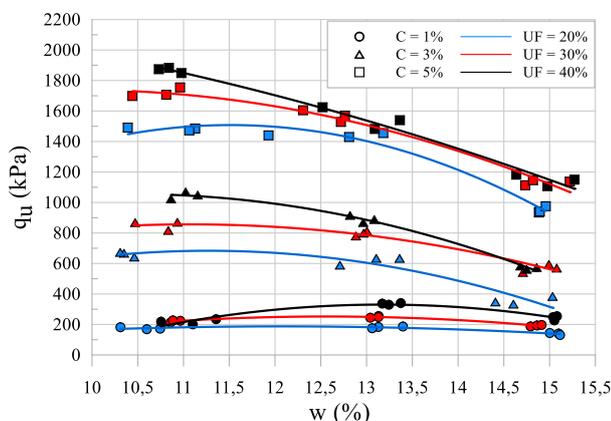


Figura 67: RCS e teores de umidade obtidos nos ensaios da Etapa 2

#### 4.1.2.2. Análise da relação da porosidade pelo teor volumétrico de cimento ( $\eta/C_{iv}$ )

Os resultados da Etapa 2 relativos à relação entre  $q_u$  e o índice  $\eta/C_{iv}$  para os pontos estudados (Figura 68) revelam que:

- Assim como na Etapa 1, observa-se uma tendência de aumento na resistência com o aumento do teor de UF, ao menos nos intervalos estudados nesta tese (entre 20 e 40%).
- Ao comparar as curvas de melhor ajuste aos pontos selecionados para cada teor de UF (Figura 68a) com as curvas ajustadas com expoente externo em  $B = -1,30$  (Figura 68b), nota-se que a constante A (Equação 8) teve mudanças mais significativas ao se realizar este ajuste se comparado aos resultados observados na Etapa 1.
- Apesar disso, o coeficiente de determinação ( $R^2$ ) se manter em valores satisfatórios (acima de 0,92) para os teores de UF = 20% e 30% e razoáveis (0,86) para o teor de UF de 40%. Isso se deve ao comportamento ligeiramente distinto das misturas com teor de UF de 40%.

Ao relacionar a umidade (Figura 69), constata-se que:

- Ao relacionar a Figura 69a e Figura 69b, nota-se uma discordância nos resultados para baixos teores de cimento ( $\eta/C_{iv} \approx 60$ ). Isso está relacionado ao mostrado na Figura 67,

onde para baixos teores de cimento a influência das diferenças das densidades das amostras se mostrou mais significativo, tornando os valores máximos de resistência para  $C = 1\%$  próximo da umidade ótima. Logo, quando o  $\eta/C_{iv}$  é alto, a umidade ótima ( $w = 13\%$ ) passa a ter maiores resistências, enquanto para baixos valores de  $\eta/C_{iv}$  o ramo seco ( $w = 11\%$ ) passa a ter maiores resistências.

- Ao fazer o ajuste do expoente B (Figura 69b) essas questões citadas acima não são mostradas, uma vez que equações de potência com mesmo expoente externo não se cruzam.
- O coeficiente de determinação, apesar disso, se mostrou bastante satisfatório (acima de 0,95), devido também ao número de amostras presentes.

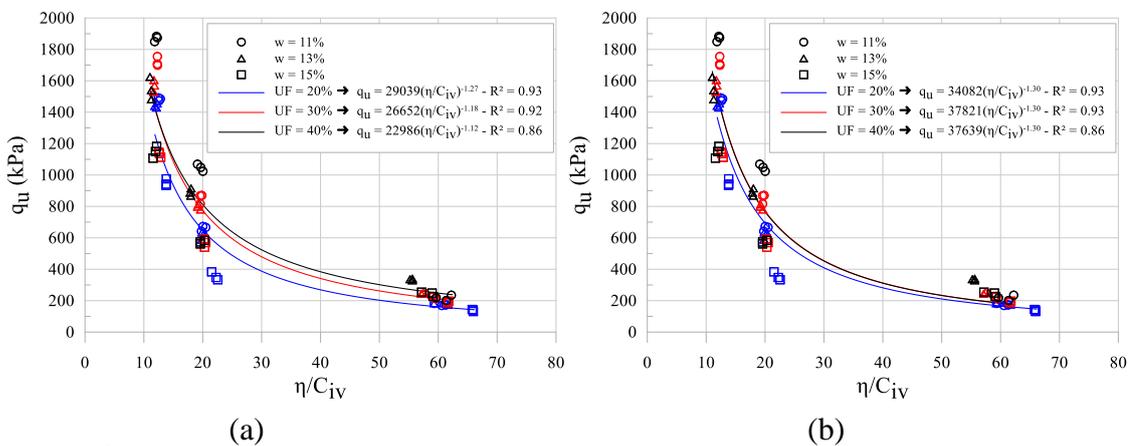


Figura 68: Índice  $\eta/C_{iv}$  dos resultados obtidos de RCS da Etapa 2 considerando (a) o “best fit” e (b) o expoente externo ajustado em  $B = -1,30$  em diferentes teores de UF

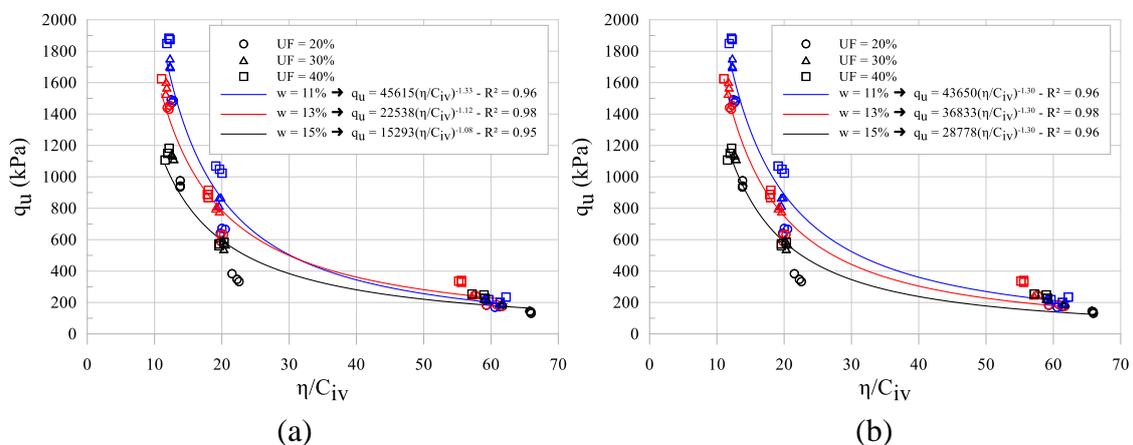


Figura 69: Índice  $\eta/C_{iv}$  dos resultados obtidos de RCS da Etapa 2 considerando (a) o “best fit” e (b) o expoente externo ajustado em  $B = -1,30$  em diferentes teores de w

### 4.1.3. Análise comparativa dos resultados das Etapas 1 e 2

#### 4.1.3.1. Análise da influência do teor de umidade e do teor de ultrafinos

A Figura 70 mostra a junção da Figura 64 (Etapa 1) com a Figura 67 (Etapa 2), separadas por teor de cimento. Assim, se tem maior clareza do comportamento em ambas as etapas. Por conta da influência do  $\gamma_d$  ser maior no ganho de resistência em relação ao teor de umidade, é coerente o comportamento curvilíneo das misturas da Etapa 2 e o comportamento linear da Etapa 1.

Na Figura 70a, por conta do baixo teor de cimento, as resistências variam de 80 a 340 kPa aproximadamente. Além disso, o comportamento da distribuição dos pontos se assemelha aos pontos selecionados à curva de compactação (Figura 59 e Figura 60), mostrando dessa forma que o teor de cimento de 1% não tem tanta influência na mistura se comparado à influência do  $\gamma_d$ .

Esse comportamento não ocorre na Figura 70b e Figura 70c, uma vez que nos teores de cimento de 3% e 5% a influência do cimento demonstra ser mais significativo, principalmente para baixos teores de umidade. Isso será posteriormente confirmado na análise estatística (Seção 4.3), através das médias e a interação entre as variáveis, onde um aprofundamento dessas análises e hipóteses serão abordados.

Com relação ao teor de UF, nota-se que em ambas as etapas o teor de UF de 40% obteve uma maior resistência, mesmo esta tendo um índice de vazios maior na Etapa 1 (Tabela 12). Isso mostra que possivelmente estas diferenças no índice de vazios da Etapa 1 (na ordem de 0,03 a 0,04 a cada 10% de UF adicionado) tiveram menor influência em  $q_u$  que a diferença no arranjo granulométrico (aumento de UF). Dessa forma, as reações do cimento para um arranjo granulométrico mais siltoso (mais fino) teve maior influência nestes ganhos de  $q_u$ . Isso é confirmado na Etapa 2, onde para mesmos índices de vazios entre diferentes teores de UF (que ocorre apenas no ramo seco, conforme Tabela 12) estas diferenças nas variações de resistências são maiores aos mostrados na Etapa 1 (e magnitudes também maiores por conta do maior  $\gamma_d$ ) principalmente ao se comparar as misturas com 3% de cimento das duas etapas.

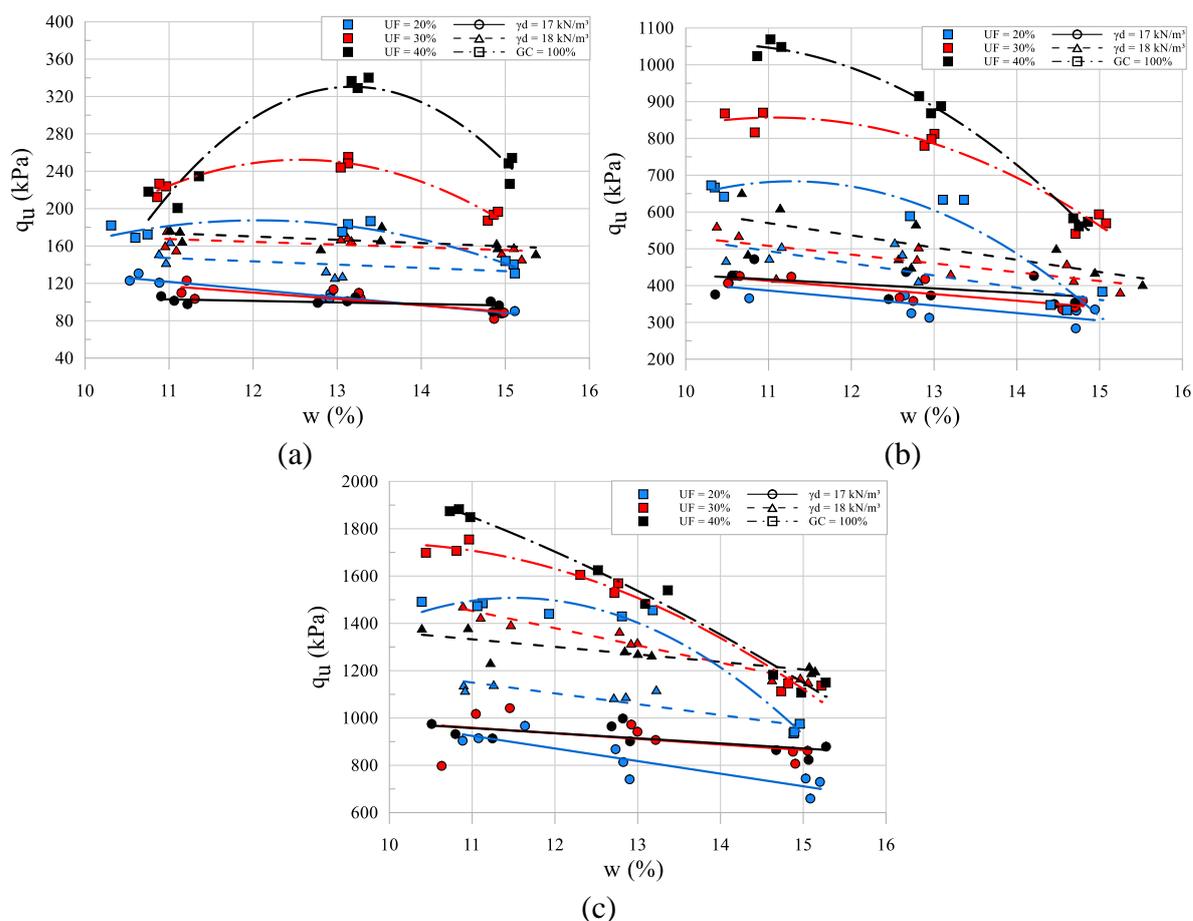


Figura 70: RCS e teores de umidade obtidos nos ensaios da Etapa 1 e 2 com (a)  $C = 1\%$ , (b)  $C = 3\%$  e (c)  $C = 5\%$

#### 4.1.3.2. Análise da influência do teor de cimento

Com relação ao comportamento de  $q_u$  ao variar o teor de cimento, percebe-se que a aproximação linear mostrada na literatura (Consoli *et al.*, 2007) é satisfatória, independente do teor de umidade ou do teor de ultrafino (Figura 71). Essa aproximação é válida tanto para a Etapa 1 quanto para a Etapa 2.

Nota-se também, principalmente nas misturas presentes no ramo seco (Figura 71a), uma maior influência do teor de ultrafinos ao aumentar o  $\gamma_d$ . Além disso, a influência da umidade é notória principalmente nos pontos da Etapa 2.

Cabe destacar que, na Figura 71c, houve uma sobreposição de pontos, visto que a mistura com UF = 20%, w = 15% e  $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$  se encontram tanto na Etapa 1 quanto na Etapa 2, repetindo assim a mesma reta para ambos.

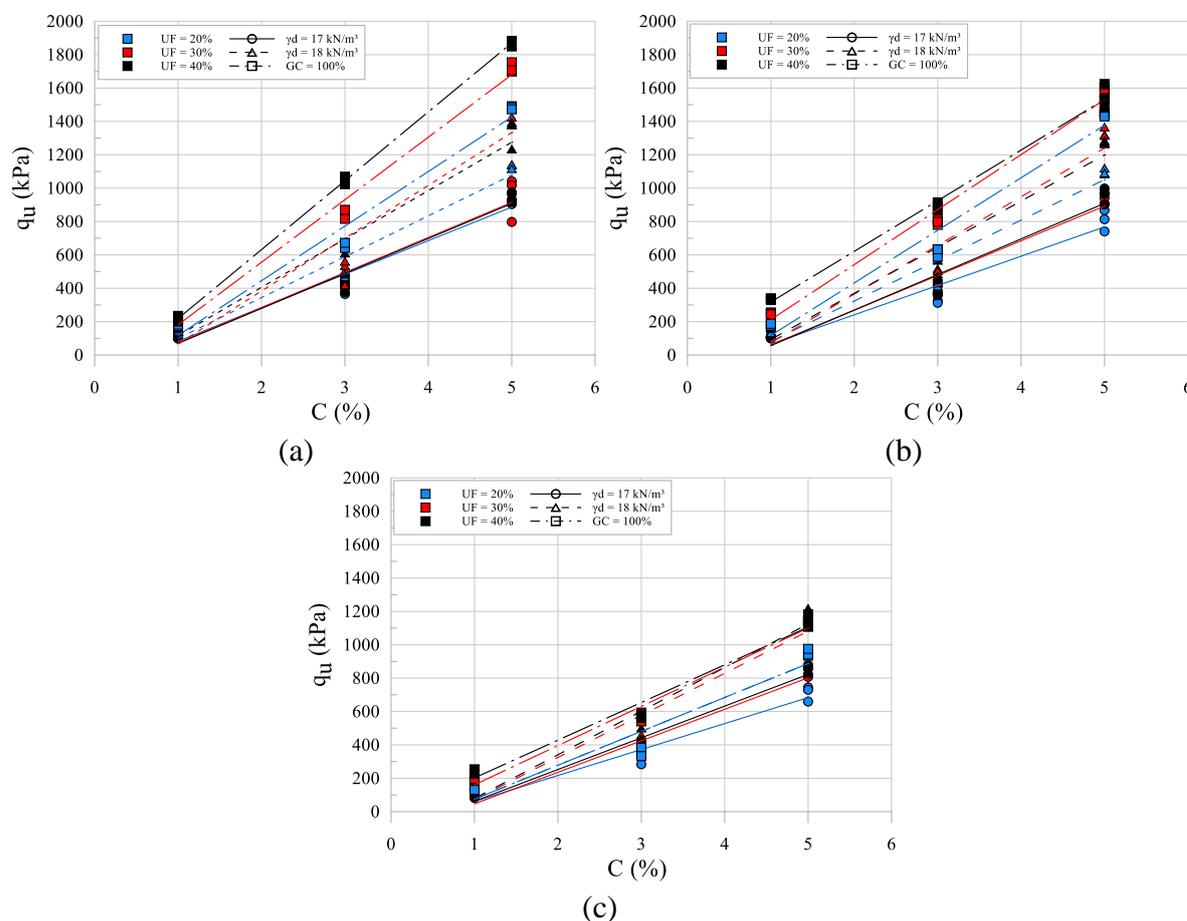


Figura 71: Evolução da RCS ao aumentar o teor de cimento das etapas 1 e 2 para (a)  $w = 11\%$ , (b)  $w = 13\%$  e (c)  $w = 15\%$

#### 4.1.3.3. Análise da relação da porosidade pelo teor volumétrico de cimento ( $\eta/C_{iv}$ )

Na Figura 72 e Figura 73 é mostrada a relação do índice  $\eta/C_{iv}$  e  $q_u$  para as 243 amostras estudadas tanto na Etapa 1 quanto na Etapa 2. Assim, pode-se citar que:

- Por conta do maior número de amostras da Etapa 1, os comportamentos das variáveis ( $w$  e UF) são idênticos ao que já foi mencionado na Subseção 4.1.1.
- Percebe-se que uma boa relação é obtida tanto para o melhor ajuste (Figura 72a e Figura 73a) quanto o expoente externo sendo ajustado em  $B = -1,30$  (Figura 72b e Figura 73b).

- Cuidados devem ser tomados se for utilizado as equações citadas para correções em campo, visto que uma quantidade considerável de amostras apresentou resistências relativamente menores ao dito por qualquer equação apresentada (principalmente no trecho do  $\eta/C_{iv}$  entre 10 e 30).

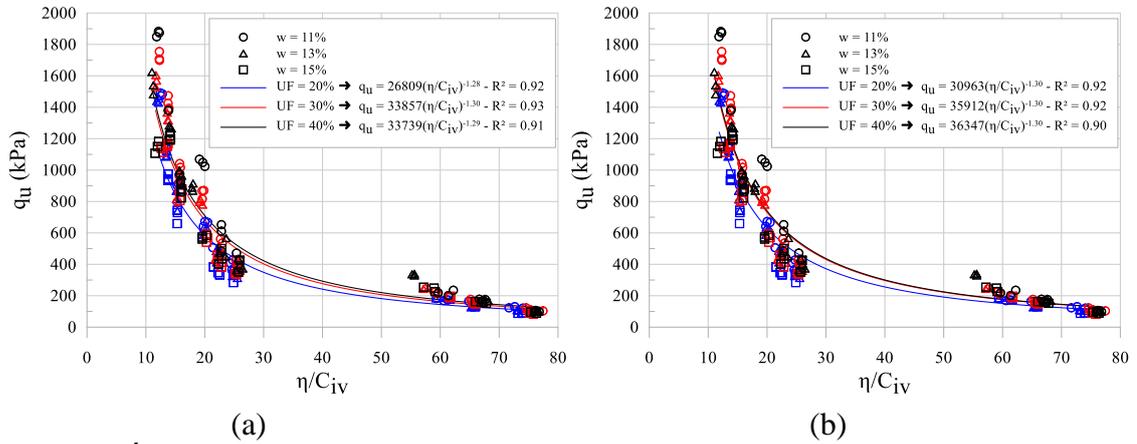


Figura 72: Índice  $\eta/C_{iv}$  dos resultados obtidos de RCS das Etapas 1 e 2 considerando (a) o “best fit” e (b) o expoente externo ajustado em  $B = -1,30$  em diferentes teores de UF

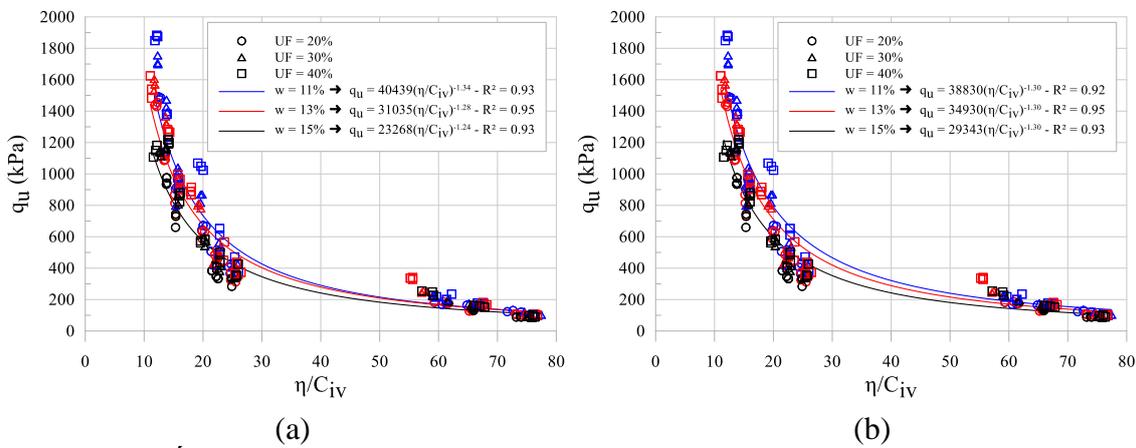


Figura 73: Índice  $\eta/C_{iv}$  dos resultados obtidos de RCS das Etapas 1 e 2 considerando (a) o “best fit” e (b) o expoente externo ajustado em  $B = -1,30$  em diferentes teores de w

## 4.2. MÓDULO CISALHANTE INICIAL ( $G_0$ )

Como já dito no programa experimental, após 6 dias de cura (e antes de se submergir as amostras por 24h para retirar o efeito de sucção no ensaio de RCS), o ensaio UPV foi conduzido, obtendo a velocidade de onda cisalhante para o cálculo do módulo cisalhante inicial ( $G_0$ ).

De maneira semelhante ao que foi exposto nos resultados do RCS, esta seção seguirá uma estrutura análoga, dado que o procedimento experimental para ambos é idêntico. Inicialmente, serão apresentados os resultados da Etapa 1 (Subseção 4.2.1), seguidos pelos resultados da Etapa 2 (Subseção 4.2.2). Posteriormente, será conduzida uma comparação entre as duas etapas (Subseção 4.2.3). Ao término desta seção, uma análise estatística dos dados das duas etapas do ensaio UPV será apresentada em conjunto com os resultados de RCS (Seção 4.3).

### 4.2.1. Etapa 1 – Módulo Cisalhante Inicial

#### 4.2.1.1. Análise da influência do teor de umidade e do teor de ultrafinos

Através da Figura 74, podem-se tirar as seguintes conclusões:

- Assim como nos resultados de RCS, quanto mais úmido o rejeito (nos teores estudados nesta pesquisa) menor o  $G_0$ . Mostrando assim que no ramo seco se obtém os melhores resultados tanto de resistência quanto de rigidez.
- Também, é notório o efeito do teor de cimento nos ganhos de  $G_0$ , de forma semelhante ao observado em  $q_u$ .
- Além disso, o comportamento do decréscimo de  $G_0$  com a umidade mostrou ser linear nos dados da Etapa 1, independente do teor de cimento empregado.
- Por outro lado, ao contrário do que foi observado nos resultados de RCS, as amostras com 20% de UF se mostraram, de forma geral, serem levemente mais rígidas em comparação aos com 40% de UF. Isso pode estar sendo influenciado pelo menor índice de vazios das amostras com UF de 20% (mostrado na Tabela 12), tornando os grãos

mais unidos e, conseqüentemente, mais rígido. Esta informação será confirmada ao se comparar os dados da Etapa 1 com os dados da Etapa 2 (Subseção 4.2.3), em que amostras com mesmo índice de vazios mostrarão que, de fato, nestas condições a amostra com teor de UF de 40% passam a ter maior  $G_0$ .

- Ressalva-se, porém, a sobreposição tanto de pontos quanto de retas em alguns casos, sendo provavelmente ruídos no sistema. Isso, porém, compromete uma melhor avaliação dos efeitos do teor de UF, mostrando que das variáveis estudadas esta é a que tem menor influência (confirmado posteriormente na análise estatística).

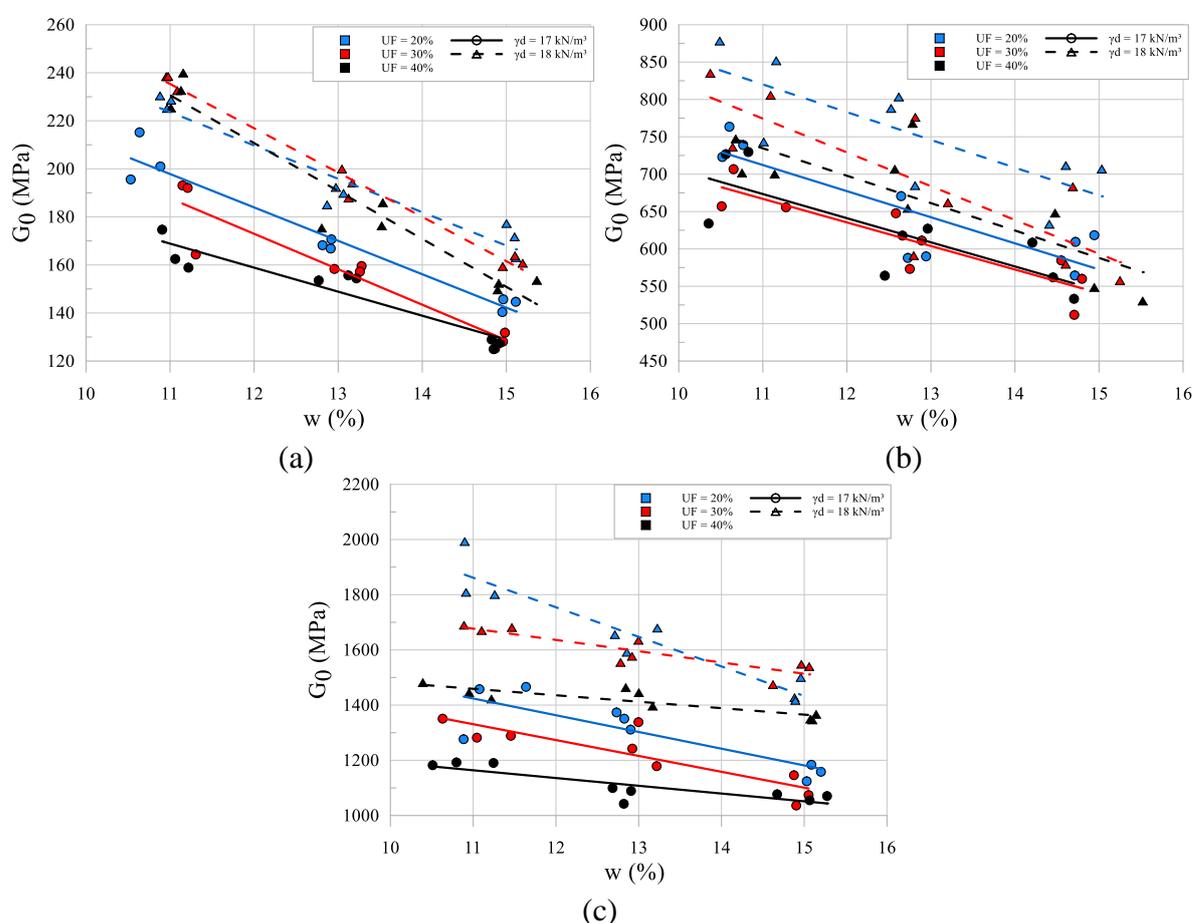


Figura 74:  $G_0$  e teores de umidade obtidos nos ensaios da Etapa 1 com (a)  $C = 1\%$ , (b)  $C = 3\%$  e (c)  $C = 5\%$

#### 4.2.1.2. Análise da relação da porosidade pelo teor volumétrico de cimento ( $\eta/C_{iv}$ )

Da mesma forma que mostrado nos dados de RCS, a análise da relação entre  $\eta/C_{iv}$  de  $G_0$  será avaliada separando as curvas resultantes por teor de UF (Figura 75) e por teor de umidade (Figura 76), onde as figuras da esquerda (Figura 75a e Figura 76a) são os de melhor ajuste (*best fit*), enquanto nas figuras da direita (Figura 75b e Figura 76b) são as que tiveram ajuste no expoente externo B (Equação 8) para  $B = -1,30$ . Dessa forma, através dessas duas figuras, pode-se constatar que:

- Por conta da pouca diferença dos expoentes externos das curvas de melhor ajuste com as ajustadas para  $B = -1,30$ , não há mudanças no comportamento das curvas em relação as variáveis.
- Ao avaliar o teor de UF (Figura 75), pouca mudança se tem entre a variação de UF = 20% para UF = 40%, como já foi discutido na subseção anterior.
- No caso da variação de umidade (Figura 76), nota-se uma maior diferença, mostrando que o efeito do teor de umidade nos resultados de  $G_0$  é mais significativo que o teor de UF. Além disso, também se nota que de fato no ramo seco ( $w = 11\%$ ) se tem maior rigidez.
- O coeficiente de determinação ( $R^2$ ) em todos os casos se mostrou muito satisfatório (acima de 0,96), com precisão mais satisfatória que os encontrados nos resultados de RCS.

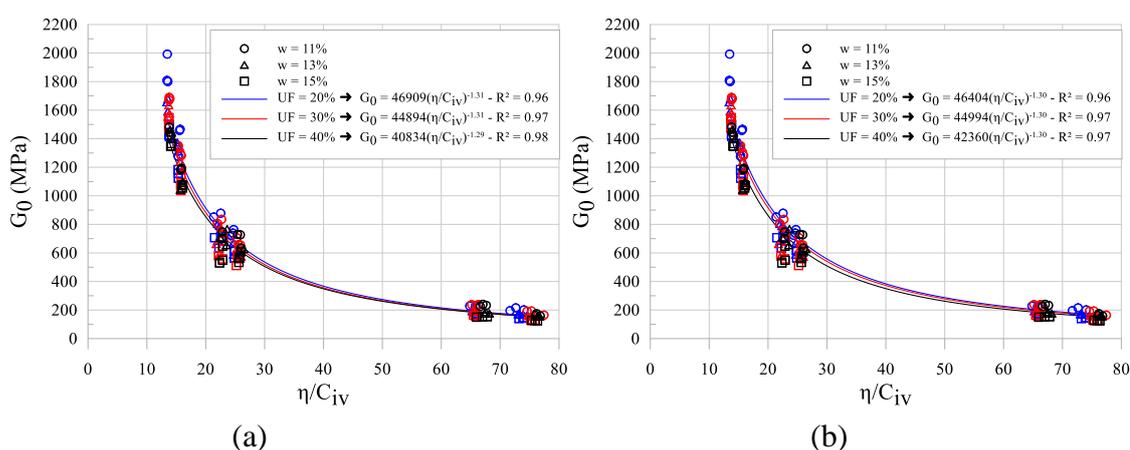


Figura 75: Índice  $\eta/C_{iv}$  dos resultados obtidos de  $G_0$  da Etapa 1 considerando (a) o “best fit” e (b) o expoente externo ajustado em  $B = -1,30$  para diferentes teores de UF

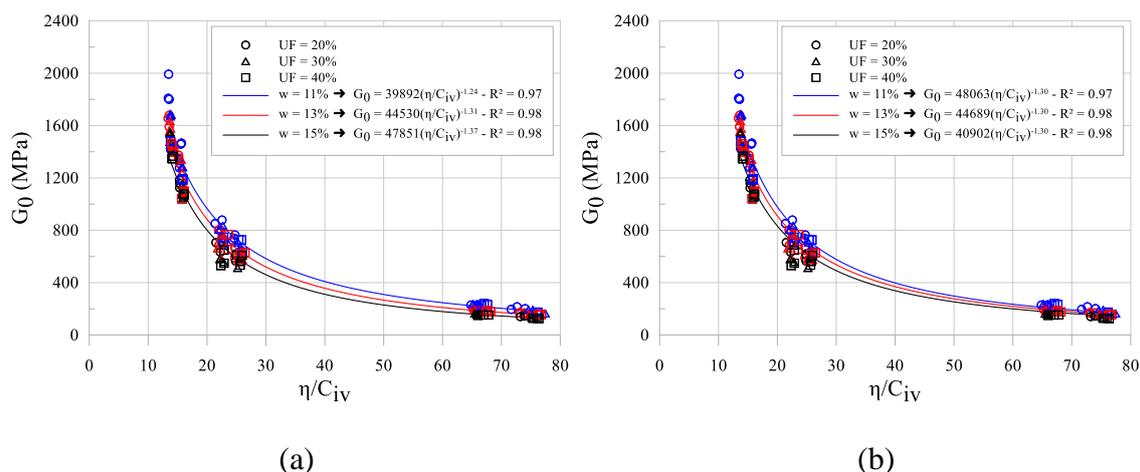


Figura 76: Índice  $\eta/C_{iV}$  dos resultados obtidos de  $G_0$  da Etapa 1 considerando (a) o “best fit” e (b) o expoente externo ajustado em  $B = -1,30$  para diferentes teores de w

## 4.2.2. Etapa 2 – Módulo Cisalhante Inicial

### 4.2.2.1. Análise da influência do teor de umidade e do teor de ultrafinos

Na Etapa 2, ao se avaliar os resultados de  $G_0$  nos pontos sob a curva de compactação normal de cada teor de UF, são obtidos os resultados apresentados na Figura 77. Podendo ser constatado que:

- De maneira análoga ao exposto nos resultados de RCS, o teor de cimento demonstrou ocasionar substancial aumento nos valores de  $G_0$ , revelando-se nitidamente como a variável de maior influência.
- Além disso, o comportamento também mostrou ser curvilíneo em relação à umidade, por conta das variações de  $\gamma_d$  de cada amostra avaliada na Etapa 2. Essas curvas, porém, são menos acentuadas em relação aos dados de RCS.
- Adicionalmente, nota-se que os valores máximos de  $G_0$  são identificados no ramo seco, independentemente do teor de cimento empregado. Este padrão evidencia que baixos teores de cimento ( $C = 1\%$ ) já conferem uma rigidez significativa ao ramo seco, ao passo que na RCS, nesse intervalo, a influência do  $\gamma_d$  ainda é preponderante sobre a do cimento utilizado.

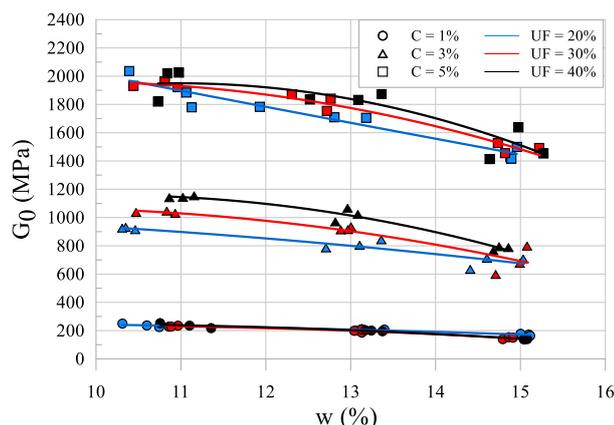


Figura 77:  $G_0$  e teores de umidade obtidos nos ensaios da Etapa 2

#### 4.2.2.2. Análise da relação da porosidade pelo teor volumétrico de cimento ( $\eta/C_{iv}$ )

Ao examinar a relação entre o índice  $\eta/C_{iv}$  e  $G_0$  nos dados da Etapa 2 (Figura 78 e Figura 79), constatam-se as mesmas observações feitas na Etapa 1, destacando-se:

- Coeficientes de determinação ( $R^2$ ) satisfatórios (superiores a 0,94), mesmo considerando um número reduzido de amostras.
- Além disso, nota-se também que o teor de UF revela ser menos eficaz em comparação com o teor de umidade ( $w$ ) nos níveis investigados nesta pesquisa.
- Ao contrário do registrado nos resultados de RCS nesta fase (Figura 69a), onde no melhor ajuste houve uma sobreposição entre as curvas para teores de umidade de 11% e 13% em baixas concentrações de cimento, tal sobreposição não é observada na avaliação de  $G_0$  (Figura 79a). Isso ocorre porque, nos resultados de  $G_0$ , os valores máximos em todos os teores de cimento foram atingidos no ramo seco (Figura 77). Dessa forma, independentemente do ponto selecionado na curva  $\eta/C_{iv}$ , o teor de umidade de 11% se destaca como sendo superior.

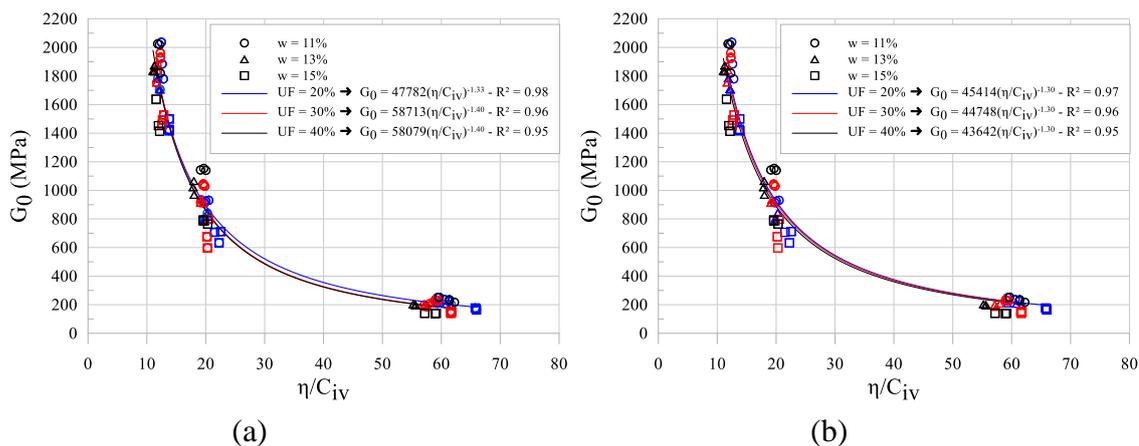


Figura 78: Índice  $\eta/C_{iV}$  dos resultados obtidos de  $G_0$  da Etapa 2 considerando (a) o “best fit” e (b) com o expoente externo ajustado em  $B = -1,30$  para diferentes teores de UF

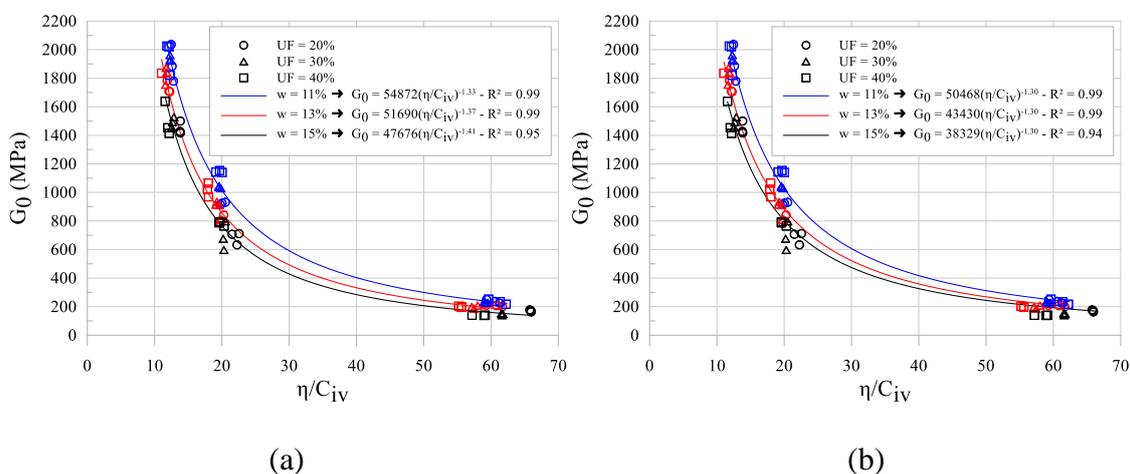


Figura 79: Índice  $\eta/C_{iV}$  dos resultados obtidos de  $G_0$  da Etapa 1 considerando (a) o “best fit” e (b) o expoente externo ajustado em  $B = -1,30$  para diferentes teores de w

### 4.2.3. Análise comparativa dos resultados das Etapas 1 e 2

#### 4.2.3.1. Análise da influência do teor de umidade e do teor de ultrafinos

Ao se comparar os resultados da Etapa 1 com os resultados da Etapa 2 pode-se tirar as seguintes conclusões através da Figura 80:

- Quando se adiciona um baixo teor de cimento (Figura 80a), nota-se a pouca diferença de resultados entre as amostras da Etapa 1 moldadas com  $18 \text{ kN/m}^3$  e as amostras da Etapa 2 moldadas sob as curvas de compactação. Isso evidencia a questão já discutida na subseção anterior de que baixos teores de cimento já conferem às amostras um efeito nos ganhos de  $G_0$  maior do que as diferenças de  $\gamma_d$  presentes nas amostras da Etapa 2 (ao contrário do visto para  $q_u$ ).
- Nota-se também que ao aumentar o teor de cimento (Figura 80b e Figura 80c) essa diferença nos resultados da Etapa 1 e 2 torna-se ainda mais evidente, em que o  $\gamma_d$  também passa a ser influente. Assim, é mostrando que, a combinação do teor de cimento e  $\gamma_d$  para o aumento de  $G_0$  são significantes (isso será confirmado na análise estatística da Etapa 1, onde é percebido que a combinação destas duas variáveis é o terceiro termo mais influente, atrás apenas destas duas variáveis isoladas).
- Percebe-se que de fato o efeito do teor de UF muda de uma etapa para outra, mostrando que na Etapa 1 provavelmente as diferenças nos índices de vazios das amostras (Tabela 12) proporcionaram uma maior rigidez nas misturas com menos vazios (UF = 20%). Contudo, ao se comparar índices de vazios semelhantes (ramo seco da Etapa 2), é notório que as amostras mais finas possuem maior  $G_0$ . Isso corrobora com os resultados de  $q_u$ , ou seja, um arranjo granulométrico mais fino proporcionou um maior resultado tanto de  $q_u$  quanto de  $G_0$ , com a diferença de que o  $G_0$  é mais sensível às variações do índice de vazios.
- Além disso, a mineralogia pode estar exercendo influência nos ganhos de resistência e rigidez das misturas com maior quantidade de ultrafinos, por estas terem uma maior quantidade de hematita em sua composição. Isso é observado por Yeo *et al.* (2023) que, ao realizar ensaios de módulo de rigidez inicial, observam crescimentos consideráveis deste ao aumentar o teor de hematita em relação a um solo naturalmente siltoso. Isso ocorre pois há um maior contato entre as partículas e também há um maior módulo cisalhante das próprias partículas (segundo os autores, a partícula de sílica tem um valor de 31 GPa e da hematita de 82 GPa).

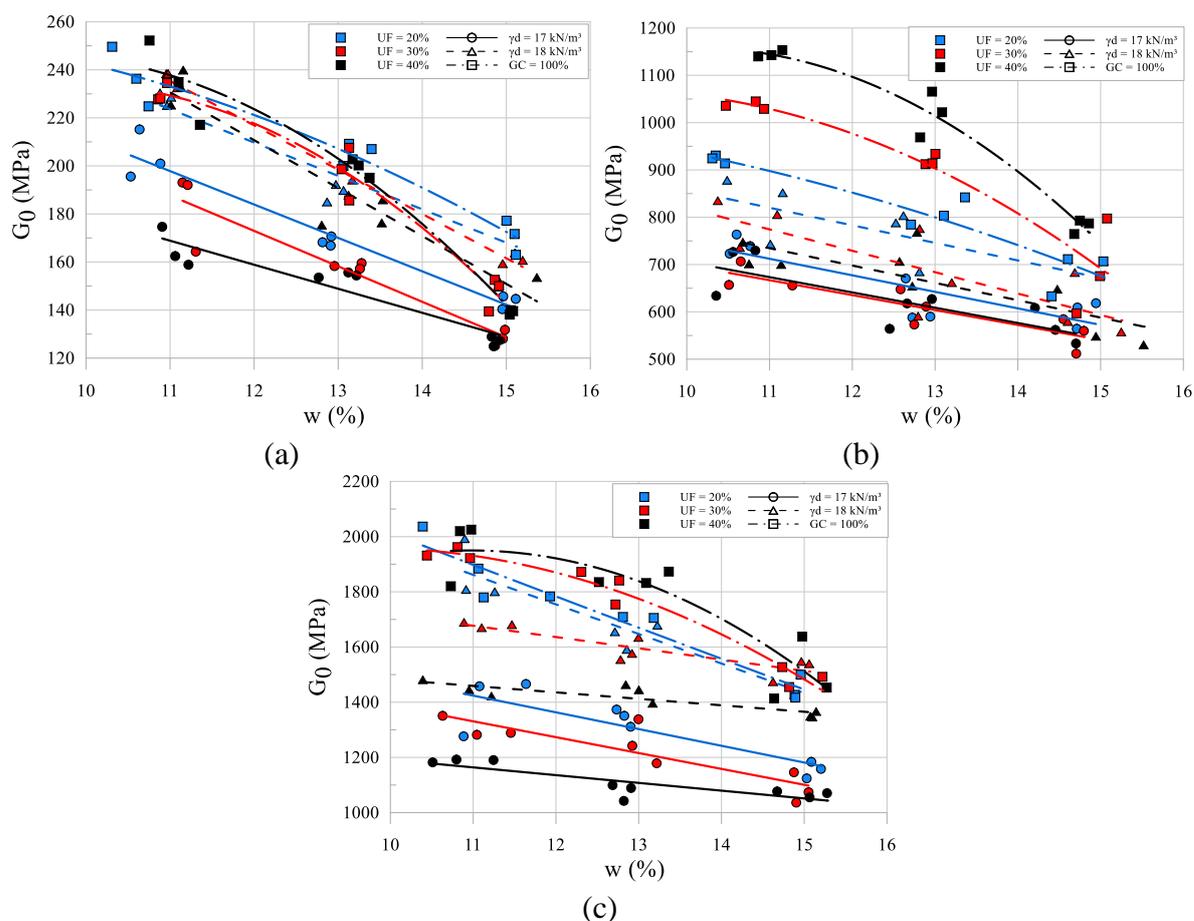


Figura 80:  $G_0$  e teores de umidade obtidos nos ensaios das Etapas 1 e 2 com (a)  $C = 1\%$ , (b)  $C = 3\%$  e (c)  $C = 5\%$

#### 4.2.3.2. Análise da influência do teor de cimento

Como já visto, o teor de cimento é notadamente a variável mais influente, e isso se confirma na Figura 81. Assim pode-se citar que:

- As diferenças entre os dados se mostram mais evidentes para o teor de cimento de 5%, onde é perceptível a relação linear entre o teor de cimento empregado e o  $G_0$ .
- Além disso, percebe-se com maior clareza que nas amostras da Etapa 1 o teor de UF de 20% são mais rígidos, enquanto amostras da Etapa 2 foi o inverso, uma vez que na Etapa 2 as amostras com 20% de UF são menos densas por conta das curvas de compactação.

