



Rodolfo Alejandro Vasquez Aburto

**Comportamento de rejeito de minério
de ferro submetido à compressão
confinada**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil pelo programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio.

Profª. Marina Bellaver Corte
Orientadora
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Alexandre Zhemchuzhnikov
Coorientador
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Rio de Janeiro
Outubro de 2024



Rodolfo Alejandro Vasquez Aburto

**Comportamento de rejeito de minério
de ferro submetido à compressão
confinada**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do Centro Técnico Científico da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo.

Profª. Marina Bellaver Corte
Orientadora
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Alexandre Zhemchuzhnikov
Coorientador
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Eurípedes do Amaral Vargas Jr
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Guilherme Irineu Venson
UNIOESTE

Rio de Janeiro, 8 de outubro de 2024

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização da universidade, do autor e do orientador.

Rodolfo Alejandro Vasquez Aburto

Graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade San Sebastian – USS (Santiago-Chile) em 2019. Principais áreas de interesse: comportamento de barragens e pilhas, geotecnica computacional e experimental aplicada à mineração.

Ficha Catalográfica

Aburto, Rodolfo Alejandro Vasquez

Comportamento de rejeito de minério de ferro submetido à compressão confinada / Rodolfo Alejandro Vasquez Aburto; orientadora: Marina Bellaver Corte. – 2024.

139 f.: il. color.; 30 cm

Dissertação (mestrado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2024.

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil e Ambiental - Teses. 2. Rejeito de minério filtrado. 3. Geotecnica experimental. 4. Altas tensões. 5. Geotecnica aplicado à mineração. I. Corte, Marina Bellaver. II. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. III. Título.

CDD:624

A minha família e seres queridos.

Agradecimentos

Sou muito grato de todas as pessoas que encontrei neste caminho inolvidável da minha vida, a todas essas pessoas muito obrigado.

Em primeiro lugar quero agradecer aos meus orientadores, professora Marina pelos conhecimentos ensinados em cada discussão e por sempre estar presente em cada momento que precisei, e Aleksandr pelos conhecimentos experimentais, por me ensinar utilizar os equipamentos do LEM. Por todo seu tempo dedicado a tirar dúvidas, acompanhar, discutir, apoiar neste longo período de pesquisa. Tenho grande admiração por suas capacidades e sem dúvida sem vocês não teria conseguido finalizar esta investigação.

A Luana por ter me recebido da melhor maneira junto com a professora Marina também, pós pandemia não tinha muita gente pelos corredores da PUC então elas me guiaram e mostraram as salas, laboratórios, favelinha e tudo o necessário para me sentir em casa.

Ao pessoal do laboratório de Geotecnica, o Amaury, o Josué, o Edson, o Carlos, a senhora Sandra, só gente boa, trabalhadora, sempre disposta a ajudar, rir, conversar da vida, ensinar. Aprendi demais de todos vocês e sempre estarão no meu coração e memória. O pessoal do LEM por me receber e sempre ter boa disposição.

A minha namorada que sem o apoio incondicional dela eu não seria a pessoa que sou agora, obrigado por tudo meu amor, por sempre me impulsar a ser melhor, te amo demais.

Aos meus colegas e amigos Mauricio, Rose, Edith, Marina, Lucas, Vitor, Natalia e Gleyce, por todas essas horas de estudo, sofrimentos, alegrias, cervejas e amizade, o intercâmbio cultural e acadêmico foi maravilhoso e nunca vou esquecer os grandes momentos que passamos juntos, valeu demais gente.

A minha mãe, meu pai e irmão, vocês são a motivação diária de crescer como pessoa e profissional, sem vocês eu não me teria tornado o que eu sou. Obrigado pelo carinho e amor, pelas palavras de apoio e sempre me motivando a lograr os meus objetivos, amo muito vocês.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

Resumo

Vasquez, Rodolfo Alejandro; Corte, Marina Bellaver (orientadora); **Comportamento de rejeito de minério de ferro submetido à compressão confinada.** Rio de Janeiro, 2024. 139 p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Devido às trágicas rupturas de barragens no Brasil, em especial Mariana (2015) e Brumadinho (2019), métodos alternativos de gerenciamento de rejeitos, como a filtragem e disposição em pilhas, tem ganhado destaque. Estruturas desse tipo, já são utilizadas para o gerenciamento de rejeitos, sendo essencial compreender o comportamento desses materiais em condições não saturados e em altas tensões, especialmente considerando as grandes alturas que podem ser atingidas devido à crescente demanda. Com esse objetivo, foi projetada e construída uma célula edométrica, com parede fina admitindo deformações laterais, além de ser instrumentada para estudar as tensões horizontais e verticais buscando reproduzir o comportamento do rejeito em altas tensões em estruturas como pilha de rejeito. Estas grandezas são de relevância para materiais mais compressíveis devido a apresentar deformações horizontais mais elevadas, em comparação com materiais de outras naturezas. Foram conduzidos ensaios isolados de compressão com tensões de 1, 3, 5, 10, 15 e 20 MPa, e um ensaio cíclico com as mesmas tensões, descarregando-se até 0,45 MPa em cada estágio. Os resultados revelaram que à medida que as tensões verticais aumentavam, o índice de compressão crescia para todas as tensões. O ensaio cíclico apresentou histerese no processo de carregamento-descarregamento, indicando deformações plásticas no rejeito e uma redução progressiva do índice de vazios, evidenciando um comportamento de consolidação com resposta não linear. As tensões horizontais aumentaram mais rápido nos estágios de 10, 15 e 20 MPa, sugerindo uma diminuição na resistência do material à deformação lateral. Além disso, o tamanho dos grãos foi avaliado por meio de curvas

granulométricas e análise visual por microscópio, não sendo identificada a ocorrência de quebra de grãos em ambos os casos.

Palavras – chave

Rejeito de ferro; altas tensões; tensão horizontal; compressibilidade.

Abstract

Vasquez, Rodolfo Alejandro; Corte, Marina Bellaver (Advisor);
Behavior of iron ore tailings subjected to confined compression.
Rio de Janeiro, 2024. 139 p. Master' degree dissertation – Department
of Civil and Environmental Engineering, Pontifical Catholic University
of Rio de Janeiro (PUC-Rio).

Due to the tragic dam failures in recent years, alternative tailings management methods, such as filtering and dry stacking, have gained prominence. These techniques are already employed require a thorough understanding of the behavior of unsaturated materials under high stresses, particularly given the significant heights these structures may reach due to growing demand.

To address this need, an oedometric cell was designed and constructed, featuring walls that allow lateral deformations and instrumentation to measure horizontal stresses. Compression tests were performed at stress levels of 1, 3, 5, 10, 15, and 20 MPa, along with a cyclic tests at the same stress levels, including unloading to 0,45 MPa at each stage.

The results indicated that, in the isolated tests, the compression index increased with rising vertical stresses. Cyclic testing revealed hysteresis during the loading-unloading cycles, demonstrating plastic deformations in the tailings and a progressive reduction in the void ratio. This behavior suggested consolidation with a nonlinear response. Horizontal stresses increased more rapidly at higher stress levels (10, 15, and 20 MPa), indicating reduced resistance to lateral deformation.

Grain breakage was evaluated using particle size distribution curves and visual inspection, with no evidence of breakage observed in either case.

Keywords

Iron ore tailings; high pressures; horizontal pressure; compressibility.

Sumário

1 Introdução	20
1.1. Relevância e justificativa da pesquisa	20
1.2. Motivação e objetivos	22
1.3. Estrutura da dissertação	23
2 Revisão da literatura	24
2.1. Tensões aplicadas em materiais granulares	24
2.2. Compressibilidade	28
2.3. Rejeitos na geotecnia de mineração	33
2.4. Comportamento geotécnico dos rejeitos na mineração	36
2.4.1. Rejeito filtrado	39
2.5. Disposição de rejeito filtrado	42
2.6. Equipamentos geotécnicos para medição de tensão lateral	44
2.7. Altas tensões aplicadas em materiais granulares	47
2.7.1. Ensaios de compressão uniaxial em altas tensões em diferentes solos	48
2.7.2. Ensaios triaxiais em altas tensões em diferentes solos	52
2.8. Fenómeno de quebra de grãos	61
2.8.1. Quantificação de quebra de grãos	79
3 Programa experimental	84
3.1. Material Ensaiado	84
3.1.1. Ensaios executados pela mineradora	85
3.1.2. Ensaios de caracterização elaborados no laboratório PUC-RIO (LGMA)	90
3.2. Projeto da célula de carga com medições de tensões laterais	93
3.3. Modelamento numérico da célula de carga com medições de tensões laterais	93
3.4. Construção da célula de carga	96
3.5. Níveis de tensões de interesse na pesquisa	97
3.6. Componentes do equipamento	100
3.7. Calibração da célula de carga	101
3.8. Ensaio de compressão vertical em altas tensões com medição das tensões laterais	103
3.8.1. Preparação do corpo de prova	104
3.8.2. Tipos de aplicações de carga na amostra de rejeito	106

4 Apresentação e análises dos resultados	107
4.1. Compressibilidade	107
4.2. Comportamento das Tensões Horizontais	112
4.3. Avaliação de quebra de grãos pós ensaios de compressão confinada	118
4.4. Estudo de uma areia seca, “Areia de Ipanema”	119
4.4.1. Metodología	119
 5 Conclusões e sugestões	 122
5.1. Conclusões	122
5.1.1. Em relação à compressibilidade	122
5.1.2. Em relação às tensões horizontais	123
5.1.3. Em relação à quebra de grãos	123
5.1.4. Em relação à célula edométrica de parede fina instrumentada	124
5.2. Sugestões	125
 6 Referências bibliográficas	 126
 7 Anexos	 132
7.1. Carregamentos isolados	132
7.2. Carregamento cíclico	135
7.3. Projeto do equipamento <i>Célula edométrica instrumentada</i>	136

Lista de Figuras

Figura 1.1 Número e tipos de falhas em barragens de rejeitos em vários países Lyu et al. (2019)	21
Figura 2.1 Relação entre tensões verticais e horizontais com a profundidade (adaptado de Lambe & Whitman, 1969).....	25
Figura 2.2 Relação entre K₀ experimental obtido com ϕ's(ângulo de atrito entre partículas), ϕ'_c(ângulo de atrito para o estado crítico do material) e ϕ'_p (ângulo de atrito pico), e o K₀ empírico em função da tensão vertical (Lee, Yun, Lee, & Lee, 2013)	28
Figura 2.3 Curvas representativas dos parâmetros de compressibilidade de materiais granulares Gerscovich et al. (2016)	29
Figura 2.4 Relação entre o coeficiente de variação volumétrica e tensão vertical para a areia de Toyoura (Wang et al. (2013)	30
Figura 2.5 Comportamento tensão-deformação a partir de ensaio de compressão uniaxial confinada para areias e areias com fibras (Santos, 2004).....	31
Figura 2.6 Relação índice de vazios com a tensão vertical e detalhe dos índices de compressibilidade de cada material (adaptado de Hu et al., 2016).....	33
Figura 2.7 Fluxograma de tratamento de minério (Luz & Lins, 2004)	34
Figura 2.8 Granulometrias de diferentes rejeitos brasileiros (Abrão, 1987)	35
Figura 2.9 Variabilidade da Resistencia do Rejeito em função do seu conteúdo de sólidos (Jewell & Fourie, 2006).....	37
Figura 2.10 Vista aérea da área de mineração, La Coipa, Chile (Guimarães, 2011)	42
Figura 2.11 Pilha de rejeito filtrado pertencente a Conveyor, La Coipa, Chile (Guimarães, 2011)	43
Figura 2.12 Célula de carda com anel edométrico de parede fina instrumentada desenvolvida por (Zhu, 1993)	44

Figura 2.13 Célula de carga com anel de parede fina instrumentada desenvolvida por (Santos, 2004)	46
Figura 2.14 Modulo de compressão versus tensão vertical (Hendron, 1963)	50
Figura 2.15 Variação da tensão vertical versus o índice de vazios durante aplicação da carga uniaxial adaptado Hendron (1963)	51
Figura 2.16 Curva granulométrica antes e depois da aplicação do confinamento de 69 MPa (adaptado Vesic & Barksdale, 1963)	53
Figura 2.17 Curvas granulométricas antes e depois dos ensaios de compressão triaxial em altas tensões na etapa de cisalhamento (adaptado Vesic & Barksdale, 1963)	54
Figura 2.18 Envoltória de ruptura de ensaios drenados, para diferentes tipos de solos (adaptado Bishop, 1966).....	55
Figura 2.19 Variação da granulometria durante os ensaios de compressão triaxial drenados (adaptado Lee & Seed, 1967).....	59
Figura 2.20 Diferentes modos de quebra de grãos a) Fratura b) Por atrito e c) Por abrasão (Daouadji & Hicher, 2009)	61
Figura 2.21 Comparação de quebra de grãos considerando diferentes tamanhos máximos de partículas (adaptado Lo & Roy, 1973).....	62
Figura 2.22 Comparação de quebra de grãos de areia angulada e areia sub-arredondada a) $\sigma_0 = 40 \text{ kgcm}^2$ b) $\sigma_0 = 80 \text{ kgcm}^2$ (adaptado Lo & Roy, 1973).....	63
Figura 2.23 Granulometria de areias de grãos de diferentes tipos de minerais: alumínio, quartzo e calcário (adaptado Lo & Roy, 1973)	64
Figura 2.24 Comparação de ruptura e compressibilidade com diferentes tipos de graduação inicial a) Ruptura; b) Compressibilidade (adaptado Lee & Farhoomand, 1967).....	66
Figura 2.25 Comparação do grau de quebra de grãos em função da pressão isotrópica (adaptado Miura & Yamanouchi, 1975)	67
Figura 2.26 Comparação compressão triaxial drenada para DR=30% e DR=60%. $\sigma_0 = 2 \text{ MPa}$ (adaptado Lade & Bopp, 2005)	69
Figura 2.27 Comparação compressão triaxial drenada para DR=30% e DR=60%. $\sigma_0 = 45 \text{ MPa}$ (adaptado Lade & Bopp, 2005)	69

Figura 2.28 Comparação extensão triaxial drenada para DR=30% e DR=60%. $\sigma_0 = 2 \text{ MPa}$ (adaptado Lade & Bopp, 2005).....	70
Figura 2.29 Comparação extensão triaxial drenada para DR=30% e DR=60%. $\sigma_0 = 45 \text{ MPa}$ (adaptado Lade & Bopp, 2005).....	70
Figura 2.30 Indice de vazios associado à consolidação isótropa para distintas densidades relativas iniciais (adaptado Lade & Bopp, 2005)	
.....	71
Figura 2.31 Comparação compressão triaxial não drenada para DR=30% e DR=60%. $\sigma_0 = 30 \text{ MPa}$ (adaptado Lade & Bopp, 2005)	73
Figura 2.32 Comparação extensão triaxial não drenada para DR=30% e DR=60%. $\sigma_0 = 30 \text{ MPa}$ (adaptado Lade & Bopp, 2005)	74
Figura 2.34 Curvas deformação-tempo com distintas tensões axiais sobre partículas de quartzo adaptado Takei et. al (2001).....	75
Figura 2.35 Comparação consolidação isótropa e anisótropa na magnitude de rotura de partículas (adaptado Lee & Farhoomand, 1967)	76
Figura 2.36 Comparação consolidação isotrópica e compressão triaxial na magnitude de quebra de grãos adaptado Vesic & Clough (1968).....	77
Figura 2.37 Comparação magnitude de quebra de grãos compressão uniaxial a distintas tensões verticais (1000 psi= 70 kn/cm²) (adaptado Vesic & Clough, 1968).....	78
Figura 2.38 Comparação de quebra de grãos na compactação a distintos números de golpes (adaptado Vesic & Clough, 1968).....	78
Figura 2.39 Definição gráfica dos parâmetros de quebra de grãos modificado pelo (adaptado De la Hoz, 2007)	80
Figura 2.40 Curvas granulométricas antes e depois dos ensaios edométricos cíclicos adaptado Wagner et al. (2023)	83
Figura 3.1 Curva granulométrica do rejeito para quatro amostras de diferentes camadas.....	86
Figura 3.2 Curva de compactação do rejeito de ferro filtrado.....	86
Figura 3.3 Curva de adensamento edométrico do rejeito de ferro filtrado para duas amostras diferentes provenientes dos ensaios externos .	87
Figura 3.4 Resultados ensaio triaxial CIU do rejeito de ferro filtrado com tensões confinantes de 100, 200, 400, 800, 1600 e 3200 KPa. (a)	

comportamento tensão-deformação (b) trajetória de tensões efetivas (c) evolução das poropressões (d) círculo de Mohr	89
Figura 3.5 Curva granulométrica do rejeito de ferro filtrado	90
Figura 3.6 Características visuais do rejeito de ferro com umidade natural	91
Figura 3.7 Detalhe dos grãos correspondente ao rejeito de ferro filtrado	92
Figura 3.8 Geometrias utilizada para modelar numericamente e avaliar diferentes espessuras de parede. Dimensões em mm	94
Figura 3.9 Resultados das deformações radiais do modelamento numérico da célula de carga	95
Figura 3.10 Esquema final de equipamento montado, constituído pela base, célula de carga com parede flexível e top-cap	95
Figura 3.11 Equipamento construído a) e b) Célula de carga sem instrumentação nas paredes c) Célula de carga instrumentada com base, top-cap e LVDT montado.....	97
Figura 3.12 Campo de Tensões na base de uma pilha de rejeito filtrado .	98
Figura 3.13 Sequência de disposição e o comportamento do rejeito	99
Figura 3.14 Relação altura– tensões verticais aplicadas na base de uma estrutura geotécnica.....	99
Figura 3.15 Equipamento para compressão confinada para altas tensões e medição de tensão lateral (a) visão global (b) visão detalhada	101
Figura 3.16 Processo de calibração da célula de carga hidrostática	102
Figura 3.17 Aplicação de ciclos de carga na célula	103
Figura 3.18 Evolução da histerese da célula de carga.....	103
Figura 3.19 Peso da amostra de rejeito filtrado.....	104
Figura 3.20 Preparação do corpo de prova na célula de carga (a)partes do equipamento.....	105
Figura 4.1 Comparação da variação do índice de vazios em função da trajetória efetiva para ensaios de compressão isolada	107
Figura 4.2 Comparação da variação do índice de vazios em função da tensão vertical efetiva para baixas e altas tensões	109
Figura 4.3 Índice de compressibilidade para cada nível de tensão vertical aplicado nos ensaios isolados	110

Figura 4.4 Relação tensão vertical-deformação Axial para os diferentes níveis de tensões	111
Figura 4.5 Resposta cíclica de carregamentos progressivos no rejeito em função da tensão vertical efetiva.....	112
Figura 4.6 Evolução do coeficiente de empuxo para o rejeito K_0 para cada ensaio isolado, comparando com expressão analítica de Jaky (1944)	113
Figura 4.7 Relação das tensões verticais – tensões horizontais para os diferentes níveis de tensões	115
Figura 4.8 Trajetórias de tensões para os diferentes níveis de tensões .	116
Figura 4.9 Comparação de curvas granulométricas pós ensaios de compressão confinada	118
Figura 4.10 Imagem com microscópio (a) antes de ensaiar, (b) logo após o carregamento de 20 MPa	119
Figura 4.11 Curvas granulométricas da areia da Praia de Ipanema (Sá Schuck, 2002)	120
Figura 7.1 Carregamento isolado para 1 MPa.....	132
Figura 7.2 Carregamento isolado para 3 MPa.....	132
Figura 7.3 Carregamento isolado para 5 MPa.....	133
Figura 7.4 Carregamento isolado para 10 MPa.....	133
Figura 7.5 Carregamento isolado para 15 MPa.....	134
Figura 7.6 Carregamento isolado para 20 MPa.....	134
Figura 7.7 Carregamento cíclico	135

Lista de Tabelas

Tabela 2.1– Parâmetros resistentes de diferentes tipos de rejeitos de cobre. Adaptado de (De Luiggi & Maurice, 2022).....	38
Tabela 2.2– Principais mineradoras em operação com rejeito filtrado no mundo, adaptado (Capone, 2016).....	41
Tabela 3.1– Ensaios realizados externamente em diferentes camadas do aterro experimental	85
Tabela 3.2– Condições iniciais do ensaio de Adensamento edométrico..	87
Tabela 3.3– Parâmetros de compressibilidade obtidos no ensaio de adensamento edométrico.....	88
Tabela 3.4– Coeficientes de permeabilidade K de cada estágio de carga do ensaio de adensamento edométrico na amostra S21010	88
Tabela 3.5– Índices físicos do rejeito de ferro filtrado.....	91
Tabela 3.6– Propriedades físicas do aço inoxidável 316L	93
Tabela 4.1– Resultados experimentais do coeficiente de empuxo K_0.....	114
Tabela 4.2– Valores do coeficiente de empuxo K_0 a partir de expressões empíricas	114

Lista de Símbolos

e	-	índice de vazios
ϕ'	-	ângulo de atrito interno do solo
c'	-	intercepto coesivo efetivo
σ'_v	-	tensão vertical efetiva
σ'_h	-	tensão horizontal efetiva
c_c	-	índice de compressibilidade
c_r	-	índice de recompressão
k_0	-	coeficiente de empuxo em repouso
OCR	-	razão de sobre-adensamento
IP	-	índice de plasticidade
D_{10}	-	diâmetro efetivo ao 10%
D_{50}	-	diâmetro efetivo ao 50%
G_s	-	densidade dos grãos
ρ	-	densidade do material
D	-	diâmetro médio ponderado
σ_1, σ_3	-	tensões principais maior e menor
p'	-	tensão média, $(\sigma'_1 - 2\sigma'_3)/3$
q	-	tensão de desvio, $(\sigma_{,1} - \sigma'_{,3})$
ε_a	-	deformação axial
γ	-	peso específico
CC	-	coeficiente de curvatura
CNU	-	coeficiente de não uniformidade

1

Introdução

1.1.

Relevância e justificativa da pesquisa

A mineração, por séculos, tem sido um componente essencial na economia do Brasil e do mundo, é por este motivo, que a demanda de produção de diferentes tipos de minerais bem crescendo exponencialmente no tempo. De acordo com o IBRAM (2016), a projeção para a demanda de minério de ferro mundial em 2030 é de 3,5 toneladas anuais. Com a extração desses minerais, há também a geração de resíduos mineiros. Os resíduos podem ser do tipo estéril ou rejeito, sendo gerados nas atividades de pesquisa e prospecção, extração ou beneficiamento de minérios (Brasil, 2010). Parte do gerenciamento dos rejeitos é dispor estes resíduos sólidos em diferentes tipos de estruturas geotécnicas como barragens e pilhas.

Considerando a crescente demanda esperada para o setor mineral, as estruturas de disposição de resíduos sólidos oriundos da mineração terão que atingir alturas cada vez maiores. Esse crescimento resultará no aumento das tensões aplicadas nas estruturas, onde as tensões verticais e horizontais podem alcançar magnitudes na ordem de megapascais, valores significativamente superiores aos encontrados em projetos geotécnicos convencionais. Para uma dada tensão vertical, solos mais compressíveis tendem a apresentar deformações horizontais mais elevadas, e consequentemente as tensões horizontais para anular estas deformações também seriam mais elevadas (Gerscovich, 2008).

Historicamente, os rejeitos oriundos do processo de mineração são dispostos em barragens de rejeitos. Quando dispostos hidraulicamente no interior de barragens, os rejeitos depositados manifestam uma tendência a exibir elevados níveis de saturação e índice de vazios, circunstâncias que favorecem a manifestação do fenômeno da liquefação (Barros, 2023). Porém, as rupturas historicamente em diferentes países (Figura 1.1) e a ocorrência de incidentes significativos devido à ruptura de barragens de rejeitos como em Mariana (2015)

e Brumadinho (2019), provocou uma revisão substancial das normas e práticas para construção dessas estruturas. Tal cenário, por consequência, tem dificultado o processo de licenciamento para o desenvolvimento de novos projetos de barragens, principalmente para barragens alteadas a montante, proibidas no Brasil desde 2019, pela Lei nº 12.334/2010 em seu Art. 2º, bem como para a continuação de disposição de rejeitos das já existentes. Diante desse contexto, emergiu no setor da mineração a imperativa necessidade de pesquisar e explorar novos métodos e tecnologias para a disposição de rejeitos.

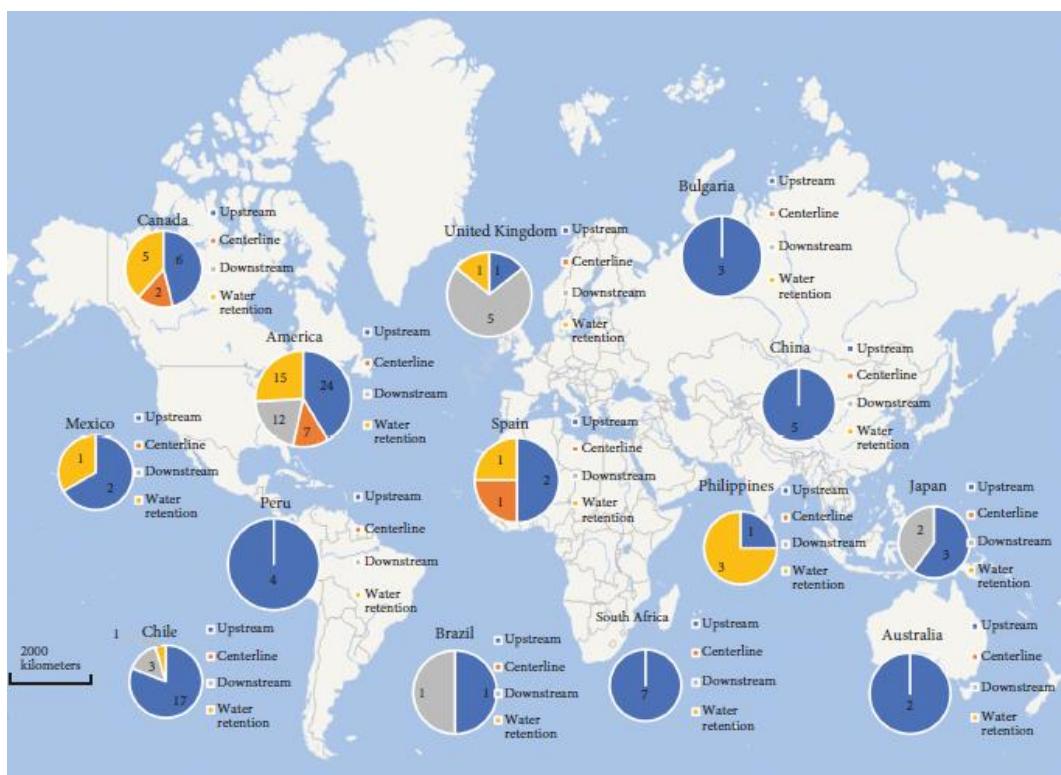


Figura 1.1 Número e tipos de falhas em barragens de rejeitos em vários países Lyu et al. (2019)

A disposição em estruturas não saturadas (“Dry stacking”), são uma das opções na geotecnia de mineração, os avanços das tecnologias de filtragem dos rejeitos têm a vantagem de dispor estes resíduos sólidos no estado não saturado, tornando-o menos susceptíveis a rupturas recorrentes em barragens de rejeitos.

Considerando as vantagens das estruturas de empilhamento não saturado em comparação com as barragens de rejeitos, a demanda por esse tipo de solução tende a crescer exponencialmente, o que implicará em alturas maiores para as estruturas existentes. Consequentemente, as tensões aplicadas sobre os rejeitos

e nos materiais de fundação podem atingir valores na ordem dos megapascals, um nível de tensão ainda pouco explorado na literatura. Estudos indicam que, para rejeitos arenosos, tais níveis de tensão podem provocar alterações nas propriedades físicas do material, como a quebra de grãos, o que impacta diretamente a resistência ao cisalhamento e a permeabilidade (Campaña, 2011; Singh, 2020; Consoli et al. 2023). Portanto, torna-se essencial investigar materiais com características distintas, como os rejeitos de ferro, que apresentam granulometria mais fina, e verificar se as mesmas modificações nas propriedades ocorrem sob essas condições.

Essas variáveis são fundamentais para o desenvolvimento de projetos de grande porte na mineração de ferro, assim como em outros tipos de mineração, a fim de garantir maior eficácia e reduzir imprevistos em projetos de engenharia geotécnica.

1.2. Motivação e objetivos

Esta dissertação tem como objetivo compreender o comportamento do rejeito filtrado carregado a altas tensões verticais sob condições quase-edométricas.

Para isso, os seguintes objetivos secundários:

- Desenvolver uma célula edométrica com parede fina, possibilitando a medição das tensões horizontais geradas, que permita ensaiar em altas tensões;
- Estudar a compressibilidade do rejeito de ferro filtrado, em diferentes níveis de tensões verticais aplicadas;
- Analisar as tensões horizontais em resposta à aplicação de uma compressão vertical;
- Por fim, avaliar se ocorre o fenômeno de quebra de grãos após aplicação em altas tensões.

1.3. Estrutura da dissertação

A presente dissertação é constituída por 5 capítulos, referências bibliográficas e anexos.

No capítulo 1 apresenta-se a relevância da pesquisa, a justificativa, motivação e seus principais objetivos, enquanto o capítulo 2 é reservado para descrição de conceitos básicos de compressibilidade dos solos, tensões horizontais, rejeito na mineração, disposição de rejeitos, equipamentos geotécnicos para estudar comportamento do solo em altas tensões e fenômeno de quebra de grãos. O capítulo 3 é dedicado ao programa experimental desenvolvido para esta pesquisa e no capítulo 4 são discutidos os resultados experimentais. Finalmente, o capítulo 5 exibe as conclusões e sugestões para futuras pesquisas.

2

Revisão da literatura

2.1.

Tensões aplicadas em materiais granulares

A previsão do estado de tensões in situ em solos é de grande importância para uma ampla variedade de problemas geotécnicos. Alguns pesquisadores como Terzagui (1943); Bishop (1955); Skempton (1961), abordaram esse problema e alcançaram diferentes níveis de sucesso. Embora uma base de dados substancial tenha sido desenvolvida, ainda não é possível prever com precisão o estado de tensões in situ na maioria dos depósitos naturais de solo, pois eles passaram por uma complexa história de tensões de carregamento e descarregamento, difícil de reconstruir com precisão. A tensão vertical geostática pode ser estimada a partir de um perfil de tensão efetiva de sobrecarga com a profundidade. A tensão horizontal in situ, entretanto, depende fortemente da história geológica do solo (Hatanaka & Uchida, 1996)

O K_0 é originalmente definido como a razão entre as tensões horizontais e verticais totais para calcular a tensão de terra em repouso em estruturas de contenção (Terzagui, Old earth pressure theories and new test results. Eng. News Rec. 85 (14), 632-637., 1920). Posteriormente, Bishop (1958) definiu K_0 como a razão entre as tensões horizontais e verticais efetivas, considerando os efeitos da consolidação sob condição de deformação lateral nula, expressada pela seguinte equação:

$$K_0 = \frac{\sigma'_H}{\sigma'_V} \quad (2.1)$$

A condição em repouso, refere-se também ao estado de tensões que se encontra em equilíbrio. Em geral, o valor de K pode variar em faixa de valores, dependendo das condições de tensões no solo (maior ou menor tensão horizontal, seja por efeitos relacionados à sobre-adensamento como também seja por ação antrópica), conforme mostrado na Figura 2.1 (Lambe & Whitman, 1969).

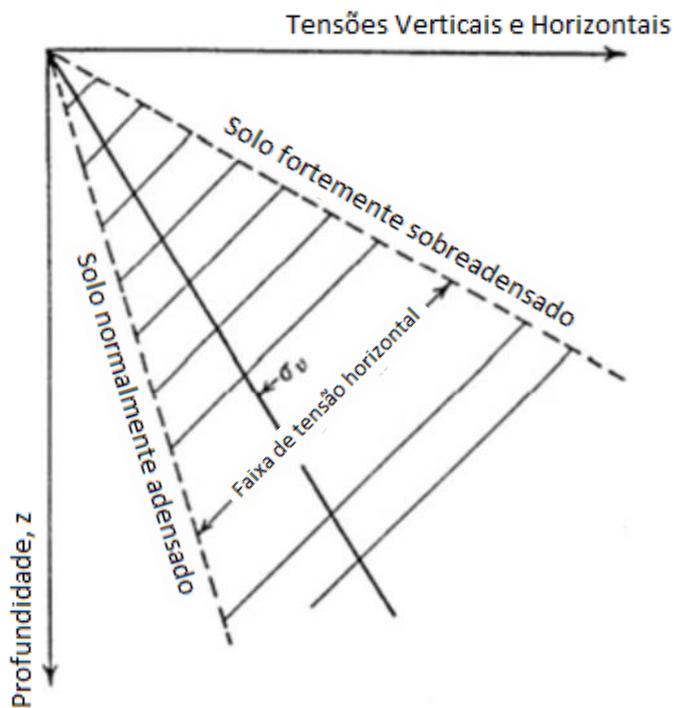


Figura 2.1 Relação entre tensões verticais e horizontais com a profundidade (adaptado de Lambe & Whitman, 1969)

Como pode ser observado na figura anterior em solos normalmente consolidados o valor da tensão horizontal é menor do que o da tensão vertical. Isso resulta em um coeficiente de pressão lateral inferior a 1. A explicação para esse fenômeno está na maneira como esses solos foram formados e compactados ao longo do tempo. Em solos normalmente consolidados ou adensados, a sedimentação ocorre de forma gradual e uniforme sobre uma área extensa. Durante esse processo, o solo é depositado em camadas sucessivamente exercendo tensões sobre as camadas inferiores. Esse tipo de sedimentação, por sua natureza, não gera uma compressão horizontal significativa, pois a pressão principal está sendo aplicada verticalmente devido ao peso das camadas de solo sobrepostas (Lambe & Whitman, 1969).

Por outro lado, o comportamento é diferente em solos sobre-adensados. Esses solos já passaram por um histórico de tensões de grandes superiores em algum momento da sua idade geológica. Pode ter ocorrido um carregamento significativo, seja por processos naturais, como o avanço e recuo de geleiras, seja por mudanças climáticas que alteraram drasticamente o nível do lençol freático, ou até mesmo por atividades humanas, além disso, solos sobre-sobre-adensados

podem ter sido submetidos a processos de dessecação, onde a perda de umidade provoca a retração e o enrijecimento da estrutura do solo, aumentando a densidade e a compactação. Devido a isto, as tensões horizontais podem superar as tensões verticais. Como resultado, o coeficiente de pressão lateral para esses solos é maior que 1, indicando uma estrutura de solo fortemente compactada e estabilizada contra movimentos laterais.

A determinação da tensão horizontal efetiva é complexa, devido à dificuldade de medir essa tensão *in situ* sem causar algum tipo de densificação ou alteração do solo. Por tanto, o valor de K_0 pode ser estimado a partir de análises teórica ou ensaios de laboratório. Por outra parte, em conhecimento de certos parâmetros de resistência ou estado de tensão do solo, é possível empregar correlações que permitem estimar aproximações dos valores de K_0 . Para areias normalmente consolidadas, pode-se utilizar a relação teórica proposta a seguir (Jaky, 1944):

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (2.2)$$

Para areias sobre-adensadas, K_0 é ligeiramente superior ao observado em areias normalmente consolidadas. O aumento em K_0 pode ser relacionado à taxa de sobre-consolidação (OCR), de acordo com a seguinte expressão (Alpan, 1967).

$$K_{0-OC} = K_{0-NC} * OCR^h \quad (2.3)$$

O valor de K_{0-NC} pode ser estimado a partir da equação do Jaky (1944) anteriormente mencionada, enquanto o valor do coeficiente empírico h pode variar de 0,4 para areias de rigidez relativamente baixas a 0,6 para areias muito densas (Schmertmann, 1975).

Para caso das argilas normalmente adensadas o coeficiente K_0 pode alterar em função do índice de plasticidade (IP), conforme a pressão a seguir (Brooker & Ireland, 1965).

$$K_0 = 0,44 + 0,42 * \left(\frac{IP}{100} \right) \quad (2.4)$$

Por outro lado, para argilas sobre-consolidadas existe uma relação entre K_0 e OCR, que pode ser estimada em função do ângulo de atrito efetivo (ϕ'). Mayne & Kulhawy (1982) sugerem usar a seguinte expressão:

$$K_0 = (1 - \sin\phi') * OCR^{\sin\phi'} \quad (2.5)$$

Lee et al. 2013, investigaram a relação entre os valores de K_0 e a resistência de solos granulares utilizando diferentes tipos de materiais, como areia, esferas de vidro e esferas de vidro gravadas. O objetivo foi avaliar como a forma, a angularidade e a densidade desses materiais influenciam o valor de K_0 . Para isso, foram realizados diversos ensaios projetados para caracterizar os materiais e medir K_0 sob diferentes condições. Uma das principais conclusões do estudo foi que materiais mais densos, como areia compactada, apresentavam valores menores de K_0 . Esse efeito foi mais evidente na faixa de solos sobreconsolidados (OC) em comparação com os solos normalmente consolidados (NC), especialmente após a descarga. Também foi observado que partículas angulares, resultaram em valores mais baixos de K_0 em relação às esferas de vidro, devido aos efeitos da angularidade e do travamento entre partículas. Além disso, ao comparar os resultados medidos com os calculados pela equação empírica de Jaky, verificou-se que essa equação é adequada para partículas uniformemente arredondadas, como as esferas de vidro, mas pode subestimar os valores de K_0 em materiais com grãos angulares. O detalhe desta comparação na Figura 2.2.

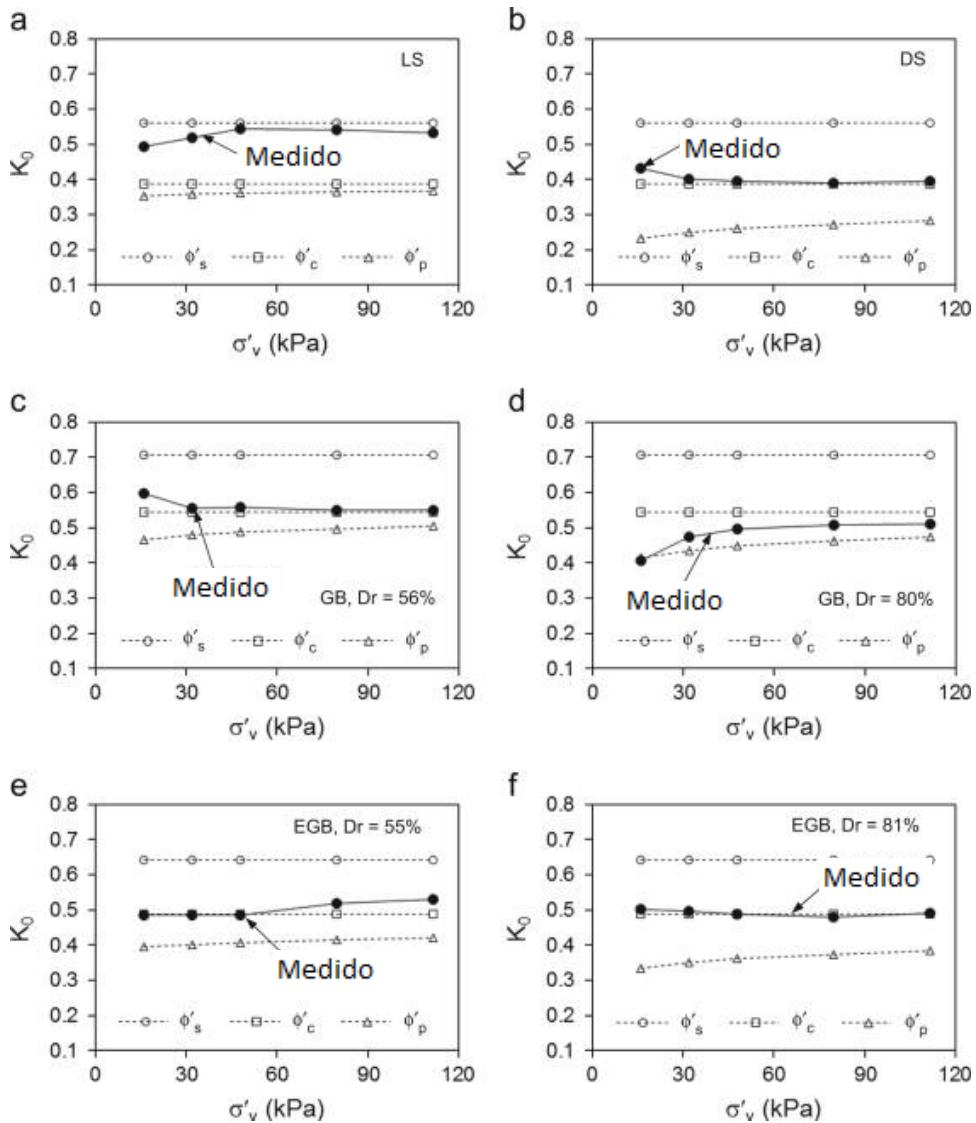


Figura 2.2 Relação entre K_0 experimental obtido com ϕ'_s (ângulo de atrito entre partículas), ϕ'_c (ângulo de atrito para o estado crítico do material) e ϕ'_p (ângulo de atrito pico), e o K_0 empírico em função da tensão vertical (adaptado Lee, Yun, Lee, & Lee, 2013)

2.2. Compressibilidade

A compressibilidade é definida como a resistência à diminuição de volume quando o solo é submetido a uma carga mecânica, assim, é descrita pela forma da curva tensão-deformação (Horn & Lebert, 1994). Estas deformações podem ser subdivididas em três categorias; em primeiro lugar as deformações elásticas associadas a variações volumétricas totalmente recuperadas após a supressão do carregamento, logo se tem as deformações plásticas, relacionadas a variações volumétricas permanentes sem a restituição do índice de vazios inicial do solo,

após o carregamento e por último as deformações viscosas, também chamadas de fluências, são aquelas que se desenvolvem ao longo do tempo sob um estado de tensões constante Gerscovich et al. (2016).

