

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/18

Análise do Estado Crítico e Potencial de Liquefação Estática de um Rejeito de Bauxita

Mateus Zanini Broetto

Geólogo Geotécnico, UFOP, Ouro Preto, Brasil, mateus.broetto@aluno.ufop.edu.br

Gacrieli Dientsmann

Docente, UFSC, Florianópolis, Brasil, g.dientsmann@ufsc.br

Murilo da Silva Espíndola

Docente, UFSC, Florianópolis, Brasil, murilo.espindola@ufsc.br

Ian Kanji Nunes Yonezawa

Geólogo Geotécnico, DAM Projetos de Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, ian.yonezawa@dam.com.br

RESUMO: Os rejeitos de bauxita são criados durante a etapa de clarificação do processo Bayer, responsável pela extração da alumina desse minério, que gera cerca de 0,8 a 1,5 toneladas de rejeitos para cada tonelada de alumina e cujo volume é bombeado em forma de polpa até um reservatório, geralmente em forma de barragem de contenção. A deposição dos rejeitos por via úmida, aliada as altas taxas de alteamento dos barramentos, deixam essas estruturas altamente suscetíveis ao fenômeno de liquefação, mesmo que constituídos por uma fração significativa de partículas em tamanho silte e argila. Tal incidente ocorre quando um aumento repentino de poro-pressões é capaz de anular as tensões efetivas do material, fazendo-o perder totalmente a sua estrutura. A susceptibilidade do material a esse evento pode ser verificada por meio das propriedades de estado, retiradas de ensaios de compressão triaxial. Desse modo, este trabalho tem por objetivo avaliar o potencial de liquefação estática de um rejeito de bauxita e determinar o seu estado crítico. A verificação foi feita por meio de ensaios de triaxiais não drenados, em uma amostra reconstituída com o maior índice de vazios encontrado em campo. O rejeito de bauxita, caracterizado como silte-argiloso de baixa plasticidade, mostrou-se suscetível a liquefação para níveis de tensões menores.

PALAVRAS-CHAVE: Liquefação, Rejeito de bauxita, Estado crítico, Índice the vazios

ABSTRACT: Bauxite tailings are created during the clarification stage of the Bayer process, responsible for extracting alumina from this ore, which generates around 0.8 to 1.5 tons of waste for each ton of alumina, whose volume is pumped as slurry to a reservoir, generally in the form of a tailing dam. The wet deposition of tailings, combined with the high rates of upstream construction method, leaves these structures highly susceptible to the liquefaction phenomenon, even if they are mainly composed of a significant fraction of silt and clay-sized particles. Such an event occurs when a sudden increase in pore pressure can nullify the material's effective stress, causing it to completely lose its structure. The material's susceptibility to this can be verified through state properties, taken from triaxial compression tests. Therefore, this work aims to evaluate the potential for static liquefaction of a bauxite tailings and to determine its critical state. The evaluation was carried out using undrained triaxial tests on a reconstituted sample with the highest void index found in the field. The bauxite waste, characterized as low plasticity silt-clay, was susceptible to liquefaction at lower stress levels.

KEYWORDS: Liquefaction, Bauxite tailings, Critical state, Void ratio

1 INTRODUÇÃO

Atualmente, o Brasil possui a terceira maior reserva de bauxita do mundo, distribuída principalmente na região norte, seguida por sudeste e sul, onde grande parte de extração é destinada ao beneficiamento da alumina e o restante à indústria de refratários e químicos. (ANTUNES et al, 2012). Durante o processo de beneficiamento, altas quantidades de rejeitos são produzidas, e por conta disso, é necessário que haja a disponibilidade de áreas extensas para o seu armazenamento. A forma mais comum é por meio de reservatórios contidos por diques ou barragens, geralmente alteados à montante, método que possui melhor custo benefício, mas não é o mais seguro.

A deposição dos rejeitos por via úmida, alida as altas taxas de alteamento nesses reservatórios, tornam-os altamente suscetíveis ao fenômeno de liquefação, visto que quando saturados e submetidos a carregamentos não drenados, podem apresentar grande redução da resistência ao cisalhamento devido ao aumento das poropressões. Os resíduos de mineração estão sujeitos a esse evento mesmo que compostos por partículas finas, de tamanho silte e argila, caso sejam não plásticas. Por serem não coesivas, a resistência ao cisalhamento é mobilizada apenas pelo atrito e rearranjo dos grãos (VICK,1983). Desse modo, a liquefação pode ser desencadeada por gatilhos sísmicos ou estáticos, que provocam uma instabilidade local e, conseqüentemente, grandes rupturas com fluxos de lama, como ocorrido na barragem de Fundão em novembro de 2015 (MORGENSTERN et.al 2016).

