

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

**Comportamento Geomecânico de Rejeito de Bauxita Sob
Diferentes Condições de Confinamento e Carregamento**

Rosanne Rodrigues Santos Maciel Gonçalves

Porto Alegre
2021

CIP - Catalogação na Publicação

Gonçalves, Rosanne Rodrigues Santos Maciel
Comportamento Geomecânico de Rejeito de Bauxita Sob
Diferentes Condições de Confinamento e Carregamento /
Rosanne Rodrigues Santos Maciel Gonçalves. -- 2021.
208 f.
Orientador: Lucas Festugato.

Coorientador: Fernando Schnaid.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,
BR-RS, 2021.

1. rejeito de bauxita. 2. estado crítico. 3.
carregamento cíclico. 4. ensaio triaxial. 5. ensaio
simple shear. I. Festugato, Lucas, orient. II.
Schnaid, Fernando, coorient. III. Título.

ROSANNE RODRIGUES SANTOS MACIEL GONÇALVES

**COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE REJEITO DE BAUXITA
SOB DIFERENTES CONDIÇÕES DE CONFINAMENTO E
CARREGAMENTO**

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

Porto Alegre
2021

ROSANNE RODRIGUES SANTOS MACIEL GONÇALVES

**COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE REJEITO DE BAUXITA
SOB DIFERENTES CONDIÇÕES DE CONFINAMENTO E
CARREGAMENTO**

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

Porto Alegre, 13 de agosto de 2021

Prof. Lucas Festugato
Dr. Eng. Pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul
Orientador

Prof. Fernando Schnaid
Ph. D. pela University of Oxford, UK
Coorientador

Prof. Lucas Festugato
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Karla Salvagni Heineck
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Cesar Alberto Ruver
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Sérgio Filipe Veloso Marques
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Eduardo Antônio Gomes Marques
Dr. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro

AGRADECIMENTOS

A conclusão deste trabalho levou à uma reflexão sobre o quanto o coletivo é importante, e o quanto ele contribuiu para que fosse possível o encerramento desta etapa. Tem um provérbio que reflete bem o sentimento: ‘Se quiser ir mais rápido, vá sozinho. Mas se quiser ir bem longe, vá acompanhado’. Realizar um mestrado, em qualquer circunstância, é desafiador e exige muita dedicação, disciplina e força de vontade, mas realizar um trabalho de mestrado todo desenvolvido em laboratório, em plena pandemia da COVID-19, exigiu um pouco mais de cada aluno. Cronogramas tiveram que ser refeitos, ensaios foram repensados e a exposição ao vírus nos deixava apreensivos. Entretanto, graças ao apoio de muitos, o trabalho pôde ser concluído, e deixo aqui meu agradecimento à vocês.

Em primeiro lugar agradeço à Deus, pela minha saúde, por ter colocados pessoas tão especiais no meu caminho, e por ser essa força que me permite acordar todos os dias e lutar em busca do meu melhor.

Agradeço ao meu orientador, Prof. Lucas Festugato, pela orientação recebida, disponibilidade, dedicação e compreensão durante toda a pesquisa. Foi de fundamental importância na concepção de cada etapa deste trabalho, auxiliando na execução dos ensaios, no entendimento dos equipamentos, e nas análises dos resultados. Obrigada pelo desafio proposto e por contribuir para o crescimento da minha bagagem de conhecimentos.

Meu muito obrigada também ao coorientador deste trabalho, Prof. Fernando Schnaid. Sou imensamente grata por ter aceitado me auxiliar neste caminho e por todo o conhecimento compartilhado. É um exemplo de profissional que conseguiu unir duas partes que geralmente são tão separadas: a academia e a prática. Obrigada por todas as reuniões, onde cada uma delas era uma aula à parte, e por contribuir tanto com meu trabalho.

Quero deixar meu agradecimento especial aos meus parceiros de trabalho, Matheus e Bruna. Foi um privilégio dividir esse trabalho com vocês. Matheus, obrigada por todas as discussões, por todo o companheirismo dentro e fora do LEGG e por ter sido um braço de apoio durante o trabalho. Você era a parte calma da dupla, tão importante em vários momentos. Bruna, eu não tenho nem palavras para agradecer toda a sua ajuda durante meu trabalho. Obrigada por compartilhar seu conhecimento sobre os equipamentos, e por estar sempre disponível para nos ajudar, seja fazendo bender, sensor de efeito hall, abrindo GDS para trocar castanha ou para

pedir hambúrguer. Sem o suporte e companheirismo de vocês dois, dificilmente todo o programa experimental proposto (e mais alguns ensaios extras) teria se cumprido.

Agradeço também a algumas pessoas que auxiliaram na execução de todo o trabalho de laboratório. Agradeço ao Sérgio Marques, por sempre nos auxiliar com o triaxial de altas tensões, principalmente na etapa final com os ensaios cíclicos. Ao Gustavo Miguel, por ter me ensinado a executar ensaios no Geonor e pela disponibilidade em nos auxiliar sempre. Aos colegas de todos os dias de laboratório, permitindo que tudo fosse acontecendo de uma forma mais leve, em especial agradeço à Luana, Gracianne, Gledsa, Cindy. Obrigada ao meu amigo Pedro, por ser companheiro desde os tempos de UFVJM, em Teófilo Otoni, e por embarcar nesta caminhada comigo, você é um grande parceiro e saiba que sua presença foi muito importante.

Agradeço ao Eduardo, por ter aceitado viver intensamente o mestrado comigo, me apoiando, incentivando e me fazendo acreditar que seria capaz. Me faltam palavras para falar da sua importância na minha vida e para agradecer tudo que você fez e faz pro mim. Sem seu apoio, eu não teria chegado até aqui. Obrigada por tudo, te amo!

Aos meus pais, Rosane e Sandro. Obrigada por todo o apoio e por serem um colo que sempre que preciso posso recorrer. Obrigada por compreenderem à distância física, mas afetivamente estamos sempre pertos. Obrigada aos meus avós, por mesmo longe, sempre me mandarem um carinho e uma palavra de apoio, vocês são fundamentais na minha vida.

Agradeço à todos os profissionais do PPGEC, em especial ao Pro. Nilo Consoli, por ser um exemplo de profissional, colocando sempre a coordenação à nossa disposição. Agradeço a cada professor, por agregarem tanto conhecimento para minha vida profissional. Serei eternamente grata. Agradeço aos profissionais da equipe de segurança do campus, pois em tempo de pandemia, com os prédios vazios, ou mesmo durante a noite, quando muitas vezes ficávamos sozinhas no prédio, vocês eram nossa companhia e zelavam pela nossa segurança. Agradeço à UFRGS pela confiança e pela oportunidade em poder realizar este trabalho na casa de vocês.

A ciência não é uma coletânea de verdades, e sim uma
coletânea de hipóteses.

Autor desconhecido

RESUMO

GONCALVES, R. R. S. M. **Comportamento Geomecânico de Rejeito de Bauxita sob Diferentes Condições de Confinamento e Carregamento**. 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

As atividades de mineração tem uma grande importância no cenário mundial, contribuindo para o desenvolvimento econômico e na produção de bens e serviços. Entretanto, seu processo produtivo possui como subproduto os rejeitos, que são armazenados nas barragens de rejeito ou empilhados à seco em pilhas compactadas. Com o aumento considerável da produção mineral no mundo, essas estruturas estão recebendo um volume cada vez mais elevado de rejeitos, impactando em suas alturas. A forma como estes rejeitos estão sendo dispostos têm acendido na comunidade geotécnica um sinal de alerta quanto à estabilidade e segurança dessas estruturas. Alguns dos pontos a serem melhor compreendidos são o comportamento desses rejeitos em estruturas com alturas elevadas, levando o material à um estado de confinamento em altas tensões e sua resistência à carregamento cíclicos. Nesse contexto, o presente trabalho objetiva caracterizar um rejeito de bauxita e entender seu comportamento frente à diferentes solicitações. Para isso, foram realizados ensaios de adensamento com carregamentos de até 4000 kPa, ensaios triaxiais com tensões variando de 25 kPa à 4000 kPa, com condições de cisalhamento drenado, não drenado e carregamentos cíclicos. Também foram realizados ensaios *simple shear* com tensões de confinamento variando de 25 kPa à 200 kPa. Foram também realizados ensaios com *bender elements* para avaliação da rigidez nas amostras. Neste trabalho, foi possível a realização de ensaios em amostras indeformadas e remoldadas, permitindo avaliar o efeito da reconstituição das amostras em laboratório. Os resultados mostraram que o rejeito de bauxita se classifica com o material silte-argiloso, não plástico, com média compressibilidade e com parâmetros de resistência quando solicitados à tensões efetivas superiores a 400 kPa inferiores aos parâmetros encontrados para solicitações até 400 kPa. O material apresentou quebra de grãos para tensões maiores, corroborando para uma linha do estado crítico não linear.

Palavras-chave: *rejeito de bauxita; estado crítico; cisalhamento à altas tensões; carregamento cíclico; ensaio triaxial; ensaio simple shear.*

ABSTRACT

GONCALVES, R. R. S. M. **Geomechanical Behavior of Bauxite Tailings from Low to High Effective Stresses, and Monotonic e Cyclic Loadings.** 2020. M. Sc. Dissertation – Department of Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

Mining activities are of great importance in the world, contributing to economic development. However, its production process has tailings as a by-product, which are stored in tailings dams or as dry compaction piles. With the considerable increase in mineral production in the world, these structures are receiving an increasingly higher volume of tailings, which increase their heights. The method as these tailings are being disposed are bring to the geotechnical community a warning sign regarding the stability and safety of these structures. It is needed a better comprehension about the behavior of these tailings in structures with high heights, leading the material to a state of high stresses and its resistance to cyclic loading. On this basis, the present work aims to characterize a bauxite tailing and understand its behavior. One-dimensional consolidated tests was carried out with loads up to 4000 kPa, triaxial tests with effective stress ranging from 25 kPa to 4000 kPa, with drained, undrained and cyclic loads shear conditions. In addition, *simple shear* tests were conducted with consolidation stresses ranging from 25 kPa to 200 kPa. Moreover, tests with bender elements were performed to evaluate the stiffness of the samples. In this work, tests were performed on undisturbed and remolded samples, allowing evaluating the effect of reconstitution of the samples in the laboratory. The results showed that bauxite tailings are classified as a silt-clay material, non-plastic and medium compressibility, with parameters when applied effective stresses up to 400 kPa lower than the parameters founded for loads higher than 400 kPa. The material showed grain break at higher stresses, contributing to a nonlinear critical state line.

Key-words: *bauxite tailings; critical state; high effective stresses; cyclic loading; triaxial test; simple shear test.*

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	27
1.1 JUSTIFICATIVA	27
1.2 OBJETIVOS.....	28
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	29
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	30
2.1 ATIVIDADES DE MINERAÇÃO	30
2.2 BARRAGENS DE REJEITO	32
2.2.1 Métodos Construtivos	37
2.2.2 Modos de Ruptura e Casos Históricos	41
2.3 CARACTERÍSTICAS DOS REJEITOS DE MINERAÇÃO	44
2.3.1 Caracterização Física	44
2.3.2 Comportamento Geomecânico	46
2.4 BAUXITA	50
2.4.1 Informações Gerais Sobre a Bauxita	51
2.4.2 Processo de Produção de Alumina	53
2.5 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	54
2.6 RIGIDEZ E MÓDULO CISALHANTE	59
2.7 TEORIA DO ESTADO CRÍTICO	65
2.7.1 Linha do Estado Crítico em rejeitos de mineração	69
2.8 RESISTÊNCIA CÍCLICA DE SOLOS NÃO COESIVOS	73
3 MATERIAL, PROGRAMA EXPERIMENTAL E MÉTODOS.....	81
3.1 MATERIAL	81
3.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL	81

3.3 METODOLOGIA	83
3.3.1 Ensaio de caracterização básica	83
3.3.2 Ensaio Oedométrico	87
3.3.3 Ensaio Triaxial	89
3.3.3.1 Preparação das amostras	89
3.3.3.2 Determinação da taxa de cisalhamento para ensaios triaxiais monotônicos	92
3.3.3.3 Triaxial Geonor	93
3.3.3.4 Triaxial de Altas Pressões	96
3.3.4 <i>Bender Elements</i>	100
3.3.5 Ensaio <i>Simple Shear</i>	103
3.3.5.1 Preparação das amostras	103
3.3.5.2 Detalhes do equipamento e procedimentos do ensaio	104
3.3.6 Cálculos e Definições	106
3.3.6.1 Ensaio Triaxial	106
3.3.6.2 Ensaio <i>Simple Shear</i>	107
3.3.6.3 Correções de Área e Membrana	109
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	111
4.1 ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MINERALÓGICA	111
4.1.1 Granulometria	111
4.1.2 Peso Específico Real dos Grãos	112
4.1.3 Índices de Consistência	113
4.1.4 Difração de Raio-X	113
4.1.5 Índice de Vazios Máximo e Mínimo e Densidade Relativa	114
4.1.6 Microscopia Eletrônica de Varredura	115
4.2 COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA	116

4.3 RESPOSTA CISALHANTE ATRAVÉS DE ENSAIOS <i>SIMPLE SHEAR</i> ..	118
4.4 RESPOSTA CISALHANTE ATRAVÉS DE ENSAIOS TRIAXIAIS MONOTÔNICOS	123
4.4.1 Taxa de cisalhamento.....	123
4.4.2 Ensaio Monotônicos	124
4.4.2.1 Curvas de Consolidação Isotrópica	125
4.4.2.2 Comportamento Tensão-Deformação.....	126
4.4.2.3 Parâmetros de Resistência	131
4.4.2.4 Análise Ensaio Triaxiais e Simple Shear	134
4.4.2.5 Análise de Quebra de Grãos	136
4.5 MÓDULO CISALHANTE E ANÁLISE DA RIGIDEZ	139
4.6 RESPOSTA CISALHANTE ATRAVÉS DE ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS	143
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	164
5.1 CONCLUSÕES	164
5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	166
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	168
APÊNDICE A – RESULTADOS ENSAIOS <i>SIMPLE SHEAR</i>.....	175
APÊNDICE B – RESULTADOS ENSAIOS TRIAXIAIS MONOTÔNICOS	181

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Porcentagem das Substâncias Metálicas Na Produção Mineral (ANM, 2020-a)	31
Figura 2: Localização das Principais Reservas Mineraias Brasileiras (ANM, 2020-a)	32
Figura 3 - Distribuição das Barragens de Rejeito de Mineração por Estado (Adaptado de ANM, 2021-a).....	34
Figura 4 -Altura das Barragens de Mineração (Adaptado de ANM, 2021-a)	36
Figura 5: Métodos Construtivos: a) Montante. b) Jusante. c) Linha de Centro (Adaptado de IBRAM, 2016)	38
Figura 6 - Método Construtivo das Barragens de Mineração (Adaptado de ANM, 2021-a) ...	39
Figura 7: Acumulado de Rupturas de Barragens de Rejeito (SANTAMARINA et al., 2019).	42
Figura 8 - Curvas granulométricas para diferentes rejeitos de mineração	45
Figura 9 - Curva Tensão-Deformação para amostras indeformadas e remoldadas de rejeito de bauxita (Nierwinski, 2019).	48
Figura 10 - Variação da poropressão para amostras remoldadas e indeformadas de rejeito de bauxita (Nierwinski, 2019).	49
Figura 11 - Trajetória de tensões de amostras indeformadas e remoldadas de rejeito de bauxita (Nierwinski, 2019).	49
Figura 12 - Ensaio oedométrico em amostra remoldada e indeformada de rejeito de bauxita (Nierwinski, 2019).	50
Figura 13 - Processo <i>Bayer</i> (Hind et al., 1999 <i>apud</i> Bedin, 2010).....	54
Figura 14 - Critério de Ruptura Mohr-Coulomb - Influência da tensão principal intermediária. a) igual à tensão principal menor. b) intermediária. c) igual à tensão principal maior (Adaptado de Wood, 1990).....	55
Figura 15 - Solicitações na superfície de um terreno. a) Tipos de Solicitações. b) Resultados e Ensaio que Representam cada Solicitação (PINTO, 2006).....	56
Figura 16 - Comparação entre ensaios triaxiais de compressão e extensão e simple shear em um solo siltoso (Adaptado de Jefferies e Been, 2016).....	57
Figura 17 - Envoltória no plano octaédrico (Adaptado de Festugato, 2019)	58
Figura 18 - Redução de $G_{máx}$. a) com o aumento do coeficiente de uniformidade. b) com o aumento da porcentagem de finos não coesivos (Adaptado de Wichtmann <i>et al</i> , 2015). ...	60

Figura 19 - Curva de degradação do módulo cisalhante, a) medida para uma mesma areia, para diferentes tensões de confinamento, b) para várias areias com diferentes frações de finos (Adaptado de Wichtmann <i>et al.</i> , 2015).....	60
Figura 20 - Correlação entre velocidade da onda cisalhante com a tensão de confinamento inicial da amostra (Bedin, 2010).....	61
Figura 21 - Correlação o módulo cisalhante com a deformação durante a fase de cisalhamento em rejeito de ouro (Bedin, 2010).	62
Figura 22 - Relação do Módulo Cisalhante com a tensão efetiva e o parâmetro de estado (Bedin, 2010)	63
Figura 23 - Avaliação de G_0 para amostras indeformadas e reconstituídas com o aumento da tensão de confinamento (Nierwinski, 2019).	64
Figura 24 - Relação da Velocidade de Onda Cisalhante Normalizada para Diferentes Granulometrias de um Rejeito de Minério de Ferro (Robertson <i>et al.</i> , 2019).....	65
Figura 25 - Representação da Linha Isotrópica de Compressão e da Linha do Estado Crítico (Adaptado de Atkinson, 1993).....	66
Figura 26 - Representação da Envoltória de Pico e da Superfície Limite de Estado, no plano $v:p':q$ (Adaptado de Atkinson, 1993)	67
Figura 27 - Superfície Limite. a) Parâmetros de Normalização. b) superfície limite de estado no plano normalizado. c) superfície limite de estado completa no plano normalizado. d) superfície limite de estado completa no espaço $q:p':v$ (Adaptado de Atkinson e Bransby, 1978).....	68
Figura 28 - Tendência da Linha do estado Crítico para rejeitos de mineração de zinco (Praça, 2019).	70
Figura 29 - Curvas granulométricas após ensaios triaxiais de altas tensões (Praça, 2019).	70
Figura 30 - Tendência da LEC para rejeito de ouro (Bedin, 2010).....	71
Figura 31 - a) Relação do ângulo de atrito no estado crítico com d_{50} . b) Linha do Estado Crítico para diferentes rejeitos de mineração (Li et al., 2018)	72
Figura 32 - LEC a partir de uma função de ajuste proposta para solos granulares (Jefferies e Been, 2016).....	73
Figura 33 - Classificação de Problemas Dinâmicos (Adaptado de Ishihara, 1996)	74
Figura 34 - Resistência de Solos Coesivos e Não Coesivos ao Carregamento Cíclico (Adaptado de Ishihara, 1996).....	76
Figura 35 - Diferentes Formas de Carregamento Cíclico (Adaptado de Jefferies e Been, 2016)	77
Figura 36 - Resultado Típico de um Ensaio Triaxial Cíclico (Adaptado de Ishihara, 1996) ...	78

Figura 37 - Resistência Cíclica de uma Areia de Toyoura em Ensaios de Compressão Triaxial (Toky, S. et al., Soils Found., 1986 <i>apud</i> Jefferies e Been, 2016).....	79
Figura 38 - Dados Normalizados de Ensaios Triaxiais Cíclicos (Adaptado de Jefferies e Been, 2016).....	80
Figura 39 - Amostra do rejeito de bauxita coletada por amostrador Shelby	81
Figura 40 - Ensaio Oedométrico: a) Corpo de Prova no anel para ensaio; b) Célula de Adensamento; c) Equipamento para realização do ensaio.....	88
Figura 41 - Extrusão do material do tubo <i>Shelby</i>	90
Figura 42 - Preparação do corpo-de-prova de uma amostra indeformada	90
Figura 43 - Corpo-de-prova preparado para ser ensaio triaxial. a) membrana e molde bipartido utilizados. b) molde utilizado para pré furo para leitura de <i>bender elements</i> . c) membrana colocada na amostra com auxílio do molde bipartido. d) amostra instalada no equipamento triaxial.....	91
Figura 44 - Molde utilizado para confecção dos corpos-de-prova remoldados	92
Figura 45 - Triaxial Geonor do LEGG/UFRGS.....	94
Figura 46 - Detalhes do Triaxial Geonor do LEGG/UFRGS.....	94
Figura 47 - Identificação dos Sensores de Efeito <i>Hall</i>	95
Figura 48 - Esquema de montagem do TAP (Marques, 2016).....	97
Figura 49 - Vista do Triaxial de Altas Pressões.....	98
Figura 50 - Interface de Controle para Cisalhamento Cíclico.....	100
Figura 51 - Diagrama Esquemático de um Ensaio <i>Bender Elements</i> (Adaptado de ASTM D8295-19, 2019).....	101
Figura 52 - Sistema utilizado para <i>Bender Elements</i>	101
Figura 53 - <i>Bender Elements</i> instalados no Triaxial de Altas Tensões	102
Figura 54 - Interpretação entre o tempo Transmitido e Recebido da onda cisalhante (Adaptado de ASTM D8295-19, 2019).....	103
Figura 55 - Processo de preparação dos corpos-de-prova para ensaios <i>simple shear</i>	104
Figura 56 - Esquema de montagem <i>simple shear</i>	105
Figura 57 - Considerações para correção de área em amostras com formação do plano de ruptura (Head, 1980-c).....	110
Figura 58 - Curvas granulométricas do rejeito de bauxita.....	111

Figura 59 - Compilação de curvas granulométricas de rejeito de bauxita provenientes de fontes diversas.....	112
Figura 60 - Classificação SUCS para o rejeito de bauxita	113
Figura 61 - Resultado do ensaio de Difração de Raio-X.....	114
Figura 62 - Curva de Compactação	114
Figura 63 - Imagens do MEV para o <i>Shelby</i> #5	116
Figura 64 - Imagens do MEV para o <i>Shelby</i> #6	116
Figura 65 - Imagens do MEV para o <i>Shelby</i> #8	116
Figura 66 - Curvas de compressão pelo ensaio oedométrico	117
Figura 67 - Curvas granulométricas antes e após ensaio oedométrico.....	118
Figura 68 - Curvas Deformação Cisalhante <i>versus</i> Tensão Cisalhante dos ensaios <i>Simple Shear</i>	119
Figura 69 – Envoltória de Resistência de Pico para Ensaio <i>Simple Shear</i>	120
Figura 70 – Envoltória de Resistência no Estado Crítico para Ensaio <i>Simple Shear</i>	121
Figura 71 - Trajetórias de Tensões para os ensaios <i>Simple Shear</i>	121
Figura 72 – Curva de Normalização q/p' <i>versus</i> Deformação Cisalhante	122
Figura 73 - Módulo Cisalhante em relação à Deformação Cisalhante	123
Figura 74 - Curva Tempo-Deformação para determinação da taxa de cisalhamento	124
Figura 75 – Linhas Isotrópicas de Consolidação dos ensaios Triaxiais, plotadas juntamente com as Linhas Normais de Consolidação dos ensaios de adensamento.	126
Figura 76 - Curvas Tensão-Deformação Axial e Variação da Poropressão-Deformação Axial para os ensaios CIU com tensão cisalhante até 400 kPa.....	127
Figura 77 - Curvas Tensão-Deformação Axial e Variação da Poropressão-Deformação Axial para todos os ensaios CIU.....	128
Figura 78 - Curva Tensão-Deformação Axial e Deformação Volumétrica-Deformação Axial (Ensaio CID) / Variação da Poropressão-Deformação Axial (Ensaio CIU).....	129
Figura 79 - Normalização da Curva Tensão-Deformação Axial.....	130
Figura 80 - Dilatância.....	130
Figura 81 - Envoltória de Resistência no Plano p' - q , cisalhadas sob tensões de até 400 kPa	131

Figura 82 - Envoltória de Resistência no Plano p' - q , para todos os ensaios triaxiais monotônicos.....	132
Figura 83 - Projeção da LEC para o Rejeito de Bauxita	133
Figura 84 - Projeção da LEC para o Rejeito de Bauxita, considerando uma função proposta por Jefferies e Been (2016).....	133
Figura 85 - Avaliação da relação do d_{50} após o cisalhamento com o ângulo de atrito no estado crítico para rejeitos de mineração	134
Figura 86 - Tensão vertical efetiva <i>versus</i> tensão cisalhante para ensaios triaxiais e <i>simple shear</i>	135
Figura 87 - Projeção da LEC para o Rejeito de Bauxita, por ensaios triaxiais e <i>simple shear</i>	135
Figura 88 - Compilação das curvas granulométricas antes e após ensaios triaxiais.....	136
Figura 89 - Curvas granulométricas antes e após cisalhamento à 400 kPa	137
Figura 90 - Curvas granulométricas antes e após cisalhamentos à 1000 kPa.....	137
Figura 91 - Curvas granulométricas antes e após cisalhamentos à 2000 kPa.....	138
Figura 92 - Curvas granulométricas antes e após cisalhamentos à 4000 kPa.....	138
Figura 93 - MEV Pós Ensaio Triaxial CIU - 4000 kPa.....	139
Figura 94 - MEV Pós Ensaio Triaxial CID - 4000 kPa.....	139
Figura 95 - Módulo Cisalhante Máximo por <i>Bender Elements</i> para amostras indeformadas e remoldadas	140
Figura 96 - Velocidade da onda cisalhante por <i>Bender Elements</i>	141
Figura 97 - Degradação do Módulo Cisalhante para os ensaios triaxiais cisalhados monotonicamente.....	141
Figura 98 - Normalização do Módulo Cisalhante por p' para os ensaios triaxiais cisalhados monotonicamente.....	142
Figura 99 - Normalização do Módulo Cisalhante pelo módulo cisalhante máximo a partir dos ensaios triaxiais cisalhados monotonicamente	142
Figura 100 - Amostra para ensaio cíclico com tensão efetiva inicial de 1000 kPa e tensão cíclica máxima de 20% da tensão inicial.	144
Figura 101 - Tensão desvio em relação ao número de ciclos para Ensaio 1 - 1000 kPa - 20%	145
Figura 102 - Deformação axial em relação ao número de ciclos para ensaio 1 - 1000 kPa - 20%	145

Figura 103 – Variação da tensão efetiva e da poropressão em relação ao número de ciclos para ensaio 1 - 1000 kPa - 20%	146
Figura 104 – Deformação axial em relação à tensão desvio para ensaio 1 - 1000 kPa - 20%	146
Figura 105 – Trajetória de tensões para ensaio 1 - 1000 kPa - 20%	147
Figura 106 - Amostra para ensaio cíclico com tensão efetiva inicial de 1000 kPa e tensão cíclica máxima de 40% da tensão inicial.	147
Figura 107 - Tensão desvio em relação ao número de ciclos para ensaio 2 - 1000 kPa - 40%	148
Figura 108 - Deformação axial em relação ao número de ciclos para ensaio 2 - 1000 kPa - 40%	149
Figura 109 – Variação da tensão efetiva e da poropressão em relação ao número de ciclos para ensaio 2 - 1000 kPa - 40%	149
Figura 110 – Deformação axial em relação à tensão desvio para ensaio 2 - 1000 kPa - 40%	150
Figura 111 – Trajetória de tensões para ensaio 2 - 1000 kPa - 40%	150
Figura 112 - Amostra para ensaio cíclico com tensão efetiva inicial de 1000 kPa e tensão cíclica máxima de 60% da tensão inicial	151
Figura 113 - Tensão desvio em relação ao número de ciclos para ensaio 3 - 1000 kPa - 60%	152
Figura 114 - Deformação axial em relação ao número de ciclos para ensaio 3 - 1000 kPa - 60%	152
Figura 115 – Variação da tensão efetiva e da poropressão em relação ao número de ciclos para ensaio 3 - 1000 kPa - 60%	153
Figura 116 – Deformação axial em relação à tensão desvio para ensaio 3 - 1000 kPa - 60%	153
Figura 117 – Trajetória de tensões para ensaio 3 - 1000 kPa - 60%	154
Figura 118 - Amostra para ensaio cíclico com tensão efetiva inicial de 400 kPa e tensão cíclica máxima de 40% da tensão inicial.	154
Figura 119 - Tensão desvio em relação ao número de ciclos para ensaio 4 - 400 kPa - 40%	155
Figura 120 - Deformação axial em relação ao número de ciclos para ensaio 4 - 400 kPa - 40%	156
Figura 121 – Variação da tensão efetiva e da poropressão pelo número de ciclos para ensaio 4 - 400 kPa - 40%	156
Figura 122 – Deformação axial em relação à tensão desvio para ensaio 4 - 400 kPa - 40%	157
Figura 123 – Trajetória de tensões para ensaio 4 - 400 kPa - 40%	157

Figura 124 - Amostra para ensaio cíclico com tensão efetiva inicial de 4000 kPa e tensão cíclica máxima de 40% da tensão inicial.	158
Figura 125 - Tensão desvio em relação ao número de ciclos para ensaio 5 - 4000 kPa - 40%	159
Figura 126 - Deformação axial em relação ao número de ciclos para ensaio 5 - 4000 kPa - 40%	159
Figura 127 - Variação da tensão efetiva e da poropressão em relação ao número de ciclos para ensaio 5 - 4000 kPa - 40%	160
Figura 128 - Deformação axial em relação à tensão desvio para ensaio 5 - 4000 kPa - 40%	160
Figura 129 - Trajetória de tensões para ensaio 5 - 4000 kPa - 40%	161
Figura 130 - Número de ciclos para se atingir 1% de deformação axial.	161
Figura 131 - Número de ciclos para se atingir 2,5% de deformação axial.	162
Figura 132 - Número de ciclos para se atingir 5% de deformação axial.	162
Figura 133 - Número de ciclos para se atingir 5% de deformação axial.	163
Figura 134 - Amostra antes e após ensaio <i>simple shear</i> com tensão vertical efetiva inicial de 25 kPa	175
Figura 135 - Amostra antes e após ensaio <i>simple shear</i> com tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa	175
Figura 136 - Amostra antes e após ensaio <i>simple shear</i> com tensão vertical efetiva inicial de 100 kPa	176
Figura 137 - Amostra antes e após ensaio <i>simple shear</i> com tensão vertical efetiva inicial de 200 kPa	176
Figura 138 - Ensaio <i>simple shear</i> com tensão vertical efetiva inicial, $\sigma'_{v, inicial}$, de 25 kPa. a) Curva Tensão Cisalhante <i>versus</i> Deformação Cisalhante. b) Variação da Tensão Vertical Efetiva e da Poropressão <i>versus</i> Deformação Cisalhante. c) Tensão Cisalhante <i>versus</i> Tensão Vertical Efetiva. d) Trajetória de Tensões. e) Degradação do Módulo Cisalhante.	177
Figura 139 - Ensaio <i>simple shear</i> com tensão vertical efetiva inicial, $\sigma'_{v, inicial}$, de 50 kPa. a) Curva Tensão Cisalhante <i>versus</i> Deformação Cisalhante. b) Variação da Tensão Vertical Efetiva e da Poropressão <i>versus</i> Deformação Cisalhante. c) Tensão Cisalhante <i>versus</i> Tensão Vertical Efetiva. d) Trajetória de Tensões. e) Degradação do Módulo Cisalhante.	178
Figura 140 - Ensaio <i>simple shear</i> com tensão vertical efetiva inicial, $\sigma'_{v, inicial}$, de 100 kPa. a) Curva Tensão Cisalhante <i>versus</i> Deformação Cisalhante. b) Variação da Tensão Vertical Efetiva e da Poropressão <i>versus</i> Deformação Cisalhante. c) Tensão Cisalhante <i>versus</i>	

Tensão Vertical Efetiva. d) Trajetória de Tensões. e) Degradação do Módulo Cisalhante.	179
Figura 141 - Ensaio <i>simple shear</i> com tensão vertical efetiva inicial, $\sigma'_{v, inicial}$, de 200 kPa. a) Curva Tensão Cisalhante <i>versus</i> Deformação Cisalhante. b) Variação da Tensão Vertical Efetiva e da Poropressão <i>versus</i> Deformação Cisalhante. c) Tensão Cisalhante <i>versus</i> Tensão Vertical Efetiva. d) Trajetória de Tensões. e) Degradação do Módulo Cisalhante.	180
Figura 142 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 25 kPa, com amostra indeformada.....	181
Figura 143 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 25 kPa, com amostra remoldada.....	181
Figura 144 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 50 kPa, com amostra indeformada.....	182
Figura 145 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 100 kPa, com amostra indeformada.....	182
Figura 146 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 100 kPa, com amostra remoldada.....	183
Figura 147 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 400 kPa, com amostra indeformada.....	183
Figura 148 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 400 kPa, com amostra remoldada.....	184
Figura 149 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 1000 kPa, com amostra remoldada.....	184
Figura 150 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 1000 kPa, com amostra indeformada.....	185
Figura 151 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 1000 kPa, com amostra indeformada - CID	185
Figura 152 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 2000 kPa, com amostra remoldada.....	186
Figura 153 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 2000 kPa, com amostra indeformada.....	186
Figura 154 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 2000 kPa, com amostra indeformada - CID	187
Figura 155 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 4000 kPa, com amostra remoldada.....	187

Figura 156 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 4000 kPa, com amostra indeformada.....	188
Figura 157 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 4000 kPa, com amostra indeformada - CID	188
Figura 158 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{,inicial}$, de 25 kPa - amostra indeformada. a) Curva Tensão <i>versus</i> Deformação Axial. b) Variação da Poropressão <i>versus</i> Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' <i>versus</i> deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva <i>versus</i> Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.....	189
Figura 159 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{,inicial}$, de 25 kPa - amostra remoldada. a) Curva Tensão <i>versus</i> Deformação Axial. b) Variação da Poropressão <i>versus</i> Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' <i>versus</i> deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva <i>versus</i> Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.....	191
Figura 160 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{,inicial}$, de 50 kPa - amostra indeformada. a) Curva Tensão <i>versus</i> Deformação Axial. b) Variação da Poropressão <i>versus</i> Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' <i>versus</i> deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva <i>versus</i> Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.....	192
Figura 161 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{,inicial}$, de 100 kPa - amostra indeformada. a) Curva Tensão <i>versus</i> Deformação Axial. b) Variação da Poropressão <i>versus</i> Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' <i>versus</i> deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva <i>versus</i> Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.....	193
Figura 162 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{,inicial}$, de 100 kPa - amostra remoldada. a) Curva Tensão <i>versus</i> Deformação Axial. b) Variação da Poropressão <i>versus</i> Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' <i>versus</i> deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva <i>versus</i> Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.	194
Figura 163 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{,inicial}$, de 400 kPa - amostra indeformada. a) Curva Tensão <i>versus</i> Deformação Axial. b) Variação da Poropressão <i>versus</i> Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' <i>versus</i> deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva <i>versus</i> Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.....	196
Figura 164 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{,inicial}$, de 400 kPa - amostra remoldada. a) Curva Tensão <i>versus</i> Deformação Axial. b) Variação da Poropressão <i>versus</i> Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' <i>versus</i> deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva <i>versus</i> Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.	197
Figura 165 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{,inicial}$, de 1000 kPa - amostra remoldada. a) Curva Tensão <i>versus</i> Deformação Axial. b) Variação da Poropressão <i>versus</i> Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' <i>versus</i> deformação axial. e)	

Tensão Normal Efetiva <i>versus</i> Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.	198
Figura 166 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{,inicial}$, de 1000 kPa - amostra indeformada. a) Curva Tensão <i>versus</i> Deformação Axial. b) Variação da Poropressão <i>versus</i> Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' <i>versus</i> deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva <i>versus</i> Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.....	199
Figura 167 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{,inicial}$, de 1000 kPa - amostra indeformada - CID. a) Curva Tensão <i>versus</i> Deformação Axial. b) Variação Volumétrica <i>versus</i> Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Totais. d) q/p' <i>versus</i> deformação axial. e) Tensão Normal <i>versus</i> Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante. g) Dilatância.....	201
Figura 168 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{,inicial}$, de 2000 kPa - amostra remoldada. a) Curva Tensão <i>versus</i> Deformação Axial. b) Variação da Poropressão <i>versus</i> Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' <i>versus</i> deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva <i>versus</i> Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.	202
Figura 169 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{,inicial}$, de 2000 kPa - amostra indeformada. a) Curva Tensão <i>versus</i> Deformação Axial. b) Variação da Poropressão <i>versus</i> Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' <i>versus</i> deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva <i>versus</i> Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.....	203
Figura 170 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{,inicial}$, de 2000 kPa - amostra indeformada - CID. a) Curva Tensão <i>versus</i> Deformação Axial. b) Variação Volumétrica <i>versus</i> Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Totais. d) q/p' <i>versus</i> deformação axial. e) Tensão Normal <i>versus</i> Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante. g) Dilatância.....	205
Figura 171 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{,inicial}$, de 4000 kPa - amostra remoldada. a) Curva Tensão <i>versus</i> Deformação Axial. b) Variação da Poropressão <i>versus</i> Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' <i>versus</i> deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva <i>versus</i> Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.	206
Figura 172 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{,inicial}$, de 4000 kPa - amostra indeformada. a) Curva Tensão <i>versus</i> Deformação Axial. b) Variação da Poropressão <i>versus</i> Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' <i>versus</i> deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva <i>versus</i> Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.....	207
Figura 173 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{,inicial}$, de 4000 kPa - amostra indeformada - CID. a) Curva Tensão <i>versus</i> Deformação Axial. b) Variação Volumétrica <i>versus</i> Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Totais. d) q/p' <i>versus</i> deformação axial. e) Tensão Normal <i>versus</i> Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante. g) Dilatância.....	208

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Barragens com Altura Superior à 90 m (Adaptado de ANM, 2021-a).....	36
Tabela 2 - Casos de Rupturas de Barragens de Rejeitos de Mineração (Adaptado de <i>Wise Uranium</i> , 2020).....	43
Tabela 3 - Massa Específica Real dos Grãos para Rejeitos de Mineração.....	45
Tabela 4 - Parâmetros de Resistência para Rejeitos de Mineração (Adaptado de Bedin, 2010)	47
Tabela 5 - Composição Mineralógica das Bauxitas (Adaptado de Ed. URNO, 1967 <i>apud</i> Villar, 2002).....	52
Tabela 6 - Composição Mineralógica da Lama Vermelha (Bulkai, 1983 <i>apud</i> Villar, 2002) .	53
Tabela 7 - Programa de ensaios para caracterização física e mineralógica.....	82
Tabela 8 - Programa de ensaios de adensamento e triaxiais.....	83
Tabela 9 – Peso específico real dos grãos para o rejeito de bauxita.....	112
Tabela 10 - Elementos identificados para o rejeito de bauxita.....	115
Tabela 11 - Condição de Moldagem das Amostras Utilizadas nos Ensaios Simple Shear	118
Tabela 12 - Taxa de cisalhamento para ensaios triaxiais.....	124
Tabela 13 - Condições de Moldagem das Amostras Para Ensaios Triaxiais Monotônicos ...	124
Tabela 14 - Condição de moldagens das amostras utilizadas nos ensaios de cisalhamento cíclico.....	143

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área
A_c	Área corrigida
b	Parâmetro de Influência da Tensão Intermediária
D	Diâmetro da amostra
D_c	Diâmetro da amostra após a consolidação
e	Índice de vazios
E_M	Módulo de elasticidade da membrana de látex
G	Gravidade específica dos sólidos
G_0	Módulo Cisalhante Inicial
H	Altura da amostra
H_s	Altura dos sólidos
L	Distância entre os Bender Elements
M	Inclinação da Linha do Estado Crítico no plano $q \times p'$
M_d	Massa seca
N	Intercepto da LIC para $p'=1$ no plano $v \times \ln p'$
q	Tensão desvio
p'	Tensão efetiva média
t	Tempo de viagem da onda cisalhante
u	Poropressão
V_s	Volume dos sólidos
V_s	Velocidade da onda cisalhante
V_c	Volume no final da consolidação
ΔV	Variação volumétrica
x	Espessura da membrana de látex

ε_a	Deformação axial
ε_r	Deformação radial
ε_s	Deformação distorcional
ε_{vol}	Deformação volumétrica
θ	Inclinação do plano de ruptura
Φ'	Ângulo de atrito
Φ_{cv}'	Ângulo de atrito interno no estado crítico
ρ	Massa específica do solo
ρ_w	Densidade da água
λ	Inclinação da LIC no plano $v \times \ln p'$
Γ	Intercepto da LEC para $p'=1$ no plano $v \times \ln p'$
σ'_1, σ'_3	Tensão principal efetiva maior e menor
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Tensão principal maior, intermediária e menor
τ	Tensão de cisalhamento
v	Volume específico

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ANM – Agência Nacional de Mineração

ABAL – Associação Brasileira do Alumínio

CMM – Centro de Microscopia e Microanálise

DCE – Declaração de Condição de Estabilidade

DNPM – Departamento Nacional de Produção Mineral

DRX – Difractometria de Raio-X

FRX – Fluorescência de Raio-X

IBRAM – Instituto Brasileiro de Mineração

ICDD – *International Centre for Diffraction Data*

IP – Índice de Plasticidade

LEC – Linha do Estado Crítico

LEGG – Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geoambiental

LIC – Linha Isotrópica de Consolidação

LL – Limite de Liquidez

LNC – Linha Normal de Consolidação

LP – Limite de Plasticidade

LVDT - *Linear Variable Differential Transformer*

MEV – Microscopia Eletrônica de Varredura

NA – Normalmente Adensada

PA – Pré-Adensada

PNSB – Política Nacional de Segurança de Barragens

SIGBM – Sistema Integrado de Gestão de Barragens de Mineração

TAP – Triaxial de Altas Pressões

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

1 INTRODUÇÃO

1.1 JUSTIFICATIVA

A mineração é uma das atividades mais antigas da humanidade e é fundamental na vida moderna, refletindo diretamente no desenvolvimento da sociedade. Desde a Revolução Industrial a demanda por insumos minerais vêm crescendo de forma acentuada, tendo como consequência uma crescente geração de rejeitos, oriundos dos processos de extração e produção mineral, estando estes armazenados em estruturas de barramento ou diques de contenção (IBRAM, 2016).

A exploração do minério é iniciada com a lavra da rocha ou solo, gerando um resíduo sólido de extração (estéril), predominantemente depositado em pilhas. Na fase seguinte, após a lavra, o mineral bruto é submetido a um tratamento (beneficiamento), dividindo-o em concentrado e rejeito (IBRAM, 2016).

O aumento da demanda por recursos minerais, associado à uma redução dos teores lavrados de minério, teve como consequência um aumento no volume de rejeitos a serem depositados nas estruturas de contenção, aumentando a alturas das estruturas utilizadas para disposição. Este aumento, quando não projetado, executado ou monitorado de maneira correta pode gerar grandes impactos em caso de ruptura dessas estruturas, como o rompimento da Barragem do Fundão em Mariana-MG, em novembro/2015 e da Barragem I na mina do Córrego do Feijão em Brumadinho, em janeiro/2019. Segundo a ANM (2020-b), o rompimento da Barragem I em Brumadinho foi o maior acidente com vítimas fatais na história da mineração no país.

A partir dos rompimentos que aconteceram nos últimos anos, as leis no Brasil estão passando por mudanças, e a Resolução N° 13, de 8 de agosto de 2019, proíbe a utilização do método de alteamento de barragens por montante. Assim, as estruturas construídas por esse método de alteamento ou por método desconhecido/não identificado precisam ser descaracterizadas, concluindo as etapas como descomissionamento, controle hidrogeológico e hidrológico, estabilização e monitoramento, conforme Resolução N° 32, de 11 de maio de 2020.

Esses desastres se devem, em sua maioria, por uma lacuna no controle dos projetos, principalmente no entendimento ao comportamento dos rejeitos. O estudo dos rejeitos sob altas tensões de confinamento se torna essencial devido ao aumento na alturas das barragens, bem como o seu comportamento sob carregamentos monotônicos e cíclicos. O comportamento do material frente à essas solicitações apresentadas, mesmo na etapa de descaracterização, precisa ser bem compreendido, para que a estrutura se mantenha em segurança durante toda sua vida útil e após seu fechamento.

Desta forma, essa pesquisa visa entender o comportamento do rejeito de mineração de bauxita quando submetido à altas e baixas tensões efetivas de confinamento, com carregamentos monotônicos e cíclicos. A partir dos ensaios, pode-se extrair os parâmetros de resistência de pico e no estado crítico.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo do presente trabalho consiste na análise do comportamento geomecânico de amostras indeformadas e remoldadas de um rejeito de mineração de bauxita submetidas à cisalhamentos sob baixas e altas tensões efetivas de confinamento e carregamentos monotônicos e cíclicos.

A partir do objetivo principal foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- a) caracterização física e mineralógica do rejeito de bauxita;
- b) analisar a resistência ao cisalhamento em condições drenadas e não-drenadas de amostras submetidas a carregamentos cíclicos e monotônicos, para baixas e altas tensões de confinamento;
- c) analisar o comportamento a partir da teoria do estado crítico;
- d) determinar a rigidez do material para pequenas e grandes deformações;
- e) avaliar a influência da reconstituição de amostras de rejeitos de bauxita para ensaios de adensamento, compressão triaxial e rigidez;
- f) analisar a ocorrência de quebra de grãos nos ensaios triaxiais por meio de ensaios de granulometria por sedimentação pós-cisalhamento;

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está organizada em seis capítulos e dois apêndices. O primeiro capítulo consiste na apresentação do tema, com a justificativa do presente trabalho, os objetivos traçados e como o trabalho está organizado

No segundo capítulo têm-se a apresentação da revisão bibliográfica abordando temas como o contexto da mineração, as barragens de rejeito, conceitos relacionados ao comportamento de rejeitos e à teoria do estado crítico.

A metodologia abordada para atingir os objetivos estabelecidos está apresentada no capítulo três, explicando como os ensaios foram realizados e quais as considerações adotadas para análise e interpretação dos resultados.

No quarto capítulo estão apresentados os resultados obtidos. Neste capítulo estão os resultados de caracterização do material, dos ensaios oedométricos, triaxiais, *simple shear* e G_0 por *bender elements*.

As conclusões do trabalho, bem como propostas para trabalhos futuros estão apresentadas no capítulo cinco.

Os resultados para cada ensaio *simple shear* estão apresentados no APÊNDICE A.

Os resultados para cada ensaio triaxial monotônico estão apresentados no APÊNDICE B.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A revisão bibliográfica apresenta um estudo da situação atual da mineração do Brasil, bem como o processo de produção e caracterização de rejeitos de mineração, seu comportamento frente às formas de sollicitação, análise da rigidez e degradação do módulo cisalhante à pequeníssimas deformações e carregamento cíclico, abordando com destaque o rejeito de bauxita. Também possui como objetivo a abordagem da teoria do estado crítico, a influência do modo de ruptura no comportamento e o efeito da quebra de grãos no comportamento de solos submetidos à altas tensões de confinamento.

2.1 ATIVIDADES DE MINERAÇÃO

A mineração é um dos principais setores industriais do Brasil. De acordo com o IBRAM (2019), um volume de 409 milhões de toneladas de bens minerais foi exportado em 2018, valor este que representa 12,5% das exportações totais do país. A participação da indústria extrativa mineral no PIB Brasil foi de 3,7%, gerando diretamente 195 mil empregos.

Os principais produtos exportados em 2018, segundo o IBRAM (2019) foram: minério de ferro, ouro, cobre, ferronióbio, bauxita e manganês. De acordo com o relatório da ANM (2020-a), do total da produção mineral no Brasil em 2018, 80% se enquadra como substância metálica, conforme apresentado na Figura 1.

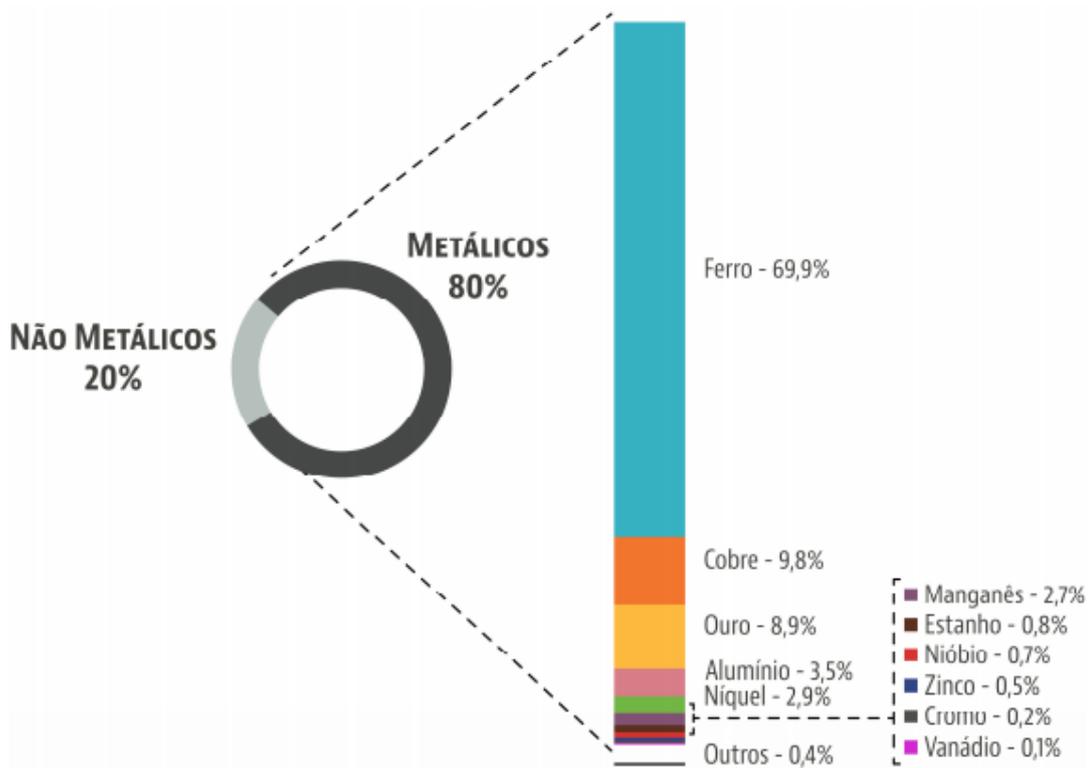


Figura 1: Porcentagem das Substâncias Metálicas Na Produção Mineral (ANM, 2020-a)

Os estados de Minas Gerais e Pará concentram as maiores reservas minerais do país, representando quase 90% da produção, sendo Minas Gerais um destaque na produção de minério de ferro e o Pará com predominância na produção de alumínio (bauxita) e cobre. As principais reservas minerais no Brasil estão representadas na Figura 2.

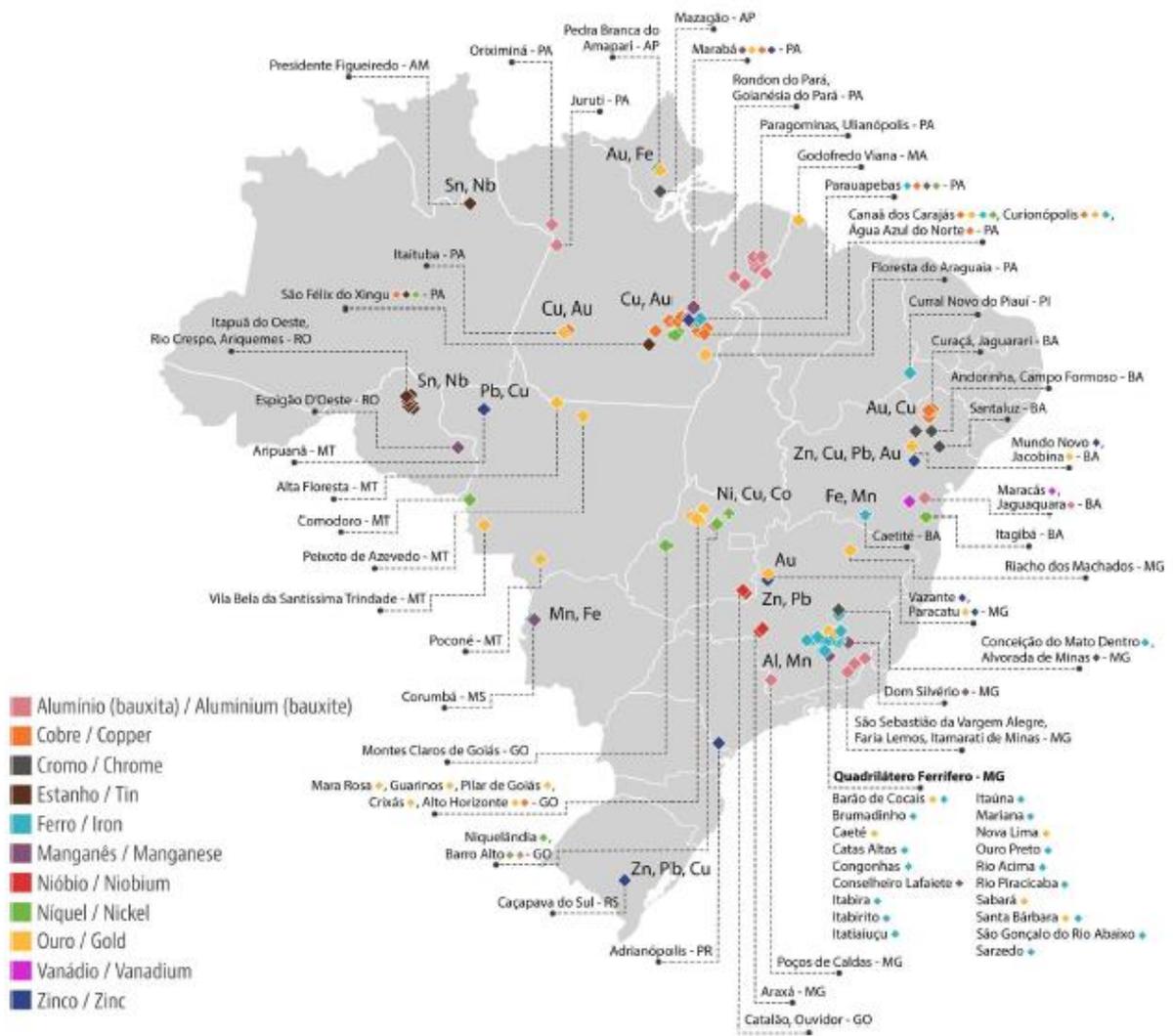


Figura 2: Localização das Principais Reservas Minerais Brasileiras (ANM, 2020-a)

No cenário mundial, o Brasil se destaca como o maior produtor de nióbio, com 93,7% da produção mundial, é o segundo maior produtor de ferro, com 18,9% da produção, e o terceiro maior produtor da vermiculita, com 17,7% e alumínio, com 13,1% (ANM, 2019).

2.2 BARRAGENS DE REJEITO

A Lei N° 12.334 de 20 de setembro de 2010 define uma barragem como qualquer estrutura construída em talvegue ou em cava exaurida com dique, destinadas à contenção ou acúmulo de substâncias líquidas ou com misturas de sólidos ou líquidos, compreendendo o barramento e as estruturas associadas.

Os rejeitos são todo e qualquer material oriundos do processo de beneficiamento dos minerais, descartados em sua maioria na forma de polpa, em diques de contenção ou em barragens, por tubulações, bombeamento ou pela força da gravidade. Para o descarte em polpa, a mesma passa por três tipos de comportamento (CHAMMAS 1989, apud ARAÚJO, 2006):

- a) líquido sobrenadante, com a flocculação das partículas menores;
- b) processo de sedimentação, com comportamento semi-líquido e semi-viscoso;
- c) processo de adensamento, se comportando de maneira similar a um solo natural.

A escolha do método para descarte dos rejeitos depende de fatores como (IBRAM, 2016):

- a) processo de mineração;
- b) geologia e topografia da região;
- c) propriedades mecânicas do rejeito;
- d) impacto ambiental do descarte do rejeito, a depender do contaminante presente no mesmo;
- e) condições climáticas.

As barragens destinadas à disposição dos rejeitos de mineração no Brasil são regulamentadas pela Agência Nacional de Mineração (ANM) e os dados e situação de cada estrutura estão disponíveis para consulta pelo Sistema Integrado de Gestão de Barragens de Mineração (SIGBM). O quantitativo destas barragens e sua distribuição por estados podem ser visualizadas na Figura 3.

DISTRIBUIÇÃO DAS BARRAGENS POR ESTADO

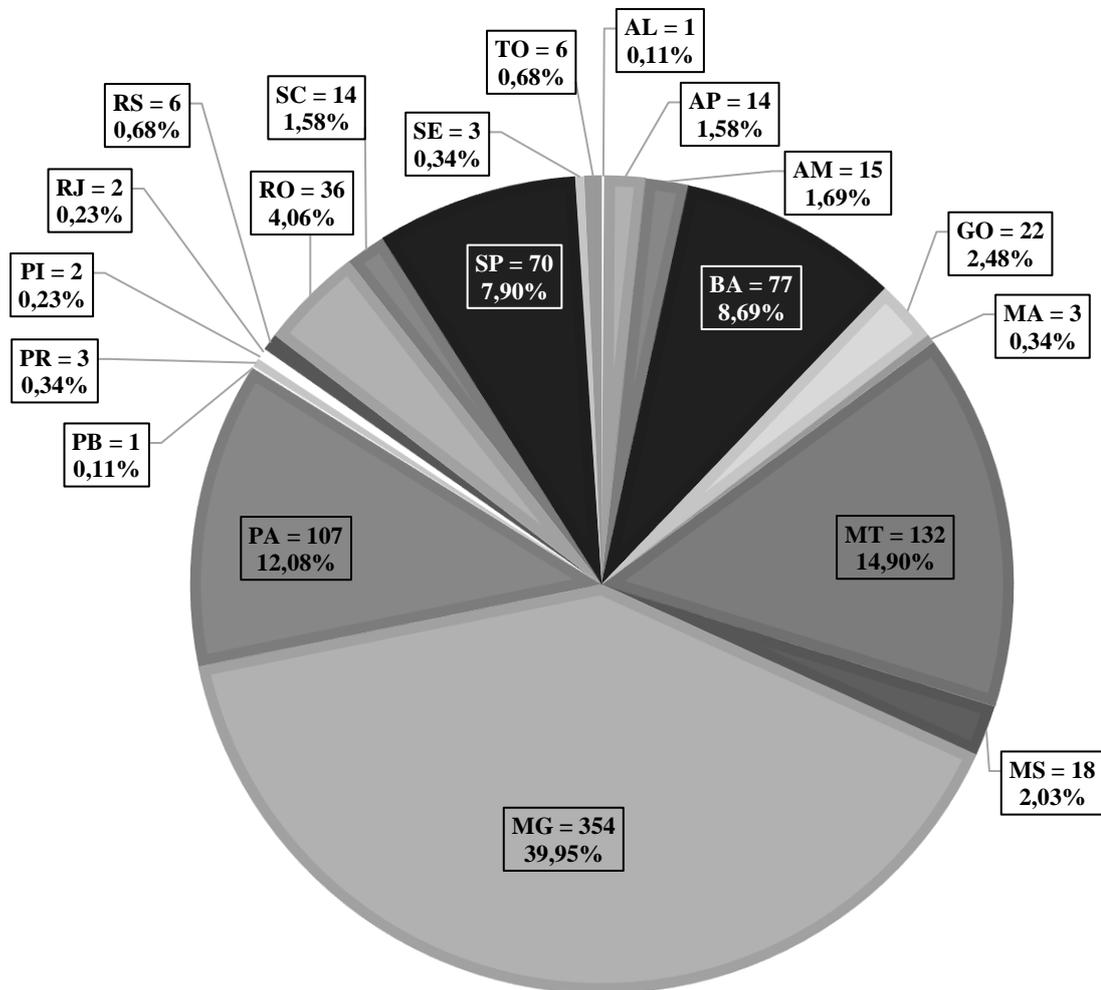


Figura 3 - Distribuição das Barragens de Rejeito de Mineração por Estado (Adaptado de ANM, 2021-a)

Conforme cadastro na plataforma de consulta da ANM (2021-a), em pesquisa realizada em junho/2021, são 886 barragens de mineração inseridas no SIGBM, sendo um total de 445 barragens de mineração cadastradas na Política Nacional de Segurança de Barragens - PNSB, e um total de 441 de barragens não inseridas na PNSB.

Conforme a Lei N° 12.334 de 20 de setembro de 2010 e suas alterações na Lei N° 14.066 de 30 de setembro de 2020, a Política Nacional de Segurança de Barragens – PNSB abrange barragens de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulações de resíduos industriais, que possuem ao menos uma das seguintes características:

- a) altura do maciço, do pé do talude de jusante à crista de coroamento do barramento, maior ou igual a 15 m;
- b) capacidade total do reservatório de 3.000.000 m³ ou mais;
- c) reservatórios para resíduos perigosos de acordo com as normas técnicas aplicadas;
- d) categoria de Dano Potencial Associado como Médio ou Alto, considerando termos ambientais, sociais, econômicos ou de perda de vida humana;
- e) categoria de risco alto, a critério do órgão fiscalizador.

Na plataforma de consulta da ANM (2021-a) também é possível avaliar a altura atual das barragens de mineração, conforme Figura 4. De um total de 886 barragens cadastradas, 571 estruturas possuem altura inferior à 15 metros, 267 possuem altura entre 15 e 60 metros, e 48 barragens possuem altura maiores ou iguais a 60 metros, atingindo alturas de até 374 m, como a Barragem de Rejeito Não Magnético 04, localizada no município de Maracás, na Bahia, cujo minério principal é de Vanádio.

QUANTITATIVO DE BARRAGENS CONFORME ALTURA

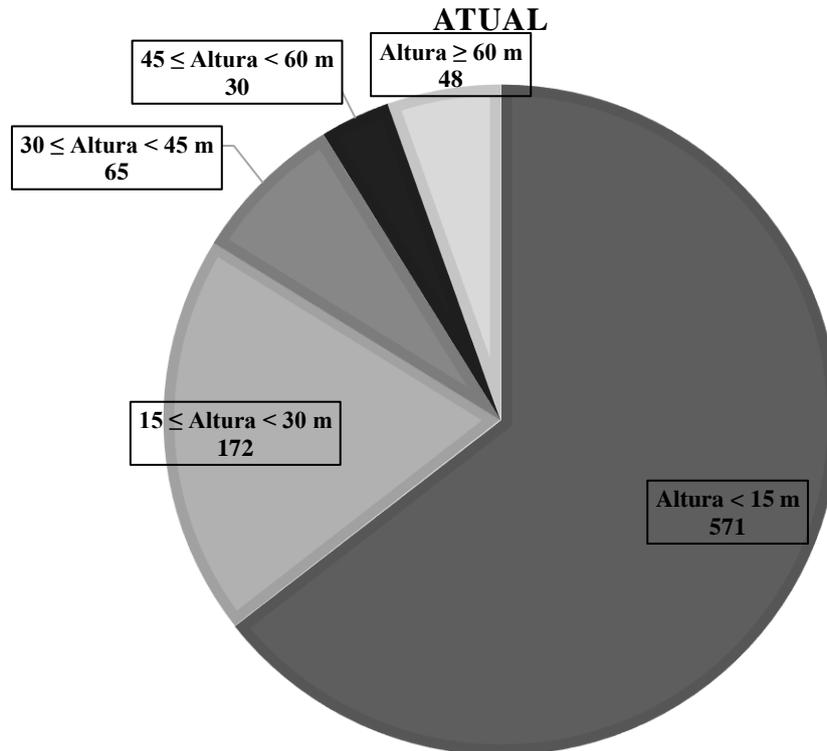


Figura 4 - Altura das Barragens de Mineração (Adaptado de ANM, 2021-a)

A Tabela 1 apresenta a relação das barragens brasileiras que possuem altura atual superior à 90 metros. As alturas da Barragem de Rejeitos de Fundão e da Barragem I de Brumadinho, cujos rompimentos em 2015 e 2019, respectivamente, impactaram o cenário nacional e mundial frente ao entendimento do comportamento dos rejeitos quando dispostos em barragens com alturas elevadas, também estão apresentadas na tabela. A Barragem I de Brumadinho apresenta altura inferior a 90 metros, mas foi incluída na tabela para comparação.

Tabela 1 - Barragens com Altura Superior à 90 m (Adaptado de ANM, 2021-a)

Nome da Barragem	UF	Minério Principal	Altura (m)
Barragem de Rejeito Não Magnético 04	BA	Minério de Vanádio	374,7
BR Santa Felicidade	MT	Minério de Ouro Primário	284,0
Barragem de Rejeito Max	MT	Areia	196,0
Barragem de Germano	MG	Itabirito	163,0
Tanque Fundo	MT	Minério de Ouro Primário	154,0
Empilhamento Drenado Monjolo	MG	Areia	145,0
Barragem de Rejeitos de Fundão	MG	Minério de Ferro	110,0

Empilhamento Drenado Vale das Cobras	MG	Areia	107,0
Forquilha IV	MG	Minério de Ferro	105,0
Barragem Santo Antônio	MG	Minério de Ouro Primário	104,0
Barragem Eustáquio	MG	Minério de Ouro Primário	102,0
Forquilha V	MG	Minério de Ferro	100,0
Campo Grande	MG	Minério de Ferro	99,3
B4	MG	Minério de Ferro	98,5
Forquilha I	MG	Minério de Ferro	98,3
Maravilhas II	MG	Minério de Ferro	97,9
Contenção de Rejeitos de Cuiabá	MG	Minério de Ouro Primário	97,0
Deposito de Rejeito R4	PA	Caulim	95,0
Pilha 01	MG	Minério de Ferro	95,0
Forquilha II	MG	Minério de Ferro	93,0
Barragem BL-1	MG	Fosfato	91,0
BR Bosco	MT	Minério de Ouro Primário	90,0
Barragem I - Brumadinho	MG	Minério de Ferro	80,0

Semestralmente são enviadas à ANM relatórios técnicos com as Declarações de Condição de Estabilidade (DCE), conforme portaria DNPM n° 70.389/2017. Conforme relatório emitido em março/2021, de um total de 438 barragens inseridas na Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), 395 possuem DCE atentando a estabilidade das estruturas, 32 entregaram declaração não atestando a estabilidade e 11 não enviaram o relatório declarando a estabilidade de suas estruturas (ANM, 2021-b). Ainda segundo a ANM (2021-b), das 43 estruturas que não enviaram a DCE à ANM, 36 estão localizadas no Estado de Minas Gerais. O método construtivo destas barragens são: 17 estruturas em etapa única, 14 a montante, 9 a jusante e 3 por linha de centro.

2.2.1 Métodos Construtivos

Para a construção das barragens de rejeito podem ser utilizados materiais provenientes de áreas de empréstimo ou com o próprio rejeito, utilizando as partículas com granulometrias mais grossas. As estruturas podem ser construídas ao longo do processo de exploração ou tratamento do minério em etapas sucessivas.

Devido ao grande volume de rejeito gerado no processo de beneficiamento, os custos envolvendo a construção de barragens utilizando este próprio material é atrativo, desde que algumas diretrizes sejam seguidas, como separação granulométrica controlada no processo de

disposição, sistema de drenagem eficientes e proteção superficial da barragem (DAVIS & MARTIN, 2000).

Um dique de partida é construído e, por meio de materiais de áreas de empréstimo compactados ou mesmo com o próprio rejeito são construídos alteamentos, que possibilitam o aumento da capacidade de armazenamento da barragem (DUARTE, 2008). As opções de métodos para construção das barragens de rejeito, além das estruturas construídas em etapa única, são: montante, jusante ou linha de centro, conforme Figura 5.

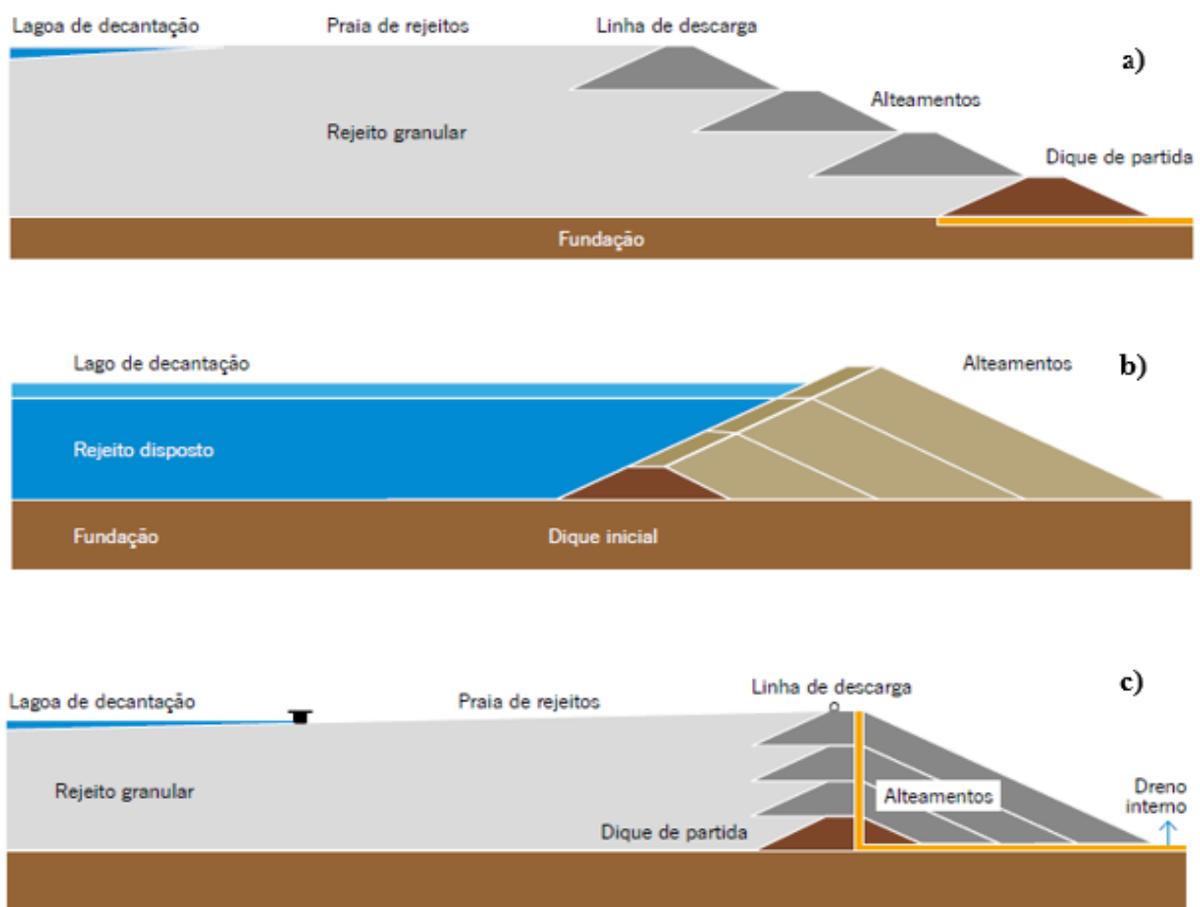


Figura 5: Métodos Construtivos: a) Montante. b) Jusante. c) Linha de Centro (Adaptado de IBRAM, 2016)

As porcentagens dos métodos construtivos das barragens de mineração cadastradas na ANM (2021-a) estão apresentadas na Figura 6. Aproximadamente 50% das barragens são construídas pelo método de etapa única, 20% possuem alteamento a jusante, aproximadamente 10% são

alteadas pelo método de linha de centro e cerca de 19% são alteadas pelo método a montante, indefinido ou desconhecido.

MÉTODO CONSTRUTIVO DAS BARRAGENS

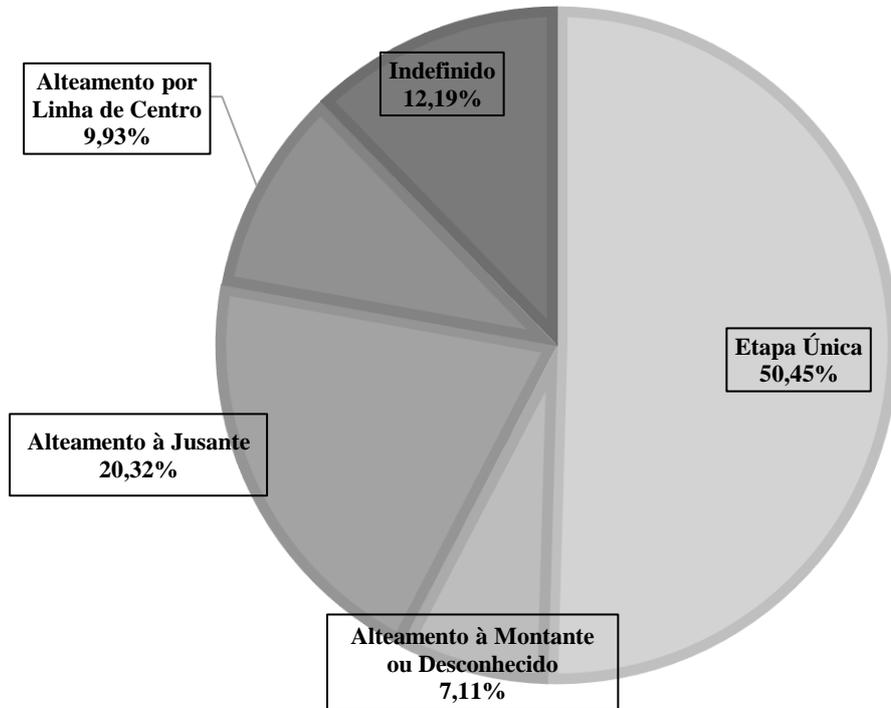


Figura 6 - Método Construtivo das Barragens de Mineração (Adaptado de ANM, 2021-a)

O método de construção a montante é o mais utilizado pelas mineradoras, sendo o mais antigo, econômico e de simples execução. Inicialmente é construído um dique de partida de material argiloso ou enrocamento compactado, e posteriormente o rejeito é lançado por meio de canhões à montante do dique, formando a praia de disposição, que posteriormente será a fundação ou o próprio material para o próximo alteamento (ARAÚJO, 2006). De acordo com Davies et al. (2002), uma separação hidráulica considerando a variação granulométrica do rejeito é realizada, utilizando a fração mais grossa na construção das praias de rejeito e fração mais fina constituindo as lagoas de decantação.

