

# FATORES DE SEGURANÇA DETERMINÍSTICOS EM AVALIAÇÃO DE ESTABILIDADE DE BARRAGENS DE REJEITOS: UMA REFLEXÃO

## Deterministic Factors of Safety for the Evaluation of the Stability of Tailing Dams: a Reflection

António Viana da Fonseca<sup>a</sup>, António Fonseca<sup>b</sup> e Sebastião Oliveira<sup>c</sup>

<sup>a</sup> CONSTRUCT-GEO – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

<sup>b</sup> INSTITUTO DA CONSTRUÇÃO – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal

<sup>c</sup> Soliveira Assessoria em Geologia Ltda, Belo Horizonte, Brasil

**RESUMO** – A avaliação de estabilidade das barragens de rejeitos de mineração tem sofrido uma evolução nos últimos anos, sustentada pela informação que foi sendo analisada por painéis de especialistas após os numerosos casos de roturas. A gestão dos níveis de segurança a adotar vem sendo cada vez mais associada à necessidade de introduzir fatores condicionantes da análise de risco que tenham em consideração as variabilidades e incertezas, considerando probabilidades de fatores de estabilidade da barragem e as implicações de perdas de vidas e ambientais de um eventual rompimento. Assim, as características dos materiais geotécnicos devem ser integradas nas distintas e complementares condições de estado permanente e as ações frequentes, raras, etc. Enquanto essas novas metodologias não são implementadas nas estruturas existentes, as auditorias técnicas de segurança periódicas ainda se baseiam em Fatores de Segurança determinísticos que procuram garantir a estabilidade destes ativos. Neste artigo, serão discutidos esses fatores de segurança à luz das boas práticas de engenharia internacional e serão feitas considerações sobre como se podem assegurar valores “característicos” dos parâmetros usados nos cálculos de avaliação de estabilidade e como se considera que estas análises devem ser conduzidas em condições drenadas e não drenadas bem como que modelos de equilíbrio devem ser usados.

**ABSTRACT** – The stability assessment of mining tailings dams has undergone an evolution in recent years, supported by the information reported by expert panels, following the numerous cases of ruptures. The management of the security levels to be adopted has been increasingly associated to the need of introducing conditioning factors for risk analysis that take into account the variabilities and uncertainties, taking into account the probabilities of the factors of stability of the dam and the implications on loss of lives and environmental impact after rupture. These characteristics of the geotechnical materials should be integrated into the distinct conditions of permanent state and the frequent and rare actions, etc. While these new methodologies are not implemented in existing structures, periodic technical safety audits are still based on deterministic Factors of Safety that seek to ensure stability of these assets. In this article, these safety factors will be discussed in the light of good international engineering practices and considerations will be made on how to ensure “characteristic” values of the parameters used in the stability assessment calculations and how it is considered that these analyses should be conducted under drained and undrained conditions and which equilibrium models should be used.

**Palavras Chave** – Barragens de Rejeitos, Fatores de segurança determinísticos e risco, Liquefação por fluxo.

**Keywords** – Tailing Dams, Deterministic factors of safety and risk, Flow Liquefaction.

---

E-mails: viana@fe.up.pt (A.V. Fonseca), avfonseca@fe.up.pt (A. Fonseca), sdogeologo@yahoo.com.br (S. Oliveira)

ORCID: <http://orcid.org/0000-0002-9896-1410> (A.V. Fonseca), ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-2517-9273> (A. Fonseca)

## 1 – INTRODUÇÃO E MOTIVAÇÃO

Em meados de 2019 o Programa das Nações Unidas para o Meio Ambiente (PNUMA), os Princípios para o Investimento Responsável (PRI) e o Conselho Internacional de Mineração e Metais (ICMM), perante a gravidade das roturas recentes, estimulou a convocar, em conjunto, a Revisão da Norma Global de Rejeitos, datado de 5 de Agosto de 2020. Constituiu-se uma comissão de especializada para preparar um padrão global para a gestão segura das estruturas de rejeito de mineração: <https://globaltailingsreview.org/global-industry-standard/>.

Neste documento refere-se que as estruturas de rejeitos são construções complexas, realizadas ao longo de anos e décadas, geridas por uma equipa de especialistas, influenciada pelo ambiente natural e sujeita a muitos fatores sociopolíticos e económicos. Aí se salienta que (sic) “há muitas razões para as empresas de mineração aceitarem um padrão global para a gestão segura de estruturas de rejeito”, mas deve obrigar-se “a esforçar-se para atingir dano zero para as pessoas e para o meio ambiente com tolerância zero para qualquer perda humana”.

Um dos tópicos matriciais (III) que aí se discute para garantir um bom desempenho da estrutura salienta que, tanto na vertente de projeto como na de construção, exige-se que se presuma uma “classificação de consequências de falha” como “Extrema”, ou seja, o operador deverá reduzir ao máximo as consequências de roturas. Aí se reconhece que as estruturas de rejeito são estruturas evolutivas, requerendo o uso contínuo de uma base de conhecimento atualizada, a consideração de tecnologias alternativas de rejeitos, projetos robustos e processos de construção e operação bem geridos para minimizar o risco de roturas. Um sistema de monitorização global deve apoiar a plena aplicação do Método Observacional e a utilização de uma abordagem baseada no desempenho para o projeto, construção e funcionamento das estruturas de rejeito.

Ao longo do documento, fazem-se várias considerações sobre princípios que garantem a segurança destas estruturas durante a sua construção (operação) e após inativação. Um dos princípios do tópico “III” é o de “projetar, construir, explorar e gerir as estruturas de rejeito com base na suposição de que a classificação quanto às consequências de rotura é “Extrema”, a menos que esta suposição possa ser refutada”, sendo as classificações e rotura potencial revistas periodicamente até estas estarem “fechadas” (descaracterizadas e/ou descomissionadas). O princípio que tem maiores implicações nas considerações objeto deste artigo é o quinto: “Desenvolver um projeto robusto que integre a base de conhecimento e minimize o risco de roturas em todas as etapas do ciclo de vida das estruturas de rejeito”. Dois requisitos são pertinentes a este respeito, pelo que se transcrevem: “(5.4): tratar todos os modos possíveis de rotura da estrutura, sua fundação, ombreiras, reservatório (depósito de rejeitos e lago), perímetro do reservatório e estruturas auxiliares para minimizar o risco. O projeto deve utilizar avaliações de risco como informação” e “(5.5): desenvolver um projeto para todas as etapas das estruturas, incluindo, mas não se limitando ao dique de partida, alteamentos parciais, configurações provisórias, alteamento final e todas as etapas de fechamento. O projeto deve ser revisto e atualizado à medida que dados de desempenho da estrutura e de investigação se tornem disponíveis e em resposta a alterações substantivas da avaliação dos riscos”.

## 2 – ADOPTAR CRITÉRIOS DE PROJETO QUE MINIMIZEM OS RISCOS

O Princípio 6 do documento das Nações Unidas acima referido, apresenta quatro requisitos, dos quais se salientam os dois que se transcrevem: por um lado, “(6.2) : Aplicar fatores de segurança que considerem a variabilidade e incerteza dos materiais geológicos e materiais de construção e dos dados sobre as suas propriedades, a abordagem de seleção de parâmetros, a resistência ao cisalhamento mobilizada com as condições de tempo e carga, a sensibilidade dos modos de rotura e as questões de compatibilidade de deformações, bem como a qualidade da implementação dos sistemas de gestão de riscos.” e , por outro lado, “(6.3): Identificar e tratar os mecanismos friáveis de rotura com critérios de projeto conservadores e fatores de segurança suficientes para minimizar

*a probabilidade de sua ocorrência, independentemente dos mecanismos de ativação.”. Destes requisitos se desenvolverão abaixo considerações e recomendações à luz dos valores limite que vêm sendo adotados nas determinísticas de estabilidade.*

Numa palestra em 2016 promovida pela Diretoria de Atividades Técnicas (DAT) e a Divisão Técnica de Geotecnia (DTG), com apoio do Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB - Núcleo Rio), da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS - Núcleo Rio) e da Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (ABGE - Núcleo Rio), o Eng<sup>o</sup> Jean Pierre Paul Rêmy teceu então considerações pertinentes sobre a rotura da barragem do Fundão (que tinha ocorrido cerca 10 meses antes), e ainda atuais, sobre os critérios de avaliação da segurança de um projeto de um barramento (barragem, dique, açude, represa), nomeadamente (sic) “*é preciso levantar e processar todos os dados disponíveis do solo e do local para assegurar a viabilidade da obra, consultar normas, manuais, diretrizes e recomendações de órgãos técnicos, históricos de casos de acidentes e formular todas as perguntas ainda sem respostas claras e seguras que devem ser eliminadas, até que se constate a ausência de risco*” (Rêmy, 2016).

Esta observação contextualiza a reflexão que se faz neste texto sobre o que é genericamente determinante na avaliação das grandes estruturas de barragens ou diques de rejeitos de mineração. Um dos fatores que consideramos determinante para garantir a competente responsabilidade na avaliação da segurança destas barragens, é a necessária especialização em engenharia geotécnica (em estrito senso) por parte dos profissionais de engenharia. Estes devem ter formação em mecânica (estática e dinâmica), hidráulica, resistência dos materiais, estruturas, mecânica dos solos e das rochas, obras de terra e obras subterrâneas. Estas matérias são apanágio das boas graduações em engenharia civil. Neste documento dar-se-á atenção à estabilidade das barragens de rejeitos de mineração, onde se devem considerar as questões do comportamento das fundações e das ombreiras (encontros com as margens), que são muitas vezes críticas, mas também cuidada atenção à estabilidade da estrutura como um todo, condicionada pela grande sensibilidade dos materiais de rejeitos depositados hidraulicamente ou pouco compactados. A maior parte destes barramentos, de que os mais relevantes são as barragens de rejeitos herdadas dos últimos cinquenta anos de produção, não foram, como se sabe, construídos pela clássica técnica de etapa única (como as barragens de terra para reservatório de água), mas sim por alteamento simultâneo com a deposição hidráulica dos rejeitos de mineração, diferenciando-se técnicas de montante, jusante e linha de centro (Viana da Fonseca, 2012). Pelos processos que são utilizados na construção destas estruturas criam-se condições geométricas e, mais ainda, de estado dos materiais depositados (lançados, espalhados, condicionados ou compactados...) muito diversificados. Em geral os rejeitos contidos nas imensas bacias estão soltos e saturados, sendo liquidificáveis por diversos fatores naturais e antrópicos. As causas de índole geotécnica mais frequentes de rotura em barragens de terra são o *piping* (erosão interna) e a instabilidade por liquefação dos aterros hidráulicos por causas diversas (“gatilhos”) e menos vezes, embora de todo não despiciente, por liquefação de solos granulares pouco compactos da fundação. Note-se que as fundações podem induzir, se ocorrerem movimentos bruscos (por deslizamento ou por assentamentos), gatilhos de liquefação dos rejeitos contidos nas bacias (são casos os da barragem de Aznalcóllar – Gens, 2019 - e Cadia – Jefferies et al, 2019).

São inúmeros os fatores que têm que ser considerados em projeto de estruturas geotécnicas particularmente complexas, como estas barragens, e todos têm que ser considerados. Por isso, se há a possibilidade de ocorrer um evento indutor de um fenómeno de instabilização – como a liquefação – e o mesmo é desconhecido, tem que ser considerado na análise de estabilidade – em forma de ação, para a estimativa de um fator de segurança, ou em forma de probabilidade, para estimativa de uma análise de risco. Este assunto será debatido adiante.