Tendo em consideração que o solo é um sistema trifásico, composto por partículas sólidas (minerais), ar e água em seus vazios, as deformações que transcorrem no material podem estar correlacionadas a diferentes fatores: a deformação dos grãos individuais, a compressão da água existente nos vazios (em solos saturados) e a variação do volume dos vazios, decorrente do deslocamento relativo entre as partículas Gerscovich et al. (2016).

Existem diversas representações da compressibilidade nos solos. Dependendo da forma adotada, a compressibilidade fica definida a partir de diferentes parâmetros conhecidos como: módulo edométrico ou confinado (D), coeficiente de variação volumétrica (m_v), coeficiente de compressibilidade (a_v) e índices de compressibilidade (c_c , c_r , c_s), o detalhe a partir da Figura 2.3 até a Figura 2.5.

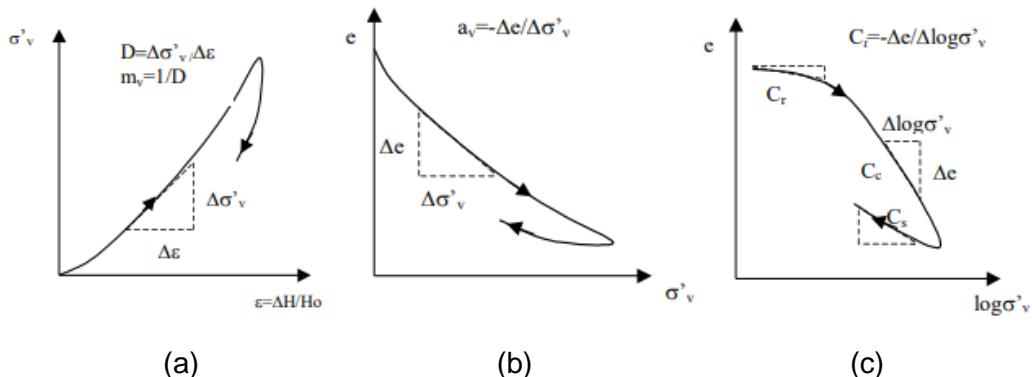


Figura 2.3 Curvas representativas dos parâmetros de compressibilidade de materiais granulares Gerscovich et al. (2016)

Podem-se distinguir na figura (c) três tipos de comportamentos diferentes; a reta de recompressão até a máxima tensão que o solo já sofreu na natureza, a reta virgem, onde as deformações são bem pronunciadas e a reta correspondente ao descarregamento do solo.

A partir da inclinação da reta virgem é possível obter o índice de compressibilidade (C_c) definida pela seguinte equação.

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (2.6)$$

Este tipo de parâmetro é útil para o cálculo de recalques, em solos que estejam sendo submetidos a tensões verticais.

Similarmente, a partir do estudo da compressibilidade de um material o coeficiente de variação volumétrica m_v pode ser calculado e analisado em função da tensão vertical aplicada como é mostrado na Figura 2.4 a seguir.

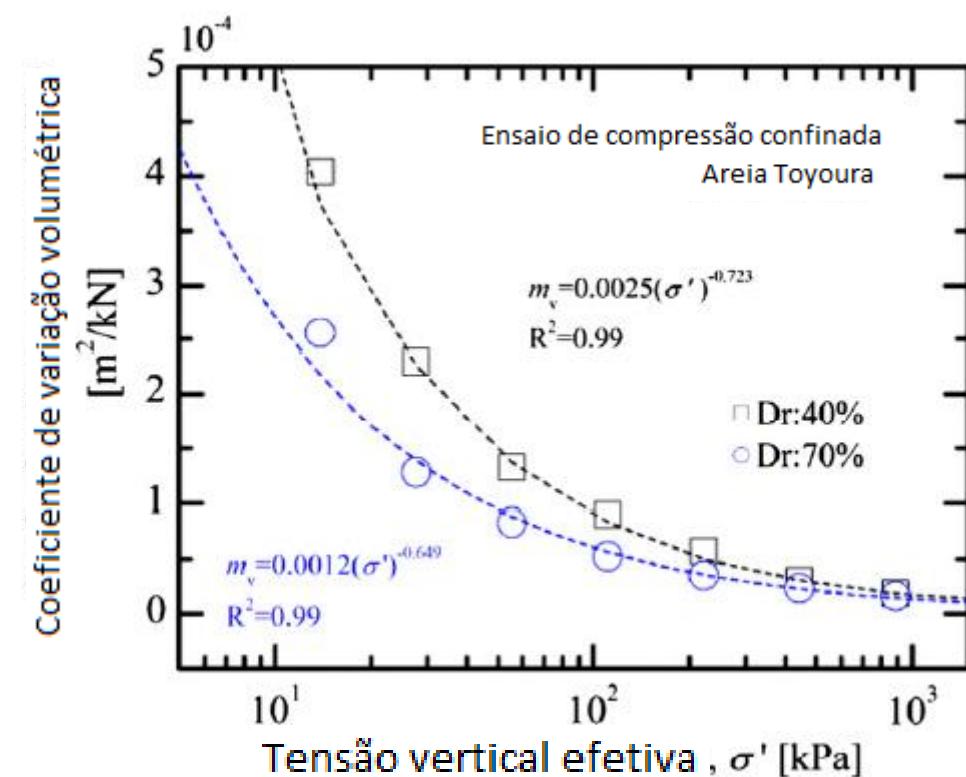


Figura 2.4 Relação entre o coeficiente de variação volumétrica e tensão vertical para a areia de Toyoura (adaptado Wang et al. (2013))

A equação que define o coeficiente de variação volumétrica é expressa a seguir.

$$m_v = \frac{\Delta e_v}{\Delta \sigma'_v} \quad (2.7)$$

Também, a partir do comportamento tensão-deformação de um ensaio de compressão uniaxial (Figura 2.5), o módulo edométrico pode ser avaliado.

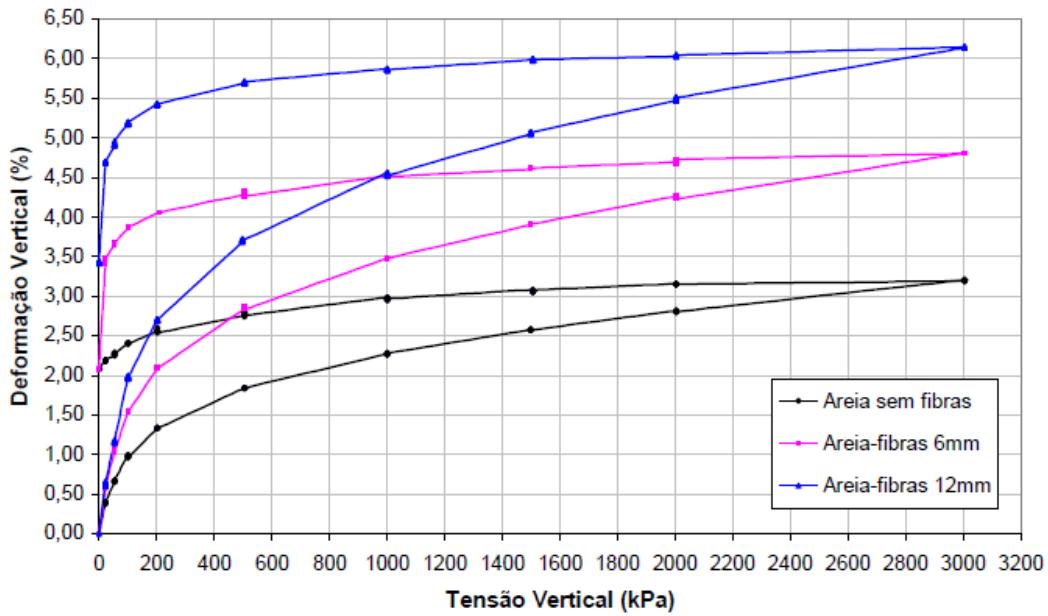


Figura 2.5 Comportamento tensão-deformação a partir de ensaio de compressão uniaxial confinada para areais e areias com fibras (Santos, 2004)

Por fim, a equação que estabelece o modulo edométrico, é indicada a seguir:

$$E_{edo} = \frac{\Delta\sigma'_v}{\Delta\varepsilon_v} \quad (2.8)$$

Nota-se que existe uma relação direta entre o coeficiente de variação volumétrica e o modulo edométrico, de igual forma, para qualquer parâmetro que quantifique a capacidade de compressibilidade de um material.

Existem alguns fatores que influenciam na capacidade compressível de um material granular Gerscovich et al. (2016), esses são:

- Classe de Solo: Solos granulares como por exemplo as areias transferem as tensões diretamente entre partículas enquanto para os solos argilosos, a interação entre partículas é desenvolvida por meio de ligações elétricas e o contato feito através da camada de água absorvida. Por tanto, a compressibilidade dos solos argilosos é maior a dos solos arenosos, dado que a camada dupla das partículas de argila lubrifica o contato e, consequentemente facilita o deslocamento relativo entre partículas.

- Estrutura do solo: os arranjos dos solos granulares podem ser em estruturas fofas, densas e favo de abelha (solos finos). Levando em conta que os grãos são considerados incompressíveis, a compressibilidade do solo aumenta com o aumento do índice de vazios. A inclinação da reta virgem seria maior para estruturas mais fofas que dos solos granulares densos ou compactos. Por outra parte, solos argilosos podem conter uma estrutura dispersa ou floculada. No caso dos solos com estruturas floculadas são mais compressíveis; com a compressão desses solos o rearranjo da estrutura tende a uma orientação paralela. Dada a relevância da estrutura na determinação da compressibilidade dos solos, é essencial que os ensaios de laboratório para caracterizar essa propriedade sejam realizados em amostras indeformadas. Para solos granulares, que apresentam maior dificuldade de amostragem, os ensaios devem ser conduzidos em amostras moldadas de acordo com o índice de vazios encontrado no campo.
- Grau de Saturação: em solos saturados, a variação de volume de água contida nos vazios é que gera a variação de volume na massa de solo. De outra forma os solos não saturados, os vazios estão preenchidos com ar, e a compressibilidade dele é grande e pode interferir na magnitude total das deformações.
- Nível de Tensões: o nível de tensões aplicado ao solo influencia sua compressibilidade, afetando tanto a movimentação relativa entre partículas quanto a possibilidade de ocorrerem processos de quebra de grãos. No caso de experimentar quebra de grãos, a compressibilidade aumenta sensivelmente.

A compressibilidade em rejeitos de mineração, podem apresentar grande variabilidade. Os rejeitos finos apresentam maior compressibilidade do que os rejeitos mais grossos. A compressibilidade não é apenas relacionada ao tamanho do grão e ao tipo de mineração, também depende da tecnologia utilizada, método de deposição, composição mineralógica etc. (Hu et al., 2016). Vários métodos são propostos para a disposição de rejeitos, incluindo a disposição de rejeitos filtrados

ou espessados em reservatórios ou pilhas autossustentáveis, preenchimento das galerias de minas subterrâneas, disposição subaquática e o método mais comum, a disposição de rejeitos em forma de polpa em reservatórios, que envolve o transporte da massa de rejeitos em tubulações até um reservatório e, posteriormente, a consolidação sob seu próprio peso e compactação para formar uma barragem de rejeitos. Este tipo de variações estabelecem uma ampla quantidade de comportamentos. Na Figura 2.6 o detalhe de diferentes tipos de rejeitos de diferentes tipos de extração mineral, e a especificação do índice de compressibilidade para cada material.

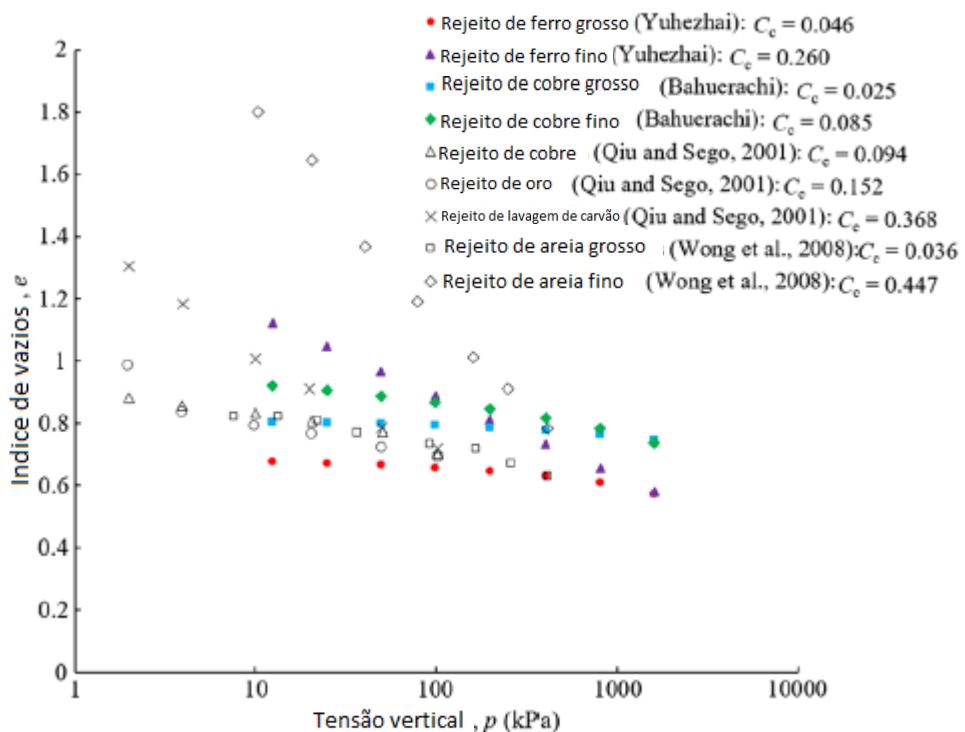


Figura 2.6 Relação índice de vazios com a tensão vertical e detalhe dos índices de compressibilidade de cada material (adaptado de Hu et al., 2016)

2.3. Rejeitos na geotecnia de mineração

Na geração de resíduos da mineração, destaca-se a existência dos resíduos sólidos de extração (estéril) e do tratamento/beneficiamento (rejeitos) (IBRAM, 2016). Segundo a norma brasileira ABNT NBR 13028 2017, o rejeito é “todo e qualquer material descartado durante o processo de beneficiamentos de

minérios". Consequentemente o rejeito, a diferença de um solo que passa por processos geológicos para ser formado, é um material granular criado a partir da etapa de britagem aplicadas por equipamentos especiais, na Figura 2.7 o detalhe do processo típico de tratamento de minério.

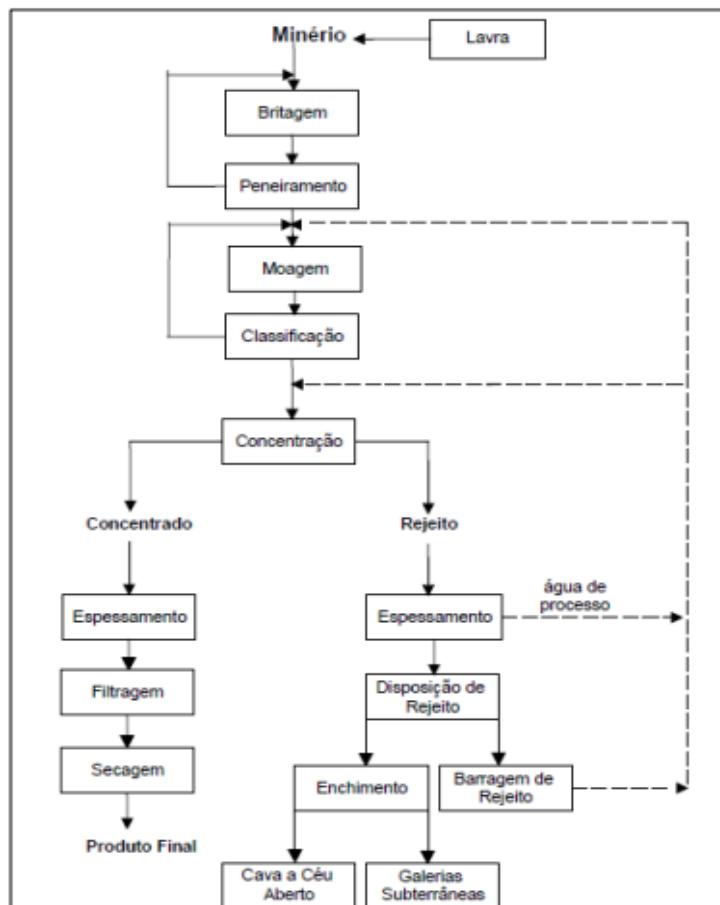


Figura 2.7 Fluxograma de tratamento de minério (Luz & Lins, 2004)

Isto afeta diretamente na sua estrutura, tamanho e forma dos grãos, resultando geralmente em partículas angulosas. Partículas de uma argila, possuem uma forma muito diferente das partículas de rejeito, embora tenha o mesmo tamanho na hora de comparar um grão deste tipo de material. É por este motivo que um dos principais desafios enfrentados pela indústria mineradora é compreender o comportamento geotécnico dos rejeitos e as estruturas que se dispõem com este tipo de material. Na Figura 2.8 são especificadas algumas curvas granulométricas de alguns rejeitos de diferentes processos de beneficiamento minério.

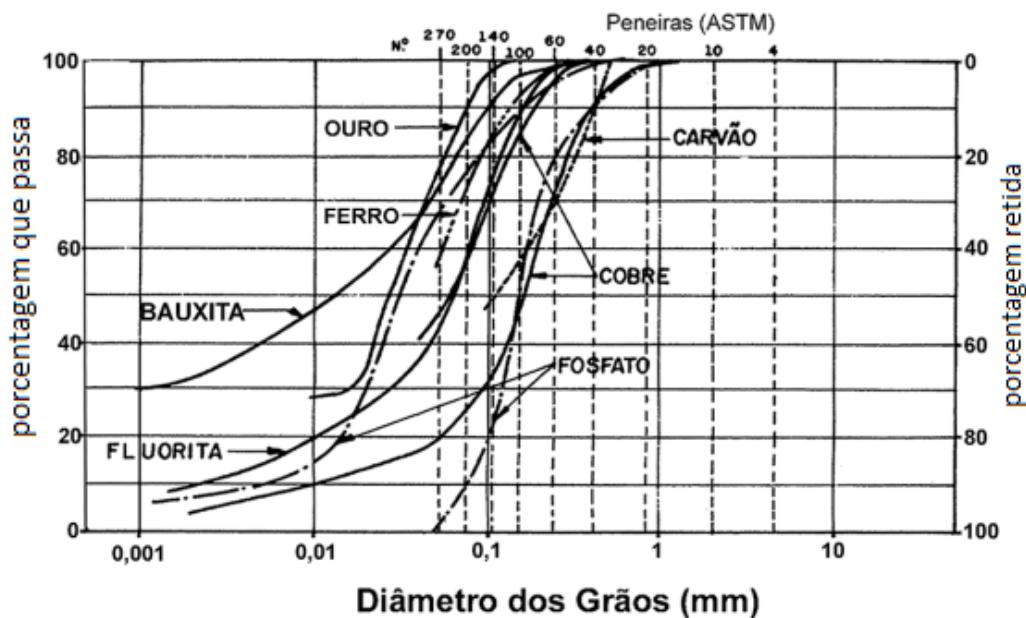


Figura 2.8 Granulometrias de diferentes rejeitos brasileiros (Abrão, 1987)

De maneira geral, é observado curvas granulométricas mal graduadas, na qual os rejeitos que contêm maior quantidade finos são os rejeitos de ouro, ferro, bauxita e fostato que também apresenta tamanhos dos grãos maiores. É importante mencionar que a granulometria dos rejeitos na mineração pode variar amplamente dependendo da região e mesmo da indústria, sendo praticamente impossível determinar uma curva granulométrica padrão para este tipo de material, apenas podendo definir uma faixa de variação da mesma (Villar, 2003).

Nos rejeitos, encontram-se variadas características geotécnicas, físico-químicas e mineralógicas, na dependência dos tratamentos aplicados e do tipo de minério processado. Habitualmente é qualificado de lama os rejeitos com granulometria fina e de rejeitos granulares os rejeitos com granulometria grossa (acima de 0,074 mm) (Espósito, 2000). O descarte pode ser na forma a granel (transportados por camiões ou correias transportadoras), ou na forma de polpa (mistura de água e sólidos), transportada por meio de tubulações com a utilização de sistemas de bombeamento ou por gravidade (IBRAM, 2016). A maneira em que o rejeito é disposto nas estruturas influencia no seu comportamento.

2.4.

Comportamento geotécnico dos rejeitos na mineração

Em relação à compressibilidade dos rejeitos, o índice de compressão (C_c), de acordo com as investigações realizadas por Hu et al. (2016), este varia entre 0,025 e 0,085 para as lamas e para as areias de rejeito, respectivamente. Além disso, James et al. (2011) reporta, com base nos resultados de testes, que o índice de compressão (C_c) é estimado em cerca de 0,08 e o índice de recompressão (C_r) é aproximadamente zero, embora sua análise seja voltada para rejeitos de uma mina de ouro classificados como siltes arenosos (ML) segundo o sistema USCS (ASTM, 2017a).

Para os rejeitos de cobre por exemplo, tanto as areias de rejeito quanto as lamas se caracterizam por serem solos de baixa e moderada compressibilidade, respectivamente. Além disso, para o mesmo tipo de rejeitos (independentemente do mineral extraído), os rejeitos finos sempre apresentam maior compressibilidade em comparação aos grossos. Por outro lado, para diferentes tipos de rejeitos, a compressibilidade não está apenas relacionada com o tamanho de grão e o tipo de mina, mas também depende do grau da mina, da tecnologia de extração, do processo de moagem, do método de disposição e da composição mineralógica (Hu et al, 2016)

É importante ressaltar que a resistência desses rejeitos é maior devido à quantidade de sólidos que contêm por peso, sendo os rejeitos filtrados os que apresentam maior resistência, como detalha a Figura 2.9 (Jewell & Fourie, 2006).

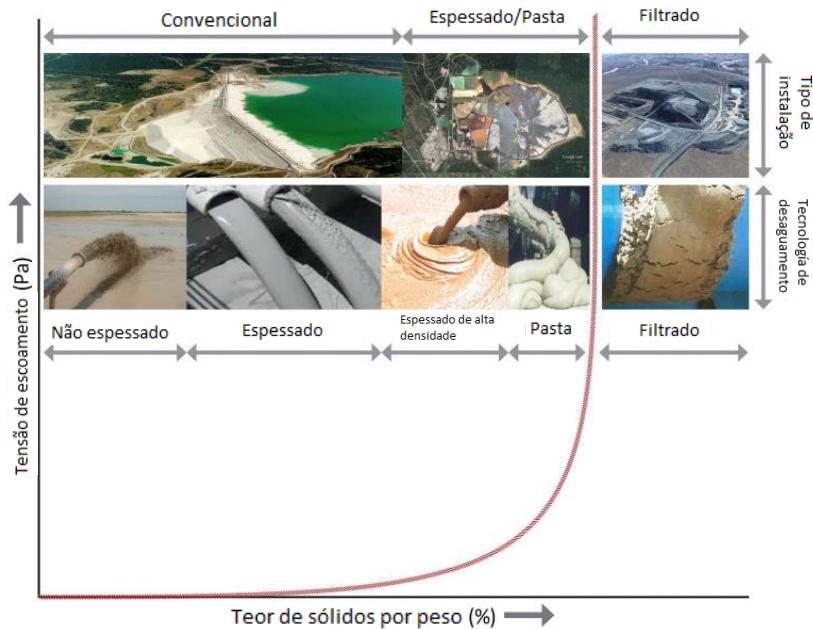


Figura 2.9 Variabilidade da Resistencia do Rejeito em função do seu conteúdo de sólidos (Jewell & Fourie, 2006)

Dependendo do método de disposição ou do seu conteúdo de umidade, as estruturas geotécnicas podem apresentar tipos de rupturas diferentes sendo os mais comuns galgamento, instabilização do maciço ou fundação, liquefação e erosão interna. Blight (2010) apresenta as principais causas de ruptura de bagarrem de rejeito. Dentre as causas conhecidas, o principal modo de falha é a instabilidade de taludes (22%), seguido de terremoto (17%) e galgamento (16%). É importante mencionar que 18% das rupturas analisadas nesse estudo possuem sua causa desconhecida.

De modo geral, a resposta dos solos e dos rejeitos diante de uma solicitação está diretamente condicionada pela sua condição de saturação (saturado, parcialmente saturado ou seco), pela densidade que apresentam (em estado denso ou fofo) e pelo tipo de solicitação a que estão sujeitos (De Luiggi & Maurice, 2022).

Quando há algum grau de saturação, podem-se identificar duas possíveis respostas. A primeira consiste em uma resposta drenada, que ocorre quando o solo está em um "estado denso" e a solicitação ou carga é suficientemente lenta, permitindo a dissipaçāo da pressão de poros. A segunda refere-se a uma resposta não drenada, observada quando o solo está em um "estado fofo" e a solicitação

ocorre de forma rápida, não permitindo a dissipação da pressão de poros (De Luiggi & Maurice, 2022).

No caso de uma resposta drenada, ocorre a dissipação da pressão de poros, resultando em um aumento da tensão efetiva no solo, efeito que é considerado benéfico, pois promove o incremento da resistência ao cisalhamento do solo. Em contraste, quando a resposta é não drenada, a ausência de condições de drenagem resulta em um aumento temporário da pressão de poros, o que provoca uma redução nas pressões efetivas e, consequentemente, um impacto negativo sobre a estabilidade, refletido na diminuição da resistência ao cisalhamento do solo (De Luiggi & Maurice, 2022).

A Tabela 2.1 apresenta as propriedades resistentes de rejeitos provenientes de minas de cobre, mostrando intervalos de valores para os parâmetros de ângulo de atrito e coesão, indicando também o intervalo de tensões nos quais foram calculados esses parâmetros. Além disso, é feita uma distinção sobre a condição de drenagem na qual os parâmetros foram obtidos, ou seja, se foram determinados sob condição drenada ou não drenada.

Tabela 2.1– Parâmetros resistentes de diferentes tipos de rejeitos de cobre.

Adaptado de (De Luiggi & Maurice, 2022)

Rejeito	Condição	\emptyset ($^{\circ}$)	C (Kpa)	σ (Kpa)	Referência
Arenoso	Drenada	38-44	-	-	(Verdugo, 1983)
Arenoso	Não drenada	34	0	25 a 100	(Qiu & Sego, 2001)
Arenoso	Drenada	28-33	50 a 200	>1000	(Campaña, 2011)
Arenoso	Drenada	30-35	0	<1000	(Campaña, 2011)
Arenoso	Não drenada	40	32	200 a 800	(Hu et al., 2016)
Lama	Não drenada	14	63	-	(Wahler, 1974)
Lama	Não drenada	14-24	0-20	-	(Wahler, 1974)
Lama	Drenada	34	-	0 a 816	(Mittal & Morgensterns, 1976)
Lama	Drenada	33-37	-	0 a 672	(Volpe, 1979)
Integral	Não drenada	13-18	0-96	-	(Volpe, 1975)
Integral	Não drenada	40-43	-	90 a 170	(Paousette, 2007)

Observa-se que o ângulo de atrito (ϕ) para os rejeitos ensaiados e compilados tem uma variabilidade visível. Peters (2004) analisou 32 rejeitos de cobre e determinou que os rejeitos apresentam um ângulo de atrito interno variável entre 34° e 38°, e que a coesão e envoltória de resistência é praticamente nula (Peters, 2004). Por outro lado, Campaña (2011) identificou que a envoltória de resistência varia em função da pressão de confinamento, além de indicar que a envoltória de resistência para altas tensões tende a mudar de inclinação devido à quebra dos grãos experimentada pelas areias de rejeito (Campaña, 2011).

2.4.1.

Rejeito filtrado

A tecnologia dos rejeitos filtrados busca abordar dois problemas importantes na mineração ao separar parcialmente o líquido dos sólidos os rejeitos antes de enviá-los para sua disposição: em primeiro lugar, a redução de consumo de água pode ser atingida ao reutilizar a água dos rejeitos de volta para as próprias operações mineras e segundo, a probabilidade de liquefação dos rejeitos pode ser reduzida filtrando-os, em seguida, compactando-os à medida que são dispostos em estruturas de rejeitos filtrados como pilhas (Emermann, 2022).

Segundo Cacciuttolo & Perez (2022), os fornecedores de filtros ganharam experiência na execução de projetos nas últimas décadas, aprendendo que cada distribuição de tamanho de partícula (PSD) e mineralogia de rejeitos exibem seu próprio comportamento de filtragem exclusivo, tornando as unidades de separação sólido/líquido eficientes e confiáveis (Rodari & Odecop, 2021; Caldwell & Crystal, 2015; Copeland, Lyell, & Van Greunen, 2006; Crystal, Hore, & Ezama, 2018; Gridley & Salcedo, 2013). Alguns dos métodos mencionados pelo autores Cacciuttolo & Perez (2022) são os filtros de vácuo, filtros de correia horizontais, filtros de disco cerâmico e os filtros de pressão. A correta escolha do método de filtragem dos rejeitos depende de vários fatores, incluindo as suas características físicas como também químicas, a competência de processamento necessária, a capacidade de espaço na área de operação e os requisitos regulatórios. Cada um dos métodos apresenta vantagens e desvantagens e a indústria minera continua a desenvolver novas tecnologias para otimizar o gerenciamento de rejeitos na mineração.

Os conteúdos de água obtidos por estas tecnologias são inferiores a aproximadamente o 20%, uma porcentagem baixa considerando que no gerenciamento de rejeitos convencionais, são enviados a seu armazenamento desde a usina sem filtragem, por consequência o conteúdo de água nos rejeitos está na faixa de 150 a 400% embora possa ser baixo como 67% (Emermann, 2022).

No mundo, as instalações maiores de rejeito filtrado em operação, são aproximadamente de 35 ktpd correspondente à mineração Alcoa na Australia (Capone, 2016). Na tabela Tabela 2.2 são detalhadas as informações das principais operações mineras de rejeitos filtrados no mundo.

Tabela 2.2– Principais mineradoras em operação com rejeito filtrado no mundo, adaptado (Capone, 2016).

Mina	Localização	Ano início operação	Mineral	Rejeito (tpd)	Tecnologia	Referência
Operações						
Alcoa	Australia	s/i	Alumina	35.500	s/i	Presentação Paste 2013 Considerations for tailings facility design and operation using filtered tailings. B. Ulrich J. Coffin Knight Piésold Consulting.
Chingola	Zâmbia	s/i	Cobre	24.000	Correia	
La Coipa	Chile	1998	Ouro e Prata	16.000	Correia	
Vaal Reef	Sudáfrica	s/i	Ouro e uranio	10.000	s/i	
Randfontein estates	Sudáfrica	s/i	Ouro e uranio	10.000	s/i	
Lihir Island	Papua Nueva	s/i	Ouro	7.500 (est)	s/i	
El Sauzal	Chihuahua, México	s/i	Prata y Ouro	5.300	Correia	
Gecamines	Zaire	s/i	Cobre	5.000	s/i	
Nabalco	Australia	s/i	Alumina	5.000	s/i	
Mantos Blancos	Chile	s/i	Cobre	4.000	Correia	
Alamo Dorado	Sonora, México	s/i	Prata e Ouro	3.500	Correia	
Pogo	Alaska, EEUU	s/i	Ouro	2.500	Prensa	
Raglan	Quebec, Canadá	s/i	Plomo/Zinc	2.000	Prensa	
Greens Creek	Alaska, EEUU	s/i	Ouro/Prata/Zinc	1.500	Prensa	
Eskay creek	BC, Canadá	s/i	Cobre	300	s/i	
Nixon Fork	Alaska, EEUU	s/i	Ouro	150	Tambor	
El Peñón	Chile	s/i	Ouro y Prata	2.600	Correia	Presentação paste 2013, Geotechnical- geochemical and operational considerations for the application of dry stacking tailingns deposits - state- of-art.Golder Perú.
La Florida	Chile	s/i	Ouro	2.700	Correia	Yamana
Karara	Australia	2011	Ferro	22.000	Prensa	Outotec
Pinos Altos	México	2009	Ouro	4.000	Prensa	
El Dorado	Turquia	2010	Ouro	1.440	Prensa	
Mach Mining	EEUU	2009	Carvão	8.400	Prensa	FLSmidth
Mt Thorley	Australia	s/i	Carvão	s/i	Correia	ATC Williams
Bengalla	Australia	s/i	Carvão	s/i	Correia	
San Rafafel	Guatemala	s/i	Zinc e Chumbo	3.500	Prensa	
El Touro	México	2012	Ouro e Prata	4.000	Prensa	Bilfinger Diemme
Guanacevi	México	s/i	Prata	1.000	Prensa	
Media Luna	México	2013	Ouro e Prata	14.000	Prensa	
Bariq Mining	Arabia Saudita	2010	Cobre	4.707	Prensa	
Na Montagem						
Cripple Creek	EEUU		Ouro	5.320	Prensa	FLSmidth
Eleanore	Canadá		Ouro	6.720	Prensa	
Projetos						
Rosemont	EEUU		Cobre	75.000	Prensa	Techical Report Updated feasibility Study, Augusta.
El Morro	Chile		Ouro e cobre	112.000	Prensa	
Metates	México		Ouro e Prata	120.000	Prensa	Techical Report Preliminary feasibility Study, ChesaPeake Gold Corp.

2.5. Disposição de rejeito filtrado

Os rejeitos filtrados são geralmente conduzidos por correia transportadora ou caminhão, dispostos, espalhados e compactados para estruturar um depósito de rejeito não saturados (Davies & Rice, 2001). Esse tipo de disposição produz um depósito estável frequentemente sem necessidade barragens ou diques de retenção, sendo denominado “pilha seca”. Nas Figura 2.10 e Figura 2.11 é possível observar a pilha de rejeito filtrado “dry stacking” La Coipa no norte do Chile.



**Figura 2.10 Vista aérea da área de mineração, La Coipa, Chile
(Guimarães, 2011)**



Figura 2.11 Pilha de rejeito filtrado pertencente a Conveyor, La Coipa, Chile (Guimarães, 2011)

Como foi mencionado, neste tipo de estruturas o teor de umidade típico é menor de 20%, e é atingido por combinação de sistemas de filtragem. O termo “pilha seca” não é globalmente utilizado, devido que embora o procedimento de filtragem dos rejeitos elimina uma considerável quantidade de água presente nos rejeitos, ainda persiste uma porcentagem baixa no teor de umidade. No entanto, essa terminologia foi adotada por reguladores e projetistas (Davies & Rice, 2001).

Em comparação com a disposição de rejeitos espessados e em pasta, em barragens, o processo mecânico de diminuir o teor de umidade contido e o transporte pode elevar os custos de gerenciamento destes materiais. Não entanto este tipo de estrutura apresenta algumas vantagens:

- Em comparação com a disposição de rejeitos convencionais, os riscos de falhas catastróficas e vazamento de rejeitos, não existem se a disposição for operada conforme o projetista estabeleça.
- A pilha de rejeito filtrado pode ser empregada em regiões onde a conservação de água é crítica.
- Devido ao estado densamente compactado dos rejeitos filtrados neste tipo de estruturas, facilita a obtenção de elevações maiores que as barragens, além da disponibilidade do acesso de equipamentos mecânicos para espalhamento e compactação destes.

- Podem ser aplicadas em ambientes desafiadores como por exemplo terrenos ondulados e íngremes.

2.6.

Equipamentos geotécnicos para medição de tensão lateral

Um equipamento com um anel edômetro modificado com o objetivo de analisar o comportamento da tensão horizontal em repouso (K_0) em areias cimentadas artificialmente (Zhu, 1993). O anel edométrico tem um diâmetro interno de 61,3 mm, um diâmetro externo de 94,0 mm e uma altura de 70,0 mm. A espessura da parede fina é de 1,5 mm. Medidores de deslocamento foram instalados na parede fina para medir a deformação radial do anel causada pela tensão horizontal na amostra de areia. O detalhe a seguir na Figura 2.12.

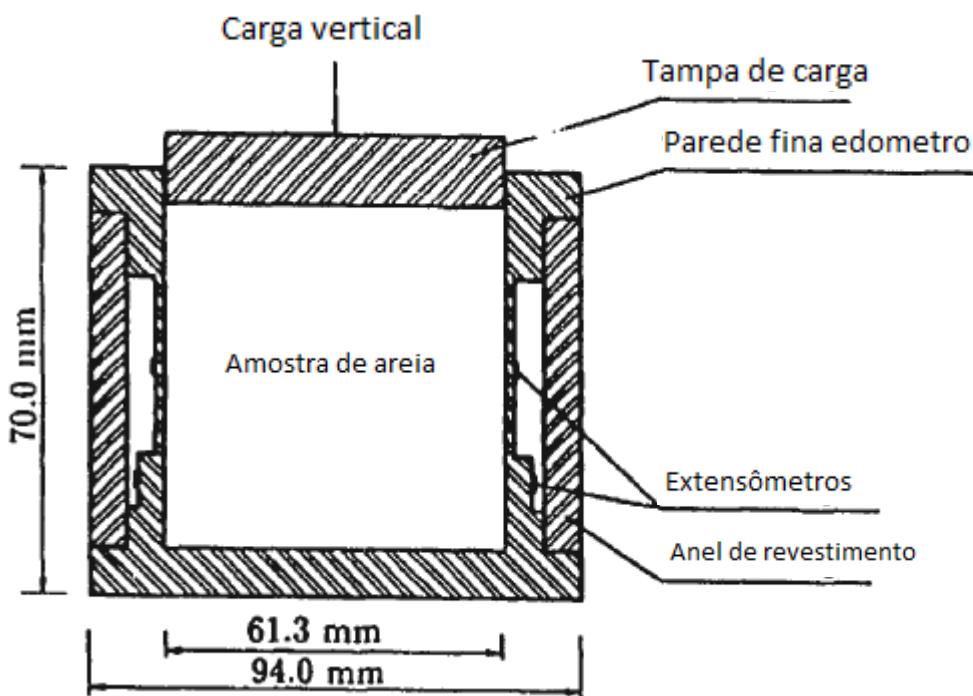


Figura 2.12 Célula de carda com anel edométrico de parede fina instrumentada desenvolvida por (adaptado Zhu, 1993)

Para conduzir a pesquisa, foram realizados testes com areias cimentadas de diferentes tipos, variando o teor de cimento, a densidade da areia e o período de cura. Os testes mediram a tensão horizontal em repouso e K_0 , permitindo uma análise detalhada das influências desses fatores. A cimentação das areias foi

obtida através da adição de um agente cimentante, seguido por um período de cura que variou de acordo com os parâmetros do estudo.

Os principais resultados obtidos por Zhu (1993) foram os seguintes: As areias cimentadas apresentaram um comportamento distinto em comparação às areias não cimentadas, com a tensão horizontal em repouso K_0 variando significativamente dependendo do teor de cimento, tipo de solo, tensão vertical, história de tensões, densidade da areia e período de cura. Com o aumento do teor de cimento, tanto a tensão horizontal quanto K_0 diminuíram consideravelmente. Este efeito foi influenciado pelo tipo de solo e pela tensão vertical aplicada. Areias com grãos menores e maior uniformidade apresentaram cimentação mais forte, resultando em menor tensão horizontal. Além disso, a relação entre tensão vertical e tensão horizontal mostrou-se não linear devido à quebra das ligações de cimentação com o aumento da tensão vertical.

