

Instabilizações de taludes, por infiltrações, drenagens, e equilíbrio força-deslocamento: erros históricos; correções.

Erika Sasaki Larocca

Victor F.B. de Mello & Associados S/C Ltda, São Paulo, SP, Brasil, mellogeo@terra.com.br

Ewerton de Barros Meireles

Victor F.B. de Mello & Associados S/C Ltda, São Paulo, SP, Brasil, rocksoil@ig.com.br

Raquel Quintanilha

Victor F.B. de Mello & Associados S/C Ltda, São Paulo, SP, Brasil, mellogeo@terra.com.br

Victor F.B. de Mello

Victor F.B. de Mello & Associados S/C Ltda, São Paulo, SP, Brasil, vfbmello@terra.com.br

Resumo: Refere-se aos complexos fatores de Azares e Riscos dominantes naturais erráticos, bem imprevisíveis, a favor das análises via Estatística-Probabilidades (EP) Gaussiana simples convidativa, para maximizar os fatores Atuantes e minimizar os Resistentes nos extremos da distribuição probabilística (P). Nas análises de instabilizações de taludes, demonstrou-se que uma hipótese simplificadora de Terzaghi, crismada por Taylor e tacitamente acatada por todos os métodos de análises (Bishop e demais mentores) gerou um “gene poluidor” prevalecente através dos 67 anos. Ressaltam-se: as diferenças entre cargas Moles e Duras; a relevância de diferenciar os fatores naturais Atmosféricos, Topográficos, e Subterrâneos; referente às infiltrações verticais, o franco desconhecimento das sucções como incremento à carga altimétrica; finalmente, o efeito de dilatações repetitivas indiretamente ilustrado por caso-tipo bem definido, levando às rupturas após longos períodos de rastejos aplicáveis a taludes de Fatores de Segurança (FS) baixos, segundo confirmado por ensaios “tensão-controlada” de 3,5 anos.

Abstract: One mentions the complex factors of Hazards and Risks of Nature’s erraticities, very unpredictable, imposing simple inviting Gaussian Statistical-Probabilistic analyses for maximizing Actuating factors, and minimizing Resisting ones, at the extremities of the probability distribution. In analyses of slope destabilizations one concludes that a simplifying assumption by Terzaghi ratified by Taylor and tacitly accepted in all the methods of analyses (Bishop and other mentors) generated a “polluting gene” persisting through 67 years. One stresses: differences between Soft and Hard loads; relevance in distinguishing Nature’s factors classified as atmospheric, topographical, and underground; regarding vertical infiltrations, the blatant ignorances on suctions as increments to the elevation head; finally, the effect of repetitive dilatations (indirectly illustrated by a case-type clearly defined) that lead to failures after long periods of creep of slopes of low Safety Factors, as confirmed by “stress-control” tests through 3.5 years .

1 INTRODUÇÃO

Os Desafios de Previsões vs. Comportamentos na geotecnia expuseram erros amplos, sistêmicos e erráticos. A respeito enfatizou-se (de Mello, 1977) que a engenharia civil-geotécnica não procura prever que comportamento exato se confirma, nem adquire experiência em tal meta: o profissional quer prever o que não permitir acontecer. Tal meta determinística, de minimizar Azares (PROBABILIDADE P) passou à busca de

RUPTURAS (RUPT), mas realmente atendendo a minimizar Riscos (composição das P dos azares com as P de danos causáveis). Exige-se acumular dados ESTATÍSTICOS (E) pré-ruptura para análises EP por via simples-convidativa da FUNÇÃO DE DISTRIBUIÇÃO PROBABILÍSTICA (PDF) Gaussiana, para abraçar maior número de casos, sempre diferenciados.

Face ao complexo e errático, Natural e de dados, do passado ou futuro, cabe afastar sofisticções como acadêmicas estereis. Falhas sobressaem, e

variantes da EP e PDF substituem-se melhor por maior amostra E. Concentra-se nos 25% extremos para fatores atuantes/resistentes em seqüência conjugada minimizar/maximizar no ousado superior, vs. maximizar/minimizar no temeroso inferior (ERRATA ref. De Mello et al 2004c). Nas soluções profissionais alcançadas conferir as “velocidades” e “acelerações” de efeitos gerados por variações dos fatores porque as condições críticas possíveis são postuladas, e a Projetista deve avaliar o ritmo com que ameacem afetar o ΔFS .

Decisões oscilam entre evitar excesso caro de segurança para o investidor, porém sem baixar a boa segurança frente aos riscos a prever. Em deslizamentos de massas de porte cabe apreciar em sucessão os 3 níveis de fatores em cotas: atmosférico meteorológico-hidrológico, a topografia gerada pela geomorfologia, e o geológico. São bem prioritárias as variações locais das pluviografias (a distinguir de pluviometrias e isohietas), delas dependendo as succões com variações pela própria infiltração. Trata-se do assunto nos Itens 5 e 8.

A Figura 1 reproduz o modelo mental didático da instabilização por infiltrações, na elaboração de ábacos dos FS via círculos de Mohr. Simplicidade o insere no subconsciente, perdura. Cabem variações locais geológicas do fundo impermeável, e assim da espessura disponível para fluxo: exemplifica porque deslizamentos são locais, em área extensa de geologia e pluviografia qualificadamente iguais.

Frisa-se o princípio liminar nunca respeitado de complementar retroanálises de área rompida, também com as das áreas contíguas, em cima e de cada lado, que não romperam. A geotecnia tem que investigar a diferença local imprevisível. Só é conhecível o SIM quando complementado pelo NÃO. Também frisa-se o inquestionável (de Mello 1972; 1979) de que, pela Teoria dos Erros, o procedimento a usar é o de calcular pelo mesmo método as estabilidades inicial, e final: obtêm-se a diferença $\Delta FS \equiv FS_f - FS_i$ associada a cada Mudança de Condições. Isto porém não apaga erros “genéticos” dominantes que permeiem todos os métodos de computações resultando quase iguais (Wright 1973): de Mello (1977) adverte que serem quase iguais não os torna quase corretos.

2 CARGAS MOLES, EM TESE CONSTANTES INDEPENDENTE DA DEFORMAÇÃO EM JOGO, E AS DURAS, DEPENDENTES DA DEFORMAÇÃO GERAD(A)(ORA).

Comparando as duas edições de Terzaghi-Peck (1948, 1967) destaca-se a diferença da mistura errônea (1948) comparada vs. a que separa (1967), correta, as cargas moles e duras, no cálculo da estabilidade por Fellenius, equilíbrio de Momentos.

O Peso é carga mole, a RESISTÊNCIA (R) ao longo do círculo carga dura. Designando os Momentos da direita e da esquerda do centro de

rotação como MD e ME, e com R, as equações foram $FS = (ME+R)/MD$ (1948) e $FS = R/(MD-ME)$ (1967). A correção leva, no círculo crítico arbitrário adotado, a erros de ≈ 25 a 40% para mais na relação incorreto/correto em condições correntes na prática, $1,2 < FS < 1,6$, baixando a 5 a 10% em ruptura $FS \approx 0,8$ (de Mello et al. 2004a, b). Faltou expor o conceito básico para a revisão da Edição.