### 3 – ASPETOS FUNDAMENTAIS TIDOS EM CONSIDERAÇÃO NAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE

As metodologias de interpretação dos resultados de ensaios de caracterização dos solos envolvidos têm que ter em conta a representatividade e adequabilidade dos processos e equipamentos usados e a análise que se faz dos parâmetros registados. Esta análise tem que considerar as específicas condições de “estado” de cada ponto dos solos ensaiados (sendo o “estado” uma conjugação da densidade/compacidade em que se encontra e a tensão de confinamento a que está sujeito, dependente da profundidade em que se encontra e outros fatores geológicos). Há ainda que ter em conta que cada (e todos) material proveniente do processamento dos minérios ao longo da vida “ativa” destes complexos sistemas de deposição de rejeitos essencialmente siltosos e arenosos (quase sempre pouco argilosos), são variáveis e, por isso, o zonamento tipológico é um desafio a vencer.

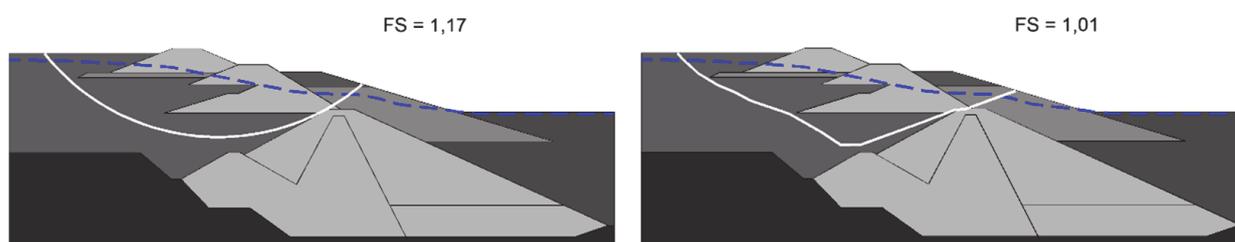
Só se essas metodologias de reconhecimento e zonamento paramétrico tiverem uma acurada fundamentação e se enquadrarem com os modelos de cálculo dos mecanismos de deformação e rotura das massas analisadas (normalmente baseados em vários perfis bidimensionais) se podem aceitar análises determinísticas de estabilidade competentes para o efeito.

Os mecanismos de rompimento em barragens podem ocorrer, isolada ou simultaneamente, por via de: instabilidades (maciço natural envolvente e fundação), liquefação dos rejeitos do reservatório e/ou dos alteamentos (diques de material depositado de forma mais controlada) da “crista” da barragem, galgamento (*overtopping*), e erosão interna (*piping*) regressiva e (ou) progressiva. As análises de estabilidade são realizadas no intuito de avaliar as condições atuais de segurança apresentadas pela estrutura, considerando o cenário operacional, subsidiados pelos dados de instrumentação existentes e resultados dos estudos hidrológicos. A verificação de estabilidade estática e pseudo-estática (metodologia simplificada para ações base sísmicas) no decurso dos alteamentos e em cada tempo, mesmo após a paragem da deposição, tem que incluir as leituras dos instrumentos existentes e novos instrumentos instalados, sendo necessárias análises de potencial de liquefação estática e dinâmica dos rejeitos do reservatório das barragens, particularmente se existem alteamentos a montante. Estes registos constituem premissas para a definição dos coeficientes de segurança determinísticos apresentados como critérios decisórios sobre a estabilidade das barragens que são, no Brasil, apresentadas em Auditorias Técnicas de Segurança (ATS) e Relatórios de Inspeção de Segurança Regular (RISR) que são semestralmente realizados e subsidiam as Declarações de Conformidade de Estabilidade (DCE) que a legislação brasileira obriga desde o colapso da Barragem do Fundão, em Mariana, MG.

Estas estruturas geotécnicas têm geometria diversa e incluem zonas de materiais distintos – logo com características não homogêneas - limitados por fronteiras definidas por superfícies (linhas em 2D) de geometria variável e com propriedades geomecânicas nessas interfaces que podem condicionar as formas das superfícies de deslizamento críticas. É, assim, necessário desenvolver análises específicas de estabilidade com definição automática da superfície potencial de rotura (incluindo diversas posições para a camada de baixa resistência), logo sem formato pré-determinado. Estas hipóteses são apanágio dos métodos que usam superfícies circulares, como é o caso dos métodos Bishop e Spencer. Um método destes, ou um mais realista, como o de Morgenstern & Price, que considere criteriosamente planos, zonas, ou blocos, potencialmente instáveis (usando o “juízo de engenheiro especialista”), que delimitam as zonas destes materiais depositados e os maciços de suporte (particularmente os que constituem as estruturas da crista em diques ou barragens), deverão ter em conta as expectáveis mais baixas resistências. Ressalva-se que esta definição geométrica é hoje facilitada pelas técnicas avançadas de caracterização geotécnica por ensaios *in situ*, com relevo para as técnicas geofísicas (MASW e outras) ou ensaios contínuos de penetração estática e registos multiparamétricos (CPT, CPTU e SCPTu).

Essas análises de equilíbrio limite (AEL) não são capazes de abordar o número de processos físicos complexos envolvidos, a não ser com suposições grosseiras sobre os esforços (sistema de

tensões instaladas) disponíveis no sistema, desenvolvidos ao longo do processo de construção e após a sua conclusão com as sobrecargas diversas da envolvente ou outros fatores de indução de desequilíbrios. Na Figura 1 ilustra-se um caso simples representativo de como a pressuposta forma circular é anticonservativa.



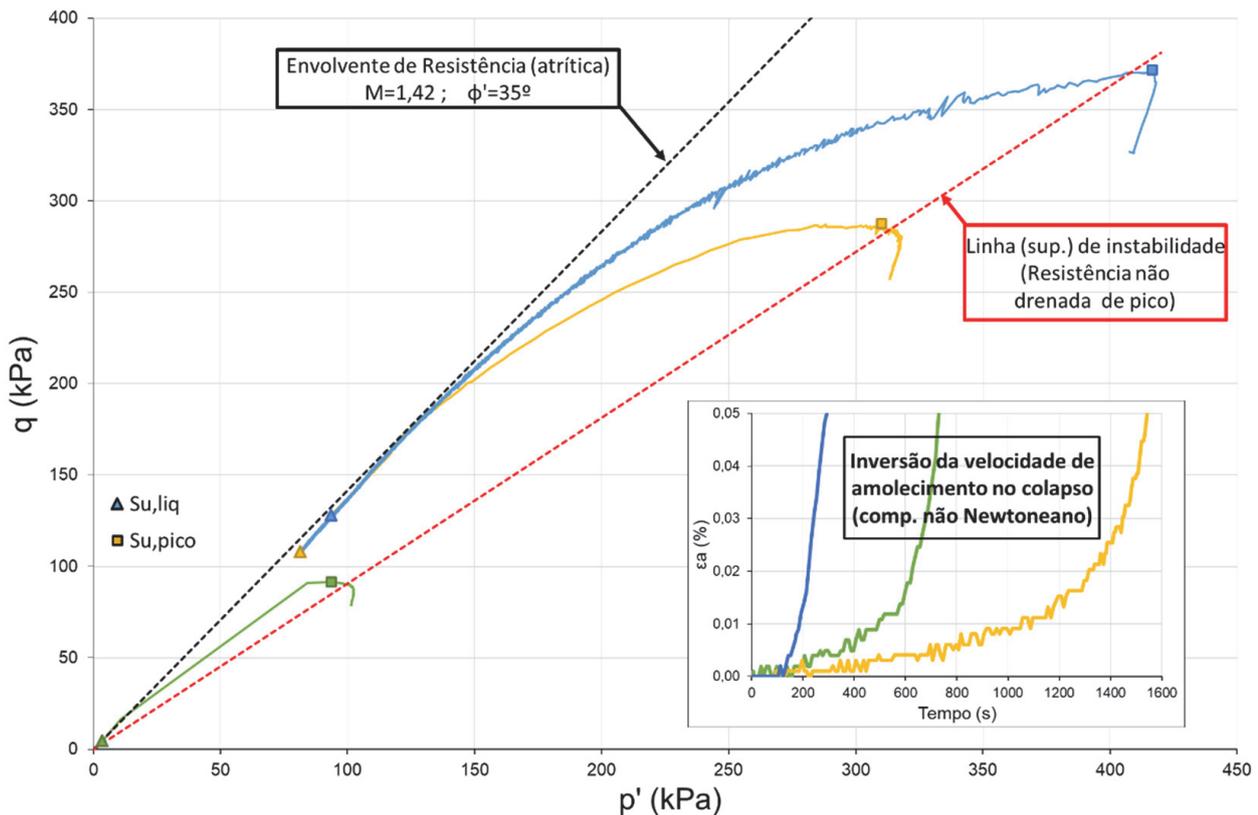
**Fig. 1** – Fatores obtidos com o mesmo método em equilíbrio limite numa barragem de rejeito: superfícies circulares e não circulares

#### 4 – ANÁLISES TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Sendo estas estruturas de terra deformáveis, na sequência de ações externas ou internas, permanentes ou raras, os mecanismos de plastificação e rotura são fenómenos lentos e progressivos (podendo ser condicionados por características de fluência ou “consolidação secundária” dos materiais depositados, do tipo drenado – associado ao termo anglo-saxónico *creep*) ou muito rápidos (como a liquefação), que são geralmente processos de instabilização em condições não drenadas (podendo ser aqui relevante a dependência da velocidade de carregamento – *stress* ou *strain rate*). Este último fator, do tipo viscoso, é erradamente associado ao anterior (*creep*), mas, de facto, enquanto o primeiro é progressivo, mesmo sob estados de tensão efetiva quasi-constante (o que geralmente está associado a uma evolução das dimensões e morfologia das partículas dos materiais em apreço), o segundo (*stress/strain rate*) é um processo associado à visco-plasticidade dos materiais e, no caso dos materiais liquidificáveis, à contratilidade da resposta incremental destes solos a carregamentos arbitrários (Nova, 1994), dependente da velocidade de carregamento não drenado.

Por isso, as análises não se podem limitar ao equilíbrio de massas rígidas deslizando por superfícies em corte (cisalhamento) puro e muito menos de forma pré-definida, como antes referido. Mais apropriadamente deve-se abordar estas novas condições que podem afetar o equilíbrio por uma análise em tensão-deformação que, como qualquer estrutura, se encontra em condições estáveis, permanente ou quasi-permanente (geralmente drenada), por um lado, ou transitória, variável frequente ou rara (induzindo carregamentos drenados, parcialmente drenados e não drenados), por outro.

