

Liquefaction of soils in the light of applied mechanics

António Viana da Fonseca*

RESUMO – Há uma crescente convicção da vantagem em encarar o fenómeno de liquefação de solos como passível de ser considerado como um comportamento elastoplástico que é modelável a partir de conceitos baseados em estados críticos, enquanto se reconhece que pode ocorrer num largo espectro de materiais e condições. Estes assuntos são desenvolvidos neste artigo, atendendo a que as ferramentas de estados críticos têm sido estendidas a outros materiais para além das areias. Esta abordagem integra o conhecimento da influência que a micromecânica das partículas e dos seus contactos tem no comportamento dos solos, e tem em consideração os efeitos da quebra progressiva das partículas e as alterações do grau de uniformidade dos solos no decurso do carregamento. Os objetivos do dimensionamento com base em comportamento são apresentados à luz de ensaios em laboratório e de campo que permitem identificar o risco de se espoletar o fenómeno de liquefação, tanto em condições cíclicas, como estáticas. Também será discutida a forma como os resultados desses ensaios podem ser interpretados para se poder prever o fenómeno, à luz de uma abordagem mecânica global.

ABSTRACT – The advantage of looking at soil liquefaction as an elastoplastic mechanical behaviour that is well modelled by critical state concepts is well accepted, while recognising that it takes places in a wide range of materials and conditions. These issues are outlined in this paper, as the critical state framework has now been extended to other materials apart from sands. This approach integrates the knowledge of the influence of the micromechanics of particles and their contacts on the observed behaviour, and takes into account the effects of continued particle breakage and change in uniformity. The objectives of performance-based design are presented in the light of laboratory and field tests that permit to identify the risk of triggering both cyclic and static liquefaction. It is also discussed how those tests can be performed and their results interpreted to predict these phenomena, under a global mechanical modelling approach.

PALAVRAS CHAVE – Liquefação cíclica e estática, estados críticos, ondas sísmicas.

1 – INTRODUÇÃO

A Teoria dos Estados Críticos (TEC) encontra-se hoje bem estabelecida no que respeita à descrição do comportamento mecânico das areias (Been e Jefferies, 1985; Pestana e Whittle, 1995; Lade e Yamamuro, 1996; Verdugo e Ishihara, 1996). Outros fatores são ainda novos para muitos, como seja a marcante influência da quebra de grãos na definição das leis que caracterizam esses estados, tendo vindo a ser destacada a sua importância na caracterização do comportamento à luz da TEC (Coop e Lee, 1993; McDowell e Bolton, 1998).

Muitos destes trabalhos foram inicialmente limitados ao comportamento de areias mal graduadas reconstituídas laboratorialmente. No entanto, ainda que tenha havido investigação incidindo sobre areias cimentadas, estabelecendo por exemplo os efeitos do grau de cimentação à luz da TEC (Airey, 1993; Lagioia e Nova, 1995; Cuccovillo e Coop, 1999; Coop e Wilson, 2003), as areias no

* Professor Associado com Agregação, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Porto.
E-mail: viana@fe.up.pt.

seu estado natural vêm sendo estudadas com pouca frequência devido à dificuldade de amostragem. Assim, a investigação tem-se focado em amostras reconstituídas artificialmente em laboratório (Tatsuoka *et al.*, 1986; Jang e Frost, 1998), embora recentemente tenha havido particular esforço para examinar o efeito da fábrica natural das areias comparando raros resultados obtidos em amostras intactas com os resultados em amostras remoldadas em laboratório de forma diversa (Cresswell e Powrie, 2004; Ventouras e Coop, 2009).

Tendo-se estabelecido o comportamento das areias provenientes de uma larga variedade de origens e mineralogias à luz da Teoria dos Estados Críticos, a investigação enveredou por outras áreas, como as de: 1) aplicações no âmbito da engenharia em areias à luz da TEC; 2) a influência no comportamento da micromecânica e dos contactos interparticulares revelada em microscopia; 3) as limitações da TEC, devidas ao esmagamento dos grãos para elevadas tensões de confinamento; e, 4) as limitações que surgem à medida que a graduação se torna menos uniforme. Muitos destes problemas serão salientados nas secções que se seguem.

2 – APLICAÇÕES DA MECÂNICA DOS SOLOS À LUZ DA TEORIA DOS ESTADOS CRÍTICOS (TEC) NAS AREIAS

A descrição do comportamento mecânico das areias pelos conceitos da TEC tem sido alargada a problemas diversos, típicos de engenharia geotécnica, por se reconhecer que o comportamento do solo não depende unicamente do seu índice de compactidade, ou da tensão aplicada, mas sim de uma combinação entre estes dois parâmetros. Esta combinação foi indexada ao “parâmetro de estado” (ψ), que é uma medida da distância entre o índice de vazios do estado inicial e o correspondente à Linha dos Estados Críticos (LEC) definida no espaço $v:lnp'$ (v volume específico, que é igual ao valor do índice de vazios mais 1: $v=1+e$, e p' a tensão de confinamento efetiva média) ou diretamente em $e:lnp'$:

$$\psi = e_0 - e_{cv} \quad (1)$$

sendo e_0 o índice de vazios natural (inicial ou de repouso) e e_{cv} o índice de vazios sobre a LEC para o mesmo estado de tensão média efetiva.

Tipicamente o parâmetro de estado é utilizado em termos de volume (Wroth e Bassett, 1965; Been e Jefferies, 1985, 1986) na análise dos ensaios CPT (Been *et al.*, 1986, 1991; Konrad, 1998) bem como na análise dos resultados dos ensaios pressiométricos (Yu *et al.*, 1996).

O recurso ao parâmetro de estado para explicar observações não usuais, tem vindo a ser realizado com promissor sucesso, como são exemplo as reportadas por Nicholson *et al.* (2002). Neste caso a capacidade última resistente de estacas executadas nos maciços das Docas de Londres (a Leste) diminui à medida que estas são colocadas em profundidades crescentes na areia de Thanet. Verificou-se, entretanto, que nestes perfis naturais da areia de Thanet os conteúdos em finos nos estratos mais superficiais são reduzidos, evoluindo para um elevado teor em finos nos estratos mais profundos. Ora, um estudo laboratorial cuidadoso (Ventouras e Coop, 2009) revelou que a diferença crucial entre as propriedades intrínsecas destes dois estratos residia no facto de apresentarem distintas LEC no espaço $v:lnp'$ (Figura 1). Assim, enquanto que o conteúdo em finos não apresentava significativa influência no ângulo crítico de resistência ao corte, ou na rigidez para pequenas tensões de confinamento, já, por outro lado, no espaço $v:lnp'$ quanto mais elevado o conteúdo em finos, mais compressível era o material, resultando num ângulo de resistência ao corte de pico mais reduzido, particularmente para reduzidas tensões de confinamento. Estas diferenças foram também reveladas nas diferenças de capacidade resistente última das estacas, em si mesmo dependentes de deformações limites excessivas (como critério limite de funcionalidade nestas estruturas, IPQ, 2009).

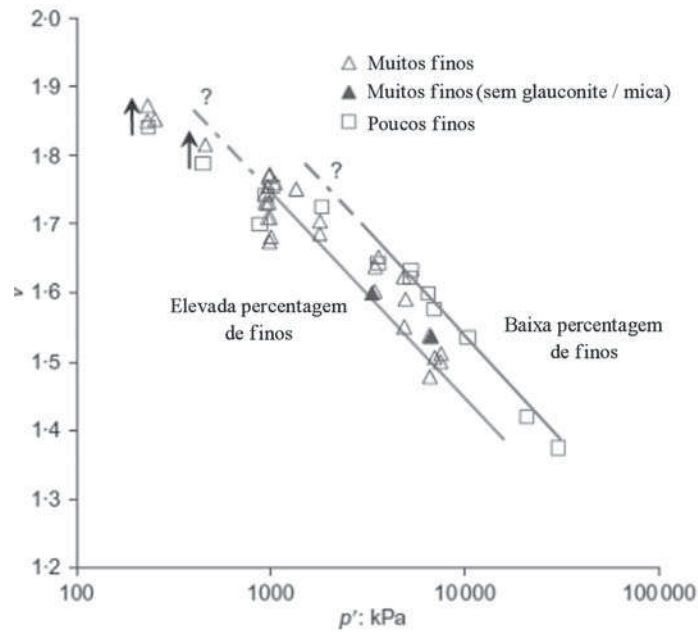


Fig. 1 – Linhas dos Estados Críticos (LEC) para a areia Thanet (Ventouras e Coop, 2009).

A Figura 2 apresenta uma análise do fator N_q da resistência última ao corte em termos do parâmetro de estado. Em vez de ser definida em termos de volume, é definida como o rácio entre a tensão média efetiva *in situ*, p' , e a correspondente no Estado Crítico para o volume corrente, p'_{cs} . A tendência da diminuição da capacidade última da estaca à medida que o rácio p'/p'_{cs} aumenta, corresponde exatamente ao observado nos ensaios realizados em modelo com centrifugadora, reportados por Klotz e Coop (2001), embora a concordância com os seus dados não tenha sido significativa visto terem sido utilizadas estacas maciças cravadas estaticamente. Coop *et al.* (2005) demonstraram que um método similar ao do parâmetro de estado pode ser igualmente aplicável a estacas que exibam encurvadura.

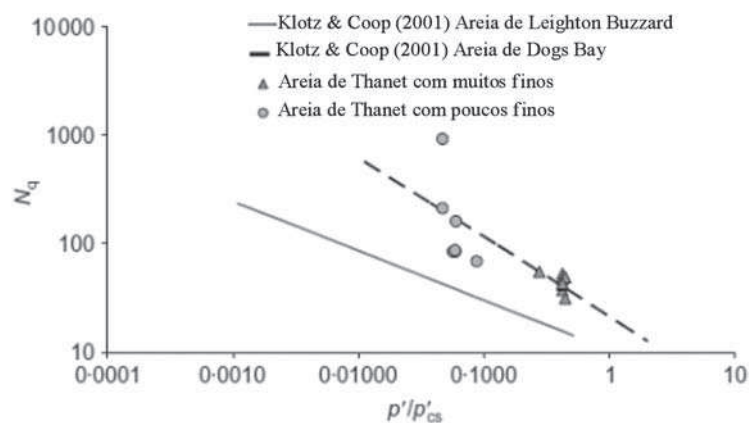


Fig. 2 – Resistência normalizada de estacas na areia Thanet (Ventouras e Coop, 2009).

3 – LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA

A abordagem aos problemas geotécnicos com base no parâmetro de estado (ψ) tem vindo igualmente a ser aplicada com sucesso no estudo dos carregamentos cíclicos e monotónicos. A relação precisa entre estes dois fenómenos é ainda insuficientemente compreendida, mas ainda assim facilmente se entende que o parâmetro chave de ambos os fenómenos se baseará na compressibilidade dos materiais geotécnicos, fator determinante para o desenvolvimento da instabilidade. Este fator tem direta relação com a posição do índice de vazios do estado inicial (repouso) e a correspondente da LEC, para o mesmo estado de tensão efetiva, pelo que o comportamento associado com a suscetibilidade à liquefação pode ser analisado à luz da TEC, providenciando uma explicação simples para os comportamentos padrão, típicos da liquefação estática.

Têm sido identificadas diferentes classes de comportamento relacionadas com as condições de estado, definidas pelo índice de vazios corrente e o estado de tensão do solo. Os solos que se situam acima da LEC no espaço $e:lnp'$, isto é que têm parâmetros de estado positivos ($\psi > 0$), são mais suscetíveis à liquefação tal como se pode constatar por análise da Figura 3.

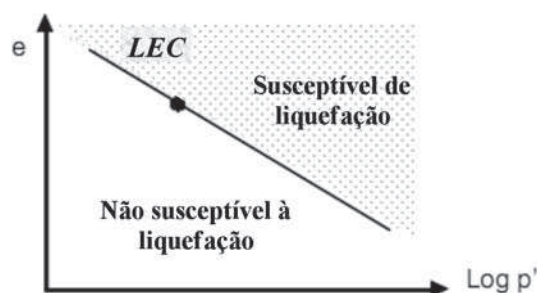


Fig. 3 – Critério para análise da suscetibilidade à liquefação tendo por base o parâmetro de estado (baseado em Been e Jefferies, 1985, e Kramer, 1996, entre outros).

Não obstante, como previamente salientado por Carrera *et al.* (2011), as LECs das areias são geralmente apenas lineares no espaço $e:lnp'$ para tensões de confinamento mais elevadas, apresentando-se tipicamente curvas em tensões moderadas, tendendo para uma assíntota horizontal com a diminuição de p' (Verdugo e Ishihara, 1996). Muitos autores, por simplificação, tendem a considerá-las bilineares (Been *et al.*, 1991). Existem consequentemente algumas dúvidas relativamente à forma como o parâmetro de estado deve ser aplicado relativamente à LEC e , de facto, é fundamental a localização do estado de tensão corrente do solo face à linha curva, isto é, se o parâmetro de estado deve ser medido de uma forma vertical para elevadas tensões de confinamento ou se deve ser medido horizontalmente para reduzidas tensões de confinamento (Carrera *et al.*, 2011).

Há uma certa ambiguidade na definição de liquefação que, ocorrendo fundamentalmente quando a pressão de água nos poros atinge de facto a tensão total de confinamento – anulando-se assim a correspondente tensão efetiva –, acarreta a perda de resistência (Yamamuro e Covert, 2001). Alguns autores viriam a associar este fenómeno de instabilização, particularmente evidente em condições de carregamentos reversíveis, ao desenvolvimento, para um certo número de ciclos, de determinados valores de deformações distorcionais considerados insustentáveis (Vaid e Sivathayalan, 1996). Neste texto limitar-nos-emos ao conceito fundamental (o primeiro).

Através da Teoria dos Estados Críticos pode parecer que o fenómeno da liquefação estática é facilmente explicado, como se pode observar pelas Figuras 4 e 5. Os dados da primeira são resultado de uma investigação detalhada da liquefação estática de resíduos de minas na barragem de Stava (Carrera *et al.*, 2011). Foram testadas várias granulometrias e os dados representados são

de amostras reconstituídas de uma areia limpa, mal graduada, recuperadas desses resíduos após o desastre ocorrido na barragem (Chandler e Tosatti, 1995). A Figura 5, pelo seu lado, mostra um comportamento similar obtido de um estudo intensivo do risco à liquefação de produtos ciclizados dos resíduos do processamento do ouro, provenientes da hidrometalúrgica do Complexo Industrial Mina-Usina Fazenda Brasileiro, na cidade de Teofilândia, Bahia, no Brasil. Este estudo fez-se sob as frações mais grossa (*underflow*) e a mais fina (*overflow*) dos depósitos dispostos em barragem de rejeitos (Bedin, 2010). Os resultados ilustrados são relativos ao estudo do *overflow* através de uma extensiva série de ensaios triaxiais monotônicos (Bedin *et al.*, 2011).