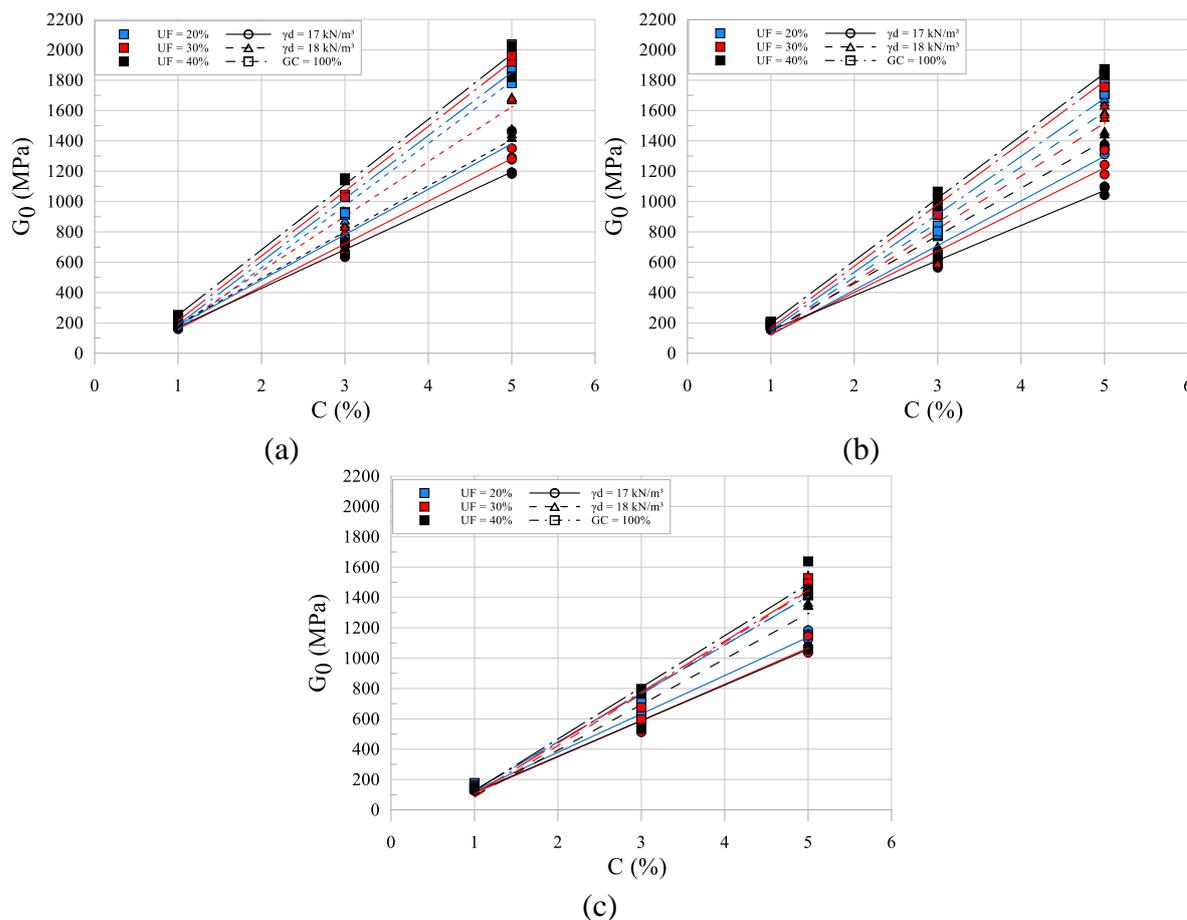


Figura 81: Evolução do  $G_0$  ao aumentar o teor de cimento das Etapas 1 e 2 para (a)  $w = 11\%$ , (b)  $w = 13\%$ , (c)  $w = 15\%$

#### 4.2.3.3. Análise da relação da porosidade pelo teor volumétrico de cimento ( $\eta/C_{iv}$ )

Ao unir todos os dados das Etapas 1 e 2 e separá-los em análises que evidenciem as relações do índice  $\eta/C_{iv}$  e  $G_0$  com cada teor de UF (Figura 82) e com cada teor de umidade (Figura 83), nota-se o que já foi exposto nas análises individuais, onde o teor de UF não se mostra tão efetivo nos ganhos de  $G_0$  em relação ao teor de UF. Além disso, por conter um maior número de pontos, os coeficientes de determinação em todos os casos se mostraram muito satisfatórios (acima de 0,96), principalmente quando se separam estas curvas por umidade.

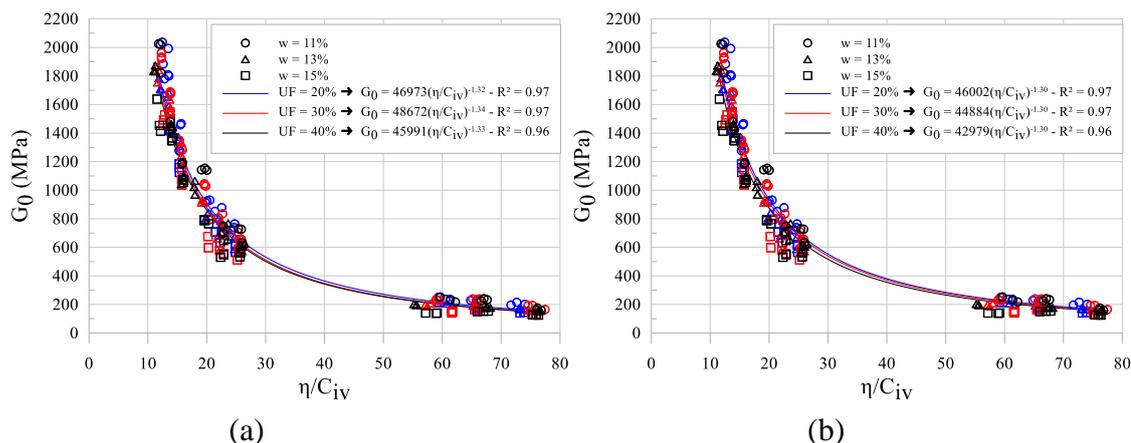


Figura 82: Índice  $\eta/C_{iv}$  dos resultados obtidos de  $G_0$  das Etapas 1 e 2 considerando (a) o “best fit” e (b) o expoente externo ajustado em  $B = -1,30$  para diferentes teores de UF

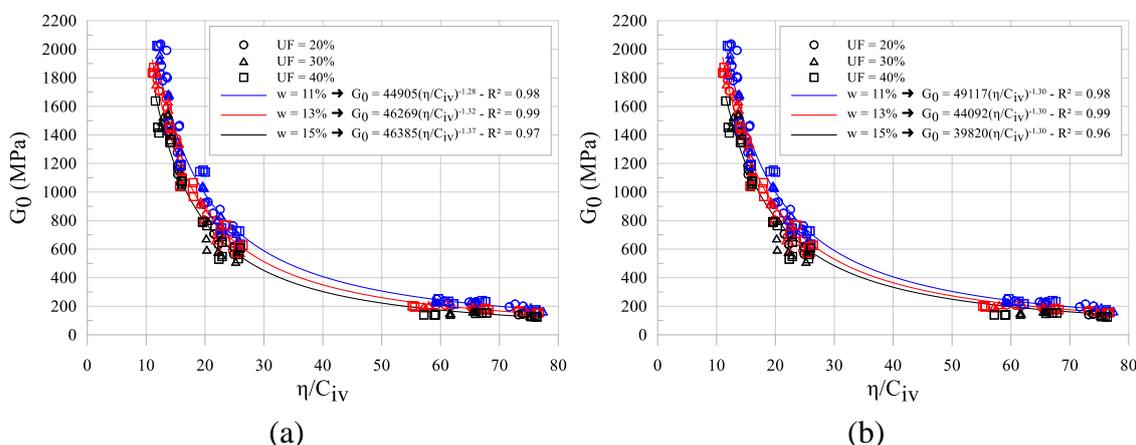


Figura 83: Índice  $\eta/C_{iv}$  dos resultados obtidos de  $G_0$  das Etapas 1 e 2 considerando (a) o “best fit” e (b) o expoente externo ajustado em  $B = -1,30$  para diferentes teores de w

#### 4.3. ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS DE RCS E $G_0$

Para aprimorar as análises apresentadas nas Seções 4.1 e 4.2, esta seção visa aprofundar e avaliar a influência de cada variável controlável examinada nesta pesquisa ( $\gamma_d$ , UF, C, w) sobre as variáveis resposta ( $q_u$  e  $G_0$ ), tanto nos 162 ensaios conduzidos na Etapa 1 quanto nos 81 ensaios realizados na Etapa 2.

Dessa forma, na Subseção 4.3.1 serão mostrados os efeitos das médias de  $q_u$  e  $G_0$  em relação a cada variável da Etapa 1, enquanto a Subseção 4.3.2 serão realizadas as mesmas análises para

a Etapa 2. Além disso, para avaliar a significância de cada variável e de suas combinações no conjunto de ensaios, análise de variância e teste de Tukey foram utilizados, tanto das Etapas 1 e 2 para o ensaio de RCS e UPV.

Cabe pontuar que as análises feitas são válidas para os níveis estudados nesta pesquisa. Pesquisas complementares seriam necessárias para avaliar o comportamento destas misturas para níveis superiores ou inferiores aos empregados nesta pesquisa.

#### 4.3.1. Etapa 1 – Análise estatística de $q_u$ e $G_0$

Na Etapa 1, foram analisadas como variáveis controláveis o  $\gamma_d$ , UF, C e w. Dessa forma, ao realizar a média destas variáveis para cada nível individual pode-se constatar que de fato o teor de cimento é a variável mais preponderante para os ganhos de resistência de  $q_u$  (Figura 84), ao menos para os níveis avaliados nesta pesquisa.

No que diz respeito ao teor de UF, nota-se que este surtiu pouco efeito estas variações, com um leve acréscimo de  $q_u$  quanto maior o teor de UF na mistura. Isso ocorre provavelmente pela leve mudança do índice de vazios entre estas misturas, onde as amostras com UF = 40% têm um índice de vazios menor e, assim, seus grãos estão mais unidos.

Do ponto de vista mineralógico, isso mostra também que o aumento de hematita e goethita (presentes em maior quantidade no material ultrafino) não proporcionaram mudanças significativas no comportamento de  $q_u$ .

Com relação à umidade, percebe-se que quanto mais úmido o material menor as médias de  $q_u$ , mostrando que a compactação no ramo seco proporciona maiores resistências. Isso corrobora com o observado por Consoli *et al.* (2001), Bruschi (2023) e Guedes *et al.* (2024).

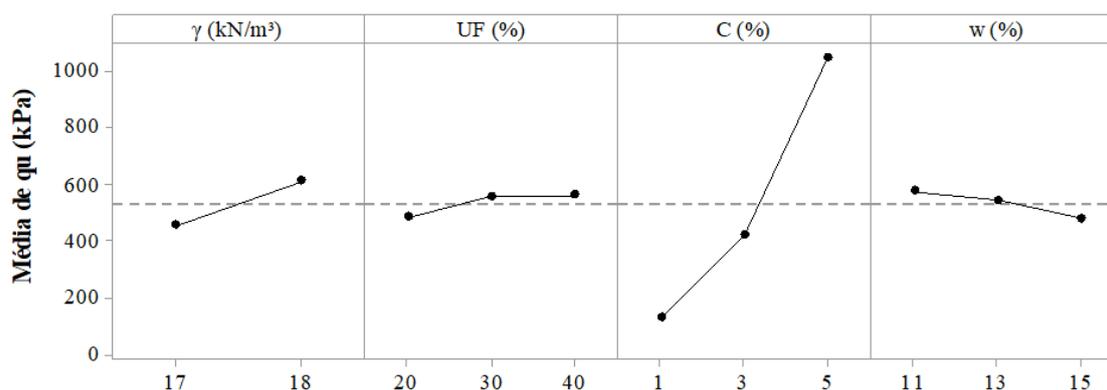


Figura 84: Efeitos principais para as médias de  $q_u$ , para os dados da Etapa 1

No que diz respeito aos efeitos principais das médias de  $G_0$  (Figura 85), as mesmas observações podem ser feitas. Porém neste caso constata-se que ao aumentar o teor de UF há uma diminuição de  $G_0$ , como já havia sido observado na Subseção 4.1.1.

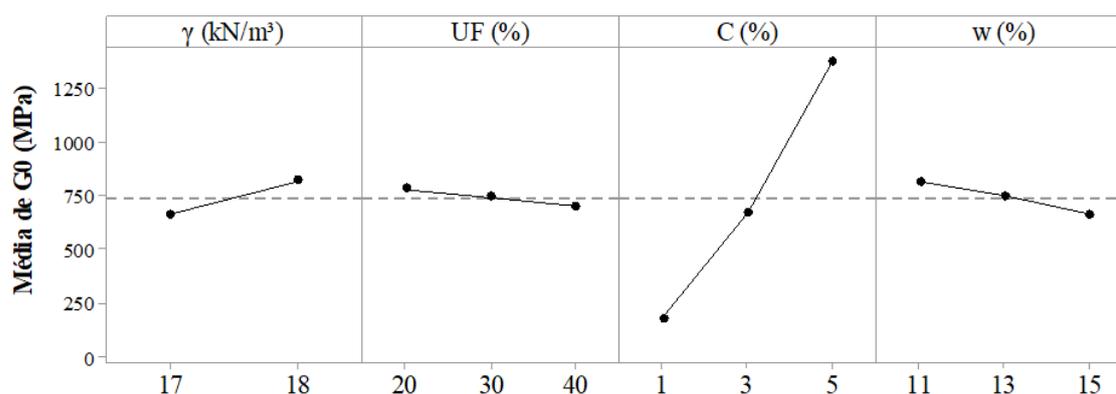


Figura 85: Efeitos principais para as médias de  $G_0$ , para os dados da Etapa 1

Ao avaliar as interações entre as variáveis controláveis tendo como variável resposta o  $q_u$  (Figura 86), pode-se perceber que ganhos de resistência são mais pronunciados no  $\gamma_d$  e no teor de UF quando se adiciona 5% de cimento. Isso evidencia que o cimento em maior quantidade passa a ter mais efeito por conta da maior quantidade de finos (aumento de UF) ou da maior união entre os grãos (aumento de  $\gamma_d$ ), permitindo provavelmente uma maior formação de CSH e CAH.

No caso da avaliação do  $G_0$  (Figura 87), a mesma constatação pode ser feita, com a diferença de que para o teor de 5% se tem quedas maiores de rigidez quando se aumenta o teor de UF, enquanto para 1 e 3% de cimento pouca variação é observada. Assim, uma maior união entre os grãos ao aumentar o  $\gamma_d$  de fato proporciona maiores ganhos de rigidez quanto maior o teor de cimento, porém o aumento de finos teve uma queda de rigidez mais significativa para teor de cimento elevado, mostrando talvez que neste caso a ligação das partículas mais granulares com o cimento proporcionaram maior rigidez na estrutura. Outra hipótese seria a maior porcentagem de hematita e goethita no material ultrafino, que podem ter contribuído para a diminuição desta rigidez (apesar de mais fino, pode haver menor formação de CSH, visto que estes componentes não têm sílica em sua composição), sendo necessário análises químicas e mineralógicas mais profundas para confirmar esta hipótese.

Tanto para  $q_u$  quanto para  $G_0$ , nota-se pouca diferença entre as amostras moldadas com 11% ou 13%. E evidencia a menor resistência das amostras com 15% de umidade, principalmente ao adicionar 5% de cimento. Isso mostra que, mesmo tendo mais água na mistura para a hidratação do cimento, as amostras no ramo úmido ainda assim tiveram menores resistências, provavelmente por conta do arranjo estrutural formado durante a compactação. Assim, isso beneficiou as ligações cimentantes entre rejeito e cimento nas partículas compactadas no ramo seco.

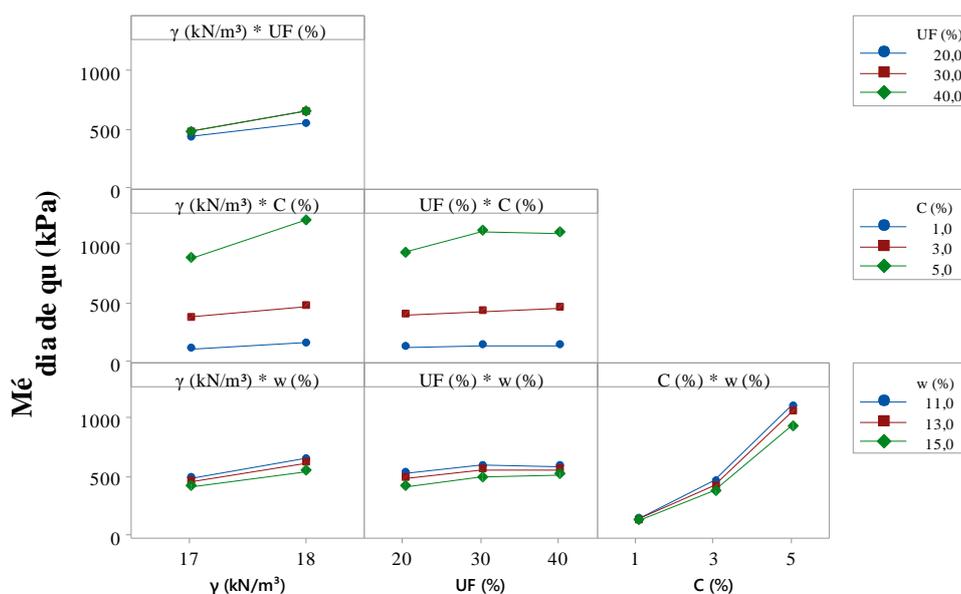


Figura 86: Interações entre as variáveis para as médias de  $q_u$ , para os dados da Etapa 1

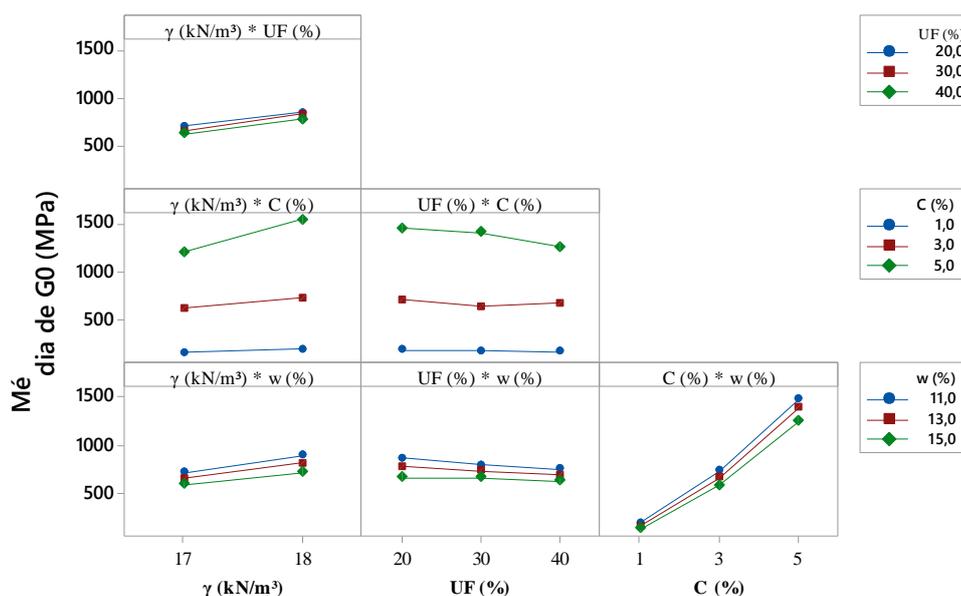


Figura 87: Interações entre as variáveis para as médias de  $G_0$ , para os dados da Etapa 1

A análise de variância (ANOVA) é uma técnica estatística utilizada para avaliar se existem diferenças significativas nas médias de três ou mais fatores independentes.

A avaliação do efeito entre os fatores pode ser feita pela análise do Valor-F, calculado pelo quociente dos quadrados médios (QM) do tratamento do fator específico pelo QM dos resíduos (ou erro). Assim, como o QM dos resíduos é constante para todas as análises de uma determinada variável resposta (para  $q_u$  é igual a 1628 e para  $G_0$  é igual a 2717) quanto maior o Valor-F, maior o QM do tratamento do fator correspondente e, assim, maior o efeito daquele fator específico. Por outro lado, quanto mais próximo do Valor-F = 1,00, menos significativo este efeito é do ponto de vista estatístico.

Para a conferência da significância do efeito de um determinado fator na resposta, basta conferir o valor-P. Se este for menor que o nível de significância ( $\alpha$ ) adotado, significa que se pode rejeitar a hipótese nula ( $H_0$ ), ou seja, será confirmado que aquele fator é estatisticamente significativo no efeito da resposta. O nível de significância diz respeito ao quão preciso se espera que se tenha um resultado confiável. Em geral se adota um  $\alpha = 0,05$  (95% de confiança), valor este comum nas pesquisas de novos materiais na engenharia civil.

Assim, a análise de variância ANOVA mostrado na Tabela 15 mostra os resultados dos quatro fatores estudados na Etapa 1 e as suas combinações, tendo como variável resposta o  $q_u$  e o  $G_0$ .

Assim, pode-se observar que para ambos o teor de cimento, o peso específico aparente seco e sua combinação de ambos ( $\gamma_d \times C$ ) são os que apresentam maiores efeitos, confirmando o que já havia sido discutido nas seções anteriores. Seguido pela umidade ( $w$ ) e o teor de ultrafino (UF) que, apesar de terem menor efeito que as variáveis anteriores, ainda assim são estatisticamente significativos para o  $\alpha$  adotado.

No que diz respeito a interação de segunda ordem, a combinação do  $\gamma_d$  e do teor de umidade não teve um efeito significativo para  $q_u$ . Enquanto para  $G_0$  é notado que a combinação de  $\gamma_d$  e do teor de UF não há efeitos significativos do ponto de vista estatístico. De fato, ao avaliar os termos individuais destas variáveis na Figura 74, nota-se uma sobreposição de pontos, fazendo com que não se tenha evidências estatísticas de algum efeito, mesmo que suas médias tenham coerência.

Tabela 15: Análise de variância ANOVA das amostras da Etapa 1 tendo o  $q_u$  e  $G_0$  como resposta

Fonte	GL	----- $q_u$ (kPa)-----				----- $G_0$ (MPa)-----			
		SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P
Modelo	53	26011040	490774	301,52	0,000	42157530	795425	292,75	0,000
Linear	7	24962215	3566031	2190,89	0,000	40849315	5835616	2147,74	0,000
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	1	993719	993719	610,52	0,000	982058	982058	361,44	0,000
UF (%)	2	208661	104330	64,10	0,000	171116	85558	31,49	0,000
C (%)	2	23505275	11752637	7220,54	0,000	39091253	2E+07	7193,59	0,000
w (%)	2	254561	127280	78,20	0,000	604888	302444	111,31	0,000
Interações de 2 fatores	18	954773	53043	32,59	0,000	1076295	59794	22,01	0,000
$\gamma_d \times$ UF	2	37357	18679	11,48	0,000	7758	3879	1,43	0,244
$\gamma_d \times$ C	2	577874	288937	177,52	0,000	646951	323475	119,05	0,000
$\gamma_d \times$ w	2	11773	5886	3,62	0,030	20336	10168	3,74	0,027
UF $\times$ C	4	192158	48040	29,51	0,000	228035	57009	20,98	0,000
UF $\times$ w	4	12547	3137	1,93	0,111	35455	8864	3,26	0,014
C $\times$ w	4	123064	30766	18,90	0,000	137762	34440	12,68	0,000
Interações de 3 fatores	20	77920	3896	2,39	0,002	159591	7980	2,94	0,000
$\gamma_d \times$ UF $\times$ C	4	41545	10386	6,38	0,000	10663	2666	0,98	0,421
$\gamma_d \times$ UF $\times$ w	4	10203	2551	1,57	0,188	23608	5902	2,17	0,077
$\gamma_d \times$ C $\times$ w	4	10204	2551	1,57	0,188	7716	1929	0,71	0,587
UF $\times$ C $\times$ w	8	15968	1996	1,23	0,291	117605	14701	5,41	0,000
Interações de 4 fatores	8	16133	2017	1,24	0,284	72327	9041	3,33	0,002
$\gamma_d \times$ UF $\times$ C $\times$ w	8	16133	2017	1,24	0,284	72327	9041	3,33	0,002
Erro	108	175788	1628			293446	2717		
Total	161	26186828				42450975			

De forma complementar ao mostrado na análise de variância, o teste de Tukey mostra se os níveis de cada fator são significativamente diferentes através do agrupamento entre elas em letras. Quando a média de dois níveis não compartilham a mesma letra, significa são significativamente diferentes.

Assim, através da Tabela 16, constata-se que ao menos um dos níveis de cada fator é significativamente diferente, tanto para  $q_u$  quanto para  $G_0$ . No caso do teor de cimento e do  $\gamma_d$  todos os seus níveis tiveram diferenças significativas.

Além disso, em ambas as respostas se constata a diferença mais acentuada da umidade de 15%, que reduz tanto a resistência quanto a rigidez de forma mais significativa.

Tabela 16: Informações de agrupamento usando método de Tukey e nível de confiança de 95% para as amostras da Etapa 1 e tendo como resposta  $q_u$  e  $G_0$

Fatores	Níveis	N	$q_u$ (kPa)		$G_0$ (MPa)	
			Média	Agrupamento	Média	Agrupamento
UF (%)	20	54	481,24	A	780,49	A
	30	54	554,90	B	740,73	A B
	40	54	559,62	B	700,88	B
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	17	81	453,60	A	662,84	A
	18	81	610,24	B	818,56	B
C (%)	1	54	129,33	A	176,42	A
	3	54	423,26	B	671,92	B
	5	54	1043,19	C	1373,76	C
w (%)	11	54	575,41	A	812,87	A
	13	54	540,82	A	745,77	B
	15	54	479,54	B	663,46	C

#### 4.3.2. Etapa 2 – Análise estatística de $q_u$ e $G_0$

De forma semelhante ao exposto na análise estatística mostrado na Etapa 1, será mostrado a seguir as mesmas análises para a Etapa 2, onde se fixou o GC em 100% em diferentes pontos

sobre a curva de compactação normal. Visto que o  $\gamma_d$  não é uma variável controlável nesta etapa, o programa experimental foi feito a partir de 81 amostras contendo três fatores (UF, C e w), cada um em três níveis.

Assim, através das médias de  $q_u$  e de  $G_0$  mostrados respectivamente na Figura 88 e Figura 89 confirma-se que, assim como na Etapa 1, o aumento do teor cimento é a variável mais influente na mistura, sendo o maior responsável pelo ganho de resistência e rigidez.

A respeito do teor de UF, nota-se que quanto mais fino a mistura mais resistente e rígido esta é, com ganhos de  $q_u$  mais acentuado que de  $G_0$ . Isso porém está ligado ao comportamento da compactação que cada teor de UF está sujeito. Pois, como visto, as misturas com UF = 40% foram compactados com  $\gamma_d$  mais elevados para ser possível atingir o GC = 100% de sua respectiva curva de compactação. Dessa forma, como o  $\gamma_d$  tem mais efeito na resistência e rigidez que o teor de UF (mostrado na Etapa 1), quanto maior o teor de UF, maior o  $\gamma_d$  empregado para atingir a curva de compactação Proctor normal e, conseqüentemente, maior a resistência e a rigidez.

Além disso, as amostras no ramo seco possuem mesmo índice de vazios. Assim, pode-se avaliar que nas condições de mesmo índice de vazios, uma granulometria mais fina proporciona maior resistência e rigidez.

No que diz respeito ao teor de umidade, é perceptível que a amostra moldada no ramo seco tem maior resistência e rigidez que as moldadas na umidade ótimo, mesmo esta segunda tendo um  $\gamma_d$  maior. Esta análise se torna mais evidente ao se fazer a interação entre as variáveis em seus diferentes níveis (Figura 90 e Figura 91).

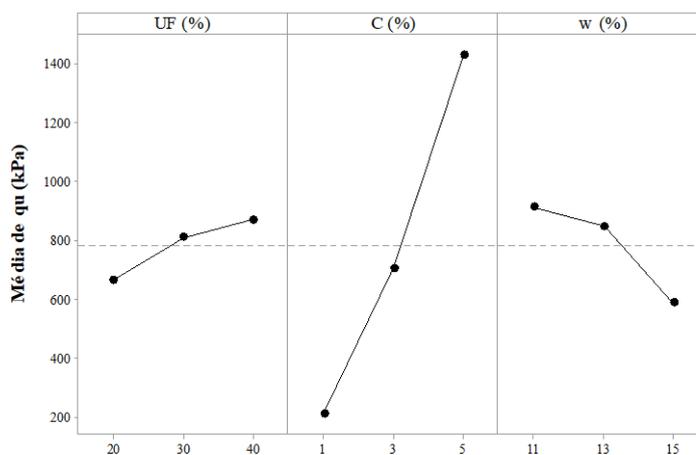


Figura 88: Efeitos principais para as médias de  $q_u$ , para os dados da Etapa 2

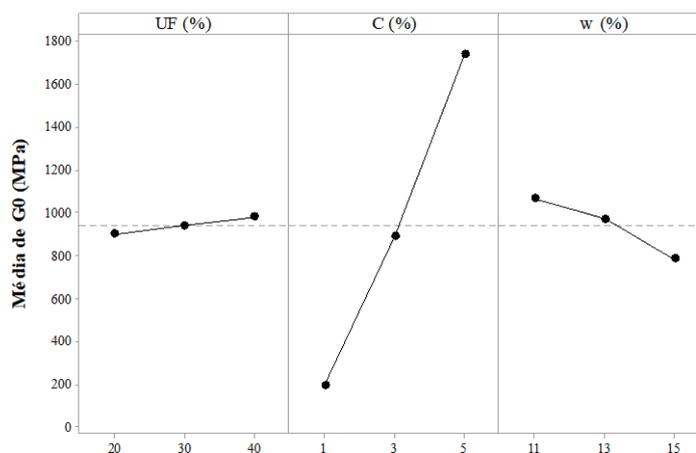


Figura 89: Efeitos principais para as médias de  $G_0$ , para os dados da Etapa 2

Em complemento ao que foi exposto nos parágrafos anteriores, é possível ver na Figura 90 e na Figura 91 que o efeito do teor de umidade sobre a resistência e rigidez é mais pronunciado quanto maior o teor de cimento, corroborando com o que foi mostrado na Seção 4.1.2 e 4.2.2. Em particular, percebe-se que para os valores médios de  $q_u$ :

- São maiores na umidade ótima quando se tem 1% de cimento. Ao aumentar o teor de cimento, o ramo seco torna a mistura mais resistente, mesmo tendo um  $\gamma_d$  menor.
- Constata-se um maior efeito do teor de cimento com 3 e 5% nas resistências ao aumentar o teor de UF (mostrado também na Figura 70a).
- Ao se comparar com os resultados da interação entre variáveis da Etapa 1 (Figura 86), percebe-se que ao aumentar o teor de cimento há um aumento no efeito do  $\gamma_d$  na resistência da mistura. Além disso, o teor de umidade, na Etapa 1, tem médias semelhantes de resistência quando moldado com 1% de cimento e com uma leve diferenciação (favorecendo o ramo seco em questão de intensidade) ao aumentar o teor de cimento para 3% e 5%.

Assim, pode-se constatar que na Etapa 2, a umidade ótima teve maior efeito na resistência para 1% de cimento por conta do maior valor de  $\gamma_d$  (como explicado na Figura 70a), ao aumentar o teor de cimento, o efeito do cimento passa a ser mais preponderante na mistura, favorecendo o ganho de resistência no ramo úmido (Figura 70b e Figura 70c).

Dessa forma, percebe-se que, como observado por Consoli *et al.* (2001), Bruschi (2023) e Guedes (2024), o teor de umidade no ramo seco proporcionou uma maior resistência e rigidez, sendo o arranjo estrutural (*fabric*) das partículas com as ligações cimentantes uma explicação para este comportamento. Assim, possivelmente no ramo seco há uma maior redução dos poros e/ou uma maior formação de produtos cimentantes ao se adicionar cimento.

A presente pesquisa, porém, ilustra que para este rejeito em particular este efeito não é observado para baixos teores de cimento, mostrando que nestas condições a maior compactidade dos grãos (aumento do  $\gamma_d$ ) teve maior influência nos ganhos de resistência. Mudanças granulométricas, mineralógicas, rugosidade e formato dos grãos podem também estar ligadas a estas mudanças, visto que para Guedes *et al.* (2024) e Guedes (2024), ao trabalharem com rejeito de ferro siltoso, mostram que o ramo seco apresentou maiores resultados de  $q_u$  mesmo para 1% de cimento.

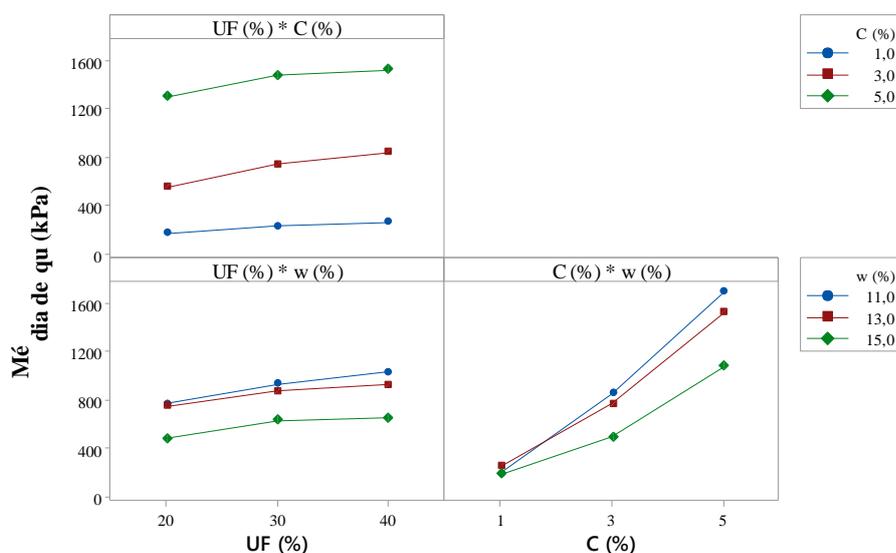


Figura 90: Interações entre as variáveis para as médias de  $q_u$ , para os dados da Etapa 2

No caso das médias de  $G_0$ , estas questões a respeito da maior influência do  $\gamma_d$  para teores de cimento de 1% não é notado, mostrando assim que nestas condições o ramo úmido se mostra mais resistente que o ponto ótimo de compactação, corroborando com Guedes (2024).

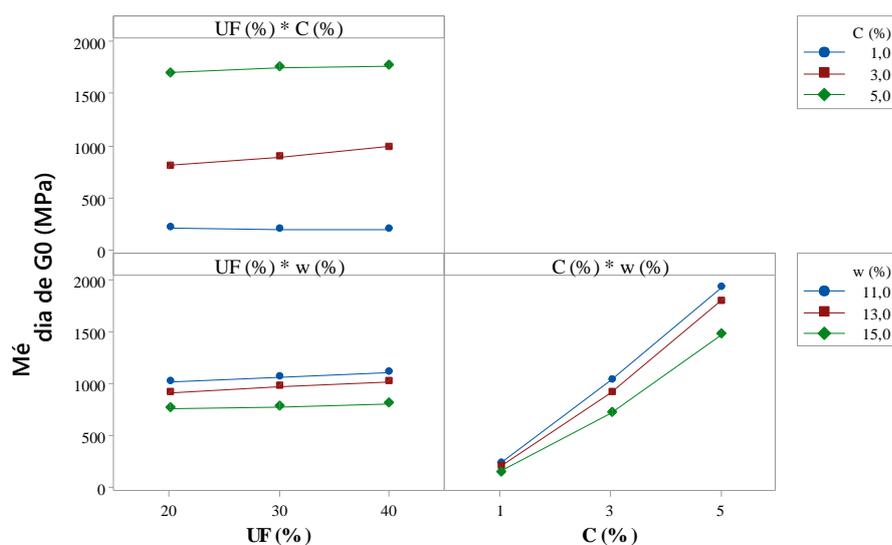


Figura 91: Interações entre as variáveis para as médias de  $G_0$ , para os dados da Etapa 2

Através da análise de variância (Tabela 17) nota-se o maior efeito do cimento, seguido pelo teor de umidade e do teor de ultrafinos. No caso de  $G_0$ , o efeito da combinação do teor de cimento com o teor de umidade ( $C \times w$ ) se mostrou mais influente que o teor de ultrafino. Tais análises corroboram com a ANOVA encontrada na Etapa 1.

No que se refere ao Valor-P, todas as variáveis e suas interações foram estatisticamente significativas nos ganhos de  $q_u$ . Para  $G_0$ , a interação do teor de UF e do teor de umidade não foram significativas estatisticamente. De fato, ao avaliar UF e w na Figura 67 (para  $q_u$ ) e na Figura 77 (para  $G_0$ ), nota-se uma sobreposição de pontos consideravelmente maior nos valores de  $G_0$ , mesmo que suas médias mostrem um comportamento coerente.

Ao realizar o teste de Tukey (Tabela 18) nota-se semelhanças claras ao visto no teste feito para a Etapa 1, onde todos os fatores mostraram que ao menos um de seus níveis é significativamente diferente, tanto para  $q_u$  quanto para  $G_0$ . No caso do teor de cimento e do  $\gamma_d$  todos os seus níveis tiveram diferenças significativas.

Também se nota que em ambas as respostas há uma diferença mais acentuada da umidade de 15%, que reduz tanto a resistência quanto a rigidez de forma mais significativa e notado de forma clara nas análises anteriores.

Tabela 17: Análise de variância ANOVA das amostras da Etapa 2 tendo o  $q_u$  e  $G_0$  como resposta

Fonte	GL	----- $q_u$ (kPa)-----				----- $G_0$ (MPa)-----			
		SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P	SQ (Aj.)	QM (Aj.)	Valor F	Valor-P
Modelo	26	23442408	901631	1493,83	0,000	33845090	1301734	492,91	0,000
Linear	6	22355158	3725860	6173,04	0,000	33400698	5566783	2107,91	0,000
UF (%)	2	592404	296202	490,75	0,000	84621	42311	16,02	0,000
C (%)	2	20178333	10089166	16715,82	0,000	32194394	16097197	6095,34	0,000
w (%)	2	1584421	792211	1312,54	0,000	1121682	560841	212,37	0,000
Interações de 2 fatores	12	998539	83212	137,87	0,000	434883	36240	13,72	0,000
UF × C	4	106513	26628	44,12	0,000	84424	21106	7,99	0,000
UF × w	4	26230	6557	10,86	0,000	12244	3061	1,16	0,339
C × w	4	865796	216449	358,61	0,000	338214	84554	32,02	0,000
Interações de 3 fatores	8	88712	11089	18,37	0,000	9509	1189	0,45	0,885
UF × C × w	8	88712	11089	18,37	0,000	9509	1189	0,45	0,885
Erro	54	32593	604			142609	2641		
Total	80	23475001				33987699			

Tabela 18: Informações de agrupamento usando método de Tukey e nível de confiança de 95% para as amostras da Etapa 2 e tendo como resposta  $q_u$  e  $G_0$ 

Fatores	Níveis	N	$q_u$ (kPa)		$G_0$ (MPa)	
			Média	Agrupamento	Média	Agrupamento
UF (%)	20	27	666,973	A	901,117	A
	30	27	810,927	B	941,514	A B
	40	27	870,742	B	980,284	B
C (%)	1	27	213,32	A	195,65	A
	3	27	706,59	B	889,87	B
	5	27	1428,73	C	1737,39	C
w (%)	11	27	912,232	A	1066,70	A
	13	27	847,790	A	972,53	B
	15	27	588,620	B	783,68	C

## 5. RESULTADOS DO ENSAIO SIMPLE SHEAR

Os resultados do ensaio *simple shear* foram divididas em três seções principais, onde cada seção mostrará os resultados individuais de cada etapa. As características de cada etapa foram mostradas na Subseção 3.3.2.2.

### 5.1. ETAPA 1

Nesta seção, serão abordadas todas as questões e análises avaliadas nas amostras cimentadas e não cimentadas para baixas tensões verticais efetivas iniciais ( $\sigma'_{v,i}$ ).

Assim, irá compor nestas análises 24 amostras, sendo 12 cimentadas com 1% de cimento e 12 não cimentadas. A avaliação abrangerá as diferenças nos teores de umidade (11% e 15%) e nos teores de material ultrafino (20% e 40%). Além disso, para o entendimento do comportamento da envoltória de ruptura, as amostras foram avaliadas em três  $\sigma'_{v,i}$  diferentes (30, 60 e 90 kPa).

Primeiramente serão feitos comentários iniciais (subseção 5.1.1) e, em seguida, serão observados os comportamentos das amostras ao longo dos 40% de deformação horizontal (seção 5.1.2) onde serão avaliadas a tensão cisalhante ( $\tau$ ), variação da poropressão ( $\Delta U$ ), relação entre tensão cisalhante por tensão vertical efetiva ( $\tau/\sigma'_v$ ) e módulo cisalhante ( $G$ ). As duas subseções seguintes irão mostrar a influência da cimentação (subseção 5.1.3) e do teor de umidade e ultrafinos na mistura (subseção 5.1.4) nos parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) das misturas avaliadas.

No Apêndice B são encontrados todos os resultados individuais de cada mistura, nas seções e subseções que se seguem serão resgatados os resultados contidos neste apêndice para se fazer as devidas considerações e comparações.

### 5.1.1. Comentários iniciais

A Tabela 19 mostra de forma detalhada informações importantes para o entendimento das variáveis investigadas para cada amostra. Nesta tabela, são mostrados os dados de índice de vazios, umidade e peso específico aparente seco obtidos na moldagem. Além disso, também são mostrados os resultados de alguns parâmetros quando a amostra atinge seu pico de resistência (momento que a amostra cisalha por completo).

Estes resultados de pico presentes na Tabela 19 mostram que uma análise individual entre variáveis avaliando apenas a resistência cisalhante ( $\tau$ ) não é muito efetivo. Por exemplo ao avaliar as amostras 17 e 18, onde a amostra com menor tensão de confinamento ( $\sigma'_{v,i} = 60$  kPa) obteve uma tensão cisalhante ( $\tau$ ) maior que a amostra com maior tensão de confinamento ( $\sigma'_{v,i} = 90$  kPa). Para que estas análises sejam coerentes, é importante levar em conta os outros parâmetros que o ensaio proporciona, ou seja, apesar da amostra 17 apresentar maior tensão cisalhante, esta rompeu em uma menor deformação horizontal ( $\gamma$ ) se comparado à amostra 18.

Assim, para uma avaliação detalhada das variáveis investigadas, esta seção será dividida em subseções, avaliando o comportamento das amostras ao longo da deformação horizontal e buscando com maior clareza uma avaliação coerente do que acontece com as amostras não apenas no pico, mas também antes e depois de atingir este pico.

Cabe salientar que estes picos foram obtidos através de observações dos planos  $\tau \times \gamma$  em conjunto com o plano  $\tau \times \sigma'_v$ . Buscando uma coerência também com as envoltórias encontradas. Além disso, é importante ressaltar que estes picos foram definidos pelo fato de as amostras terem um comportamento de material denso, sendo assim, este pico é chamado de USS (*ultimate steady state*), como mostrado por Yoshimine *et al.* (1999).

No Apêndice C são mostradas as imagens individuais das amostras após a conclusão do cisalhamento. Por conta das altas deformações horizontais empregadas na amostra, nem sempre foi possível verificar os planos de cisalhamento. Assim, caso o foco da pesquisa seja identificar o plano de cisalhamento das amostras no ensaio *simple shear*, o autor da presente tese recomenda que não se ultrapasse os 20% de deformação horizontal. O presente autor, porém, preferiu avaliar o comportamento do conjunto dos parâmetros entregues pelo ensaio ( $\gamma$ ,  $\tau$ ,  $\sigma'_v$ ,  $\Delta U$ ,  $p'$ ,  $q$ ) para altas deformações (até 40%, limite máximo do equipamento). Assim, uma avaliação profunda destes planos de cisalhamento foi prejudicada.