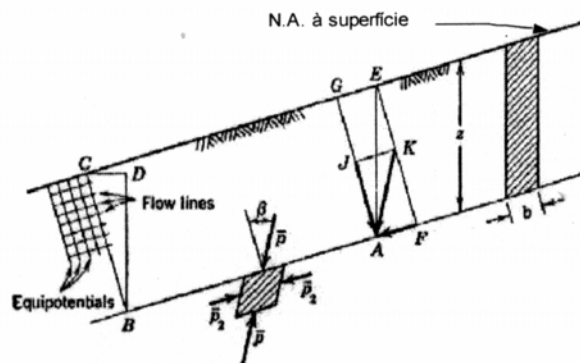


Figura 1: Tensões em talude infinito com rede paralela de percolação à superfície. Superidealização didática viciante (Taylor 1948).

O caso supra empregara as tensões totais, e não as efetivas, que em seguida se promulgaram avassaladoramente, (Conferência de Boulder, ASCE, 1960), consagrando as PRESSÕES NEUTRAS DE FRONTEIRA (PNFU), que constituem o foco da importante exposição do “primeiro gene poluidor”. Frisa-se que tais Us passaram a ser tanto erradamente as devidas às percolações (moles) pelo maciço (Item 4), como corretamente as devidas às sobrepressões neutras transientes (duras) de compressões ao longo do círculo deslizante (assunto não abordado aqui).

Não há qualquer associação das forças moles como solicitantes, e as duras como resistentes, nem o oposto. A dicotomia entre forças moles e dura, é inquestionável para a MECÂNICA DAS ROCHAS (MEC ROCH). Cargas “moles” apareceram na MEC ROCH nas barragens-gravidade de concreto: com pressões hidrostáticas de dezenas a centenas, de metros, altos FS de projeto, e deslizamento diminuto, decímetros, material rochoso já passaria seu pico “rígido-friável”, sem sobrepressões de compressão no cisalhamento, carga “dura”.

Nas Figuras 2 e 3 relembram-se pontos básicos da resistência nas equações Mohr-Coulomb variando segundo admitidas DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS (DEF ESP) constantes, e só o histórico uso dos ensaios de DEF ESP – CONTROLADA (CONTR) para bem definir “o pico de ruptura” ao qual aplicar o FS. Nas curvas tensão-deformação anota-se a grande diferença entre: (1) o comportamento dúctil sob alta pressão, coincidindo os máximos de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ e de (σ_1' / σ_3') , argilas amolgadas-readensadas dos ensaios acadêmicos; e (2) a trajetória sob baixas tensões com sobreadensamento e/ou SENSITIVIDADE (S_t)

quando o $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ se antecipa ao $(\sigma_1'/\sigma_3')_{\max}$ de máxima obliquidade. A involução de (1) para (2) configura “quebras de estrutura” difíceis de precisar em obra, motivando adotar por prudência o que ocorre primeiro na trajetória de tensões. O assunto exige atenção especial (Item 6) onde se frisa que instabilizações subordinam-se a FORÇA (constante) -DESLOCAMENTO (F-DESL) com degeneração à TENSÃO (TENS)-CONTROLADA (CONTR) para trabalhar com pressões efetivas.

Nas fundações rochosas com juntas de persistências (extensões) finitas, com “pontes” mais são entre suas extremidades, também resulta frustrado qualquer acompanhamento TENS-DEF ESP pós-pico. Esquecem-se as “pontes” sempre!

Todas as análises admitiram primeiro nas obras de pequeno porte da época de Rankine, Coulomb, et al., a deformação nula, rígido-plástica. Em trintena de anos depois, a MEC ROCH admitiu para as “resistências mobilizadas”, uma condição elasto-plástica de DEF ESP constante (De Mello 1966). Há uma trintena de anos se difundiram programas de computação de DIFERENÇAS e/ou ELEMENTOS FINITOS (FEM), determinando TENS e DEF bem variadas no maciço: não houve ajustes das ANÁLISES- LIMITE a tais realismos disponíveis para obras grandes.

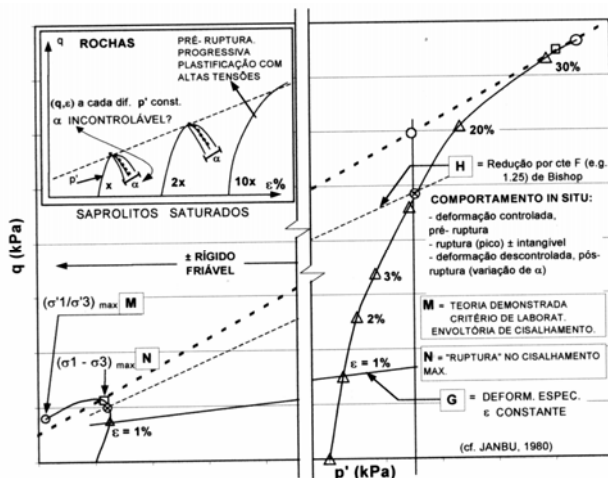


Figura 2: Envoltórias (q, p') Mohr-Coulomb sucessivas “elásticas”, e trajetórias de tensões (Janbu 1980).

Fração diminuta das publicações evoluiu para as meticolosas medições das TENS-DEF PRÉ-RUPT (Sapporo 1994; Torino 1999; Lyon 2003) e para a configuração respectiva nas duas fases (Figura 3) freqüentes em argilas indeformadas de $S_t \geq 3$ a 5.

3 ALGUNS PRINCÍPIOS LIMINARES QUESTIONADOS.

Terzaghi (1936) adotou a “hipótese simplificadora” para “aterro livremente drenante” instabilizado por chuva (Figura 4): ofereceu o princípio de que as PNFU levam, para elemento de solo entre pares de

equipotenciais e fluxos, à equivalência de Pressão Total – PNFU \equiv Resultante dos Vetores de Pressões Efetivas de Gravidade e de Fluxo. Ressalvou quanto à segunda forma que “um tal sistema de forças não pode ainda ser calculado, todos os nossos métodos de cálculo são necessariamente baseados em admitir condições radicalmente simplificadoras”. Terzaghi (1943) mantém o mesmo procedimento para o ABAIXAMENTO RÁPIDO DO RESERVATÓRIO (ARR) do talude de montante de barragens de terra.

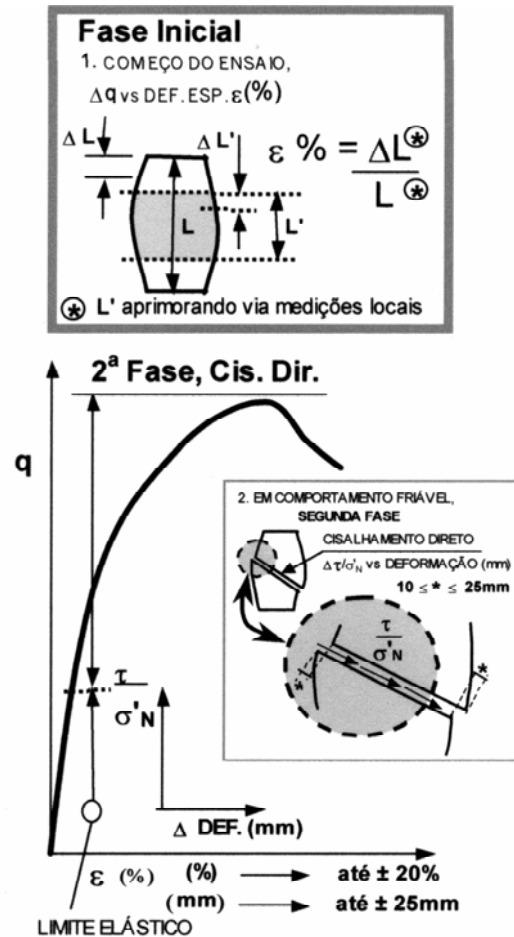


Figura 3: Curva TENS-DEF aprimorada .

