

ANÁLISE DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO E DE LABORATÓRIO

Mauro Pio dos Santos Junior
Engenheiro Civil– Pimenta de Ávila Consultoria.

Hugo Assis Brandão
Engenheiro Civil– Pimenta de Ávila Consultoria.

Guilherme de Mattos Galhardo
Engenheiro Civil– Pimenta de Ávila Consultoria.

Gean Lopes Teixeira
Assistente de Engenharia – Pimenta de Ávila Consultoria.

RESUMO

O presente artigo apresenta revisão bibliográfica seguida de estudo de caso contendo avaliação do potencial de liquefação em rejeitos arenosos por meio de ensaios de campo (SCPTu) e laboratório (Granulometria), adotando diferentes metodologias. Na avaliação por granulometria foi aplicada metodologia proposta por Tsuchida (1970). Na avaliação pelo SCPTu foram utilizadas as metodologias de Olson (2001), Robertson (2016), Robertson (2010) e Schnaid (2007). Conclui-se que o rejeito apresenta potencial à liquefação para todos os métodos avaliados, sendo observada pequena divergência entre os métodos de avaliação de Olson (2001) e Robertson (2016). Além disso, observa-se que a grande maioria dos pontos contráteis possuem $-0,05 < \psi < 0,0$ típico de materiais de comportamento *quasi steady state*.

ABSTRACT

This paper presents a literature review followed by a case study of the evaluation of liquefaction susceptibility for sand-like materials using field and laboratory tests (SCPTu and grain size distribution), applied for different methods. The evaluation using grain size distribution was done according to Tsuchida (1970). The evaluation using SCPTu results was performed according Olson (2001), Robertson (2016), Robertson (2010) and Schnaid (2007). It was concluded that the tailings have liquefaction potential according all methods having slight differences in Olson (2001) and Robertson (2016) criterion. Moreover, most of the contractive points have $-0,05 < \psi < 0,0$ typical of soils that have a quasi-steady state behavior.

1. INTRODUÇÃO

O fenômeno de liquefação do solo é de grande importância para estruturas construídas com materiais arenosos e com alto grau de saturação. Trata-se de um fenômeno que está associado à perda de resistência abrupta do solo devido à sua estrutura metaestável, o que acontece devido à variação volumétrica do solo durante o cisalhamento (Robertson 2010). A tendência do solo de mudar de volume durante o cisalhamento é chamada de dilatância e é um aspecto de extrema importância para o entendimento do comportamento dos solos.

Casagrande (1976) mostrou que solos inicialmente fofos tendem a reduzir de volume durante o cisalhamento, enquanto que solos inicialmente densos tendem a sofrer aumento do índice de vazios, até atingir o seu estado crítico, onde não há mais variação volumétrica com deformações adicionais. Durante carregamentos não drenados sem variação volumétrica, o solo contrátil tende a gerar poropressão positiva, reduzindo a tensão efetiva e, por consequência, a sua resistência ao cisalhamento, enquanto que o oposto acontece para solos inicialmente densos.

A liquefação estática, objeto de estudo desse trabalho, acontece em materiais que apresentam perda de resistência com a deformação devido à tendência contrativa do material (com índice de vazios acima da linha de estado crítico). A FIGURA 1, apresentada por Robertson e Wride (1998), resume o comportamento não drenado dos solos contráteis e dilatantes:

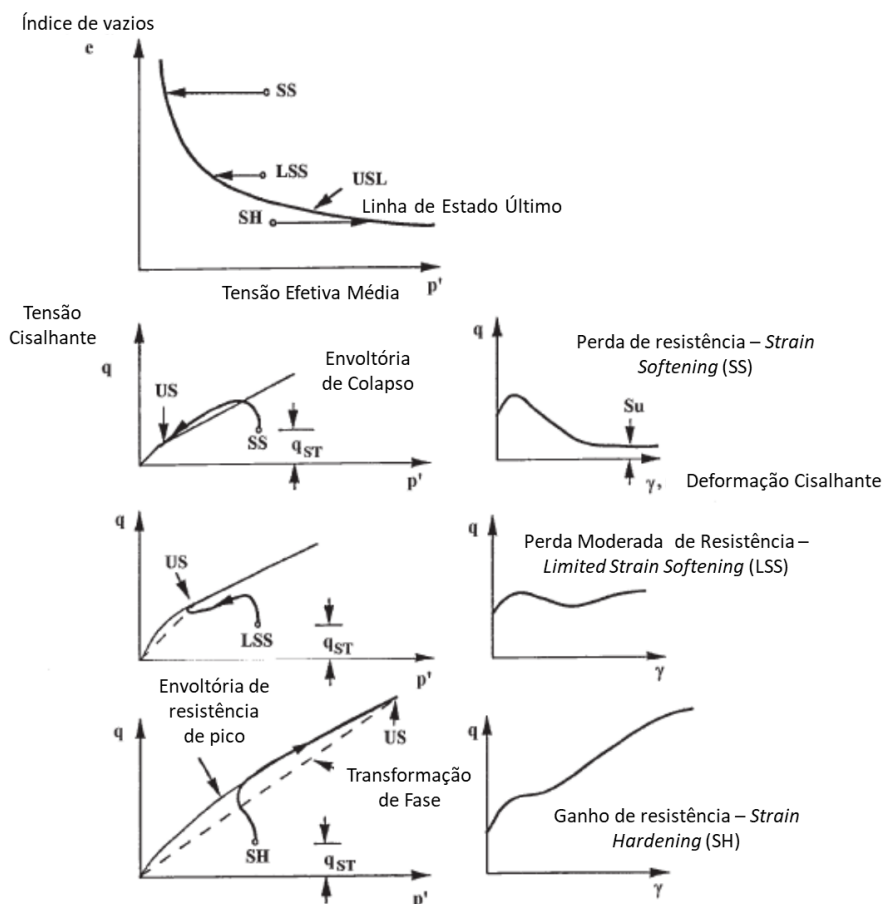


FIGURA 1 - Comportamento não drenado esquemático de areias em ensaios de compressão triaxial - Robertson e Wride (1998)

A liquefação está associada a diversos casos de ruptura de barragens como a ruptura da Barragem do Fundão, em 2015 em Minas Gerais e de Lower San Fernando Dam em 1971 na Califórnia.

Os solos arenosos não coesivos apresentam alto potencial de liquefação quando sujeitos a condições não drenadas de carregamento e se encontram com alto índice de vazios (Terzaghi et. al, 1996).

A avaliação do potencial de liquefação pode ser realizada por meio de metodologias que, com base em resultados de ensaios de campo e laboratório, definem o potencial de ocorrência do fenômeno por meio da avaliação das características físicas e condições *in situ* do material.

Exemplos de metodologias aplicáveis para a avaliação do potencial de liquefação por meio de ensaios de laboratório são: (a) método de Tsuchida (1970) que avalia o potencial de liquefação com base na granulometria do material; (b) método de Poulos (1985) e Jefferies e Been (2016) que avalia o potencial de liquefação com base nos resultados de ensaios triaxiais não drenados e na teoria do estado crítico (c) método de Wang (1979), Bray e Sancio (2006) que utilizam os limites de Atterberg e o teor de umidade para avaliação da suscetibilidade à liquefação.

Dada a dificuldade da recuperação de amostras indeformadas em rejeitos arenosos dos reservatórios, os ensaios de campo têm sido utilizados para avaliar o potencial de liquefação devido à sua capacidade de avaliar as condições *in situ* do material em grandes profundidades. Métodos como o de Olson (2001), Robertson (2010) e Robertson (2016) são utilizados para a avaliação do potencial de liquefação a partir dos resultados dos ensaios de piezocone (CPTu).

O objetivo do presente trabalho é avaliar o potencial de liquefação, por meio da análise dos resultados de ensaio de laboratório e campo realizados para subsidiar a caracterização de rejeito proveniente da extração de fosfato, apresentando as metodologias aplicáveis ao rejeito avaliado, assim como uma análise crítica dos resultados. A campanha de investigação contemplou a execução de ensaios SCPTu, ensaios de caracterização (granulometria com sedimentação, limites de plasticidade e teor de umidade), índice de vazios e ensaios de adensamento em amostras indeformadas do rejeito, coletadas em diferentes profundidades.