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Comportamento de Tensão-Deformação

De modo geral, solos submetidos a tensões normais uniformes e de cisalhamento variáveis demonstram uma relação de tensão-deformação parecida com as curvas encontradas na Figura 1, retiradas de ensaios de compressão triaxial. Para pequenos valores de tensão cisalhante aplicadas, a deformação correspondente é aproximadamente linear e elástica, onde a partir de certo nível de pressão, a alteração passa a ser plástica (irreversível). Este trecho da curva é conhecido como ponto ou zona de plastificação, em que no início, o material oferece maior reação a deformação cisalhante plástica, caracterizando um comportamento de *strain hardening*, devido ao aumento da resistência com a evolução das deformações (SCOTT, 1994). Essa conduta é observada em todas as deformações iniciais das curvas tensão-deformação e para alterações maiores na sinuosidade de material denso não drenado, apresentada na Figura 1.b. A queda da resistência com aumento das deformações cisalhantes, caracteriza um comportamento chamado de *strain softening*, conforme exemplificado pela curva de um material denso em situação drenada, Figura 1.a (SCOTT, 1994).

As deformidades de cisalhamento em solos saturados são acompanhadas por variação no volume, quando a drenagem é permitida e por variação de poropressão em caso oposto. Essas oscilações dependem principalmente das interações das partículas, além do estado e histórico de tensões (MITCHELL, 1993). Em 1936, Casagrande concluiu que as areias compactas, quando cisalhadas, apresentavam uma contração volumétrica inicial, por conta da acomodação das partículas, seguido de uma expansão volumétrica (dilatação), que é provocada pelo cavalgamento dos grãos, em razão da imposição de movimento sobre as partículas imbricadas. O aumento de volume é acompanhado de um acréscimo da resistência até um valor de pico, correspondente a maior taxa de variação volumétrica positiva. Após isso, o solo sofre *strain softening* até a estabilização da resistência. Para o caso de areias fofas, o cisalhamento gera uma diminuição de volume (contração), por causa da aproximação dos grãos e como não existe um pico de resistência, ocorre apenas a sua estabilização.

Com relação ao comportamento de sedimentos muito finos, geralmente, argilas normalmente adensadas comportam-se analogamente a areias fofas e argilas pré-adensadas a areias compactas, sendo que o conceito de índice de vazio crítico também é aplicável (SKEMPTON, 1964).

Para condições não drenadas de cisalhamento, se o solo apresentar comportamento contrativo, haverá variação de poropressão positiva, enquanto que se for dilatante, geração de poropressão negativa. Além disso, o desenvolvimento de poropressão positiva fará com a que resistência drenada seja maior que a não drenada em solos contrativos, sendo a recíproca verdadeira para a formação de poropressão negativa em dilatantes (HOLTZ; KOVACS, 1981).