Taylor (1948), consagrado principalmente por seus trabalhos sobre adensamento, resistência, e estabilidade de taludes, repete a postulação de Terzaghi; porém, a ratifica e estende “As considerações para um pequeno elemento podem ser facilmente estendidas para uma grande massa pela somatória das forças atuantes em todos os elementos de volume que compõem a massa”. Com todo respeito pelo passado frisa-se que deveria ser corrigida a “somatória de forças” para “somatória (integração) das condições de equilíbrio”: o erro amplia com o porte do maciço.

Bishop (1952) distingue as U de fluxo das de sobrepensões, mas prioriza enfocar estas pela “moda” profissional em voga e solos saturados Ingleses. A U de fluxo é até descrita como “pressão neutra independente do estado de tensões no solo” (i.e. mole). Reflita-se com Rankine “Tensões são

um conceito filosófico. A deformação é a realidade física”. Bishop gerador do primeiro FEM, promoveu a U de compressões e parceria com Bjerrum. Citam:

(a) Uso de redução da resistência: “o procedimento ... consiste em encontrar por tentativa e erros, a superfície deslizante para a qual as forças Atuantes e Resistentes estejam no equilíbrio para a mínima redução da resistência”. Esta condição condiz com RUPTs (na Escandinávia) dos taludes brandos de argilas super- St lixiviadas, perdendo a resistência a longo prazo (ver Item 7 importante).

(b) Crismou as retro- análises de RUPTs com plasticidade perfeita: “conferir nos casos em que é sabido que o fator de segurança é 1,00. **Esta é provavelmente a mais importante confirmação entre todas**”.

INSTABILIZAÇÃO POR PERCOLACÕES.

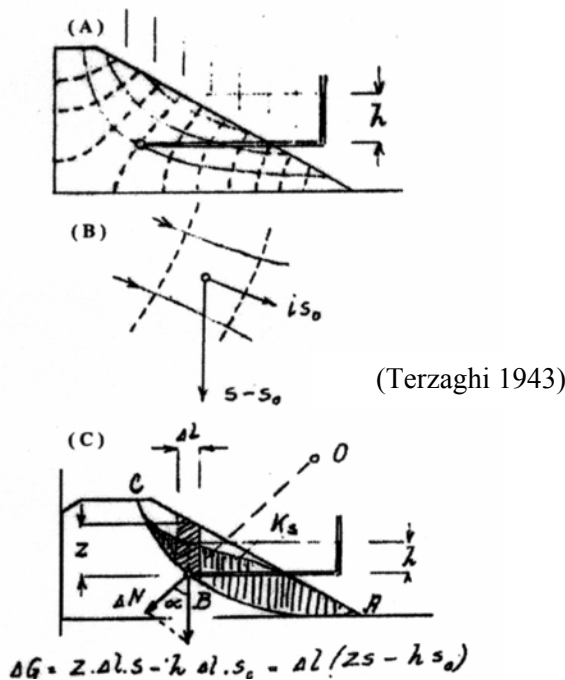


Figura 4: Origem do “1º GENE POLUIDOR”.

Relembra-se as muitas discussões a favor do critério mais corrente de aumentar esforços atuantes, visão nata de obra. Frisa-se também o relegar das Us de redes a segundo plano (Bishop 1955) Em mini- resumo deveu-se à Conferência de Boulder 1960 que reuniu seletivamente o entusiasmo pelas medidas de **pressões neutras**, tanto de laboratório como **de campo**: suprimiram suspeita da ainda baixa precisão dos primeiros, e da **inviabilidade prática dos segundos**, particularmente para fins de retro-análises de RUPTs. Bishop & Bjerrum 1960 submetem casos distinguindo entre FS = 1,30 como estáveis e, deslizados retro-analisados que forçaram respeitar o princípio de FS = 1,00. Ocorrida a ruptura são inevitáveis os retardos de mobilização, instalação, e resposta dos piezômetros, enfatizando o requisito de registrar a pressão no plano e momento deslizante. Ademais as sobrepressões são pontuais, e interpolações para pontos de interesse

são desprovidas de “pano de fundo” probabilisticamente confiável. O Item 8 aborda a necessidade de pré-monitoramentos de locais especificamente escolhidos, para melhora dos conhecimentos.

Cabe frisar um avanço marcante. São os microssores desenvolvidos capazes de monitorar nos cp de ensaios laboratoriais Δ (DEF e TENS) locais com precisões milhar de vezes menores do que tudo do passado: DEF ESP inferiores a 10⁻⁴ (que já é bem adequado para a prática, 1% do viável anterior, com suas conhecidas erraticidades por outros fatores). Também via ondas microsísmicas de cisalhamento medem-se, para obter a “rigidez”, as Gs e suas variações G/G₀ referidas a um “máximo inicial sem DEF”. Criou-se assim, impelido para estudo de microsismicidades cumulativas e liquefações de areias fofas, a rica seqüência de Congressos, a partir de Firenze (ECSMFE 1991) de PREFAILURE DEFORMATIONS OF GEOMATERIALS, para todos os solos (ex. Refs. Sapporo 1994, Torino 1999, Lyon 2003). Deriva assim, há 15 anos, o avanço conceitual marcante da avaliação do comportamento DEF ESP vs rigidez PRÉ- RUPT, meta indissociável das necessidades para previsões de projeto!! Falta ainda muito para alcançar incorporar às previsões para Obras: o laboratório é sempre o primeiro passo. Não cabe aqui ampliar esta breve menção. Note-se porém para comparação, o passado: exigia ensaios DEF-CONTR para presumida melhora do conhecimento da RUPT , para FS; não se suspeitou que para obras progressivamente maiores o realismo exige TENS-CONTR (das forças moles), e a RUPT respectiva tem que ter pico menor (Item 7) especialmente nas argilas de maior St. Nas amostras bastante “indeformadas” de “boa” qualidade atingiam-se picos DEF-CONTR a 1% (De Mello 1981), e a St (adensada-rápida CU) observada até 20% era (é) corrigida para assintota na resistência totalmente amolgada. Nos casos CU (com medidas de U) eram (são) obtidas as curvas TENS-DEF e St quase só pela subtração algébrica $\sigma' = (\sigma - u)$.