2. METODOLOGIA

Este trabalho foi desenvolvido com base na avaliação de metodologias para determinação do potencial de liquefação dos solos. Estas metodologias podem ser baseadas em ensaios de campo ou laboratório, e estão descritas adiante.

Nas avaliações foram considerados apenas materiais que apresentam comportamento *sand-like*, de acordo com classificação SBTn proposta por Robertson (2016). Esta filtragem se justifica pela quantidade de dados disponíveis para esta faixa de comportamento, bem como pela sua maior susceptibilidade à liquefação. Esta susceptibilidade se dá devido a não plasticidade dos materiais presentes nesta faixa, além de sua condição observada *in situ*, estando confinado em alguns trechos por camadas de materiais de baixa permeabilidade.

2.1 AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO POR MEIO DE ENSAIOS DE GRANULOMETRIA

De acordo com Terzaghi et. al (1996) depósitos de solos não coesivos são suscetíveis à liquefação quando apresentam as seguintes características em campo: (a) índice de vazios alto o suficiente para que ao cisalhar o solo apresente um comportamento contrátil; (b) permeabilidade baixa o suficiente para que durante um

carregamento, estático ou dinâmico, não ocorra a drenagem do depósito. Essas características dependem dos seguintes fatores: (a) formato dos grãos; (b) granulometria; (c) índice de vazios; (d) estado de tensões *in situ*; (e) micro estrutura do solo; (f) histórico de tensões, entre outros.

Areias finas e não plásticas que apresentam menos de 5% de materiais passantes na peneira nº 200 são os materiais mais suscetíveis à liquefação, tendo em vista que possuem maior probabilidade de apresentarem as características citadas acima. Misturas de areias grossas e médias apresentam uma menor susceptibilidade à liquefação por se tratarem de materiais altamente drenantes, a não ser em casos em que esse material se encontre confinado devido à existência de camadas de baixa permeabilidade. Com base nestas observações e na análise da granulometria de materiais que sofreram ou não liquefação durante a ocorrência de sismos, Tsuchida (1970) apud. Terzaghi et. al (1996) propôs curvas granulométricas para a avaliação do potencial de liquefação, conforme ilustra a FIGURA 2. O limite inferior correlaciona a influência dos finos e o aumento da resistência à contração que estes materiais provocam durante um evento sísmico. A faixa entre os limites superiores representa as areias que apresentam coeficientes de permeabilidade entre 10^{-3} e 10^{-2} m/s. Solos arenosos que apresentam permeabilidades em torno de 10^{-5} e 10^{-3} m/s são mais suscetíveis a liquefação. Terzaghi et. al (1996) classifica rejeitos arenosos como altamente suscetíveis a liquefação mesmo que estes apresentem porcentagem de finos maior que 5% passante na peneira nº 200, desde que estes finos sejam compostos por materiais não plásticos.

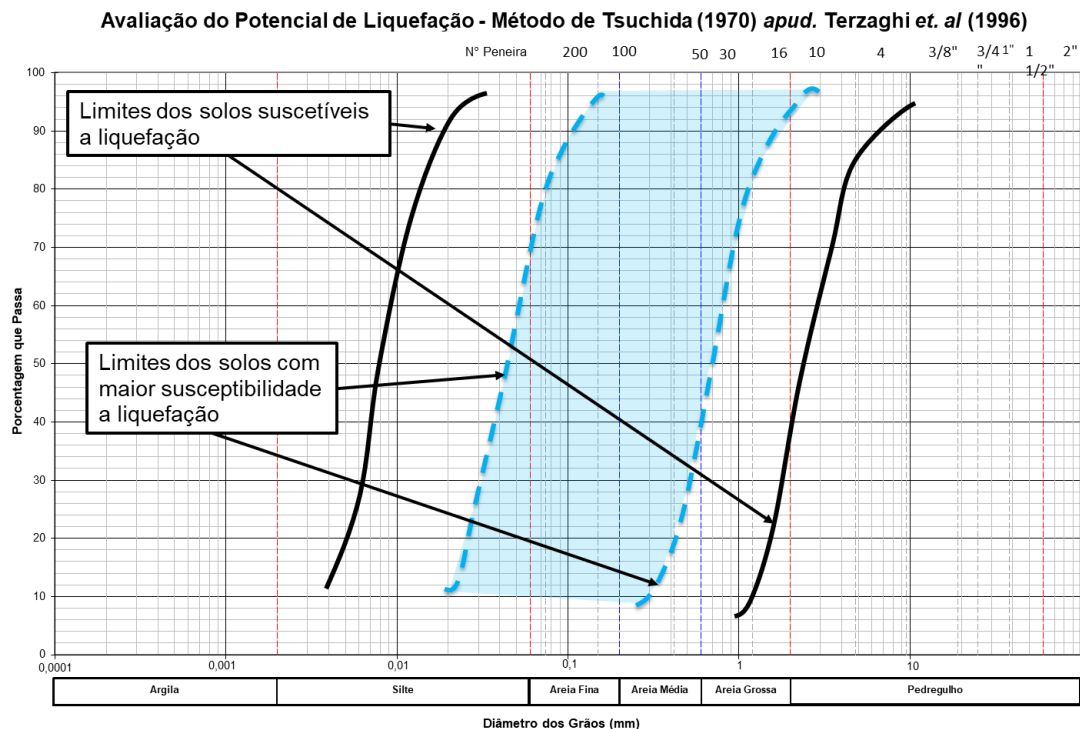


FIGURA 2 – Metodologia de Tsuchida para análise do potencial de liquefação

2.2 METODOLOGIA DE ANÁLISE DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO PROPOSTA POR OLSON (2001)

Olson (2001) propôs uma metodologia de análise do potencial de liquefação baseada na retro-análise da ruptura de 33 casos históricos cujo modo de falha atribuído foi liquefação. O comportamento contrátil ou dilatante dos materiais é

inferido por meio de correlações entre os parâmetros obtidos nos ensaios CPT/CPTu e SPT. Neste trabalho apenas será tratado a metodologia baseada nos ensaios CPT/CPTu.

Para fins de classificação dos materiais para o estado de tensões atuantes *in situ*, Olson (2001) propôs a aplicação da envoltória de Fear e Robertson (1995). Esta envoltória é expressa pela Equação 1.

$$(\sigma'_{v0})_{ENV} = 1,1047 \cdot 10^{-2} \cdot q_{c1}^{4,7863} \quad (1)$$

Onde:

σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva dada em kPa.

q_{c1} é a resistência de ponta normalizada pela tensão vertical efetiva, dada em MPa.

A resistência de ponta corrigida q_{c1} é obtida a partir da resistência de ponta medida (q_c) segundo a Equação 2.

$$q_{c1} = q_c \cdot C_q \quad (2)$$

O fator de correção do nível de tensões é dado pela Equação 3 proposta por Seed et al. (1983) e confirmadas por Mitchell e Tseng (1990), após a realização de ensaios em materiais arenosos. Olson (2001) propôs que o valor de C_q não deve maior que 2.

$$C_q = \frac{1,8}{0,8 + \frac{\sigma'_{v0}}{pa}} \quad (3)$$

σ'_{v0} : a tensão vertical efetiva dada em kPa.

pa : A pressão atmosférica dada em kPa.

A classificação do comportamento do material como contrátil ou dilatante é feita através da comparação do q_{c1} obtido no ensaio com o q_{c1} da envoltória de Fear e Robertson (1995) para o estado de tensões *in situ*. Caso o q_{c1} medido seja menor do que o q_{c1} da envoltória, para uma dada tensão vertical efetiva, o material é classificado como contrátil, ou seja, potencialmente susceptível a liquefação. Caso o q_{c1} medido seja maior que q_{c1} da envoltória, para uma dada tensão vertical efetiva, o material é classificado como dilatante, ou seja, não susceptível a liquefação.

Graficamente a metodologia proposta por Olson (2001) pode ser mostrado na FIGURA 3. Caso o ponto amostrado seja plotado no espaço $q_{c1} \times \sigma'_{v0}$ à esquerda da envoltória sugerida por Olson (2001), o material é classificado como contrátil. Se o ponto amostrado plotar à direita da envoltória o material é classificado como dilatante.

As relações entre a resistência de ponta corrigida e a tensão vertical efetiva da envoltória foram propostas originalmente para tensões inferiores a 350 kPa, porem Olson (2001) considerou razoável a extrapolação para intervalos de tensão superiores.