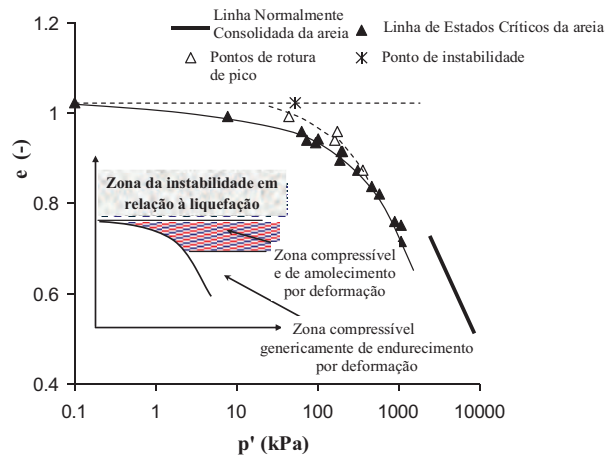


Fig. 4 – Distintos comportamentos em relação à liquefação em função do estado (Carrera *et al.*, 2011).

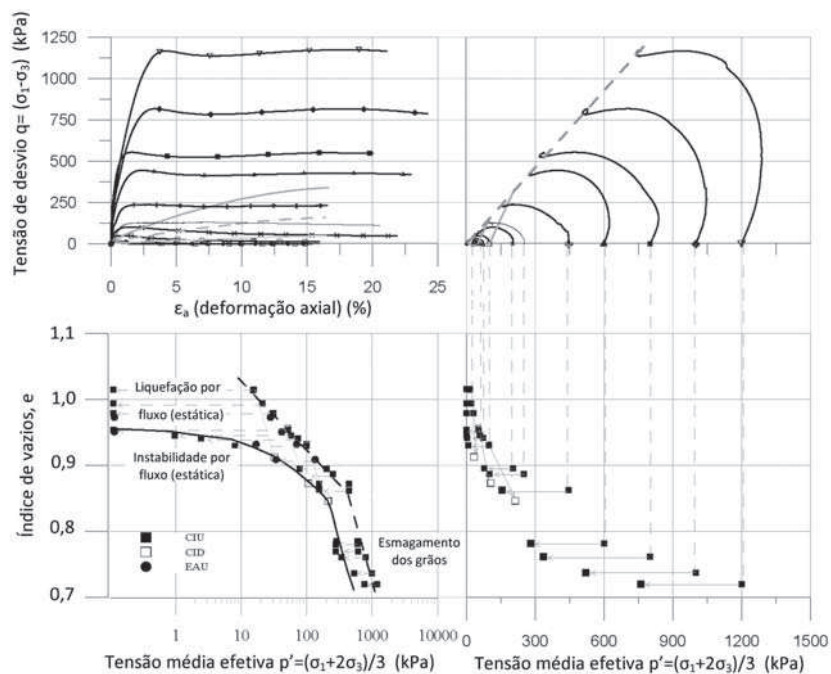


Fig. 5 – Aplicação da Mecânica dos Estados Críticos na avaliação da suscetibilidade à liquefação estática, a partir de uma Linha dos Estados Críticos (LEC) curvilínea (Bedin *et al.*, 2011).

Como se vê pelos registos e leis de ajuste dos pontos de rotura em estado limite último, as linhas que modelam estes estados críticos são curvas, com tendências assintóticas, sendo a tangente, a baixas pressões, uma linha horizontal, e, a médias-altas tensões, uma linha reta que coincide com a LEC em condições drenadas (só coincidente com condições não drenadas no seu conceito convencional). É usualmente assumido que a variação na inclinação da LEC no plano $e:lnp'$ para elevadas tensões de confinamento se deve ao esmagamento dos grãos, como observado por Coop e Lee (1993), mas isto não é universal já que, por exemplo, para os resíduos de Stava e para os resultados disponíveis dos resíduos de ouro de Teofilândia, na Bahia, não foi identificada uma evolução granulométrica que explicasse essa diferença de comportamento para altas tensões de confinamento (análises adicionais estão em curso).

Em ambos os casos a LEC tende a curvar para uma assíntota horizontal para baixas tensões de confinamento. Assim, qualquer amostra que se encontre no seu estado inicial acima da assíntota apresenta um comportamento instável e uma conseqüente liquefação sob condições não drenadas, independentemente da tensão de confinamento inicial, pelo que a trajetória de tensões atinge $p'=0$. Para índices de vazios menores, a trajetória durante um carregamento não drenado leva a amostra para a parte curva da LEC, o solo sofre uma grande redução de p' e apresenta uma resistência de pico com uma pronunciada deformação por amolecimento.

Este tipo de comportamento é usualmente designado de liquefação, no entanto como o solo atinge um estado crítico estável, embora para uma tensão de confinamento média reduzida e conseqüentemente uma reduzida resistência, trata-se de uma proposição errônea. Afinal de contas, existem inúmeros solos que sofrem elevadas extensões por amolecimento, e não se pode concluir que sofreram liquefação. Para níveis de tensão elevados, onde a Linha dos Estados Críticos (LEC) e a Linha Normalmente Consolidada (LNC) tendem a ser paralelas, o comportamento não drenado tensão-deformação é induzido numa deformação por endurecimento ou por vezes numa deformação por amolecimento não pronunciada e não ocorre qualquer tipo de liquefação. Enquanto outros autores têm observado diferentes padrões no comportamento de solos diferentes (Yamamuro e Lade, 1998), a aproximação usual que distingue as classes comportamentais pelo estado no plano v (ou e): lnp' tem bons resultados enquanto se aplicar o parâmetro de estado relativamente à LEC curva para reduzidas e elevadas tensões de confinamento e não à clássica LEC linear, só expressa em termos de carregamentos drenados e não drenados para médias e altas tensões.

Sladen *et al.* (1985) repararam para diversas amostras com o mesmo índice de vazios inicial ensaiadas com diferentes condições de confinamento inicial, que o local correspondente à resistência de pico forma uma linha no espaço $q-p'$, a qual designaram por “superfície de colapso”, enquanto outros a designaram por “linha de instabilidade” (Lade e Pradel, 1990; Ishihara, 1993; Chu e Leong, 2002), tal como a representada na Figura 6. O posicionamento da linha de instabilidade foi igualmente investigado por Carrera *et al.* (2011), encontrando-se representado na Figura 7. No seu caso a instabilidade foi definida apenas pelo q_{max} das amostras que resultaram em liquefação e atingiram um $p'=0$. A partir da sua definição, os pontos de instabilidade apenas poderiam ser representados acima da assíntota horizontal da LEC no espaço $e:lnp'$ (Figura 4). Os estados subsequentes à resistência de pico que não resultaram em liquefação, mas que apenas sofreram deformação por amolecimento, formam então o local que conjuntamente define a assíntota da LEC para reduzidas tensões de confinamento. A aproximação das tensões de pico à LEC no espaço $e:lnp'$ significa, que no plano $q:p'$, à medida que as tensões aumentam, ocorre uma diminuição da deformação por amolecimento e os estados correspondentes às resistências de pico são atingidos para um rácio de tensões mais elevado, mais próximo da LEC.

Torna-se imprescindível salientar que a deformação volumétrica para as resistências de pico é fundamental na perceção do fenómeno da liquefação. Tal como é bem conhecido, se a deformação volumétrica for de compressão no carregamento drenado, então no caso de o carregamento ser não drenado esta corresponderá a um aumento da pressão nos poros. Existe no entanto uma diferença

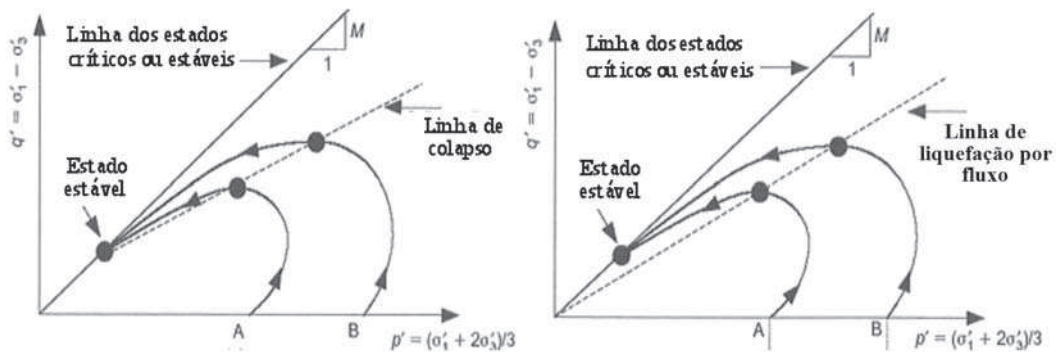
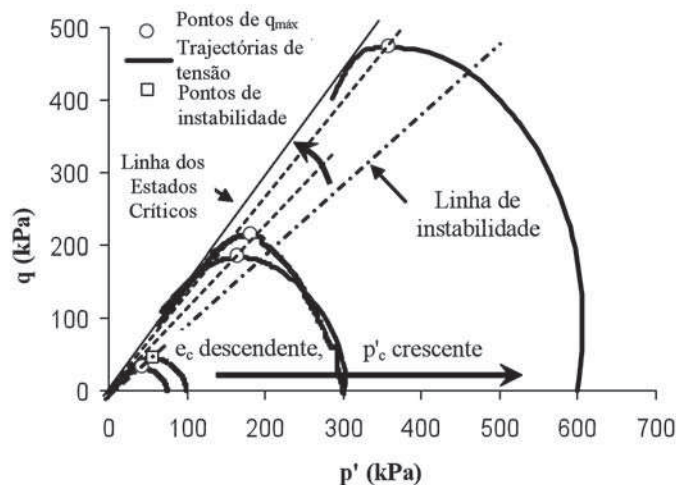


Fig. 6 – Comparação da superfície de colapso, linha de instabilidade ou linha de liquefação estática no “triggering” do fenômeno (Yang, 2002).



NOTA: e_c e p'_c são os índices de vazios e tensão efetiva de confinamento (da cedência de pico).

Fig. 7 – Amolecimento por deformação a partir das trajetórias de tensões e respectiva localização de $q_{máx}$ para os ensaios da areia limpa dos resíduos de lavagem de Stava (Carrera *et al.*, 2011).

entre as zonas onde o valor de q é denotado por um pico pouco claro, ainda distante da LEC, que resulta rapidamente em verdadeira liquefação, e outros picos que tendem a ser mais próximos da LEC, desenvolvendo uma maior deformação por amolecimento, mas bastante distinta da verdadeira liquefação. A liquefação estática, seja liquefação verdadeira ou uma elevada deformação por amolecimento, está associada a uma extrema redução da resistência de imbricamento de pico para o Estado Crítico. Estes picos têm sido relacionados com um hipotético colapso, correspondente ao rearranjo meta-estável das partículas, no entanto Jefferies e Been (2006) criticaram aqueles que apoiam a transição entre este comportamento e o comportamento estável conotado por uma deformação por endurecimento através da representação da superfície de colapso. Isto poderia estar associado com a “estrutura de colapso do solo” para uma resistência de pico, e a única diferença persiste na existência ou não de uma espécie de coesão capaz de intersestar a linha de instabilidade como ilustrado na Figura 6. É difícil de associar estas linhas a um significado físico, por isso como podem estas propriedades formar um modelo constitutivo para os solos? Como foi salientado por Jefferies e Been (2006), como pode o rácio entre as tensões mobilizadas no início da liquefação estática (η_L no colapso) ser bastante inferior ao rácio M correspondente ao estado crítico, mesmo

que não ocorra densificação da amostra (o que é o caso de carregamentos em condições não drenadas)? Será que o conceito de estrutura de colapso do solo pode estar errado e que outros mecanismos estão envolvidos?

Esta questão foi em primeira instância sugerida por Bishop (1971, 1973) a partir das suas investigações do comportamento do solo proveniente do escorregamento de Aberfan. No entanto, e como foi descrito por Jefferies e Been (2006), Bishop salientou igualmente que o ângulo de resistência ao corte mobilizado na liquefação não tinha qualquer significado físico. Foi o comportamento do solo e não uma propriedade do solo que conduziu à ruína descrita. Para provar que a liquefação não envolve colapso do rearranjo meta-estável das partículas, os autores descrevem um ensaio de liquefação em detalhe. O ensaio *G609* foi realizado na areia Erksak (Figura 8) em estado bastante solto (com um índice de vazios inicial de 0,8 e um parâmetro de estado correspondente de 0,068). Enquanto ocorre um decréscimo da resistência de 80%, a amostra não atinge verdadeira liquefação com as deformações atingidas. O rácio de tensões efetivas no “colapso” é de $\eta_L=0,62$. Jefferies e Been (2006) enfatizam que o excesso de pressão nos poros mobilizado com a deformação é gerado de uma forma suave durante a trajetória de tensões, e que não existe ponto de inflexão na resistência de pico que possa ser típico de um colapso associado ao rearranjo meta-estável das partículas do solo.

A Figura 8 demonstra igualmente que, tal como o excesso de pressão nos poros, o rácio da tensão de corte é suavemente mobilizado com a deformação e que o solo parece ser indiferente à “superfície de colapso”. Não ocorreu uma mudança repentina no comportamento do solo ou colapso durante o corte. Ao invés disso, o estado fofo das amostras estabeleceu um limite no endurecimento durante o corte enquanto a deformação volumétrica plástica decorrente continuou a causar excessos de pressão nos poros. A liquefação do solo não é consignada consequentemente a uma questão de rearranjo meta-estável das partículas do solo (Jefferies e Been, 2006). Os autores descrevem uma análise complementar de um ensaio drenado do mesmo material mas num estado inicial ainda mais fofo. A análise do ensaio confirma de forma eloquente o argumento acima expresso: o ensaio drenado da areia não colapsa para o rácio da tensão de corte correspondente à “superfície de colapso”, já que não ocorre uma mudança comportamental da areia. O comportamento drenado do solo é uma vez mais indiferente à “superfície de colapso”, envolvendo “rearranjo meta-estável das partículas”. Por isso se não há colapso do rearranjo meta-estável das partículas, então o que é este mecanismo?

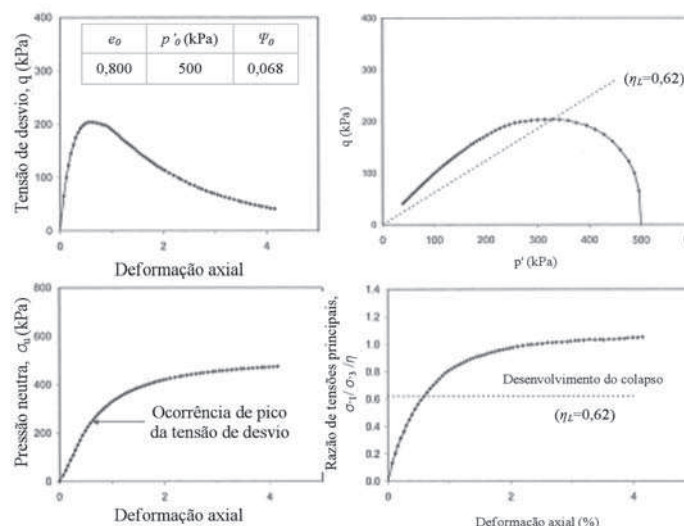


Fig. 8 – Ensaio *G609* da areia de Erksak, ilustrando a natureza da “superfície de colapso” para η_L (adaptado de Jefferies e Been, 2006).