Bishop 1957 demonstrou o óbvio enrijecimento por etapas sucessivas de drenagem-adensante (i.é. σ' alcançado por $U \approx 0$) com relação às barragens Usk e Selset. Curiosamente porém não ocorreu na publicação imediata (Bishop-Bjerrum 1960) nem nos 46 anos decorridos, ressaltar-se o conceito, e pesquisar-se em diferentes St convencionais (sem drenagem, $\sigma' \equiv \sigma - u$) quais os correspondentes St, obviamente menores, com $\sigma' = \sigma$ para $U \equiv 0$! **Faz imensa falta tal reconhecimento conceitual e prático.** Frisa-se a coincidência de que nos últimos 30 anos quase desapareceram os ensaios convencionais St e seus valores, parâmetro importante caracterizando as argilas, amostras e cp. Nas refs PRÉ-RUPT o total de 700 artigos e 5610 páginas não incluiu uma só alusão a St. Enseja-se reconhecer as St em pares PÓS-RUPT, de ensaios

CU com medida de U, e ensaios drenados StD, enrijecidos. De forma análoga pode-se obter agora também o par de valores PRÉ-RUPT. Os últimos são os associados ao comportamento TENS-CONTR (Item 7).

4 A SIMPLIFICAÇÃO PNFU DEMONSTRADA BEM ERRADA EMPREGANDO CASO IDEALIZADO: 1º “GENE POLUIDOR”.

Muitos cortes de estradas terminam com patamar superior subhorizontal, caso mais crítico. Usa-se este caso para análise simplística da instabilização por rede de infiltração desde a superfície. Nos primórdios tais escavações sob lençóis d’água altos empregavam, por motivos construtivos da época, pequenos “túneis mineiros” na rocha fraturada bem atrás, e abaixo (Figura 5B2). Nos anos 1950, apareceu a “Hydrauger” de perfuração subhorizontal de furos drenantes a partir do pé do talude. Muitos pormenores práticos desta drenagem geram usos e desusos, problemas e soluções, etc.: em casos esmerados, consegue-se drenar o correto bem mais adentro, enquanto a maioria o atraiem para o pé (Figura 5A2). Na maioria dos casos executados no estio, monitorando aumento e vazões captadas e descida do lençol, o resultado ilude. Influi também o quanto recua o lençol: o principal é a imposição engenheiril de conferir para condições críticas futuras das infiltrações, a postular sempre.

A comparação das duas alternativas empregou um programa de FEM FLAC (1995), provendo as redes de fluxo e as TENS e DEF. Começou-se adotando as condições-aos-limites, e as feições controlantes dos fluxos. Os artificios internos empregaram (a) drenos livres, D1 e D2 dispostos judiciosamente, e (b) duas “MEMBRANAS IMPERMEÁVEIS” (MI) (seja, linhas de fluxo fixadas “a olho”, equivalentes: nenhuma gota d’água cruza uma linha de fluxo). O caso A1 constituiu uma rede de máxima instabilização drenante para o pé. Resultou o diagrama PNFU a impor igual na segunda condição.

Em seguida, esforçou-se esboçar com o mesmo diagrama PNFU, uma rede maximamente estabilizante, com drenagem dominante para trás e abaixo. Forçaram-se vetores de fluxo dirigidos para a direita minimizando Forças Solicitantes, e/ou causando vetores normais à superfície crítica, maximizando as Forças Restauradoras pelo atrito. Manteve-se fixa a superfície deslizante. Após várias redes esboçadas à mão para alcançar bem o mesmo PNFU, confirmou-se com precisão pelo FLAC.

É obrigatório enfocar só um parâmetro de cada vez. Portanto os cálculos de estabilidade comparativos foram da rotina corrente, mas **usando apenas Equilíbrio de Momentos**. Os parâmetros de solo empregados foram $\gamma_{nat} = 19 \text{ kN/m}^3$, $E = 30000 \text{ kPa}$, $\mu = 0,3$, e $s = 65 + \sigma' \text{ tg}27^\circ \text{ kPa}$, todos de grandezas razoáveis. Resultados numéricos

diferentes não invalidam a conclusão visada e alcançada, do erro conceitual do apoio nas PNFU de redes para os cálculos de estabilidade. Estes foram realizados com o programa STABL-STEDwin 2.39 (2000), método de Bishop (1955) com PNFUs. Para os dois casos, B1 instabilizante, e B2 estabilizante, os FS respeitaram ser iguais (cf. Tabela). Relembre-se que as presumidas Forças Efetivas para os equilíbrios estáticos ΣV , ΣH , e ΣM , são obtidas de Forças Totais – PNFUs. Na realidade, porém, **o comportamento por pressões efetivas decorre da composição dos vetores mássicos efetivos, gravitacionais e de fluxos $i\gamma_a$** ; isto é, das FEM de redes e de tensões-deformações. Correspondentemente diferenciam-se muito os FS, 1,01 mínimo, e 1,95 máximo, representando erros entre +42% e -36% relativos aos FS aproximados postulados como corretos, na teorização corrente.

CASO	FS, por PNFU, STABL	≈ FS por vetores efét.
A1B1	1.43	1.01 INSTAB.
A2B2	1.43	1.95 ESTAB.

Antecipando algum questionamento relativo ao emprego apenas de $\Sigma M = 0$, frisa-se a sugestão clássica da Teoria das Estruturas (Spofford 1939) do proveito em usar somente esta equação, no mínimo 3 vezes (fácil e preferivelmente muitas vezes) com centros de rotação bem procurados para não ficarem espacialmente nos mesmos “traços”, tridimensionalmente. Cada elemento da malha fornece os vetores necessários: para praticidade juntaram-se grupos de elementos contíguos da malha, reduzindo os cálculos, ainda manuais laboriosos. Infere-se que tal **postulação inovadora na geotecnia** pode ser bem útil em muitos casos típicos. Entende-se o uso histórico sempre dos pesos como agentes atuantes: em solos pré-adensados isto inverteria. Hipóteses diferentes empregadas para as forças V e H como atuantes ou reagentes merecem reapreciação. Extenso trabalho (separado, em publicação) materializa e ilustra o procedimento. Da integração das deformações resultam os deslocamentos; o DESL composto da superfície crítica determina o desequilíbrio global F-DESL.

5 INSTABILIZAÇÕES DE ENCOSTAS INSATURADAS POR CHUVAS, SUCÇÕES.

É impositivo e proveitoso apreciar os tópicos historicamente: avanços significativos, dificuldades e lacunas, inclusive que continuem. Desde 1972 o Gov. de Hong Kong desenvolve programa amplo e intenso relativo a azares e riscos de seus taludes insaturados, segundo diretrizes em que participou este autor Sênior, até 1979, conjuntamente com Morgenstern et al.

**PROGRAMAS
UTILIZADOS:**

FLAC – Fast Lagrangian
Analysis of Continua V.3.3
(1995). Itasca Inc.,
Minnesota, USA.

STABL-STEDwin 2.39 – PC
STABL (2000), Annapolis
Eng. Software, Queenstown,
USA.