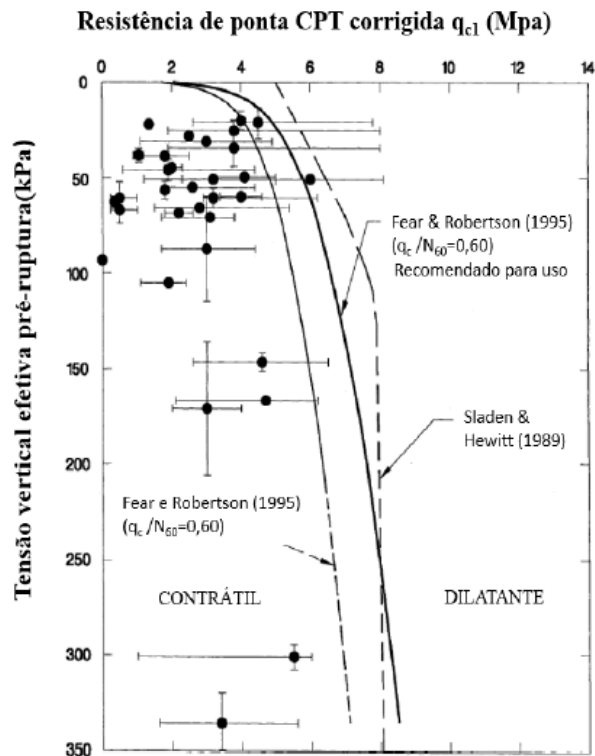


FIGURA 3 - Envoltória de Fear e Robertson (1995) sugerida por Olson (2001)

2.3 ANÁLISE DO POTENCIAL À LIQUEFAÇÃO SEGUNDO SCHNAID E YU (2007)

Schnaid e Yu (2007) observaram que a correta interpretação do comportamento de solos arenosos deve ser feita com ênfase em propriedades mecânicas baseadas na combinação de medidas provenientes de ensaios independentes, como a razão da rigidez elásticas pela resistência de ponta do cone (G_0/q_c). O SCPTu possui a grande vantagem de fornecer leituras da velocidade de propagação das ondas de cisalhamento em profundidades determinadas, o que permite a obtenção do módulo cisalhante a pequenas deformações (G_0). Schnaid e Yu (2007) propuseram a seguinte correlação para obtenção do parâmetro de estado para materiais arenosos:

$$\psi = \alpha \left(\frac{p'}{p_a} \right)^\beta + \chi \ln \left(\frac{G_0}{q_c} \right) \quad (4)$$

Sendo $\alpha = -0,520$, $\beta = -0,07$ e $\chi = 0,18$ valores médios obtidos por calibração sugerido pelos autores. Segundo Jefferies e Been (2016) o material apresenta comportamento contrátil quando $\psi > -0,05$.

2.4 METODOLOGIA DE ANÁLISE DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO PROPOSTA POR ROBERTSON (2016)

Um dos fatores que influenciam no comportamento mecânico dos solos *in situ* é a presença ou não de microestrutura. Segundo Robertson (2016), a grande maioria das correlações que utilizam o CPT se baseiam em solos com pouca ou nenhuma microestrutura, denominados solos ideais. Segundo o autor os solos ideais, para os quais as correlações estão ajustadas, são jovens e não apresentam cimentação. Estes se encontram dentro da faixa de $K^*_G < 330$ no diagrama $Q_{tn}-I_G$ proposto, que está ilustrado na FIGURA 4.

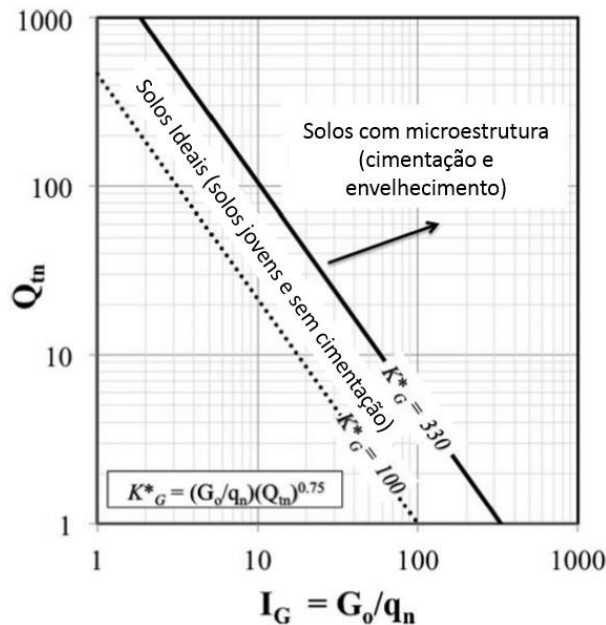


FIGURA 4 - Diagrama de Q_{tn} - I_G para identificar solos com microestrutura - Adaptado de Robertson (2016)

Sendo:

$$K_G^* = \left(\frac{G_0}{q_n}\right) \cdot (Q_{tn}^{0,75}) \quad (5)$$

Onde:

G_0 é o módulo cisalhante a pequenas deformações
 q_n é *net cone resistance*

O q_n é dado segundo Robertson 2016 pela Equação 6.

$$q_n = (q_t - \sigma_v) / p_a \quad (6)$$

Onde:

q_t é resistência de ponta corrigida em kPa.
 p_a é a pressão atmosférica em kPa

Robertson (2016) apresentou uma atualização do sistema de classificação de solos SBTn (Soil Behavior Type) proposto por Robertson (2009). Com o objetivo de apresentar uma classificação prática, o foco esteve na determinação de classes de comportamento e não na separação de materiais por características físicas. O autor utilizou uma classificação do comportamento *in situ* observado dos materiais analisados, apresentando os grupos de comportamento *sand-like*, *transicional* e *clay-like*.

Em geral os materiais *sand-like* não apresentam plasticidade, e tem comportamento drenado (é importante lembrar que este comportamento está condicionado à velocidade de aplicação do carregamento). Os materiais *clay-like* por outro lado apresentam plasticidade, e tem comportamento não drenado. Os materiais transicionais são aqueles que podem apresentar comportamento mais aproximado

ao grupo *sand-like* ou *clay-like* e é típico de materiais finos de baixa plasticidade, como siltes.

Nessa atualização, Robertson (2016) introduziu o parâmetro I_B em detrimento do I_c utilizado anteriormente para a determinação das curvas limite entre as regiões do diagrama. Essa alteração tornou as curvas mais hiperbólicas, em concordância com as observações de Schneider et. al (2012).

Uma outra modificação se deu na divisão proposta entre materiais contráteis e dilatantes. A linha $CD = 70$ proposta para classificar o comportamento do solo sob cisalhamento considera o contorno definido pelo parâmetro de estado $\psi = -0,05$ para materiais granulares, proposta por Robertson (2010), além da separação considerando o valor de referência $OCR = 4$ como limite entre materiais contráteis e dilatantes para solos finos, conforme apresentado por Robertson (2009), Mayne (2014), dentre outros autores. A FIGURA 5 apresenta o diagrama atualizado por Robertson (2016):

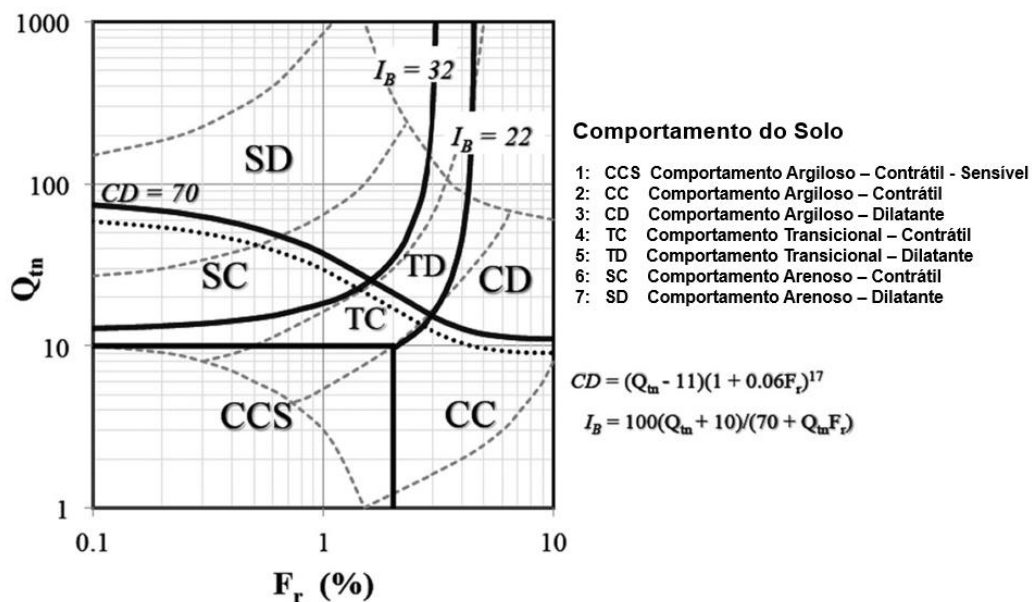


FIGURA 5- Proposta de atualização do diagrama SBTn baseado em Q_{tn} - F_r - Adaptado de Robertson (2016)