4 – O EFEITO DA GRANULOMETRIA DO SOLO NO FENÓMENO DA LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA

Os dados representados na Figura 9, de Carrera *et al.* (2011), correspondem a ensaios sobre uma areia limpa sucessivamente acrescida de finos. Neste trabalho fez-se variar o conteúdo em finos por forma a examinar a sua influência no potencial à liquefação estática. Os autores descobriram que enquanto a proporção de silte tinha um reduzido efeito no ângulo de atrito a volume constante, isto é o ângulo no Estado Crítico, ϕ'_{cv} , à medida que o conteúdo em finos aumentava, a localização da LEC, logo o índice de vazios (e) correspondente ao ponto de liquefação no espaço $e - \log p'$, movia-se inicialmente neste plano de uma forma muito similar à observada por Thevanayagam *et al.* (2002) (representada na Figura 10). A LEC move-se inicialmente para baixo, e a partir do conteúdo em finos transicional, passa a mover-se para cima. No entanto, como é a assíntota horizontal da LEC que determina o índice de vazios para o qual a liquefação ocorre, a localização da LEC não é por si só um bom indicador já que é necessário comparar com o índice de vazios natural ou, pelo menos, com o intervalo de índice de vazios que é possível atingir com um determinado conteúdo em silte. Na Figura 10, o índice de vazios requerido para a liquefação dos resíduos de Stava é comparado com o intervalo que foi conseguido por distintos métodos de reconstituição de amostras.

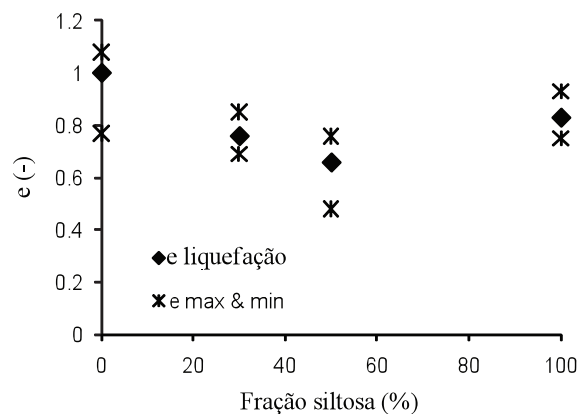


Fig. 9 – Variação do potencial de liquefação estática com a variação do conteúdo em finos (Carrera *et al.*, 2011).

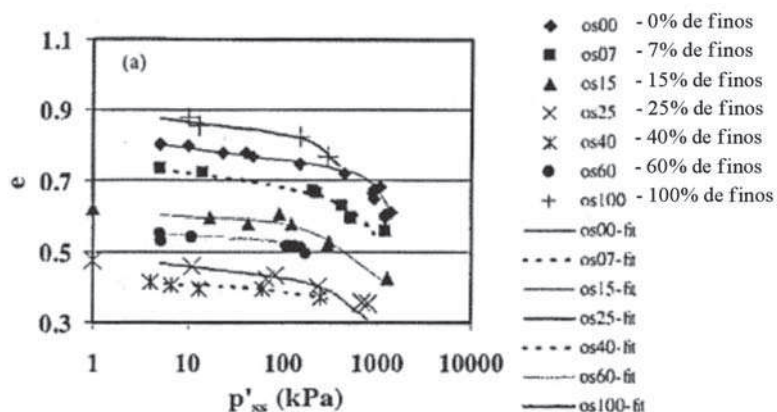


Fig. 10 – A influência dos finos na localização da LEC da areia (Thevanayagam *et al.*, 2002).

À semelhança do relatado por Lade e Yamamuro (1997), as compacidade iniciais aumentam e depois diminuem à medida que o conteúdo em finos aumenta, mas é a areia com silte, em vez da areia limpa, que é considerada mais suscetível ao fenômeno da liquefação, que por sua vez necessita de estar mais próxima do índice de vazios máximo para que a liquefação ocorra.

Lade *et al.* (2009) publicaram os resultados de 28 ensaios triaxiais de compressão realizados em amostras de areia com partículas finas com um conteúdo em finos de 0, 10, 20, 30, 50, 75 e 100%. Estes foram realizados com reduzidas tensões de confinamento para a avaliação do risco à liquefação de estratos localizados muito próximos da superfície, avaliando o efeito dos finos no índice de vazios, na compressibilidade e na ocorrência da liquefação estática. Os resultados encontram-se representados na Figura 11(a), onde está bem claro que a presença de finos cria uma estrutura entre as partículas que é altamente compressível, aumentando a suscetibilidade à liquefação (resultados bastante similares aos apresentados por Yamamuro e Lade (1998) para a areia de Nevada). Adicionalmente, o conteúdo em finos altera igualmente o comportamento básico tensão-deformação e da variação de volume, o que deveria ser modelado de forma a prever a ocorrência de liquefação estática no terreno.

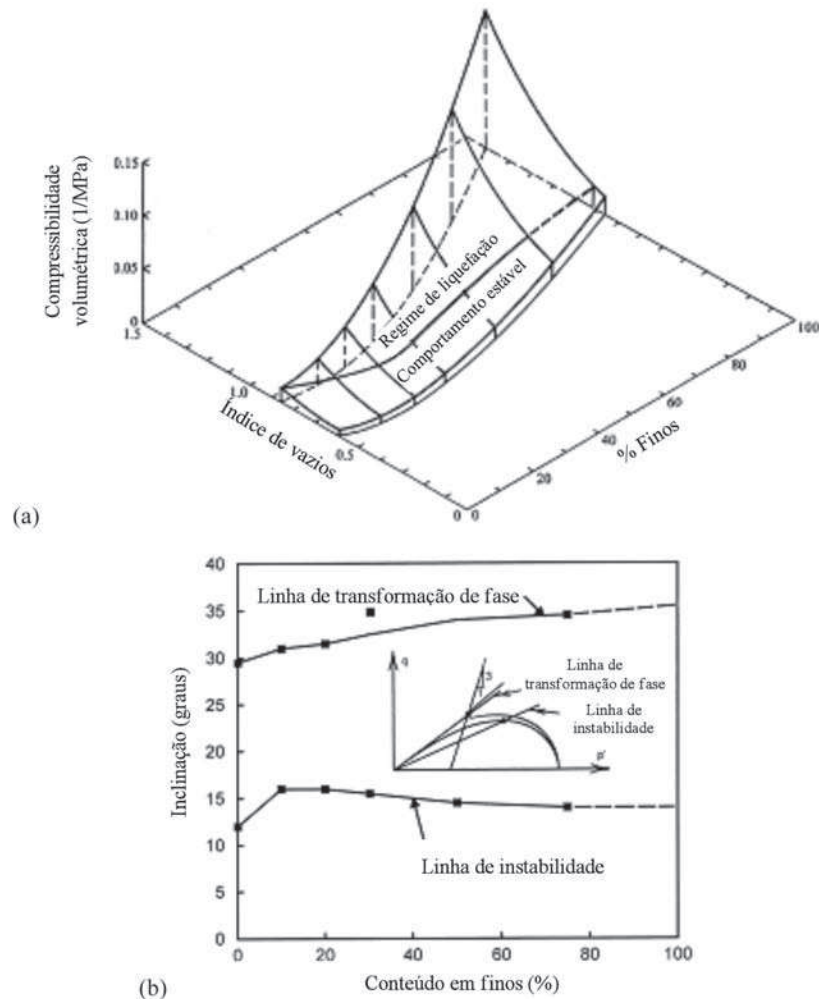


Fig. 11 – (a) Efeito da variação do conteúdo em finos e do índice de vazios na compressibilidade volumétrica, ensaios na areia fina de Ottawa e nos finos de Loch Raven (Lade *et al.*, 2009); (b) Variação de inclinação das linhas de transformação de fase e de instabilidade (Lade *et al.*, 2009).

As condições que separam o comportamento estável da liquefação foram estudadas e alguns autores concluíram que a separação é bem definida por uma única propriedade, a compressibilidade volumétrica da areia siltosa, que é quase constante nesta separação através do diagrama do conteúdo em finos e índice de vazios (ou da densidade relativa, ou índice de compactidade, em termos mais atuais). Esta observação foi feita com base em ensaios triaxiais de compressão não drenados, onde a liquefação se encontra bem ditada pelo desenvolvimento do excesso de pressão nos poros. Os autores defendem que tem todo o sentido recorrer a uma modelação constitutiva para obter de forma mais estável uma indicação do potencial de liquefação dos depósitos de solo em ensaios *in situ* que permitam a determinação da compressibilidade vertical e horizontal. Ainda que reconheçam que a realização de ensaios da placa de carga em hélice (em profundidade) ou de ensaios pressiométricos seria preferível pela direta associação a uma solicitação de incremento de carga, uma alternativa mais simples será realizar ensaios *CPTu* complementados com a medição da velocidade das ondas sísmicas de corte sob polarização vertical e horizontal. Estas apresentam a vantagem de serem independentes do índice de vazios, dos índices de compactidade e, mais importante, da fábrica do solo (arranjo interparticular), cuja reprodução em laboratório é muito difícil.

É interessante observar o que acontece com as linhas de instabilidade e de transformação de fase. A primeira não é muito afetada pelo conteúdo em finos e varia geralmente num intervalo entre 12° e 16°. Por seu turno, a inclinação da linha de transformação de fase aumenta de 30° para 35° à medida que o conteúdo em finos aumenta de 0% para 100% (Figura 11(b)).

5 – LIQUEFAÇÃO CÍCLICA

A avaliação da liquefação sob carregamento cíclico é convencionalmente realizada utilizando um suporte empírico que tem por base a significativa e diversificada experiência acumulada de casos históricos em que foi possível identificar claramente que este fenómeno se manifestou e onde havia registo de ensaios de caracterização *in situ*, como o *SPT*, o *CPT*, ou outros, que permitissem que os seus resultados se manifestassem indexáveis aos limites da ocorrência ou não dessa instabilidade. A maioria destes métodos de cariz empírico são baseados em ábacos experimentais de avaliação da suscetibilidade à liquefação com variáveis de *input* para o par “ação – resistência”, como são os casos dos índices Razão Cíclica de Tensão (*Cyclic Stress Ratio*) vs. Resistência à Tensão Cíclica (*Cyclic Stress Resistance*), esta última expressa de diferentes formas, consoante o ensaio e respetivos parâmetros que podem ser indexáveis. De acordo com Jefferies e Shuttle (2011), este enquadramento empírico apresenta algumas inconsistências físicas à luz do conhecimento moderno do comportamento constitutivo do solo.

O processo é facilmente depreendido, mas pode ser de difícil modelação em laboratório, já que os códigos comumente utilizados não são adaptados a este tipo de fenómeno, e o desenvolvimento de tensões na liquefação pode ser de difícil modelação através de ensaios laboratoriais padrão. De facto, não sendo os ensaios triaxiais bem adaptados para simular as trajetórias induzidas por um sismo, o ensaio de corte simples apresenta-se com algumas vantagens, mas também tem as suas limitações, já que por não se poder medir facilmente a tensão horizontal, sofre do seu desconhecimento, o que se agrava pelo facto de normalmente se estabelecerem condições não uniformes do estado de tensão. Por seu turno, o ensaio com o cilindro oco (*hollow cylinder test*) é um excelente simulador apropriado às trajetórias de carregamento induzidas por um sismo, mas é complexo e difícil de realizar. Outros manifestamente mais ricos são os que usam modelação física, tal como o ensaio com centrifugadora, sendo, no entanto, ainda mais complexos e bastante dispendiosos. Com tais limitações experimentais, os engenheiros geotécnicos desenvolveram uma aproximação baseada em casos decorrentes da história destes eventos, em ábacos indicando a sua probabilidade de ocorrência. Na liquefação estática, a resistência para elevadas deformações pode ser analisada a partir

de roturas ocorridas no passado (utilizando métodos de equilíbrio), permitindo a estimativa da resistência à liquefação (Jefferies e Shuttle, 2011). Na liquefação induzida por sismos, o movimento do solo é idealizado como uma propagação vertical de ondas sísmicas (de corte e de compressão) a partir da rocha-mãe. A tensão média de corte cíclica – a mais significativa - induzida pela propagação vertical das ondas, é estimada pela análise da resposta local através do registo do movimento do terreno, e esta tensão é então usualmente normalizada pela tensão de confinamento vertical inicial, permitindo a obtenção do designado *Cyclic Stress Ratio* (τ_{av}/σ'_{v0}) como uma medida do carregamento imposto pelo sismo:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0,65 \left(\frac{\alpha_{max}}{g} \right) r_d \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (2)$$

onde τ_{av} é a tensão média de corte cíclica, α_{max} é a aceleração horizontal máxima, g a aceleração da gravidade, σ_{v0} e σ'_{v0} as tensões verticais total e efetiva, respetivamente, e r_d o fator de redução das tensões que por seu turno depende da profundidade do estrato de solo, tendo em conta a flexibilidade do perfil.

Assim, as condições de liquefação e de não liquefação têm vindo a ser analisadas durante os últimos 50 anos, permitindo a obtenção de ábacos simplificados de avaliação da suscetibilidade à liquefação, tais como aqueles baseados nos resultados dos ensaios *SPT* (Idriss e Boulanger, 2004). Contudo, existem inúmeras limitações para este tipo de aproximações nos casos históricos. Por exemplo, a resistência à penetração dinâmica, *SPT*, depende de diversas propriedades do solo, nomeadamente da compressibilidade, que é, como já se referiu atrás, um fator decisivo que explica o fenómeno. No entanto e para um determinado valor específico da resistência normalizada ($(N_1)_{60}$) nesses ábacos, a única diferença da posição da fronteira entre as condições suscetíveis à liquefação e as não suscetíveis é atribuída ao conteúdo em finos (Youd *et al.*, 2001). A verdade é que, apesar dos solos finos tenderem a ser mais compressíveis que as areias limpas, o conteúdo em finos é pobremente relacionado com a compressibilidade que afeta a resistência à penetração. Similarmente, outras propriedades que afetam marcadamente a resistência à penetração, tais como o módulo distorcional elástico ou dinâmico, G_0 (como o deduzido dos ensaios com ondas sísmicas de corte) e o ângulo de atrito, não são admitidos como fatores de avaliação da suscetibilidade (Jefferies e Shuttle, 2011).

Consequentemente, é concebível que os ábacos empíricos desenvolvidos por diversos grupos de investigadores sejam insuficientes para a avaliação da suscetibilidade à liquefação. De facto, ao relacionar o *CSR* com o *CRR* (*Cyclic Resistance Ratio*), sendo o último baseado na resistência à penetração [$(N_1)_{60}$, q_{cl}], ou na rigidez elástica (V_{sl}), ambas normalizadas do estado de tensão efetiva instalado, a fronteira entre os solos suscetíveis e não suscetíveis à liquefação pode ser bem definida, com uma variação suave e monotónica das areias limpas (com $CF < 30\%$) para materiais com um elevado conteúdo em finos (o limite dos materiais menos sensíveis seria o daqueles com $CF = 35\%$ - exemplo demonstrado na Figura 12).

Isto ignora o facto de alguns dos materiais mais finos poderem inverter a tendência usual da diminuição do risco da liquefação com o aumento do conteúdo em finos. Tem vindo a ser demonstrado que a presença de finos não-plásticos aumenta a suscetibilidade à liquefação das areias (Lade e Yamamuro, 1997).