A história de tensões teve um papel significativo no comportamento da tensão horizontal. Após a remoção total da tensão vertical, as areias cimentadas exibiram uma tensão horizontal residual que aumentou com a tensão de pre-consolidação vertical (P_c). O teor de cimento também influenciou essa tensão residual, com um teor crítico de cimento maximizando a tensão residual para um dado P_c . Durante a descarga, K_0 aumentou com OCR (over consolidation ratio), sendo afetado pelo teor de cimento e P_c . As areias fofas com maior teor de cimento exibiram um comportamento de tensão horizontal semelhante ao de areias densas com menor teor de cimento.

Santos (2004) desenvolveu um equipamento de compressão confinada com medição de tensão lateral para investigar o coeficiente de empuxo lateral no repouso (K_0) em solos e misturas de solo-fibra e solo-cimento. A espessura da parede do anel foi de 1 mm e foi definida para ser suficientemente fina a fim de permitir uma certa deformação, mas também grossa o bastante para atender à condição K_0 no intervalo de tensões previsto. Foram desenvolvidas uma análise mediante modelação numérica para avaliar as deformações do anel de parede de 1 mm. As simulações mostraram que, para essa espessura e na máxima tensão aplicada com $K_0=1$, as deformações alcançaram valores da ordem de 10^{-4} . Entretanto, os ensaios apresentaram deformações variando entre 10^{-5} e 10^{-4} , não

excedendo $1,8 \times 10^{-4}$. Esses valores são extremadamente pequenos se comparados às deformações típicas em solos.

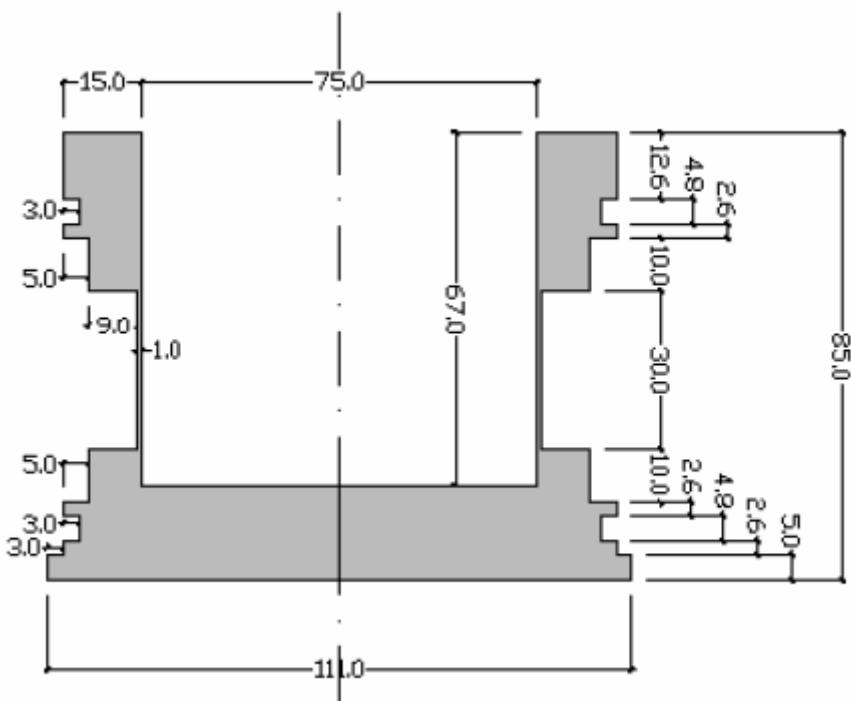


Figura 2.13 Célula de carga com anel de parede fina instrumentada desenvolvida por (Santos, 2004)

O estudo foi realizado em duas partes principais: o projeto, construção e calibração do equipamento e a condução de ensaios de compressão confinada. Os ensaios de compressão confinada foram conduzidos utilizando amostras de uma areia fina de granulometria uniforme, extraída de uma jazida em Osório, RS, misturada com fibras e cimento. As misturas de solo foram preparadas com dois comprimentos de fibras (6mm e 12mm), três teores de cimento (1%, 3% e 7%) e sob três diferentes condições de cura: sem aplicação de tensão vertical, com índice de vazios modificado por uma tensão vertical de 500 kPa antes da cura e com tensão vertical de 500 kPa durante a cura. As tensões aplicadas nos ensaios da pesquisa chegaram até 3000 kPa.

Os resultados indicaram que o equipamento desenvolvido funciona de forma satisfatória, fornecendo dados coerentes e confiáveis. Observou-se que a adição de fibras ao solo diminui os valores de tensão horizontal e do coeficiente de empuxo em repouso K_0 , com uma redução mais acentuada associada ao aumento do comprimento das fibras. A adição de cimento também reduziu a tensão

horizontal e introduziu uma tensão horizontal residual que aumentou com o teor de cimento. Além disso, um aumento na quantidade de cimento resultou em maior rigidez do material. A presença de cimento fez com que os valores de K_0 não permanecessem constantes durante o carregamento. Alterações nas condições de cura não geraram mudanças significativas nas tensões, mas o índice de vazios e a tensão de cura influenciaram a rigidez inicial dos materiais cimentados, com maior rigidez observada para a cura sob tensão vertical de 500 kPa.

2.7.

Altas tensões aplicadas em materiais granulares

A pesquisa sobre o comportamento de solos granulares em altas tensões começou na década de 50, do século XX, com ensaios em areias submetidas a tensões de confinamento relativamente baixas para o padrão de hoje, mas altas para os equipamentos disponíveis naquela época (Campaña, 2011).

A terminologia “altas tensões” é bastante e subjetiva e pode ter significados diferentes para diferentes engenheiros, porém foi definida por Vesic & Clough (1968), onde determina diferentes faixas de nível de tensões da seguinte forma:

- Baixas Tensões: de 0 até 1 MPa
- Tensões Elevadas: de 1 MPa até 10 MPa
- Altas tensões: de 10 MPa até 100 MPa
- Tensões Muito Altas: de 100 MPa até 1000 MPa
- Tensões Ultra Altas: Superiores de 1000 MPa

O termo “Altas Tensões” ainda será usado como uma definição genérica para se referir às “Elevadas” e “Altas” Tensões, nesta pesquisa.

Atualmente existem uma série de aparelhos para ensaiar materiais granulares a altas tensões ou mais (Solans, 2010; Consoli et al., 2023). No entanto, esses ensaios são limitados pelo tamanho da amostra: quanto maior a tensão de confinamento requerida, menor será a amostra viável para o ensaio (Campaña, 2011).

2.7.1.

Ensaios de compressão uniaxial em altas tensões em diferentes solos

Testes de Compressão unidimensional realizados em solos secos e saturados, com níveis de tensão vertical de até 69 Mpa, foram relatados por Roberts & de Souza (1958). Seus testes foram conduzidos como ensaios edométricos, ou seja, as amostras foram carregadas incrementalmente usando um acumulador de gás/fluido, cilindro hidráulico, célula de carga, pistão e consolidômetro. As dimensões das amostras eram de 28,7 ou 69,8 mm de diâmetro e 8,9 a 19,1 mm de altura. Os solos ensaiados incluíam argila azul de Boston, argilas venezuelanas, areia de Ottawa 20-40, uma areia de quartzo bem arredondada e graduada, e uma areia de quartzo angular e uniforme. Os autores usaram o termo “pressão crítica” para definir o nível de tensão vertical no qual os grãos de areia começaram a se quebrar e a compressibilidade da areia aumentou abruptamente. Para níveis de tensão superiores à pressão crítica, os autores descobriram que: o índice de compressão (C_c) das areias era igual ou superior ao das argilas, além de que as deformações eram significativamente dependentes do tempo durante cada incremento de carga. A compressão dependente do tempo foi atribuída a um processo de quebra de grãos, seguido pela redistribuição de tensões que levava a um esmagamento adicional dos grãos. Os resultados dos testes de graduação pós ensaios, indicaram que a areia de quartzo uniforme se tornava mais graduada com cada incremento adicional de tensão vertical. Os autores concluíram que, para uma areia com uma angularidade inicial dada, a magnitude de pressão crítica dependia quase exclusivamente do índice de vazios inicial, e a pressão crítica aumentava com a diminuição do índice de vazios inicial.

Kjaernsli & Sande (1963) conduziram ensaios de compressão unidimensional até uma tensão máxima de 2,65 MPa em várias amostras de rocha triturada e cascalho. Os materiais testados eram compostos por partículas angulares de sienito, gnaisse e calcário, partículas de cascalho arredondado e materiais moreníticos de partículas subarredondadas. O tamanho máximo das partículas em todos os materiais era inferior a 128 mm. Os testes foram realizados em um consolidômetro de tensão controlada, com diâmetro interno de 500 mm, altura de 250 mm e espessura da parede do molde de 20 mm. Na Tabela 2, estão resumidas as propriedades dos materiais testados. O índice "chancado" é uma medida da quebra de partículas ocorrida durante o ensaio e corresponde à

porcentagem que passa na peneira onde, antes do ensaio, não passava nada. Um ensaio durou um ano, sendo inundado com água duas vezes. A partir deste ensaio, os autores concluíram que as deformações sob cada incremento de carga eram dependentes do tempo. Observou-se um aumento nas deformações quando a água foi introduzida e a quebra de partículas foi a principal causa da mudança de volume. As conclusões gerais do estudo foram: A compressão volumétrica diminui à medida que aumenta a dureza do material, os solos com grãos de superfície lisa comprimem menos do que os solos com grãos rugosos, a magnitude da compressibilidade volumétrica é inversamente proporcional à densidade relativa e por último os solos bem graduados comprimem menos do que os solos mal graduados.

No ano de 1963, Hendron compartilhou os resultados de ensaios de compressão uniaxial, nos quais foram aplicadas pressões verticais máximas de 22,7 MPa em quatro amostras de areias previamente secas em estufa. O propósito desses testes era investigar os efeitos da densidade relativa inicial no coeficiente de empuxo em repouso (k_0) e na capacidade de absorção de energia de cada tipo de areia. O equipamento utilizado por Hendron foi instrumentada para permitir a medição da tensão radial, possibilitando a análise do tensor de tensão completo. As quatro variedades de areia testadas foram: areia de Minnesota (com grãos de sílica uniformemente arredondados), areia da Pensilvânia (com grãos de sílica angulares e grossos), areia do rio Sangamon (com grãos subangulares de médio a fino) e areia do rio Wabash (com grãos subangulares bem graduados a subarredondados).

Hendron observou que a rigidez inicial de todas as areias aumentou conforme a densidade relativa se elevava. Ao comparar os resultados dos ensaios nas quatro categorias de areias, o pesquisador também evidenciou que as características dos grãos de areia influenciaram significativamente na magnitude do módulo edométrico (confinado). A título de exemplo, o módulo edométrico da areia arredondada de Minnesota foi de 9 a 10 vezes maior do que o obtido para a areia angular da Pensilvânia, considerando a mesma densidade relativa, conforme ilustrado na Figura 2.14.

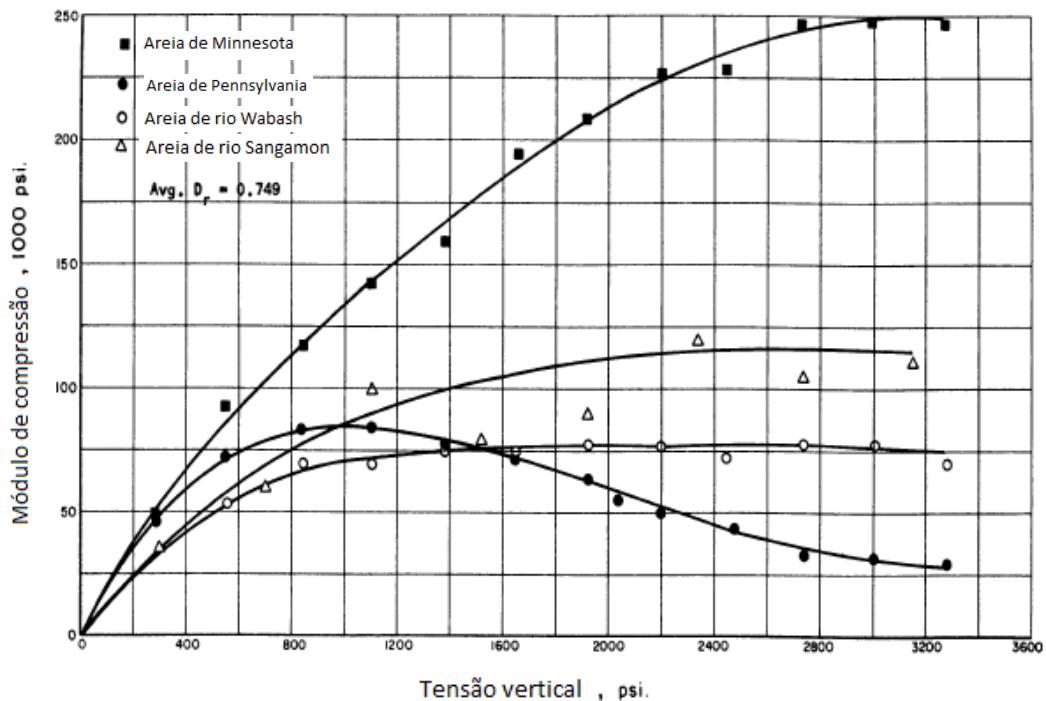


Figura 2.14 Modulo de compressão versus tensão vertical (adaptado Hendron, 1963)

Ao analisar as tensões verticais e radiais nas quatro diferentes amostras de areia, Hendron identificou os seguintes padrões: o coeficiente de empuxo em repouso (k_0) manteve uma magnitude constante para pressões baixas e intermediárias, também para pressões mais elevadas, houve um leve aumento nos valores de k_0 , durante a fase de descarga, as tensões verticais diminuíram em uma taxa mais rápida do que as tensões radiais, e por último nas fases finais de descarga, as tensões radiais superaram as verticais. Em pressões baixas e intermediárias, os valores de k_0 aumentaram à medida que a densidade relativa inicial diminuiu.

Contrariando a expectativa inicial, que associava o aumento da pressão de confinamento à elevação do ângulo de fricção interna em muitos tipos de solos, os ensaios de Hendron (1963) claramente indicaram que o k_0 mantinha uma relação inversa com o ângulo de fricção interna.

Hendron (1963) também destacou que, para um determinado nível de tensão, "todas as propriedades físicas mensuráveis são iguais e independentes do índice de vazios inicial antes da aplicação da carga." Por exemplo, ao representar os valores de tensão-deformação da areia da Pensilvânia em relação

ao índice de vazios versus a tensão vertical, observou-se que os dados dos ensaios para várias densidades relativas iniciais tendiam a se agrupar em uma única curva, conforme ilustrado na Figura 2.15.

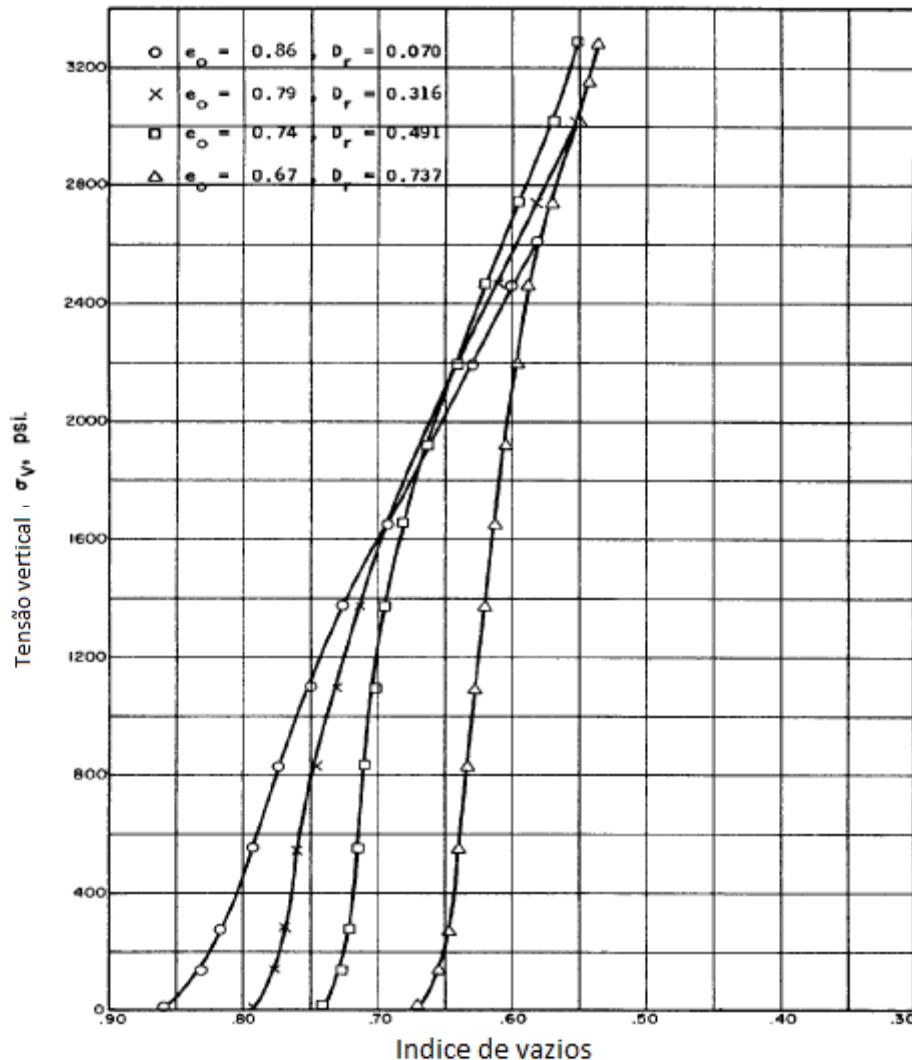


Figura 2.15 Variação da tensão vertical versus o índice de vazios durante aplicação da carga uniaxial adaptado Hendron (1963)

Hendron, Davisson, & Parola (1969) documentaram ensaios de deformação uniaxial não drenada conduzidos até níveis de tensão vertical máxima de 138 MPa em amostras remodeladas e não perturbadas de argila siltosa e silte arenoso. Os testes foram realizados para investigar a influência do grau de saturação no comportamento tensão-deformação em alta tensão e para refutar o conceito de grandes deformações se desenvolveriam em materiais de grão fino sob alta tensão devido à quebra dos grãos. Alguns de seus dados são suspeitos, pois as amostras dentro do dispositivo de teste não foram seladas e o fluido nos poros

poderia drenar da amostra e fluir através do mecanismo de carregamento. Os autores chegaram às seguintes conclusões: o grau de saturação e o índice de vazios inicial foram as principais variáveis que controlaram o comportamento tensão-deformação em altas tensões e por outro lado, desde que suas propriedades físicas iniciais fossem as mesmas, amostras remoldadas e não perturbadas exibiram comportamento tensão-deformação similar acima de 21 MPa.

2.7.2.

Ensaios triaxiais em altas tensões em diferentes solos

Vesic & Barksdale (1963) parecem ser os primeiros pesquisadores a publicar na literatura os resultados de ensaios triaxiais em tensões de confinamento de até 69 MPa. Eles conduziram os ensaios de compressão triaxial drenada e de tensão normal média constante em amostras secas e saturadas de areia do Rio Chattahoochee; todas as amostras foram preparadas secas. Esta areia tinha um coeficiente de uniformidade de 2,5, um tamanho médio de partícula de 0,37 mm e razões de vazios máximas e mínimas de 1,10 e 0,61, respectivamente; as amostras foram testadas a uma densidade relativa de 78%.

Os autores encontraram considerável curvatura na envoltória de ruptura ao longo da faixa de tensões de confinamento investigada; os ângulos de atrito secantes foram de 44º em tensões baixo de 0,07 MPa, 39º em 0,49 MPa, e 30º em tensões abaixo de 69 MPa. Os autores relatam que o componente de dilatância da resistência ao cisalhamento contribuiu para a curvatura da envoltória de falha; o componente de dilatância foi maior em um nível de tensões de 2,45 MPa e foi negligenciável acima de 4,90 MPa. Durante os testes de tensão constante a 4,71 MPa, os autores não detectaram nenhuma mudança de volume durante o cisalhamento, e em níveis de tensões mais altas, as amostras exibiram mudanças de volume compressivas.

A quebra de grãos significativa foi observada nas etapas de adensamento (Figura 2.16) e na aplicação do cisalhamento (Figura 2.17), sendo identificada uma maior quebra dos grãos na etapa de cisalhamento.

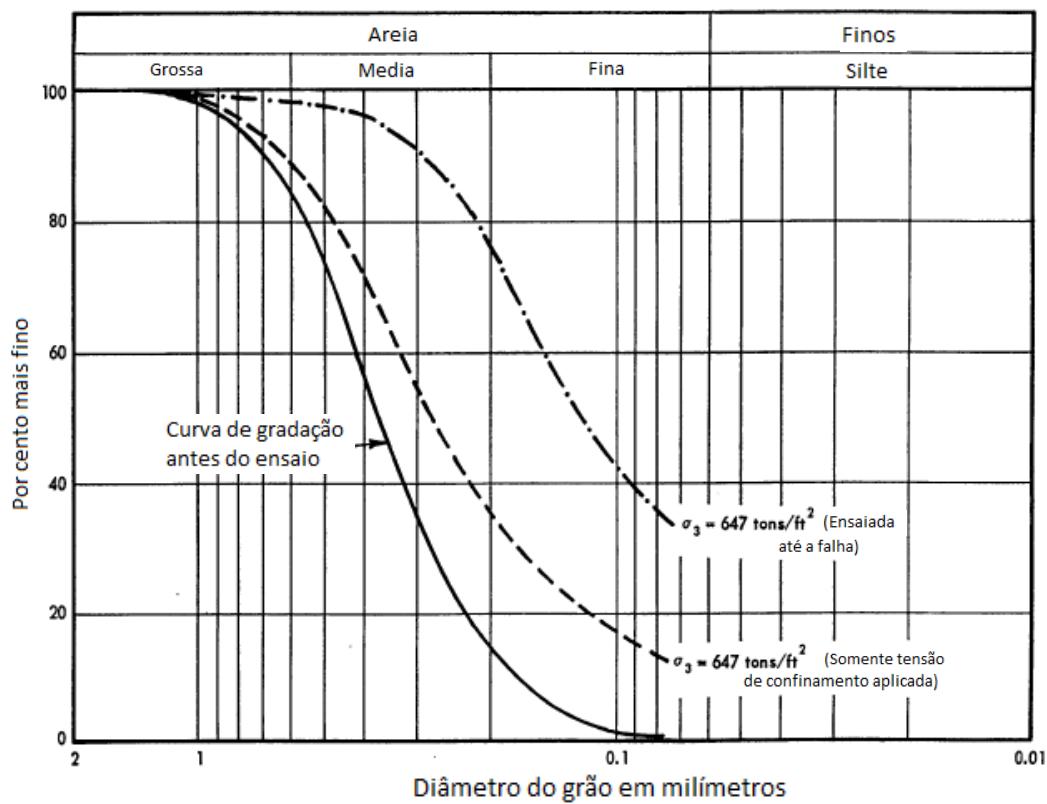


Figura 2.16 Curva granulométrica antes e depois da aplicação do confinamento de 69 MPa (adaptado Vesic & Barksdale, 1963)

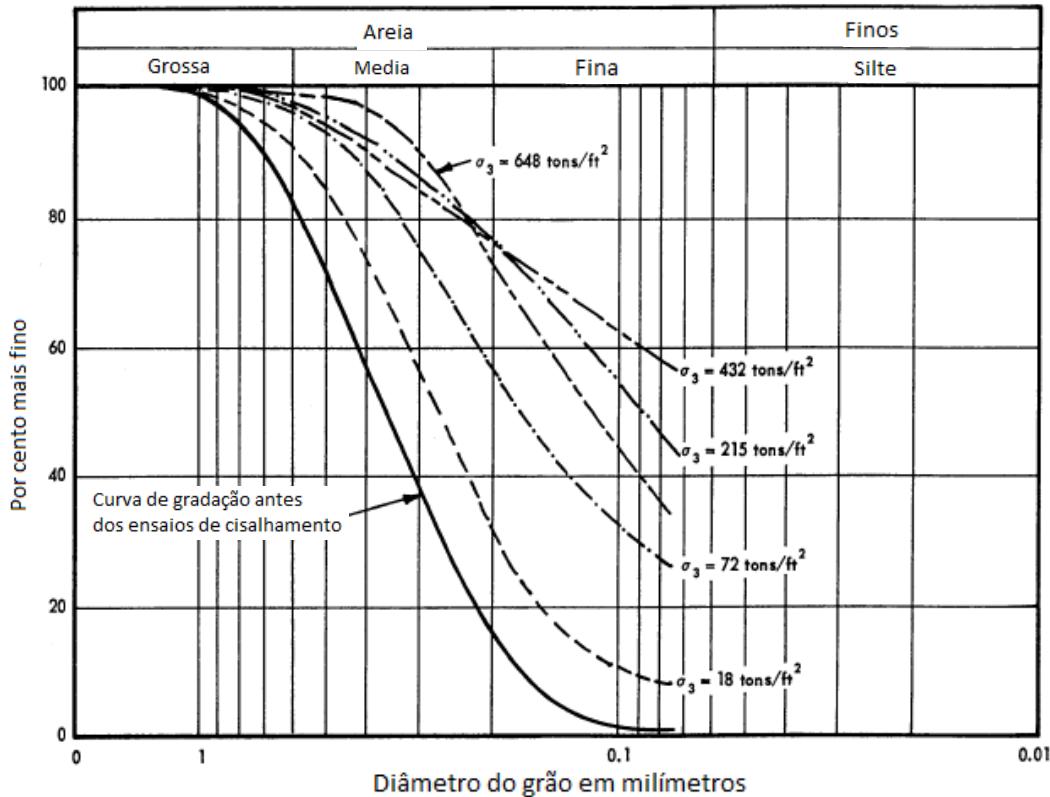


Figura 2.17 Curvas granulométricas antes e depois dos ensaios de compressão triaxial em altas tensões na etapa de cisalhamento (adaptado Vesic & Barksdale, 1963)

Os autores concluíram que: solos densos sem coesão exibem dilatância apenas em níveis baixos de tensão de confinamento; também que acima de uma “tensão crítica”, que foi de 4,9 MPa para esse ensaio para a areia do Rio Chattahoochee, a quebra de grãos foi um componente dominante durante o cisalhamento; de igual forma o componente friccional da resistência ao cisalhamento foi proporcional à tensão normal em toda a faixa de tensões investigada e por último o componente de dilatância da resistência ao cisalhamento é negligenciável acima da tensão crítica e atinge um máximo em aproximadamente metade dela.

Bishop, Webb, & Skinner (1965) descreveram oito ensaios (três ensaios de compressão triaxial consolidados e drenados, três ensaios de compressão triaxial consolidados e não drenados dois ensaios especiais) realizados em amostras de areia fofa saturada do Rio Ham. As porosidades máxima e mínima dessa areia foram de 48 e 38 %, respectivamente. A pressão de confinamento máxima aplicada foi de 6,9 MPa. Os três ensaios drenados exibiram apenas uma pequena

queda no ângulo de atrito, de $33,5^\circ$ para $30,2^\circ$, com o aumento da tensão. Foram necessárias deformações axiais entre 25 e 30 % para romper essas amostras. Todos os ensaios não drenados geraram poropressões positivas durante o cisalhamento. Um ensaio não drenado, com uma tensão de confinamento efetiva inicial de 6,83 MPa, teve um ângulo de atrito de apenas $21,3^\circ$ no pico de tensão desviadora e um ângulo de atrito de $34,2^\circ$ na falha final. Produziu um parâmetro de poropressão A de 1,0 no pico de tensão desviadora e um valor de 1,83 na falha final. Os autores observaram que esse comportamento conflitava com a teoria do estado crítico e atribuíram as diferenças à quebra de grãos.

Bishop (1966) forneceu um resumo do comportamento dos solos sob altos níveis de tensão. A maioria dos resultados apresentados foram de ensaios de compressão triaxial drenados e não drenados realizados no Imperial College em amostras saturadas de areia do Rio Ham, com tensões de confinamento máximas de 27 MPa. O autor produziu a Figura 2.18 detalhada a seguir.

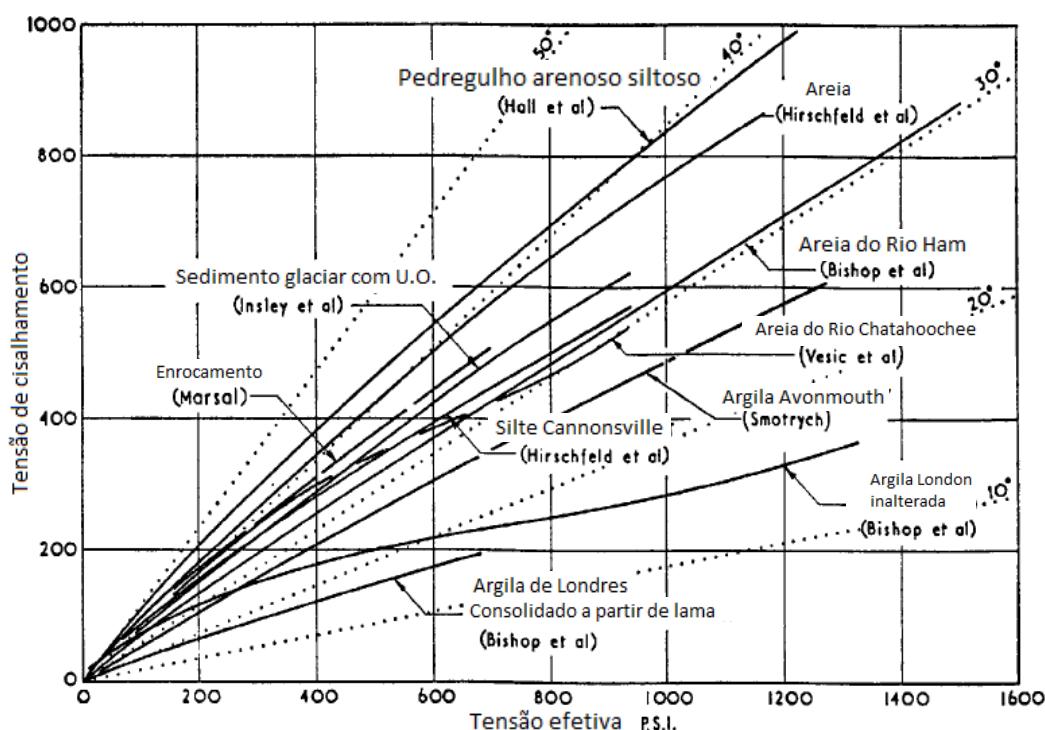


Figura 2.18 Envoltória de ruptura de ensaios drenados, para diferentes tipos de solos (adaptado Bishop, 1966)

As envoltórias de ruptura apresentadas na Figura 2.18, foram relatados na literatura para vários materiais. O autor afirmou que, para materiais granulares

(areias, cascalhos e enrocamentos), a curvatura da envoltória de ruptura estava associada à quebra de grãos e era mais distinta para materiais que “são inicialmente densos ou fortemente compactados” e “são inicialmente de tamanho de grão relativamente uniforme”. A quebra de grãos diminui o aumento de volume na falha e, assim, resulta em um ângulo de atrito reduzido na falha. Ao comparar os ângulos de atrito de ensaios drenados em amostras fofas e densas de areia do Rio Ham, Bishop encontrou uma diferença de 5º a uma tensão de 0,7 MPa, mas apenas uma diferença de 0,2 º a 6,9 MPa, ou seja, a magnitude dos ângulos de atrito converge com o aumento da pressão de confinamento. Amostras densas, que se dilatavam em níveis de tensão abaixo de 3,4 MPa, se compactavam durante o cisalhamento em níveis de tensão acima de 3,4 MPa. Bishop encontrou uma forte correlação entre o ângulo de atrito e a taxa de dilatação (d_s/d_a) e concluiu que “a curvatura da envoltória de falha é, por tanto, em grande parte explicada pela diminuição da taxa de dilatação com o aumento da tensão”

O autor relatou que a quebra de grãos ocorreu nos níveis de tensão mais elevados e que foi mais severo durante o cisalhamento do que durante a compressão hidrostática. Bishop relatou que os ensaios de cisalhamento não drenados em amostras fofas de areia do Rio Ham exibiram um comportamento instável semelhante ao das argilas rápidas (“quick clays”). Para uma amostra com uma tensão efetiva inicial de 6,2 MPa, o ângulo de atrito mobilizado no pico de tensão desviadora foi de 62% do valor na falha final.

Na sexta Conferência Internacional de Mecânica dos Solos, Bishop (1966) abordou novamente aspectos do comportamento do solo sob altos níveis de tensão de confinamento, onde definiu alta tensão de confinamento, níveis de 7 até 70 MPa. Também discutiu a tarefa frequentemente difícil de determinar a tensão de pico em ensaios de compressão triaxial drenados em materiais sem coesão, onde ocorre quebra de grãos em grandes deformações. Ele descreveu uma análise simples de tensão do empacotamento e contato das partículas, na qual o tamanho das partículas é eliminado das equações finais para a tensão de contacto. A partir dessa análise, ele concluiu que a magnitude de quebra e fratura dos grãos era controlada pela resistência e compressibilidade das partículas individuais e não pelo seu tamanho, e, portanto, podem ocorrer em níveis de tensão relativamente baixos. O autor também mostrou que solos com uma granulometria mal graduada inicial e assim uma alta porosidade inicial, geram

maiores deformações volumétricas durante o cisalhamento do que materiais bem graduados. Assim, um material bem graduado seria uma fonte melhor de aterro para barragens altas, reduzindo tanto a quebra de grãos quanto as mudanças no ângulo de atrito.

Lee e Seed (1966, 1967) documentaram uma série de ensaios de compressão triaxial realizados para investigar “a relação entre resistência, mudanças de volume e tensão de confinamento em ensaios drenados a altas tensões de confinamento”. Os ensaios foram executados em duas areias, a do Rio Sacramento e uma areia densa de Ottawa. Uma série mais extensa de ensaios foi conduzida na areia do Rio Sacramento, uma areia fina e uniforme com índices de vazios máximos e mínimos de 1,03 e 0,61 respectivamente, com grãos de forma sub-angulares a sub-arredondadas, consistindo principalmente de minerais de feldspato e quartzo. A areia de Ottawa tinha grãos bem arredondados, que “exibiram alta resistência ao esmagamento”. As amostras de ensaio totalmente saturadas tinham inicialmente 35,6 mm de diâmetro e 86,4 mm de altura, e foram ensaiadas a tensões de confinamento máximas de 13,73 MPa.

Lee & Seed (1967) descreveram uma série de ensaios nos quais as amostras foram preparadas com densidades relativas de 100% e testadas a tensões de confinamento variando de 0,098 a 11,77 MPa. As seguintes observações foram associadas ao aumento de tensão de confinamento: as curvas tensão-deformação transitaram de um comportamento frágil para um comportamento dúctil, a deformação axial até a ruptura aumentou, e a areia exibiu menos dilatância. Todos os ensaios drenados a tensões a tensões de confinamento acima de 2,9 MPa exibiram deformações volumétricas compressivas durante o cisalhamento. Os autores fizeram vários comentários notáveis sobre o comportamento tensão-deformação: “as características de mudança de volume tensão-deformação da areia densa em altas tensões de confinamento não são diferentes daquelas da areia fofa em baixas pressões” e “para cada tensão de confinamento, as mudanças de volume que acompanham as deformações de cisalhamento tendem a produzir amostras com a mesma razão de vazios na ruptura, mesmo que as razões de vazios iniciais possam ser muito diferentes”.

Lee e Seed (1967) indicaram que as inclinações das envoltórias de Mohr diminuíram com o aumento da tensão de confinamento até 3,92 MPa; as inclinações da areia densa diminuíram de 41 para 24º. E as da areia fofa diminuíram de 34 para 24º. Em tensões de confinamento acima de 3,92 MPa, as envoltórias de Mohr exibiram um leve aumento na inclinação e, em tensões mais altas, as envoltórias eram aproximadamente lineares. Nas pressões de confinamento mais altas, as amostras fofas e densas apresentaram resistência equivalentes, ou seja, as resistências medidas eram independentes das densidades iniciais das amostras. Em contraste com a areia do Rio Sacramento, os resultados dos testes em areia densa de Ottawa indicaram que a envoltória de falha teve uma inclinação gradualmente decrescente ao longo de toda a faixa de níveis de tensão investigados (0, 10 a 13,73 MPa). Os autores atribuíram as diferenças no caráter das envoltórias de falha à alta resistência à quebra da areia de Ottawa.

Para a areia do Rio Sacramento, Lee e Seed também determinaram o índice de vazios crítico, a tensão de confinamento crítica e a envoltória de Mohr sob condições de volume constante. Em tensões de confinamento abaixo 3,92 MPa, os autores descobriram que o índice de vazios crítico e a tensão de confinamento crítica estavam unicamente relacionadas entre si e eram “completamente independentes do índice de vazios inicial da amostra do ensaio”.

A quebra de grãos foi evidente nas amostras pós-teste tanto da areia de Ottawa quanto da areia do Rio Sacramento. Para a última areia, a porcentagem passando pela peneira #200 aumentou 2% (a granulometria original) para 50% quando submetida a uma pressão de confinamento de 13,73 MPa (Figura 2.19).

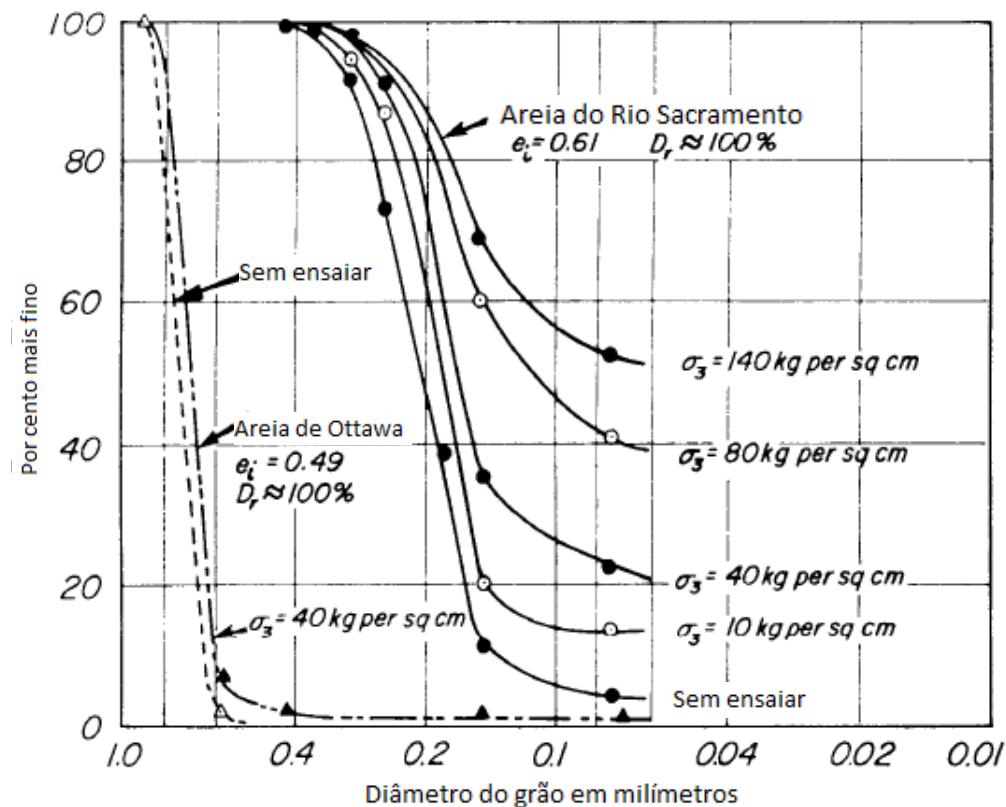


Figura 2.19 Variação da granulometria durante os ensaios de compressão triaxial drenados (adaptado Lee & Seed, 1967)

Lee e Seed consideraram necessário adicionar a quebra de grãos e os efeitos de rearranjo como um componente de resistência em uma relação para a resistência geral de um material sem coesão. A quebra de partículas teve uma influência considerável na resistência mobilizada em volume constante. Os autores afirmaram que “a quebra de grãos em ensaios a altas tensões de confinamento absorvera energia, fazendo com que o ângulo de atrito corrigido para os efeitos de dilatação seria maior que o ângulo de atrito de deslizamento”. Em sua relação, a resistência ao cisalhamento medida foi a soma da resistência devido ao atrito de deslizamento, efeitos de dilatação (um valor positivo para deformações volumétricas de dilatação e um valor negativo para deformações volumétricas compressivas).