O parâmetro Q_{tn} é a normalização do parâmetro q_t (resistência de ponta corrigida para a poropressão u_2) e é definido por Robertson (1999):

$$Q_{tn} = \frac{q_n}{\left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}\right)^n} \quad (7)$$

Onde:

q_n é *net cone resistance* em kPa.

p_a é a pressão atmosférica em kPa.

σ'_{v0} : a tensão vertical efetiva dada em kPa.

n é o expoente de correção para o tipo de solo, sendo igual a 0,5 para areias puras e da ordem de 1 para materiais finos

O parâmetro F_R é definido por Robertson (1990):

$$F_R = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad (8)$$

Onde:

f_s é a resistência por atrito lateral no cone dada em kPa.

2.5 AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO POR MEIO DA DETERMINAÇÃO DO PARÂMETRO DE ESTADO COM BASE EM ENSAIOS DE PIEZOCONE (ROBERTSON, 2010)

A teoria do estado crítico foi desenvolvida com base nas observações de Casagrande (1936) e subsequentes estudos realizados por Taylor (1948), Roscoe et. al (1958), Schofield Wroth (1968) e Castro e Poulos (1985). Casagrande (1976), usando ensaios de cisalhamento direto mostrou que areias fofas contraem enquanto areias densas dilatam no cisalhamento até atingirem aproximadamente o mesmo índice de vazios a grandes deformações FIGURA 6.

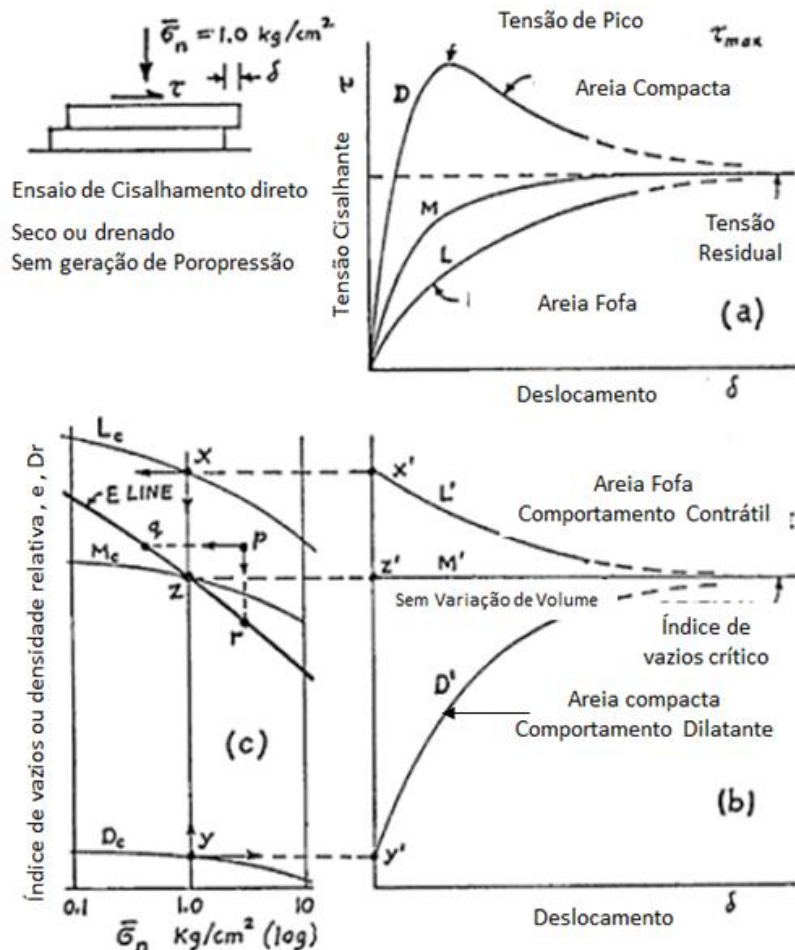


FIGURA 6 - Hipótese de índice de vazios no estado crítico a partir de ensaios de cisalhamento direto – Casagrande (1976)

O índice de vazios a grandes deformações, denominado índice de vazios no estado crítico, é útil para diferenciar o tipo de comportamento que se espera de determinado solo durante o cisalhamento. O índice de vazios crítico varia em função da tensão

efetiva média, sofrendo redução com o aumento da tensão. Para qualquer tensão efetiva média, existe um índice de vazios para o qual o solo não apresenta variação volumétrica durante o cisalhamento. O espaço geométrico que congrega esses pontos é chamado de linha de estado crítico responsável por delinear a fronteira entre comportamentos dilatantes (aumento de volume) e contráteis (redução de volume), como mostrado na FIGURA 7.

A linha de estado crítico é uma propriedade intrínseca do solo, sendo que cada solo possui apenas uma linha de estado crítico, isto é, não varia em função do estado e das condições de contorno do carregamento (Jefferies e Been, 2016). A obtenção da linha de estado crítico do material pode ser feita de acordo com a metodologia apresentada por Jefferies and Been (2016) por meio de ensaios triaxiais CID e CIU.

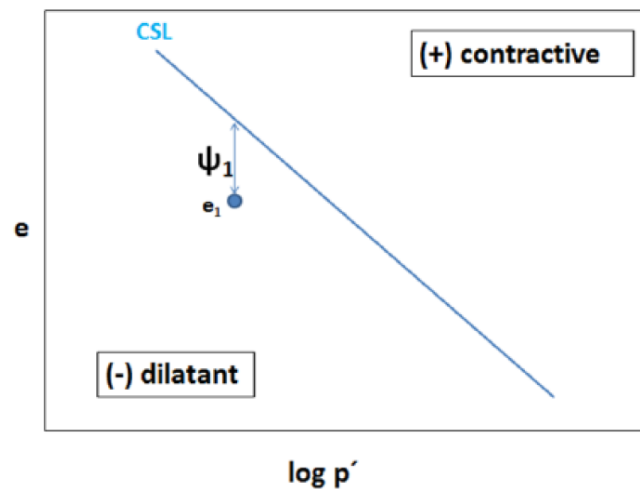


FIGURA 7 – Definição do parâmetro de estado- Fonte: Fundão Tailings Dam Review Panel (2015) *apud* Santos (2018)

O parâmetro de estado é utilizado para avaliar a diferença entre o índice de vazios do solo *in situ* e o índice de vazios no estado crítico para uma mesma tensão efetiva média, sendo definido por meio da Equação (9) (Jefferies e Been, 2016). Jefferies e Been (2016) sugerem que o solo tem comportamento contrátil quando possui parâmetro de estado superior a -0.05.

$$\psi = e_0 - e_{cs} \quad (9)$$

Onde:

e_0 é o índice de vazios do solo *in situ*;
 e_{cs} é o índice de vazios no estado crítico.

Robertson (2010) propôs uma correlação entre o parâmetro de estado e o parâmetro $Q_{tn,cs}$, apresentada pela Equação 10:

$$\psi = 0,56 - 0,33 \cdot \log(Q_{tn,cs}) \quad (10)$$

Onde:

ψ é o parâmetro de estado.