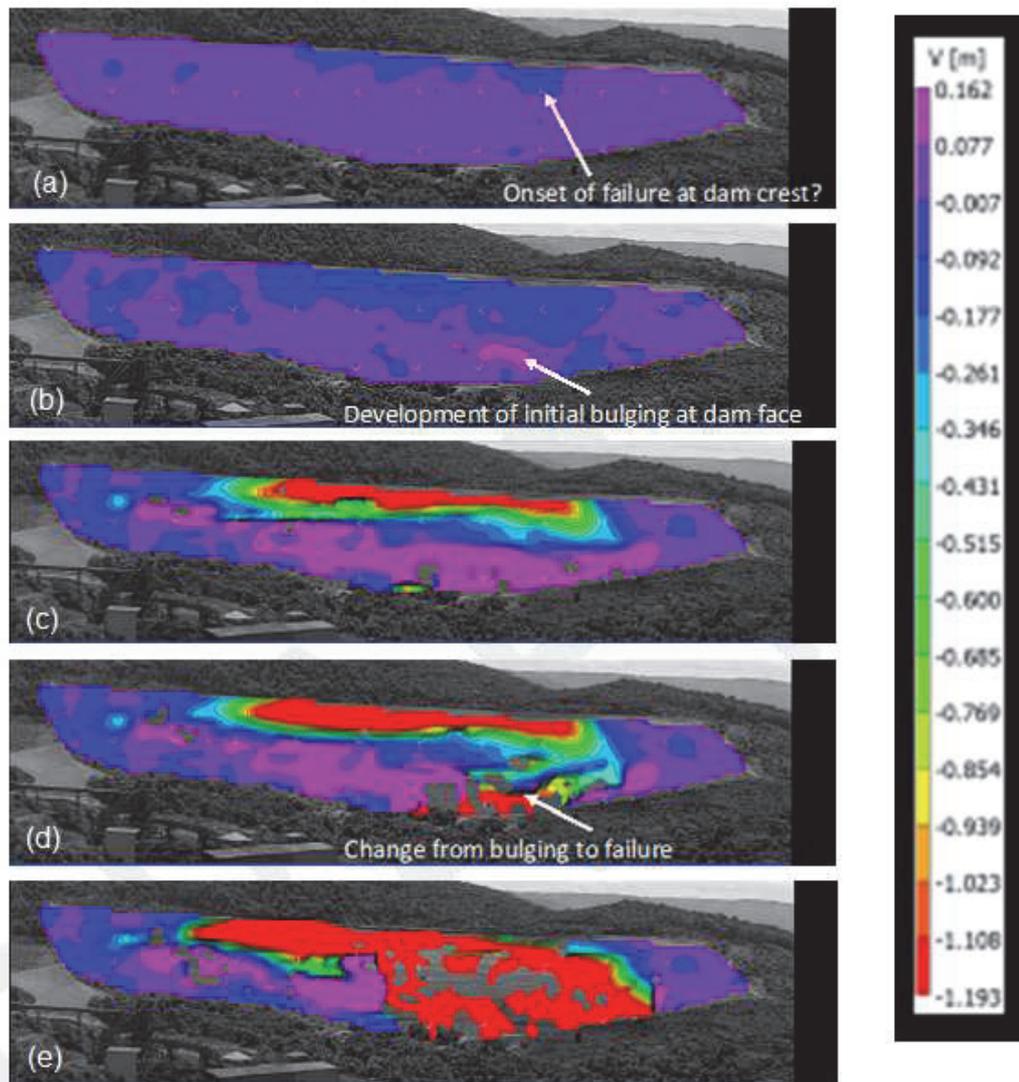
Estes comportamentos, caracterizam-se por mecanismos de instabilização que se desenvolvem quando, em carregamento não drenado, os solos granulares contrácteis, denotam uma inversão frágil da resistência ao carregamento, perdendo capacidade de suporte bem antes de se mobilizar a sua resistência friccional última, também designadas de resistência crítica. Esta perda precoce de capacidade é abrupta, dando um amolecimento num processo de transição para um material não-newtoniano (a melhor imagem é associá-lo a um gel de viscosidade variável). Na Figura 2 ilustra-se um ensaio triaxial  $CK_0U$  realizado com incremento de tensão controlado, sendo notório o incremento de cadência da perda de resistência pós-pico. Nessa figura identificam-se os pontos de inflexão súbita da trajetória não drenada de tensões, correspondente aos pontos de valores máximos da tensão de desvio ou deviatórica  $q = \sigma_v - \sigma_h$  (ou  $\sigma'_v - \sigma'_h$ ) que é igual a duas vezes a resistência não drenada de pico [ $S_u(\text{pico}) = q_{\text{max}}/2$ ]. Nela também se vêem os extremos mínimos da trajetória de tensões não drenada de cada ensaio, que correspondem aos valores da tensão de desvio residual ( $q_{\text{min}}$  ou  $q_{\text{res}}$ ) que é a condição de resistência do material liquefeito [ou seja,  $S_u(\text{res})$  ou  $S_u(\text{Liq}) = q_{\text{min}}/2$ ].



**Fig. 2** – Ensaio triaxial CK<sub>0</sub>U com controlo de tensão “*stress-path*” em rejeito de ferro

Para melhor simular as consequências da deformabilidade dos maciços por esses fatores externos, como os que serão identificados abaixo, e que geram excessos de poro-pressão progressivos (em particular em rejeitos depositados muito soltos a soltos), as análises em termos de tensões efetivas são decisivas. Estas permitem assumir que, numa barragem de rejeito, as poro-pressões no rejeito compactado (corpo da barragem) e no rejeito granular lançado hidraulicamente (maioritariamente siltoso e arenoso) estão relacionadas com o nível de água de referência (ou níveis, pois muitas vezes há referências piezométricas distintas, devidas a artesianismo, capilaridade e maciços inter-estratificados de solos com permeabilidades contrastantes) em regimes estacionários específicos. Ou seja, se numa condição estacionária para um estado inicial de tensões pode ser indexado um regime permanente hídrico, já um mecanismo criado por uma ação esporádica como as identificadas adiante pode gerar uma rotura rápida – com o maciço a comportar-se em condições não drenadas ou parcialmente não drenadas - e catastrófica. Estas podem ocorrer sem manifesto aviso prévio (se a monitorização não for adequada ou não for devidamente interpretada), conduzindo a roturas em cadeia, por contração de solos mais soltos e, por vezes, em estado metaestável (muito “frágeis”), os ditos solos “liquidificáveis” ou suscetíveis à liquefação. A Figura 3 apresenta a sequência da rotura da barragem B1 da mina do Córrego do Feijão, em Brumadinho – Painel Internacional de Especialistas (Robertson et al, 2019) – ilustrando bem a violência deste fenómeno.

Como se depreende, nestes casos só análises em tensão-deformação acopladas, geralmente em códigos numéricos compatíveis com muito pequenas deformações (aquelas que dominam o comportamento prévio à resistência de pico) a muito grandes movimentos (que se desenvolvem pós-pico em progressivos processos de instabilização – ver Figura 2) e considerando modelos constitutivos específicos de liquefação que garantem a distribuição das tensões efetivas em cada instante – função do desenvolvimento dos excessos de poro-pressão e condicionados pelas permeabilidades dos materiais envolvidos e nas fronteiras, são as opções mais ajustadas. Admite-se que sejam conduzidos em secções planas (2D), por serem normalmente conservativos em estruturas

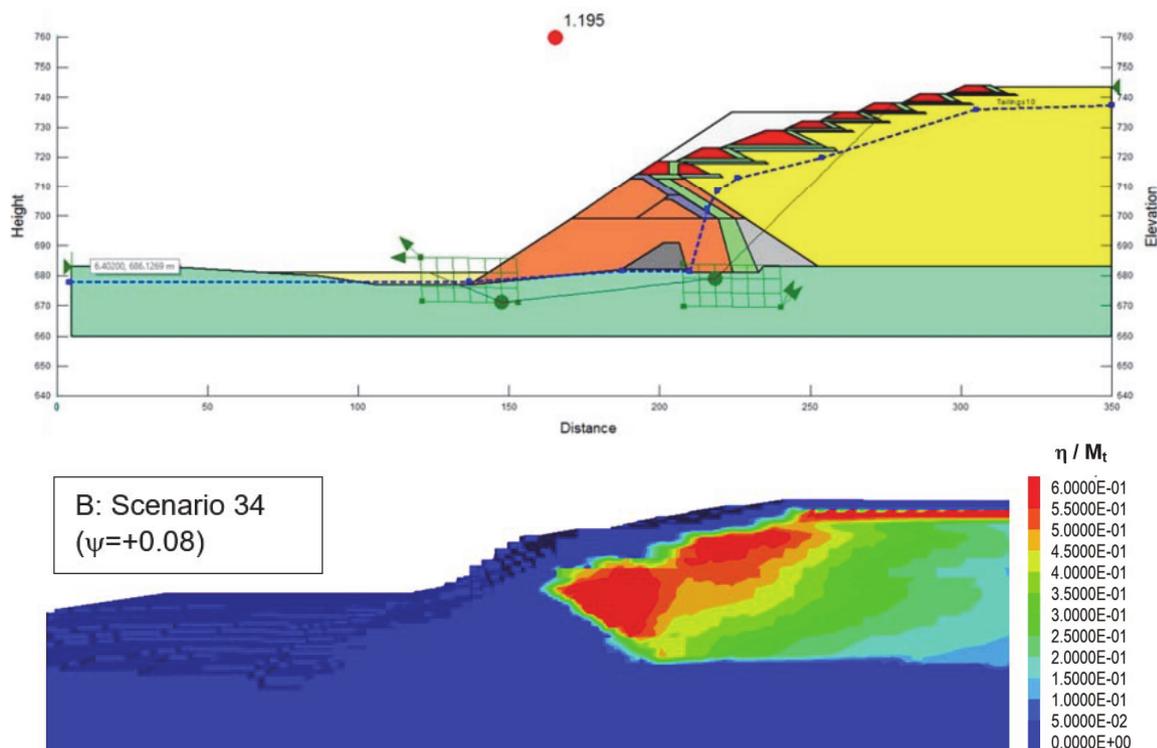


**Fig. 3** – Sequência da rotura da Barragem B1 através do processamento das imagens de vídeo, apresentando  $V$  como deformação vertical: (a) no início do colapso; (b) 0,2 s após início do colapso; (c) 2,3 s; (d) 2,5 s; e (e) 3,8 s após o início do colapso, quando a rotura se generaliza (Robertson et al., 2019)

de desenvolvimento quase lineares e encontros (ombreiras) em vale; porém, quando as geometrias têm arco para extradorso, com raio de curvatura centrado a montante, ou seja, curvatura para jusante, pode ser uma opção anticonservativa. Fatores de agravamento devem então ser considerados.

Na Figura 4 ilustram-se as duas abordagens referidas de análise de estabilidade descritas no relatório da comissão de avaliação das causas da rotura da barragem de Cadia, na Austrália, em 9 de Março de 2018 (Jefferies et al, 2019).

Como se vê, há alguma convergência entre a superfície limite de rotura potencial e as zonas de desenvolvimento de plastificação obtidas por simulações numéricas em diferenças finitas (FLAC®). Estas são muito sensíveis aos parâmetros de estado inicial nos rejeitos, sendo estes modelos avançados tão exigentes na obtenção de parâmetros constitutivos representativos como assertivos nos mecanismos que se desenvolvem nestas condições. Estes códigos podem identificar fatores de segurança por métodos específicos de redução de resistência, mas sobretudo permitem identificar as zonas de concentração de plastificação – sinal de rotura, que é muitas vezes frágil nos materiais liquidificáveis – e assim dar aos analistas informação preferencial para decidir.



**Fig. 4** – Barragem de Cadia: modelo de estabilidade limite, com superfície não circular, e contornos dos níveis de tensão em relação à resistência não drenada de pico - cálculos numéricos obtidos em FLAC® e com o modelo NorSand de liquefação (Jefferies et al 2019)

## 5 – PARÂMETROS CARACTERÍSTICOS DOS MATERIAIS ADOTADOS NAS ANÁLISES DE SEGURANÇA

Retoma-se a questão do valor característico de uma propriedade resistente do terreno, explanada no VII Congresso Nacional de Geotecnia por Matos Fernandes (2000). Por um lado, segundo o Eurocódigo 1 (sic) “o valor dessa propriedade correspondente a determinada probabilidade de não ser atingido numa hipotética série ilimitada de ensaios; tal valor corresponde geralmente a um percentil especificado da distribuição estatística admitida para essa propriedade”, por outro lado, o Eurocódigo 7 (obras geotécnicas) refere que “se se usarem métodos estatísticos, o valor característico [da propriedade de um terreno] pode ser obtido de tal forma que a probabilidade de ocorrência de um valor mais desfavorável controlando a ocorrência de um estado limite não seja superior a 5%”. Ainda reproduzindo o texto do artigo referido, “a ideia fundamental a reter é que nas obras geotécnicas o valor característico de um parâmetro do terreno a usar na verificação da segurança em relação a um dado estado limite não é exclusivamente determinado pela variabilidade desse parâmetro mas também pela tipo de estrutura e pelo estado limite em consideração. A seleção de tal valor não dispensa uma cuidada ponderação do Projetista” (...) que deve ter “em consideração, para além da variabilidade dos parâmetros resistentes do terreno, os outros aspetos referentes à estrutura, ao maciço e à interação estrutura-macício que sejam relevantes para o problema”. Nesse trabalho o autor elabora sobre como uma distribuição estatística de valores médios e desvios padrões diferentes, acarretam probabilidades de rotura distintos. Ainda mais salienta que “em contraste com as estruturas convencionais (reticuladas), em que a ocorrência de um estado limite pode ser condicionada pela resistência de uma secção de uma barra, nas obras ou estruturas geotécnicas a zona do maciço determinante para um dado estado limite é em regra muito maior, pelo que o parâmetro que governa a resposta do terreno acaba por ser um valor médio numa dada região do maciço. O valor característico é pois uma estimativa cautelosa desse valor médio”.