Consoli et al. (2023) trabalharam em um estudo para determinar a linha de estado critico (LEC) para rejeitos de minério de ferro silto-arenoso sob um amplo espectro de tensões confinantes, variando de baixas a extremamente altas. A pesquisa buscou compreender o comportamento mecânico desse material em

pilhas de rejeitos secas, com ênfase no impacto da compactação e da quebra de grãos em condições de alta tensão.

A metodologia foi dividida em três etapas principais. Primeiro, realizou-se a caracterização física do material, incluindo análises de granulometria, índices de vazios e mineralogia. Os rejeitos foram classificados como areia siltosa não plástica, com partículas marcadamente angulares. Em seguida, foram conduzidos 14 ensaios triaxiais drenados, abrangendo tensões confinantes de 0,075 MPa a 120 MPa. Adicionalmente, foram realizados ensaios complementares para avaliar a compressibilidade isotrópica e a ocorrência de quebra de grãos. Por fim, os resultados foram analisados à luz da teoria da mecânica dos solos no estado crítico (CSSM), e uma nova equação foi proposta para modelar a LEC no plano volume específico (v) versus o logaritmo da tensão efetiva média ($\ln p'$).

Os resultados mostraram que, sob compressão isotrópica, amostras densas e fofas convergem para uma linha de compressão normal com o aumento da tensão. A quebra de grãos foi observada em tensões superiores a 1 MPa e aumentou significativamente com a tensão aplicada, causando mudanças na granulometria e influenciando o comportamento mecânico do material. No plano $v-\ln p'$, a LEC apresentou um formato curvo, que foi ajustado por uma função sigmoidal inversa. Esta curva é composta por três segmentos: uma seção inicial com inclinação suave, uma parte intermediária íngreme e uma seção plana em altas pressões, associada à quebra extrema de grãos. No plano tensão desviadora (q) versus tensão média efetiva (p'), foi observada uma não linearidade na LEC em pressões superiores a 2 MPa, diretamente influenciada pela quebra de partículas.

O estudo concluiu que o comportamento dos rejeitos sob altas pressões é fortemente influenciado pela quebra de grãos, o que altera a localização e a forma da LEC nos planos de tensões e densidades. A equação proposta fornece uma abordagem contínua para descrever o comportamento desses materiais e pode ser utilizada para aprimorar modelos constitutivos existentes. Esses resultados contribuem para um melhor entendimento do comportamento de rejeitos compactados em pilhas secas, auxiliando no projeto e na gestão geotécnica dessas estruturas.

2.8.

Fenômeno de quebra de grãos

Este fenômeno, é um dos principais fatores que dominam o comportamento do solo a altas tensões (Miura & Yamanouchi, 1975). Muitos problemas práticos estão relacionados a esse fenômeno na engenharia geotécnica, como a estabilidade de barragens de terra ou aterros, a capacidade de carga de estacas ou a interação de estacas com materiais esmagáveis ao redor de estacas cravadas (Daouadji & Hicher, 2009). A quebra de grãos consiste ao fato de que, após a partícula receber energia suficiente, ocorre sua falha, resultando na fratura em partículas menores. Este mecanismo induz um rearranjo dos grãos do material e uma maior compressibilidade do solo, culminando em alterações volumétricas e melhorias na graduação da amostra. Na figura Figura 2.20 a classificação dos modos de quebra de grãos correspondentes à fratura, que ocorre uma divisão do grão resultando em grãos semelhantes de menor tamanho; por atrito, que o grão se quebra em um único grão ligeiramente menor e vários muito menores; e por abrasão, que as asperezas do grão se quebram, resultando na produção de partículas finas (% $<d_{10}$).

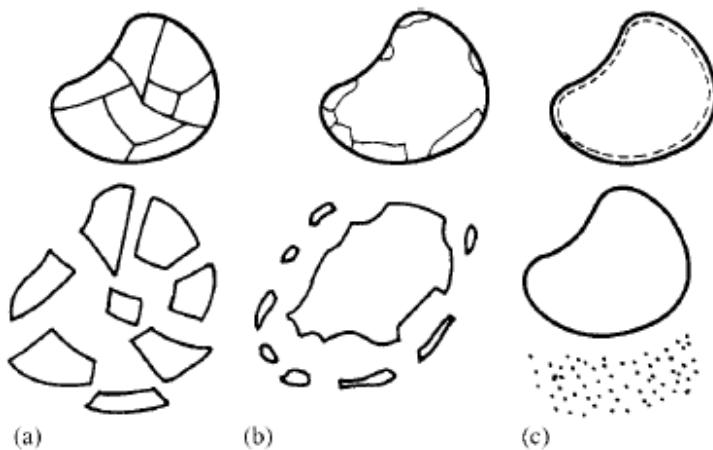


Figura 2.20 Diferentes modos de quebra de grãos a) Fratura b) Por atrito e c) Por abrasão (Daouadji & Hicher, 2009)

Existem diferentes causas que influenciam na quantidade de quebra que o material granular pode experimentar em altas tensões. Essas causas podem ser características intrínsecas do material ou fatores externos, os quais são detalhados a seguir.

- Características do material granular:

Dentro das características principais dos materiais granulares no que respeita à quebra de grãos são o tamanho de partícula, a forma do grão e a mineralogia. Em relação ao tamanho das partículas, pode-se dizer que, ao aumentar o tamanho dos grãos, a magnitude da quebra dos grãos também aumenta (Figura 2.21). Isso se deve principalmente ao fato de que as partículas de maior tamanho apresentam mais imperfeições ou defeitos em comparação com as de menor tamanho. Isso se reflete na alta probabilidade de que essas imperfeições presentes nas partículas desencadeiem a quebra delas. As partículas pequenas são geralmente formadas pela quebra dos grãos maiores com essas imperfeições. Como a quebra é um processo contínuo, espera-se uma menor quantidade de imperfeições nas partículas subdivididas.

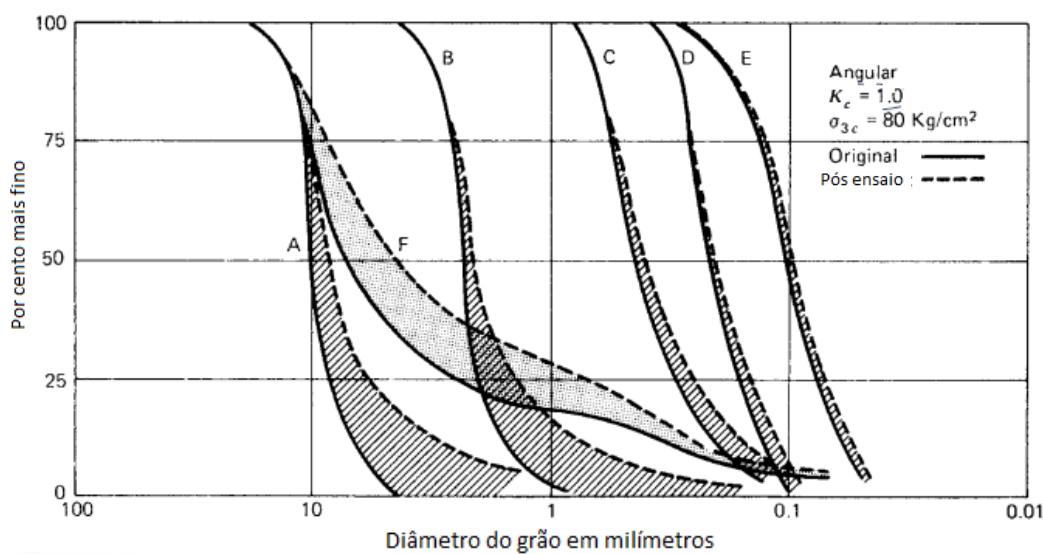


Figura 2.21 Comparação de quebra de grãos considerando diferentes tamanhos máximos de partículas (adaptado Lo & Roy, 1973)

No que se refere à forma das partículas, de maneira semelhante à influência do tamanho, ao aumentar a angulosidades delas, aumenta-se a quebra dos grãos (Figura 2.22). Partículas mais angulosas sofrem quebra facilmente, pois há uma concentração de tensões em pequenas zonas angulosas.

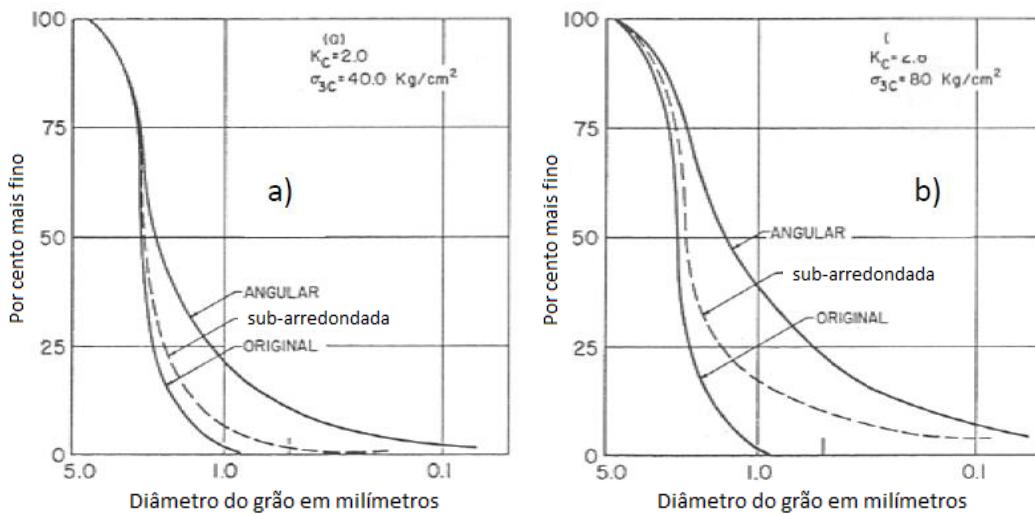
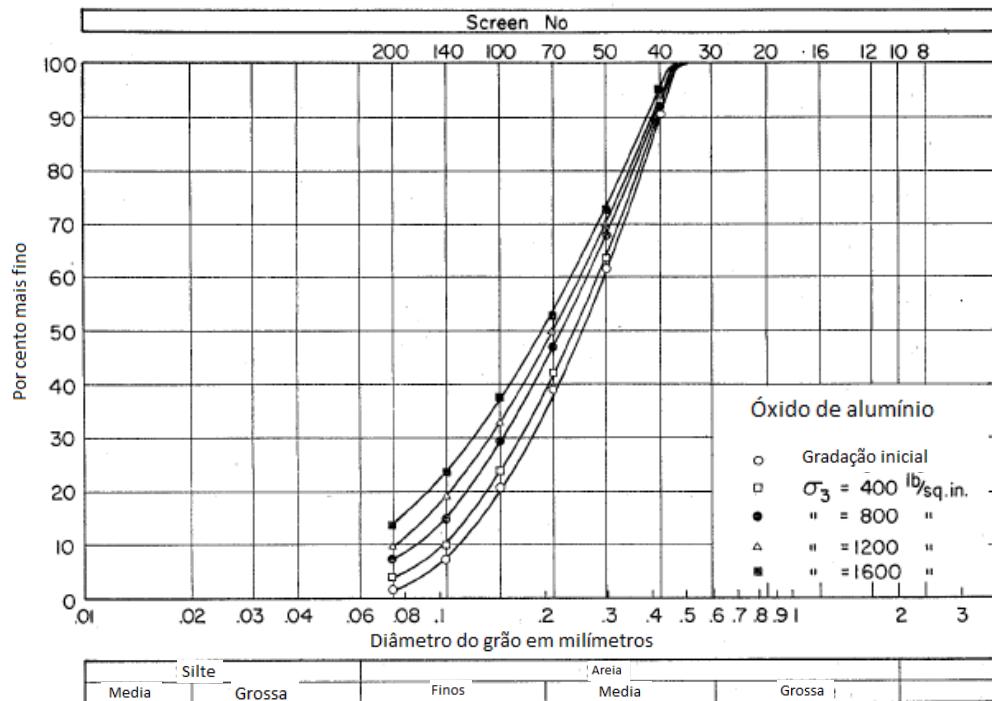


Figura 2.22 Comparação de quebra de grãos de areia angulada e areia sub-arredondada a) $\sigma_0 = 40 \frac{kg}{cm^2}$ b) $\sigma_0 = 80 \frac{kg}{cm^2}$ (adaptado Lo & Roy, 1973)

A mineralogia das partículas do material granular condiciona o efeito de quebra de grãos, principalmente pela resistência individual das partículas. Com isso, espera-se que, quanto mais resistentes forem as partículas, menor será a ruptura gerada ao serem submetidas a uma pressão de confinamento elevada. Isso é confirmado na Figura 2.23, onde são apresentados resultados de



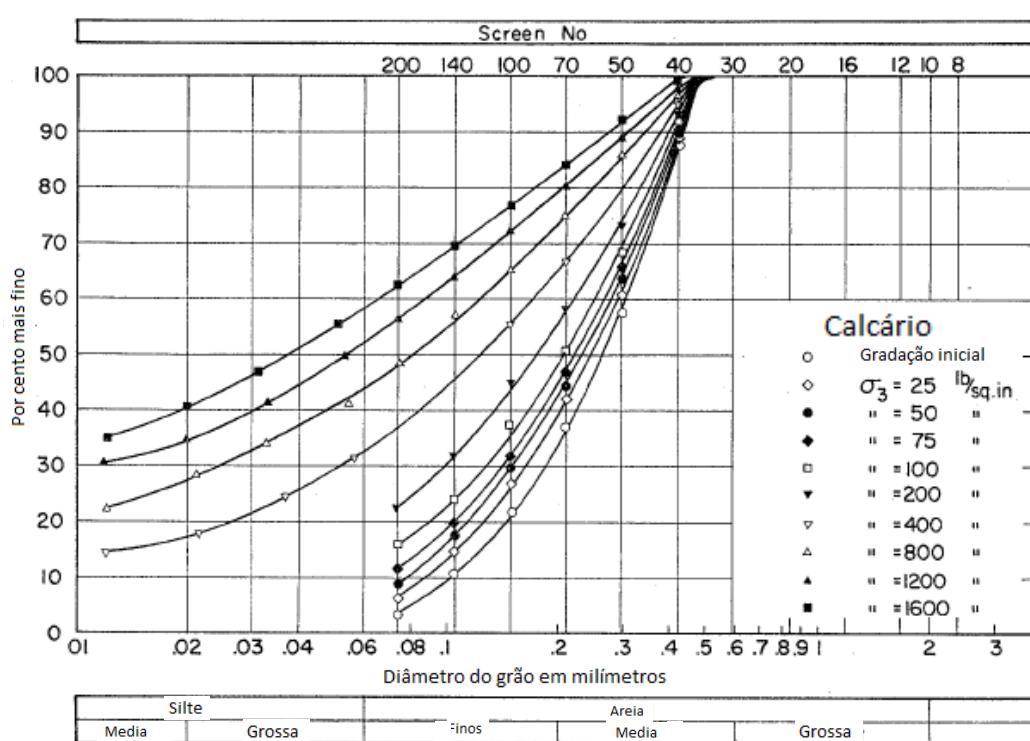
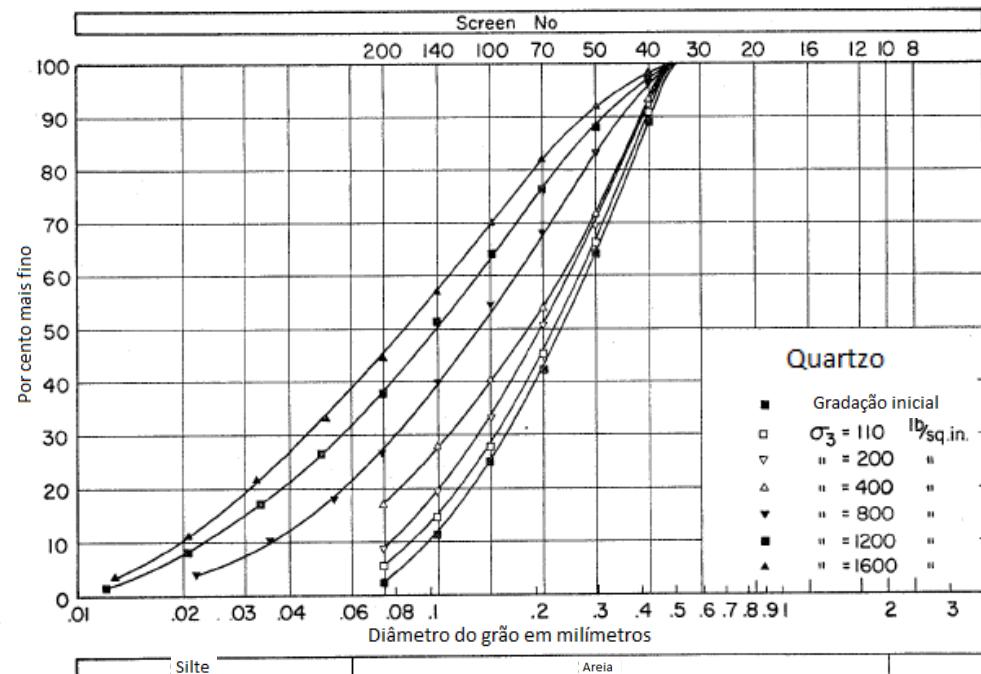


Figura 2.23 Granulometria de areias de grãos de diferentes tipos de minerais: alumínio, quartzo e calcário (adaptado Lo & Roy, 1973)

- Distribuição granulométrica inicial

A distribuição granulométrica inicial ou a graduação do material também condiciona a resposta mecânica em termos de ruptura de partículas. Espera-se que materiais com granulometria uniforme apresentem maior ruptura de partículas e, portanto, maior compressibilidade do que materiais bem graduados com o mesmo tamanho máximo de partículas.

Na Figura 2.24, são apresentados os resultados de Lee & Farhoomand (1967) para as distribuições granulométricas indicadas na Figura 2.21. É apresentado o termo de Ruptura Relativa na Figura 2.24 (1), definido pela razão entre D15 inicial/D15 final em função da maior tensão principal para ensaios de compressão triaxial. Observa-se que os materiais A e F, com igual tamanho máximo e distribuições uniformes e bem graduadas, respectivamente, apresentaram um comportamento distinto em termos de ruptura. O material A apresenta uma maior magnitude de ruptura de grãos para a mesma tensão principal maior em comparação com o material F. Por outro lado, na Figura 2.24 (2), observa-se algo similar em termos de compressibilidade para o material A em comparação com o material F. Essa resposta está associada principalmente ao fato de que o material A precisa cobrir uma maior quantidade de tamanhos para alcançar um estado mais compacto em comparação com o material F.

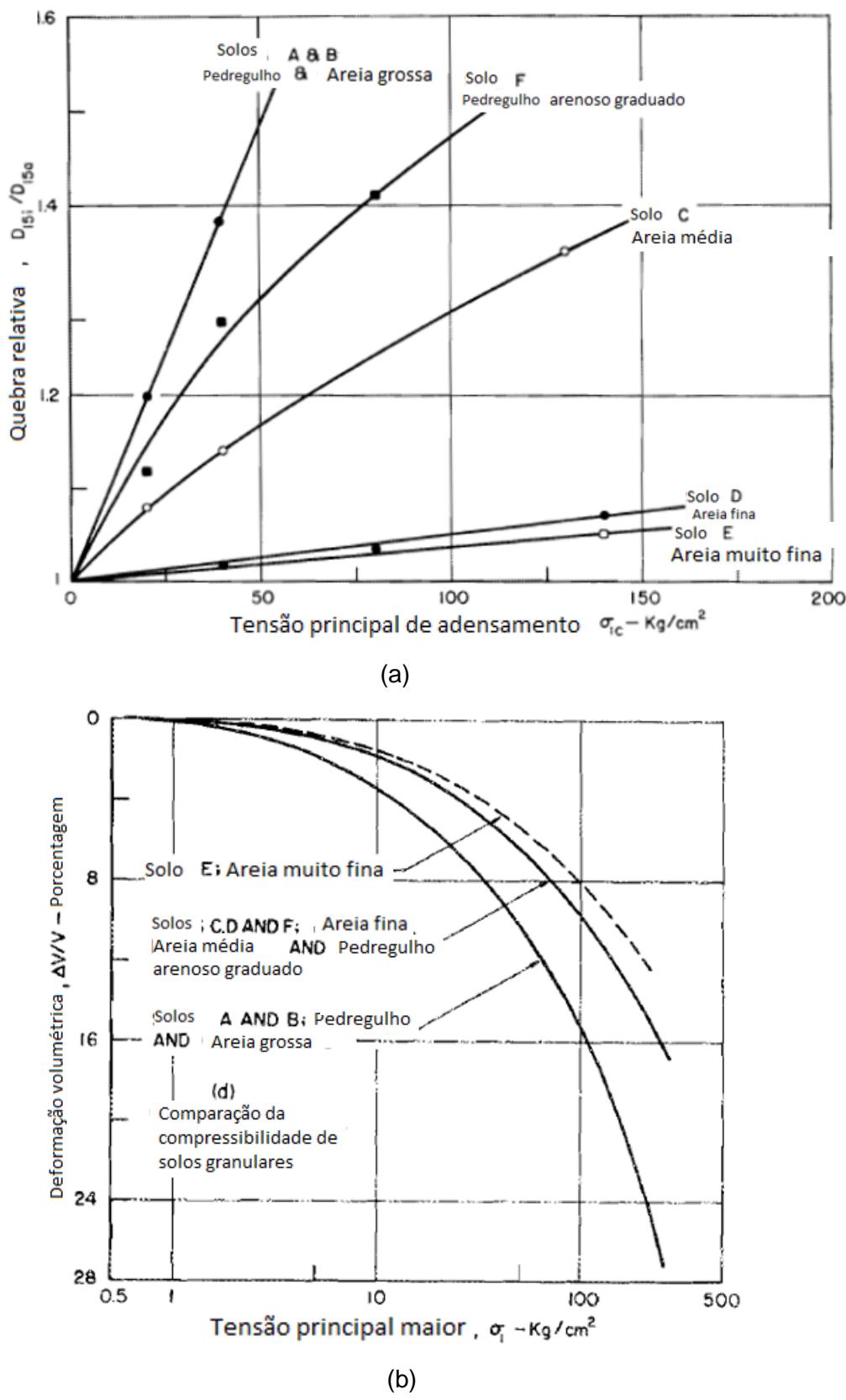


Figura 2.24 Comparação de ruptura e compressibilidade com diferentes tipos de graduação inicial a) Ruptura; b) Compressibilidade (adaptado Lee & Farhoomand, 1967)

- Efeito água

Alguns autores, entre os quais se destacam Lee & Farhoomand (1967), notaram que a quebra de grãos aumenta substancialmente com a presença de água. No entanto, Miura & Yamanouchi (1975) estudaram esse efeito com base em ensaios triaxiais e compressões confinadas para diferentes líquidos no processo de saturação. Eles investigaram o efeito da água na areia Toyoura sob uma perspectiva mecânico-química, mencionando que a perda de resistência dos grãos sob ação da água está ligada a mudanças na energia superficial das microfissuras já existentes, sendo a água o fator acelerador no processo de ruptura.

Os autores atribuem grande importância à água no processo de quebra de grãos, provavelmente ligada à sua alta polaridade, baixa viscosidade e baixo volume molar. Na Figura 2.25, é apresentado o aumento da quebra de grãos para condições de amostra seca e saturada em função da pressão isotrópica.

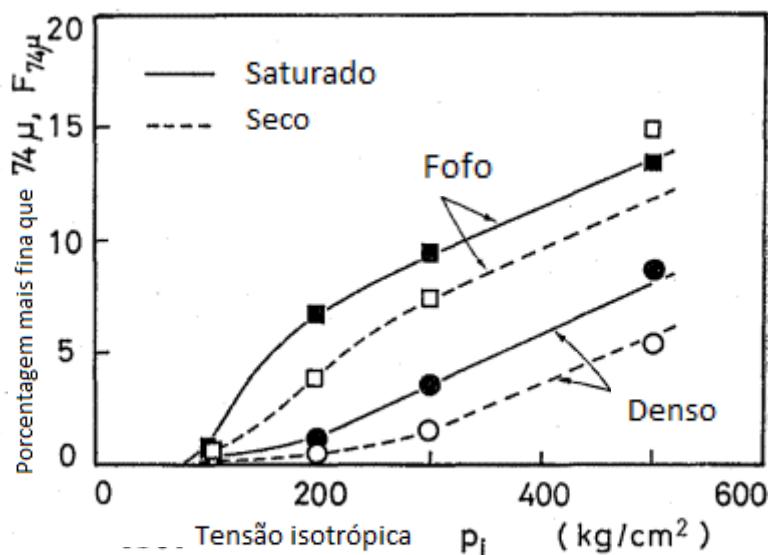


Figura 2.25 Comparação do grau de quebra de grãos em função da pressão isotrópica (adaptado Miura & Yamanouchi, 1975)

- Densidade do material

Os materiais granulares com diferentes densidades iniciais respondem de forma distinta diante de uma solicitação de cisalhamento. É esperado que, a baixas pressões, materiais densos apresentem uma resposta dilatante, enquanto

materiais fofos exibam uma resposta contrativa. A natureza dilatante de um material denso diminui com o aumento da pressão de confinamento, variando para um comportamento contrativo a pressões mais altas. A magnitude da pressão na qual o comportamento dilatante é suprimido depende apenas da densidade relativa inicial.

Também foi observado que a densidade inicial condiciona a resposta em termos de magnitude de quebra de grãos, sendo Al-Hussaini (1983) um dos primeiros a observar esse fenômeno, notando que há variações, embora não significativas, na distribuição granulométrica para materiais com densidades média e alta. Os resultados dos ensaios de Al-Hussaini (1983), realizados sobre cascalhos a pressões médias, mostram que o material denso apresenta uma quantidade ligeiramente maior de quebra de grãos em comparação com o material de densidade média.

Lade & Bopp (2005) investigaram o efeito da densidade relativa inicial sobre o comportamento drenado da areia Cambria, por meio de ensaios de compressão e extensão triaxial e consolidação isotrópica. Alguns resultados são apresentados nas Figura 2.26 e Figura 2.27 para compressão triaxial, Figura 2.28 e Figura 2.29 para extensão triaxial e Figura 2.30 para consolidação isotrópica, respectivamente. Ensaios foram comparados a diferentes pressões de confinamento, 2 MPa e 45 MPa.

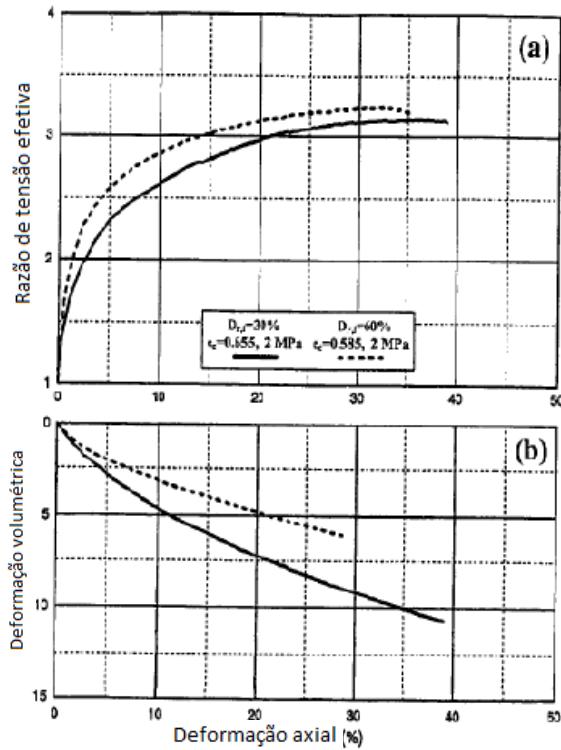


Figura 2.26 Comparação compressão triaxial drenada para DR=30% e DR=60%. $\sigma_0 = 2 \text{ MPa}$ (adaptado Lade & Bopp, 2005)

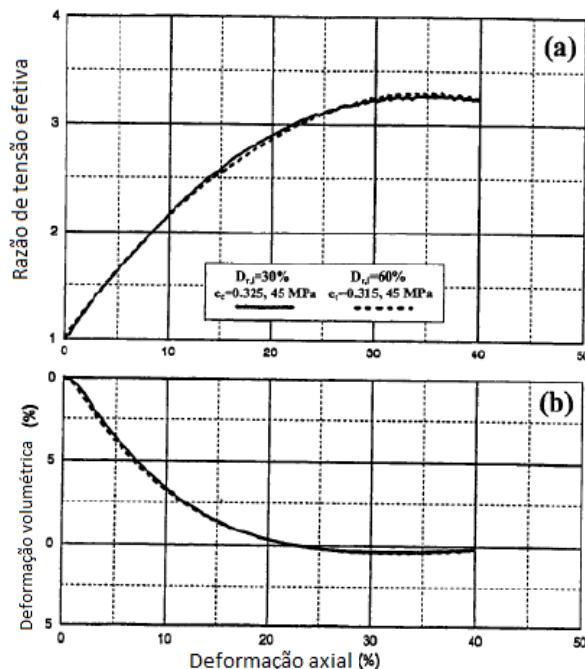


Figura 2.27 Comparação compressão triaxial drenada para DR=30% e DR=60%. $\sigma_0 = 45 \text{ MPa}$ (adaptado Lade & Bopp, 2005)

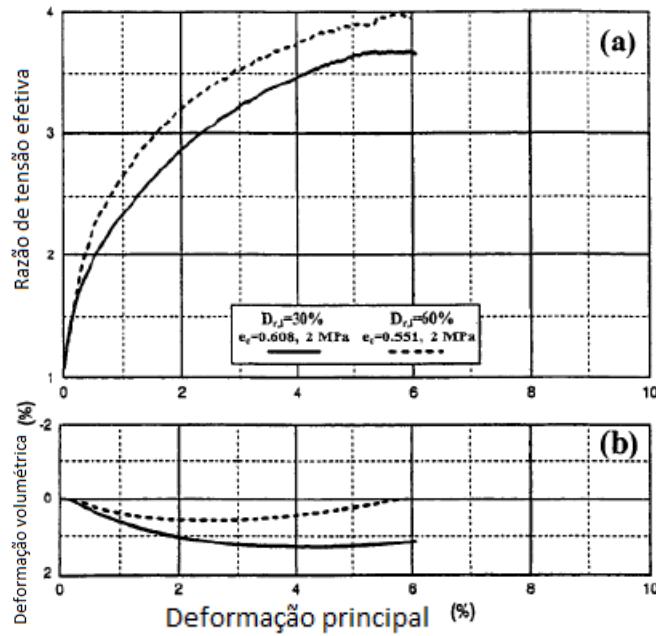


Figura 2.28 Comparação extensão triaxial drenada para DR=30% e DR=60%. $\sigma_0 = 2 \text{ MPa}$ (adaptado Lade & Bopp, 2005)

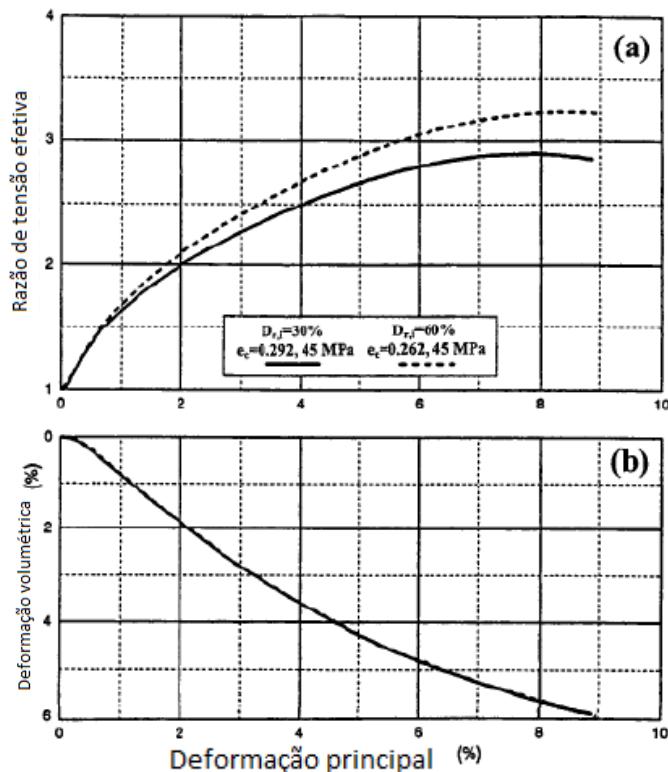


Figura 2.29 Comparação extensão triaxial drenada para DR=30% e DR=60%. $\sigma_0 = 45 \text{ MPa}$ (adaptado Lade & Bopp, 2005)

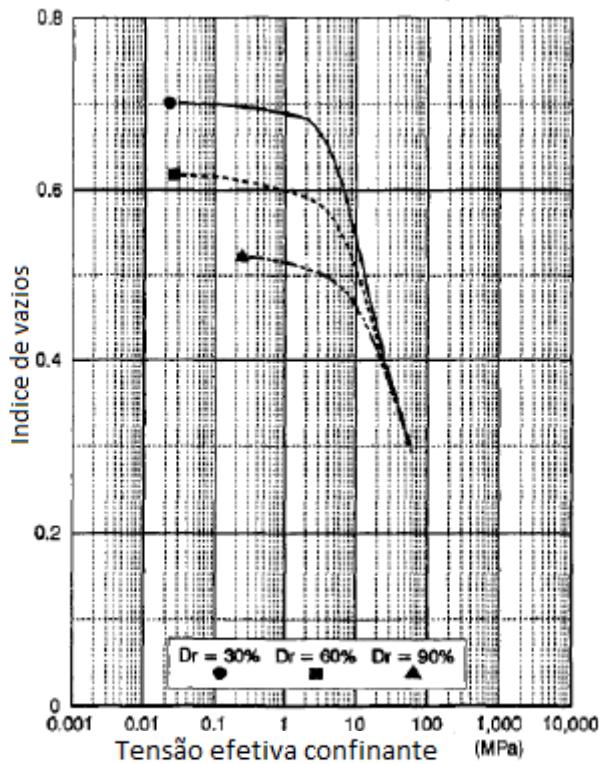


Figura 2.30 Indice de vazios associado à consolidação isótropa para distintas densidades relativas iniciais (adaptado Lade & Bopp, 2005)

Na Figura 2.26 b), observa-se que a areia solta ($DR= 30\%$) desenvolve uma maior contração, em termos de mudança volumétrica, em comparação com a areia de densidade média ($DR= 60\%$) sob uma pressão de confinamento de 2 MPa. Esse comportamento está associado principalmente ao grande rearranjo e à quebra de grãos na areia fofa durante a fase de solicitação de cisalhamento no ensaio. Com o aumento da pressão de confinamento para 45 MPa, ver Figura 2.27 b), ocorre maior quebra de grãos e rearranjo durante a fase de compressão isotrópica do ensaio, o que reduz gradualmente o efeito da densidade inicial sobre o comportamento. Isso é refletido na Figura 2.26.a) e na Figura 2.27.a), onde as respostas, em termos de relação entre tensões principais, deformação e variação volumétrica, se sobrepõem para o material fofo e de densidade média.

No caso de extensão triaxial, Figura 2.28. e Figura 2.29., observa-se um comportamento semelhante, notando que, para o intervalo de pressões ao qual o material foi submetido, desenvolve-se uma menor quantidade de quebra de grãos, e a densidade inicial ainda condiciona a resposta. Isso está associado à influência da trajetória de tensões no comportamento.

Para a compressão isotrópica em diferentes densidades, Figura 2.30., observa-se que existe uma pressão de confinamento acima da qual a resposta se torna independente da densidade inicial. Um comportamento semelhante é apresentado para a condição não drenada nos ensaios de compressão e extensão a altas pressões de confinamento, Figura 2.31 e Figura 2.32, respectivamente, onde é possível observar a comparação de respostas para DR= 30% e DR= 60% sob uma pressão de confinamento de 30 MPa.

Nesse caso, observa-se que a resposta é controlada pela tendência contrativa, o que se reflete no desenvolvimento de poropressões positivas, Figura 2.31 b) e Figura 2.32 b), e uma independência da densidade inicial na geração de poropressão. No entanto, em termos de resposta tensão-deformação, ainda não se elimina completamente a dependência da densidade inicial, Figura 2.31 a) e Figura 2.32 a).

Comparando a resposta drenada, Figura 2.26 a Figura 2.29, e não drenada, Figura 2.31 e Figura 2.32, observa-se que, no caso não drenado, ainda há dependência da densidade inicial no comportamento do material, ao contrário do caso de compressão drenada sob uma pressão de confinamento de 45 MPa. Isso está associado principalmente ao efeito conjunto da trajetória de tensões a que o material foi submetido e à magnitude da quebra de grãos gerada na compressão triaxial.

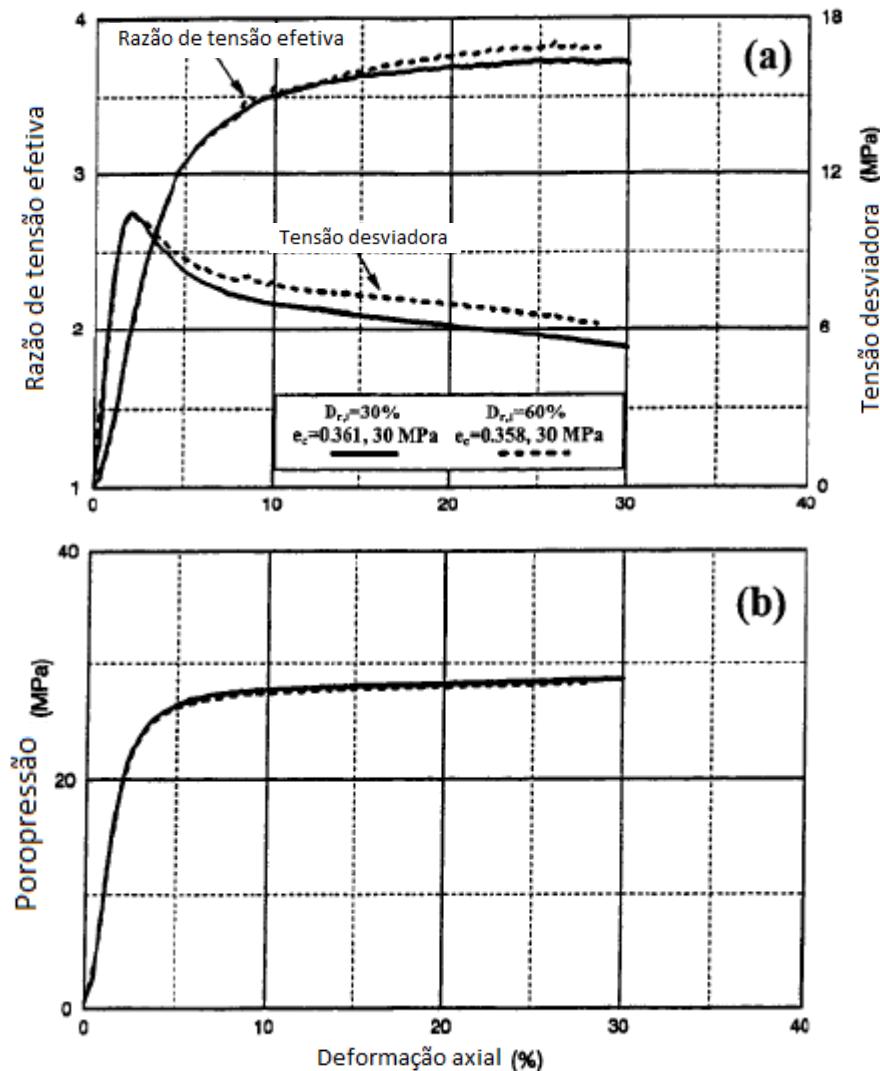


Figura 2.31 Comparação compressão triaxial não drenada para DR=30% e DR=60%. $\sigma_0 = 30 \text{ MPa}$ (adaptado Lade & Bopp, 2005)

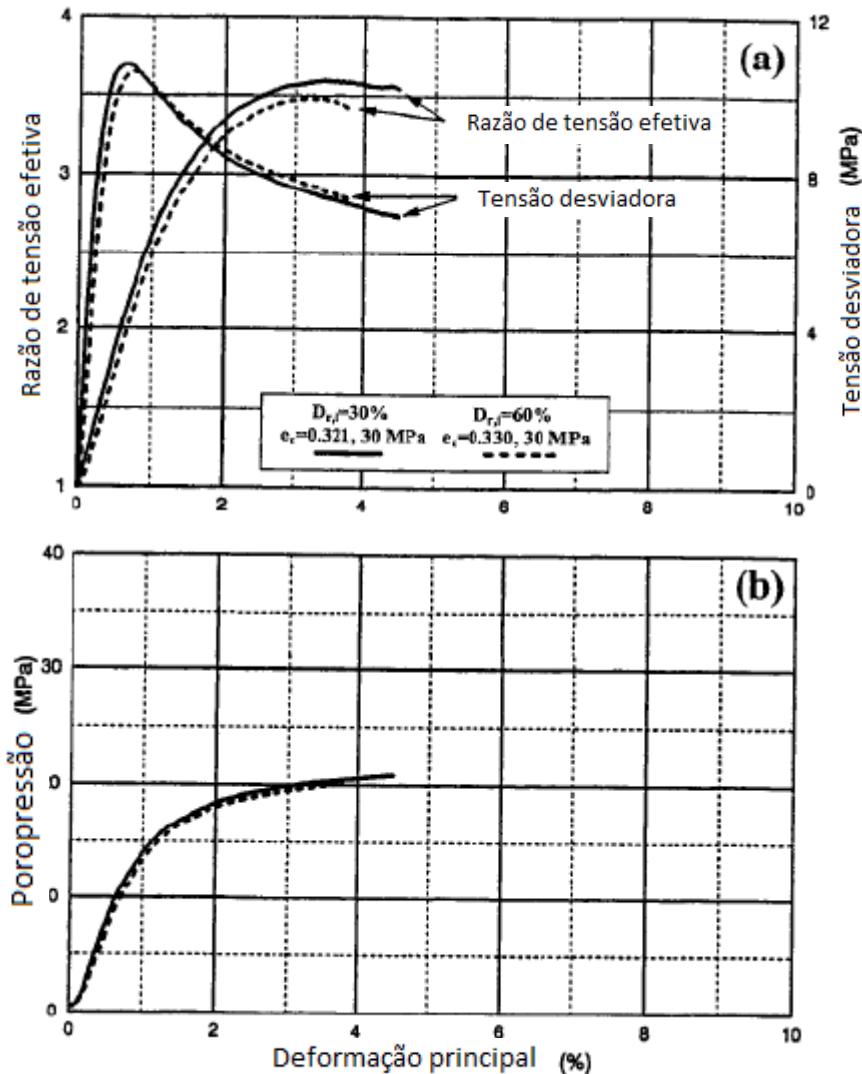


Figura 2.32 Comparação extensão triaxial não drenada para DR=30% e DR=60%. $\sigma_0 = 30 \text{ MPa}$ (adaptado Lade & Bopp, 2005)

- Efeito do Tempo

Vesic & Clough (1968) foram os primeiros a observar experimentalmente a dependencia do tempo no comportamento de materiais granulares submetidos a altas tensões. Eles observaram que o tempo necessário para conlcuir o processo de consolidação ou adensamento é proporcional à pressão de confinamento.