Embora amplamente utilizado, o método a montante é crítico em relação à segurança pelo baixo controle construtivo. A possibilidade do alteamento ser construído sobre um rejeito não consolidado e a dificuldade da construção de um sistema de drenagem eficiente podem levar a

uma baixa resistência ao cisalhamento do material e à liquefação para carregamentos estáticos ou cíclicos (ARAÚJO, 2006). Segundo Troncoso (1997), o método de alteamento a montante possui risco de ruptura por liquefação, bem como por *piping*, quando a distância entre a lagoa de decantação e o talude a jusante for pequena, problema que pode ser evitado com a utilização de ângulos suaves na praia de rejeitos e controle para a sedimentação das partículas mais grossas junto à face do alteamento.

Após os rompimentos das barragens de rejeito nos últimos anos, a Resolução N° 13, de 8 de agosto de 2019, em vigência, proíbe a utilização do método de alteamento de barragens de mineração por montante no Brasil (em países como Chile, por exemplo, o método já é condenado devido à alta sismicidade). Assim, tais estruturas construídas por este método de alteamento ou por um método desconhecido devem ser descaracterizadas.

A descaracterização de barragens, conforme Resolução N° 32, de 11 de maio de 2020, consiste no encerramento do recebimento de rejeitos e/ou sedimentos, deixando de possuir características ou de exercer a função de barragem, devendo compreender as seguintes etapas: descomissionamento, controle hidrológico e hidrogeológico, estabilização e monitoramento.

Um outro método de alteamento, considerado o mais seguro entre os citados no trabalho, é método de alteamento a jusante, que consiste na construção de um dique de partida, de maneira similar ao descrito acima para o método de alteamento de montante, e os alteamentos subsequentes são realizados a jusante do dique, deslocando a linha central do topo da barragem à jusante (DUARTE, 2008).

De acordo com Klohn (1981), no método de jusante há como vantagem o controle no lançamento e compactação do material, além do rejeito previamente depositado não ser utilizado como fundação para os alteamentos futuros. O autor ainda cita como vantagem a possibilidade de instalação de sistemas de drenagem interna desde a construção da barragem, podendo prolongá-los por todo o alteamento, ampliando a estabilidade da barragem pelo controle da sua linha de saturação.

Embora o método de jusante possibilite um maior controle durante a etapa construtiva, é um método cuja demanda de volume de material é grande e ocupa uma extensa área de construção, que aumenta a cada novo alteamento, impactando diretamente em um custo mais elevado (ARAÚJO, 2006).

Um método de alteamento intermediário entre os métodos de montante e de jusante é o método de linha de centro, que aparece como uma tentativa de minimizar as desvantagens dos métodos descritos acima (VICK, 1983). De acordo com Assis & Espósito (1995), no método de linha de centro há um alteamento vertical da crista, e esse eixo vertical coincide em todos os alteamentos. É possível a instalação de zonas de drenagem em todas as faces do alteamento, controlando a saturação e dissipando a poropressão, sendo um método atrativo para zonas de alta sismicidade.

Este método, por não exigir uma praia de rejeitos extensa, permite o uso de rejeitos com granulometria mais fina, podendo realizar alteamentos em menores intervalos de tempo, quando comparado com os métodos de montante ou de jusante (EPA, 1994).

O método de alteamento por linha de centro apresenta desvantagens relacionadas ao maior volume de material necessário e área de construção, quando comparado com o método de montante. Segundo Troncoso (1997), pode haver perda de confinamento na parte superior do talude quando as inclinações a montante forem muito altas, o que pode ocasionar em fissuras, causando erosão e aumento de poropressões.

2.2.2 Modos de Ruptura e Casos Históricos

As barragens de rejeitos requerem análises cautelosas de estabilidade para operação, manutenção e para descaracterização, pois são estruturas dinâmicas e complexas. De acordo com o ICOLD (2001), os casos de rompimento de barragens de rejeito estão relacionados principalmente à problemas de fundação, de drenagem, instabilidade de taludes e falta de controle pós-fechamento.

A ABNT NBR 13.028/2017 especifica que os projetos e avaliação de segurança devem considerar os seguintes mecanismos de ruptura:

- a) estabilidade física: as análises de estabilidade envolvem a avaliação, para cada etapa da estrutura, de sua condição quanto ao conjunto (e isolado) do dique de partida e sua fundação, os alteamentos e sua fundação, bem como do rejeito disposto. A estabilidade fica condicionada aos fatores de segurança da estrutura serem superiores aos fatores de segurança mínimos preconizados em norma, e devem ser realizadas análises local e global da estrutura;

- b) galgamento: o modo de ruptura por galgamento consiste em uma falha do sistema extravasador, impedindo a saída do excesso de água da estrutura, elevando o nível do reservatório a valores superiores aos definidos em projeto;
- c) erosão interna (*piping*): o *piping* ocorre quando há um carreamento de partículas sólidas, gerando um processo de erosão regressiva;
- d) liquefação: a liquefação ocorre em materiais não coesivos, saturados, que apresentam comportamento contrátil quando solicitados na condição não drenada, gerando excesso de poropressão no interior da estrutura, condicionando a uma redução na tensão efetiva, e consequente queda na resistência ao cisalhamento não drenado deste solo.

A Figura 7 apresenta dados de rupturas de barragens de rejeito para os últimos 100 anos. Pode-se observar um aumento de volume de rejeito liberado pelas barragens que se romperam nos últimos anos mostrando um crescimento exponencial de perda de material pelas rupturas, resultado do ganho de altura que essas estruturas têm sofrido. Observa-se também que a perda de vida humana com o rompimento dessas estruturas também tem crescido consideravelmente.

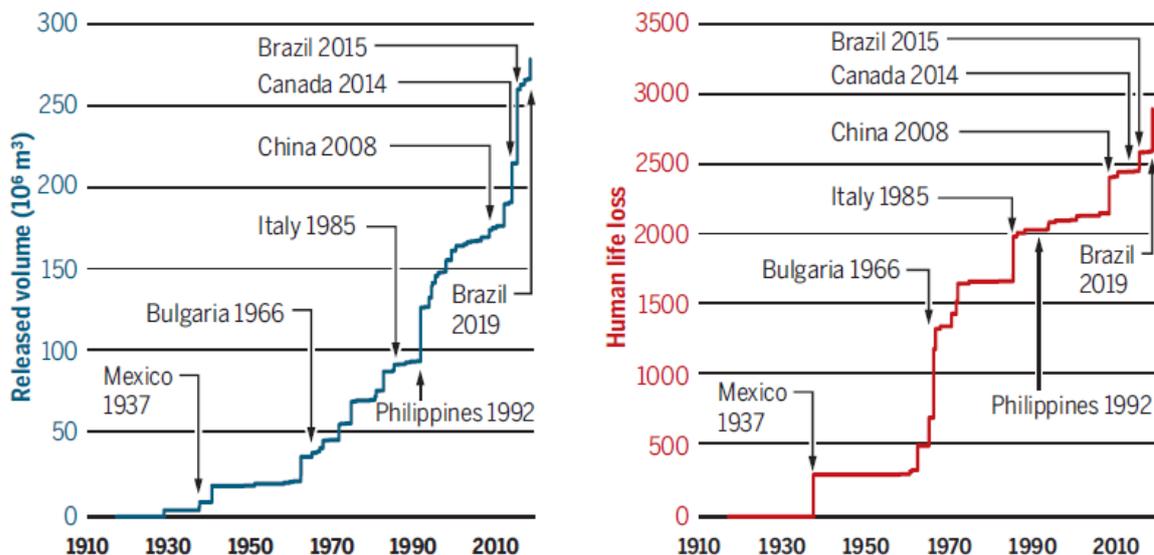


Figura 7: Acumulado de Rupturas de Barragens de Rejeito (SANTAMARINA et al., 2019).

A Tabela 2 apresenta alguns casos de rupturas de barragens de rejeitos de mineração no mundo, com destaque para os rompimentos que causaram, principalmente, perda de vida humana.

Tabela 2 - Casos de Rupturas de Barragens de Rejeitos de Mineração
(Adaptado de *Wise Uranium*, 2020)

DATA	LOCAL	PAÍS	REJEITO	IMPACTOS
02/07/2020	Hpakant	Myanmar	Jade	126 mortos
28/03/2020	Tieli	China	Molibdênio	Desastre ambiental, poluindo mais de 200 km do rio Yijimi
25/01/2019	Mina Córrego de Feijão, Brumadinho	Brasil	Ferro	270 mortos e contaminação do Rio Paraopeba
17/02/2018	Barcarena, Pará	Brasil	Bauxita	Contaminação da água da região por metais pesados
21/11/2015	San Kat Kuu, Hpakant, Kachin	Myanmar	Jade	113 pessoas mortas
05/11/2015	Mina Germano, Mariana	Brasil	Ferro	19 pessoas mortas e três rios contaminados, incluindo 663 km do Rio Doce
10/09/2014	Mina Herculano, Itabirito, Região Central, Minas Gerais	Brasil	Ferro	2 trabalhadores mortos e 1 desaparecido
07/08/2014	Mina Buenavista del Cobre	México	Cobre	420 km do rio Bacannuchi contaminados, afetando aproximadamente 800.000 pessoas
04/08/2014	Mount Polley	Canadá	Cobre/Ouro	Desastre ambiental
01/08/2012	Sotkamo	Filipinas	Cobre/Ouro	Desastre ambiental
04/10/2010	Kolontar	Hungria	Bauxita	10 mortos e 120 feridos
08/09/2008	Taoshi	China	Ferro	277 mortos e 33 feridos
10/01/2007	Miraí, Minas Gerais	Brasil	Bauxita	4000 pessoas foram obrigadas a deixar suas casas
30/04/2006	Miliang	China	Ouro	17 mortos
18/12/2000	Nadan Tin Mine	China	Estanho	28 mortos
30/01/2000	Baia Mare	Romênia	Ouro	Contaminação do Rio Tisza, matando toneladas de peixes e afetando 2 milhões de pessoas
19/08/1995	Omai	Guiana	Ouro	Desastre ambiental
14/05/1994	Olympic Dam	Austrália	Cobre/Urânio	Contaminação do subsolo
22/02/1994	Harmony	África do Sul	Ouro	17 mortos
1994	Daye Iron Ore Mine	China	Ferro	31 mortos

30/04/1988	Jinduicheng	China	Molibdênio	20 mortos
25/08/1985	Niujaolong	China	Ferro	19 mortos
19/07/1985	Stava, Trento	Itália	Fluorita	268 mortos e 62 edificações destruídas
16/07/1979	Church Rock	Estados Unidos	Urânio	Contamina
11/11/1974	Bafokeng	África do Sul	Platina	Contaminação do Rio Puerco
26/02/1972	Buffalo Creek	Estados Unidos	Carvão	125 mortos, 500 casas destruídas e prejuízo de u\$ 65 milhões
03/12/1971	Fort Meade	Estados Unidos	Fosfato	Contaminação do Rio Peace, com grande morte de peixes
1970	Mufulira	Zâmbia	Cobre	89 mortos
21/10/1966	Aberfan, Wales	Reino Unido	Carvão	144 mortos
01/05/1966	Mir Mine	Bulgária	Vários	488 mortos
28/03/1965	El Cobre Old Dam	Chile	Cobre	200 mortos
26/09/1962	Huogudu	China	Estanho	171 mortos, 92 feridos e 13.970 desabrigados

2.3 CARACTERÍSTICAS DOS REJEITOS DE MINERAÇÃO

As características dos rejeitos estão relacionadas ao mineral extraído e ao tratamento utilizado, apresentando variações nas características geotécnicas, mineralógicas e físico-químicas, uma vez que se trata de materiais heterogêneos, com características particulares (BEDIN, 2010). O tipo de beneficiamento e o tratamento químico-físico estão diretamente ligados à composição química e mineralógica do rejeito, à sua granulometria e teor de umidade em que este é depositado nas barragens ou diques de contenção.

De acordo com o IBRAM (2016), o teor de partículas sólidas nos rejeitos em comparação com o teor de água é baixo, sendo da ordem de 10% a 25% de sólidos.

2.3.1 Caracterização Física

As características físicas de um rejeito estão ligadas aos processos de mineração utilizados, podendo características mineralógicas, químicas, físicas e geotécnicas sofrerem alterações pela variação das técnicas de beneficiamento e método de disposição.

De acordo com Vick (1983), a faixa representativa para rejeitos de mineração é a de materiais siltosos, com parcelas argilosas ou arenosas. Os rejeitos depositados em forma de lama terão

uma granulometria mais fina, sendo posteriormente alterada com o uso de floculantes durante a fase de decantação, o que altera a granulometria do material (VILLAR, 2002).

Os rejeitos de mineração podem variar de materiais arenosos não plásticos, quando forem granulares, a rejeitos com alta plasticidade quando possuírem granulometria fina, como as lamas (ARAÚJO, 2006).

O método de lançamento do rejeito nas barragens pode criar zonas com diferentes granulometrias dentro da estrutura, com uma tendência à decantação de partículas maiores próximas aos locais de despejo, e as partículas mais finas sendo direcionadas às lagoas de decantação (VILLAR, 2002). A Figura 8 apresenta diversas curvas para rejeitos de mineração, evidenciando a heterogeneidade dos materiais e a importância de uma análise individual de cada rejeitos, bem como do seu ponto de lançamento no interior de cada estrutura.

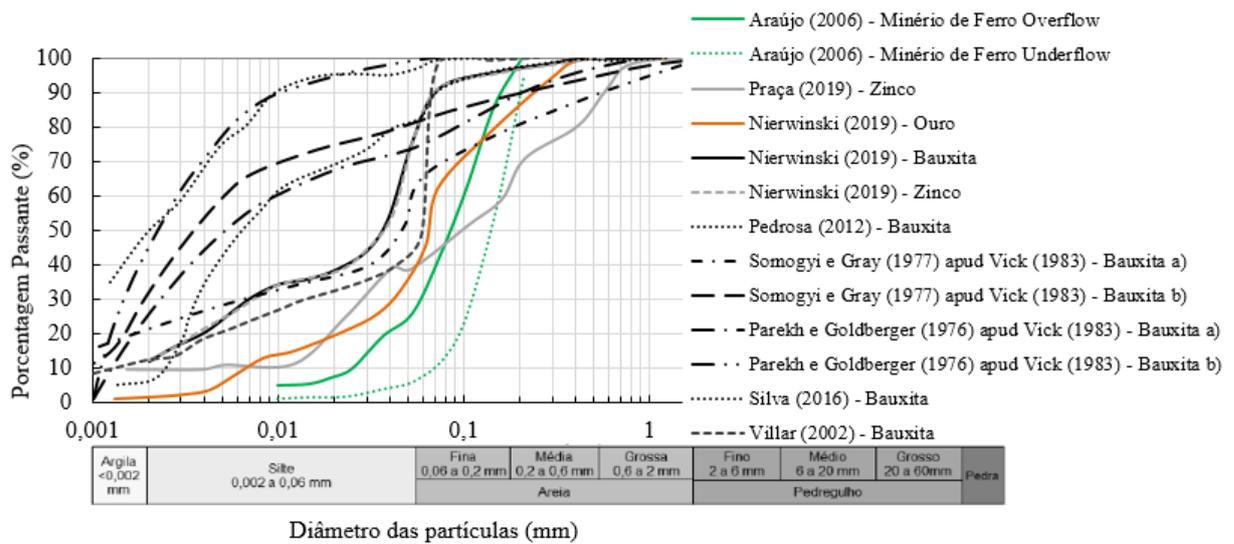


Figura 8 - Curvas granulométricas para diferentes rejeitos de mineração

Os rejeitos de mineração comumente apresentam altos valores de massa específica dos grãos, ligados à composição mineralógica da rocha de origem, principalmente pelo teor de ferro existente. Um compilado de alguns valores de massa específica para rejeitos de mineração é apresentado na Tabela 3.

Tabela 3 - Massa Específica Real dos Grãos para Rejeitos de Mineração

Rejeito	Massa Específica (g/cm ³)	Autores
---------	---------------------------------------	---------

Ferro	2,9-3,2	Araújo (2006)
Bauxita (Jamaica)	2,9-3,0	Stinson (1981) <i>apud</i> Bedin (2006)
Bauxita (África)	2,9-3,0	
Bauxita (Alabama)	2,7-2,9	
Lama Vermelha (Alabama)	2,84-3,16	Somogyi e Gray (1977) <i>apud</i> Bedin (2006)
Lama Vermelha SL (Brasil)	3,0-3,7	Villar (2002)
Lama Vermelha PC (Brasil)	2,95	Villar (2002)
Lama Vermelha OP (Brasil)	3,59	Villar (2002)
Ouro (Brasil)	2,89-2,93	Costa Filho; Santos e Palma (2002) <i>apud</i> Bedin (2006)
Ferro (Brasil)	3,16-5,0	Albuquerque Filho (2004) <i>apud</i> Bedin (2006)
Rejeito de Bauxita	3,0-3,75	Bedin (2006)
Rejeito de Zinco	3,10-3,27	Praça (2019)
Rejeito de Ouro	2,86	Nierwinski (2019)
Rejeito de Bauxita	3,06	
Rejeito de Zinco	3,25	
Rejeito de Bauxita	2,67	Pedrosa (2012)
Ouro	3,0	Bedin (2010)

2.3.2 Comportamento Geomecânico

A estabilidade de uma barragem é determinada a partir da resistência ao cisalhamento do rejeito, quando este é utilizado como material de construção, bem como a posição da superfície freática. A resistência ao cisalhamento pode ser definida como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode resistir até a ruptura, podendo ocorrer devido ao deslizamento entre as partículas do solo (LAMBE E WHITMAN, 1979).

As propriedades do solo podem ser determinadas por meios de ensaios de campo ou de laboratório. Os ensaios triaxiais são amplamente empregados na identificação dos parâmetros de resistência dos rejeitos de mineração, e possuem como objetivo determinar as propriedades geomecânicas do solo como parâmetros de resistência ao cisalhamento, parâmetros de deformabilidade e parâmetros de poropressão.

Bedin (2010) apresenta um compilado de parâmetros de resistência em rejeitos de mineração, conforme Tabela 4. Pode ser observado uma heterogeneidade nos valores dos parâmetros de resistência encontrados, com valores de ângulo de atrito efetivo variando de 23° a 42°.

Corroborando com a classificação geral dos rejeitos de mineração como solos finos não plásticos, os valores de intercepto coesivo são, em sua maioria, nulos.

Tabela 4 - Parâmetros de Resistência para Rejeitos de Mineração (Adaptado de Bedin, 2010)

Rejeito		Ângulo de Atrito Efetivo ϕ' (°)	Intercepto Coesivo c' (kPa)	Ensaio	Fonte
Ferro	Flotação	32	0	Triaxial CIU	Araújo (2006)
		36,5	0	DSS	
Ouro (Republic of Mali)	Resíduo não ciclonado	23	10	Triaxial CIU	Robertson et al. (2003)
	Resíduo Underflow	33	20		
	Resíduo Overflow	24	20		
Ouro (Sul da África)	Ruptura por liquefação	30	0	Triaxial CIU	Fourie et al. (2001)
Ouro (Norte Queensland)	Silte arenoso	32	0	Triaxial CIU	McPhail et al. (2004)
Ouro		28-40,5	0	Triaxial CID	Blight e Steffen (1979)
		28	0	Triaxial CIU	
Ouro (Brasil)	Silte areno-argiloso	31	4	Triaxial CIU	Rocha Neto (2006)
Bauxita (EUA)		42	0	Triaxial CID	Somogyi e Gray (1977)
		22	100	Triaxial CIU	
Ferro (Brasil)	Ruptura por liquefação	42	11	Cisalhamento Direto	Parra e Pereira (1987)
Ferro (Brasil)	Ruptura por liquefação	34	38	Retro-análise	Parra e Ramos (1987)
Cobre (Chile)		34-37	0		Lara e Barrera (1999)
Ferro (Brasil)		34-37	3-11	Cisalhamento Direto	Espósito e Assis (2003)
Ferro (Brasil)		33,7-33,1	0-2	Triaxial CID	Ribeiro et al. (2003)

O comportamento do material estudado em laboratório pode ter seu resultado influenciado pela metodologia de moldagem adotada. Lade (1978) aborda três razões principais para a dispersão dos resultados encontrados, sendo elas a orientação no contato entre as partículas, a segregação dos grãos e a não uniformidade do índice de vazios ao longo do corpo de prova.

Segundo Bedin (2010), as amostras indeformadas podem apresentar resultados de resistência superiores àquelas amostras moldadas em laboratório, mesmo que elas tenham sido moldadas nas mesmas condições de campo, justificada por uma estrutura que a amostra indeformada possui em relação à amostra remoldada. Esse resultado também foi observado por Nierwinski (2019), conforme apresentado na Figura 9, Figura 10 e Figura 11. O comportamento observado para as amostras indeformadas é mais dilatante que o observado para as amostras reconstituídas. A geração de poropressão nas amostras reconstituídas foi positiva para todos os casos, já para as amostras indeformadas há uma redução da poropressão gerada ao longo do ensaio, chegando a valores negativos para amostras cisalhadas com níveis de tensão mais baixos.

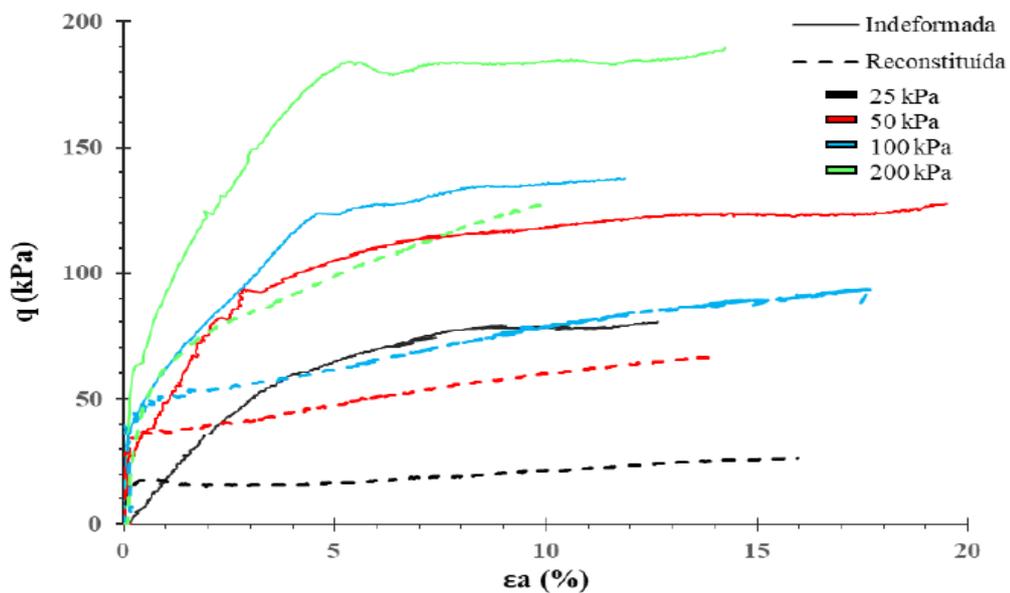


Figura 9 - Curva Tensão-Deformação para amostras indeformadas e remoldadas de rejeito de bauxita (Nierwinski, 2019).

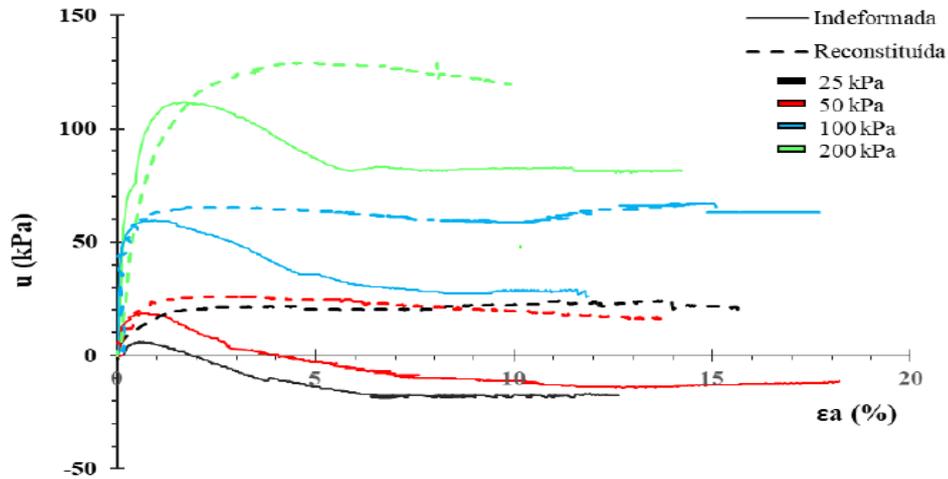


Figura 10 - Variação da poropressão para amostras remoldadas e indeformadas de rejeito de bauxita (Nierwinski, 2019).

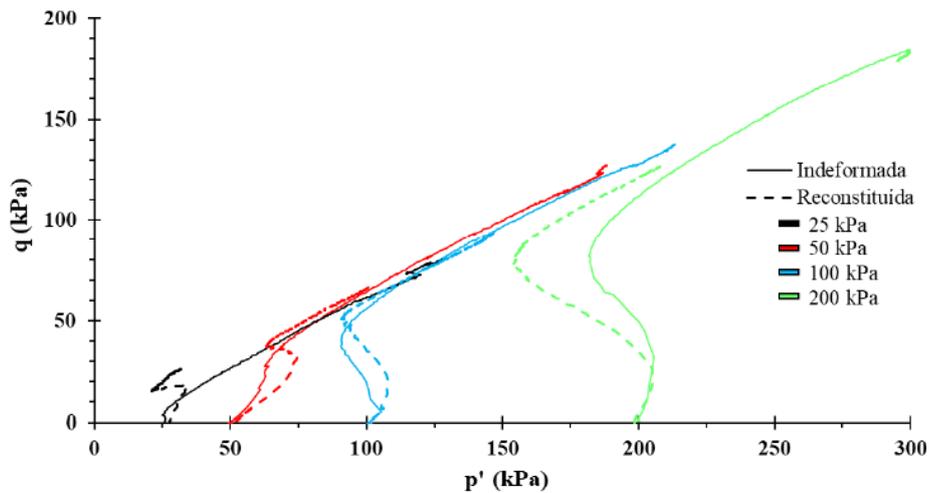


Figura 11 - Trajetória de tensões de amostras indeformadas e remoldadas de rejeito de bauxita (Nierwinski, 2019).

Nierwinski (2019) também analisou a compressibilidade do rejeito de bauxita para amostras indeformadas e remoldadas, encontrando uma convergência para ambas as curvas para baixos níveis de carregamento, havendo uma inversão de resultados em uma tensão de aproximadamente 300 kPa. A partir deste, a amostra remoldada apresenta uma menor compressibilidade comparada à amostra indeformada, com uma inclinação da reta virgem menos acentuada. O resultado está apresentado na Figura 12.

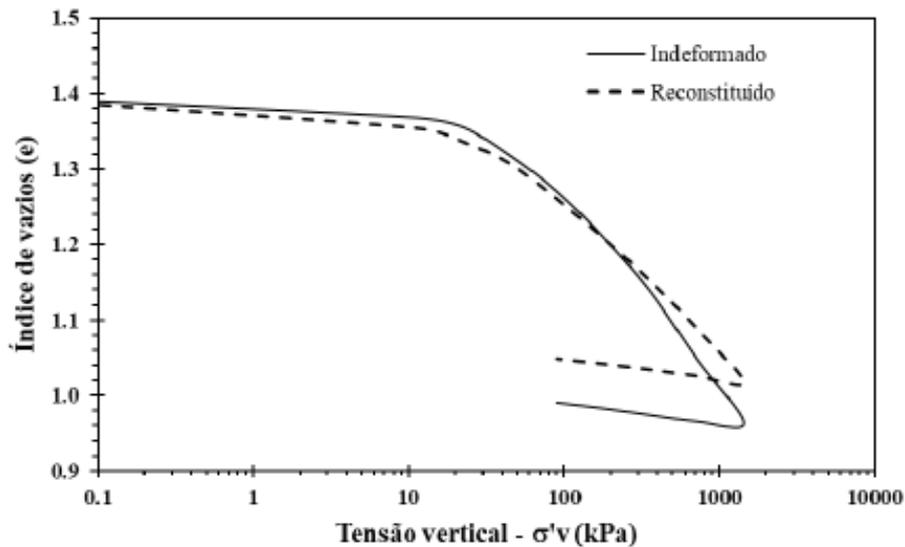


Figura 12 - Ensaios oedométricos em amostra remoldada e indeformada de rejeito de bauxita (Nierwinski, 2019).

2.4 BAUXITA

A bauxita é a matéria-prima mais utilizada para a produção do alumínio, sendo o terceiro elemento em maior quantidade na crosta terrestre. É encontrada em sua grande maioria em regiões com climas Mediterrâneo, Tropical e Subtropical, por ação do intemperismo dos aluminossilicatos. O clima favorável faz do Brasil uma das maiores reservas de bauxita do mundo (ABAL, 2017).

Em 2016, as reservas mundiais de bauxita somaram 27,8 bilhões de toneladas, estando as principais reservas localizadas na Guiné, Austrália e Brasil. O alumínio se destaca como uma das principais substâncias na produção mineral brasileira, atingindo em 2018 3,5% da produção total de minério no país (ANM, 2020-a). Entre os estados brasileiros, o Pará se destaca como o maior produtor, representando 94,2% na produção nacional em 2016 (ANM, 2019).

A qualidade e viabilidade econômica do alumínio em cada jazida está relacionada com o teor médio de óxido de alumínio (Al_2O_3), a alumina, produzida a partir do beneficiamento da bauxita. De acordo com a ANM (2020-a), a bauxita do Pará apresenta um teor médio de 48,8% de Al_2O_3 , de Minas Gerais um teor médio de 42,01%, e do estado de Goiás um teor médio de 52,83%, sendo estes três estados os maiores responsáveis pela produção bruta do alumínio no Brasil. Para a produção de 1 tonelada de alumínio são necessárias 2 toneladas de alumina, e

para atingir essa quantidade de alumina são necessárias de 5 a 7 toneladas de bauxita (ABAL, 2017).

Em relação ao porte e modalidade de lavras das minas a céu aberto para extração de bauxita no Brasil, são 4 minas grandes, 6 minas de porte médio e 11 minas de porte pequeno, totalizando 21 minas. A mina grande totaliza uma produção bruta anual maior que 1.000.000t, a média totaliza uma produção maior que 100.000t e menor que 1.000.000t, e a mina pequena é caracterizada como maior que 10.000t e menor que 100.000t (ANM, 2020-a).

2.4.1 Informações Gerais Sobre a Bauxita

O alumínio é o terceiro elemento em abundância na natureza, estando atrás do oxigênio e silício. Os feldspatos, os quartzos e as micas são os principais constituintes das rochas ígneas, presentes em todos os solos que se originam de sua alteração, formando silicatos de alumínio, sendo o principal a caulinita ($2\text{SiO}_2 \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), que contém aproximadamente 40% de Al_2O_3 (SANTOS 1989). As rochas ricas em alumina hidratada são agrupadas sob a denominação de bauxitas (nome este inicialmente escolhido para designar a alumina hidratada da região de Baux, na França) (Ed. URMO, 1967).

O nome bauxita confere à espécie mineralógica de composição $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$, e bauxito à rocha residual, constituída e sua maioria por um ou vários dos hidróxidos de alumínio, diásporo, gibsite ou hidrargilita e bohemita, podendo também conter argilo-minerais, hidróxido de ferro e quartzo (SANTOS, 1989).

Segundo Santos (1989), as jazidas de óxidos de alumínio estão localizadas em sua maioria em zonas tropicais, e sua formação se dá, de maneira geral, pelos fenômenos de laterização. Em decorrência das condições frequentes em um clima tropical (variação marcante de estações secas e úmidas, possibilidades de contatos intensos com água etc.), as rochas de silicato (basaltos, gnaisses, micaxistos etc.) se decompõem, dissolvem a maior parte da sílica, e então se formam crostas superficiais de uma rocha composta principalmente de óxido de ferro e alumina hidratada, em proporções muito variadas, que são as lateritas. Se há predominância de alumina, há formação de um mineral de alumínio, chamada pela indústria de bauxita.

A obtenção do produto final consiste na extração da rocha, sendo esta moída e lavada para se chegar a uma granulometria e limpeza satisfatórias para ser submetida a tratamento químico

para a extração da alumina, e esta é a lama de lavagem, primeiro tipo de resíduo do processo de beneficiamento, estando as características desta lama, tais como sua composição química-mineralógica e seu comportamento, intrinsecamente relacionado com a rocha de origem, (bem como à jazida). Esse tratamento é feito pelo processo conhecido como Sistema *Bayer*. Do processamento obtêm-se o segundo rejeito, a lama vermelha (MEDINA E CASTRO, 1987).

As características químicas e mineralógicas da rocha de origem e o processo de industrialização influenciam no comportamento geotécnico desses rejeitos.

As bauxitas são rochas ricas em óxidos de alumínio (Al_2O_3), assim como as lateritas são ricas em óxidos de ferro (Fe_2O_3). Os principais constituintes da bauxita são a gibsitita, a bohemita e o diásporo, em proporções variadas, sendo frequentes impurezas como a halloysita, caulinita, óxidos de ferro, de titânio e sílica (VILLAR, 2002).

A bauxita consiste em um mineral ou composição de substâncias minerais, constituídas principalmente de hidratos de alumina, óxido de ferro, silicato de alumínio e óxido de titânio (BEDIN, 2006). De acordo com Villar (2002), a composição mineralógica nas lamas vermelhas é relacionada à composição química e comportamento durante o ataque de soda cáustica. Pode-se observar diferenças principalmente ao surgimento de Na_2O e CaO .

A composição geral das bauxitas, que são utilizadas para obtenção da alumina, está apresentada na Tabela 5. A lama de lavagem apresentará os mesmos constituintes da rocha de origem, sendo óxido de alumínio, silicatos, ferro e titânio.

Tabela 5 - Composição Mineralógica das Bauxitas (Adaptado de Ed. URNO, 1967 *apud* Villar, 2002)

Elemento	Proporção
Água de constituição	12 a 30%
Al_2O_3	40 a 60%
Fe_2O_3	5 a 30%
SiO_2	1 a 8%
TiO_2	2 a 4%

As lamas vermelhas, ao final do processo de beneficiamento, apresentam uma composição mineralógica típica conforme Tabela 6, sendo dependente da uniformidade da bauxita extraída e da tecnologia aplicada no processo de beneficiamento. Estão presentes, além dos mesmos

constituintes da rocha de origem (óxido de alumínio, silicatos, ferro e titânio), outras impurezas como gálio, vanádio, fósforo, níquel, cromo, magnésio etc., bem como sódio e cálcio, como consequências do processo de beneficiamento (BULKAI, 1983, *apud* VILLAR, 2002).

Tabela 6 - Composição Mineralógica da Lama Vermelha (Bulkai, 1983 *apud* Villar, 2002)

Elemento	Proporção
Fe ₂ O ₃	25 a 60%
Al ₂ O ₃	5 a 25%
SiO ₂	1 a 25%
TiO ₂	1 a 10%
Na ₂ O	1 a 10%
CaO	2 a 8%
Calcinação - Perda	5 a 15%

A partir dos resultados encontrados por Villar (2002) em ensaios de Difração de Raio X realizados em lama vermelha foram identificados os seguintes constituintes: Hematita (Fe₂O₃), Tridymita (SiO₂), Gibbsite (Al(OH)₃), Alofana (Al₂O₃ · 3SiO₂ · 3H₂O) e Caulinita (Al₂Si₂O₅(OH)₄).

A composição mineralógica da bauxita possui grande relevância nas propriedades das lamas vermelhas. Embora apresentem uma mineralogia similar entre si, as proporções variam significativamente dependendo do local de extração. De acordo com Li (2001), um subproduto cuja quantidade influencia muito o comportamento da lama vermelha é a *Sodalita Bayer*, cuja alta capacidade de intercambiar íons de sódio apresenta como consequência a redução da velocidade de deposição das partículas sólidas em soro cáustico.

2.4.2 Processo de Produção de Alumina

De acordo com a ABAL (2017), a primeira etapa do beneficiamento da bauxita ocorre na mina, e produz como rejeito a argila, proveniente da lavagem da bauxita, não contendo aditivos químicos. Essa argila é depositada em reservatórios e posteriormente adensada, e a água drenada do processo de adensamento é reutilizada no processo de produção. Depois da argila consolidada, essa área utilizada para depósito passa por um processo de revegetação superficial, integrando novamente ao meio ambiente.

O processo de beneficiamento mais utilizado para refino da bauxita é o processo *Bayer*. As etapas do processo envolvem a moagem da bauxita, a digestão da mesma utilizando uma solução cáustica de hidróxido de sódio, a clarificação do material, onde ocorre a separação da fase sólida e líquida (licor), precipitação (esfriamento do licor), finalizando com a calcinação, onde a alumina é lavada, visando a remoção de qualquer resíduo de licor (BEDIN, 2010).

A fração sólida proveniente da etapa de clarificação é a chamada lama vermelha, quando apresentar uma granulometria mais fina, areia vermelha, quando a granulometria for mais arenosa, ou simplesmente resíduo de bauxita pela indústria de refino da alumina. Podem apresentar em sua composição óxidos insolúveis de ferro, quartzo, carbonatos e aluminatos de cálcio, aluminosilicatos de sódio e dióxido de titânio (BEDIN, 2010). A Figura 13 apresenta um esquema de produção da alumina pelo processo *Bayer*.

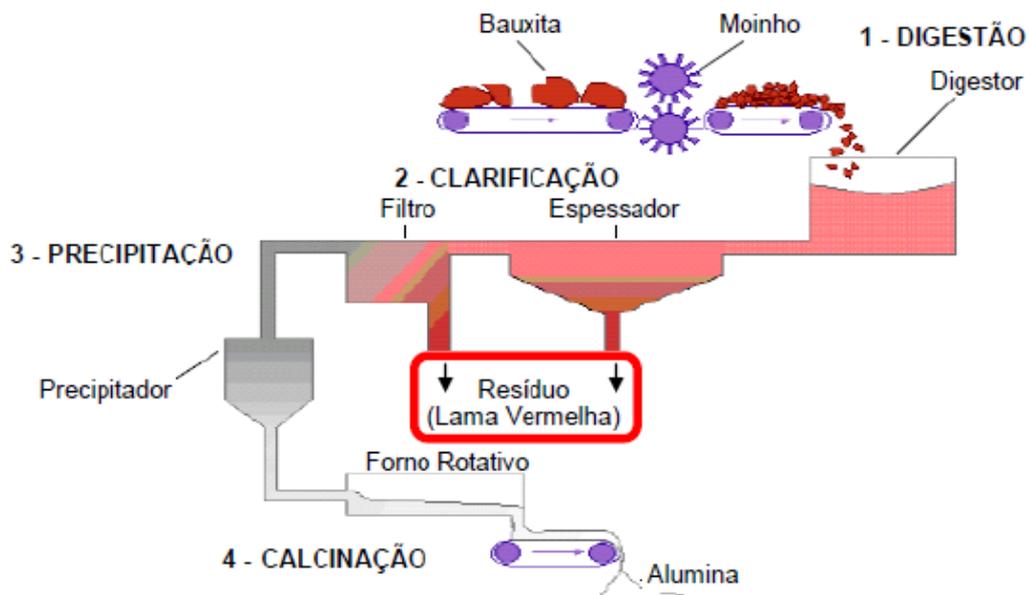


Figura 13 - Processo *Bayer* (Hind et al., 1999 *apud* Bedin, 2010)

2.5 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

De acordo com Lambe e Whitman (1979), a resistência entre duas partículas é a força que precisa ser aplicada capaz de provocar um movimento relativo entre as partículas. Esta parcela de resistência existente entre duas partículas é influenciada por sua natureza física e química,

sendo também uma relação com a força normal aplicada: quanto maior a força normal aplicada, maior será a resistência ao cisalhamento.

O critério de ruptura mais utilizado para definir os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos é o critério de Mohr-Coulomb, que diz que a ruptura de uma massa de solo ocorre se a tensão cisalhante em qualquer plano dessa massa de solo atingir um valor crítico (WOOD, 1990). O critério de ruptura Mohr-Coulomb pode ser escrito pela Equação 1:

$$\tau = \pm(c' + \sigma' \tan \phi') \quad (1)$$

Sendo a parcela $\sigma' \tan \phi'$ correspondente à parcela de atrito efetivo na resistência do solo e a componente c' da equação como intercepto coesivo.

O critério de ruptura proposto por Mohr-Coulomb também pode ser definido pelas tensões principais, conforme Figura 14. A tensão intermediária pode ser igual à tensão principal menor, igual à tensão principal maior ou ter um valor intermediário para tensões principais (WOOD, 1990).

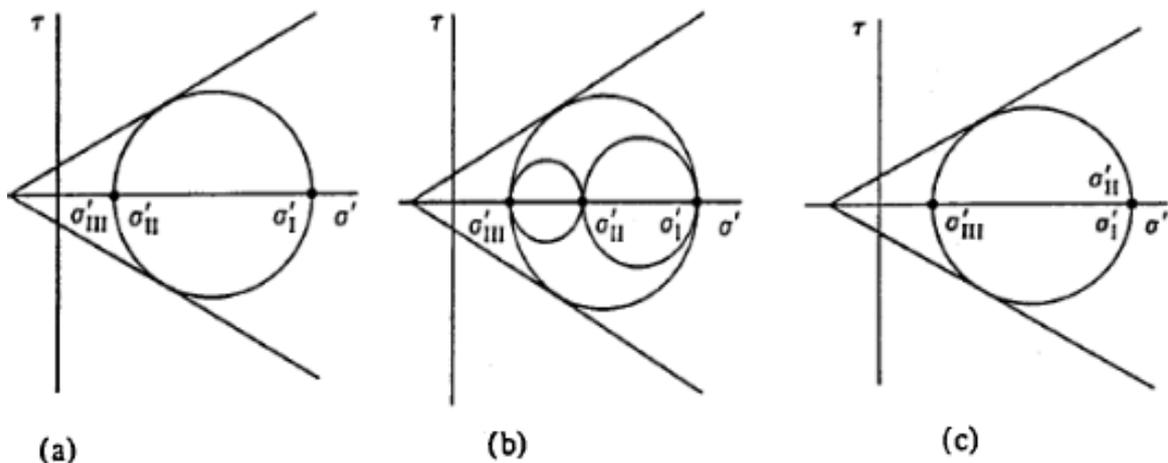


Figura 14 - Critério de Ruptura Mohr-Coulomb - Influência da tensão principal intermediária. a) igual à tensão principal menor. b) intermediária. c) igual à tensão principal maior (Adaptado de Wood, 1990)

Ao longo de uma curva hipotética de ruptura o solo apresenta resistências diferentes, a depender do sentido e direção do deslocamento. Logo abaixo da área carregada a amostra de solo é submetida a um aumento da tensão na direção vertical; existe também a condição em que o

deslocamento é paralelo ao plano horizontal; e quando a sollicitação é maior na direção da tensão horizontal (PINTO, 2006). A Figura 15 representa as situações descritas acima.

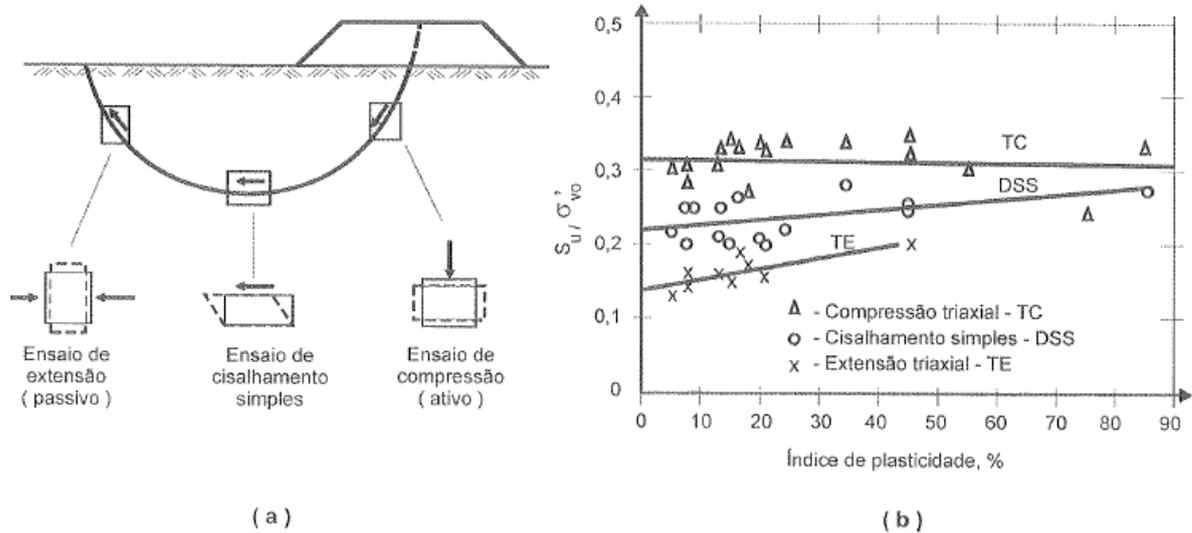


Figura 15 - Sollicitações na superfície de um terreno. a) Tipos de Sollicitações. b) Resultados e Ensaios que Representam cada Sollicitação (PINTO, 2006)

Embora os ensaios triaxiais sejam os mais utilizados em laboratórios, os ensaios simple shear fazem uma melhor analogia para condições em campo quando carregado sob deformações planas. Jefferies e Been (2016) apresenta uma série de testes realizados em solos siltosos comparando o comportamento obtidos por ensaios triaxiais de compressão e extensão e ensaios *simple shear*. As trajetórias de tensões indicam uma contração inicial nas amostras seguida de um comportamento dilatante. Os resultados para ensaios simple shear e triaxiais se mostraram similares, embora o excesso de poropressão gerado no simple shear inicialmente seja maior, com uma tendência dilatante menos intensa que observado para os ensaios triaxiais, conforme apresentado na Figura 16.

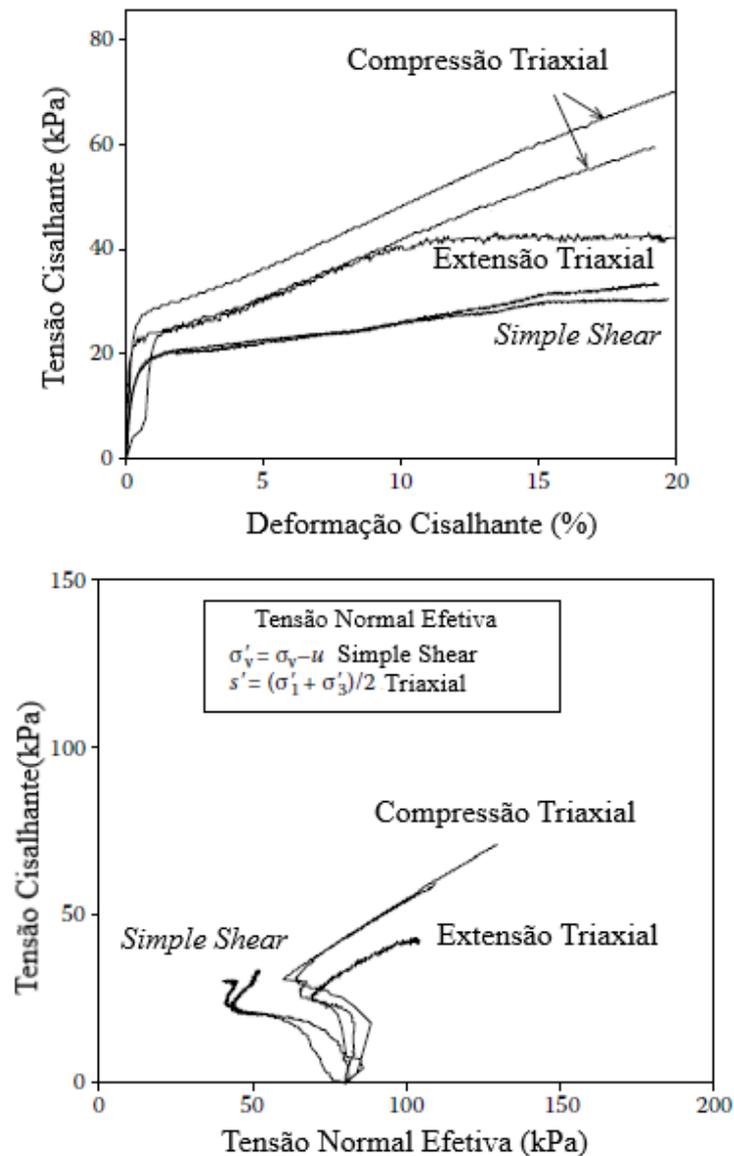


Figura 16 - Comparação entre ensaios triaxiais de compressão e extensão e simple shear em um solo siltoso (Adaptado de Jefferies e Been, 2016).

Os ensaios de compressão triaxial convencionais apresentam informações sobre o comportamento dos solos quando submetidos às condições em que $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$, e os ensaios de extensão triaxial consideram um estado de tensões em que $\sigma_1 = \sigma_2 < \sigma_3$ (LADE e DUNCAN, 1973).

O parâmetro utilizado para se caracterizar o material em termos da tensão intermediária é o parâmetro b , definido na Equação 1, em que σ_1 , σ_2 e σ_3 são as tensões principais maior, intermediária e menor, respectivamente.

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (2)$$

Para ensaios de compressão triaxial, em que σ_1 aumenta e σ_2 e σ_3 permanecem constantes, $b=0$. Os ensaios de extensão triaxial acontecem com a redução de σ_1 , e σ_2 e σ_3 permanecem constantes, assim, $b=1,0$. Para os ensaios *simple shear*, $b=0,5$, sendo casos em que uma tensão aumenta, outra tensão diminui em igual magnitude, e a tensão intermediária é mantida constante. Os maiores parâmetros de resistência estão associados às condições de $b=0$, por apresentar maiores valores de tensão desvio, e os menores parâmetros de resistência estão associados às condições em que $b=1$, por apresentarem menores valores de tensão desvio.

A Figura 17 apresenta a envoltória de ruptura no plano octaédrico, exemplificando a influência da tensão intermediária na resistência do material.

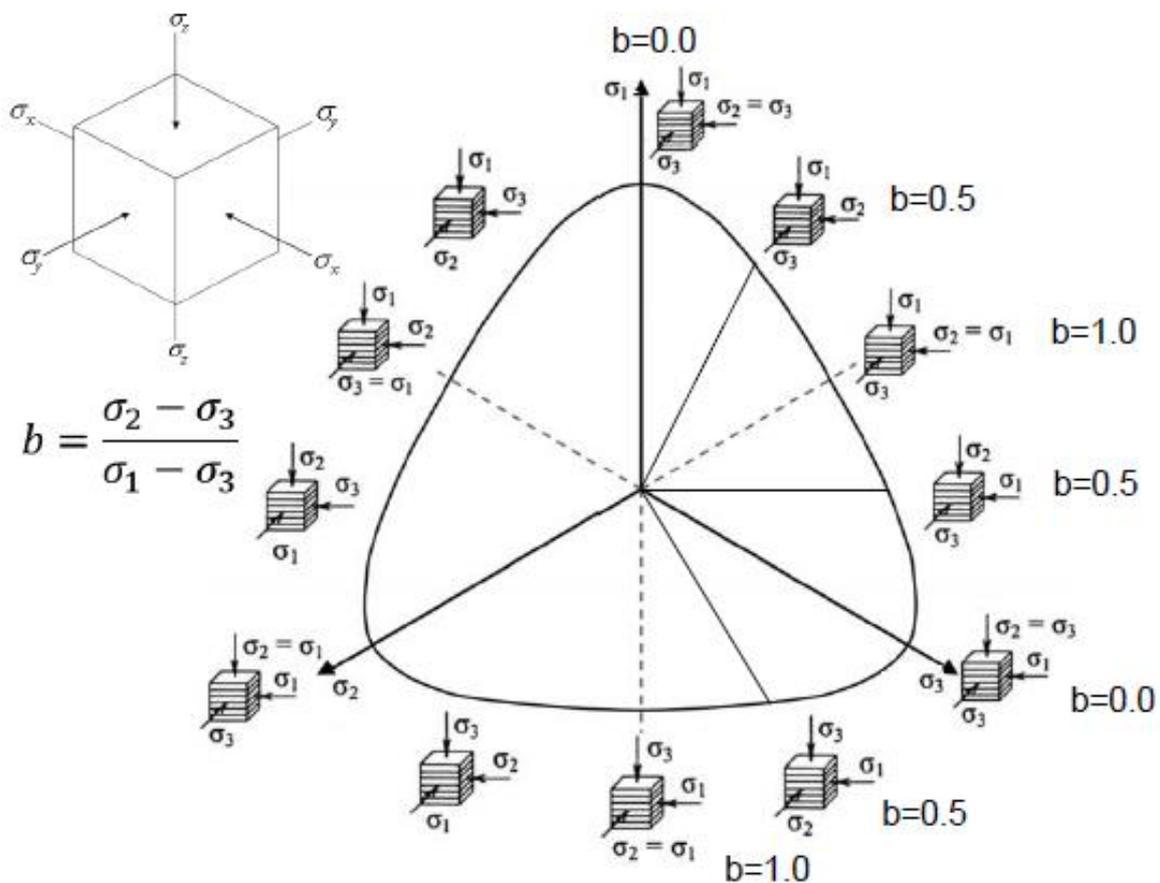


Figura 17 - Envoltória no plano octaédrico (Adaptado de Festugato, 2019)

2.6 RIGIDEZ E MÓDULO CISALHANTE

O módulo cisalhante, G , é um parâmetro de rigidez que depende das solicitações de cisalhamento, das posições e das cargas aplicadas (FESTUGATO, 2011). É a relação entre a tensão de cisalhamento e a deformação cisalhante. Também pode ser definido como o produto da massa específica do solo pelo quadrado da velocidade da onda cisalhante.

Pode ser determinado por meio de ensaios *in situ* ou em laboratórios. Uma das técnicas utilizadas para estimativa da rigidez é a determinação de velocidade de ondas sísmicas em laboratório empregando transdutores piezoelétricos (BEDIN, 2010).

O módulo cisalhante elástico de um solo para deformações muito pequenas (10^{-5} %) assume um valor máximo, denominado módulo cisalhante máximo do solo, G_o , podendo ser obtido por ensaios utilizando *bender elements*. *Bender elements* são instrumentos utilizados para obtenção da velocidade de cisalhamento do solo, produzidos a partir de transdutores piezoelétricos (BORTOLOTTI, 2017; NIERWINSKY, 2019).

Chien e Oh (2002) estudaram a influência da porcentagem de finos no módulo cisalhante máximo, G_o , e avaliaram que até uma porcentagem de finos de 20%, G_o aumenta, com o aumento dos finos. Já para amostras em que a porcentagem de finos excede 20%, G_o diminui com o aumento da porcentagem de finos.

O módulo cisalhante para pequeníssimas deformações, para constantes valores de índices de vazios e tensão aplicada, diminui consideravelmente com o aumento do coeficiente de uniformidade do solo ($C_u=d_{60}/d_{10}$), porém independe do valor de d_{50} , conforme Figura 18. A redução da rigidez à pequenas deformações pode estar relacionada com a existência de finos não coesivos (WICHTMANN *et al.*, 2015). Em contraste ao observado para o módulo cisalhante à pequeníssimas deformações, não foi observado uma influência da fração de finos na curva de degradação do módulo cisalhante para maiores deformações, conforme Figura 19.

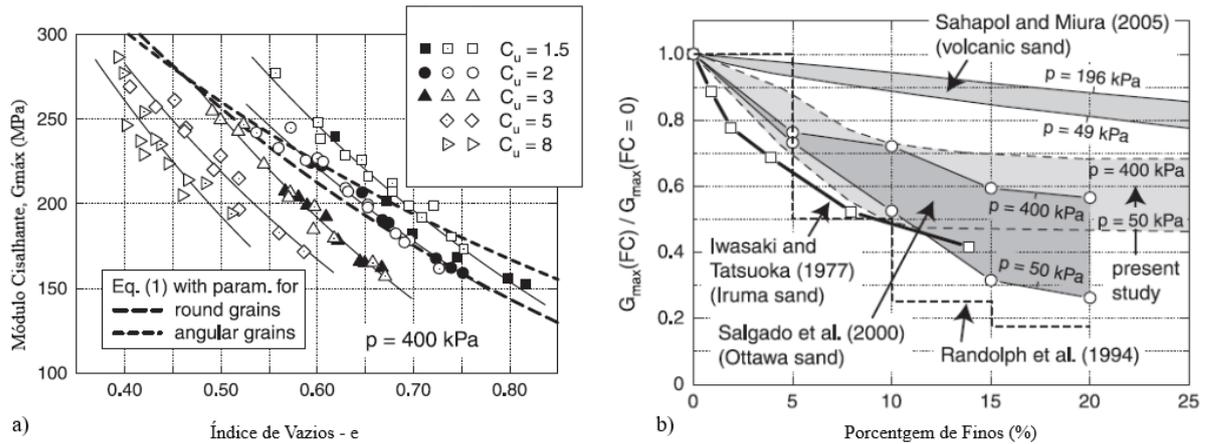


Figura 18 - Redução de G_{\max} . a) com o aumento do coeficiente de uniformidade. b) com o aumento da porcentagem de finos não coesivos (Adaptado de Wichtmann *et al.*, 2015).

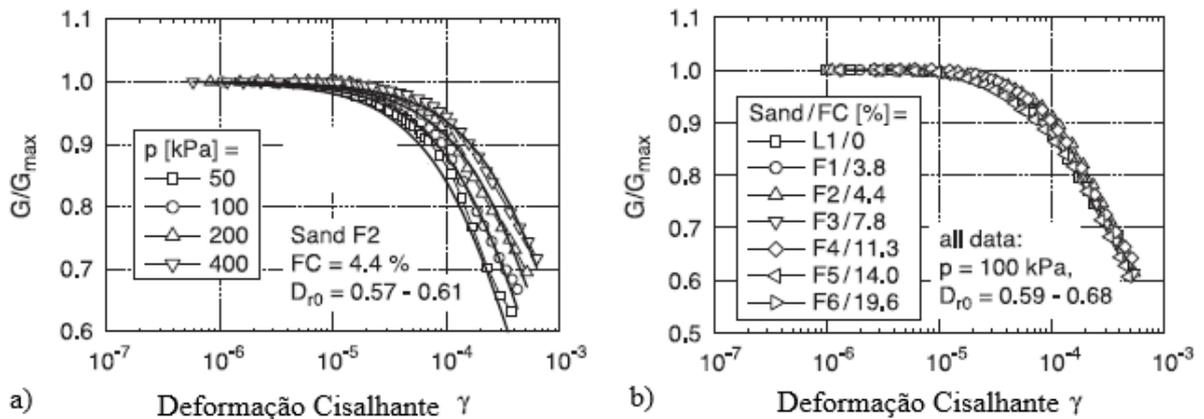


Figura 19 - Curva de degradação do módulo cisalhante, a) medida para uma mesma areia, para diferentes tensões de confinamento, b) para várias areias com diferentes frações de finos (Adaptado de Wichtmann *et al.*, 2015).

Wichtmann *et al.* (2015) explicam a redução da rigidez máxima com o aumento da porcentagem de finos não coesivos pelo fato da força cisalhante transmitida pelo contato entre as partículas ser fraca. Se as partículas estão posicionadas dentro da matriz arenosa sem desenvolver um bom contato com os grãos de areia, as ondas cisalhantes não conseguem ser transmitidas para os grãos mais finos. Assim, índices de vazios baixos pela adição de finos não plásticos não são suficientes para aumentar o valor de G_0 (CARRARO *et al.*, 2009).

Bedin (2010) apresenta resultados de ondas cisalhantes e módulo cisalhante (G) para rejeitos de ouro, conforme Figura 20 e Figura 21. Observa-se um aumento nos valores da velocidade da onda cisalhante e do módulo cisalhante com o aumento da tensão de confinamento. O mesmo foi observado em ensaios realizados por Chien e Oh (2002).

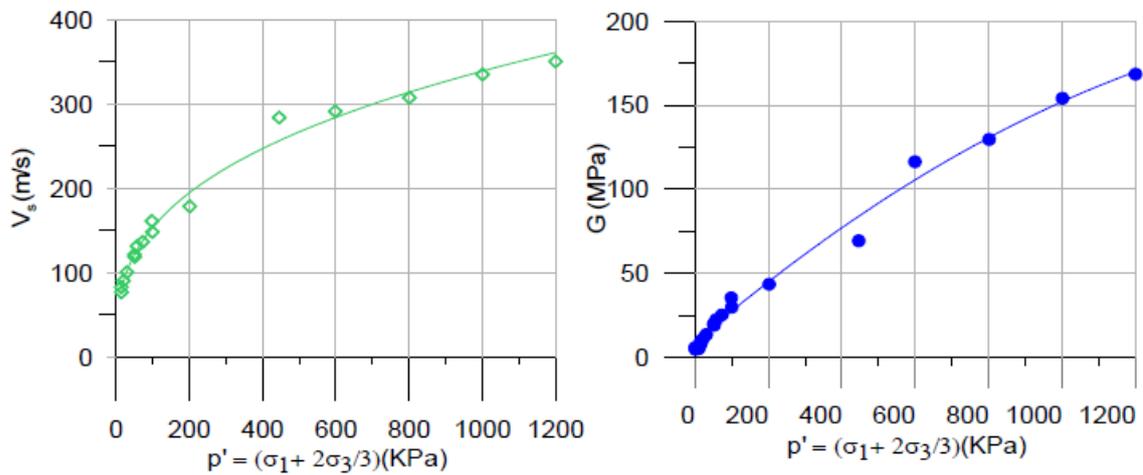


Figura 20 - Correlação entre velocidade da onda cisalhante com a tensão de confinamento inicial da amostra (Bedin, 2010)

Na Figura 21 é possível verificar a degradação do módulo cisalhante com a deformação do corpo de prova, sendo a queda mais acentuada para cisalhamento sob baixas tensões confinantes. Os resultados mostram uma diminuição do módulo cisalhante, G , com o aumento da deformação sofrida pela amostra. A queda se mostrou mais acentuada para amostras cisalhadas à baixas tensões de confinamento (BEDIN, 2010).

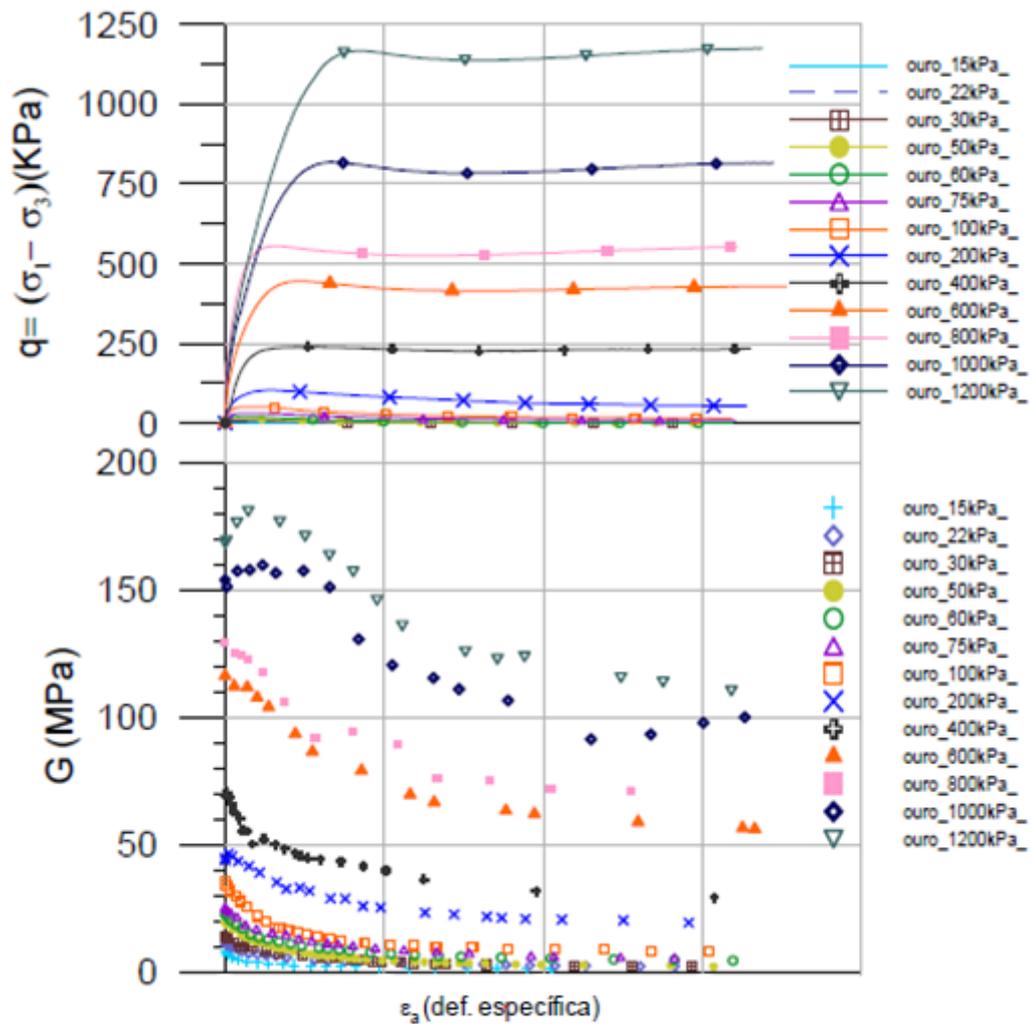


Figura 21 - Correlação o módulo cisalhante com a deformação durante a fase de cisalhamento em rejeito de ouro (Bedin, 2010).

Bedin (2010) também avaliou o comportamento do módulo cisalhante do rejeito de ouro durante o estado crítico, G_{crit} , a partir da normalização do módulo cisalhante no estado crítico pelo módulo cisalhante inicial, G_{crit}/G_o . A análise, segundo a autora, evidenciou a mudança de comportamento no espaço módulo cisalhante com tensão efetiva e parâmetro de estado, bem como a linha do estado crítico. A Figura 22 apresenta as análises descritas acima.

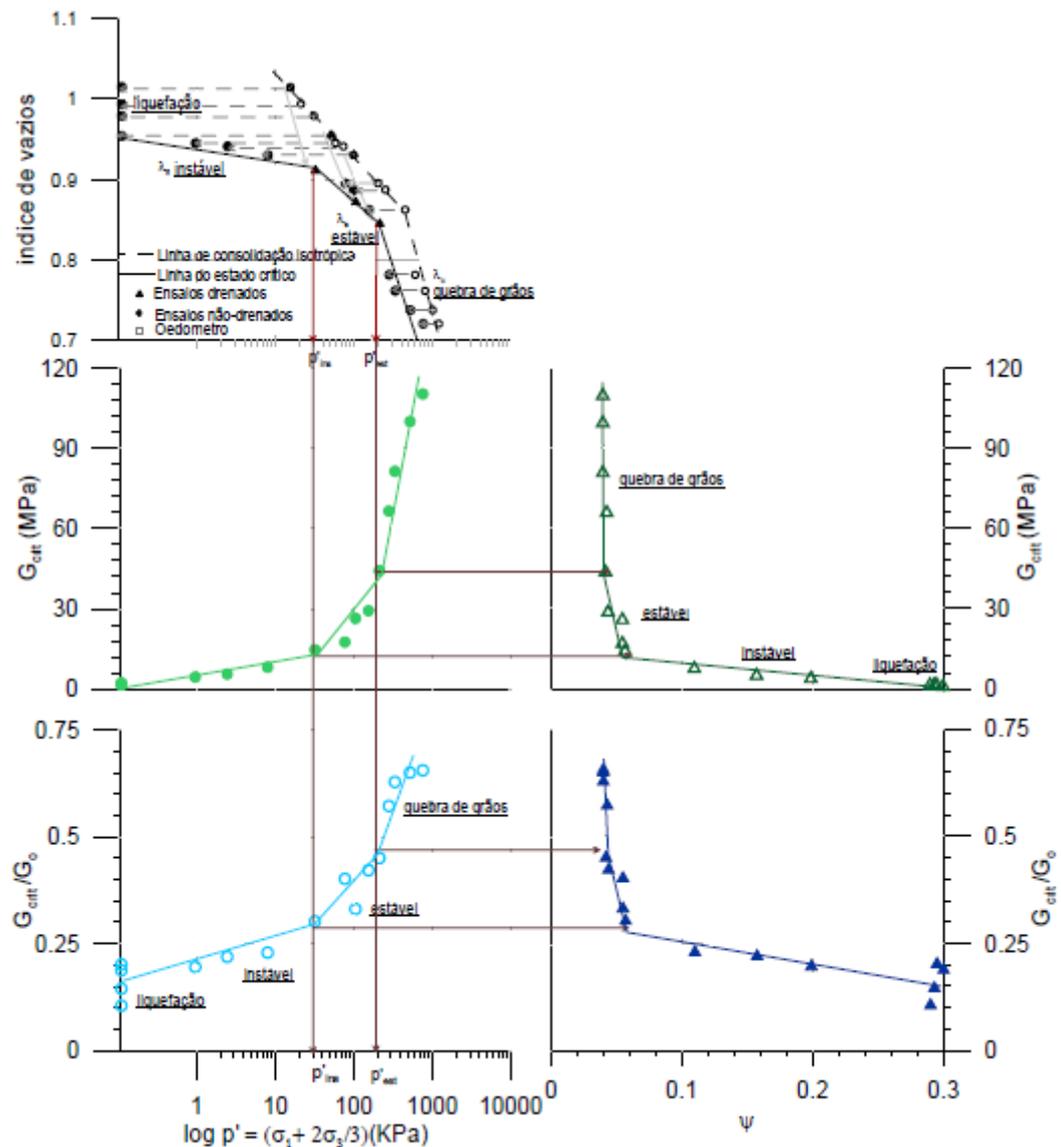


Figura 22 - Relação do Módulo Cisalhante com a tensão efetiva e o parâmetro de estado (Bedin, 2010)

Nierwinski (2019) também avaliou o módulo cisalhante para rejeitos de mineração de bauxita por meio da determinação da velocidade da onda cisalhante. Os ensaios foram realizados em laboratório com *bender elements*, para amostras indeformadas e reconstituídas. A autora observou um aumento de G_0 com o aumento do confinamento, com diferença nos valores para amostras reconstituídas em laboratório e amostras indeformadas coletadas com tubos *Shelby*.

As amostras reconstituídas apresentaram valores superiores de módulo cisalhante máximo, possivelmente relacionado à uma estrutura mais homogênea nos corpos de prova moldados em laboratório, bem como pelo índice de vazios ser inferior que das amostras indeformadas a cada

incremento de tensão aplicado. Os valores de G_0 , nos ensaios realizados, se mostraram mais sensíveis ao índice de vazios que a uma provável estruturação natural existente nas amostras indeformadas. Os resultados encontrados por Nierwinski (2019) para o rejeito de bauxita estão apresentados na Figura 23.