Tabela 19: Seleção das amostras da Etapa 1, resultados dos dados de moldagem e resultados referentes aos pontos de pico de cisalhamento na curva tensão cisalhante  $\times$  deformação

Amostra	Variáveis investigadas				Moldagem			Resultados nas condições de pico					
	UF (%)	w (%)	C (%)	$\sigma'_{v,i}$ (kPa)	$e_0$	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (%)	$\tau$ (kPa)	$\sigma'_v$ (kPa)	$\Delta U$ (kPa)	$p'$ (kPa)	$q$ (kPa)
1	20%	11%	1%	30	0.61	10.66	17.92	10.00%	94.83	115.80	-82.76	114.08	164.28
2	20%	11%	1%	60	0.60	10.86	18.20	8.55%	102.90	124.91	-60.15	122.81	178.26
3	20%	11%	1%	90	0.61	11.49	18.16	11.75%	160.68	205.52	-63.05	171.62	270.99
4	20%	15%	1%	30	0.60	15.10	18.16	10.36%	94.72	102.31	-58.26	94.47	164.48
5	20%	15%	1%	60	0.61	15.05	18.12	10.05%	100.36	107.80	-43.62	105.53	173.86
6	20%	15%	1%	90	0.60	15.16	18.18	10.27%	116.52	129.46	-32.06	126.25	218.57
7	40%	11%	1%	30	0.67	10.48	17.78	6.56%	64.09	67.19	-29.68	62.92	111.19
8	40%	11%	1%	60	0.66	11.05	18.02	4.74%	59.21	60.96	-0.49	61.45	102.56
9	40%	11%	1%	90	0.66	11.04	17.82	7.27%	98.22	127.65	-20.82	118.28	170.69
10	40%	15%	1%	30	0.66	15.29	18.45	5.11%	50.78	44.93	-12.38	44.78	84.03
11	40%	15%	1%	60	0.67	15.36	17.68	15.60%	100.56	130.06	-53.55	119.64	174.88
12	40%	15%	1%	90	0.67	15.01	17.77	10.05%	105.99	137.70	-26.52	123.69	184.78
13	20%	11%	0%	30	0.61	10.69	17.48	11.00%	79.01	114.24	-79.89	112.04	136.89
14	20%	11%	0%	60	0.61	11.10	17.57	8.44%	97.32	139.96	-56.69	125.48	169.95
15	20%	11%	0%	90	0.60	15.37	18.07	9.72%	107.41	153.05	-46.18	143.96	186.54
16	20%	15%	0%	30	0.60	15.37	18.15	7.91%	70.92	98.46	-47.83	85.31	124.41
17	20%	15%	0%	60	0.60	15.04	18.05	10.77%	102.48	152.68	-71.06	139.14	178.65
18	20%	15%	0%	90	0.61	10.82	17.73	5.78%	70.30	99.67	-9.53	99.61	121.76
19	40%	11%	0%	30	0.67	10.73	18.31	8.31%	61.99	93.98	-53.77	88.60	107.66
20	40%	11%	0%	60	0.67	11.00	18.38	9.61%	62.16	89.61	-26.23	89.14	107.66
21	40%	11%	0%	90	0.66	11.12	18.37	10.98%	85.51	124.75	-24.70	120.20	148.27
22	40%	15%	0%	30	0.66	15.31	18.27	16.69%	65.27	85.97	-51.33	84.04	113.08
23	40%	15%	0%	60	0.67	15.28	18.00	11.40%	54.98	66.78	-4.24	65.95	95.24
24	40%	15%	0%	90	0.66	15.29	18.27	12.84%	70.44	93.34	2.39	90.52	122.08

### 5.1.2. Comportamentos observados nas misturas estudadas na Etapa 1

Para a leitura desta subseção, o autor desta tese recomenda ao leitor que tenha conhecimento das figuras apresentadas no Apêndice B, para facilitar a compreensão do que será exposto a seguir.

### 5.1.2.1. Comportamento das curvas tensão cisalhante $\times$ deformação horizontal das misturas

A Figura 92 mostra o comportamento da tensão cisalhante ao longo dos 40% de deformação horizontal das oito misturas estudadas para  $\sigma'_{v,i}$  de 30, 60 e 90 kPa, respectivamente. As constatações que podem ser encontradas através destas figuras são:

- O comportamento destes resultados é característico de amostras densas, como mostrado por Yoshimine *et al.* (1999) onde há a transformação de fase para baixas deformações seguidas por um acréscimo de tensões até o cisalhamento (*ultimate steady state*). Dessa forma, inicialmente será gerado poropressão positiva (tendência contrativa) seguido por uma geração de poropressão negativa (tendência dilatante).
- O cisalhamento das amostras ocorreu, em geral, entre 8 e 12% de deformação, salvo algumas amostras que tiveram seu cisalhamento encontrados em até 5% e 15%. Por conta destas diferenças no instante de cisalhamento se torna difícil fazer comparações entre variáveis levando em conta o pico do cisalhamento. Isso fica bastante claro nos dados do Apêndice B, ao se comparar os picos da mesma mistura para diferentes  $\sigma'_{v,i}$ , onde uma amostra com  $\sigma'_{v,i}$  maior possui um pico menor, porém com uma deformação também menor (amostras 17 e 18, por exemplo).
- Não foram encontrados motivos ou relações que mostrem o instante em que uma amostra irá cisalhar. Nas envoltórias que serão mostradas posteriormente, algumas trajetórias seguem expandindo durante seu caminho na envoltória até cisalhar (amostra 3, por exemplo), enquanto outras, ao tocar na envoltória, cisalham instantaneamente e, conseqüentemente, decaem sua tensão cisalhante de imediato (amostra 9, por exemplo).
- Por conta disso, pode-se perceber também que todo o trecho do ensaio após o cisalhamento há uma dificuldade de se encontrar relações quantitativas entre as variáveis, tornando as análises neste trecho (por volta dos 12% aos 40%) se limitando a análises qualitativas aproximadas. Farenzena *et al.* (2024) encontra a mesma limitação ao trabalhar com rejeito denso no ensaio *simple shear*. O mesmo ocorre com Silva (2020) e Menger (2020) ao trabalhar com material asfáltico fresado em baixas tensões verticais efetivas. Uma suposição seria de que, no ensaio *simple shear*, após o cisalhamento das amostras ocorrem novos planos de cisalhamento (visto que a altura da amostra segue fixa). Isso tornaria imprecisa a previsão de seu comportamento em cada amostra após o cisalhamento, devido às condições individuais das tensões principais

que cada amostra está submetida naquele momento. Assim, ocorre que as tensões cisalhantes decaíam ou subam após o cisalhamento, dependendo de cada caso.

- Desta forma, o trecho em que se pode fazer uma análise com precisão está antes do cisalhamento. Além disso, faz mais sentido a comparação das tensões cisalhantes entre variáveis para mesmos valores de deformação horizontal, ao invés de comparações em seus picos.
- Sobre a influência da cimentação neste trecho, nota-se que claramente as amostras cimentadas têm maiores resistências cisalhantes mesmo para baixos valores de deformação, antes da transformação de fase. A diferença entre as amostras cimentadas e não cimentadas no momento da transformação de fase é um provável indício da quebra da cimentação das misturas cimentadas neste momento.
- A respeito dos teores de umidade e de ultrafinos, é consenso em todos os casos que amostras no ramo seco e com menor quantidade de finos possui maior resistência.
- Destaca-se também a grande diferença de comportamento nas amostras com 40% de UF e 15% de umidade para as amostras sem cimento, principalmente para  $\sigma'_{v,i}$  de 60 e 90 kPa. Isso ocorre por estas amostras terem maiores tendências de serem mais contratíveis e menos dilatantes que as demais (como será visto na próxima subseção). Além disso, o acréscimo de cimento se mostrou mais efetivo para as amostras com 40% de ultrafinos, visto a mudança de comportamento das amostras cimentadas e não cimentadas.
- Por fim, cabe destacar também que as análises nas amostras trabalhadas com  $\sigma'_{v,i}$  de 30 kPa não se mostraram tão claras quanto as demais (apesar de mesmo assim se notar os mesmos comportamentos das demais). Isso ocorre porque para esta tensão vertical efetiva não há diferenciações tão evidentes na tendência de contração (poropressão positiva) nas primeiras porcentagens de deformação. Além disso, esta tensão está sujeita a possíveis ruídos durante todo o processo do ensaio, visto que nas fases de percolação e saturação foram utilizadas uma tensão efetiva de 20 kPa, muito próxima desta tensão efetiva de consolidação de 30 kPa. O autor da presente tese recomenda que, para análises de variáveis, se trabalhe com  $\sigma'_{v,i}$  maiores.

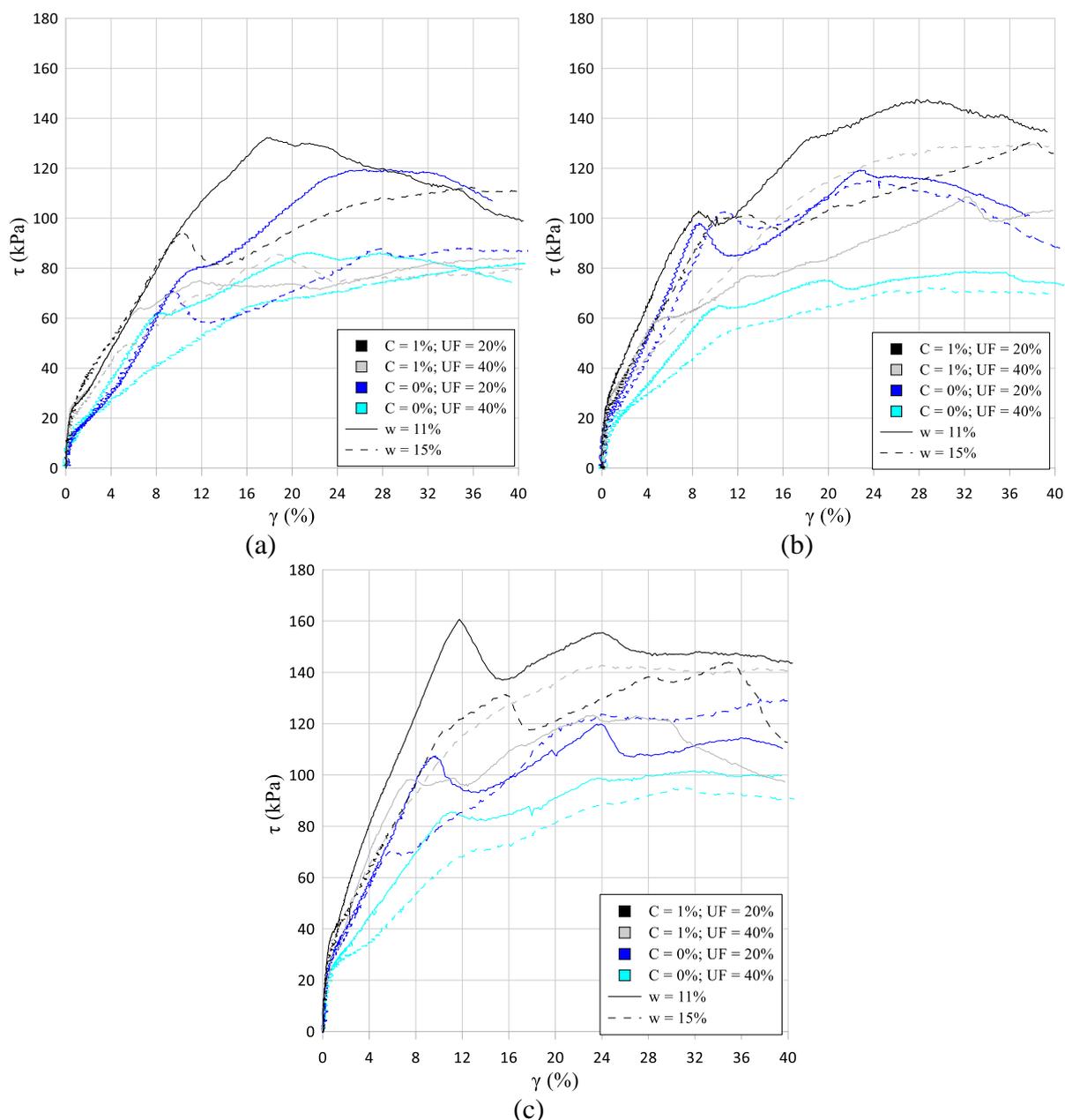


Figura 92: Resultados de tensão cisalhante  $\times$  deformação horizontal das misturas estudadas para (a)  $\sigma'_{v,i}$  de 30 kPa (b)  $\sigma'_{v,i}$  de 60 kPa (c)  $\sigma'_{v,i}$  de 90 kPa

#### 5.1.2.2. Avaliação da tensão vertical efetiva ( $\sigma'_v$ ) e da variação da poropressão ( $\Delta U$ )

Nesta subseção, serão mostradas de forma conjunta o comportamento da tensão vertical efetiva ( $\sigma'_v$ ) e da variação de poropressão ( $\Delta U$ ) ao longo da deformação para  $\sigma'_{v,i}$  de 30 kPa (Figura 93), 60 kPa (Figura 94) e 90 kPa (Figura 95). Isso foi feito devido às semelhanças nas análises de ambas, visto que quando a tensão vertical efetiva sobe é devido ao fato da variação de poropressão estar decaindo e vice-versa. O equipamento utilizado faz a leitura de poropressão

e de tensão efetiva de forma individual (por transdutor de pressão e célula de carga, respectivamente), motivo pelo qual estas curvas não são espelhadas como se observa em outras pesquisas. Assim, pode-se observar nestas figuras:

- A importância de se ter no equipamento a leitura individual de cada componente ( $\sigma'_v$  e  $\Delta U$ ) no ensaio *simple shear*, visto as diferenças de comportamento de magnitudes entre ambas que podem ser observadas principalmente para as misturas com  $\sigma'_{v,i}$  de 30 kPa.
- As amostras tem características de serem densas, com tendência de comportamento contrativo (poropressão positiva) em um primeiro instante seguido de uma tendência dilatante (poropressão negativa), mostrando também que em geral quanto maior o valor do  $\sigma'_{v,i}$  aplicado inicialmente maior a tendência de contrair e menor a tendência posterior de dilatar.
- Ao analisar a influência do cimento, percebe-se uma menor tendência de contração das amostras cimentadas para baixas deformações, enquanto para longas deformações, em geral, estas amostras tiveram uma tendência a serem mais dilatantes. Este mesmo comportamento foi observado para amostras no ramo seco se comparado ao ramo úmido, e para as amostras com 20% de UF se comparado com as amostras com 40% de UF.
- Associando ao já dito na subseção anterior, as amostras com 40% de UF e 15% de umidade (ou seja, mais fina e umida) foram as que tiveram maior tendência de contração seguido por uma menor dilatância (em especial às amostras sem cimento), justificando os menores valores de tensão cisalhante observados.
- A maior tendência contrativa seguido por uma menor tendência dilatante no ramo úmido pode ser observado também nos resultados obtidos por Bruschi (2023) e Guedes (2024) para ensaios triaxiais drenados em rejeito de ferro.

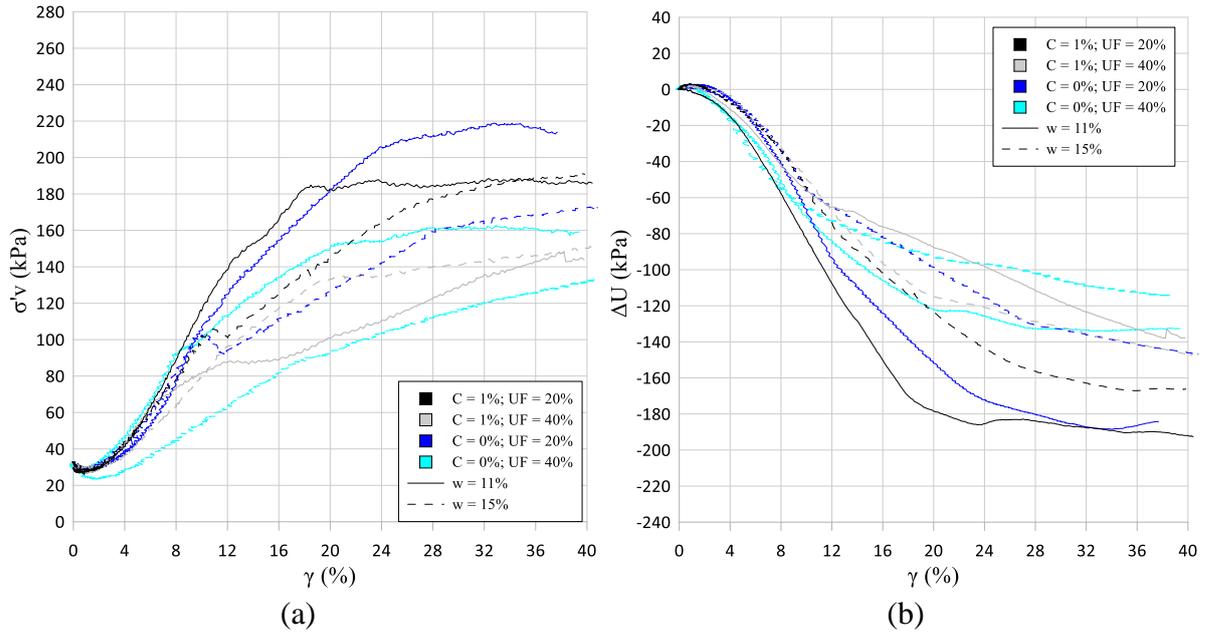


Figura 93: Evolução da (a) tensão vertical efetiva e da (b) variação de poropressão ao longo da deformação das misturas estudadas para  $\sigma'_{v,i}$  de 30 kPa

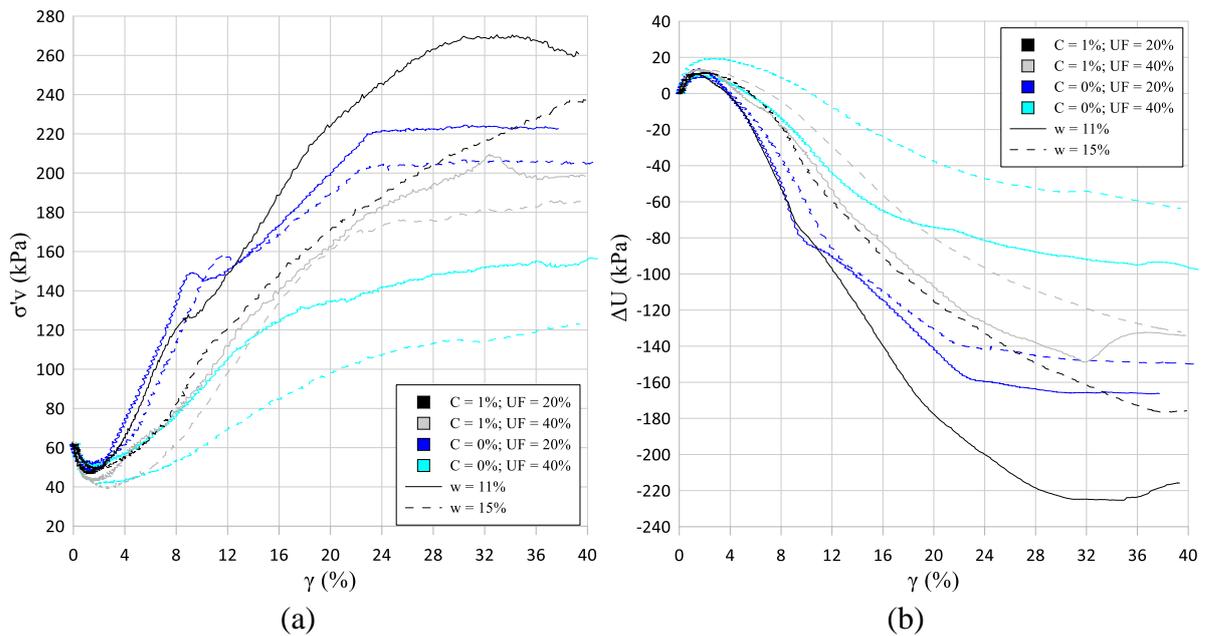


Figura 94: Evolução da (a) tensão vertical efetiva e da (b) variação de poropressão ao longo da deformação das misturas estudadas para  $\sigma'_{v,i}$  de 60 kPa

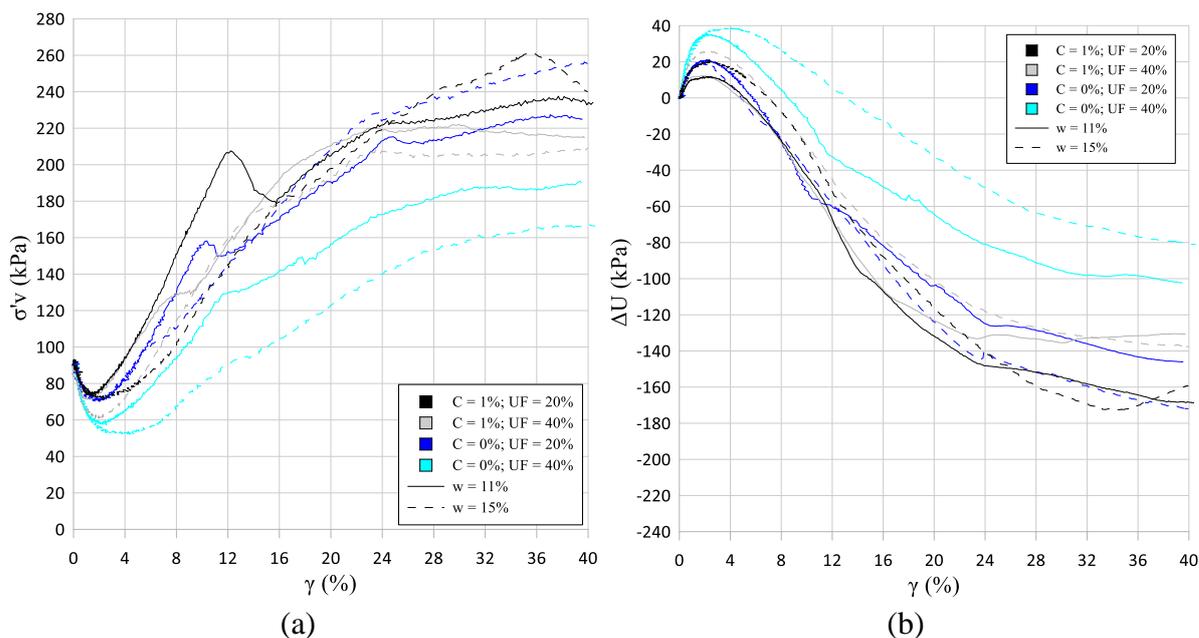


Figura 95: Evolução da (a) tensão vertical efetiva e da (b) variação de poropressão ao longo da deformação das misturas estudadas para  $\sigma'_{v,i}$  de 90 kPa

### 5.1.2.3. Relação da tensão cisalhante pela tensão vertical efetiva ( $\tau/\sigma'_v$ ) ao longo da deformação

Quando se estuda diferentes variáveis, uma análise interessante a ser feita é realizar o quociente da tensão cisalhante pela tensão vertical efetiva correspondente, como mostrado na Figura 96. De forma resumida, ao verificar o plano  $\tau \times \sigma'_v$  (onde serão mostradas as envoltórias), os pontos que fazem um ângulo superior a  $45^\circ$  com relação à origem tem seu quociente igual a 1,0.

Por conta disso, para baixas deformações as amostras cimentadas com  $\sigma'_{v,i}$  de 30 kPa estão mais propensas a ter picos mais acentuados e com um quociente acima de 1,0, uma vez que estão próximos à origem (menor  $\sigma'_v$ ) e possuem coesão (aumentando a  $\tau$  até a envoltória). Estes picos diminuem suas intensidades quanto maior o  $\sigma'_{v,i}$ , justamente por estes estarem mais distantes da origem e, assim, o denominador do quociente ter um valor elevado. Apesar desta menor intensidade, esta avaliação da cimentação seguem evidentes para  $\sigma'_{v,i}$  de 60 e 90 kPa.

Além disso, nota-se que estes picos estão relacionados ao comportamento contrativo e dilatativo da amostra, sendo importante para a comparação entre as variáveis. Amostras com maior tendência contrativa terá um pico mais pronunciado, uma vez que a  $\sigma'_{v,i}$  irá diminuir com maior intensidade. Assim, amostras no ramo úmido ( $w = 15\%$ ) e com teor de UF de 40%, por serem mais contratíveis (vide subseção anterior) tem, de forma geral, maiores picos se comparado às amostras no ramo seco ( $w = 11\%$ ) e com teor de UF de 20%.

Após o pico, há uma tendência deste quociente de se normalizar para altas deformações, mostrando que, mesmo que a tensão cisalhante continue subindo após cisalhar, a tensão vertical efetiva subirá na mesma proporção (tendência dilatativa), ou vice-versa.

Nota-se que para longas deformações, este quociente se encontra na faixa entre 0,5 e 0,6. Isso foi observado também por Medina *et al.* (2024), aplicando a técnica de *moist tamping* em rejeito de minério de ferro na condição fofa, reforçando assim que as diferenças no arranjo estrutural e na granulometria não influenciam este comportamento para altas deformações.

Por fim, outra análise interessante está relacionada ao que acontece quando a amostra toca a envoltória (será mostrado na Subseção 5.1.3) e segue seu trajeto ao longo dela sem decair em nenhum momento (com  $\tau$  crescente e  $\Delta U$  decrescendo ao longo de toda a deformação). Nestes casos em particular, para médias e grandes deformações a amostra se manteve estável com um quociente de 0,7 (nesta tese ocorreram duas vezes, nas amostras 11 e 12). Isso pode ser observado nas amostras de Farenzena (2023).

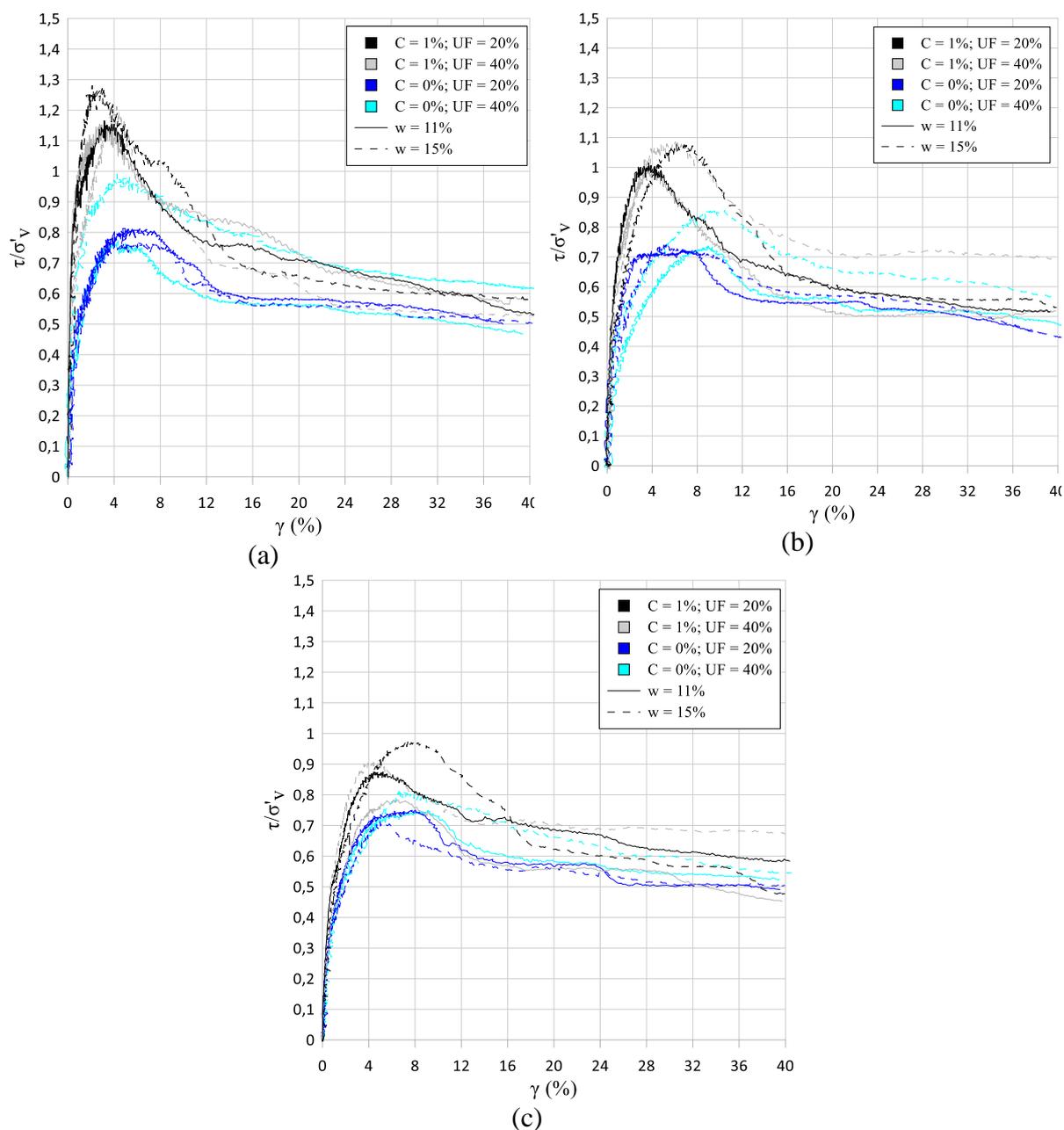


Figura 96: Relação da tensão cisalhante pela tensão vertical efetiva ao longo da deformação para as misturas com (a)  $\sigma'_{v,i}$  de 30 kPa, (b)  $\sigma'_{v,i}$  de 60 kPa e (c)  $\sigma'_{v,i}$  de 90 kPa

#### 5.1.2.4. Módulo cisalhante ao longo da deformação

O módulo cisalhante ( $G$ ), ou módulo secante, é um parâmetro de grande valor, em especial na presente tese, onde os picos de cisalhamento nas curvas tensão cisalhante  $\times$  deformação horizontal nem sempre trazem análises adequadas levando em consideração apenas seus valores

da tensão cisalhante (por conta dos diferentes instantes de cisalhamento de cada amostra). É mais adequado neste caso avaliar o módulo cisalhante (ou secante), ou seja, a divisão da tensão cisalhante pela deformação horizontal ( $\tau/\gamma$ ).

Assim, mesmo que uma amostra mais resistente cisalhe com uma tensão cisalhante menor (e com uma deformação também menor) que uma amostra menos resistente, ao se fazer o quociente da tensão pela deformação este problema não ocorrerá mais (por fazer uma reta secante no plano tensão  $\times$  deformação passando pela origem).

Dessa forma, é possível obter os valores de G para cada mistura e assim mostrar seu comportamento ao longo da deformação horizontal, como ilustrado na Figura 97a 97b e 97c para 30, 60 e 90 kPa de tensão vertical efetiva inicial, respectivamente. Assim, podem-se elencar as seguintes análises:

- Percebe-se que, para 1% de deformação, o valor de G cresce em torno de 500 kPa ao se elevar 30 kPa no  $\sigma'_{v,i}$ . Ou seja, com 1% de deformação os valores estavam em torno de 1500 e 3000 kPa para  $\sigma'_{v,i}$  de 30 kPa, em torno de 2000 a 3500 para  $\sigma'_{v,i}$  de 60 kPa e em torno de 2500 e 4000.
- Todas as amostras, para altas deformações tendem a um mesmo valor, visto que os numeradores ( $\tau$ ) do quociente de G de todas as misturas estão próximos enquanto o denominador ( $\gamma$ ) está fixo em 40%, explicando assim este decaimento e esta aproximação das variáveis.
- Ao analisar as variáveis, é notável a maior influência do cimento nos ganhos de rigidez comparado às demais variáveis, onde todas as amostras cimentadas são superiores no valor de G que as amostras não cimentadas, corroborando assim com os resultados de  $q_u$  e  $G_0$ .
- Além disso, de forma geral, amostras no ramo seco apresentam maior rigidez em relação às amostras no ramo úmido e, também, quanto mais fino o material, menor a rigidez.

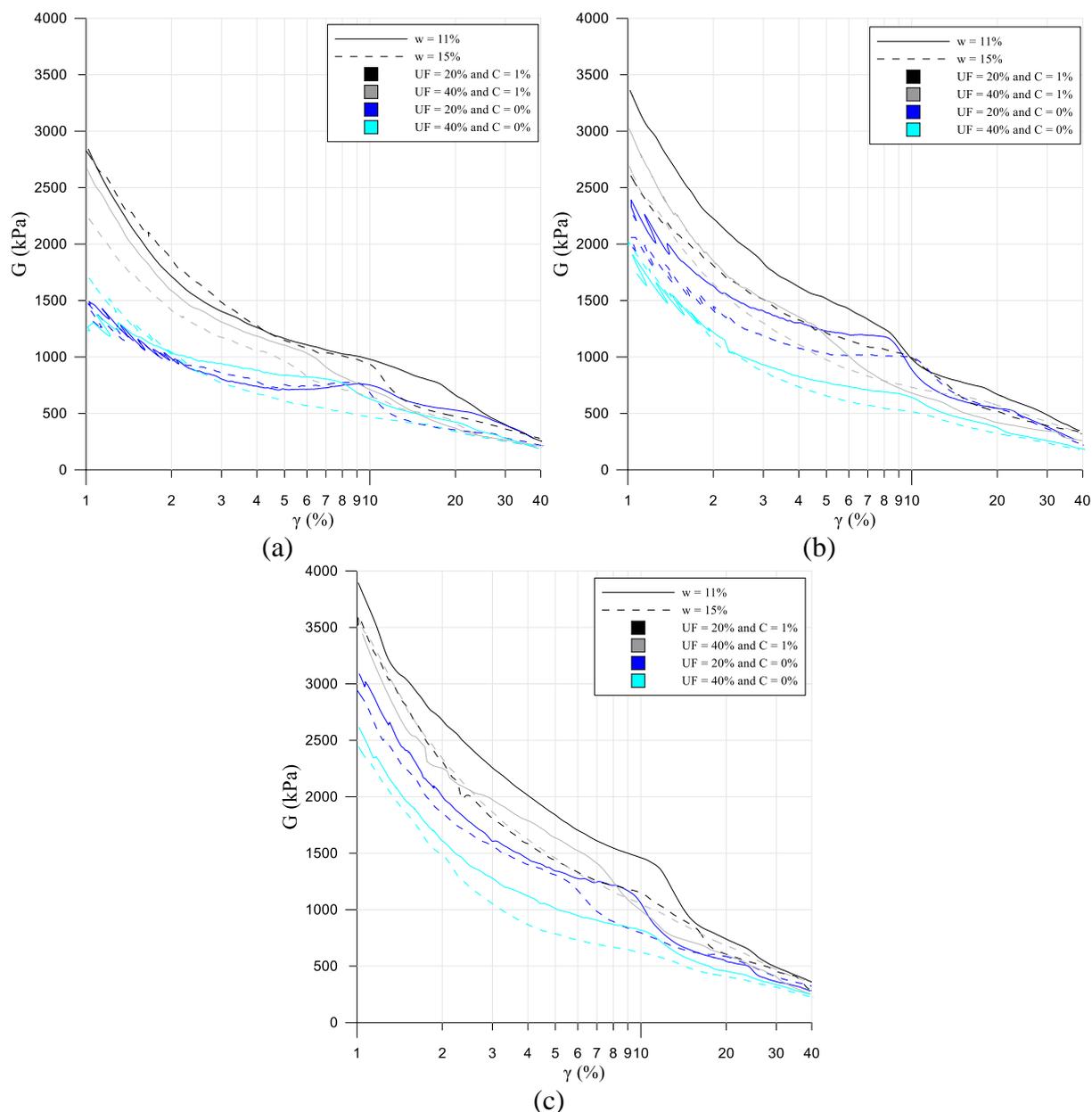


Figura 97: Módulo cisalhante para as misturas ensaiadas com (a)  $\sigma'_{v,i} = 30$  kPa, (b)  $\sigma'_{v,i} = 60$  kPa e (c)  $\sigma'_{v,i} = 90$  kPa

Uma análise interessante pode ser feita ao se comparar os valores de  $G$  para um valor fixo de deformação (no caso foi escolhido 5%, onde já passou a transformação de fase e nenhuma amostra ainda cisalhou).

Assim, na Figura 98 é mostrado esta comparação, onde se constata, por exemplo, que se caso o engenheiro tenha em campo um material úmido (por conta das condições pluviométricas) e com altos teores de ultrafinos (no caso 40%) e queira que este rejeito, ao ser compactado, tenha uma

rigidez semelhante a um material no ramo seco com menor quantidade de ultrafinos (UF = 20%), basta acrescentar 1% de cimento.

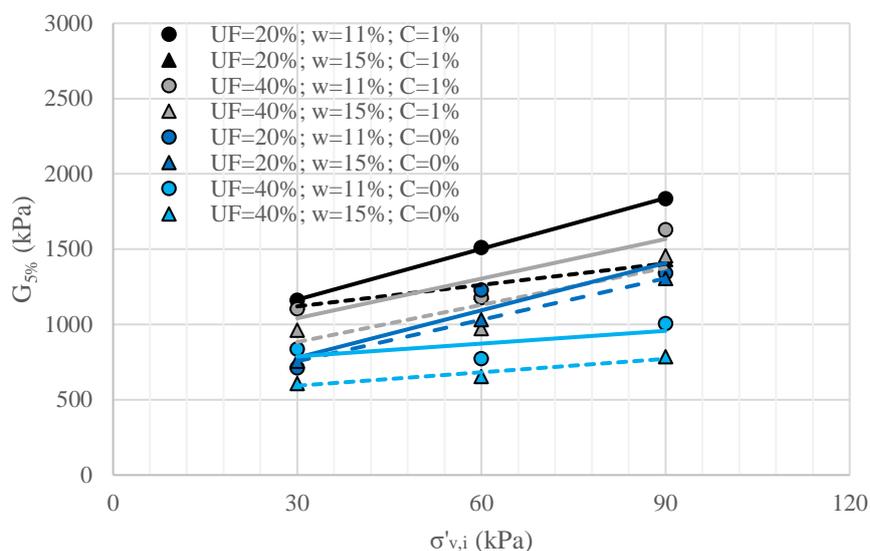


Figura 98: Módulo cisalhante (G) para 5% de deformação

A Figura 99, por sua vez, faz uma análise semelhante ao mostrado na Figura 98, porém considerando a condição de pico das amostras (instante que a amostra irá cisalhar). Neste caso a deformação horizontal irá variar em cada amostra.

Por conta do cisalhamento das amostras ocorrerem acima de 5%, a intensidade dos valores de G tem seus valores reduzidos se comparado à figura anterior.

Constata-se aqui que a variação do teor de UF não tem tanta influência nas amostras cimentadas e que nas amostras não cimentadas com UF = 20% não há diferenças significativas no valor de G ao variar a umidade. Em ambas as figuras é notório a menor rigidez das misturas sem cimento com 40% de UF.

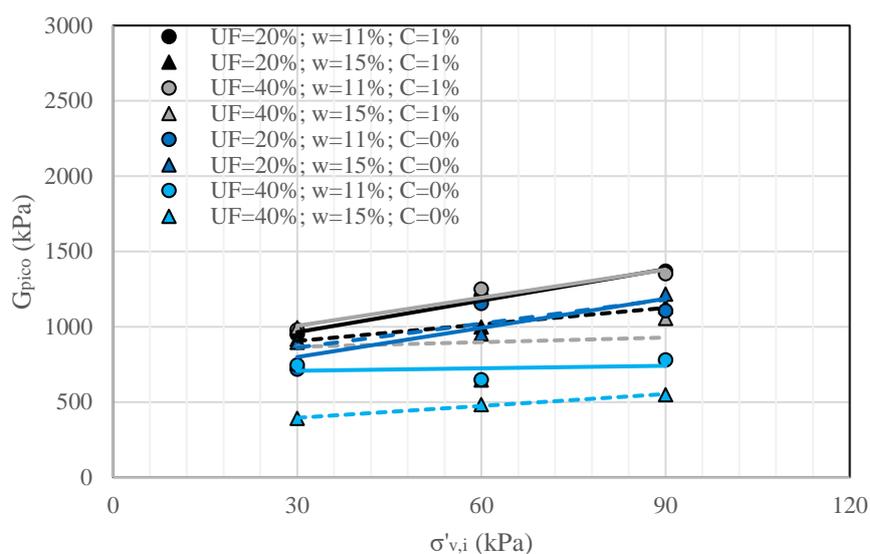


Figura 99: Módulo cisalhante (G) das amostras da Etapa 1 para a condição de pico de cisalhamento

### 5.1.3. Parâmetros de resistência: Avaliação da influência das variáveis investigadas

A determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento é uma avaliação de extrema importância na geotecnia. Para isso, foram selecionados os picos de resistência (cujos valores estão mostrados na Tabela 19) com base nas curvas tensão cisalhante  $\times$  deformação horizontal. Tais valores foram colocados nas figuras presentes no Apêndice B (Figuras B3 a B6) e, com base nestes picos, suas envoltórias de ruptura foram criadas de forma linear.

Observa-se nas representações gráficas que, em alguns casos, os pontos de pico das trajetórias estão bastante próximos uns dos outros devido à proximidade dos valores de  $\sigma'_{v,i}$ . Em alguns casos inclusive os pontos de pico se coincidem, tornando a seleção da envoltória refém de apenas dois pontos (Figuras B4b e B4c, por exemplo). Essa proximidade dificulta a obtenção de precisão nas envoltórias criadas, especialmente ao considerar apenas o melhor ajuste (*best fit*). Em determinadas situações, observou-se um intercepto coesivo negativo, ou um ângulo de atrito significativamente abaixo do esperado, e em dois casos, a envoltória não estava em conformidade com o comportamento das três trajetórias. Para lidar com essa questão, foram realizados ajustes nas envoltórias de modo a torná-las congruentes com os ensaios realizados, com as outras envoltórias e com os valores reportados pela literatura para rejeitos de ferro

(Consoli *et al.*, 2022; Farenzena *et al.*, 2024; Medina *et al.*, 2024). Nas envoltórias e linhas  $K_f$  apresentadas no Apêndice B e nas figuras das próximas seções já constam estes ajustes.

Na Tabela 20 é mostrado de forma resumida os valores finais de ângulo de atrito de pico ( $\phi'$ ) e do intercepto coesivo ( $c'$ ) para as envoltórias encontradas no plano  $\tau \times \sigma'_v$  (mostrados nas Figuras B3 e B4 do Apêndice B) enquanto na Tabela 21 os mesmos parâmetros são mostrados para a linha  $K_f$  no plano  $p' \times q$  (mostrados nas Figuras B5 e B6 do Apêndice B).

Tabela 20: Parâmetros de resistência definidos através das envoltórias encontradas

UF (%)	w (%)	C (%)	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	Equação de Coulomb	$R^2$
20%	11%	1%	35.1	17.3	$\tau = 0.703 \times \sigma'_v + 17.3$	0,998
20%	15%	1%	35.1	24.3	$\tau = 0.704 \times \sigma'_v + 24.3$	0,988
40%	11%	1%	31.2	22.0	$\tau = 0.604 \times \sigma'_v + 22.0$	0,998
40%	15%	1%	31.2	22.6	$\tau = 0.604 \times \sigma'_v + 22.6$	1,000
20%	11%	0%	35.1	0.0	$\tau = 0.702 \times \sigma'_v + 0.00$	0,998
20%	15%	0%	35.1	0.0	$\tau = 0.701 \times \sigma'_v + 0.00$	0,966
40%	11%	0%	31.2	8.4	$\tau = 0.604 \times \sigma'_v + 8.4$	0,958
40%	15%	0%	31.2	13.8	$\tau = 0.606 \times \sigma'_v + 13.8$	0,993

Tabela 21: Parâmetros dos gráficos  $p' \times q$  definidos através das linhas  $K_f$  encontradas

UF (%)	w (%)	C (%)	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	Equação de Coulomb	$R^2$
20%	11%	1%	56.7	20.8	$q = 1.448 \times p' + 20.8$	0,999
20%	15%	1%	56.7	22.8	$q = 1.447 \times p' + 22.8$	0,964
40%	11%	1%	42.6	33.0	$q = 1.173 \times p' + 33.0$	0,990
40%	15%	1%	42.6	35.8	$q = 1.177 \times p' + 35.8$	0,994
20%	11%	0%	48.2	0.0	$q = 1.292 \times p' + 0.0$	0,903
20%	15%	0%	48.2	0.0	$q = 1.290 \times p' + 0.0$	0,940
40%	11%	0%	42.6	5.7	$q = 1.174 \times p' + 5.7$	0,994
40%	15%	0%	42.6	15.6	$q = 1.177 \times p' + 15.6$	0,985

Observa-se que, mesmo após os ajustes realizados nas envoltórias e nas linhas  $K_f$ , os valores de  $R^2$  permaneceram significativamente altos na maioria dos resultados. As únicas exceções ocorrem nos resultados de  $p' \times q$  com 20% de UF sem adição de cimento, tanto para  $w = 11\%$  quanto para  $w = 15\%$  (Figuras B6a e B6b), onde os valores de  $R^2$  são de 0,903 e 0,940,

respectivamente. Porém um melhor ajuste não é possível, visto que para isso o intercepto coesivo alcançaria um valor negativo.