Takei, Kusakabe, & Hayashi (2001) estudaram o fenomeno de dependencia de tempo devido à quebra de grãos por meio de dois tipos de experimentos. No primeiro, foram realizados ensaios de quebra de grãos individuais de quatro materiais distintos, nos quais foram obtidas informaçoes sobre a quebra de grãos e o rearranjo, resistencia à ruptura, curvas de carga-deslocamento, numero de fragmentos e forma dos fragmentos após a ruptura. No segundo, ensaios de compressão unidimensional foram realizados em um grupo de particulas dos mesmos quatro materiais. A partir disso, foram obtidos resultados como os apresentados na Figura 2.33

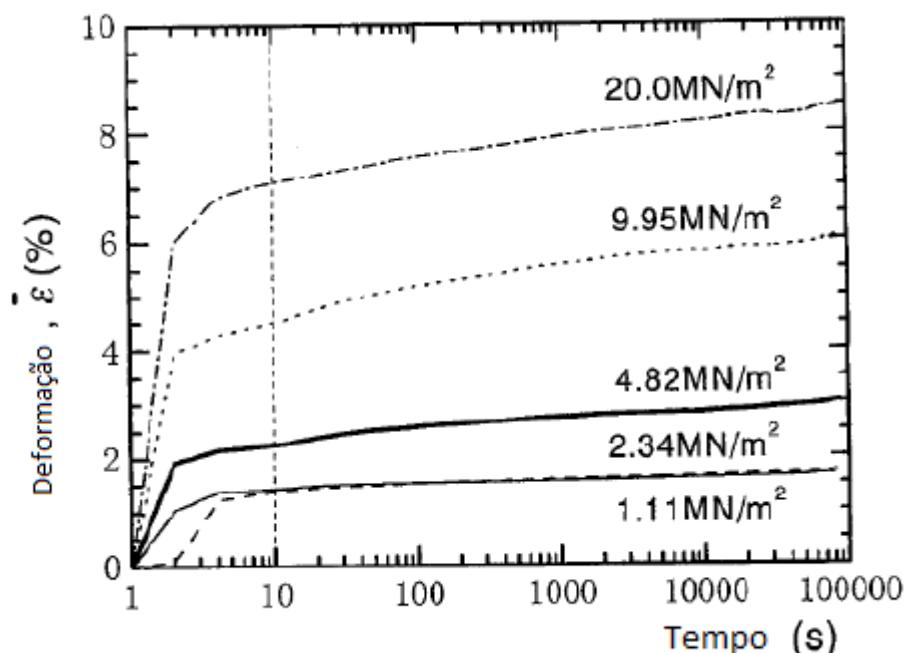


Figura 2.33 Curvas deformação-tempo com distintas tensões axiais sobre partículas de quartzo adaptado Takei et. al (2001)

Na pesquisa anterior, conclui-se que a dependencia do tempo no fenomeno de ruptura esta associada ao progresso com a correncia de quebra de grãos, seguida de um rearranjo dos fragmentos e redistribuição do estado tensional. Quando a tensão mobilizada excede a resistencia individual da particula, ocorre a ruptura e o estado de equilibrio do sistema se altera, gerando e reorganizando alguns fragmentos. Esses fragmentos se movem entre os poros até alcançarem uma nova condição de equilibrio. Sob essa nova condição, a ruptura e a redistribuição ocorrem novamente. O mecanismo especifico de ruptura pode variar dependendo das caracteristicas de quebra de grão individual.

- Trajetória de Tensões

O tipo de trajetória de tensões ao qual uma massa de solo é submetida determina e condiciona a magnitude da ruptura de partículas. Lee & Farhoomand (1967) compararam a ruptura relativa $D_{15\text{final}}/D_{15\text{inicial}}$ em função da tensão principal maior σ_1 , para consolidações isotrópicas ($K_c = \sigma_1/\sigma_3 = 1$) e consolidações anisotrópicas ($K_c > 1$), onde se observa que a magnitude da ruptura aumenta com a razão de consolidação K_c , o detalhe na Figura 2.34.

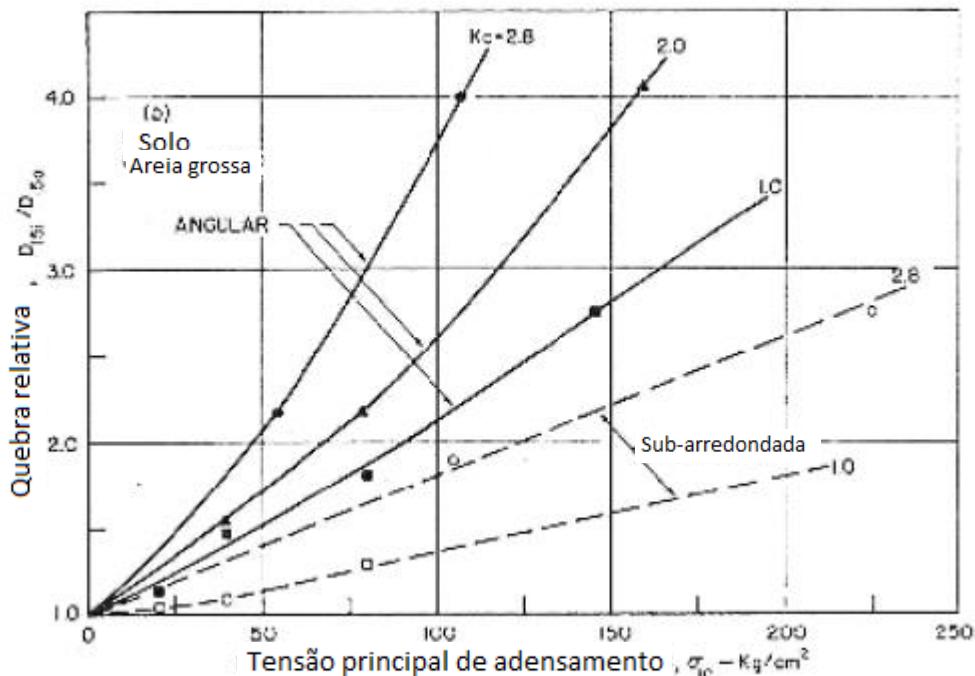


Figura 2.34 Comparação consolidação isotropa e anisotropa na magnitude de rotura de partículas (adaptado Lee & Farhoomand, 1967)

Vesic & Clough (1968) compararam a distribuição granulométrica para ensaios de consolidação isotrópica e compressões triaxiais sob a mesma pressão de confinamento (Figura 2.35). Nesse estudo, observa-se a importância da solicitação de cisalhamento sobre a magnitude da ruptura, verificando-se um aumento na ruptura com maior pressão de confinamento, que é ainda mais acentuada quando há solicitação de cisalhamento.

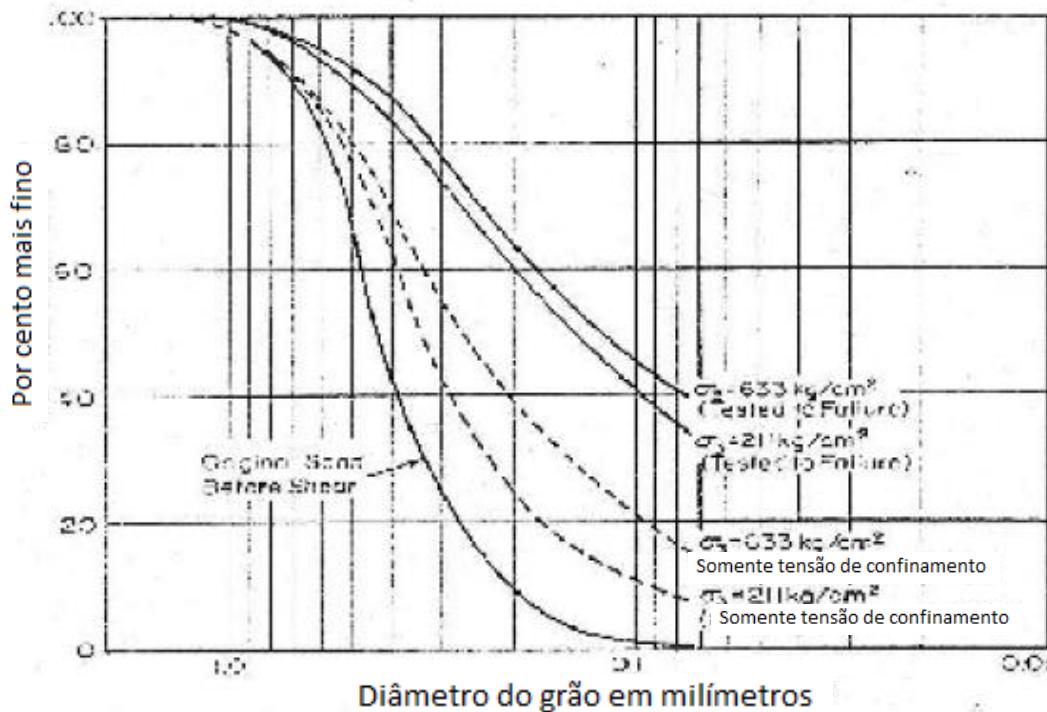


Figura 2.35 Comparação consolidação isotrópica e compressão triaxial na magnitude de quebra de grãos adaptado Vesic & Clough (1968)

Fukunomoto (1992) realizou um estudo em que complementou resultados de outros autores para analisar a magnitude de quebra de grãos em diversas trajetórias de tensões. Nesse estudo, ele quantificou a evolução da distribuição granulométrica para materiais com graduação uniforme em ensaios triaxiais CID, compressão unidimensional e ensaios de compactação. Nas ss e ss são apresentados os resultados para compressão unidimensional e ensaios de compactação, respectivamente.

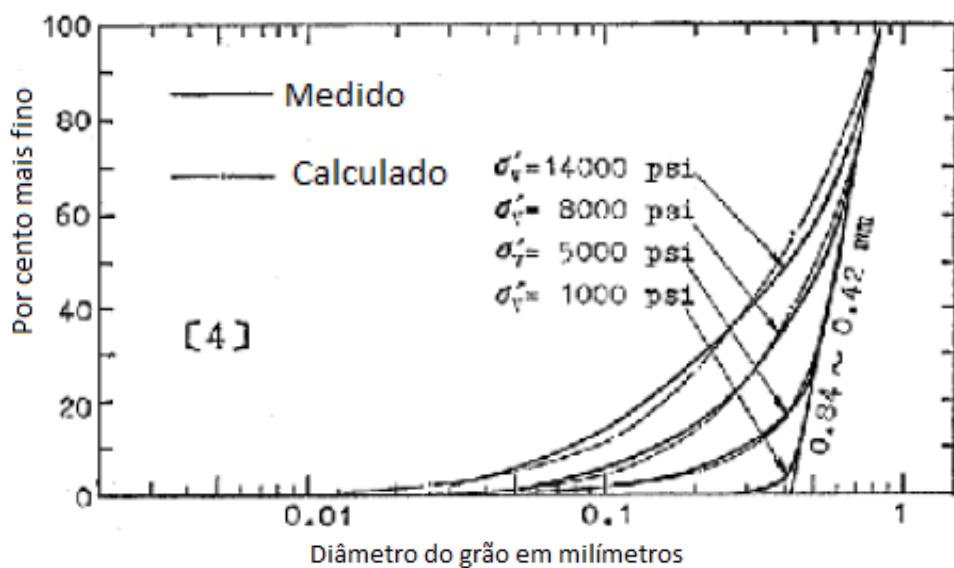


Figura 2.36 Comparação magnitude de quebra de grãos compressão uniaxial a distintas tensões verticais (1000 psi= 70 kn/cm²) (adaptado Vesic & Clough, 1968)

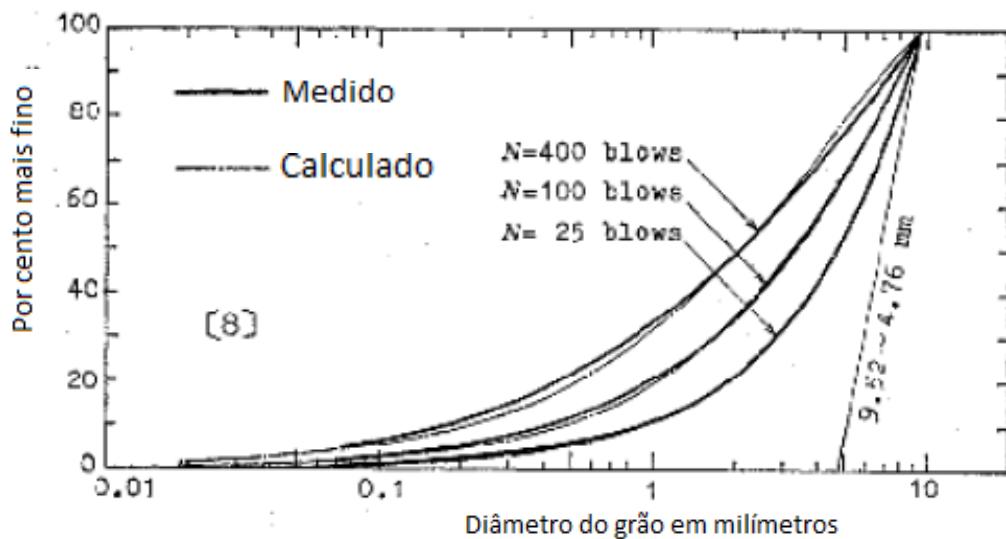


Figura 2.37 Comparação de quebra de grãos na compactação a distintos números de golpes (adaptado Vesic & Clough, 1968)

Com o exposto, observa-se a progressiva alteração na distribuição granulométrica (aumento da ruptura) ao aumentar a tensão vertical e o número de golpes nos ensaios mencionados anteriormente.

Também, a resistência mecânica dos grãos pode estar relacionada, a sua natureza mineralógica, por outro lado, ao seu estado de alteração (efeito envelhecimento). Sendo as menores partículas mais resistentes do que as maiores (efeito de escala). O aumento na quebra de grãos também depende da angularidade dos grãos (fator de forma). Isso pode ser devido a uma maior fragilidade nos pontos de contato com raios de curvatura pequenos e à intensidade das forças nos pontos de contato.

A evolução da quebra de grãos pode modificar a permeabilidade do material granular, ou aumentar os recalques da estrutura construída sobre o solo, ou da estrutura disposta de um material granular, como aterros ou diques de barragens ou pilhas de rejeitos.

2.8.1.

Quantificação de quebra de grãos

Para a quantificação de quebra de grãos, diversos autores propuseram parâmetros indicadores baseando-se principalmente na comparação da granulometria antes e depois do ensaio. Alguns desses parâmetros são baseados em um tamanho específico de partículas, enquanto outros se baseiam em variações em toda a faixa de distribuição de tamanhos de partículas. Os parâmetros de quebra de grãos mais utilizados na literatura correspondem aos desenvolvidos por Marsal (1967), Lee & Far (1967) e Hardin (1985).

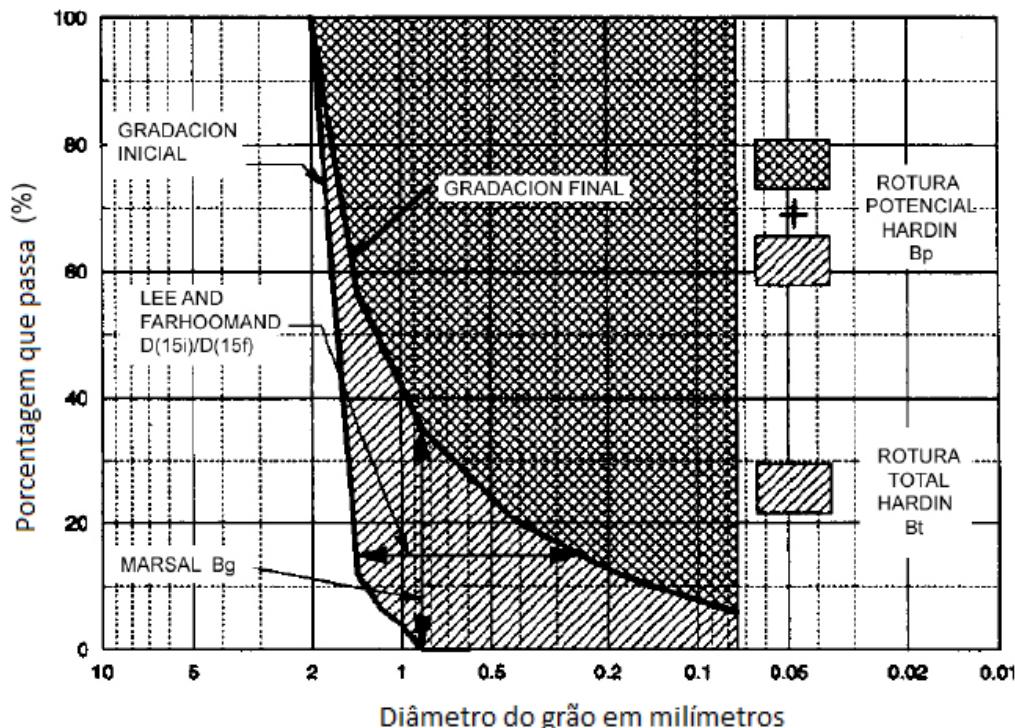


Figura 2.38 Definição gráfica dos parâmetros de quebra de grãos modificado pelo (adaptado De la Hoz, 2007)

O parâmetro B_g foi desenvolvido por Marsal (1967), baseando-se nos projetos e construção de barragens de enrocamento. B_g é definido como a soma das diferenças positivas entre os porcentuais de material retido nas peneiras antes e depois de um ensaio.

Também foi definido a Quebra Relativa ou “Relative Crushing” como D_{15} inicial/ D_{15} final, onde são comparados os tamanhos para o 15% de material que passa antes e depois de um ensaio. A escolha de D_{15} se deve ao fato de que a pesquisa desses autores se focou em projetos de filtros para barragens de terra.

E Hardin (1985) baseou sua quantificação da quebra de partículas nas variações em toda a distribuição granulométrica, definindo duas diferentes quantidades: Quebra Potencial, B_p , como a área entre a distribuição granulométrica inicial do solo e a peneira de malha Nº200 (0,074 mm) e Quebra Total, B_t , como a área entre a distribuição granulométrica inicial e final. Com isso, ele define a Quebra Relativa ou “Relative Breakage”, B_r , como a razão entre Quebra Total e Quebra Potencial.

$$B_r = \frac{B_t}{B_p} \quad (2.1)$$

Outro parâmetro utilizado para quantificar a quebra de grãos obedece à Área Superficial Específica ou “Specific Surface Area”, definido pelas seguintes expressões:

$$S_w = \frac{6 \sum \frac{V_i}{d_i}}{\rho \sum V_i} \quad (2.2)$$

$$S_w = \frac{6}{\rho \bar{D}} \quad (2.3)$$

Em donde:

V_i : correspondente ao Volume Relativo aos grãos i (L^3)

d_i : diâmetro médio de grãos i (L)

ρ : densidade seca do material ($\frac{M}{L^3}$)

D : diâmetro médio ponderado

Para a determinação da Área Superficial Específica, assume-se que as partículas são esferas sólidas perfeitamente lisas. Essa determinação é geométrica e utiliza todo o intervalo de tamanhos de partículas da distribuição granulométrica.

Wagner et al. (2023) desenvolveram uma pesquisa por motivo da necessidade de investigar novas técnicas de disposição para os subprodutos da extração de minério de ferro. Mencionam que uma alternativa podem ser as pilhas secas ou “Dry Stackin”, onde os rejeitos são filtrados, compactados em camadas não saturadas e estáveis, sem necessidade de barragens de retenção. A compactação é realizada usando rolos compactadores que submetem os rejeitos

a cargas de compactação e vibração. Este método, especialmente em climas tropicais como o do Brasil, requer investigação adicional.

O programa experimental incluiu a caracterização física dos rejeitos e a avaliação do comportamento da quebra de partículas sob três condições diferentes: ensaios cíclicos e estáticos de edômetro, ensaios de compactação de laboratório (tensões padrão e modificado) e ensaios de vibração. Foram estudados rejeitos de uma mina do Quadrilátero Ferrífero em Minas Gerais, Brasil, em duas amostras representativas, variando principalmente na quantidade de partículas de tamanho de argila, mas com mineralogia semelhante (aproximadamente 77% de quartzo e 19% de óxido de ferro).

Para os ensaios de vibração, seguiu-se a norma ASTM D 4253, usando uma mesa vibratória vertical para determinar a densidade máxima dos rejeitos. Nos ensaios de compactação de laboratório, avaliam-se as características de compactação sob esforços padrão e modificado conforme as normas ASTM D 698 e ASTM D 1557. Nos ensaios de edômetro, simulou-se a compactação com os rolos compactadores de campo, aplicando diferentes cargas e frequências de vibração para determinar as tensões nos rejeitos.

Os resultados mostraram que não houve quebra de grãos nos ensaios de densidade máxima por vibração. As curvas de compactação indicaram que a distribuição granulométrica não sofreu influência significativa das tensões de compactação. Observou-se quebra de grãos apenas em testes cíclicos de edômetro sob pressões extremadamente altas, muito além das aplicadas em campo como mostra a Figura 2.39.

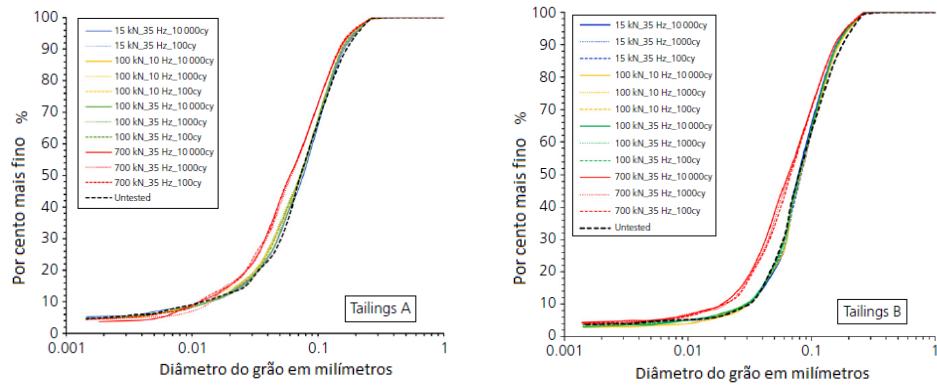


Figura 2.39 Curvas granulométricas antes e depois dos ensaios edométricos cíclicos adaptado Wagner et al. (2023)

A frequência de carga e o número de ciclos não influenciaram significativamente a quebra de grãos. Finalmente a pesquisa concluiu que a quebra de grãos ocorreu apenas em tensões muitas altas, não relevantes para as condições usuais de campo. A mineralogia dos rejeitos (principalmente quartzo e óxido de ferro) contribuiu para a resistência à quebra sob tensões típicas de campo. A eficiência da compactação diminuiu com o aumento dos ciclos aplicados, necessitando energias mais altas para maior densificação. A escolha do equipamento de compactação em campo deve focar na energia aplicada e em razões operacionais, já que a frequência de carga e o número de ciclos não influenciaram significativamente a quebra de grãos.

3

Programa experimental

Este capítulo tem como propósito apresentar, de forma abrangente e estruturada, o planejamento adotado para a realização dos ensaios com rejeito de ferro. Inicialmente, será abordado o processo de construção e calibração da célula edométrica de parede fina, instrumentada para monitorar e avaliar as tensões horizontais durante os ensaios. Essencial para garantir a precisão dos dados obtidos e para compreender os mecanismos que regem o comportamento do material. Adicionalmente, serão discutidos os níveis de tensões considerados relevantes para a pesquisa, detalhando como esses parâmetros se relacionam com as alturas das estruturas de disposição de rejeitos existentes e com aquelas projetadas para futuras implementações. Essa análise busca estabelecer uma correlação direta entre os resultados experimentais e as demandas práticas da engenharia geotécnica em contextos de mineração. Também são apresentados os resultados da caracterização do material, os ensaios de análise granulométrica, limites de consistência, densidade de partículas. Além disso, os ensaios triaxiais do tipo CIU são descritos, fornecendo uma base para a avaliação comparativa e para a análise aprofundada da resposta mecânica do rejeito sob condições de compressão confinada.

3.1.

Material Ensaiado

Para maior entendimento da caracterização geotécnica do rejeito nos ensaios de compressão confinada nesta pesquisa, foram utilizados ensaios realizados por laboratório contratado, localizada no quadrilátero ferrífero localizado no estado de Minas Gerais. Os ensaios foram conduzidos em amostras oriundas de um aterro experimental que foi alreado com o objetivo de estudar o comportamento do material para sua futura disposição em empilhamento a seco. Logo, são detalhados os ensaios de curva granulométrica e ensaios de Limites de Atterberg, além de análises visual por meio de microscópio ótico, realizados pelo autor dessa pesquisa para confirmar os resultados fornecidos.

3.1.1.

Ensaios externos

Como foi mencionado anteriormente, o material é proveniente de um aterro experimental, nele foram executados ensaios de caracterização, compactação, adensamento, permeabilidade e ensaios triaxiais CIU. Para a realização destes ensaios foram utilizadas amostras em diferentes camadas do aterro experimental, a seguir a tabela o detalhe dos ensaios realizados e a denominação das amostras na Tabela 3.1.

Tabela 3.1– Ensaios realizados externamente em diferentes camadas do aterro experimental

Amostra	Camada	Granulometria	Limites de Atterberg	Compactação	Adensamento	Triaxiais CIU
S21010	2 ^a	-	-	-	Sim	Sim
S21012	2 ^a	Sim	Sim	Sim	-	-
S21020	5 ^a	Sim	Sim	Sim	-	-
S21064	9 ^a	Sim	Sim	Sim	-	-
S21079	11 ^a Sem informação	Sim	Sim	Sim	-	-
S21018	Sem informação	-	-	-	Sim	-
S21077		-	-	-	Sim	-

Ensaios de granulometria foram executados para as amostras S21012 (2^a camada), S21020 (5^o camada), S21064 (9^o camada) e S21079 (11^o camada), os resultados são detalhados na Figura 3.1.

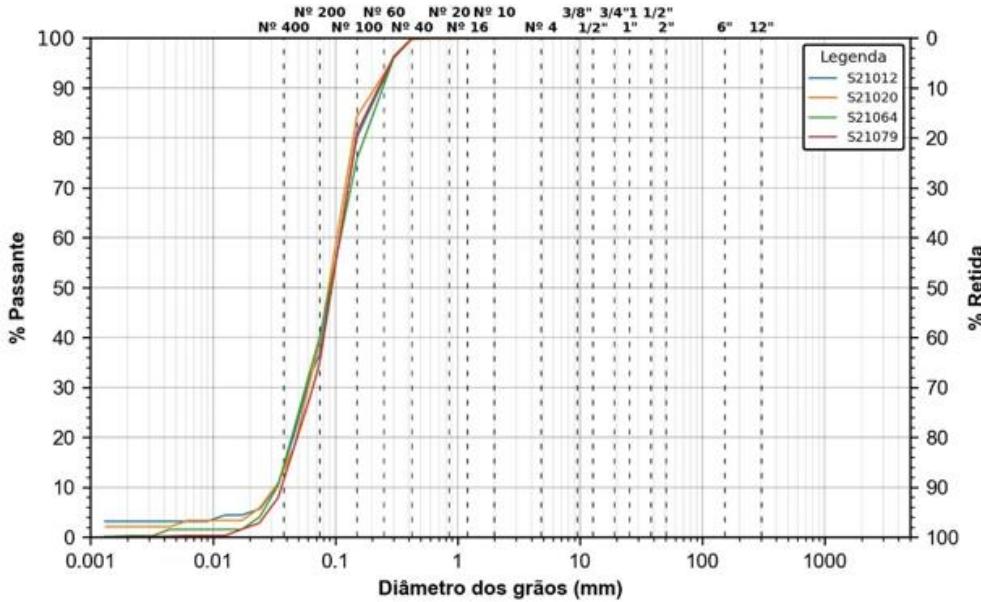


Figura 3.1 Curva granulométrica do rejeito para quatro amostras de diferentes camadas

Em relação à compactação do rejeito, os ensaios laboratoriais revelaram uma umidade ótima de 13,6% e uma densidade seca máxima de 1,88 g/cm³. Estes valores representam as condições ideais de compactação, nas quais o solo alcança sua maior densidade seca, minimizando os vazios e garantindo a máxima estabilidade e resistência do material. Para detalhar o resultado obtido, a curva de compactação correspondente é mostrada a seguir na Figura 3.2.

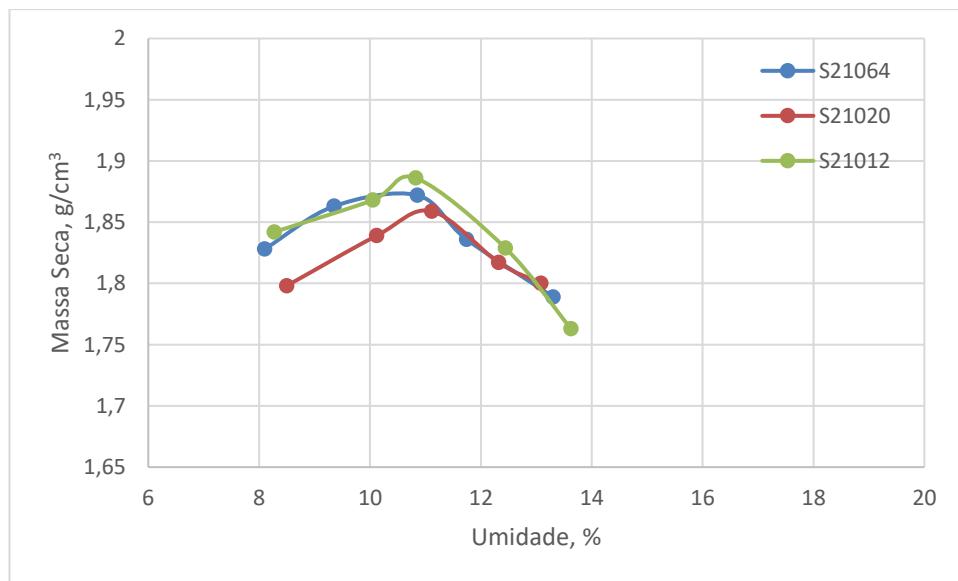


Figura 3.2 Curva de compactação do rejeito de ferro filtrado

Contudo, durante a execução dos ensaios de compactação com o material extraído em campo, verificou-se uma variação nas propriedades das amostras de rejeito. As umidades obtidas nos ensaios de campo variaram entre 11% e 14,2% enquanto as densidades secas observadas oscilaram entre 1,79 g/cm³ e 1,91 g/cm³.

Foram também realizados ensaios de adensamento edométrico em quatro amostras coletadas do aterro experimental em campo. Os estágios e as tensões aplicadas foram de 13, 25, 50, 100, 200, 400, 800, 1600 e 3200 kPa e descarregados às tensões de 800, 200, 50 e 2 kPa. Esses ensaios visaram avaliar o comportamento de compressibilidade do solo sob diferentes condições de umidade e índice de vazios. Especificamente quatro amostras distintas foram submetidas aos ensaios. As características iniciais dessas amostras variaram conforme a Tabela 3.2.

Tabela 3.2– Condições iniciais do ensaio de Adensamento edométrico.

Amostra	Umidade Inicial w_0 , %	Indice de Vazios Iniciais e_0
S21010	5,38	0,63
S21018	6,84	0,67

Os ensaios de adensamento edométrico foram conduzidos de acordo com a norma técnica ABNT NBR 16853. Os resultados são apresentados a seguir na Figura 3.3.

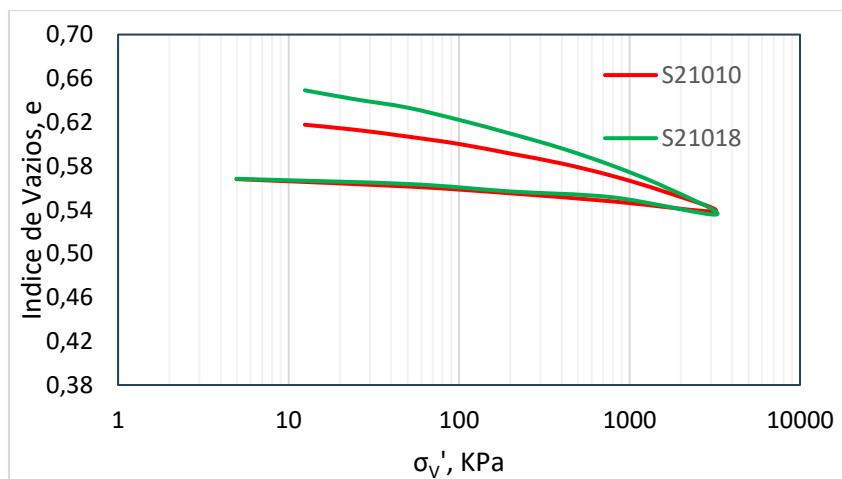


Figura 3.3 Curva de adensamento edométrico do rejeito de ferro filtrado para duas amostras diferentes provenientes dos ensaios externos

De acordo às retas de compressão e recompressão, os parâmetros de compressibilidade obtidos foram os apresentados na Tabela 3.3 a seguir.

Tabela 3.3– Parâmetros de compressibilidade obtidos no ensaio de adensamento edométrico

Amostra	C _c	C _r
1	0,052	0,018
2	0,074	0,027

É possível observar nos ensaios correspondentes a S21010 o índice de vazios inicial é menor do índice de vazios inicial da amostra S21018 apresentado na figura, provavelmente devido à diferença de camadas da pilha experimental onde foram extraídas as amostras. Com base nos resultados obtidos dos ensaios de adensamento edométrico, foi possível calcular o coeficiente de permeabilidade do rejeito de ferro filtrado. Este cálculo foi realizado utilizando-se o coeficiente de variação volumétrica (m_v) e o coeficiente de compressibilidade (a_v).

Durante os estágios de carga aplicada nos ensaios, foram calculados os respectivos coeficientes de permeabilidade (K) para a amostra da 2^a camada “S21010”. Os detalhes dos resultados são mostrados na Tabela 3.4 a seguir.

Tabela 3.4– Coeficientes de permeabilidade K de cada estágio de carga do ensaio de adensamento edométrico na amostra S21010

Estágio, kPa	a_v	m_v	K_{20} , cm/s
13	9,02E-04	5,55E-04	1,50E-01
25	1,87E-04	1,16E-04	1,53E-01
50	2,16E-04	1,34E-04	1,47E-01
100	1,43E-04	8,92E-05	1,56E-01
200	7,41E-05	4,63E-05	1,60E-01
400	4,51E-05	2,83E-05	1,66E-01
800	2,78E-05	1,76E-05	1,34E-01
1600	1,71E-05	1,09E-05	1,60E-01
3200	1,08E-05	6,95E-06	1,49E-01

Para determinação dos parâmetros de resistência do rejeito de ferro filtrado, foram executados ensaios de compressão triaxial adensados e não drenados

(CIU) em seis corpos de prova, correspondentes à 2º camada do aterro experimental. Os ensaios triaxiais foram conduzidos sob tensões confinantes de 100, 200, 400, 800, 1600 e 3200 kPa respectivamente, abrangendo uma ampla faixa de tensões que permitem uma análise abrangente das propriedades resistentes do material.

Os resultados obtidos dos ensaios são ilustrados e analisados a seguir, na Figura 3.4.

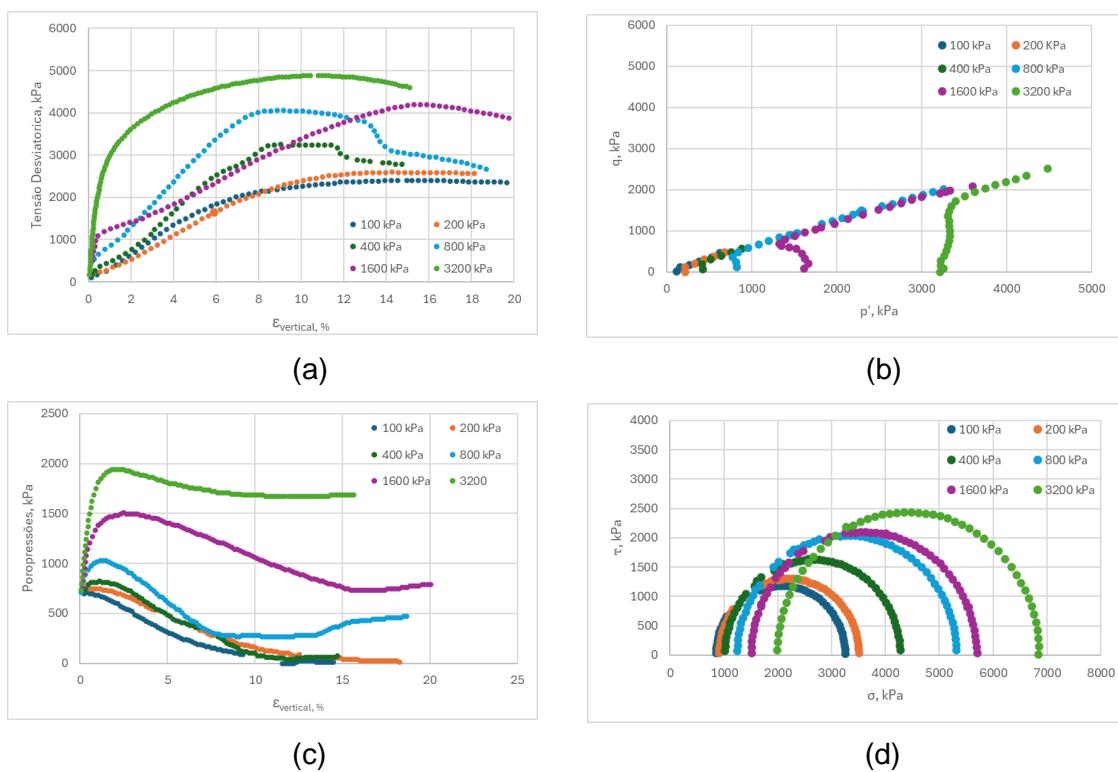


Figura 3.4 Resultados ensaio triaxial CIU do rejeito de ferro filtrado com tensões confinantes de 100, 200, 400, 800, 1600 e 3200 KPa. (a) comportamento tensão-deformação (b) trajetória de tensões efetivas (c) evolução das poropressões (d) círculo de Mohr

A partir da análise dos resultados dos ensaios de compressão triaxial adensados não drenados, foram determinados os parâmetros de resistência do rejeito. Os resultados indicaram um ângulo de atrito de 33º, além disso, foi obtido um valor elevado para o intercepto coesivo, registrado em 155 kPa. Embora o rejeito, por definição, não apresente propriedades coesivas intrínsecas, o valor de coesão aparente observado pode ser explicado pelas interações entre partículas

que ocorrem. De acordo com Santamarina, Klein e Fam (2001), materiais granulares submetidos a altas tensões confinantes, como no caso deste ensaio triaxial, podem desenvolver uma resistência adicional devido a fatores como o atrito entre partículas e a compactação. No entanto, é importante destacar que, apesar do valor significativo de coesão, este parâmetro deve ser desconsiderado nas análises práticas. A razão para isso reside na origem do material e em suas características específicas. O rejeito de ferro filtrado, sendo um subproduto do processo de beneficiamento de minério de ferro, possui uma composição e estrutura que não apresentam plasticidade, como mostrou o ensaio de Limites de Atterberg, característica que normalmente contribui para a coesão em solos naturais.