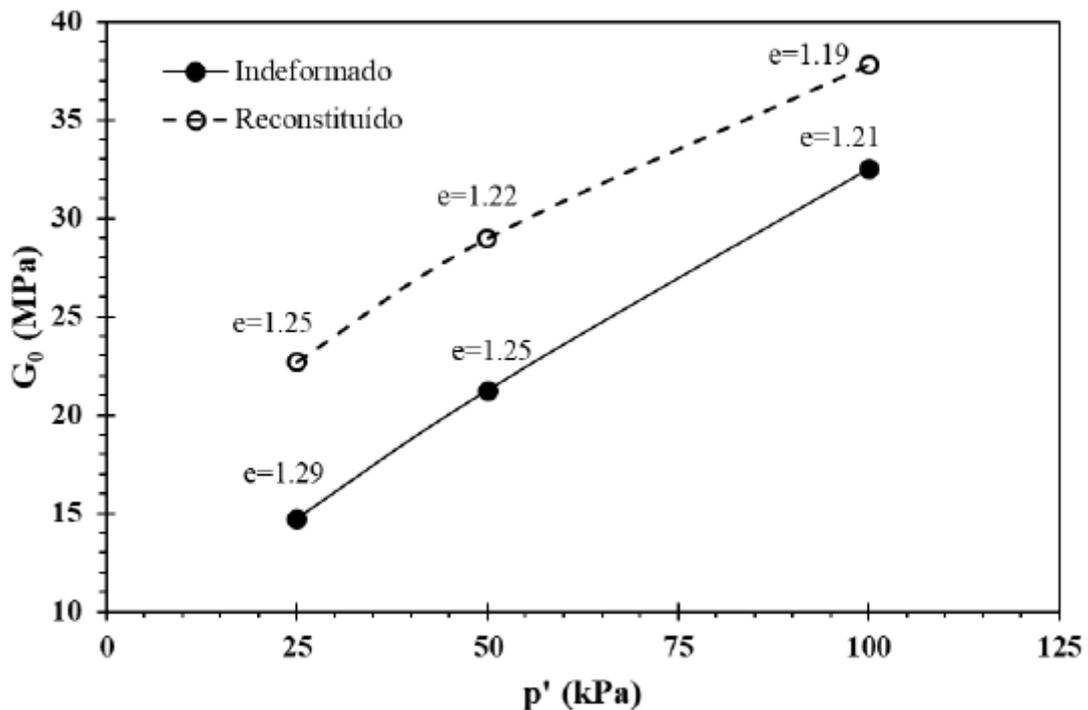


Figura 23 - Avaliação de G_0 para amostras indeformadas e reconstituídas com o aumento da tensão de confinamento (Nierwinski, 2019).

Robertson *et al.* (2019) realizou ensaios de *bender elements* em rejeitos de minério de ferro nos estados fofo e denso, consolidados até 1500 kPa com o objetivo de, através da velocidade da onda cisalhante, relacionar o índice de vazios e tensão efetiva, a fim de se estimar o índice de vazio em campo dos rejeitos. De acordo com os resultados apresentados na Figura 24, as amostras com granulometrias mais grossas ou intermediárias apresentaram resultados com uma mesma relação entre ambos, e as amostras com maiores porcentagens de fração fina, ainda que apresentando uma alteração na velocidade cisalhante, também se mostrou convergente.

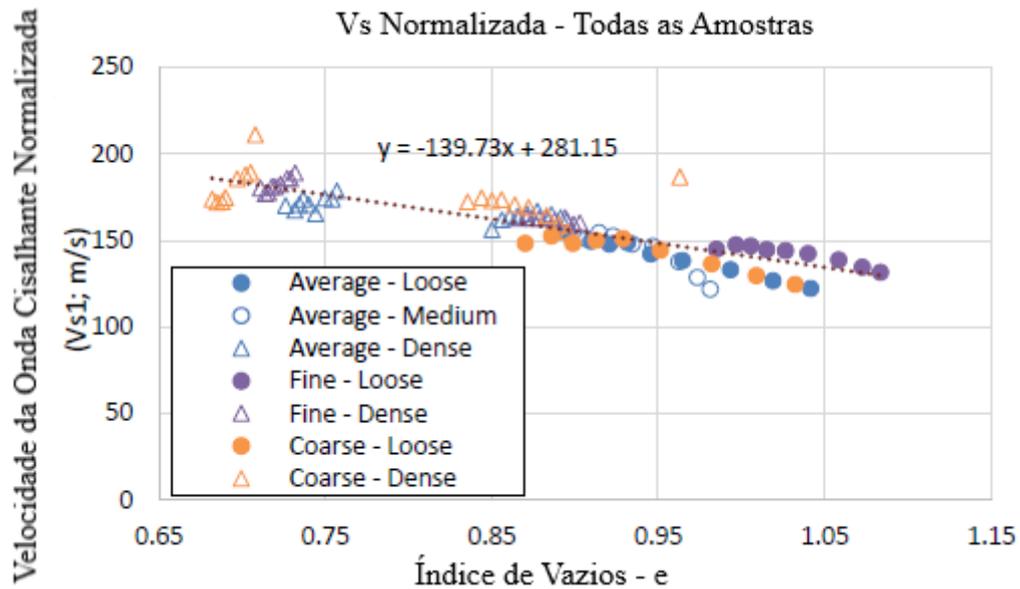


Figura 24 - Relação da Velocidade de Onda Cisalhante Normalizada para Diferentes Granulometrias de um Rejeito de Minério de Ferro (Robertson *et al.*, 2019).

2.7 TEORIA DO ESTADO CRÍTICO

A Teoria do Estado Crítico foi desenvolvida por Schofield e Whoth (1968) e Atkinson e Bransby (1978), sendo aqui apresentada uma breve revisão, conforme proposto por Atkinson e Bransby (1978) a Atkinson (1993).

O Estado Crítico é o estado em que o solo atinge em um estado estável, após grandes deformações, em que a resistência (q), o índice de vazios (e) e p' não se alteram mais, sendo matematicamente descrito pela Equação 2:

$$\frac{\partial q}{\partial \varepsilon_1} = \frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_1} = \frac{\partial e}{\partial \varepsilon_1} = 0 \quad (2)$$

O rearranjo dos grãos, de acordo com a Teoria do Estado Crítico, é o mecanismo de compreensão dos solos, podendo este ser acompanhado de quebra de grãos em solos granulares ou pela contração ou expansão das partículas em solos argilosos.

O comportamento dos solos sob carregamento isotrópico é comumente apresentado no espaço $v : \ln(p')$, sendo p' a tensão efetiva média e v o volume específico do solo. Um comportamento

linear é observado para a maioria dos solos nesse espaço, representando uma boa idealização do comportamento da maioria das argilas e das areias, conforme Figura 25. A reta OA corresponde ao primeiro carregamento, e é conhecida como Linha Isotrópica de Consolidação (LIC), e a reta CB é conhecida como a curva de expansão. Para solos granulares, a variação do volume específico pode ser acompanhada de quebra de grãos, se fazendo necessária a avaliação destes solos submetidos à tensões usualmente entre 800 e 10.000 kPa para se identificar o real comportamento deste solo [COOP e LEE, 1993].

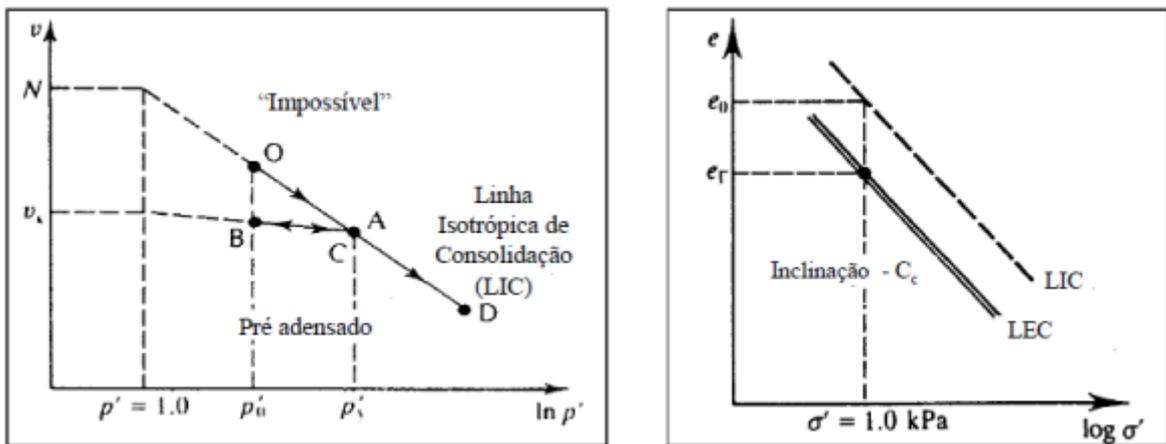


Figura 25 - Representação da Linha Isotrópica de Compressão e da Linha do Estado Crítico (Adaptado de Atkinson, 1993)

A trajetória AO, correspondente à linha de compressão isotópica (LIC), pode ser representada pela Equação 3:

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (3)$$

Em que N é o valor de v para $p' = 1\text{kPa}$ e λ é o valor do gradiente da LIC.

A Linha do Estado Crítico (LEC) é também representada no espaço $v : \ln(p')$ como uma linha paralela à LIC, representada pela Equação 4:

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (4)$$

Onde Γ e λ são os coeficientes linear e angular da reta, respectivamente, sendo propriedades intrínsecas do solo, não sendo afetadas pela estrutura, índice de vazios, histórico de tensões etc.

A projeção da LEC no plano $q : p'$ é uma reta descrita pela Equação 5:

$$q = Mp' \quad (5)$$

Sendo M o gradiente, equivalente ao ângulo de atrito efetivo no estado crítico, φ'_{cr} . Outra maneira de expressar o valor de M para ensaios de compressão triaxial é conforme Equação 6:

$$M = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \quad (6)$$

A LIC representa um limite para todos os estados possíveis na compressão isotrópica. Por definição, a envoltória de pico apresentada na Figura 26, também deve apresentar um limite para todos os estados possíveis. Cada valor de volume específico representa uma envoltória de pico, onde compiladas formarão a superfície de pico no espaço tridimensional $q:p':v$, configurando uma superfície limite de estado neste espaço.

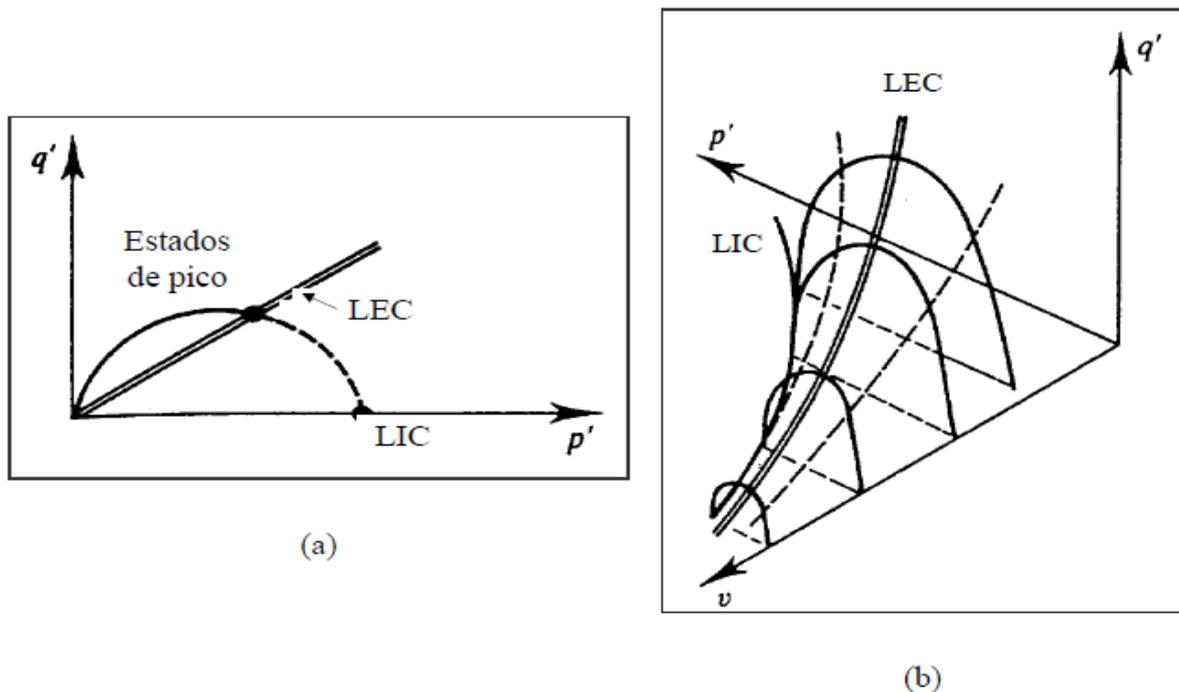


Figura 26 - Representação da Envoltória de Pico e da Superfície Limite de Estado, no plano $v:p':q$ (Adaptado de Atkinson, 1993)

O solo pode apresentar um comportamento dilatante ou compressivo sob um carregamento drenado. No carregamento não-drenado, os efeitos são sentidos pela poropressão, podendo esta aumentar ou diminuir. As amostras à direita da LEC comprimem durante o cisalhamento e não apresentam picos de resistência, sendo este lado chamado de lado úmido. Compõem este grupo

as argilas normalmente adensadas ou fracamente pré-adensadas e as areias fofas. As amostras à esquerda da LEC expandem durante o cisalhamento e apresentam um pico de resistência antes de atingir o estado crítico. Apresentam esse comportamento as argilas pré-adensadas e as areias densas (FESTUGATO, 2008).

As seções com volume específico constantes da superfície limite de estado possuem forma similar, mas o tamanho é dependente do volume específico. A normalização a partir de uma tensão equivalente possui como objetivo deixar q e p' adimensionais. Os parâmetros de normalização são a tensão equivalente, p'_e e a tensão crítica p'_c , conforme Figura 27 a). A normalização pela tensão equivalente segue a superfície curva de Roscoe, ligando os pontos representados pela LIC e LEC no espaço $q:p':v$, para solos NA ou fracamente PA, drenados e não drenados, conforme Figura 27 b), e segue a superfície de Hvorslev para os solos fortemente PA no plano $q/p'_e:p'/p'_e$ e no espaço $q:p':v$, conforme Figura 27 c) e Figura 27 d). A LIC é representada no plano normalizado pelo ponto A, e a LEC pelo ponto B.

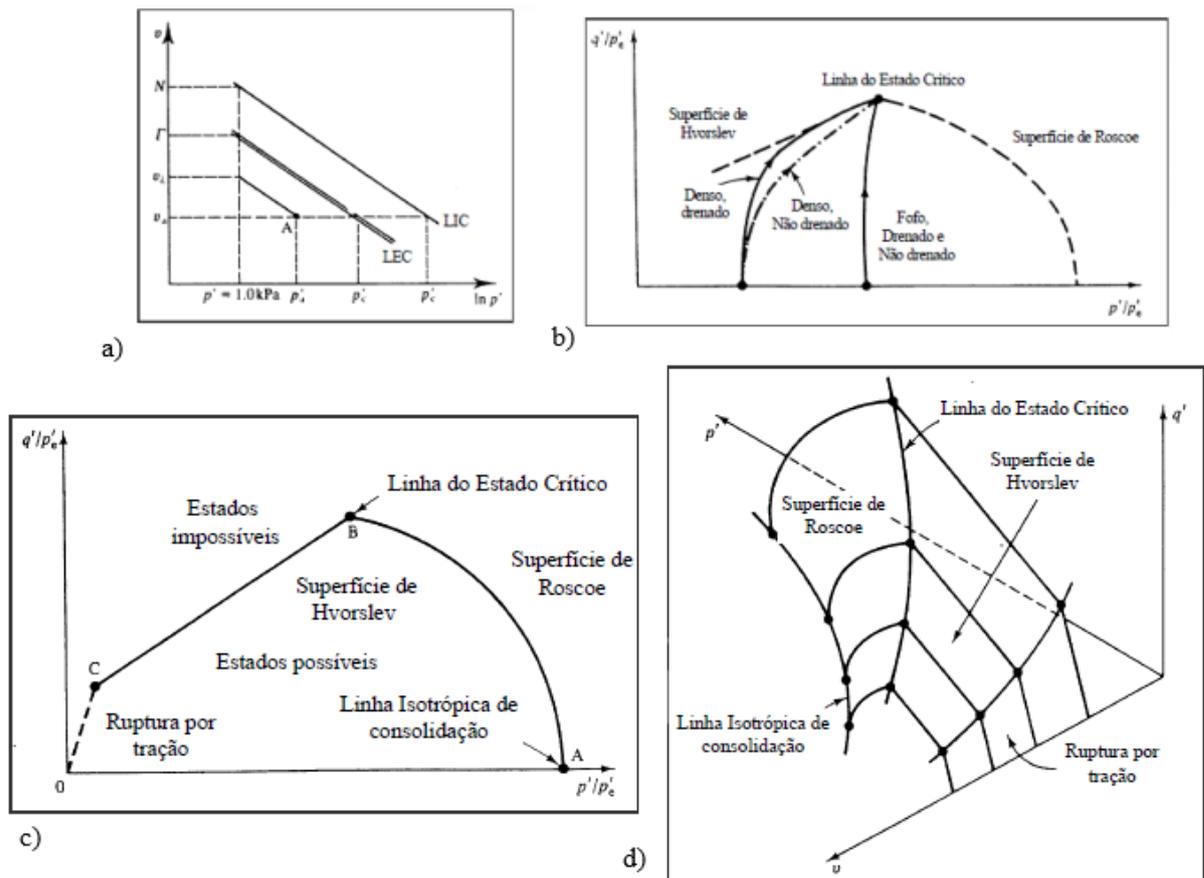


Figura 27 - Superfície Limite. a) Parâmetros de Normalização. b) superfície limite de estado no plano normalizado. c) superfície limite de

estado completa no plano normalizado. d) superfície limite de estado completa no espaço $q:p':v$ (Adaptado de Atkinson e Bransby, 1978)

A relação entre q/p' e a taxa de dilatação para solos sobre a superfície do estado limite é expressa pela Equação 7:

$$\frac{q}{p'} = M - \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_s} \quad (7)$$

2.7.1 Linha do Estado Crítico em rejeitos de mineração

Como apresentado em seções anteriores, os rejeitos de mineração são materiais heterogêneos, com granulometrias que variam de solos granulares à finos. Solos com essa granulometria intermediária apresentam uma tendência à LEC não linear (Bedin, 2010; LI, 2017).

O comportamento de uma areia é determinado, além do estado de tensões, pelo seu volume específico inicial, podendo existir diferentes curvas de compressão lineares e paralelas ao eixo p' para tensões de até 700 kPa, e uma tendência à uma curva única para tensões mais elevadas (COOP e LEE, 1993). Este mesmo comportamento tem sido identificado para os rejeitos de mineração.

As trajetórias obtidas em ensaios triaxiais para rejeitos de mineração sugerem uma tendência de não-linearidade para a LEC, podendo esta ser justificada pela influência de finos ou quebra de grãos durante o cisalhamento (PRAÇA, 2019). A Figura 28 apresenta a tendência da Linha de Estado Crítico para um rejeito de mineração de zinco. É possível identificar uma curvatura na LEC. A Figura 29 apresenta as curvas granulométricas dos ensaios de granulometria por sedimentação realizados antes e após o cisalhamento das mesmas amostras da Figura 28. O resultado sugere uma quebra de grãos, onde a granulometria se apresentava mais fina com o aumento da tensão efetiva no início do cisalhamento.

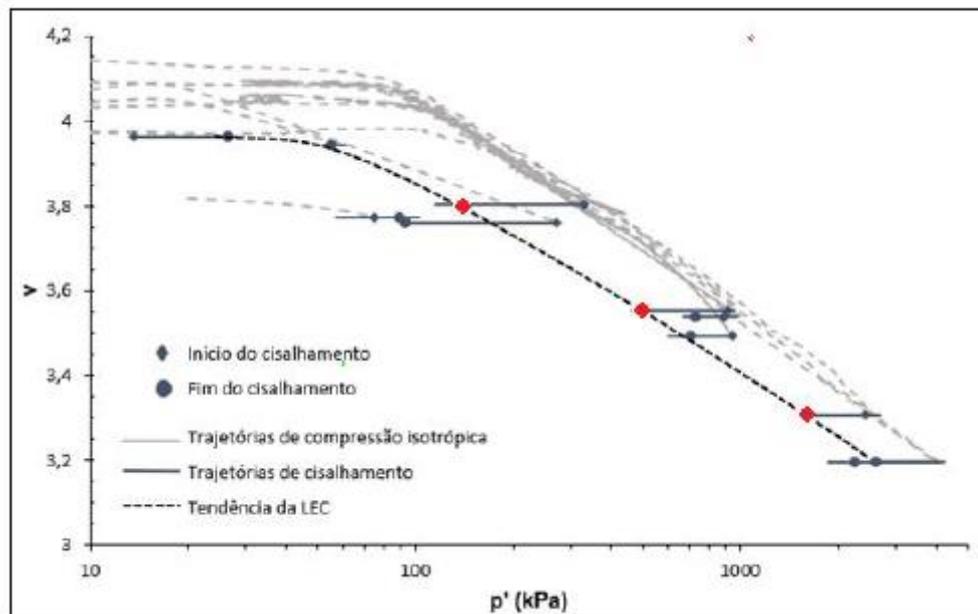


Figura 28 - Tendência da Linha do estado Crítico para rejeitos de mineração de zinco (Praça, 2019).

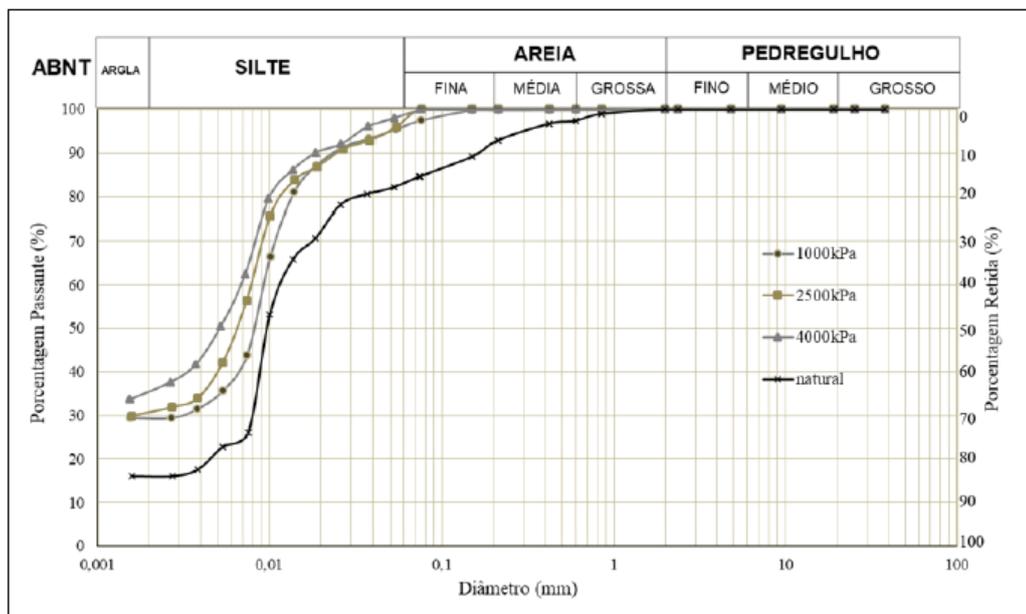


Figura 29 - Curvas granulométricas após ensaios triaxiais de altas tensões (Praça, 2019).

Bedin (2010) realizou ensaios em um rejeito de ouro, com tensões de até 1200 kPa, e também observou uma curvatura da linha do estado crítico para rejeitos de mineração, com tendência à

liquefação a baixos níveis de tensão e quebra de grãos para altas tensões de confinamento, conforme Figura 30.

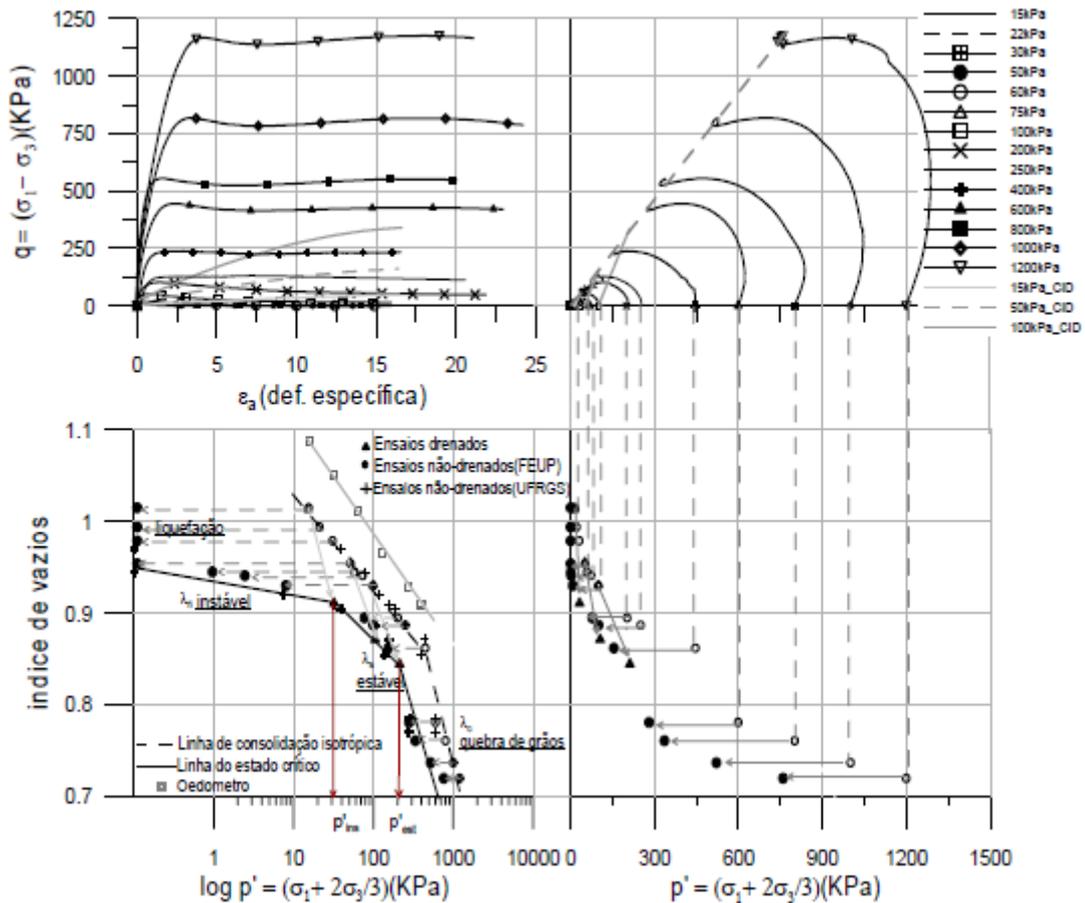


Figura 30 - Tendência da LEC para rejeito de ouro (Bedin, 2010)

Li et al. (2018) apresenta um compilado com várias linhas do estado crítico para rejeitos diferentes, Figura 31, e é observado a tendência não-linear, com uma inversão ocorrendo em muitos materiais quando cisalhados à altas tensões de confinamento. Segundo o autor, para ensaios de compressão unidimensional, até tensões normais de 7.000 kPa ainda não era possível identificar uma única curva normal de consolidação com tendência de convergência para um mesmo ponto. A convergência só foi acontecer para tensões normais de 20.000 kPa. Para a análise na linha do estado crítico essa convergência aconteceu com tensões bem inferiores. A justificativa pode ser pela diferença de volume específico inicial, sendo mais influenciado pelo cisalhamento que pela compressão. Apesar das diferenças mineralógicas e formato das

partículas, todos os valores de ângulo de atrito no estado crítico convergiram para valores na faixa de $33^\circ \pm 2^\circ$.

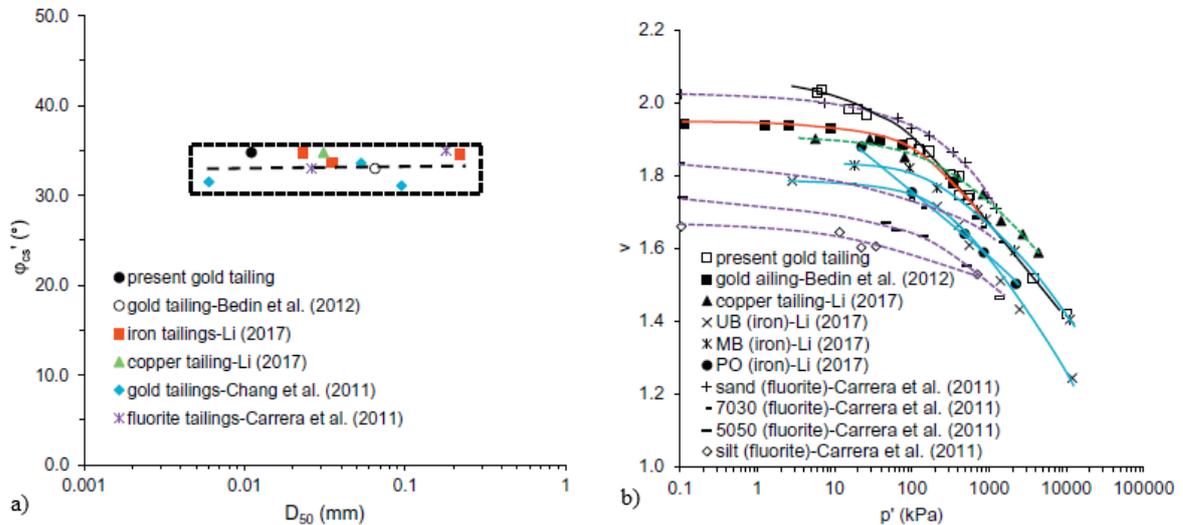


Figura 31 - a) Relação do ângulo de atrito no estado crítico com d_{50} . b) Linha do Estado Crítico para diferentes rejeitos de mineração (Li et al., 2018)

A partir da não linearidade da linha de estado crítico para solos granulares, Jefferies e Been (2016) propõem uma função para representar a curvatura da LEC, conforme Equação 8:

$$e = A - B \left(\frac{p'}{p'_{ref}} \right)^C \quad (8)$$

Em que A, B e C são parâmetros de ajustes particulares de cada material, e $p'_{ref} = 100$ kPa. A Figura 32 apresenta a aplicação da função descrita para areias.

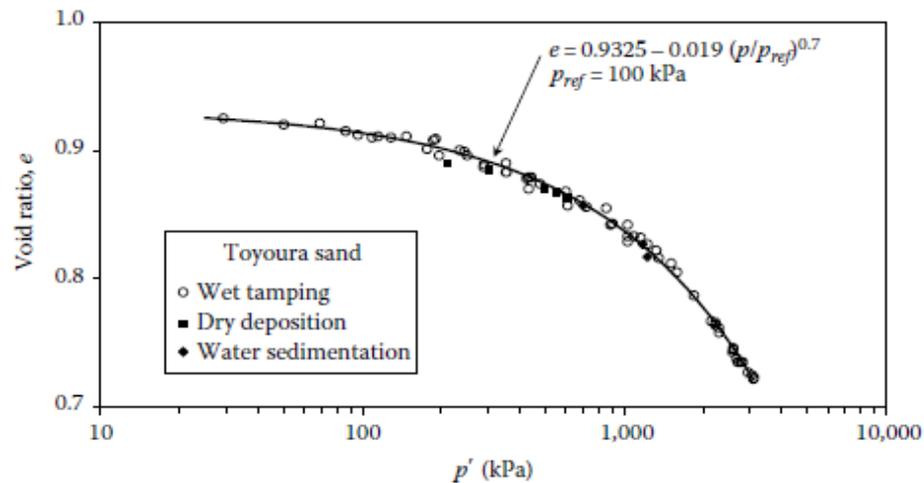


Figura 32 - LEC a partir de uma função de ajuste proposta para solos granulares (Jefferies e Been, 2016)

2.8 RESISTÊNCIA CÍCLICA DE SOLOS NÃO COESIVOS

Problemas dinâmicos envolvem a aplicação de cargas repetitivas com uma determinada frequência, se apresentando principalmente em terremotos, em razão do tráfego de veículos e nas ondas do mar (ISHIHARA, 1996).

O tempo de carregamento pode ser compreendido como o tempo em que um certo nível de tensão ou deformação atinge um solo. A rapidez desse carregamento caracteriza um fenômeno dinâmico (ISHIHARA, 1996). De acordo com autor, problemas onde a aplicação de carga leva mais de dezenas de segundo são citados como estáticos, e aqueles com um período menor de aplicação de carga são classificados como problemas dinâmicos. Diversos eventos de acordo com o tempo de carregamento estão apresentados na Figura 33.

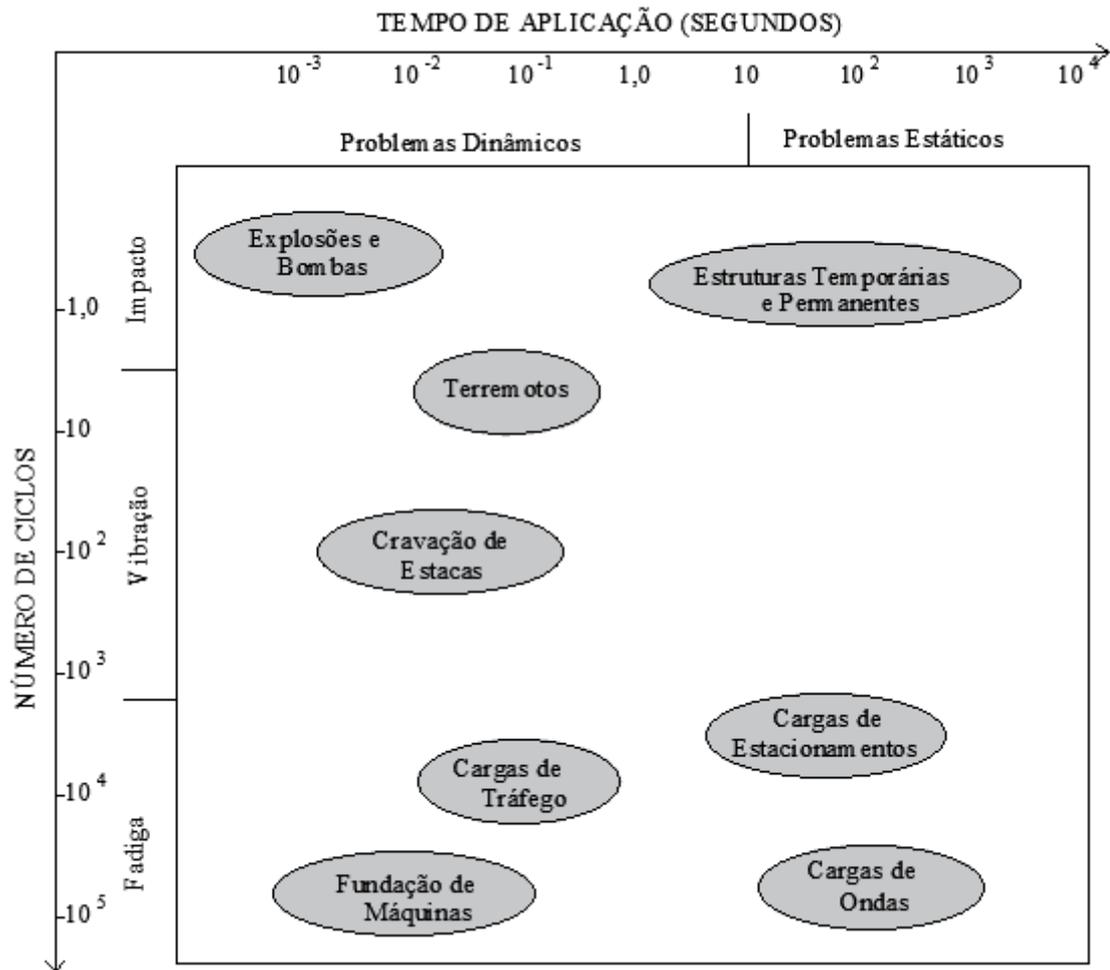


Figura 33 - Classificação de Problemas Dinâmicos (Adaptado de Ishihara, 1996)

De acordo com Ishihara (1996), para casos envolvendo vibro-compactação, as cargas são aplicadas ao solo de 100 a 1000 vezes, com uma frequência de 10 a 60 Hz. Geradores elétricos ou compressores também operam nessa frequência, porém com um número maior de ciclos. As cargas repetitivas induzidas pelo tráfego de veículos implicam em carregamentos com duração na ordem de 0,1 a alguns segundos, com um número de carregamento imensurável.

As deformações cisalhantes no solo podem ocorrer em condições elásticas, elastoplásticas e plásticas. Deformações infinitesimais da ordem de 10^{-5} são puramente elásticas e provenientes de vibração ou propagação de onda; em deformações entre 10^{-4} e 10^{-2} , o comportamento do solo é elastoplástico e produz uma parcela de deformação permanente; deformações superiores impõem o solo à uma condição de aumento de deformação considerável sem um acréscimo de

carga, podendo levar à ruptura deste solo, sendo este caso associado à ruptura de taludes e liquefação em solos não coesivos (ISHIHARA, 1996).

A liquefação é um estado onde as partículas se encontram em suspensão resultando da perda de contato entre os grãos, principalmente de areias. Em solos siltsos onde a presença de finos são de características não coesivas, a resistência à liquefação se assemelha à dos solos puramente arenosos, como ocorre com os rejeitos de mineração (JEFFERIES E BEEN, 2016; ISHIHARA, 1996). Assim, nos materiais onde há presença de finos, é importante a avaliação dos índices físicos, como índice de plasticidade (IP) e densidade relativa – quando a porcentagem de finos excede 50%.

As barragens de rejeito, quando construídas a montante, possuem como material de fundação o próprio rejeito. Como esses materiais têm potencial de sofrerem liquefação quando saturados e acionados por algum gatilho, é importante a avaliação do seu comportamento quando consolidados isotropicamente e anisotropicamente sob carregamentos cíclicos (GARGA E McKAY, 1984).

A liquefação estática e cíclica são causadas ambas pela mesma condição: uma deformação volumétrica plástica que se desenvolve extremamente rápida impedindo a dissipação de poropressão, levando a um aumento da poropressão e redução nas tensões efetivas, resistência cisalhante e rigidez (JEFFERIES E BEEN, 2016; ISHIHARA, 1996).

De acordo com Jefferies e Been (2016), a diferença entre a liquefação estática e dinâmica é a forma em que a deformação volumétrica é induzida. Para que a liquefação estática ocorra é necessário o solo se apresentar na sua condição fofa. Na liquefação induzida por carregamentos cíclicos, a deformação volumétrica plástica aparece pela densificação provocada pela mudança da tensão cíclica. Assim um carregamento cíclico pode afetar solos incluindo areias densas e argilas pré-adensadas.

A Figura 34 demonstra influência da plasticidade na resistência cíclica em diferentes tipos de solos. Pode-se inferir que quando um solo possui um IP de até 10, a resistência cíclica não apresenta uma variação considerável. A partir deste valor há um aumento da resistência cíclica com o aumento do IP.

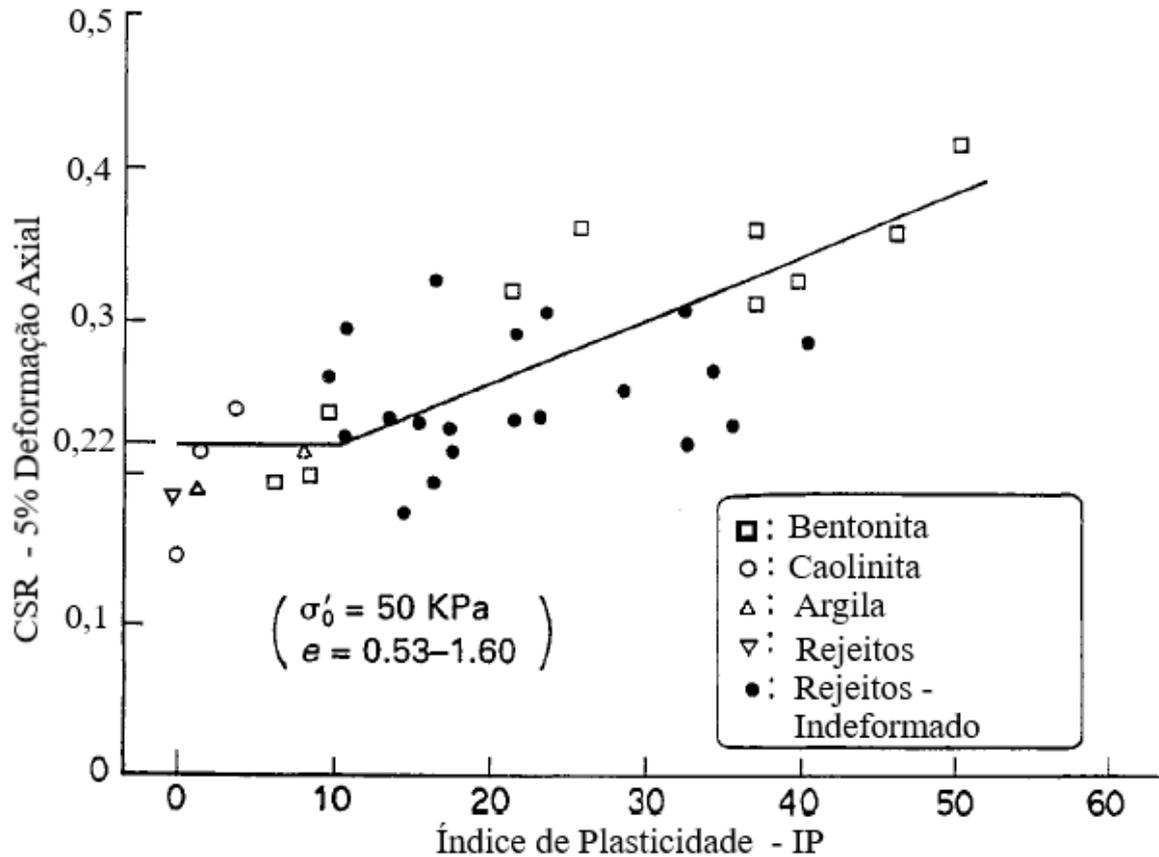


Figura 34 - Resistência de Solos Coesivos e Não Coesivos ao Carregamento Cíclico (Adaptado de Ishihara, 1996)

Os mecanismos básicos de liquefação são compreendidos quando se analisa o comportamento de uma areia submetida à carregamentos cíclicos em ensaios de laboratório como triaxial, *simple shear*, ou *hollow cylinder* (JEFFERIES E BEEN, 2016). As amostras devem ser cisalhadas em condição não drenada e sob uma tensão de confinamento, sujeitas a uma sequência de carregamentos com constante amplitude (ISHIHARA, 1996).

Existem três diferentes tipos de carregamentos cíclicos, de acordo com Jefferies e Been (2016), sendo eles: variação cíclica imposta pela tensão desvio (ou razão de tensão), inversão das tensões principais e rotação da tensão principal. Os tipos de carregamento cíclico estão apresentados na Figura 35.

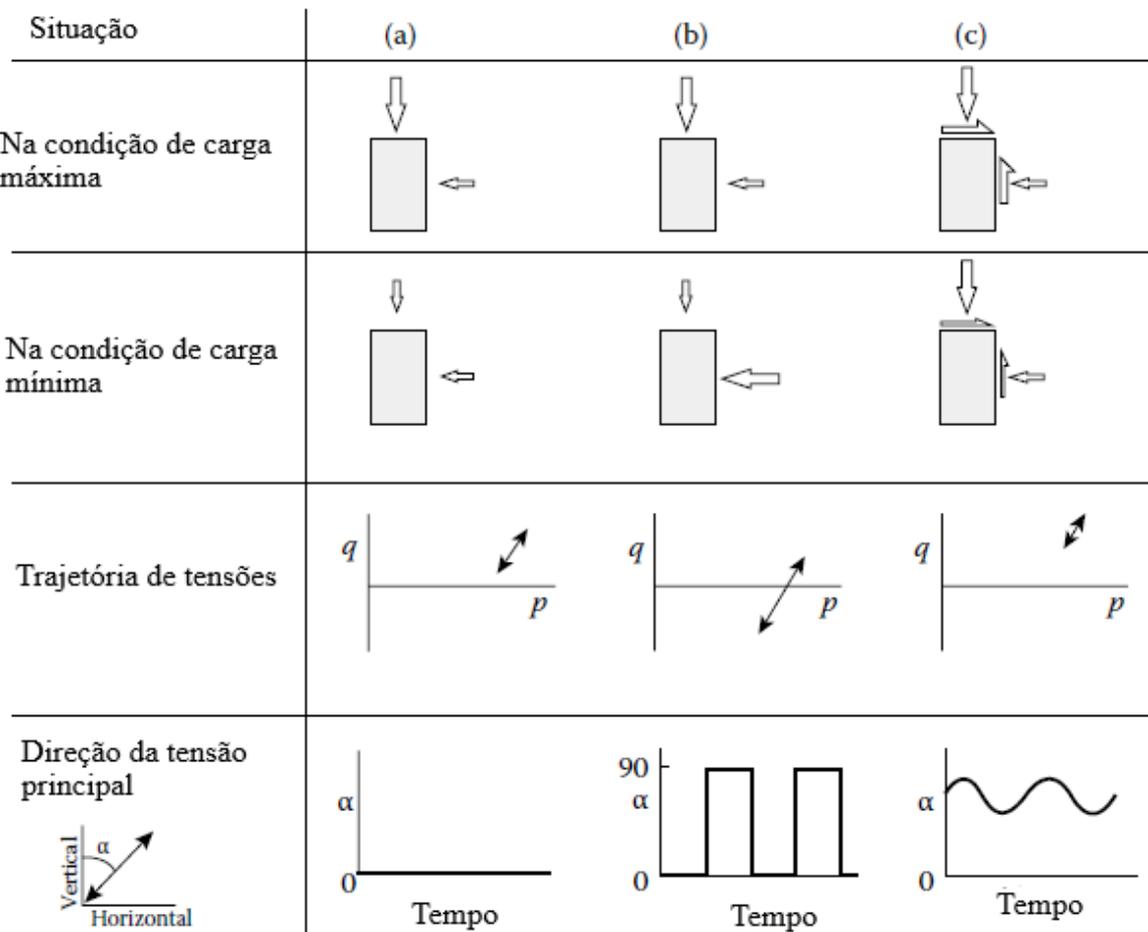


Figura 35 - Diferentes Formas de Carregamento Cíclico (Adaptado de Jefferies e Been, 2016)

A Figura 35 apresenta os elementos de solo em cada condição imposta, as trajetórias de tensões e a variação da tensão principal com o tempo, em que em ambos os casos a tensão vertical inicial é a tensão principal maior (σ_1).

Conforme abordado por Jefferies e Been (2016), no primeiro caso (a) é aplicado um carregamento repetitivo, em que a trajetória de tensões oscila no espaço $q:p$ sem cruzar o eixo $q=0$, com a direção de σ_1 se mantendo fixa – conceitualmente, representa um ensaio de compressão triaxial com variação na tensão desvio; o segundo caso (b) também mantém fixa as posições das tensões principais, porém em parte do carregamento a tensão principal maior é a vertical e em parte do carregamento a tensão principal maior é a horizontal, o que implica numa inversão de 90° na direção de σ_1 – representa um ensaio triaxial que oscila repetitivamente entre compressão e extensão; o terceiro caso (c) possui tanto tensões verticais e horizontais como

tensão cisalhante, onde ocorre a principal variação de carregamento com o tempo – é um exemplo de ensaios *simple shear* cíclicos, sendo capaz de representar a propagação vertical das ondas cisalhantes no solo em um terremoto.

Um resultado típico de ensaios de ensaios triaxiais cíclicos pode ser observado na Figura 36. Observa-se um aumento da poropressão à medida em que é aplicada a carga cíclica, e, conforme descrito por Ishihara (1996), quando esse valor de poropressão atinge um valor de igual magnitude à tensão de confinamento a amostra atinge um estado liquefeito.

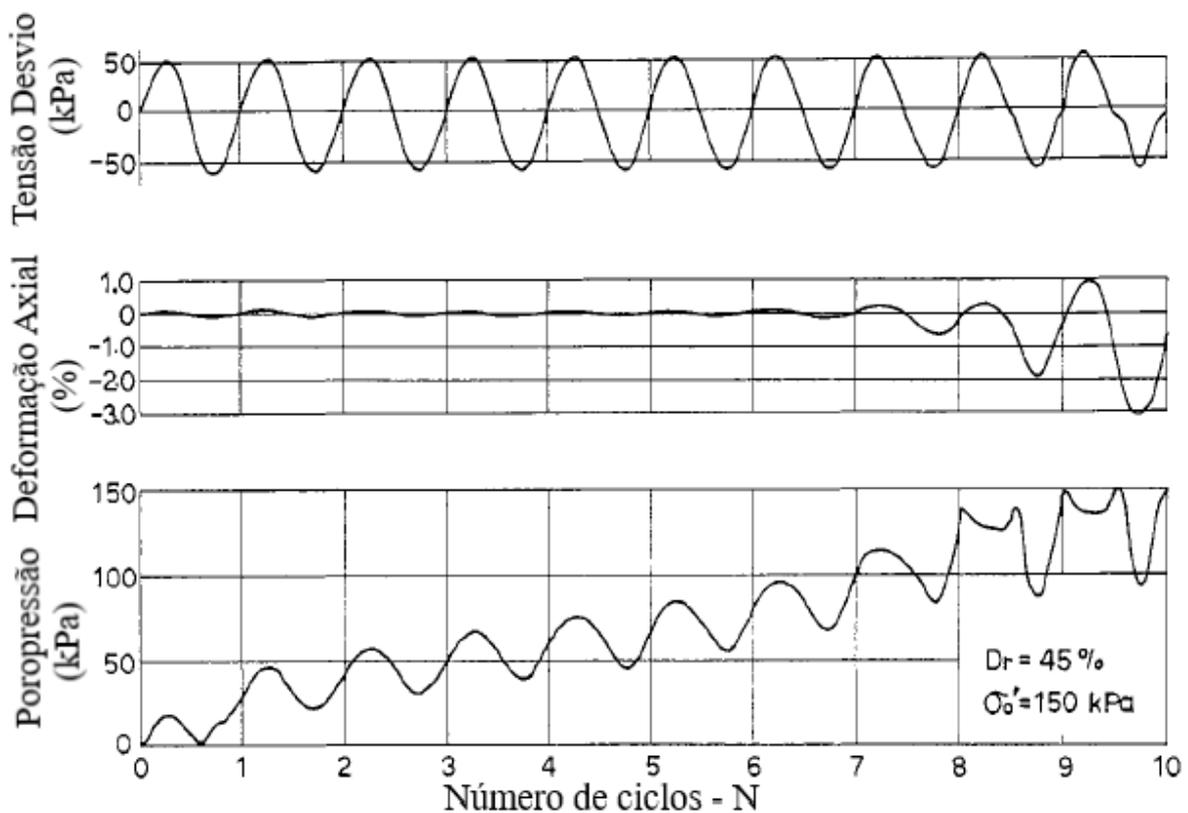


Figura 36 - Resultado Típico de um Ensaio Triaxial Cíclico (Adaptado de Ishihara, 1996)

A resposta para um carregamento cíclico normalmente é representada pelo número de ciclos N necessários para atingir algum critério de ruptura definido. De acordo com Jefferies e Been (2016), geralmente se apresenta os dados em termos da Razão de Resistência Cíclica (CSR – *Cyclic Stress Ratio*) pelo número de ciclos necessários para induzir a amostra a uma deformação de 5%, ou quando o excesso de poropressão gerado se iguala à tensão efetiva de confinamento inicial.

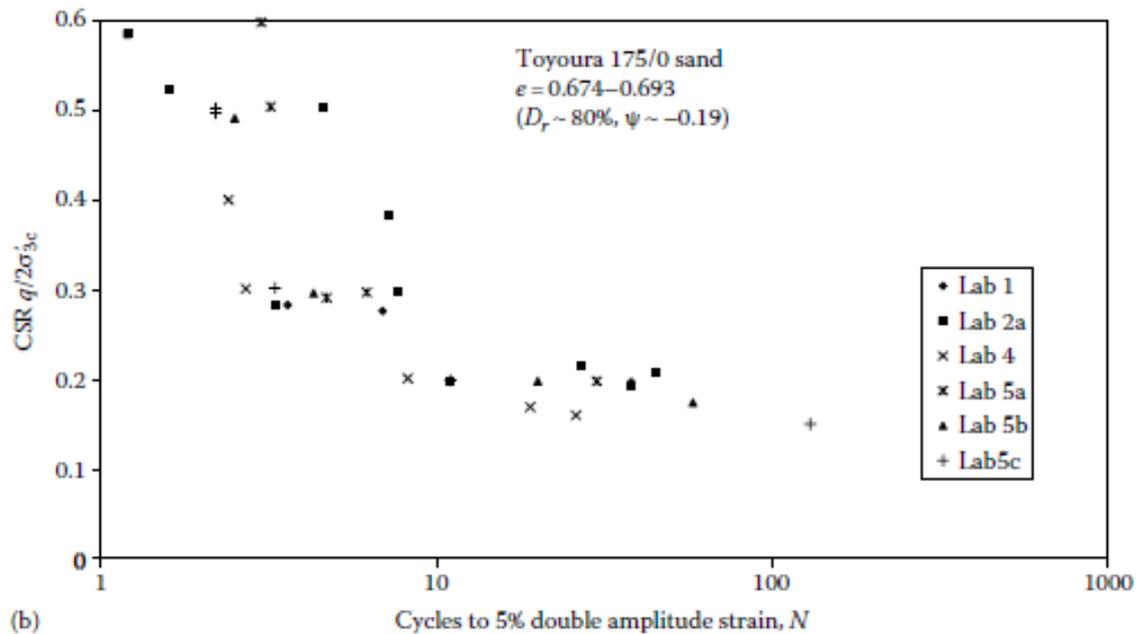
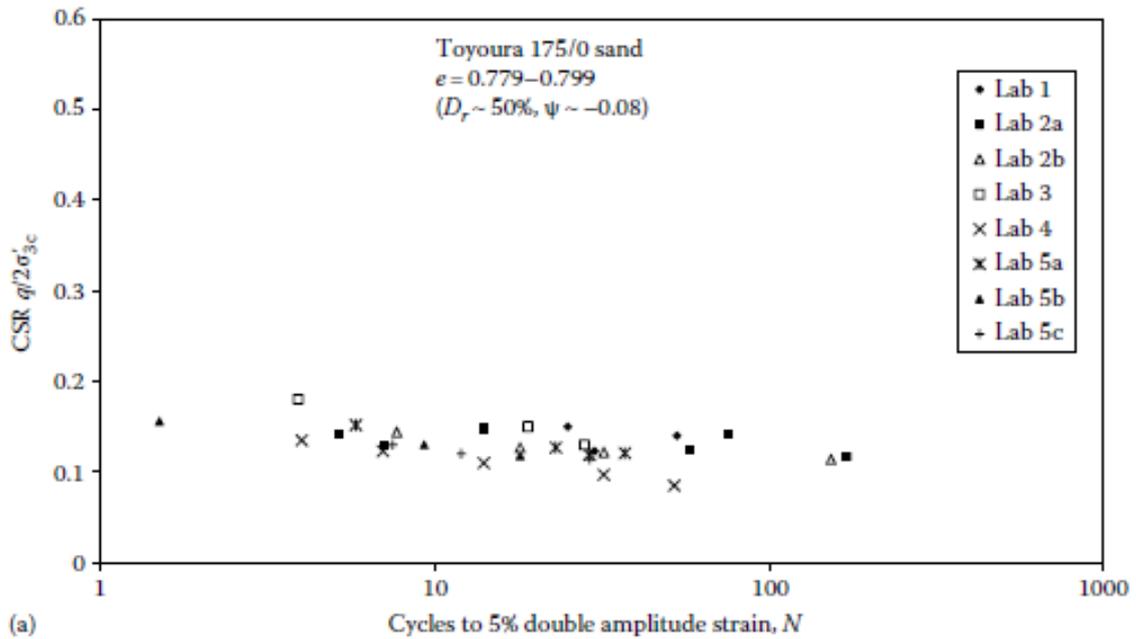


Figura 37 - Resistência Cíclica de uma Areia de Toyoura em Ensaio de Compressão Triaxial (Tokyo, S. et al., Soils Found., 1986 *apud* Jefferies e Been, 2016).

Em solos com comportamento fofo, ambos os critérios de poropressão e deformação podem ser atendidos, diferente do que ocorre em solos densos, onde a condição de tensão efetiva igual a zero pode ser atendida, mas as deformações acumuladas são baixas (JEFFERIES E BEEN,

2016). A Figura 37 apresenta resultados para areias (a) fofas - com densidade relativa de 50% e (b) densas – com densidade relativa de 80%.

Na Figura 37 a ruptura é definida como 5% de deformação e a tensão cíclica é normalizada, com a CSR sendo $q/2\sigma'_{3c}$ – tensão cisalhante dividida pela tensão confinante inicial. As areias fofas apresentam em sua maioria uma razão de resistência de aproximadamente 0,1, o que até para centenas de ciclos apresenta pouco problema. Já as areias densas conseguem sustentar pouquíssimos ciclos quando a razão de resistência é superior a 0,3.

Os ensaios cíclicos podem ser analisados por diferentes razões de resistência, a partir de diferentes tensões principais de consolidação, $K_c = \sigma'_1 / \sigma'_3$ (JEFFERIES E BEEN, 2016). A Figura 38 apresenta a normalização de diversas linhas K_c , a partir da divisão da CSR pelo K_c , em ensaios realizados em rejeito de mineração e areia.

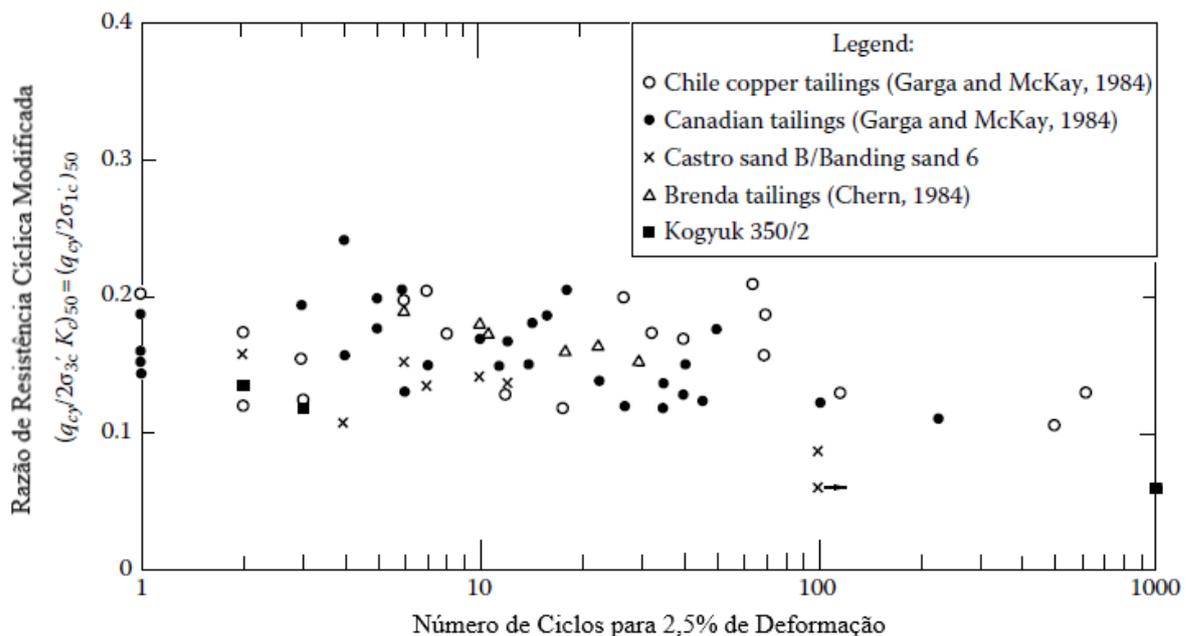


Figura 38 - Dados Normalizados de Ensaio Triaxiais Cíclicos (Adaptado de Jefferies e Been, 2016)

De acordo com Ishihara (1996), a resistência cíclica tende a diminuir quando se aumenta a tensão confinante, problemas estes que podem ser encontrados em solos de fundação abaixo de altas barragens ou de prédios altos. Seed e Harder (1990) *apud* Ishihara (1996) observaram uma redução na resistência cíclica de 40% quando o valor da tensão confinante no início do cisalhamento aumentou de 0,1 MPa para 0,8 MPa.

3 MATERIAL, PROGRAMA EXPERIMENTAL E MÉTODOS

Neste capítulo serão abordados o material utilizado na pesquisa, o programa experimental estabelecido para investigar os objetivos definidos previamente e a metodologia aplicada para realização dos ensaios, análises e considerações.

3.1 MATERIAL

O material utilizado neste trabalho foi um rejeito de mineração de bauxita, cujo depósito não será informado, constituído de amostras indeformadas de um rejeito proveniente do processo de beneficiamento da alumina (também conhecido como lama vermelha). O mesmo material foi estudado por Nierwinski (2019), nomeado pela autora como bauxita “A”.

Uma representação do rejeito em processo de extrusão do tubo Shelby para ensaios pode ser vista na Figura 39.

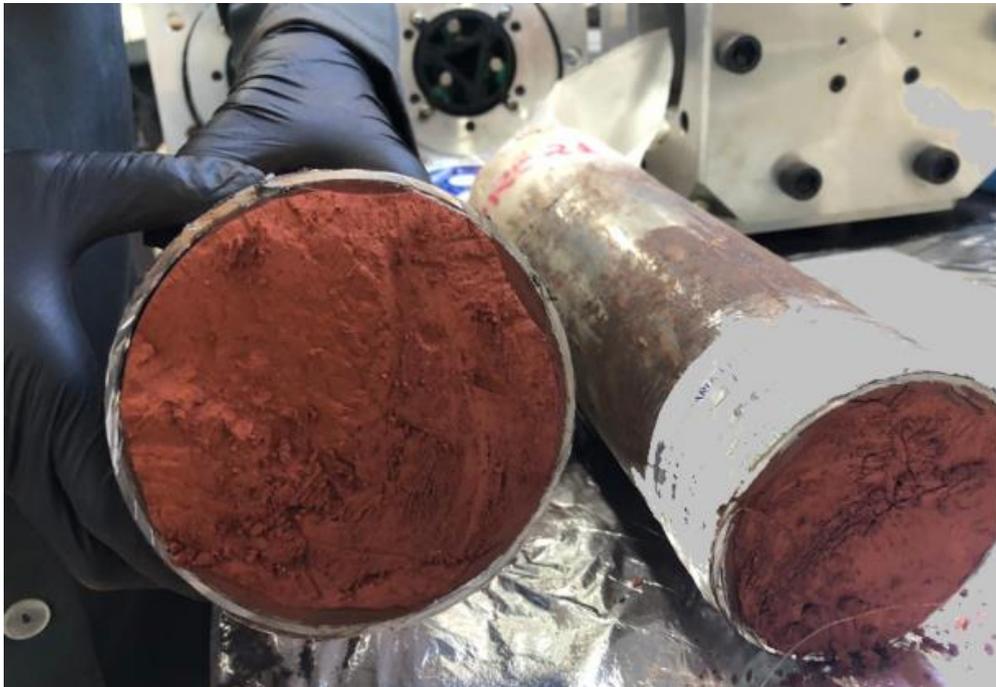


Figura 39 - Amostra do rejeito de bauxita coletada por amostrador Shelby

3.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Os ensaios de laboratório propostos no presente trabalho configuram caracterização física, mineralógica, ensaios oedométricos, ensaios de compressão triaxial monotônicos e cíclicos e ensaios *simple shear* monotônicos. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), com exceção dos ensaios mineralógicos, sendo estes realizados no Instituto de Geociências da UFRGS.

O rejeito de bauxita fornecido para estudo foi entregue ao LEGG/UFRGS em tubos *Shelby*, com identificação da coleta, cujos dados serão preservados. As amostras foram coletadas em diferentes pontos do reservatório, e devido à heterogeneidade existente dentro de um mesmo reservatório optou-se pela caracterização individual de cada tubo *Shelby* para ensaios de granulometria e massa específica.

A Tabela 7 apresenta os ensaios propostos para a caracterização do material. A metodologia de execução para cada ensaio será abordada posteriormente. Os tubos *Shelby* foram escolhidos arbitrariamente para cada ensaio, não tendo uma razão específica associada para cada tubo e ensaio realizado.

Tabela 7 - Programa de ensaios para caracterização física e mineralógica

Programa de Ensaios de Caracterização Física e Mineralógica						
Shelby	Granulometria por sedimentação	Massa Específica	Limites de Consistência	DRX	e_{\max} e e_{\min}	MEV
SH #1	1	2	-	-	-	-
SH #2	1	2	-	-	-	-
SH #4	1	2	-	-	-	-
SH #5	-	1	-	-	-	1
SH #6	1	2	-	-	-	1
SH #7	-	2	-	-	-	-
SH #8	1	2	-	-	-	1
SH #9	-	2	-	-	1	-
SH #10	1	1	1	2	-	-

O programa de ensaios para análise do comportamento tensão-deformação e resistência ao cisalhamento, por meio de ensaios triaxiais, *simple shear* e oedométricos é apresentado na Tabela 8.

Tabela 8 - Programa de ensaios de adensamento e triaxiais

Programa de Ensaios Triaxiais, Oedométricos e <i>Simple Shear</i>					
Ensaio		Condição de Cisalhamento	Amostra	Shelby	p'_o
1	Triaxial com Carregamento Monotônico	CIU	Remoldada - Geonor	SH #1	25 kPa
2*			Indeformada - Geonor		
3*			Indeformada - Geonor	SH #8	50 kPa
4			Remoldada - Geonor		
5*			Indeformada - Geonor		
6*			Indeformada - Geonor	SH #5	400 kPa
7			Remoldada - TriAP		
8*			Remoldada - TriAP	SH #8	1000 kPa
9*			Indeformada - TriAP	SH #4	
10*			Remoldada - TriAP	SH #6	2000 kPa
11*			Indeformada - TriAP		
12			Remoldada - TriAP	SH #2	4000 kPa
13*			Indeformada - TriAP		
14*			CID	Indeformada - TriAP	SH #4
15*		Indeformada - TriAP		SH #6	2000 kPa
16*		Indeformada - TriAP		SH #2	4000 kPa
1	Triaxial com Carregamento Cíclico	CIU	Indeformada - TriAP	SH #9	1000 kPa - 10% da Tensão Controlada
2			Indeformada - TriAP		1000 kPa - 20% da Tensão Controlada
3			Indeformada - TriAP		1000 kPa - 30% da Tensão Controlada
4			Indeformada - TriAP	SH #7	400 kPa - 40% da Tensão Controlada
5			Indeformada - TriAP		4000 kPa - 40% da Tensão Controlada
1*	Oedométricos		Indeformada	SH #1	Até 4000 kPa
2			Remoldada	SH #8	Até 4000 kPa
1	Simple Shear com Carregamento Monotônico	CIU	Remoldada	SH #1	25 kPa
2			Remoldada	SH #4	50 kPa
3			Remoldada	SH #2	100 kPa
4			Remoldada		200 kPa

* realização de granulometria por sedimentação após o ensaio

3.3 METODOLOGIA

As normativas consideradas para realização dos ensaios propostos no presente trabalho, bem como os equipamentos e metodologias utilizadas estão descritas a seguir.

3.3.1 Ensaios de caracterização básica

O LEGG/UFRGS recebeu para realização desta pesquisa alguns tubos *Shelby* com rejeito de mineração de bauxita. Uma caracterização física e mineralógica foi realizada previamente aos ensaios triaxiais para conhecimento das amostras fornecidas para realização dessa pesquisa, conforme Tabela 7.

A preparação das amostras, tanto para os ensaios de caracterização quanto para ensaios oedométricos, triaxiais e *simple shear*, se deu a partir do material extraído dos tubos. Após a extrusão em laboratório, o material foi seco em uma estufa a 100 °C por pelo menos 24h, sendo posteriormente destorroado e armazenado de maneira a evitar alteração no teor de umidade.

- Granulometria

O ensaio de granulometria foi conduzido sob as preconizações da ABNT NBR 7181 (2018). Conforme determinado pela ABNT NBR 6457 (2016), para cada ensaio foi preparado uma quantidade de 1 kg de material seco e destorroado passante na peneira de 76 mm. Este material foi novamente passado na peneira de 2,0 mm, sendo tomado 70 g destinado à sedimentação, e uma outra fração, de aproximadamente 90 g reservada para determinação do teor de umidade.

Para realização do ensaio de sedimentação, a quantia de 70 g de rejeito foi colocada em repouso por pelo menos 12h em uma solução de hexametáfosfato de sódio com a concentração de 45,7 g do sal por 1000 cm³ de solução. A solução de hexametáfosfato de sódio foi tamponada com 14 g de bicarbonato de sódio, de forma a manter o pH entre 8 e 9.

Após as 12h na solução, o material foi transferido ao copo de dispersão, sendo submetido à ação do aparelho por 15 min. Após a dispersão o material foi transferido para uma proveta completando com água destilada até a marca de 1000 cm³. Em seguida realizou-se a agitação da proveta por 1 min. e, imediatamente após a agitação, realizou-se a leitura do densímetro para os tempos de 30 s, 1 min e 2 min. Houve a repetição das três primeiras leituras, agitando novamente a proveta. As leituras subsequentes foram realizadas para os tempos de 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1h, 2h, 4h, 8h e 24h.

Após a última leitura, o material foi vertido em uma peneira de abertura 0,075 mm (mesh #200), realizando a lavagem do material. Após a lavagem o material retido na peneira foi levado à estufa de 100 °C por pelo menos 24h e então prosseguiu-se com o peneiramento fino, sendo

este realizado com as peneiras de mesh #40 (0,420 mm), #50 (0,297 mm), #70 (0,212 mm), #100 (0,149 mm), #140 (0,106 mm) e #200 (0,075 mm).

Este mesmo procedimento de ensaio foi utilizado para o material extraído do tubo Shelby e para o material após cisalhamento nos ensaios triaxiais.

- Massa Específica

O ensaio de determinação da massa específica de grãos passantes na peneira de abertura de abertura 4,8 mm (mesh #4) é regido pela ABNT NBR 6458 (2017). Conforme determinado pela ABNT NBR 6457 (2016), para cada ensaio foi preparado uma quantidade de 500 g de material seco e destorroado passante na peneira de 4,8 mm, sendo reservado 50 g para o primeiro ensaio e outra fração de 50 g para o segundo ensaio. Uma outra fração, de aproximadamente 90 g foi reservada para determinação do teor de umidade.

A amostra a ser ensaiada foi colocada em béquer de vidro com água destilada permanecendo em repouso por pelo menos 12h, sendo logo em seguida transferida para um copo dispersor para dispersar por 15 min. Após a agitação a amostra foi transferida para o picnômetro com o auxílio de um funil de vidro.

Foi adicionado água destilada até completar a metade do volume do picnômetro e o mesmo foi submetido à aplicação de vácuo por 15 min, prosseguindo com o material por no mínimo 15 min em ebulição em banho-maria. Após essa etapa, completou-se com água até 1 cm abaixo do gargalo, e repetiu-se o mesmo procedimento de forma a garantir a total remoção do ar aderente às partículas, completando com água destilada para compensar a evaporação.

Após os dois ciclos, o picnômetro foi colocado em repouso para que sua temperatura se equilibrasse com a do ambiente e então acrescentou-se água destilada de forma que a base do menisco coincidissem com a marca de referência. O picnômetro então foi enxugado e seu peso (picnômetro + água + solo) e temperatura foram tomados para então determinar a massa específica.

- Índices de Consistência

O índice de plasticidade, IP, é determinado como a diferença entre o limite de liquidez, LL, e o limite de plasticidade, LP. A determinação do LL é regida pela ABNT NBR 6459 (2017) e do

LP pela ABNT NBR 7180 (2016). A amostra necessária para a realização de ambos os ensaios foi estabelecida conforme a ABNT 6457 (2016), sendo de 200 g de material passante na peneira de 0,42 mm. Foi utilizada água destilada, e a amostra foi preparada com secagem prévia.

- Difratomia de Raio-X

O ensaio de Difração de Raio-X foi realizado no laboratório Difratomia de Raios X do Instituto de Geociências da UFRGS, e consiste na análise do rejeito da bauxita passante na peneira de mesh #325. Conforme apresentado no laudo técnico pelo laboratório a amostra é depositada em um porta-amostra para pó tomando os devidos cuidados para preservar a desorientação das partículas de todos os minerais ou estruturas cristalinas são analisados.

A identificação dos minerais e/ou fases cristalinas presentes na amostra é feita através da medida das distâncias interplanares e das intensidades relativas dos picos nos difratogramas. O banco de dados utilizado pelo laboratório foi o do ICDD.

A análise foi realizada em um difratômetro de raios X marca Siemens (BRUKER AXS), modelo D-5000 (θ - θ) equipado com tubo de ânodo fixo de Cu ($\lambda = 1,5406 \text{ \AA}$), operando a 40 kV e 24 mA no feixe primário e no feixe secundário monocromador curvado de grafite.

O intervalo angular de análise do pó das amostras foi de $2,3$ a $75^\circ 2\theta$ em passo de $0,05^\circ/1s$ utilizando-se fendas de divergência e anti-espalhamento de 1° e $0,2 \text{ mm}$ no detector.

- Microscopia Eletrônica de Varredura

As mostras destinadas à análise de microscopia eletrônica de varredura, MEV, consistem em amostras extraídas dos tubos Shelby, bem como amostras pós-ensaios triaxiais de altas tensões. As amostras foram previamente colocadas em porta-amostras (*stubs*) e fixadas com fita carbono.

Através da Microscopia Eletrônica de Varredura é possível avaliar a superfície das partículas sólidas, e a análise EDS possibilita a identificação dos elementos químicos em cada amostra e seu quantitativo.

O laboratório para análises pertence ao Centro de Microscopia e Microanálise (CMM) da UFRGS. O equipamento utilizado foi o Jeol JSM 6060, que opera com tensão de $0,1$ a 30 kN

para observação de imagens em elétrons secundários. A configuração do equipamento é para tensão de 3,0 kV spot size de 5 e abertura digital de 8 mm.