A este propósito devemos-nos reportar à norma internacional com as recomendações para gestão de risco (ISO, 2018), que identifica os seguintes fatores dessa gestão que se descrevem a seguir: ameaça: fenômeno que pode levar a danos; perigo: probabilidade de uma ameaça poder ocorrer dentro de um determinado período de tempo; exposição: as circunstâncias de ser exposto a uma ameaça; vulnerabilidade: o grau de perda para um determinado elemento ou conjunto de elementos afetados por um perigo; risco: medida de probabilidade e gravidade de um efeito na vida, saúde, propriedade ou meio ambiente. Assim, risco é o produto da probabilidade de ocorrência de um evento com as consequências decorrentes desse evento. As consequências dependem da exposição e vulnerabilidade dos elementos em risco. A referida norma ISO sintetiza o conceito de risco como o "efeito da incerteza sobre os objetivos". As consequências podem ser positivas ou negativas e o risco pode ser afetado positiva ou negativamente pelas circunstâncias em mudança. Numa análise determinística, como a que se faz tradicionalmente nas análises de estabilidade das barragens de rejeito, com base em parâmetros de entrada "estimados", nenhuma aleatoriedade está envolvida na estimativa das condições futuras do sistema. Esta análise visa demonstrar que um sistema (neste caso um sistema estrutural que é uma barragem de rejeitos) é tolerante a falhas ou riscos identificados dentro de "pressupostos de projeto", avaliando um desempenho "nominal". A abordagem não considera toda a gama de resultados possíveis nem quantifica a probabilidade de cada um dos resultados. Por isso, um cenário determinístico pode subestimar o risco. Já uma análise probabilística visa fornecer uma estimativa do risco associado a uma instalação e uma estimativa das incertezas envolvidas. As avaliações probabilísticas de risco ajudam a entender e a explicar as incertezas. Destas podem ser apontadas as seguintes: a qualidade e representatividade dos resultados de ensaios de caracterização dos materiais envolvidos; as condições externas – ações imprevistas, como pluviosidade e outras ações hidráulica, ou, ainda, fatores não previstos indutores de instabilidade frágil ("gatilhos"), por ex. a liquefação de rejeitos induzida por fenômenos naturais ou ações antrópicas, muitas vezes desadequadas; e, finalmente mas não menos importante, a adequação das ferramentas e métodos de cálculo de avaliação geotécnica de estabilidade dos maciços.

A consideração destas incertezas tem que se sustentar num juízo de especialistas que melhor fundamentem decisões robustas para avaliar a margem de segurança e integrá-la na vulnerabilidade e risco, considerando a gravidade do efeito de colapso na vida, saúde das pessoas e animais, propriedade e meio ambiente. Enquanto uma análise determinística considera o impacto de um único cenário (e um único conjunto de dados de entrada), uma análise probabilística tenta incluir todos os cenários possíveis, sua probabilidade e impacto. Uma análise probabilística é comparável a séries de análises de sensibilidade (muitos milhares, até milhões). Contudo, num estudo da condição de estabilidade, devem ser utilizados dados precisos, que pertençam a um equilibrado e adequado quadro de investigações geotécnicas, realizadas de forma ampla e tratados à luz dos critérios atuais de variabilidade, por um lado, e de quantis de probabilidade (base dos parâmetros característicos expressos nos códigos estruturais mais recente sendo disso exemplo o Eurocódigo 7 atrás referido e a sua versão atual em fase final discussão e votação - prEN 1997-3: Geotechnical design). Impõem-se metodologias de cálculo ajustadas aos mecanismos envolvidos no equilíbrio geomecânico, com recurso aos melhores modelos de simulação. Estes nem sempre têm que ser os mais complexos, mas devem ser os mais representativos da realidade (aferida por casos históricos bem documentados) e que resultem em análises que reflitam bem os níveis de vulnerabilidade e risco presentes.

Numa barragem hipotética em que se obtém um fator de segurança (FS) igual a 1,4, após uma análise de estabilidade baseadas em dados "precisos e pertencentes a um histórico regular", e nessa mesma onde se deduz um FS igual a 1,7 baseado em resultados de ensaios de caracterização com níveis de incerteza e imprecisão elevados, a margem de segurança – logo, a probabilidade de ocorrência de falha - não pode inspirar confiança a um operador com responsabilidade e elevados padrões de gestão técnica e administrativa, como se exige nas circunstâncias muito particulares das barragens de rejeito. Esta barragem terá uma maior probabilidade de rotura, mesmo com este último valor de FS (1,7 contra 1,4), calculado com o mesmo método de análise de estabilidade - qualquer que seja -, pois a falta de precisão dos dados que alimentaram o cálculo, acarreta um risco mais

elevado. A este propósito ilustram-se alguns resultados de ensaios de caracterização dos rejeitos da barragem B1 em Brumadinho (Figura 5) objeto de controvérsia desde o fatídico acidente em 25 de janeiro de 2019 (MPEMG, 2020). A profícua discussão sobre a desadequação dos resultados de um ensaio como o ensaio de corte rotativo (ensaio de “palheta” – FVT) para a determinação de resistência não drenadas em solos siltosos (ensaio em condições parcialmente drenadas) e de ensaios triaxiais sobre amostras adensadas no processo de amostragem e condicionadas de forma desajustada em laboratório, provou que a consideração dos valores “médios” destes e dos mais representativos resultados (do CPTU) foi erróneo.

Os valores adotados para as resistências não drenadas de pico [ $S_u(\text{pico})$ ] derivadas dos resultados dos ensaios realizados com ensaios CPTu, seguem a proposta de Olson e Stark (2003) e expressam-se por:

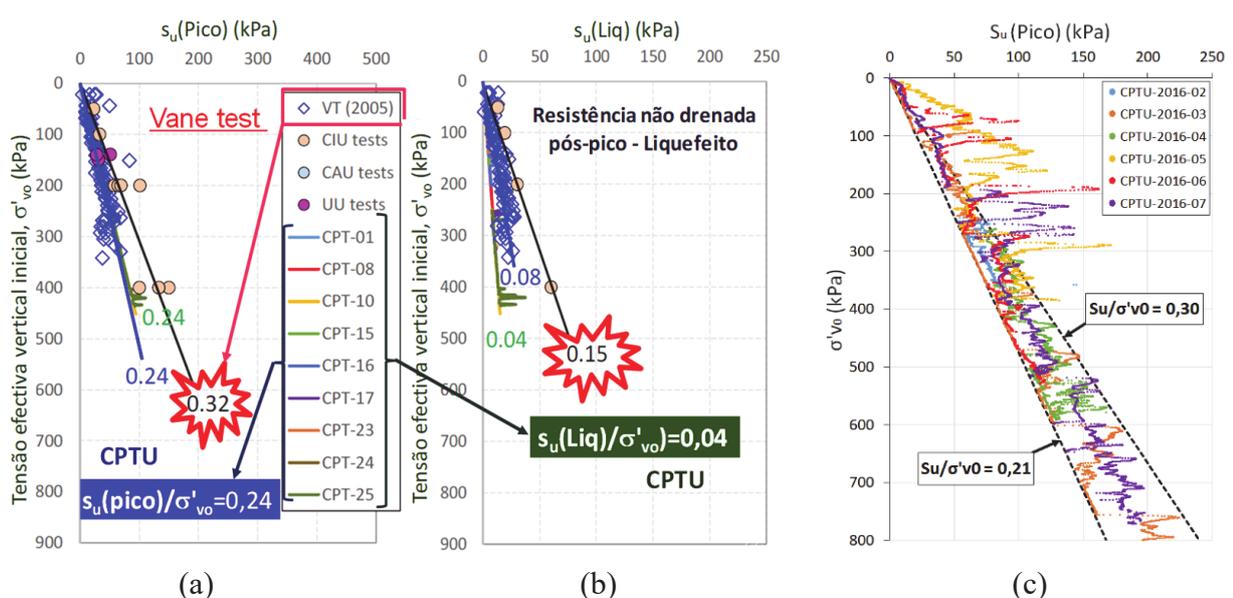
$$\frac{S_u(\text{pico})}{\sigma'_{v0}} = 0.205 + 0.0143 \cdot q_{c1} \pm 0.04 \quad (1)$$

Esta expressão é válida para valores limites de 6,5MPa para a resistências de ponta normalizadas ( $q_{c1}$ ), função da tensão efectiva de repouso ( $\sigma'_{v0}$ ) adimensionalizada pela pressão atmosférica ( $p_a$ ), e expressa, de acordo com Kayen et al. (1992), por:

$$q_{c1} = 1.8 / (0.8 + \sigma'_{v0} / p_a) \quad (2)$$

Na Figura 5 a) e b) estão representados os resultados de interpretações diversificadas sobre os valores de  $S_u(\text{pico})$  a utilizar em análises de estabilidade da barragem B1 em Brumadinho, com base em ensaios in situ (FVT e CPTu) e em ensaios triaxiais distintos (que não serão objeto de reflexão) e, na Figura 5 c), a interpretação dos autores de seis ensaios CPTu considerados representativos da zona envolvida pela rotura.

O que faz com que uma estrutura de barragem de rejeito opere em condições de segurança adequadas e aceitáveis para a sociedade são exatamente os níveis de (in)certeza dos dados e parâmetros geotécnicos dos materiais envolvidos nestas estruturas, utilizados nas análises para avaliação de segurança. Isto, de certa forma, espelha a qualidade da manutenção e operação de uma



**Fig. 5** – Resultados de Resistência Não Drenada derivados do Vane test versus CPTu para as análises de estabilidade determinísticas da barragem B1 em Brumadinho (as duas primeiras reproduzem-se de MPEMG, 2020, e a terceira é uma reavaliação dos autores)

barragem de rejeito. Se o FS obtido pode atender, formalmente, ao mínimo exigido, o mesmo tem que ser sustentado por uma competente gestão da segurança da barragem tendo em conta os seus aspetos de engenharia *tout court* (estruturais, geotécnicos, geológicos, hidráulicos, etc.), mas também de governança interna da empresa responsável pelas infraestruturas de rejeitados, em especial à política de contratação de empresas de consultoria externas, que devem ser independentes e alternadas (visões distintas e multifacetadas são favoráveis). Ou seja, os fundamentos que conferem ao estudo, ou cálculo do FS, credibilidade suficiente para espelhar a verdadeira condição de segurança da estrutura têm consequências (respaldo) na representatividade do FS, que, por si mesmo, não reflete um status de segurança inalienável da barragem de rejeito.

Como nota extra, refira-se que, segundo a primeira versão do EC7 (Eurocódigo 7), para obtenção do valor característico da capacidade resistente última,  $R_{ck}$ , a partir dos resultados de ensaios de caracterização, devem ser contempladas possíveis variações dos terrenos e efeitos do método construtivo da estrutura que o solicita. Cada material (cada conjunto de parâmetros geotécnicos derivados das investigações geotécnicas) pode ser considerado com representado por esses dados numa análise de estabilidade, se, e só se, as condições intrínsecas e de estado são as mesmas em todo o volume (massa) que assim caracteriza. Se, e só se, essa congregação de fatores ocorrer, a decisão de tomar um valor médio ( $R_{cm}$ ) desses parâmetros para os cálculos subsequentes poderá resultar num para o valor característico ( $R_{ck}$ ). Esta média, porém, não tem que ser aritmética, pois tal depende do risco associado ao próprio processo de determinação (um conjunto de fatores como sejam a adequação do equipamento, das metodologias de ensaio e interpretação, na sua vertente de confiabilidade). No EC7 esta dedução do valor característico rege-se fundamentalmente pela razão de  $R_{ck} = R_{cm} / \xi$ , em que  $\xi$  depende do número de ensaios efetuados pelo mesmo processo e no mesmo material e estado, sendo os coeficientes de minoração a aplicar função do número de ensaios (mais detalhes em Viana da Fonseca, 2007).