$Q_{tn,cs}$ resistência de ponta normalizada corrigida (Robertson e Wride 1998)

O parâmetro $Q_{tn,cs}$ pode ser obtido pela equação 11.

$$Q_{tn,cs} = K_c \cdot Q_{tn} \quad (11)$$

Onde:

K_c é um coeficiente de correção do Q_{tn} , obtido pelas equações 12 e 13.

$$K_c = 1,0 \text{ para } I_c \leq 1,64 \quad (12)$$

$$K_c = 5,81 \cdot I_c^3 - 0,403 \cdot I_c^4 - 21,63 \cdot I_c^2 + 33,75 \cdot I_c - 17,88 \text{ para } I_c > 1,64 \quad (13)$$

Onde:

I_c é o índice de classificação do tipo de material no ábaco SBTn de Robertson (2009).

3. RESULTADOS

O rejeito avaliado é proveniente da extração de fosfato e pode ser classificado, por meio de ensaios de granulometria e sedimentação, como uma areia fina siltosa. A fração areia do material é predominante e varia entre 59% e 90%. A FIGURA 8 apresenta a curva granulométrica do material, bem como sua classificação em relação ao potencial de liquefação com base na metodologia de Tsuchida (1970). Por meio de ensaios de laboratório, o material foi classificado como não plástico e apresentou densidade relativa dos grãos igual a 3,1. O coeficiente de permeabilidade médio do material é igual a $1,9 \times 10^{-4}$ m/s, valor obtido por meio de ensaios de campo e laboratório. O rejeito é depositado hidraulicamente no reservatório e apresenta elevado índice de vazios ao longo do perfil estratigráfico, sendo o valor médio igual a 1. De acordo com Terzaghi et. al (1996), os rejeitos de mineração, apesar de serem constituídos por elevada fração fina, podem apresentar potencial à liquefação quando não possuem plasticidade, o que é o caso do rejeito em estudo.

Por meio dos resultados de quatro ensaios sísmicos associados a ensaios CPTu, o rejeito foi avaliado em relação à presença de microestruturas com base na metodologia proposta por Robertson (2016). Observa-se que o material pode ser classificado como solo ideal, para o qual as correlações empíricas desenvolvidas para o CPTu e as metodologias de avaliação do potencial à liquefação têm alta confiabilidade. A FIGURA 9 apresenta os resultados da avaliação da presença de microestrutura e cimentação presentes no rejeito.

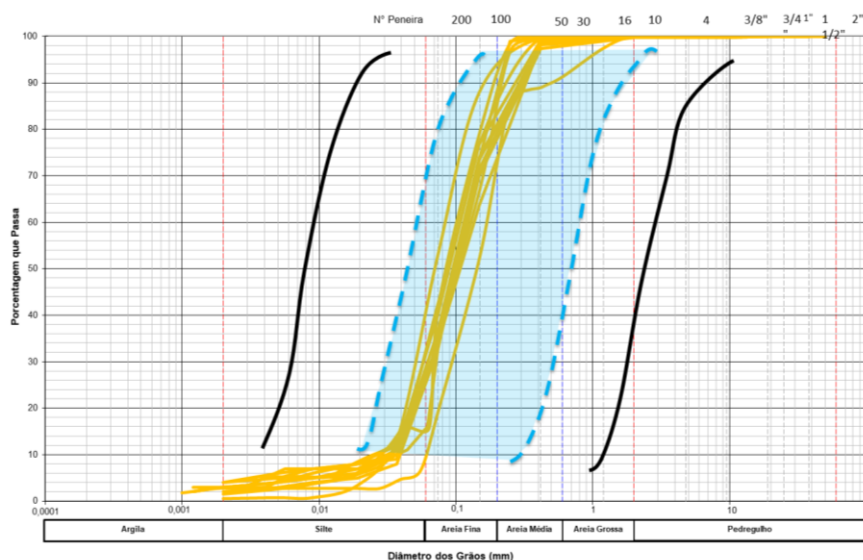


FIGURA 8 - Resultado dos ensaios de peneiramento e sedimentação para as amostras de rejeito – Tsuchida (1970) apud. Terzaghi et al. (1996)

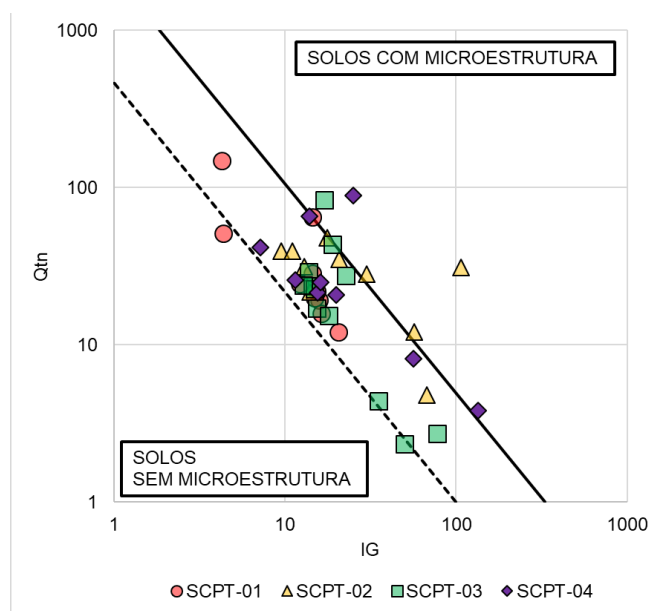


FIGURA 9 - Resultado da avaliação dos rejeitos quanto à presença de microestrutura e cimentação.

Por meio da avaliação dos resultados dos ensaios SCPT_u, foram identificadas camadas de materiais silto-argilosos e argilo-siltosos no perfil estratigráfico. As camadas foram discretizadas com base na baixa resistência de ponta corrigida (q_t) e elevada leitura de poropressão. Essas camadas apresentam baixa permeabilidade e podem inibir a dissipação de poropressão nos materiais arenosos durante carregamentos não drenados, o que contribui para a ocorrência do processo de liquefação. Foram observadas camadas de material de baixa permeabilidade em todos os perfis estratigráficos. Como o objetivo do estudo é avaliar a susceptibilidade do rejeito arenoso, o material foi filtrado e avaliado apenas os pontos que apresentam comportamento *sand-like* definido por Robertson (2016) com base no valor de I_B .

Com base na metodologia de Olson (2001) avaliou-se o potencial de liquefação do rejeito, sendo a FIGURA 10 a representação desta avaliação. Na figura os pontos

vermelhos representam o comportamento dilatante e os pontos em amarelo representam o comportamento contrátil. Observa-se que 89.4% dos pontos são classificados como contráteis e que a grandes tensões todo o material apresenta este comportamento. Sendo assim, com base no método de Olson (2001) considera-se que o rejeito apresenta potencial de liquefação sendo necessária a avaliação da estabilidade da estrutura mobilizando a resistência de pico e liquefeita do rejeito.

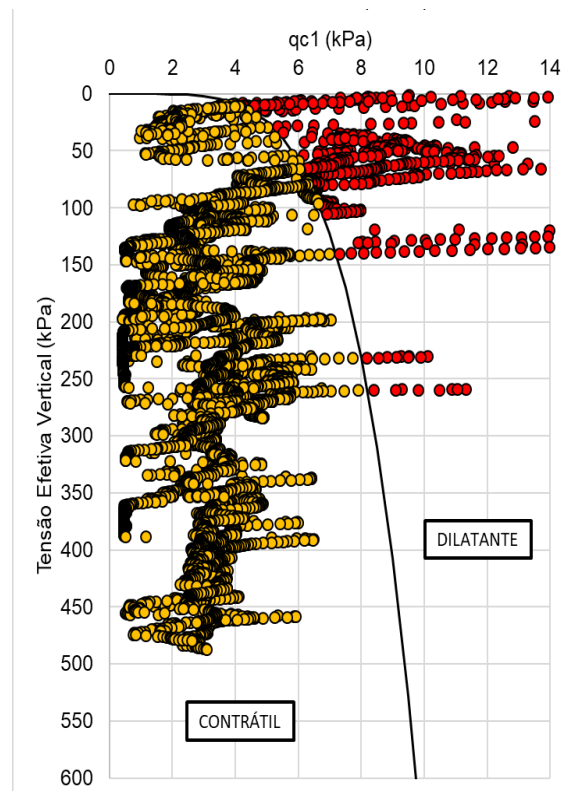


FIGURA 10 - Resultados da avaliação de susceptibilidade à liquefação segundo o método de Olson (2001)

Por meio do método proposto por Roberston (2016) foi realizada a avaliação do potencial de liquefação para o rejeito que apresenta comportamento *sand-like*. A FIGURA 11 apresenta o resultado desta avaliação. Os pontos em amarelo representam o comportamento contrátil e os pontos em vermelho o comportamento dilatante. O material apresenta a maioria dos pontos na região do comportamento contrátil, mas em menor proporção que pela metodologia de Olson (2001). Cerca de 81,8% dos materiais são classificados como contráteis, sendo assim considera-se que o material é suscetível a liquefação.