- Densidade Relativa

A densidade relativa, D_r , para as amostras indeformadas do rejeito de bauxita foi estimada através do cálculo dos índices de vazios máximo e mínimo, e do índice de vazios médio encontrado nas amostras indeformadas.

Para o cálculo do índice de vazios máximo, foi utilizada a metodologia proposta por Lade *et al.* (1998), que consiste na utilização de um cilindro graduado de 2000 mL para 822g de amostra seca (no presente trabalho foi utilizado um cilindro graduado de 1000 mL e 411g de rejeito seco). A amostra é depositada no interior do cilindro com o auxílio de um funil e este material é revirado de forma lenta por 60 s, e então é realizada a leitura em volume. O processo deve ser realizado por 5 vezes de forma a se obter representatividade nos dados.

O índice de vazios mínimo para o rejeito de bauxita, conforme sugerido por Vick (1983), foi determinado através do ensaio de compactação. Então, a ABNT NBR 7182/2020 foi utilizada para realização do ensaio com energia modificada. Foram realizados um total de 6 pontos de compactação, com reutilização de material.

3.3.2 Ensaio Oedométricos

A realização dos ensaios oedométricos tiveram como objetivo avaliar a diferença de comportamento entre uma amostra indeformada e uma amostra reconstituída, bem como avaliar a magnitude e taxa de consolidação das amostras quando confinadas lateralmente e carregadas axialmente em incrementos de carga. A norma utilizada para realização do ensaio foi a ASTM D2435 (2020).

Nesta pesquisa, o ensaio foi realizado em um células de adensamento com dimensões de 50 mm de diâmetro e 20 mm de altura. A taxa de deformação foi verificada utilizando LVDTs (*Linear Variable Differential Transformer*) da marca Gefran, com curso de 50 mm. A aquisição de dados é feita por uma placa de aquisição controlada pelo *software* LabView 2013. A aquisição dos dados consiste na leitura de deformação e tempo em todos os incrementos de carga.

A amostra indeformada foi talhada a partir do material extraído do tubo *Shelby*, reduzindo a amostra ao diâmetro do anel utilizado no ensaio. Para a amostra remoldada, foi considerado um índice de vazios próximo ao índice de vazios da amostra indeformada e um teor de umidade de 10% para moldagem. A mistura foi então colocada em camada única no anel de ensaio e compactada na prensa para atingir os parâmetros de moldagem pré-determinados. O teor de umidade foi verificado durante a fase de moldagem para a amostra indeformada e remoldada.

O conjunto da amostra no anel de ensaio com um papel filtro em cada face foi levado para a célula de adensamento, colocado em contato entre duas pedras porosas e submergido em água destilada, para eliminar qualquer interface ar/água que possa causar poropressão negativa nos vazios do solo.

Foram realizados estágios de carregamentos de 50, 100, 200, 400, 1000, 2000 e 4000 kPa, seguidos de dois estágios de descarregamentos, de 4000 e 2000 kPa. Cada incremento ou redução de carga foi realizado com um intervalo mínimo de 24 horas. A Figura 40 apresenta a prensa de adensamento e o corpo de prova com a amostra indeformada no anel do ensaio.



Figura 40 - Ensaio Oedométrico: a) Corpo de Prova no anel para ensaio; b) Célula de Adensamento; c) Equipamento para realização do ensaio.

Os dados obtidos de tempo de deslocamento foram posteriormente tratados através de planilhas de cálculo, onde buscou-se plotar a relação entre índice de vazios e pressão aplicada no corpo

de prova, conforme Equação 9 e Equação 10. Para isso, a seguinte metodologia de cálculo foi considerada, conforme a ASTM D2435 (2020):

$$H_s = \frac{V_s}{A} = \frac{M_d}{AG\rho_w} \quad (9)$$

$$e = \frac{H - H_s}{H_s} \quad (10)$$

3.3.3 Ensaios Triaxiais

Os ensaios triaxiais do presente trabalho foram realizados em amostras indeformadas de rejeito de bauxita, bem como em amostras remoldadas do mesmo material. Para a realização dos ensaios foram utilizados dois equipamentos: o Triaxial Geonor, utilizados para os ensaios CIU com as tensões confinantes de 25, 50, 100 e 400 kPa, e o Triaxial de Altas Pressões, para os ensaios CIU, CID e Cíclicos, cisalhados com tensões confinantes de 1000, 2000 e 4000 kPa.

Os ensaios triaxiais realizados nesta pesquisa seguiram os princípios adotados por Head (1980-a, b e c), pela ASTM D4767 – 11 (2020), ASTM D7181 – 20 (2020) e ASTM D5311/D5311M – 13 (2013).

3.3.3.1 Preparação das amostras

Para a realização desta pesquisa, conforme apresentado no programa experimental, foram ensaiadas amostras indeformadas e remoldadas. O método de preparação para cada amostra foi realizado conforme descrição abaixo:

- Amostras indeformadas

A preparação das amostras indeformadas iniciou com a retirada das amostras do tubo *Shelby*. Para isso, realizou-se quatro marcações no tubo, direcionando o corte do mesmo com uma esmerilhadeira, conforme Figura 41.

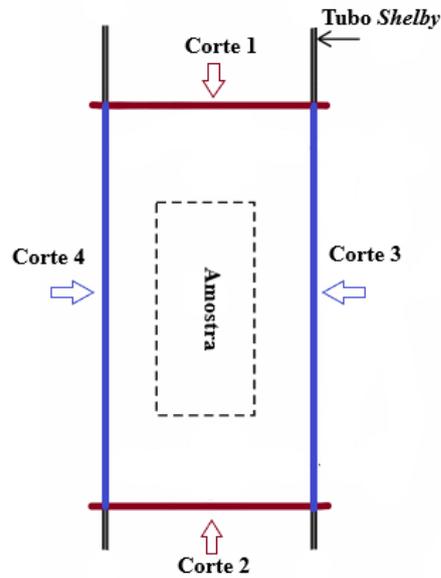


Figura 41 - Extrusão do material do tubo *Shelby*

Após a retirada do material do tubo *Shelby*, iniciou-se a preparação da amostra para que a mesma atingisse as dimensões aproximadas dos ensaios, sendo 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Para auxiliar na confecção dos corpos-de-prova indeformados foram utilizadas lâmina de serra manual e linha de nylon. A Figura 42 apresenta as etapas de preparação das amostras indeformadas.



Figura 42 - Preparação do corpo-de-prova de uma amostra indeformada

Após a preparação da amostra, envolvia-se em uma membrana de látex com o auxílio de um molde bipartido, cujo diâmetro era levemente maior que o diâmetro da amostra. Com a membrana posicionada no molde era aplicado um vácuo para total aderência da membrana no

molde, facilitando a aplicação e protegendo o corpo-de-prova de perturbações. O conjunto da amostra com a membrana era levada, então, ao triaxial. A Figura 43 representa o processo descrito.

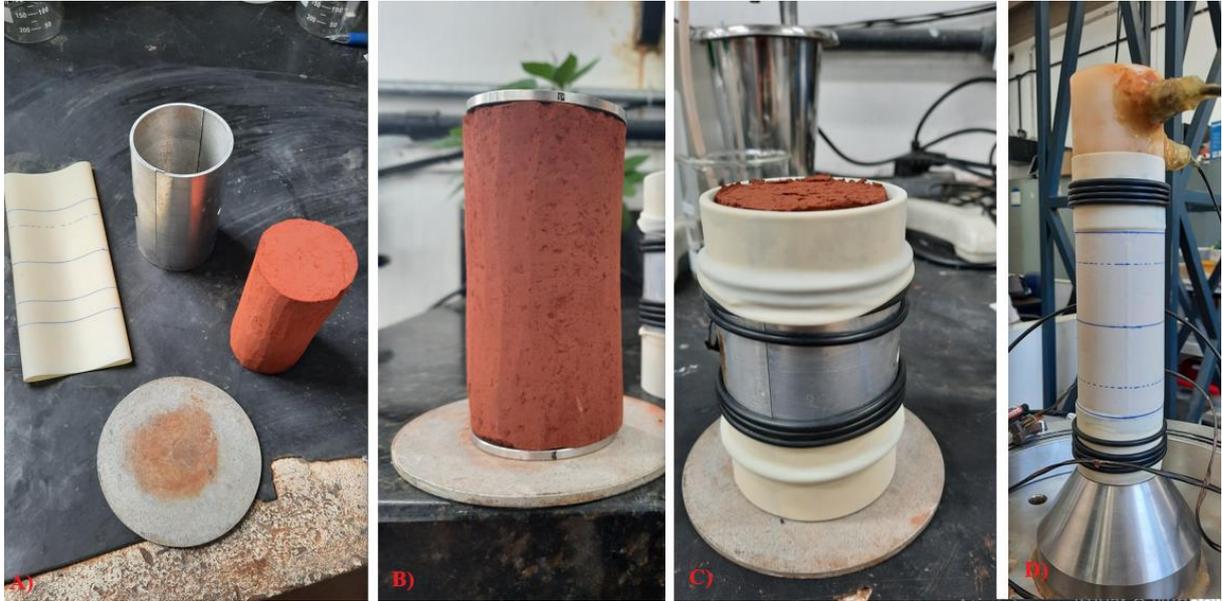


Figura 43 - Corpo-de-prova preparado para ser ensaio triaxial. a) membrana e molde bipartido utilizados. b) molde utilizado para pré furo para leitura de *bender elements*. c) membrana colocada na amostra com auxílio do molde bipartido. d) amostra instalada no equipamento triaxial.

- Amostras Reconstituídas

O material das amostras reconstituídas para ensaios triaxiais foi preparado com rejeito proveniente do tubo *Shelby*, seco e destorroado. Os corpos-de-prova são cilíndricos, possuindo 100 mm de altura e 50 mm de diâmetro. O teor de umidade utilizado para moldagem foi de 10% para ensaios realizados no Geonor e aproximadamente 30% para ensaios realizados no Triaxial de Altas Tensões, sendo esta verificada posteriormente conforme determinado pela ABNT NBR 6457 (2016), e o índice de vazios desejado respeitou o índice de vazios encontrado na amostra indeformada. Água destilada foi utilizada para moldagem das amostras.

Após a preparação do material o mesmo era separado em três partes de mesma massa, sendo cada parte representada por uma camada no corpo-de-prova. O material era inserido no molde tripartido com a ajuda de um funil, a fim de minimizar perdas, e então submetido a uma compactação estática até atingir a altura determinada para cada camada. Antes da camada

seguinte ser adicionada ao molde era realizada uma escarificação da camada compactada. O molde utilizado para confecção dos corpos-de-prova está apresentado na Figura 44.



Figura 44 - Molde utilizado para confecção dos corpos-de-prova remoldados

Após a preparação da amostra, o molde era removido e uma membrana de látex era colocada com a ajuda de um molde bipartido e uma bomba de vácuo, que auxiliava na aderência da membrana ao molde. A amostra então era levada ao triaxial para realização do ensaio. O processo descrito é o mesmo utilizado para amostras indeformadas, conforme Figura 43.

3.3.3.2 Determinação da taxa de cisalhamento para ensaios triaxiais monotônicos

Previamente à realização dos ensaios triaxiais, foi definida a taxa de cisalhamento para os ensaios triaxiais drenados e não-drenados. A taxa de cisalhamento CIU foi definida conforme a ASTM D4767-11 (2020), e taxa de cisalhamento para os ensaios CID foi definida conforme a ASTM S7181-20 (2020). Ambas as normas utilizam a ASTM D2435/D2435M – 11 (2020) como referência de cálculo para alguns dados necessários.

As formulações propostas pelas normativas americanas consideram o pico de resistência ocorrendo para uma deformação axial em 4%. Para o presente trabalho, os cálculos foram realizados considerando a ruptura ocorrendo com 2% e 4% de deformação axial.

Para o cálculo da taxa de cisalhamento em ensaios CIU considera-se a Equação 11:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{4\%}{(10t_{50})} \quad (11)$$

Sendo t_{50} o tempo referente a 50% da consolidação.

Para o cálculo da taxa de cisalhamento em ensaios CID considera-se a Equação 12:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{4\%}{(10t_{90})} \quad (12)$$

Sendo t_{90} o tempo referente a 90% da consolidação.

3.3.3.3 Triaxial Geonor

Uma célula triaxial da marca Geonor foi utilizada para realização de ensaios de compressão triaxial não drenados. O equipamento, conforme Figura 45 e Figura 46, é composto por um motor elétrico controlado por engrenagens, uma câmara de acrílico, dois transdutores de pressão Ashcroft, um para medida da pressão confinante e outro para contrapressão, uma célula de carga com capacidade de 10 kN, um LVDT para leitura das deformações externas da amostra e um segundo LVDT para leitura da variação do sistema volumétrico. Para a realização das variações iniciais do corpo-de-prova também compõem o equipamento três sensores do tipo Efeito *Hall*, instalados junto à amostra, sendo dois sensores instalados no sentido vertical da amostra, e um sensor instalado em sentido diametral (Figura 47).

A aplicação das pressões de confinamento e contrapressão ocorre através de um pistão que trabalha em um sistema água/óleo, por meio da adição de pesos na base do sistema de maneira manual.

Todos os equipamentos citados acima que compõem o Triaxial Geonor do LEGG/UFRGS são ligados a um sistema de aquisição da empresa NOVUS. São oito canais analógicos que se comunicam com um microcomputador por portas tipo USB.



Figura 45 - Triaxial Geonor do LEGG/UFRGS.

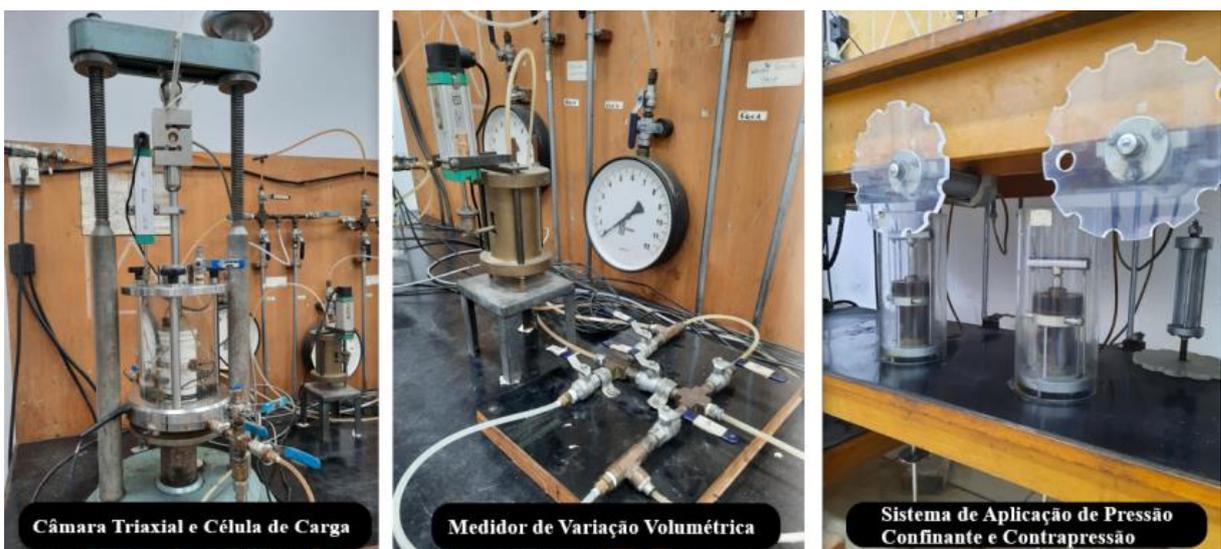


Figura 46 - Detalhes do Triaxial Geonor do LEGG/UFRGS.

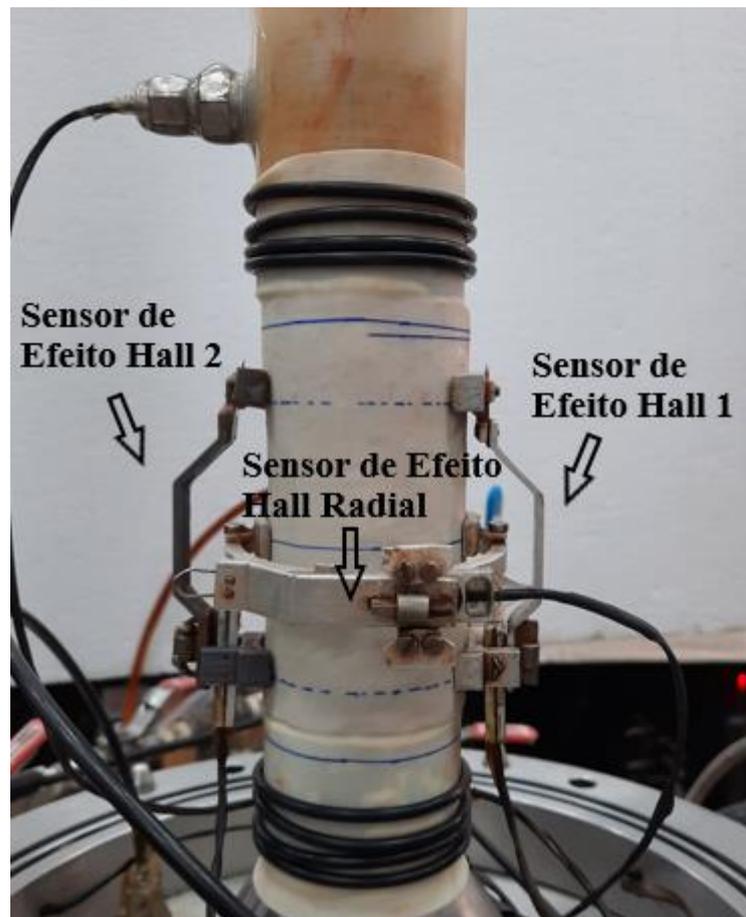


Figura 47 - Identificação dos Sensores de Efeito *Hall*

Após a instalação do corpo de prova no pedestal do triaxial era realizada a instalação dos sensores de efeito Hall para medição das deformações iniciais da amostra, seguindo com o fechamento da câmara, colocação do pistão e célula de carga e enchimento da câmara.

O ensaio triaxial foi dividido em três etapas: saturação, consolidação e cisalhamento.

A saturação da amostra tem por objetivo preencher todos os vazios da amostra com água. Esta etapa foi subdividida em três etapas. A primeira etapa da percolação consiste na percolação de CO₂, em que previamente à percolação com água, percolava-se a amostra com dióxido de carbono por aproximadamente 30 minutos, com o objetivo de facilitar o processo de saturação, já que este é mais solúvel em água. A percolação é realizada da base para o topo da amostra. A segunda etapa é a percolação com água: após a percolação com CO₂, era realizada a percolação com água destilada por pelo menos 24 horas.

Para as amostras cisalhadas à 100 ou 400 kPa de tensão confinante, a percolação era realizada com uma tensão efetiva de 35 kPa. Para as amostras cisalhadas à 25 ou 50 kPa de tensão confinante, a percolação era realizada com uma tensão efetiva de 17 kPa.

A terceira etapa da saturação é a saturação por contrapressão, sendo realizada em estágios com incrementos de 25 kPa até uma tensão confinante de 200 kPa, e com incrementos de 50 kPa para tensões confinantes maiores. Os incrementos de tensão eram realizados até atingir valor do parâmetro B de Skempton (1954) maiores que 0,90. O valor mínimo de contrapressão a ser atingido nesta etapa era de 400 kPa, chegando a 550 kPa em determinadas amostras.

Terminada a saturação da amostra dava-se início à consolidação, em que a tensão confinante era levada a valores desejados de tensão efetiva para início do cisalhamento. A consolidação dos ensaios realizados no Triaxial Geonor apresenta a medição da variação volumétrica com o objetivo de determinar a variação do índice de vazios. Para as amostras consolidadas a uma tensão efetiva de 100 ou 400 kPa, os incrementos na tensão confinante eram realizados em estágios de 100 kPa, e para as amostras consolidadas com tensões efetivas de 25 e 50 kPa, o incremento da tensão confinante foi realizado em etapa única.

A última etapa do ensaio, o cisalhamento, foi realizada na condição não-drenada, com uma velocidade constante de aproximadamente 4,35 mm/h. O cisalhamento foi mantido até o transdutor de deslocamento linear externo apresentar um deslocamento aproximado de 35% da altura do corpo de prova.

3.3.3.4 Triaxial de Altas Pressões

O equipamento Triaxial de Altas Pressões (TAP), utilizado para ensaios cuja tensão efetiva de cisalhamento fosse superior à 1.000 kPa, bem como para os ensaios de cisalhamento cíclico, foi desenvolvido no LEGG/UFRGS durante a tese de Marques (2016). O equipamento foi desenvolvido para tensões confinantes até 10 MPa. A câmara é apoiada sob uma prensa, que se desloca no sentido vertical para cima, controlada por um servomotor acoplado a um macaco mecânico, sendo este ensaio realizado como um ensaio de deformação controlada.

O equipamento consiste em dois transdutores de pressão, um para controle da contrapressão de base e outro para controle da tensão confinante. A aplicação de tensões é realizada de maneira automática por dois GDS's, um controlando a tensão confinante e o outro controlando a contrapressão, e que também realiza o controle de deformação volumétrica na consolidação e

em cisalhamentos drenados. A medida da carga aplicada é feita por uma célula de carga, instalada acima do pistão, e consta com capacidade de 5 toneladas. Na Figura 48 pode-se observar o esquema de montagem do triaxial de altas pressões desenvolvido por Marques (2016).

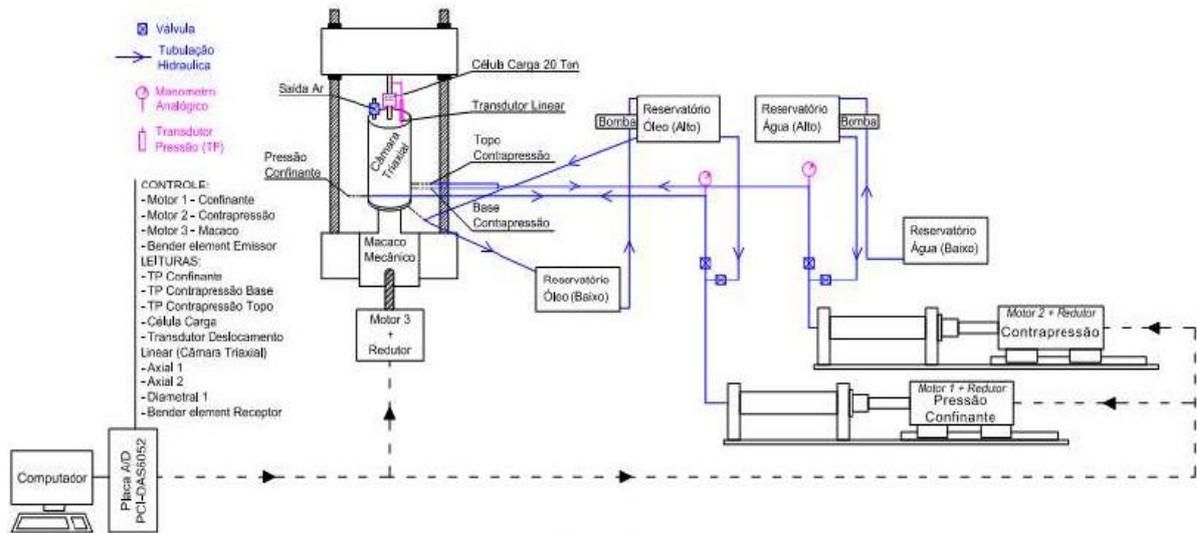


Figura 48 - Esquema de montagem do TAP (Marques, 2016).

Assim como no Triaxial Geonor, as deformações são medidas por meio de um sistema externo (régua resistiva) e por sensores internos (os sensores de efeito *hall*) sendo dois sensores fixados no sentido vertical da amostra, e um sensor no sentido radial. O equipamento também conta com *bender elements*, utilizado para determinação do módulo cisalhante inicial e análise da degradação do módulo cisalhante ao longo da deformação apresentada.

A aquisição de dados e o controle das pressões conta com um sistema automatizado. Uma placa de aquisição modelo foi utilizada, sendo que essa se comunica com o usuário e/ou computador por um programa desenvolvido no software LabVIEW 2013. Uma vista da montagem do triaxial é apresentada na Figura 49.

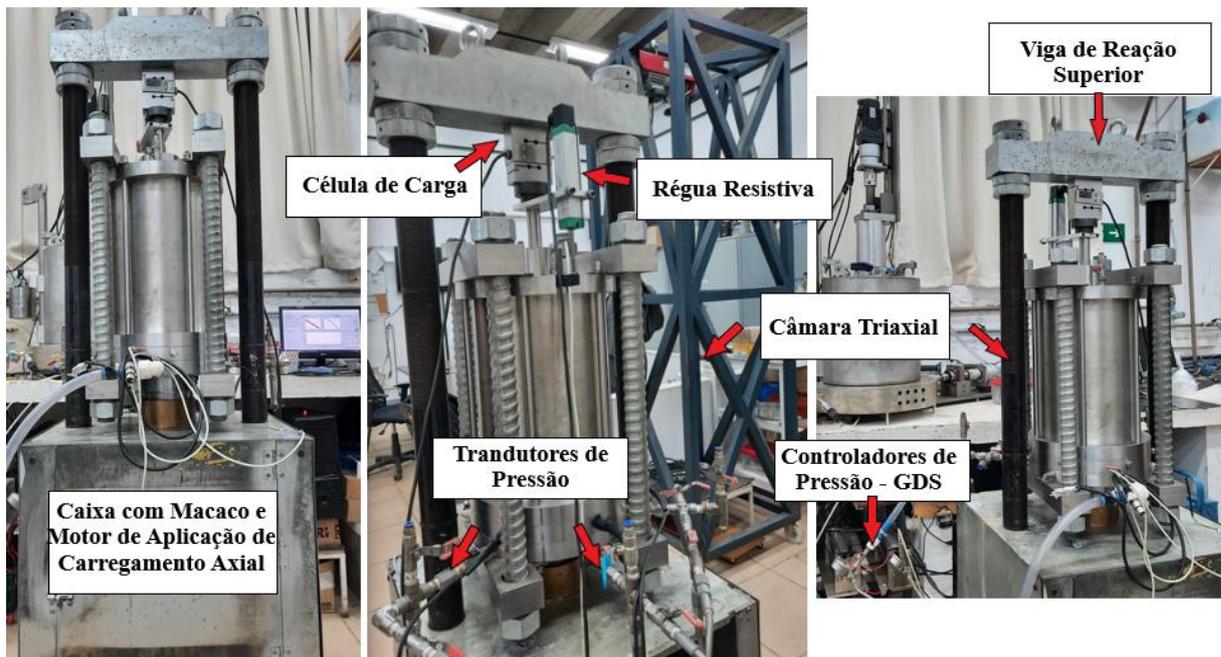


Figura 49 - Vista do Triaxial de Altas Pressões.

- Ensaio Triaxiais Monotônicos

Os ensaios monotônicos realizados no equipamento TAP consistem em ensaios com tensões de confinamento de 1000 kPa, 2000 kPa e 4000 kPa, considerando ensaios CIU nas amostras indeformadas e remoldadas e ensaios CID para as amostras indeformadas. Também foi realizado um ensaio CIU em amostra remoldada de 400 kPa, com o objetivo de validar os resultados do TAP e do Geonor.

Os procedimentos utilizados para montagem das amostras e execução dos ensaios monotônicos são semelhantes aos descritos para o Triaxial Geonor.

- Ensaio Triaxiais Cíclicos

Os ensaios triaxiais cíclicos realizados neste trabalho consistem em tensões de confinamento de 400 kPa, 1000 kPa e 4000 kPa, e foram realizados com tensão controlada. Para os ensaios de 1000 kPa, a carga cíclica aplicada foi de 20%, 40% e 60% na tensão de confinamento, e os ensaios de 400 kPa e 4000 kPa foram cisalhados com a carga cíclica intermediária de 40%. As porcentagens de carregamento cíclico adotadas foram determinadas a partir de alguns testes realizados previamente, com base na resposta obtida a partir do cisalhamento.

Os procedimentos de ensaio descritos para os ensaios monotônicos foram os mesmos utilizados para os ensaios cíclicos, até o final da consolidação.

Como o equipamento não realizou ensaio de expansão, o seguinte procedimento foi adotado para realizar o cisalhamento cíclico: definida a carga de cisalhamento cíclica, ao final da consolidação, foi realizado um carregamento axial monotônico até que um valor de 50% da carga cíclica definida fosse atingido, e então iniciou-se os ciclos com a amplitude de carregamento previamente definida (por exemplo, para o ensaio de 1000 kPa com 20%, foi realizado um carregamento monotônico na amostra até 100 kPa, e então iniciou-se um carregamento cíclico com amplitude de carregamento de 200 kPa).

A mesma célula de carga utilizada para leitura de carga aplicada nos ensaios monotônicos foi utilizada nos ensaios cíclicos, e o controle de deslocamento vertical da amostra foi realizado pelo transdutor de deslocamento.

O número máximo de ciclos definido no presente trabalho foi de 1000 ciclos e a frequência utilizada no carregamento foi de 0,1 Hz. A variável a ser controlada durante o cisalhamento cíclico era a taxa de velocidade do macaco, que era ajustada a partir do aumento de deformação axial sofrida pela amostra, em que a onda teórica e a onda real, a partir da frequência definida, tinham que se manter em convergência durante todo o cisalhamento. A interface de controle utilizada durante o carregamento cíclico está apresentada na Figura 50.

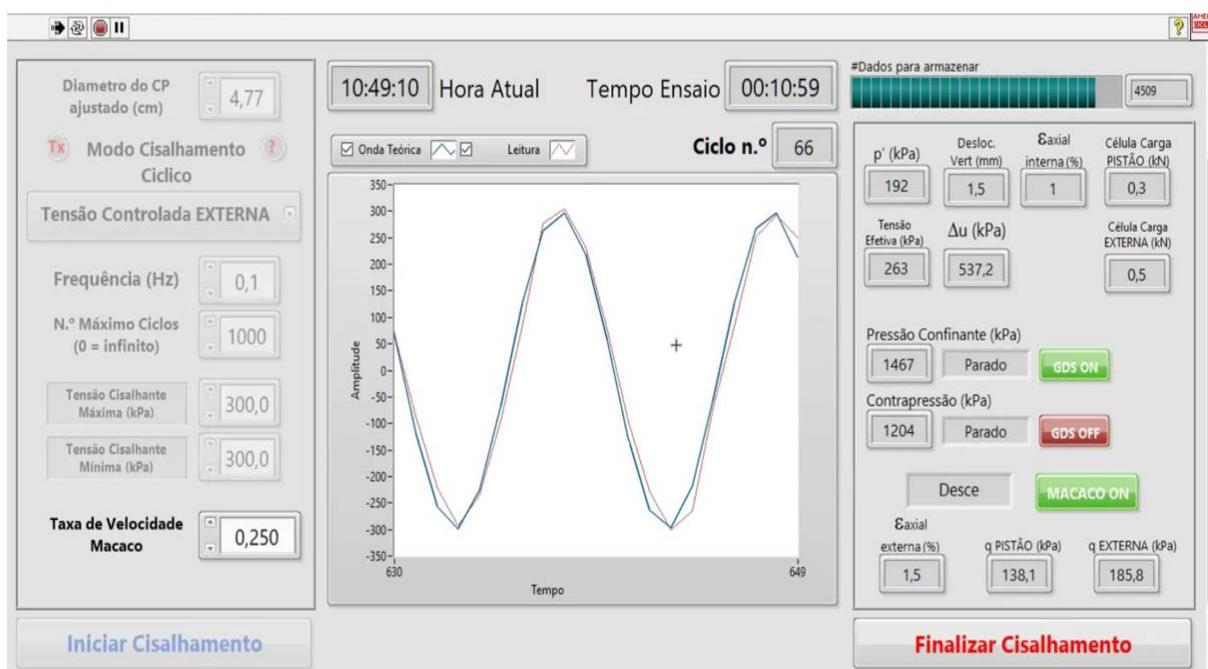


Figura 50 - Interface de Controle para Cisalhamento Cíclico

3.3.4 Bender Elements

A medida de rigidez do material a pequeníssimas deformações foi realizada com o uso de *bender elements*, em amostras indeformadas e remoldadas do rejeito de bauxita, instalados no Triaxial de Altas Tensões do LEGG/UFRGS, conforme apresentado por Bortolotto (2017), e conforme ASTM D8295-19 (2019).

A Figura 51 apresenta um exemplo de como o *bender elements* e a parte eletrônica são conectados para determinar a velocidade da onda cisalhante, enviar e receber esse sinal. O Gerador de Função envia um sinal para o *bender* transmissor e esse sinal enviado também é captado pelo osciloscópio. O sinal enviado provoca uma movimentação no *bender*, gerando uma onda cisalhante que é recebida pelo *bender* receptor, sendo este sinal também enviado ao osciloscópio.

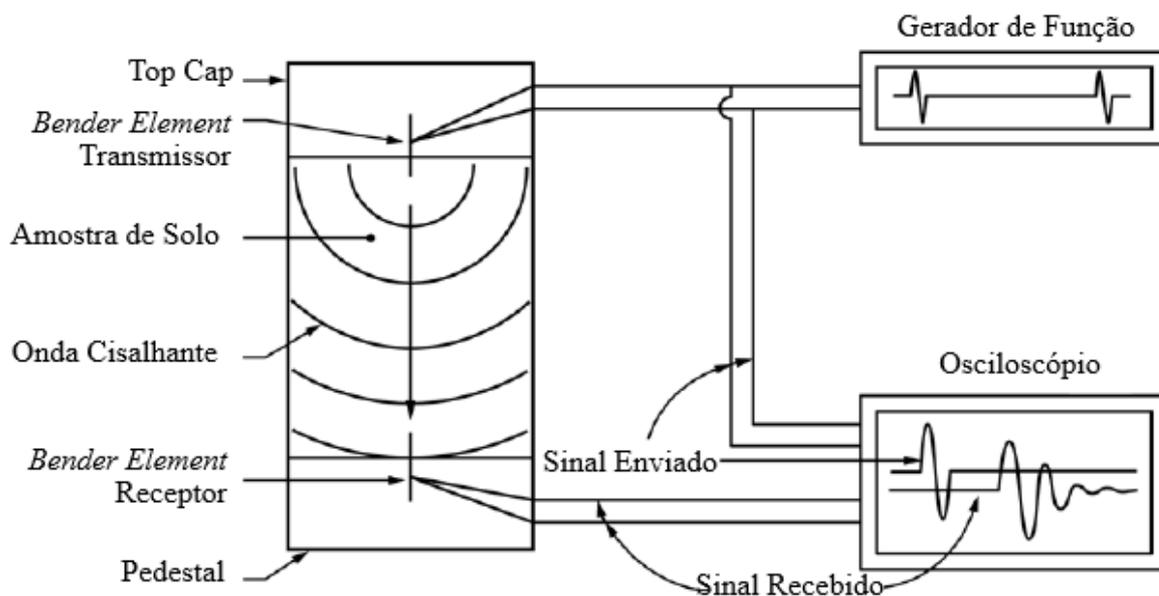


Figura 51 - Diagrama Esquemático de um Ensaio *Bender Elements* (Adaptado de ASTM D8295-19, 2019)

O sistema implementado por Bortolotto (2017) é composto por um gerador de função, em que se determina a forma de envio, frequência e amplitude do sinal, e um amplificador de sinal de um osciloscópio. O sinal enviado gera uma oscilação do *bender* superior, que se propaga perpendicularmente ao movimento do *bender*, até atingirem o *bender* inferior e causa a sua vibração também. Esse movimento é amplificado 500 vezes, sendo possível sua visualização na tela do osciloscópio. No osciloscópio pode ser instalado um *pendrive* para coleta de dados e posterior análise. A Figura 52 apresenta um sistema produzido por Bortolotto (2017), sendo o mesmo sistema utilizado nesta pesquisa.

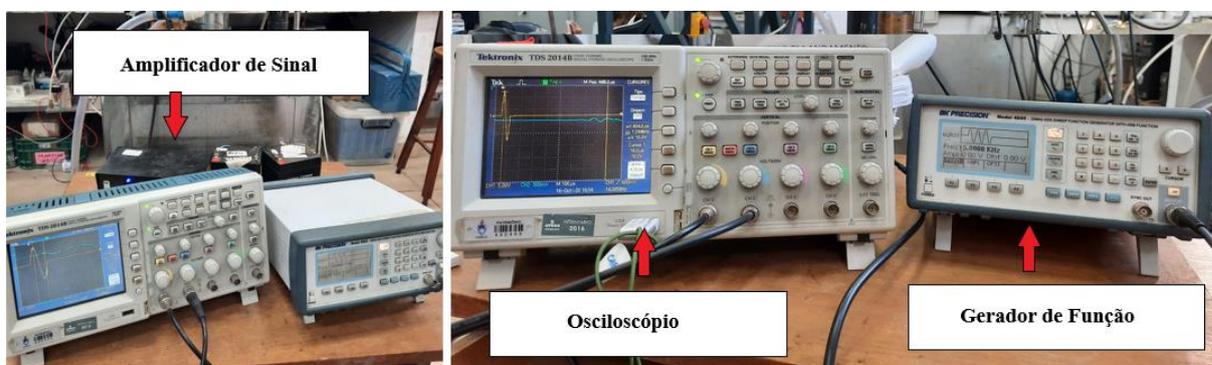


Figura 52 - Sistema utilizado para *Bender Elements*

Os *bender elements* são fabricados em placas piezocerâmicas, instalados no topo e base da amostra. A Figura 53 apresenta os *bender elements* instalados no equipamento. Com base na distância entre o *bender* de base e o *bender* de topo e o tempo necessário para a passagem da onda pelo corpo de prova é possível determinar a velocidade da onda cisalhante no material, V_s . A interpretação do tempo de onda cisalhante é apresentada na Figura 54, e no presente trabalho foi adotado o modo de interpretação Pico à Pico.

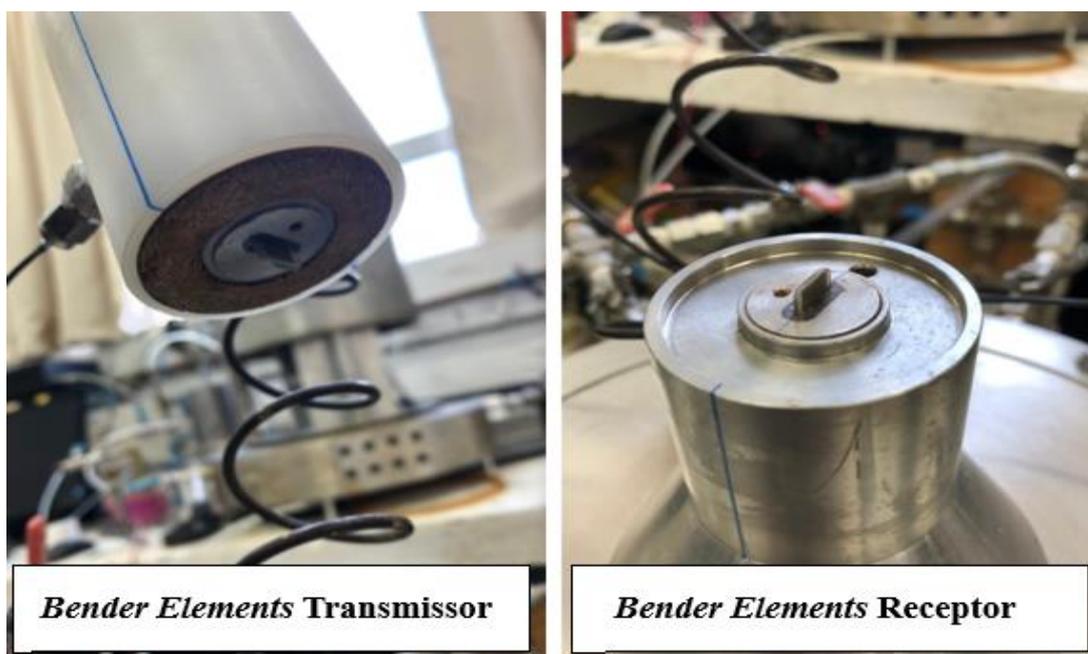


Figura 53 - *Bender Elements* instalados no Triaxial de Altas Tensões

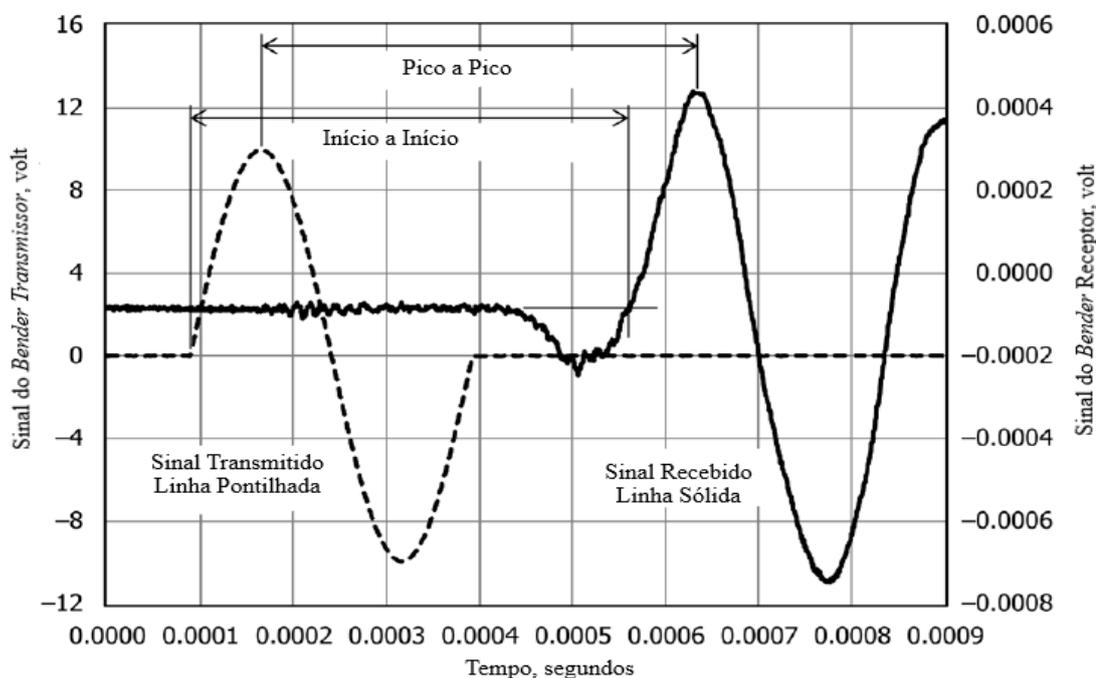


Figura 54 - Interpretação entre o tempo Transmitido e Recebido da onda cisalhante (Adaptado de ASTM D8295-19, 2019)

De posse da velocidade, o módulo cisalhante elástico é determinado pela Equação 13:

$$G_o = \rho V_s^2 = \rho \left(\frac{L^2}{t^2} \right) \quad (13)$$

3.3.5 Ensaio *Simple Shear*

O ensaio *simple shear* consiste em aplicar um cisalhamento na amostra na condição de deformação plana, impedindo uma variação volumétrica na amostra e aplicando um deslocamento horizontal. O ensaio simula o tipo de rompimento em taludes ou em pilhas de rejeito compactado.

Os ensaios *simple shear* foram realizados em amostras remoldadas de rejeito de bauxita, utilizando o equipamento *Simple Shear* desenvolvido por Corte (2016). As tensões confinantes aplicadas nas amostras foram de 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa.

3.3.5.1 Preparação das amostras

Para a realização desta pesquisa, foram ensaiadas amostras remoldadas de rejeito de bauxita. O método de preparação das amostras foi realizado conforme descrição abaixo.

O material das amostras reconstituídas para ensaios *simple shear* foi preparado com rejeito proveniente do tubo *Shelby*, seco e destorroado. Os corpos-de-prova são cilíndricos, possuindo 50 mm de altura e 100 mm de diâmetro. O teor de umidade utilizado para moldagem foi de 15% sendo esta verificada posteriormente conforme determinado pela ABNT NBR 6457 (2016), e o índice de vazios desejado respeitou o índice de vazios médio encontrado na amostra indeformada. Água destilada foi utilizada para moldagem das amostras.

O material era inserido em camada única no molde tripartido com a ajuda de um funil, a fim de minimizar perdas, e então submetido a uma compactação estática até atingir a altura determinada para a camada. Após a preparação da amostra, o molde era removido e uma membrana de látex era colocada com a ajuda de um molde cilíndrico e uma bomba de vácuo, que auxiliava na aderência da membrana ao molde. A amostra então era levada ao equipamento para realização do ensaio.



Figura 55 - Processo de preparação dos corpos-de-prova para ensaios *simple shear*

3.3.5.2 Detalhes do equipamento e procedimentos do ensaio

O equipamento possibilita a realização de ensaios cíclicos e monotônicos, para tensões confinantes de até 1000 kPa, aproximadamente. O *simple shear* desenvolvido no LEGG/UFRGS consiste de um sistema de geração e aplicação do deslocamento horizontal, sistema de aplicação da força vertical, sistema de geração de pressão na câmara, sistema de

contrapressão, célula de cisalhamento, sistema de instrumentação e controle do ensaio (CORTE, 2016).

O equipamento consta de dois transdutores de pressão, um para controle da contrapressão de base e outro para controle da tensão confinante. O deslocamento vertical é aplicado por um conjunto motor redutor, bem como a força vertical aplicada ao cabeçote no topo da amostra (os deslocamentos horizontal e vertical são medidos por meio de um sistema externo - régua resistiva, em cada direção); a tensão confinante é aplicada por meio da utilização de ar comprimido através de um compressor de ar, realizando o controle por meio de uma válvula proporcional; a contrapressão, assim como no equipamento Triaxial de Altas Tensões, é aplicada por um GDS, que também realiza o controle de deformação volumétrica na consolidação. Na Figura 56 pode-se observar o esquema de montagem do *simple shear* desenvolvido por Corte (2016).

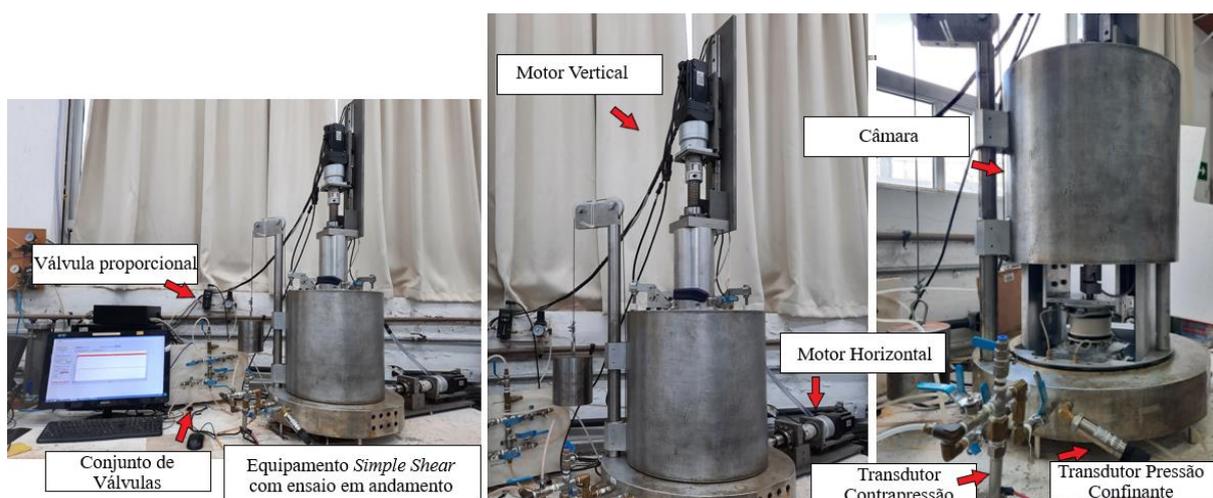


Figura 56 - Esquema de montagem *simple shear*

A aquisição de dados e o controle das pressões conta com um sistema automatizado. Uma placa de aquisição se comunica com o usuário e/ou computador por um programa desenvolvido no software LabVIEW 2013.

Os ensaios *simple shear*, assim como os ensaios triaxiais, foram divididos em três etapas: saturação, consolidação e cisalhamento.

A saturação da amostra tem por objetivo preencher todos os vazios da amostra com água. Esta etapa foi subdividida em três etapas. A primeira etapa da percolação consiste na percolação de

CO₂, onde previamente à percolação com água, percolava-se a amostra com dióxido de carbono por aproximadamente 20 minutos. A percolação é realizada da base para o topo da amostra. A segunda etapa é a percolação com água destilada até que um volume de duas vezes o volume de vazios fosse percolado pela amostra. A percolação foi realizada com uma tensão efetiva de 17 kPa.

A terceira etapa da saturação é a saturação por contrapressão, até atingir valor do parâmetro B de Skempton (1954) maiores que 0,90. O valor mínimo de contrapressão a ser atingido nesta etapa era de 400 kPa.

Terminada a saturação da amostra dava-se início à consolidação, em que a tensão confinante era levada a valores desejados de tensão efetiva para início do cisalhamento. A consolidação dos ensaios realizados apresenta a medição da variação volumétrica com o objetivo de determinar a variação do índice de vazios.

A última etapa do ensaio, o cisalhamento, é realizada na condição não-drenada, com uma velocidade constante de aproximadamente 0,1 mm/s. O cisalhamento foi mantido até uma deformação cisalhante de 40%, aproximadamente.

Como resposta o ensaio fornece diretamente, por meio da instrumentação, os valores de tensão efetiva vertical (σ'_v), tensão efetiva horizontal (σ'_h), tensão cisalhante (τ), deformação cisalhante (γ) e poropressão (u).

3.3.6 Cálculos e Definições

3.3.6.1 Ensaios Triaxiais

As tensões efetivas, parâmetros de deformabilidade e estado crítico para os ensaios triaxiais foram calculados com base nos equacionamentos apresentados a seguir.

Os invariantes de tensão, p' e q , são encontrados conforme Equação 14 e Equação 15. A deformação volumétrica, ε_{vol} , é calculada conforme Equação 16, e a deformação distorcional, ε_s , é calculada conforme Equação 17. O módulo cisalhante, G , pode ser encontrado conforme Equação 18. O índice de vazios, e , e o volume específico, v , conforme Equação 19 e Equação 20, respectivamente.

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \quad (14)$$

$$q = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \quad (15)$$

$$\varepsilon_{vol} = (\varepsilon_a + 2\varepsilon_r) \quad (16)$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r) \quad (17)$$

$$G = \frac{q}{3\varepsilon_s} \quad (18)$$

$$e = e - \varepsilon_v(1 + e_0) \quad (19)$$

$$v = 1 + e \quad (20)$$

A envoltória de ruptura foi encontrada no plano $p':q$, sendo possível a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, ângulo de atrito e intercepto coesivo. É possível determinar o ângulo de atrito efetivo e o intercepto coesivo pelas seguintes relações, conforme Equação 21 e Equação 22:

$$d = \frac{18 c' \cos\phi'}{3 - \sin\phi'} \quad (21)$$

$$\tan\beta = \frac{6 \sin\phi'}{3 - \sin\phi'} = M \quad (22)$$

A curva de compressão em função do volume específico inicial, para os ensaios de compressão isotrópica, é descrita pela Equação 23:

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (23)$$

3.3.6.2 Ensaios *Simple Shear*

As tensões efetivas, parâmetros de resistência e rigidez para os ensaios *simple shear* foram calculados com base nos equacionamentos apresentados abaixo.

A deformação cisalhante, γ , é calculada conforme Equação 24:

$$\gamma = \frac{\Delta d}{h} \quad (24)$$

Tensão vertical efetiva, conforme Equação 25, sendo a soma da tensão confinante efetiva com a tensão desviatória (encontrada pela razão entre a carga vertical e a área final de consolidação da amostra);

$$\sigma'_v = PC + q - PP \quad (25)$$

As tensões principais efetivas, σ'_1 , σ'_2 e σ'_3 , encontradas pela Equação 26, Equação 27 e Equação 28, respectivamente, tendo as três tensões principais diferentes, com τ como a resistência ao cisalhamento, calculada através da carga horizontal dividida pela área final de consolidação. Os invariantes de tensão, p' e q , são encontrados conforme Equação 29 e Equação 30. O módulo cisalhante é calculado a partir da Equação 31.

$$\sigma'_1 = \frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (26)$$

$$\sigma'_2 = \sigma'_h \quad (27)$$

$$\sigma'_3 = \frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (28)$$

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \quad (29)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2} \quad (30)$$

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \quad (31)$$

A envoltória de ruptura foi encontrada no plano $\sigma'_v:\tau$, sendo possível a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, como ângulo de atrito (Equação 32) e intercepto coesivo.

$$\tan\phi' = \frac{\tau}{\sigma'_v} \quad (32)$$

3.3.6.3 Correções de Área e Membrana

Para interpretação do resultados dos ensaios triaxiais foram consideradas correções de área conforme apresentado por Head (1980-c), e as correções de membrana conforme a ASTM D 4767 – 11 (2020).

Para correção de área, levou-se em consideração que durante o cisalhamento a amostra poderia se deformar seguindo duas formas principais, por embarrigamento ou pela formação de um plano de ruptura.

Para correções por embarrigamento, a Equação 33 é considerada para correção da área:

$$A_c = \frac{1 - \frac{\Delta V}{V_o}}{1 - \varepsilon_a} A \quad (33)$$

Quando ocorreu a formação do plano de ruptura, considerou-se a correção de área por embarrigamento até o pico, e após atingir o pico de resistência a correção foi feita a partir do ângulo de cisalhamento formado, conforme Figura 57, seguindo a Equação 34 e Equação 35.

$$\cos \beta = \varepsilon_a \frac{H}{D} \tan \theta \quad (34)$$

$$A_c = A \frac{\pi}{2} (\beta - \sin \beta \cos \beta) \quad (35)$$

O valor de β é expresso em radianos.

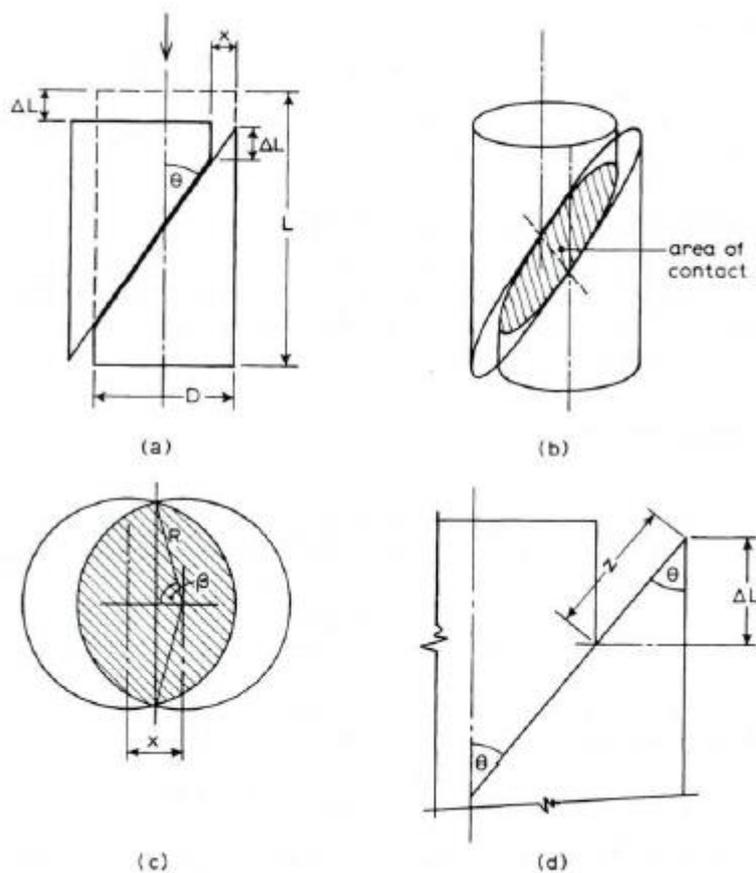


Figura 57 - Considerações para correção de área em amostras com formação do plano de ruptura (Head, 1980-c).

Para correção do efeito da membrana de látex na resistência ao cisalhamento da amostra, a Equação 36 foi utilizada, considerando a espessura da membrana de 0,35 mm, e o módulo de elasticidade da mesma como 1.400 kPa (dados fornecidos pelo fabricante):

$$\Delta q = \frac{4E_m x \varepsilon_a}{D_c} \quad (36)$$

A correção por efeito de membrana consiste na subtração do valor encontrado pela equação acima da tensão desvio, já com as correções de área realizadas.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MINERALÓGICA

4.1.1 Granulometria

As curvas granulométricas dos ensaios por sedimentação das amostras extraídas dos tubos *Shelby* estão apresentadas na Figura 58. A partir dos resultados pode-se observar que o rejeito de bauxita se enquadra como um silte-argiloso, com aproximadamente 90% do material passante na peneira *mesh* #200 (abertura 0,075 mm).

A maior quantidade de partículas se enquadra na fração silte, mas apresenta uma porcentagem de até 20% de partículas no tamanho de argilas e até 15% se classificando como areia de fina a média.

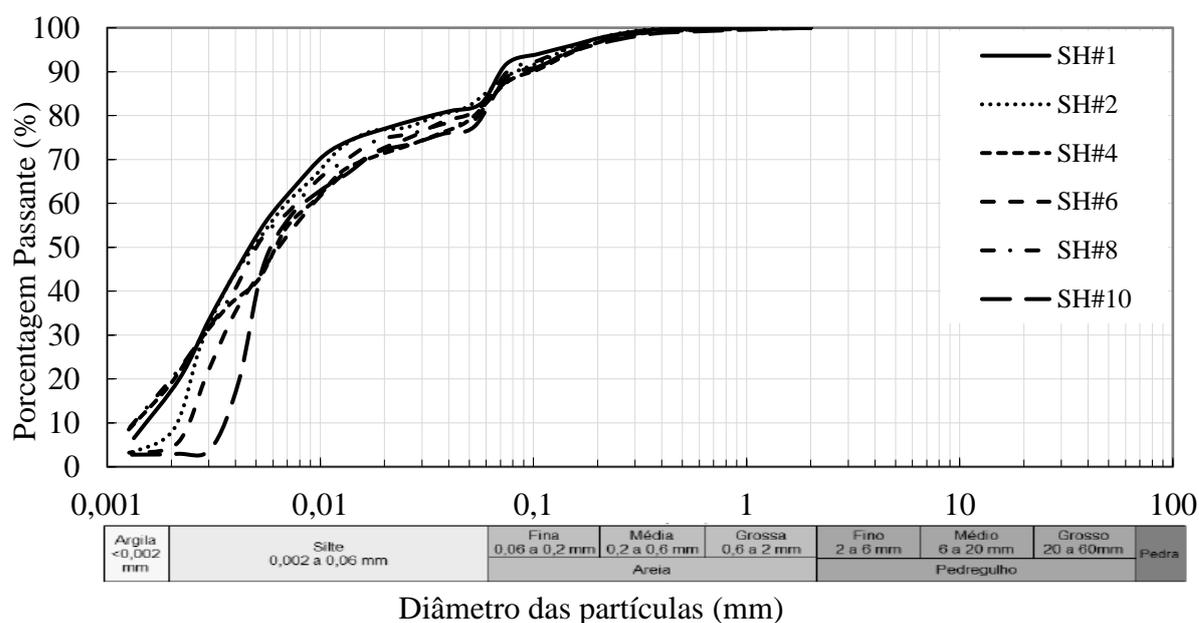


Figura 58 - Curvas granulométricas do rejeito de bauxita

Conforme analisado por Vick (1983), não existe uma faixa de granulometria pré-definida para os rejeitos de mineração, uma vez que a granulometria está diretamente relacionada ao processo de extração da rocha de origem e do beneficiamento do minério, mas existe uma predominância de partículas caracterizadas como siltes. Na Figura 59 pode-se observar a compilação das curvas

encontradas no presente trabalho com algumas curvas de rejeito de bauxita provenientes de diferentes fontes estudadas.

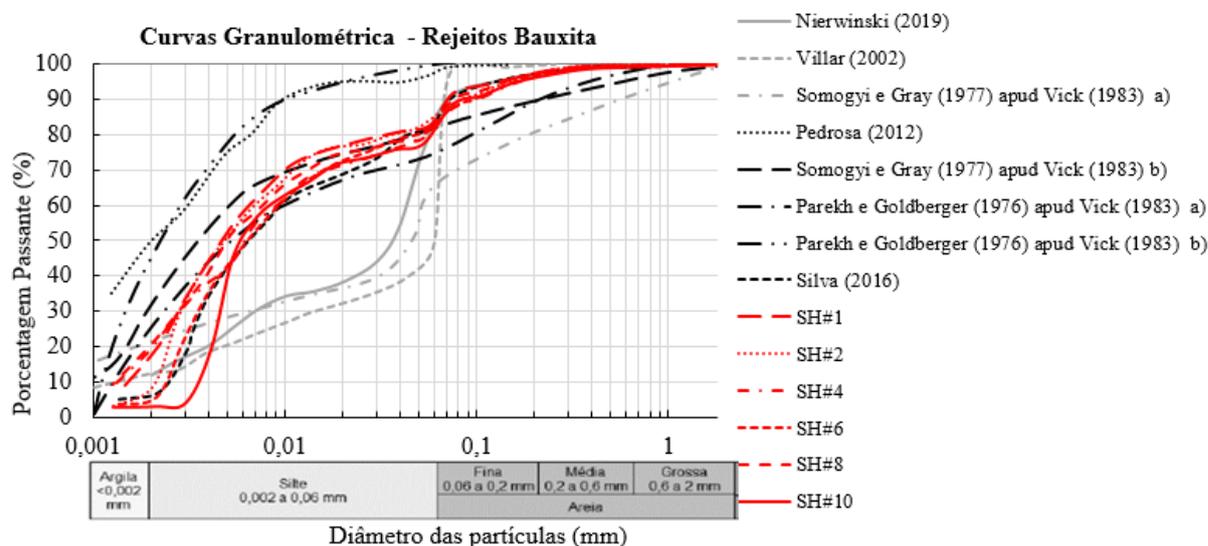


Figura 59 - Compilação de curvas granulométricas de rejeito de bauxita provenientes de fontes diversas.

4.1.2 Peso Específico Real dos Grãos

Para cada tubo Shelby foram realizados dois ensaios de massa específica dos grãos, e a partir do resultado obtido foi calculado o peso específico real dos grãos. A Tabela 9 apresenta os resultados dos ensaios para o rejeito estudado no presente trabalho.

Tabela 9 – Peso específico real dos grãos para o rejeito de bauxita

Amostra	Peso Específico Real dos Grãos kN/m^3
SH #1	29,46
SH #2	30,47
SH #4	30,47
SH #5	30,48
SH #6	29,50
SH #7	29,50
SH #8	30,32
SH #9	29,50
SH #10	30,91
Média	30,10

4.1.3 Índices de Consistência

O rejeito de bauxita apresenta uma baixa plasticidade, e com a adição de água para realização há uma mudança brusca no comportamento do material. Como os limites de liquidez e de plasticidade são próximos, há uma dificuldade na realização do ensaio.

Para o material estudado, obteve-se o valor de $LL = 23$, o valor de $LP = 32$, sendo assim, o índice de plasticidade foi de $IP = 9$, sendo classificado com um material fino de baixa plasticidade. Conforme ASTM D-2487 (2017), o rejeito de bauxita estudado se classifica como argila de baixa plasticidade (CL), com mais de 50% do material passante na peneira #200, $IP > 7$ e representado na linha A da Figura 60.

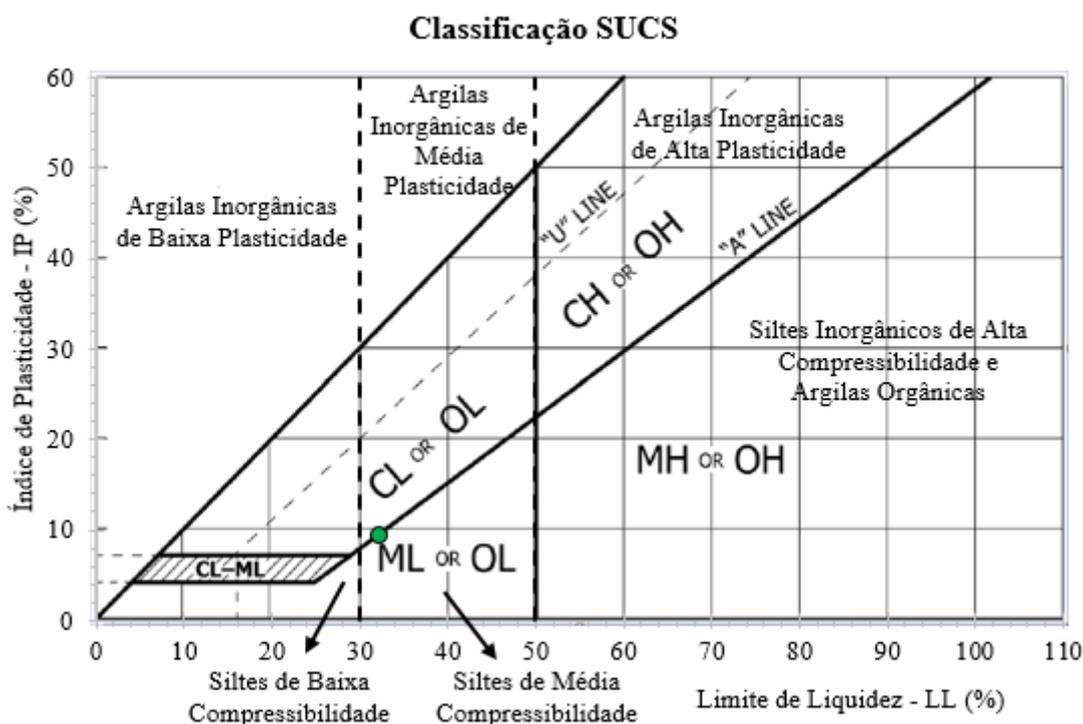


Figura 60 - Classificação SUCS para o rejeito de bauxita

4.1.4 Difração de Raio-X

O resultado para a análise do rejeito de bauxita pela difratometria de raios-X é apresentado na Figura 61. Observa-se uma quantidade predominante de Hematita (Fe_2O_3), Gibsita ($Al(OH)_3$) e Goethita ($FeO(OH)$).

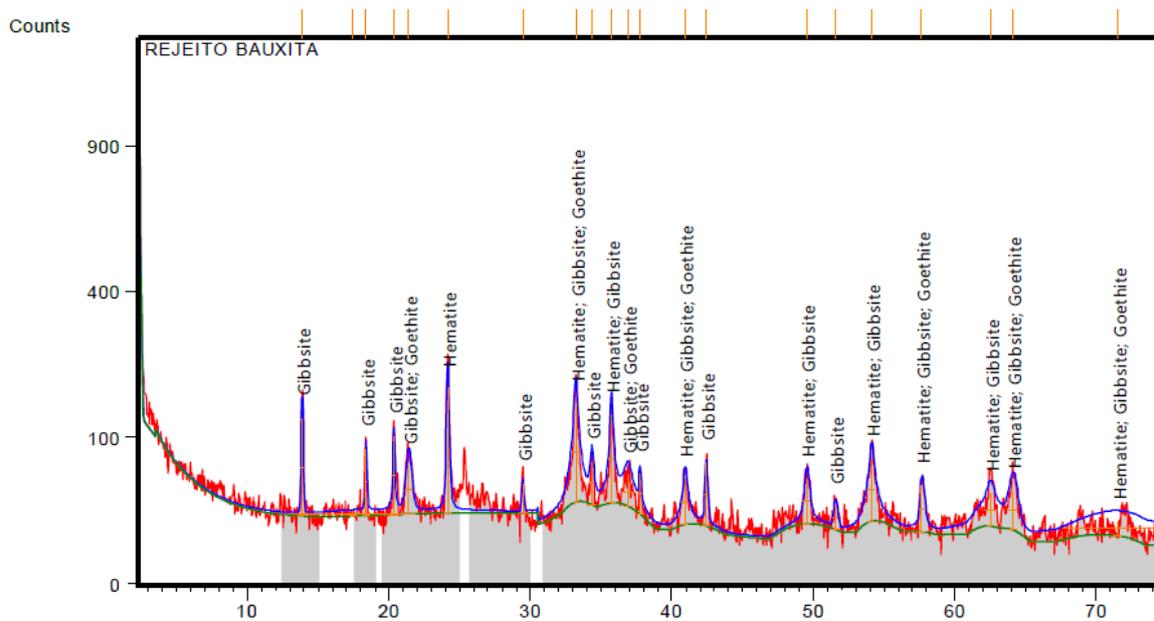


Figura 61 - Resultado do ensaio de Difração de Raio-X

4.1.5 Índice de Vazios Máximo e Mínimo e Densidade Relativa

A curva de compactação encontra através do ensaio de compactação por Proctor Modificado está apresentada na Figura 62. Um teor de umidade ótimo de 23,6% foi encontrado, referente a um peso específico aparente seco de 16,78 kN/m³.

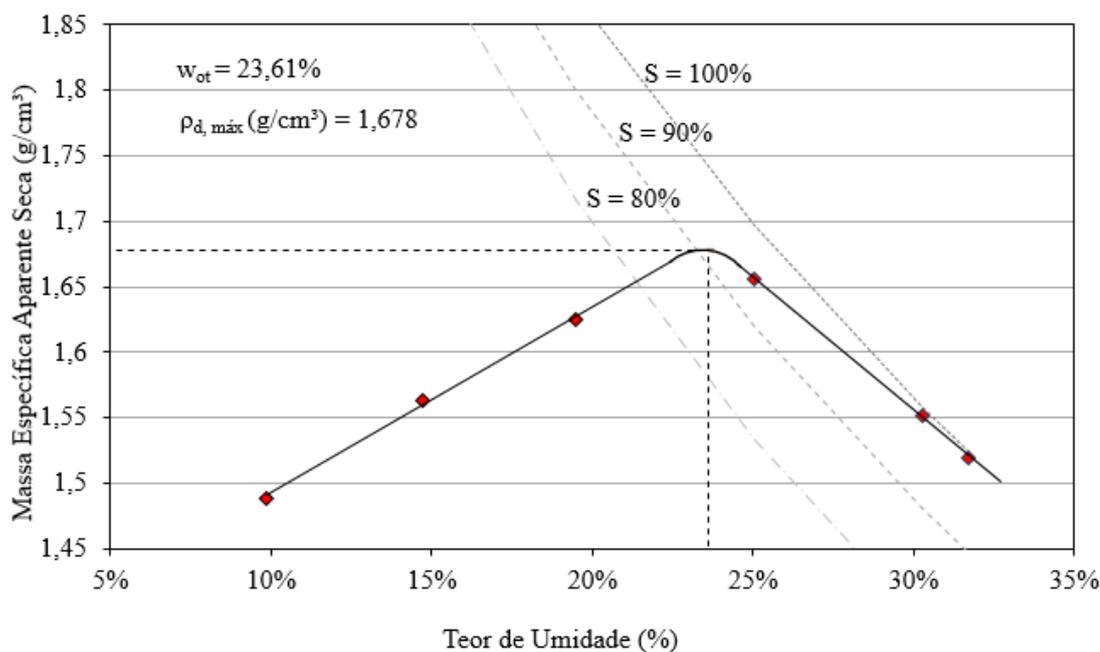


Figura 62 - Curva de Compactação

A partir da curva de compactação acima foi encontrado o índice de vazios mínimo, $e_{mín}=0,75$. O índice de vazios máximo foi de $e_{máx}= 2,14$. A partir do valor aproximado do índice de vazios dos tubos *Shelby*, $e=1,20$, chegou-se a uma densidade relativa, $D_r=67,58\%$. Entende-se que essa abordagem é típica de solos grossos, sendo apenas uma referência ao material estudado, conforme recomendado por Vick (1983).

4.1.6 Microscopia Eletrônica de Varredura

A Tabela 10 apresenta os principais elementos encontrados nas amostras de rejeito de bauxita. Os elementos Al, Si, Ti e Fe são os constituintes principais das rochas-mãe utilizadas para extração da bauxita. Os demais elementos, como o Ca e Na são oriundos do processo de beneficiamento.

Tabela 10 - Elementos identificados para o rejeito de bauxita

Elemento	SH #5	SH #6	SH #8	Pós Triaxial 4000 kPa CIU	Pós Triaxial 4000 kPa CID
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
C	15,73	17,63	21,54	9,98	12,52
O	44,15	45,27	44,31	44,37	46,76
Na	6,13	6,71	6,33	8,38	7,38
Al	8,73	8,27	7,98	10,27	9,46
Si	5,95	6,03	6,24	7,94	7,14
Ti	2,23	1,78	1,51	1,85	2,68
Fe	14,61	13,62	11,5	16,87	13,73
Ca	-	0,69	0,6	0,14	0,19

A Figura 63 apresenta as imagens obtidas para o *Shelby* #5, com magnitude 1,0 KX, 5,0 KX e 10,0 KX, a Figura 64 apresenta as imagens obtidas para o *Shelby* #6, com magnitude 1,0 KX, 5,0 KX e 10,0 KX e a Figura 67 apresenta as imagens obtidas para o *Shelby* #8, com magnitude também de 1,0 KX, 5,0 KX e 10,0 KX.