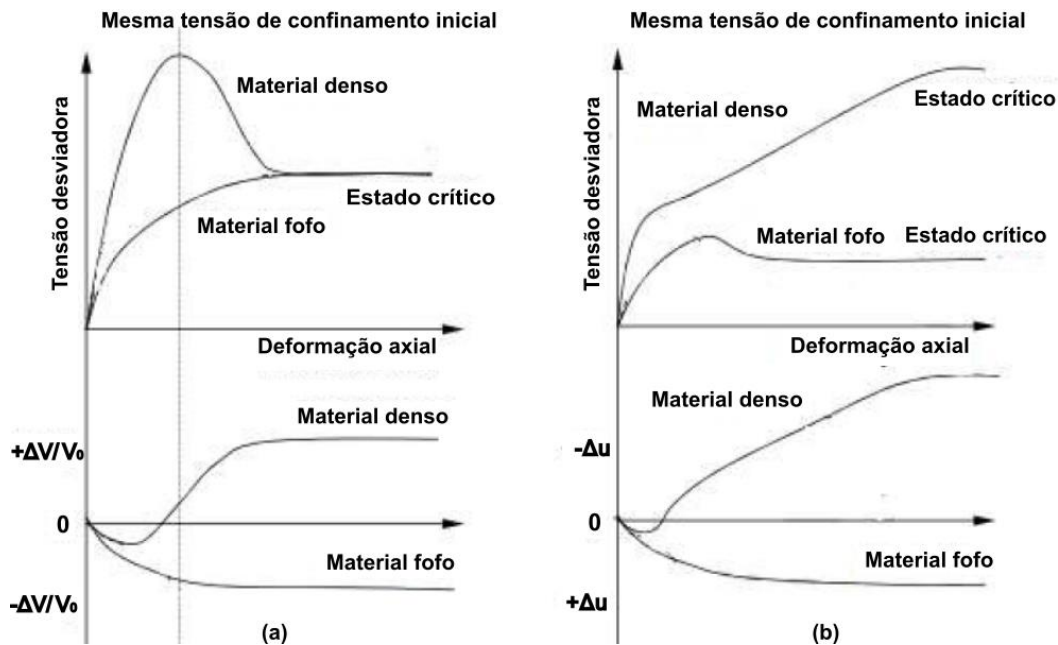


Figura 1 - Variação de volume e poropressão durante o cisalhamento. (a) Condição drenada. (b) Condição não drenada. Fonte: Modificado de Mitchell (1993)

2.2 Estado Crítico

O termo “índices de vazios críticos” foi empregado pela primeira vez por Casagrande (1936), ao estudar o comportamento de tensão deformação em areias saturadas, onde o autor concluiu que para um mesmo nível de tensões normais, tanto as areias fofas quanto as compactadas atingiam um mesmo índice de vazios a grandes deformações. O nível de tensões afeta diretamente o índice de vazios crítico (ec), tornando-se cada vez menor com o acréscimo de pressão, conforme relatado por Taylor (1948). A relação única entre o índice de vazios (ec), tensão média efetiva (p) e tensão desviadora (q) no estado crítico é dada pela linha do estado crítico (CSL, *critical state line*). Tal condição foi definida por Roscoe et al. (1958) como uma situação final em que o solo continua a deformar sob tensão e índices de vazios constantes. Para casos não drenados, ele é atingido sob tensão e poropressões constantes (CASTRO, 1969).

A linha de estado crítico é comumente expressa em um espaço $\ln(p'c) \times ec$, seguindo a Equação 1, onde o índice de compressão no estado crítico (Γ) e o índice de vazios correspondente a um nível de tensão (λc) são propriedades intrínsecas do solo, ou seja, não afetadas por fatores como estrutura, histórico de tensões, índice de vazios, etc. No espaço $p' \times q$ a linha de estado crítico é definida pelo parâmetro (M), que representa a razão de tensões no estado crítico, de acordo a Equação 2, sendo que no caso de compressão triaxial, ele pode ser expresso em termos de ângulo de atrito crítico, utilizando-se a Equação 3. O parâmetro de estado (ψ) é muito útil dentro da abordagem do estado crítico, principalmente em estudos de liquefação, por representar o quão contrativo um solo pode ser, comportamento necessário para ocorrência do fenômeno. Been e Jefferies (1985) definiram ψ como a diferença entre o índice de vazios inicial (ei) e crítico (ec), equivalente para um mesmo nível de tensões, conforme exposto na Equação 4. Dessa forma, a amostra tenderá a ser contrátil para valores positivos e dilatante para negativos.

$$ec = \Gamma - \lambda \ln(p'c) \quad (1)$$

$$M = \frac{q}{pc} \quad (2)$$

$$M = \frac{6 \cdot \text{sen}(\varphi_c)}{3 - \text{sen}(\varphi_c)} \quad (3)$$

$$\psi = ei - ec \quad (4)$$

2.2 Liquefação

O fenômeno de liquefação está relacionado com a perda de resistência de matérias particulados não-coesivos em situações não drenadas, seja por carregamento cíclico ou estático. Como solos sem coesão em estado fofo, tendem a densificar quando sujeitos a tensões, caso ocorra um carregamento rápido o suficiente para não permitir a drenagem, em condição saturada, a propensão à contração do volume fará com que sejam gerados excessos de poropressão, diminuindo as tensões efetivas atuantes. Dentre as ocorrências de liquefação, destaca-se a estática, por ser muito destrutiva e de natureza repentina. Tal fenômeno ocorre em circunstâncias não drenadas monotônicas, onde as tensões cisalhantes aplicadas em um elemento do material são maiores do que ele pode suportar em seu estado liquefeito (KRAMER, 1996).