Isso evidencia também que o plano  $\tau \times \sigma'_v$  apresenta envoltórias mais coerentes em relação às linhas  $K_f$  apresentadas no plano  $p' \times q$ , apesar desta segunda também mostrar resultados interessantes. Isso ocorre provavelmente por conta dos dados de  $\tau$  serem retirados direto da célula de carga horizontal e os dados de  $\sigma'_v$  retirados da célula de carga vertical e da contrapressão. Enquanto tanto o  $p'$  quanto o  $q$  dependem das três tensões principais ( $\sigma'_1$ ,  $\sigma'_2$  e  $\sigma'_3$ ), que por sua vez dependem das duas células e da contrapressão. Por conta disso, qualquer ruído que ocorra no ensaio (mesmo que não notado nos gráficos mostrados nas subseções anteriores) pode ter um efeito maior nos resultados de  $p'$  e  $q$ .

Percebe-se também um intercepto coesivo nas amostras não cimentadas para teores de UF de 40% o que é incomum para rejeitos não plásticos (porém retratado em alguns casos na literatura, vide Tabela 2). Tal resultado indica a possibilidade provável da envoltória ser curva, como já é de conhecimento na literatura (LAMBE; WHITMAN, 1969). Outra informação que indica esta possibilidade é o fato de trajetórias cruzarem as envoltórias antes mesmo de cisalharem, situação esta impossível. Uma envoltória curva solucionaria isso.

Por conta do exposto nos parágrafos acima, esta tese buscará na Etapa 2 uma melhor compreensão das envoltórias e linhas  $K_f$ , analisando as possíveis curvaturas que estas podem ter. Para isso, será realizado quatro ensaios com  $\sigma'_{v,i}$  elevado (300 kPa) nas misturas não cimentadas.

A avaliação das variáveis mostradas nas tabelas acima será mostrada e discutida nas subseções seguintes.

#### 5.1.3.1. Avaliação da influência da cimentação

Para fins de comparação da influência da cimentação na mistura, uniu-se as trajetórias e envoltórias mostradas no Apêndice B (Figuras B3 e B4) para formar a Figura 100 e Figura 101. Dessa forma, pode-se constatar a partir destas figuras:

- Foi constatado que não há variações no ângulo de atrito das amostras cimentadas e não cimentadas, tendo mudanças significativas apenas no intercepto coesivo. Isso condiz com o observado por Farenzena *et al.* (2024) ao adicionar apenas 1% de cimento álcali ativado no rejeito de minério de ferro da mina de Brucutu com  $UF = 20\%$ . Os autores notaram aumento no ângulo de atrito apenas quando aumentam o teor de cimento álcali ativado para 3% e 5%;
- Logo, há uma alteração na resposta do rejeito ao adicionar cimento, de um comportamento puramente friccional (no caso fricção + dilatação) para um comportamento coesivo-friccional (parcela coesiva), devido ao desenvolvimento de ligações cimentantes entre as partículas do rejeito (CARVALHO, *et al.*, 2023).
- Ainda é possível observar que as trajetórias das amostras não cimentadas evidenciam uma propensão maior ao comportamento contrativo antes de atingirem a envoltória, especialmente nas amostras compactadas no ramo úmido.

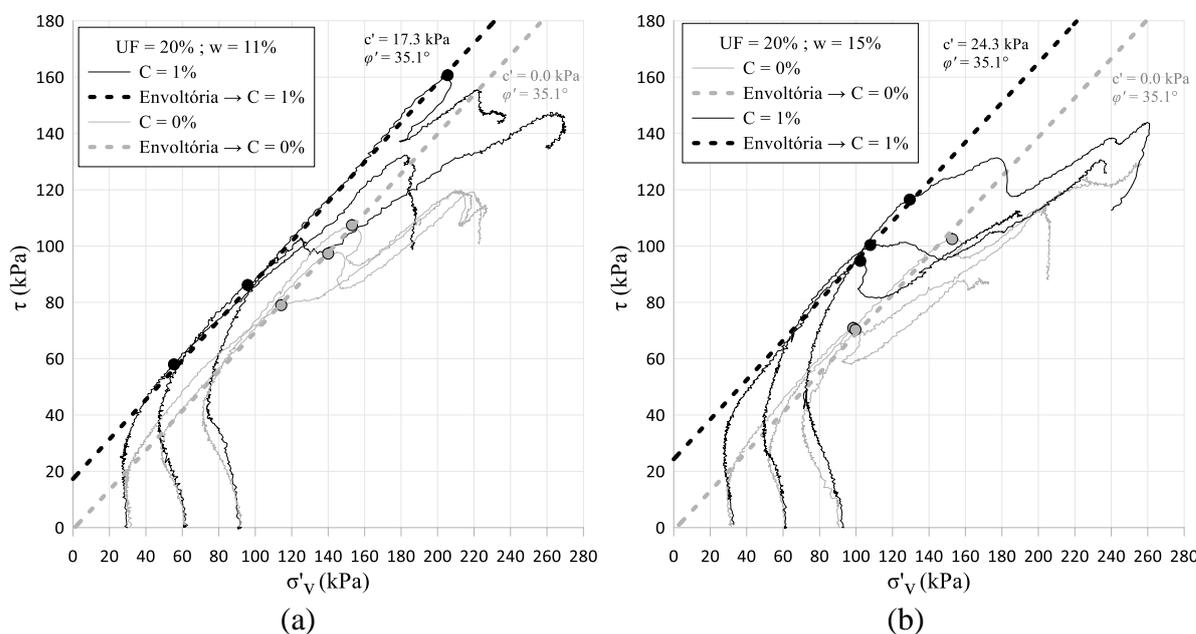


Figura 100: Influência da cimentação nas envoltórias de ruptura para  $UF = 20\%$ , (a)  $w = 11\%$  e (b)  $w = 15\%$

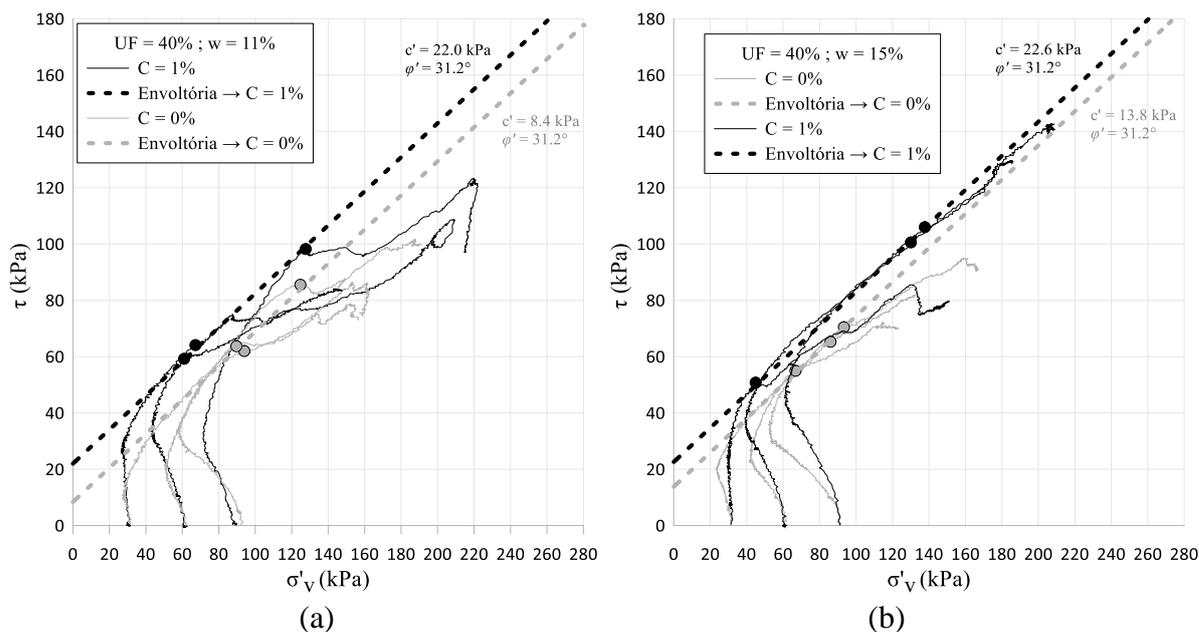


Figura 101: Influência da cimentação nas envoltórias de ruptura para  $UF = 40\%$ , (a)  $w = 11\%$  e (b)  $w = 15\%$

### 5.1.3.2. Avaliação da influência do teor de umidade e do teor de ultrafinos

Nesta subseção, foi realizada uma redistribuição dos dados mostrados nas figuras da subseção anterior, a fim de se ter uma melhor visualização das variáveis estudadas. Assim, na Figura 102 são apresentadas as trajetórias e envoltórias das amostras cimentadas, enquanto na Figura 103 das amostras não cimentadas. Dessa forma:

- Percebe-se que, apesar dos ângulos de atrito serem os mesmos para as duas condições de umidade, o intercepto coesivo é levemente maior para as misturas no ramo úmido, observado para as misturas cimentadas com  $UF = 20\%$  e as não cimentadas para  $UF = 40\%$ . Nota-se que nestes dois casos a mistura no ramo úmido é mais contrativa, dando indícios de que o arranjo estrutural tenha influência neste comportamento. Isso será discutido novamente na Etapa 2, ao se incluir os ensaios com  $\sigma'_{v,i} = 300 \text{ kPa}$  nas análises.
- Ao se analisar as mudanças dos parâmetros de resistência ao se variar o teor de ultrafinos, o material com  $UF = 20\%$  obteve um ângulo de atrito de pico de  $35,1^\circ$ , enquanto com  $UF = 40\%$  este valor foi inferior, igual a  $31,2^\circ$ . O que é coerente, visto

que materiais granulares tendem a ter um maior atrito entre os grãos, se comparado a um material mais fino (LAMBE; WHITMAN, 1969; PINTO, 2006; CHERIF TAIBA *et al.*, 2018).

- Ao variar a umidade, o ângulo de atrito não muda de forma significativa, estando coerente com o observado por Ishihara (1993).

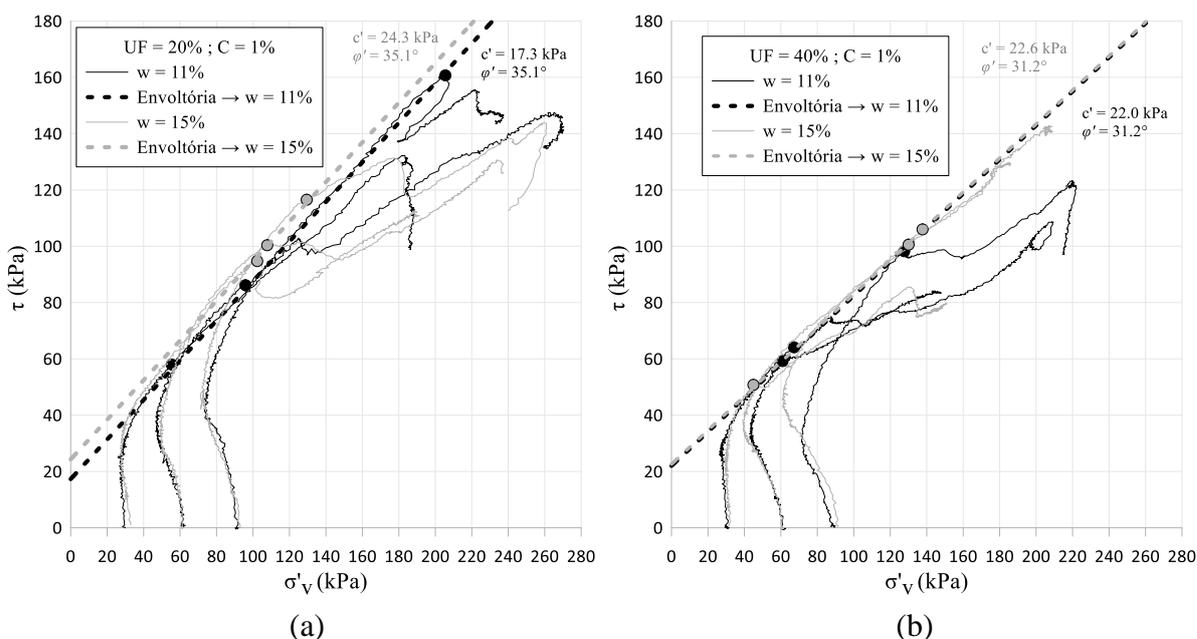


Figura 102: Influência dos teores de umidade e de ultrafinos nas envoltórias de ruptura para as misturas cimentadas, (a)  $UF = 20\%$  e (b)  $UF = 40\%$

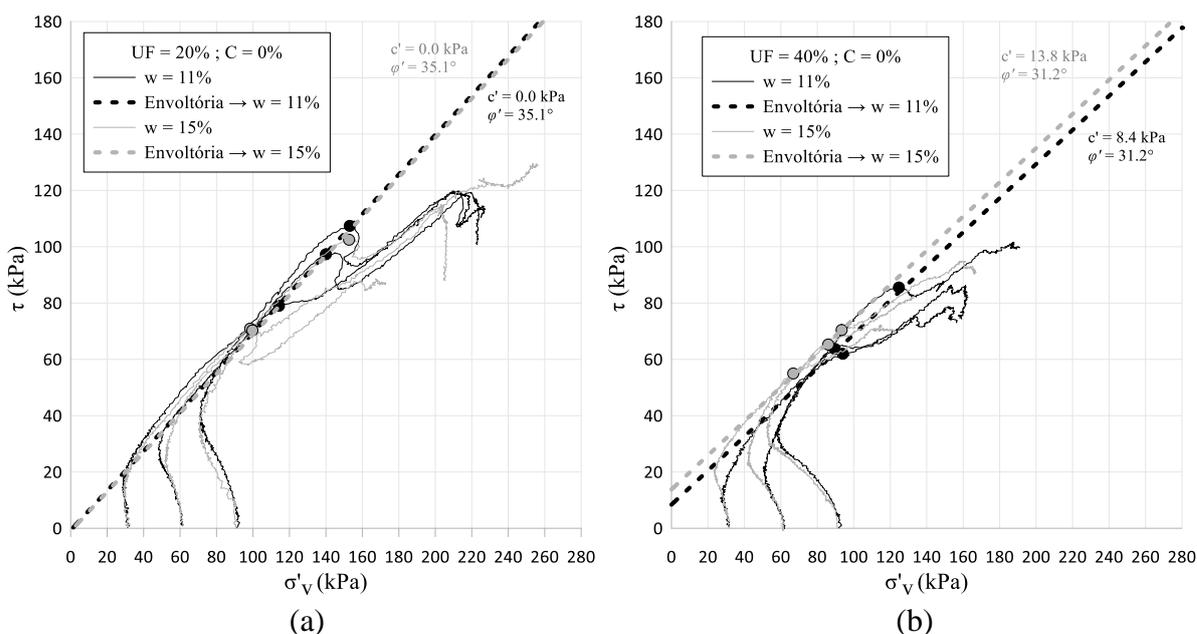


Figura 103: Influência dos teores de umidade e de ultrafinos nas envoltórias de ruptura para as misturas não cimentadas, (a)  $UF = 20\%$  e (b)  $UF = 40\%$

## 5.2. ETAPA 2

Esta seção tem o propósito de elucidar questões não respondidas com clareza na Etapa 1. São elas:

- Um maior entendimento do comportamento das envoltórias de ruptura para as amostras não-cimentadas;
- Compreender o comportamento contrativo / dilatativo das variáveis investigadas.

Para isso, outras quatro amostras foram criadas para o ensaio *simple shear*, compreendendo a combinação de cada uma das variáveis das amostras não cimentada para uma tensão vertical efetiva inicial ( $\sigma'_{v,i}$ ) de 300 kPa. Devido à capacidade do compressor, esta é a pressão efetiva limite de ar comprimido que o equipamento utilizado suporta com segurança.

Assim, um ponto distante de cisalhamento na envoltória será encontrado e, além disso, será possível uma melhor avaliação do comportamento contrativo / dilatativo do material pois, como notado na Etapa 1, quanto maior a tensão confinante empregada, mais evidente se torna estas diferenças entre as misturas.

### 5.2.1. Comentários iniciais

Para alcançar os objetivos desta etapa, as quatro misturas presentes na Tabela 22 foram selecionadas. Nesta tabela também constam dados de moldagem e os resultados obtidos nas condições de pico, onde a trajetória toca a envoltória de ruptura. Assim, serão avaliados com estes quatro ensaios os efeitos do teor de umidade e do teor de ultrafinos na mistura.

Tabela 22: Seleção das amostras da Etapa 2, resultados dos dados de moldagem e resultados referentes aos pontos de pico de cisalhamento na curva tensão cisalhante  $\times$  deformação

Amostra	Variáveis investigadas				Moldagem			Resultados nas condições de pico					
	UF (%)	w (%)	C (%)	$\sigma'_{v,i}$ (kPa)	$e_0$	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (%)	$\tau$ (kPa)	$\sigma'_v$ (kPa)	$\Delta U$ (kPa)	$p'$ (kPa)	$q$ (kPa)
25	20%	11%	0%	300	0.61	11.15	17.80	13.61%	246.51	356.76	-44.77	348.40	426.99
26	20%	15%	0%	300	0.61	15.38	17.83	15.05%	189.24	290.38	24.12	282.37	328.19
27	40%	11%	0%	300	0.67	11.35	18.32	12.14%	159.74	238.86	81.91	226.25	277.32
28	40%	15%	0%	300	0.66	15.13	18.14	13.47%	136.94	215.18	103.97	203.14	237.88

## 5.2.2. Comportamentos observados nas misturas estudadas na Etapa 2

### 5.2.2.1. Comportamento das curvas tensão cisalhante × deformação horizontal das misturas

Os resultados obtidos das curvas tensão cisalhante × deformação cisalhante para as amostras ensaiadas com  $\sigma'_{v,i}$  de 300 kPa (Figura 104) mostram com clareza que, independentemente do teor de umidade aplicado, as amostras com UF = 20% são mais resistentes que as amostras com UF = 40%.

Isso corrobora com o observado na Etapa 1 e mostra que com o aumento das tensões confinantes estas avaliações são visivelmente mais consistentes.

Percebe-se também que os picos de cisalhamento ocorreram entre 12 e 16% de deformação que, de forma geral, são levemente maiores que os da Etapa 1, possivelmente pela maior tendência a contração e/ou dilatância que estas amostras apresentaram.

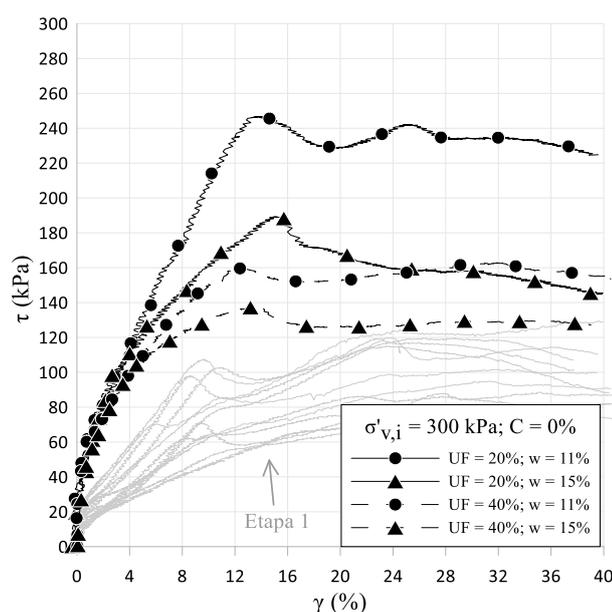


Figura 104: Tensão cisalhante × deformação horizontal para as amostras da Etapa 2

### 5.2.2.2. Avaliação da variação da poropressão nas misturas

Ao avaliar os resultados da variação de poropressão ao longo da deformação (Figura 105) é notável que a amostra no ramo seco com 20% de material ultrafino teve uma tendência muito mais dilatativa (poropressão negativa) para grandes deformações em comparação às demais

amostras. Apesar de mostrar os mesmos indícios, esta análise não estava totalmente clara para baixas tensões confinantes.

A comparação dos comportamentos entre as tensões confinantes utilizadas na Etapa 1 com a utilizada na Etapa 2 é semelhante ao observado por Carvalho *et al.* (2023), onde os autores mostram que para altas tensões confinantes (1000 kPa) no ensaio triaxial o rejeito de minério de ferro em uma condição densa ( $\gamma_d = 19 \text{ kN/m}^3$ ) tem tendências completamente contrativa, enquanto para baixas tensões confinantes (50 kPa) há uma contração inicial seguido por um comportamento notavelmente dilatante. Além disso, Li e Coop (2019) mostram que as comparações de transformações de fase para tensões confinantes maiores (200 kPa no caso dele) são muito mais visíveis entre os diferentes métodos de compactação do que para baixas tensões confinantes.

No que diz respeito ao comportamento dos teores de ultrafinos empregados para altas deformações, o observado na presente tese se assemelha ao encontrado por Cherif Taiba *et al.* (2018), onde os autores em ensaios triaxiais não drenados em diferentes proporções de areias e siltes na mistura observam uma geração de poropressão negativa de aproximadamente -250 kPa (em todas as tensões confinantes empregadas) para um material totalmente arenoso, enquanto ao adicionar 30% de siltes em sua composição pouca tendência dilatante foi observada, com o material atingindo gerações positivas de poropressão entre 90 e 220 kPa (dependendo do confinamento empregado).

Lade e Yamamuro (1997) também observam este comportamento para areia de Ottawa sem finos e a de Nevada com 6% de finos (mostrado na Figura 31), onde os autores explicam que o maior contato entre os grãos grosseiros ao comprimir e cisalhar a amostra garantiu uma maior dilatância para o material mais grosseiro (Figura 32). Assim, uma possível hipótese para a maior tendência dilatante no ramo seco em relação ao ramo úmido da amostra com 20% de UF pode ser por conta do arranjo estrutural no ramo seco garantir um maior contato entre os grãos grosseiros (do material granular) em relação ao arranjo estrutural formado no ramo úmido.

Isso faz sentido também ao aumentar o teor de UF para 40%, como há uma menor quantidade de grãos grosseiros, os contatos entre estes grãos são menores, garantindo uma menor tendência dilatante independente do teor de umidade (e consequentemente do arranjo estrutural) empregado. Yamamuro e Covert (2001) mostram que para um solo mais fino, com 40% de siltes, de fato a contração é maior e a dilatação é menor se comparado a solos com granulometria

mais grosseira, por conta do menor contato entre as partículas grandes, onde as partículas finas fazem parte do esqueleto do solo (Figura 33).

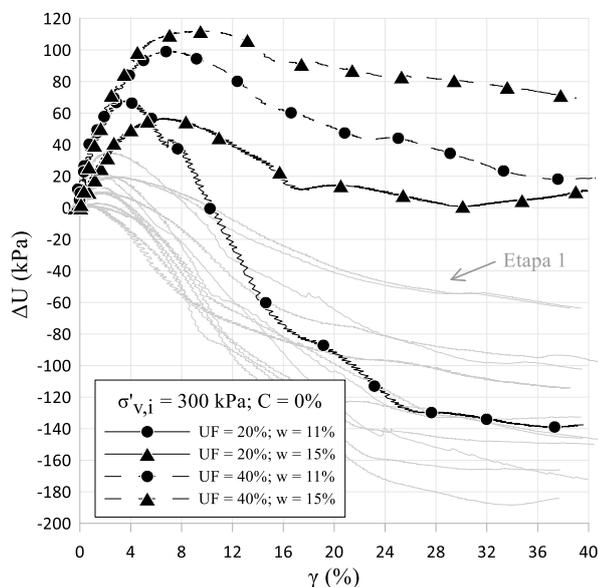


Figura 105: Variação da poropressão ao longo da deformação horizontal para as amostras da Etapa 2

Ao analisar a tendência contrativa que as amostras apresentam nos primeiros instantes de deformação, percebe-se que quanto maior o teor de ultrafino maior a tendência desta em ser contrativa. Ao levar em consideração a variação do teor de umidade, constata-se que as amostras com o teor de ultrafinos de 40% mostra uma tendência mais contrativa quando compactada no ramo úmido, enquanto as amostras com teor de ultrafinos de 20% o inverso acontece, onde a amostra compactada no ramo seco foi mais contrativa.

Isso foi observado não só nas amostras da Etapa 2, mas também nas da Etapa 1. Na Figura 106 foram coletados os pontos de máximo  $\Delta U$  positivo de cada amostra das Etapas 1 e 2, mostrando que, de fato, o que foi comentado no parágrafo anterior não foi um caso isolado.

Curiosamente, algo semelhante foi observado por Zlatovic e Ishihara (1997), onde os autores avaliaram, para diferentes tipos de solo, o efeito do arranjo estrutural ao realizar a compactação por três métodos diferentes e constatando que para um material arenoso (*Nevada sand*) a compactação feita de forma seca (*dry compaction*) também teve uma tendência mais contrativa se comparado a compactação feita de forma úmida (*moist placement*) e com mesmo índice de vazios. Ao realizar o mesmo experimento para um solo silto-arenoso (*Lagunillas sandy silt*)

pouca diferença se vê entre os dois métodos. Para rejeitos granulares, algo semelhante é observado também por Li e Coop, onde uma amostra de rejeito *Upper Beach* (de granulometria mais grosseira que as amostras com 20% de UF utilizadas na presente pesquisa) apresentou uma transformação de fase mais acentuada quando compactada a seco (*dry compaction*,  $w = 0\%$ ) em relação a deposição em lama (*slurry deposition*,  $w = 25\%$ ).

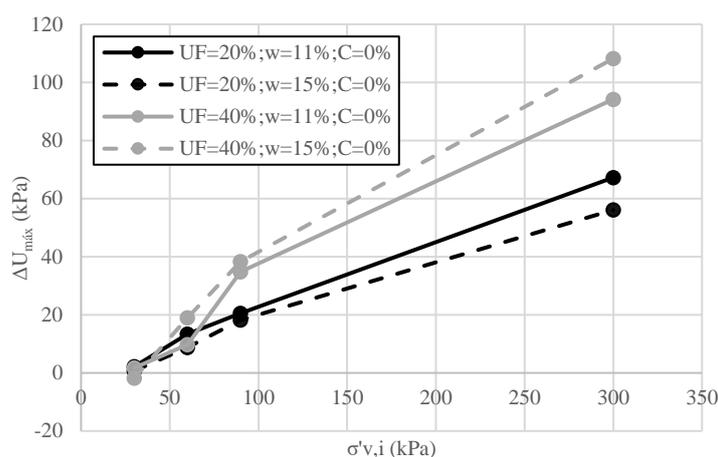


Figura 106: Máxima tendência contrativa encontrada nas amostras não cimentadas

Assim, apesar da diferença nas metodologias da pesquisa dos autores e as desta tese, há indícios de que o arranjo estrutural causado pelas diferentes umidades de compactação provocou este comportamento mostrado na Figura 106.

A fim de confirmar os resultados das misturas com  $UF = 20\%$ , o autor da presente tese realizou mais duas amostras com  $w = 11\%$  e mais uma amostra com  $w = 15\%$ . Todas mostraram o mesmo comportamento dilativo / contrativo expressado nesta subseção.

Por fim, a mesma avaliação foi conduzida para as amostras cimentadas, como mostra a Figura 107 (apesar de não fazerem parte desta etapa). Constata-se neste caso que a compactação no ramo úmido resultou em tendências mais contrativas no ensaio *simple shear*, independente do teor de UF. Assim, a cimentação uniu as partículas do rejeito e causou mudanças no comportamento do arranjo estrutural das amostras com  $UF = 20\%$ .

Ao avaliar as mudanças de  $\Delta U$  com relação ao  $\sigma'_{v,i}$ , é percebido que as amostras com  $w = 15\%$  de umidade segue uma tendência linear de crescimento do  $\Delta U$ , enquanto que as moldadas com  $w = 11\%$  a partir de  $\sigma'_{v,i} = 60$  kPa se estabilizou, independente do teor de ultrafinos. Nota-se que estas amostras, no intervalo em que estão gerando poropressão positiva, são mais resistentes (Figura 92b,c) e mais rígidas (Figura 97b,c), mostrando que a aplicação do cimento no rejeito compactado no ramo seco além de promover maiores ganhos de resistência e rigidez também tende a estabilizar a contração do rejeito. Nos dados de Farenzena *et al.* (2024), porém, não é observado o mesmo comportamento ao se adicionar cimento álcali-ativado no rejeito de Brucutu, onde se nota que estas diferenças são bastante significativas ao se aumentar o  $\sigma'_{v,i}$ , mesmo os autores tendo moldado em umidade ótima.

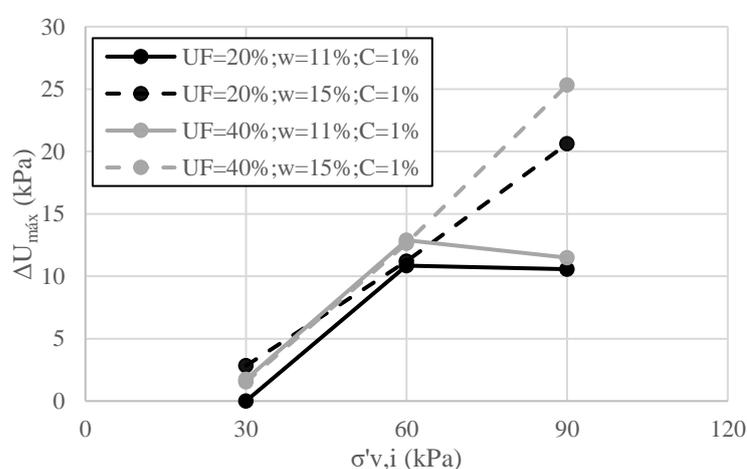


Figura 107: Máxima tendência contrativa encontrada nas amostras cimentadas

### 5.2.2.3. Relação da tensão cisalhante pela tensão vertical efetiva ( $\tau/\sigma'_v$ ) ao longo da deformação

Outra análise bastante interessante que a Etapa 2 forneceu foi a avaliação da relação  $\tau/\sigma'_v$  ao longo da deformação (Figura 108), mostrando que nas condições de  $\sigma'_{v,i} = 300$  kPa as amostras tiveram comportamento semelhante. Esta semelhança não estava tão evidente nas amostras da Etapa 1 com mesmos valores de  $\sigma'_{v,i}$  e, assim, constata-se que quanto maior a tensão confinante aplicada no ensaio, mais próximas as tendências destes dados se ajustarem em uma curva única, independente da variável investigada.

Nota-se diferenças apenas a partir dos 20% de deformação, onde as amostras com 40% de UF tem a relação  $\tau/\gamma$  levemente superior. Isso ocorre devido a tendência destes materiais serem puramente contrativos. Assim, apesar destas amostras terem um  $\tau$  menor, elas têm um  $\sigma'_v$  também menor. Isso pode ser explicado pelas diferenças nos índices de vazios. Segundo Zlatovic e Ishihara (1997), quando um solo é largamente cisalhado para atingir o estado estacionário (*steady state*), a remodelação gradual apaga a estrutura inicial e o estado de tensão final é governado apenas pelo índice de vazios, não sendo afetado pela estrutura inicial. Ou seja, a influência da umidade de compactação não é perceptível para altas deformações, visto que o arranjo estrutural nestas condições não é mais relevante, enquanto o índice de vazios ainda é um fator relevante a ser avaliado.

No caso da amostra com 20% de UF, apesar dos comportamentos totalmente distintos de  $\Delta U$ , ao realizar o quociente de  $\tau$  por  $\sigma'_v$  as amostras praticamente são idênticas, isso acontece porque esta mistura no ramo seco começa a tendência dilatativa ( $\sigma'_v$  começa a diminuir) no momento que ainda está ganhando resistência ( $\tau$  ainda crescente). Ao cisalhar, esta tendência dilatativa diminui e a resistência cisalhante se mantém. Por outro lado, esta mistura no ramo úmido não tem um ganho de resistência tão alto e tem baixas tendências dilatativas ( $\tau$  e  $\sigma'_v$  não tem tantas variações).

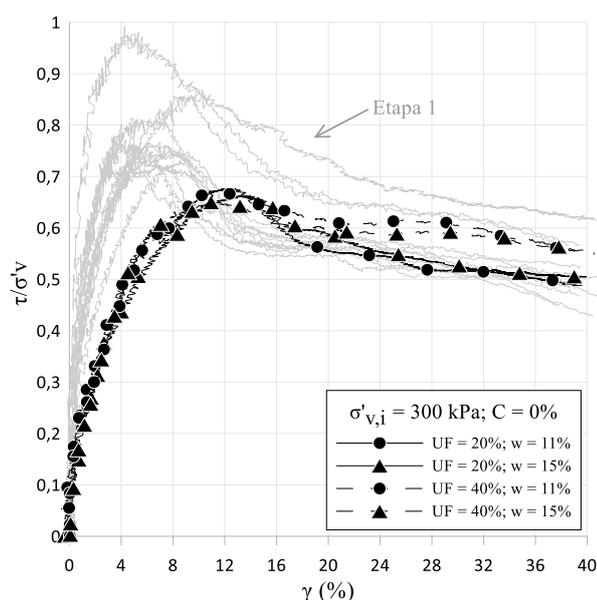


Figura 108: Relação da tensão cisalhante pela tensão vertical efetiva ao longo da deformação para as misturas com  $\sigma'_{v,i} = 300$  kPa

#### 5.2.2.4. Módulo cisalhante ao longo da deformação

Ao avaliar o módulo cisalhante das misturas com  $\sigma'_{v,i} = 300$  kPa (Figura 109) seu comportamento se assemelha aos já mostrados na Etapa 1 para materiais não cimentados. Onde as misturas mais granulares são mais rígidas em comparação às misturas com maior quantidade de ultrafinos.

Devido ao maior confinamento estas amostras alcançaram valores muito maiores aos da Etapa 1, onde para 90 kPa o módulo cisalhante observado estava em torno de 2500 a 3000 kPa para 1% de deformação, enquanto para 300 kPa de tensão confinante estes valores estão por volta de 5500 e 6000 kPa.

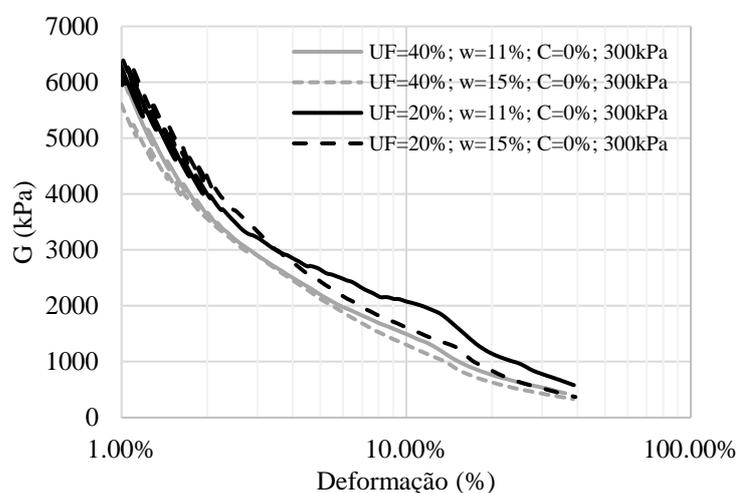


Figura 109: Módulo cisalhante para as misturas ensaiadas com  $\sigma'_{v,i} = 300$  kPa

Devido a sua tendência dilatativa (que culminou em uma maior resistência cisalhante), a amostra com 20% de UF no ramo seco se mostrou mais rígida mesmo a grandes deformações.

#### 5.2.3. Parâmetros de resistência: Avaliação das envoltórias com o acréscimo de $\sigma'_{v,i} = 300$ kPa

A Figura 110 e Figura 111 mostram, de forma separada, as envoltórias de ruptura de cada mistura estudadas para UF = 20% e UF = 40% respectivamente. Através do emprego da tensão

efetiva vertical inicial de 300 kPa, nota-se que é possível realizar aproximações lineares (função linear) e curvilíneas (função em forma de potência) da envoltória de ruptura. Uma envoltória de ruptura representada por uma função em forma de potência é mostrada também por Dusseault e Morgenstern (1978). Além disso, uma análise comparativa das funções lineares e em potência foi feita também por Hosseini e Jesmani (2014).

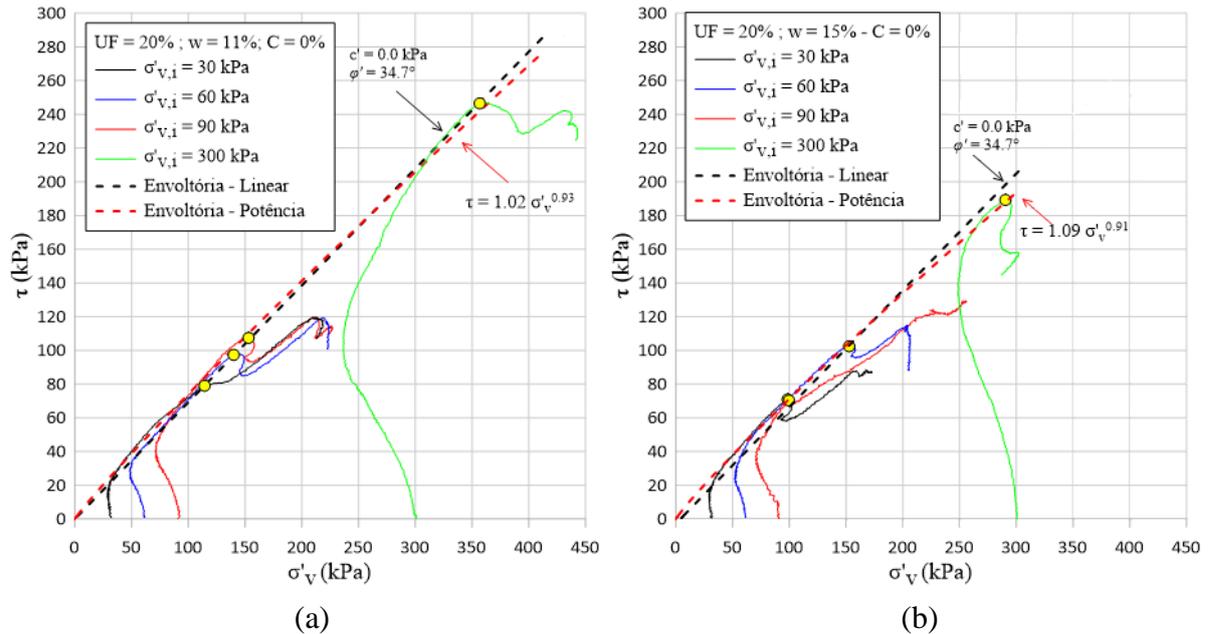


Figura 110: Gráficos  $\sigma'_v \times \tau$  das misturas com UF = 20% e C = 0% para (a) 11% e (b) 15% de umidade considerando também  $\sigma'_{v,i}$  de 300 kPa

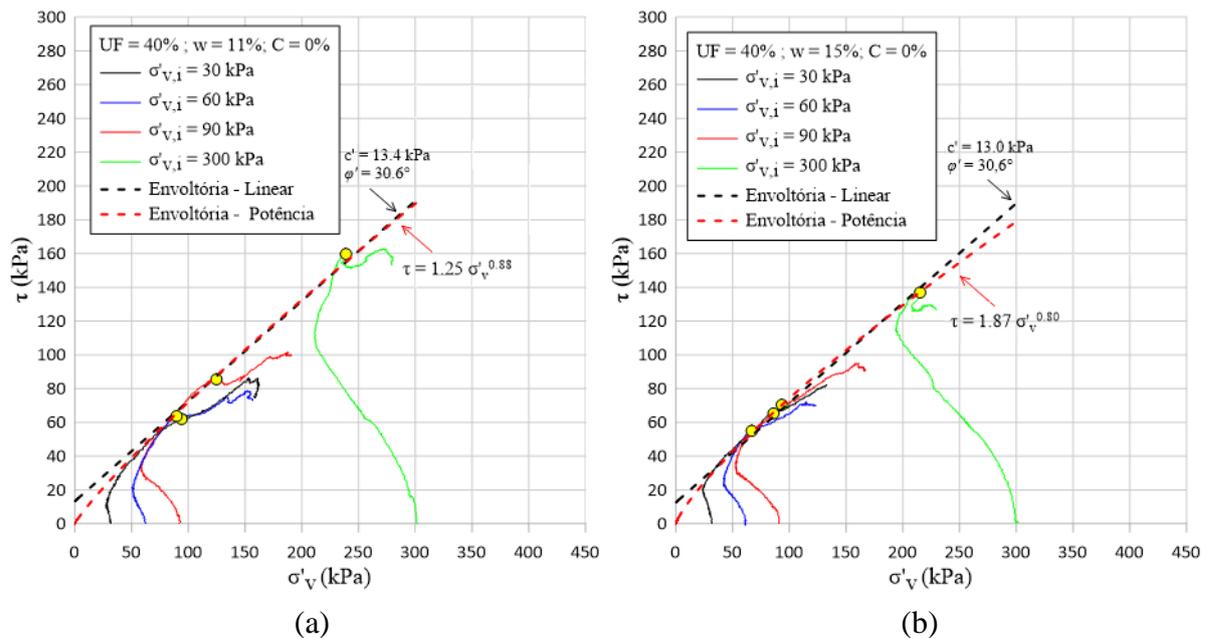


Figura 111: Gráficos  $\sigma'_v \times \tau$  das misturas com UF = 40% e C = 0% para (a) 11% e (b) 15% de umidade considerando também  $\sigma'_{v,i}$  de 300 kPa

No que diz respeito às envoltórias lineares, é possível notar que mudanças no ângulo de atrito ocorreram da Etapa 1 ( $\phi'$  de 35,1° e 31,2°) para a Etapa 2 (34,7° e 30,6°). Esta queda de aproximadamente 0,5° entre as duas etapas (apesar de ser baixa) pode ser um indicativo de que há de fato uma curvatura na envoltória. Segundo Pinto (2006), a variação do ângulo de atrito ao longo da tensão confinante é tanto mais sensível quanto mais compacto estiver a areia e quanto menos resistentes forem os grãos, isso ocorre em virtude das forças transmitidas pelos grãos.

No que diz respeito às intensidades dos ângulos de atrito, nota-se que de fato este não varia significativamente para diferentes umidades. De fato, Ishihara (1993) também encontrou ângulos de atrito idênticos quando realizou estudos de areias siltosas (*Tia Juana silty sand*) e siltes arenosos (*Lagunillas sandy silt*) para diferentes métodos de compactação em diferentes umidades (*dry deposition* e *water sedimentation*), mostrando que o arranjo estrutural não influenciou nos parâmetros de resistência. Ao comparar os dois materiais propriamente dito, há também poucas variações no ângulo de atrito (30,5° para o material mais arenoso e 29,5° para o solo com mais siltes).

Além disso, aplicando uma envoltória curvilínea em forma de potência e cruzando a origem (na forma  $\tau = A \times \sigma'_v{}^B$ ), percebe-se que esta margeia as trajetórias das quatro amostras de cada figura com uma maior coerência.

Por cruzar a origem do plano cartesiano, as envoltórias curvas também justificam a questão do intercepto coesivo de aproximadamente 13 kPa que foram observadas nas envoltórias lineares das misturas com UF = 40%. Confirmando, assim, que este intercepto surge devido à curvatura da envoltória.

A Tabela 23 mostra de forma resumida todos os dados das quatro envoltórias das misturas avaliadas na Etapa 2, mostrando que independentemente do tipo de envoltória empregada, estas obtiveram um coeficiente de determinação muito próximos de  $R^2 = 1,00$  com relação aos pontos de pico, tendo maior precisão que os obtidos apenas com os dados da Etapa 1 para as amostras não-cimentadas.

Tabela 23: Parâmetros de resistência obtidos a partir da envoltória de ruptura e equações (linear e potência) encontradas nas misturas não cimentadas

UF (%)	w (%)	C (%)	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	Equação de Coulomb	R <sup>2</sup>	Equação em forma de potência	R <sup>2</sup>
20%	11%	0%	34.7	0.0	$\tau = 0.693 \times \sigma'_{v,i} + 0.00$	1.000	$\tau = 1.02 \times \sigma'_{v,i}{}^{0.93}$	0.996
20%	15%	0%	34.7	0.0	$\tau = 0.692 \times \sigma'_{v,i} + 0.00$	0.986	$\tau = 1.09 \times \sigma'_{v,i}{}^{0.91}$	0.999
40%	11%	0%	30.6	13.4	$\tau = 0.592 \times \sigma'_{v,i} + 13.4$	0.987	$\tau = 1.25 \times \sigma'_{v,i}{}^{0.88}$	0.989
40%	15%	0%	30.6	13.0	$\tau = 0.590 \times \sigma'_{v,i} + 13.0$	0.994	$\tau = 1.87 \times \sigma'_{v,i}{}^{0.80}$	1.000

No que diz respeito às trajetórias de tensão das quatro misturas da Etapa 2, ao se comparar estas trajetórias do plano  $\tau \times \sigma'_{v,i}$  com as variações de poropressão (Figura 105), percebe-se que esta tendência dilatativa da mistura UF = 20% e w = 11% ocorre em maior intensidade após o ponto de transformação de fase (quando  $\sigma'_{v,i}$  tem seu valor mais baixo na trajetória) até o ponto de cisalhamento na envoltória de ruptura. No caso, no intervalo entre 4% e 14% de deformação. Razão também pelo qual esta mistura alcançou um pico de resistência muito superior aos demais no plano  $\tau \times \gamma$ .