Os rejeitos de mineração, devido ao processo de beneficiamento, apresentam grãos com formatos angulares, devido às quebras de grãos já sofridas pelo material desde a sua extração. O que se é confirmado pelas imagens fornecidas pelo MEV.

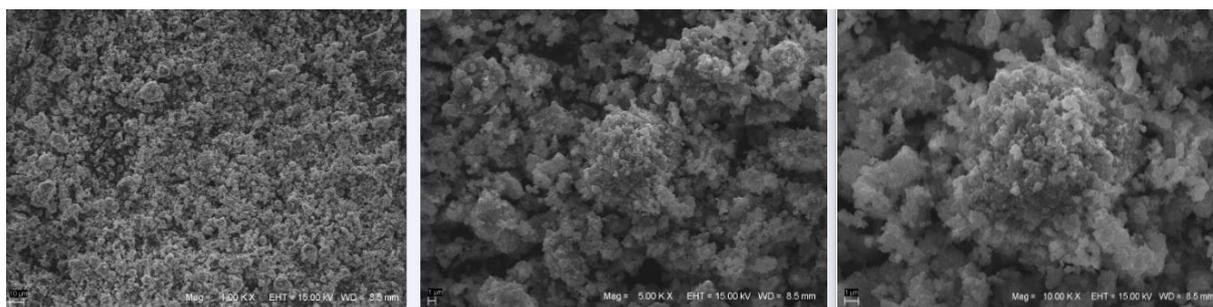


Figura 63 - Imagens do MEV para o *Shelby #5*

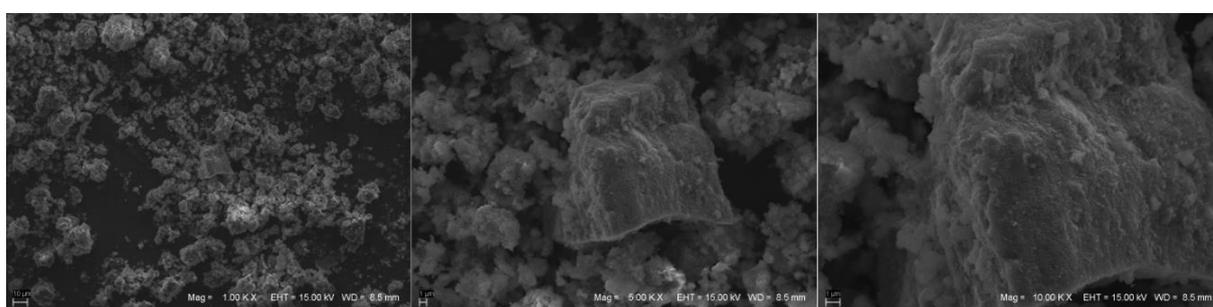


Figura 64 - Imagens do MEV para o *Shelby #6*

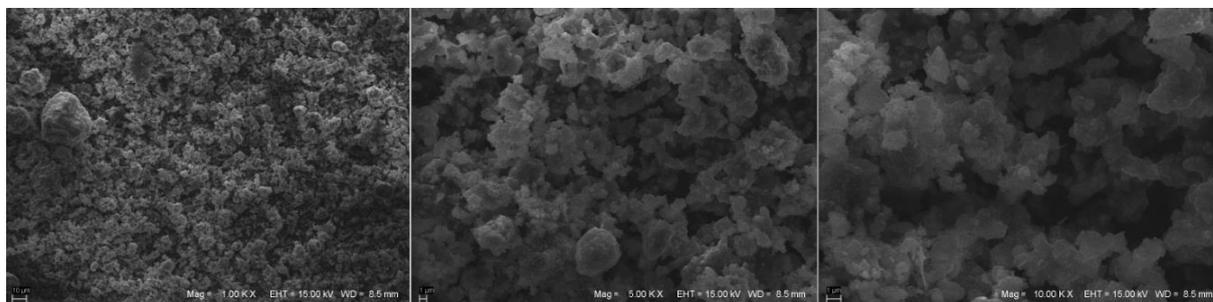


Figura 65 - Imagens do MEV para o *Shelby #8*

Assim, o rejeito de bauxita estudado apresenta partículas angulosas, sem a presença de argilominerais, conforme ensaios DRX e MEV, corroborando para o índice de plasticidade baixo encontrado.

4.2 COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA

Os ensaios de compressão oedométrica foram realizados até uma tensão vertical de 4 MPa, contribuindo para a investigação do comportamento do rejeito de bauxita em altas tensões. As

curvas de compressão para a amostra indeformada e remoldada estão apresentadas na Figura 66.

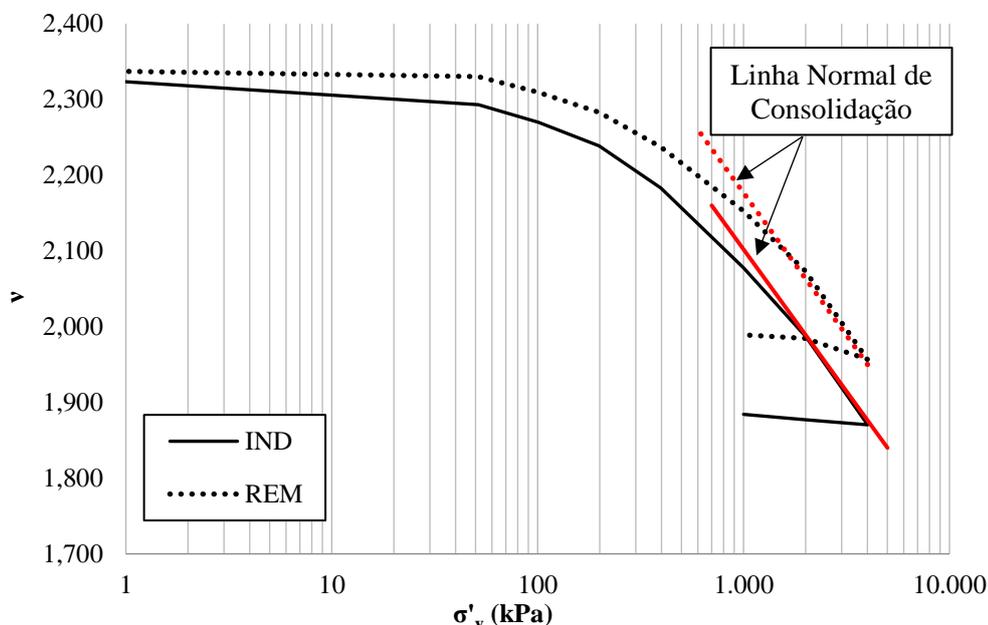


Figura 66 - Curvas de compressão pelo ensaio oedométrico

Baseado nos resultados apresentados na Figura 66, pode-se observar que não existe uma tendência de ambas as curvas convergirem uma única linha normal de consolidação quando carregadas até tensões verticais de 4 MPa. A diferença entre o volume específico de moldagem foi de 0,05, sendo este valor menor que a diferença do volume específico ao final do último carregamento, sendo este de 0,105.

Assim como observado por Nierwinski (2019), a inclinação da reta virgem correspondente ao material indeformado um pouco maior àquela encontrada para a amostra reconstituída, sendo o material da amostra reconstituída menos compressível que a amostra indeformada, o que pode ser um indício da existência de uma estrutura natural da amostra indeformada, sendo essa quebrada no processo de reconstituição da amostra.

Uma análise granulométrica foi realizada antes e após o ensaio para a amostra indeformada. O resultado está apresentado na Figura 67. Pôde-se observar uma sutil diferença na curva granulométrica para o material antes e após o ensaio, com uma redução da fração silte, e aumento da fração argila.

A curvatura da curva de compressão pelo ensaio de adensamento é um indicativo do início da quebra de grãos, conforme encontrado por Bedin et al. (2012).

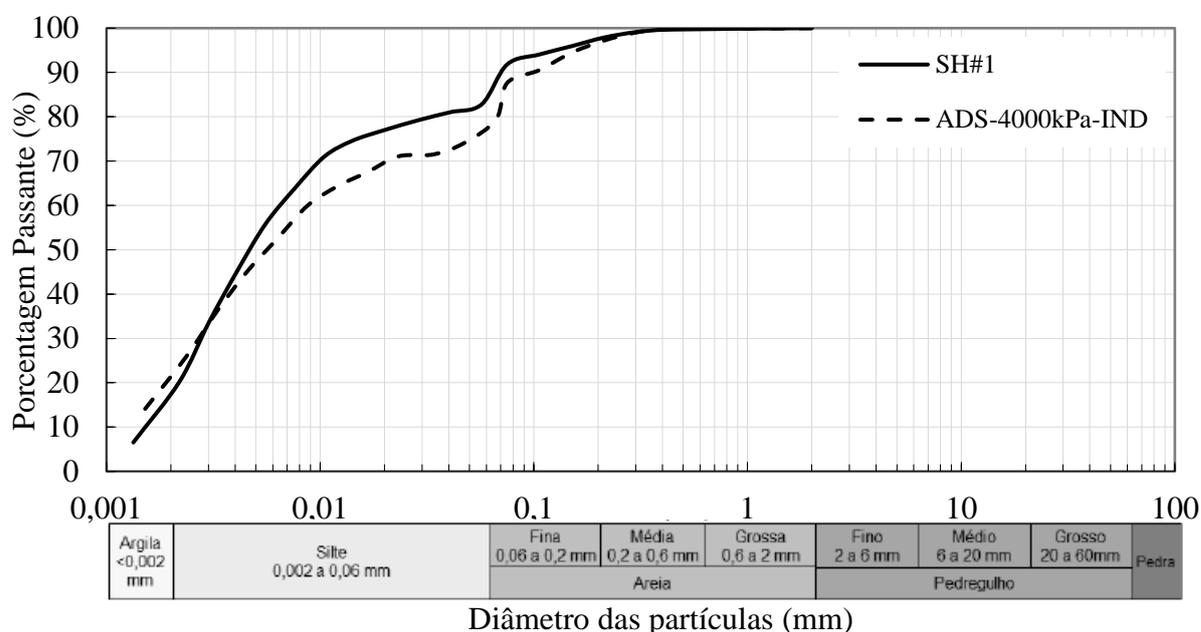


Figura 67 - Curvas granulométricas antes e após ensaio oedométrico

4.3 RESPOSTA CISALHANTE ATRAVÉS DE ENSAIOS *SIMPLE SHEAR*

Os ensaios *Simple Shear* foram realizados em amostras remoldadas do rejeito de bauxita, cujos parâmetros de moldagem estão apresentados na Tabela 11. As análises individuais para cada ensaio, apresentando a relação entre tensão e deformação cisalhante, variação da poropressão e tensão vertical efetiva em relação à deformação cisalhante, trajetória de tensões no plano $q:p'$, tensão cisalhante em relação à tensão vertical efetiva e degradação do módulo cisalhante em relação à deformação cisalhante estão apresentadas no APÊNDICE A.

Tabela 11 - Condição de Moldagem das Amostras Utilizadas nos Ensaio Simple Shear

Tensão Efetiva	25 kPa	50 kPa	100 kPa	200 kPa
H_o (cm)	4,95	5,14	5,00	5,09
D_o (cm)	10,05	10,03	10,04	10,04
w_o (%)	17,39%	14,55%	15,28%	15,66%
TS (%)	85%	87%	87%	86%
e_o	1,324	1,339	1,240	1,284
$e_{o,cis}$	1,254	1,290	1,219	1,244

γ_d (g/cm ³)	1,267	1,303	1,360	1,334
G_s	2,946	3,047	3,047	3,047

Da Figura 68 à Figura 73 estão apresentadas as curvas compiladas dos ensaios *Simple Shear*, realizado com tensões confinantes de 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa.

Na Figura 68 estão apresentadas as relações entre tensão e deformação cisalhante para todas as amostras ensaiadas. Pode-se observar um trecho linear inicial rígido, seguido de um desvio de comportamento, característico de um material desestruturado. Não é observado um pico de resistência nas amostras, com a tensão cisalhante crescendo até um patamar e depois seguem estabilizadas.

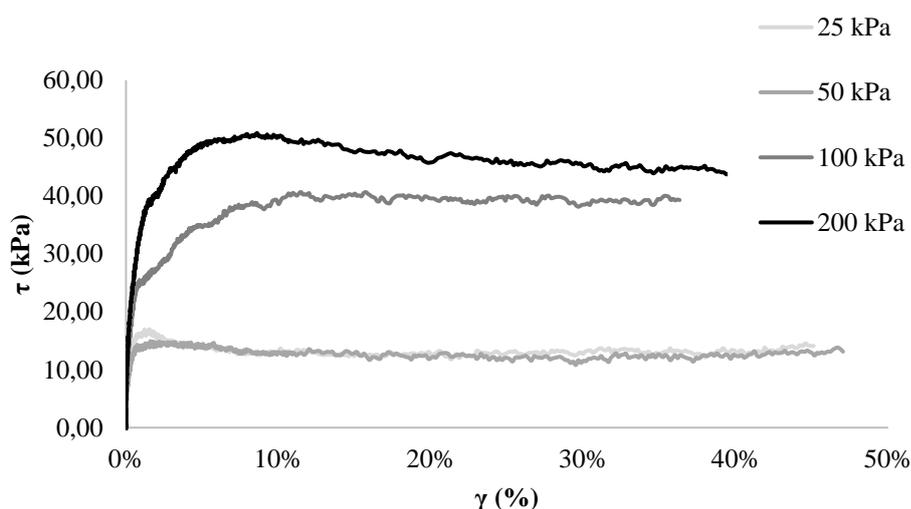


Figura 68 - Curvas Deformação Cisalhante *versus* Tensão Cisalhante dos ensaios *Simple Shear*

Na Figura 69 são apresentadas as tensões cisalhantes em relação às tensões verticais efetivas, juntamente com os pontos máximos, indicando a envoltória de pico para o rejeito de bauxita, submetido à um estado de deformação plana. As amostras apresentaram um comportamento contrátil quando cisalhadas, já esperado para amostras de rejeito de mineração remoldadas quando solicitadas sob baixas tensões de confinamento. O ângulo de atrito de pico pode ser determinado pela inclinação da envoltória de pico, e o intercepto coesivo pode ser determinado diretamente pela interseção da envoltória no eixo da tensão cisalhante. Os parâmetros de resistência obtidos para o material são: ângulo de atrito de pico (ϕ' pico) de 30,86° e coesão

efetiva (c') nula, conforme esperando para rejeitos de mineração, como solos finos não coesivos.

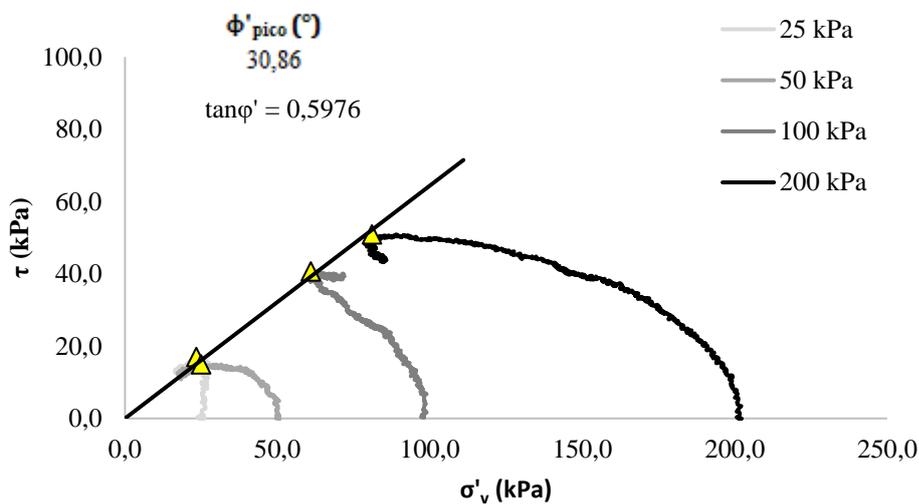


Figura 69 – Envoltória de Resistência de Pico para Ensaios *Simple Shear*

Na Figura 70 são apresentadas as tensões cisalhantes em relação às tensões verticais efetivas, considerando o estado último da amostra, ou estaco crítico. Os parâmetros de resistência obtidos para o material são: ângulo de atrito crítico (ϕ'_{cr}) de $28,3^\circ$ e coesão efetiva (c') nula.

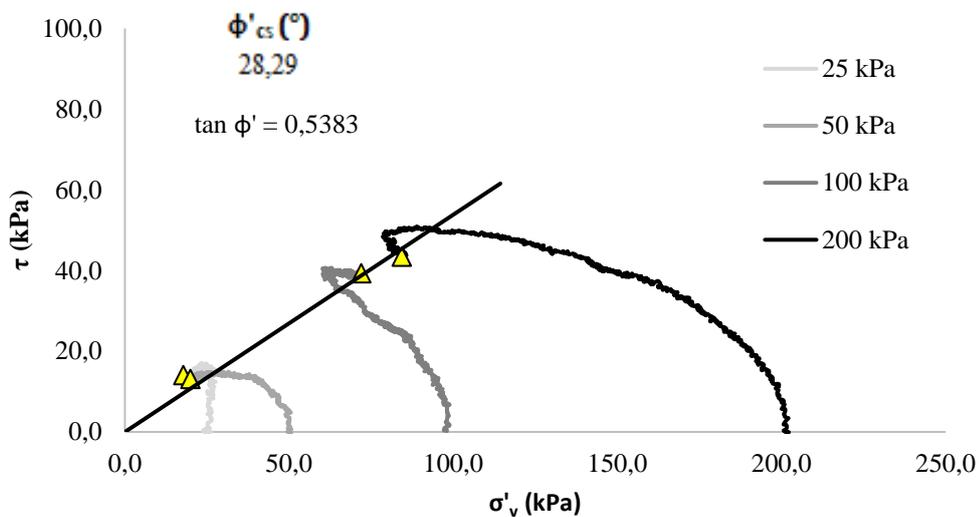


Figura 70 – Envolvória de Resistência no Estado Crítico para Ensaios *Simple Shear*

As trajetórias de tensões também podem ser avaliadas no plano $p':q$, como na Figura 71.

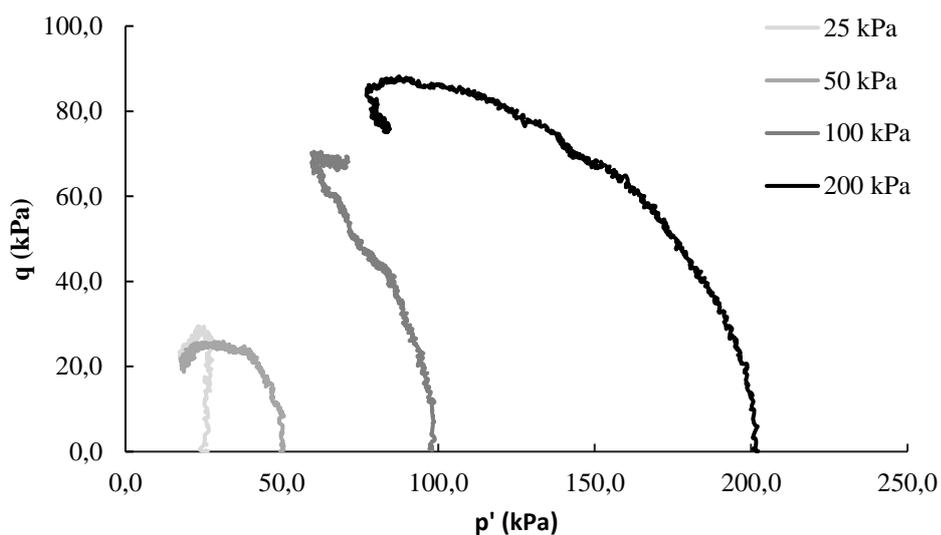


Figura 71 - Trajetórias de Tensões para os ensaios *Simple Shear*

Na Figura 72 são apresentadas as tensões cisalhantes em relação às tensões verticais efetivas, ao longo do ensaio. O pico acontece à deformações menores para tensões efetivas menores, e para tensões efetivas maiores o pico ocorre à deformações maiores, o que é esperado para solos estruturados. A partir desta representação é possível avaliar que as tensões se estabilizaram após atingir o pico de resistência, indicando que possam ter atingido o estado crítico ao nível de deformações máximas analisadas, de 40%.

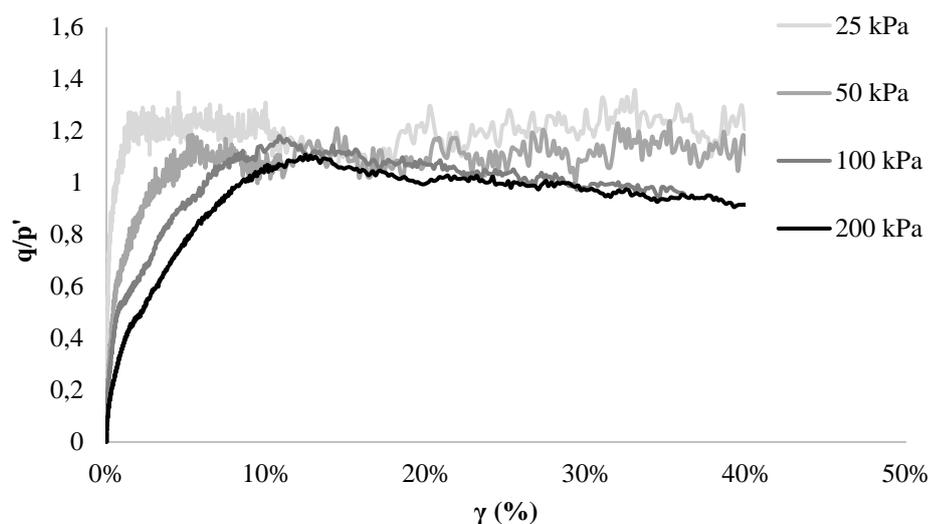


Figura 72 – Curva de Normalização q/p' versus Deformação Cisalhante

O ensaio *simple shear* permite a obtenção direta do módulo cisalhante pela razão entre tensão cisalhante e deformação cisalhante. Os resultados para os ensaios realizados neste trabalho estão apresentados na Figura 73. É possível observar um aumento no módulo cisalhante com o aumento da tensão confinante imposta em cada amostra, para deformações abaixo de 10%, aproximadamente.

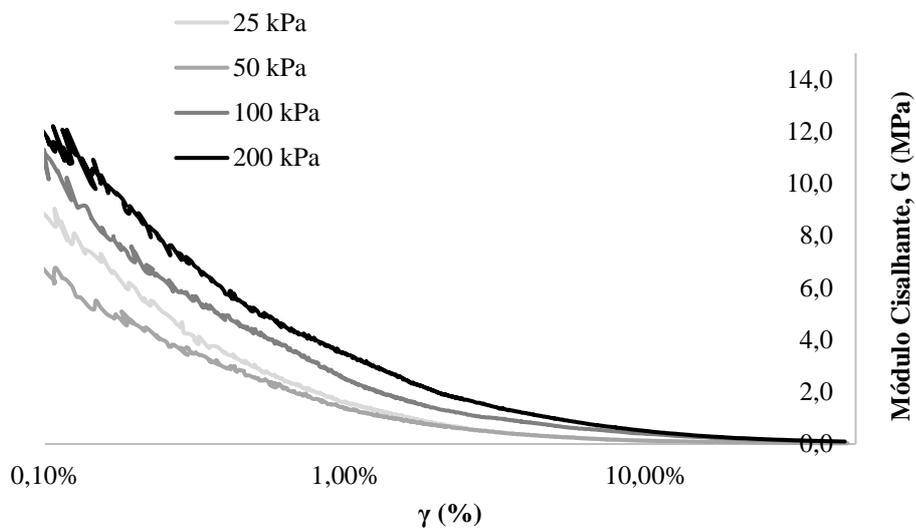


Figura 73 - Módulo Cisalhante em relação à Deformação Cisalhante

4.4 RESPOSTA CISALHANTE ATRAVÉS DE ENSAIOS TRIAXIAIS MONOTÔNICOS

4.4.1 Taxa de cisalhamento

A taxa de cisalhamento para todos os ensaios foi calculada a partir das curvas encontradas pelo ensaio de adensamento, conforme Figura 74.

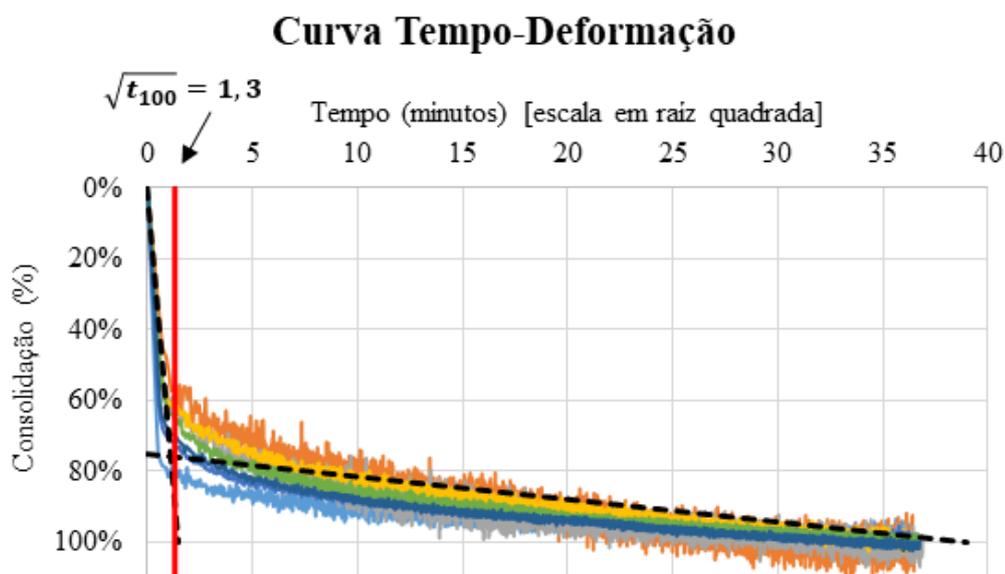


Figura 74 - Curva Tempo-Deformação para determinação da taxa de cisalhamento

Os resultados obtidos para os ensaios CIU e CID, estão apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 - Taxa de cisalhamento para ensaios triaxiais

Deformação Axial na Ruptura		Ensaio CIU	Ensaio CID
4%	$\sqrt{t_{100}}$	1,3	1,3
	$\dot{\epsilon}$	28,4 mm/h	14,7 mm/h
2%	$\sqrt{t_{100}}$	1,3	1,3
	$\dot{\epsilon}$	14,2 mm/h	6,8 mm/h

De posse dos valores máximos de taxa de cisalhamento encontrados definiu-se uma taxa padrão para todos os ensaios triaxiais de 4,35 mm/h, conforme configurações disponíveis para ajuste no triaxial Geonor.

4.4.2 Ensaios Monotônicos

Os ensaios triaxiais com cisalhamento monotônicos, realizados tanto no Geonor quanto no Triaxial de Altas Tensões, apresentaram condições de moldagem conforme Tabela 13.

Tabela 13 - Condições de Moldagem das Amostras Para Ensaios Triaxiais Monotônicos

	Nome Amostra	H _o (cm)	D _o (cm)	w _o (%)	TS (%)	e _o	e _{o,cis}	γ _d (g/cm ³)	G _s
Triaxial Geonor	25 kPa-IND-CIU	10,03	5,11	41,54%	70,65%	1,281	1,279	1,292	2,946
	25 kPa-REM-CIU	10,13	5,06	10,46%	90,53%	1,290	1,289	1,286	2,946
	50 kPa-IND-CIU	10,08	4,91	37,42%	72,77%	1,252	1,247	1,347	3,032
	100 kPa-IND-CIU	10,04	5,08	33,64%	74,83%	1,222	1,207	1,365	3,032
	100 kPa-REM-CIU	10,24	5,07	9,21%	91,57%	1,231	1,195	1,366	3,032
	400 kPa-IND-CIU	10,08	5,01	36,94%	73,03%	1,252	1,143	1,347	3,032
Triaxial de Altas Tensões - TriAP	400 kPa-REM-CIU	10,08	5,02	35,28%	73,92%	1,265	1,115	1,346	3,048
	1000 kPa-REM-CIU	10,21	5,05	29,98%	76,93%	1,231	1,046	1,359	3,032
	1000 kPa-IND-CIU	10,76	5,13	33,64%	74,83%	1,142	0,980	1,422	3,047
	1000 kPa-IND-CID	10,83	5,33	35,91%	73,58%	1,278	1,074	1,338	3,047
	2000 kPa-REM-CIU	9,98	5,02	33,75%	74,77%	1,134	0,892	1,382	2,950
	2000 kPa-IND-CIU	10,40	5,21	30,22%	76,79%	1,132	0,913	1,383	2,950
	2000 kPa-IND-CID	10,37	5,09	28,94%	77,55%	1,125	0,851	1,388	2,950
	4000 kPa-REM-CIU	10,12	5,03	29,50%	77,22%	1,192	0,900	1,390	3,047
	4000 kPa-IND-CIU	10,26	5,00	30,41%	76,68%	1,234	0,895	1,364	3,047
	4000 kPa-IND-CID	10,01	5,09	29,42%	77,27%	1,263	0,926	1,318	3,047

4.4.2.1 Curvas de Consolidação Isotrópica

A Figura 75 apresenta as curvas isotrópicas de consolidação dos ensaios triaxiais, de 25kPa à 4000 kPa, juntamente com as curvas normais de consolidação dos ensaios oedométricos, realizados com carregamentos de até 4000 kPa. É possível observar uma inclinação única para as curvas, com tendência a uma única curva para tensões superiores às ensaiadas neste trabalho.

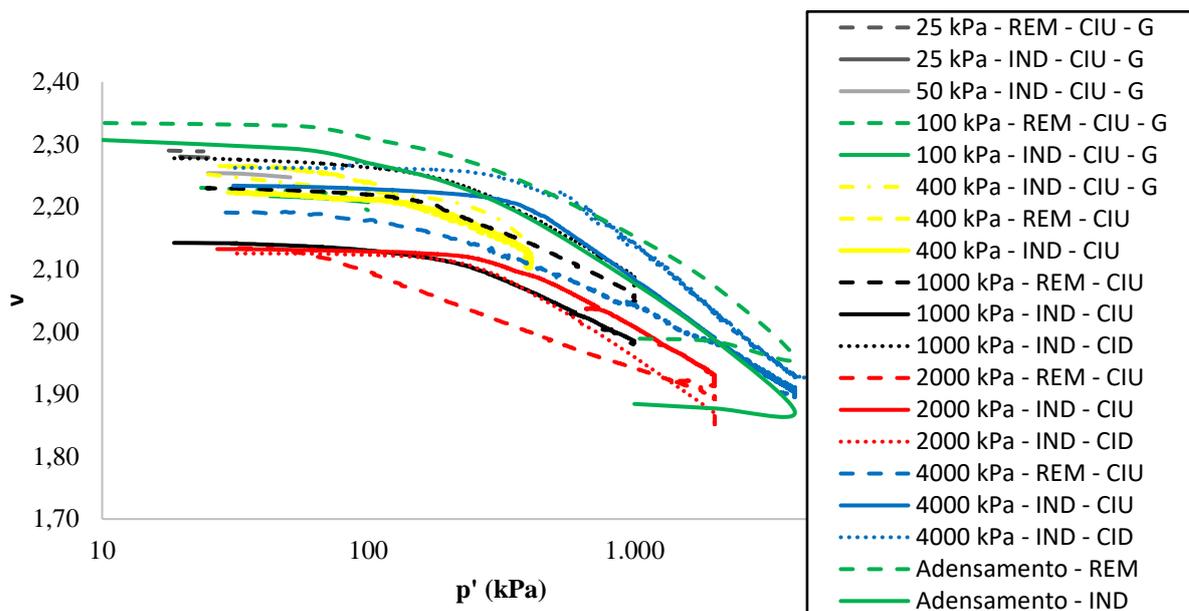


Figura 75 – Linhas Isotrópicas de Consolidação dos ensaios Triaxiais, plotadas juntamente com as Linhas Normais de Consolidação dos ensaios de adensamento.

O APÊNDICE B deste documento apresenta as análises para cada ensaio triaxial monotônico de forma separada para cada nível de tensão, bem como imagens com a amostra antes e após o cisalhamento.

4.4.2.2 Comportamento Tensão-Deformação

Os ensaios apresentados a seguir se referem aos ensaios CIU e CID, para tensões cisalhantes que variam de 25 kPa a 4000 kPa. Na interpretação dos resultados, a tensão desvio foi corrigida para o efeito da membrana e a forma de ruptura do corpo de prova.

As amostras indeformadas cisalhadas na condição CIU com tensões confinantes de até 400 kPa e as amostras indeformadas cisalhadas na condição CID, apresentaram um plano de ruptura bem definido, conforme pode ser verificado no APÊNDICE B. Já as amostras remoldadas, bem como as amostras indeformadas ensaiadas com tensões de 1000 kPa, 2000 kPa e 4000 kPa na condição de cisalhamento CIU, apresentaram uma ruptura predominante por embarrigamento.

Os resultados dos ensaios triaxiais CIU com tensão inicial de cisalhamento de até 400 kPa estão apresentados na Figura 76. Observa-se que as amostras indeformadas cisalhadas à 25 kPa e 50 kPa obtiveram uma geração de poropressão negativa, aumentando as tensões efetivas nas

amostras. As outras amostras apresentaram geração de poropressão positiva, levando à uma redução nas tensões efetivas.

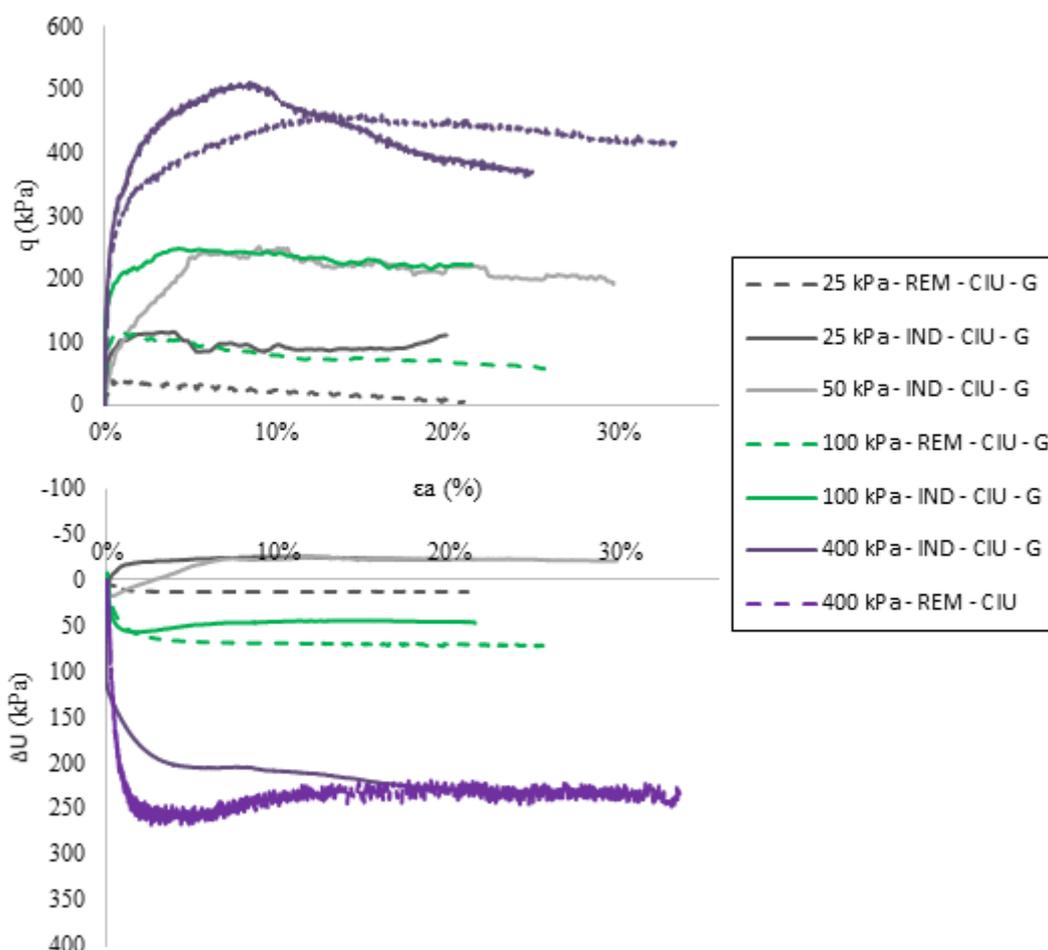


Figura 76 - Curvas Tensão-Deformação Axial e Variação da Poropressão-Deformação Axial para os ensaios CIU com tensão cisalhante até 400 kPa

As curvas tensão-deformação para tensões confinantes até 400 kPa apresentam um pico de resistência pronunciado, atingindo valores de resistência constantes com o aumento da deformação sofrida pela amostra. Os valores de pico para a tensão desvio foram atingidos para deformações de no máximo 3%, exceto no ensaio de 400 kPa, onde o valor máximo de pico aconteceu com aproximadamente 8% de deformação axial.

Todos os resultados dos ensaios triaxiais CIU estão apresentados na Figura 77.

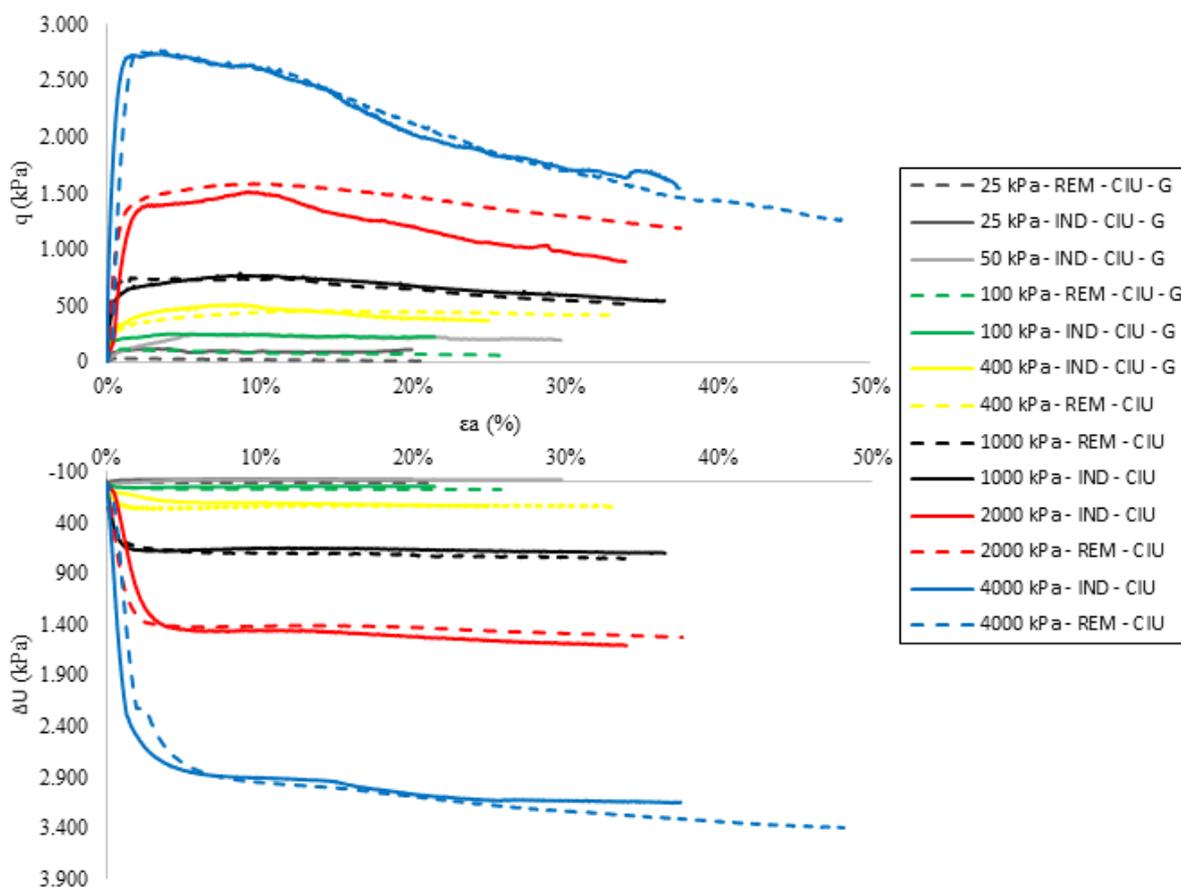


Figura 77 - Curvas Tensão-Deformação Axial e Variação da Poropressão-Deformação Axial para todos os ensaios CIU

Observando-se a curva da variação de poropressão pela deformação axial, é possível verificar uma estabilização da poropressão ao longo do cisalhamento após aproximadamente 5% de deformação axial, assim como aconteceu na curva tensão-deformação.

A Figura 78 apresenta as curvas tensão desvio – deformação axial para todos os ensaios triaxiais monotônicos realizados. As amostras apresentaram uma tendência à estabilização da resistência após atingir a tensão máxima, ou em alguns casos uma pequena diminuição da tensão desvio ao longo do aumento da deformação axial, porém sem apresentar um pico de resistência pronunciado. Comportamento este característico de materiais normalmente adensados. A figura também apresenta a geração de poropressão para os ensaios não-drenados. Para as amostras cisalhadas com tensões superiores à 400 kPa, a geração de poropressão foi positiva, levando a uma redução da tensão efetiva na amostra.

A deformação volumétrica pela deformação axial para os ensaios drenados, consolidados à 1000 kPa, 2000 kPa e 4000 kPa também é apresentada na Figura 78. O ensaio de 2000 kPa foi interrompido com uma deformação axial de 20% devido à vazamento no GDS, responsável pela medição da drenagem durante o cisalhamento.

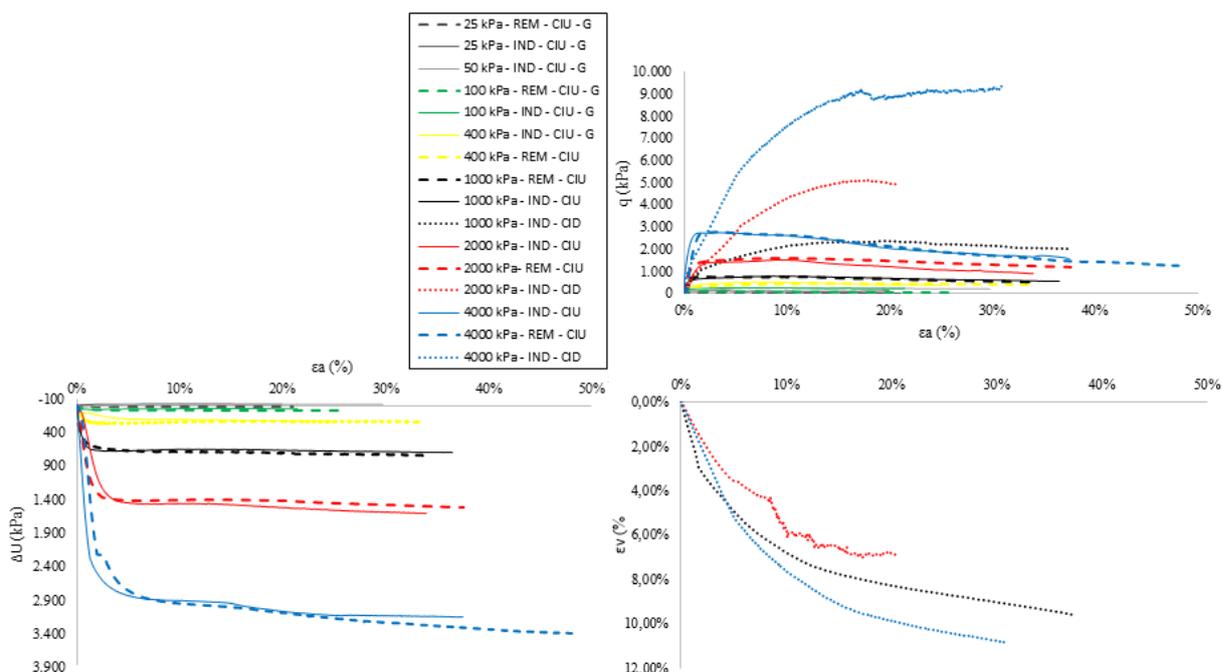


Figura 78 - Curva Tensão-Deformação Axial e Deformação Volumétrica-Deformação Axial (Ensaio CID) / Variação da Poropressão-Deformação Axial (Ensaio CIU)

A partir da normalização da curva tensão-deformação pela tensão efetiva inicial de cisalhamento é possível investigar o valor do parâmetro M do estado crítico para o rejeito de bauxita e se a amostra atingiu seu estado crítico a partir da estabilização da curva para cada ensaio. Para deformações axiais maiores que 10% o valor de M para as curvas convergem para um valor único de aproximadamente 1,40, conforme Figura 79, entretanto é possível identificar que as amostras cisalhadas com tensões confinantes menores tendem a se estabilizar em valores normalizados de q/p' levemente superior e os ensaios drenados tendem a se estabilizar em valores normalizados de q/p' levemente inferior.

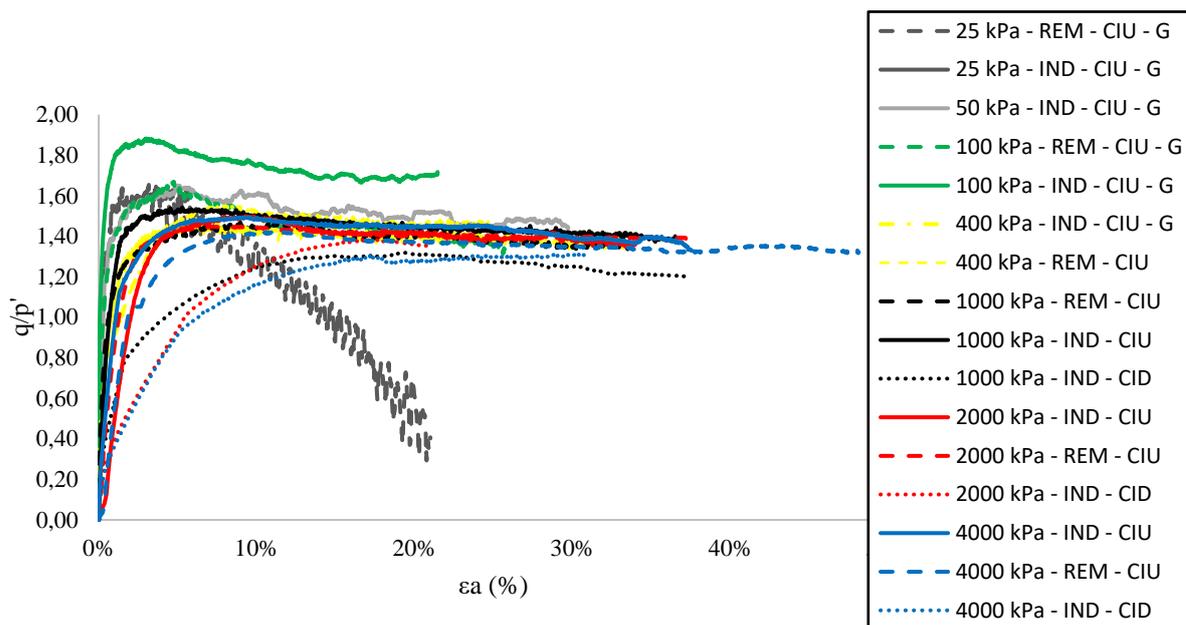


Figura 79 - Normalização da Curva Tensão-Deformação Axial

Na Figura 80, onde é feita a avaliação da dilatância, pode-se inferir que a deformação volumétrica pela deformação distorcional ao final de cada ensaio drenado é nula, indicando que o ensaio chegou no estado crítico.

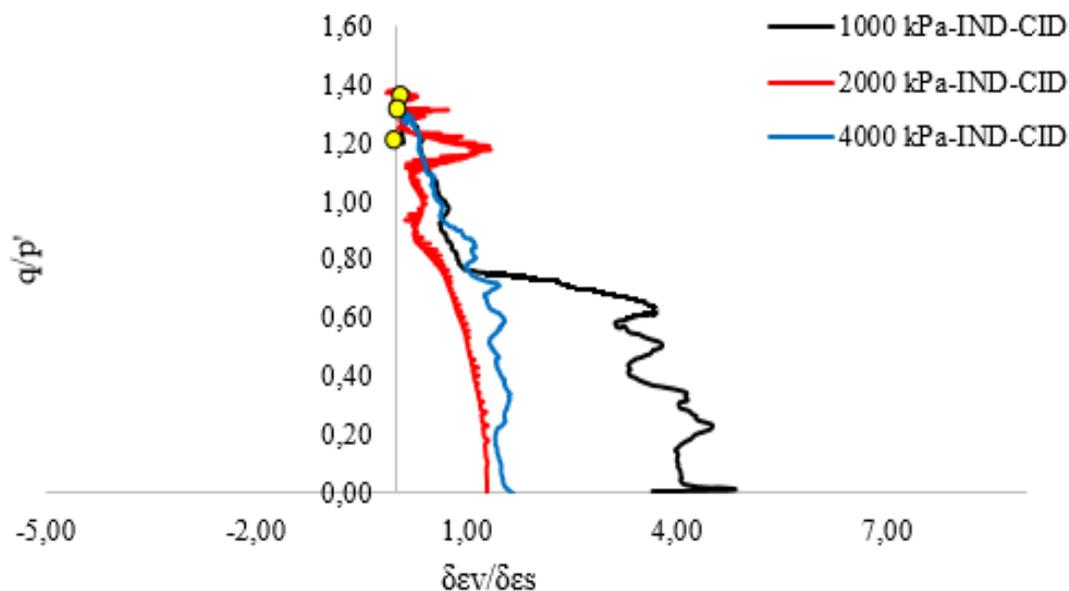


Figura 80 - Dilatância

4.4.2.3 Parâmetros de Resistência

Através das trajetórias de tensões dos ensaios realizados é possível extrair parâmetros de resistência para o rejeito de bauxita, como o ângulo de atrito e intercepto coesivo para condição de pico e para o estado crítico. A partir dos resultados encontrados anteriormente, em que a normalização das curvas tensão-deformação indicou uma possível diferença de comportamento para amostras cisalhadas com tensões efetivas iniciais de até 400 kPa e amostras cisalhadas com tensões efetivas superiores, buscou-se analisar a envoltória de resistência para as duas faixas de tensões.

Para amostras cisalhadas sob tensões de até 400 kPa, um valor de ângulo de atrito de pico, φ'_{pico} , de $37,5^\circ$ foi encontrado, bem como um intercepto coesivo nulo. Para um estado último, ou estado crítico, um valor de ângulo de atrito, φ'_{cs} , de $35,3^\circ$ foi determinado, com o intercepto coesivo nulo, conforme Figura 81.

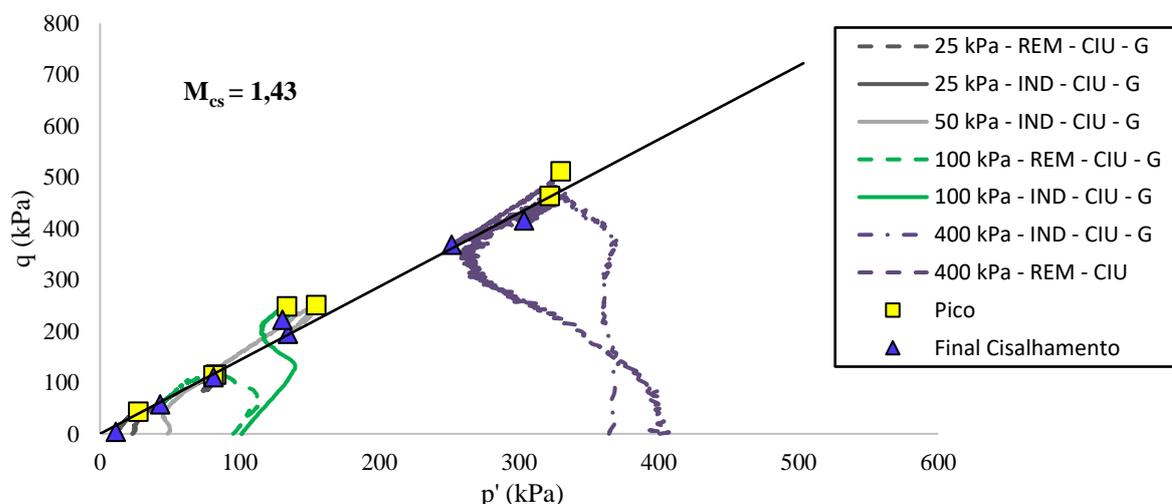


Figura 81 - Envoltória de Resistência no Plano p' - q , cisalhadas sob tensões de até 400 kPa

As trajetórias de tensões para as amostras indeformadas, para baixos níveis de tensões (até 400 kPa), apresentaram comportamento contrátil até atingir a envoltória de resistência, e após atingi-la apresentaram comportamento dilatante, caminhando sobre a envoltória. As amostras reconstituídas apresentaram comportamento contrátil mesmo após atingir a envoltória de

ruptura, devido à geração de poropressão positiva, o que resulta na diminuição das tensões efetivas e consequente perda de resistência.

Considerando todos os ensaios compilados, um valor de ângulo de atrito de pico, φ'_{pico} , de $33,0^\circ$ foi encontrado, bem como um intercepto coesivo nulo. Para um estado último, ou estado crítico, um valor de ângulo de atrito, φ'_{cs} , de $32,6^\circ$ foi determinado, com o intercepto coesivo nulo, conforme Figura 82.

A mudança de comportamento com um ângulo de atrito superior para as amostras cisalhadas até 400 kPa pode indicar uma possível estrutura natural que existe no rejeito e que acima desse nível de tensões essa estrutura se perde. Outro fato que corrobora com a diminuição do ângulo de atrito para as amostras cisalhadas com tensões efetivas elevadas é a quebra de grãos no material, como será avaliada posteriormente. Coop e Lee (1993) relata que em solos granulares compostos por sílica a quebra das partículas é observada a partir de 10.000 kPa, porém Murthy et al. (2007) analisou uma mistura de areia-caulim e relatou que a quebra significativa de grãos foi observada em tensões a partir de 100 kPa.

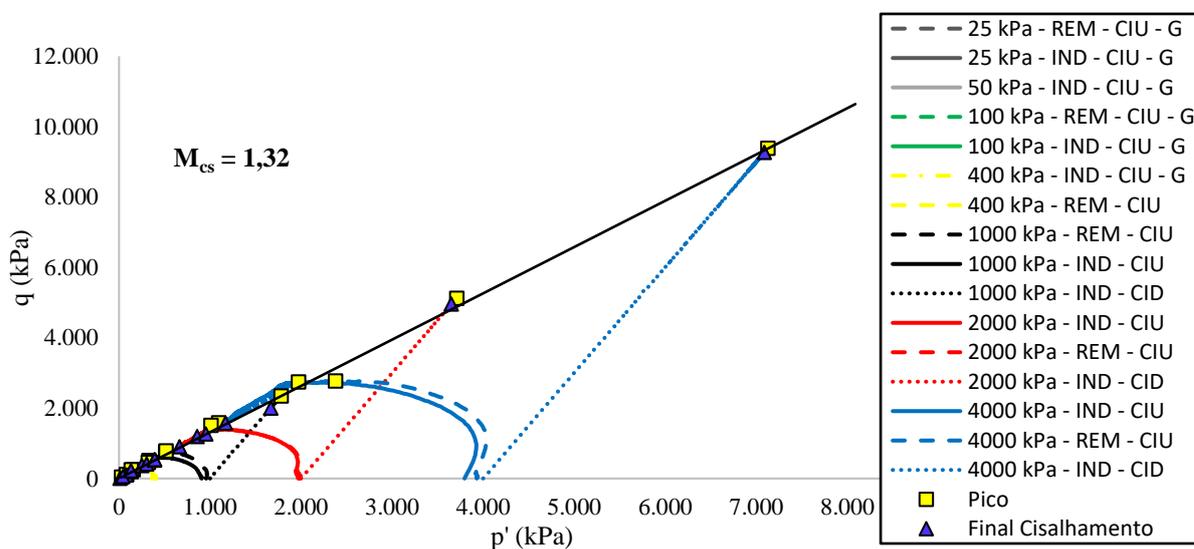


Figura 82 - Envoltória de Resistência no Plano p' - q , para todos os ensaios triaxiais monotônicos

A partir do estado inicial e final do cisalhamento nas amostras foi traçado uma linha do estado crítico, considerando todos os ensaios triaxiais cisalhados monotonicamente, CIU e CID, conforme Figura 83. Para baixos níveis de tensões a tendência para a LEC foi linear, com parâmetros compatíveis aos encontrados por Bedin (2010). Porém, como tendência das linhas

de estado crítico para rejeitos de mineração, a LEC apresentou uma não linearidade, com uma curvatura acontecendo entre as amostras cisalhadas à 100 kPa e 400 kPa.

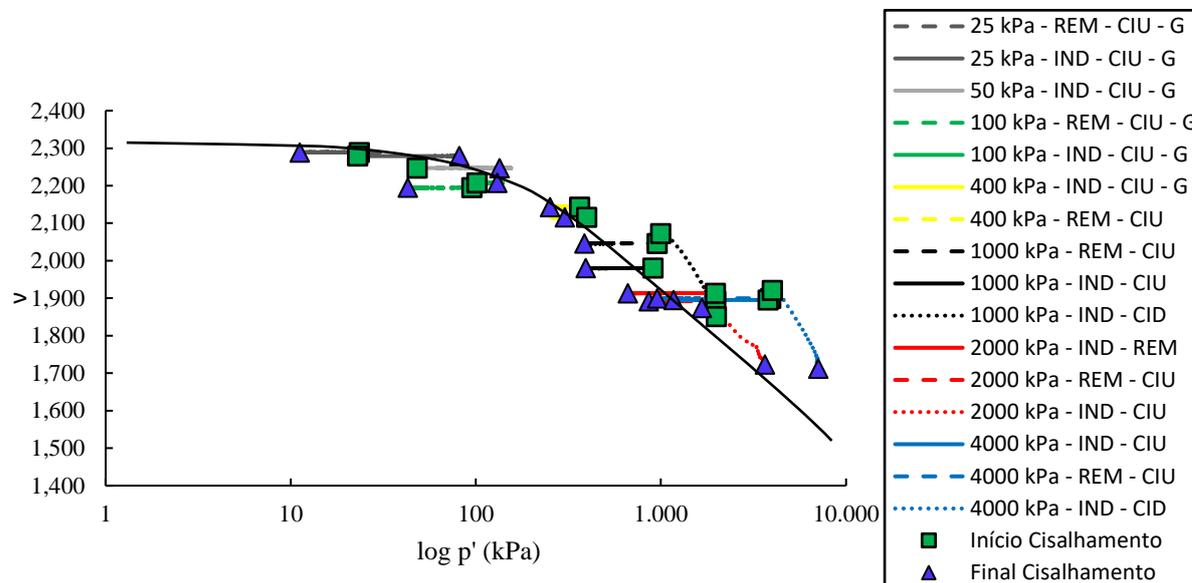


Figura 83 - Projeção da LEC para o Rejeito de Bauxita

A apresentação da linha do estado crítico a partir de uma função proposta por Jefferies e Been (2016) pode ser analisada pela Figura 84.

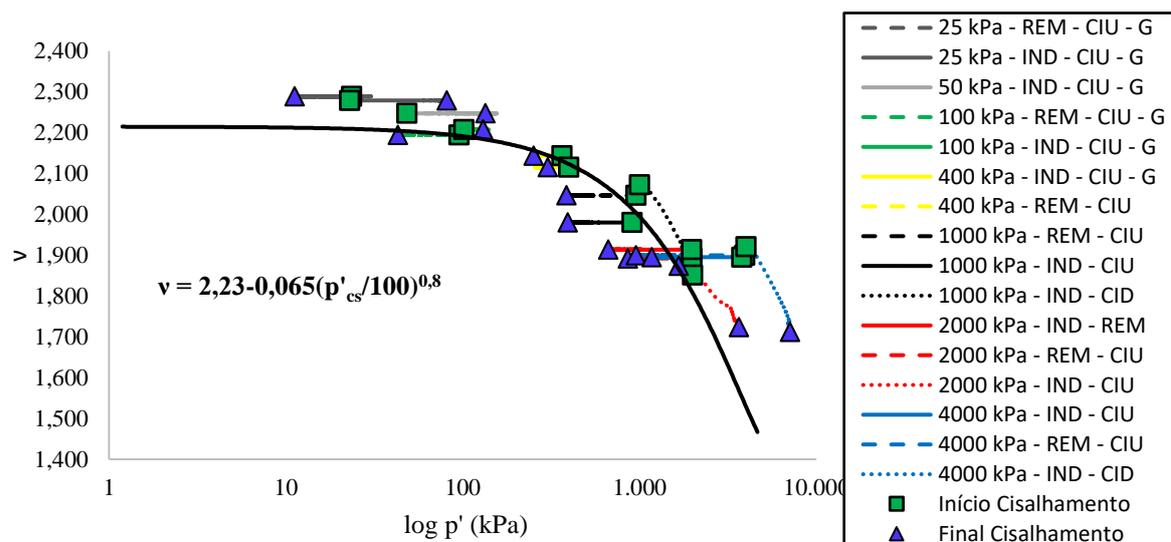


Figura 84 - Projeção da LEC para o Rejeito de Bauxita, considerando uma função proposta por Jefferies e Been (2016)

A não linearidade da linha do estado crítico pode ser justificada pela quebra de grãos que ocorre durante o cisalhamento, alterando o comportamento do material.

O ângulo de atrito no estado crítico encontrado pode ser analisado com base no d_{50} após o cisalhamento. O resultado do presente trabalho está apresentado na Figura 85 juntamente com outros resultados encontrados para rejeitos de mineração. O resultado encontrado de $32,6^\circ$ para um d_{50} de 0,06 se encontra dentro do esperado para rejeitos.

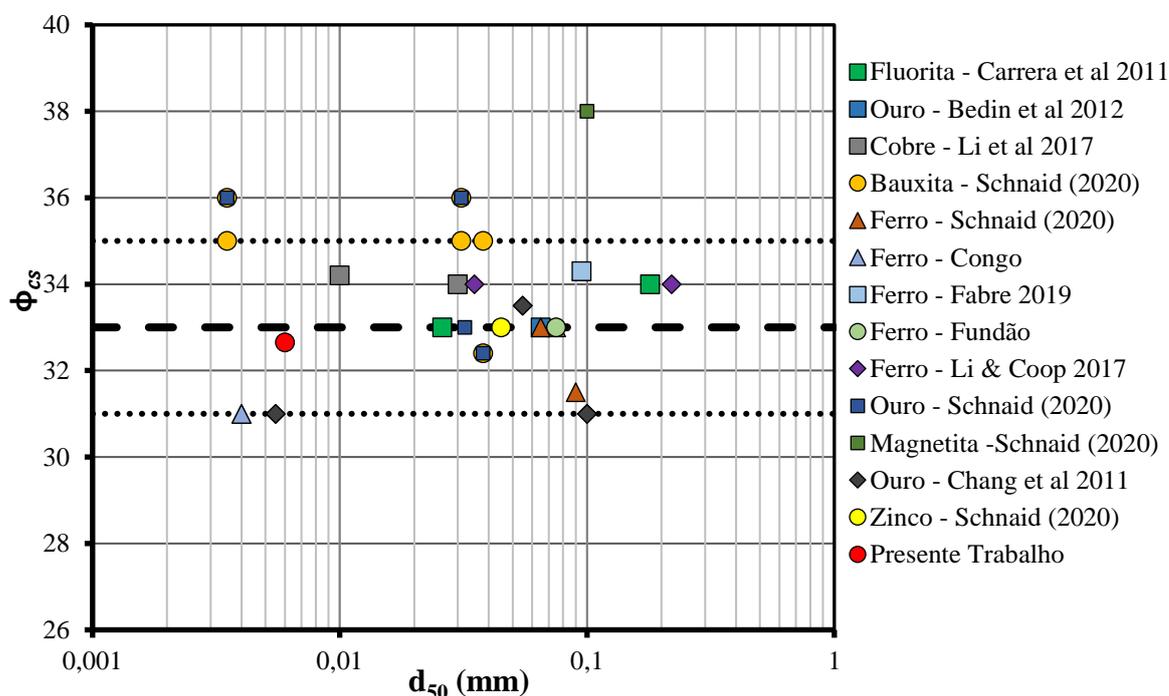


Figura 85 - Avaliação da relação do d_{50} após o cisalhamento com o ângulo de atrito no estado crítico para rejeitos de mineração

4.4.2.4 Análise Ensaio Triaxiais e Simple Shear

A relação entre a resistência ao cisalhamento por compressão triaxial e cisalhamento puro (*simple shear*) pode ser avaliada a partir da Figura 86 e Figura 87.

O ângulo de atrito encontrado pelos ensaios *simple shear* foi inferior ao resultado encontrado pelos ensaios triaxiais em aproximadamente 5° . A diferença existente é esperada, e assim como as comparações de resultados de ensaios *simple shear* e triaxiais apresentados por Atkinson (1991), há uma maior geração de poropressão no início do ensaio *simple shear*, em relação ao ensaio triaxial.

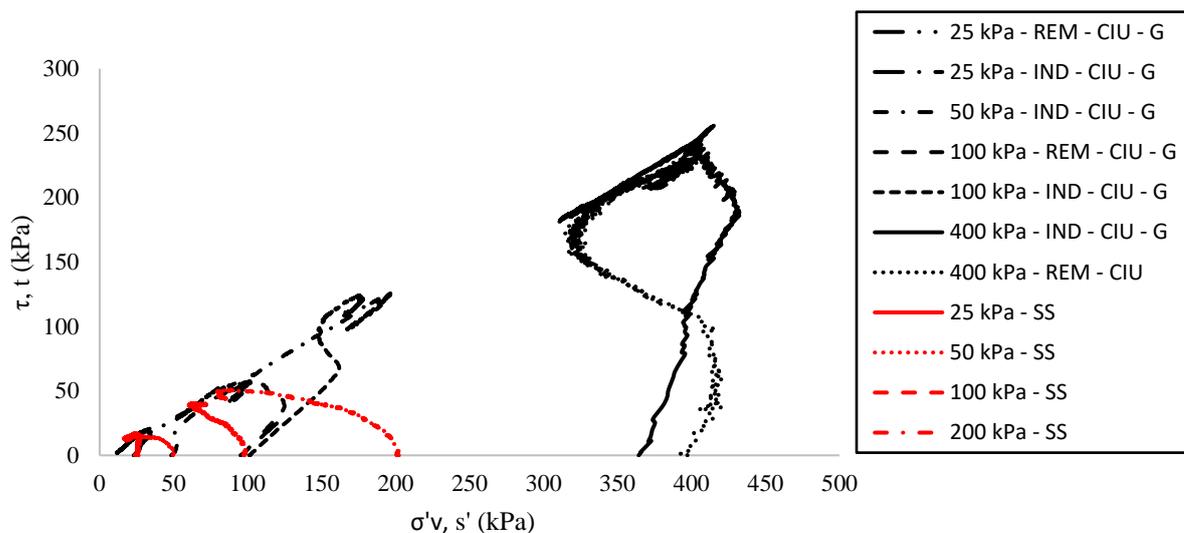


Figura 86 - Tensão vertical efetiva *versus* tensão cisalhante para ensaios triaxiais e *simple shear*

A partir da Figura 87 pode-se observar que um ajuste único foi possível para a linha do estado crítico das amostras ensaiadas no *simple shear* e das amostras ensaiadas no triaxial, considerando a análise para um nível de tensões de até 400 kPa.

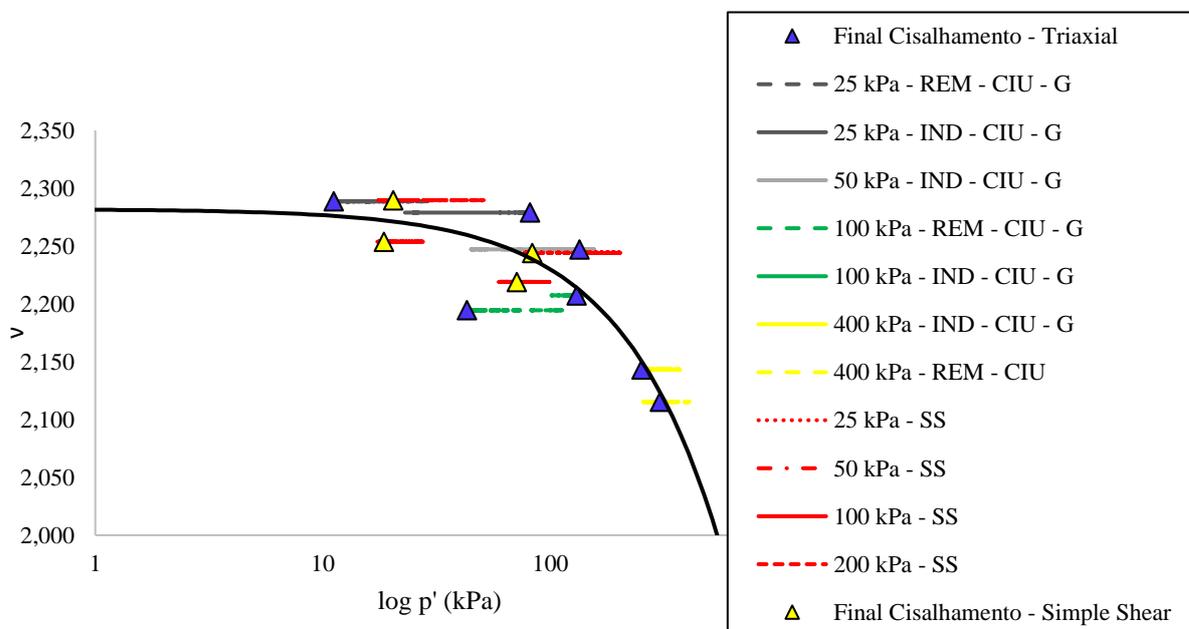


Figura 87 - Projeção da LEC para o Rejeito de Bauxita, por ensaios triaxiais e *simple shear*

4.4.2.5 Análise de Quebra de Grãos

Para os níveis de tensões que as amostras foram ensaiadas, de 25 a 4000 kPa, em conjunto com a tendência de ajuste não linear encontrada para a LEC, espera-se que o material ensaiado apresente quebra de grãos. Para comprovação, ensaios de granulometria por sedimentação foram realizados após os ensaios triaxiais, bem como análise de MEV após os ensaios triaxiais na tentativa de verificar possível alteração no tamanho ou formato dos grãos.

Na Figura 88 observa-se uma compilação dos ensaios de granulometria por sedimentação para os tubos *Shelby* e em amostras pós-cisalhamento. Observa-se um deslocamento das curvas pós ensaios triaxiais para a esquerda, com aumento da fração argila. Análises individuais para os maiores níveis de tensões são apresentadas na sequência.

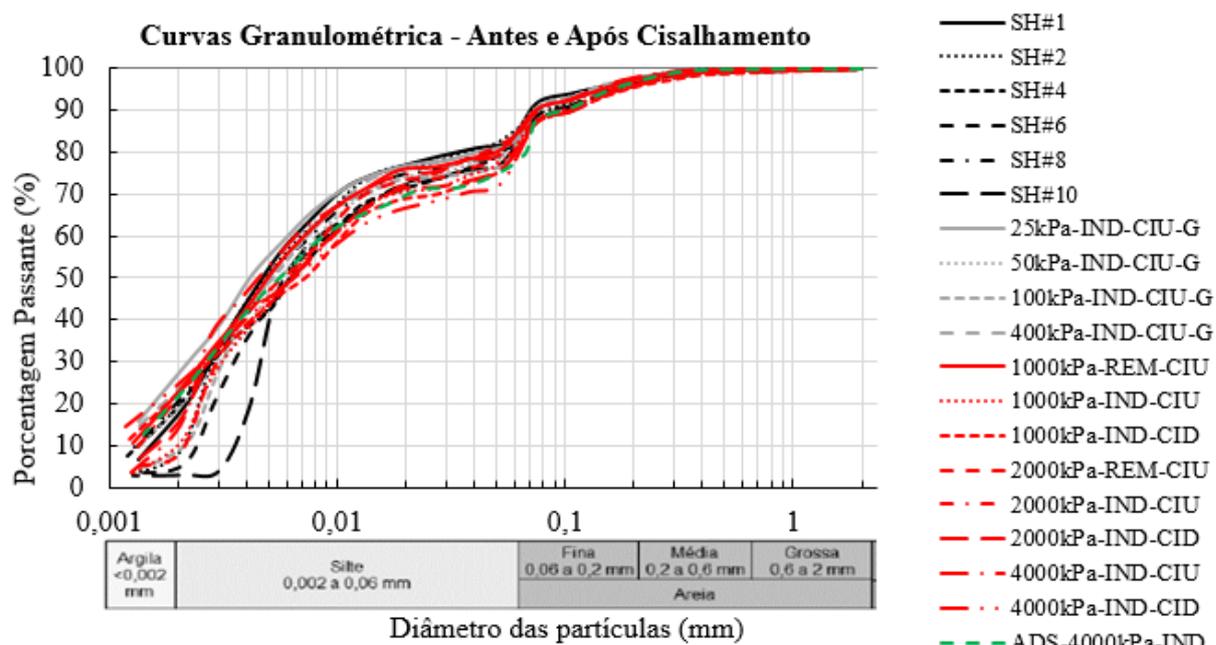


Figura 88 - Compilação das curvas granulométricas antes e após ensaios triaxiais

Conforme analisado, as amostras cisalhadas apresentaram uma pequena variação em sua granulometria, de acordo com as Figura 89 à Figura 92, com destaque para o ensaio triaxial cisalhado na condição drenado, com tensão efetiva de inicial de 4000 kPa, que apresentou a maior mudança na curva granulométrica em relação ao ensaio realizado antes do cisalhamento. Praça (2019) analisou o comportamento pós ensaios triaxiais também cisalhados com tensões

até 4000 kPa em rejeito de zinco, e observou uma mudança expressiva na granulometria após cisalhamento à altas tensões de confinamento.