A liquefação estática está associada a um comportamento frágil não drenado, caracterizado pela redução de resistência de pico (*strain softening*) até uma condição residual (estado crítico), causada pelo colapso de arranjo metaestável das partículas do solo, também conhecido como fluxo por liquefação.

O fluxo por liquefação pode ser quantificado pelo índice de fragilidade I_b (*brittleness index*) proposto por Bishop (1967) o qual é definido como a razão da diferença entre a resistência de pico (q_{pico}) e residual (q_r) pela segunda, conforme a Equação 5. Quanto mais próximo de 1 for o valor, maior a sua intensidade.

$$I_b = \frac{q_{pico} - q_r}{q_r} \quad (5)$$

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Preparação da Amostra

A amostra foi coletada por um tubo Shelby, cuja retirada foi feita por extrator mecânico vertical com o sentido da extrusão coincidente com o de cravação em campo, a fim evitar esforços de tração no solo. Como ela apresentava amolgamento em certas regiões, optou-se por desestruturar todo o material e realizar apenas ensaios com corpos de provas reconstituídos. Após ser destorroada, a amostra foi deixada para secar ao ar até atingir a umidade higroscópica, sendo posteriormente realizados os ensaios de caracterização física e à reconstituição dos corpos de prova.

3.2 Ensaios de Caracterização Física

Parte da amostra foi separada para realização dos ensaios de determinação granulométrica, massa específica e índices de consistência. A granulometria foi feita com e sem o uso do agente dispersor Hexametáfosfato de Sódio, a fim de verificar a efetividade do produto na defloculação do material. Para essa aferição, foram feitas duas calibrações, com e sem defloculante, para o densímetro utilizado no ensaio de sedimentação.

3.3 Reconstituição do corpo de prova

Nierwinski (2019) realizou ensaios de compressão triaxial não drenados em amostras com índices de vazios igual 1,30. A autora ainda apresenta os índices físicos de alguns pontos no depósito estudado, indicando que os índices de vazios podem variar de 1,2 a 1,5. Com base nisso, os corpos de prova foram reconstituídos com o maior valor encontrado em campo ($e_r = 1,5$), tendo como objetivo simular a situação mais crítica no desenvolvimento de fluxo por liquefação.

A reconstituição dos corpos de prova foi feita com auxílio de um molde tripartido, de mesmas dimensões do corpo de prova, e um cilindro de compactação graduado, sendo utilizado o método em que o material é compactando estaticamente em 5 faixas de mesma altura. Para atingir o índice de vazios desejado, foram controladas a altura, por meio da graduação do cilindro, além da massa de solo seca inserida em cada camada. O material foi compactado com uma umidade de 25 %, correspondente ao limite a partir do qual o material passava a ter comportamento pegajoso, o que diminuía a sua trabalhabilidade durante a reconstituição.

Foram reconstruídos 4 CPs com índices de vazios variando de 1.485 a 1.511, sendo cada um destinado a um estágio de confinamento.

3.4 Ensaios de Compressão Triaxiais não Drenados

Para avaliação da suscetibilidade ao fluxo por liquefação, foi utilizada uma prensa triaxial do tipo Bishop & Wesley. Equipamento cuja possibilidade de aplicação de trajetórias de tensão e deformação controladas é uma das principais vantagens em relação aos triaxiais comuns, que conseguem executar apenas trajetórias de tensões nas quais a tensão confinante (σ_c) ou radial (σ_r) é mantida constante, enquanto que a desviadora (σ_d) é lida com o avanço da deformação aplicada pela prensa (BISHOP; WESLEY, 1975).

Nesse equipamento as tensões radiais (σ_r) e poropressões (u) são aplicadas por pressão d'água através de pistões hidráulicos, com capacidade de 2 MPa, sendo medidas por meio de transdutores de pressão com limite de 1 MPa para (u) e 2 MPa para (σ_r). A câmara triaxial suporta tensões de até 1,7 MPa e comporta corpos de prova de 1,5” (38,1 mm) de diâmetro por 3” (76,2 mm) de comprimento. A tensão axial (σ_a) é igual a soma da radial com a desviadora, que por sua vez é resultante da força gerada pelo avanço de um êmbolo situado na base do equipamento, dividida pela área do corpo de prova. O impulso do êmbolo ocorre pela aplicação de pressão d'água em uma espécie de bexiga (membrana bellofram), localizada abaixo da sua base, cuja impulsão é exercida por um pistão hidráulico com capacidade de 7 MPa, onde a pressão da bexiga deve superar a tensão confinante. A força transferida do êmbolo para o corpo de prova é medida por uma célula de carga submersível, que fica em contato com o topo do corpo de prova e possui capacidade de leitura de 450 kgf, equivalente a uma tensão desviadora máxima de 4 MPa. O equipamento conta ainda com transdutores de deslocamento externo, com trecho útil de 20 mm, que são utilizados para verificar as deformações axiais impostas ao corpo de prova, cuja aquisição de dados registrados é feita por um conversor Datascan 7220, que se comunica com *software* Triax 5.17, o qual analisa e transforma as informações obtidas em valores de tensão para dimensão e pressão. O controle dos pistões é feito por uma placa PCI-836, que converte e transmite os comandos emitidos pelo *software*.