Deve-se reconhecer, portanto, que os parâmetros inferidos ou derivados (“derived” na literatura anglo-saxónica) dos ensaios de caracterização devem fundamentalmente ser considerados conservativos quando a opção de análise for determinística, ou seja, quando não é considerada uma análise probabilística, mesmo que simplificada com uma moda de três variáveis, como proposta por Santos Júnior e Silva Ribeiro (2018).

## 6 – FATORES DE SEGURANÇA EM BARRAGENS DE MINERAÇÃO

Sendo basicamente a definição do fator de Segurança (FS) a razão entre os esforços resistentes (no caso das barragens, os maciços que compreendem o sistema) e os esforços solicitantes (as cargas instaladas – permanentes, quasi-permanentes - e as que atuam de forma circunstancial e contribuam para a desestabilização), por simplicidade (não tendo em conta as considerações pertinentes acima sobre probabilidade de rotura) “*se FS for igual a 1, o colapso da estrutura será iminente*” (MPEMG, 2020). Aqui se coloca a questão que emerge do que foi refletido acima nestes termos: “*considerando as complexidades dos fenômenos envolvendo as barragens de terra e/ou rejeitos, além de cálculos dos esforços que também abrangem determinadas incertezas, o Fator de Segurança estabelecido como limite aceitável é acrescido de uma margem de segurança em função das complexidades e incertezas citadas anteriormente*”. A opção por esta citação é feita pela atualidade e impacto deste documento.

A regulamentação brasileira NBR 13.028/2017 (ABNT, 2017) que estabelece os fatores de segurança mínimos para as barragens e barramentos, impõe que os mesmos devem ser garantidos independentemente do tipo de análise e das condições de carregamento. Os seus valores para barragens de mineração são expressos na Tabela 1.

As boas práticas de engenharia em relação ao dimensionamento e à verificação de estabilidade das barragens de rejeito, devem seguir critérios de grande rigor, atendendo a grande sensibilidade das estruturas de contenção destes reservatórios de produtos de mineração dispostos hidraulicamente, em particular os que adotaram processos construtivos para montante, mas não só.

**Tabela 1** – Fatores de segurança mínimos para barragens de mineração (NBR 13.028/2017 - ABNT, 2017)

Fase	Tipo de Rotura	Talude	Fator de segurança mínimo
Final de construção <sup>a</sup>	Maciço e fundações	Montante e Jusante	1,3
Operação com rede de fluxo em condição normal de operação, nível máximo do reservatório	Maciço e fundações	Jusante	1,5
Operação com rede de fluxo em condição extrema, nível máximo do reservatório	Maciço e fundações	Jusante	1,3
Operação com rebaixamento rápido do nível d'água do reservatório	Maciço	Montante	1,1
Operação com rede de fluxo em condição normal	Maciço	Jusante	1,5
		Entre bermas	1,3
Solicitação sísmica, com nível máximo do reservatório	Maciço e fundações	Montante e Jusante	1,1

<sup>a</sup> Etapas sucessivas de barragens alteadas com rejeitos não podem ser analisadas como “final de construção”, devendo atender aos fatores de segurança mínimos estabelecidos para as condições de operação

Estas boas práticas e os respetivos critérios de definição de limites mínimos de níveis de segurança (em particular os fatores de segurança que constituem muitas vezes as análises subsequentes de probabilidade de rotura) são hoje contextualizados em documentos normativas de países de grande produção mineral e, portanto, com números significativos de estruturas (e grande dimensão).

O Comitê de Barragens de Mineração da Associação de Barragens do Canadá (*CDA Mining Dams Committee, Canadian Dams Association*) elaborou, e tem em fase de discussão (documento obtido em 7 de Abril de 2019) para aprovação, uma nova versão do boletim técnico ‘Guia de Segurança em Barragens para a Barragens de Rejeitos (*Technical Bulletin: “Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams”*) - que designaremos “CDA2019\_draft”.

Neste sentido estabeleceram-se as condições operacionais a curto e a longo prazo, pós-operação de deposição, das barragens de rejeito que possam escoar (fluir) em caso de instabilização. Aí se expressam os valores de fator de segurança a assegurar, constando nas tabelas seguintes (correspondentes às Tabelas 2, 3 e 4 traduzidas do referido documento), para os casos em que as superfícies críticas que possam induzir deslizamentos conduzam à rutura da barragem e escoamento descontrolado dos materiais contidos.

A Tabela 2 define os valores mínimos dos Fatores de Segurança em Condições de Carregamento Estático, baseando-se nas seguintes premissas:

- Ter em consideração a variabilidade dos solos dispostos durante as fases construtiva e a operação em geral;
- As investigações sejam conduzidas nos locais / zonas adequadas e estudando a variabilidade das propriedades dos materiais e suas condições de estado;
- Reconhecer com rigor se a resposta do solo sob carregamento é contrativa ou dilatante nas condições de confinamento presentes e sob o carregamento expectável, considerando potencial comportamento frágil – ou seja resistência pós pico (condição de liquefeito em carregamento não drenado) – e (ou) de fluência (“creep”), ou outros que conduzem a resistência muito mais baixas;

- Considerar mecanismos de comportamento específicos reconhecidos em barragens antes analisadas ou conhecidas e consideradas similares.

**Tabela 2** – Valores mínimos de Fatores de Segurança para assegurar estabilidade de taludes em barragens de mineração (de rejeitos) – Carregamentos Estáticos - Construção, Operação e Fases de Transição (CDA, 2019)

Condição de carregamento	Fator de Segurança Mínimo	Talude / Crista construído para
Durante ou no fim da construção (antes da deposição dos rejeitos ou represamento de água)	1,3	Jusante e/ou Montante
Durante a operação de minérios quando do represamento de água e/ou dos rejeitos, bem como durante a construção dos alteamentos	1,5	Jusante e/ou Montante
A longo prazo (condições estáveis no que respeita à geometria/configuração da barragem e das redes de percolação, com o nível do reservatório normal)	1,5	Jusante e/ou Montante
Rebaixamento rápido total ou parcial	1,3	Montante

**Tabela 3** – Valores mínimos de Fatores de Segurança para assegurar estabilidade de taludes em barragens de mineração (de rejeitos) – Carregamentos Sísmicos - Construção, Operação e Fases de Transição

Métodos de Análise	Fator de Segurança Mínimo	Talude / Crista construído para
Sísmica (análise dinâmica)	1,2	Jusante e/ou Montante
Pseudo-Estática	1,0*	Jusante e/ou Montante

\* Exceto se forem determinadas as deformações associadas aos carregamentos sísmicos e as mesmas forem admissíveis

**Tabela 4** – Valores mínimos de Fatores de Segurança para assegurar estabilidade de taludes em barragens de mineração (de rejeitos) – Condição Pós-Pico - Construção, Operação e Fases de Transição

Condição de carregamento	Fator de Segurança Mínimo	Talude / Crista construído para
Sismo	1,1	Jusante e/ou Montante
Estático	1,1	Jusante e/ou Montante

Note-se que estes valores mínimos que mais recentemente foram considerados ajustados para o fator de segurança, têm em conta o que se segue. Para as condições operacionais e de carregamento a longo prazo (drenados) em que a barragem represa água e / ou sólidos que podem fluir, os valores do fator de segurança expressos na Tabela 2 são aplicados a superfícies de rotura para um deslizamento que envolva a crista (“face”) da barragem e que assim potencialmente resulte na libertação descontrolada dos materiais contidos (ou que esteja associado a roturas para jusante e que tal implique galgamento da barragem). Essas superfícies de deslizamento teriam impacto suficiente na crista da barragem para resultar em uma perda do conteúdo contido, reduzir o bordo livre de tal forma que se torne possível o caminho de escoamento e assim aumente o potencial de erosão interna.

Estas situações de rotura induzida devem ser acauteladas, já que na indústria de mineração existem situações em que represas (barramentos) e lagoas são adjacentes em áreas confinadas e, portanto, vulneráveis a incidentes de segurança de barragens com efeitos em cascata (veja-se o caso das barragens ilustradas na Figura 6). Nesses casos a consideração da estabilidade deve satisfazer os fatores mínimos de segurança para todos os componentes do cenário em cascata. Pode haver casos em que a água captada por uma barragem se situa a montante de outras barragens que poderá receber de forma extemporâneas massas instabilizadas que a coloquem em perigo.



**Fig. 6** – Barragens em Cascata: superior e inferior da mina do Gongo Soco, em Barrão de Cocais (foto recolhida em Google Earth: foto de 10/9/2018)

Outra situação que cria um efeito de cascata é a remoção de material contido na barragem ou rebaixamentos de níveis de água súbitos no reservatório de jusante que desestabilize a barragem de montante, por perda de apoio. O fator de segurança mínimo de 1,3 para a condição de rebaixamento rápido expresso na Tabela 2 não se aplica a este caso, pois esse rebaixamento teria consequências na barragem a montante que, desmoronando, criaria um efeito de cascata. Assim, havendo esta possibilidade o fator de segurança mínimo tem que ser 1,5.

Estas análises de estabilidade devem considerar os seguintes regimes:

- estacionário, baseando-se em premissas que incorporem com rigor a geometria das zonas e camadas, os parâmetros de resistência e os níveis piezométricos instalados para identificar a pressão dos poros condicionados pelos carregamentos;
- o potencial de cada gatilho que possa incorrer na liquefação dos materiais contrácteis (em particular dos rejeitos envolvidos); a este propósito, os mecanismos que podem induzir o

“gatilho” são hoje considerados diversos e, eventualmente, desconhecidos, pelo que nesta assunção, prováveis, logo, como acima se afirmou, têm que ser considerados. As consequências do eventual colapso seriam catastróficas.

## 7 – ESTABILIDADE EM CONDIÇÕES DRENADAS E NÃO DRENADAS: MECANISMOS

Os mecanismos de rotura destes “barramentos”, em particular das barragem de rejeitos, são tipicamente os seguintes (Taguchi, 2014): galgamento, erosão interna (“*piping*”) pelo maciço ou pela fundação; corte ou cisalhamento (superfície de rotura), com o material depositando-se na proximidade da barragem; instabilidade com liquefação (particularmente dos rejeitos, que são decisivos nestas estruturas quando construídas para montante) com grandes escoamentos de materiais não-newtonianos (mais pormenores sobre este conceito no trabalho citado).