Cabe salientar que uma alternativa para a realização das análises de estabilidade de estruturas de mineração com a presença de materiais com potencial à liquefação é a setorização do rejeito usando a classificação SBTn de Robertson (2016). Dessa forma é possível identificar as zonas de materiais argilosos (*clay-like*) e as zonas de materiais *sand-like* e *transitional*. Essa avaliação permite que os materiais recebam tratamentos diferentes em termos de resistência. As zonas de material *clay-like*, por exemplo, podem receber tratamento em termos de parâmetros de resistência não drenados, no entanto sem considerar a perda de resistência pós-pico, a não ser que fique evidenciado que o material *clay-like* também apresenta comportamento *Strain Softening*. Os materiais arenosos dilatantes, podem receber tratamentos em termos de parâmetros efetivos de Mohr-Coulomb, e tratamento de liquefação quando

contráteis e em condições saturadas (também é importante avaliar se existe *Strain Softening* no material arenoso).

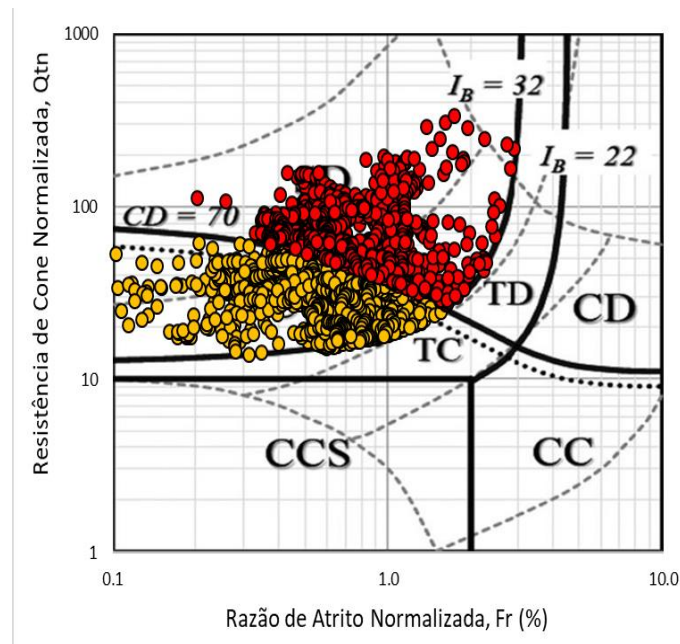


FIGURA 11 - Resultado da análise de susceptibilidade à liquefação segundo o método de Robertson (2016)

Por meio da metodologia de Schnaid e Yu (2007), os valores do parâmetro de estado foram calculados com base nos resultados dos ensaios sísmicos. A FIGURA 12 apresenta o ábaco proposto pelo autor. Observa-se que a maioria dos valores do parâmetro de estado estão entre -0,05 e 0,00 valores típicos de materiais que apresentam comportamento *quasi steady state*. Conforme a proposta de Jefferies e Benn (2016), materiais que apresentam parâmetros de estado superiores a -0,05 apresentam potencial de liquefação estática.

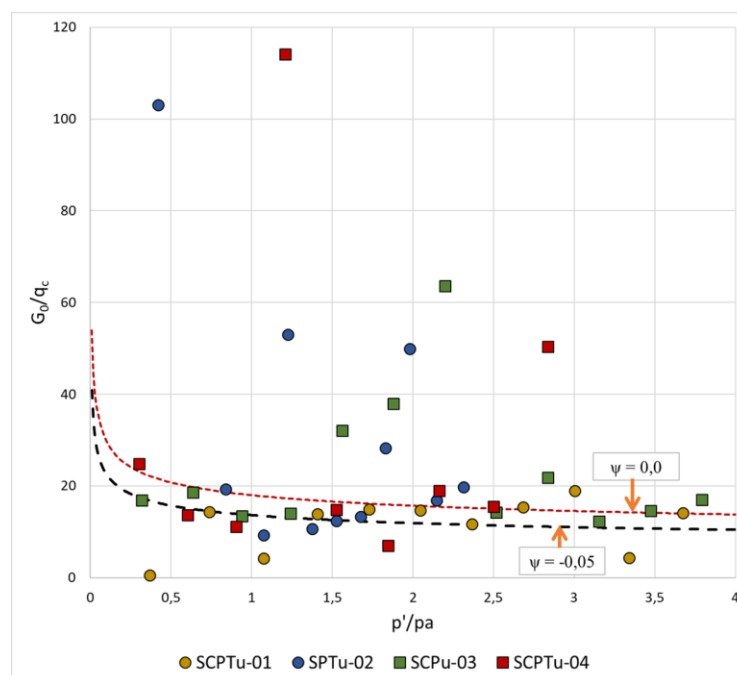


FIGURA 12 - Resultado da avaliação ao potencial de Liquefação pela metodologia de Schnaid 2007

Com base na formulação proposta por Robertson (2010), o parâmetro de estado também foi calculado a partir dos resultados dos ensaios CPTu. Os resultados foram plotados nos mesmos gráficos que os valores obtidos por meio da metodologia proposta por Schnaid e Yu (2007). Os gráficos são apresentados nas Figuras 13 e 14. Observa-se que houve uma sobreposição dos valores do parâmetro de estado calculados pela metodologia de Robertson (2010) e Schnaid e Yu (2007). Quanto mais próximo do limite de classificação entre materiais *sand-like* e *transitional* ($I_B = 32$), maior é a diferença entre os valores do parâmetro de estado obtidos pelos dois métodos. Observa-se também que os primeiros pontos não apresentam um bom ajuste, sendo estes relacionados a pequenas tensões. De acordo com critério propostos por Jefferies e Been (2016) ($\psi > -0,05$), cerca de 81,77% dos pontos calculados pela metodologia de Robertson (2010) foram considerados com potencial de liquefação. Além disso, as imagens a seguir mostram que grande parte dos pontos com potencial à liquefação possuem parâmetro de estado $-0,05 < \psi < 0,00$ típico de materiais que apresentam comportamento *quasi steady-state*.

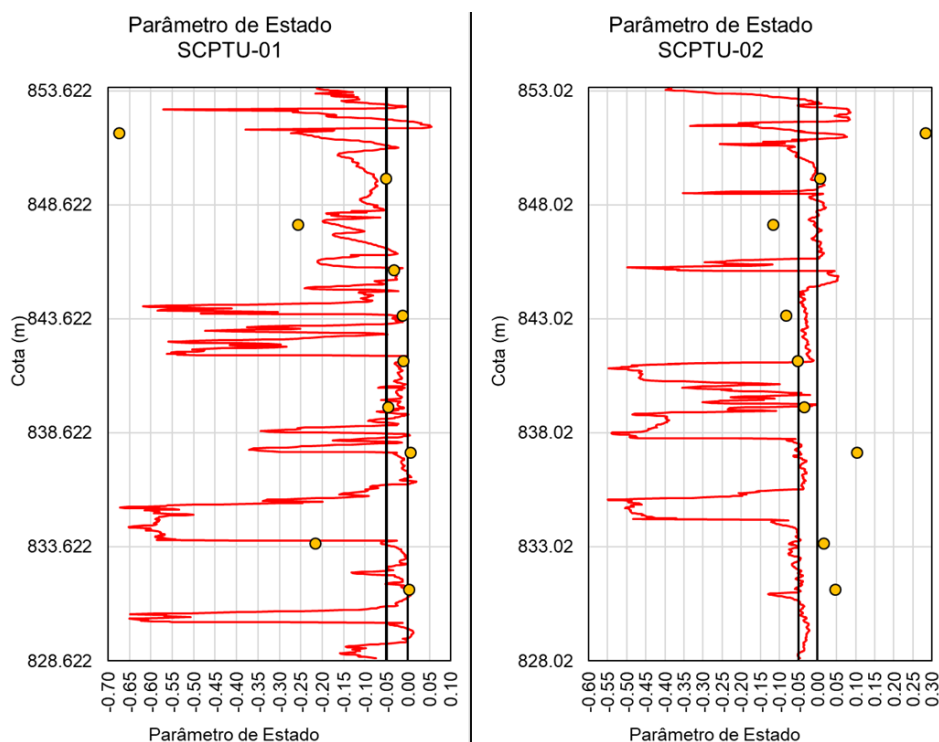


FIGURA 13 - Resultado do parâmetro de estado calculado pelo método de Robertson (2010) e Schnaid e Yu (2007)