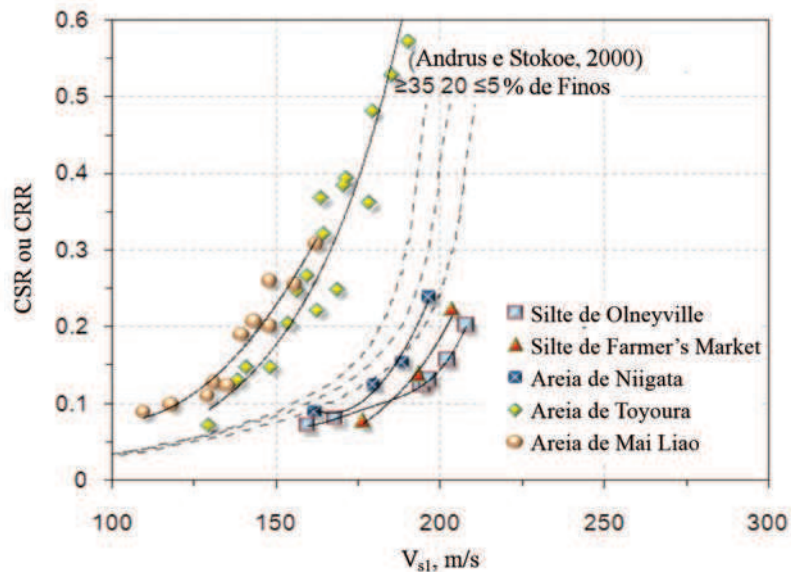


Fig. 12 – A correlação $CRR-V_{sl}$ proposta por Andrus e Stokoe (2000) e para outras areias (Baxter *et al.*, 2008; reproduzido de Huang e Chang, 2011).

6 – A LIQUEFAÇÃO ATRAVÉS DA MECÂNICA APLICADA

A partir da discussão feita acima pode-se concluir facilmente que a densidade ou, como se designa atualmente, a compactidade, não é propriamente uma propriedade que controla em boa medida algumas vertentes do comportamento mecânico, tal como o desenvolvimento da mobilidade cíclica ou da liquefação por fluxo. Um modelo capaz de explicar a razão do comportamento mecânico associado a uma determinada compactidade deve distinguir a descrição do solo em termos de propriedades intrínsecas que não variam com o estado ou a compactidade (tal como o ângulo de atrito crítico) e a que identifica o estado do solo (como o índice de vazios corrente e/ou a compactidade). O termo “mecânica aplicada” foi adotado no presente texto, tal como utilizado por Jefferies e Shuttle (2011), para indicar uma aproximação a uma abordagem não empírica, de uma forma apropriada, do comportamento constitutivo.

A possibilidade de obtenção de um modelo baseado na mecânica aplicada iria permitir uma generalização para uma gama mais ampla de condições do que aquelas que têm enquadrado a construção dos ábacos empíricos. Tal como foi salientado por Jefferies e Shuttle (2011), os dados de casos de obra não devem ser desprezados, mas sim utilizados de forma a determinar os efeitos das incertezas associadas a modelos determinísticos, calibrando-os para se chegar a uma idealização mecânica que responda à realidade prática dos trabalhos envolvidos pelo projeto e pela prática em engenharia civil. A liquefação é um comportamento constitutivo regido pelas leis da física e que pode ser matematicamente modelado. O ponto de partida do conhecimento, baseado no comportamento mecânico, é um modelo constitutivo apropriado no qual a compressibilidade se constitui no fator chave.

Na Figura 13 encontram-se representados os resultados de uma série de ensaios cíclicos realizados por Qadimi e Coop (2007) que tentaram relacionar a geração da pressão nos poros do solo submetido a um carregamento cíclico diretamente com o estado no plano $e:lnp'$. Uma areia carbonatada foi carregada isotropicamente para estados correspondentes à sua Linha Normalmente Con-

solidada (LNC) por um lado, e noutros mais ou menos afastados daquela. O carregamento cíclico foi realizado sobre o eixo isotrópico com o valor de 20% da variação da tensão distorcional cíclica em relação à tensão média efetiva inicial ($\Delta q/p'_{ini}=0,2$). Quando normalizada pelo p' inicial a resposta da pressão nos poros é única para cada linha. No entanto, quando o solo parte da LNC sendo posteriormente descarregado, a pressão nos poros é muito menor do que a gerada nas outras amostras que partiram de um primeiro carregamento isotrópico, enfatizando a importância da sobreconsolidação na resistência à liquefação.

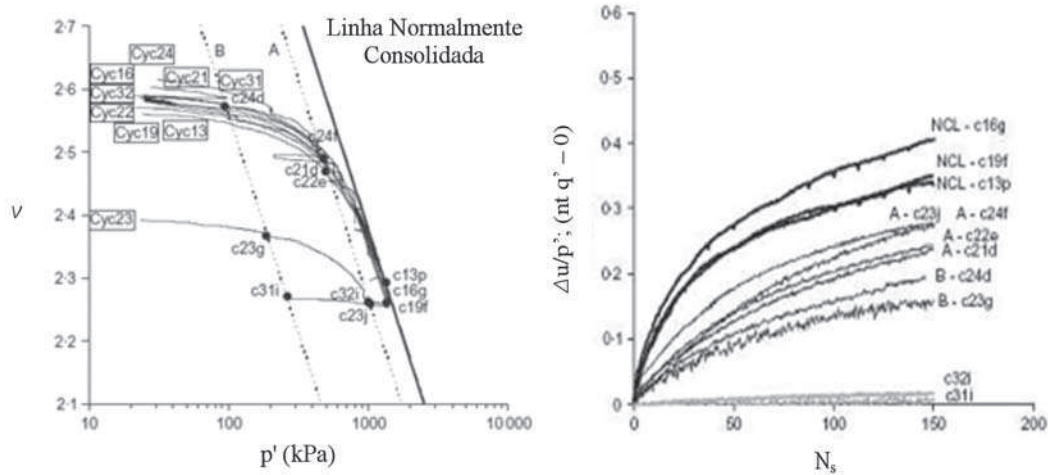


Fig. 13 – Análise da variação da pressão nos poros sob carregamento cíclico para uma areia em distintos parâmetros de estado (Qadimi e Coop, 2007).

Enquanto este tipo de enquadramento funciona bem para elevadas tensões de confinamento, onde a LEC e a LNC são paralelas, ainda não é claro como pode ser aplicado para baixas tensões de confinamento, onde a LEC se vai achatando aproximando-se de uma assíntota horizontal, sobre a qual é necessário debruçar a investigação. Esta metodologia de abordagem foi apenas aplicada a ensaios que partiram de condições isotrópicas e sobre condições de carregamento axissimétricas. Enquanto isso, para uma análise mais geral, é necessário regressar ao conceito base de *Cyclic Resistance Ratio*, expresso por:

$$CRR = CRR_{15} \times K_M \times K_\sigma \times K_\alpha \quad (3)$$

onde o CRR_{15} expressa convencionalmente a condição limite de 15 ciclos de ação (associado a 15 segundos de vibração de um sismo de 7,5 de magnitude) e K_M , K_σ , K_α são fatores corretivos que têm em conta a magnitude do sismo, o nível de tensão, e a tensão de corte pré-existente no plano horizontal, respetivamente.

Estes fatores permanecem alvos de muita discussão não existindo na atualidade consenso por parte da comunidade científica sobre os seus valores e aplicabilidade. Por exemplo, o fator K_α depende do rácio entre tensões iniciais (α), que é o quociente entre a tensão de corte estática τ_s e a tensão normal efetiva. De acordo com dados publicados recentemente (Yang e Sze, 2011), a presença de uma tensão de desvio inicial beneficia a resistência à liquefação de areias soltas para reduzidos valores de α , e torna-se desprezável (ou mesmo, desfavorável) para maiores valores de α . A inversão parece ser dependente da compacidade inicial relativa e da tensão de confinamento. Porém, e à luz da Mecânica dos Estados Críticos, os autores apresentaram uma boa relação entre α

e o parâmetro de estado que por seu turno tem em conta simultaneamente o índice de compacidade e o nível médio de tensão.

Estas correções podem vir a dominar num modelo geral constitutivo. Um exemplo é o modelo *NorSand* (Jefferies, 1993), que incorpora trabalho de endurecimento plástico e que é aplicado a areias que variam entre estados soltos e densos. Este modelo assegura uma transição suave entre a mobilidade cíclica e a liquefação estática generalizada para grandes deformações. A calibração deste modelo pode ser realizada a partir de um conjunto de ensaios laboratoriais convencionais, fisicamente sustentados, o que se torna uma das suas vantagens chave (Jefferies e Shuttle, 2002). O índice de vazios crítico varia com o nível de tensão, e esta variação com a tensão média efetiva (p') é expressa pela posição relativa à LEC, sendo esta bem definida a partir do recurso a um mais ou menos detalhado programa de ensaios:

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

A referência à LEC tem a grande vantagem de esta representar um estado com deformações bastante elevadas, que são assumidamente independentes da fábrica inicial do solo. A LEC pode ser assim determinada com amostras de solos reconstituídas laboratorialmente. No entanto, e como será discutido mais à frente, existe uma evidência cada vez maior de que a fábrica inicial do solo pode persistir de facto para elevadas deformações, até mesmo no ponto onde a tensão e o volume são aparentemente constantes. Isto significa que a fábrica pode afetar aparentemente a LEC determinada a partir de ensaios triaxiais, por isso, o recurso a amostras reconstituídas pode não ser apropriado para todos os solos não coesivos. Para este tipo de solos o método de preparação usado para a reconstituição das amostras pode afetar a LEC devido às diferenças no rearranjo das partículas (fábrica).

Chang *et al.* (2011) compararam os resultados de ensaios em amostras de resíduo de ouro intactas com outras reconstituídas por compactação húmida (*moist tamping*) ou deposição em lama (*slurry deposition*). Concluíram que os métodos de reconstituição laboratorial são incapazes de reproduzir a fábrica e o comportamento total de amostras não perturbadas, apesar do método de *slurry deposition* se afigurar ser melhor do que o de *moist tamping* para esse fim. Se, para grandes deformações, estas amostras atingem um único ângulo de atrito crítico, tal não acontece em termos de trajetória de tensão-deformação, sendo as linhas de instabilidade distintas, com o valor de pico e o ponto de inversão do comportamento (contráctil-dilatante com amolecimento ou endurecimento) atingido para diferentes níveis de tensão. Por essa razão, a LEC, em termos de compressibilidade (relação v (ou e) – $\log p'$), não é única e depende da fábrica do solo. Este efeito substancial da fábrica do solo no comportamento mecânico foi previamente identificado por Tatsuoka *et al.* (1986) através da análise de resultados de ensaios em *hollow cylinder* e em ensaios triaxiais cíclicos de areias do Japão. Wood *et al.* (1998) e Yamamuro *et al.* (1998) apresentaram um estudo convergente que investigou o efeito do método de preparação (moldagem) na estrutura microscópica dos grãos relacionando-o com a compressibilidade. Este conhecimento estabelece uma importante ligação entre as areias siltosas *in situ* e os provetes ensaiados laboratorialmente, permitindo a determinação do método de reconstituição mais apropriado.

O modelo que é adaptado ao comportamento com elevadas deformações deve ser não-associado. O modelo *NorSand* relaciona a superfície elástica com o parâmetro de estado. Existe uma relação direta entre o ângulo de resistência ao corte de pico (ϕ_p'), o ângulo de atrito crítico (ϕ_{cv}') e o parâmetro de estado (Been e Jefferies, 1985):

$$\phi_p' = \phi_{cv}' - 0,46\psi \quad (5)$$

Reconhecendo que o parâmetro de estado é uma propriedade do solo, ele pode ser determinado em ensaios triaxiais de compressão drenados em amostras intactas, ou derivado de ensaios *in situ*,

como o *seismic cross-hole test (CH)* ou o ensaio *CPT*. Robertson (2009) apresentou uma descrição detalhada de uma abordagem unificada para a interpretação dos ensaios *CPT*. Em 2010, o mesmo autor (Robertson, 2010) apresentou uma forma simplificada de estimativa do parâmetro de estado *in situ* para um grande gama de solos granulares a partir dos dados fornecidos pelo ensaio *CPT*, tendo por base o trabalho original de Robertson e Wride (1998):

$$\psi = 0,485 - 0,314 \log Q_{m,cs} \quad (6)$$

onde $Q_{m,cs}$ é o valor equivalente da resistência de cone normalizada para areias siltosas:

$$Q_{m,cs} = K_c Q_m \quad (7)$$

$$Q_m = \left(\frac{q_t - \sigma_v}{p_a} \right) \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (8)$$

K_c é o fator corretivo que é função das características dos grãos, combinando a influência do conteúdo em finos, da mineralogia e da plasticidade, p_a a pressão atmosférica e n um expoente que varia com o parâmetro que reflete o “Tipo de Comportamento do Solo” (I_c), que, por sua vez, pode ser definido pelos parâmetros normalizados do ensaio *CPT* (detalhes em Viana da Fonseca, 2012):

$$n = 0,381 I_c + 0,05 \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} - 0,15 \quad (9)$$

7 – ENSAIOS LABORATORIAIS PARA O ESTUDO DA LIQUEFAÇÃO CÍCLICA

O comportamento cíclico dos solos segue os mesmos padrões de resistência e de dilatância, que se relacionam diretamente com o parâmetro de estado, ψ , através de relações análogas à equação (5) e que são similares aos conceitos envolvidos nos ábacos de análise da suscetibilidade à liquefação.

Independentemente da representatividade das metodologias de reconstituição laboratorial, as limitações dos ensaios laboratoriais correntes para estabelecimento de um modelo geral estão associadas com o facto de a caracterização através do *CSR* implicar um plano horizontal que controle a resposta do solo em ensaios laboratoriais elementares. Contudo, os aparelhos correntes que trabalham sob tensões principais invariantes, como as células triaxiais, não têm controlo direto de forças tangenciais em planos horizontais, em consonância com as ações transversais das ondas sísmicas que se propagam ao longo dos terrenos. O *CSR* apresenta uma outra desvantagem que está associada ao facto de encobrir a mudança periódica da direção principal das tensões correntes, fundamental ao nível da resposta micromecânica do solo, ou seja ao nível dos contactos intergranulares (Jefferies e Shuttle, 2011).

A propagação das ondas de corte num sismo impõe uma tensão de corte nos planos horizontais, de tal forma que σ_v deixa de ser uma tensão principal, permanecendo constante sob condições pré-estabelecidas de K_ρ . Assim, a relação entre a tensão de corte no plano horizontal τ_h e o ângulo α é dada por:

$$\tan(2\alpha) = \frac{2\tau_h}{(\sigma'_{v0} - \sigma'_{h0})} = \frac{2\tau_h / (\sigma'_{v0})}{[1 - (\sigma'_{h0} / \sigma'_{v0})]} \quad (10)$$

e substituindo τ_h / σ'_{v0} por *CSR* obtém-se:

$$\tan(2\alpha) = \frac{2CSR}{1 - K_0} \quad (11)$$

Tendo em conta a importância da rotação das tensões principais no controlo do comportamento do solo (Yoshimine *et al.*, 1998), os aparelhos de ensaios deveriam contemplar este fator determinante. Tal preocupação não é nova na investigação em geotecnia, sendo um exemplo disso a Célula de Corte Direcional (*Directional Shear Cell*, Figura 14), desenvolvida por Arthur *et al.* (1981), que consiste num aparelho de corte simples onde todas as tensões principais são medidas, controlando a rotação das tensões principais e a deformação plástica associada. Estes estudos provaram fundamentalmente que quanto maior a rotação das tensões, maiores os danos.