3.1.2.

Ensaios de caracterização realizados no laboratório PUC-RIO (LGMA)

O rejeito filtrado de ferro utilizado nos ensaios trata-se de uma areia fina siltosa mal graduada. Com 79,9% de areia fina, 18,2% de silte e 1,9% de argila. A curva granulométrica é detalhada a seguir na Figura 3.5.

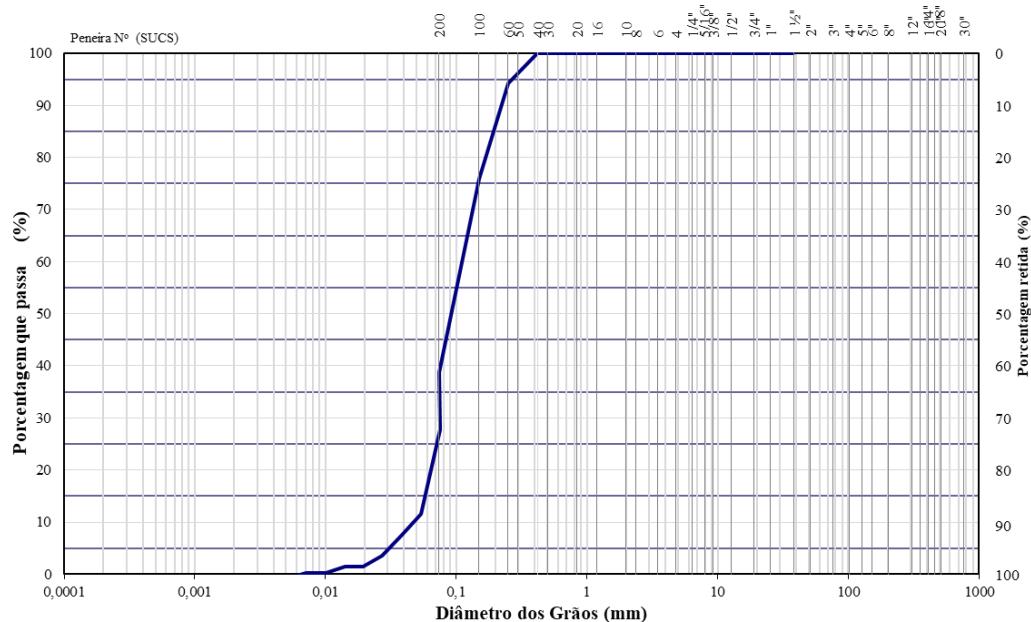


Figura 3.5 Curva granulométrica do rejeito de ferro filtrado

O ensaio resultou com um coeficiente de não uniformidade (CNU) e de curvatura (CC) de 2,7 e 1,3 respectivamente, também, com um diâmetro efetivo D_{10} de 0,0403 e D_{50} de 0,0883. De igual forma, a massa específica dos grãos (G_s) obtida no rejeito foi de 2,994. Na Tabela 3.5 o detalhe.

Tabela 3.5– Índices físicos do rejeito de ferro filtrado

Índices Físicos	Rejeito de Ferro Filtrado
Areia Grossa, %	0
Areia Média, %	0
Areia Fina, %	79,9
Silte, %	18,2
Argila, %	1,9
Coeficiente de Não Uniformidade, CNU	2,7
Coeficiente de Curvatura, CC	1,3
Diâmetro Efetivo, D_{10}	0,0403
Diâmetro Efetivo, D_{50}	0,0883
Massa Específica dos Grãos, G_s	2,99

Os Limites de Atterberg foram executados de igual forma, obtendo os seguintes resultados no rejeito. Também os Limites de Liquidez e Limites de Plasticidade do material foram calculados, evidenciando a não existência de plasticidade do material.

Também, foi realizado uma análise visual do rejeito, com a sua umidade natural, antes de deixar o material seco para realizar o ensaio, como mostra a Figura 3.6.

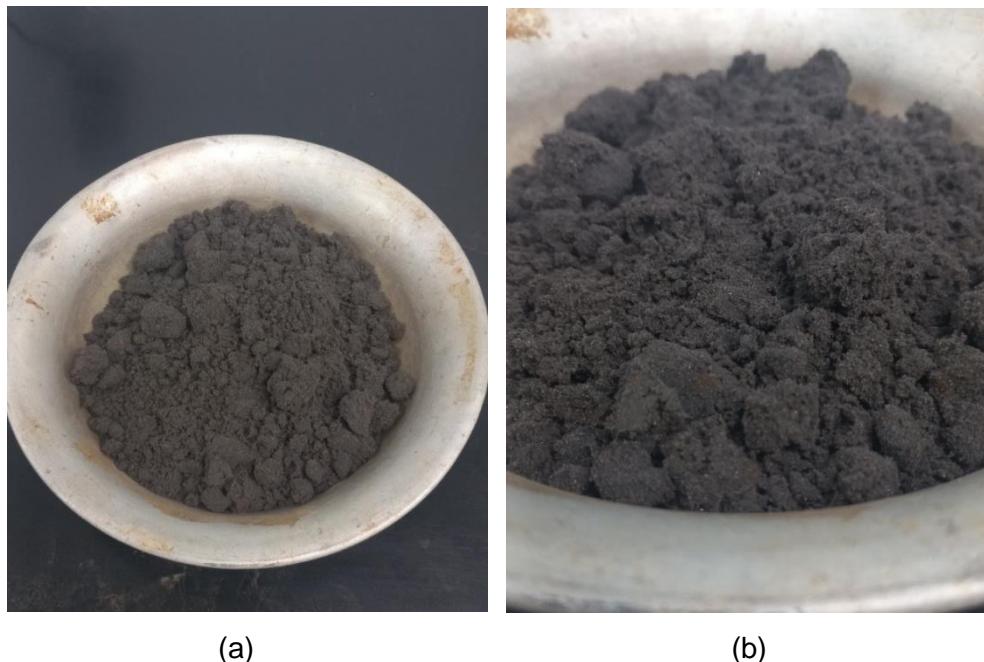


Figura 3.6 Características visuais do rejeito de ferro com umidade natural

Logo, foi realizada uma análise visual por microscópio ótico, buscando identificar as características de forma e textura do rejeito filtrado, utilizando o material seco. Foi possível obter o detalhe que mostra a Figura 3.7.

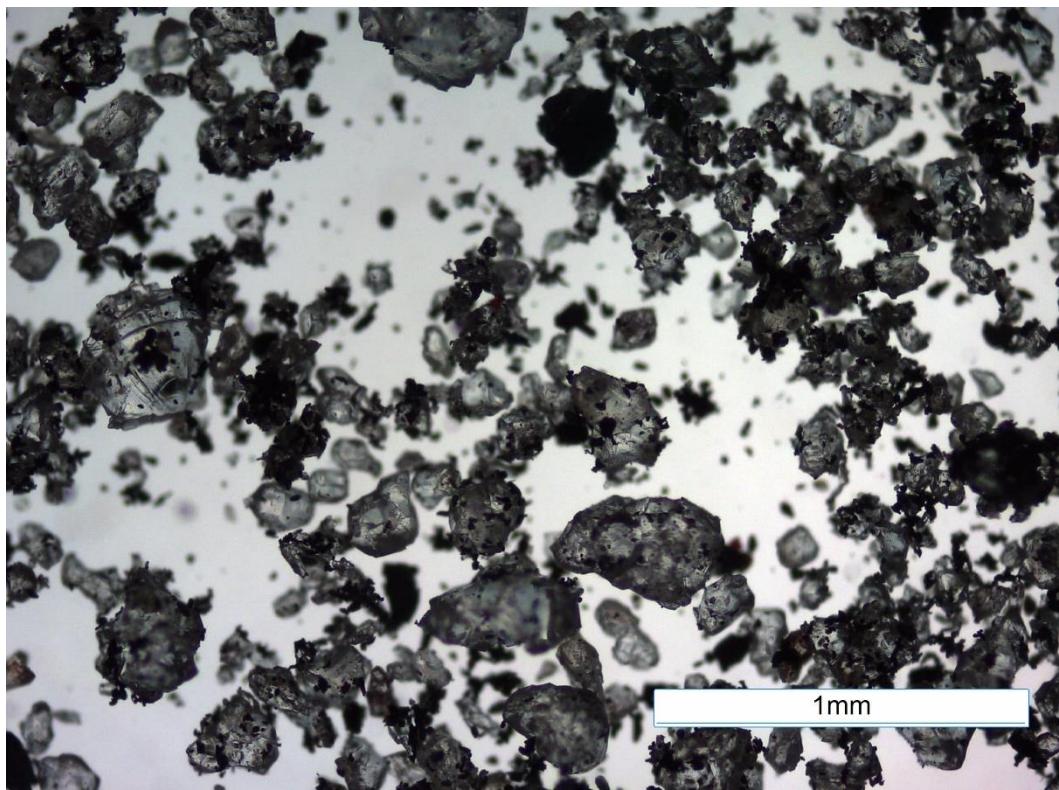


Figura 3.7 Detalhe dos grãos correspondente ao rejeito de ferro filtrado

A partir da análise da imagem, é possível observar características específicas dos grãos do rejeito de ferro. Os grãos presentes no material exibem predominantemente bordas angulares e formas irregulares. Este tipo de morfologia angular é característica de materiais que passaram por processos de britagem, onde as forças de compressão e cisalhamento quebram os grãos, ao contrário dos grãos arredondados formados por processos naturais de sedimentação por exemplo. Além disso, as superfícies das partículas apresentam-se rugosas e texturizadas, conforme esperado após britagem. Características que podem influenciar na interação entre as partículas, aumentando o atrito interno do material.

3.2.

Projeto da célula de carga com medições de tensões laterais

Para investigar o comportamento mecânico do rejeito filtrado sob condições de compressão uniaxial com parede flexível para avaliar as tensões horizontais, foi projetada uma célula de carga baseada no funcionamento de um ensaio de adensamento edométrico, no qual vai ser aplicada uma tensão vertical no corpo de prova, porém a diferença principal com um anel edométrico é que a parede da célula de carga é flexível e permite deformações horizontais no material ensaiado, além de ser instrumentado com strain gauge para medir as tensões horizontais diretamente. Este dispositivo foi planejado para resistir altas tensões verticais aplicada nas amostras no interior dela. Com isto o material escolhido para desenvolver o equipamento foi o aço inoxidável tipo 360L, as suas propriedades são detalhadas na Tabela 3.6 a seguir.

Tabela 3.6– Propriedades físicas do aço inoxidável 316L

Propriedade	Valor	Unidade
Densidade	8000	kg/m ³
Tensão de Escoamento	170	MPa
Tensão de Ruptura	485	MPa
Módulo de Elasticidade	193	Gpa
Coeficiente de Expansão Térmica	16×10^{-6}	1/C°
Condutividade Térmica	16,2	W/mK
Resistência à Corrosão	Alta	-

3.3.

Modelagem numérica da célula de carga com medições de tensões laterais

Para definir a espessura das paredes da célula edométrica, foi necessária uma análise mais detalhada para assegurar o desempenho adequado do aço inoxidável e observar suas deformações sob altas tensões de compressão uniaxial. Para tal análise, utilizou-se o método de elementos finitos, empregando o software Abaqus, no laboratório computacional da PUC-Rio.

A modelagem completa da célula de carga foi realizada com base nas propriedades mecânicas do aço inoxidável, com o objetivo de estimar as deformações radiais das paredes da célula. Este procedimento permitiu

determinar a espessura necessária das paredes para evitar que a tensão de escoamento do aço fosse atingida sob as tensões previstas para aplicação nesta pesquisa. A seguir na Figura 3.8 é detalhada as partes que constituem o equipamento onde é instalada a amostra, que são a base, logo a célula de carga de parede flexível e por cima o top-cap.

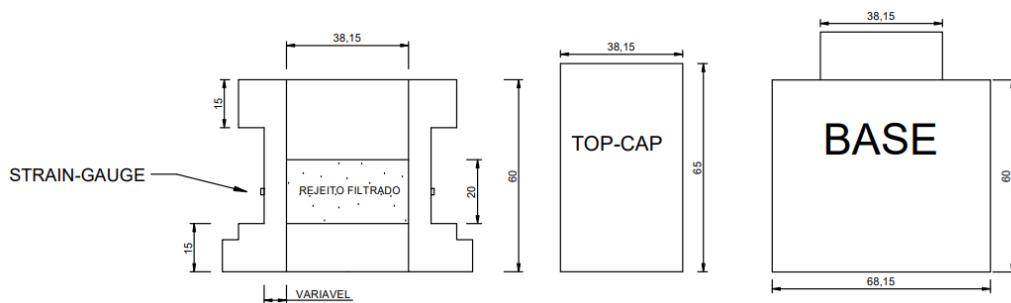


Figura 3.8 Geometrias utilizadas para modelar numericamente e avaliar diferentes espessuras de parede. Dimensões em mm

Foram estudadas diferentes espessuras das paredes da célula analisando as suas deformações. Foi utilizado como referência o equipamento desenvolvido para avaliar tensão lateral em areias cimentadas (Zhu, 1993) com espessura de 1,5 mm e a célula elaborada por (Santos, 2004) para estudar solos com misturas de cimento e fibras, com espessura de 1 mm. No entanto, essas ordens de grandezas de paredes foram dimensionadas para aplicação de tensões mais baixas, tendo a necessidade de conhecer o desempenho das deformações das paredes com espessuras maiores. Finalmente para este estudo foram consideradas dimensões de 1, 3, 5 e 7 mm para a espessura das paredes, com o intuito de conhecer as deformações para as diferentes dimensões de paredes do equipamento antes mencionadas e conseguir escolher uma espessura ideal para os níveis de tensões utilizados nos ensaios desta pesquisa. O ensaio virtual proposto consiste em aplicar tensões horizontais mediante estágios de carga de 1, 3, 5, 10, 20 e 30 MPa.

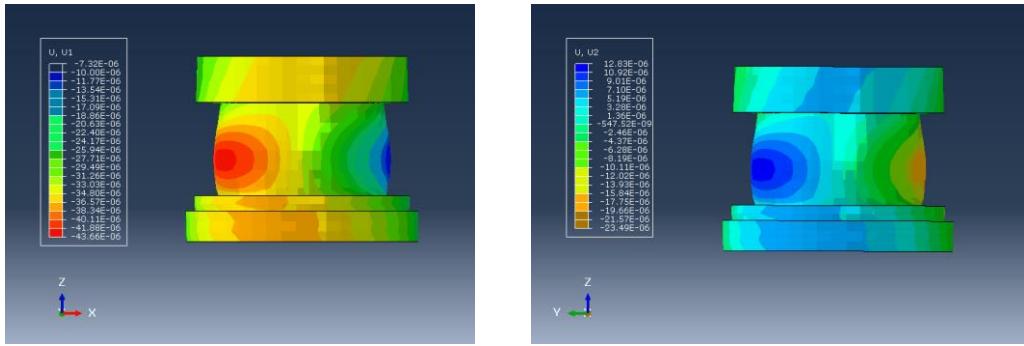


Figura 3.9 Resultados das deformações radiais da modelagem numérica da célula de carga

Na Figura 3.9 é mostrada a deformação máxima das paredes de 7 mm da célula no final do ensaio virtual atingindo deformações radiais da ordem de 10^{-6} . Como esperado, as maiores deformações foram alcançadas no centro do corpo de prova dentro da célula de carga, onde está instalada a instrumentação para avaliar as tensões laterais. Com isto, juntamente com todas as peças do equipamento devidamente montadas, assume a configuração ilustrada na Figura 3.10, constituída também pela base e top-cap.

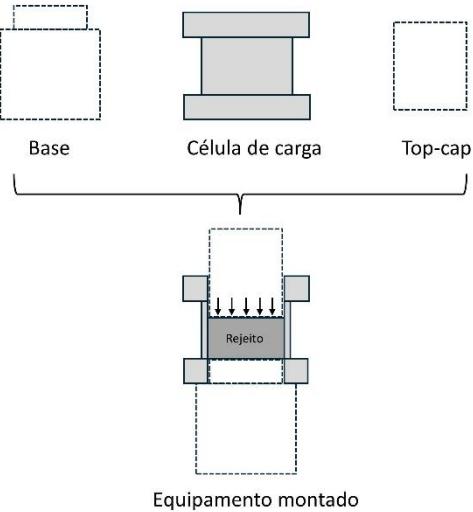
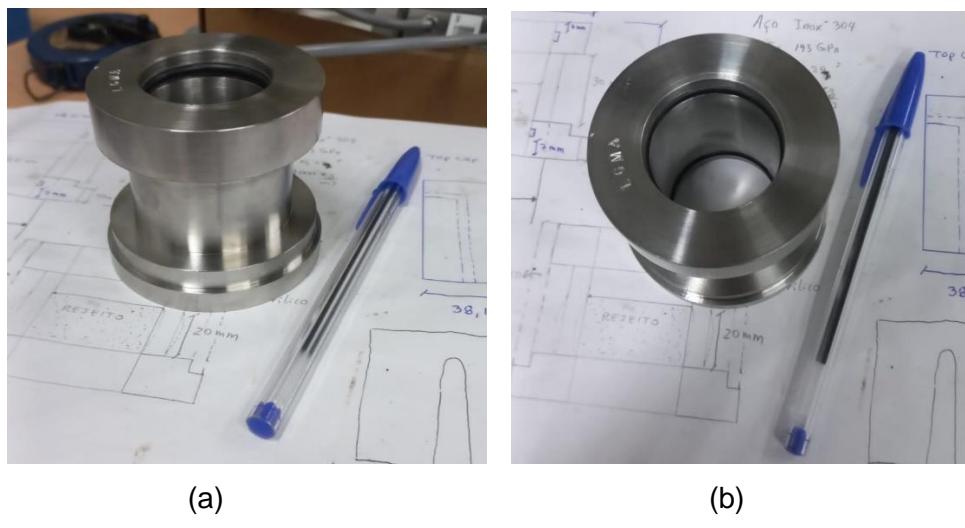


Figura 3.10 Esquema final de equipamento montado, constituído pela base, célula de carga com parede flexível e top-cap

3.4. Construção da célula de carga

De acordo com os resultados obtidos no modelamento numérico, foi possível definir a dimensão final de 7 mm para as paredes da célula de carga e construí-la, no laboratório LGMA da PUC-Rio (laboratório de geotecnia e médio ambiente). O detalhe das dimensões finais no Item 7.3. O material utilizado para a construção de todas as peças foi o aço inoxidável 316L. Preliminarmente foram instalados dois o-rings, próxima à base da célula edométrica e próximo ao topo do equipamento, porém logo de alguns testes iniciais, foi retirado o o-ring superior para evitar influência na resposta do rejeito no carregamento e descarregamento, considerando o atrito gerado com o top-cap, que foi identificado pelas leituras da régua potenciométrica. O detalhe das dimensões do equipamento é detalhado no projeto no Anexo 7.3. Na Figura 3.11 os componentes principais do equipamento já construídos para realizar o ensaio.





(c)

Figura 3.11 Equipamento construído a) e b) Célula de carga sem instrumentação nas paredes c) Célula de carga instrumentada com base, top-cap e transdutor de deslocamento montado

3.5.

Níveis de tensões de interesse na pesquisa

O nível de tensões aplicado nos ensaios geotécnicos é comumente definido com base nas características específicas da estrutura a ser projetada na superfície do terreno. Em projetos de obras civis urbanas, as estruturas frequentemente concebidas e construídas incluem edifícios residenciais, hospitais, escolas, pontes, entre outros. Em contrapartida, na indústria de mineração, as estruturas projetadas possuem características distintas, tais como barragens de terra destinadas à contenção de sedimentos ou rejeitos, além de pilhas de rejeitos e/ou estéreis. Essas estruturas visam o gerenciamento adequado dos resíduos sólidos gerados durante o beneficiamento dos minerais de interesse, como foi mencionado nos capítulos anteriores.

No contexto desta pesquisa, objetiva-se recriar o comportamento do rejeito de ferro disposto em uma pilha, comumente referida como “Dry Stacking”, considerando alturas superiores às atualmente praticadas. Especificamente, busca-se reproduzir as tensões de campo na base dessa estrutura, as quais

aumentam progressivamente à medida que o rejeito é disposto, como se mostra no esquema na Figura 3.12. A simulação dessas condições visa proporcionar uma compreensão mais aprofundada das tensões verticais e horizontais impostas pela disposição do rejeito, possibilitando o desenvolvimento de métodos mais eficazes e seguros para o gerenciamento de tais alturas nestas estruturas no setor mineralógico.

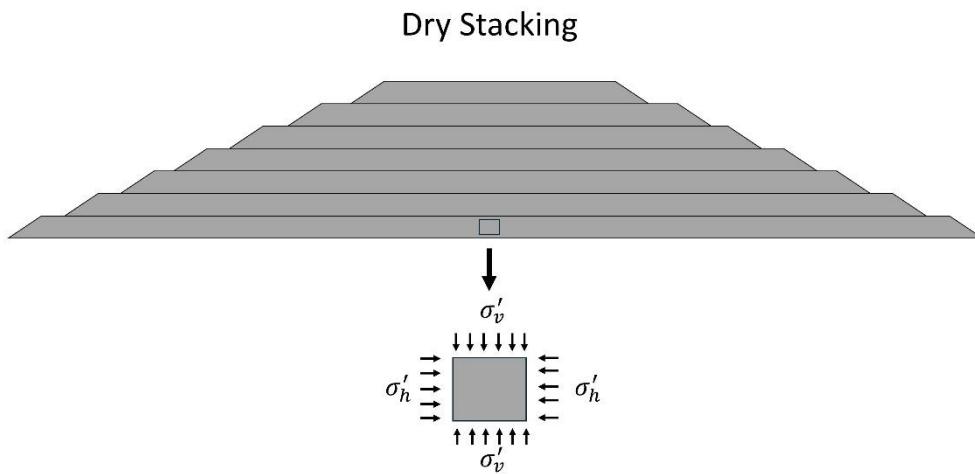


Figura 3.12 Campo de Tensões na base de uma pilha de rejeito filtrado

Conforme previamente mencionado, a disposição do rejeito filtrado em uma pilha ocorre de maneira progressiva ao longo do tempo. Esse método de disposição consiste no alteamento contínuo de rejeitos que são compactados por camadas, resultando em uma estrutura que aumenta altura gradativamente. Esse crescimento progressivo da pilha implica um incremento nas tensões verticais e horizontais exercidas no material.

Para melhor entender esse fenômeno, pode-se considerar a extração de uma amostra do rejeito na base da pilha, como no esquema detalhado na figura anterior. Observando-se essa amostra, é possível analisar as deformações que ela sofre conforme a pilha é alteada. Esse tipo de análise permite visualizar como as camadas mais baixas reagem às tensões verticais progressivamente aplicadas, oferecendo uma visão detalhada das mudanças de tensões e deformações ao longo do tempo. A Figura 3.13 abaixo ilustra essa sequência, mostrando o comportamento da amostra de rejeito sob as condições de alteamento da pilha.

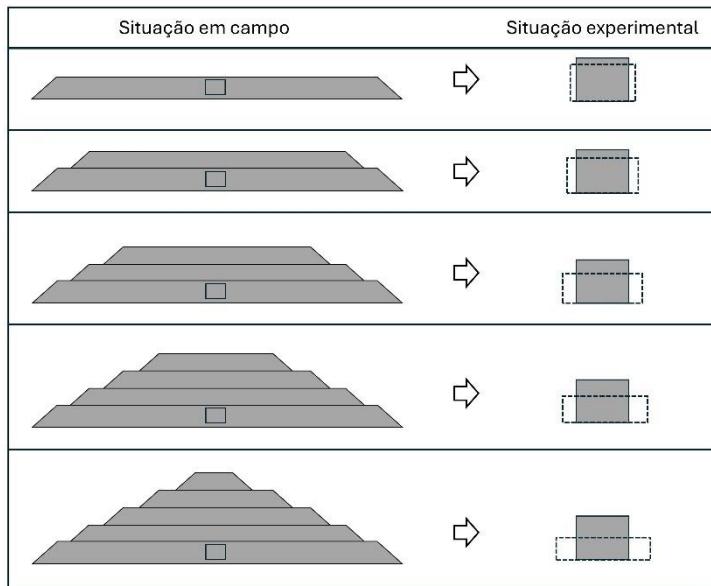


Figura 3.13 Sequência de disposição e o comportamento do rejeito

Levando em consideração o acréscimo de tensões, bem como a deformabilidade do rejeito, foi possível planejar os níveis de tensões a serem avaliados nos ensaios de compressão confinada. Com base no peso específico do material descrito no capítulo 3.1., é possível relacionar essa propriedade com a altura desse tipo de estrutura conforme apresentado na Figura 3.14 a seguir.

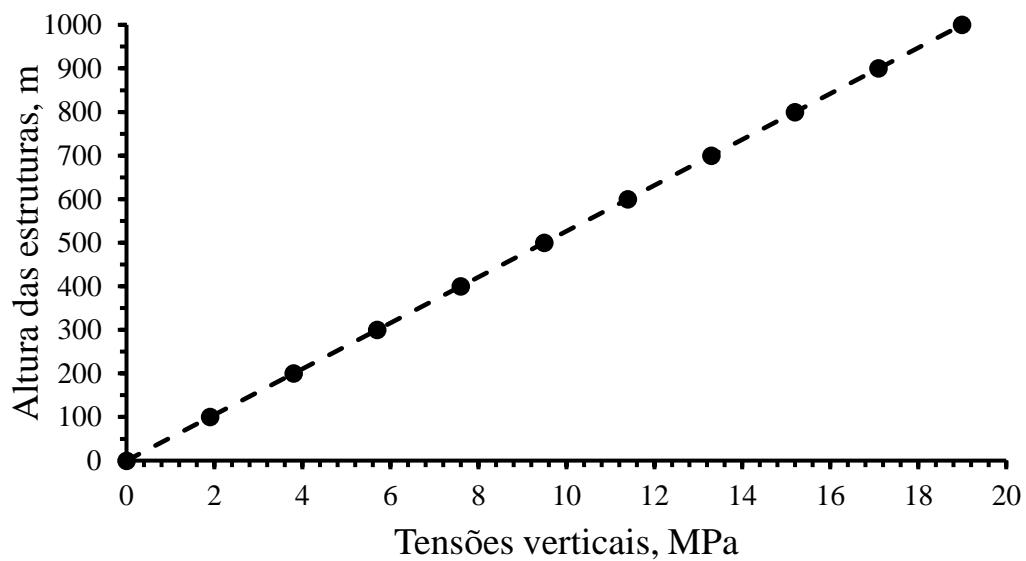
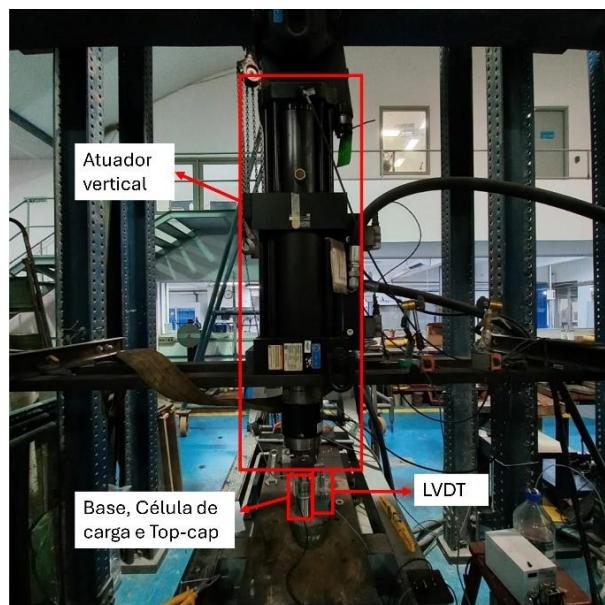


Figura 3.14 Relação altura– tensões verticais aplicadas na base de uma estrutura geotécnica

Desta forma a tensão vertical máxima gerada em um alteamento de rejeito filtrado seco até 1000 metros de altura geram tensões verticais de aproximadamente 20 MPa na base de fundação e nas camadas inferiores. Uma estrutura existente como por exemplo a pilha de rejeito filtrado La Coipa no Chile de altura de 200 metros (Emerman, 2022) de altura e considerando a densidade do rejeito filtrado de ferro utilizado nesta pesquisa poderia gerar tensões verticais de 4 MPa aproximadamente.

3.6. Componentes do equipamento

O equipamento utilizado nos ensaios desta pesquisa é composto por diferentes componentes. Primeiramente, foi empregado um atuador hidráulico vertical com capacidade de 500 kN, proveniente de um equipamento de cisalhamento direto para rochas, controlado por um sistema MTS localizado no Laboratório de Estruturas e Materiais (LEM) da PUC-Rio. Para medir os deslocamentos lineares verticais do rejeito, utilizou-se uma régua potenciométrica. O sistema de aquisição de dados adotado foi o QuantumX MX1615, da empresa HBK, configurado com uma taxa de aquisição de 2 Hz. No total, quatro canais de aquisição foram utilizados: um para medir a força axial exercida pelo atuador, outro para o deslocamento axial do atuador, um terceiro para a régua potenciométrica e, por fim, um para as tensões horizontais.



(a)



(b)

Figura 3.15 Equipamento para compressão confinada para altas tensões e medição de tensão lateral (a) visão global (b) visão detalhada

3.7. Calibração da célula de carga

A calibração do equipamento envolve o ajuste e a verificação da precisão dos instrumentos em relação a padrões conhecidos, com o objetivo de garantir a confiabilidade dos dados e assegurar a qualidade e a segurança das análises realizadas a partir dos resultados obtidos. O processo de calibração pode ser observado na Figura 3.16, que ilustra a aplicação de pressões hidrostáticas.



Figura 3.16 Processo de calibração da célula de carga hidrostática

O interior da célula foi preenchido por água, tomando cuidado para expulsar todo o ar. Em seguida, as válvulas foram fechadas e o atuador axial foi usado para aplicar a força na água, enquanto um manômetro digital foi usado para medir a pressão no interior da célula. As pressões de calibração atingiram uma tensão máxima de 20 MPa, sendo registradas pelos strain-gauges instalados nas paredes da célula.

Além disso, foi realizado o processo de redução de histerese da célula de carga, aplicando carregamentos e descarregamentos verticais em ciclos durante um período determinado. As Figuras 3.17 e 3.18 apresentam os detalhes do processo de aplicação de carga vertical, bem como as respostas verticais e horizontais da célula.

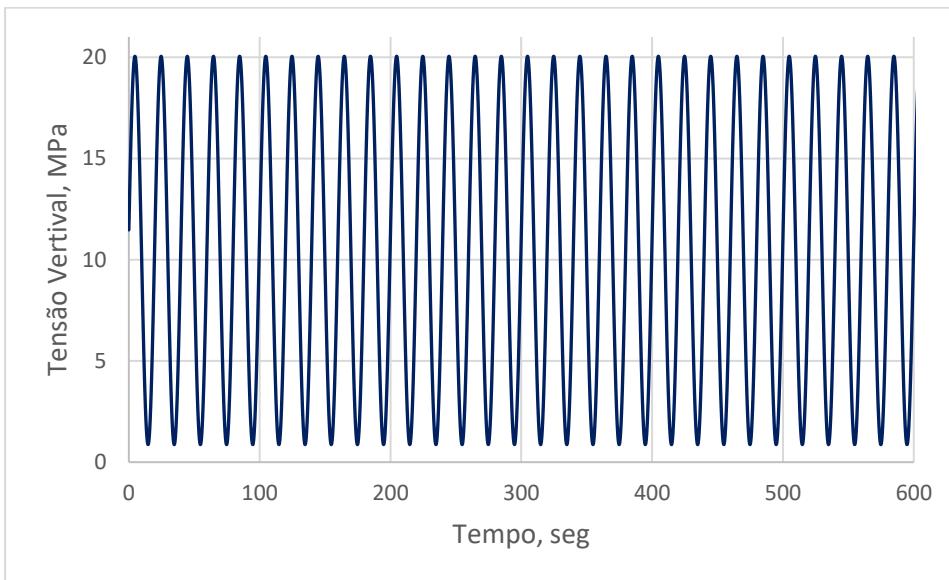


Figura 3.17 Aplicação de ciclos de carga na célula

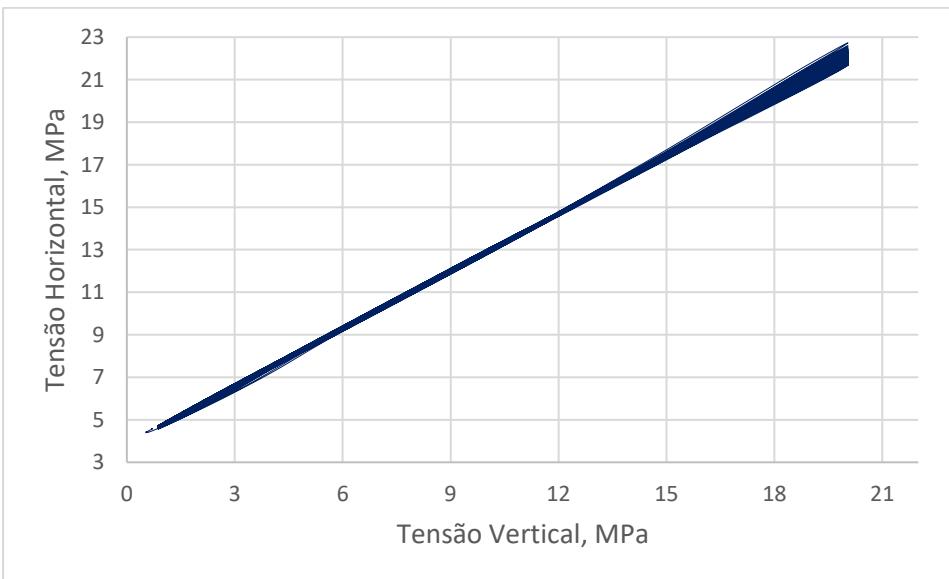


Figura 3.18 Evolução da histerese da célula de carga

3.8.

Ensaio de compressão vertical em altas tensões com medição das tensões laterais

Neste programa experimental são incluídos 2 tipos de ensaios gerais, baseados no ensaio edométrico, o primeiro consiste em aplicar uma compressão confinada com 6 estágios de carga (1, 3, 5, 10, 15 e 20 MPa) descarregando até 0,1 MPa pós exercer cada um dos estágios. Por outro lado, um ensaio isolado para cada estágio de carga antes detalhado, buscando aplicar compressão

constante no rejeito filtrado com a tensão vertical máxima por estágio, por um período aproximadamente de 2 horas e posteriormente sendo descarregado.

3.8.1. Preparação do corpo de prova

Para a preparação dos corpos de prova, o rejeito filtrado foi primeiramente colocado em uma estufa a 105 °C por 12 horas, a fim de obter o material seco para os ensaios. Para cada amostra ensaiada, o objetivo foi alcançar um índice de vazios de 0,6, para garantir a homogeneidade e a comparabilidade dos resultados. Para atingir esse índice de vazios, foi calculado o volume necessário de rejeito para a confeção de cada corpo de prova, resultando em um valor de 22.861 mm². Esse procedimento começou pesando o material como mostra a Figura 3.19.

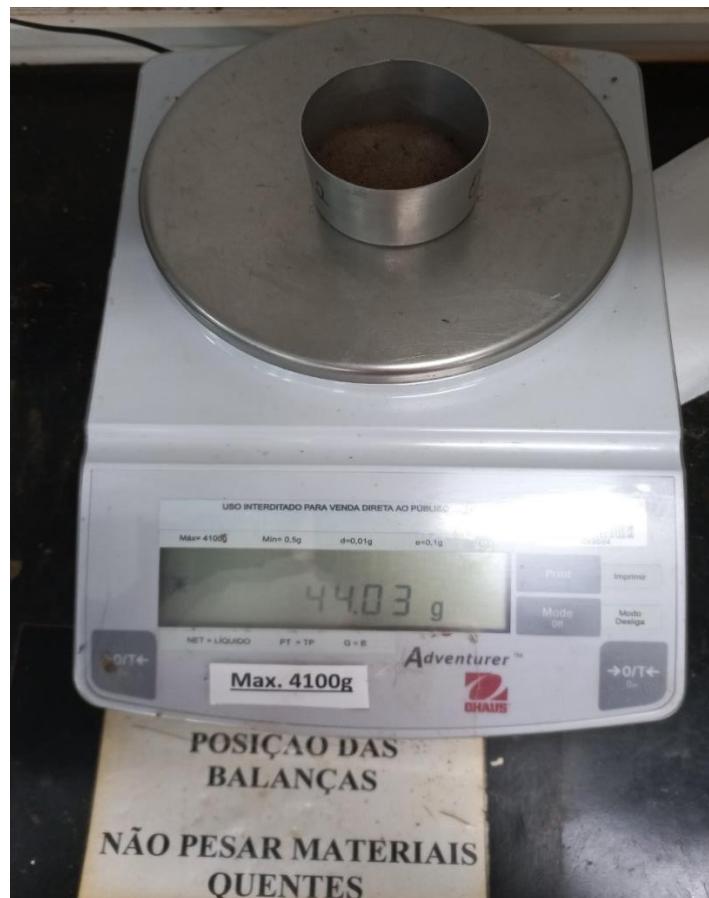


Figura 3.19 Peso da amostra de rejeito filtrado

Em seguida, aplicou-se vaselina nas paredes internas da célula de carga, especificamente na superfície que será utilizada pela amostra, para reduzir o atrito entre as partículas dos rejeitos e as paredes durante a aplicação da tensão vertical no corpo de prova. Posteriormente, instalou-se o papel filtro na base da célula. O rejeito filtrado foi então colocado em três camadas aproximadamente 7 mm cada, sendo cada camada compactada com um pequeno soquete mediante a aplicação de golpes uniformemente distribuídos sobre toda a área da camada, com uma altura de 10 cm aproximadamente em cada golpe. Esse procedimento foi repetido para todas as três camadas. Em seguida, o papel filtro foi colocado sobre o rejeito, e, por fim, instalou-se o top-cap em contato com o corpo de prova.



Figura 3.20 Preparação do corpo de prova na célula de carga (a)partes do equipamento

Com isto, é medido a altura final do corpo de prova e é levado ao equipamento, é ajustada a régua potenciométrica junto com o braço do top-cap, logo é encostado o atuador vertical registrando uma força de 0,1 kN, nesse momento o corpo de prova está pronto para ser ensaiado.

3.8.2.

Tipos de aplicações de carga na amostra de rejeito

Foram realizados dois tipos distintos de ensaios laboratoriais com o objetivo de analisar o comportamento do rejeito de ferro sob condições específicas de carregamento e descarregamento. Ambos os ensaios foram conduzidos de forma a replicar situações típicas de alteamento de estruturas geotécnicas como pilhas ou barragens.

O primeiro ensaio consiste em um carregamento vertical monotônico, aplicado de maneira controlada a uma taxa constante de 1 kN/min até atingir a tensão vertical desejada. Este procedimento foi repetido para diferentes níveis de tensão predefinidos, correspondentes de 1, 3, 5, 10, 15 e 20 MPa. Para cada uma dessas etapas, uma vez alcançada a tensão vertical de interesse, ela foi mantida constante por um período de 1 hora e 30 minutos, com o objetivo de permitir a estabilização das deformações do material e o possível relaxamento das tensões internas. Após esse período de estabilização, a carga aplicada, foi descarregado de maneira controlada, utilizando a mesma velocidade de aplicação da carga, ou seja, 1 kN/min. Este procedimento busca simular o comportamento de um material quando sujeito a carregamentos graduais e, posteriormente, a um processo de alívio de tensões, refletindo a resposta do rejeito. O detalhe deste carregamento é mostrado no Anexo 7.1.