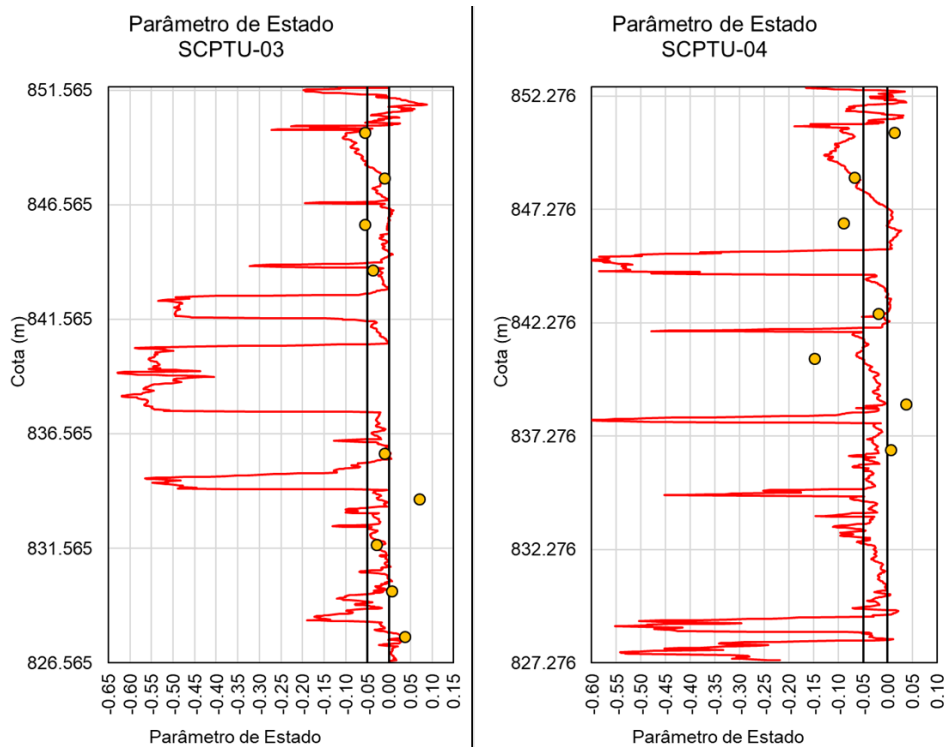


FIGURA 14 - Resultado do parâmetro de estado calculado pelo método de Robertson (2010) e Schnaid e Yu (2007)

Como pode ser observado na FIGURA 15 a maioria dos casos históricos estudados por Robertson (2010) apresentam parâmetro de estado $-0,05 < \psi < 0,00$ comportamento semelhante ao observado neste estudo. A figura mostra ainda a inserção da dispersão dos dados referentes à sondagem CPT F-02 executado nos rejeitos arenosos da barragem de Fundão (Mariana – MG), que também apresenta predominância de valores de parâmetro de estado nessa mesma faixa.

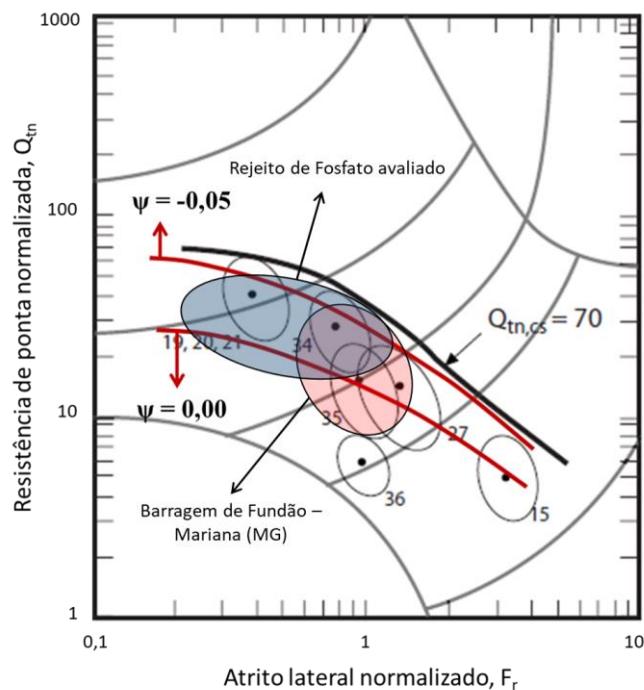


FIGURA 15 – Contornos de parâmetros de estado com casos históricos de ruptura por liquefação – Adaptado de Robertson (2010)

Foram observadas diferenças entre a porcentagem de materiais de comportamento *sand-like* classificados como contráteis pelos diferentes métodos. Observa-se que Olson (2001) apresenta a maior porcentagem, valor correspondente a 89,4% dos pontos avaliados. Os métodos de avaliação com base nas propostas de Robertson (2010) e Jefferies e Been (2016) apresentaram valores similares para a porcentagem de matérias contráteis quando comparados com a metodologia proposta por Robertson (2016), equivalente a 81,8%.

Para melhor avaliar a diferença de classificação entre os métodos de avaliação, os pontos de divergência são apresentados nas FIGURA 16 e FIGURA 17. Observa-se que a divergência ocorre em pontos classificados como contráteis pelo método de Olson (2001) e dilatante pelo método de Robertson (2016), sendo estes pontos localizados próximo ao limite da linha de $CD = 70$ no ábaco de Robertson (2016). Por meio da avaliação do gráfico da FIGURA 17, observa-se uma maior frequência dos pontos divergentes para menores tensões. Além disso, aproximadamente 70% dos pontos divergentes estão a menos de um desvio padrão da envoltória $CD = 70$.

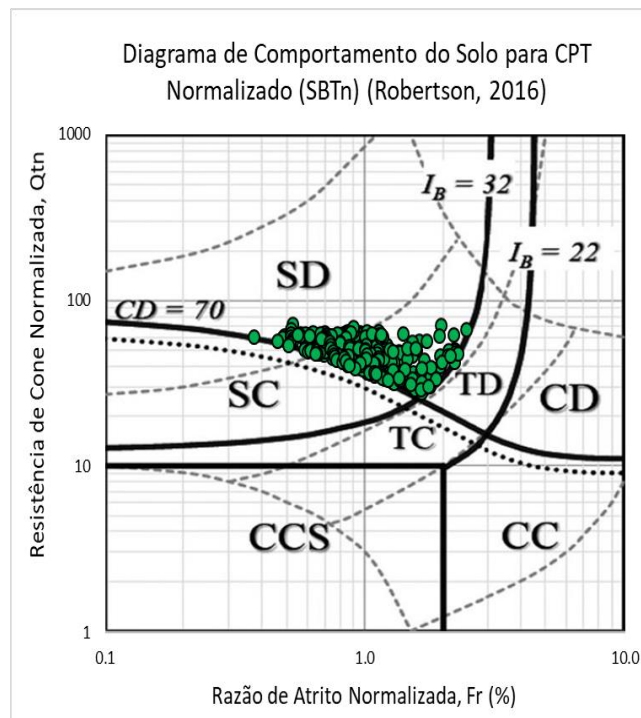


FIGURA 16 - Pontos em que houve divergência da classificação de Olson (2001) e Robertson (2016)