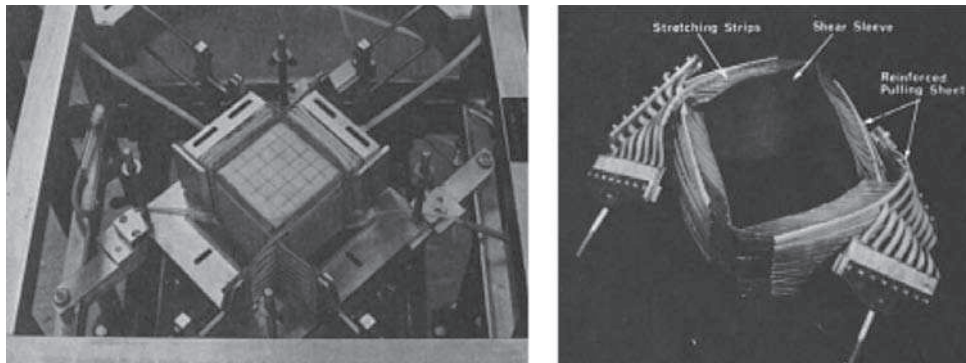


Fig. 14 – Célula de corte direcional e pormenor dos anéis de cintagem (Arthur *et al.*, 1981).

8 – MODELAÇÃO DE MATERIAIS SUSCETÍVEIS À LIQUEFAÇÃO

Um modelo constitutivo que procura reproduzir o desenvolvimento de liquefação em materiais granulares deverá debruçar-se sobre a Teoria dos Estados Críticos e a rotação das tensões principais. O objetivo será prever o espectro de respostas comportamentais causadas pelas mudanças no índice de vazios e na tensão de confinamento do solo. O modelo *NorSand*, descrito por Jefferies e Been (2006), sendo um modelo baseado no parâmetro de estado, tem base na Teoria dos Estados Críticos, e de acordo com os autores é focado no comportamento do solo em vez de tentar encontrar um modelo que se adeque aos dados experimentais (uma vantagem óbvia, tendo em conta os vários fatores e variáveis que caracterizam este fenómeno). Neste tipo de modelo, ao simular-se o comportamento do solo sob trajetórias de tensões arbitrárias, após a calibração das suas poucas variáveis para o solo em causa, aquelas movem-se para a LEC quando em corte induzido por deformação.

O modelo assume algumas simplificações tais como a singularidade de uma LEC linear, impondo alguns pressupostos, no entanto não considera a condição de transição de fase com o “pseudo”-estado permanente ou com o estado crítico. Uma idealização chave introduzida consiste na adoção de um número infinito de LNC que são definidoras de um índice do estado do solo (por sua vez de ψ). Consequentemente, encontra-se bem adaptado para areias quartzosas para reduzidas tensões de confinamento, mas não reproduz a realidade da LNC não ser única para elevadas tensões de confinamento, como é o caso de areias com grãos com menor resistência (calcárias, por exemplo).

Jefferies e Shuttle (2011) enfatizam o facto deste modelo ser distinto dos modelos plásticos correntes, ainda que bastante completos, pois permite a rotação das tensões principais, considerando consequentemente características específicas de uma fábrica microscópica, isto é, dos arranjos granulares. De facto, considerando o facto de os grãos tenderem a alinhar sob a direção da tensão

principal, qualquer rotação das tensões principais resulta na aplicação da força no rearranjo ótimo interparticular. Isto implica um encolhimento da superfície elástica - amolecimento (Figura 15) -, que no modelo é considerado por meio de uma proporcionalidade direta da rotação das tensões principais, sendo o coeficiente uma constante material.

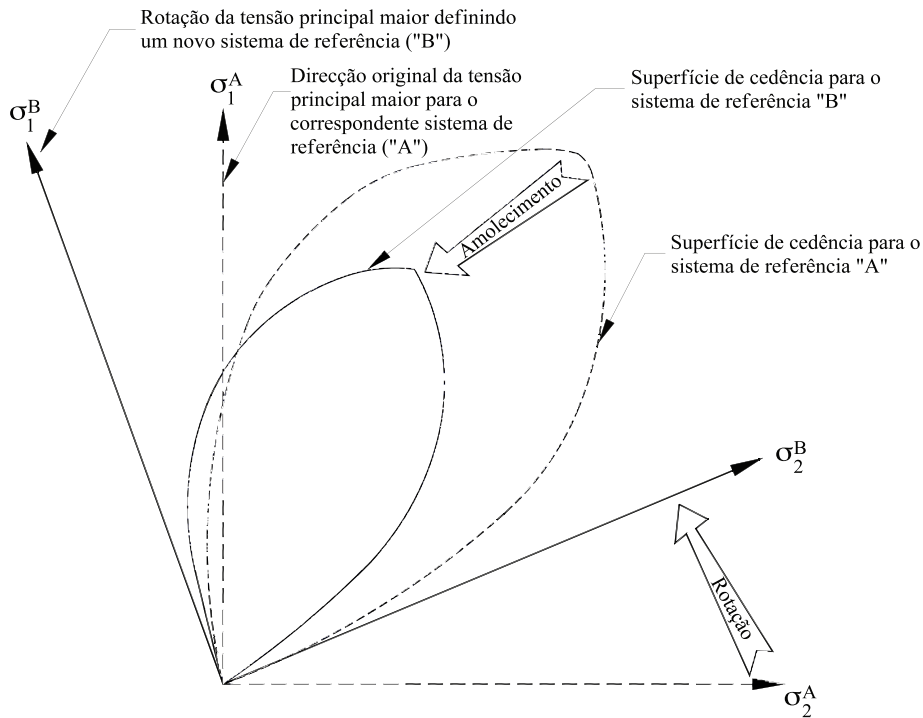


Fig. 15 – Amolecimento da superfície elástica induzido pela rotação das tensões principais (modelo *NorSand*, Jefferies e Shuttle, 2011).

Modelos como o *NorSand* são propícios a tornarem-se populares por serem simples e baseados num número reduzido de parâmetros (Jefferies e Shuttle, 2011). Neste caso específico existem 8 parâmetros adimensionais: três (M_c , Γ , λ) que definem o Estado Crítico; dois associados ao endurecimento plástico, um, χ , determinando a influência do parâmetro de estado na dilatância máxima e outro, H , que é o módulo de endurecimento plástico; dois que definem as propriedades elásticas, I_r (G_0/q_u) e ν . A última propriedade, uma característica única deste modelo, é o parâmetro Z , que é o coeficiente que descreve o amolecimento da superfície elástica causado pela rotação das tensões principais. Os autores salientaram ainda o facto de, ao invés do modelo *CamClay* onde a LNC e a LEC são paralelas, tornando o parâmetro λ uma medida geral de compressibilidade, ao dissociar a LNC da LEC, λ deixa de estar relacionado com a compressibilidade do solo, passando esta a ser representada pelo módulo de endurecimento. Estes são, contudo, relacionados de uma forma bastante simples:

$$H = \alpha \left(\frac{1+e}{\lambda - \kappa} \right) \quad (12)$$

onde a proporcionalidade, expressa pelo fator α , depende do parâmetro de estado e da fábrica do solo (Jefferies e Shuttle, 2005), facilmente desenvolvida numericamente.

Os ensaios laboratoriais necessários para obter estas propriedades materiais são ensaios bastante comuns, como os ensaios triaxiais drenados, com *bender elements* para medir as propriedades elásticas, e com instrumentação local para medir com precisão a variação de volume, e consequentemente os parâmetros do estado crítico, da dilatância, e os pontos de cedência para uma boa avaliação do endurecimento, já que o amolecimento está associado aos ensaios não drenados com aparelhos de corte cíclico simples e sendo calibrado com dilatância (Jefferies e Shuttle, 2011). Sendo o *CRR* dependente simultaneamente das propriedades do solo e do parâmetro de estado, é por seu turno fortemente influenciado pela capacidade de avaliar com precisão o estado *in situ*. Assim, sendo as areias e os siltes solos de interesse na problemática da liquefação, de difícil amostragem, os melhores ensaios *in situ* deviam ser utilizados para determinar ψ . Aqui o ensaio com o piezocone (*CPTu*) é preferido já que se encontra bem calibrado, tal como foi enunciado por diversos trabalhos recentes (Shuttle e Cunning, 2007; Robertson, 2009, 2010), enquanto as medições sísmicas permitem a determinação da rigidez do solo (I_s). Torna-se óbvio que o ensaio *CPT* (com as suas duas vertentes de evolução, o *CPTu* e o *SCPTu*) apresenta características especiais: elevada precisão, multi-paramétrico, não muito dispendioso e, em acréscimo, a possibilidade de envolver um cone sísmico.

9 – NATUREZA DA MOBILIDADE CÍCLICA

A natureza da mobilidade cíclica encontra-se ilustrada pela Figura 16, correspondente a um resultado de ensaios de corte simples cíclico realizado na areia do rio *Fraser* (Jefferies e Shuttle, 2011), conjuntamente com modelações numéricas realizadas através do modelo *NorSand*. A amostra é densa (compacta) relativamente à LEC, o que implica que inicialmente se desenvolve dilatância positiva até à rotura, passando posteriormente o comportamento a ser dominado pelo amolecimento da superfície de plastificação, decorrendo compressão volumétrica significativa, devido à rotação das tensões principais (nos termos esquematizados na Figura 15). A dilatância necessária para manter a estabilidade depende da ação (*CSR*), o que implica um balanço entre aquela e o amolecimento, nunca dissociado da rigidez distorcional.

Se o solo se situa no lado seco da LEC, com valores negativos de ψ , para muito baixos valores de *CSR*, onde o pico da tensão de corte é menor do que a resistência no estado crítico de um mesmo solo solto, o comportamento é manifestamente elástico. Contudo, se a mobilidade cíclica ocorre geralmente apenas nos solos com estados do lado seco da LEC, o primeiro passo é determinar se o solo em causa tem um parâmetro de estado negativo. É de interesse salientar que esta verificação pode ser bem fundamentada se se recorrer a ensaios com cone-penetrómetro estático, complementados com medição de ondas sísmicas de corte (*CPT+V_s*). Estas determinações são particularmente interessantes pois além de terem um bom desempenho nos solos mais suscetíveis à liquefação, desde siltes típicos (como os das barragens de rejeito) às areias siltosas do Holocénico ou areias limpas dos aterros hidráulicos, como é o caso das barragens de rejeitos (Jefferies e Shuttle, 2011), têm a vantagem de associar parâmetros de rigidez inicial, G_0 (função do V_s) tão sensíveis ao efeito de sobreconsolidação, “idade geológica” (*ageing*) ou cimentações naturais ou antrópicas, e de resistência, q_c , este último mais sensível ao índice de compactidade ou densidade relativa (Robertson e Wride, 1998; Moss *et al.*, 2006 a,b; Robertson, 2009, 2010; Leon *et al.*, 2006; Schneider e Moss, 2011).

A liquefação cíclica é um problema de instabilidade que é associado inequivocamente à força – ação e sua relação com a resistência última. No entanto, é a deformação que comanda o fenómeno, tal como é claro pelo comportamento ilustrado na Figura 16. O solo amolece à medida que o carregamento cíclico tem maior amplitude capaz de gerar trabalho plástico suficiente para o conduzir ao colapso (a deformação depende da amplitude da força e da duração do ciclo).

As grandes deformações sísmicas são consequentemente associadas ao amolecimento cíclico, mas o potencial de disparo (de espoletar) do fenómeno de liquefação pode ser dissociado da mobi-

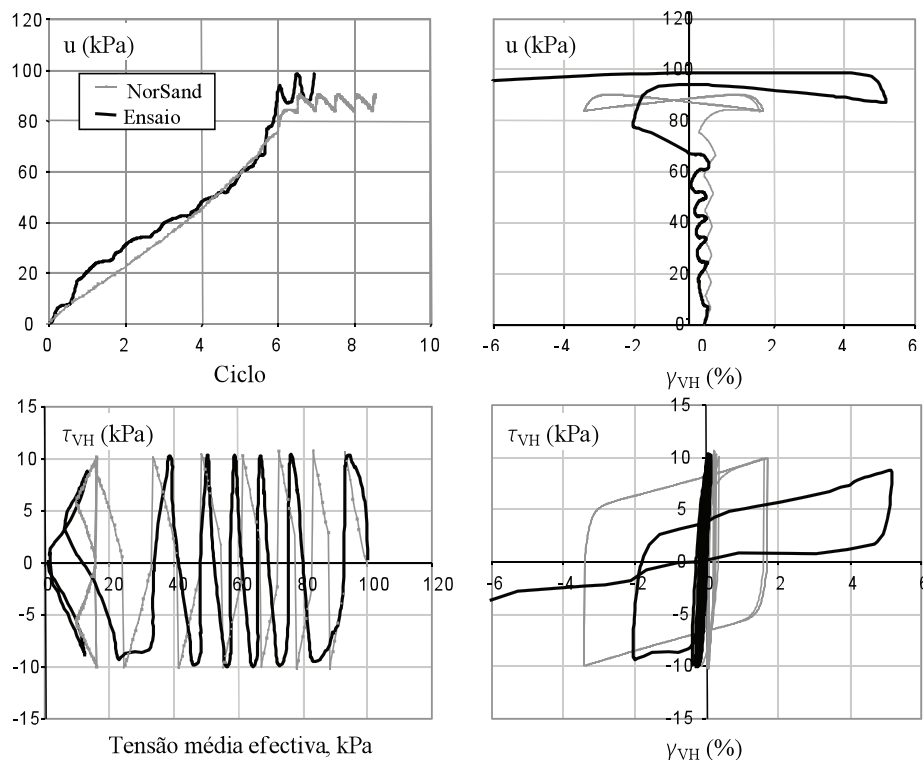


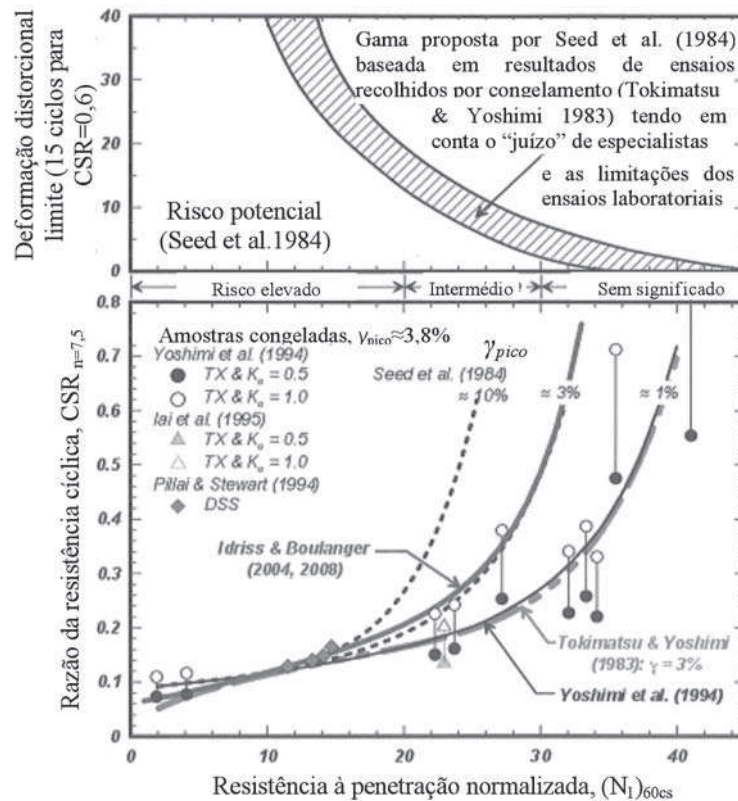
Fig. 16 – Ensaio de corte simples cíclico na areia do rio Fraser (Jefferies e Shuttle, 2011).

lidade cíclica. Bray e Sancio (2006) observaram que isso é especialmente evidente quando se passa de solos com reduzida plasticidade (índice de plasticidade $I_p < 12\%$) e teor em água bem inferior ao limite de liquidez ($w < 85\%w_L$) para solos mais plásticos ($12 < I_p < 18\%$ e $w > 0,8w_L$). Boulanger e Idriss (2006) recomendaram que argilas e siltes com $I_p > 7\%$ deveriam ser avaliadas recorrendo a procedimentos de amolecimento cíclico, enquanto siltes e argilas com I_p inferiores deveriam ser considerados como materiais com comportamentos equivalentes às areias. Para estes autores, tal como salientado por Boulanger e Idriss (2006, 2008), a distinção dos termos da análise diferenciada deveria ser sempre considerada, para decisão substanciada sobre a necessidade ou não do recurso a ensaios laboratoriais complementares. Estes deveriam ser realizados caso houvesse alguma dúvida sobre se as condições de carregamento cíclico se aproximariam ou excederiam a resistência a este fenómeno dos solos.