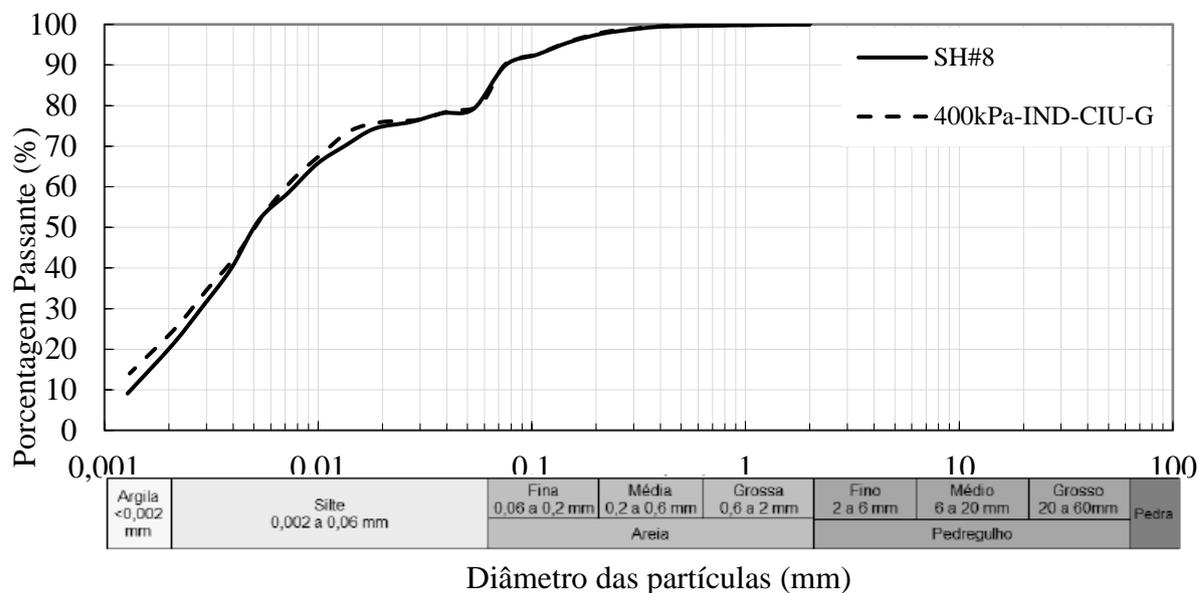


Figura 89 - Curvas granulométricas antes e após cisalhamento à 400 kPa

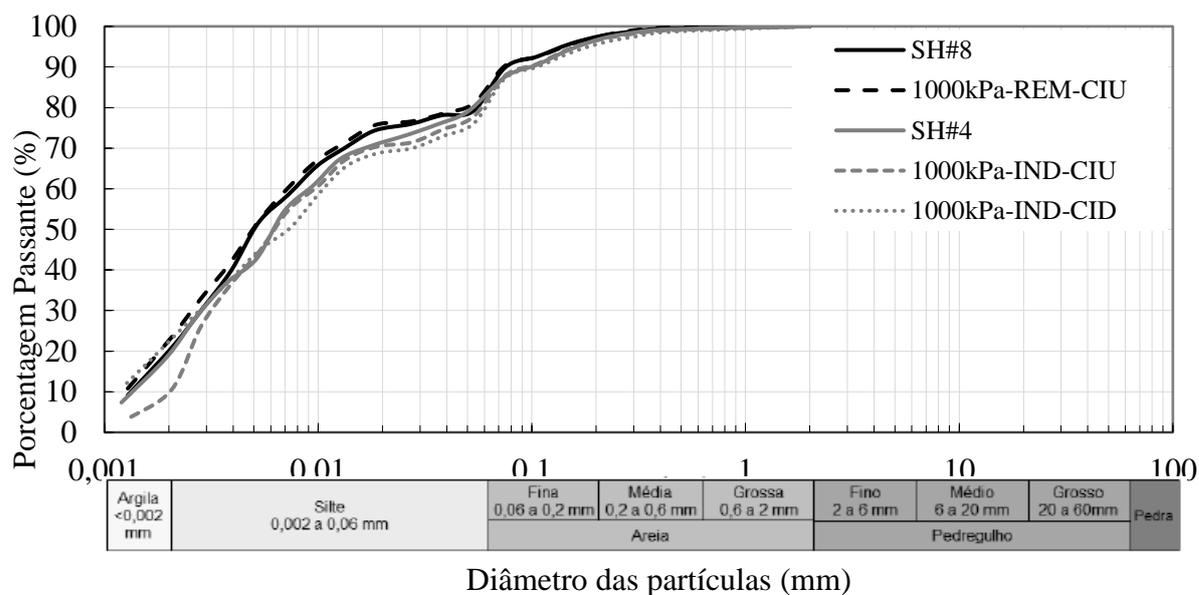


Figura 90 - Curvas granulométricas antes e após cisalhamentos à 1000 kPa

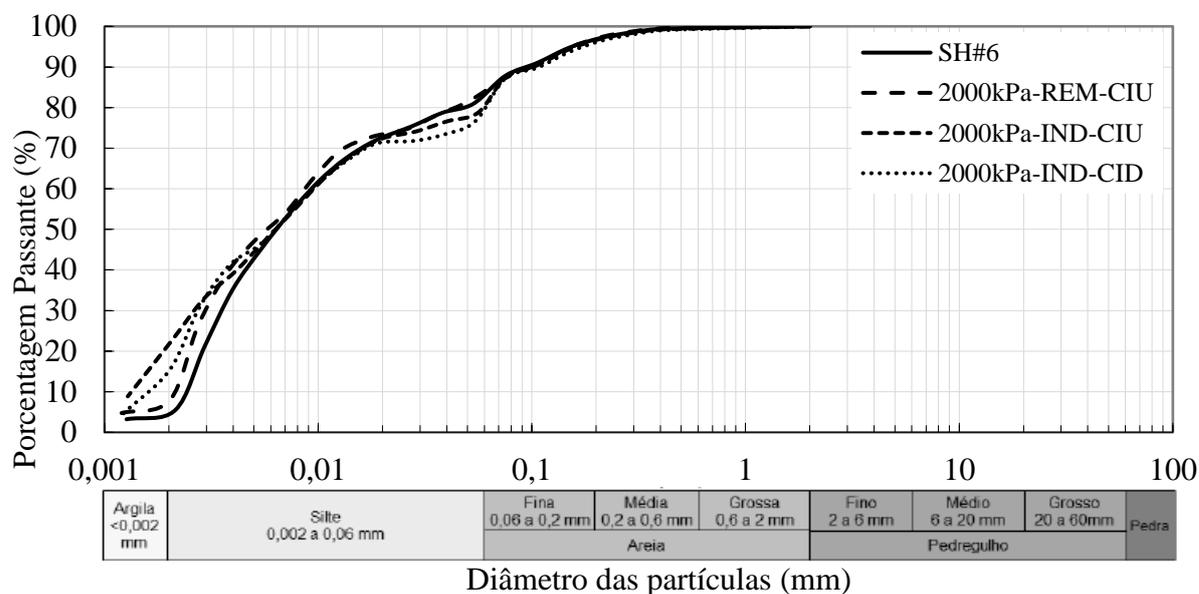


Figura 91 - Curvas granulométricas antes e após cisalhamentos à 2000 kPa

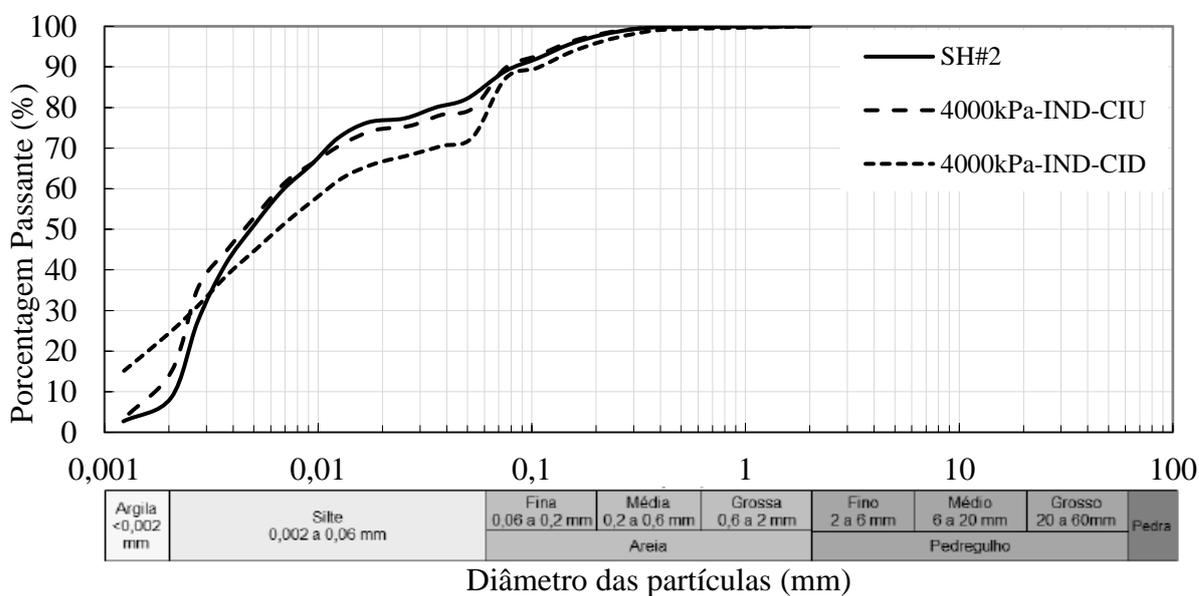


Figura 92 - Curvas granulométricas antes e após cisalhamentos à 4000 kPa

Por meio das análises de microscopia não foi possível verificar mudança considerável nos grãos antes e após cisalhamento, sendo que a Figura 93 e Figura 94 não apresentaram resultados

divergentes daqueles apresentados na caracterização do material. A similaridade do formato dos grãos encontrada antes e após o cisalhamento, mesmo sendo identificada a quebra de grãos em amostras cisalhadas à tensões confinantes superiores à 1000 kPa, pode ser justificada pela quebra de grãos que o material já é sujeitado em campo, durante o processo de extração e beneficiamento, fazendo com seu formato não sofra muita alteração, mesmo após o cisalhamento.

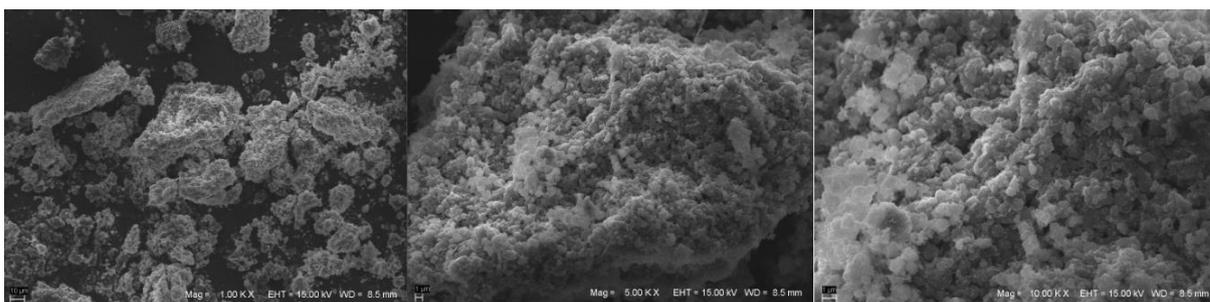


Figura 93 - MEV Pós Ensaio Triaxial CIU - 4000 kPa

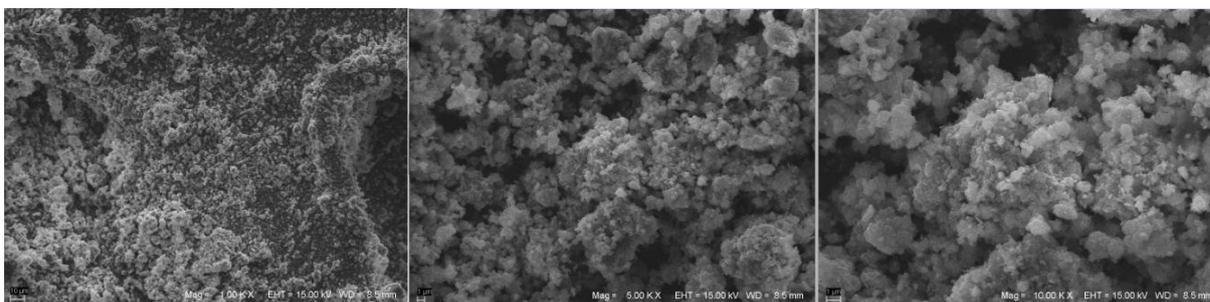


Figura 94 - MEV Pós Ensaio Triaxial CID - 4000 kPa

4.5 MÓDULO CISALHANTE E ANÁLISE DA RIGIDEZ

O módulo cisalhante máximo (G_o ou $G_{m\acute{a}x}$) pode ser determinado a partir da velocidade de ondas sísmicas. Conforme apresentado no item 3.3.4 deste trabalho, a medida da velocidade de onda sísmica foi realizada a partir de *bender elements*, durante as etapas de consolidação dos ensaios triaxiais. A medida também era realizada na amostra logo após a instalação da mesma no equipamento, de forma a se obter o módulo cisalhante máximo sem a aplicação de confinamento. A avaliação também foi feita em amostras remoldadas e indeformadas, cujo objetivo era avaliar a relação entre o módulo cisalhante para os dois tipos de amostras ensaiadas.

Figura 95 apresenta a variação de G_0 com o nível de tensões para amostras indeformadas e uma amostra remoldada. Para uma amostra indeformada foi possível realizar a leitura do tempo de envio e recebimento da onda cisalhante até o nível de tensão máxima ensaiada, 4000 kPa. Para uma segunda amostra indeformada analisada foi possível a leitura até 2000 kPa, aproximadamente. Já para a amostra remoldada, a tensão efetiva máxima de leitura foi de aproximadamente 300 kPa. A avaliação da velocidade da onda cisalhante pode ser avaliada na Figura 96.

Observa-se que há um aumento de G_0 com o aumento da tensão efetiva de confinamento na amostra, conforme identificado por Nierwinski (2019). Para amostras sem tensão de confinamento, observa-se que há uma redução no valor de G_0 para a amostra remoldada em relação à amostra indeformada, mas a partir de 30 kPa de tensão confinante o comportamento para ambas as amostras se assemelha bastante. Os maiores valores associados ao G_0 para as amostras indeformadas sem aplicação da tensão de confinamento podem estar relacionados à uma estruturação natural existente nessas amostras, possível de ser determinada pelas pequeníssimas deformações lidas pelo *bender*, que a partir da aplicação de tensões de confinamento essa estrutura já é afetada, se aproximando dos valores obtidos para amostras remoldadas.

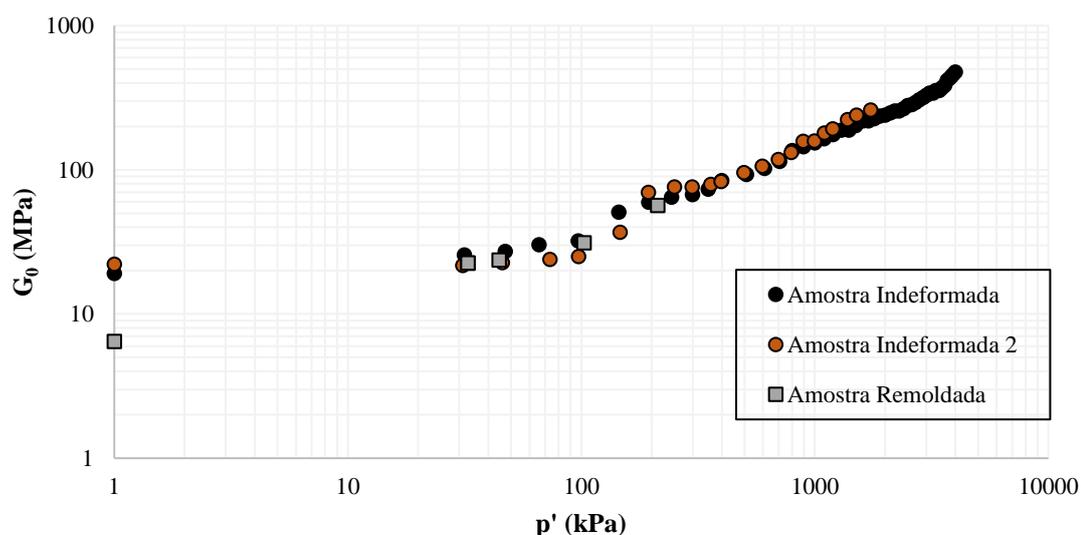


Figura 95 - Módulo Cisalhante Máximo por *Bender Elements* para amostras indeformadas e remoldadas

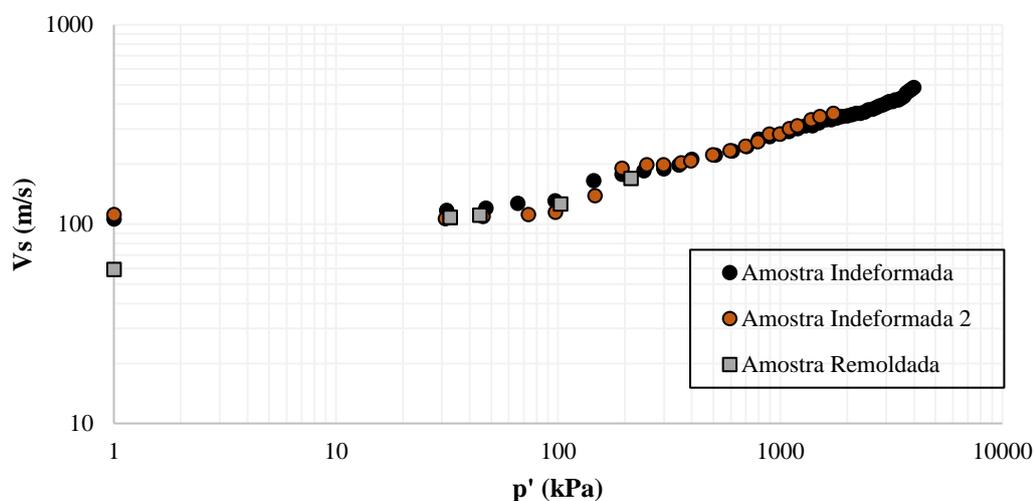


Figura 96 - Velocidade da onda cisalhante por *Bender Elements*

Três análises do comportamento cisalhante ao longo do cisalhamento dos ensaios triaxiais também foram realizados, conforme Figura 97, Figura 98 e Figura 99. A Figura 97 apresenta a degradação do módulo cisalhante com o aumento da deformação distorcional. Pode-se observar que as amostras cisalhadas na condição drenada apresentam valores de módulo cisalhantes no início do cisalhamento que suas respectivas amostras cisalhadas na condição não drenada.

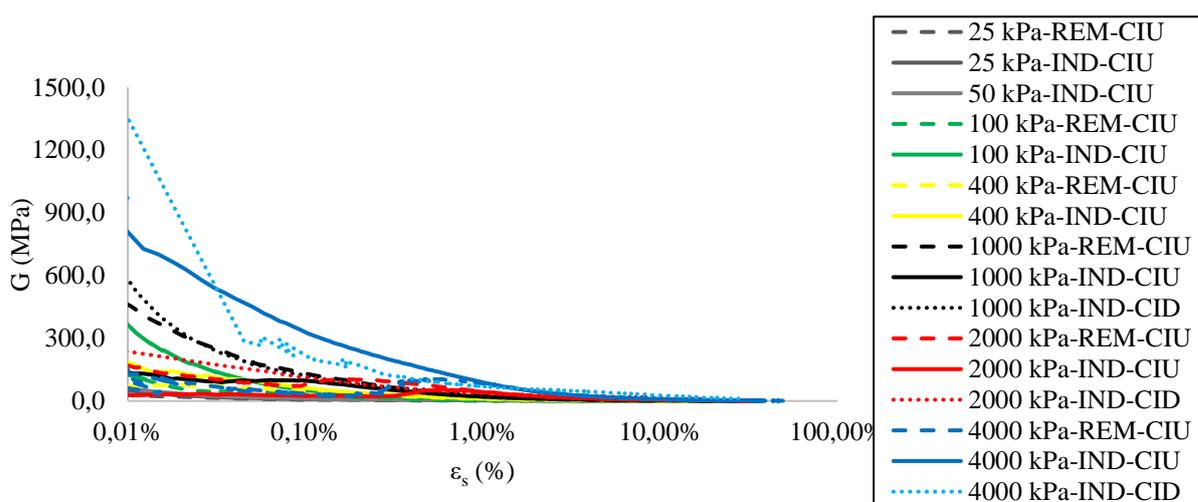


Figura 97 - Degradação do Módulo Cisalhante para os ensaios triaxiais cisalhados monotonicamente.

Na Figura 98 é apresentada a normalização do módulo cisalhante pela tensão efetiva na amostra. A partir desta figura é possível também avaliar a diferença entre as amostras indeformadas e remoldadas, com as curvas das amostras indeformadas apresentando valores superiores do módulo cisalhante normalizado pela tensão efetiva no cisalhamento que as curvas das amostras remoldadas, possivelmente pelo efeito de uma estrutura natural que a amostra indeformada apresenta.

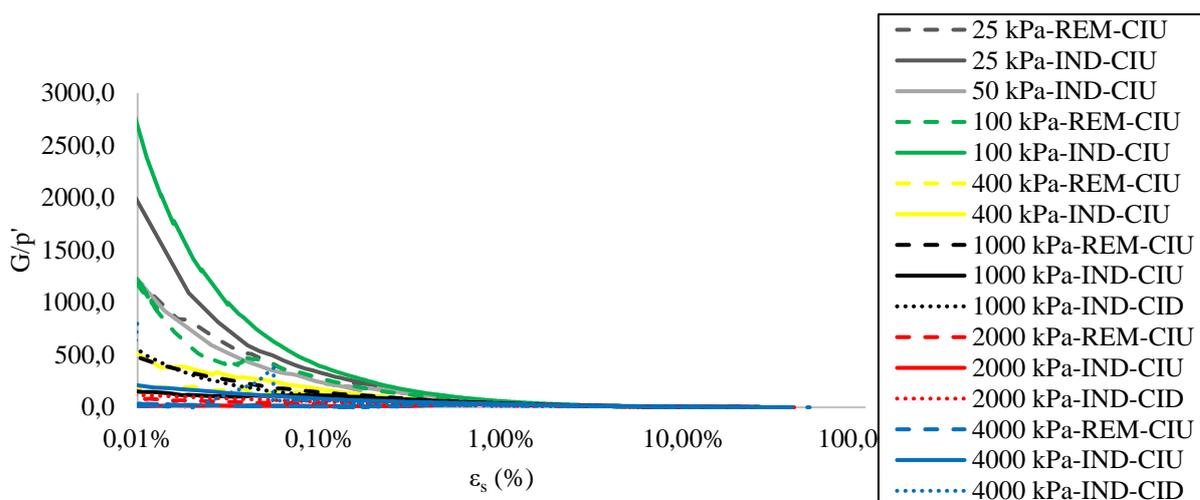


Figura 98 - Normalização do Módulo Cisalhante por p' para os ensaios triaxiais cisalhados monotonicamente

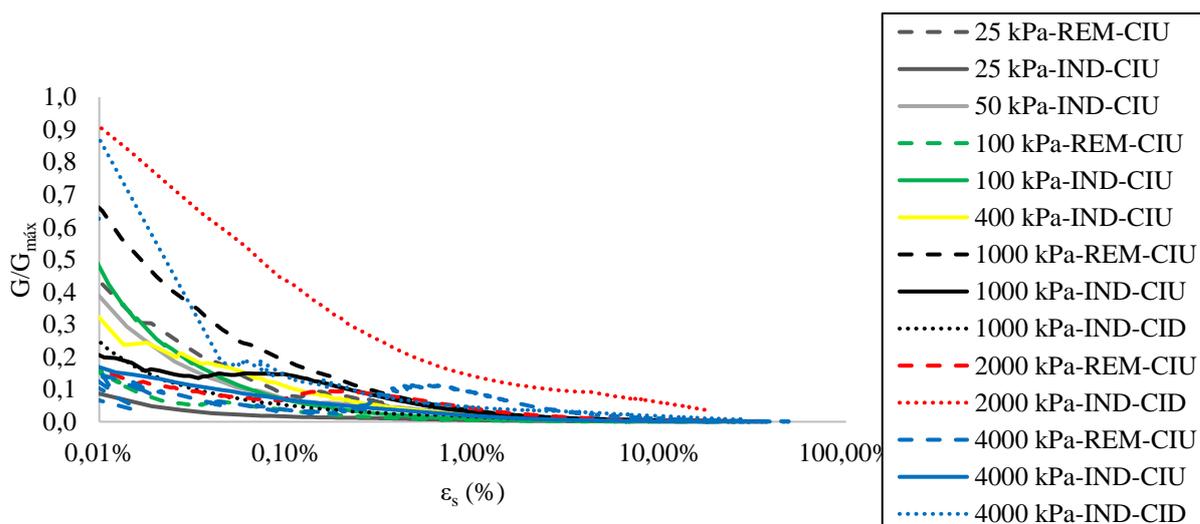


Figura 99 - Normalização do Módulo Cisalhante pelo módulo cisalhante máximo a partir dos ensaios triaxiais cisalhados monotonicamente

4.6 RESPOSTA CISALHANTE ATRAVÉS DE ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS

Os ensaios triaxiais cíclicos foram conduzidos com tensão controlada e de forma não drenada, mantida constante a frequência dos carregamentos de 0,1 Hz, com o tempo do ciclo de 10 segundos. Sob esta condição, a partir de um carregamento monotônico até 50% da carga cíclica definida, é imposta à amostra uma deformação até que seja atingida a tensão cisalhante pré-estabelecida e posteriormente é realizado um retorno do deslocamento até que seja atingida uma tensão igual a zero.

Abaixo estão apresentados os resultados dos ensaios cíclicos realizados desta pesquisa. Foram três ensaios consolidados à 1000 kPa, cisalhados com tensão controlada de magnitude 20%, 40% e 60% da tensão efetiva inicial, um ensaio consolidado com 400 kPa de efetiva e cisalhado com a tensão desvio de 40% da tensão de consolidação e um ensaio consolidado com 4000 kPa de efetiva e cisalhado também com a tensão desvio de 40% da tensão de consolidação. A Tabela 14 apresenta as condições das amostras indeformadas para cada ensaio cíclico.

Tabela 14 - Condição de moldagens das amostras utilizadas nos ensaios de cisalhamento cíclico

	Nome Amostra	Ho (cm)	Do (cm)	wo (%)	TS (%)	eo	eo,cis	γ_d (g/cm ³)	Gs
Triaxiais Cíclicos	1000 kPa-CIC-20%	9,85	4,91	29,06%	77,48%	1,191	0,911	1,346	2,950
	1000 kPa-CIC-40%	10,32	5,10	34,49%	74,35%	1,145	0,962	1,375	2,950
	1000 kPa-CIC-60%	10,13	4,92	35,84%	73,62%	1,200	1,012	1,341	2,950
	400 kPa-CIC-40%	10,28	5,01	28,41%	77,88%	1,327	1,224	1,267	2,950
	4000 kPa-CIC-60%	10,09	4,86	25,51%	79,68%	1,125	0,838	1,388	2,950

- Ensaios Cíclico 1 – 1000 kPa de confinamento, com carregamento cíclico de 20% da confinante:

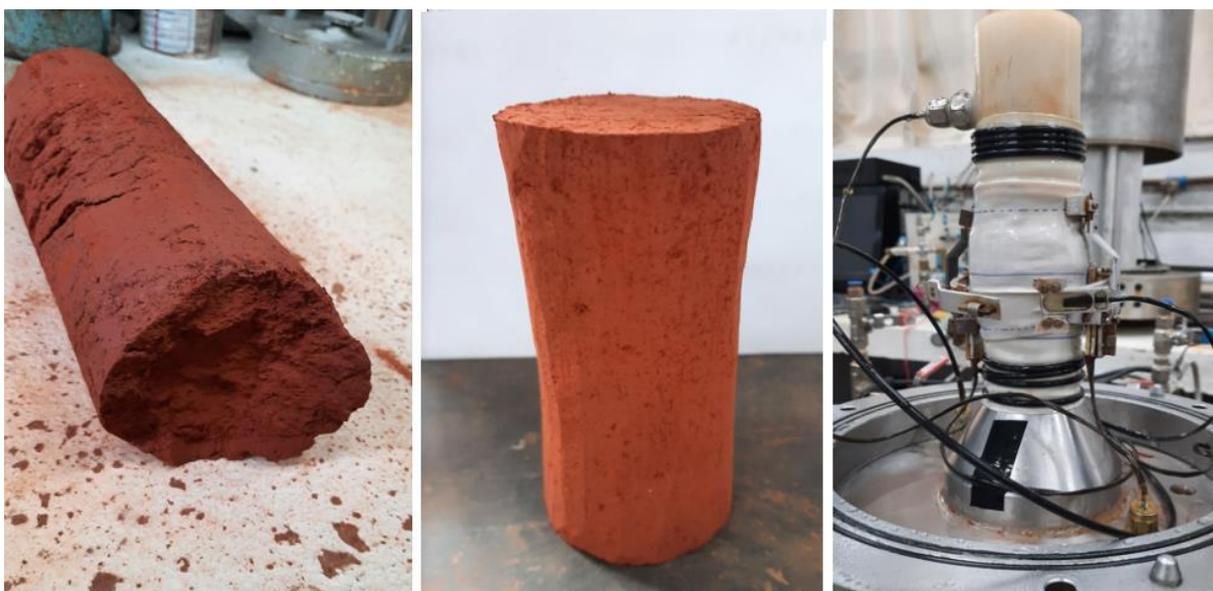


Figura 100 - Amostra para ensaio cíclico com tensão efetiva inicial de 1000 kPa e tensão cíclica máxima de 20% da tensão inicial.

Entre a Figura 101 e a Figura 104 está apresentada a resposta cisalhante cíclica do rejeito de bauxita para tensão efetiva inicial de 1000 kPa e tensão cisalhante cíclica controlada de 200 kPa. A Figura 101 apresenta a tensão desvio em relação ao número de ciclos, a Figura 102 apresenta a deformação axial e relação ao número de ciclos e a Figura 103 apresenta a variação da tensão vertical efetiva e da poropressão em relação ao número de ciclos. Pode-se observar que para este nível de tensões, mesmo avaliando um alto número de ciclos, a amostra apresentou deformação inferior à 1%, com um retorno completo dos deslocamentos com o alívio de tensões, gerando principalmente deslocamentos elásticos na amostra.

Em concordância às deformações observadas na amostra, observa-se que a tensão cisalhante cíclica provocou uma pequena geração de poropressão, mantendo a tensão efetiva elevada em todo o cisalhamento, conforme Figura 104 e a trajetória de tensões não apresentou uma redução na tensão efetiva, conforme Figura 105.

Pela estabilidade cíclica encontrada para o nível de tensão cíclica aplicada neste ensaio, prosseguiu-se com ensaios à uma tensão cíclica de 40% da tensão cíclica inicial.

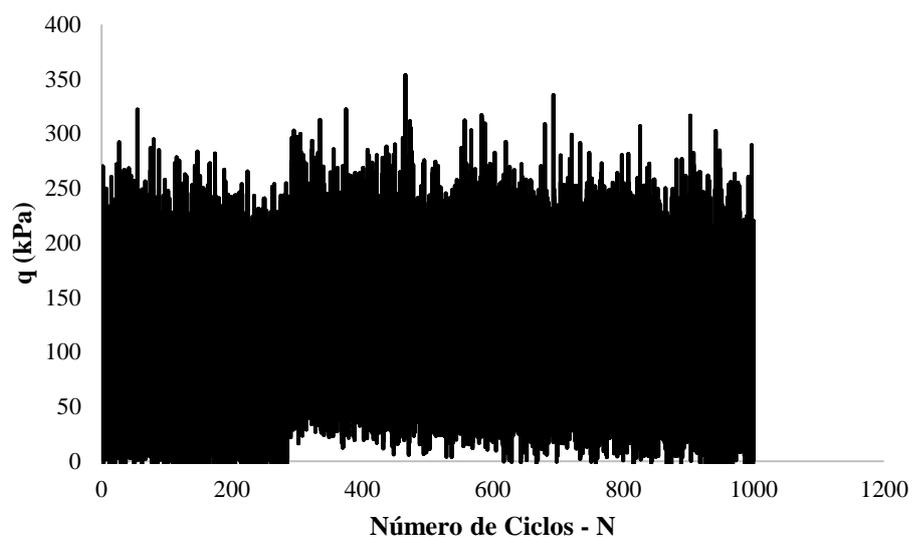


Figura 101 - Tensão desvio em relação ao número de ciclos para Ensaio 1 - 1000 kPa - 20%

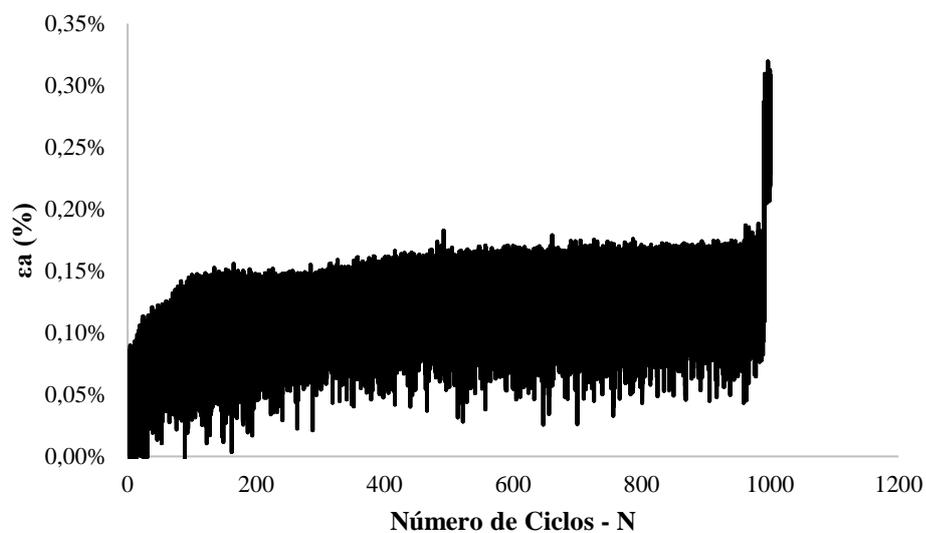


Figura 102 - Deformação axial em relação ao número de ciclos para ensaio 1 - 1000 kPa - 20%

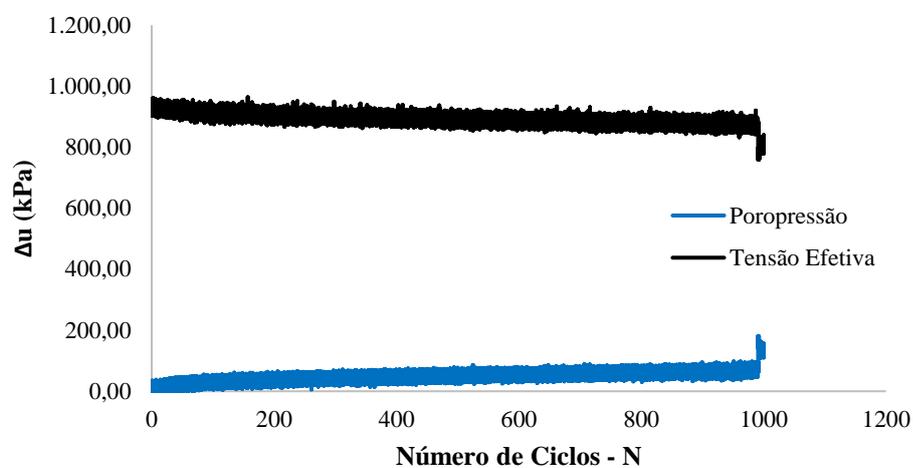


Figura 103 – Variação da tensão efetiva e da poropressão em relação ao número de ciclos para ensaio 1 - 1000 kPa - 20%

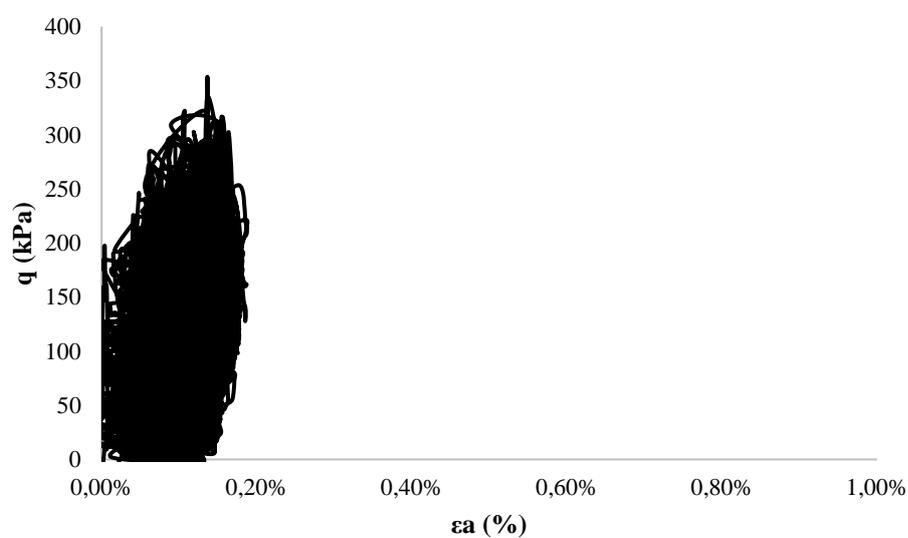


Figura 104 – Deformação axial em relação à tensão desvio para ensaio 1 - 1000 kPa - 20%

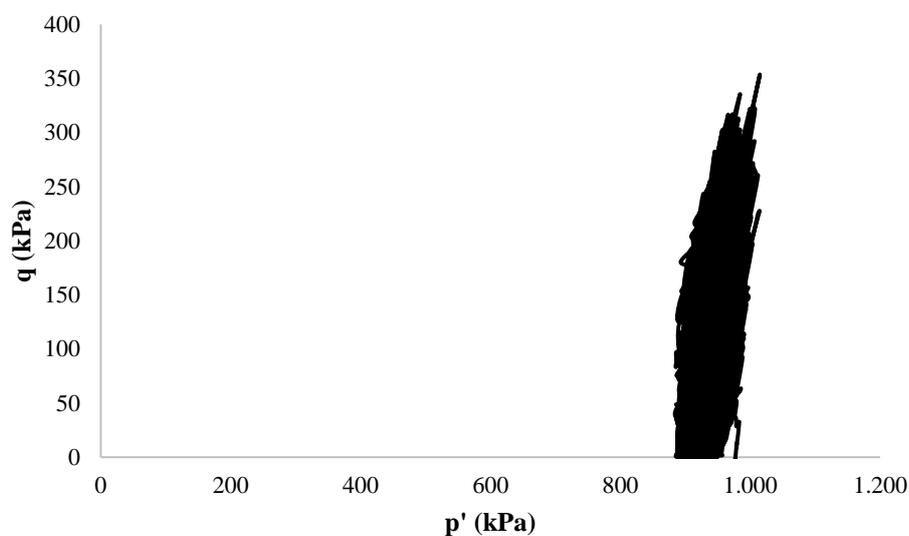


Figura 105 – Trajetória de tensões para ensaio 1 - 1000 kPa - 20%

- Ensaios Cíclico 2 – 1000 kPa de confinamento, com carregamento cíclico de 40% da confinante:

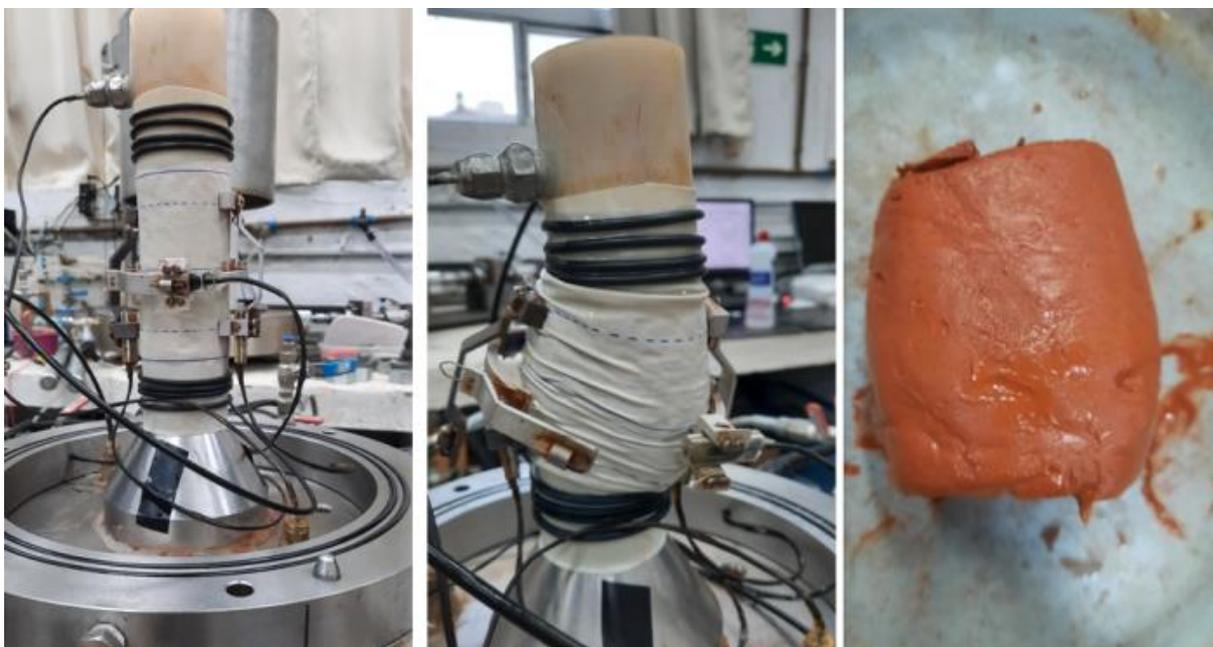


Figura 106 - Amostra para ensaio cíclico com tensão efetiva inicial de 1000 kPa e tensão cíclica máxima de 40% da tensão inicial.

Entre a Figura 107 e a Figura 111 está apresentada a resposta cisalhante cíclica do rejeito de bauxita para tensão efetiva inicial de 1000 kPa e tensão cisalhante cíclica controlada de 400

kPa. A Figura 107 apresenta a tensão desvio em relação ao número de ciclos, a Figura 108 apresenta a deformação axial e relação ao número de ciclos e a Figura 109 apresenta a variação da tensão vertical efetiva e da poropressão em relação ao número de ciclos. Pode-se observar que para este nível de tensões a amostra apresentou grandes deformações, com instabilidade já nos primeiros ciclos. Não houve um retorno completo dos deslocamentos com o alívio de tensões, gerando deslocamentos plásticos na amostra.

Conforme Figura 109, com 400 ciclos a amostra já perdeu toda sua resistência, a partir da geração de poropressão. Em concordância às deformações observadas na amostra, observa-se que a tensão cisalhante cíclica provocou uma elevada geração de poropressão, provocando uma redução na tensão efetiva ao longo do cisalhamento. Conforme Figura 110, ao longo dos 1000 ciclos a amostra acumulou uma deformação de quase 25% e a trajetória de tensões apresenta uma redução na tensão efetiva, com seu valor se aproximando de zero, indicando a ruptura da amostra, conforme Figura 111.

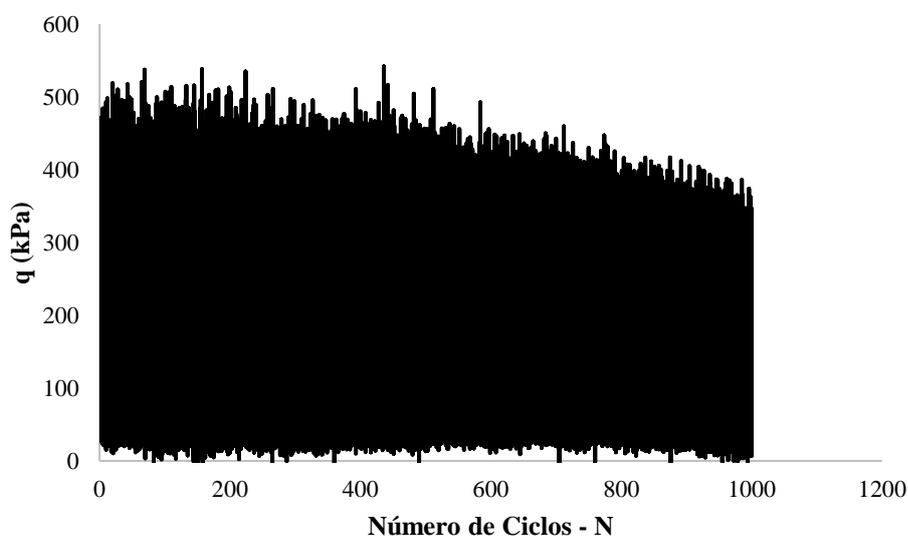


Figura 107 - Tensão desvio em relação ao número de ciclos para ensaio 2 - 1000 kPa - 40%

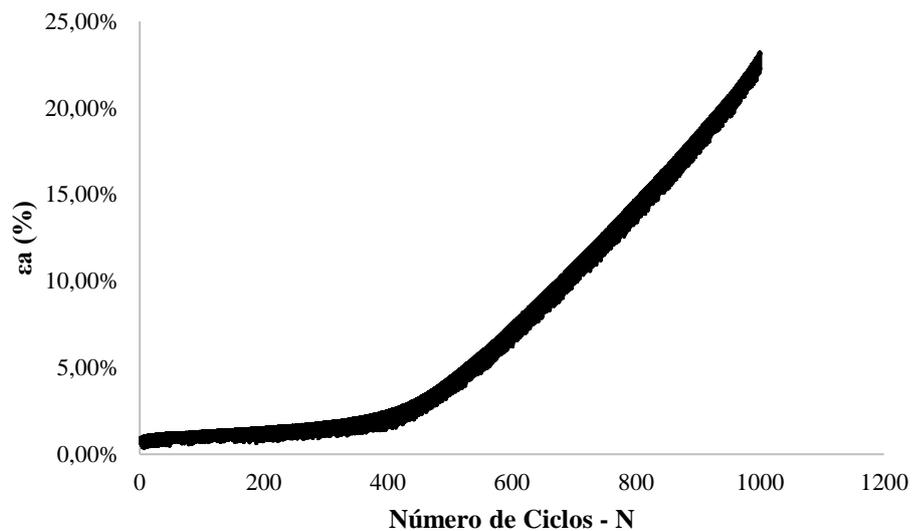


Figura 108 - Deformação axial em relação ao número de ciclos para ensaio 2 - 1000 kPa - 40%

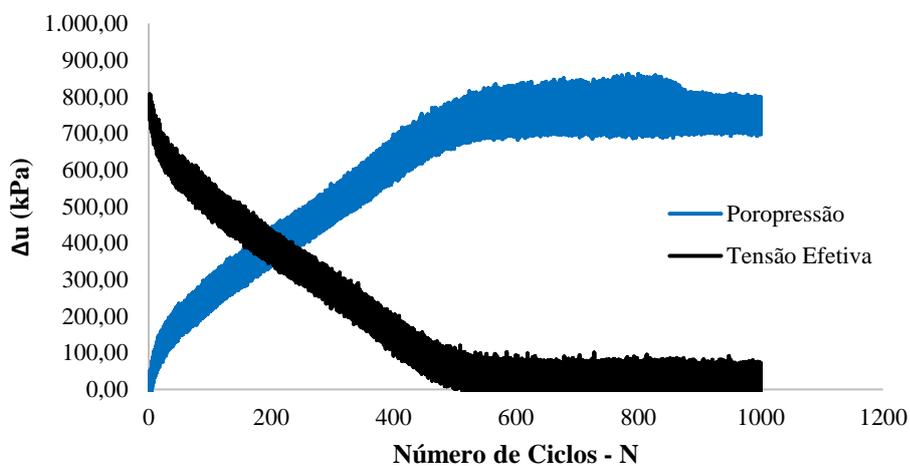


Figura 109 - Variação da tensão efetiva e da poropressão em relação ao número de ciclos para ensaio 2 - 1000 kPa - 40%

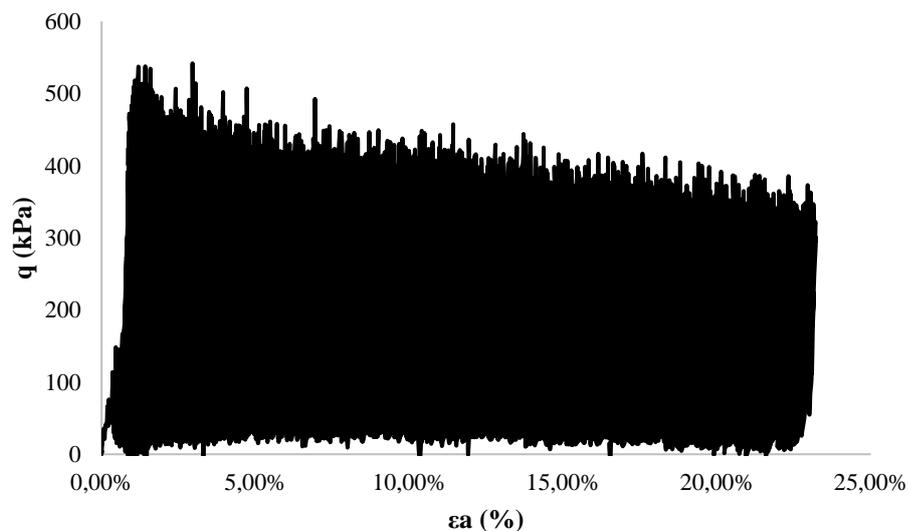


Figura 110 – Deformação axial em relação à tensão desvio para ensaio 2 - 1000 kPa - 40%

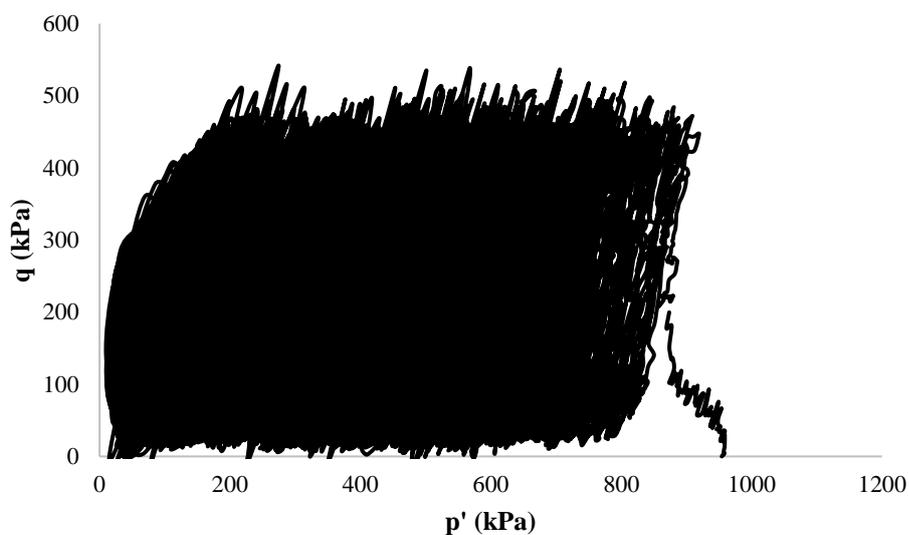


Figura 111 – Trajetória de tensões para ensaio 2 - 1000 kPa - 40%

- Ensaios Cíclico 3 – 1000 kPa de confinamento, com carregamento cíclico de 60% da tensão confinante:

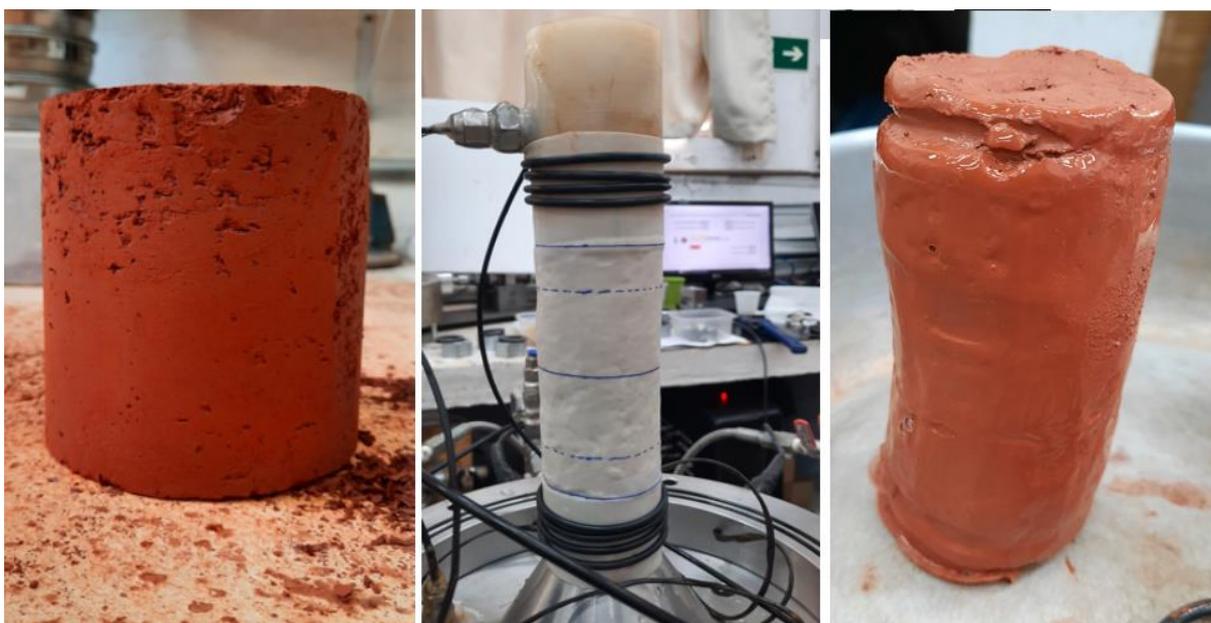


Figura 112 - Amostra para ensaio cíclico com tensão efetiva inicial de 1000 kPa e tensão cíclica máxima de 60% da tensão inicial

Entre a Figura 113 e a Figura 117 está apresentada a resposta cisalhante cíclica do rejeito de bauxita para tensão efetiva inicial de 1000 kPa e tensão cisalhante cíclica controlada de 600 kPa. O ensaio foi interrompido com pouco mais de 600 ciclos por problemas técnicos no laboratório, mas pode-se observar um comportamento semelhante aos ensaios apresentados anteriormente, com tensão cíclica controlada de 400 kPa. A Figura 113 apresenta a tensão desvio em relação ao número de ciclos, a Figura 114 apresenta a deformação axial e relação ao número de ciclos e a Figura 115 apresenta a variação da tensão vertical efetiva e da poropressão em relação ao número de ciclos. Pode-se observar que para este nível de tensões a amostra também apresentou grandes deformações, com deformações consideráveis já nos primeiros ciclos. Não houve um retorno completo dos deslocamentos com o alívio de tensões, gerando deslocamentos plásticos na amostra.

Conforme Figura 115, com 200 ciclos a amostra já perdeu cerca de 80% de sua resistência, com elevada geração de poropressão. Em concordância às deformações observadas na amostra, observa-se que a tensão cisalhante cíclica provocou uma elevada geração de poropressão, provocando uma redução na tensão efetiva ao longo do cisalhamento. Conforme Figura 116, ao longo dos 600 ciclos a amostra acumulou uma deformação de quase 12% e a trajetória de tensões apresenta uma redução na tensão efetiva, com seu valor tendendo a zero, indicando a ruptura da amostra, conforme Figura 117.

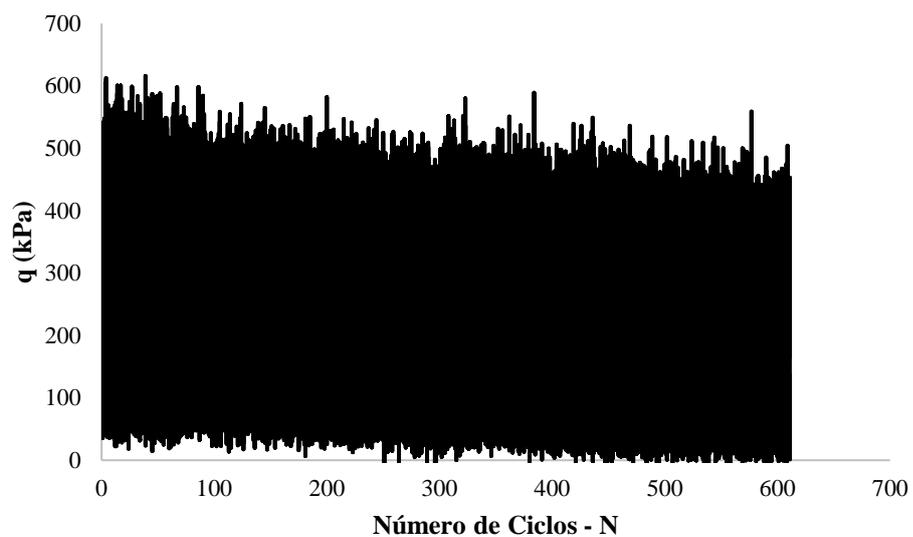


Figura 113 - Tensão desvio em relação ao número de ciclos para ensaio 3 - 1000 kPa - 60%

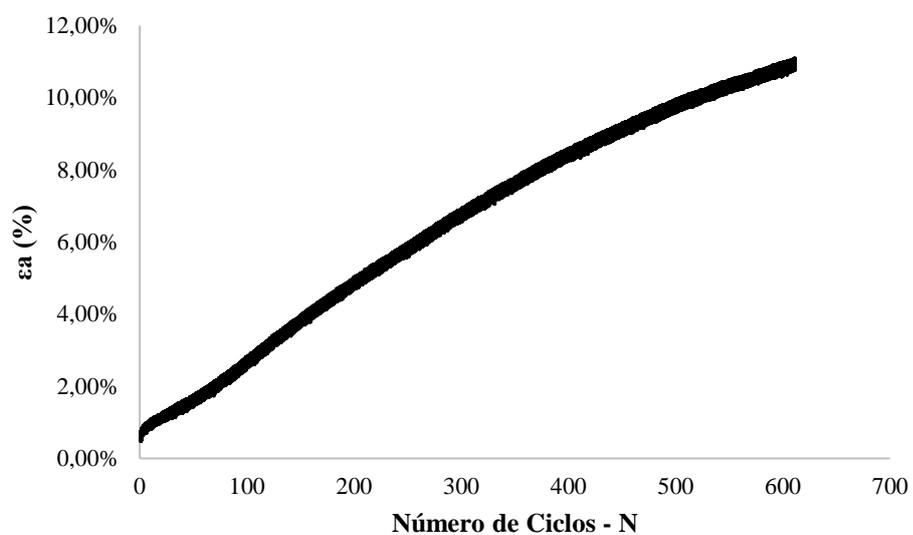


Figura 114 - Deformação axial em relação ao número de ciclos para ensaio 3 - 1000 kPa - 60%

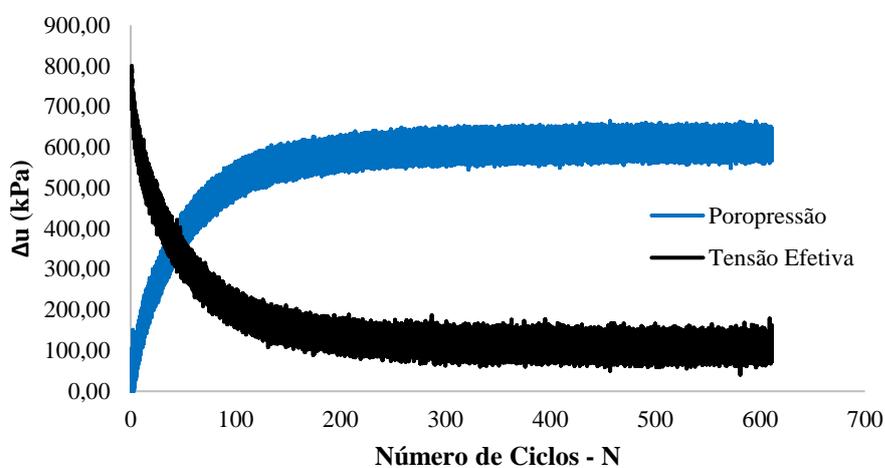


Figura 115 – Variação da tensão efetiva e da poropressão em relação ao número de ciclos para ensaio 3 - 1000 kPa - 60%

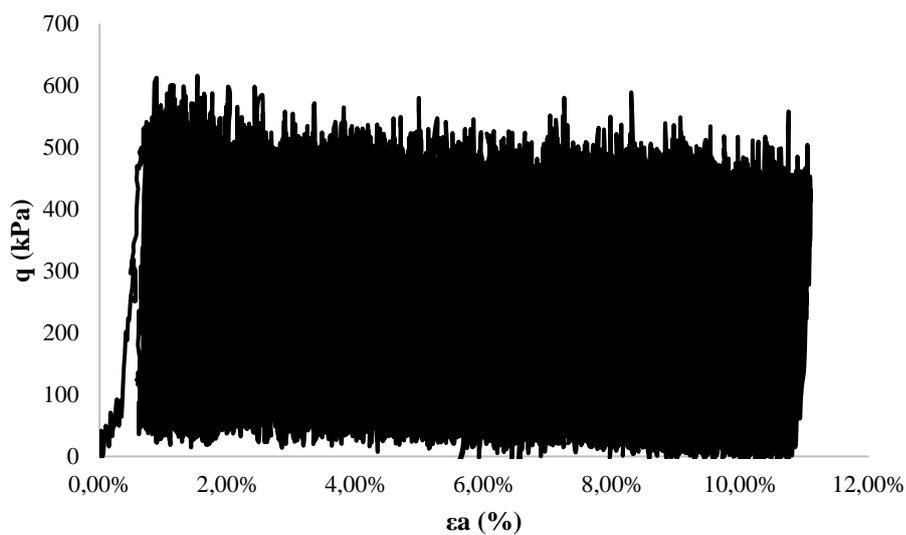


Figura 116 – Deformação axial em relação à tensão desvio para ensaio 3 - 1000 kPa - 60%

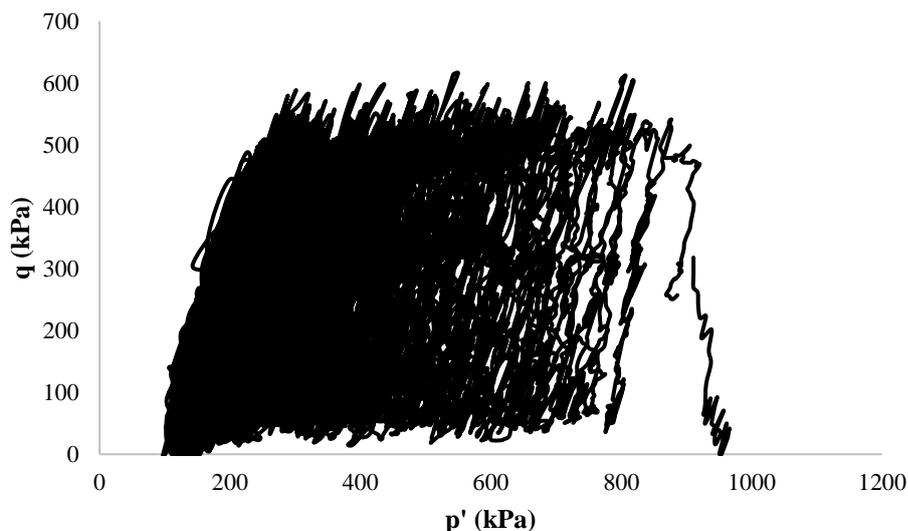


Figura 117 – Trajetória de tensões para ensaio 3 - 1000 kPa - 60%

- Ensaios Cíclico 4 – 400 kPa de confinamento, com carregamento cíclico de 40% da confinante:



Figura 118 - Amostra para ensaio cíclico com tensão efetiva inicial de 400 kPa e tensão cíclica máxima de 40% da tensão inicial.

Entre a Figura 119 e a Figura 123 está apresentada a resposta cisalhante cíclica do rejeito de bauxita para tensão efetiva inicial de 400 kPa e tensão cisalhante cíclica controlada de 160 kPa. A Figura 119 apresenta a tensão desvio em relação ao número de ciclos, a Figura 120 apresenta a deformação axial e relação ao número de ciclos e a Figura 121 apresenta a variação da tensão vertical efetiva e da poropressão em relação ao número de ciclos. Pode-se observar que para

este nível de tensões a amostra não apresentou grandes deformações, assim como o ensaio cíclico 1. Neste ensaio, cerca de 50% da deformação sofrida pela amostra aconteceu durante o carregamento monotônico, realizado na primeira parte do ciclo, como explicado na metodologia utilizada. Durante os ciclos houve um retorno dos deslocamentos com o alívio de tensões, gerando principalmente deformações elásticas na amostra.

Conforme Figura 121, a geração de poropressão não foi grande o suficiente para submeter a amostra a uma perda completa de resistência, como aconteceu no ensaio de 1000 kPa de tensão efetiva inicial, que também foi carregado com ciclos com carga de 40%. Conforme Figura 122, ao longo dos 1000 ciclos a amostra acumulou uma deformação de aproximadamente 1,5% e a trajetória de tensões apresenta uma redução na tensão efetiva, porém não foi o suficiente para levar à ruptura da amostra, conforme Figura 123.

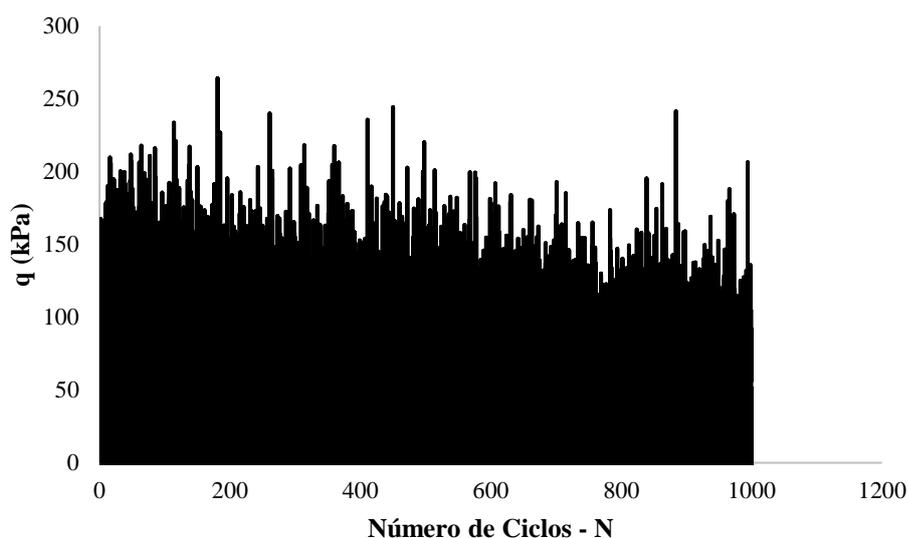


Figura 119 - Tensão desvio em relação ao número de ciclos para ensaio 4 - 400 kPa - 40%

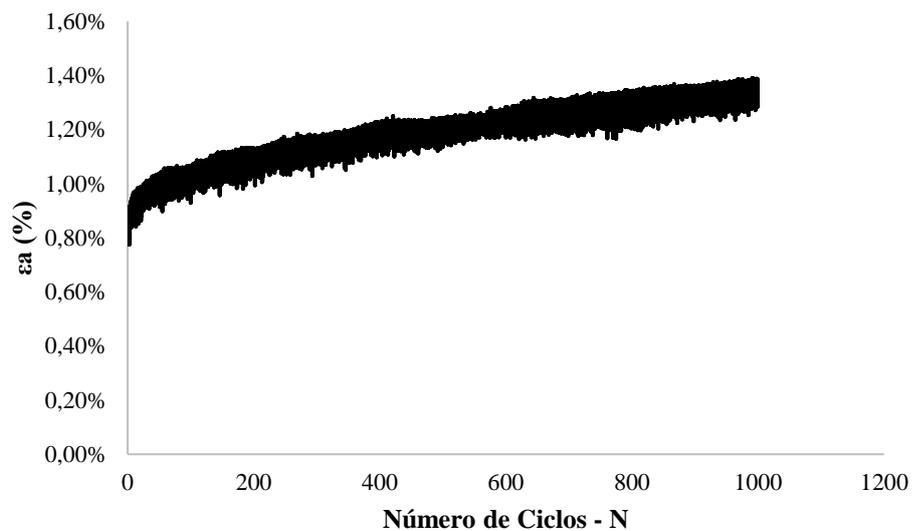


Figura 120 - Deformação axial em relação ao número de ciclos para ensaio 4 - 400 kPa - 40%

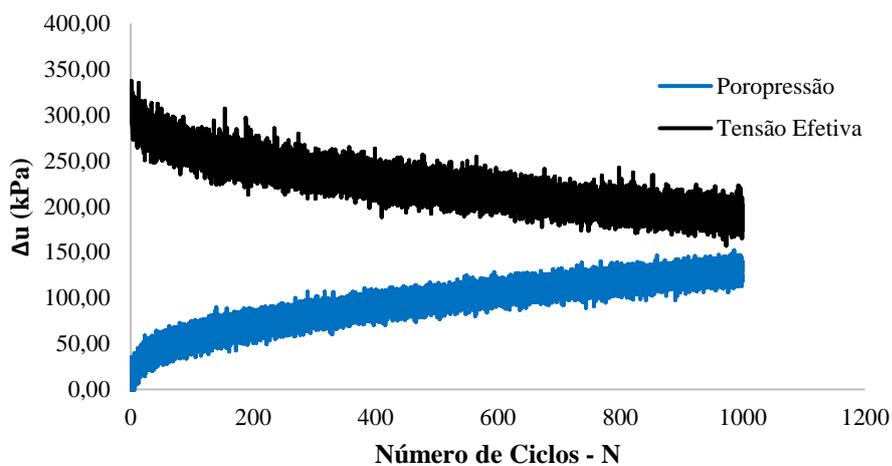


Figura 121 – Variação da tensão efetiva e da poropressão pelo número de ciclos para ensaio 4 - 400 kPa - 40%

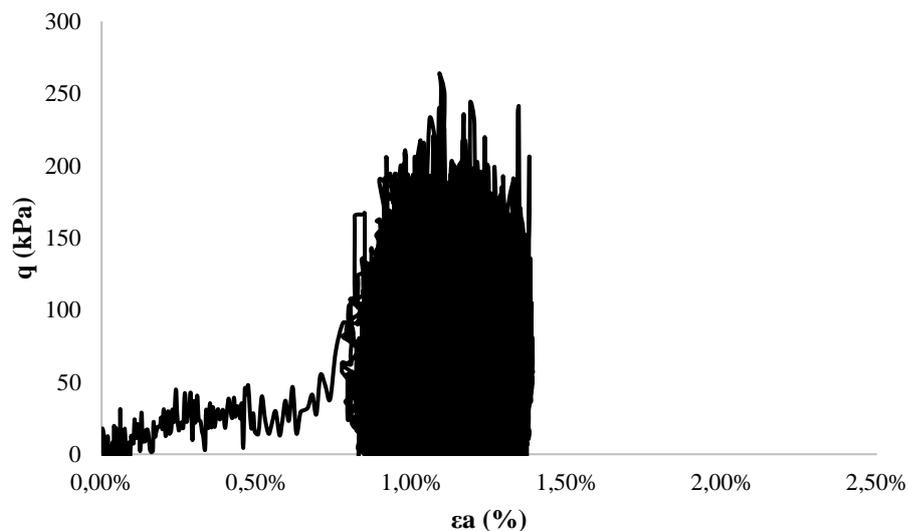


Figura 122 – Deformação axial em relação à tensão desvio para ensaio 4 - 400 kPa - 40%

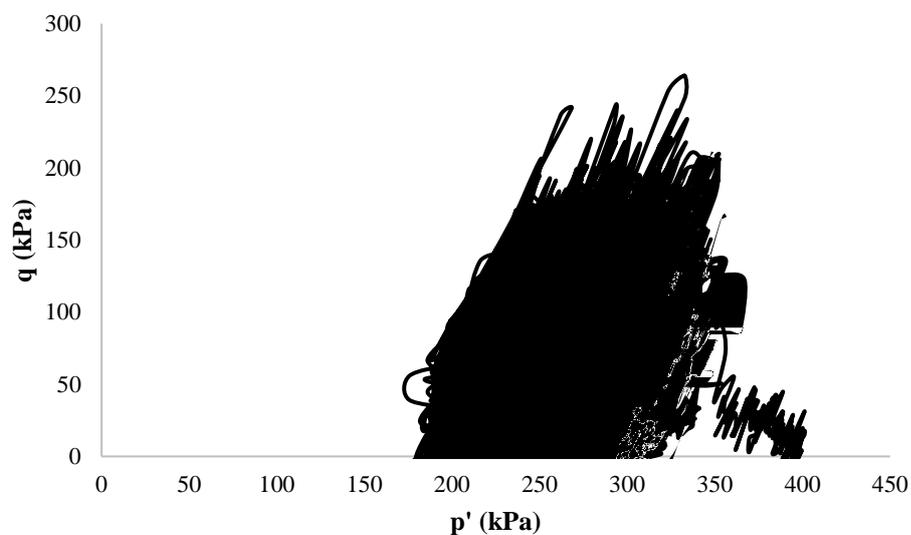


Figura 123 – Trajetória de tensões para ensaio 4 - 400 kPa - 40%

- Ensaio Cíclico 5 – 4000 kPa de confinamento, com carregamento cíclico de 40% da confinante:

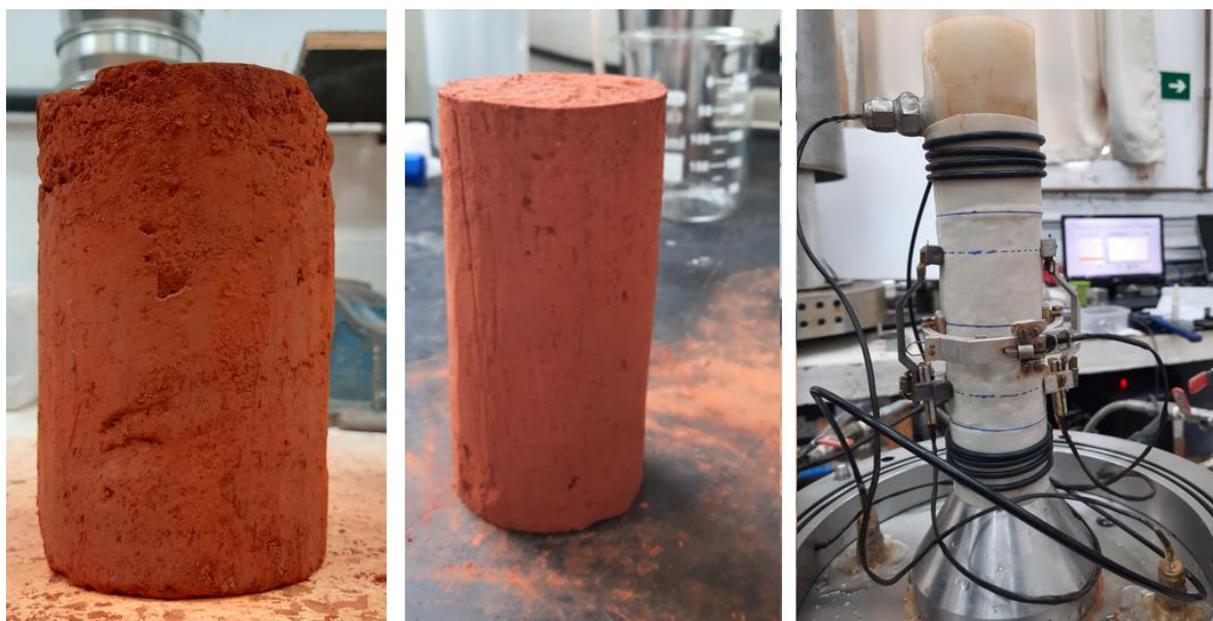


Figura 124 - Amostra para ensaio cíclico com tensão efetiva inicial de 4000 kPa e tensão cíclica máxima de 40% da tensão inicial.