Nestas estruturas é, por isso, imprescindível estudar a condição de suscetibilidade à liquefação e vulnerabilidade dos bens afetos. A resistência ao corte, ou cisalhamento, tem que ser avaliada para duas condições de carregamento, drenada e não drenada, sendo que a liquefação dos rejeitos tem que ser tida em consideração. Assim, há que adotar Fatores de Segurança (FS) de referência, tanto na condição drenada como na não drenada, em carregamentos estáticos e pseudoestáticos, pois representam condições de comportamento diferentes dos solos, quando submetidos às referidas condições de carregamento:

- Condição drenada em carregamento estático: Nas análises de estabilidade para condição de solicitações em que não há alterações das poro-pressões, mesmo quando se induzem carregamentos, a norma brasileira estabelece um valor mínimo para o FS de 1,5 para a condição normal de operação e nível de água máximo no reservatório; entenda-se por condição “normal” (ou “estacionária”) uma condição em que não há situações excepcionais de solicitações (mudanças de estado de tensão suficientemente rápidas, de origem qualquer) que sejam indutoras de incrementos de poro pressões em relação à condição estacionária;
- Condição não drenada em carregamento estático (eventualmente indutora de instabilização, no extremo, liquefação de solos soltos): Quando se trata de fatores de segurança para condições não drenadas, a norma não especifica um valor mínimo, sendo este estabelecido pelo projetista; entretanto e de acordo com a Resolução 13 da Agência Nacional de Mineração (ANM), de agosto de 2019, um valor mínimo para o fator de segurança foi sugerido igual a 1,3; há, frequentemente, uma errónea interpretação do que é a condição não drenada; esta condição é gerada por mudanças de estado de tensão suficientemente rápidas, de origem qualquer, que incorrem em incrementos de poro pressões em relação à condição estacionária e tal acontece em todos os solos, dilatantes e contrácteis; os primeiros geralmente induzem incrementos de poro-pressões negativas – logo as pressões de confinamento aumentam, o que em aterros significa mais segurança – ou, nos contrácteis, incrementos de poro-pressões positivos, que podem, eventualmente, induzir liquefação (quando as poro-pressões igualam as tensões totais) se os solos forem particularmente contrácteis, ou seja, suscetíveis a elevadas taxas de incremento de poro-pressões se virem as suas resistências máximas (pico) atingidas; nesse momento dá-se o colapso da estrutura interparticular e as cargas transferem-se para elementos adjacentes do mesmo tipo de solo; estes elementos suportam as cargas que os primeiros já não suportam até eles mesmos cederem, induzindo um colapso progressivamente generalizado e que se desencadeia de forma muito rápida, tudo dependendo da distribuição geral de tensões iniciais e subsequentes; ou seja, a liquefação e o seu desencadeamento é possível, sendo razoável admiti-la no caso de haver suscetibilidade e não havendo um bom controle de como se desenvolvem estes mecanismos; ora, admitindo a condição liquefeita dos materiais suscetíveis (rejeitos ou outros como, por ex., um aterro menos bem compactado, ou uma fundação coluvionar) por serem contrácteis, o equilíbrio podia ser assegurado desde que o fator de segurança mínimo fosse de 1,0; porém, como se referiu

antes, mesmo que os materiais tenham sido muito bem caracterizados, o controle exato deste mecanismo progressivo não se consegue assegurar com métodos de equilíbrio limite e muito menos em análises determinísticas (mesmo recorrendo aos métodos mais avançados que usam as teorias do estado superior); por isso, deve-se assumir um valor superior à unidade, ou seja, a condição de solos liquefeitos, de facto, deve ser adotada e o fator de segurança mínimo deve ser superior à unidade (sugere-se 1,1);

- Condição pseudo-estática (dinâmica/sísmica): reconhece-se que “*para o critério de aceitação da estabilidade pseudo-estática, deverá ser adotado um FS maior ou igual a 1,1 ( $FS \geq 1,1$ )*”; ora esta condição rara, converge com o nível de segurança (fator de segurança mínimo de 1,1) de uma situação rara, como a que foi analisada de liquefação, devendo ser assumida como uma ação agravada que é função do valor de aceleração máxima de um série temporal vibratória; o valor de 1,1 resulta também das incertezas antes referidas de distribuição de esforços nas massas sujeitas a essa aceleração; note-se que, em rigor, a própria massa de rejeito devia ser agravada com esses coeficientes, tanto na direção vertical como horizontal, considerando a superfície de rotura que intersecta o solo liquidificável de resistência nula.

## **8 – CONSIDERAÇÕES SOBRE RESISTÊNCIAS RESULTANTES DE MECANISMOS ASSOCIADOS A CARREGAMENTOS EM CONDIÇÕES DRENADAS E NÃO DRENADAS**

Salienta-se que alguns resultados dos ensaios de laboratório não podem (não devem) ser considerados para avaliar a resistência não drenada quando as amostras recolhidas não têm qualidade suficiente para serem consideradas indeformadas (Viana da Fonseca et al., 2019a).

Ainda sobre a resistência não drenada deve-se ter sérias reservas sobre a sua avaliação a partir de resultados dos ensaios de “*vane tests*”; como se referiu, quando executados em rejeitos (siltosos e areno siltosos), a ação de corte, ou cisalhamento, induzida com a rotação da palheta à velocidade padrão induz drenagem parcial, o que acarreta valores de resistência que podem ser fortemente anticonservadores, ou seja, excessivos.

Sendo os referidos ensaios triaxiais em laboratório muitas vezes descartáveis e os *Vane Test* não recomendáveis para determinação da resistência não drenada nos rejeitos, os únicos ensaios no rejeito que se devem utilizar são os ensaios CPTU. Na determinação do valor característico da resistência não drenada de pico [ $S_u(\text{pico})$ ] deve-se aplicar análises estatísticas aos valores desta, podendo ser mais conveniente tratar esses resultados através de um histograma com ajuste log-normal de 3 parâmetros a fim de chegar à razão de resistência não drenada de pico com maior representação dos valores de campo, sendo o valor apontado de limite inferior destes resultados o mais razoável, na falta de uma análise probabilística (Santos Júnior e Silva Ribeiro, 2018).

Para além das condições drenadas (em situação permanente), a consideração do critério de Mohr-Coulomb considerando envolventes/envoltórias linearizadas (coesivo-friccionais) pode ser anticonservativa em solos granulares – como são os que constituem alguns dos aterros mais ou menos compactados; ou seja, nessas circunstâncias as coesões são de índole meramente de aproximação matemática (linearização) já que a resistência em profundidade é regida por um ângulo de atrito de pico que varia conforme a gama de tensões de confinamento em profundidade; o princípio de resistência deverá ser associado às duas componentes: ao atrito propriamente dito – crítico ou volume constante – ou/e à dilatância - esta indexada ao “estado”, tradicionalmente inferida pelo índice de densidade (função da densidade relativa e da tensão de confinamento, Bolton, 1986); em caso de dúvida, deve-se ser conservativo na análise dos parâmetros inferidos dos ensaios de laboratório (triaxiais), particularmente assumindo o confinamento real das condições que estão, ou ficarão, instaladas na construção, cujas amostras têm que ser ensaiadas nas estritas condições de campo; as amostras devem ser indeformadas (recolhidas com amostradores ajustados e verificadas – Viana da Fonseca et al., 2019b) e, no caso de não haver disponibilidade, serem reconstituídas nos pesos volúmicos (índices de vazios) que se encontram em campo.

## 9 – SOBRE OS “GATILHOS” DE LIQUEFAÇÃO

Assumido, sem questionamento, que se têm que conduzir análises em condições não drenadas, associadas a ações variáveis em regime quasi-permanentes ou frequentes, mas aquém do desenvolvimento do “disparo” (“*triggering*”) indutor de liquefação devido a fatores diversos, todos os materiais envolvidos nas análises de estabilidade devem ser também passíveis de romper nessa condição (resistência não drenada máxima ou de pico ou de cedência:  $S_u(\text{pico})/\sigma'_{vo}$ ), a não ser que se prove que – na própria memória descritiva dos projetos e dos ATS - para as suas específicas características cada um desses materiais, é garantidamente, drenante; em caso de dúvida (como, por exemplo, materiais de rejeito compactado, para bermas de estabilização ou fundações de dique de proteção) terão que ser considerados nessa análises em condições não drenadas.

São diversos os fatores que podem (e foram razão de) desencadear um mecanismo de liquefação em condições não drenadas, que se propaga em cadeia em materiais suscetíveis à liquefação.

Estes fatores, progressiva e inexoravelmente, incorrem em comportamento “pós-pico”; ou seja, ultrapassada essa resistência máxima nos solos de grande “sensibilidade” (“*sensitivity*”) que baixam as resistências para valores extremamente baixos (“residuais”: “*steady-state*” ou “*post-yield*”), logo instabilizam (ou “colapsam”, para alguns autores), transferindo as tensões que já não suportam para os pontos adjacentes (mecanismos bem conhecidos de transferência de carga em estruturas hiperstáticas, e os maciços terrosos são altamente hiperstáticos).

Criam-se, assim, zonas mais alargadas em rotura com as tensões de cada ponto a ultrapassar sucessivamente a resistência máxima e amolecendo (perdendo capacidade de suporte pós-pico); este mecanismo pode propagar-se por grandes distâncias sem qualquer acréscimo de carregamento externo; em areias/siltos saturados, a resistência para grandes deformações torna-se muito baixa, ou seja, o solo liquefaz e desloca-se como um fluido pesado; podem ser identificados os seguintes fatores e ocorrências:

- a) Alterações na geometria e desvios do projeto original;
- b) ritmos/cadências/taxas de alteamento;
- c) aumento de poro-pressões por mudança rápida das redes de água (subida do nível freático espontâneo);
- d) remoção de camada de suporte no pé de talude, ou em outros níveis (alteamentos intermédios), o que incorre em aumento de tensão de corte (cisalhante);
- e) assentamentos de fundações na base na barragem de arranque (pé de talude) ou noutra fundação em outro(s) nível(is) de alteamentos, o que também incorre em significativo aumento de tensão cisalhante;
- f) sismos (terramotos);
- g) máquinas trabalhando na área e cravação de estacas ou outros elementos inclusos (vibrações induzidas);
- h) gradientes hidráulicos elevados e com taxas temporais significativas, que podem ser induzidos antropicamente, tais como injeções e fluídos para colocação de drenos no interior das massas liquidificáveis ou furos para amostragem, ensaios in situ ou instalação de piezómetros, inclinómetros ou outros instrumentos;
- i) Fluência (creep) associado a uma perda rápida de sucção na zona não saturada antes de forte pluviosidade (Robertson et al. 2019);
- j) Explosões no processo de mineração; etc.; e,
- k) Desconhecidos.

Assumindo que, até prova do contrário, os rejeitos de mineração têm particular sensibilidade em condições de carregamento rápido (não drenado), é forçoso conduzir análises em condições não drenadas, e para situações de “pós-disparo” (“*after-triggering*”), para as quais os materiais

suscetíveis à liquefação passam a ser regidos pela resistência não drenada pós-liq [ $S_u(\text{liq})/\sigma'_{v_0}$ ]. Esta resistência pode ser extremamente muito baixa.

## 10 – BARRAGENS EM MINAS GERAIS, BRASIL

Consideremos uma barragem de rejeitos localizada estado de Minas com cerca de 80 metros de altura e um grande reservatório de rejeito oriundo da mineração de ferro. De acordo com os critérios da Agência Nacional de Mineração – ANM (antigo DNPM) esta barragem é considerada como Classe B, tendo Categoria de Risco (CRI) baixo e Dano Potencial Associado (DPA) alto. Trata-se de uma barragem de terra homogênea alteada a montante construída sobre rocha alterada/saprólito e a vazão de projeto é decamilenar.

Essa barragem de contenção de rejeitos foi construída em etapas, com alteamentos para montante, sendo estes maciços executados com solos silto-arenosos compactados, lançados sobre o rejeito e depositado no reservatório. Os alteamentos foram executados com alturas variando entre 5,0 e 10,0m. Do ponto de vista geotécnico, a barragem não apresenta sinais de mau comportamento, tais como abatimentos, erosões ou surgências de água provinda do reservatório. Tanto o talude de montante como o talude de jusante encontram-se protegidos com vegetação. No âmbito de uma avaliação de condição de segurança no segundo semestre de 2019, foram efetuadas análises de estabilidade determinísticas e com recurso a métodos de equilíbrio limite que indicavam um coeficiente de segurança mínimo de 1,55 para a seção mais crítica, sendo estes valores superiores ao mínimo recomendado pelas normas brasileiras, acima resumidas. Para essas análises de estabilidade foi utilizado um programa comercial e adotado o método de cálculo Morgenstern-Price, considerando materiais homogêneos e isotrópicos, à luz de um zonamento geológico-geotécnico, sendo o nível de água utilizado nestas análises obtido nas leituras dos instrumentos. O rejeito disposto no reservatório foi classificado como suscetível à liquefação, tendo sido inferidos parâmetros geomecânicos condicionantes do comportamento, logo da estabilidade calculada. Abaixo do nível da água, em situação estável (“*steady-state*”), havendo desenvolvimento de uma ação de natureza variável ou ocasional (como os referidos “gatilhos” indutores de liquefação), considerou-se que o carregamento induziria novos estados de tensão cujos incrementos são suficientemente rápidos para se desenvolverem excessos de poro-pressão (condições não drenadas), enquanto nos zonas (horizontes) emersas, acima do nível da água estacionário, se consideraram parâmetros geomecânicos associados a carregamentos drenados, ou seja, nos quais se admite que a poro-pressão se mantém constante durante a variação de estado de tensão resultante da referida ação variável.