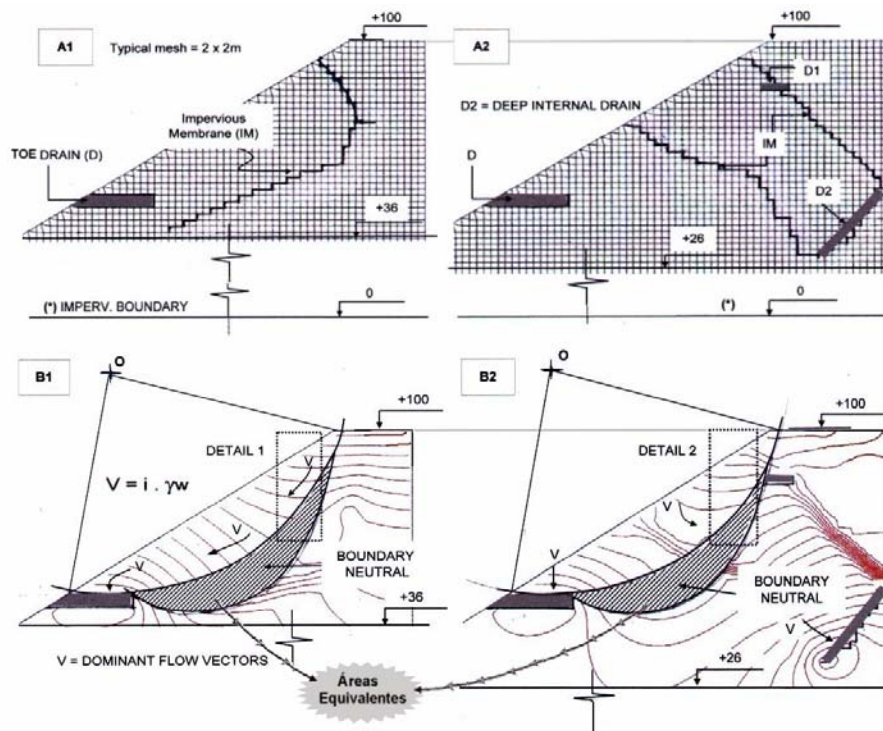


Fig. 5: Demonstração idealizada, com infiltrações desde a superfície, do erro PNFU comparando mediante vetores efetivos $V = i\gamma a$ Instabilizantes (A1; B1) vs. Estabilizantes (A2; B2).

Reconhecem-se as dificuldades de medidas de sucções e suas variações, antes dos transdutores muito sensíveis (≈ 1992): variações com profundidades e porosimetria capilar, principalmente argilosa; com clima; com o “avanço descendente da frente de molhagem”; com efeitos secundários das próprias variações destes avanços; etc. Foi grande a participação de Morgenstern na Estabilidade de Taludes e neste programa e local.

O assunto continua um dos mais desconhecidos segundo se infere de El-Ramly, Morgenstern et al (2005), a despeito dos 30 anos de contínuos estudos. Morgenstern e Matos (1975) frisam a condição insaturada dos horizontes residuais, a temperatura elevada e evaporação, a umidade do ar e a chuva intensa. Frise-se que a despeito do nível primário de medições de sucções na época, concentram atenção neste fator. Frisa-se o grande fator das pressões hidrostáticas em fendas e buracos de raízes mortas comidas (“clefwater pressures”) na topografia superior ao corte. Pela lei de sobrevivência as árvores em crescimento enfiam as raízes nas descontinuidades, que se abrem pela intumescência. É fator-tempo progressivo, sob fortes chuvas: esquecido; atendível por drenagens judiciosas.

Concentraram em: **“Potenciais gravitacionais e capilares se juntam** a induzir a infiltração no solo insaturado aumentando a saturação ...: a eliminação da sucção e redução conseqüente da coesão parece ser o principal fator instabilizante”. Esbarram porém na própria solução da descida da “frente molhante”. Usam solução de Philip (1957) da infiltração em solo insaturado a partir de um espelho d’água superficial, expondo depender dos parâmetros do

fluxo insaturado e da umidade natural. A Figura 6 resume só a imensa variabilidade do perfil atribuível: é mais lata a variação da sucção com umidade (não reproduzida, figura seguinte da publicação).

De Mello et al. (2004a) ampliaram a busca por referências teóricas clássicas (ex. Mein & Larson 1973, Muskat 1946, etc...) para avançar algo. Mas a inclusão de “interface de 2 fluídos incompressíveis” nas fórmulas para “FONTES e RALOS” de infiltrações não adiantou. A Figura 7 ilustra um resultado, porém ainda sem sucção.

A frustração se selou com El-Ramly, Morgenstern et al. (2005) discutindo o azar associado a um caso de 1999 (Figura 8) estudado para e pelo Gov. de Hong Kong em nível mundial insuperado. É patente a incapacidade de analisar a ruptura, mesmo com amplos dados monitorados (se só com pós-monitoramento). Resultou solução banalizada: recorre-se só a corte abrandado; o azar avaliado só qualitativo; e erros, como p. ex., usar triaxiais saturados convencionais de carregamento, quando o corte sofre alívio e é insaturado; etc...

Retornando ao gradiente de fluxo composto, surge a magna incógnita de se **incrementar a instabilização por vetores efetivos $i\gamma a$ descendentes “chupados”**, e não apenas as PNFUs da rede. Em tal hipótese o incremento de gradientes seria análogo ao caso do $\Delta u = f(\Delta V)$ de compressão superposto à PNFU (de Mello et al. 2004a).

Imagina-se que a sucção aplique um incremento não distante da diferença de altimetria entre o espelho d’água da cota superior com a rede permanente quase saturada (drenada)? Isto estaria

olvidado, e fator atuante bem grande, simultâneo ou defasado? (Ver Item 7). Uma rede normal já acopla as cargas Piezométrica e Altimétrica de Bernoulli, excluindo tal $\Delta(i\gamma_a)$.

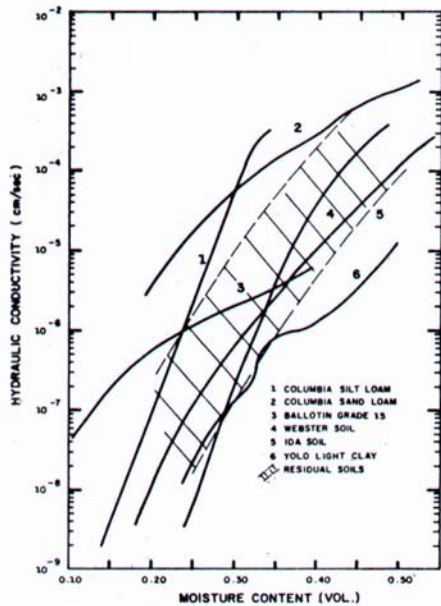


Figura 6: Condutividade hidráulica vs. umidade.

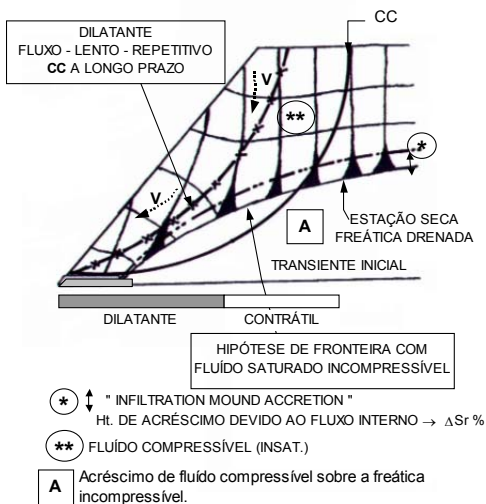


Figura 7: Instabilizações de taludes por REDE TRANSIENTE IDEALIZÁVEL de infiltrações pluviais sob análises mais amplas.