No ensaio de compressão triaxial, os corpos de prova foram submetidos a caminhos de tensões comuns, em uma condição consolidada isotropicamente não drenada (CIU), sendo realizados quatro ensaios com tensões confinantes diferentes. A saturação inicial dos CPs foi feita por fluxo de água ascendente durante 24 horas, aplicando-se 15 kPa de tensão confinante, 10 kPa de poropressão na base e 0 kPa no topo (pressão atmosférica), resultando em um gradiente hidráulico de 11,5 e um tensão efetiva média de 10 kPa. Então, deu-se sequência a etapa de saturação por contrapressão, utilizando-se uma tensão confinante de 360 kPa e uma contrapressão de 350 kPa, cuja duração média foi de 6 dias, sendo finalizada ao atingir um B de Skempton igual ou superior a 0,95. A verificação desse parâmetro foi feita considerando-se um incremento de 10 kPa de tensão confinante, para um tempo de estabilização do seu valor em no mínimo 12 horas.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para a caracterização básica do material foram realizados ensaios de massa específica, índices de consistência e granulometria por sedimentação, cujos resultados apresentados no Quadro 1 indicam que a amostra pode ser classificada como silte argiloso de baixa plasticidade.

Quadro 1 - Caracterização física da amostra. Fonte: Autores (2023)

Massa Específica Relativa	Limites de Consistência			Granulometria com Defloculante				
	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Areia Fina*(%)	Silte*(%)	Argila*(%)	Finos**(%)	D ₅₀ (mm)
Gs	34.2	30.1	4.1	3	51	46	97	0.0057

*Classificação granulométrica de acordo com a ASTM

**Classificação granulométrica de acordo com o USCS

Para verificação da potencial liquefação da amostra e determinação de seu estado crítico, foram realizados 4 ensaios de compressão triaxial não drenados, submetidos a tensões de confinamento de 80 kPa, 150 kPa, 300 kPa e 600 kPa. Na Figura 2 são apresentadas as curvas de tensão desviadora e poropressão por deformação axial, onde em todos os estágios verificou-se um comportamento contrativo, evidenciado pelas

gerações de poropressão positivas. Com relação a análise de tensão-deformação, percebe-se que os CPs sofreram *strain softening*, com exceção do ensaiado com o maior confinamento, o que pode ser melhor visualizado na Figura 3, a qual apresenta as tensões desviadoras e poropressões normalizadas pela tensão efetiva média inicial (π_i). Observa-se que o comportamento de *strain softening* para os níveis de tensão 80 kPa e 150 kPa, é seguido de um pequeno aumento de resistência (*strain hardening*), o que constata a ocorrência de um fluxo por liquefação no material. Para o estágio de confinamento de 300 kPa, acontece um *strain softening* muito pequeno, a partir dos 3% de deformação, acompanhado por uma estabilização da resistência, caracterizando uma plasticidade. Finalmente, com 600 kPa, a substância também evidenciou uma conduta plástica, à partir 5 % de deformação, apontando a sua ruptura.