Entre a Figura 125 e a Figura 126 está apresentada a resposta cisalhante cíclica do rejeito de bauxita para tensão efetiva inicial de 4000 kPa e tensão cisalhante cíclica controlada de 1600 kPa. A Figura 125 apresenta a tensão desvio em relação ao número de ciclos, a Figura 126 apresenta a deformação axial e relação ao número de ciclos e a Figura 127 apresenta a variação da tensão vertical efetiva e da poropressão em relação ao número de ciclos. Pode-se observar que para este nível de tensões a amostra também não apresentou grandes deformações, assim como o ensaio cíclico 1.

Conforme Figura 127, a geração de poropressão foi elevada, levando a amostra a uma perda considerável de sua tensão efetiva ao longo dos ciclos. Pode-se observar também que para o número de ciclos determinado a poropressão ainda não atingiu valores estáveis, que levasse a uma estabilidade da tensão efetiva, indicando que para um número mais elevado de ciclos a tensão efetiva se reduziria mais. Conforme Figura 128, ao longo dos 1000 ciclos a amostra acumulou uma deformação de aproximadamente 3,0% e a trajetória de tensões apresenta uma redução na tensão efetiva, porém não foi o suficiente para levar à ruptura da amostra, conforme Figura 129.

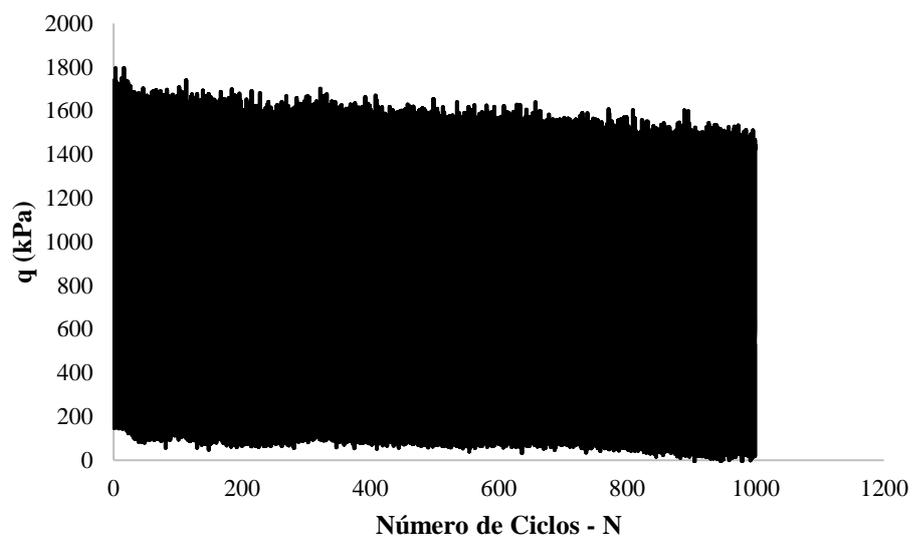


Figura 125 - Tensão desvio em relação ao número de ciclos para ensaio 5 - 4000 kPa - 40%

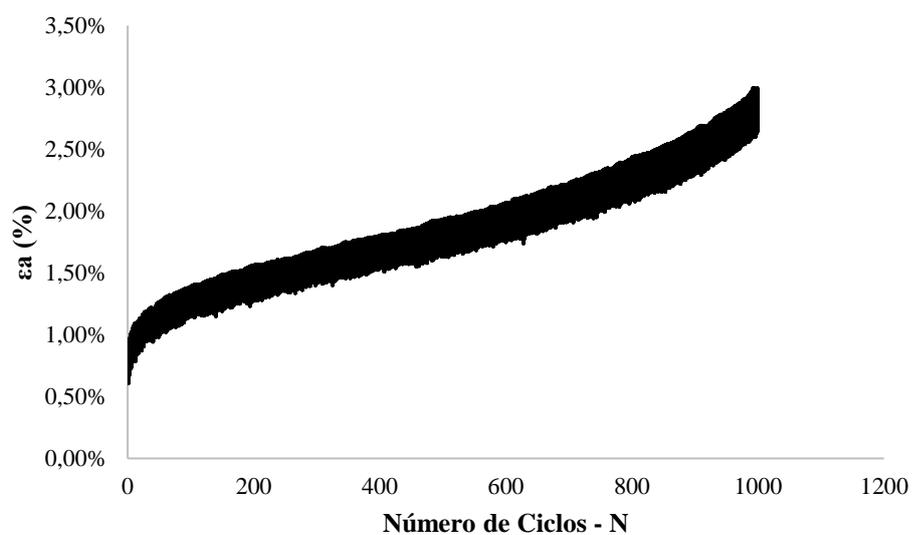


Figura 126 - Deformação axial em relação ao número de ciclos para ensaio 5 - 4000 kPa - 40%

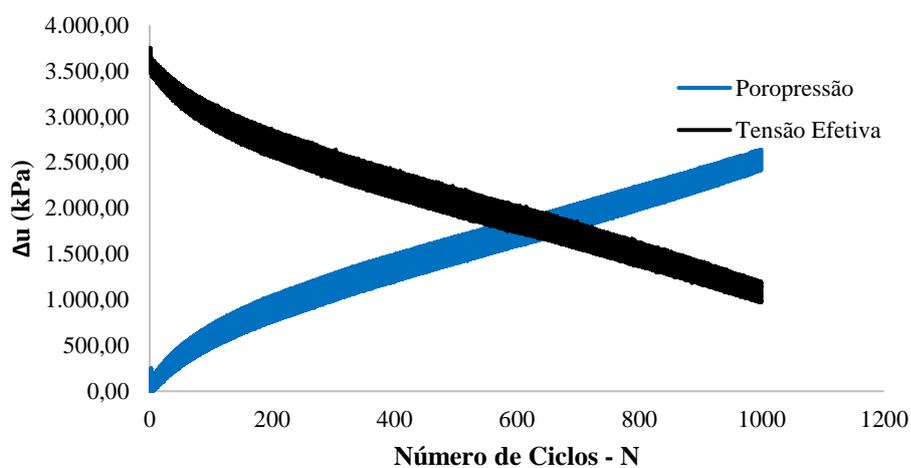


Figura 127 – Variação da tensão efetiva e da poropressão em relação ao número de ciclos para ensaio 5 - 4000 kPa - 40%

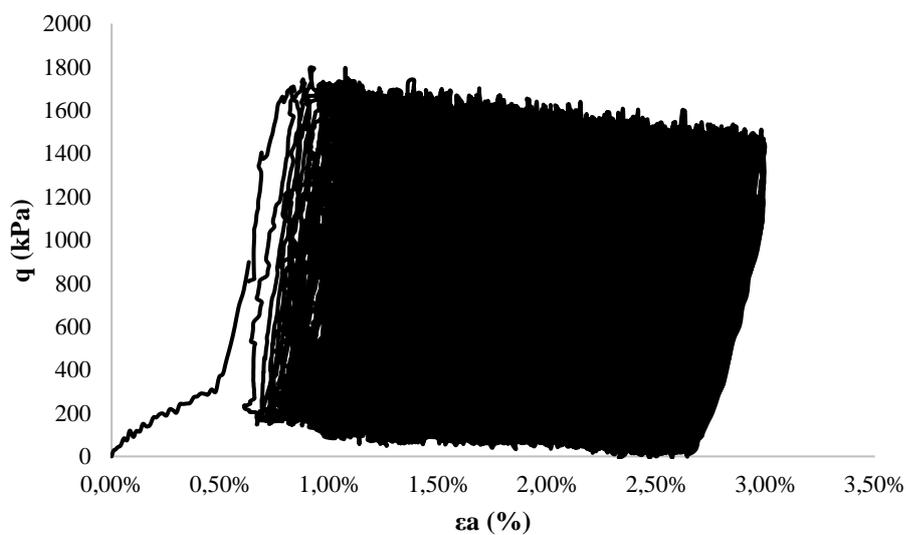


Figura 128 – Deformação axial em relação à tensão desvio para ensaio 5 - 4000 kPa - 40%

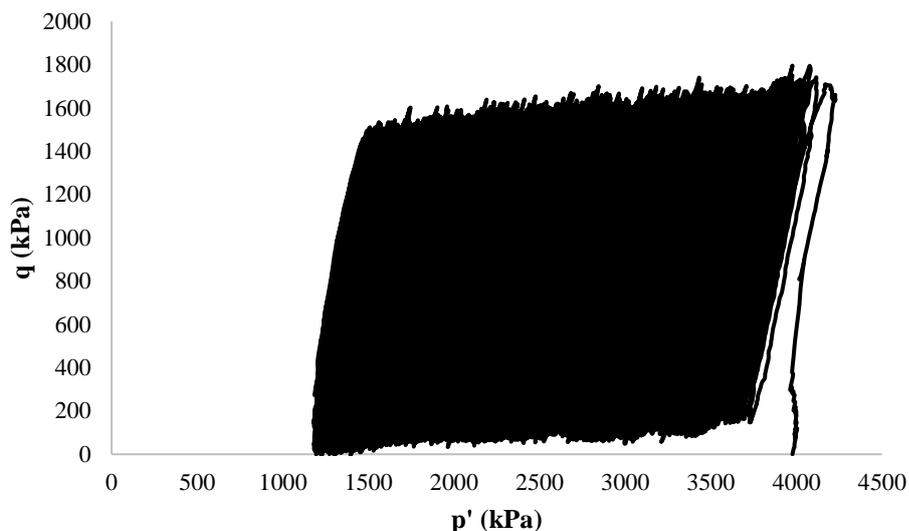


Figura 129 – Trajetória de tensões para ensaio 5 - 4000 kPa - 40%

A partir dos resultados encontrados para os ensaios cíclicos foi possível a avaliação de cada amostra a partir da normalização da tensão cíclica de cada ensaio pela tensão efetiva inicial – razão de resistência cíclica, conforme o número de ciclos necessários para se atingir 1% de deformação axial, 2,5% de deformação axial e 5% de deformação axial, conforme Figura 130, Figura 131 e Figura 132, respectivamente. Em cada uma das três figuras, um ajuste para a mesma tensão efetiva inicial de 1000 kPa com a variação a cíclica foi plotada.

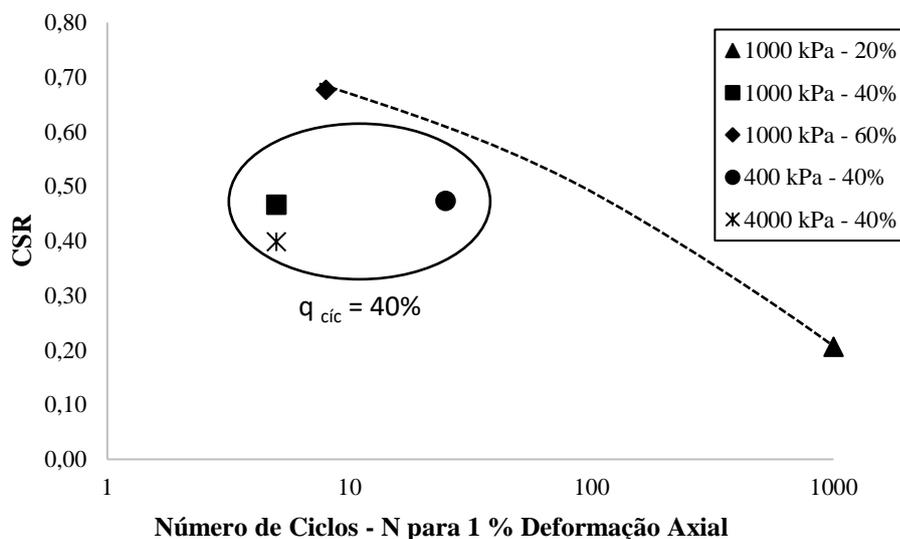


Figura 130 – Número de ciclos para se atingir 1% de deformação axial.

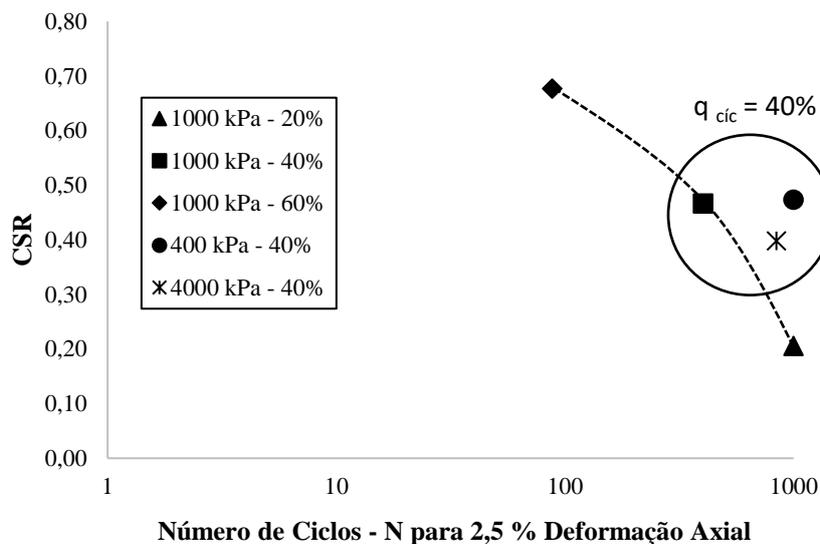


Figura 131 – Número de ciclos para se atingir 2,5% de deformação axial.

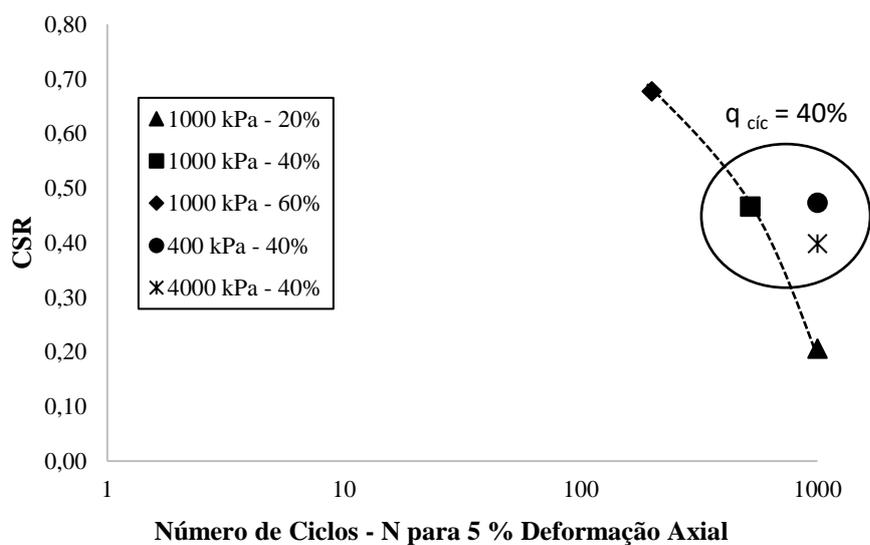


Figura 132 – Número de ciclos para se atingir 5% de deformação axial.

Pode-se inferir que maiores tensões cisalhantes cíclicas levam o material à deformações mais acentuadas. Os resultados para todos os níveis de deformação analisados em relação à razão de resistência cíclica para os ensaios cisalhados com 1000 kPa de tensão efetiva inicial estão apresentados na Figura 133.

Para o ensaio cuja tensão cisalhante representa 20% da tensão efetiva inicial, a deformação máxima foi inferior à 1%. Assim, o número de ciclos para se atingir as deformações pré-estabelecidas foi fixado em 1000 ciclos, como um segundo critério de ruptura.

Para o ensaio cuja tensão cisalhante representa 40% da tensão efetiva inicial, foram necessários 5 ciclos para atingir 1% de deformação axial, 402 ciclos para atingir 2,5% de deformação axial e 520 ciclos para se atingir 5% de deformação axial.

Para o ensaio cuja tensão cisalhante representa 60% da tensão efetiva inicial, foram necessários 8 ciclos para atingir 1% de deformação axial, 88 ciclos para atingir 2,5% de deformação axial e 200 ciclos para se atingir 5% de deformação axial. Esse resultado corrobora para a justificativa de que maiores tensões cisalhantes em relação à tensão efetiva inicial leva a amostra a um maior estado de deformação.

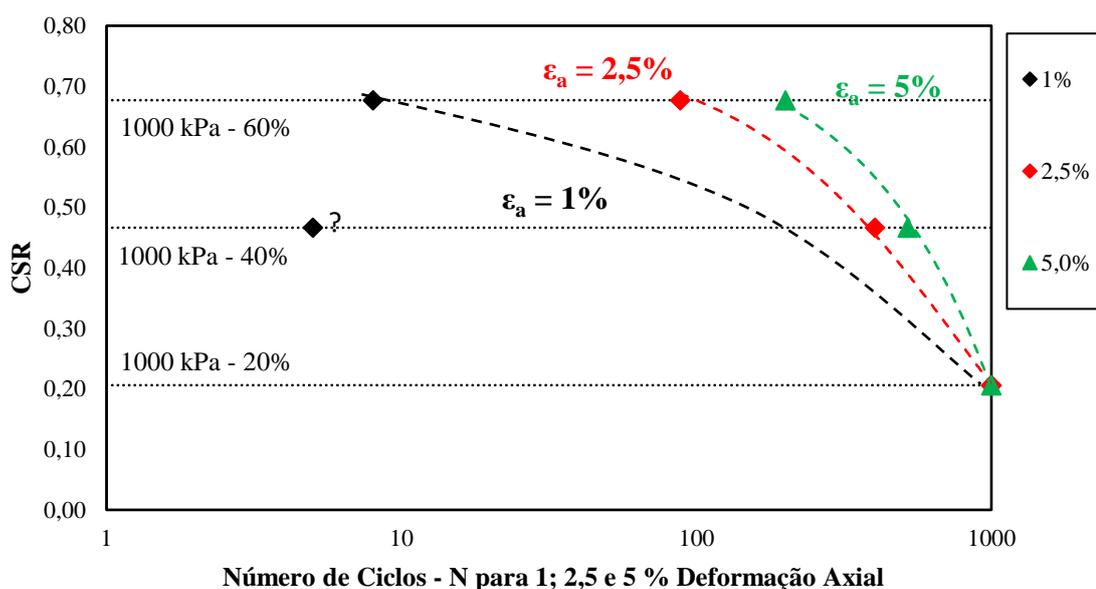


Figura 133 – Número de ciclos para se atingir 5% de deformação axial.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÕES

O presente trabalho avaliou as características físicas, mineralógicas e geomecânicas de um rejeito de bauxita através da avaliação de amostras indeformadas coletadas por tubos Shelby e por amostras remoldadas. Pode-se concluir que o rejeito de bauxita estudado no presente trabalho se classifica como um silte-argiloso, não plástico, de média compressibilidade. Observa-se na amostra, a partir de ensaios DRX, uma quantidade predominante de Hematita (Fe_2O_3), Gibsita ($\text{Al}(\text{OH})_3$) e Goethita ($\text{FeO}(\text{OH})$). O rejeito apresenta índice de vazios mínimo, $e_{\text{mín}}$, de 0,75, índice de vazios máximo, $e_{\text{máx}}$, de 2,14 e uma densidade relativa, $D_r=67,58\%$. As amostras extraídas dos tubos Shelby possuíam teor de umidade aproximado de 30% e índice de vazios de 1,20.

A partir dos ensaios oedométricos observa-se que não existe uma tendência para a curva remoldada e indeformada se convergirem para uma única linha de consolidação isotrópica quando carregadas até tensões verticais de 4 MPa. A inclinação da reta virgem correspondente ao material indeformado foi um pouco maior àquela encontrada para a amostra reconstituída, sendo o material da amostra reconstituída menos compressível que a amostra indeformada, o que pode ser um indício da existência de uma cimentação natural da amostra indeformada, sendo essa destruída no processo de reconstituição da amostra.

Os ensaios *Simple Shear* foram realizados em amostras remoldadas do rejeito de bauxita, cujos parâmetros de resistência foram: ângulo de atrito de pico (φ'_{pico}) de $30,86^\circ$ e coesão efetiva (c') nula, ângulo de atrito crítico (φ'_{cr}) de $28,3^\circ$ e coesão efetiva (c') nula.

Os ensaios triaxiais com cisalhamento monotônicos foram realizados para tensões variando de 25 kPa à 4000 kPa. As curvas isotrópicas de consolidação dos ensaios triaxiais indicam uma inclinação única para as todas curvas, com tendência a uma unificada curva para tensões superiores às ensaiadas neste trabalho, diferente ao que ocorre em areias, em que em tensões mais baixas é possível observar uma linha de consolidação isotrópica única.

Para amostras cisalhadas sob tensões de até 400 kPa, um valor de ângulo de atrito de pico, φ'_{pico} , de $37,5^\circ$ foi encontrado, bem como um intercepto coesivo nulo. Para um estado último,

ou estado crítico, um valor de ângulo de atrito, φ'_{cs} , de $35,3^\circ$ foi determinado, com o intercepto coesivo nulo. Considerando todos os ensaios compilados, um valor de ângulo de atrito de pico, φ'_{pico} , de $33,0^\circ$ foi encontrado, bem como um intercepto coesivo nulo. Para um estado último, ou estado crítico, um valor de ângulo de atrito, φ'_{cs} , de $32,6^\circ$ foi determinado, com o intercepto coesivo nulo. A mudança de comportamento com um ângulo de atrito superior para as amostras cisalhadas até 400 kPa pode indicar uma possível estrutura natural que existe no rejeito e que acima desse nível de tensões essa estrutura se perde, bem como a ocorrência de quebra de grãos durante o cisalhamento. A coesão nula em ambos os ensaios de cisalhamento corroboram com a classificação dos rejeitos como solos finos não coesivos.

A linha do estado crítico apresentou uma não linearidade, com uma curvatura acontecendo entre as amostras cisalhadas à 100 kPa e amostras cisalhadas à 400 kPa, podendo ser justificada pela quebra de grãos que ocorre durante o cisalhamento, alterando o comportamento do material.

O ângulo de atrito no estado crítico encontrado pode ser analisado com base no d_{50} após o cisalhamento. O resultado encontrado de $35,65^\circ$ para um d_{50} de 0,06 se encontra dentro do esperado para rejeitos de mineração.

O ângulo de atrito encontrado pelos ensaios *simple shear* foi inferior ao resultado encontrado pelos ensaios triaxiais em aproximadamente 5° . A diferença existente é esperada devido às condições de cisalhamento impostas à amostra. Considerando a análise para um nível de tensões de até 400 kPa, um ajuste único foi possível para a linha do estado crítico das amostras ensaiadas no *simple shear* e das amostras ensaiadas no triaxial.

As amostras cisalhadas apresentaram uma pequena variação em sua granulometria, com destaque para o ensaio triaxial cisalhado na condição drenado, com tensão efetiva de inicial de 4000 kPa, que apresentou a maior mudança na curva granulométrica em relação ao ensaio realizado antes do cisalhamento, corroborando para a não-linearidade da linha do estado crítico.

Através dos ensaios realizando por *bender elements* observa-se que há um aumento de G_0 com o aumento da tensão efetiva de confinamento na amostra, com uma redução no valor de G_0 para a amostra remoldada em relação à amostra indeformada, e mesma tendência a partir de 30 kPa de tensão confinante. Os maiores valores associados ao G_0 para as amostras indeformadas sem aplicação da tensão de confinamento podem estar relacionados à uma estruturação natural existente nessas amostras.

Por meio dos ensaios cíclicos pode-se observar que maiores tensões cisalhantes cíclicas levam o material à deformações mais acentuadas. Para o ensaio cuja tensão cisalhante representa 20% da tensão efetiva inicial, a deformação máxima foi inferior à 1%. Para o ensaio cuja tensão cisalhante representa 40% da tensão efetiva inicial, foram necessários 5 ciclos para atingir 1% de deformação axial, 402 ciclos para atingir 2,5% de deformação axial e 520 ciclos para se atingir 5% de deformação axial. Para o ensaio cuja tensão cisalhante representa 60% da tensão efetiva inicial, foram necessários 8 ciclos para atingir 1% de deformação axial, 88 ciclos para atingir 2,5% de deformação axial e 200 ciclos para se atingir 5% de deformação axial.

Por fim, a pesquisa conclui seu objetivo de classificar o rejeito de bauxita física e mineralogicamente, bem como avaliar seu comportamento geomecânico frente às diferentes formas de cisalhamento impostas e à análise de rigidez das amostras remoldadas e indeformadas. É de fundamental importância na engenharia de barragens entender o nível de tensão em que se está trabalhando, pois essa variável pode interferir significativamente no comportamento dos rejeitos.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O comportamento dos rejeitos no interior das barragens ainda é motivo de muitas incertezas frente ao desconhecimento que ainda se tem. A proibição do método de alteamento a montante faz com que muitas estruturas tenham que passar pelo processo de descaracterização, de forma a mitigar os riscos envolvidos ou diminuir os danos causados em caso de ruptura.

Desta forma, as seguintes linhas de pesquisa são sugeridas:

- i) Estudar a composição físico-química dos rejeitos de mineração e sua influência no comportamento geomecânico;
- ii) Avaliar o comportamento dos rejeitos de mineração sob outras condições de cisalhamento, como extensão, carregamento anisotrópico, cisalhamento puro, entre outros;
- iii) Expandir a análise sob carregamento cíclico para outros níveis de carregamento e tensões confinantes e com um maior número de amostras, possibilitando uma análise estatística;

- iv) Estudar o comportamento do rejeito de mineração quando dispostos em pilhas compactadas sob altas tensões de confinamento e carregamentos monotônicos e cíclicos;
- v) Estudar a influência da cimentação artificial nos rejeitos de mineração para disposição em pilhas compactadas;
- vi) Avaliar a inertização de rejeitos perigosos a partir da cimentação artificial ou da alcali-ativação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180: **Solo — Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7182: **Solo — Ensaio de Compactação**. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

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

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13.028: **Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água - Requisitos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2017-b.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: **Solo - Análise granulométrica**. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459: **Solo — Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro: ABNT, 2017. ABAL. Bauxita no Brasil: Mineração Responsável e Competitividade. Associação Brasileira do Alumínio. São Paulo-SP, p. 66. 2017.

ANM. **Sumário Mineral - Ano Base 2017**. Agência Nacional de Mineração. Brasília - DF, p. 211. 2019.

ANM. **Anuário Mineral Brasileiro: Principais Substâncias Metálicas - Ano Base 2018**. Agência Nacional de Mineração. Brasília - DF, p. 42. 2020-a.

ANM. **Cadastro Nacional - Sistema de Gestão de Segurança de Barragens de Mineração - SIGBM**. Agência Nacional de Mineração. Brasília - DF, Acesso em: 03/06/2021-a. <https://app.anm.gov.br/SIGBM/Publico/ClassificacaoNacionalDaBarragem>.

ANM. **Relatório Anual de Segurança de Barragens de Mineração - Ano Base 2019**. Agência Nacional de Mineração. Brasília - DF, p. 50. 2020-b.

ANM. **Relatório Sintético da Campanha de Entrega de DCE - Março**. Agência Nacional de Mineração. Brasília - DF, p. 11. 2021-b.

ARAÚJO, C. B. D. (2006) **Contribuição ao Estudo do Comportamento de Barragens de Rejeito de Mineração de Ferro**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro-RJ.

ARENARE, D.S. (2008) **Caracterização de amostras de bauxita visando a aplicação de métodos de concentração gravítica**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte-MG.

ATKINSON, J.H. **An introduction to the Mechanics of Soils and Foundations**. London: McGraw-Hill, p. 337, 1993.

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

ASSIS, A.; ESPÓSITO, T. **Construção de barragens de rejeito sob uma visão geotécnica**. In: Simpósio sobre barragens de rejeitos e disposição de resíduos – REGEO, 3. 1995. Anais. Ouro Preto: ABMS/ABGE/CBGB, 1995, p. 259-273.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D2435/D2435M - 11: **Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading**. USA: ASTM, 2020.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D2487- 17: **Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)**. USA: ASTM, 2017.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D4767- 11: **Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils**. USA: ASTM, 2020.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D5311/D5311M-13: **Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil**. USA: ASTM, 2013.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D7181-20: **Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils**. USA: ASTM, 2020.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D8295-19: **Standard Test Method for Determination of Shear Wave Velocity and Initial Shear Modulus in Soil Specimens using Bender Elements**. USA: ASTM, 2019.

BRASIL. Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. **Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB)**. Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil. Brasília. 2010.

BRASIL. Lei nº 14.066, de 30 de setembro de 2020. **Altera dispositivos da Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), da Lei nº 7.797, de 10 de julho de 1989, que cria o Fundo Nacional do Meio Ambiente (FNMA), da Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, e do Decreto-Lei nº 227, de 28 de fevereiro de 1967 (Código de Mineração).** Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil. Brasília. 2020.

BEDIN, J. (2010). **Estudo do Comportamento Geomecânico de Resíduos de Mineração.** Tese de doutorado em Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2010.

BEDIN, J. (2006). **Interpretação de ensaios de piezocone em resíduos de bauxita.** Dissertação de Mestrado em Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2006.

BEDIN, J., SCHNAID, F., da FONSECA, A.V., COSTA FILGO, L.D.M., 2012. **Gold tailings liquefaction under critical state soil mechanics.** *Géotechnique* 62 (3), 263–267.

BORTOLOTTO, M. S. **Bender Elements, Ultrasonic Pulse Velocity, and Local Gauges for the Analysis of Stiffness Degradation of an Artificially Cemented Soil.** Dissertação de mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2017.

CARRARO, J. A. H., PREZZI, M., SALGADO, R; 2009. **Shear Strength and Stiffness of Sands Containing Plastic or Nonplastic Fines.** *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.* Vol. 135, N°9.

CHIEN, L.-K., OH, Y.-N.; 2002. **Influence of fines content and initial shear stress on dynamic properties of hydraulic reclaimed soil.** Note – *Canadian Geotechnical Journal* 39: 242-253.

COOP, M., LEE, I. K. The behavior of granular soils at elevated stresses. *Predictive Soil Mechanics, Proc. C.P. Wroth Mem Symp., Thomas Thelford, London.* 1993.

CORTE, M. B. **Desenvolvimento de Equipamento para Ensaios *Simple Shear*.** Dissertação de mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2016.

DAVIES, M. P. e MARTIN, T.E. **Mine Tailings Dams: When Things Go Wrong in Proceedings of Tailing Dams.** Association of State Dam Safety Officials, U.S. Committee on Large Dams, Las Vegas, 2000. 261-273.

DAVIES, M. P. e MARTIN T. E. **Upstream constructed tailings dams - A review of the basics.** *Tailings and Mine Waste.* Colorado, USA, A.A. Balkema, Rotterdam: pp. 3-15. 2000.

DAVIES, M. P.; McROBERTS, E.; MARTIN, T. **Static liquefaction of tailings: fundamentals and case histories**. In: AMEC Earth e Environmental. Vancouver and Edmonton, 2002.

DUARTE, A. P. (2008). **Classificação das Barragens de Contenção de Rejeitos de Mineração e de Resíduos Industriais no Estado de Minas Gerais em Relação ao Potencial de Risco**. Universidade Federal de Minas Gerais, UFMG. Dissertação de Mestrado. Belo Horizonte.

Ed URMO - **Enciclopedia del Aluminium**, vol 1, Produccion del Aluminio, org. pelos eng do grupo Pechiney, em espanhol, Bilbao, Espanha, 1967.

EPA - Environmental Protection Agency. **Desing and evaluation of tailings dams**. Technical report, U.S. Environmental Protection Agency (EPA), Washington, USA, 59 p. 1994.

FESTUGATO, L. **Análise do Comportamento Mecânico de um solo micro-reforçado com fibras de distintos índices aspecto**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2008

FESTUGATO, L. **Multiaxial response of reinforced materials**. PS1.4: Treated Geomaterials: Mechanical stabilisation Theme Lecture. Glasgow, 2019.

GARGA, V. K.; McKAY, L. D. **Cyclic Triaxial Strength of Mine Tailings**. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, N°8, 1984.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing, Vol 1, Soil Classification and Compaction Tests**. London: Prentech Press, 339 p., 1980-a.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing, Vol 2, Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests**. London: Prentech Press, 402 p., 1980-b.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing, Vol 3, Effective Stress Tests**. London: Prentech Press, 495 p., 1980-c.

IBRAM. **Gestão e Manejo de Rejeitos de Mineração**. Instituto Mineiro de Mineração. Brasília, p. 128. 2016.

IBRAM. **Relatório Anual de Atividades - Ano Base 2018**. Instituto Brasileiro de Mineração. Brasil, p. 49. 2019.

INTERNATIONAL COMMISSION OF LARGE DAMS – ICOLD. *Tailings dams: risk of dangerous occurrences - Lessons learnt from practical experiences*. Paris: UNEP/ICOLD, 2001. (Bulletin 121).

ISHIHARA, K. **Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics**. Oxford: Clarendon press, 340p. 1996.

JEFFERIES, M.; BEEN, J. **Soil Liquefaction – A Critical State Approach**. Taylor and Francis Group, LLC. Second Edition. 690p. 2016.

KLOHN, E. J. **The development of current tailing dam design and construction methods**. Design and Construction of Tailing Dams, D. Wilson (ed.), Colorado School of Mines, Golden, USA, 1981.

LADE, P. V. **Cubical Triaxial Tests on Cohesionless Soil**. Journal of the soils Mechanics and Foundation Division, V99, n.SM10, 1973.

LADE, P. V.; LIGGIO Jr., C. D.; YAMAMURO, J. A. **Effects of Non-Plastic Fines on Minimum and Maximum Void Ratios of Sand**. American Society for Testing and Materials, 1998.

LADE, R. S. **Preparing test specimens using undercompaction**. Geotechnical Testing Journal, Philadelphia, V1, n.1, p.16-23, 1978.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. John Wiley & Sons, Ins. 1979.

LI, W. **The Mechanical Behaviour of Tailings**. City University of Hong Kong (PhD Thesis). 2017.

LI, L.Y. **A study of iron mineral transformation to reduce red mud tailings**. Waste Management, 21, p.p. 525-537. 2001.

LI, W.; COOP, M. R.; SENETAKIS, K.; SCHNAID, F. **The mechanics of a silt-sized gold tailing**. Engineering Geology. 2008.

MARQUES, S. F. V. (2016) **COMPORTAMENTO DE UMA AREIA ARTIFICIALMENTE CIMENTADA ATÉ ALTAS TENSÕES DE CONFINAMENTO**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

MEDINA, J. & CASTRO, F. J. C. - **Utilização de Rejeitos na Construção de Pavimentos: Possibilidades Futuras**. In SIMP. BARRAGENS REJEITO E RESIDUOS INDUSTRIAIS E DE MINERAÇÃO, *Anais*, 1987, vol 1, pp.64 - 75.

MURTHY, T. G. LOUKIDIS, D., CARRARO, J. A. H., PREZZI, M., SALGADO, R. **Undrained monotonic response of clean and silty sands**. Géotechnique 57 (3), 273-288, 2007.

NIERWINSKI, H. P. (2019). **Caracterização e Comportamento Geomecânico de Rejeitos de Mineração**. Tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia Civil) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

PEDROSA, G. J. (2012). **Modelagem física da disposição de rejeito de bauxita por meio de diques-testes**. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UFOP, UFOP, Ouro Preto.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. Oficina de Textos. Terceira Edição. 2006.

PRAÇA, L. P. L. (2006). **Comportamento químico e mecânico de rejeitos de mineração de zinco sob baixas e altas tensões efetivas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

ROBERTSON, P. K.; MELO, L.; WILLIAMS, D. J; WILSON, G. W., **Relatório do Painel de Especialistas Sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Córrego do Feijão**. 2019.

SANTAMARINA, J. C.; TORRES-CRUZ, L. A.; BACHUS, R. C. **Why coal and tailings dam disasters occur**. Science 364 (6440), p. 526-528, 2019.

SANTOS, P. S. - **Ciência e Tecnologia das Argilas** - vol 1, 2a ed., Ed. Edgard Blücher Ltda. 1989.

SCHNAID, F.; BEDIN, J.; VIANA DA FONSECA, A. J. P.; DE MOURA COSTA FILHO, L. **Stiffness and Strength Governing the Static Liquefaction of Tailings**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 139, N° 12, 2013.

SCHOFIELD, A.W.; WROTH, C.P. **Critical State Soil Mechanics**. London, McGraw-Hill, 1968.

SKEMPTON, A.W. **The pore-pressure coefficients A and B**. Géotechnique, London, v.4, p. 143-147, 1954.

TRONCOSO, J.H. **Geotechnics of Tailings dams and sediments**. International Congress of Environmental Geotechnics. ICEG pp.1405-1423, 1997.

VICK, S.G. **Planning, Design and Analysis of Tailings Dams**. John Wiley & Sons, Inc., 369 p, 1983.

VILLAR, L.H.A. **Estudo do Adensamento e Ressecamento de Rejeitos de Mineração e Processamento de Bauxita**. Tese de doutorado, Pontifica Universidade Católica do Rio de Janeiro.461p, 2002.

WITCHTMANN, T.; HERNÁNDEZ, M. A. N.; TRIANTAFYLLIDIS, T. **On the influence of a non-cohesive fines content on small strain stiffness, modulus degradation and damping of quartz sand**. Soils Dynamics and Earthquake Engineering 69, p. 103-114, 2015.

WISE URANIUM PROJECT – WISE. **Chronology of Major Tailings Dam Failure**. 2020.
Acesso em: <http://www.wise-uranium.org/mdaf.html>

APÊNDICE A – RESULTADOS ENSAIOS *SIMPLE SHEAR*

- Amostras antes e após ensaios *Simple Shear*



Figura 134 - Amostra antes e após ensaio *simple shear* com tensão vertical efetiva inicial de 25 kPa



Figura 135 - Amostra antes e após ensaio *simple shear* com tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa



Figura 136 - Amostra antes e após ensaio *simple shear* com tensão vertical efetiva inicial de 100 kPa



Figura 137 - Amostra antes e após ensaio *simple shear* com tensão vertical efetiva inicial de 200 kPa

- Tensão Vertical Efetiva Inicial de 25 kPa

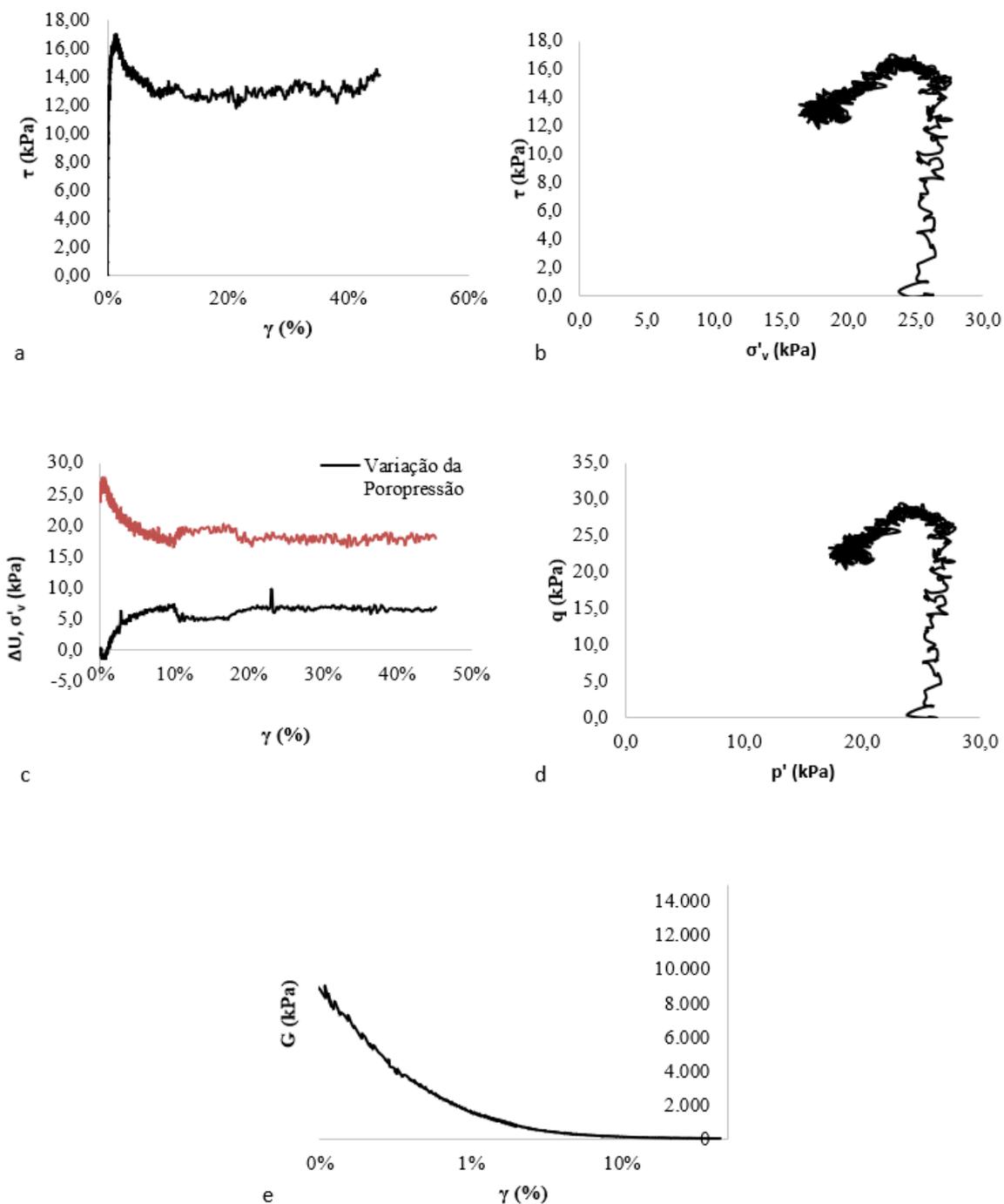


Figura 138 - Ensaio *simple shear* com tensão vertical efetiva inicial, $\sigma'_{v, inicial}$, de 25 kPa. a) Curva Tensão Cisalhante *versus* Deformação Cisalhante. b) Variação da Tensão Vertical Efetiva e da Poropressão *versus* Deformação Cisalhante. c) Tensão Cisalhante *versus* Tensão Vertical Efetiva. d) Trajetória de Tensões. e) Degradação do Módulo Cisalhante.

- Tensão Vertical Efetiva Inicial de 50 kPa

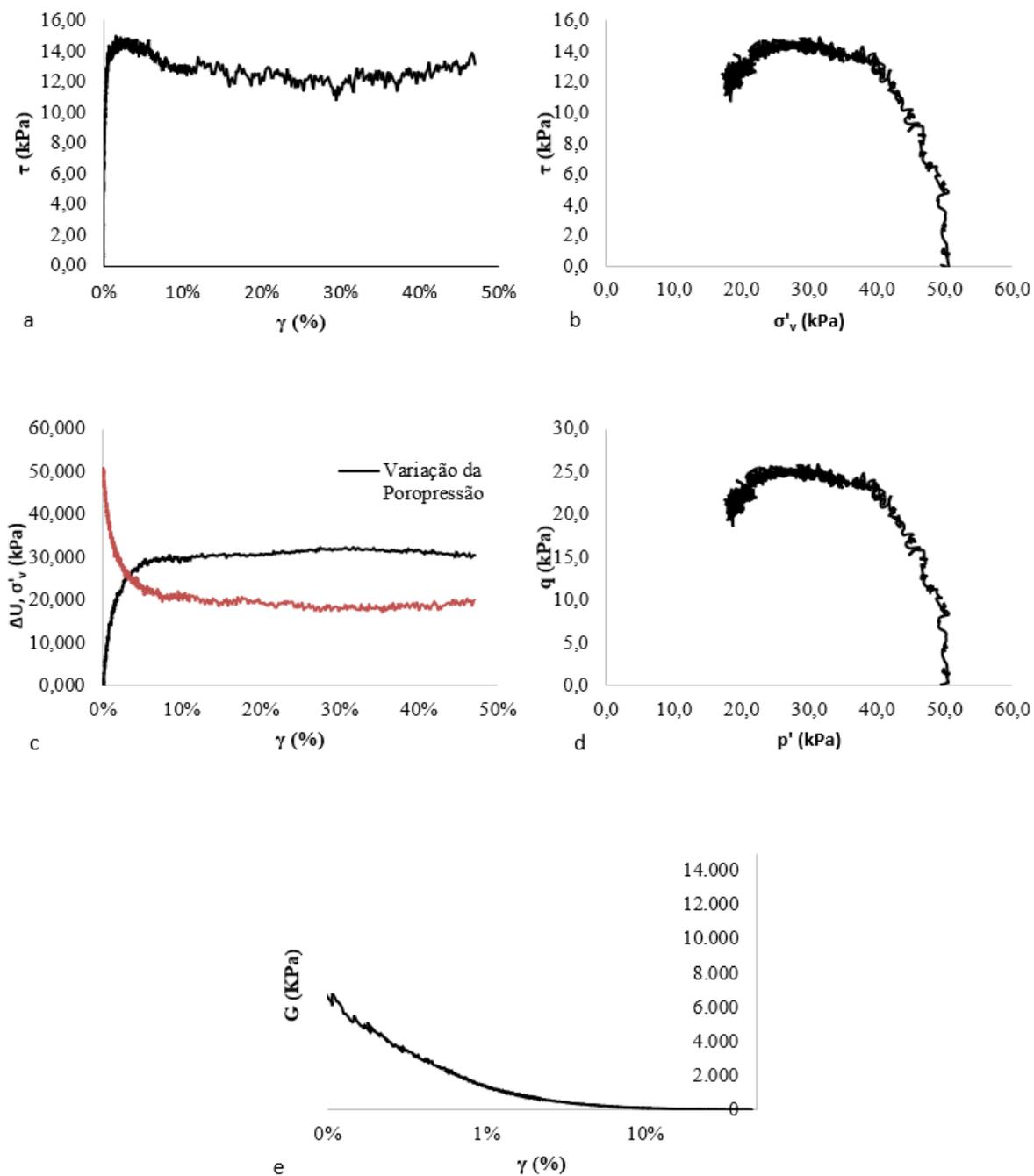


Figura 139 - Ensaio *simple shear* com tensão vertical efetiva inicial, $\sigma'_{v, inicial}$, de 50 kPa. a) Curva Tensão Cisalhante *versus* Deformação Cisalhante. b) Variação da Tensão Vertical Efetiva e da Poropressão *versus* Deformação Cisalhante. c) Tensão Cisalhante *versus* Tensão Vertical Efetiva. d) Trajetória de Tensões. e) Degradação do Módulo Cisalhante.

- Tensão Vertical Efetiva Inicial de 100 kPa

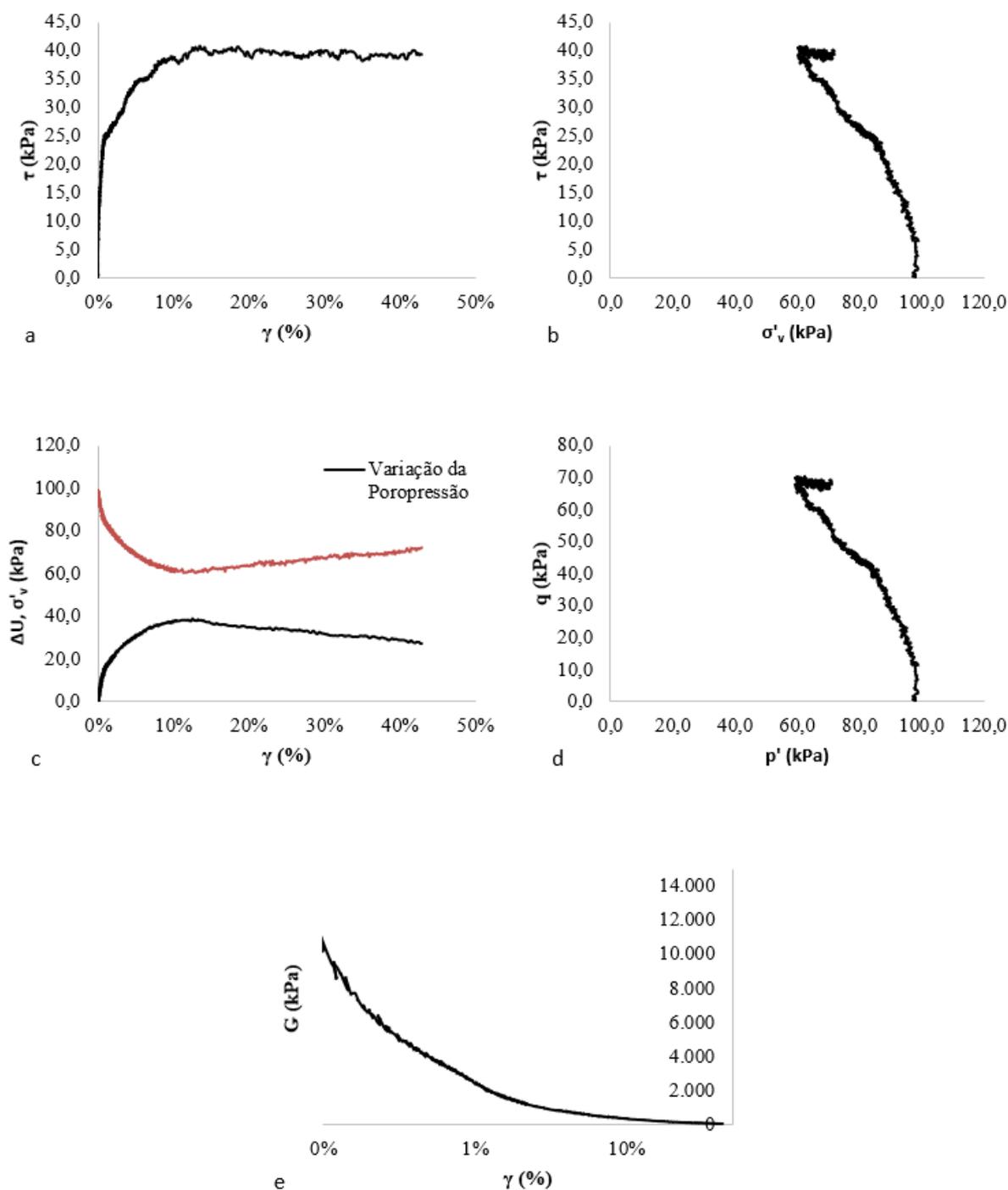


Figura 140 - Ensaio *simple shear* com tensão vertical efetiva inicial, $\sigma'_{v, inicial}$, de 100 kPa. a) Curva Tensão Cisalhante *versus* Deformação Cisalhante. b) Variação da Tensão Vertical Efetiva e da Poropressão *versus* Deformação Cisalhante. c) Tensão Cisalhante *versus* Tensão Vertical Efetiva. d) Trajetória de Tensões. e) Degradação do Módulo Cisalhante.

- Tensão Vertical Efetiva Inicial de 200 kPa

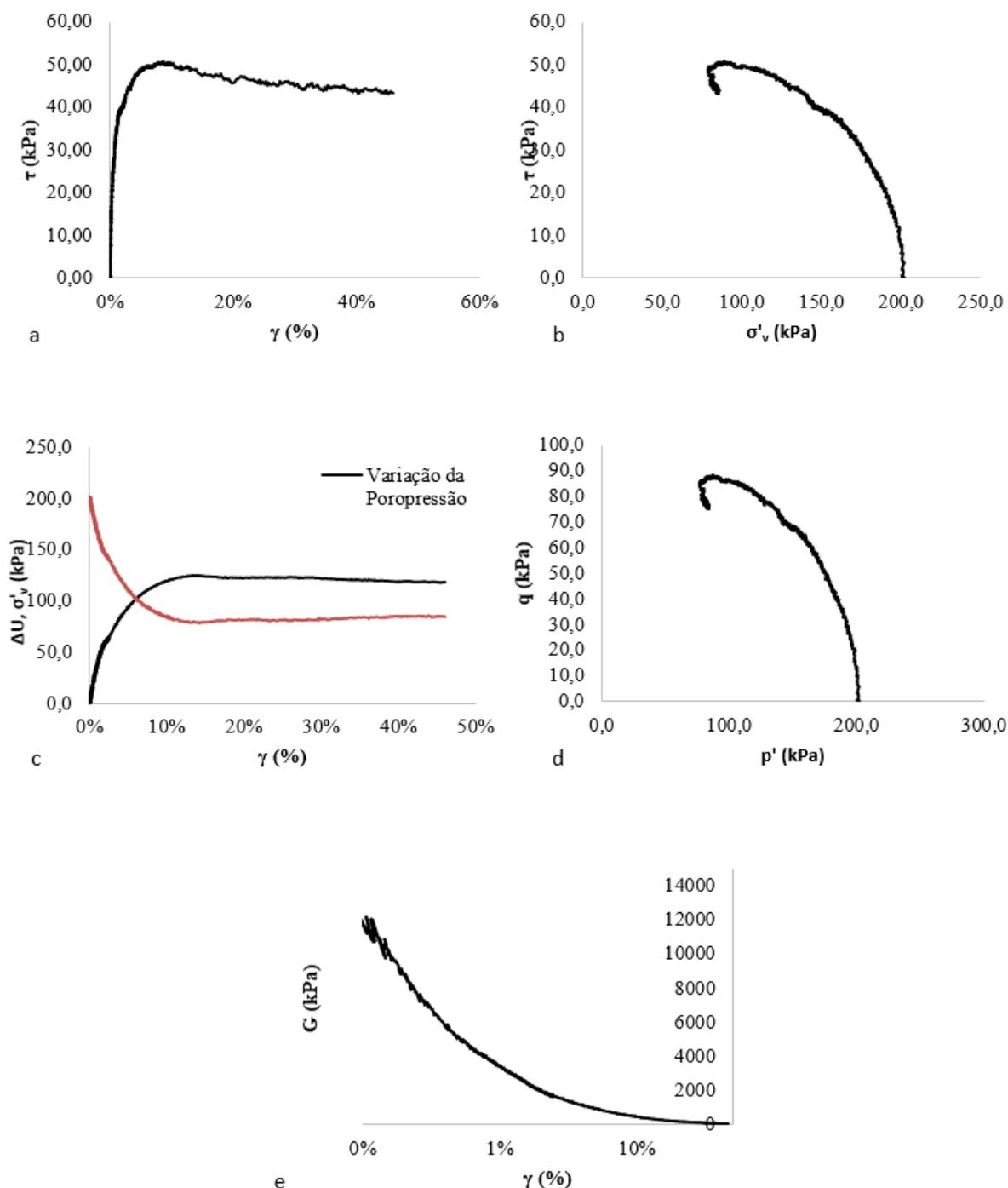


Figura 141 - Ensaio *simple shear* com tensão vertical efetiva inicial, $\sigma'_{v, inicial}$, de 200 kPa. a) Curva Tensão Cisalhante *versus* Deformação Cisalhante. b) Variação da Tensão Vertical Efetiva e da Poropressão *versus* Deformação Cisalhante. c) Tensão Cisalhante *versus* Tensão Vertical Efetiva. d) Trajetória de Tensões. e) Degradação do Módulo Cisalhante.

APÊNDICE B – RESULTADOS ENSAIOS TRIAXIAIS MONOTÔNICOS

- Amostras antes e após ensaios triaxiais monotônicos

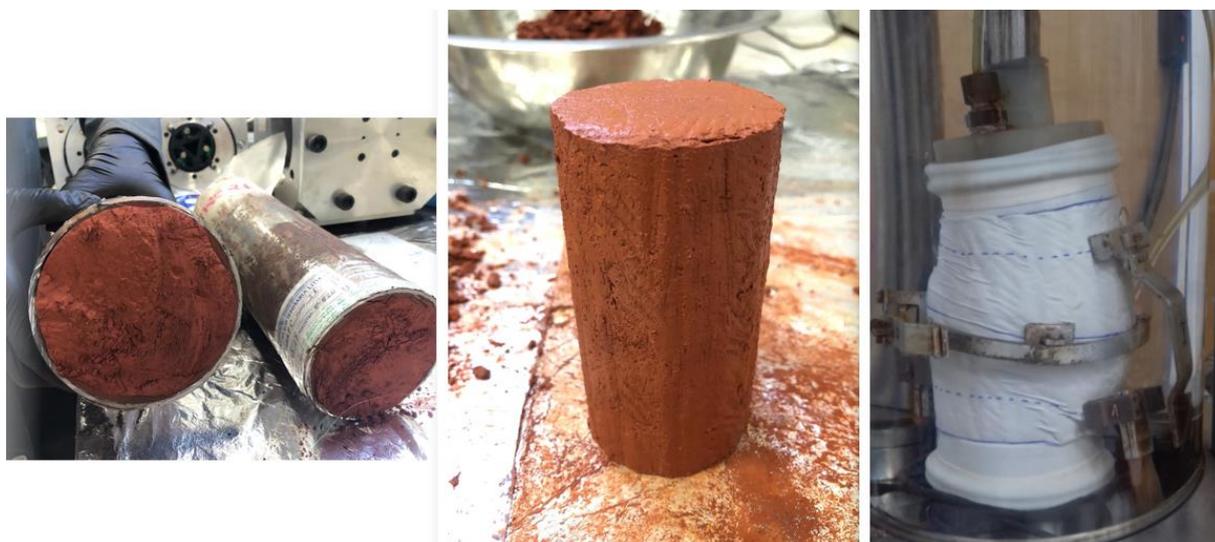


Figura 142 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 25 kPa, com amostra indeformada

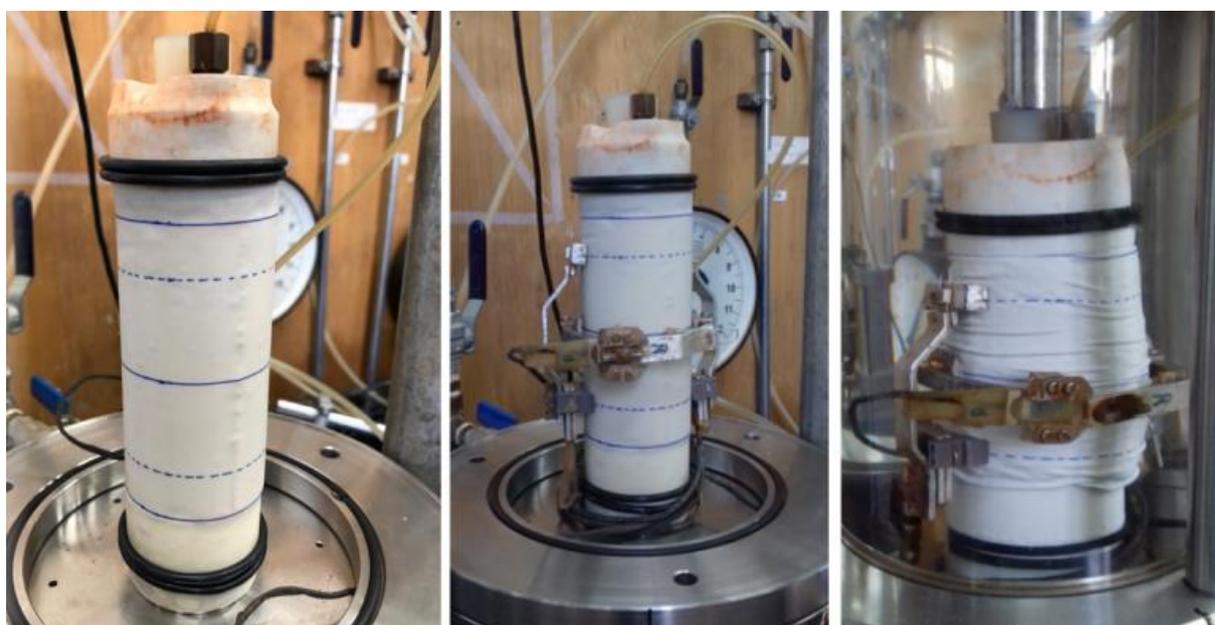


Figura 143 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 25 kPa, com amostra remoldada



Figura 144 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 50 kPa, com amostra indeformada



Figura 145 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 100 kPa, com amostra indeformada



Figura 146 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 100 kPa, com amostra remoldada



Figura 147 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 400 kPa, com amostra indeformada

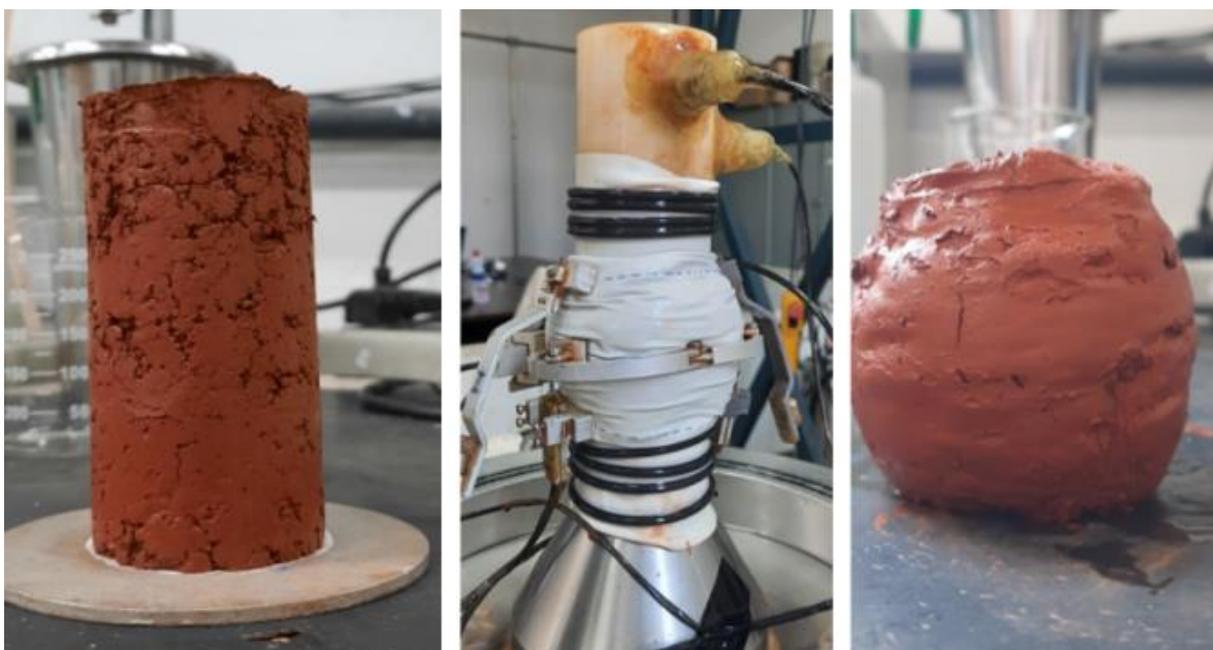


Figura 148 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 400 kPa, com amostra remoldada

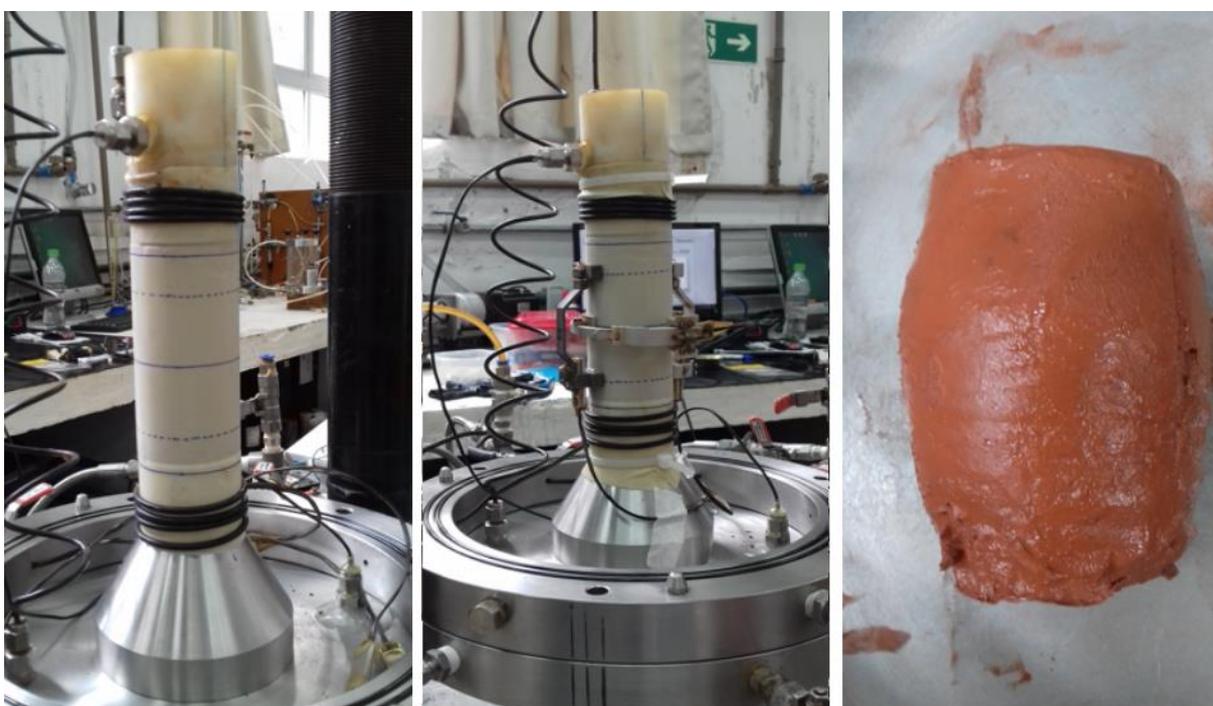


Figura 149 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 1000 kPa, com amostra remoldada



Figura 150 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 1000 kPa, com amostra indeformada

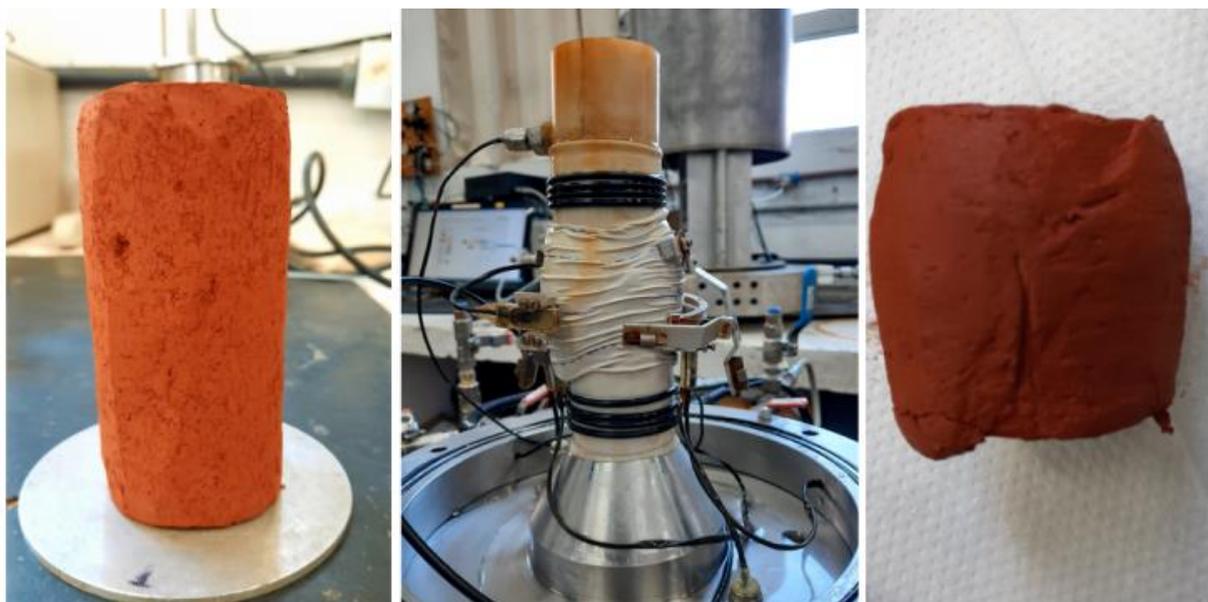


Figura 151 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 1000 kPa, com amostra indeformada - CID