Bray e Sancio (2008) corroboraram esta ideia afirmando que ensaios *in situ*, ensaios em laboratório e amostragem podem ser usados fidedignamente para avaliar a suscetibilidade à liquefação, a resistência e a resposta de solos finos. A utilização dos ensaios *SPT*, *CPT* e sísmicos (para determinação de V_s , e, consequentemente, de G_0) nos ábacos de liquefação para os solos finos pode parecer conservativa. No entanto, esta subavaliação do seu potencial pode estar associada a uma incorreta interpretação, já que se pode estar a confundir diferentes tipos de instabilidade. Com todos os cuidados necessários na amostragem e/ou na preparação das amostras, assim como na consideração da forma como o equipamento pode reproduzir as ações reais, os resultados podem ser antecipados, através da sua modelação, quer no caso de rotura total, quer no caso de deformação por amolecimento.

É interessante observar que as discussões mais vivas no presente entre distintos grupos de investigação nesta área sobre este assunto, têm base no próprio conceito de rotura por liquefação:

para uns, esta é fundamentalmente associada ao conceito de geração de excessos de pressões neutras que anulam os estados de tensões efetivas, enquanto que, para outros, os limites da liquefação estão associados a níveis específicos de deformação, ambos para um número pré-definido de ciclos e para determinadas ações (CSR) e magnitudes sísmicas (M). A Figura 17 mostra os limites de deformação por corte tal como foram definidos por Seed *et al.* (1984), conjuntamente com outras propostas, evidenciando uma vez mais a importância de associar a instabilidade a um nível específico de compressibilidade.



NOTA: o valor do N_{SPT} é normalizado em relação ao estado de tensão efetiva e à percentagem de finos.

Fig. 17 – Correlações do disparo da liquefação de amostras intactas: Idriss e Boulanger (2004, 2008), Seed *et al.* (1984), Tokimatsu e Yoshimi (1983) e Yoshimi *et al.* (1994) – adapt. de Boulanger e Idriss (2011).

10 – A IMPORTÂNCIA DA RESSATURAÇÃO NA AVALIAÇÃO DO RISCO DE LIQUEFAÇÃO

Deve-se salientar a importância da necessidade de garantir uma saturação completa dos protótipos dos solos a caracterizar em laboratório em termos de mobilidade cíclica e/ou da liquefação. Este problema de subestimar o risco, por falta da completa saturação, foi salientado por diversos autores. Sherif *et al.* (1977), Chaney (1978) e Yoshimi *et al.* (1989) revelaram que as interpretações, à luz dos registos históricos, de resultados dos ensaios laboratoriais na avaliação da resistência à liquefação das areias, dependem fortemente do grau de saturação conseguido nas amostras ensaiadas, usualmente verificada pelo parâmetro de pressões neutras, B , de Skempton (1954), mas que nem sempre reflete suficiente garantia da mesma. Vários trabalhos comprovaram que, para um

valor específico de CSR , o número de ciclos necessário para desencadear a liquefação cresce muito com a diminuição do valor de B (Yang e Sato, 1998, 2001; Ishihara *et al.*, 2001; Yang, 2002; Vieira Faria *et al.*, 2006).

A utilização do valor de B para avaliar o grau de saturação *in situ* é por vezes difícil, e muito influenciado por erros. Contudo, reconhece-se que a velocidade das ondas de compressão (velocidade das ondas P), V_p , medidas em profundidade em campo revela de forma clara a presença do nível freático e, assim mesmo, da linha de saturação. A eficiência do recurso a V_p na identificação das zonas parcialmente saturadas foi demonstrada através da realização de um conjunto de ensaios sísmicos entre furos em maciços sedimentares (Yang e Sato, 2001) e numa zona constituída por solos residuais do granito altamente heterogêneos, através do recurso a técnicas geofísicas (Viana da Fonseca *et al.*, 2006).

Existem propostas que tentam indexar a resistência à liquefação de uma areia específica e o seu V_p de forma a permitir uma interpretação mais significativa. Como exemplo, Yang (2002) propôs uma função empírica entre a resistência à liquefação e o valor de B baseado em dados de ensaios cíclicos. Existe uma relação teórica entre o valor de B e de V_p , tal como a baseada na teoria de Biot para solos não saturados, considerando a diminuição do módulo de compressibilidade à medida que aumentam as bolhas de ar (Kokusho, 2000). Este autor apresenta ábacos úteis que correlacionam o valor de B com V_p ou com o valor deduzido do coeficiente de Poisson, ν . Yang (2002) apresenta alguns destes ábacos, nomeadamente para a areia Toyoura (Figura 18).

Uma vez que os valores de V_p demonstram uma variação claramente elevada quando o valor de B varia entre 1,0 e 0,8, evidencia-se que este parâmetro é um bom índice para bem distinguir a “quasi-” da plena saturação. Assim para velocidades de cerca de 90% da V_p da água, deve ser esperado um valor de B superior ou igual a 0,95.

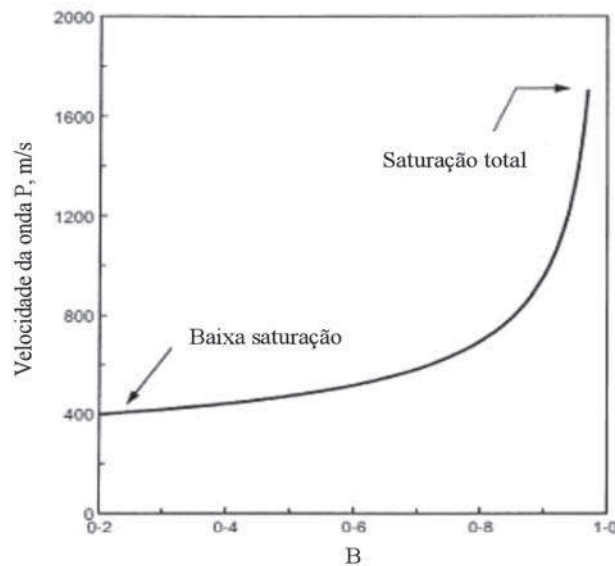


Fig. 18 – Relação entre V_p e B : areia de Toyoura com $I_D = 60\%$ (Yang, 2002).

11 – A INFLUÊNCIA DA GRANULOMETRIA DO SOLO E DA QUEBRA DE PARTÍCULAS

Tal como foi discutido previamente, existe um trabalho considerável no estudo do efeito da granulometria do solo no comportamento mecânico dos solos, particularmente em condições não drenadas, e, especialmente, na vertente dos eventos associados a risco de liquefação. Várias tentativas têm vindo a ser feitas para integrar a variabilidade de fatores de comportamento através da definição de um esqueleto sólido de granulometria diversificada ou de índices de vazios intergranulares, e_{sk} (Mitchell, 1976; Chu e Leong, 2002):

$$e_{sk} = \frac{e + (CF/100)}{1 - (CF/100)} \quad (13)$$

Na sua forma mais simples, os finos têm vindo a ser tratados como materiais inertes que não afetam o arranjo ou comportamento da fração mais grossa, tal como na equação (13), uma aproximação que apenas pode ser realmente adotada abaixo de um teor em finos de transição, já que para um conteúdo superior os finos passam a desempenhar um papel mais ativo nas interações entre partículas.

Thevanayagam e Mohan (2000) utilizaram esta aproximação de forma a normalizar a LEC no espaço $e:lnp'$, para que as várias misturas com diferentes conteúdos em finos, para tensões elevadas pudessem definir apenas uma linha. Contudo, os dados divergiram para baixas tensões de confinamento (Figura 19).

Thevanayagam *et al.* (2002) tentaram definir um índice de vazios equivalente no qual o papel desempenhado pelos finos varia com a sua natureza e plasticidade através de um parâmetro (b):

$$e_{sk,eq} = \frac{e + (1-b)(CF/100)}{1 - (1-b)(CF/100)} \quad (14)$$

O efeito da graduação de um solo tem-se apresentado recentemente como relevante para estudos de sensibilidade à liquefação, devido ao efeito da quebra de partículas nas areias. Coop *et al.* (2004) investigaram o efeito do corte para deformações elevadas em areia carbonatada utilizando um equipamento de corte direto anelar (*Ring Shear Tests*). Concluíram que a quebra de partículas não se limitava a deformações típicas de ensaios triaxiais mas continuava até valores muito mais altos (Figura 20), sendo que a deformação volumétrica apenas estabilizaria quando esta quebra parasse, não afetando no entanto o ângulo de atrito a volume constante.

Aqui a quebra de partículas é quantificada como quebra relativa, tal como definido por Hardin (1985), sendo definida por translação da curva granulométrica. A distribuição granulométrica final é do tipo fractal para níveis de tensão ainda mais elevados, tal como McDowell e Bolton (1998) observaram em compressão isotrópica, sendo que, no entanto, o momento final de quebra não era constante, mas variava com o nível de tensão. Coop *et al.* (2004) salientaram que o efeito desta quebra de partículas na variação de volume para elevadas tensões de confinamento era reduzido e que uma abordagem à luz da Teoria dos Estados Críticos (TEC) seria suficientemente adequada para a maior parte das aplicações. Contudo, onde existem elevadas deformações concentradas, como ao longo do fuste de uma estaca cravada, este comportamento de quebra gradual domina e condiciona fortemente o comportamento. Tal pode contribuir significativamente para a fadiga em deslizamento por fricção observada ao longo das estacas embutidas em areias.

Perante o efeito que a mudança da distribuição granulométrica induz na LEC, Muir Wood (2008) propôs que, se o efeito de quebra continuasse, a LEC não se manteria estacionária mas mover-se-ia para baixo no plano $e:lnp'$ (Figura 21).

Muir Wood definiu um novo parâmetro para quantificar a quebra de partículas, o índice de estado da granulometria, I_g , que varia de 0 caso não exista quebra de partículas, até 1 para o esma-

gamento completo das partículas, como o observado no ensaio do corte direto anelar (*Ring Shear*). Existe portanto uma família de linhas de estados críticos (LEC) para cada I_g e a única LEC observada por muitos (Coop e Lee, 1993) é simplesmente o lugar geométrico final de uma família de linhas que evoluem com um crescente grau de quebra de partículas à medida que o nível de tensão aumenta. O suporte desta ideia assenta nas observações em microscopia eletrônica de partículas de areia que evoluíram granulometricamente. Assim, Cheng *et al.* (2005) provaram que ao carregar uma amostra até elevadas tensões de confinamento obtém-se quebra de partículas e que, ao descarregar-se, a LEC mover-se-á para cima no plano $e:lnp'$.

A observação deste fenómeno conduziu a ulteriores investigações sobre os efeitos da quebra de partículas na localização da LEC por Bandini e Coop (2011) utilizando a mesma areia carbonatada de *Dog's Bay* testada por Coop (1990) e por Coop *et al.* (2004). As amostras foram submetidas

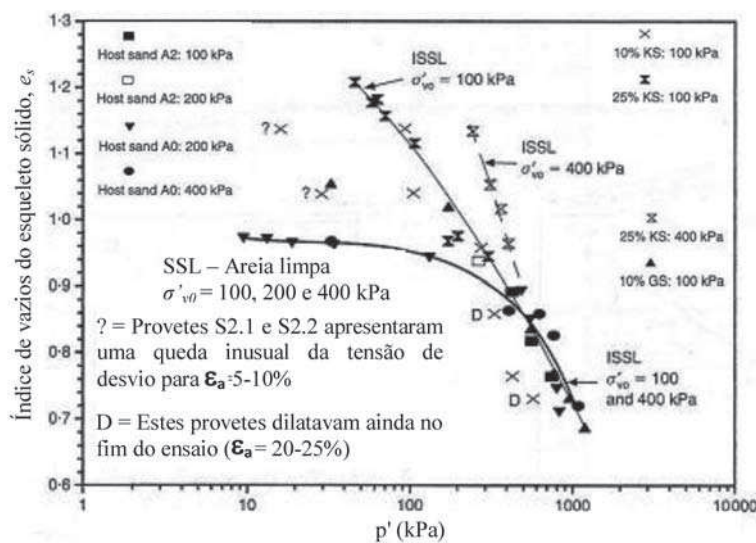


Fig. 19 – Índice de vazios do esqueleto sólido para a definição de uma única LEC para solos mistos (Thevanayagam e Mohan, 2000).

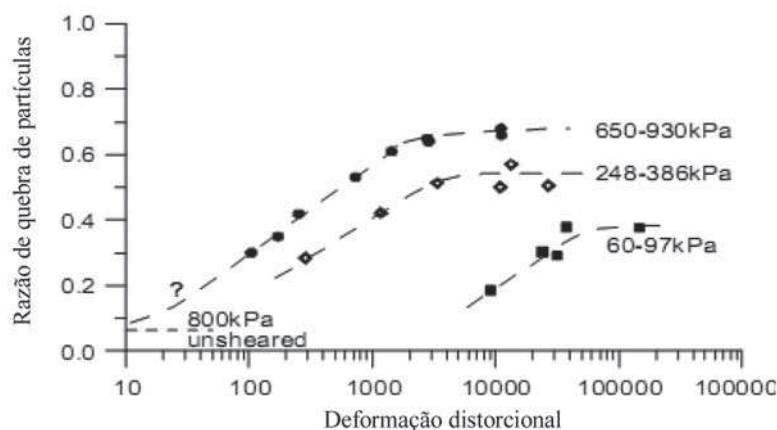


Fig. 20 –Desenvolvimento da quebra de partículas para a areia carbonatada obtido para os ensaios num anel de corte (modificado de Coop *et al.*, 2004).