Neste caso, o limite mínimo de referência adotado para o fator de segurança para uma ação variável sem risco de liquefação foi de 1,30. Aqui se salienta que se ação é bem identificada e rápida o suficiente para que solos finos não dissipem os excessos de poro-pressão, ou seja, se houver materiais que se comportem em condições não drenadas (por ex., solos residuais na fundação da barragem muito finos ou solos compactados, também com baixas permeabilidade, dos diques de alteamento ou cristas), tem que se conduzir análises considerando resistências não drenadas ( $S_u$ ) para os estados de de tensão efetiva instalados ( $\sigma'_{v_0}$ ).

É disso exemplo a análise de estabilidade para a ação sísmica, em que, se se provar que para o nível de aceleração local dos rejeitos que são suscetíveis de liquefazer, não o são “*de facto*” para essa perigosidade (“*hazard*”, na literatura anglo-saxónica), os valores das suas resistências não drenadas poderão ser tomadas como iguais aos valores de  $S_u(\text{pico})$  (aqui se considerando os valores do ratio  $S_u(\text{pico})/\sigma'_{v_0}$  inferidos de ensaios CPTu, por ex.). Aqui também se terá que considerar que os materiais de permeabilidade muito baixa se comportam em condições não drenadas quando sujeitos a ações dinâmicas/cíclicas rápidas, tanto de origem sísmica, como decorrentes de operações impactantes na operação da mina (desmontes com explosivos, por exemplo). Nestes casos os parâmetros não drenados de resistência (valores máximos de referência,  $S_u(\text{max})$  ou  $S_u(\text{pico})$ ) – aqui coincidente com o ponto de encontro com a envolvente de rotura - e drenantes (ângulo de atrito e

coesão, quando existe!...), sendo adotado naturalmente o valor mais baixo obtido para o fator de segurança e o mesmo deve cumprir a condição de  $FS \geq 1,3$ .

Se de toda e qualquer ação que potencialmente induza liquefação (gatilhos conhecidos ou não conhecidos) e que nos materiais suscetíveis à mesma não se consiga provar que ela não ocorrerá (melhor dizendo, em que não se consiga provar que essa ação não desencadeia um processo tão complexo, quanto frágil, como foi antes descrito), então tanto nos rejeitos como qualquer outro material suscetível, tem que se admitir que pode ocorrer (a perigosidade existe), sendo então considerados os valores pós-pico nos rejeitos, ou seja, os valores residuais referidos acima de  $S_u(Liq)$ , e nos outros materiais, terão que ser feitas as devidas considerações sobre que valores serão adotados para as respectivas resistências não drenadas residuais [ $S_u(res)$ ]]. Nestas análises de estabilidade devem ser cumpridos os valores mínimos referidos  $FS \geq 1,1$ .

No caso da barragem em apreço os parâmetros de resistência utilizados nas análises seguiram os seguintes critérios: os parâmetros de resistência do aterro compactado foram determinados a partir de ensaios triaxiais CU<sub>sat</sub>, enquanto que os parâmetros do rejeito foram determinados por meio de ensaios de CPT e a fundação, composta por solo residual, com ensaios de penetração normalizado (SPT). Estas opções de ensaios são discutíveis e serão comentadas mais abaixo. No processo de avaliação fez-se a atualização da carta de risco, atendendo às novas normas Brasileiras e fazendo jus das boas práticas de engenharia, considerando o comportamento drenado e não drenado dos materiais. No estudo de rotura foi considerada a possibilidade de barragens a jusante no mesmo vale serem afetadas por galgamento, resultando da queda de rejeito na bacia destas e assim criar uma onda de rotura que romperia as estruturas de jusante.

Na análise da Auditoria Técnica de Segurança da barragem verificou-se que os resultados de ensaios de caracterização dos materiais envolvidos pela estrutura basearam-se em criteriosos – e, neste caso, exaustivos – ensaios CPTU que permitiram uma boa caracterização dos rejeitos. Os ensaios triaxiais em laboratório do material de aterro (colocado no dique de partida e diques de alteamento) foram realizados sobre amostras saturadas e consolidados em tensões de confinamento de até 800kPa, mas as tensões estariam desajustadas à realidade do estado de tensão instalado nos diques, pelo que foi necessário fazer os respectivos ajustes. Como é prática corrente, tinham sido considerados valores significativos dos interceptos coesivos para os parâmetros de resistência do critério de Mohr-Coulomb ( $c' = 57kPa$  e  $\phi' = 29^\circ$ ), em maciços granulares onde na realidade as resistências de pico são fruto de dilatância por eventual compacidade maior que a correspondente em estado crítico. Esta questão é pertinente em obras de aterro – como são as barragens de terra –, devendo ser discutida largamente em fórum próprio.

As fundações desta, como a da maior parte das barragens de rejeito, no Estado de Minas Gerais, são caracterizadas como sendo formada inicialmente por uma camada de saprólito de filitos e quartzitos com texturas variando de silte pouco argilosa a areno-siltosa (areia fina), com fragmentos de sericita e quartzo. Os valores disponíveis de ensaios de penetração normalizada (SPT) refletem uma compacidade medianamente compacta a muito compacta e consistência rija a dura, mas dominadas por forte variabilidade. Ora, sendo os valores mais baixos condicionantes dos mecanismos de instabilização (como são o escorregamento para jusante ou os assentamentos no pé da barragem), a consideração de quantis mais exigentes devem reger as opções determinísticas. A melhor opção em casos de forte heterogeneidade, será a de conduzir estudos probabilísticos que assegurem a consideração dessa variabilidade, usando tanto ferramentas de geoestatística espacial como de variação aleatória dos parâmetros de resistência.

A propósito da representatividade de resultados de ensaios não discricionários, em muitas auditorias técnicas de segurança no passado consideravam-se ensaios de laboratório sobre materiais de rejeito (depositado solto no reservatório e frequentemente submersos), amostrados com técnicas desajustadas e que resultavam em comportamentos dilatantes em ensaios triaxiais com amostras “indeformadas”, o que – por não ser consistente com os resultados obtidos por ensaios *in situ* – não pode ser considerado válido; por não serem representativos não poderão ser base de projeto ou

considerados em médias ponderadas com os resultados de outros ensaios ajustados. Assim, nos termos em que se procurem valores característicos de parâmetros de projeto para ulteriores avaliações técnicas de segurança, só se devem considerar resultados de ensaios ajustados a estes materiais de grande sensibilidade (logo, cuja contractibilidade só pode ser avaliada com recolha de amostras de qualidade - Viana da Fonseca, 2019 a e b - e condições de ensaios em laboratório que permitam corretamente definir a linhas/superfícies de estados críticos – Soares e Viana da Fonseca, 2016 e Reid et al. 2020). Os resultados dos ensaios CPTu constituem reconhecidamente uma excelente base de derivação dos valores da resistência não drenada de pico [ $S_u(\text{pico})$ ], admitindo a proposta de Olson e Stark (2003) - atrás referida e que se baseia na proposta original de Fear e McRoberts (1995) - para razão de resistência não drenada de pico que, embora já tenha sofrido melhoramentos mais recentes (Robertson, 2016), é aceitável; os valores desta razão devem – mais uma vez – ser convenientemente tratados para que sejam considerados “característicos”, recomendando-se, pelo menos a consideração de um histograma com ajuste lognormal de 3 parâmetros a fim de chegar à razão a resistências não drenada de pico com maior representação da variabilidade dos depósitos.

Estes ensaios são também, especialmente sensíveis à avaliação da condição de estado, antes referido como dependente da compactidade e do estado de tensão de repouso. Para bem identificar a condição de tendência contráctil – logo eventualmente suscetível a variações volumétricas positiva - ou dilatante – por isso, com tendência para aumento de volume - pode-se recorrer a formulações específicas que com base no tratamento dos valores obtidos de forma quase contínua em profundidade dos CPTu, pela resistência de ponta normalizada ( $q_{c1}$ ) tratada como antes se identificou (equação (2)) em função da tensão efetiva de repouso ( $\sigma'_{v0}$ ). Segundo a proposta de Fear e Robertson (1998), a fronteira (ou envolvente, daí o sufixo “ENV” adotado) que separa estes dois comportamentos bem distintos pode ser estabelecida pela equação:

$$(\sigma'_{v0})_{ENV} = 1.10 \times 10^{-2} \cdot (q_{c1})^{4.79} \quad (3)$$

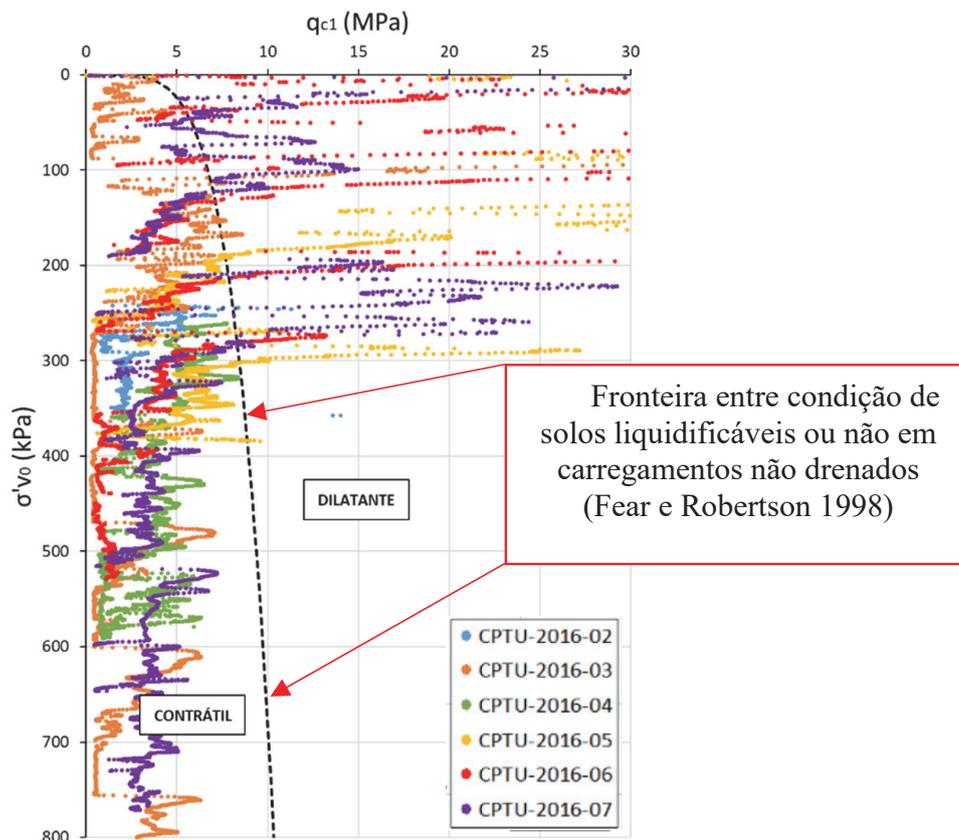
Representa também a fronteira entre solos granulares (predominantemente arenosos e/ou siltosos) suscetíveis a liquefação (liquificáveis) quando sujeitos a carregamentos não drenados.

Na Figura 7 representa-se um tratamento de 6 ensaios CPTu da barragem B1 em Brumadinho (os mesmos tratados em termos de resistências não drenadas de pico).