O segundo ensaio, de caráter cíclico, foi realizado para investigar o comportamento do material sob condições repetitivas de carga e descarga. Inicialmente, aplicou-se um carregamento vertical até atingir uma tensão de 1 MPa, seguido de um descarregamento até um nível residual de tensão de 0,0005 MPa. Esse ciclo foi repetido para tensões sucessivas de 3, 5, 10, 15 e, por fim, 20 MPa, sempre retornando à tensão mínima de 0,0005 MPa após cada etapa de carregamento.

O objetivo do ensaio foi analisar a evolução das deformações acumuladas, o comportamento histerético e a capacidade do material de recuperar parte das suas deformações após ciclos repetitivos de carregamento e descarregamento. O processo de carregamento está detalhado no Anexo 7.2.

4**Apresentação e análises dos resultados**

Neste capítulo são apresentadas as análises dos resultados experimentais obtidos na presente pesquisa. Em primeiro lugar são mostrados os resultados no que respeita à compressibilidade do rejeito. Logo, é apresentado os resultados do comportamento das tensões horizontais do material. Finalmente são exibidas as avaliações de quebra de grãos após ensaio, através das suas curvas granulométrica, comparando a curva sem ensaiar com a curva granulométrica pós ensaio para cada tensão vertical aplicada (1, 3, 5, 10, 15 e 20 MPa).

4.1. **Compressibilidade**

Logo de aplicar a compressão isolada em cada ensaio, foi possível observar a evolução e variação do índice de vazios do rejeito em função da trajetória vertical efetiva p' no carregamento e no descarregamento. Na Figura 4.1 o detalhe comparativo para cada estágio de carga executado.

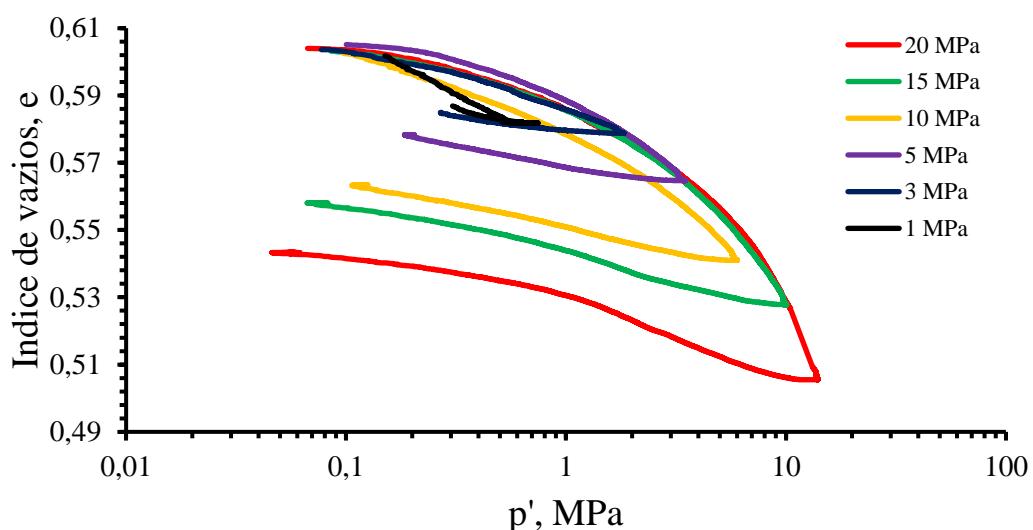


Figura 4.1 Comparação da variação do índice de vazios em função da trajectória efetiva para ensaios de compressão isolada

É possível observar a diminuição gradual do índice de vazios final para cada carregamento (conforme a pressão aumenta), além do índice de vazios final do descarregamento, evidenciando as deformações plásticas do rejeito. A partir das tensões de 10, 15 e 20 MPa a diminuição do índice de vazios é mais acentuado no carregamento. Por outro lado, nos carregamentos de 1MPa e 3MPa, é possível verificar que a partir do início do descarregamento a diminuição dos índices de vazios é próxima à linear. Em contrapartida, para as tensões de 10, 15 e 20 MPa, a partir do início do descarregamento a recuperação dos índices de vazios são mais notáveis e logo apresentam uma curva mais plana de descarregamento com uma redução de índice de vazios pequena. No entanto em todos os ensaios isolados os corpos de prova apresentaram recuperação do seu volume após o alívio do carregamento.

Os índice de vazios finais no carregamento de cada ensaio foram para o carregamento de 1 MPa um $e = 0,577$, para o carregamento de 3 MPa um $e = 0,578$, também para o carregamento de 5 MPa um $e = 0,564$, logo para o carregamento de 10 MPa um $e = 0,540$, para o carregamento de 15 MPa foi um $e = 0,527$, e por fim para o carregamento de 20 MPa um $e = 0,505$.

Também, é interessante comparar a variação dos índices de vazios no ensaio de compressão edométrica em tensões baixas, utilizando a amostra antes apresentada correspondente à 2^a camada (S21010), com as altas tensões usadas no ensaio de compressão confinada para observar as taxas das deformações verticais. Foi comparado com o ensaio de compressão confinada de 20 MPa. O detalhe na Figura 4.2.

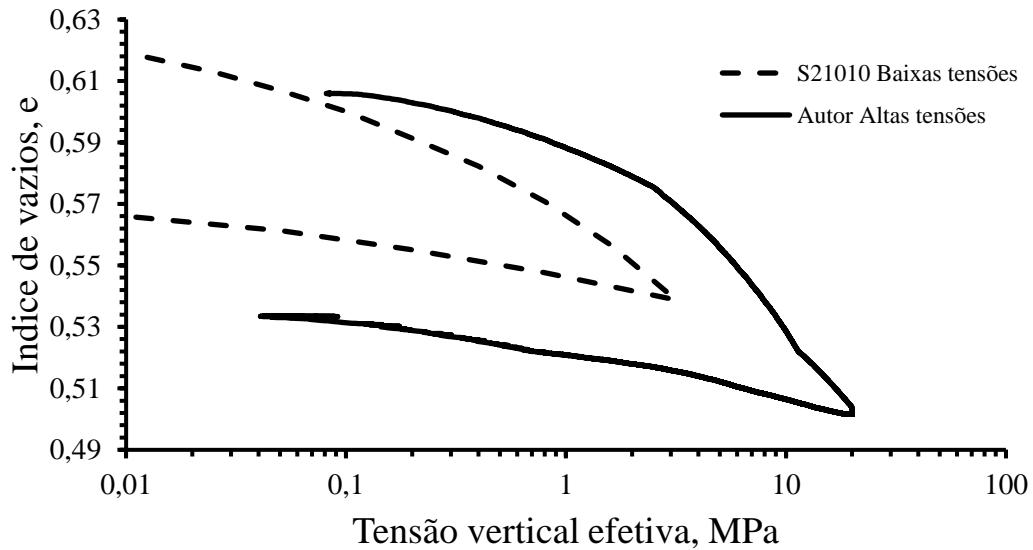


Figura 4.2 Comparação da variação do índice de vazios em função da tensão vertical efetiva para baixas e altas tensões

A comparação mostrou uma redução de $\Delta e = 0,079$ no ponto de máxima aplicação da carga no ensaio de baixas tensões e um $\Delta e = 0,049$ no índice de vazios final. Enquanto para o ensaio em altas tensões, no ponto de máxima aplicação da carga a redução do índice de vazios foi de $\Delta e = 0,103$ e uma diferença de $\Delta e = 0,072$ no índice de vazios final. Em baixas tensões ocorreu uma redução de índice de vazios de um 7,95% e no ensaio de compressão em altas tensões ocorreu uma redução de um 11,91% quase um 4% a mais que o ensaio de baixas tensões.

O índice de compressibilidade foi calculado para cada ensaio de compressão isolado (1, 3, 5, 10, 15 e 20 MPa). Os valores obtidos são apresentados na Figura 4.3

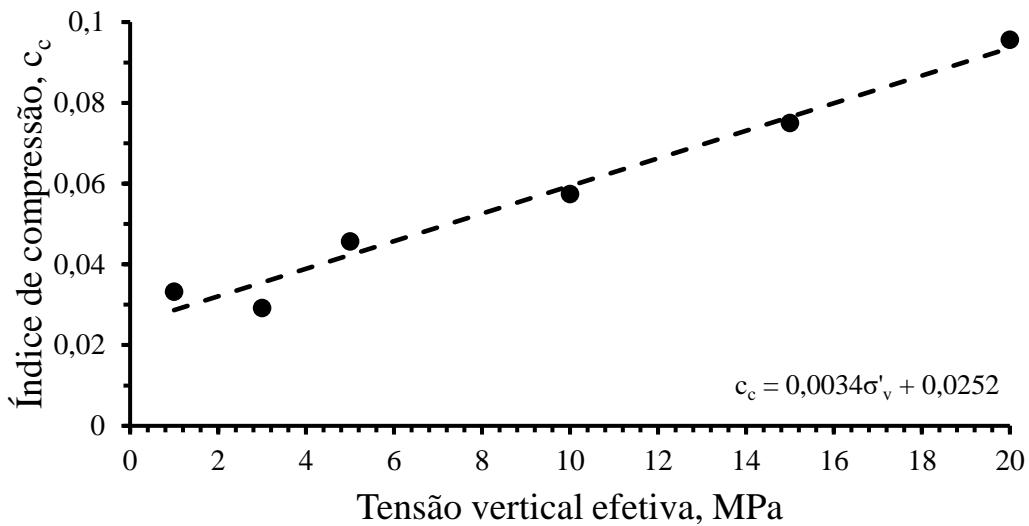


Figura 4.3 Índice de compressibilidade para cada nível de tensão vertical aplicado nos ensaios isolados

O índice de compressibilidade aumenta gradualmente à medida que a tensão vertical aplicada nos ensaios cresce. Isto devido à variação da inclinação da reta virgem que apresenta o material (Figura 4.1), como apresenta a Figura 4.3 a partir da aplicação da tensão de 15 e 20 MPa a taxa de aumento é maior se compararmos com as tensões de 1, 3, 5 e 10 MPa com $C_c = 0,029$ e $C_c = 0,057$.

O comportamento tensão deformação também foi avaliado, neste caso em relação às tensões verticais aplicadas e a deformação axial, considerando que as deformações sofrem um alívio horizontal. As deformações axiais máximas atingidas foram para o ensaio de 1 MPa de 2,6%, para o ensaio de 3 MPa 2,2%, para o ensaio de 5 MPa 3,6%, para o ensaio de 10 MPa 5,5%, para o ensaio de 15 MPa e finalmente 9,4% para a tensão maior de 20 MPa, o detalhe na Figura 4.4. Os módulos de deformabilidade apresentados nos ensaios foram para o ensaio de 1 MPa 2840 KPa, para o ensaio de 3 MPa 750 KPa, para o ensaio de 5 MPa 666KPa, para o ensaio de 10 MPa 500 KPa, para o ensaio de 15 MPa 375 KPa e por fim para o ensaio de 20 MPa 515 KPa.

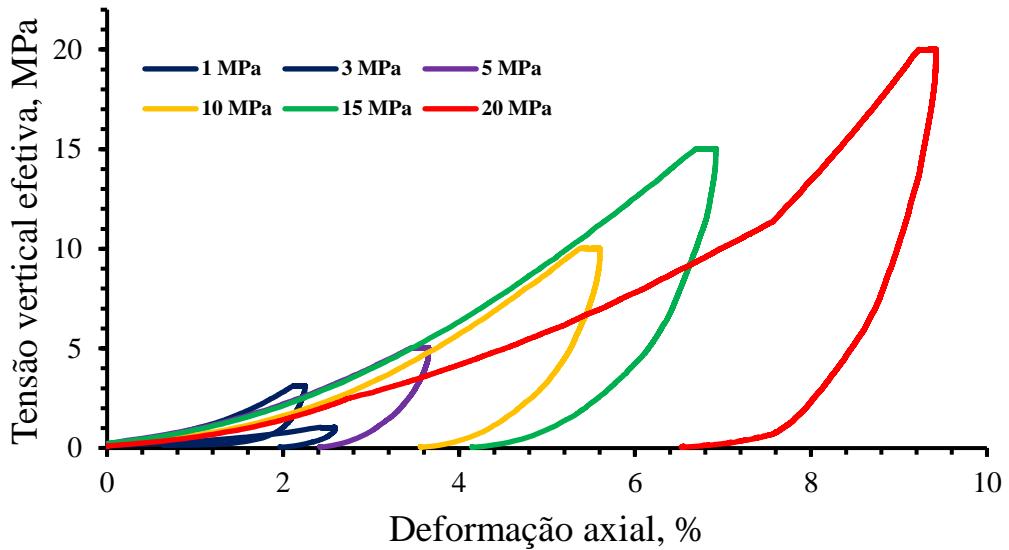


Figura 4.4 Relação tensão vertical-deformação Axial para os diferentes níveis de tensões

A partir do comportamento cíclico em função da tensão vertical efetiva e trajetória de tensões, com carregamento e descarregamentos progressivos, é possível observar na Figura 4.5 que a curva exibe laços de histerese em cada ciclo, indicando que a resposta do rejeito ao descarregamento e carregamento axial não é completamente elástico nesse nível de tensões, isto devido ao rearranjo interno das partículas. A amplitude da histerese aumenta à medida que a tensão máxima de cada ciclo cresce, sugerindo que o material sofre um acúmulo de deformações axiais irreversíveis. Como o material encontra-se em uma célula de carga com parede fina que permite deformações laterais, é possível que esteja contribuindo com a histerese observada.

A redução no índice de vazios após cada ciclo de carregamento é menor do que antes, onde a compactação final do rejeito é acumulativa. Este comportamento reflete a natureza compressível do material. O índice de vazios inicial é de $e = 0,59$ indicando um estado fofa antes do começo da aplicação de ciclos. No final de todos os ciclos aplicados o rejeito atinge um índice de vazios de $e = 0,52$ com uma diferença total de $\Delta e = 0,07$, atingindo uma densificação progressiva. Também, é importante mencionar que a parede fina da célula pode influenciar a distribuição de tensões internas fazendo com que a

compressibilidade do material seja mais pronunciada em cada ciclo devido à maior liberdade para expandir lateralmente.

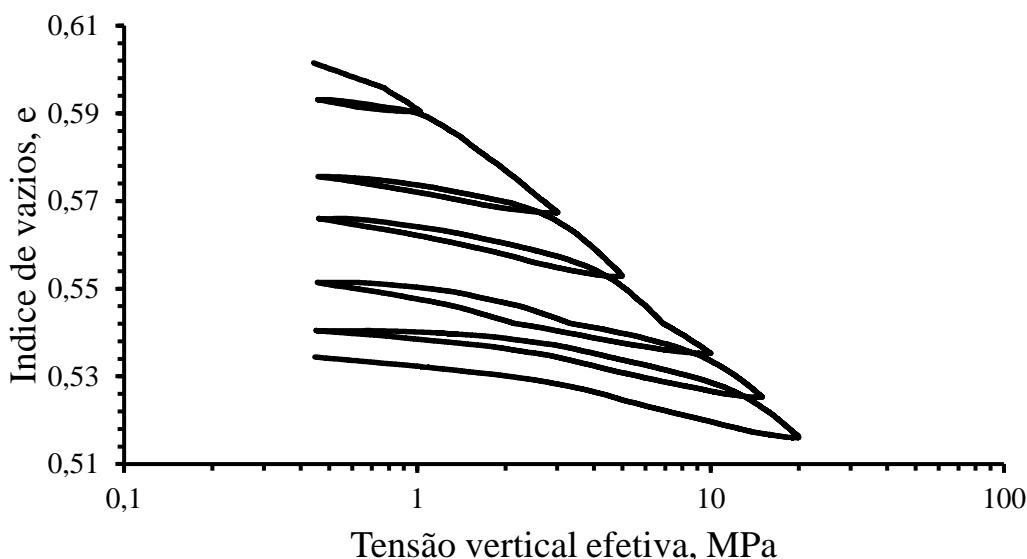


Figura 4.5 Resposta cíclica de carregamentos progressivos no rejeito em função da tensão vertical efetiva

4.2. Comportamento das Tensões Horizontais

Os strain gauges, instalados nas paredes finas de 7 mm da célula de carga construída, permitiram analisar as tensões horizontais e a sua evolução durante o carregamento. No caso dos ensaios de compressão confinada para os distintos níveis de tensões, também foi possível analisar as tensões horizontais e o coeficiente de empuxo lateral K_0 a compressão constante.

Foi realizada a comparação da medição experimental das tensões horizontais e o coeficiente de empuxo lateral K_0 com a expressão empírica amplamente utilizada em projetos geotécnicos de Jaky (1944), em função do ângulo de atrito efetivo obtido do ensaio triaxial, dos ensaios apresentados no capítulo 3.1. Os resultados são detalhados por meio da Figura 4.6 mostrada a

seguir.

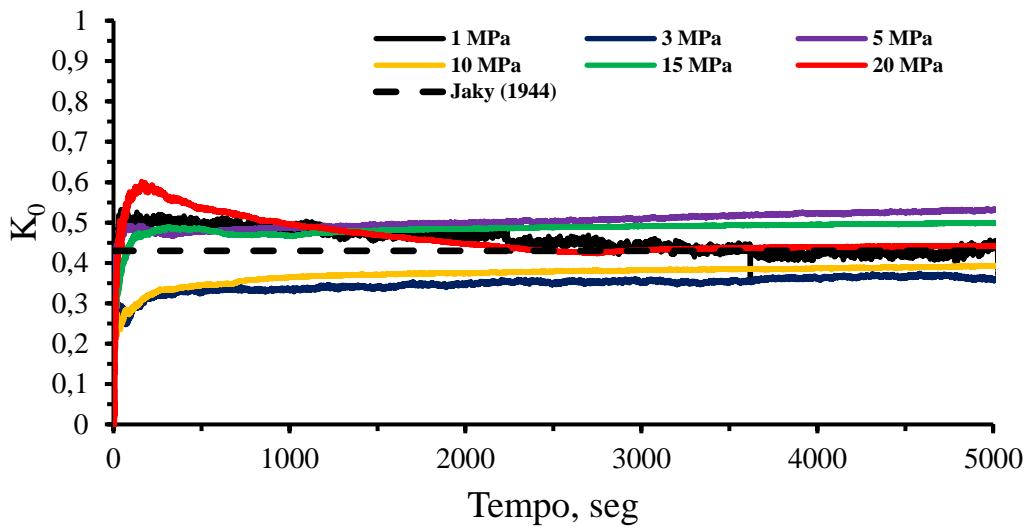


Figura 4.6 Evolução do coeficiente de empuxo para o rejeito K_0 para cada ensaio isolado, comparando com expressão analítica de Jaky (1944)

Em relação ao coeficiente de empuxo do rejeito K_0 , de forma geral, observou-se que, ao manter a tensão vertical constante ao longo do tempo, o comportamento foi linear, com pequenas oscilações. No entanto, no ensaio com a aplicação de 20 MPa, K_0 apresentou um pico no início do carregamento, estabilizando-se em seguida. Esse comportamento pode ser atribuído a uma compactação inicial imperfeita, que permitiu ao rejeito rearranjar suas partículas, resultando em uma maior tensão horizontal em comparação com as demais amostras. Após essa fase inicial, o coeficiente retornou ao padrão observado nos demais ensaios.

De modo geral, os valores de K_0 variaram entre 0,3 e 0,5, sem evidências claras de uma influência direta das altas tensões verticais aplicadas. O resumo dos valores experimentais do coeficiente de empuxo obtidos é apresentado na Tabela 4.1.

Tabela 4.1– Resultados experimentais do coeficiente de empuxo K_0

Tensão Vertical Efetiva (MPa)	K_0 Instrumentado
1	0,44
3	0,30
5	0,47
10	0,35
15	0,47
20	0,50

De outra forma, na comparação com o valor obtido pela expressão de Jaky (1944) representada pela linha tracejada nas figuras anteriores, foi constatado que se ajustou bem em paridade com os resultados experimentais, estando próximo da média de valores de coeficientes de empuxo K_0 experimentais obtidos. Também são apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2– Valores do coeficiente de empuxo K_0 a partir de expressões empíricas

Referência	$K_0 (\emptyset_{TE}=35^\circ)$
Jaky (1944)	0,43
Fraser (1957)	0,38
Hendron (1960)	0,5
Brooker and Ireland (1965)	0,38
Kezdi (1962)	0,37

As trajetórias de tensões foram estudadas, em termos das tensões vertical e horizontal efetiva (Figura 4.7), e em função das trajetórias p' e q (Cambridge) (Figura 4.8) para os ensaios isolados de compressão (1, 3, 5, 10, 15 e 20 MPa).

Para os ensaios de 1, 3 e 5 MPa relacionados à Figura 4.7, as trajetórias são praticamente lineares, indicando que para esses níveis de carga, o comportamento entre tensão vertical e a tensão horizontal segue uma relação proporcional simples. Nos ensaios com tensões mais altas de 10, 15 e 20 MPa (Figura 4.8), a relação entre tensão vertical e tensão horizontal parece manter um

comportamento linear, porém a inclinação da linha da trajetória aumenta, sugerindo que as tensões horizontais estão crescendo mais rapidamente. Isso pode indicar que a resistência do rejeito à deformação lateral está diminuindo.

Conforme a carga vertical aumenta (acima de 10 MPa), a diferença entre a tensão vertical aplicada e a tensão horizontal torna-se mais evidente. Isso pode estar relacionado com o efeito de confinamento horizontal aplicado pela célula edométrica, que permite deformações laterais, mas também sugere que o material está sendo cada vez mais comprimido lateralmente à medida que a tensão vertical atinge níveis mais altos.

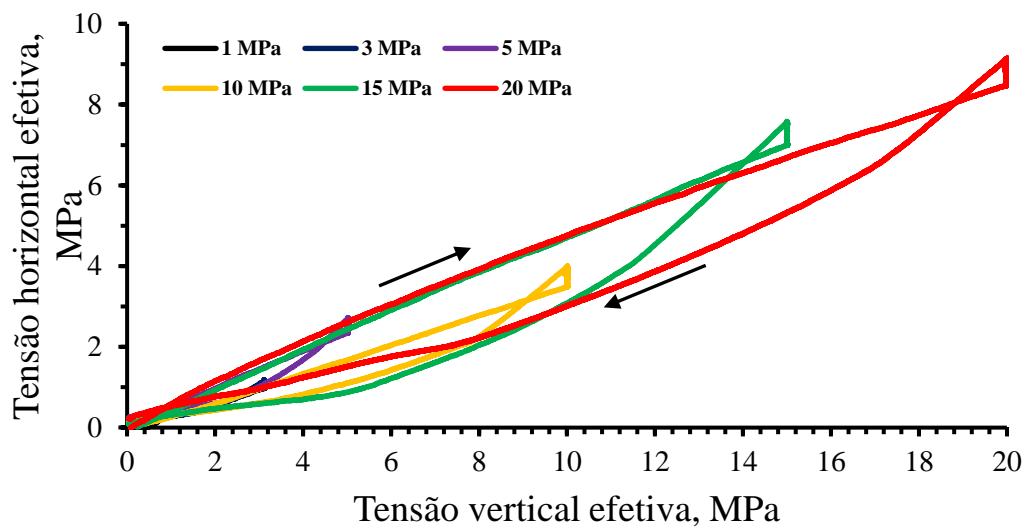


Figura 4.7 Relação das tensões verticais – tensões horizontais para os diferentes níveis de tensões

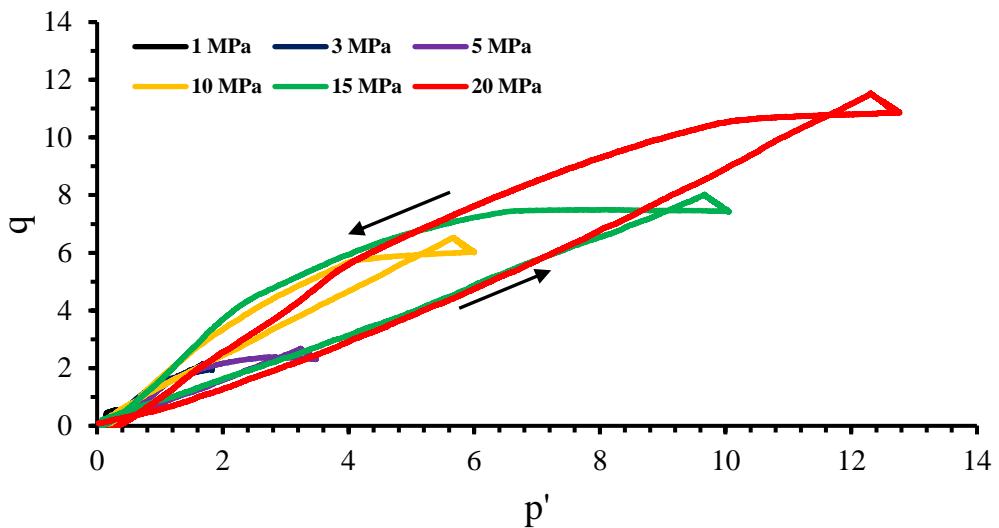


Figura 4.8 Trajetórias de tensões para os diferentes níveis de tensões

Em relação ao carregamento nos ensaios de compressão confinada para diferentes níveis de tensão, os resultados mostraram-se coerentes com aqueles reportados na literatura, exibindo uma trajetória linear cuja inclinação depende do nível de tensão, bem como das características do material, incluindo a forma dos grãos, umidade e grau de compactação.

Por outro lado, o comportamento observado durante o descarregamento, apresentado nas Figuras 4.7 e 4.8, mostrou-se inverso ao relatado na literatura. As grandezas medidas foram menores ao longo de todo o processo de descarregamento, tanto em relação às tensões verticais quanto às tensões efetivas verticais e horizontais, além de desviar da trajetória esperada durante a carga e descarga.

Esse comportamento pode ser explicado pela localização do corpo de prova dentro da célula edométrica. Conforme ilustrado no Anexo 7.3, as paredes finas do equipamento possuem 30 mm de altura, enquanto o corpo de prova apresenta uma altura de 20 mm, deixando uma folga de 10 mm na parte superior da amostra. Isso implica que o centro das paredes da célula, região com maior potencial de deformação, está localizado acima do corpo de prova. Por outro lado, o centro da amostra encontra-se a aproximadamente 1/3 da altura total da parede (30 mm), precisamente onde o strain gauge está instalado. Caso a amostra de rejeito fosse 10 mm mais alta, seu centro estaria alinhado com o ponto de maior deformação

da parede, exigindo a instalação do strain gauge nessa região para uma medição mais representativa.

Essa diferença de localização e altura influenciou o comportamento do material durante o descarregamento, resultando na resposta inversa àquela observada na literatura.

4.3.

Avaliação de quebra de grãos pós ensaios de compressão confinada

Conforme descrito anteriormente, materiais granulares submetidos a altas tensões podem experimentar a quebra de grãos, um fenômeno que pode impactar significativamente suas propriedades mecânicas como também hidráulicas. Em razão dessa possibilidade, foi conduzida uma avaliação para verificar a ocorrência da quebra de grãos do rejeito filtrado de ferro ensaiado após a realização dos ensaios de compressão uniaxiais.

Para investigar a existência da quebra de grãos, amostras foram analisadas após aplicação das tensões uniaxiais. Este procedimento incluiu a análise granulométrica por sedimentação seguindo as exigências da norma ABNT NBR 7181 para detectar alterações na distribuição do tamanho das partículas. Com isto a seguir são comparadas as curvas granulométricas antes (Figura 3.5) e pós ensaios

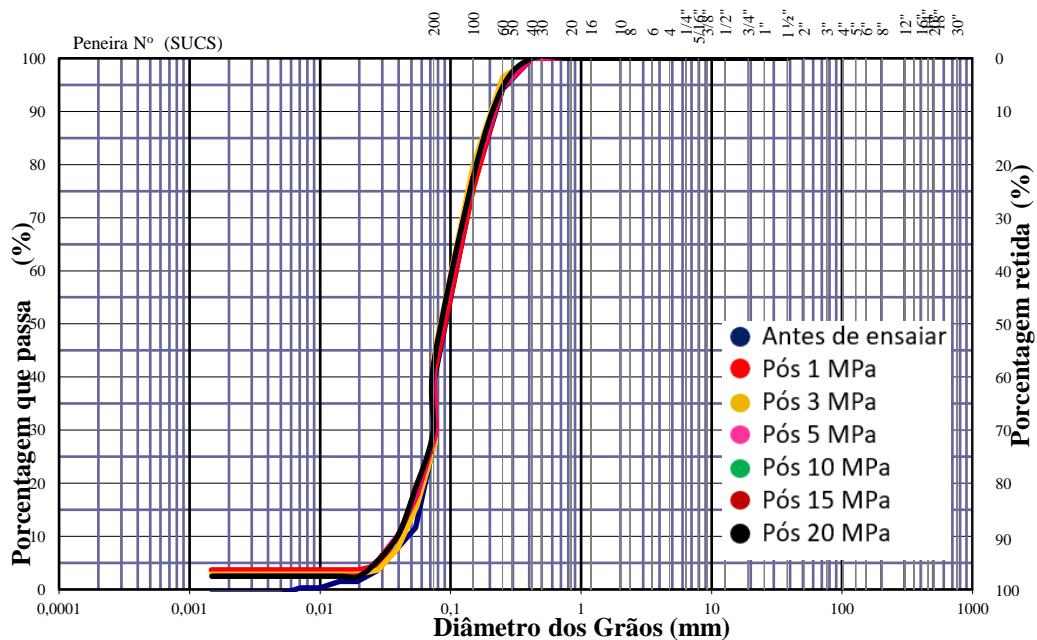


Figura 4.9 Comparação de curvas granulométricas pós ensaios de compressão confinada

Após a análise dos resultados das curvas granulométricas obtidas após cada carregamento aplicado para cada um dos ensaios executados e a

subsequente comparação com a distribuição granulométrica inicial do material, o qual se encontrava em condição seca e sem ensaio prévio, foi possível concluir que não houve evidências de quebra de grãos no rejeito de ferro. Essa observação foi consistente em todos os carregamentos aplicados ao longo dos ensaios.

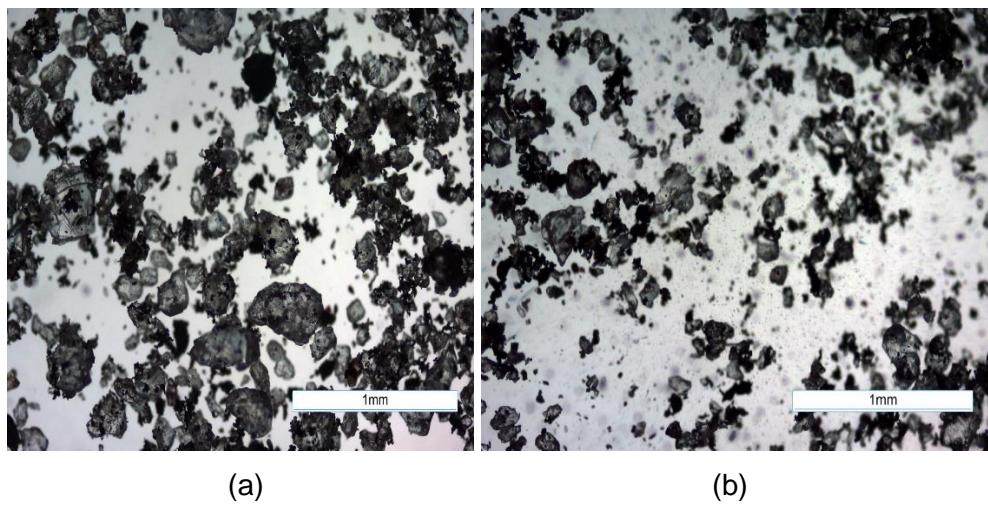


Figura 4.10 Imagem com microscópio (a) antes de ensaiar, (b) logo após o carregamento de 20 MPa

Também, foram avaliados visualmente os grãos do rejeito seco, após o carregamento isolado de 20 MPa, para constatar se existia algum padrão que indicasse quebra de grãos, mas não foi observado. Os grãos apresentaram mesma forma e tamanhos gerais de partículas, só existiram micro partículas por abrasão.

4.4. Estudo de uma areia seca, “Areia de Ipanema”

4.4.1. Metodología

Com o objetivo de validar a célula edométrica construída, foi ensaiado outro tipo de material, de diferente granulometria, estudando principalmente as suas tensões horizontais no carregamento e descarregamento. O material foi uma areia que veio dum coleta da praia de Ipanema, no Rio de Janeiro. Sá Schuck (2002) descreve o ponto de coleta do material, próximo ao Posto 9, em frente ao Edifício nº 272 da Avenida Vieira Souto, a uma distância aproximada de 50 metros do calçadão. Foram coletados aproximadamente 20 Kgf de areia, que foram, em seguida, encaminhados para o Laboratorio de Geotecnica e Meio Ambiente (LGMA) da

PUC-Rio. A areia foi levada à estufa com uma temperatura de 105 °C, por um período de 24 horas, antes de realizar os ensaios de compressão confinada.

Schuck (2002) apresenta a caracterização geotécnica realizada no LGMA, onde procedeu com a granulometria do material e comparou a curva granulométrica com Simões (2015) e Costa (2020) que também realizaram pesquisa com amostras da areia da Praia de Ipanema coletadas no mesmo local. As curvas granulométricas são apresentadas a seguir na Figura 4.11.

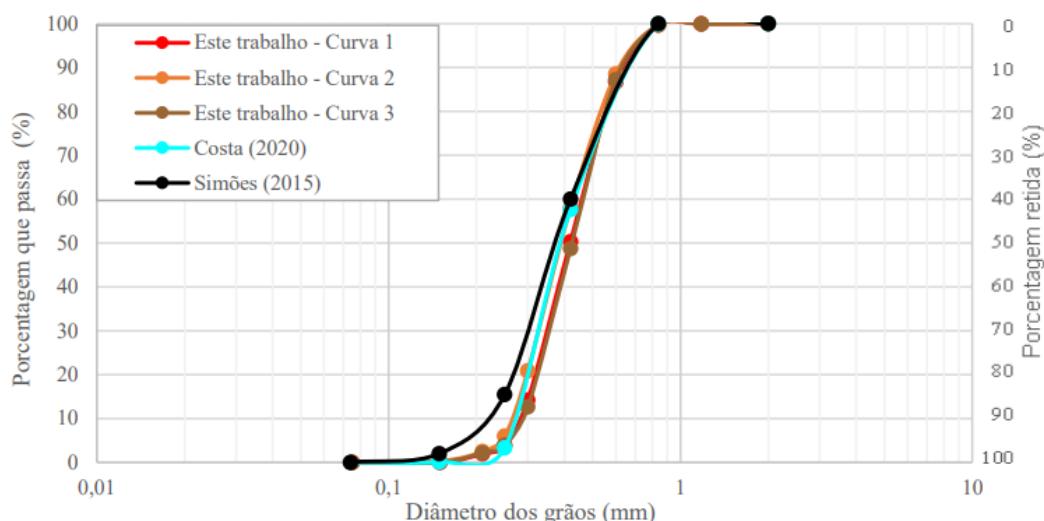


Figura 4.11 Curvas granulométricas da areia da Praia de Ipanema (Sá Schuck, 2002)

Segundo Schuck (2002), a areia da Praia de Ipanema é uma areia fina (60%) e média (40%). Classificada como “areia fina e média, mal graduada e uniforme”. Costa (2022) mediante microscopia ótica constataram que as amostras da areia da Praia de Ipanema era predominantemente compostas por grãos de quartzo, com alguns fragmentos de concha.

Em relação à presente pesquisa, para o ensaio de compressão confinada a preparação do corpo de prova foi identica à realizada para o rejeito de ferro estudado, detalhado no item 3.8.1, de forma a garantir a consistencia metodologica e a comparabilidade dos dados obtidos.

É importante ressaltar que embora o foco principal desta pesquisa seja o comportamento do rejeito de ferro, o objetivo desta inclusão foi avaliar o

comportamento desta areia e compará-lo diretamente com o do rejeito filtrado, oferecendo um ponto de referencia adicional para a análise dos resultados.

5

Conclusões e sugestões

5.1.

Conclusões

Nesta pesquisa foi construída uma célula de carga com parede fina e instrumentada radialmente com strain gauges para medição das tensões horizontais no carregamento vertical em altas tensões em diferentes formas de aplicação de carga. A uma velocidade de 1 kN/min no carregamento e descarregamento. Foram realizados seis ensaios isolados de 1, 3, 5, 10, 15 e 20 MPa, com o objetivo de reproduzir as tensões em campo de uma estrutura de rejeito filtrado conhecida como “Dry Stacking” em diferentes etapas de alteamento. E por outro lado um ensaio cíclico com estágios de carga, a uma velocidade de 0,5 kN/min, buscando avaliar por exemplo efeitos de carga de equipamentos pesados sobre cada alteamento de uma pilha de rejeito filtrado, realizando passadas para compactar o material em campo. O material foi ensaiado à seco devido a que o rejeito foi filtrado, por consequência a umidade do material é baixa e é classificado como não saturado, além do interesse de avaliar as tensões efetivas verticais e horizontais.

5.1.1.

Em relação à compressibilidade

Os resultados de compressibilidade do rejeito mostraram que, em altas tensões, a curva de compressibilidade apresenta maior inclinação em comparação às baixas tensões. Essa tendência é consistente com os resultados de adensamento obtidos previamente para o mesmo material em pressões de até aproximadamente 1 MPa, e foi confirmada pelos ensaios realizados nesta pesquisa.

Observou-se que, para tensões elevadas (15 e 20 MPa), o índice de compressibilidade (C_c) aumentou de forma mais significativa. Por outro lado, para tensões mais baixas (1, 3, 5 e 10 MPa), o aumento do C_c foi mais moderado.

Além disso, no ensaio de carga cíclica, verificou-se a presença de histerese, indicando uma resposta irreversível do material. A redução progressiva do índice de vazios a cada ciclo reflete que o material está se consolidando, apresentando um comportamento não linear.

5.1.2. Em relação às tensões horizontais

Em relação às tensões horizontais medidas, em todos os ensaios executados, as tensões horizontais aumentam à medida que a tensão vertical era aplicada, comportamento este esperado para materiais granulares que exibem algum grau de expansão lateral ao serem comprimidos axialmente. Para as tensões de 1, 3 e 5 MPa as trajetórias de carga se apresentaram praticamente lineares para as tensões maiores correspondentes às de 10, 15 e 20 MPa, a inclinação da relação tensão vertical e horizontal aumenta, parecendo que as tensões horizontais crescem a uma faixa maior de velocidade, podendo indicar que a resistência do material à deformação lateral está diminuindo, provavelmente a efeitos plásticos. Com isto, para projetos de grande magnitude, com alturas maiores às atuais (>200 m), a expressão analítica de Jaky se ajusta corretamente ao rejeito de ferro filtrado em condição seca, e pode ser utilizada para projetos de contenção ou análises numéricos para comportamento deste tipo de estruturas.

5.1.3. Em relação à quebra de grãos

Tendo em consideração a avaliação de quebra de grãos, os resultados das curvas granulométricas após ensaios de compressão em altas tensões mostraram que não ocorreram quebra de grãos para a condição aplicadas ao rejeito filtrado seco. É importante mencionar que o material apresenta algumas condições desfavoráveis para a existência desta condição como por exemplo a mineralogia presente no rejeito, a presença de quartzo um mineral bastante duro condiciona a resistência individual de cada grão, também a condição seca é desfavorável para a quebra de grãos, como foi descrito no estudo de Lee & Farhoomand (1967), a presença de água aumenta substancialmente a quebra de grãos no material granular, devido às tensões fazem com que a água penetre nas imperfeições das partículas gerando uma quebra das partículas, por outro lado a granulometria do

rejeito filtrado utilizado nesta pesquisa apresenta um 20,10 % de finos não plásticos, com isto, o percentual de finos não plásticos diminui significativamente o nível de quebra de grãos ao melhorar o rearranjo entre as partículas ou distribuindo de forma mais eficiente as tensões efetivas entre elas (Cordova, 2017). Também foi conferida a não existência de quebra de grãos por meio de análises visual com imagens no microscópio comparando o rejeito sem ensaiar e o rejeito pós aplicação de tensão vertical de 20 MPa. Os grãos mantiveram a sua forma e não foi possível identificar um padrão que indique ruptura dos grãos.

5.1.4.

Em relação à célula edométrica de parede fina instrumentada

Os resultados dos ensaios de compressão confinada apresentaram trajetórias de carga no carregamento coerentes com a literatura, com comportamento linear e inclinação dependente do nível de tensão, do material, da forma dos grãos e do nível de compactação. No entanto, o comportamento de descarregamento mostrou-se inverso ao observado na literatura, com magnitudes menores nas tensões verticais ao longo de todo o processo de descarregamento, tanto em função das tensões efetivas verticais e horizontais quanto nas trajetórias de carga.