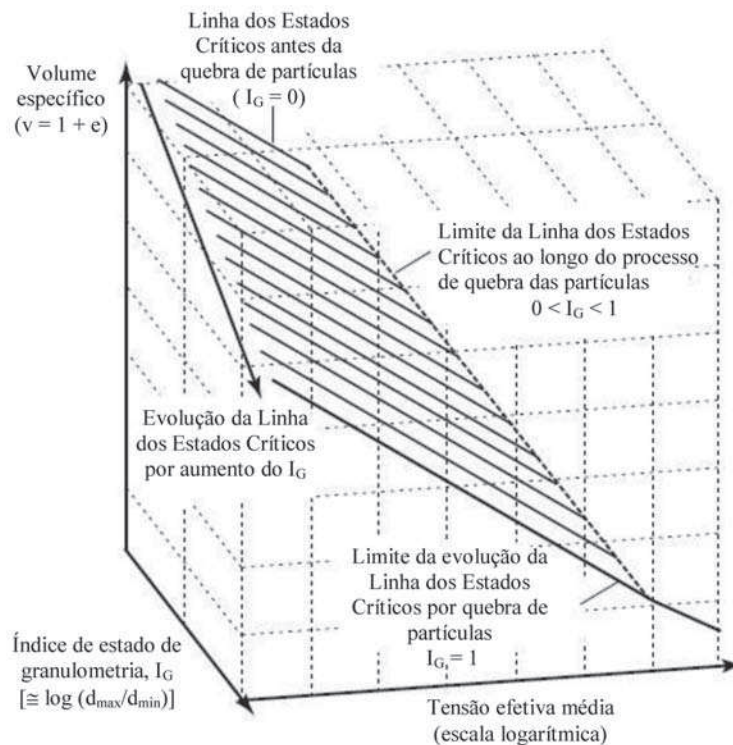


Fig. 21 –Evolução da LEC com o índice de estado da granulometria, I_G (adaptado de Muir Wood, 2008).

a elevados níveis de tensão e submetidas ao corte de forma a criar alguma quebra das partículas. Estas foram posteriormente descarregadas a níveis de tensão mais reduzidos e submetidas novamente ao corte de forma a perceber se os finos criados tinham alguma influência na localização da LEC. Na Figura 22, três LEC distintas foram identificadas devidas à quebra de partículas. No entanto, o movimento da LEC é aparentemente reduzido para quebras significativas de partículas, pelo que Bandini e Coop (2011) salientaram que um modelo convencional do Estado Crítico com uma LEC estacionária seria adequado para a maioria das aplicações, já que o mais importante é a graduação inicial do solo e não a graduação corrente. Foi igualmente descoberto que apenas se o solo fosse reconstituído é que a LEC sofreria uma mudança substancial após a quebra. Isto ocorre devido ao facto da fábrica ser relativamente robusta em solos naturais, não se notando a influência das partículas mais finas geradas no carregamento simples ou na descarga. Apenas em formas muito agressivas como o corte através do recurso a anéis de corte direto é que seria provocado um efeito de mudança na granulometria capaz de alterar o comportamento do solo. Tal como Nougier-Lehon *et al.* (2005), Bandini e Coop (2011) observaram, através da análise microscópica, que um volume e um estado de tensão aparentemente constantes podem ser atingidos muito antes da fábrica ter atingido um estado constante, que é independente da fábrica inicial. Muitas das recentes investigações sobre o efeito da mudança da granulometria do solo revelam um aspeto chave comportamental que é o facto de a mesma ser capaz de alterar o comportamento convencional de uma areia com uma única LNC e LEC para um modo transicional onde coexistem um número infinito dessas linhas, sensivelmente paralelas. Um exemplo é demonstrado na Figura 23, de Altuhafi *et al.* (2011). Os autores conduziram uma série de ensaios de compressão num tilito (rocha sedimentar de origem glaciária) até atingir um nível de tensão de corte bastante elevado, tendo-se observado quebra das partículas, alterando a sua granulometria, tal como observado por Coop *et al.* (2004) com recurso ao corte direto anelar.

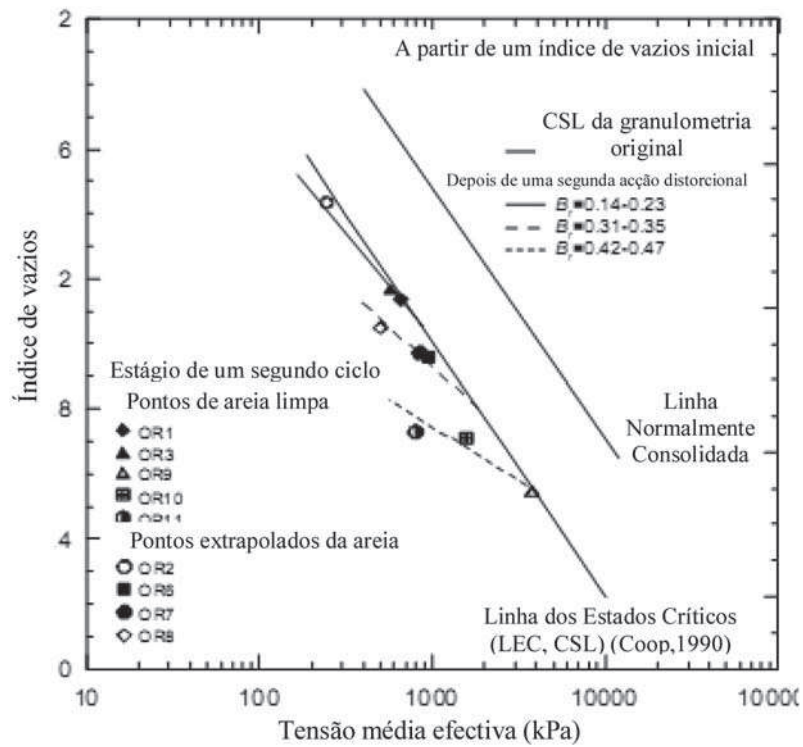


Fig. 22 – LEC (CSL) para o segundo estágio de corte (Bandini e Coop, 2011).

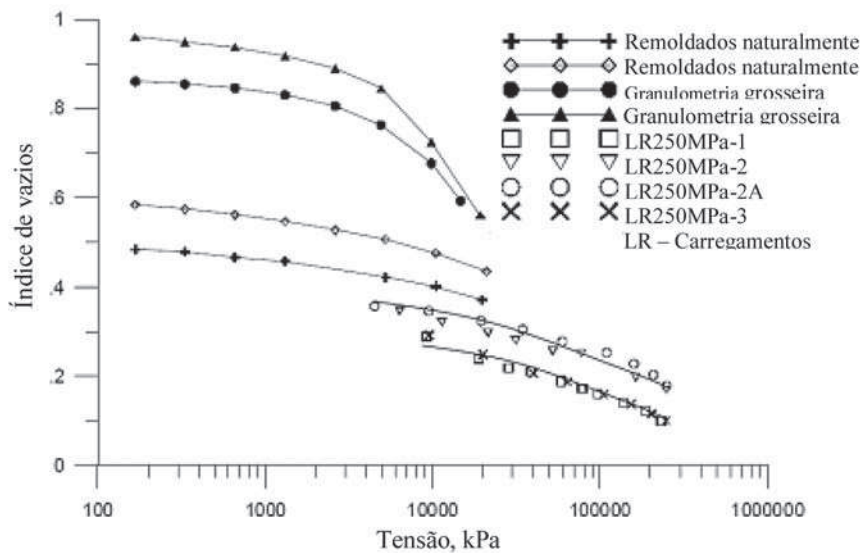


Fig. 23 – Evolução da granulometria em ensaios de compressão em tilitos (Altuhafi *et al.*, 2011).

Na sua distribuição granulométrica natural, as amostras mais ou menos compactas não convergem para uma única LEC para elevadas tensões de confinamento, tal como aconteceria em areias, permanecendo no entanto paralelas. A compressão não foi igualmente acompanhada por uma medição da quebra. Adicionalmente, se o solo fosse reconstituído à sua granulometria original, através da remoção das partículas mais finas repondo a distribuição mais grosseira e uniforme, então observar-se-ia um comportamento convencional de uma areia com uma trajetória de tensões convergente e uma grande quebra de partículas.

Esta evolução do comportamento compressivo das areias em que o comportamento é dominado pela quebra de partículas quando estas apresentam uma graduação uniforme para um modo “transicional” (termo adotado por Coop *et al.*, 2004), não ocorrendo quebra de partículas quando estas são muito bem graduadas foi confirmado por Altuhafi e Coop (2011) para areias com 3 diferentes tipos de mineralogias. O comportamento transicional tem vindo a ser detetado para uma amplitude de solos com graduação intermédia ou uma mineralogia mista (Martins *et al.*, 2002; Nocilla *et al.*, 2006; Ferreira e Bica, 2006) e é claro que o Estado Crítico é igualmente dependente do volume inicial e da compressibilidade do solo. É necessário portanto depreender qual é o efeito da fábrica dominante, já que a diferença na capacidade de sustentar diferentes índices de vazios para uma mesma tensão de confinamento subsiste unicamente na sua fábrica.

12 – CONCLUSÕES

O uso de ferramentas baseadas em Estados Críticos em solos arenosos, com diferentes conteúdos em finos e diversas origens e mineralogias, foi discutido como solução para distintas aplicações de engenharia à luz da influência no comportamento observado: (i) da micromecânica das partículas e dos seus contactos; (ii) da quebra contínua de partículas; e, (iii) da evolução granulométrica quando os solos são carregados; reconhecendo que o comportamento do solo depende não somente da compacidade ou do nível de tensão de repouso, mas da combinação dos dois fatores (acrescido de efeitos de fábrica e de micro-estrutura). Estas interdependências são aqui discutidas em detalhe para carregamentos estáticos ou monotónicos, enfocando a clarificação de diferentes vertentes: a verdadeira liquefação que se manifesta claramente por equalização das tensões neutras e totais, com o desenvolvimento de colapsos bruscos; os comportamentos de transição com grandes deformações consequência de endurecimentos seguidos de progressivos amolecimentos; e, nenhum fenómeno de cariz do tipo liquefiável. Em relação à avaliação da liquefação em carregamentos cíclicos, o artigo discute como é que um modelo baseado em estados críticos permite explicar, com ferramentas de mecânica aplicada, onde se encontra a fronteira entre o desenvolvimento ou não de liquefação.

Explicando porque é que uma compacidade particular desenvolve um determinado comportamento, distinguindo-se na descrição dos solos o que são as suas características intrínsecas, que são invariantes com a compacidade (por exemplo, o ângulo de atrito do estado crítico) e as que medem o seu estado (por exemplo, o índice de vazios circunstancial ou o índice de compacidade), a ferramenta de avaliação do risco de ocorrência do fenómeno de liquefação permite a generalização para outras condições não contempladas nos ábacos correntes de risco e para outras abordagens deste fenómeno.

13 – AGRADECIMENTOS

Este artigo foi atualizado a partir de uma adaptação de um texto elaborado em conjunto com o Prof. Mathew R. Coop, *City Univ. of Hong Kong* (antes no *Imperial College* da Univ. de Londres), parte integrante da Keynote Lecture ao 5th *Int. Symp. on “Deformation Characteristics of Geoma-*

terials”, IS-Seoul 2011 (Viana da Fonseca *et al.*, 2011). O autor agradece também à doutoranda do ProDEC da FEUP, Marisa Soares, pela ajuda na edição desta versão em Português.

Este trabalho enquadra-se nos trabalhos do CEC, centro de investigação da FCT na FEUP, e foi financiado parcialmente pelo projeto PTDC/ECM/103220/2008, enquadrado no QREN da Comissão Europeia (UE/FEDER), através do Quadro Operacional para Fatores Competitivos – COMPETE.

14 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Airey, D.W. (1993). *Triaxial testing of a naturally cemented carbonate soil*. J. Geotech. Engng. Div., ASCE, 119 (9): 1379-1398.
- Altuhafi, F.; Coop, M.R. (2011). *Changes to particle characteristics associated with the compression of sands*. Géotechnique, 61(6): 459-471.
- Altuhafi, F.; Baudet, B.A; Sammonds, P. (2011). *On the particle size distribution of a basaltic till*. Soils and Foundations, 51 (1): 113-121.
- Andrus, R.D.; Stokoe, K.H., II. (2000). *Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity*. J. Geotech. & Geoenviron. Engng. ASCE, 126 (11): 1015-1025.
- Arthur, J.R.F.; Bekenstein, S.; Germaine, J.T.; Ladd, C.C. (1981). *Stress path tests with controlled rotation of principal stress directions*. Laboratory Shear Strength of Soil, ASTM STP 740. R.N. Yong, F.C. Townsend (Eds.), ASTM, 516-540.
- Bandini, V.; Coop, M.R. (2011). *The influence of particle breakage on the location of the critical state line of sands*. Soils and Foundations. 51 (4): 591-600.
- Baxter, C.D.P.; Bradshaw, A.S.; Green, R.A.; Wang, J.H. (2008). *Correlation between cyclic resistance and shear-wave velocity for Providence silts*. J. Geotech. & Geoenviron. Engng. ASCE, 134 (1): 37-46.
- Bedin, J. (2010). *Study of the geomechanical behaviour of mining wastes*. PhD Thesis in Civil Engineering, Federal University of Rio Grande do Sul (in Portuguese).
- Bedin, J.; Schnaid, F.; Viana da Fonseca, A.; Costa-Filho, L. de M. (2011). *Gold tailings liquefaction under critical state soil mechanics*. Géotechnique, 62 (3): 263-267.
- Been, K.; Jefferies, M.G. (1985). *A state parameter for sands*. Géotechnique, 35 (2): 99-112.
- Been, K.; Jefferies, M.G. (1986). *A state parameter for sands: reply to discussion*. Géotechnique, 36 (1): 123-132.
- Been, K.; Crooks, J.H.A.; Becker, D.E.; Jefferies, M.G. (1986). *The cone penetration test in sands: Part I, state parameter interpretation*. Géotechnique, 36 (2): 239-249.
- Been, K.; Jefferies, M.G.; Hachey J. (1991). *The critical state of sands*. Géotechnique, 41 (3): 365-381.
- Bishop, A.W. (1971). *Shear strength parameters for undisturbed and remoulded soil specimens*. Stress-strain Behaviour of Soils: Proc. Roscoe Memorial Symposium, Cambridge (ed. R.H.G. Parry). Foulis, 3-58.
- Bishop, A.W. (1973). *The stability of tips and spoil heaps*. Quarterly Journal of Engineering Geology, 6, 335-376.