6 EFEITOS CÍCLICOS DE INSTABILIZAÇÕES PROGRESSIVAS NOS TALUDES SOB REDES SIMPLES DE INFILTRAÇÕES.

Vê-se que monitoramentos vetorizados das encostas insaturadas sofrem de lacunas compreensíveis. Eram tradicionais os cálculos dos ARR como instabilizantes dos taludes de MONTANTE das barragens de terra: ajuda ser material homogêneo. Decisões de prudência são: saturação; REDE "PERMANENTE" (RP) de Reservatório Cheio; e rapidez (instantaneidade) do ARR. Ocorrem ciclicamente ARR até a soleira da tomada d'água

(ou do vertedor). É útil usar a barragem para ilustrar o princípio, facultando quantificações.

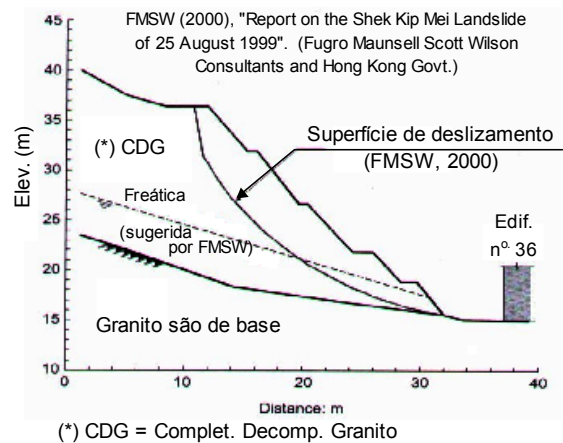


Figura 8: Condições de infiltração e nível d'água para Shek Kip Mei Landslide (El-Ramly et al 2005)

Análises FLAC forneceram variações de volumes (bidimensionais) idealizados (ver Figura 9), empregando os mesmos parâmetros do Item 3, constantes. O resultado dispensa comentários, lembrando-se apenas que, dependendo da condição do projeto, ocorrem trechos sujeitos a contrações, favoráveis, e outros às dilatações, desfavoráveis. Com as repetições, pode ocorrer, após alguns anos, a RUPT, admitida dever surpreender. Frisa-se porém a dicotomia admitida a favor da prudência. A "mudança de redes" crítica é a instantânea: porém, para que variações volumétricas ocorram, em solo realmente saturado é necessário admitir a condição lenta para o ΔV .

7 RASTEJOS DE LONGO PRAZO, SOB TENS-CONTR: RUPTURAS SÚBITAS GERÁVEIS.

Nos Itens 2 e 3 consignaram-se as seqüências de hipóteses, decisões, e declarações dos principais mentores da Geotecnia histórica: esclarecem a trilha de coincidências pela qual as primeiras teorias e práticas se firmaram como verdades respeitadas, inabaláveis até agora. Interveio a sofreguidão com que a atenção se concentrou em programas de computação com a evolução exponencial inimaginável dos computadores. Os dois campos, computação e geotecnia, muito exigentes e diferenciados, dificilmente seriam atendíveis por única pessoa. Ademais criou-se uma inércia perante as pedras fundamentais; esta se associou ao diminuto acesso às origens bibliográficas, e ao respeito pelos Nomes em questão.

Lida-se atualmente com obras de grandes dimensões, e deformações-limite muito pequenas. Pelas dimensões da massa sobre a superfície deslizante reconhece-se que as Forças Atuantes, de pesos e percolações, permanecem constantes, dentro das precisões dos parâmetros de seus cálculos,

durante o pequeno deslocamento, da ordem de decímetros a poucos metros. Por exemplo, admitindo uma argila indeformada com alta porcentagem de argilo-mineral lamelar e “Estrutura” muito aberta (de “castelo de cartas”) é sabido que deslocamento em cisalhamento direto de 1000 a 10000 vezes a partícula (2 a 20 mm) já as achata todas, levando a “superfície espelho”. Considera-se que são **dois os avanços** marcantes que requerem reapreciações do passado: (1) **ROSCOE MEMORIAL SYMP.** 1971, com confirmação de que: (a) a Resist. ao Cis. (max. Obliquidade) se define bem por $(\sigma_1'/\sigma_3')_{max}$; (b) as variações volumétricas ΔV , geradoras dos ΔU_s , são função de $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$, fator bem menos definível que afeta a trajetória desde $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ em diante, na qual prepondera a interveniência do ΔU positivo. É isto que justifica a adoção do $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ quando ocorre primeiro. (2) As micro-medições **PRE-RUPT da rigidez G/G_0 vs DEF ESP.** O interesse concentrado nos G/G_0 começado em Firenze 1991 já foi mencionado no item 3.

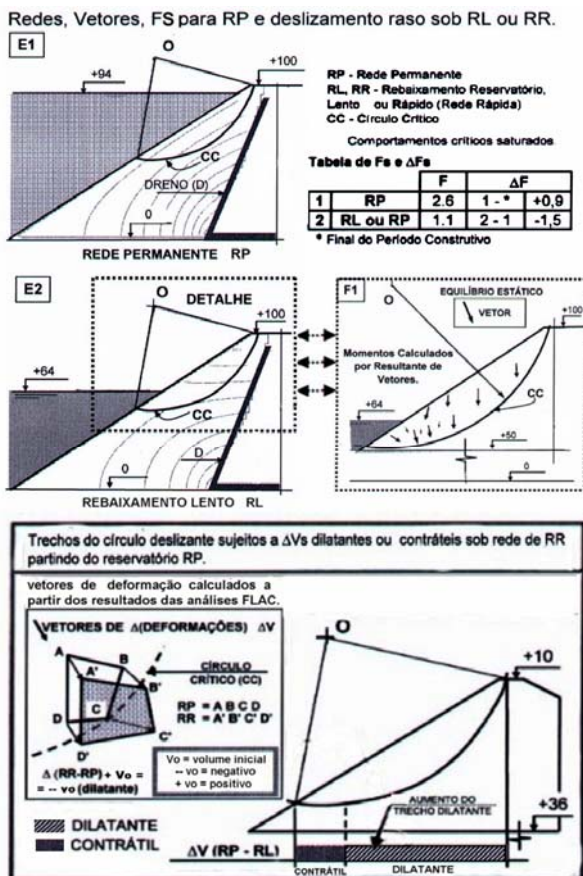


Figura 9: Condições correntes em reservatórios, depleções operacionais max. (de Mello et 2004b)

O fator tempo acompanha toda Obra, pois que todas as ditas permanentes têm que durar décadas a século(s). Alguns Mestres publicaram ensaios de DEF-CONTR, de prazos curtos. Por razões práticas compreensíveis, recorre-se a apenas uma, notável publicação de Bishop & Lovenbury (1969)

acompanhada em ensaios Drenados ao longo de 3,5 anos (Figura 10). Os ensinamentos constituem paradigmas: concentra-se atenção na London Clay (veja-se o primeiro ensaio, que acompanhou “pós-pico” até 3,7% DEF ESP, e o da Pisa (Pancone) Clay). Esta recebe a denominação de não-St por seguir a hipérbole (Kondner et al.) na qual o $(\sigma_1'/\sigma_3')_{max}$ coincide com o $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$. Na London Clay 1 avalia-se a convencional $S_t \approx 2,5$ aplicando-a à curva TENS DEF pós-pico, calculada via $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ ($f =$ RUPT NOMINAL (NOM) do ensaio DEF. ESP.CONTR).