#### 5.2.4. Parâmetros de resistência: Avaliação das linhas $K_f$ com o acréscimo de $\sigma'_{v,i} = 300$ kPa

Ao realizar a avaliação das linhas  $K_f$ , Lambe e Whitman (1969) dizem que se a envoltória de ruptura de um determinado solo é curva, a linha  $K_f$  também será. Dessa forma, percebe-se que de fato uma aproximação curvilínea também é possível para os casos mostrados na Figura 112 e Figura 113 no plano  $p' \times q$ .

As avaliações que podem ser feitas a respeito da curvatura das linhas  $K_f$  são semelhantes ao que foi explanado no plano  $\tau \times \sigma'_{v,i}$ . Neste caso, os ângulos de atrito obtidos na Etapa 2 (46,0° e 41,3°) são bastante inferiores aos obtidos na Etapa 1 (48,2° e 42,6°). Isso ocorre pela forma que o cálculo da tensão desvio (q) é feita, que leva em conta as tensões principais ( $\sigma'_1$ ,  $\sigma'_2$  e  $\sigma'_3$ ) e torna a angulação da linha  $K_f$  maior em intensidade e, conseqüentemente, com maior variação ao aumentar a tensão vertical efetiva inicial. Neste caso, qualquer ajuste na linha  $K_f$  leva a mudanças significativas em suas angulações.

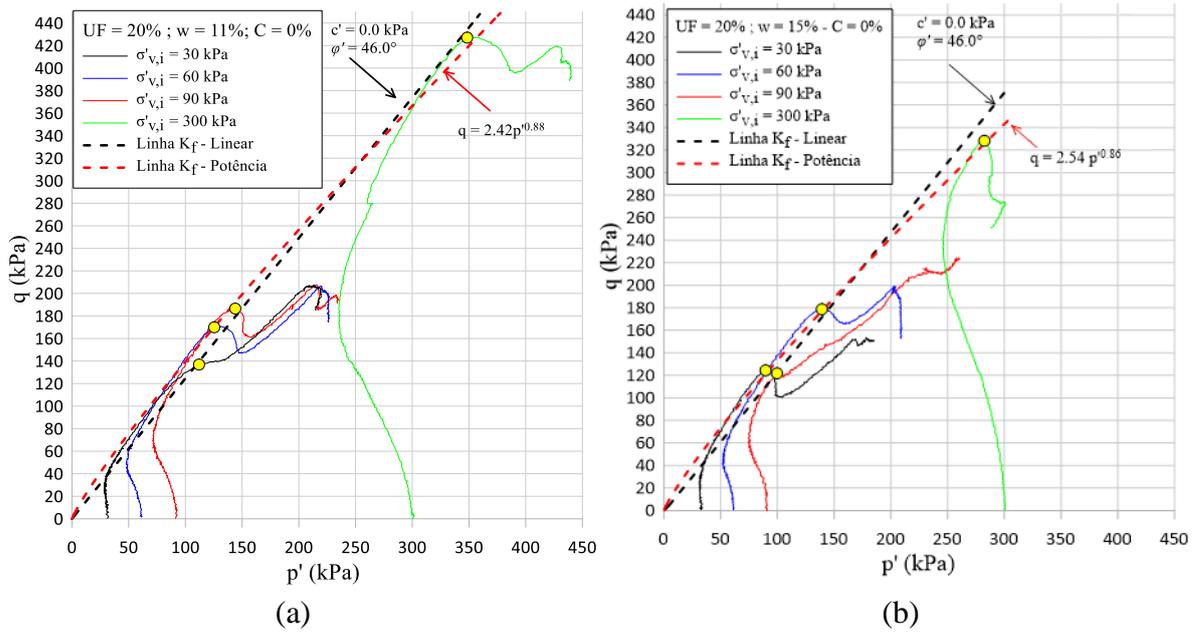


Figura 112: Gráficos  $p' \times q$  das misturas com  $UF = 20\%$  e  $C = 0\%$  para (a) 11% e (b) 15% de umidade considerando também  $\sigma'_{v,i}$  de 300 kPa

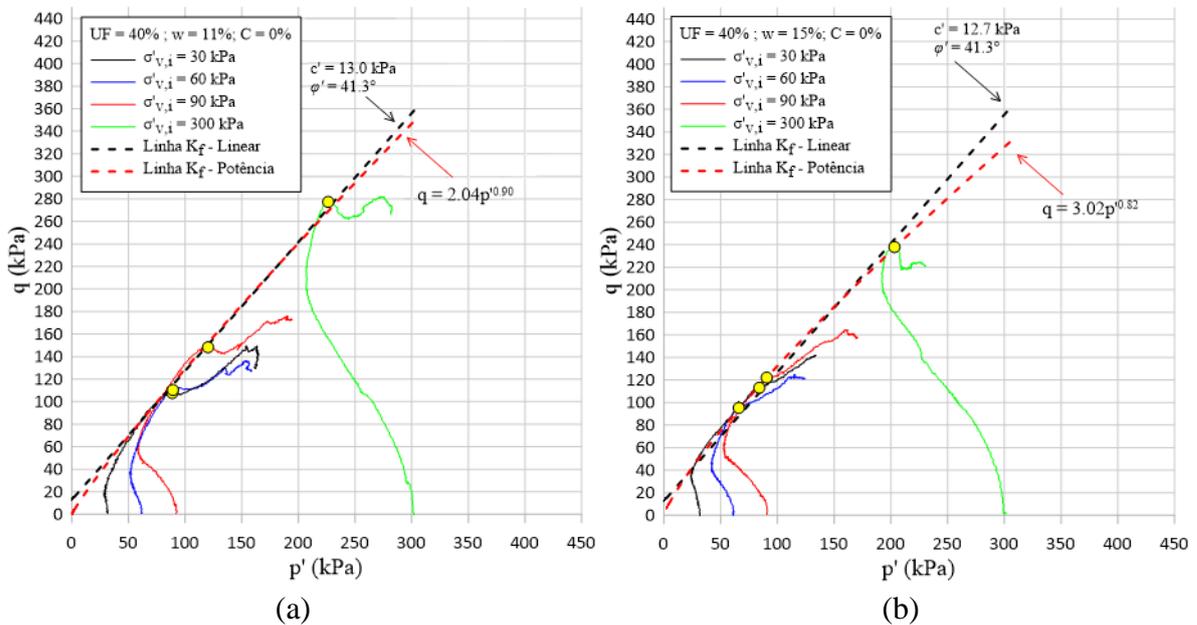


Figura 113: Gráficos  $p' \times q$  das misturas com  $UF = 40\%$  e  $C = 0\%$  para (a) 11% e (b) 15% de umidade considerando também  $\sigma'_{v,i}$  de 300 kPa

Também é possível constatar que mesmos ângulos de atrito foram obtidos para diferentes teores de umidade, mostrando que o arranjo estrutural não influencia de forma significativa os parâmetros de resistência.

Na Tabela 24 é perceptível que, apesar o expoente B da equação da potência ( $q = A \times p'^B$ ) não mudar de forma significativa entre os planos  $p' \times q$  e o plano  $\tau \times \sigma'_v$  (ou seja, pouca mudança na curvatura), a constante A tem mudanças consideráveis, justamente por conta da maior inclinação das linhas  $K_f$  em relação às envoltórias de ruptura.

Tabela 24: Parâmetros de resistência obtidos a partir da linha  $K_f$  e equações (linear e potência) encontradas nas misturas não cimentadas

UF (%)	w (%)	C (%)	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	Equação de Coulomb	R <sup>2</sup>	Equação em forma de potência	R <sup>2</sup>
20%	11%	0%	46.0	0.0	$q = 1.246 \times p' + 0.00$	0.994	$q = 2.42 \times p'^{0.88}$	0.992
20%	15%	0%	46.0	0.0	$q = 1.244 \times p' + 0.00$	0.981	$q = 2.54 \times p'^{0.86}$	0.995
40%	11%	0%	41.3	13.0	$q = 1.144 \times p' + 13.0$	0.995	$q = 2.04 \times p'^{0.90}$	0.990
40%	15%	0%	41.3	12.7	$q = 1.142 \times p' + 12.7$	0.988	$q = 3.02 \times p'^{0.82}$	1.000

### 5.2.5. Parâmetros de resistência: Comparação entre envoltórias e linhas $K_f$ encontradas

Através da Tabela 23 e Tabela 24, percebe-se que a constante A cresce conforme aumenta o teor de umidade e o teor de ultrafinos, enquanto o expoente B diminui. Isso significa que quanto maior o teor de umidade e o teor de ultrafinos, maior a curvatura da envoltória e da linha  $K_f$ , como pode ser visto nos dois planos mostrados na Figura 114.

Estas envoltórias e linhas  $K_f$  são válidas para os níveis de tensões empregados no ensaio *simple shear* (ou seja, obras de até 300 kPa de confinamento) e para os níveis de teores de umidade e de ultrafinos empregados nesta pesquisa. Podem ser utilizadas, por exemplo, para correções da envoltória obtidas pelo engenheiro, visando pensar no pior caso que se possa ter em campo (compactação feita com o rejeito no ramo úmido e com teores de finos elevados).

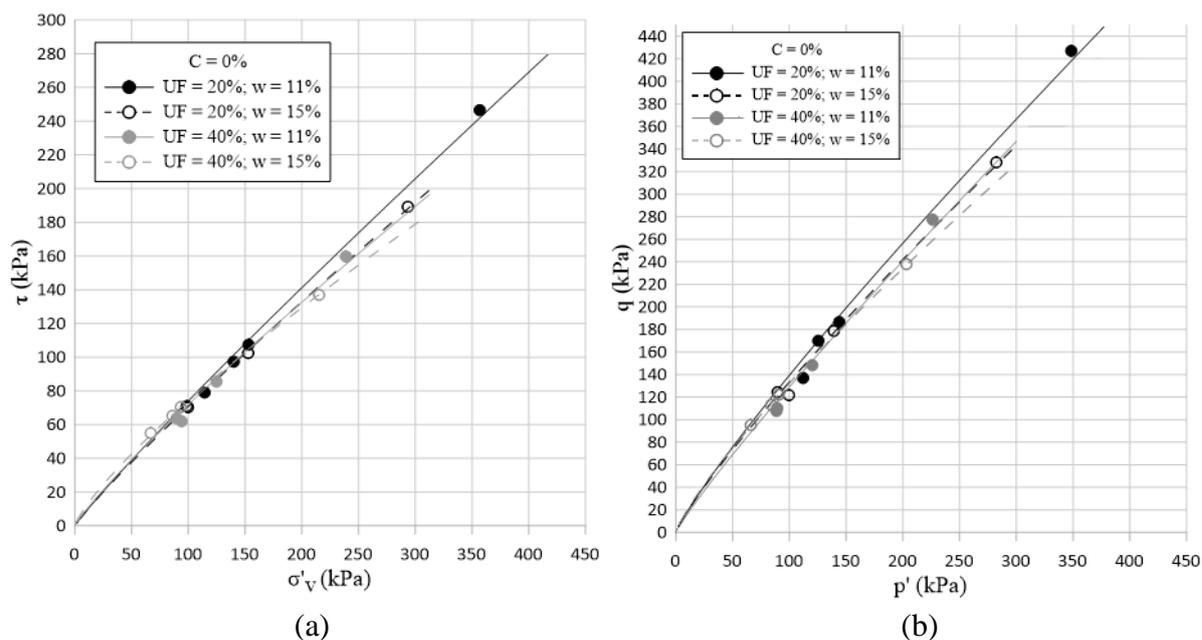


Figura 114: Comparação entre as envoltórias em forma de potência para as misturas não cimentadas nos planos (a)  $\tau \times \sigma'_{v,i}$  e (b)  $p' \times q$

### 5.2.6. Análise do pós-pico e possível linha de estado crítico no ensaio *simple shear*

Nesta seção será feita uma análise adicional, que originalmente não fazia parte dos objetivos desta tese e que está ligado a possibilidade de se avaliar o estado crítico nos gráficos  $\tau \times \sigma'_{v}$  e  $p' \times q$ . Visto que, após atingir o pico de resistência cisalhante, as amostras seguem uma segunda linha em um segundo momento.

Antes da explicação dos resultados desta tese, uma contextualização da obtenção da linha de estado crítico no ensaio *simple shear* será feita. Uma pesquisa que mostra isso com bastante clareza é o de Nguyen *et al.* (2021), que observam relações da tensão cisalhante pela tensão normal no estado crítico  $(\tau/\sigma'_N)_{CS} = 0.50$  (ou seja,  $\varphi'_{CS} = 26,6^\circ$ ), independente do índice de vazios empregado. Os autores observam que, quando em condições mais densas ( $e_0 = 0,496$ ) a amostra ensaiada em tensão confinante de 200 kPa tem uma envoltória de ruptura com inclinação aproximada de  $31^\circ$ , decaindo em seguida para o estado crítico com inclinação de  $26,6^\circ$  (Figura 115a). No caso de amostras menos densas ( $e_0 = 0,602$ ), a envoltória de ruptura coincide com a linha de estado crítico (Figura 115b).

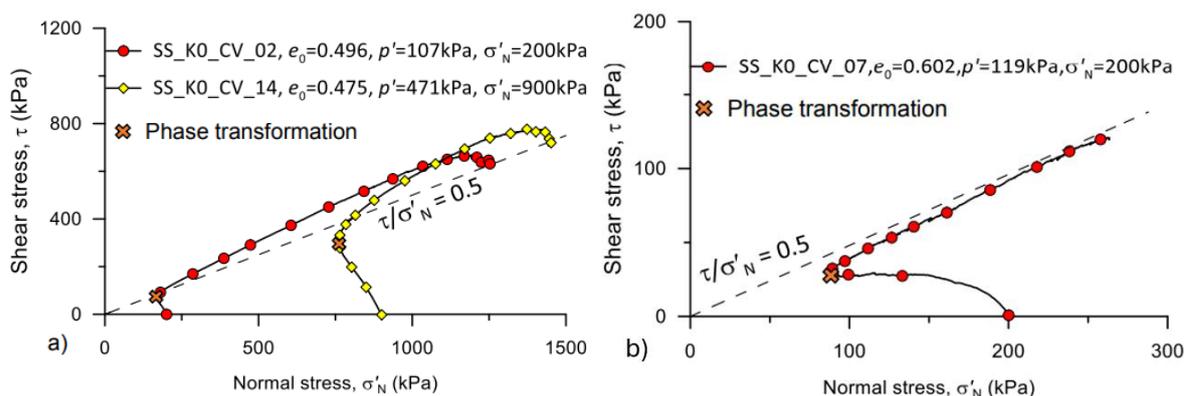


Figura 115: Estado crítico no ensaio *simple shear* (a) para  $e_0 = 0,496$  e (b)  $e_0 = 0,602$  (NGUYEN *et al.*, 2021)

Isso mostra que o índice de vazios empregado influencia no comportamento da amostra perante a envoltória de ruptura, enquanto a linha de estado crítico se mantém fixa para diferentes índices de vazios, uma vez que após o cisalhamento completo da amostra, pouco importa o estado inicial que a amostra se encontrava. No caso de estudos de ensaios sujeitos à liquefação, alguns trabalhos observam linhas de estado crítico sem apresentar uma linha pós-pico (semelhante a Figura 115b). Karim *et al.* (2023), por exemplo, mostra uma relação aproximada da tensão cisalhante pela tensão normal no estado crítico ao realizar ensaio *simple shear* de  $(\tau/\sigma'_N)_{CS} = 0,53$ , ou seja, um ângulo de atrito do estado crítico ( $\phi'_{CS}$ ) aproximado de  $27,9^\circ$ . As trajetórias de tensões dos autores após o pico, porém, não seguem crescendo na linha pós-pico por conta da estabilização das variações de poropressão, ao contrário do que se observa na presente tese. Riveros e Sadrekarimi (2021), por sua vez, observam um valor de  $\phi'_{CS}$  de  $27,0^\circ$  para amostras depositadas por *moist-tamping* e  $29,0^\circ$  por *slurry deposition*. Assim, as linhas de estado crítico estão próximas (ou igual) as linhas de pico. Dessa forma, nestes trabalhos há um comportamento claro de estado crítico, onde a  $\tau$  se mantém aproximadamente estável em um mesmo valor para altas deformações.

Na presente tese, porém, isso não é observado. Após o pico, nota-se no plano  $\tau \times \gamma$  em geral uma queda de  $\tau$ , seguido por um leve crescimento posterior. Isso ocorre por conta da continuidade da tendência dilatante dos ensaios mesmo após o cisalhamento do material, fazendo com que, no plano  $\tau \times \sigma'_v$ , os valores de  $\sigma'_v$  sigam subindo e, conseqüentemente  $\tau$  também, seguindo assim uma linha pós pico. Isso não é mostrado por exemplo na ilustração proposta por Yoshimine *et al.* (1999) para materiais densos, onde após atingir o pico de resistência (*ultimate steady state*), esta se mantém constante neste valor.

Assim, a Figura 116 e Figura 117 mostram esta linha pós-pico para as amostras com teores de UF de 20% e 40%, respectivamente. Os ângulos pós-pico observados ( $\phi'_{PP} = 29,6^\circ$  e  $30,1^\circ$ ) se assemelham aos mostrados Karim *et al.* (2023), Nguyen *et al.* (2021) e Riveros e Sadrekarimi (2021) para estado crítico, mostrando a possibilidade desta linha pós-pico da presente tese ser de fato a linha de estado crítico.

Assim, a hipótese formada na presente tese indica que, talvez, a amostra densa após cisalhar (atingir o pico) irá decair até o estado crítico e, por continuar tendendo a dilatar no ensaio *simple shear*, seguirá caminhando na linha de estado crítico.

Percebe-se que esta tendência não é válida para todo o ensaio *simple shear* apresentado nesta tese, isso porque após um “segundo pico” as amostras voltam a decair da resistência cisalhante, enquanto a tensão vertical efetiva se mantém constante (a tendência dilatante aproximadamente se estabiliza), fazendo com que as trajetórias (em pontilhado nas figuras) parem de seguir esta linha pós-pico (talvez por não ser mais algo representativo do ensaio).

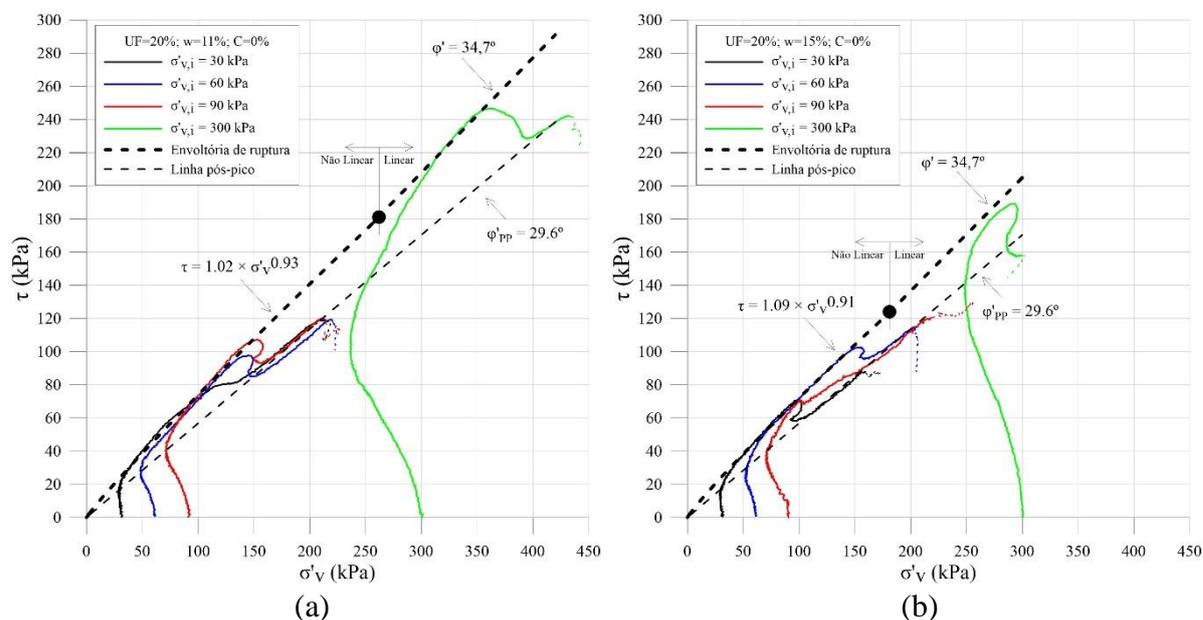


Figura 116: Definição da envoltória de ruptura e da linha pós-pico para UF = 20% e (a) w = 11% e (b) w = 15%

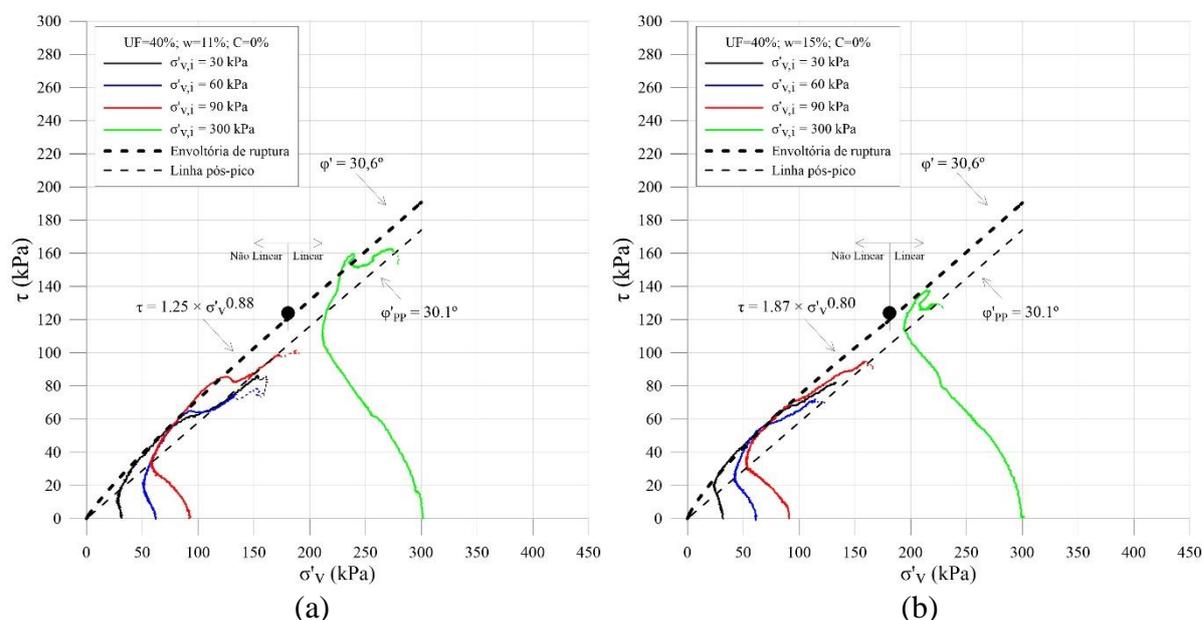


Figura 117: Definição da envoltória de ruptura e da linha pós-pico para UF = 40% e (a)  $w = 11\%$  e (b)  $w = 15\%$

Ao avaliar o pós-pico das amostras no plano  $p' \times q$  nas amostras com 20% e 40% de teor de UF (Figura 118 e Figura 119, respectivamente) é percebido um comportamento semelhante ao plano  $\tau \times \sigma'_v$ . As angulações destas linhas são mais distintas entre estas duas misturas ( $\phi'_{pp} = 34,4^\circ$  para 20% de UF e  $\phi'_{pp} = 36,1^\circ$  para 40% de UF) que, assim como na linha  $K_f$ , tem influência das três tensões principais, aumentando assim seu efeito. Nguyen et al. (2021), encontrou uma relação de  $q/p' = 0,9$ , que corresponde a um ângulo de atrito de estado crítico de  $31,3^\circ$ .

Nota-se também que a linha de pós-pico tanto no plano  $\tau \times \sigma'_v$  quanto no plano  $p' \times q$  tem uma angulação maior para 40% de UF. Algo semelhante é visto por Wagner *et al.* (2023) ao avaliar a linha de estado crítico para ensaios triaxiais drenados e não drenados, mostrando que um rejeito mais fino que não passa pela fase de flotação (mais siltoso) tem angulação maior que o rejeito mais grosso que passou pela fase de flotação (mais arenoso). Sendo este um outro possível indício da linha pós-pico ser a linha de estado crítico.

Outro indício está relacionado ao avaliar a variação de umidade de moldagem, onde se nota que o ângulo pós-pico não tem variações significativas para as duas umidades empregadas, sendo válido para ambos os planos apresentados. Isso é coerente com o que se espera no estado crítico,

uma vez que, para grandes deformações, o arranjo estrutural causado pelas diferenças na compactação já não tem influência no plano de cisalhamento (CHANG; HEYMANN; CLAYTON, 2011; ISHIHARA, 1993; ZLATOVIC; ISHIHARA, 1997; LI; COOP, 2019).

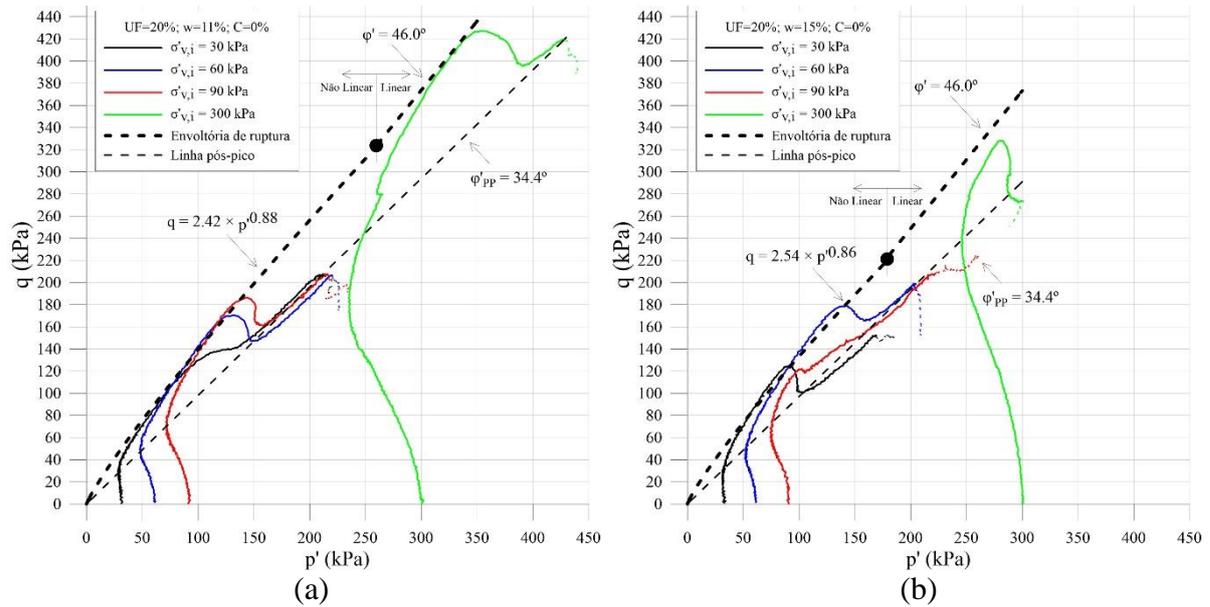


Figura 118: Definição da linha  $K_f$  e da linha pós-pico para  $UF = 20\%$  e (a)  $w = 11\%$  e (b)  $w = 15\%$

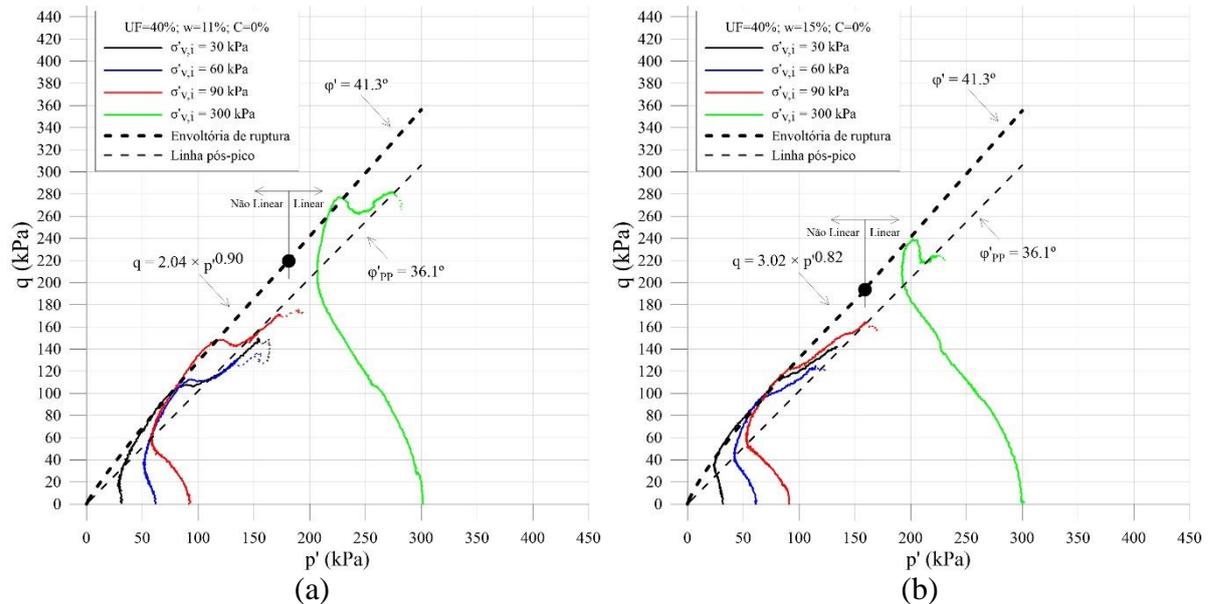


Figura 119: Definição da linha  $K_f$  e da linha pós-pico para  $UF = 40\%$  e (a)  $w = 11\%$  e (b)  $w = 15\%$

Nota-se, a partir dos dados das amostras cimentadas nestes planos mostradas na Etapa 1, que estas análises não são visíveis, assim como nos trabalhos de Farenzena *et al.* (2024), Menger (2020) e Silva (2020) que utilizaram este mesmo equipamento. Mostrando assim que a cimentação influencia no comportamento das amostras para altas deformações.

Apesar de todo o exposto nesta seção, afirmar que esta linha pós-pico é igual a linha de estado crítico é algo delicado apenas com estas observações, visto que nenhuma pesquisa da literatura mostra algo neste sentido. Estudos mais aprofundados (ensaios *simple shear* em condições menos densas, ensaios triaxiais com este mesmo material) seriam necessárias para consolidar estas afirmações.

De qualquer forma, esta linha pós-pico é um comportamento comum e notório observado nestes ensaios não cimentados, sendo um dado interessante para modelagem numérica de amostras do ensaio *simple shear* e para confirmar a veracidade dos dados para grandes deformações.

Por fim, cabe destacar também que as envoltórias de pico (formuladas nas subseções anteriores) foram ajustadas para coincidir com a linha pós-pico. Visto que uma envoltória curvilínea faria com que, em algum momento, esta se cruzasse com a linha pós-pico. Assim, uma parte não linear para baixas tensões confinantes é observada e, no instante onde as duas funções mostradas nas subseções anteriores se cruzam, a envoltória passa a ser linear. Isso é mostrado por Atkinson e Crabb (1991) para argilas (*London clay*) e Noor e Derahman (2011) para solos residuais.

### 5.3. ETAPA 3

A Etapa 3 tem o objetivo de avaliar o comportamento das misturas cimentadas e não cimentadas em suas umidades ótimas e peso específico aparente seco máximo, ou seja, com  $GC = 100\%$  (amostras 29 e 30 para  $UF = 20\%$  e amostras 31 e 32 para  $UF = 40\%$ ). Além disso, com intuito de verificar o efeito do índice de vazios, outras duas amostras com  $UF = 40\%$  foram ensaiadas com mesmo índice de vazios (amostras 33 e 34) em relação às amostras com  $UF = 20\%$ .

A Tabela 25 traz de forma detalhada os dados das seis misturas da Etapa 3. A precisão de moldagem destas amostras foi muito mais rigorosa se comparado às etapas anteriores, visto que o índice de vazios era o fator preponderante a ser avaliado. Além disso, esta maior precisão foi também necessária por não ser possível definir envoltórias nesta etapa (a envoltória nas etapas anteriores foi crucial para definir se o ensaio entregou dados coerentes ou não). Assim, buscou-se eliminar ao máximo as possíveis influências que a moldagem das amostras possa oferecer nos resultados finais.

Tabela 25: Seleção das amostras da Etapa 3, resultados dos dados de moldagem e resultados referentes aos pontos de pico de cisalhamento na curva tensão cisalhante  $\times$  deformação

Amostra	Variáveis investigadas				Moldagem			Resultados nas condições de pico					
	UF (%)	w (%)	C (%)	$\sigma'_{v,i}$ (kPa)	$e_0$	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (%)	$\tau$ (kPa)	$\sigma'_v$ (kPa)	$\Delta U$ (kPa)	$p'$ (kPa)	$q$ (kPa)
29	20%	13%	1%	90	0.56	12.78	18.82	7.46%	159.81	179.69	-72.76	169.36	277.24
30	20%	13%	0%	90	0.56	13.04	18.63	8.18%	132.94	184.05	-70.71	169.40	231.30
31	40%	13%	1%	90	0.50	12.85	20.31	7.67%	120.85	140.95	-44.52	137.77	168.57
32	40%	13%	0%	90	0.50	13.15	20.09	10.26%	129.88	159.90	-49.40	147.28	225.75
33	40%	13%	1%	90	0.56	13.25	19.26	11.09%	153.38	183.42	-91.18	182.97	265.67
34	40%	13%	0%	90	0.56	13.22	19.22	9.92%	92.49	132.58	-24.35	120.91	161.16

Dessa forma, através da Figura 120, percebe-se que mesmo as amostras com teores de UF de 20% terem um  $\gamma_d$  menor, estas ainda assim apresentam maiores resistências para mesmas deformações até o cisalhamento quando o grau de compactação é igual a 100%. Isso é observado tanto nas amostras com 1% de cimento como nas amostras não cimentadas.

Assim ao se comparar as amostras com mesmo índice de vazios entre UF = 20% e UF = 40%, a percepção é ainda maior, visto que para alcançar o mesmo índice de vazios, foi necessário diminuir o  $\gamma_d$  das misturas com 40%.

Ao avaliar o pico de cisalhamento, nota-se o mesmo já observado nas etapas anteriores, onde o instante em que cada amostra cisalha por completo não segue uma lógica com relação à deformação. Por exemplo, a amostra 31 cisalhou com 121 kPa, enquanto a amostra 33 (com maior índice de vazios) cisalhou com 153 kPa, porém esta cisalhou com 11,1% de deformação, enquanto a anterior cisalhou com 7,7%. Assim, avaliar estas amostras com relação ao módulo cisalhante (G) é mais coerente para verificar o real efeito das variáveis, ao invés de avaliar os picos de resistência no plano  $\tau \times \gamma$ .

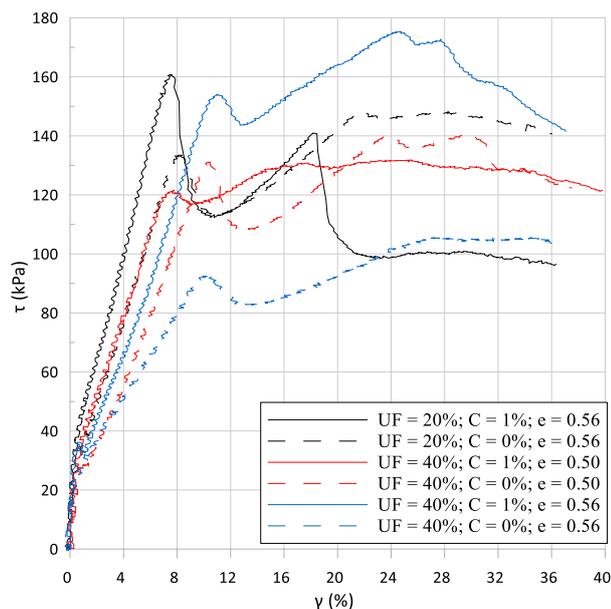


Figura 120: Tensão cisalhante  $\times$  deformação horizontal para as seis misturas estudadas na Etapa 3

A respeito da Figura 121, ao se comparar com os dados da Etapa 1 e com mesmo  $\sigma'_{v,i}$ , percebe-se que a tendência de contração das amostras observadas para baixas deformações tem pouca diferença nas amostras cimentadas, esta diferença é mais perceptível nas amostras não cimentadas, onde na Etapa 3 estas tem menor tendência contrativa (poropressão positiva). Para altas deformações os dados da Etapa 3 tem, em geral, maiores tendências dilatantes (poropressão negativa). Isso ocorre por conta da diminuição do índice de vazios, que aproxima os grãos e, por consequência, faz com que o material sofra uma maior expansão até atingir o cisalhamento (pico).

Ao avaliar os pontos de máxima tendência contrativa ( $\Delta U_{m\acute{a}x}$ ) mostradas na Figura 121b, pode-se notar o comportamento de cada amostra através da Figura 122. Assim, percebe-se que a amostra com 20% de UF foi menos contrativa. Isso corrobora com o observado na Figura 120. Assim, por ser mais rígida, esta apresenta uma menor tendência contrativa.

Para as amostras com 40% de UF, nota-se que estas têm maior tendência contrativa em relação as amostras com 20% de UF. Apesar disso, ao aumentar o teor de cimento as amostras com 40% de UF tem um decaimento dos valores  $\Delta U_{m\acute{a}x}$ , enquanto para 20% de UF isso não ocorre. Indicando assim que ao aumentar o teor de cimento os efeitos contrativos das amostras são reduzidos ao aumentar o teor de UF.

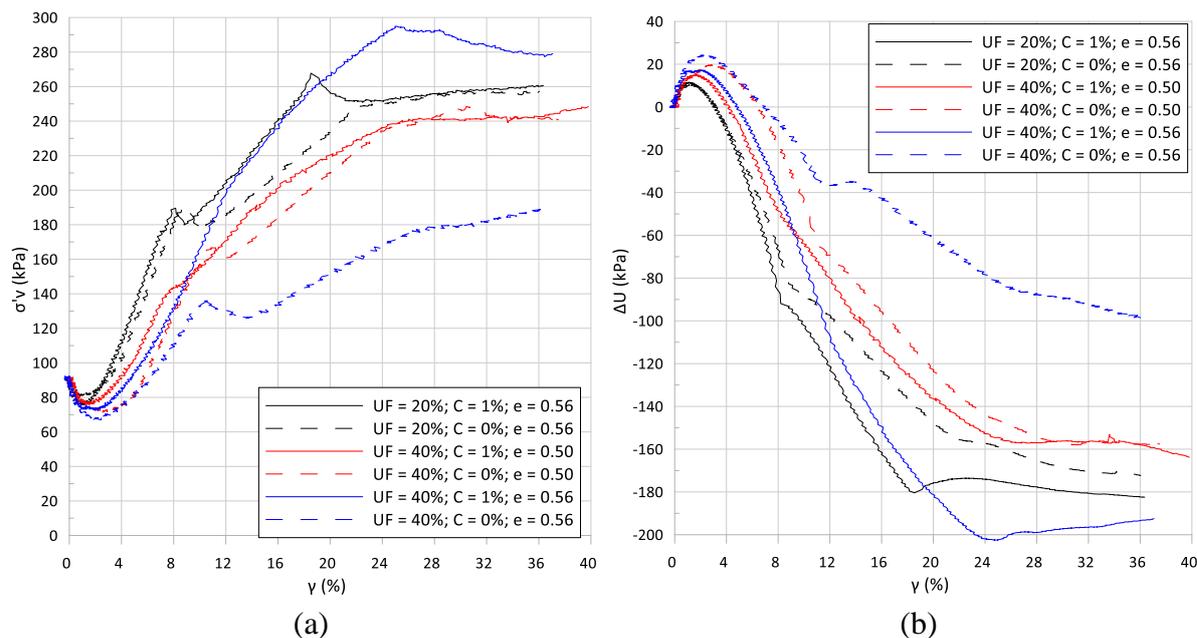


Figura 121: (a) Tensão vertical efetiva e (b) variação de poropressão para as seis misturas estudadas na Etapa 3

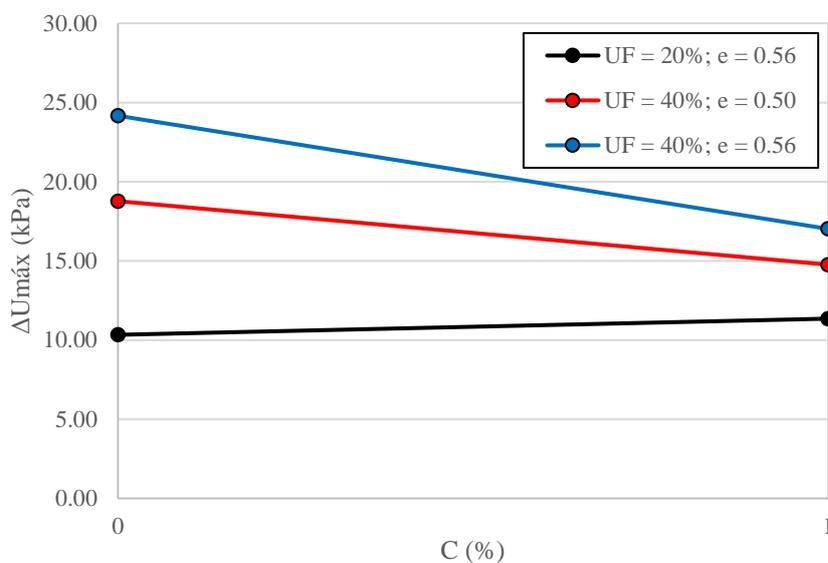


Figura 122: Máxima tendência contrativa das seis amostras da Etapa 3

Através da relação  $\tau/\sigma'_v$  (Figura 123), pode-se perceber que as amostras cimentadas, ao atingir o pico de cisalhamento, tem o mesmo valor da relação  $\tau/\sigma'_v = 0,9$ . As amostras não cimentadas, por conta dos menores picos de cisalhamento, estão entre 0,7 e 0,8.

Para longas deformações, a relação  $\tau/\sigma'_v$  destas seis amostras estão na faixa entre 0,4 e 0,6, corroborando com o encontrado nas etapas anteriores. Assim, isso mostra que independente da

amostra e das condições de tensões iniciais aplicadas ( $\sigma'_{v,i}$ ) e das variáveis utilizadas (UF, w, e, C) as amostras tem a tendência de seguirem para uma mesma relação entre a tensão cisalhante pela tensão vertical efetiva para grandes deformações.

Isso ocorre pois os efeitos de cimentação e da estrutura entre os grãos, após o cisalhamento, não tem mais influência, visto que a amostra já rompeu. Seguindo assim para uma tensão cisalhante residual. Essa tensão residual não é vista no plano  $\tau \times \gamma$  por conta das variações na tensão cisalhante em relação as tendências contrativas e dilatantes ( $\Delta U$ ) individuais de cada amostra após o pico. Assim, ao fazer a divisão de  $\tau$  por  $\sigma'_v$ , o efeito individual das variações de poropressão de cada amostra não é mais perceptível ao longo da deformação.

A respeito da queda observada na amostra 29 por volta dos 18% de deformação, percebe-se que isso ocorreu por conta da queda repentina da tensão cisalhante ( $\tau$ ) talvez por conta de alguma acomodação que o plano de cisalhamento da amostra teve devido ao surgimento de outro plano (Figura C6a do Apêndice C).

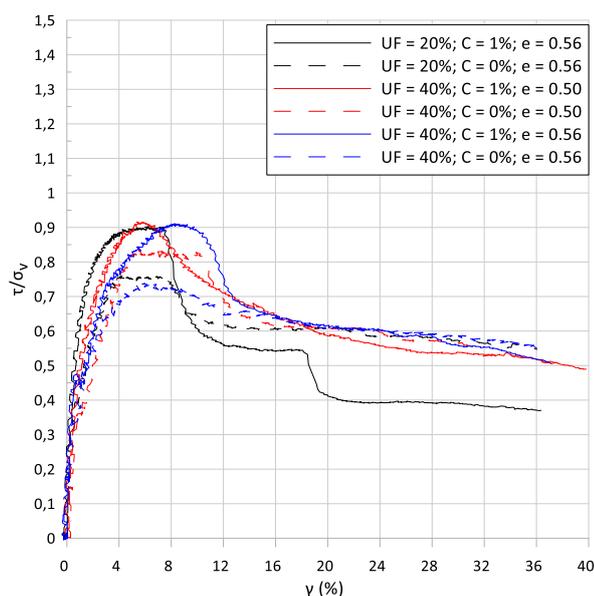


Figura 123: Relação da tensão cisalhante e tensão vertical efetiva pela deformação para as seis misturas estudadas na Etapa 3

A Figura 124 mostra o módulo cisalhante ( $G$ ) das seis misturas da Etapa 3. Nota-se um claro aumento da rigidez ao aumentar o teor de cimento em 1% em todos os casos. As amostras com UF = 20%, assim como nas figuras anteriores, mostra ser mais rígido que as amostras com UF = 40%, independente se está com mesmo índice de vazios ou com mesmo grau de compactação.

Ao avaliar as amostras com 40% de UF, percebe-se que a variação de índice de vazios de  $\Delta e = 0,06$  não teve tanto efeito nas amostras não cimentadas quanto o efeito da variação do teor de ultrafinos. Este efeito é um pouco mais perceptível nas amostras cimentadas, provavelmente por conta da maior ligação entre as partículas com o cimento e uma maior criação de produtos cimentantes (CSH e CAH) devido maior contato entre os grãos.