Pelos resultados expressos na Figura 7 distinguem-se bem as incidências dos depósitos em profundidade com comportamento dilatante e contráctil. A zona mais superficial (cerca de 12 metros de profundidade e tensões efetivas em torno de 300kPa), que corresponde à zona acima da linha de água não saturada, denota um comportamento dilatante, logo estável em relação ao fenómeno de liquefação. A zona mais profunda, onde os rejeitos se encontram submersos, e por se encontrarem muito soltos, revela uma forte tendência contráctil e, por isso, elevada suscetibilidade à liquefação, por mecanismos (gatilhos) conhecidos ou “desconhecidos” que a desencadeiem, passando a ser formalmente um “perigo” (“*hazard*”) contextualizado. Sem aprofundar o tipo de análise que se poderia/deveria conduzir neste caso, a resistência não drenada a assumir nesta zona, seria formulada, segundo a proposta de Olson e Stark (2003) e com os mesmos significados antes descrito, por:

$$\frac{S_u(liq)}{\sigma'_{v0}} = 0.03 + 0.0143 \cdot q_{c1} \pm 0.03 \quad (4)$$

Estes valores são alarmantemente muito inferiores aos que seriam assumidos em caso de não existir “perigo”!



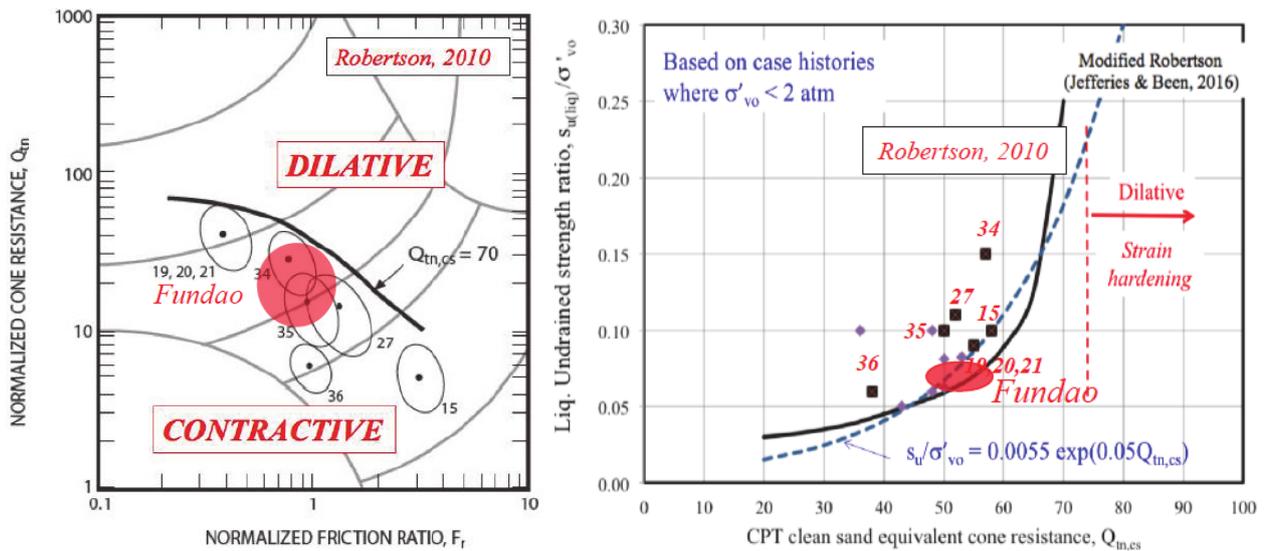
**Fig. 7** – Exemplo de classificação de rejeitos quanto à suscetibilidade à liquefação, com reinterpretação dos resultados de ensaios CPTu na barragem B1 em Brumadinho

## 11 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Das considerações que se explanaram neste texto, pretende-se chamar a atenção para a necessidade de realizar análises de estabilidade em barragens de rejeitos tendo em conta mecanismos específicos de materiais extremamente sensíveis, que oscilam entre comportamentos dilatante e contráctil, em função do seu “estado”, um conceito que agrega a condição de compacidade e estado de tensão instalado – base da mecânica dos solos de estados críticos. Outras considerações importantes são feitas sobre a necessidade de ponderar análises de estabilidade em tensão-deformação, dadas as limitações dos métodos convencionais de equilíbrio limite, aliadas a modelos constitutivos que consideram os comportamento pós-pico que incorre aquando da liquefação destes materiais, não convencionais para a mecânica dos solos clássica, e códigos numéricos que permitam equilíbrios tensão-deformação desde muito pequenas a muito grandes deformações, que se desenvolvem nestes processos de fluidificação progressiva após se espoletarem os gatilhos diversos, conhecidos e desconhecidos.

Das análises de estabilidade em condições não drenadas mais condicionantes, salientou-se, entre outras questões, que na “Análise Não Drenada com ocorrência de Sismo”, vale a pena fazer uma pequena reflexão sobre a adoção da resistência de pico utilizada em solos liqueficáveis. Estes materiais respondem em condição não drenada por efeito da ação sísmica em diques e barragens e, se estes materiais forem contrácteis, questiona-se se não devem ser consideradas as resistências não drenadas pós-pico (residual).

Os resultados dos ensaios CPTu e SCPT constituem-se consensualmente a base de derivação dos valores da resistência não drenada de pico [ $S_{u,peak}$ ], admitindo a proposta de Olson e Stark (2003) para razão de resistência não drenada de pico, embora já haja melhoramentos mais recentes (Robertson, 2016). Os valores da resistência não drenada pós-pico dos rejeitos liquefeitos (residual)



**Fig. 8** – Casos históricos de barragens que romperam por liquefação de fluxo e valores de resistência não drenada liquefeita normalizada  $[S_u(\text{liq})/\sigma'_{vo}]$  – disponível em <https://www.cpt-robertson.com/PublicationsPDF/Robertson%20T%26M%202018%20Final.pdf>

a adotar nas análises de estabilidade com aproximações determinísticas têm sido recorrentemente discutidas, prevalecendo a ideia de que os ensaios de laboratório mais usuais dificilmente conseguem identificar com assertividade esta razão, pelo que até hoje se aconselha a utilização dos valores mais conservativos obtidos das retroanálises de casos de barragens colapsadas nessas condições (na Figura 8 apresenta-se os resultados destas retroanálises, atualizados pelo Prof. Peter Robertson, incluindo o caso da barragem do Fundão, em 2015).

## 12 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (2017). NBR 13028 – Mineração – *Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água* — Requisitos. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 16pg.s (ISBN 978-85-07-07286-7)
- Bolton, M.D. (1986). *The strength and dilatancy of sands*. Géotechnique, Vol. 36, N° 1, pp. 65 78
- CDA (2019). *Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams*. Tech. Bul. Mining Dams Comm. Can. Dam Ass., <https://www.cda.ca/ItemDetail?iProductID=faa3a4d0-7d70-4429-998a-f4d8dce8b588&Class=09c61659-a500-41dc-ac03-4dd71a7120b7&WebsiteKey=f82d2da7-0fd4-40d3-aa86-fb45e40121d5>, Toronto, Ontario
- CEN (1994). *Eurocódigo 7. Projecto Geotécnico. Parte 1: Regras Gerais*. EC7 - CEN ENV 1997-1. Comissão Europeia de Normalizações, Bruxelas.
- Fear, C.E.; McRoberts, E.C. (1995). *Reconsideration of initiation of liquefaction in sandy soils*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 121(3): 249–261
- Gens, A. (2019). *Hydraulic fills with special focus on liquefaction*. Proc. XVII ECSMGE-2019. Geotech. Engin. Foundation of the future. doi: 10.32075/17ECSMGE-2019-1108
- ISO (2018). *Risk management. Guidelines*. ISO 31000:2018 2nd edit., Feb.2018. 16 pp.
- Jefferies, M.; Morgenstern, N. R.; Van Zyl, D, Wates, J. (2019). *Report on NTSF Embankment Failure. Cadia Valley Operations for Ashurst Australia*. Independent Technical Review Board. : <http://www.newcrest.com.au/investors/market-releases>

- Kayen, R.E.; Mitchell, J.K.; Lodge, A.; Seed, R.B.; Nishio, S.; Coutinho, R. (1992). *Evaluation of SPT-, CPT-, and shear wave-based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta data*. In Proceedings of the 4th Japan–U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction. Edited by M. Hamada and T.D. O’Rourke. Technical Report NCEER-94-0019, Vol. 1, pp. 177–204.
- Matos Fernandes. M. (2000). *Eurocódigo 7: Questões essenciais e ponto da situação, Atas do 7º Congresso Nacional de Geotecnia*. FEUP, Porto. Ed. SPG.
- MPEMG (2020). Procedimento Investigatório Criminal n.ºMPMG-0090.19.000013-4. Inquérito Policial n. PCMG-7977979
- Nova, R. (1994). *Controllability of the incremental response of soil specimens subjected to arbitrary loading programmes*. Journal of the Mechanical Behavior of Materials, 5(2), 193–201. <https://doi.org/10.1515/JMBM.1994.5.2.193>
- Olson, S.M.; Stark, T.D. (2003). *Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments*. J. Geotech and Geoenviron. Eng., 129 (8), 727-737
- Reid, D.; Fourie, A.; Ayala, J. L.; Dickinson, S.; Ochoa-Cornejo, F.; Fanni, R.; Garfias, J.; Viana da Fonseca, A.; Ghafghazi, M.; Ovalle, C.; Riemer, M.; Rismanchian, A.; Olivera, R.; Suazo, G. (2020). *Results of a critical state line testing round robin programme*. Géotechnique 0 0:0, 1-49, <https://doi.org/10.1680/jgeot.19.P.373>
- Rêmy. J. P. P. (2016). *Lições aprendidas com o monitoramento do desempenho e com a avaliação da segurança de barragens*. Conferência no Clube de Engenharia no Rio de Janeiro, apoio do CBDB - Núcleo Rio, ABMS - Núcleo Rio) e ABGE - Núcleo Rio.
- Robertson, P. (2016). *Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — an update*. Canadian Geotechnical Journal 53:1910-1927, <https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0044>
- Robertson. P. K.; de Melo, L.; Williams, D. J.; Ward Wilson (2019). *Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Failure of Feijão Dam I*. December 12, 2019 <http://www.b1technicalinvestigation.com/>
- Santos Junior, M. P.; Silva Ribeiro, S. G. (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*. COBRAMSEG 2018 “Geotecnia e Desenvolvimento Urbano” -, Salvador, Bahia, Brasil ©ABMS.
- Soares, M.; Viana da Fonseca, A. (2016). *Factors Affecting Steady State Locus in Triaxial Tests*. ASTM Geotech Testing J. Vol. 39, No. 6, pp. 1056-1078
- Taguchi, G. (2014). *Fault tree analysis of slurry and dewatered tailings management*. Dissertação de Mestrado, The University of British Columbia, Vancouver.
- Viana da Fonseca, A. (2007). *Relato da experiência Portuguesa em ensaios de carga em estacas*. Parte I: acções verticais. Revista Geotecnia, nº especial (111), pp. 5-57
- Viana da Fonseca, A. (2012). *Application of in situ testing in tailing dams, emphasis on liquefaction: case-history*. Workshop on Practical Applications ISC’4 ([www.isc-4.com/](http://www.isc-4.com/)). “Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4”, A. Balkema, CRC, Taylor & Francis Group, London, UK. Vol. 1, pp. 181-203

- Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C.; Ramos, C.; Molina-Gómez, F. (2019a). *The geotechnical test site in the greater Lisbon area for liquefaction characterisation and sample quality control of cohesionless soils*. AIMS Geosciences, 5(2): 325–343, DOI: 10.3934/geosci.2019.2.325
- Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C.; Molina, F.; Ramos, C. (2019b). *Collection of high-quality samples in liquefiable soils using new sampling technique*. Proc. XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Reykjavik, Iceland, DOI: 10.32075/17ECSMGE-2019-0014