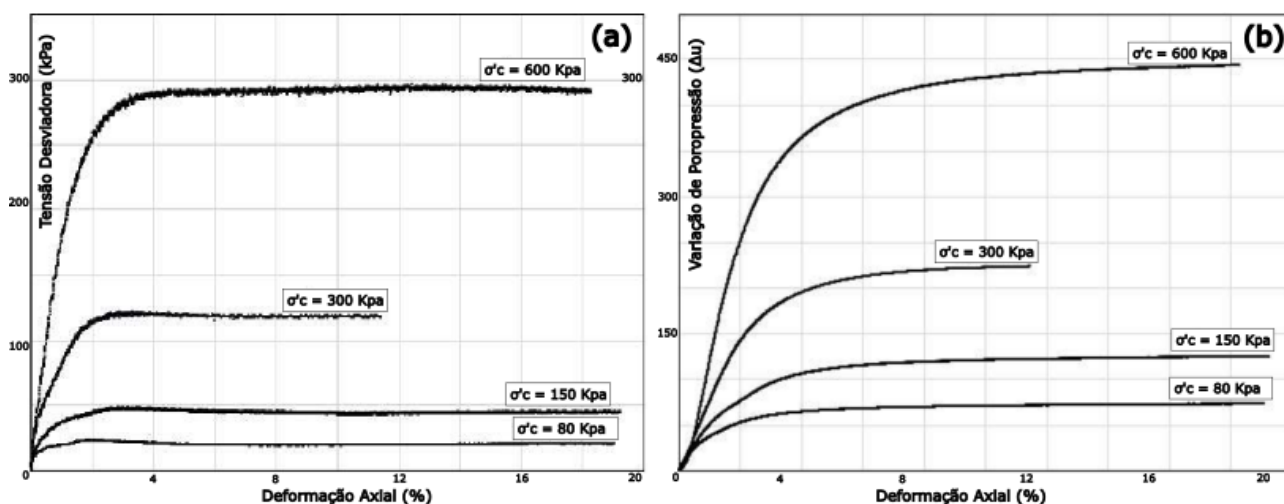


Figura 2 - a) Curvas de tensão desviadora (q) x deformação axial (ϵ_a). b) Curvas de geração de poropressão (Δu) x deformação axial (ϵ_a). Fonte: Autores (2023)

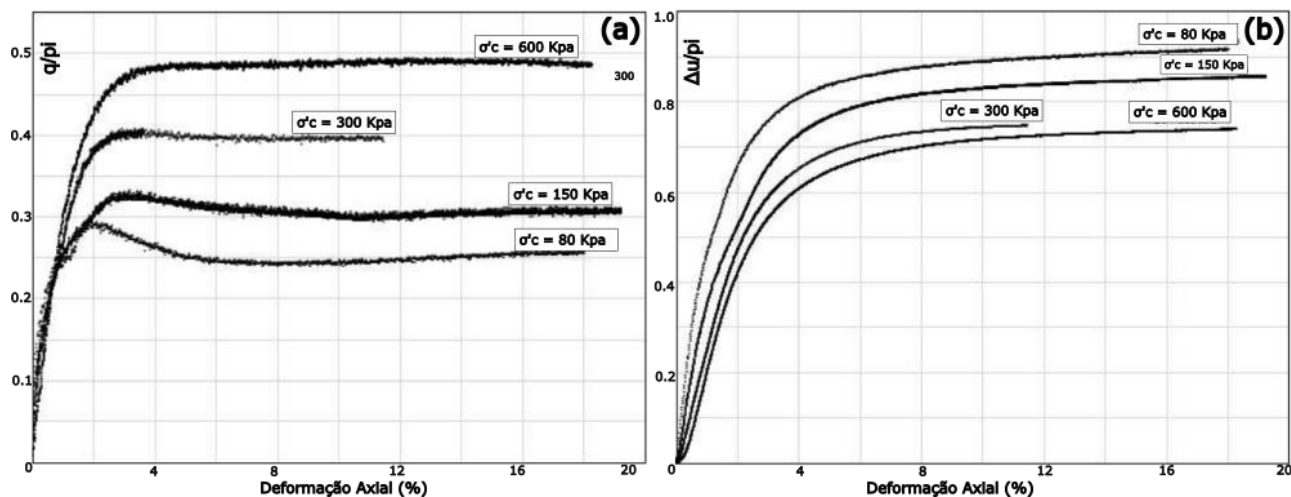


Figura 3 - a) Curvas de tensão desviadora (q) normalizada pela tensão média inicial (π_i) x deformação axial (ϵ_a). b) Curvas de geração de poropressão (u) normalizada pela tensão média inicial (π_i) x deformação axial (ϵ_a). Fonte: Autores (2023)

Ao analisar a Figura 3.b, percebe-se que a tendência de contração do material diminui com o aumento das tensões de confinamento, visto que as maiores poropressões normalizadas pelas tensões médias iniciais, são geradas para as menores pressões. Os valores do parâmetro A_c de Skempton ($\Delta u_c/q_c$) confirmam esta tendência e explicam o fato das curvas na Figura 3.a não estarem sobrepostas. Para um material não coesivo, se o comportamento de contração dependesse apenas da tensão efetiva média, as curvas normalizadas de poropressão e de tensão desviadoras estariam sobrepostas. A contração do solo está relacionada,

principalmente com o parâmetro de estado, o qual tende a diminuir com o aumento da tensão efetiva média inicial.