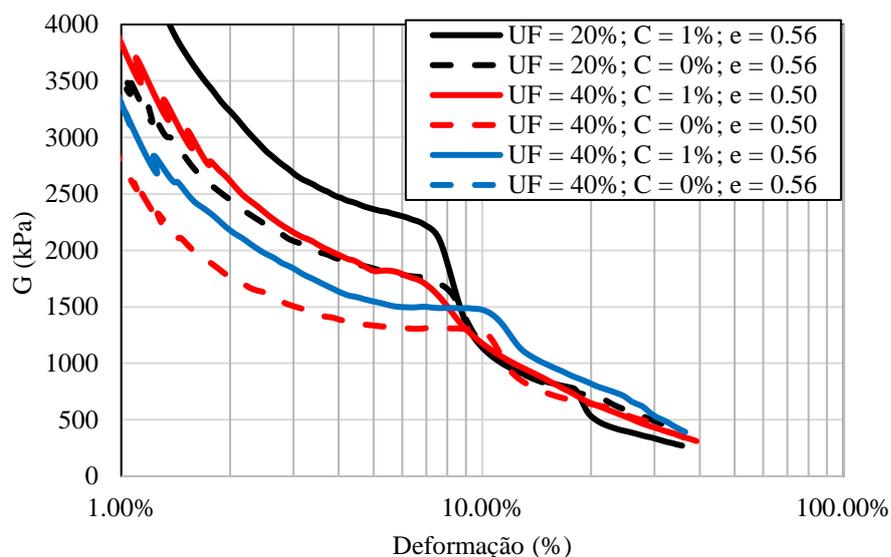


Figura 124: Módulo cisalhante ao longo da deformação para as seis amostras da Etapa 3

Por fim, como já dito, o módulo cisalhante ( $G$ ) é um parâmetro interessante para a avaliação da rigidez das amostras, uma vez que avaliar apenas o pico no plano  $\tau \times \gamma$  não deixa claro o efeito da resistência de cada amostra. Assim, ao avaliar o pico de cada amostra no plano  $\tau \times \gamma$  e plotar seus módulos cisalhantes ( $G_{\text{pico}}$ ), é possível verificar o exposto na Figura 125, onde confirma o que já foi dito na figura anterior.

Além disso, nota-se um maior efeito da cimentação para  $UF = 20\%$ , enquanto para as amostras com  $UF = 40\%$  estes ganhos de rigidez se mostraram inferiores, independente do índice de vazios utilizado nesta pesquisa.

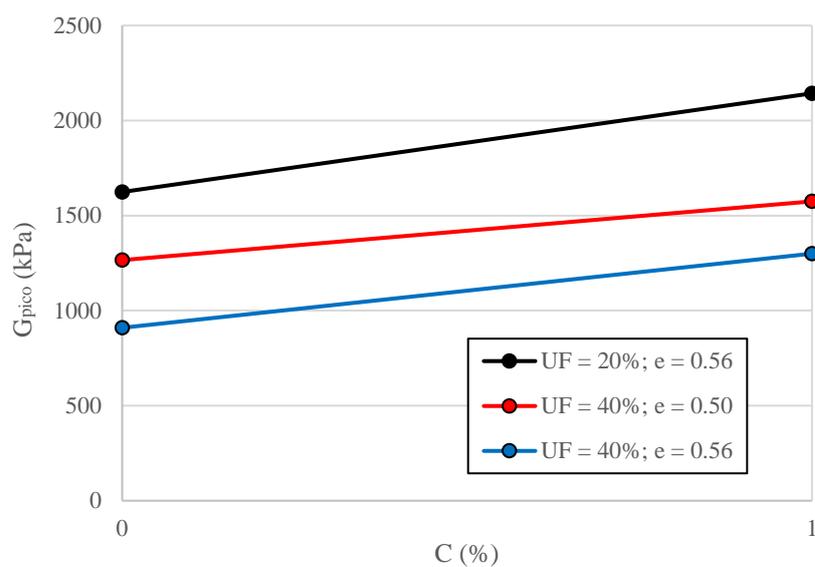


Figura 125: Avaliação do módulo cisalhante no pico de cisalhamento ( $G_{pico}$ ) das amostras da Etapa 3 nas condições de pico de cisalhamento

## 6. RESULTADOS DO ENSAIO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Ao final do ensaio os resultados da condutividade hidráulica foram calculados, conforme a Tabela 26. Nesta tabela também são mostrados os dados de moldagem de cada amostra.

Tabela 26: Resultados gerais de moldagem e da condutividade hidráulica de cada amostra

Variáveis			Resultados de moldagem			k (m/s)
UF (%)	w (%)	C (%)	e <sub>0</sub>	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	
20	11%	0%	0.61	18.15	10.78%	1.92×10 <sup>-6</sup>
20	15%	0%	0.62	18.05	14.87%	1.46×10 <sup>-6</sup>
40	11%	0%	0.66	18.26	11.35%	4.57×10 <sup>-7</sup>
40	15%	0%	0.66	18.24	14.78%	4.65×10 <sup>-7</sup>
20	11%	1%	0.60	18.17	10.85%	9.46×10 <sup>-7</sup>
20	15%	1%	0.61	18.29	15.01%	8.67×10 <sup>-7</sup>
40	11%	1%	0.66	18.26	11.23%	4.08×10 <sup>-7</sup>
40	15%	1%	0.67	18.21	14.75%	4.06×10 <sup>-7</sup>
20	11%	5%	0.62	18.10	11.33%	7.32×10 <sup>-7</sup>
20	15%	5%	0.60	18.30	15.29%	6.46×10 <sup>-7</sup>
40	11%	5%	0.67	18.12	11.08%	4.16×10 <sup>-7</sup>
40	15%	5%	0.68	18.01	15.00%	3.92×10 <sup>-7</sup>

Na Figura 126 é mostrada de forma gráfica a relação da condutividade hidráulica com as variáveis investigadas.

Segundo Schnaid (2021), os valores observados estão na faixa comum de rejeitos (comumente entre  $10^{-5} < k < 10^{-8}$  m/s). Além disso, como mostra Lambe (1959) e Bruschi (2023), por estar entre  $1 \times 10^{-5}$  e  $1 \times 10^{-7}$ , este material pode ser classificado como um material muito pouco permeável, seja com 20% ou com 40% de UF. Bruschi (2023) ao avaliar materiais cimentados em diferentes pontos da curva de compactação observa o mesmo comportamento com relação ao cimento e a umidade empregada. No caso do autor, por estar com grau de compactação de

100% os valores de  $k$  são ligeiramente maiores, porém ainda assim menores que  $1 \times 10^{-5}$  (pouco permeável). Lambe (1958a) também conclui isso para solos de granulometria fina (siltosos e argilosos) sob a curva de compactação em diferentes umidades.

Com relação ao efeito do teor de cimento, percebe-se que ao aumentar o teor de cimento a permeabilidade diminui, como é de se esperar. Segundo Ingles e Metcalf (1972), quando o teor de cimento aumenta, o espaço entre os poros diminui, por conta da formação de CSH e CAH entre os poros. Além disso, é perceptível que o rejeito com 20% de UF está mais suscetível a variações de permeabilidade ao aumentar o teor de cimento, enquanto a mistura com UF = 40% tiveram pouca influência.

No caso do efeito do teor de UF, nota-se diferenças notáveis entre os valores empregados de UF = 20% e UF = 40%, onde a mistura mais grossa tem maior permeabilidade, mesmo empregando 5% de cimento.

Vale destacar também que o rejeito com UF = 20% tem menor índice de vazios ( $e = 0,62$ ) que o material com UF = 40% ( $e = 0,68$ ). Isso mostra que apesar da maior quantidade de vazios na mistura, a granulometria mais fina garantiu uma menor permeabilidade na amostra com UF = 40%.

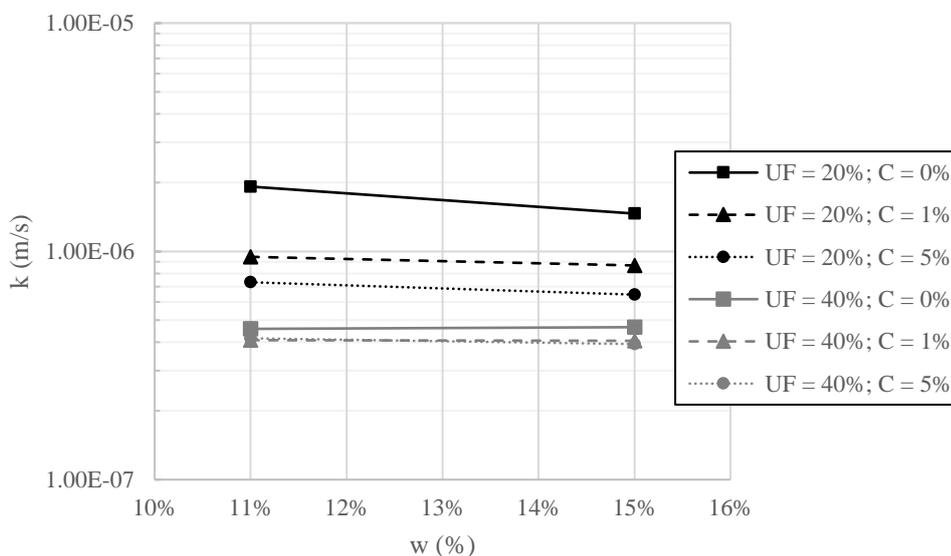


Figura 126: Resultados de condutividade para cada teor de umidade, teor de cimento e teor de UF

## 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 7.1. CONCLUSÃO

A presente tese trouxe como contribuição uma avaliação abrangente do efeito de diferentes variáveis do ponto de vista granulométrico e de compactação no comportamento da resistência de rejeitos filtrados, cimentados e compactados. Conclusões sobre os efeitos da cimentação, do teor de rejeitos ultrafinos, do teor de umidade, do peso específico aparente seco e do grau de compactação podem ser obtidas para os diferentes tipos de ensaios avaliados. Assim, com base em cada um destes ensaios, as seguintes conclusões podem ser observadas.

#### *Ensaio de resistência à compressão simples*

- O cimento é a variável de maior influência no aumento de  $q_u$ , seguido do peso específico aparente seco.
- Ao aumentar o teor de UF para mesmos valores de  $\gamma_d$  (Etapa 1), nota-se um leve crescimento da resposta de  $q_u$ , sendo seus efeitos significativos do ponto de vista estatístico e mais perceptível para maiores teores de cimento. Mostrando assim que possivelmente as reações do cimento para um arranjo granulométrico mais siltoso (mais fino) tenha tido maior influência nos ganhos de  $q_u$ .
- Por conta da diferença do  $G_s$  das misturas com diferentes teores de UF, os índices de vazios dos três teores de ultrafino para mesmos valores de  $\gamma_d$  (Etapa 1) são diferentes. Assim, a partir dos dados de  $q_u$ , é notado que esta diferença influencia pouco nos resultados de resistência em relação às demais variáveis. Isso se confirma ao se avaliar pontos de mesmo índice de vazios da Etapa 2, onde o efeito de UF é ainda maior.
- Com relação à umidade de compactação, nota-se que as amostras no ramo seco têm maiores valores de  $q_u$  para mesmos valores de  $\gamma_d$  (Etapa 1). Sendo possível realizar uma aproximação linear nos níveis estudados nesta tese. Estas diferenças entre ramo seco e úmido podem estar sendo ocasionadas provavelmente pela diferença no arranjo estrutural (*fabric*) durante a compactação das amostras, onde em teoria no ramo seco os grãos tem um arranjo mais disperso.

- Porém, ao se avaliar as resistências nos pontos sob a curva de compactação de suas respectivas misturas, ou seja, para grau de compactação de 100% (Etapa 2), este comportamento linear não foi observado devido às diferenças no  $\gamma_d$  que, como visto, tem maior efeito na resistência em relação a umidade. No caso das misturas com 1% de cimento, inclusive, nota-se um maior efeito do  $\gamma_d$  em relação ao cimento.
- Boas relações do índice  $\eta/C_{iv}$  foram observadas, tanto separando individualmente em diferentes teores de UF quanto em diferentes teores de w, sendo a segunda a que obteve melhores coeficientes de determinação ( $R^2$ ).

#### *Ensaio de velocidade de pulso-ultrassônico*

- De maneira análoga ao observado nos resultados de  $q_u$ , o efeito da variação do teor de cimento foi o que demonstrou ter maior influência no aumento do  $G_0$ , seguido do peso específico aparente seco e do teor de umidade. Estas três variáveis tiveram comportamentos semelhantes aos observados em  $q_u$ . Dessa forma, pode-se concluir que a resistência e a rigidez aumentam quanto maior o teor de cimento, ou quanto maior o  $\gamma_d$ , ou quanto menor o teor de umidade.
- Por outro lado, nas amostras da Etapa 1, as variações do teor de UF mostrou ter um comportamento contrário aos observados em  $q_u$  que, apesar de mostrar ser estatisticamente significante pela análise de variância, teve um comportamento contrário ao observado em  $q_u$  para mesmos valores de  $\gamma_d$  (Etapa 1). No caso de  $G_0$ , quanto maior o teor de UF menor a rigidez. Contudo, ao se comparar índices de vazios semelhantes (ramo seco da Etapa 2), é notório que as amostras com mais finos possuem maior  $G_0$ . Isso corrobora com os resultados de  $q_u$ .
- Ou seja, um arranjo granulométrico mais fino proporcionou um maior resultado tanto de  $q_u$  quanto de  $G_0$  para mesmos índices de vazios, com a diferença portanto de que o  $G_0$  é mais sensível às variações do índice de vazios. Isso é válido ao menos no ramo seco das amostras.
- No ramo úmido, porém, os efeitos do teor de UF na Etapa 2 é pouco perceptível nas respostas de  $G_0$ , mesmo o índice de vazios de UF = 40% sendo maior. De fato, na análise de variância a combinação de UF e w não mostrou ter diferença significativa. Essa diferença de comportamento entre ramo seco e úmido mostra que o arranjo estrutural (*fabric*) dos grãos formado durante a compactação pode estar influenciando no

comportamento de  $G_0$ , visto que em teoria no ramo seco as partículas estão mais dispersas.

- Com relação ao efeito do aumento do teor de cimento nas observações da Etapa 2, nota-se que este já proporciona ganhos de  $G_0$  significativos em comparação às diferenças de  $\gamma_d$ . Principalmente para as amostras moldadas no ramo seco.
- Uma boa relação do índice  $\eta/C_{iv}$  é observada ao se relacionar com  $G_0$ , com coeficientes de determinação ( $R^2$ ) maiores que os observados em  $q_u$ , de forma geral. Foram possíveis fazer relações para cada teor de UF e para cada teor de umidade, sendo a segunda a que mostrou maior precisão.

### *Ensaio simple shear*

- Com relação às análises do ensaio, constata-se que para amostras densas não se encontram relações exatas após atingir o pico de cisalhamento da amostra, sendo difícil obter parâmetros de estado crítico nestas condições. Além disso, uma relação avaliando as tensões cisalhantes considerando os pontos de pico de cisalhamento também não se mostrou ser válido, visto que o instante que ocorre este pico é incerto. Uma avaliação das variáveis para uma deformação fixa, antes deste pico é considerado mais adequado. Estes picos, porém se mostraram adequados para a avaliação da envoltória de ruptura e da linha  $K_f$ .
- Para mesmas deformações antes do cisalhamento, nota-se que amostras cimentadas, amostras no ramo seco e amostras mais granulares são mais resistentes e rígidas.
- A respeito das envoltórias de ruptura, foi possível observar ângulos de atrito semelhantes para os teores de cimento e teores de umidade estudados. Ao se avaliar diferentes teores de ultrafinos, como era de se esperar, o teor de 20% de ultrafinos mostrou ter um ângulo de atrito menor, por conta da diferença granulométrica entre as misturas.
- Ao avaliar o ensaio *simple shear* com uma tensão confinante elevada (300 kPa) é possível visualizar com maior clareza as relações entre as variáveis. Em especial as tendências contrativas e dilatantes da amostra, onde se nota que amostras com 40% de ultrafinos tem tendências maiores a contração, enquanto dilatam pouco. Ao relacionar a umidade de compactação nota-se que amostras no ramo seco tem tendências iniciais

mais contrativas para 20% de ultrafinos, enquanto para 40% de ultrafinos isso ocorre para o ramo úmido, sendo indícios de que o arranjo estrutural das partículas do solo causado pela compactação em diferentes umidades esteja influenciando estas tendências nas amostras. Nota-se também que amostras no ramo seco tendem a dilatar mais, em especial para baixos teores de ultrafino, sendo uma hipótese plausível o arranjo estrutural do material no ramo seco permitir um maior contato entre os grãos grosseiros, garantindo uma maior tendência dilatante.

- Além disso, foi possível observar que com a inclusão das amostras com altas tensões de confinamento as envoltórias de ruptura lineares tiveram uma queda de inclinação indicando que de fato as envoltórias tinham um comportamento curvilíneo, obtendo assim um melhor ajuste, inclusive para as amostras não cimentadas com 40% de ultrafinos, que de forma linear apresentavam um intercepto coesivo considerável.
- Ao avaliar amostras na umidade ótima sob suas curvas de compactação ( $GC = 100\%$ ) é percebido que, mesmo as amostras com 20% de ultrafinos ter um índice de vazios maior, estas se mostraram mais resistentes em relação às amostras com 40% de ultrafinos, seja cimentada ou não. Isso mostra que o atrito entre as partículas em uma granulometria mais grosseira possibilita resistir aos efeitos do cisalhamento de uma forma mais eficiente que em uma granulometria mais fina.
- Além disso, ao se comparar mesmos índices de vazios para diferentes teores de ultrafinos, percebe-se diferenças ainda maiores. A diferença entre o índice de vazios (0,56 e 0,50) para as amostras com 40% de ultrafinos também mostram diferenças entre os ensaios, porém de forma menos significativa.
- Foi possível observar um comportamento semelhante entre as amostras não cimentadas no pós-pico nos planos  $\tau \times \sigma'_v$  e  $p' \times q$ . Há suspeitas de que esta seria a linha de estado crítico, porém análises mais profundas seriam necessárias para validar tal afirmação.

#### *Ensaio de condutividade hidráulica*

- No ensaio de condutividade hidráulica é perceptível que o teor de ultrafinos nos níveis estudados nesta tese tem maior efeito nas misturas, por conta das variações granulométricas. Assim, as amostras com mais finos foram menos permeáveis, independente da variação da cimentação ou do teor de umidade.

- Pouca diferença é notada no que se refere às variações de umidade nestas condições. Mostrando que o efeito do arranjo estrutural entre as partículas por conta da moldagem em diferentes umidades pouco influenciou na variação de umidade. Nota-se apenas leves tendências a ser menos permeável quanto maior a umidade.
- No caso do teor de cimento, como era de se esperar, quanto maior o teor de cimento menos permeável o rejeito se torna, sendo estas diferenças mais perceptíveis quanto menor o teor de ultrafinos na mistura.
- Apesar disso, independente das variáveis empregadas, as misturas se mantiveram em uma mesma classificação, sendo classificados como pouco permeável.

## 7.2. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A partir da realização desta pesquisa, algumas sugestões para trabalhos futuros podem ser realizadas, com o intuito de contribuir no entendimento do tema discutido, sendo elas:

- Aprofundar os estudos com diferentes teores de ultrafinos, inclusive estudar os efeitos do rejeito puramente granular e puramente ultrafino.
- Avaliar as magnitudes de  $q_u$  e  $G_0$  para diferentes teores de ultrafinos e mesmos índices de vazios.
- Avaliar estas mesmas variáveis em ensaios complementares, como o triaxial em condições drenadas e não drenadas, a fim de avaliar o comportamento dos parâmetros de resistência para altas deformações, nas condições de estado crítico.
- Tendo em vista as diferenças mineralógicas entre os dois rejeitos, um estudo mais profundo dos efeitos da mineralogia nas ligações cimentantes é um tema também interessante a ser investigado.
- Estudos avançados para avaliar o arranjo estrutural (*fabric*) dos rejeitos em diferentes teores de umidade e diferentes métodos de compactação, para validar as hipóteses levantadas na presente tese.
- Avaliações das variáveis desta tese com maiores tensões de confinantes, a fim de se ter uma maior representação destes efeitos e de suas magnitudes em pilhas de rejeito.

## REFERÊNCIAS

ADIANSYAH, J.S.; ROSANO, M.; VINK, S.; KEIR, G. A framework for a sustainable approach to mine tailings management: disposal strategies. **Journal of Cleaner Production**, v. 108, p. 1050-1062, 2015.

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO - ANM. **Anuário mineral brasileiro: Principais substâncias metálicas**. Ano base 2020. Brasília: ANM, 2021. 23 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM. **ASTM C 143**: Standard test methods for slump of hydraulic-cement concrete. West Conshohocken, 2015.

\_\_\_\_\_. **ASTM D 5084**: Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter. West Conshohocken, 2016.

\_\_\_\_\_. **ASTM D 8295**: Standard test method for determination of shear wave velocity and initial shear modulus in soil specimens using bender elements. Philadelphia, 2019.

ARAÚJO, A.C.; AMARANTE, S.C.; SOUZA, C.C.; SILVA, R.R.R. Ore mineralogy and its relevance for selection of concentration methods in processing of Brazilian iron ores. **Mineral Processing and Extractive Metallurgy**, v. 112(1), p. 54–64, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND – ABCP. **Guia Básico de Utilização do Cimento Portland**. 7. ed. São Paulo, 28 p., 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND – ABCP. **Dosagem das misturas de solo-cimento normas de dosagem e métodos de ensaios**. 3. ed. São Paulo, 57 p., 2004.

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

\_\_\_\_\_. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez, Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 6508**: Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica, Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 7180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade, Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 13292**: Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante, Rio de Janeiro, 1995.

\_\_\_\_\_. **NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica, Rio de Janeiro, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2020.

\_\_\_\_\_. **NBR 12025**: Solo-cimento - Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos - Método de ensaio, Rio de Janeiro, 2012.

\_\_\_\_\_. **NBR 12253**: Solo-cimento - Dosagem para emprego como camada de pavimento - Procedimento, Rio de Janeiro, 2012.

\_\_\_\_\_. **NBR 12254**: Solo-cimento – Execução de base de solo-cimento - Procedimento, Rio de Janeiro, 2013.

ATKINSON, J.H.; CRABB, G.I. Determination of Soil Strength Parameters for the Analysis of Highway Slope Failure. **Proc. I.C.E. Int. Conf. on Slope Stability Engineering Developments and Applications**. No 2, p. 11-16, 1991.

AZAM, S.E IMRAN, S.A. A statistical model for slurry thickening. **12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics**, IACMAG. Goa, India. p. 71-77. 2008.

AZAM, S.; LI, Q. Tailings Dam Failures: A Review of the Last One Hundred Years. **Geotechnical News**, v. 28, p. 50-53, 2010.

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, 2020.

BASTOS, L.A.C.; SILVA, G.C.; MENDES, J.C.; PEIXOTO, R.A.F. Using iron ore tailings from tailing dams as road material. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 28(10), 04016102, 2016.

BAUER, L.A.F. **Materiais de construção**. 5ª ed., vol. 2. Rio de Janeiro: LTC, 1994.

BECKETT, C.; CIANCIO, D. Effect of compaction water content on the strength of cement-stabilized rammed earth materials. **Canadian Geotechnical Journal**. v. 51, p. 583–590, 2014.

BEDIN, J. **Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração**. 2010. 205 p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2010.

BEEN, K. Characterizing mine tailings for geotechnical design. **Australian Geomechanics Journal**, v. (51)4, p. 59–78, 2016.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros**. Rio de Janeiro. PETROBRAS: ABEDA, 2008. 475 p.

BISHOP, A.W., WEBB, D.L., LEWIN, P.I. Undisturbed samples of London Clay from the Ashford Common shaft: strength-effective normal stress relationship. **Geotechnique**, v. 15(1), p. 1–31, 1965.

BJELKEVIK, A. **Water Cover Closure Design for Tailings Dams**: State of the Art Report. Suécia: Luleå University of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering, Division of Geotechnology, 82 p. 2005.

BJELKEVIK A.; KNUTSSON S. Swedish tailings – Comparison of mechanical properties between tailings and natural geological materials. **Securing the future, international conference on mining and the environment metals and energy recovery**. Estocolmo, p. 117-129, 2005.

BORTOLOTTI, M. S. **Bender elements, ultrasonic pulse velocity, and local gauges for the analysis of stiffness degradation of an artificially cemented soil**. 2017. 180 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

BRASIL. **Lei n. 14.066, de 30 de setembro de 2020**: Altera a Lei n. 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), a lei n. 7.797, de 10 de julho de 1989, que cria o Fundo Nacional do Meio Ambiente (FNMA), a lei n. 9.433, de 8 de janeiro de 1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, e o Decreto-Lei n. 227, de 28 de fevereiro de 1967 (Código de Mineração). Diário Oficial da União: seção 1, número 189, página 3. 1 de outubro de 2020, Brasília, 2020.

BRUSCHI, G.J. **Molding conditions effect on the geomechanical behavior of uncemented and cemented iron ore tailings under low and high confining stresses**. 235 p. 2023. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2023.

BUDHU, M. Nonuniformities imposed by simple shear apparatus. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 21, p. 125–137, 1984.

CACCIUTTOLO, C.; VALENZUELA, F. Efficient Use of Water in Tailings Management: New Technologies and Environmental Strategies for the Future of Mining. **Water**, v. 14, p. 1-16, 2022.

CANO, N.A.; HASENSTAB, C.; VELÁSQUEZ, H.I. Energy life cycle assessment indicators in Colombian gold mining sector. **Journal of Sustainable Mining**, v.19(3), p. 150-165, 2020.

CAMPANHA, A. **Caracterização de minério de ferro para uso em pavimentação**. 2011. 106 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2011.

CAPUTO, H.P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**: Fundamentos. 6ª ed., v. 1. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1988.

CARRERA, A.; COOP, M.; LANCELOTTA, R. Influence of grading on the mechanical behaviour of Stava tailings. **Géotechnique**, v. 61(11), p. 935–946, 2011.

CARVALHO, J.V.A., WAGNER, A.C., SCHEUERMANN FILHO, H.C., CHAVES, H.M., SILVA, J.P.S., DELGADO, B.G., AND CONSOLI, N.C. Evaluation of strength parameters for application in cemented iron ore tailings stacks. **Indian Geotechnical Journal**, v. 53, p. 775–788, 2023.

CASTRO, F.J.C.O. **Contribuição ao conhecimento e à determinação da reatividade de solos sesquioxídicos utilizando o hidróxido de cálcio: aplicação ao processo de**

**geopolimerização (estabilização)**. 1995. 344 p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1995.

CAVARRETTA, I.; COOP, M.; O’SULLIVAN, C. The influence of particle characteristics on the behaviour of coarse grained soils. **Géotechnique**, v. 60(6), p. 413–423, 2010.

CHANG, N.; HEYMANN, G.; CLAYTON, C. The effect of fabric on the behaviour of gold tailings, **Géotechnique**, v. 61(3), p. 187–197, 2011.

CHAVES, H.M. **Estudo Geotécnico de uma Pilha Experimental de Misturas Compactadas de Rejeito de Minério de Ferro Filtrado - Cimento Portland**. 226 p. 2023. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2023.

CHERIF TAIBA, A.; MAHMOUDI, Y.; BELKHATIR, M.; KADRI, A.; SCHANZ, T. Experimental characterization of the undrained instability and steady state of silty sand soils under monotonic loading conditions. **International Journal of Geotechnical Engineering**, v. 12(5), p. 513–529, 2018.

CHRISTIE, T.; BRATHWAITE, B.; **Mineral Commodity Report 15 – Iron**. New Zealand: Institute of Geological and Nuclear Sciences Ltd, 1997.

CLAYTON, C.R.I.; HEYMANN, G. Stiffness of geomaterials at very small strains. **Géotechnique**, v. 51(3), p. 245–255, 2001.

CONSELHO NACIONAL DE RECURSOS HÍDRICOS – CNRH. **Resolução nº 29, de 11 de dezembro de 2002**. Define diretrizes para a outorga de uso dos recursos hídricos para o aproveitamento dos recursos minerais, 2002. Disponível em: <<http://www.aesa.pb.gov.br/aesa-website/wp-content/uploads/2018/02/Resolu%C3%A7%C3%A3o-n%C2%BA-29-de-11-de-Dezembro-de-2002-CNRH.pdf>>

CONSOLI, N.C.; CARRARO, J.A.H. The influence of compaction conditions on the behavior of a silty sand soil - fly ash - lime mixture, *Soils and Rocks*, v. 21(3), p.167–173, 1998.

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

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

CONSOLI, N.C.; LOPES JUNIOR, L. S.; HEINECK, K.S. Key parameters for the strength control of lime stabilized soils. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 21(5), p. 210–216, 2009a.

CONSOLI, N.C.; LOPES JUNIOR, L. S.; FOPPA, D.; HEINECK, K. S. Key parameters dictating strength of lime/cement-treated soils. **Geotechnical Engineering**, v. 162 (GE2), p. 111–118, 2009b.

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

CONSOLI, N. C.; ROCHA, C. G.; SALDANHA, R. B. Coal fly ash–carbide lime bricks: an environment friendly building product. **Construction and Building Materials**, v. 69, p. 301–309, 2014.

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

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

CONSOLI, N.C.; DA SILVA, J.K.; SCHEUERMANN FILHO, H.C.; RIVOIRE, A.B. Compacted clay-industrial wastes blends: long term performance under extreme freeze-thaw and wet-dry conditions. **Applied Clay Science**, v. 146, p. 404–410, 2017b.

CONSOLI, N.C.; PASCHE, E.; SPECHT, L.P.; TANSKI, M. Key parameters controlling dynamic 1 modulus of crushed reclaimed asphalt paving - powdered rock - portland cement blends. **Road Materials and Pavement Design**, v. 19(8), p. 1716–1733, 2017c.

CONSOLI, N.C.; SALDANHA, R.B.; NOVAES, J.F.; SCHEUERMANN FILHO, H.C. On the durability and strength of compacted coal fly ash-carbide lime blends. **Soils and Rocks**. V. 40(2), p. 155–161, 2017d.

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

CONSOLI, N.C.; GIESE, D.N.; LEON, H.B.; MOCELIN, D.M.; WETZEL, R.; MARQUES, S.F.V. Sodium chloride as a catalyser for crushed reclaimed asphalt pavement – Fly ash – Carbide lime blends. **Transportation Geotechnics**, v. 15, p. 13–19, 2018a.

CONSOLI, N.C.; WINTER, D. LEON, H.B.; SCHEUERMANN FILHO , H.C. Durability, Strength, and Stiffness of Green Stabilized Sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 144(9), p. 1–10, 2018b.

CONSOLI, N.C.; SCHEUERMANN FILHO, H.C; GODOY, V.B.; ROSEMBACH. C.M.C.; CARRARO, A.H. Durability of reclaimed asphalt pavement–coal fly ash–carbide lime blends under severe environmental conditions. **Road Materials and Pavement Design**. p. 557–569, 2018c.

CONSOLI, N.C.; MARIN, E.J.B.; SAMANIEGO, R.A.Q.; HEINECK, K.S.; DALLA ROSA, A. Use of sustainable binders in soil stabilization. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 31(2), p. 1–7, 2019.

CONSOLI, N.C.; VOGT, J.C.; SILVA, J.P.S.; CHAVES, H.M.; SCHEUERMANN FILHO, H.C.; MOREIRA, E.B.; LOTERO, A. Behaviour of compacted filtered iron ore tailings–portland cement blends: new brazilian trend for tailings disposal by stacking. **Applied Sciences**, v. 12(836), p. 1–18, 2022.

CONSOLI, N.C.; SILVA, J.P.S.; WAGNER, A.C.; CARVALHO, J.V.A.; BAUDET, B.A.; COOP, M.R.; SCHEUERMANN FILHO, H.C.; CARVALHO, I.; SOUSA, G.M.; CACCIARI, P.P. Critical state analysis of two compacted filtered iron ore tailings with different gradings and mineralogy at different stages of treatment. **Acta Geotechnica**, 2023a.

CONSOLI, N.C.; CARVALHO, J.V.A.; WAGNER, A.C.; SCHEUERMANN FILHO, H.C.; CARVALHO, I.; CACCIARI, P.P.; SILVA, J.P.S. 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**, p. 1–13, 2023b.

CORTE, M.B. **Desenvolvimento de Equipamento para Ensaios Simple Shear**. 2016. 177 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

CORTE, M.B.; FESTUGATO, L.; CONSOLI, N.C. Development of a Cyclic Simple Shear Apparatus. **Soils and Rocks**, v. 40(3), p. 279–289, 2017.

CRUZ, R. C. **Condutividade hidráulica em solos contaminados encapsulados**. 2004. 109 p. – Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

DAI, B.B.; YANG, J.; ZHOU, C.Y. Observed Effects of Interparticle Friction and Particle Size on Shear Behavior of Granular Materials. **International Journal of Geomechanics**, v. 16(1), p. 04015011, 2016.

DAS, B.M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Brasil: São Paulo: Thomson Learning, 6<sup>a</sup> ed., 2007.

DAVIES, M. Filtered Dry Stacked Tailings – The Fundamentals. **Proceedings Tailings and Mine Waste 2011**, University of British Columbia, Vancouver, 9 p., 2011.

DAVIES, M.; LUPO, J.; MARTIN, T.; MCROBERTS, E.; MUSSE, M.; RITCHIE, D. Dewatered Tailings Practice – Trends and Observations. In: **Tailing and Mine Waste 2010**. 1<sup>a</sup> ed. London: CRC Press, 2011, 484 p.

DIAZ-RODRIGUEZ, J.A.; MORENO-CARRIZALES, P. Estimating the soil fabric: a fractal approach. **XVth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, Lütfi Kırdar, Istanbul, 5 p., 2001.

DISFANI, M.M; ARULRAJAH, A.; BO, M.W.; SIVAKUGAN, N. Environmental risks of using recycled crushed glass in road applications. **Journal of Cleaner Production**, v. 20, p. 170-179, 2012.

DIXON-HARDY, D.W.; ENGELS, J.M. Methods for the disposal and storage of mine tailings. **Land Contamination & Reclamation**, v. 15(3), p. 301–317, 2007.

DOHERTY, J.; FAHEY, M. Three-dimensional finite element analysis of the direct simple shear test. **Computers and Geotechnics**, v. 38, p. 917–924, 2011.

DUSSEAULT, M.B.; MORGENSTERN, N.R. Shear strength of Athabasca Oil Sands. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 15, p. 216–238, 1978.

EDLER, P.; THOMÉ, A.; SILVANI, C.; FREITAS, L.L. Comportamento de estacas escavadas compostas de solo-cimento e resíduo de beneficiamento de pedras preciosas a partir de provas de carga estática. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 12(3), p. 147–157, 2012.

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

ESPÓSITO, T.J. **Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico**. 2000. 363 p. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2000.

FARENZENA, H.P. **Estabilização de resíduo de mineração de ferro por meio de um sistema ligante álcali-ativado de metacaulim e silicato de sódio alternativo**. 2023. 162 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2023.

FARENZENA, H.P.; BRUSCHI, G.J.; MEDINA, G.S.; SILVA, J.P.S.; LOTERO, A.; CONSOLI, N.C. Iron ore tailings stabilization with alternative alkali-activated cement for dry stacking: mechanical and microstructural insights. **Canadian Geotechnical Journal**, p. 1–19, 2024.

FEIL, A.; PRETZ, T. Chapter 11 - Mechanical recycling of packaging waste. In: LETCHER, M., **Plastic Waste and Recycling**. Academic Press, p. 283–319, 2020.

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

FOPPA, D.. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados**. 2005. 143 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

FÖRSTNER, U. Chapter 1 – Introduction. In: AZCUE, J.M. (Ed.). **Environmental impacts of mining activities**. 1ª ed. Berlin: Springer, 1999. 300 p.

FOTOVVAT, A.; SADREKARIMI, A.; ETEZAD, M. Instability of gold mine tailings subjected to undrained and drained unloading stress paths. **Géotechnique**, v. 74(2), p. 174–192, 2024.

FOURIE, A.; VERDUGO, R.; BJELKEVIK, A.; TORRES-CRUZ, L.A.; ZNIDARCIC, D. (2022). Geotechnics of mine tailings: a 2022 State of the Art. **20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**. Australian Geomechanics Society, p. 121-183, 2022.

GARCIA, L.C.; RIBEIRO, D.B.; ROQUE, F.O.; OCHOA-QUINTERO, J.M.; LAURANCE, W.F. Brazil's worst mining disaster: corporations must be compelled to pay the actual environmental costs. **Ecological Applications**, v. 27(1), p. 5–9, 2017.

GOMES, M.A. **Caracterização tencológica no aproveitamento do rejeito de minério de ferro**. 2009a. 89 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mineral, Departamento de Engenharia de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009a.

GOMES, M.F.M. **Metodologia de análise hierárquica aplicada para escolha do sistema de disposição de subproduto da mineração com ênfase nos rejeitos de minério de ferro**. 193 p. 2009b. Dissertação (Mestrado) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009b.

GOMES, R.B.; TOMI, G.D.; ASSIS, P.S. Iron ore tailings dry stacking in Pau Branco mine, Brazil. **Journal of Materials Research and Technology**, v. 5(4), p. 339–344, 2016.

GORAKHKI, M.H.; BAREITHER, C.A. Unconfined compressive strength of synthetic and natural mine tailings amended with fly ash and cement. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 143(7), 04017017, 2017.

GUEDES, J.P.C. **Comportamento Mecânico de Rejeito de Minério de Ferro Filtrado e Compactado com Uso de Cimento e de Fibras**. 146 p. 2024. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2024.

GUEDES, J.P.C.; SILVANI, C.; CARVALHO, J.V.A.; WAGNER, A.C.; SILVA, J.P.S.; CONSOLI, N.C. Mechanical behaviour of fibre-reinforced cemented iron ore tailings across the compaction curve. **Geotechnical and Geological Engineering**, 2024.

GUIMARÃES, N.C. **Filtragem de rejeitos de minério de ferro visando a sua disposição em pilhas**. 2011. 133 p. Dissertação (Mestrado) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica e de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2011.

HANZAWA, H.; NUTT, N.; LUNNE, T.; TANG, Y.X.; LONG, M. A comparative study between the NGI Direct Simple Shear apparatus and the Mikasa Direct Shear apparatus. **Soil and Foundations**, v. 47(1), p. 47-58, 2007.

HARA, A.; OHTA, T.; NIWA, M.; TANAKA, S.; BANNO, T. Shear modulus and shear strength of cohesive soils. **Soils and Foundations**, v. 14(3), p. 1–12, 1974.

HATJE, V.; PEDREIRA, R.M.A.; REZENDE, C.E.; SCHETTINI, C.A.F.; SOUZA, G.C.; MARIN, D.C.; HACKSPACHER, P.C. The environmental impacts of one of the largest tailing dam failures worldwide. **Scientific Reports**. v. 7, p. 1–13, 2017

HOLTZ, R., KOVACS, W., AND SHEAHAN, T. **An introduction to geotechnical engineering**, 2<sup>a</sup> ed., Upper Saddle River: Pearson Education, 864 p., 2011.

HOSSEINI, S.M.R.; JESMANI, M. Effect of normal stress and relative compaction on secant friction angle of sands. **Turkish Journal of Engineering & Environmental Sciences**, v. 38, p. 382–391, 2014.

HU, L.; WU, H.; ZHANG, L.; ZHANG, P.; WEN, Q. Geotechnical properties of mine tailings. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 29(2), p. 1–10, 2017.

INGLES, O.G.; METCALF, J.B. **Soil stabilization: Principles and Practice**. Melbourne: Butterworths, 366 p., 1972.

INSTITUTO BRASILEIRO DE MINERAÇÃO – IBRAM. **Informações sobre a economia mineral brasileira 2020**: Ano base 2019. Instituto Brasileiro de Mineração. 1<sup>a</sup> ed. Brasília: IBRAM, 2020. 80p.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS – ICOLD. **A guide to Tailings Dams and impoundments**: Design, construction, use and rehabilitation. Bulletin 106. International Commission on Large Dams. Paris, 1996.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS – ICOLD. **Tailings Dams, Risk of Dangerous Occurrences**: Lessons learnt from practical experiences. Bulletin 121. International Commission on Large Dams. Paris, 2001.

ISAIA, G.C. **Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais**. vol. 1 e 2. São Paulo: IBRACON, 1712 p., 2007.

ISHIHARA, K. Liquefaction and flow failure during earthquakes. **Géotechnique**, v. 43(3), p. 351-415, 1993.

ISLAM, K.; MURAKAMI, S. Global-scale impact analysis of mine tailings dam failures: 1915–2020. **Global Environmental Change**, v. 70, 102361, 2021.

KARIM, M.E.; RAHMAN, M.M.; KARIM, M.R.; FOURIE, A.B.; REID, D. Characteristics of Copper Tailings in Direct Simple Shearing: A Critical State Approach. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 149(5): 04023018, 2023.

KOSSOF, D.; DUBBIN, W.E.; ALFREDSSON, M.; EDWARDS, S.J.; MACKLIN, M.G.; HUDSON-EDWARDS, K.A. Mine tailings dams: Characteristics, failure, environmental impacts, and remediation. **Applied Geochemistry**, v. 51, p. 229-245, 2014.

LADE, P.V.; YAMAMURO, J.A. Effects of nonplastic fines on static liquefaction of sands. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 34, p. 918–928, 1997.

LAMBE, T.W. The Engineering Behavior of Compacted Clay. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 84, p. 1-35, 1958a.

LAMBE, T.W. The Structure of Compacted Clay. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 125, p. 1-34, 1958b.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. **Soil Mechanics**. New York: J. Wiley, 1969.

LARNACH, W.J. Relationship between dry density, voids/cement ratio and the strength of soil-cement mixtures. **Civil Engineering and Public Works Reviews**, v. 55, p. 903-905, 1960.

LARA, J.L. E LEÓN, E. Design and operational experience of the Cerro Lindo filtered tailings deposit. **Paste 2011**. Australian Centre for Geomechanics, Perth, Australia. p. 25-38, 2011.

LARRAHONDO, J.M.; CHOO, H.; BURNS, S.E. Laboratory-prepared iron oxide coatings on sands: Submicron-scale small-strain stiffness. **Engineering Geology**, v. 121, p. 7–17, 2011.

LASCHEFSK, K. Rompimento de barragens em Mariana e Brumadinho - MG: Desastres como meio de apropriação de territórios por mineradoras. **XIII ENANPEGE – Encontro Nacional da Associação Nacional de Pós-graduação em Geografia**, 13 p., São Paulo, 2019.

LASHKARI, A.; FALSAFIZADEH, S.R.; SHOURIJEH, P.T.; ALIPOUR, M.J. Instability of loose sand in constant volume direct simple shear tests in relation to particle shape. **Acta Geotechnica**, v. 15, p. 2507–2527, 2020.

LEON, H.B. **O índice porosidade/teor volumétrico de cimento ( $\eta/Civ$ ) com um parâmetro de estado para areias cimentadas**. 2018, 135 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.

LI, W.; COOP, M.R.; SENETAKIS K.; SCHNAID, F. The mechanics of a silt-sized gold tailing. **Engineering Geology**, v. 241, p. 97–108, 2018.

LI, W.; COOP, M.R. Mechanical behaviour of Panzhihua iron tailings. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 56(3), p. 420–435, 2019.

LIU, Y.; LIU, E.; YIN, Z. Constitutive model for tailing soils subjected to freeze–thaw cycles based on meso-mechanics and homogenization theory. **Acta Geotechnica**, v. 15, p. 2433–2450, 2020.

LOTTERMOSER, B.G. **Mine Wastes: Characterization, treatment and environmental impacts**. 3<sup>a</sup> ed. Berlin: Springer, 2010. 312 p.

LUPO, J.; HALL, J. Dry stack tailings – design considerations. **Proceedings of the 14th International Conference on Tailings and Mine Waste**, Colorado, USA, 2010.

LUZ, A.B.; LINS, F. A. F. Capítulo 1 - Introdução ao tratamento de minérios. In: LUZ, A.B.; SAMPAIO, J.A.; FRANÇA, S.C.A. (Ed.). **Tratamento de minérios**. Rio de Janeiro: CETEM, 2010. p. 3-20.

LYU, Z.; CHAI, J.; XU, Z.; QIN, Z.; CAO, J. A comprehensive review on reasons for tailings dam failures based on case history. **Advances in Civil Engineering**, p. 1–18, 2019.

MAFESSOLI, M. **Comportamento mecânico de um rejeito de minério de ferro estabilizado com cimento Portland**. 2022. 324 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2022.

MAHMOOD, A.A.; MULLIGAN, C. N. Investigation of the use of mine tailings for unpaved road base. **Proceedings of the Annual International Conference on Soils, Sediments, Water and Energy**, v. 12(11), p. 107–117, 2010.

MAKUSA, G.P. **Soil stabilization methods and materials**. 2012. 38 p. Department of Civil, Environmental and Natural resources engineering, Luleå University of Technology, Luleå, 2012.

MARTIN, V.; AUBERTIN, M.; BENZAAZOUA, M.; ZHAN, G. Investigation of near-surface exchange processes in reactive paste tailings. **Paste 2010: Proceedings of the Thirteenth International Seminar on Paste and Thickened Tailings**, Australian Centre for Geomechanics, Perth, p. 265–278, 2010.

MEDINA, G.S.; FARENZENA, H.P.; BRUSCHI, G.J.; RODRIGUES, B.A.; SILVA, J.P.S.; FESTUGATO, F.; CONSOLI, N.C. The behaviour of hydraulically disposed silty iron ore tailings under static and cyclic loading. **Geotechnical and Geological Engineering**, 2024.

MENGER, E.S. **Comportamento mecânico de uma mistura de solo arenoso e material fresado asfáltico com adição de cimento e fibras**. 2020. 137 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2020.