Os dois casos representados (nas escalas DEF ESP diferentes) interpretam-se como auto-explicativos. Resultam dois aspectos bem diferentes do ensinado e esperado corrente. Em ambos solos, mesmo sob as TENS bem inferiores às de RUPT-NOM, DEF CONTR, não prevalece o enrijecimento semilog com tempo, das compressões secundárias “confinadas” (edométricas). Destacam-se: (1) a DEF ESP continuar crescente; (2) numa fase delongada inclusive a aparência de ocorrer uma desestruturação adicional por “fadiga”.

Perante prisma acadêmico de pesquisar só um fator por passo, nos ensaios meticulosos não-confinados, os Autores excusam-se das variabilidades por fatores secundários, trepidações, descontroles das TENS, temperaturas, etc... Porém sob prisma prático lembra-se que estas e outras variabilidades são inexoráveis, impedindo o repouso perfeito colimado da pesquisa: por ex. gelo-degelo, infiltrações, níveis d’água, secas, etc...

Conclusão muito importante, de alerta sério, é a da súbita “explosão” na TENS CONTR (mesmo drenada) entre 87% e 98% (médios) do FS NOM com fatores secundários de $\pm 7,5$ % do FS NOM. Isto com apenas 3,7% de DEF ESP¹.

Obviamente recomenda-se abandonar as St PÓS RUPT pela lógica de preferir tudo PRÉ RUPT. Haveria assim quatro valores St, para investigações EP: as pré-ruptura, via as G/G_0 , específicas, tanto a volume constante com medida de U, como Drenadas; e as PÓS RUPT.

Conclui-se que o desenvolvimento das sobrepressões U de cisalhamento, para se poder basear em σ_1' , resulta **não-acompanhável** próximo à RUPT mesmo em ensaios. Ratifica o uso do $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ como indicador crítico, e a ojeriza prática, por muitas razões, a monitoramentos de Us em obra. A elevada precisão dos ensaios com medições de G/G_0

¹ A partir do revelado no ROSCOE MEMORIAL SYMP, é interpretável-previsível que a convencional S_t não-drenada POS RUPT seja maior do que a respectiva drenada StD. Faltam os ensaios, ou coleta-los. Feitas as correlações, a St convencional será rápido substituível por ensaios de palheta com cp idênticos. Questiona-se de novo a rotina de reverter às medidas das TENS por facilidade rápida corrente da busca dos σ' via subtração $\sigma_t - U$. (Nota Técnica elaborada, em publicação).

deve facultar determinar as duas $S_{t\text{pré-ruptura}}$. Como a drenagem “cicatriz” uma parte da desestruturação os S_{iCD} devem ser menores do que os respectivos S_{iCU} .

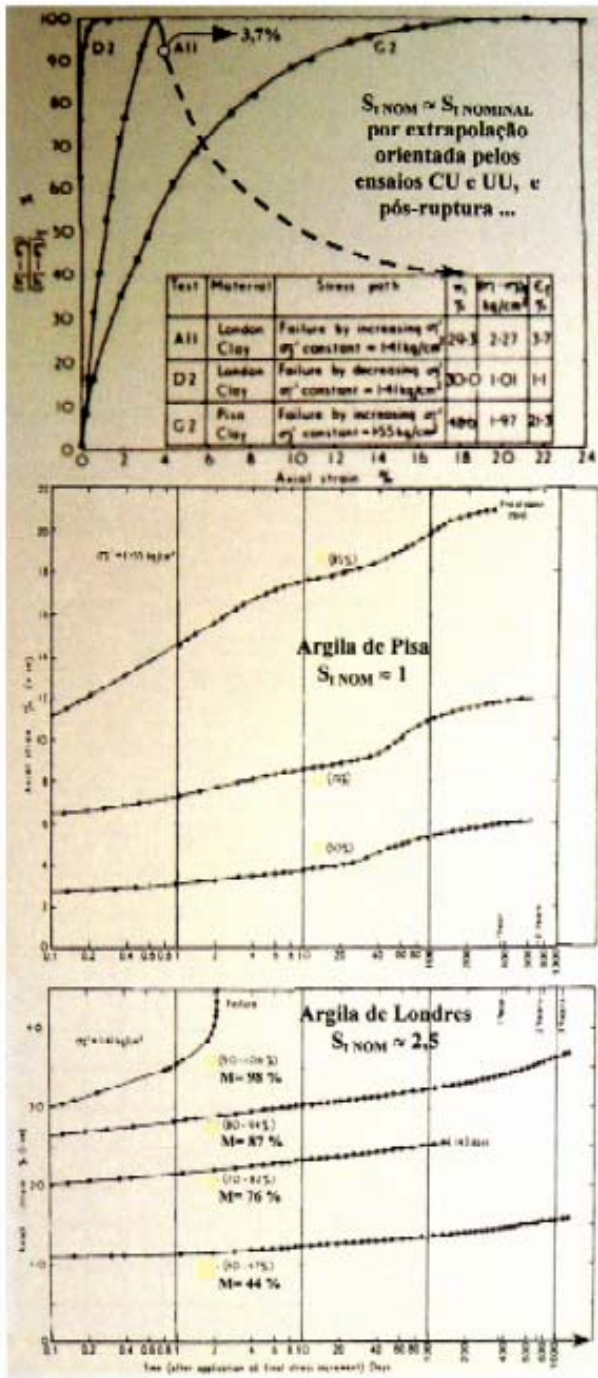


Figura 10: Ensaio Paradigma sob TENS CONTR efetivas controladas; rastejos de longo prazo (Bishop & Lovenbury 1969)

8 PROGRAMAÇÃO ATUALIZADA CONSCIENCIOSA PARA CONSTITUIR “ESCOLA”.

Resultam impressões de que a profissão dispense(u) muitos esforços sem a **otimização de uma árvore de decisão e ação** que estabeleça a espinha dorsal

de investimento coletivo. E a cada sucesso parcial, iludente, postergam-se correções. Frise-se p. ex. as publicações desde há trintena de anos, sobre escorregamentos dependerem de grandes chuvas, documentadas a partir de isohietas de pluviometrias diárias distantes, interpoladas: condição associável necessária, mas não suficiente, nem perspicaz. O que determina é a infiltração mássica, e as pressões hidrostáticas de descontinuidades enclausuradas pela pluviografia local, de intensidades maiores do que algum valor. Análogo aos sismógrafos só acionados por relays com tremores acima de algum valor, seriam monitoradas chuvas acima de certas intensidades, etc... Deseja-se estabelecer a curto prazo a EP que abranja o prazo calendário, médio a longo, da operacionalidade prevista: número de pontos vezes anos à escolha “benefício-custo conceitual”.