Conforme dados exibidos no Quadro 2, onde são exibidos os valores de tensão desviadora de pico (q_{pico}), tensão desviadora no estado crítico (q_c) e geração de poropressão no estado crítico (Δu_c), é possível verificar, através do número do parâmetro de estado (ψ) e índice de fragilidade (I_b), para cada estágio de confinamento, que a amostra está mais sujeita a liquefação em menores tensões confinantes.

Quadro 2 - Dados obtidos de tensão-deformação obtidos para cada corpo de prova. Fonte: Autores (2023)

P'_i (kPa)	ρ_d (g/cm ³)	ρ_n (g/cm ³)	e_r	$e_i=e_f$	ψ	p'_c (kPa)	q_{pico} (kPa)	Δu_c (kPa)	A_c	I_b
80	1.223	1.525	1.511	1.346	0.080	12.64	23.35	73.35	3.61	0.13
150	1.220	1.530	1.516	1.321	0.100	35.53	48.50	125.76	2.78	0.07
300	1.235	1.538	1.485	1.242	0.071	116.50	121.45	223.51	1.90	0.03
600	1.236	1.532	1.485	1.178	0.057	252.57	292.15	444.23	1.52	0.00

Na Figura 4 são apresentadas as trajetórias de tensões em um espaço $p' \times q$ com isolinhas auxiliares de deformação e a linha de estado crítico (CSL) determinada para o material, considerando apenas as tensões atingidas para os estágios de confinamento de 80 kPa, 150 kPa e 600 kPa, sendo o de 300 kPa desconsiderado por ter sido interrompido aos 12% de deformação. Com base na CSL determinada, é possível verificar que o material possui uma razão de tensão crítica (M) de 1.13, equivalente a um ângulo atrito crítico de 28,5°, além de coesão crítica por volta de 5,5 kPa.

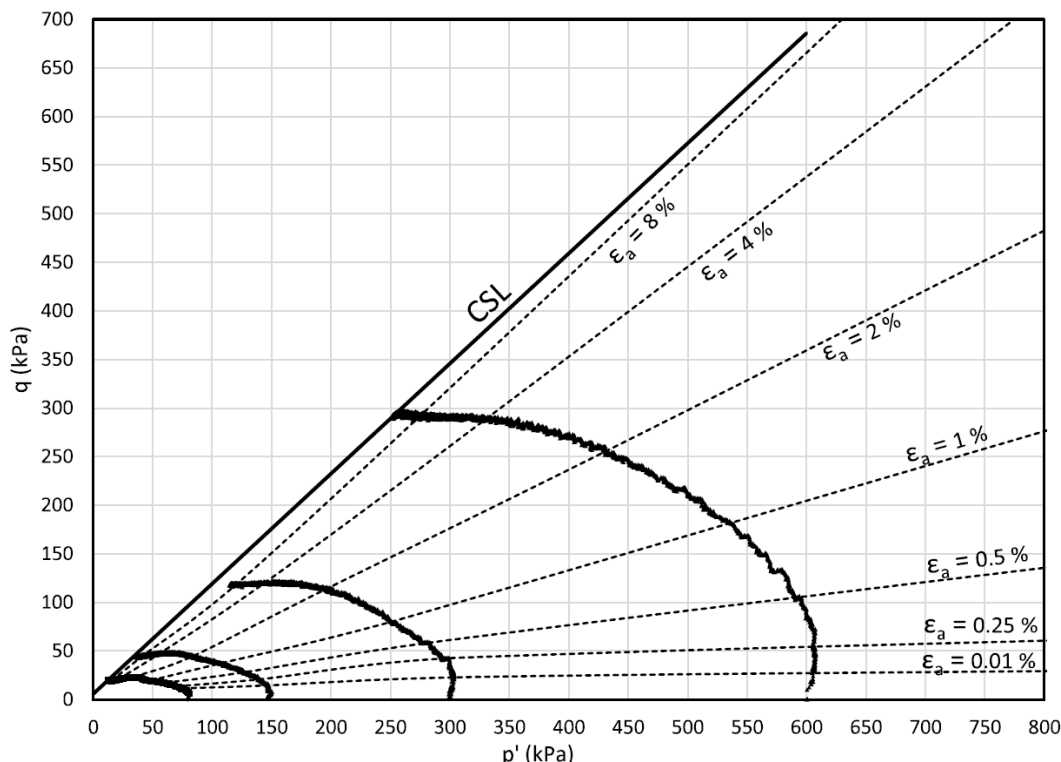


Figura 4 - Linha de estado crítico (CSL) e trajetórias de tensão representadas no espaço $p' \times q$. Fonte: Autores (2023)