MITCHELL, J. K. Soil Improvement: State-of-the-Art. **10 International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Stockholm, Sweden, v. 4, p. 509–565, 1981.

MITCHELL, J. K. **Fundamentals of soil behavior**. New York, John Wiley & Sons, 2<sup>a</sup> ed., 1993. 437p.

MOH, Z. Reactions of soil minerals with cement and chemicals. **Highway Research Board**. v. 86, p. 39–61, 1965.

MONTGOMERY, D.C. **Design and analysis of experiments**. 9<sup>a</sup> ed., Hoboken (EUA): John Wiley & Sons, 734 p., 2017.

MORGENSTERN, N.R.; VICK, S.G.; VIOTTI, C.B.; WATTS, B.D. **Report on the immediate causes of the failure of the Fundão dam**. Mariana, Brazil: Fundão Tailings Dam Review Panel, 2016.

MOTTA, H. P. G. **Comportamento de um rejeito de transição em centrífuga geotécnica**. 2008, 132 p. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Programa de Engenharia Civil, 2008.

NAVARATNAVEL, S. **Pore pressure parameters and cyclic resistance under generalized loading**. 2013. 197 p. Master thesis – Department of Civil and Environmental Engineering, Carleton University, Ottawa, 2013.

NGUYEN, H.B.K.; RAHMAN, M.M.; FOURIE, A. The critical state behaviour of granular material in triaxial and direct simple shear condition: A DEM approach. **Computers and Geotechnics**, v. 138(21), 104325, 2021.

NISHIJIMA, M.; ROCHA, F. F. An economic investigation of the dengue incidence as a result of a tailings dam accident in Brazil. **Journal of Environmental Management**, v. 253, p. 109748, 2020.

NOOR, M.J.; DERAHMAN, A. Curvi-linear shear strength envelope for granitic residual soil grade VI. **5th Asia-Pacific Conference on Unsaturated Soils**, 2012.

NOSHAHRI, H.; OLDE SCHOLTENHUIS, L.L.; DOREE, A.G.; DERTIEN, E.C. Linking sewer condition assessment methods to asset managers' data-needs. **Automation in Construction**, v. 131, p. 1–10, 2021.

NUNEZ, W.P. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação**. 1991. 150 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1991.

OLIVEIRA, P.S. **Rotas para recuperação de ferro fino contido no underflow do espessador de lamas da usina de conceição**. 2006. 128 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006.

OLIVEIRA, S.C. **Influência do Estado de Tensão na Obtenção dos Parâmetros de Estado Crítico de Rejeitos Filtrados de Minério de Ferro**. 2022. 82 P. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2022.

OSINUBI, K.J.; YOHANNA, P.; EBEREMU, A.O. Cement modification of tropical black clay using iron ore tailings as admixture. **Transportation Geotechnics**, v. 5, p. 35–49, 2015.

PACEY, J.G. **The structure of compacted soils**. 1956. 64 p. Thesis (M.S.) – Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1956.

PERAZZOLO, L. **Equipamento para ensaios *simple shear***. 2008. 243 p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

PEREIRA, E.L. **Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático**. 2005. 185 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2005.

PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. 3ª ed, São Paulo: Oficina do texto, 2006.

PINTO, P.H.F. **Aproveitamento de lamas de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero por concentração magnética de alta intensidade de campo magnético**. 2020. 225 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Minas e Petróleo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2020. Edição Revisada.

PIRES, K.S.; MENDES, J.J.; FIGUEIREDO, V.C.; SILVA, F.L. da. Mineralogical Characterization of Iron Ore Tailings from the Quadrilatero Ferrifero, Brazil, by Eletronic Quantitative Mineralogy. **Materials Research**, v. 22(1), p. 1–7, 2019.

PORTES, A.M.C. **Avaliação da disposição de rejeitos de minério de ferro nas consistências polpa e torta**. Universidade Federal De Minas Gerais, Curso De Mestrado Em Geotecnia E Transportes, Belo Horizonte, 180 p., 2013.

PRESOTTI, E.S. **Influência do teor de ferro nos parâmetros de resistência de um rejeito de minério de ferro**. 2002. 153 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2002.

RIBEIRO, J.L.D.; CATEN, C.S. **Série Monográfica Qualidade: Projeto de Experimentos**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós Graduação em Engenharia de Produção, Porto Alegre, 153 p., 2011.

RICO, M.; BENITO, G.; SALGUEIRO, A.R.; DÍEZ-HERRERO, A. PEREIRA, H.G. Reported tailings dam failures A review of the European incidents in the worldwide context. **Journal of Hazardous Materials**, v. 152, p. 846–852, 2008.

RIVEROS, G.A.; SADREKARIMI, A. Static liquefaction behaviour of gold mine tailings. **Canadian Geotechnical Journal.**, v. 58(6), p. 889–901, 2021.

ROBERTSON, P.K.; MELO, L.; WILLIAMS, D.J.; WILSON, G.W. **Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Failure of Feijão Dam I**, 2019.

ROESER, H.M.P.; ROESER, P.A. O Quadrilátero Ferrífero - MG, Brasil: aspectos sobre sua história, seus recursos minerais e problemas ambientais relacionados. **Geonomos**, v. 18(1), p. 33–37, 2010.

ROTTA, L.H.S.; ALCÂNTARA, E.; PARK, E.; NEGRI, R.G.; LIN, Y.N.; BERNARDO, N.; MENDES, T.S.G.; SOUZA FILHO, C.R. The 2019 Brumadinho tailings dam collapse: Possible cause and impacts of the worst human and environmental disaster in Brazil. **International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation**, v. 90, p. 102119, 2020.

ROSIÈRE, C.A.; CHEMALE JÚNIOR, F. Itabiritos e minérios de ferro de alto teor do Quadrilátero Ferrífero – Uma visão geral e discussão. **Geonomos**, v. 8(2), p. 27–43, 2000.

SALES, L.F.P. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados**. 1998. 129 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.

SALES, C.G. **Rotas de beneficiamento para recuperação de minerais portadores de ferro do underflow do espessador de lamas da usina de Brucutu**. 2012. 152 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica, Materiais e de Minas, Universidade Federal de Minas Gerais, 2012.

SAMPAIO, J.A.; OLIVEIRA, G.P.; SILVA, A.O. da. Capítulo 7 – Ensaio de classificação em hidrociclones. In: SAMPAIO, J.A.; FRANÇA, S.C.A.; BRAGA, P.F.A. (Ed.). **Tratamento de minérios: Práticas Laboratoriais**. Rio de Janeiro: CETEM/MCT, 2007. p. 137–154.

SÁNCHEZ, L.E. Manejo de residuos solidos en mineria. **II curso internacional de aspectos geológicos de protección ambiental**. UNESCO, v. 1, p. 239–250, 1995.

SANTAMARINA, J.C.; TORRES-CRUZ, L.A.; BACHUS, R.C. Why coal ash and tailings dam disasters occur. **Science**, v. 364(6440), p. 526–528, 2019.

SARSBY, R.W. **Environmental Geotechnics**. 2ª ed. Londres: ICE – Institution of Civil Engineers Publishing, 2013.

SCHEUERMANN FILHO, H.C. **Adjusted porosity/cement index: mechanical behavior and microstructure over a wide range of dosages**. 2022. 209 p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2022.

SCHNAID, F. The Ninth James K. Mitchell Lecture: On The Geomechanics and Geocharacterization of Tailings, **Proceedings of 6th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Investigation**, 25p., 2021.

SEED, H.B.; CHAN, C.K. Structure and strength characteristics of compacted clays. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 85(5), p. 87-128, 1959.

SEGANTINI, A.A.S. **Utilização de solo-cimento plástico em estacas escavadas com trado mecânico em Ilha Solteira-SP**. 2000. 176 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2000.

SILVA, A. **Comportamento mecânico de uma mistura de solo arenoso e material fresado asfáltico estabilizada com cimento**. 2020. 105 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2020.

SINGH, N.; KUMAR, P.; GOYAL, P. Reviewing the behaviour of high volume fly ash based self compacting concrete. **Journal of Building Engineering**, v. 26, p. 1–16, 2019.

SKEMPTON, A.W. The pore-pressure coefficients A and B. **Géotechnique**, v. 4(4): 430 143–147, 1954.

SOUZA, M.I.B; SEGANTINI, A.A.S.; PEREIRA, J.A. Tijolos prensados de solo-cimento confeccionados com resíduos de concreto. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, v. 12(2), p. 205–212, 2008.

SWAMI, R.; PUNDIR, N.; MATHUR, S. Kimberlite tailings: a road construction material. **Transportation Research Record**: Journal of the Transportation Research Board, v. 1989(2), p. 131–134, 2007.

TESSAROTTO, C. Empilhamento a seco para rejeitos de processos minerais (dry stacking). **XXVI Encontro Nacional de Tratamento de Minérios e Metalurgia Extrativa**, Poços de Caldas, 8 p., 2015.

TORRES-CRUZ, L.A.; SANTAMARINA, J.C. The critical state line of nonplastic tailings. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 57(10), p. 1508-1517, 2020.

VALE. **Lista atualizada de órbitos de Brumadinho**. Nessa página são divulgadas a lista de pessoas sem contato e órbitos confirmados decorrentes do rompimento em Brumadinho. VALE S.A. Disponível em <[http://www.vale.com/brasil/PT/aboutvale/servicos-para-comunidade/minas-gerais/atualizacoes\\_brumadinho/Paginas/listas-atualizadas.aspx](http://www.vale.com/brasil/PT/aboutvale/servicos-para-comunidade/minas-gerais/atualizacoes_brumadinho/Paginas/listas-atualizadas.aspx)>. Acesso em 07/06/2022.

VENDRUSCOLO, M.A. **Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solo melhorado**. 1996. 163 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.

VICK, S.G. **Planning, design, and analysis of tailings dams**. 2. ed. Canada: BiTech Publishers, 1990. 381 p.

VILAÇA, A.S.I.; SIMÃO, L.; MONTEDO, O.R.K.; NOVAES DE OLIVEIRA, A.P.; RAUPP-PEREIRA, F. Waste valorization of iron ore tailings in Brazil: Assessment metrics from a circular economy perspective. **Resources Policy**, v. 75, p. 1–11, 2022.

WAGNER, A.C.; SILVA, J.P.S.; CARVALHO, J.V.A.; RISSOLI, A.L.C.; CACCIARI, P.P.; CHAVES, H.M.; SCHEUERMANN FILHO, H.C.; CONSOLI, N.C. Mechanical behavior of iron ore tailings under standard compression and extension triaxial stress paths. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 15, p. 1883–1894, 2023.

WOLFF, A.P. **Caracterização de rejeitos de minério de ferro de minas da VALE**. 2009. 107 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009.

WU, J.T.H.; TUNG, S.C.Y. Determination of Model Parameters for the Hardening Soil Model. **Transportation Infrastructure Geotechnology**, v. 1 p. 55–68, 2020.

YAMAMURO, J.A.; LADE, P.V. Static liquefaction of very loose sands. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 34, p. 905–917, 1997.

YAMAMURO, J.A.; COVERT, K.M. Monotonic and cyclic liquefaction of very loose sands with high silt content. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 127, p. 314–324, 2001.

YANG, Z.X.; LI, X.S.; YANG, J. Quantifying and modelling fabric anisotropy of granular soils. **Géotechnique**, v. 58(4), p. 237–248, 2008.

YEO, J.Y.; KIM, S.Y.; LEE, J.-S. Compressibility and small strain stiffness characteristics of silt-hematite mixtures. **Engineering Geology**, v. 325, p. 107282, 2023.

YODER, E.J.; WITCZAK, M.W. **Principles of pavement design**. 2<sup>a</sup> ed. New York: John Wiley & Sons Inc., 1975. 711 p.

YOSHIMINE, M.; ISHIHARA, K.; VARGAS, W. Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand. **Soils and Foundations**, v. 38(3), p. 179–188, 1998.

YOSHIMINE, M.; ROBERTSON, P.K.; WRIDE, C.E. Undrained shear strength of clean sands to trigger flow liquefaction. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 36, p. 891 – 906, 1999.

ZHAO, J.; NI, K.; SU, Y.; SHI, Y. An evaluation of iron ore tailings characteristics and iron ore tailings concrete properties. **Construction and Building Materials**, v. 286, p. 1–15, 2021.

ZLATOVIC, S.; ISHIHARA, K. Normalized behavior of very loose non-plastic soils: effects of fabric. **Soils and Foundations**. (37)4, p. 47–56, 1997.

## APÊNDICE A – Resultados gerais de $q_u$ e $G_0$ das Etapas 1 e 2

Tabela A1: Resultados Gerais de  $q_u$  e  $G_0$  para as misturas com 11% de umidade (Etapa 1)

Identificação ( $\gamma_d$ - UF - C - w)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	$q_u$ (kPa)	$q_u$ médio (kPa)	Desvio Padrão	CV (%)	$G_0$ (MPa)	$G_0$ médio (MPa)	Desvio Padrão	CV (%)
17 - 20 - 1 - 11	17.05	10.88%	120.70	124.72	4.239	3.40	200.97	203.91	8.27	4.05
	17.21	10.53%	122.89				195.57			
	17.13	10.64%	130.58				215.17			
17 - 20 - 3 - 11	17.13	10.60%	427.40	399.97	25.816	6.45	763.46	741.81	16.65	2.24
	17.24	10.51%	407.13				722.97			
	17.11	10.77%	365.39				739.00			
17 - 20 - 5 - 11	16.96	11.64%	966.70	928.35	27.456	2.96	1465.91	1400.04	87.47	6.25
	17.11	10.88%	903.92				1276.43			
	17.01	11.08%	914.42				1457.79			
17 - 30 - 1 - 11	17.11	11.15%	109.88	112.08	8.115	7.24	193.08	183.16	13.32	7.27
	17.07	11.31%	103.43				164.33			
	17.18	11.21%	122.94				192.06			
17 - 30 - 3 - 11	17.15	10.65%	425.95	418.88	8.731	2.08	706.63	673.10	23.72	3.52
	17.15	10.51%	406.58				657.00			
	17.05	11.28%	424.10				655.67			
17 - 30 - 5 - 11	17.28	10.63%	797.39	951.96	109.744	11.53	1350.66	1307.09	30.93	2.37
	17.10	11.45%	1041.44				1288.68			
	17.05	11.04%	1017.03				1281.93			
17 - 40 - 1 - 11	17.14	11.22%	97.75	101.76	3.448	3.39	158.86	165.32	6.76	4.09
	17.21	11.06%	101.36				162.45			
	17.20	10.91%	106.17				174.66			
17 - 40 - 3 - 11	17.17	10.35%	375.89	424.97	39.077	9.20	633.96	696.76	44.43	6.38
	17.21	10.56%	427.52				726.71			
	17.19	10.83%	471.51				729.63			
17 - 40 - 5 - 11	17.20	11.25%	913.49	939.99	25.602	2.72	1190.31	1188.21	4.40	0.37
	17.19	10.80%	931.88				1192.22			
	17.24	10.51%	974.60				1182.08			
18 - 20 - 1 - 11	17.84	10.88%	151.73	152.87	9.199	6.02	230.36	228.01	2.17	0.95
	17.85	10.96%	142.22				225.13			
	17.95	11.01%	164.66				228.55			
18 - 20 - 3 - 11	17.80	11.01%	473.73	482.56	16.632	3.45	743.06	824.24	58.40	7.09
	18.17	11.16%	505.85				851.67			
	17.81	10.49%	468.09				877.99			
18 - 20 - 5 - 11	17.99	10.90%	1138.94	1132.05	11.147	0.98	1992.30	1866.90	88.73	4.75
	17.94	11.26%	1140.87				1800.19			
	18.01	10.91%	1116.32				1808.22			
18 - 30 - 1 - 11	18.00	10.95%	160.25	164.18	8.918	5.43	238.33	236.42	2.76	1.17
	18.12	10.98%	176.53				238.42			
	18.05	11.09%	155.77				232.52			
18 - 30 - 3 - 11	17.88	10.64%	535.73	505.51	61.856	12.24	736.09	792.15	41.44	5.23
	18.18	11.09%	419.31				805.41			
	17.97	10.37%	561.50				834.95			
18 - 30 - 5 - 11	18.04	11.10%	1425.26	1430.70	32.617	2.28	1669.87	1679.94	7.89	0.47
	18.02	10.89%	1473.08				1689.13			
	17.96	11.47%	1393.75				1680.83			
18 - 40 - 1 - 11	18.15	11.01%	177.36	172.74	5.412	3.13	225.30	232.58	5.94	2.55
	18.10	11.16%	165.15				239.85			
	18.04	11.13%	175.72				232.58			
18 - 40 - 3 - 11	18.10	10.68%	652.46	582.78	71.099	12.20	747.12	716.18	21.88	3.06
	18.10	11.14%	610.73				700.03			
	18.12	10.75%	485.16				701.40			
18 - 40 - 5 - 11	18.03	11.22%	1233.79	1331.34	68.985	5.18	1421.80	1449.34	24.45	1.69
	18.20	10.39%	1379.10				1481.22			
	18.15	10.95%	1381.15				1444.99			

Tabela A2: Resultados Gerais de  $q_u$  e  $G_0$  para as misturas com 13% de umidade (Etapa 1)

Identificação ( $\gamma_d$ - UF - C - w)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	$q_u$ (kPa)	$q_u$ médio (kPa)	Desvio Padrão	CV (%)	$G_0$ (MPa)	$G_0$ médio (MPa)	Desvio Padrão	CV (%)
17 - 20 - 1 - 13	17.14	12.92%	108.81	105.24	2.567	2.44	170.64	168.55	1.58	0.94
	17.06	12.81%	102.86				168.20			
	17.13	12.91%	104.06				166.82			
17 - 20 - 3 - 13	17.12	12.73%	324.80	336.92	26.284	7.80	587.91	616.17	38.47	6.24
	16.96	12.94%	312.55				590.03			
	17.11	12.65%	373.41				670.56			
17 - 20 - 5 - 13	17.09	12.90%	740.74	807.45	52.129	6.46	1311.14	1345.09	25.74	1.91
	17.18	12.73%	867.97				1373.43			
	17.16	12.83%	813.66				1350.70			
17 - 30 - 1 - 13	17.17	12.96%	113.48	109.09	3.884	3.56	158.31	158.34	0.95	0.60
	17.10	13.28%	104.03				159.52			
	17.08	13.26%	109.75				157.20			
17 - 30 - 3 - 13	17.17	12.89%	417.57	380.84	26.229	6.89	611.10	610.65	30.39	4.98
	17.06	12.58%	366.98				647.64			
	16.96	12.75%	357.98				573.21			
17 - 30 - 5 - 13	16.98	13.22%	906.87	940.27	26.669	2.84	1178.76	1253.07	65.57	5.23
	17.11	12.92%	972.15				1242.19			
	17.15	13.00%	941.77				1338.26			
17 - 40 - 1 - 13	17.17	13.22%	105.02	101.66	2.469	2.43	154.39	154.52	0.87	0.56
	17.14	13.12%	100.81				155.64			
	17.19	12.77%	99.16				153.53			
17 - 40 - 3 - 13	17.23	12.45%	363.27	391.11	32.598	8.33	564.13	602.99	27.73	4.60
	17.05	12.96%	373.21				627.01			
	17.14	12.66%	436.85				617.83			
17 - 40 - 5 - 13	17.09	12.91%	901.36	954.57	39.980	4.19	1088.88	1076.86	24.76	2.30
	17.28	12.82%	997.74				1042.37			
	17.10	12.68%	964.61				1099.33			
18 - 20 - 1 - 13	17.91	12.97%	126.31	129.08	2.967	2.30	192.24	188.99	3.01	1.59
	17.85	13.06%	127.72				189.76			
	17.87	12.87%	133.19				184.98			
18 - 20 - 3 - 13	17.97	12.81%	412.27	471.34	43.673	9.27	684.60	758.57	52.68	6.94
	17.82	12.53%	516.49				787.90			
	17.90	12.82%	485.26				803.21			
18 - 20 - 5 - 13	18.03	12.71%	1085.45	1098.33	14.948	1.36	1655.04	1641.62	37.05	2.26
	17.92	13.23%	1119.28				1678.77			
	17.94	12.86%	1090.24				1591.05			
18 - 30 - 1 - 13	18.04	13.12%	169.18	167.52	1.381	0.82	187.80	193.92	4.93	2.54
	18.04	13.04%	167.57				199.88			
	18.09	13.17%	165.80				194.08			
18 - 30 - 3 - 13	18.08	12.79%	471.39	469.29	29.943	6.38	590.91	676.18	76.21	11.27
	18.25	13.20%	431.61				661.72			
	17.91	12.81%	504.86				775.90			
18 - 30 - 5 - 13	18.11	12.78%	1365.66	1333.50	22.780	1.71	1554.25	1588.43	33.85	2.13
	18.06	13.00%	1319.18				1634.54			
	18.01	12.92%	1315.67				1576.51			
18 - 40 - 1 - 13	18.07	12.80%	156.92	168.21	9.978	5.93	175.32	179.14	4.77	2.66
	17.99	13.52%	166.52				176.24			
	18.05	13.53%	181.18				185.86			
18 - 40 - 3 - 13	17.89	12.72%	450.01	496.69	50.745	10.22	654.20	709.50	46.43	6.54
	18.21	12.57%	472.83				706.48			
	17.86	12.78%	567.24				767.81			
18 - 40 - 5 - 13	18.11	12.84%	1283.53	1273.70	7.438	0.58	1463.34	1434.62	28.48	1.99
	17.93	13.17%	1265.53				1395.81			
	18.04	13.00%	1272.05				1444.71			

Tabela A3: Resultados Gerais de  $q_u$  e  $G_0$  para as misturas com 15% de umidade (Etapa 1)

Identificação ( $\gamma_d$ - UF - C - w)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	$q_u$ (kPa)	$q_u$ médio (kPa)	Desvio Padrão	CV (%)	$G_0$ (MPa)	$G_0$ médio (MPa)	Desvio Padrão	CV (%)
17 - 20 - 1 - 15	17.12	14.95%	87.96	88.80	1.052	1.18	140.36	143.56	2.30	1.60
	17.05	14.96%	88.16				145.67			
	17.06	15.11%	90.28				144.64			
17 - 20 - 3 - 15	17.14	14.71%	283.77	316.92	23.486	7.41	564.43	597.36	23.57	3.95
	17.16	14.94%	335.28				618.31			
	16.98	14.72%	331.71				609.35			
17 - 20 - 5 - 15	17.09	15.03%	744.17	711.08	36.989	5.20	1123.99	1155.35	24.51	2.12
	17.11	15.09%	659.45				1183.84			
	17.09	15.20%	729.63				1158.23			
17 - 30 - 1 - 15	17.11	14.96%	89.19	86.60	3.258	3.76	128.09	128.35	2.71	2.11
	17.07	14.87%	82.00				125.16			
	17.13	14.98%	88.61				131.78			
17 - 30 - 3 - 15	17.24	14.71%	341.12	344.96	9.936	2.88	511.75	552.08	30.24	5.48
	17.19	14.55%	335.17				584.57			
	16.99	14.80%	358.58				559.93			
17 - 30 - 5 - 15	17.08	14.90%	806.63	841.81	24.934	2.96	1036.17	1085.39	45.51	4.19
	17.10	15.05%	861.43				1074.09			
	17.09	14.88%	857.37				1145.91			
17 - 40 - 1 - 15	17.27	14.92%	96.33	95.47	4.574	4.79	127.54	127.12	1.65	1.30
	17.21	14.83%	100.59				128.90			
	17.18	14.85%	89.49				124.92			
17 - 40 - 3 - 15	17.28	14.70%	353.82	376.60	35.145	9.33	533.17	567.78	30.95	5.45
	17.25	14.45%	349.73				561.89			
	17.18	14.21%	426.24				608.30			
17 - 40 - 5 - 15	17.15	14.67%	864.10	855.28	23.615	2.76	1076.90	1067.48	9.16	0.86
	17.09	15.28%	878.78				1070.47			
	17.13	15.07%	822.98				1055.07			
18 - 20 - 1 - 15	17.84	15.10%	140.26	138.31	5.598	4.05	171.66	170.62	5.85	3.43
	17.86	15.00%	143.97				177.21			
	17.83	15.11%	130.68				163.00			
18 - 20 - 3 - 15	17.90	14.41%	347.39	354.61	21.190	5.98	632.89	683.72	35.99	5.26
	18.13	15.03%	383.41				706.80			
	17.81	14.61%	333.03				711.47			
18 - 20 - 5 - 15	17.83	14.88%	934.54	950.47	17.885	1.88	1426.70	1447.71	36.97	2.55
	17.81	14.89%	941.42				1416.75			
	17.82	14.96%	975.45				1499.68			
18 - 30 - 1 - 15	18.09	15.10%	158.23	152.19	4.968	3.26	163.78	161.25	1.87	1.16
	18.03	15.19%	146.06				160.66			
	18.06	14.96%	152.28				159.31			
18 - 30 - 3 - 15	18.12	14.60%	459.06	418.29	31.588	7.55	579.41	606.66	54.75	9.02
	18.08	15.25%	382.10				557.53			
	17.88	14.69%	413.71				683.05			
18 - 30 - 5 - 15	18.05	14.97%	1168.96	1160.70	6.891	0.59	1547.55	1520.30	32.86	2.16
	18.07	14.62%	1161.04				1474.08			
	18.08	15.06%	1152.09				1539.27			
18 - 40 - 1 - 15	18.03	15.36%	151.67	157.46	4.499	2.86	153.53	151.80	1.65	1.09
	18.22	14.90%	162.64				149.58			
	18.11	14.91%	158.08				152.30			
18 - 40 - 3 - 15	18.09	14.94%	435.75	446.34	40.728	9.12	548.31	575.41	51.70	8.98
	18.25	15.52%	402.61				530.16			
	18.09	14.48%	500.67				647.76			
18 - 40 - 5 - 15	18.02	15.10%	1191.13	1202.56	11.075	0.92	1346.03	1353.65	8.88	0.66
	17.99	15.14%	1198.99				1366.10			
	18.07	15.07%	1217.54				1348.83			

Tabela A4: Resultados Gerais de  $q_u$  e  $G_0$  para as misturas com 11% de umidade (Etapa 2)

Identificação ( $\gamma_d$ - UF - C - w)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	$q_u$ (kPa)	$q_u$ médio (kPa)	Desvio Padrão	CV (%)	$G_0$ (MPa)	$G_0$ médio (MPa)	Desvio Padrão	CV (%)
18.4 - 20 - 1 - 11	18.40	10.60%	168.83	174.40	5.57	3.19	236.30	236.89	10.13	4.28
	18.32	10.74%	172.36				224.80			
	18.54	10.31%	182.01				249.59			
18.4 - 20 - 3 - 11	18.44	10.35%	666.70	660.27	13.35	2.02	930.50	922.93	6.88	0.75
	18.68	10.46%	641.69				913.85			
	18.60	10.31%	672.42				924.44			
18.4 - 20 - 5 - 11	18.50	10.39%	1491.16	1482.93	7.70	0.52	2036.45	1900.10	105.43	5.55
	18.33	11.13%	1484.98				1779.70			
	18.43	11.06%	1472.64				1884.14			
18.8 - 30 - 1 - 11	18.80	10.96%	223.87	220.98	6.18	2.80	234.49	230.09	3.11	1.35
	18.74	10.86%	212.39				227.71			
	18.78	10.88%	226.68				228.08			
18.8 - 30 - 3 - 11	18.97	10.47%	867.87	851.38	24.82	2.91	1035.56	1036.50	6.49	0.63
	18.97	10.83%	816.30				1044.87			
	18.88	10.93%	869.96				1029.07			
18.8 - 30 - 5 - 11	18.79	10.44%	1698.48	1719.92	24.74	1.44	1931.46	1938.52	17.08	0.88
	18.81	10.96%	1754.59				1922.04			
	18.81	10.81%	1706.70				1962.05			
19 - 40 - 1 - 11	18.63	11.36%	234.66	217.83	13.89	6.38	217.10	234.74	14.33	6.10
	18.92	10.75%	218.20				252.19			
	18.72	11.10%	200.64				234.92			
19 - 40 - 3 - 11	19.01	10.86%	1023.58	1047.04	18.57	1.77	1139.94	1145.32	5.80	0.51
	19.33	11.02%	1068.99				1142.64			
	19.14	11.15%	1048.55				1153.36			
19 - 40 - 5 - 11	19.00	10.73%	1874.18	1868.67	14.34	0.77	1820.27	1955.22	95.45	4.88
	19.26	10.98%	1849.01				2025.28			
	19.08	10.84%	1882.80				2020.11			

Tabela A5: Resultados Gerais de  $q_u$  e  $G_0$  para as misturas com 13% de umidade (Etapa 2)

Identificação ( $\gamma_d$ - UF - C - w)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	$q_u$ (kPa)	$q_u$ médio (kPa)	Desvio Padrão	CV (%)	$G_0$ (MPa)	$G_0$ médio (MPa)	Desvio Padrão	CV (%)
18.7 - 20 - 1 - 13	18.54	13.13%	183.38	181.72	4.82	2.65	209.20	205.40	3.93	1.92
	18.28	13.06%	175.16				199.98			
	18.37	13.40%	186.62				207.01			
18.7 - 20 - 3 - 13	18.52	13.36%	633.13	618.36	21.06	3.41	842.07	810.01	23.95	2.96
	18.67	12.71%	588.58				784.50			
	18.65	13.11%	633.38				803.48			
18.7 - 20 - 5 - 13	18.82	11.93%	1440.17	1441.69	10.62	0.74	1783.53	1732.67	36.00	2.08
	18.62	13.18%	1455.40				1705.43			
	18.67	12.81%	1429.51				1709.04			
19.2 - 30 - 1 - 13	18.97	13.13%	255.22	249.26	4.59	1.84	185.62	197.26	9.00	4.56
	18.91	13.13%	248.48				207.53			
	19.01	13.04%	244.07				198.63			
19.2 - 30 - 3 - 13	18.95	12.88%	779.98	796.98	13.33	1.67	912.28	920.09	9.87	1.07
	19.08	13.00%	812.52				934.01			
	19.13	12.97%	798.44				913.97			
19.2 - 30 - 5 - 13	19.13	12.31%	1604.90	1567.63	31.20	1.99	1872.12	1822.40	49.91	2.74
	19.16	12.72%	1528.53				1754.14			
	19.07	12.76%	1569.45				1840.93			
20.2 - 40 - 1 - 13	19.39	13.37%	340.18	335.29	4.63	1.38	195.07	199.34	3.19	1.60
	19.44	13.17%	336.61				202.74			
	19.39	13.24%	329.07				200.23			
20.2 - 40 - 3 - 13	19.72	12.82%	914.84	890.26	19.11	2.15	968.87	1018.77	39.51	3.88
	19.74	12.96%	868.24				1065.49			
	19.78	13.08%	887.70				1021.95			
20.2 - 40 - 5 - 13	19.72	12.52%	1624.65	1548.93	58.47	3.77	1835.26	1846.85	18.70	1.01
	19.58	13.09%	1482.30				1832.05			
	19.58	13.36%	1539.82				1873.22			

Tabela A6: Resultados Gerais de  $q_u$  e  $G_0$  para as misturas com 15% de umidade (Etapa 2)

Identificação ( $\gamma_d$ - UF - C - w)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	$q_u$ (kPa)	$q_u$ médio (kPa)	Desvio Padrão	CV (%)	$G_0$ (MPa)	$G_0$ médio (MPa)	Desvio Padrão	CV (%)
18.0 - 20 - 1 - 15	17.84	15.10%	140.26	138.31	5.60	4.05	171.66	170.62	5.85	3.43
	17.86	15.00%	143.97				177.21			
	17.83	15.11%	130.68				163.00			
18.0 - 20 - 3 - 15	17.90	14.41%	347.39	354.61	21.19	5.98	632.89	683.72	35.99	5.26
	18.13	15.03%	383.41				706.80			
	17.81	14.61%	333.03				711.47			
18.0 - 20 - 5 - 15	17.83	14.88%	934.54	950.47	17.89	1.88	1426.70	1447.71	36.97	2.55
	17.81	14.89%	941.42				1416.75			
	17.82	14.96%	975.45				1499.68			
19.0 - 30 - 1 - 15	18.50	14.79%	187.14	192.42	3.96	2.06	139.45	147.34	5.68	3.86
	18.51	14.86%	193.44				152.58			
	18.49	14.91%	196.68				150.00			
19.0 - 30 - 3 - 15	18.73	14.71%	540.67	567.86	21.64	3.81	596.93	689.97	82.47	11.95
	18.66	15.08%	569.28				797.39			
	18.76	14.99%	593.62				675.59			
19.0 - 30 - 5 - 15	18.50	14.73%	1112.87	1131.91	14.00	1.24	1527.23	1491.45	29.45	1.97
	18.67	14.82%	1146.12				1455.10			
	18.61	15.22%	1136.74				1492.02			
19.6 - 40 - 1 - 15	19.00	15.04%	248.43	243.02	11.96	4.92	138.10	139.20	0.78	0.56
	18.98	15.05%	226.43				139.92			
	19.21	15.08%	254.18				139.56			
19.6 - 40 - 3 - 15	18.91	14.68%	582.96	572.53	8.93	1.56	764.57	781.56	12.26	1.57
	19.16	14.75%	561.15				793.04			
	19.16	14.86%	573.48				787.07			
19.6 - 40 - 5 - 15	19.07	14.64%	1182.54	1146.50	30.85	2.69	1413.67	1501.56	97.75	6.51
	19.41	14.98%	1107.19				1637.92			
	19.18	15.27%	1149.78				1453.10			

APÊNDICE B – Resultados gerais do ensaio *simple shear* por mistura

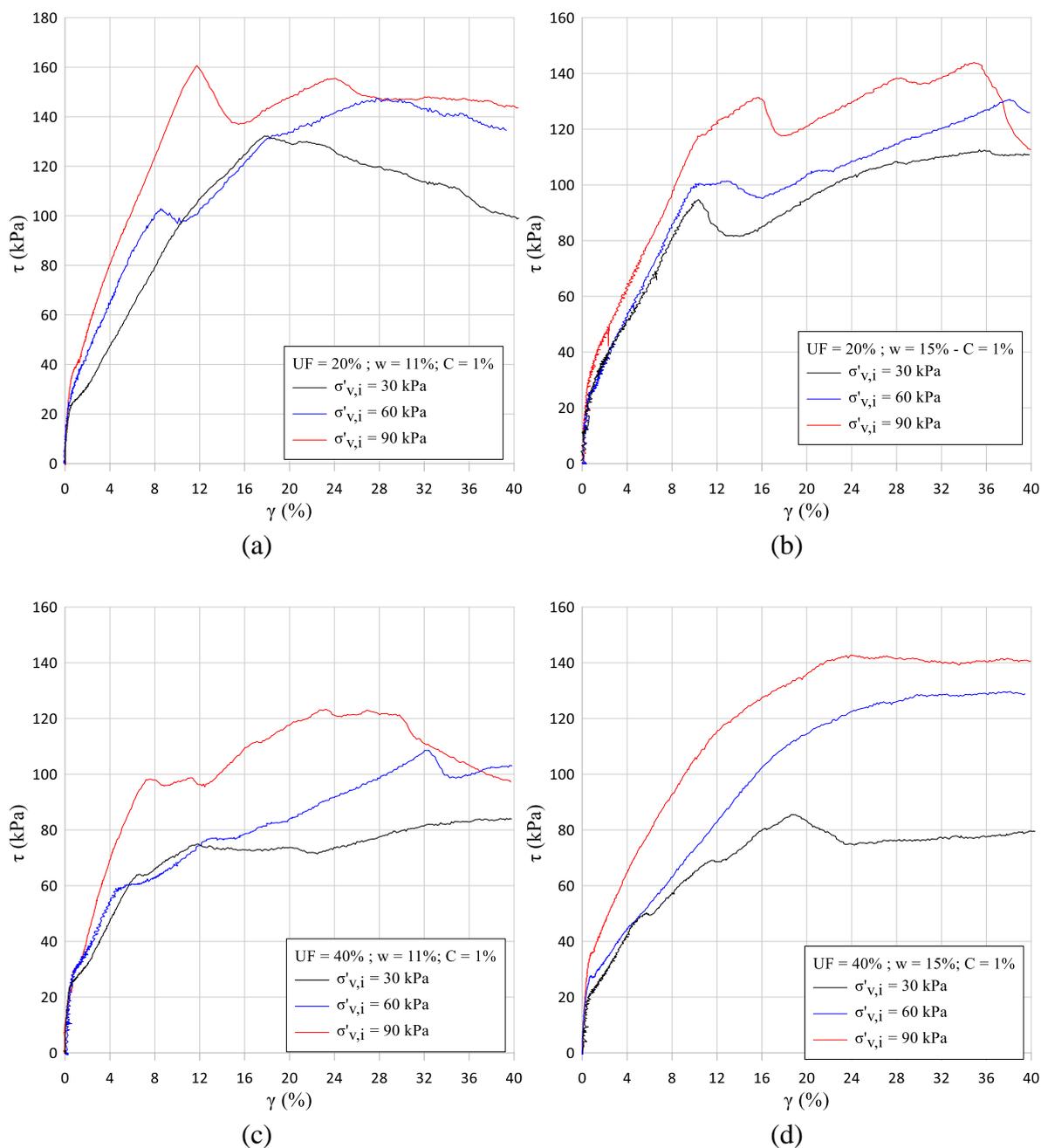


Figura B1: Resultados da tensão cisalhante  $\times$  deformação horizontal para as amostras cimentadas ( $C = 1\%$ ) com (a)  $UF = 20\%$  e  $w = 11\%$ , (b)  $UF = 20\%$  e  $w = 15\%$ , (c)  $UF = 40\%$  e  $w = 11\%$ , (d)  $UF = 40\%$  e  $w = 15\%$

OBS.:

- (a) Amostras 1, 2 e 3;
- (b) Amostras 4, 5 e 6;
- (c) Amostras 7, 8 e 9;
- (d) Amostras 10, 11 e 12.

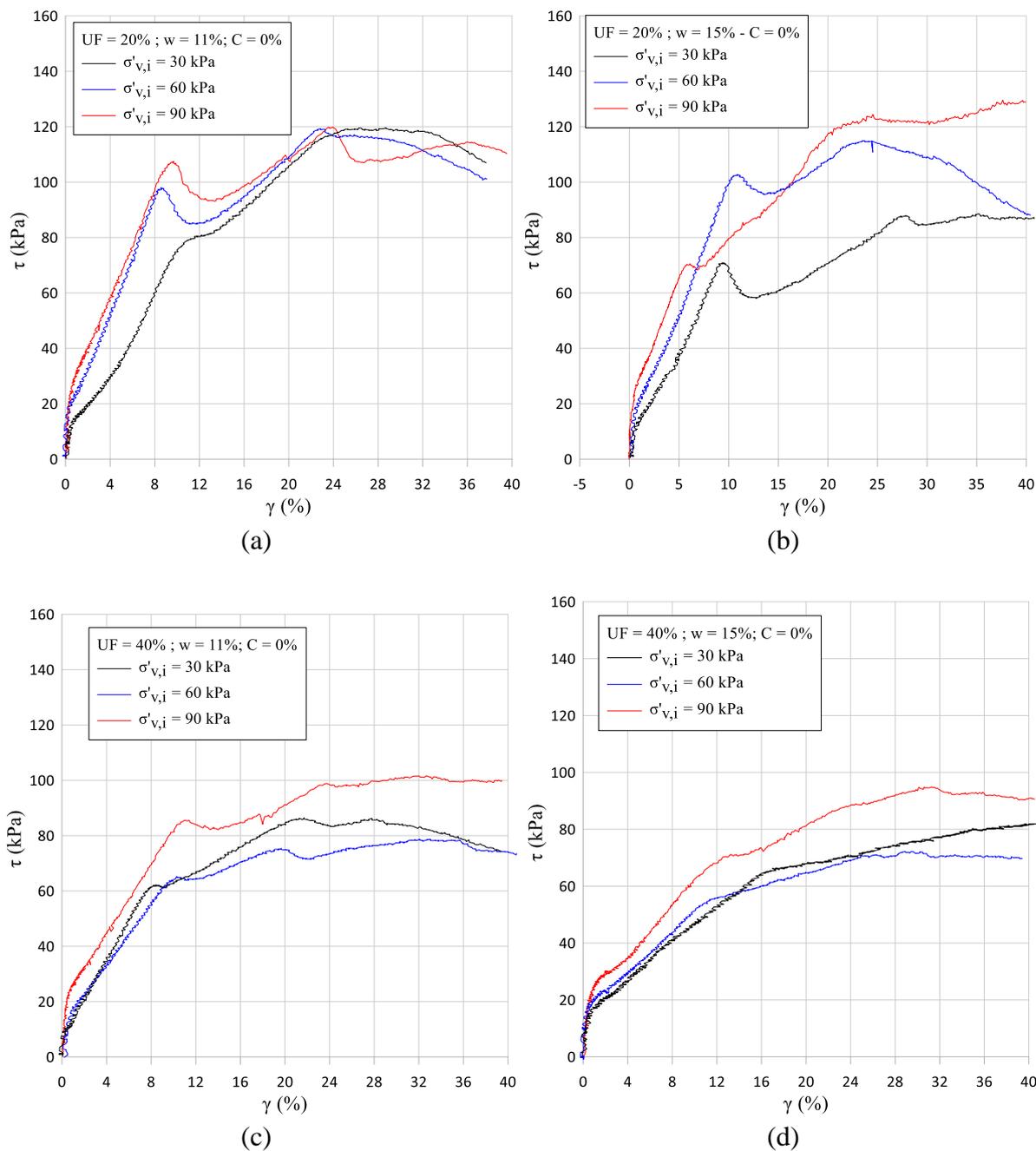


Figura B2: Resultados da tensão cisalhante  $\times$  deformação horizontal para as amostras não cimentadas ( $C = 0\%$ ) com (a)  $UF = 20\%$  e  $w = 11\%$ , (b)  $UF = 20\%$  e  $w = 15\%$ , (c)  $UF = 40\%$  e  $w = 11\%$ , (d)  $UF = 40\%$  e  $w = 15\%$

OBS.:

- (a) Amostras 13, 14 e 15;
- (b) Amostras 16, 17 e 18;
- (c) Amostras 19, 20 e 21;
- (d) Amostras 22, 23 e 24.

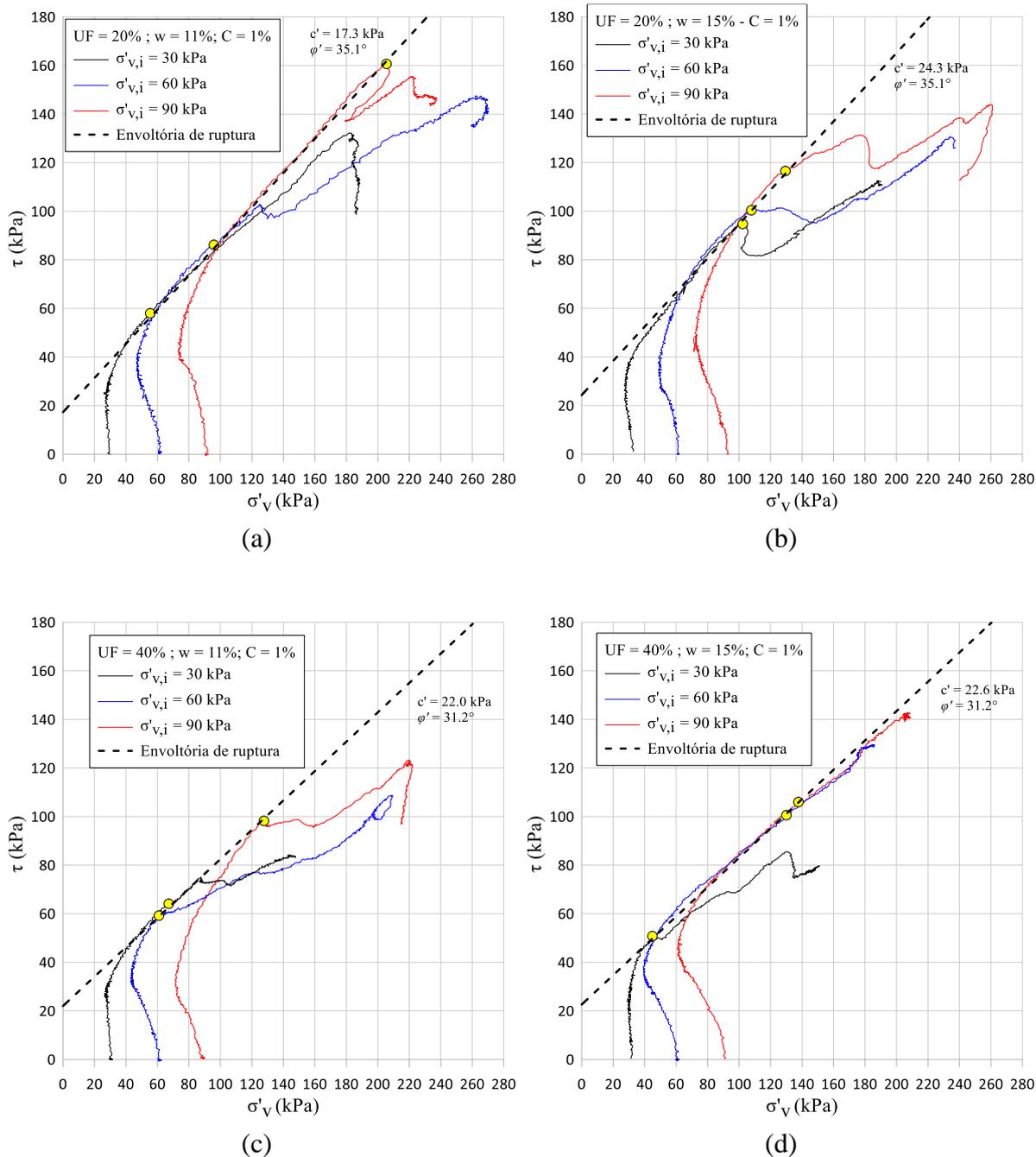


Figura B3: Resultados da tensão cisalhante  $\times$  tensão vertical efetiva para as amostras cimentadas ( $C = 1\%$ ) com (a)  $UF = 20\%$  e  $w = 11\%$ , (b)  $UF = 20\%$  e  $w = 15\%$ , (c)  $UF = 40\%$  e  $w = 11\%$ , (d)  $UF = 40\%$  e  $w = 15\%$

OBS.:

- (a) Amostras 1, 2 e 3;
- (b) Amostras 4, 5 e 6;
- (c) Amostras 7, 8 e 9;
- (d) Amostras 10, 11 e 12.