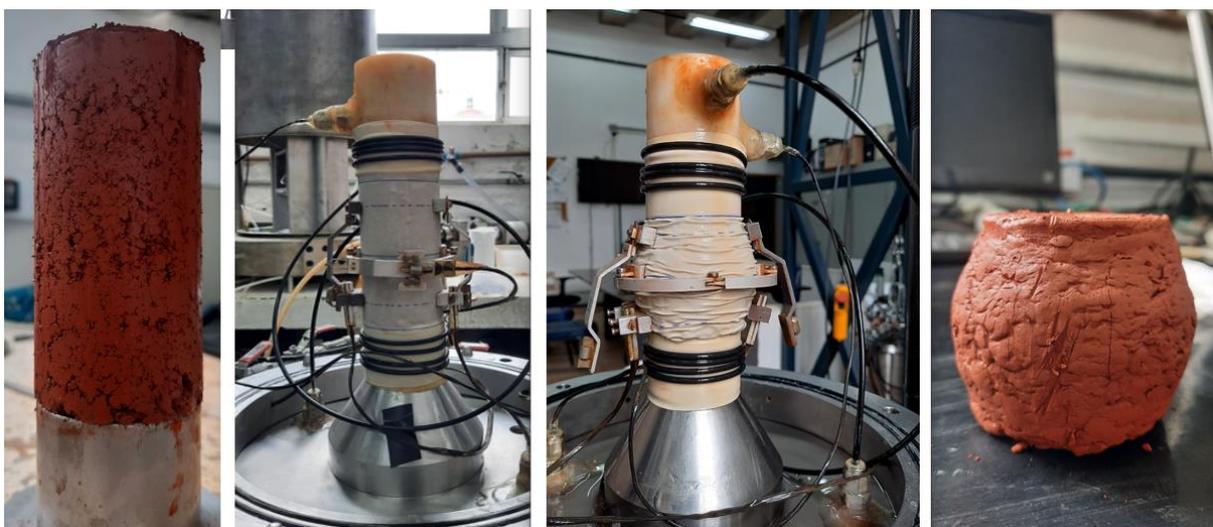


Figura 152 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 2000 kPa, com amostra remoldada

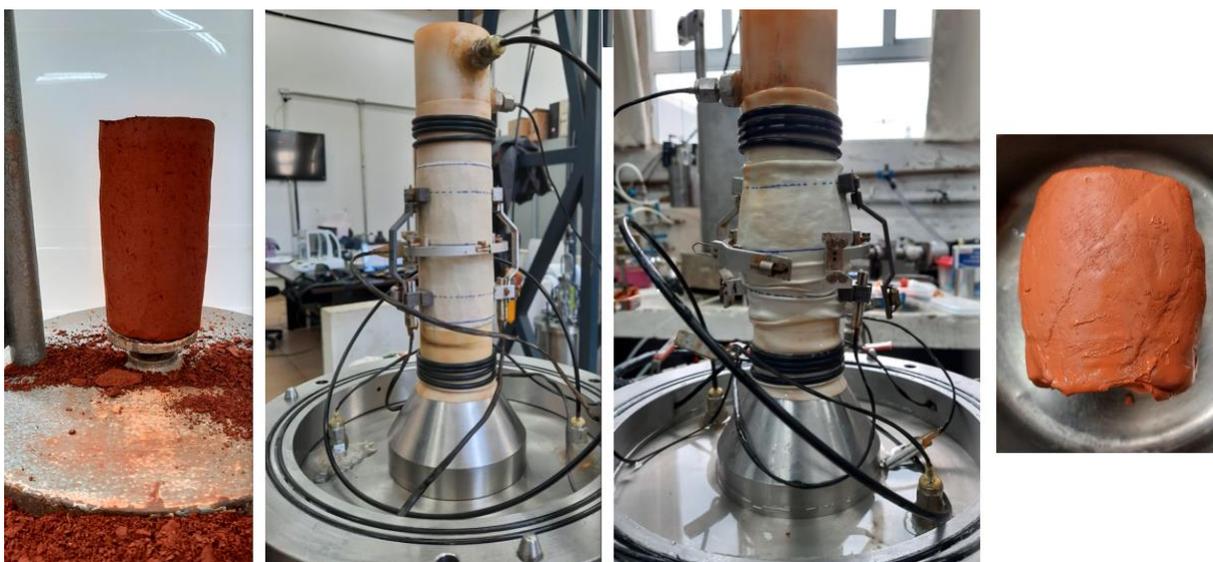


Figura 153 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 2000 kPa, com amostra indeformada

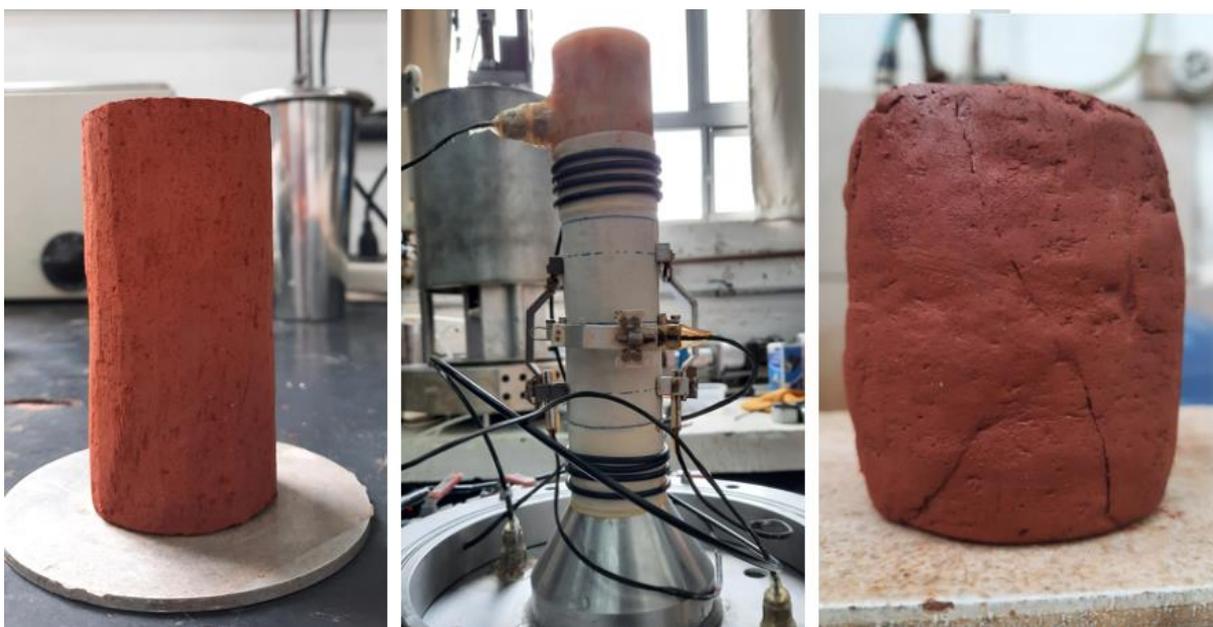


Figura 154 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 2000 kPa, com amostra indeformada - CID



Figura 155 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 4000 kPa, com amostra remoldada



Figura 156 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 4000 kPa, com amostra indeformada

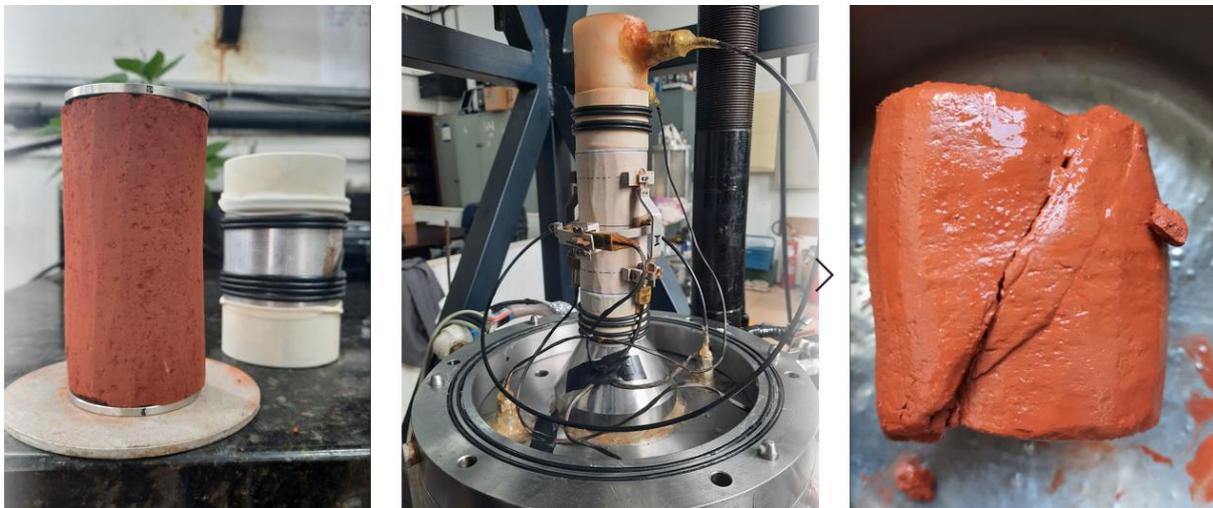


Figura 157 - Amostra antes e após ensaio triaxial com tensão efetiva inicial de 4000 kPa, com amostra indeformada - CID

- Tensão Efetiva Inicial de 25 kPa – Amostra Indeformada

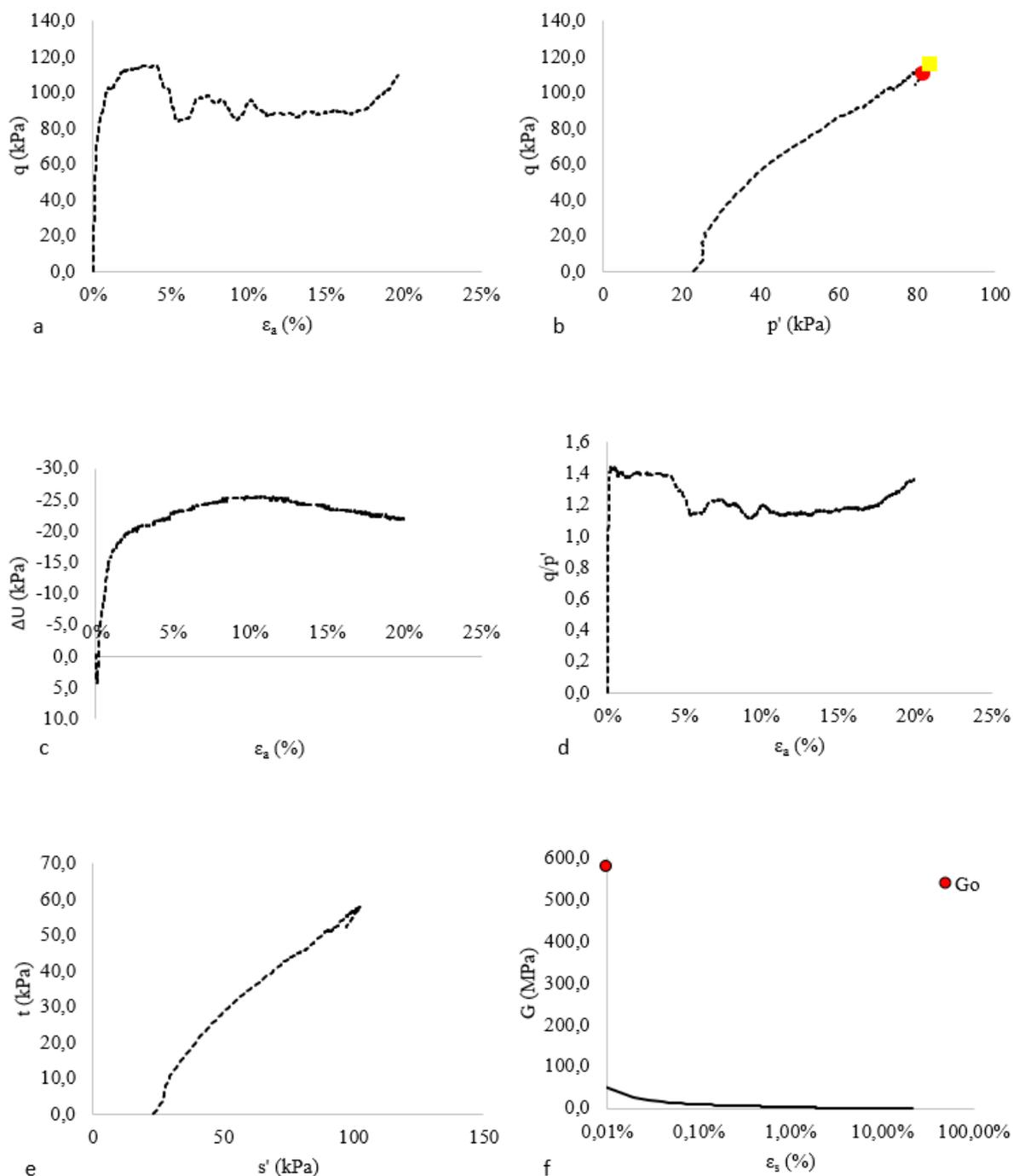


Figura 158 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{inicial}$, de 25 kPa - amostra indeformada. a) Curva Tensão *versus* Deformação Axial. b) Variação da Poropressão *versus* Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' *versus* deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva *versus* Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.

- Tensão Efetiva Inicial de 25 kPa – Amostra Remoldada

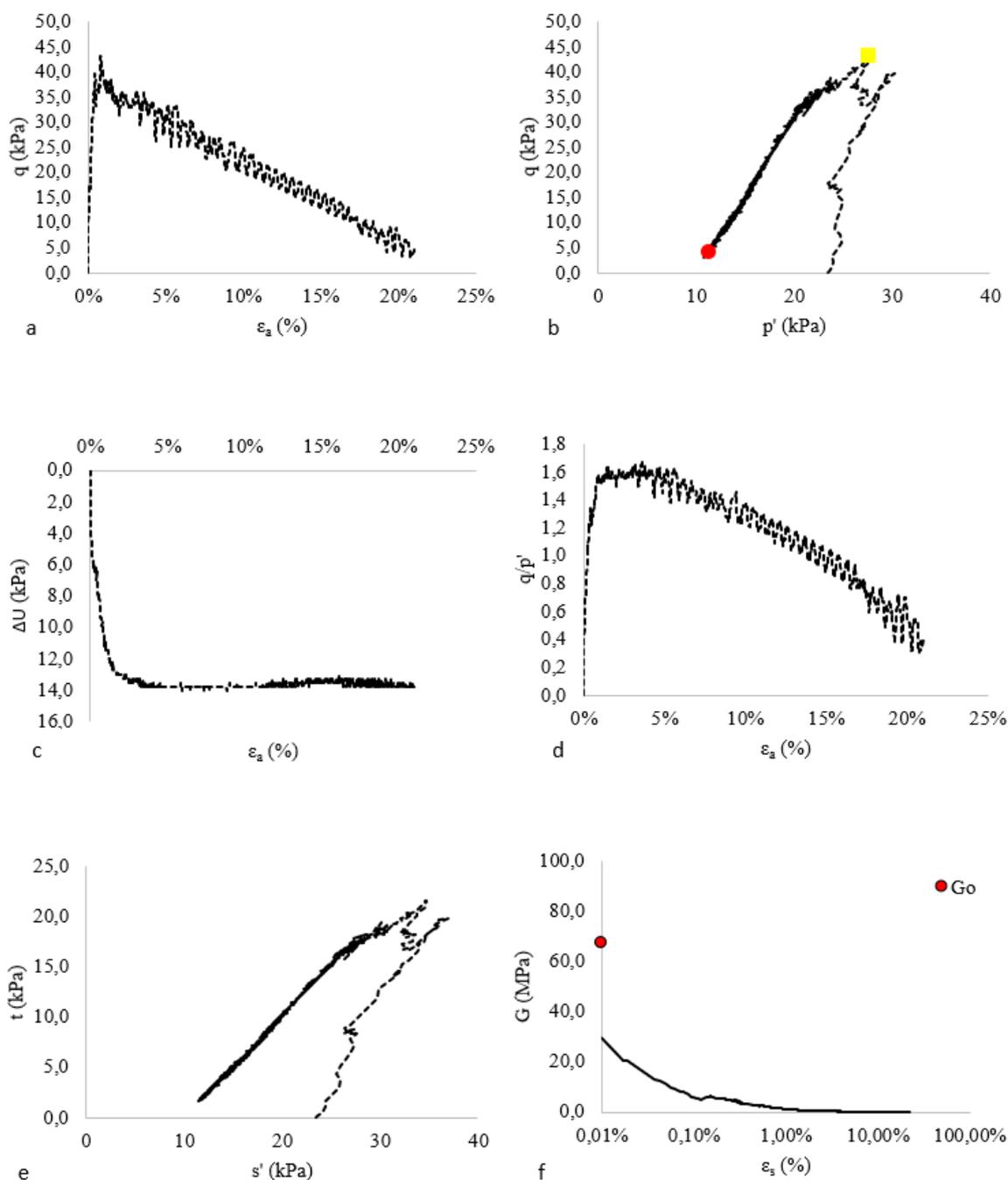


Figura 159 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{inicial}$, de 25 kPa - amostra remoldada. a) Curva Tensão *versus* Deformação Axial. b) Variação da Poropressão *versus* Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' *versus* deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva *versus* Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.

- Tensão Efetiva Inicial de 50 kPa – Amostra Indeformada

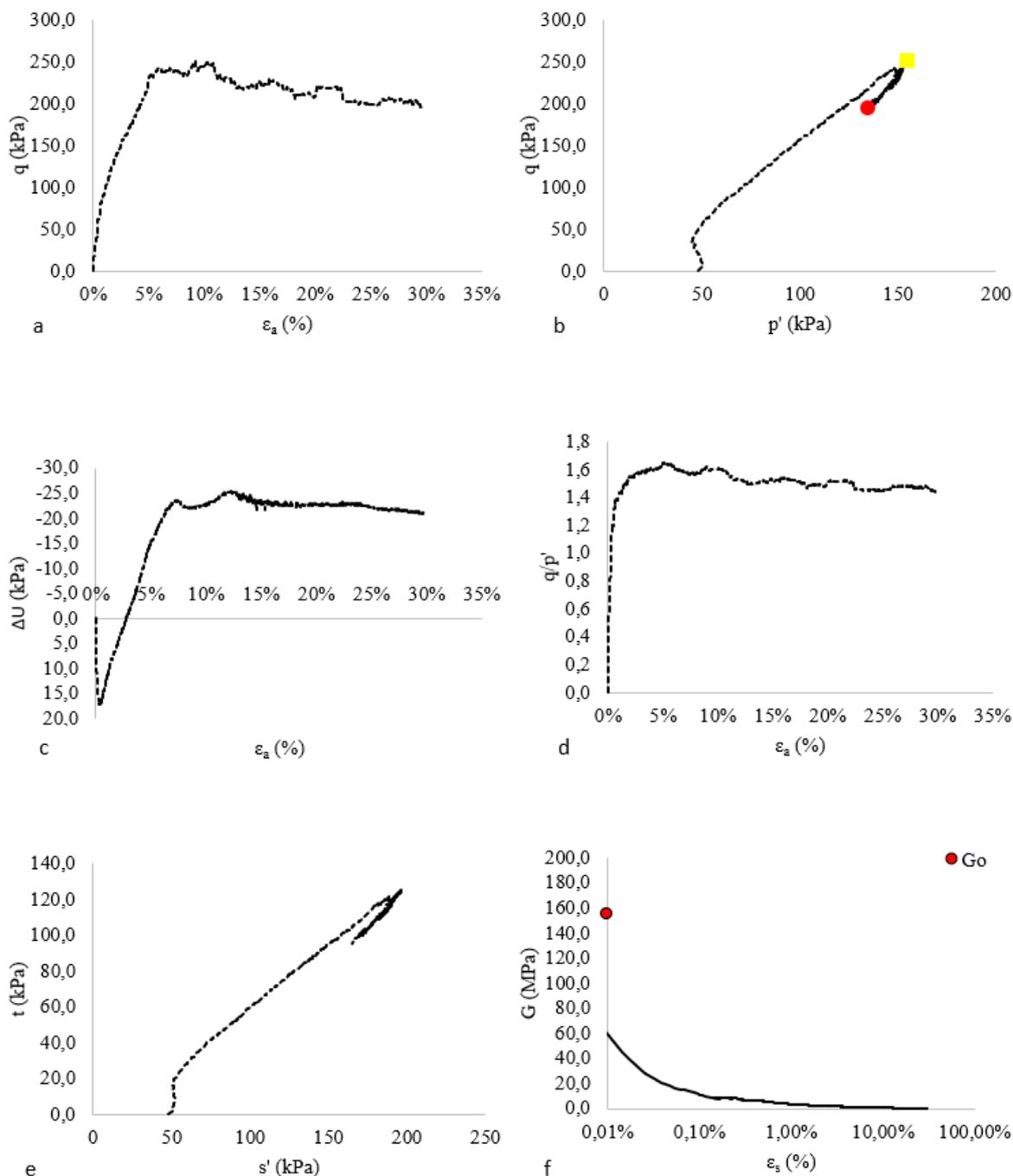


Figura 160 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{inicial}$, de 50 kPa - amostra indeformada. a) Curva Tensão *versus* Deformação Axial. b) Variação da Poropressão *versus* Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' *versus* deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva *versus* Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.

- Tensão Efetiva Inicial de 100 kPa – Amostra Indeformada

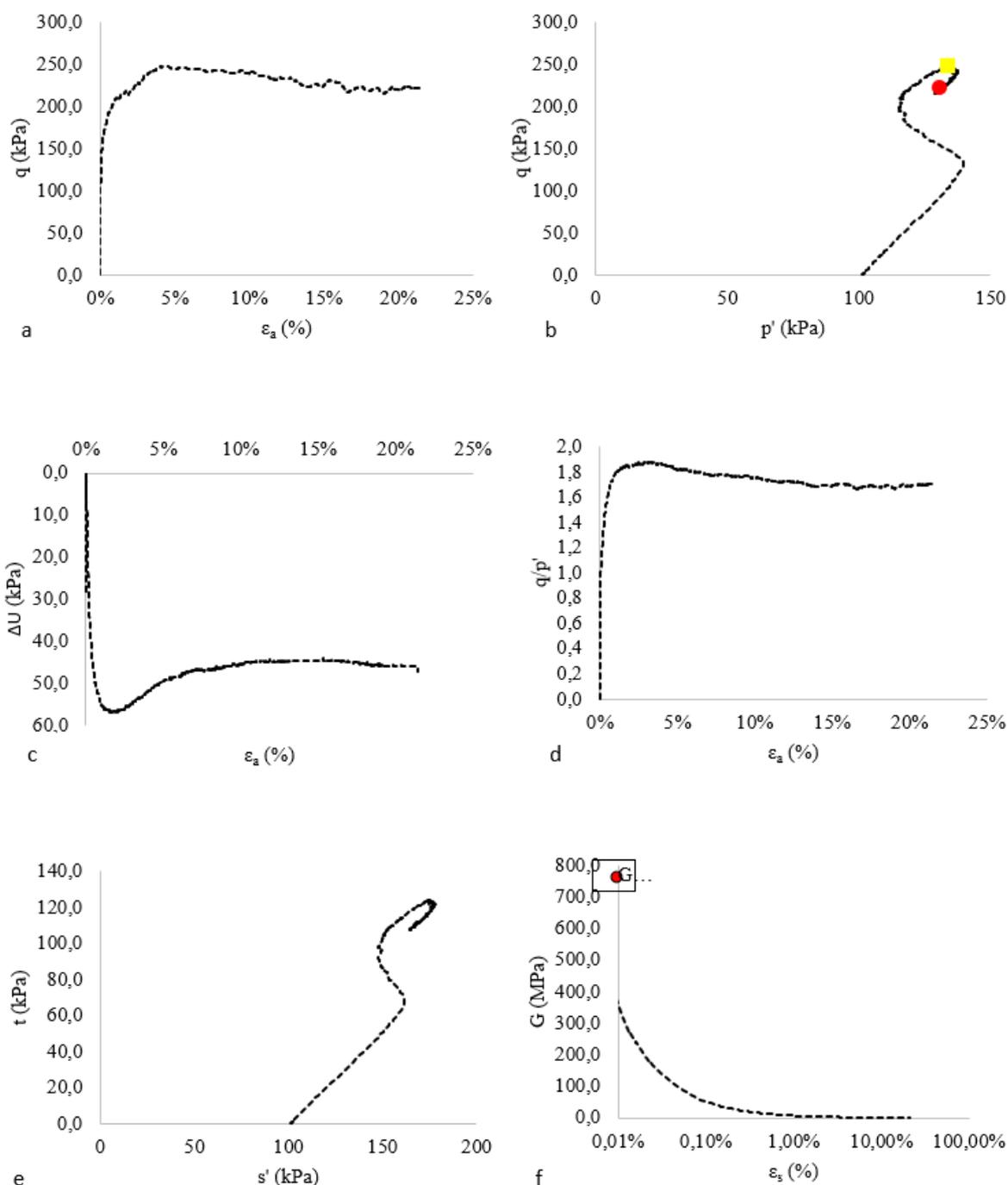


Figura 161 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{inicial}$, de 100 kPa - amostra indeformada. a) Curva Tensão *versus* Deformação Axial. b) Variação da Poropressão *versus* Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' *versus* deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva *versus* Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.

- Tensão Efetiva Inicial de 100 kPa – Amostra Remoldada

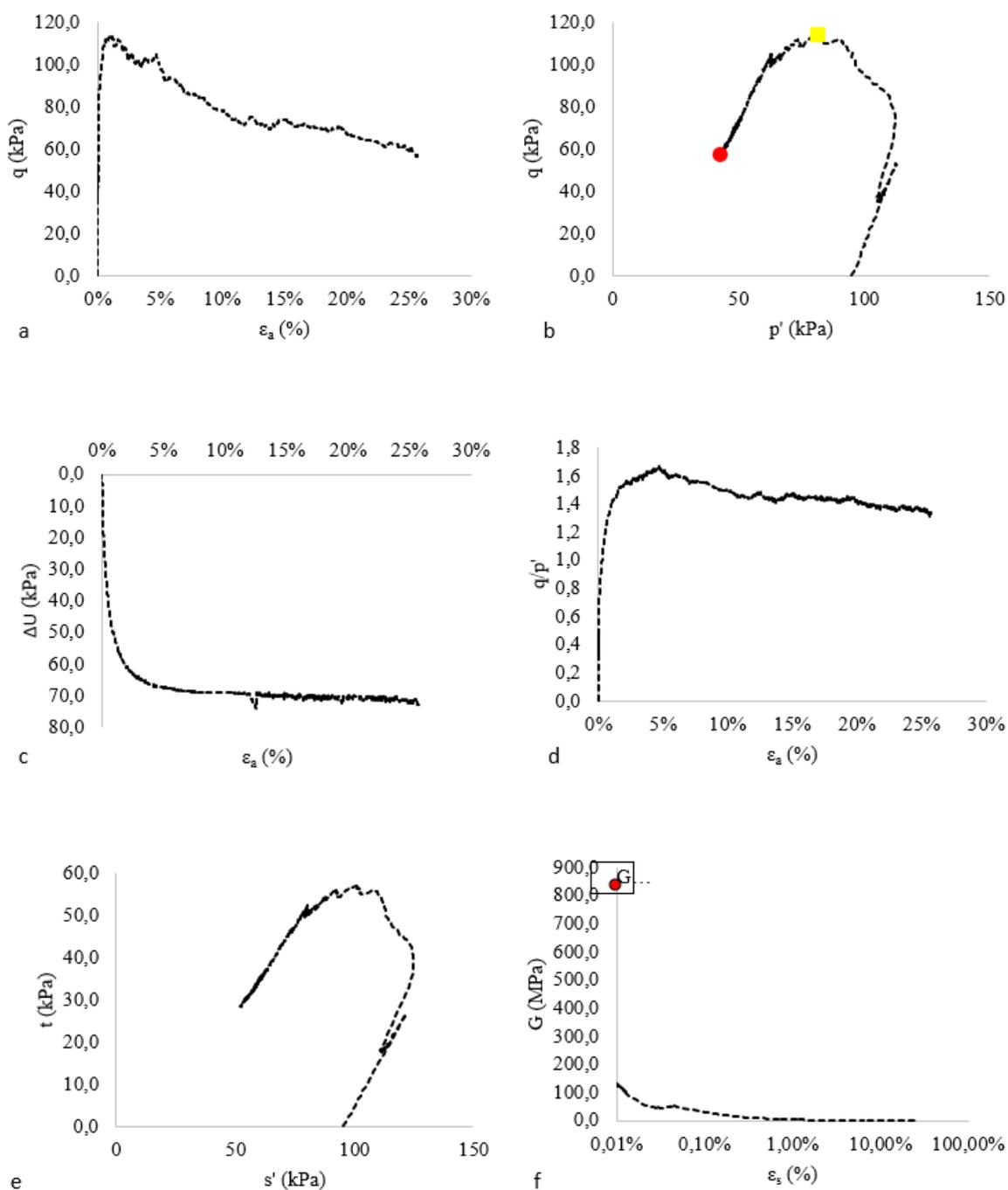


Figura 162 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{inicial}$, de 100 kPa - amostra remoldada. a) Curva Tensão *versus* Deformação Axial. b) Variação da Poropressão *versus* Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' *versus* deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva *versus* Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.

- Tensão Efetiva Inicial de 400 kPa – Amostra Indeformada

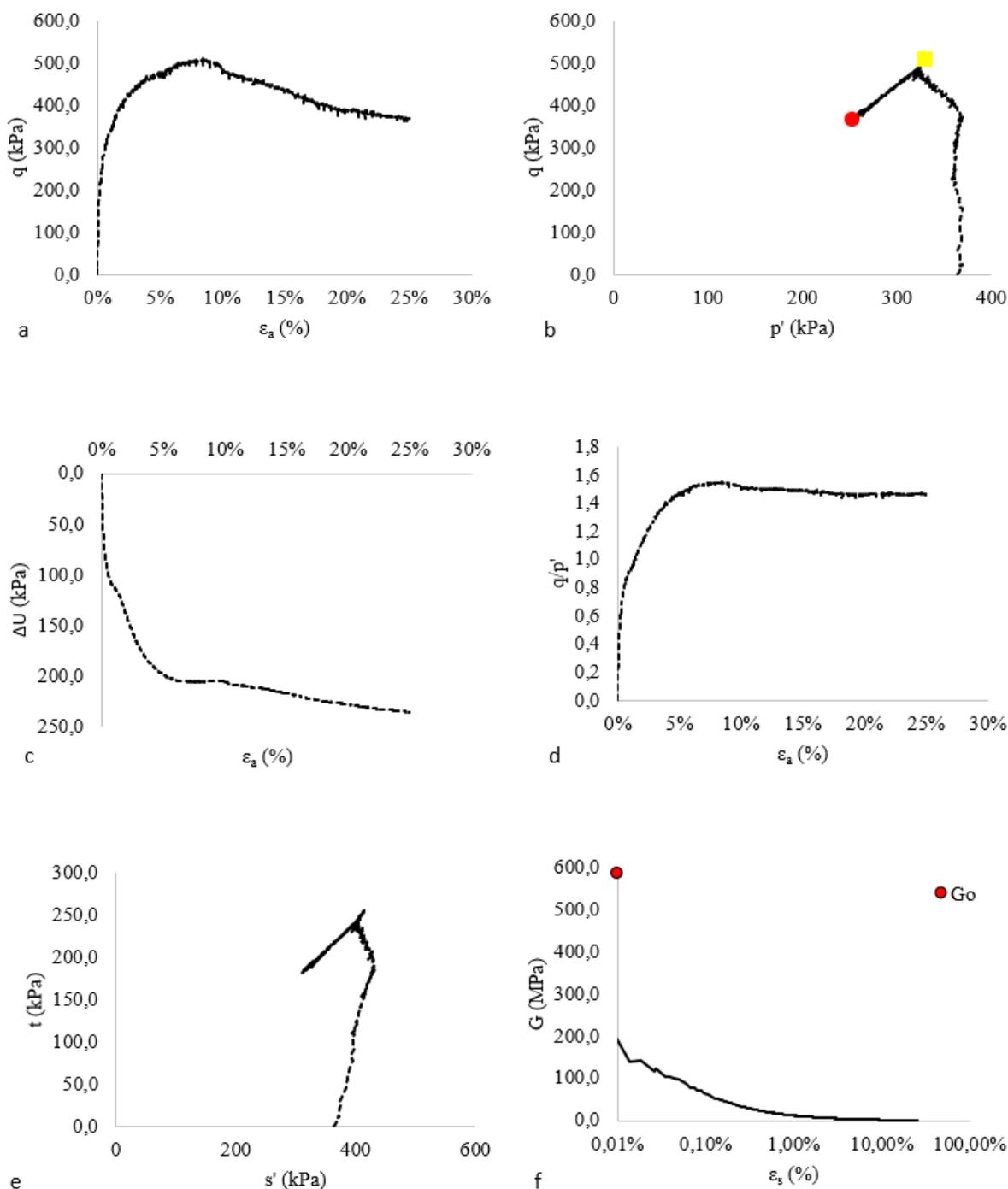


Figura 163 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{,inicial}$, de 400 kPa - amostra indeformada. a) Curva Tensão *versus* Deformação Axial. b) Variação da Poropressão *versus* Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' *versus* deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva *versus* Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.

- Tensão Efetiva Inicial de 400 kPa – Amostra Remoldada

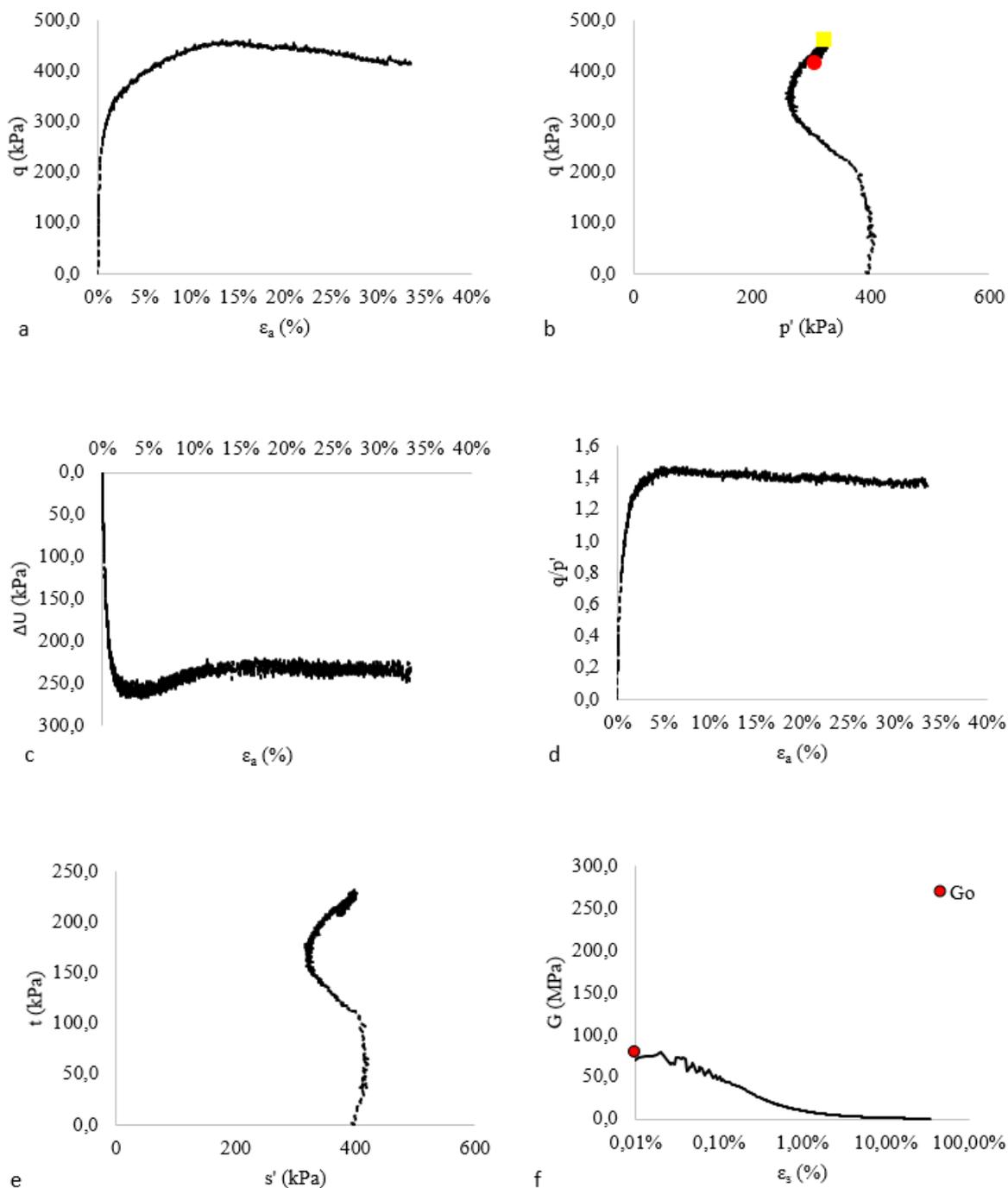


Figura 164 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{inicial}$, de 400 kPa - amostra remoldada. a) Curva Tensão *versus* Deformação Axial. b) Variação da Poropressão *versus* Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' *versus* deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva *versus* Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.

- Tensão Efetiva Inicial de 1000 kPa – Amostra Remoldada

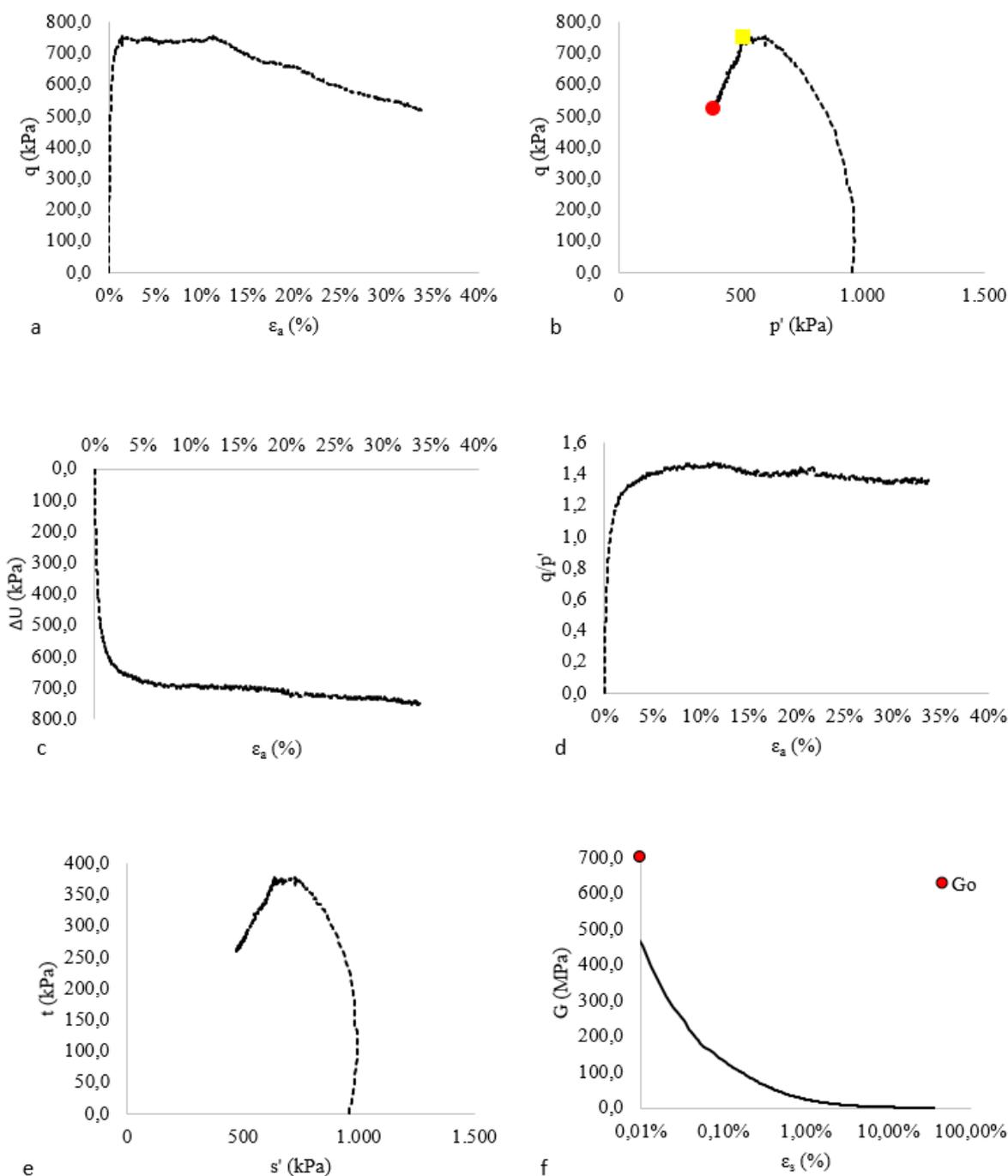


Figura 165 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{inicial}$, de 1000 kPa - amostra remoldada. a) Curva Tensão *versus* Deformação Axial. b) Variação da Poropressão *versus* Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' *versus* deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva *versus* Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.

- Tensão Efetiva Inicial de 1000 kPa – Amostra Indeformada

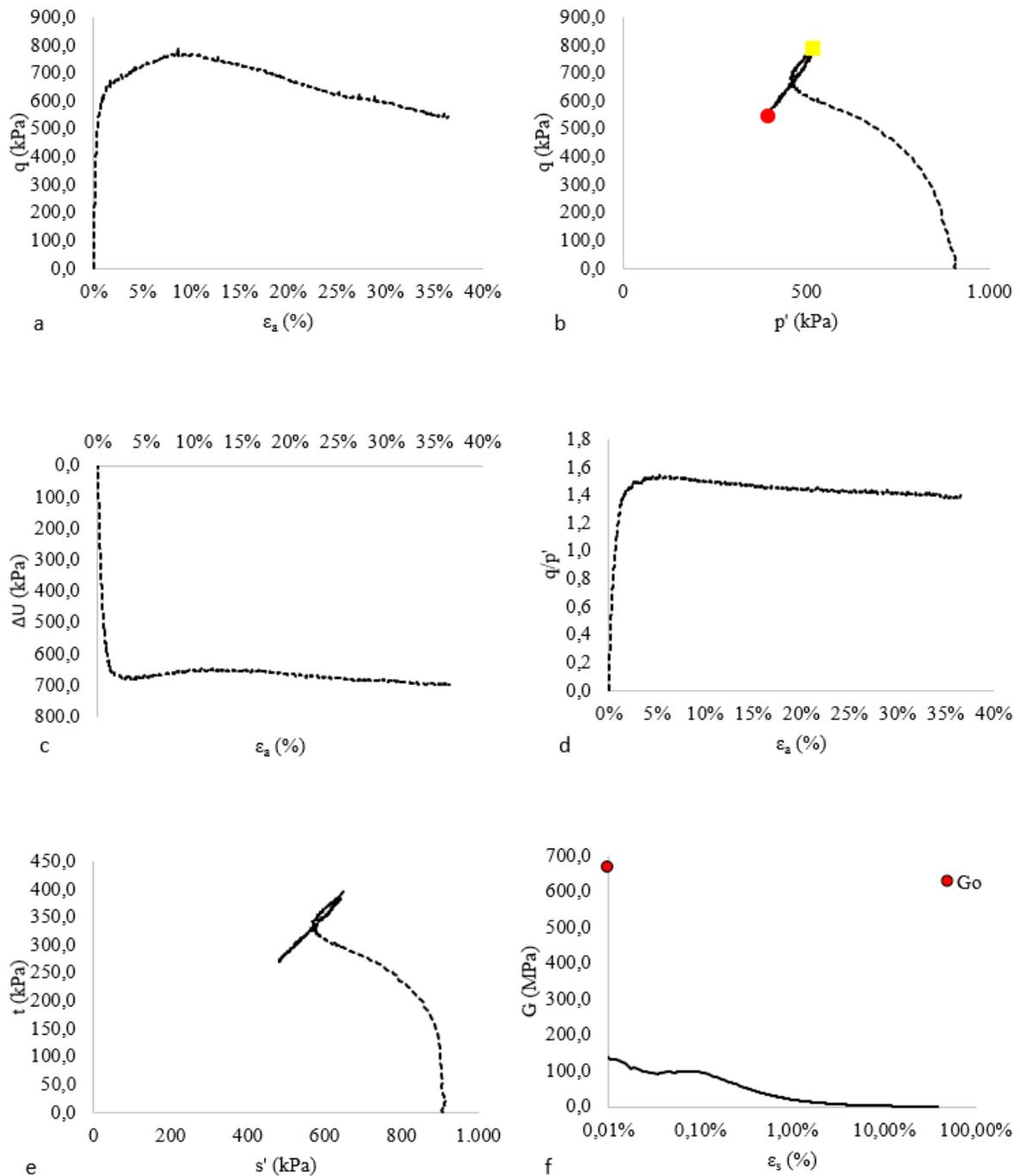


Figura 166 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{inicial}$, de 1000 kPa - amostra indeformada. a) Curva Tensão *versus* Deformação Axial. b) Variação da Poropressão *versus* Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' *versus* deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva *versus* Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.

- Tensão Efetiva Inicial de 1000 kPa – Amostra Indeformada – Cisalhamento Drenado

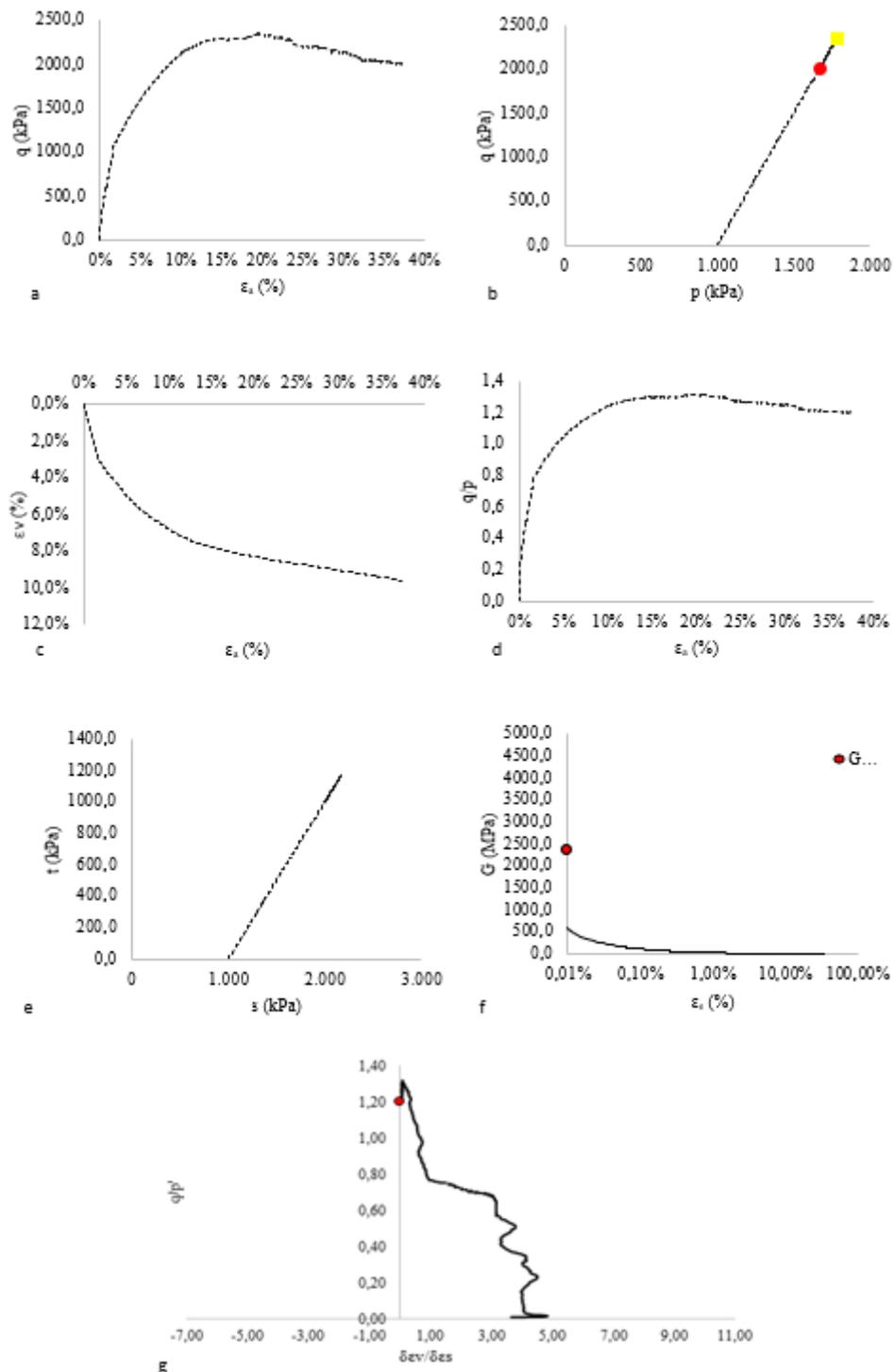


Figura 167 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{inicial}$, de 1000 kPa - amostra indeformada - CID. a) Curva Tensão *versus* Deformação Axial. b) Variação Volumétrica *versus* Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Totais. d) q/p' *versus* deformação axial. e) Tensão Normal *versus* Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante. g) Dilatância.

- Tensão Efetiva Inicial de 2000 kPa – Amostra Remoldada

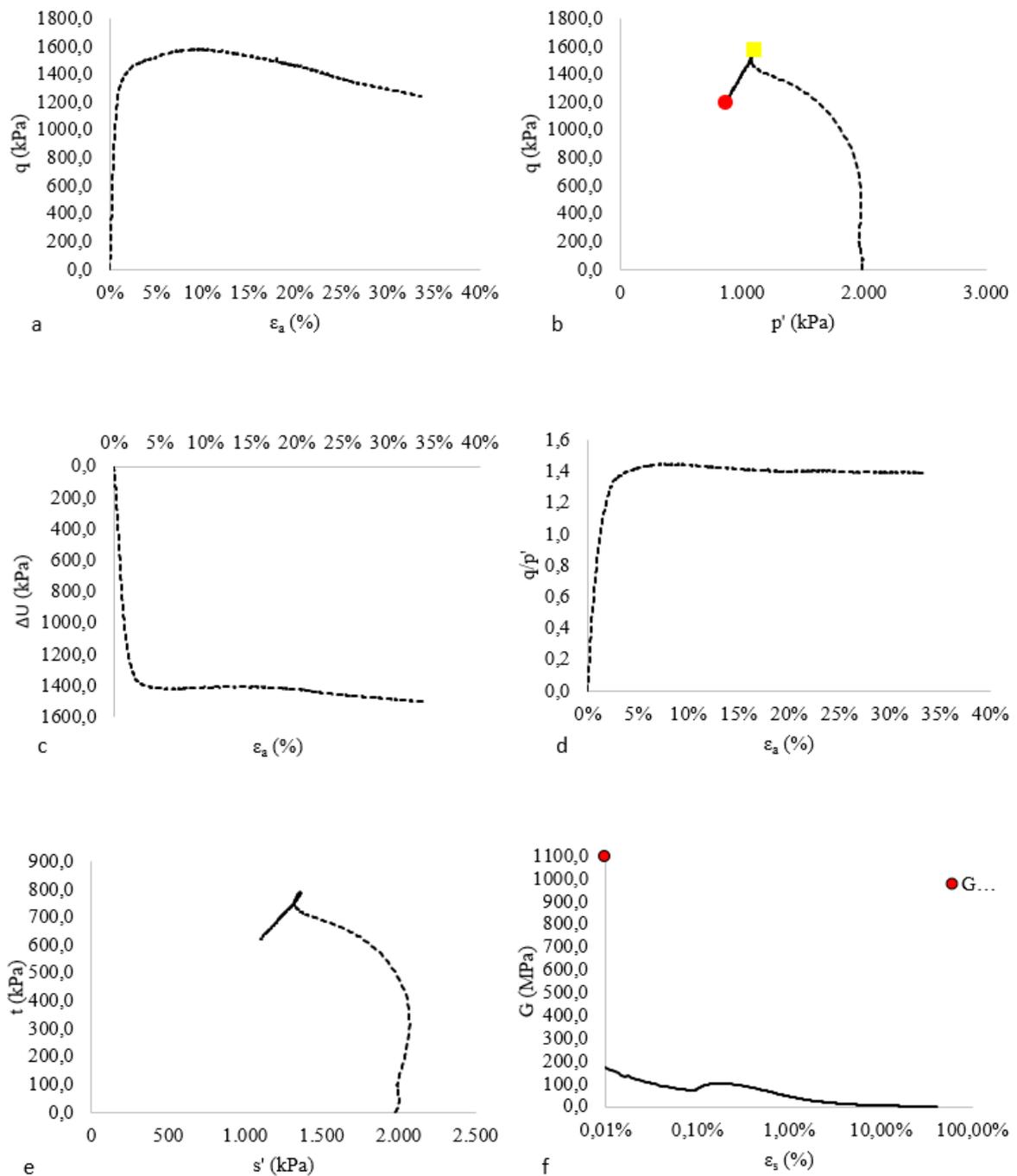


Figura 168 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{inicial}$, de 2000 kPa - amostra remoldada. a) Curva Tensão *versus* Deformação Axial. b) Variação da Poropressão *versus* Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' *versus* deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva *versus* Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.

- Tensão Efetiva Inicial de 2000 kPa – Amostra Indeformada

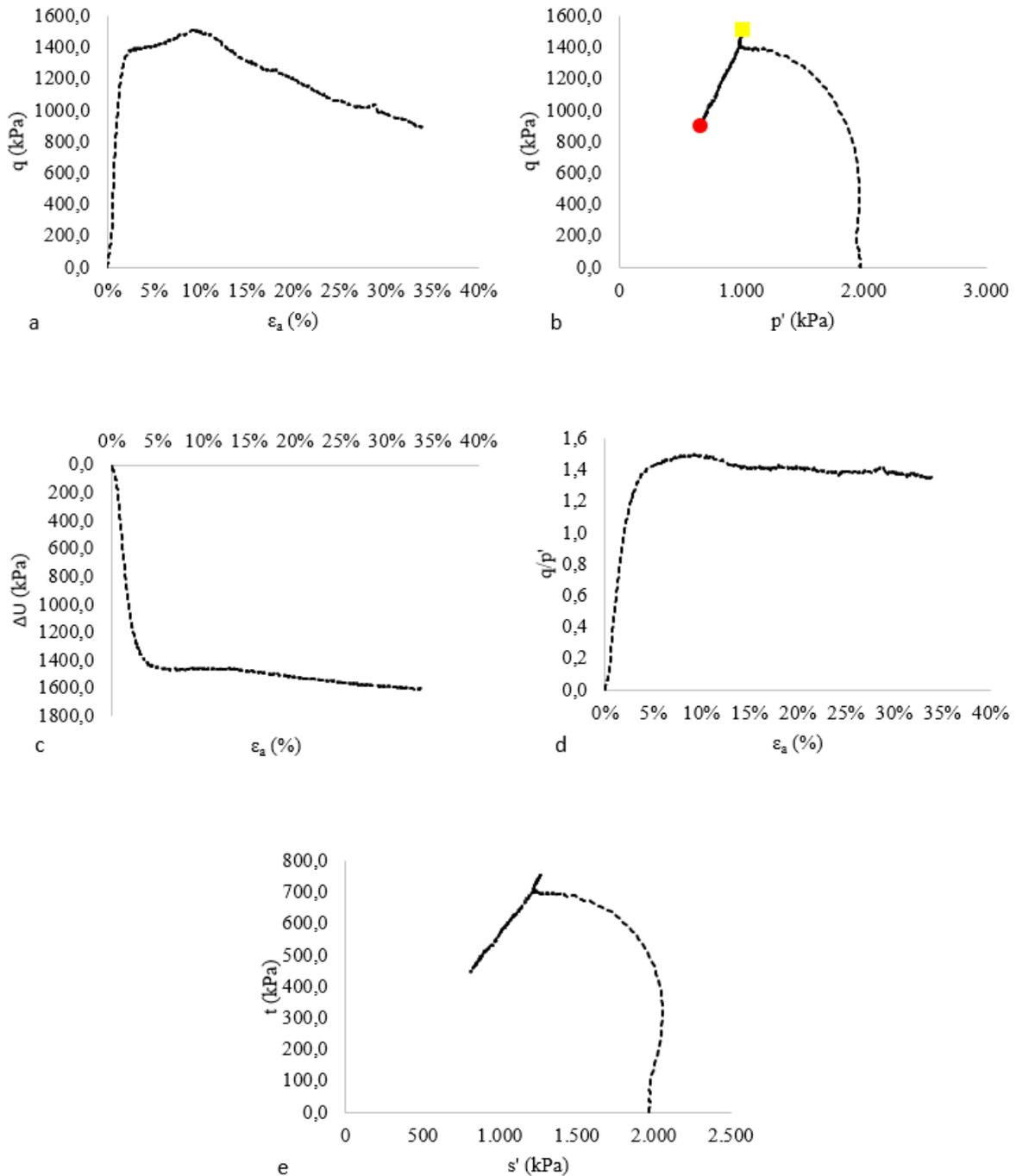


Figura 169 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{inicial}$, de 2000 kPa - amostra indeformada. a) Curva Tensão *versus* Deformação Axial. b) Variação da Poropressão *versus* Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' *versus* deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva *versus* Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.

- Tensão Efetiva Inicial de 2000 kPa – Amostra Indeformada – Cisalhamento Drenado

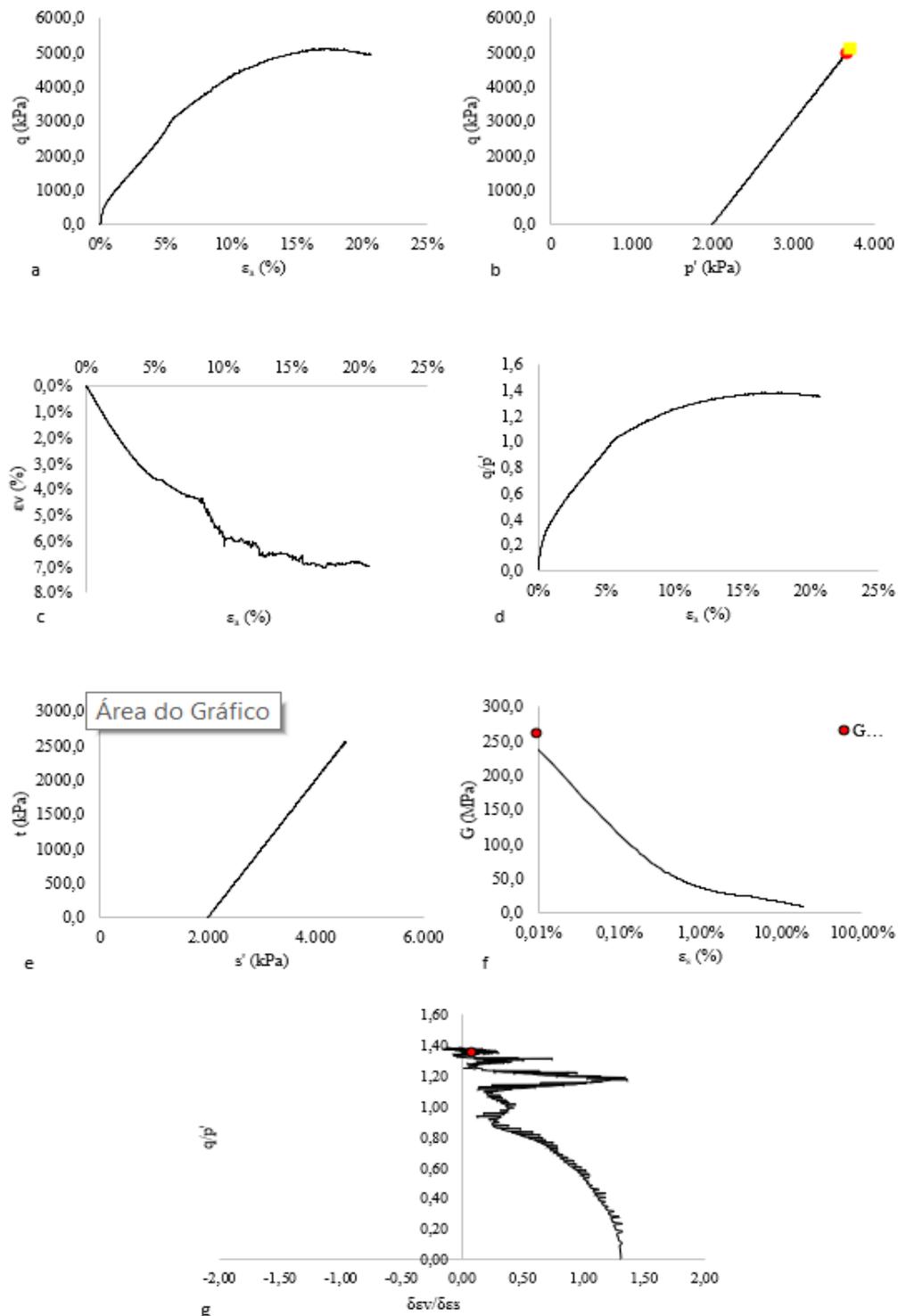


Figura 170 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{,inicial}$, de 2000 kPa - amostra indeformada - CID. a) Curva Tensão *versus* Deformação Axial. b) Variação Volumétrica *versus* Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Totais. d) q/p' *versus* deformação axial. e) Tensão Normal *versus* Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante. g) Dilatância.

- Tensão Efetiva Inicial de 4000 kPa – Amostra Remoldada

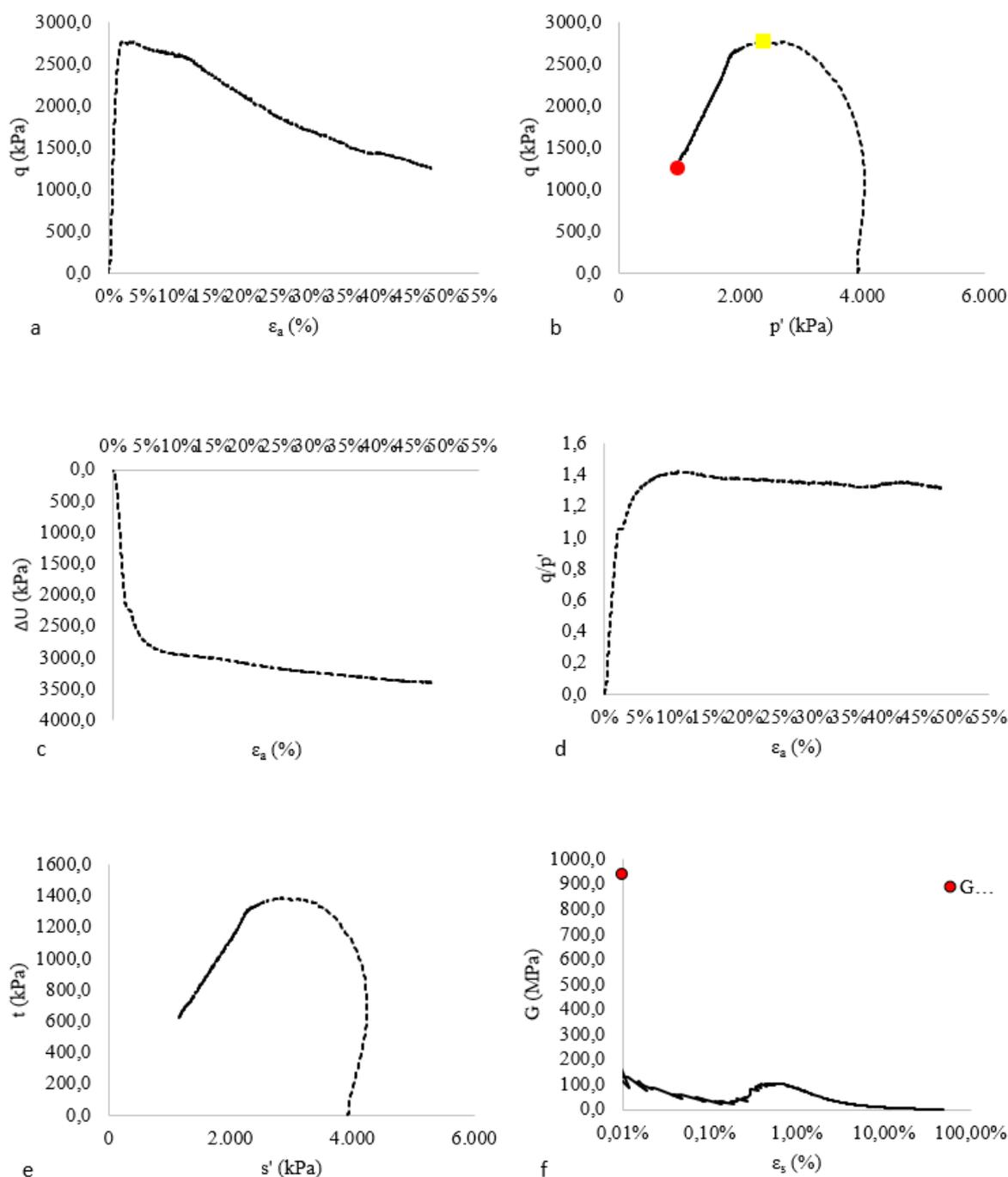


Figura 171 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{inicial}$, de 4000 kPa - amostra remoldada. a) Curva Tensão *versus* Deformação Axial. b) Variação da Poropressão *versus* Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' *versus* deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva *versus* Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.

- Tensão Efetiva Inicial de 4000 kPa – Amostra Indeformada

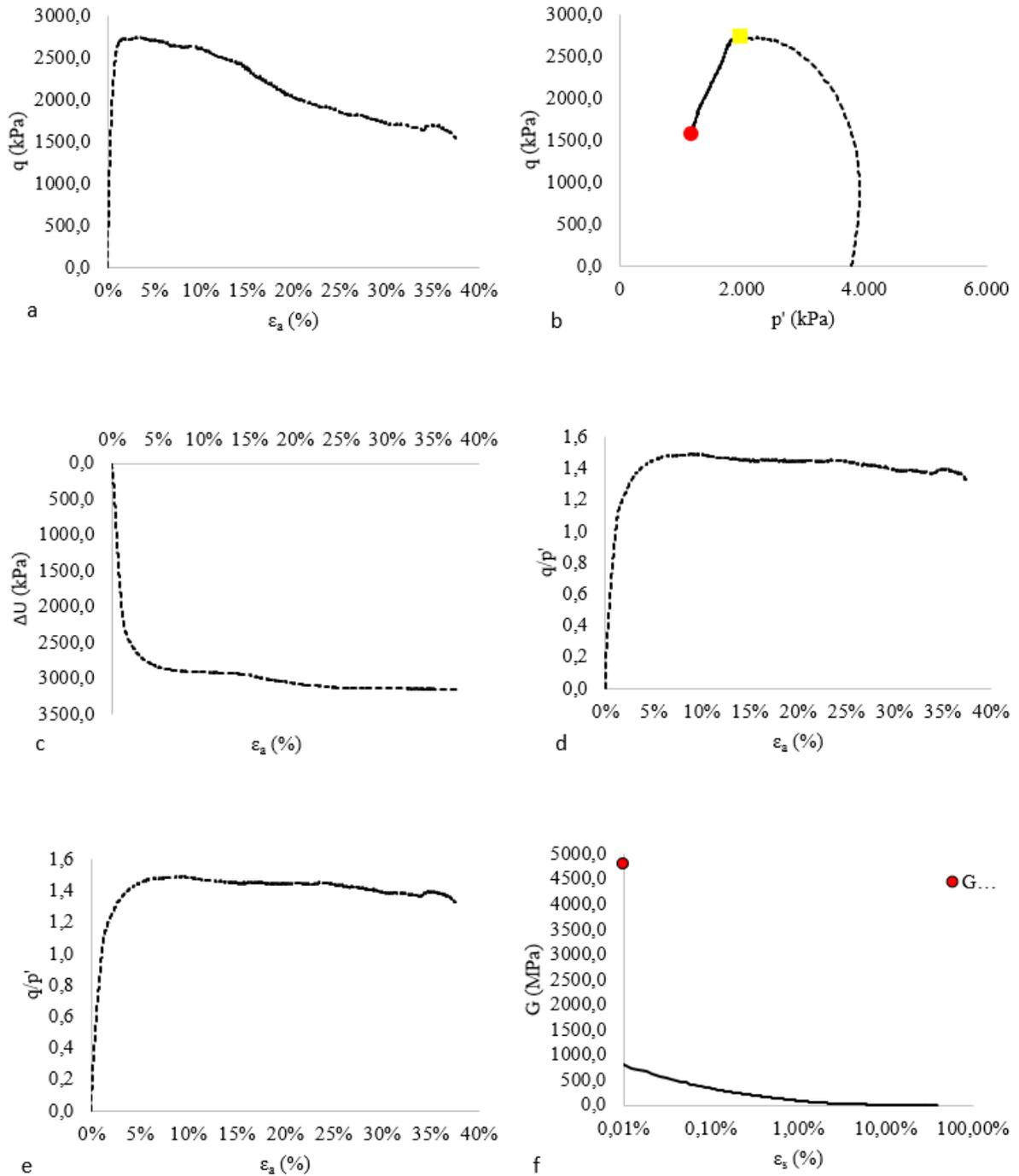


Figura 172 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{,inicial}$, de 4000 kPa - amostra indeformada. a) Curva Tensão *versus* Deformação Axial. b) Variação da Poropressão *versus* Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Efetivas. d) q/p' *versus* deformação axial. e) Tensão Normal Efetiva *versus* Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante.

- Tensão Efetiva Inicial de 4000 kPa – Amostra Indeformada – Cisalhamento Drenado

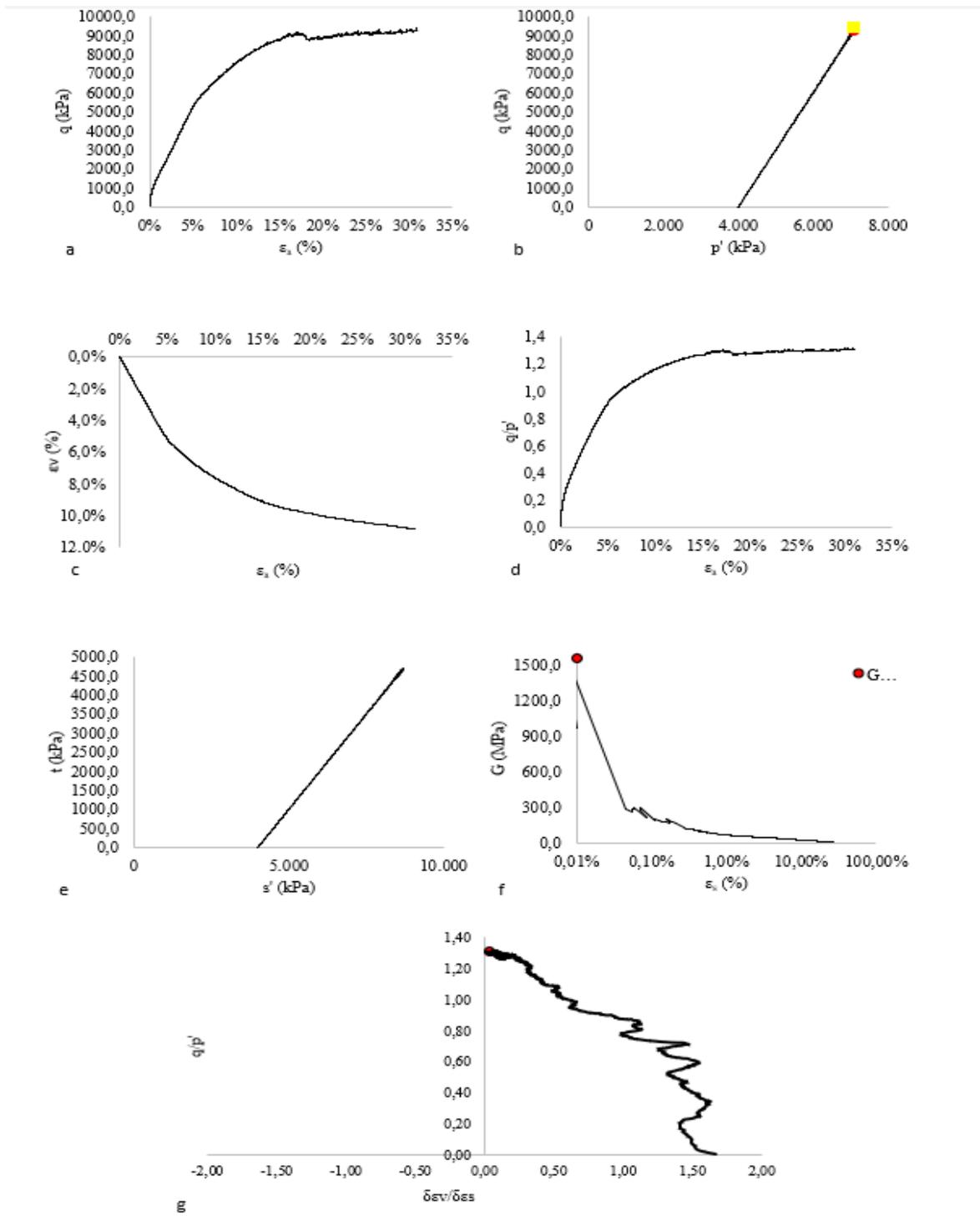


Figura 173 - Ensaio triaxial com tensão efetiva inicial, $p'_{inicial}$, de 4000 kPa - amostra indeformada - CID. a) Curva Tensão *versus* Deformação Axial. b) Variação Volumétrica *versus* Deformação Axial. c) Trajetória de Tensões Totais. d) q/p' *versus* deformação axial. e) Tensão Normal *versus* Tensão Cisalhante. f) Degradação do Módulo Cisalhante. g) Dilatância.