- Boulanger, R.W.; Idriss, I. M. (2006). *Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays*. J. Geotech. & Geoenviron. Eng., ASCE, 132 (11): 1413-1426.
- Boulanger, R.W.; Idriss, I. M. (2008). *Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays (Closure to discussion)*. J. Geotech. & Geoenviron. Eng., ASCE, 134 (7): 1027-1028.
- Boulanger, R.W.; Idriss, I. M. (2011). *Cyclic failure and liquefaction*. Keynote lecture. Proc. Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Santiago do Chile. Vol. of KNL, 137-159.
- Bray, J.D.; Sancio, R.B. (2006). *Assessment of liquefaction susceptibility of fine-grained soils*. J. Geotech. & Geoenviron. Eng., ASCE 132 (9): 1165-1177.
- Bray, J.D.; Sancio, R.B. (2008). *Closure to Assessment of liquefaction susceptibility of fine-grained soils*. J. Geotech. & Geoenviron. Eng., ASCE, 134 (7): 1031-1034.
- Carrera, A.; Coop, M.R.; Lancellotta, R. (2011). *Influence of grading on the mechanical behaviour of Stava tailings*. Géotechnique, 61 (11): 935-946.
- Chandler, R.J; Tosatti, G. (1995). *The Stava tailings dams failure, Italy, July 1985*. Proc. Inst. Civ. Engrs., Geotech. Engng. 113, 67-79.
- Chaney, R. (1978). *Saturation effects on the cyclic strength of sand*. Proc. ASCE special conference on earthquake engineering and soil dynamics, 342-359.
- Chang, N.; Heymann, G.; Clayton, C.R.I., (2011). *The effect of fabric on the behaviour of gold tailings*. Géotechnique, 61 (3): 187-197.
- Cheng, Y.P.; Nakata, Y.; Bolton, M.D. (2005). *Grain crushing and critical states observed in DEM simulations*. Powders and Grains, Taylor & Francis, London, 2: 1393-1397.
- Chu, J.; Leong, W.K. (2002). *Effect of fines on instability behaviour of loose sands*. Géotechnique, 52 (10): 751-755.
- Coop, M.R. (1990). *The mechanics of uncemented carbonate sands*. Géotechnique, 40 (4): 607-626.
- Coop, M.R.; Lee, I.K. (1993). *The behaviour of granular soils at elevated stresses*. Predictive Soil Mechanics, Thomas Telford, London, 186-198.
- Coop, M.R.; Wilson, S.M. (2003). *On the behaviour of hydrocarbon reservoir sands and sandstones*. J. Geotech. Engng. ASCE, 129 (11): 1010-1019.
- Coop, M.R.; Klotz, E.U; Clinton, L. (2005). *The influence of the in situ state of sands on the load-deflection behaviour of driven piles*. Géotechnique, 55 (10): 721-730.
- Coop, M.R.; Sorensen, K.K.; Bodas Freitas, T.; Georgoutsos, G. (2004). *Particle breakage during shearing of a carbonate sand*. Géotechnique, 54 (3): 157-163.
- Cresswell, A.; Powrie, W. (2004). *Triaxial tests on an unbonded locked sand*. Géotechnique, 54 (2): 107-115.
- Cuccovillo, T.; Coop, M.R. (1999). *On the mechanics of structured sands*. Géotechnique, 49 (6): 741-760.
- Ferreira, P.M.V.; Bica, A.V.D. (2006). *Problems on the identification of structure in a soil with a transitional behaviour*. Géotechnique, 56 (7): 445-454.
- Hardin, B.O. (1985). *Crushing of soil particles*. J. Geotech. Engng. ASCE, 111 (10): 1177-1192.

- Huang, A.-B.; Chang, W.-J. (2011). *Geotechnical and geophysical site characterization oriented to seismic analysis*. Keynote Lecture. Proc. Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Santiago do Chile. Vol. of KNL.
- Idriss, I.M.; Boulanger, R.W. (2004). *Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes*. Proceedings 11th Int. Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Berkeley, 32-56.
- Idriss, I.M.; Boulanger, R.W. (2008). *Soil Liquefaction during Earthquakes*. Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute. Oakland, CA.
- IPQ (2009). Eurocódigo 7: *Projeto geotécnico. Parte 1: Regras gerais*. Versão Portuguesa da Norma Europeia EN 1997-1:2004 + AC:2009. ratificadas pelo CEN em 2004-04-23 e 2009-02-18, Bruxelles: European Commission. Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
- Ishihara, K. (1993). *Liquefaction and flow failure during earthquakes*. Géotechnique, 43 (3): 351-415.
- Ishihara, K.; Tsuchiya, H.; Huang, Y.; Kamada, K. (2001). *Recent studies on liquefaction resistance of sand - effect of saturation*. Keynote Lecture, Proc. of the 4th Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California.
- Jang, D.-J.; Frost, J.D. (1998). *Sand structure differences resulting from specimen preparation procedures*. Proc. of the Specialty Conf. on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Seattle, Wash., ASCE, Vol. 1, 234-245.
- Jefferies, M. G. (1993). *Nor-Sand: A simple critical state model for sand*. Géotechnique, 43 (1): 91-103.
- Jefferies, M.G.; Shuttle, D.A. (2002). *Dilatancy in general Cambridge-type models*. Géotechnique, 52(9): 625-638.
- Jefferies, M.G.; Shuttle, D.A. (2005). *Norsand: features, calibration and use*. Proc. ASCE Geo-Institute Geo-Frontiers Conference, Austin, Texas, January 24-26, 2005. Geotech. Special Pub. No. 128, Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration, pp. 204-236, J.A. Yamamuro e V.N. Kaliakin (Eds.).
- Jefferies, M.G.; Shuttle, D.A. (2011). *Understanding liquefaction through applied mechanics*. Theme Lecture. Proc. Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Santiago do Chile. Special Vol. of KNL, 517-549.
- Jefferies, M.G.; Been, K. (2006). *Soil liquefaction: A critical state approach*. Taylor and Francis, Abingdon.
- Klotz, E.U.; Coop, M.R. (2001). *An investigation of the effect of soil state on the capacity of driven piles in sands*. Géotechnique, 51 (9): 733-751.
- Kokusho, T. (2000). *Correlation of pore-pressure B-value with P-wave velocity and Poisson's ratio for imperfectly saturated sand or gravel*. Soils and Foundations, 40 (4): 95-102.
- Konrad, J.M. (1998). *Sand state from cone penetrometer tests: a framework considering grain crushing stress*. Géotechnique, 48 (2): 201-215.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, Inc., Upper Saddle. 653 pp. New Jersey, USA.
- Lade P.V.; Yamamuro, J.A. (1997). *Effects of nonplastic fines on static liquefaction of sands*. Canadian Geotech. J., 34, 918-928.

- Lade P.V.; Pradel, D. (1990). *Instability and plastic flow of soils, I: Experimental observations*. J. Eng. Mech., ASCE, 116 (11): 2532-2550.
- Lade, P.V.; Yamamuro, J.A. (1996). *Undrained sand behaviour in axisymmetric tests at high pressures*. J. Geotech. & Geoenviron. Engng. ASCE. 122 (2): 120-129.
- Lade, P.V.; Yamamuro, J.A.; Liggio, C.D. (2009). *Effects of fines content on void ratio, compressibility, and static liquefaction of silty sand*. Geomechanics and Engineering, 1 (1): 1-15.
- Lagioia, R.; Nova, R. (1995). *An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression*. Géotechnique, 45 (4): 633-648.
- Leon, E.; Gassan, S.L.; Talwsani, P. (2006). *Accounting for soil aging when assessing liquefaction potential*. J. Geotech. & Geoenviron. Engng. ASCE, 132 (3): 363-377.
- Martins, F.; Bressani, L.A.; Coop, M.R.; Bica, V.D. (2002). *Some aspects of the compressibility behaviour of a clayey sand*. Canadian Geotech. J., 38 (6), 1177-1186.
- McDowell, G.R.; Bolton, M.D. (1998). *On the micro mechanics of crushable aggregates*. Géotechnique, 48 (5): 667-679.
- Mitchell, J.K. (1976). *Fundamentals of Soil Behaviour*. John Wiley & Sons, New York.
- Moss, R.E.S.; Seed, R.B.; Kayen, R.E. (2006a). *CPT based probabilistic and deterministic assessment of in situ seismic soil liquefaction potential*. J. Geotech. & Geoenviron. Engng. ASCE, 132 (8): 1032-1051.
- Moss, R.E.S.; Seed, R.B.; Olsen, R.S. (2006b). *Normalizing the CPT for overburden stress*. J. Geotech. & Geoenviron. Engng. ASCE, 132 (3): 378-387.
- Muir Wood, D. (2008). *Critical states and soil modelling*. In Deformational Characteristics of Geomaterials, Burns, Mayne & Santamarina (Eds.): IOS Press, 51-72.
- Nicholson, D.; Chapman, T; Morrison, P. (2002). *Pressuremeter proves its worth in London's Docklands*. Ground Engng., 35 (3): 32-34.
- Nocilla, A.; Coop, M.R; Colleselli, F. (2006). *The mechanics of an Italian silt; an example of 'transitional' behaviour*. Géotechnique 56 (4): 261-271.
- Nougier-Lehon, C.; Vincens, E.; Cambou, B (2005). *Structural changes in granular materials: the case of irregular polygonal particles*. Int. J. Solids & Structures 42 (24-25): 6356-6375.
- Pestana, J.M.; Whittle, A.J. (1995). *A compression model for cohesionless soils*. Géotechnique, 45 (4): 611-631.
- Qadimi, A; Coop, M.R. (2007). *The undrained cyclic behaviour of a carbonate sand*. Géotechnique, 57 (9), 739-750.
- Robertson, P.K. (2009). *CPT interpretation – a unified approach*. Canadian Geotech. J., 46 (11): 1337-1355.
- Robertson, P.K. (2010). *Estimating in-situ state parameter and friction angle in sandy soils from CPT*. Proc. of 2nd International Symposium on the CPT, TC102-16 ISSMGE, California, 2: 471-478.
- Robertson, P.K; Wride, C.E. (1998). *Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test*. Canadian Geotech. J., 35(3): 442-459.

- Schneider, J.A.; Moss, R.E.S. (2011). *Linking cyclic stress and cyclic strain based methods for assessment of cyclic liquefaction triggering in sands*. Géotechnique Letters, published online doi: 10.1680/geolett.11.00021.
- Seed, H. B.; Tokimatsu, K.; Harder L.F.Jr.; Chung, R. (1984). *The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations*. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. UCB/EER-84/15.
- Sherif, M.A.; Ishibashi, I; Tsuchiya, C. (1977). *Saturation effect on initial soil liquefaction*, J. Geotech. Engng. Div., ASCE, 103: 914-917.
- Shuttle, D.A.; Cuning, J. (2007). *Liquefaction potential of silts from CPTu*. Canadian Geotech. J., 44: 1-19.
- Skempton, A. W. (1954). *The pore-pressure coefficients A and B*. Géotechnique, 4 (4): 143-147.
- Sladen, J.A.; D'Hollander, R.D.; Krahn, J. (1985). *Back analysis of the Nerlerk berm liquefaction slides*. Canadian Geotech. J., 22: 579-588.
- Tatsuoka, F.; Ochi, K.; Fujii, S.; Okamoto, M. (1986). *Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods*. Soil and Foundations, 26 (3): 23-41.
- Thevanayagam, S.; Mohan, S. (2000). *Intergranular state variables and stress-strain behaviour of silty sands*. Géotechnique, 50 (1): 1-23.
- Thevanayagam, S.; Shemtham, T.; Mohan, S.; Liang, J. (2002). *Undrained fragility of clean sands, silty sands and sandy silts*. J. Geotech Geoenviron. Engrg., ASCE, 128 (10): 849-859.
- Tokimatsu, K.; Yoshimi, Y. (1983). *Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content*. Soils and Foundations, 23 (4): 56-74.
- Vaid, Y.P.; Sivathayalan, S. (1996). *Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests*. Canadian Geotech. J., 33: 281-89.
- Ventouras, K.; Coop, M.R. (2009). *On the behaviour of Thanet sand: an example of an uncemented natural sand*. Géotechnique, 59 (9): 727-738.
- Verdugo, R.; Ishihara, K. (1996). *The steady state of sandy soils*. Soils and Foundations, 36 (2): 81-91.
- Viana da Fonseca, A. (2012). *Modelo Unificado em Ensaio Penetrométricos à luz de Estados Críticos. Da Prática à Teoria ou da Teoria à Prática*. Conferência especial do V Geojovem, Simp. Brasileiro Jovens Geotécnicos, COBRAMSEG2012, 12º Cong. Bras. Mec. Solos e Eng. Geot., Porto de Galinhas, PE, Brasil; Vol. Único, pp. 50-69 & CD. ABMS, São Paulo.
- Viana da Fonseca, A.; Carvalho, J.; Ferreira, C.; Santos, J. A.; Almeida F.; Pereira, E.; Feliciano, J.; Grade, J.; Oliveira, A. (2006). *Characterization of a profile of residual soil from granite combining geological, geophysical and mechanical testing technique*. Geotech. and Geological Engineering, 24 (5): 1307- 1348.
- Viana da Fonseca, A.; Coop, M.T.; Fahey, M.; Consoli, N. (2011). *The interpretation of conventional and non-conventional laboratory tests for challenging geotechnical problems*. Keynote Lecture IS' Seoul, in 'Deformation Characteristics of Geomaterials', 1: 84-119. IOS Press, Amsterdam.
- Vieira Faria, N.; Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C. (2006). *Processo de saturación de ensayos triaxiales*. Geotecnia, 104: 31-42, SPG, Lisboa.
- Wood, F.M.; Yamamuro, J.A.; Lade, P.V. (1998). *Effect of depositional method on the undrained response of silty sand*. Canadian Geotech. J., 45 (11): 1525-1537.

- Wroth, C.P.; Bassett, R.H. (1965). *A stress-strain relationship for the shearing behaviour of a sand*. Géotechnique, 15 (1): 32-56.
- Yamamuro, J.A.; Covert, K.M. (2001). *Monotonic and cyclic liquefaction of very loose sands with high silt content*. J. Geotech. & Geoenviron. Engng. ASCE, 127 (4): 314-324.
- Yamamuro, J.A.; Lade, P.V. (1998). *Steady-state concepts and static liquefaction of silty sands*. J. Geotech. & Geoenviron. Engng. ASCE, 121 (9): 868-877.
- Yamamuro, J.A.; Wood, F.M.; Lade, P.V. (1998). *Effect of depositional method on the microstructure of silty sand*. Canadian Geotech. J., 45 (11): 1538-1555.
- Yang, J. (2002). *Non-uniqueness of flow liquefaction line for loose sand*. Géotechnique, 52 (10): 757-760.
- Yang, J.; Sato, T. (1998). *On the velocity and damping of elastic waves in nearly saturated soils*. Proc. 33rd Japan Nat. Conf. Geotech. Engng., 1157-1158.
- Yang, J.; Sato, T. (2001). *Analytical study of saturation effects on seismic vertical amplification of a soil layer*. Géotechnique, 51 (2): 161-165.
- Yang, J.; Sze, H.Y. (2011). *Cyclic behaviour and resistance of saturated sand under non-symmetrical loading conditions*. Géotechnique, 61 (1): 59-73.
- Yoshimi, Y.; Tanaka, K.; Tokimatsu, K. (1989). *Liquefaction resistance of a partially saturated sand*. Soils & Foundations, 29: 157-162.
- Yoshimi, Y.; Tokimatsu, K.; Ohara, J. (1994). *In situ liquefaction resistance of clean sands over a wide density range*. Géotechnique, 44 (3): 479-494.
- Yoshimine, M.; Ishihara, K.; Vargas, W. (1998). *Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand*. Soils and Foundations, 38 (3): 179-188.
- Youd, T.L.; Idriss, I.M.; Andrus, R.D. (2001). *Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils*. J. Geotech. & Geoenviron. Engng. ASCE, 127 (10): 817-833.
- Yu, H.S.; Schnaid, F.; Collins, I.F. (1996). *Analysis of cone pressuremeter tests in sands*. J. Geotech. & Geoenviron. Engng. ASCE, 122 (8): 623-632.