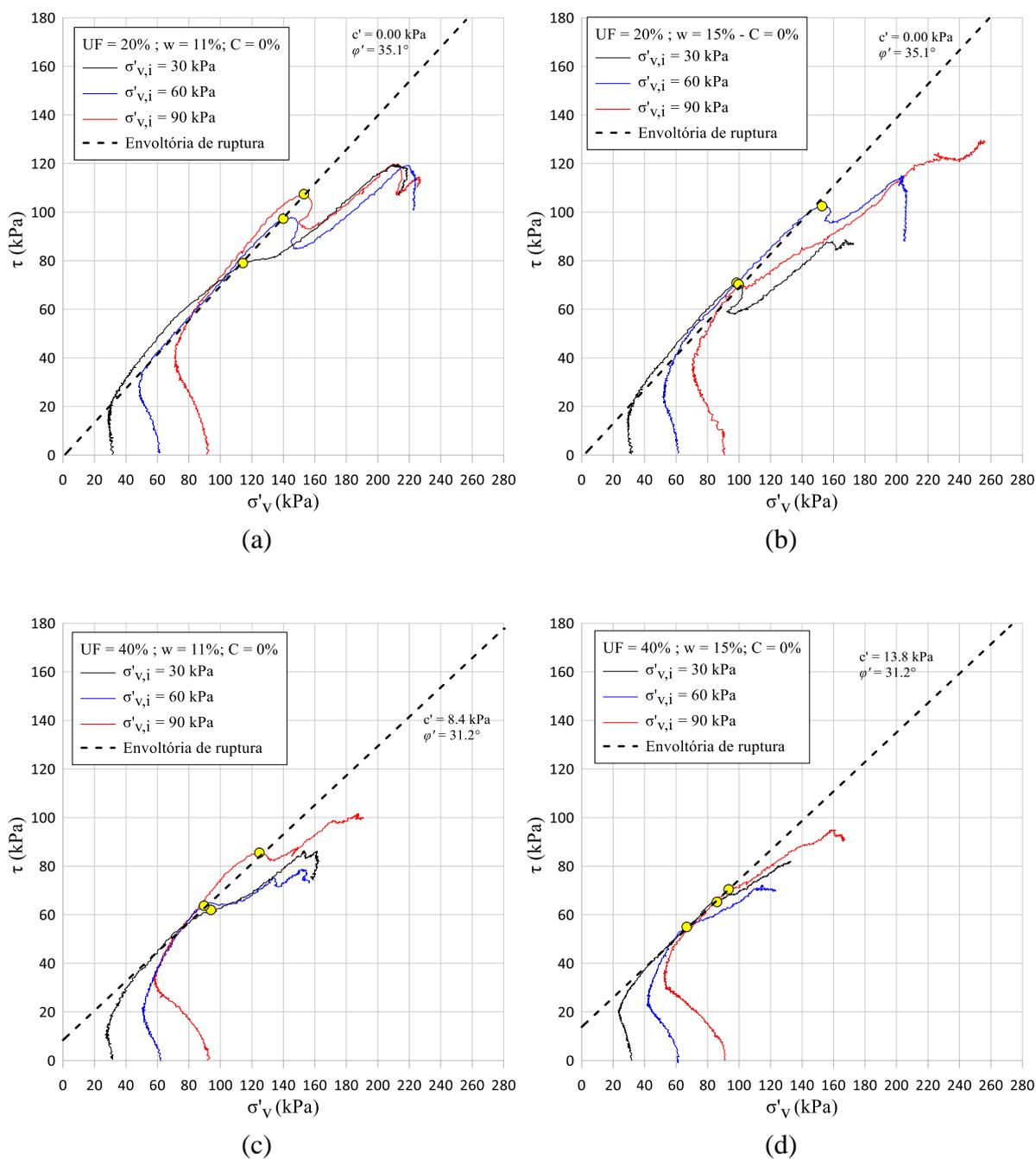


Figura B4: Resultados da tensão cisalhante  $\times$  tensão vertical efetiva para as amostras não cimentadas (C = 0%) com (a) UF = 20% e w = 11%, (b) UF = 20% e w = 15%, (c) UF = 40% e w = 11%, (d) UF = 40% e w = 15%

OBS.:

- (a) Amostras 13, 14 e 15;
- (b) Amostras 16, 17 e 18;
- (c) Amostras 19, 20 e 21;
- (d) Amostras 22, 23 e 24.

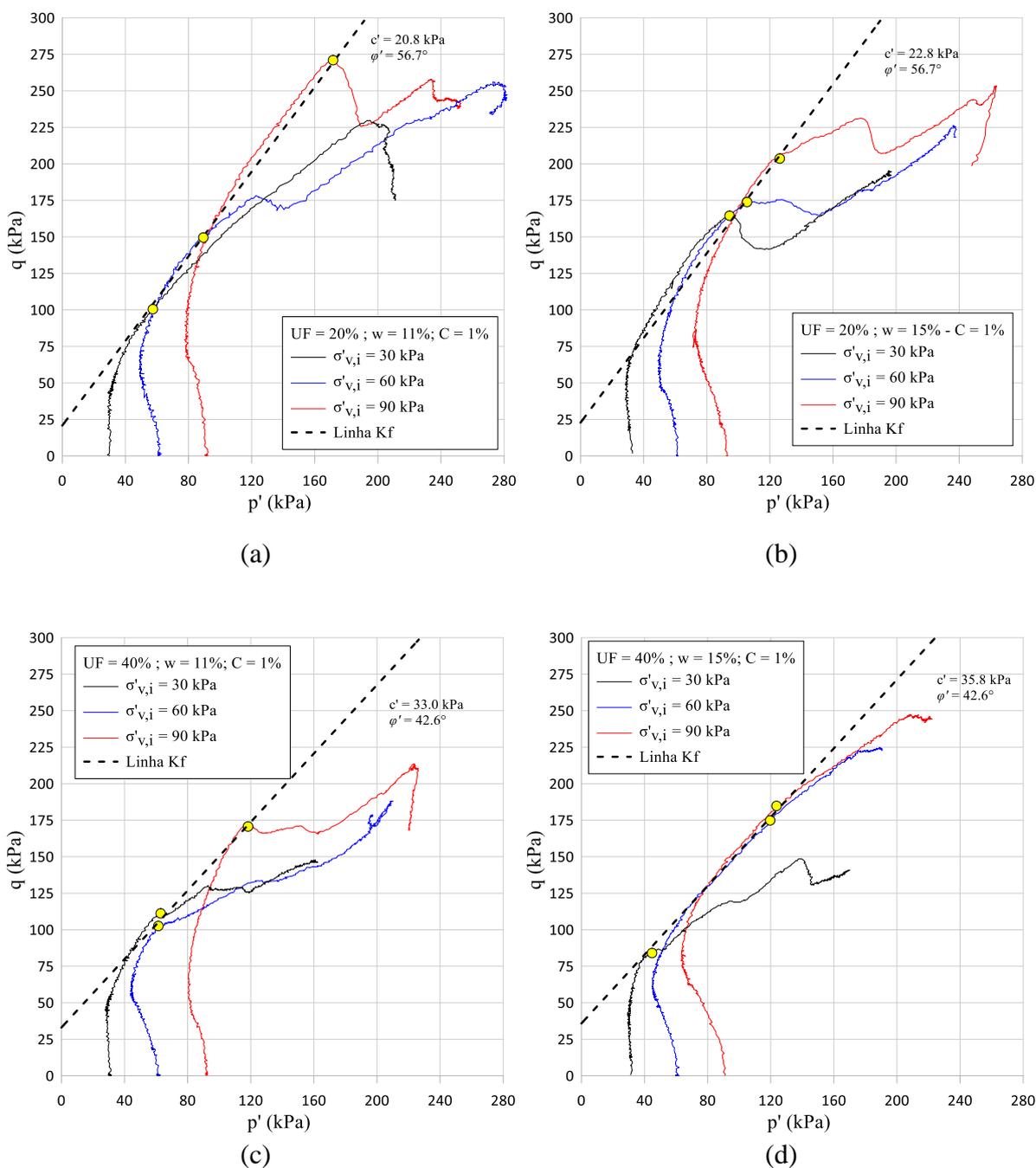


Figura B5: Resultados da tensão desvio ( $q$ )  $\times$  tensão efetiva média ( $p'$ ) para as amostras cimentadas ( $C = 1\%$ ) com (a) UF = 20% e  $w = 11\%$ , (b) UF = 20% e  $w = 15\%$ , (c) UF = 40% e  $w = 11\%$ , (d) UF = 40% e  $w = 15\%$

OBS.:

- (a) Amostras 1, 2 e 3;
- (b) Amostras 4, 5 e 6;
- (c) Amostras 7, 8 e 9;
- (d) Amostras 10, 11 e 12.

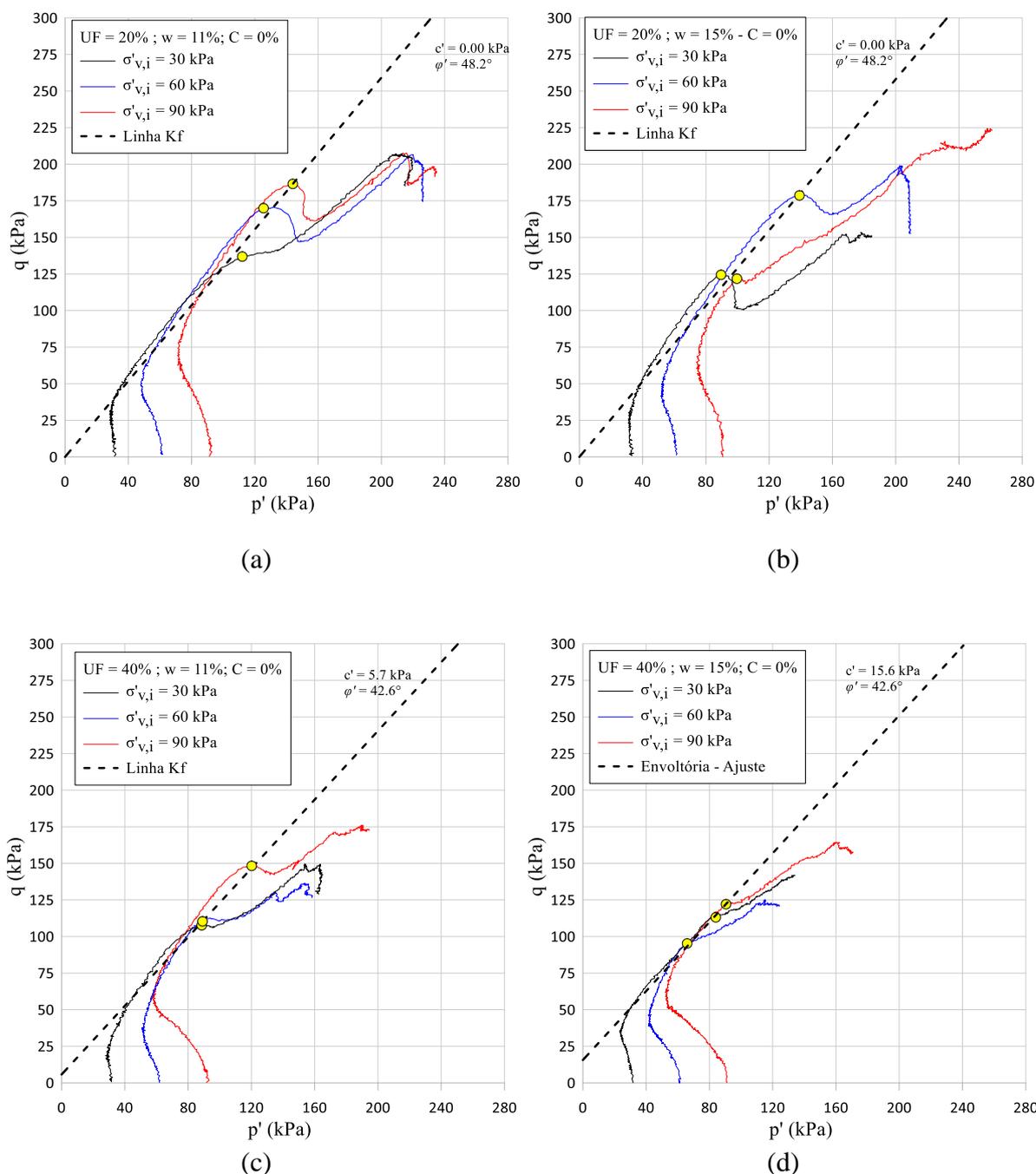


Figura B6: Resultados da tensão desvio ( $q$ )  $\times$  tensão efetiva média ( $p'$ ) para as amostras não cimentadas ( $C = 0\%$ ) com (a)  $UF = 20\%$  e  $w = 11\%$ , (b)  $UF = 20\%$  e  $w = 15\%$ , (c)  $UF = 40\%$  e  $w = 11\%$ , (d)  $UF = 40\%$  e  $w = 15\%$

OBS.:

- (a) Amostras 13, 14 e 15;
- (b) Amostras 16, 17 e 18;
- (c) Amostras 19, 20 e 21;
- (d) Amostras 22, 23 e 24.

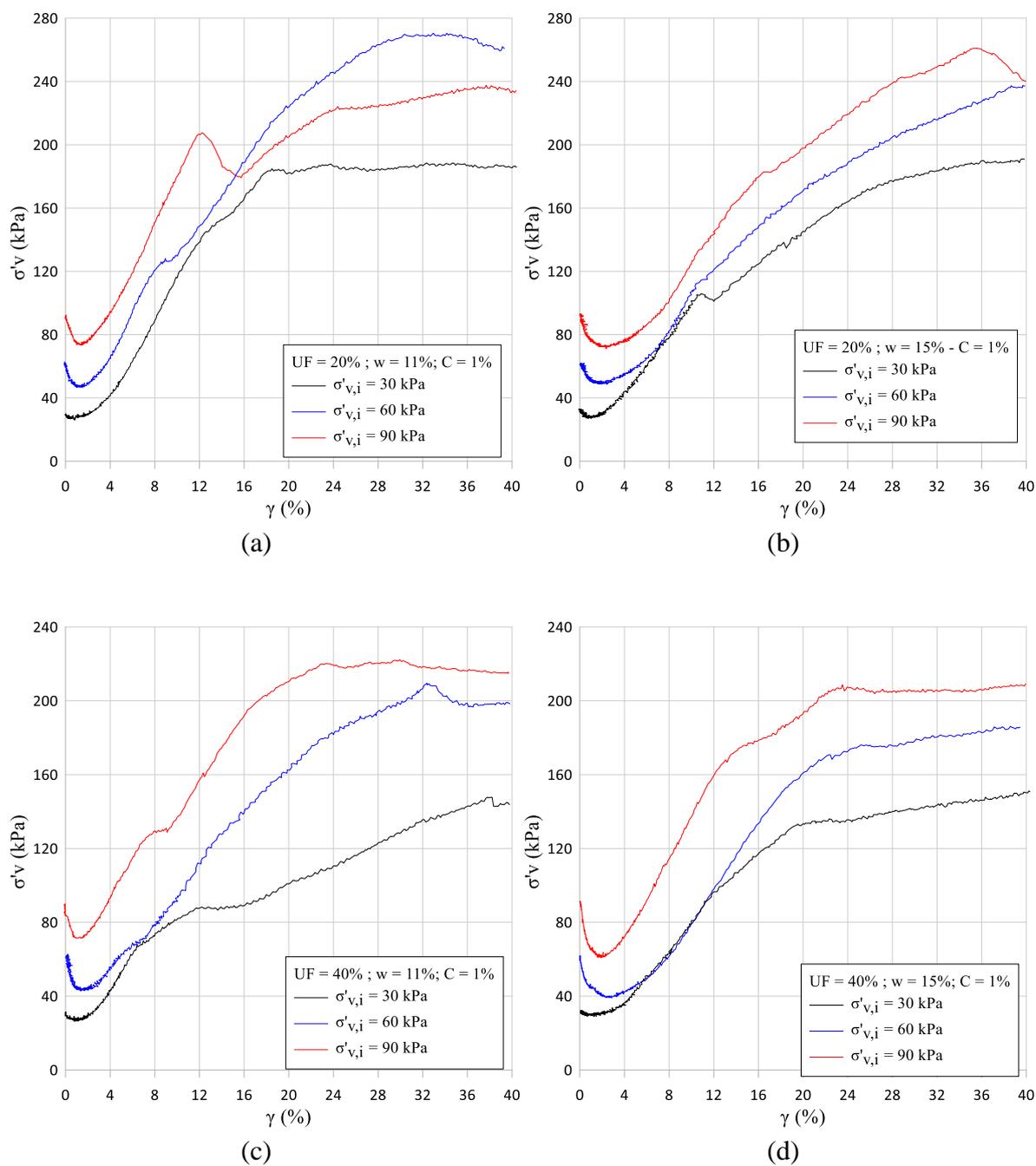


Figura B7: Resultados da tensão vertical efetiva ao longo da deformação horizontal para as amostras cimentadas ( $C = 1\%$ ) com (a)  $UF = 20\%$  e  $w = 11\%$ , (b)  $UF = 20\%$  e  $w = 15\%$ , (c)  $UF = 40\%$  e  $w = 11\%$ , (d)  $UF = 40\%$  e  $w = 15\%$

OBS.:

- (a) Amostras 1, 2 e 3;
- (b) Amostras 4, 5 e 6;
- (c) Amostras 7, 8 e 9;
- (d) Amostras 10, 11 e 12.

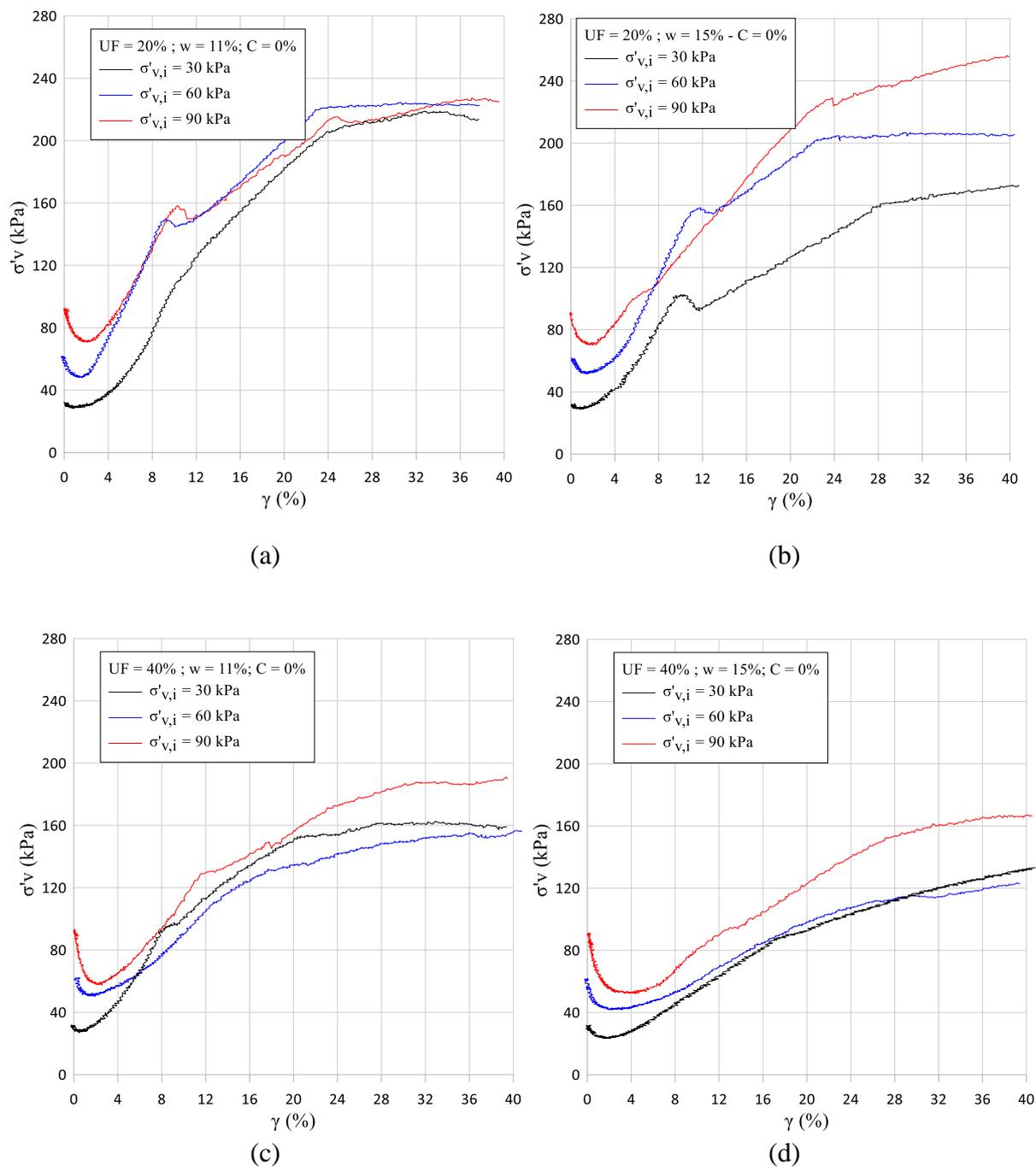


Figura B8: Resultados da tensão vertical efetiva ao longo da deformação horizontal para as amostras não cimentadas ( $C = 0\%$ ) com (a)  $UF = 20\%$  e  $w = 11\%$ , (b)  $UF = 20\%$  e  $w = 15\%$ , (c)  $UF = 40\%$  e  $w = 11\%$ , (d)  $UF = 40\%$  e  $w = 15\%$

OBS.:

- (a) Amostras 13, 14 e 15;
- (b) Amostras 16, 17 e 18;
- (c) Amostras 19, 20 e 21;
- (d) Amostras 22, 23 e 24.

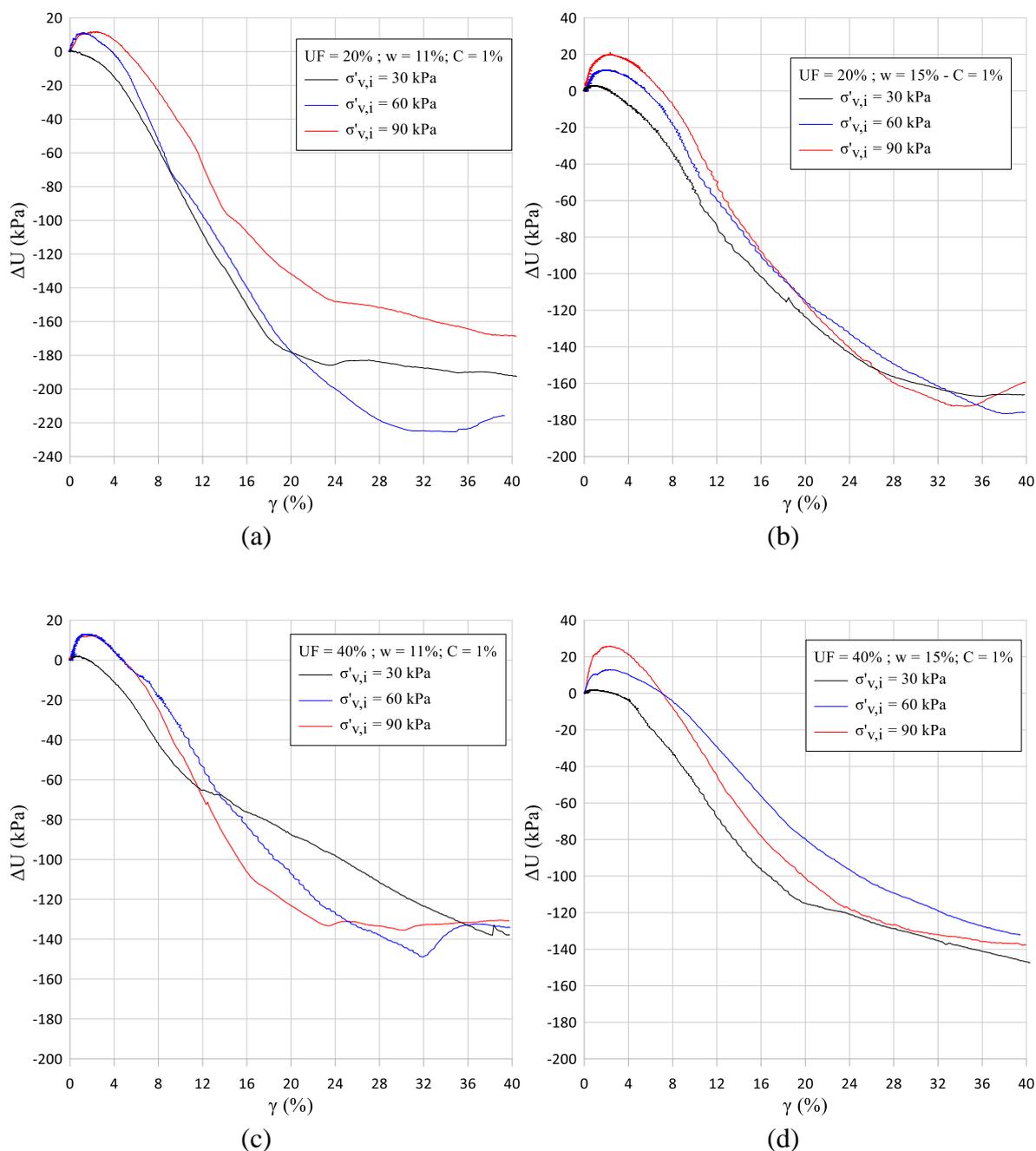


Figura B9: Resultados da geração de poropressão ao longo da deformação horizontal para as amostras cimentadas ( $C = 1\%$ ) com (a)  $UF = 20\%$  e  $w = 11\%$ , (b)  $UF = 20\%$  e  $w = 15\%$ , (c)  $UF = 40\%$  e  $w = 11\%$ , (d)  $UF = 40\%$  e  $w = 15\%$

OBS.:

- (a) Amostras 1, 2 e 3;
- (b) Amostras 4, 5 e 6;
- (c) Amostras 7, 8 e 9;
- (d) Amostras 10, 11 e 12.

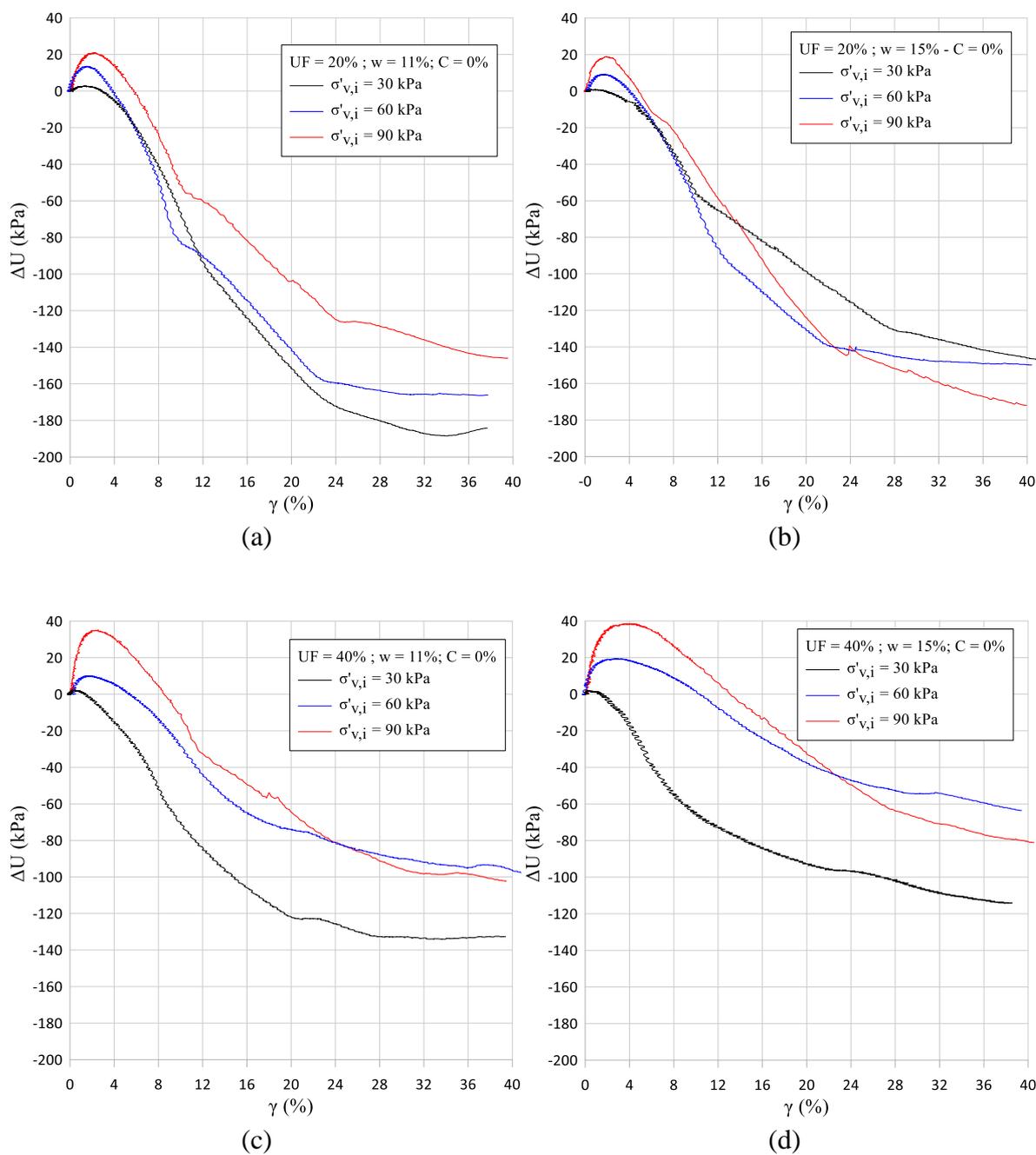


Figura B10: Resultados da geração de poropressão ao longo da deformação horizontal para as amostras não cimentadas ( $C = 0\%$ ) com (a)  $UF = 20\%$  e  $w = 11\%$ , (b)  $UF = 20\%$  e  $w = 15\%$ , (c)  $UF = 40\%$  e  $w = 11\%$ , (d)  $UF = 40\%$  e  $w = 15\%$

OBS.:

- (a) Amostras 13, 14 e 15;
- (b) Amostras 16, 17 e 18;
- (c) Amostras 19, 20 e 21;
- (d) Amostras 22, 23 e 24.

APÊNDICE C – Imagens das amostras ao final do ensaio *simple shear*

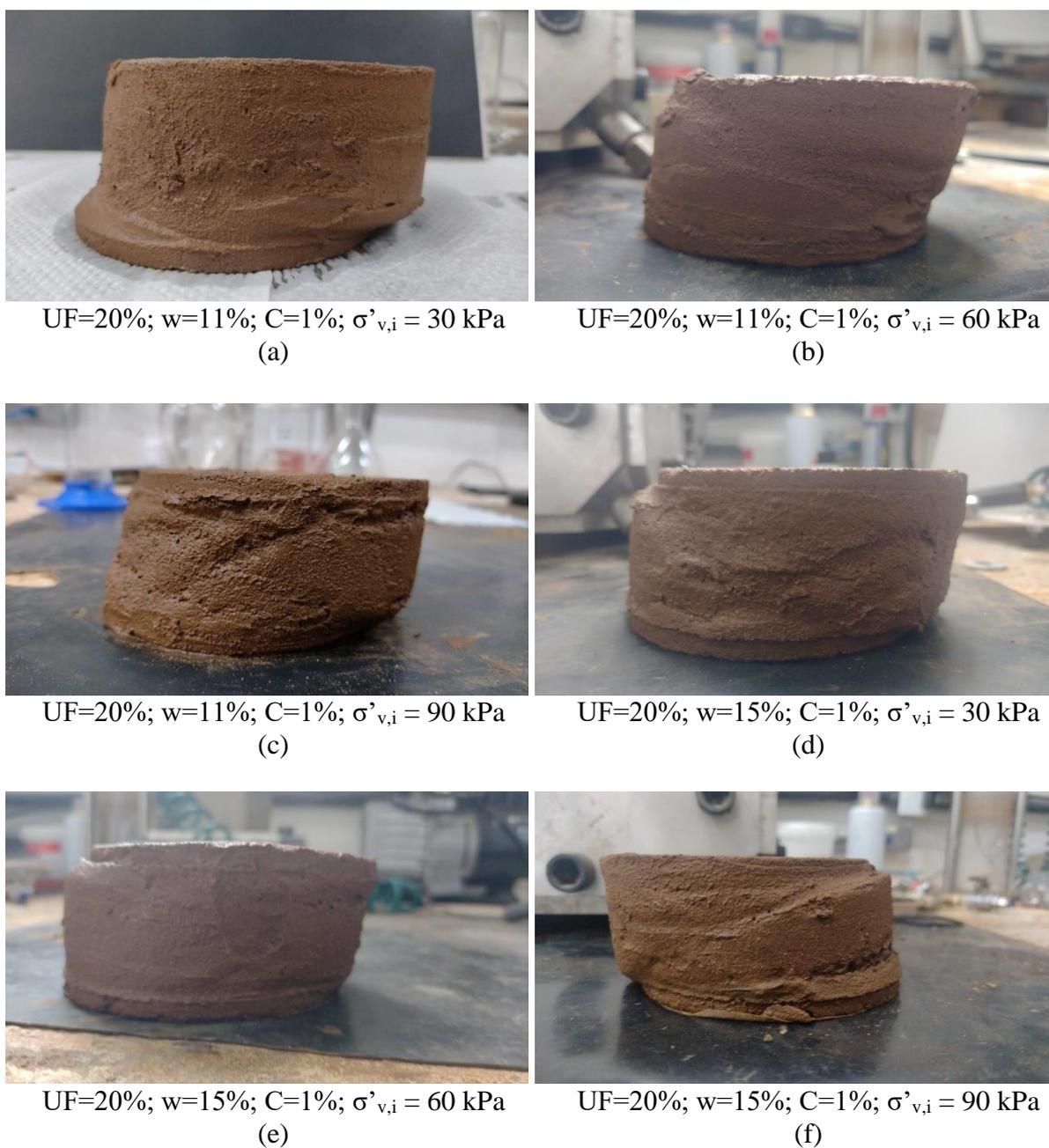


Figura C1: Imagens das amostras ao final do ensaio: (a) amostra 1, (b) amostra 2, (c) amostra 3, (d) amostra 4, (e) amostra 5, (f) amostra 6

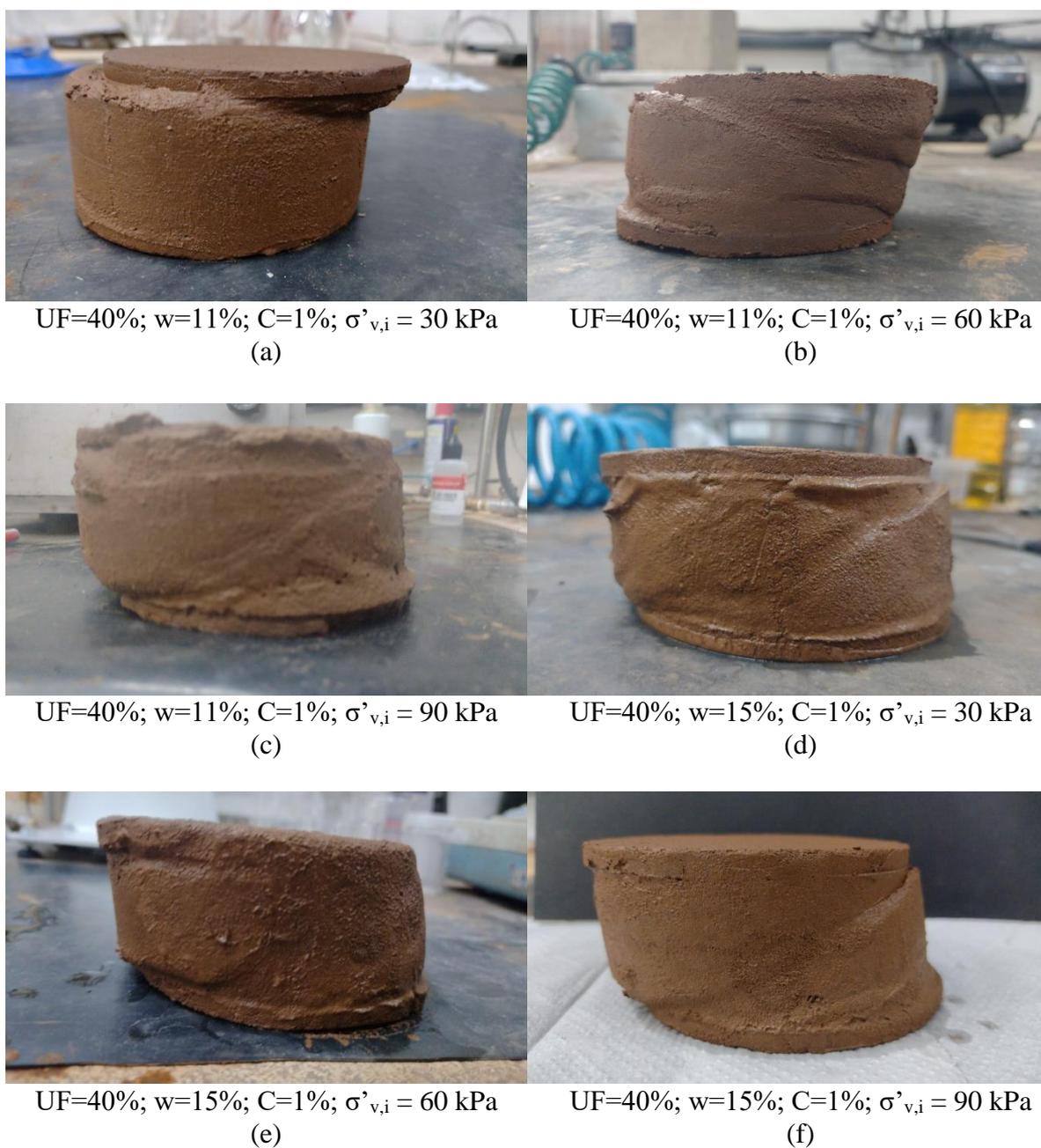


Figura C2: Imagens das amostras ao final do ensaio: (a) amostra 7, (b) amostra 8, (c) amostra 9, (d) amostra 10, (e) amostra 11, (f) amostra 12



UF=20%; w=11%; C=0%;  $\sigma'_{v,i} = 30$  kPa

(a)



UF=20%; w=11%; C=0%;  $\sigma'_{v,i} = 60$  kPa

(b)



UF=20%; w=11%; C=0%;  $\sigma'_{v,i} = 90$  kPa

(c)



UF=20%; w=15%; C=0%;  $\sigma'_{v,i} = 30$  kPa

(d)



UF=20%; w=15%; C=0%;  $\sigma'_{v,i} = 60$  kPa

(e)



UF=20%; w=15%; C=0%;  $\sigma'_{v,i} = 90$  kPa

(f)

Figura C3: Imagens das amostras ao final do ensaio: (a) amostra 13, (b) amostra 14, (c) amostra 15, (d) amostra 16, (e) amostra 17, (f) amostra 18

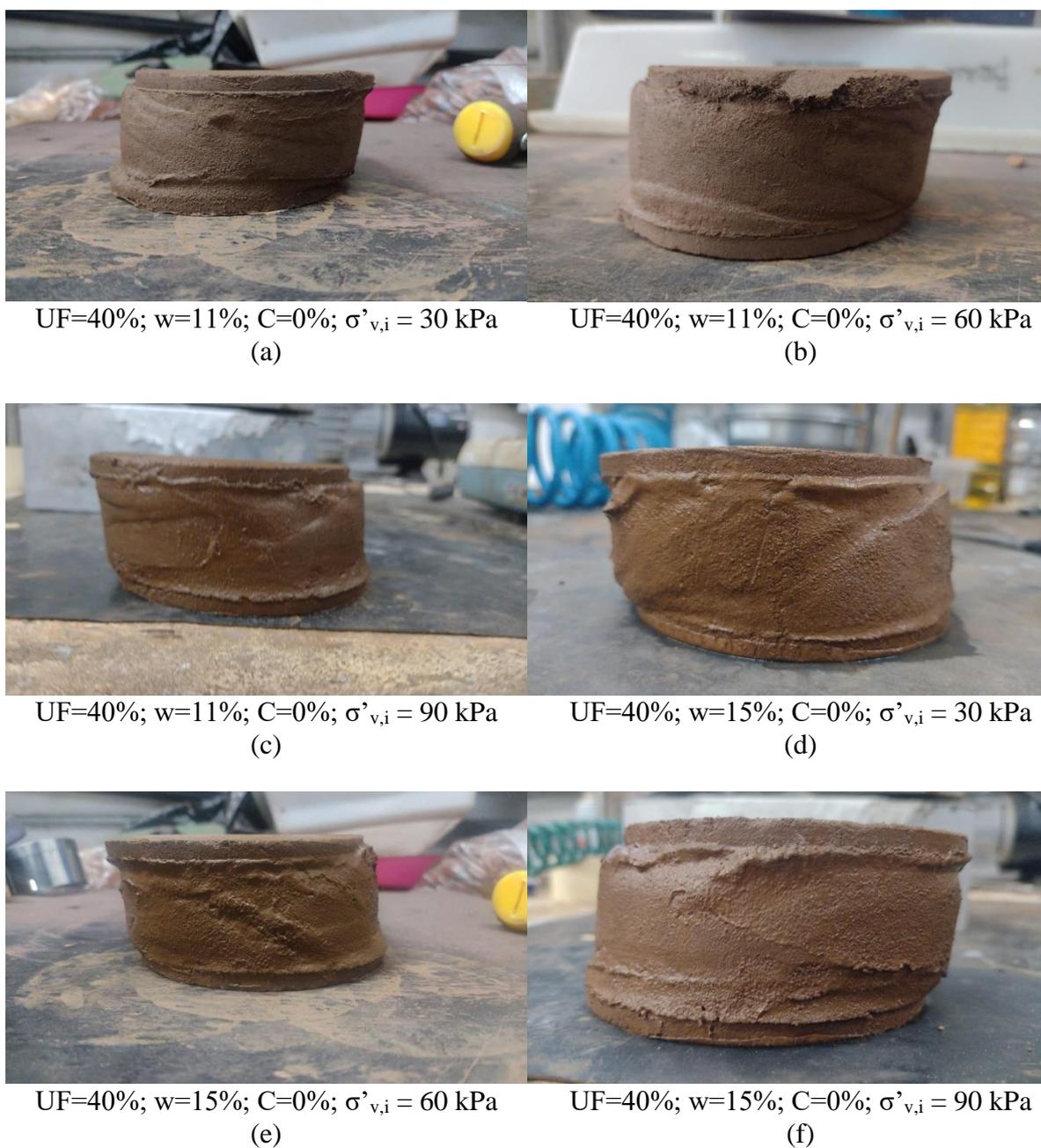


Figura C4: Imagens das amostras ao final do ensaio: (a) amostra 19, (b) amostra 20, (c) amostra 21, (d) amostra 22, (e) amostra 23, (f) amostra 24



UF=20%; w=11%; C=0%;  $\sigma'_{v,i} = 300$  kPa

(a)

UF=20%; w=15%; C=0%;  $\sigma'_{v,i} = 300$  kPa

(b)



UF=40%; w=11%; C=0%;  $\sigma'_{v,i} = 300$  kPa

(c)

UF=40%; w=15%; C=0%;  $\sigma'_{v,i} = 300$  kPa

(d)

Figura C5: Imagens das amostras ao final do ensaio: (a) amostra 25, (b) amostra 26, (c) amostra 27, (d) amostra 28



UF=20%; w=13%; C=1%;  $\sigma'_{v,i} = 90$  kPa;  
e=0,56  
(a)

UF=20%; w=13%; C=0%;  $\sigma'_{v,i} = 90$  kPa;  
e=0,56  
(b)



UF=40%; w=13%; C=1%;  $\sigma'_{v,i} = 90$  kPa;  
e=0,50  
(c)



UF=40%; w=13%; C=0%;  $\sigma'_{v,i} = 90$  kPa;  
e=0,50  
(d)



UF=40%; w=13%; C=1%;  $\sigma'_{v,i} = 90$  kPa;  
e=0,56  
(e)



UF=40%; w=13%; C=0%;  $\sigma'_{v,i} = 90$  kPa;  
e=0,56  
(f)

Figura C6: Imagens das amostras ao final do ensaio: (a) amostra 29, (b) amostra 30, (c) amostra 31, (d) amostra 32, (e) amostra 33, (f) amostra 34