5 CONCLUSÕES

Apesar da liquefação estar associada a solos arenosos uniformes, o trabalho confirmou a sua possibilidade de ocorrência em solos finos pouco plásticos, caso dessa amostra, que possui apenas 3% de areia

e índice de plasticidade igual a 4,1%. Isso corrobora com o estudo de Terzaghi et. al (1996), o qual afirma que a presença de solos delgados plásticos diminui a permeabilidade, mas contribui com o aumento de resistência ao cisalhamento em função do acréscimo de coesão. Desse modo, em solos finos pouco plásticos, como não ocorre incremento de força por coesão, apenas a redução da permeabilidade, a suscetibilidade à liquefação é elevada.

Ademais, quando reconstituída a um índice de vazios de 1,5, a amostra apresentou um comportamento contrativo para todos os níveis de tensões, evidenciado pelo menor índice de vazios no estado crítico. Além disso, também foram obtidos os parâmetros de resistência ao cisalhamento no estado crítico de $\phi_c=28,5^\circ$ e $c_c=5,5$ kPa.

Por fim, foi demonstrado que o material é mais suscetível a liquefação para pressões mais baixas, de 80 kPa e 150 kPa, em razão do valor mais alto do parâmetro de estado (ψ) e índice de fragilidade (I_b), que apontam maior redução de volume e intensidade do fluxo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Antunes, M. L. P.; Conceição, F. T.; Toledo, S. P.; Kyohara, P. K. *Bauxita e seu resíduos: caracterização e estudo por microscopia eletrônica*. Anais do 56o . Congresso Brasileiro de Cerâmica, p. 2066-2074. Curitiba, 2012.
- BEEN, K; JEFFERIES, M G. *A state parameter for sands*. *Géotechnique*, v. 2, n. 35, p.99-112, 1985.
- BISHOP, A.W.. *Progressive failure with special reference to the mechanism causing it*. Proc. Geotech. Con, Oslo, v. 2, p.142-150, 1967.
- Bishop, A.W., Wesley, L.D., 1975. *A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing*. *Geotechnique* 25, 657 – 670.
- CASAGRANDE, A. *Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and Earth fills*. Journal of Boston Society of Civil Engineers, Jan. 1936.
- CASTRO, G. *Liquefaction of sands*. 127 p. PhD Thesis, Harvard University, Cambridge, 1969.
- HOLTZ, R. D, KOVACS, W. D. *An Introduction to Geotechnical Engineering*. Englewood Cliffs, Prentice-Hall. v 1. 746 p. 1981.
- KRAMER, S. L. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, 1996.
- MITCHELL, J. K. *Fundamentals of Soil Behavior*, 2.ed, New York: John Wiley and Sons, , 1993. 437 p
- MORGENSTERN, N.R., VICK, S.G., VIOTTI, C.B, WATTS, B.D. *Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam*. Fundão Tailings Dam Review Panel. August, 2016.
- NIERWINSKI, H. P. *Caracterização e comportamento geomecânico de rejeitos de mineração*. 218 p. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2019.
- ROSCOE, K. H.; SCHOFIELD, A. N.; WROTH, C. P.. *On The Yielding of Soils*. *Géotechnique*, [s.l.], v. 8, n. 1, p.22-53, mar. 1958.
- SCOTT, C. R. *Soil Mechanics and Foundations*. Chapman & Hall. 3 ed, 408 p, 1994
- SKEMPTON, A. W.. *Long-Term Stability of Clay Slopes*. *Géotechnique*, [s.l.], v. 14, n. 2, p.77-102, jun. 1964.
- TAYLOR, D.W. (1948) *Fundamentals of Soil Mechanics*. New York: John Wiley, 1948.
- Terzaghi, K., Peck, R.B. and Mesri, G. (1996) *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3rd Edition, John Wiley and Sons, Inc., New York.
- VICK, S.G. *Planning, Design and Analysis of Tailings Dams*. John Wiley & Sons, Inc., 369p, 1983.