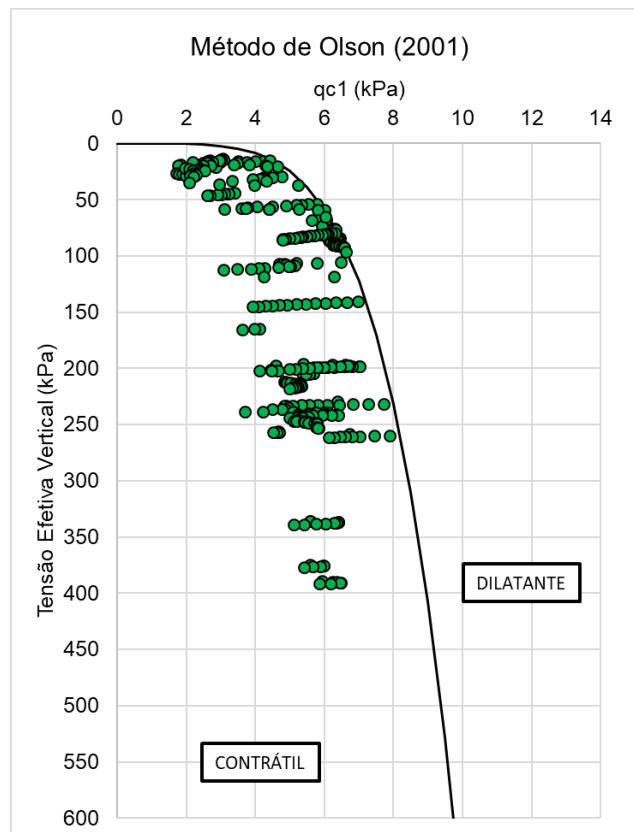


FIGURA 17 - Pontos em que houve divergência da classificação de Olson (2001) e Robertson (2016)

4. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

O presente trabalho consistiu na comparação de metodologias difundidas para a análise do potencial de liquefação de um rejeito proveniente da extração de fosfato por meio do ensaio de CPTu sísmico (SCPTu) e granulometria. Por meio da metodologia de Tsuchida (1970) *apud* Terzaghi et. al (1996), considera-se que o rejeito possui potencial de liquefação dada a sua granulometria areno-siltosa. Terzaghi et. al (1996) define os depósitos de rejeito de materiais arenosos em que o material apresenta comportamento não drenado e elevado índice de vazios deve ser avaliado em relação ao potencial de liquefação.

Como pode ser observado, na FIGURA 9, a avaliação proposta por Robertson (2016) indica que o material pode ser classificado como solo ideal, para o qual as correlações empíricas desenvolvidas para o CPTu têm grande confiabilidade. Resultados semelhantes para rejeitos de mineração já haviam sido apresentados por Santos (2018). A avaliação do potencial à liquefação foi realizada por quatro métodos: (a) Método de Olson (2001); (b) Robertson (2009), usando o conceito de parâmetro de estado; (c) Robertson (2016) e; (d) Schnaid (2007). Todas as metodologias indicaram camadas de materiais contráteis e susceptíveis à liquefação. O método de Olson (2001) se mostrou o método mais conservador, com cerca de 89,4% dos pontos apresentado potencial à liquefação. Os métodos de Robertson (2016) e Robertson (2010) apresentaram aproximadamente 81,8% classificados com comportamento contrátil. A grande maioria dos pontos que apresentaram potencial à liquefação segundo as metodologias de Robertson (2010) e Schnaid (2007) apresentam parâmetro de estado entre -0,05 e 0,00 valores típicos de materiais que apresentam comportamento *quasi steady-state* caracterizado por

apresentar comportamento contrátil a baixas deformações seguido de uma transformação de fase e posterior dilatação a grandes deformações (FIGURA 1). Os pontos de divergência da metodologia de Robertson (2016) e Olson (2001) foram plotados, evidenciando que a maioria dos pontos divergentes indicaram comportamento contrátil de acordo com a metodologia de Olson (2001) e dilatante no ábaco de Robertson (2016). Além disso, os pontos divergentes plotaram predominantemente na região 5 do gráfico SBTn de Robertson (2010), região que compreende materiais de areias siltsosas a siltes arenosos, com valores de $2,05 < I_c < 2,60$. Os pontos representam camadas contínuas de material areno-siltoso ou silto-arenoso no perfil do depósito. A grande maioria dos pontos também ficam próximas da envoltória $CD=70$ (70% dos dados dentro do intervalo de um desvio padrão). Com base nas metodologias aplicadas, o rejeito avaliado pode ser entendido como susceptível à liquefação e deve-se realizar um estudo detalhando de sua resistência não drenada, bem como da condição de estabilidade da estrutura quando mobilizada a resistência liquefeita. Observa-se também, por meio da avaliação dos ensaios CPTu, a presença de camadas de materiais argilo-siltosos e silto-argilosos no depósito de rejeito. Estas camadas devem ser melhor avaliadas devido a possibilidade de gerarem uma condição não drenada no reservatório. Apesar das diferentes porcentagens de materiais contráteis e dilatantes obtidas por cada método, observa-se uma convergência significativa entre os pontos avaliados como contráteis e que, no caso de materiais arenosos, apresentam potencial de liquefação. Conforme recomendações realizadas por diversos autores, os estudos de liquefação por meio de ensaios de campo devem ser complementados com a realização de ensaios de laboratório como, por exemplo, ensaios triaxiais CIU que permitam definir a linha de estado crítico e melhor avaliar o parâmetro de estado.

5. AGRADECIMENTOS

Em agradecimento a Joaquim Pimenta de Ávila, Rodrigo Rodrigues Vieira de Oliveira e a toda a equipe da Pimenta de Ávila Consultoria.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ROBERTSON, P. K. (2010). "Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 136(6): 842–853.
- [2] ROBERTSON, P. K., & WRIDE, C. E. (1998). "Evaluating cyclic liquefaction potential using the CPT." *Can. Geotech. J.*, 35(3), 442–459.
- [3] TERZAGHI, K., PECK, R.B., MESRI, G. (1996) – "Soil Mechanics in Engineering Practice" 3ª Edição, 516. New York, NY.
- [4] MITCHELL, J.K., SOGA, K. (2005) – "Fundamentals of Soil Behavior" 3ª Edição, 592. New Jersey, NJ.
- [5] TSUCHIDA, H. (1970). "Evaluation of liquefaction potential of sandy deposits and measures against liquefaction induced damage." *Proceedings of the annual seminar of the Port and Harbour Research Institute*. (3-1)-(3-33)

- [6] JEFFERIES, M., BEEN, K. (2016) – “Soil liquefaction – A Critical State Approach” 2ª Edição, 690. Boca Raton, FL.
- [7] OLSON, S. M. (2001). “Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance.” Ph.D. thesis, Univ. of Illinois at Urbana–Champaign, Urbana, Ill.
- [8] ROBERTSON, P. K. (2016). “Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — an update”. Canadian Geotechnical Journal, 53(12): 1910–1927.
- [9] ROBERTSON, P. K., FEAR, C.E. (1995) – “Liquefaction of Sands and its Evaluation” Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Edited by K. Ishihara, A.A. Balkema, Rotterdam, Vol. 3, pp. 1253–1289.
- [10] SEED, H.B., IDRIS, I.M. ARANGO, I. (1983) – “Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data”. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 109(3):458-482.
- [11] SCHNAID, F.S., YU, H.S. (2007) – “Interpretation of the seismic cone test in granular soils”. Géotechnique 57(3):265-272.
- [12] ROBERTSON, P. K. (2009) “CPT interpretation – a unified approach.” Canadian Geotechnical Journal, 46: 1-19.
- [13] SCHNEIDER, J. A., HOTSTREAM, J. N., MAYNE, P. W., & RANDOLPH, M. F. (2012) – “Comparing CPTU Q-F and $Q-\Delta u_2/\sigma'_{v0}$ soil classification charts.” Géotechnique Letters, 2(4): 209–215.
- [14] MAYNE, P. W. (2014) – “Interpretation of geotechnical parameters from seismic piezocone tests.” In Proceedings of 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT14, Las Vegas), ISSMGE Technical Committee TC 102, Editado por P.K. Robertson e K.I. Cabal: p 47-73
- [15] ROBERTSON, P. K. (1999) - “Estimation of minimum undrained shear strength for flow liquefaction using the CPT.” Proc., 2nd Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Editado por P. Sêco e Pinto, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 1021–1028.
- [16] ROBERTSON, P. K. (1990) - “Soil classification using the cone penetration test.” Can. Geotech. J., 27(1), 151–158.
- [17] CASAGRANDE, A. (1976). “Liquefaction and cyclic deformation of sands-a critical review.” Harvard Soil Mechanics Series, Harvard University, Cambridge, Massachusetts., 88.
- [18] SANTOS, M. P. (2018). “Uso da distribuição Log-Normal de três parâmetros da razão de resistência não drenada de pico em análise probabilística de liquefação estática em barragens de rejeito.” Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica., 10.