Acredita-se que essa diferença pode ser atribuída à posição do corpo de prova dentro da célula edométrica. O equipamento possui paredes finas com altura de 30 mm, enquanto a amostra possui 20 mm de altura, deixando uma folga de 10 mm na parte superior. Como o strain gauge está instalado a “1/3” da altura das paredes, ele não coincide com a zona de maior deformação. Caso a amostra fosse 10 mm mais alta, o centro estaria na região de maior deformação, e o strain gauge deveria ser reposicionado para capturar essa variação. Essa pequena discrepância foi suficiente para influenciar o comportamento de descarregamento, causando a resposta inversa observada.

5.2. Sugestões

São sugestões para pesquisas futuras a avaliação dos seguintes pontos

- Ensaiar o rejeito filtrado seco a tensões ainda maiores até sofrer quebra de grãos, para isto é necessário projetar uma célula de carga com parede instrumentada mais grossa (>7mm).
- Aumentar umidade do rejeito filtrado na hora do ensaio para diferentes porcentagens com um limite superior de 20% que é a umidade esperada das estruturas de rejeito filtrado na mineração.
- Ensaiar outros tipos de rejeitos e estudar o comportamento das tensões horizontais, de outros tipos de rejeitos, com diferentes granulometrias.
- Estudar o comportamento do rejeito com maiores umidades ($\leq 20\%$) avaliando o efeito de saturação na parte inferior do material.
- Medir as deformações laterais diretamente nas amostras.

6

Referências bibliográficas

- Abrão, P. C. (1987). Sobre a deposição de rejeitos no Brasil. In: SIMPÓSIO SOBRE BARRAGENS DE REJEITOS E DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS INDUSTRIAIS E DE MINERAÇÃO-REGEO. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos-ABMS. v1. p. 1-10.
- Alpan, I. (1967). The empirical evaluation of the coefficients K₀ and K_{0R}. *Soil & Fudation*, No. 1, 31-40.
- Barros, C. (2023). Barragens de Rejeitos: Estimativa do Parâmetro de Estado a partir de Ensaios de Piezocone. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro.
- Bishop, A. W. (1955). The principle of effective stress, Lecture delivered in Oslo, Norway. No. 39, Teknisk Ukeblad, 859–863.
- Bishop, A. W. (1958). Test requirements for measuring the coefficient of earth pressure at rest. In: Proceedings of Brussels Conference on Earth Pressure Problems, Brussel, Belgium, 1.pp. 2-14.
- Bishop, A. W. (1966). The Strength of Soils as Engineering Materials. 6th Rankine Lecture, Geotechnique, 16, 91-128. Soils and soft rocks as engineering materials.
- Bishop, A. W., Webb, D. L., & Skinner, A. E. (1965). Triaxial test on soil at elevated cell pressures, Proc. of the Sixth Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg, University of Toronto Press. Vol. 1, 170-174.
- Blight, G. E. (2010). Geotechnical Engineering for Mine Waste Storage Facilities. CRC Press, Taylor & Francis Group, London, UK.
- Brasil. (2010). Lei nº 12.305, de 2 de agosto de 2010 Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos; altera a Lei nº 9.605, de 12 de fevereiro de 1998; e das outras providências. Diario oficial da União, Brasília, 03 ago.
- Brooker, E. W., & Ireland, H. O. (1965). Earth Pressure at Rest Related to Stress History, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 2, No. 1, 1-15.
- Cacciuttolo, C., & Perez, G. (2022). Practical Experience of Filtered Tailings Technology in Chile and Peru: An Environmentally Friendly Solution, Minerals.

- Caldwell, J., & Crystal, C. (2015). Filter-Pressed Tailings Facility Design, Construction, and Operating Guidelines.
- Campaña, J. E. (2011). Comportamiento de arenas de relave a altas presiones, Universidad de Chile, p. 239, Santiago, Chile.
- Capone, M. B. (2016). *Filtros de prensa para relaves*, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- Consoli, N. C., Carvalho, J., Wagner, A., Schueuermann Filho, H., Carvalho, I., Cacciari, P., & Silva, J. (2023). Determination of critical state line (CSL) for silty-sandy iron ore tailings subjected to low-high confining pressures, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering.
- Copeland, A. M., Lyell, K. A., & Van Greunen, P. (2006). Disposal of belt filtered tailings-Skorpion zinc case study: Feasibility, design and early operation. In proceedings of the Ninth International Seminar on Paste and Thickened Tailings, Limerick, Ireland, 3-7.
- Cordova, C. I. (2017). Efecto del contenido de finos no plasticos en la compresibilidad y rotura de partículas de arenas de relave, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- Costa, R. C. (2020). Ensaio de Caracterização e de Permeabilidade na Areia da Praia de Ipanema, RJ, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil e Ambiental PUC-Rio, Rio de Janeiro.
- Costa, R. C. (2022). Ensaio de Caracterização na Areia da Praia de Ipanema/RJ. COBRAMSEG.
- Crystal, C., Hore, C., & Ezama, I. (2018). Filter-pressed dry stacking: Design considerations based on practical experience. In Proceedings of the 24th International Conference on Tailings and Mine Waste, Fort Collins, CO, USA, 30 September–2 October 2018; pp. 209–219.
- Daouadji, A., & Hicher, P. Y. (2009). An enhanced constitutive model for crushable granular materials. *Int. J. Numer Anal Methods Geomech*, 34: 555-580.
- Davies, M. P., & Rice, S. (2001). An alternative to conventional tailing management – “dry stack” filtered tailings. In proceedings of Tailings and Mine Waste '01, Balkema.
- De la Hoz, K. (2007). Estimación de los parámetros de resistencia al corte en suelos granulares gruesos. Tesis de Magister, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- De Luiggi, B., & Maurice, B. (2022). Caracterización geotécnica de relaves, Universidad Técnica Federico Santa María, Chile.

- Emermann, S. H. (2022). *Evaluación de la Instalación de Almacenamiento de Relaves Filtrados en la Mina de Oro y Plata Propuesta Cerro Blanco, Sur de Guatemala.*
- Espósito, T. J. (2000). Metodologia probabilistica e observacional aplicada a barragens de rejeitos construidas por aterro hidráulico. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Brasília, p. 363, Brasília, Brasil.
- Fukunomoto, T. (1992). Particle breakage characteristics of granular soils. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 32, No. 1, 26-40, Mar. 1992.
- Gerscovich, D. M. (2008). Temsões em solos. *Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PGECIV).* Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ).
- Gerscovich, M. S., Martins, I., & Lima, A. (2016). Compressibilidade e Adensamento, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. PGECIV.
- Gridley, N., & Salcedo, S. (2013). Cemented Paste for Ore Recovery. In Proceedings of the 16th International Seminar on Paste and Thickened Tailings, Belo Horizonte, Brazil, 17–20.
- Guimarães, N. C. (2011). Filtragem de rejeitos de minério de ferro visando à sua disposição em pilhas. Belo Horizonte: UFMG, p. 114 (Dissertação de Mestrado).
- Hardin, B. O. (1985). Crushing of Soil Particles, Journal of Geotechnical Engineering., 111, 1177-1192.
- Hatanaka, M., & Uchida, A. (1996). A simple method for the determination of k₀-value in sandy soils, Soils and Foundations, vol.36, 2, 93-99, Japanese Geotechnical Society.
- Hendron, A. (1963). The behavior of sand in one-dimensional compression, Ph.D. thesis, University of Illinois, Urbana, III.
- Hendron, A. J., Davisson, M. T., & Parola, J. F. (1969). Effect of degree of saturation on compressibility of soils from Defense Research Establishment Suffield, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station.
- Horn, R., & Lebert, M. (1994). Soil Compaction and Compressibility. Soil Compaction in Crop Production, 45-69.
- Hu, L., Wu, H., Zhang, L., & Wen, Q. (2016). Geotechnical Properties of Mine Tailing, Journal of Material in Civil Engineering, 29(2).

- IBRAM. (2016). *Gestão e manejo de rejeitos da mineração. Câmara Minera de Brasil, Brasília, Brasil.*
- Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest, Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, 355-358.
- James, M., Aubertin, M., Wijewickreme, D., & Wilson, G. W. (2011). A laboratory investigation of the dynamic properties of tailings, Canadian Geotechnical Journal, 48(11), 1587–1600.
- Jewell, R. J., & Fourie, A. B. (2006). Paste and Thickened Tailings-A Guide, 2nd Edition, Australian Centre for Geomechanics, Perth, 242 p.
- Kjaernsli, B., & Sande, A. (1963). Compressibility of some coarse-grained materials, In Proceedings of the 1st European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Weisbaden, Germany, pp. 245-251.
- Kurnaz, T. F., Dagdeviren, U., Yildiz, M., & Ozkan, O. (2016). Prediction of compressibility parameters of the soils using artificial neural network, Department of Geophysical Engeneering, Sakarya University, SpreingerPlus, 5, 1-11.
- Lade, P. V., & Bopp, P. A. (2005). Relative density effects on Drained sand behavior at High Pressures, Soils and Foundations ,45(1), 15-26.
- Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1969). *Soils Mechanics*. New York, EUA: John Wiley and Sons Inc.
- Lee, J., Yun, T. S., Lee, D., & Lee, J. (2013). Assessment of K0 correlation to strength for granular materials. *Soils and Foundations, Volume 53*, pp. Pages 584-595.
- Lee, K. L., & Farhoomand, I. (1967). Compressibility and crushing of granular soil in anisotropic triaxial compression, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 4, No.1, pp. 68-86.
- Lee, K. L., & Seed, H. B. (1967). Drained Strength Characteristics of Sands, Jour, Soil Mech. and Found. Div. 93, (SM6), 117-141.
- Lo, K. Y., & Roy, M. (1973). Response of particule materials at high pressures, Soils and Fundations, 13(1): 51-76.
- Luz, A. B., & Lins, F. A. (2004). *Introdução ao tratamento de minérios* In:LUZ, A.B.: SAMPAIO. 4 edição. CETEM. Rio de Janeiro. RJ. 16 p.
- Lyu, Z., Chai, J., Xu, Z., Qin, Y., & Cao, J. (2019). A Comprehensive Review on Reasons for Tailings Dam Failures Based on Case History, Advances in Civil Engineering.

- Miura, N., & Yamanouchi, T. (1975). An experimental study on the particle-crushing of a sand under shear stresses. *Tech. Reps, of the Kyushu University.*
- Miura, N., & Yamanouchi, T. (1975). Effects of water on the behaviour of a quartz-rich sand under high stresses. *Soils and Foundations*, 15, 23-34.
- Peters, J. M. (2004). Propiedades geotécnicas de rejeitos arenosos e suas implicações nos projetos. *V Congreso de Ingeniería Geotécnica*.
- Roberts, & Souza. (1958). The compressibility of sand. *Proc., Am. Soc. for Testing Mat., Vol. 58, ASTM*, 1269-1277.
- Roberts, J. E., & de Souza, J. M. (1958). The compressibility of Sand, Proc., Am. Soc. for Testing Mat., Vol. 58, ASTM, p.1269-1277.
- Rodari, G., & Odecop, L. (2021). Secado de colas filtradas en contacto con la atmósfera. *Boletín Geológico Min.*, 132, 551-571.
- Sá Schuck, T. E. (2002). Ensaios de cisalhamento simples na areia da Praia de Ipanema, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civial e Ambiental da PUC-Rio, Rio de Janeiro.
- Santamarina, J. C. (2001). Soils and waves: Particulate materials behavior, characterization and process monitoring, *J Soils Sediments* 1, 130.
- Santos, A. S. (2004). *Comportamento de misturas solo-cimento-fibra sob compressão confinada com medição de tensão lateral*. Porto Alegre.
- Schmertmann, J. H. (1975). Measurement of in-situ shear strength. Proceedings of ASCE Spec, Conference on in-situ measurement of soil properties, Vol. 2 57-138.
- SILVA, e. a. (2011). *Resíduos sólidos da atividade de mineração. Caderno de Diagnóstico*.
- Simões, B. R. (2015). Ensaio de permeabilidade em Laboratório na Areia da Praia de Ipanema e em Amostra de Microesferas de Vidro, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio, Rio de Janeiro.
- Singh, S. (2020). Effect of grain crushing on the hydromechanical behaviour of tailings sands, Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado, Master of Sciense thesis.
- Skempton, A. W. (1961). Effective stress in soils, concrete and rock, Conference on pore pressure and suction in soils, Butterworths, London, 4–16.

- Solans, D. (2010). Equipo triaxial monótono y cíclico de altas presiones y su aplicación en arenas de relave. Tesis Magister en ciencias de la ingeniería. Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- Takei, M., Kusakabe, O., & Hayashi, T. (2001). Time-dependent behaviour of crushable materials in one-dimensional compression test, Soils and Foundations, 41 (1), p. 97-121.
- Terzagui, K. (1920). Old earth pressure theories and new test results. Eng. News Rec. 85 (14), 632-637.
- Terzagui, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Vesic, A. S., & Barksdale, R. D. (1963). On shear strength of sand at very high pressures, Georgia Institute of Technology.
- Vesic, A. S., & Clough, G. (1968). Behaviour of Granular Material under High Stresses, Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division. ASCE, 94 (3), P. 661-688.
- Villar, L. F. (2003). *Estudo do adensamento e ressecamento de resíduos de mineração e processamento de bauxita*. Rio de Janeiro.
- Wagner, A. C., Carvalho, J. V., Souza Silva, J. P., Scheuermann Filho, H. C., & Consoli, N. C. (2023). Dry Stacking of iron ore tailings: possible grain breackage during compaction, Proceedings of the Institution of Civil Engineering.
- Wang, B., Zen, K., Chen, G., Zhang, Y., & Kasama, K. (2013). Excess pore pressure dissipation and solidification after liquefaction of saturated sand deposits, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, No. 49, 157-164.
- Zhu, F. (1993). An experimental study of at rest lateral stress in cemented sands, M. Eng. Thesis,. Memorial University of Newfoundland, St. John's.

7 Anexos

7.1. Carregamentos isolados

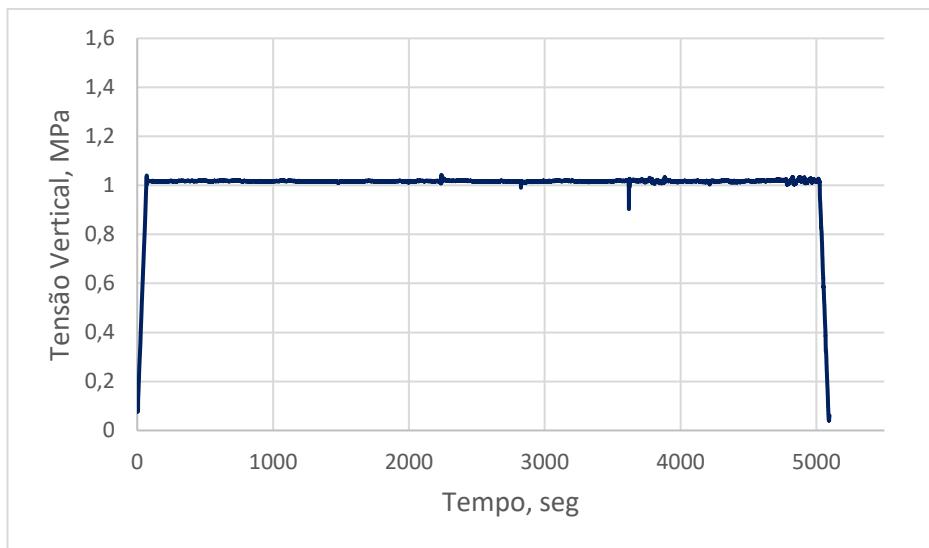


Figura 7.1 Carregamento isolado para 1 MPa

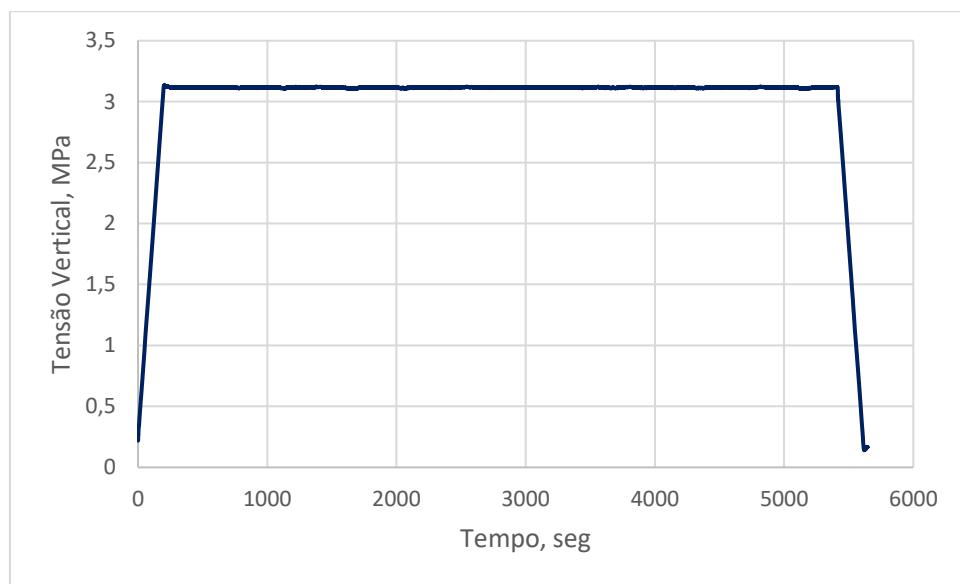


Figura 7.2 Carregamento isolado para 3 MPa

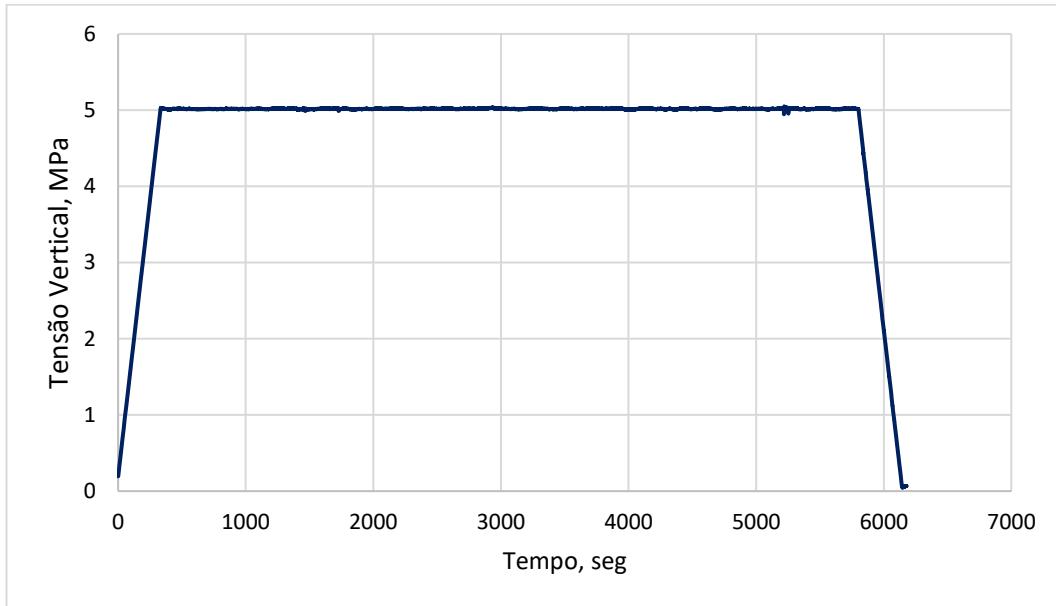


Figura 7.3 Carregamento isolado para 5 MPa

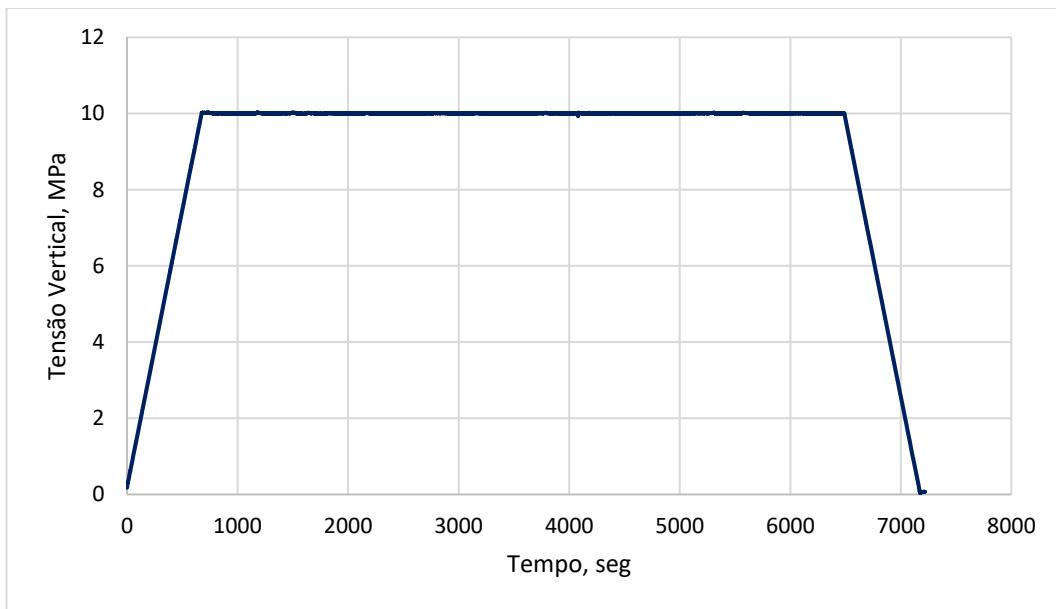


Figura 7.4 Carregamento isolado para 10 MPa

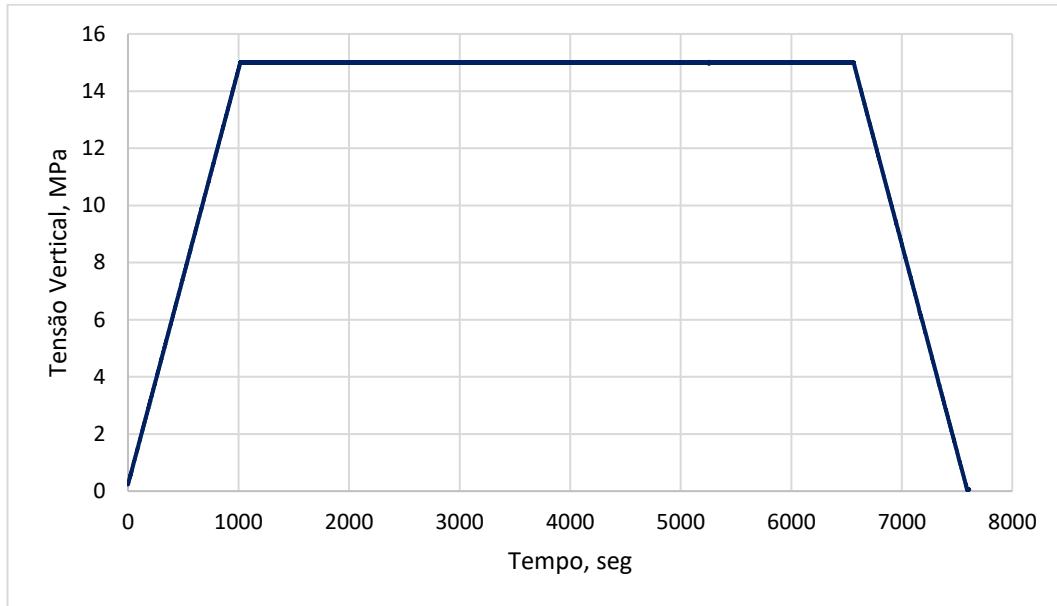


Figura 7.5 Carregamento isolado para 15 MPa

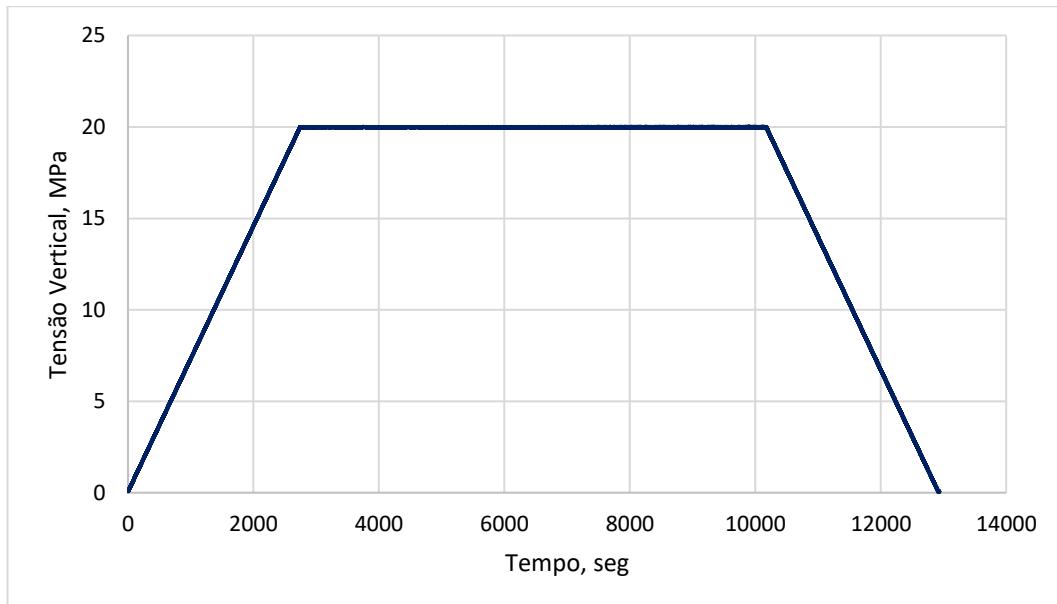


Figura 7.6 Carregamento isolado para 20 MPa

7.2. Carregamento cíclico

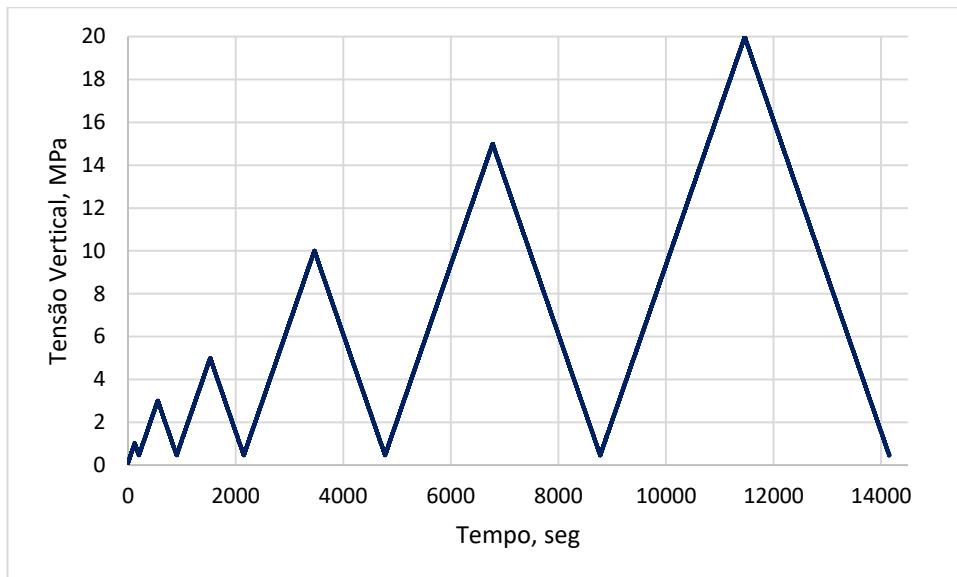
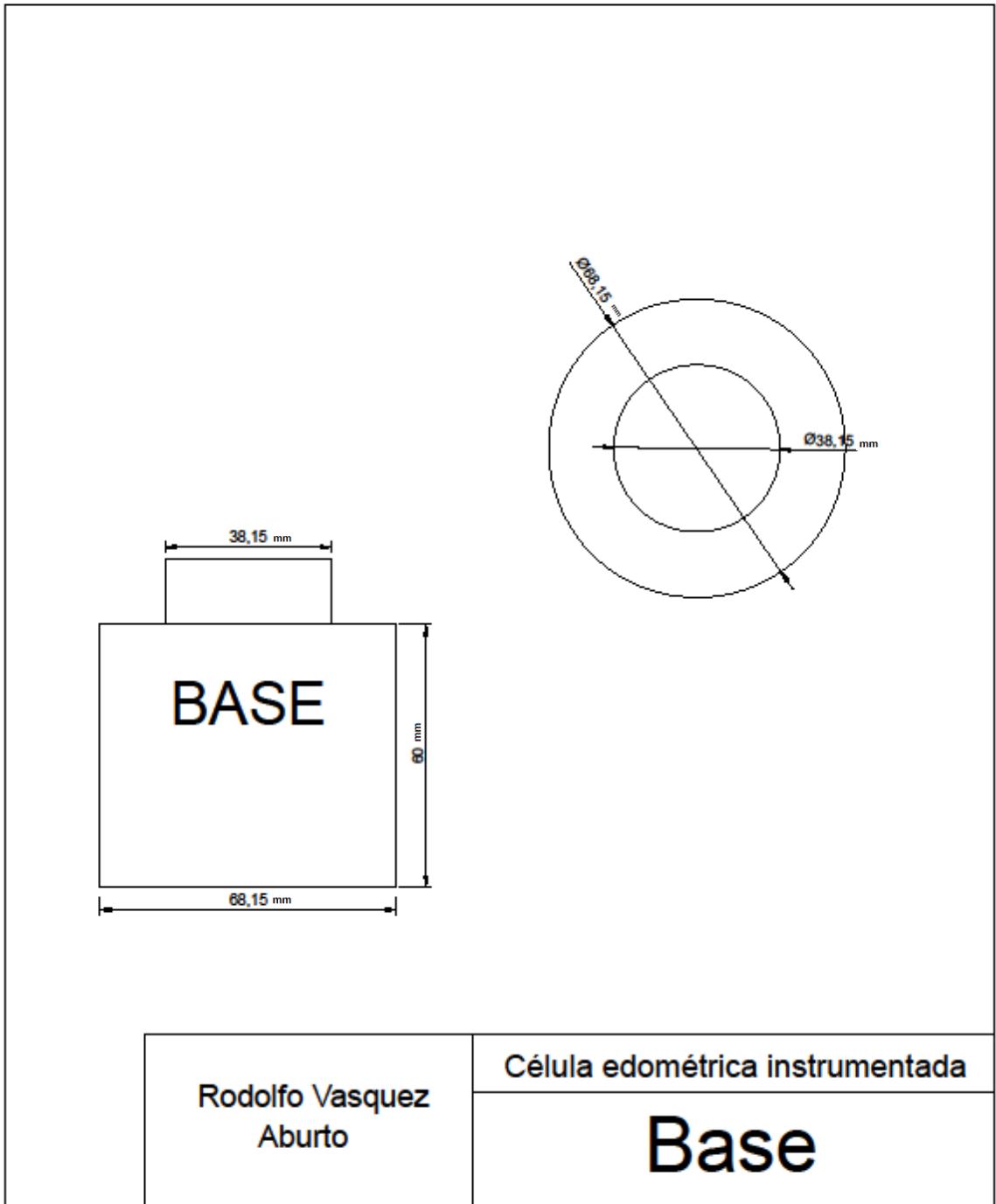
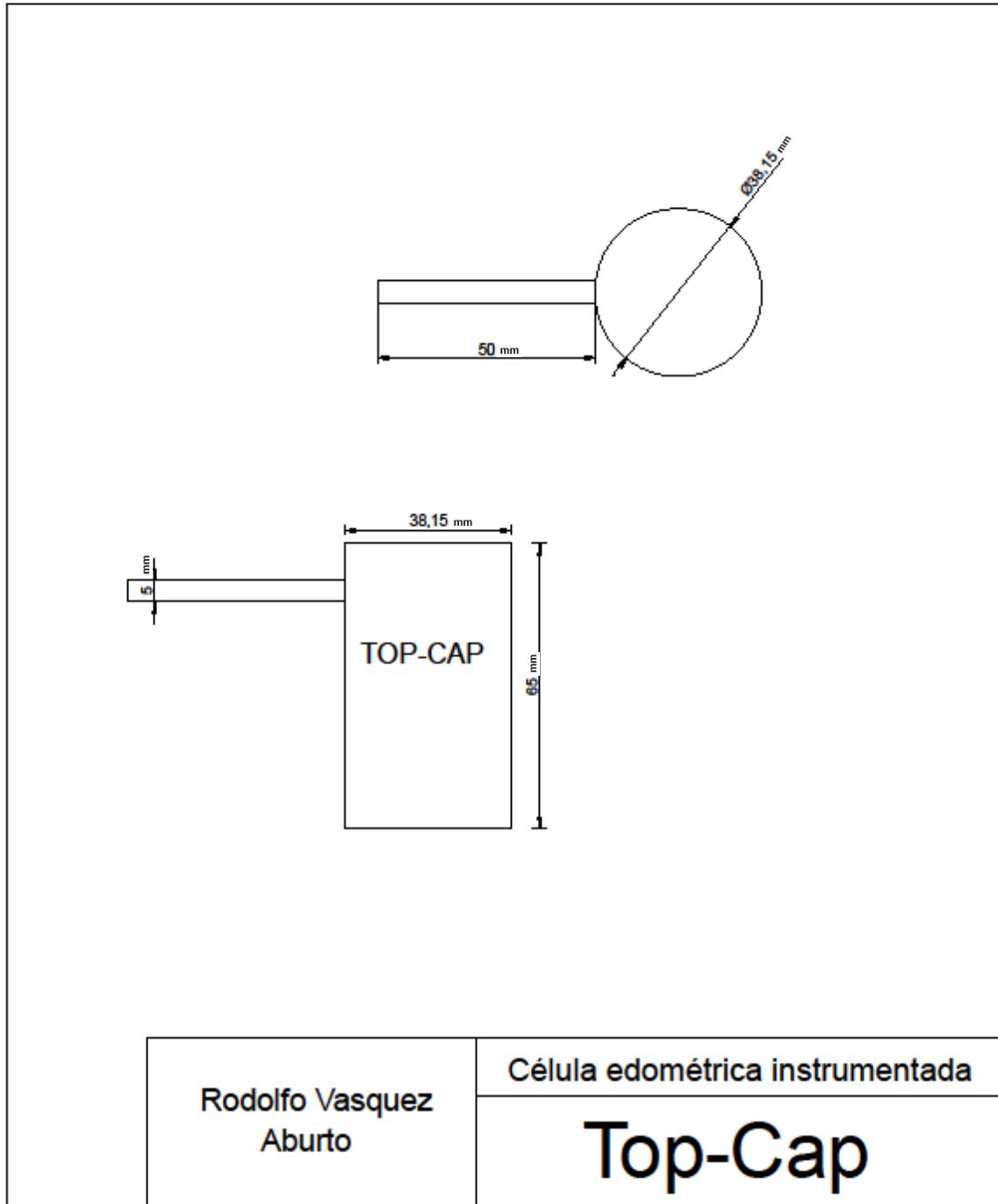
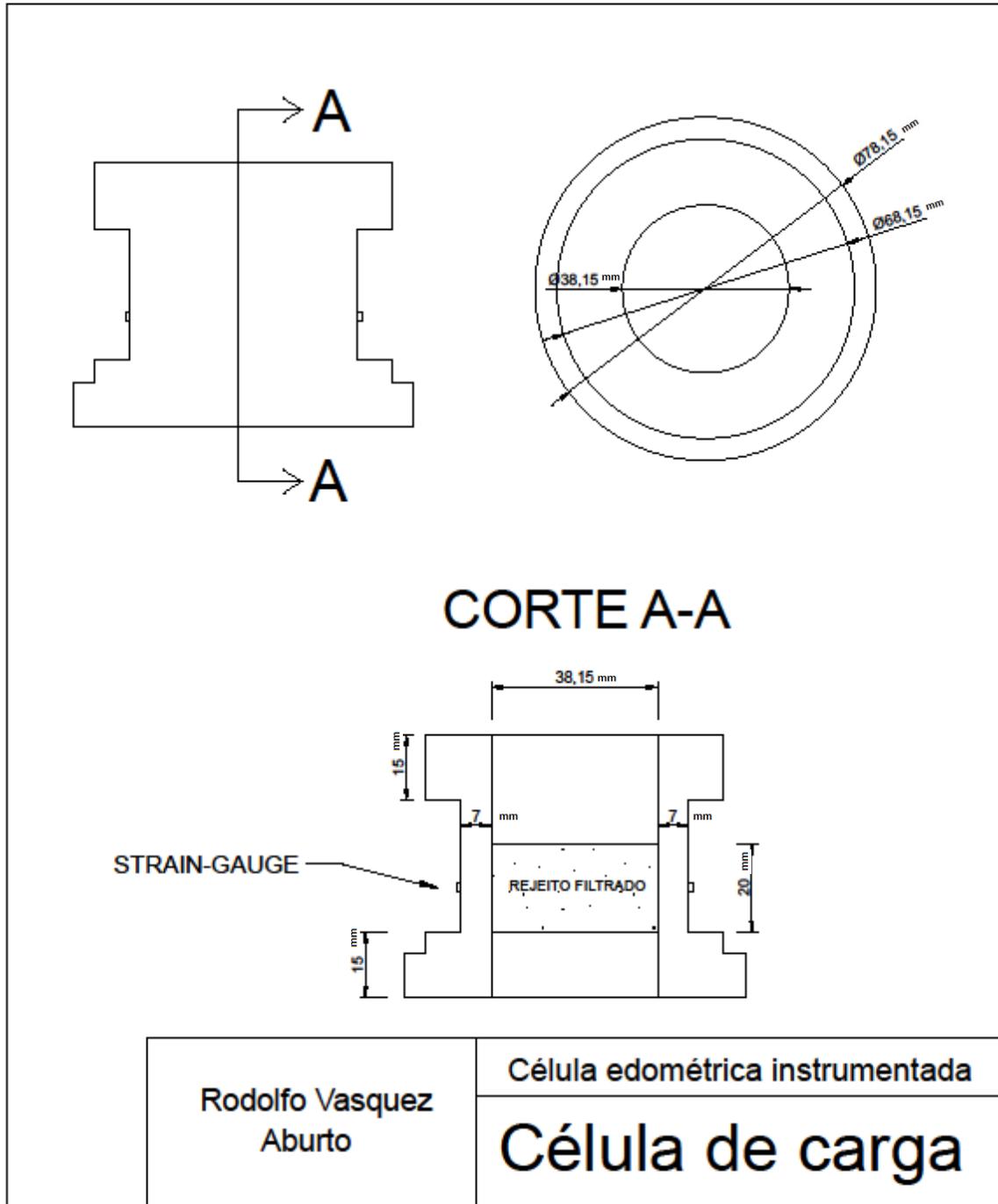
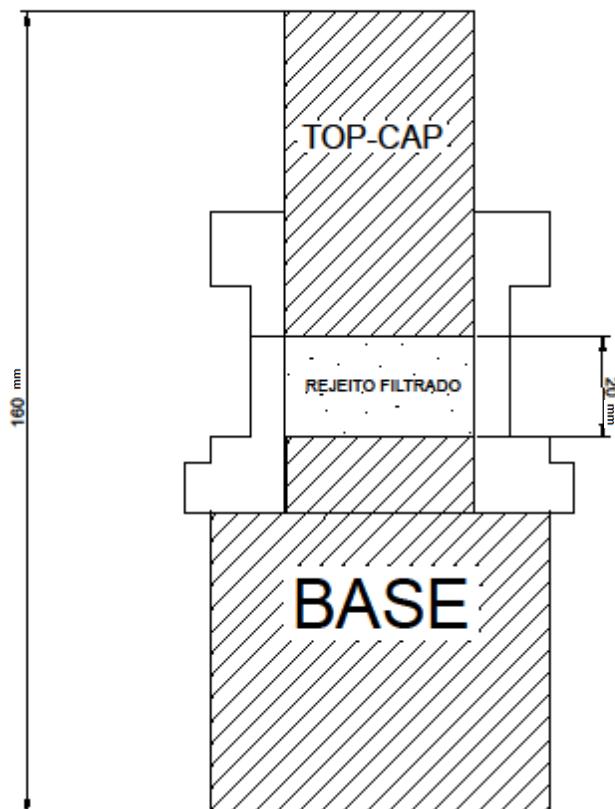


Figura 7.7 Carregamento cíclico

7.3.**Projeto do equipamento Célula edométrica instrumentada**







Rodolfo Vasquez
Aburto

Célula edométrica instrumentada
Equipamento montado