Ilustre-se com o sucesso rápido alcançado nas plataformas de petróleo do Mar do Norte, sujeitas a ondas de até 40m. Primeiro é necessário escolher AREAS-PARADIGMA (AR PRD), com relação tanto aos parâmetros intervenientes (Atuantes, Fixos, e Resistentes) quanto aos azares e riscos decorrentes. Segundo importa concentrar nas observações de maior prioridade e freqüência.

São inquestionavelmente as chuvas, de intensidades conseqüentes muito diferenciadas, várias por ano. Tem que compor a E de AR PRD a substituir o “uniforme” segundo isohietas, topografia, e geologia. As duas últimas tem a vantagem de serem fixas: podem ser definidas tanto antes como depois, bem como, conforme enfatizado, tanto na área escorregada como acima e dos dois lados, não escorregados.

Nas AR PRD realizar investigações geotécnicas e estabelecer os pré-monitoramentos (perfis de succões e variações, com variações de umidade): tanto os que resultem inócuos, como os que ameacem gerando rastejos, e os da RUPT. O ponto chave segue (adotado em 1º grau pela COBAST-LIGHT em Cubatão, 1949). Para evitar incontáveis instalações e pré-monitoramentos delongados, esperançosos das coincidências de não resultarem estéreis, recomenda-se: que a interveniência da **pluviografia**, segundo a informação EP coletada, **seja aplicada judiciosamente por chuvas artificiais controladas**. Estas são produzíveis por “toldo-fronha” dentro do qual sejam aplicáveis diferentes pressões, alterando as intensidades à vontade. Exemplo sugerido pela intuição da experiência é o de manter por dias pequena intensidade, maximizar a infiltração e perda de succão: em seguida, em curto episódio (“tromba d’água” sempre pontual) aumentar muito a intensidade para nutrir as pressões hidrostáticas de fendas e macro-poros, e mantê-los cheios a despeito de aberturas. Serão as FORÇAS constantes moles, provocando os DESLOCAMENTOS.

Progressivamente estabelecer o universo E para compor os universos P coletados dos 3 níveis de cota referidos.

9 AGRADECIMENTO

Agradece-se o apoio recebido da CONSTRUTORA ANDRADE GUTIERREZ S.A. na elaboração deste trabalho.

10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bishop, A.W. & Bjerrum, L. (1960) "Relevance of the triaxial test to the stability problems". *Conf. shear strength of cohesive soils*, Boulder, Colo., ASCE, 437-501.
- Bishop, A.W. & Lovenbury, H.T. (1969) "Creep characteristics of two undisturbed clays". *VIII ICSMFE*, Mexico, 1, 29-37.
- Bishop, A.W. (1952) "*Stability of Earth Dams*". London Univ., Ph.D. Thesis.
- Bishop, A.W. (1955) "Use of the slip circle in stability analysis of slopes". I Tec. Sess.: Gen. Theory of Stab. of Slopes, *Géotech.*, 5-1, 7-17.
- Bishop, A.W. (1957) "Some factors controlling the pore pressures set up during the construction of earth dams". *4th ICSMFE*, London, 2, 294-300.
- De Mello, V.F.B. (1966) "Quod memorandum est – com respeito aos ensaios de cisalhamento in situ em emprego na mecânica das rochas". *III COBRAMSEF*, BH/MG, 1, VIII, 23-41.
- De Mello, V.F.B. (1972) "Thoughts on soil engineering applicable to residual soils". *III Southeast Asia CSMFE*, Hong Kong, 5-34.
- De Mello, V.F.B. (1977) "Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams". Rankine Lecture, *Géotech.*, 27 (3), 279-355.
- De Mello, V.F.B. (1979) "Apreciações sobre a engenharia de solos aplicável a solos residuais". *Boletim ABGE*, Tradução 9.
- De Mello, V.F.B. (1981) "Soil exploration and sampling", *X ICSMFE*, Stockholm, 4, 749-751.
- De Mello, V.F.B. (1984) "Closing remarks". *IV Intern. Symp. Landslides*, Toronto, 3, 147-150.
- De Mello, V.F.B. et al (2004c) "Profissões apaixonadamente abraçadas e cultuadas; ou manietadas por normas, códigos, ISOs, arcaicos incompreendidos?". *SEFE V*, 1, 1-32.
- De Mello, V.F.B. et al. (2004a) "Taludes instabilizados por percolações, e correção das análises correntes e das drenagens estabilizantes significativas". *Geotecnia*, 100, 57-79.
- De Mello, V.F.B. et al. (2004b) "Reappraising historical coincidences that radically misled slope destabilization analyses of homogeneous earth dams". *The Skempton Conference*, London, 2, 881-97.
- El-Ramly e Morgenstern, N. R. et al (2005) "Probabilistic assessment of stability of a cut slope in a residual soil". *Géotech.*, 55-1, 77-84.
- Fredlund, D.G. & Rahardjo, H. (1993) "*Soil Mechanics for Unsaturated Soils*". Wiley, N.Y.
- Fredlund, D.G. et al. (1981) "GLE method-general limit equilibrium method". *X ICSMFE*, Stockholm, 3, 409-416.
- Henkel, D.J. (1960) "The shear strength of saturated remolded clays". *ASCE Conf. Shear Strength Cohesive Soils*, Boulder, 533-554.
- Int. Symp. "Prefailure deform. characteristics of geomaterials"* Eds. 1) Shibuya, S., Sapporo 1994; 2) Jamiolkowski, M. et al, Torino 1999; 3) Di Benedetto, H. et al, Lyon 2003; Balkema
- Janbu, N. (1980) "Critical evaluation of the approaches to stability analysis of landslides and other mass movements". *Intern. Symp. Landslides*, New Delhi, 2, 109-128.
- Mein, R.G. e Larson, C.L. (1973) "Modelling infiltration during a steady rain". *Water Resources Research*, 9, 2, 384-394.
- Morgenstern, N.R. e de Matos, M.M. (1975) "Stability of slopes in residual soils". *V PANAM CSMFE*, 3, 367-383.
- Muskat, M. (1946) "*The flow of homogeneous fluids through porous media*". Chapters: 6, 10. Edwards, Inc., Ann Arbor, Mich.
- Spofford, C.M. (1939) "*The theory of structures*". McGraw-Hill Book Co.
- "Stress strain behaviour of soils" (1971), Ed. Parry, R.H.G. *Proc. Roscoe Memorial Symp.*, Foulis & Co, Cambridge.
- Taylor, D. W. (1937) "*Stability of Earth Slopes*", J. Boston Soc. C.E.
- Taylor, D. W. (1948) "*Fundamentals of Soil Mechanics*", Wiley, N.Y.
- Terzaghi, K. V. (1936) "Critical height and factor of safety of slopes against sliding", *I ICSMFE*, Cambridge, 1, G-6, 156-161.
- Terzaghi, K.V. (1943) "*Theoretical Soil Mechanics*". Wiley, N.Y.
- Terzaghi, K.V. e Peck, R.B. (1948) "*Soil Mechanics in Engineering Practice*". Wiley. And 2nd Ed., (Revised, 1967).
- Wright, S.G. et al. (1973) "Accuracy of equilibrium slope stability analysis". *ASCE*, 99-10, 783-791.