

## RECONSTRUINDO BASES PARA A GEOTECNIA PRÁTICA COMPARATIVA DIFUNDINDO ESTATÍSTICA-PROBABILIDADES (E.P.) SIMPLES E CONVIDATIVAS PARA TUDO.

## REESTABLISHING BASES FOR A PRACTICAL COMPARATIVE GEOTECHNIQUE DIFFUSING SIMPLE AND INVITING STATISTICS-PROBABILITIES (S.P.) IN EVERYTHING.

<sup>1</sup>Victor F.B. de Mello; <sup>2</sup>Erika Kitano Sasaki; <sup>3</sup>Raquel Quintanilha & <sup>4</sup>Luciana Sakamoto

### Resumo

O compreensível determinismo inicial favorecido pela "mecânica" e "estruturas", e os proféticos sucessos de primeira grandeza, prevaleceram sobre o respeito enfatizado por Terzaghi à geologia, obviada como complexa e conjetural, amarrada a hipóteses, de idealizações indispensáveis.

Seguiu-se, sob convite de Terzaghi, incontável produção de iniciativas teórico-práticas, e relatos de casos. Na última vintena de anos tem sido espantosamente frustrantes as conclusões dos desafios PREVISÃO contra COMPORTAMENTO, expondo variedade de "escolas de teorias e práticas" e correspondente enorme dispersão das previsões em torno do valor real. Enquanto isto, há cinquenta anos, demais campos colaterais da engenharia aplicam muito os recursos E.P. para fixação de margens de segurança mais realísticas, via maximizações de causas e minimizações de resistências. Inúmeros fatores natos da geotecnia, ademais da sociologia e legislação obrigando à presumida SEGURANÇA ABSOLUTA, postergaram inaceitavelmente a introdução de conceitos de graus de confiança probabilísticos (INTERVALOS DE CONFIANÇA I.Cs.) parciais a compor para o global. Entre eles parece intervir o fato de que as complexidades e erraticidades dos solos convidou os mentores da E.P. a demasiadas sofisticações, enquanto que o grande problema das obras é sempre o de dados muito parcos, e teorias, modelos mentais. e procedimentos sempre insuficientemente certos/ajustados e em fluxo contínuo. Ressalta-se outrossim que os presumidos cálculos levados a probabilidades de  $10^{-3}$ ,  $10^{-4}$  etc. constituem ilusionismos contrários à essência filosófica das enormes responsabilidades da engenharia civil dependente das bases sempre intervenientes, e da Natureza. Nossa obrigação é de minimizar os erros humanos, dominantes, tanto perante o mal recôndito de custos cronicamente elevados, quanto perante rupturas eventuais caríssimas se catastróficas, sendo que a totalidade dos inúmeros desafios PREVISÃO → COMPORTAMENTO revelaram resultados surpreendentemente frustrantes. É indispensável abrir um procedimento E.P. convidativo para RECEITAS práticas comparativas sobre as quais construir, em substituição às gratas receitas estabelecidas pelo marco do livro Terzaghi-Peck (1948) [1].

### Abstract

The shocking successive revelations of the already innumerable PREDICTION vs. PERFORMANCE challenges, with responses widely spread towards extremes, mostly of overconservatism and a few dangerously over-optimistic, with rare hits close to target, calls for interpretation and urgent correction. Under the shade of Terzaghi's immensely successful EFFECTIVE STRESS intuition, and idealized Mechanics' determinism, mushroomed the summoned individual "Eureka" and "I did" publications, without comparisons of alternate solutions of true engineering, of relative benefit/cost evaluations. In reality less than one-in-thousand geotechnical papers advance into indispensable meaningful simple probability formulations, sufficient for progressive transitioning into comparing CONFIDENCE INTERVALS C.I. and PARTIAL FACTORS OF SAFETY. With due respect to the brilliant colleagues who deepened and expanded their dexterity in the domain of S.P., the Authors submit the suspicion that two main factors have caused the rift :

- 1) each additional "discipline" adds too much requirement of extraneous expertises, diverting and subtracting from the primordial exigent allegiance;
- 2) the practical needs of S.P. are different, in rational essence, for each of the pluri-disciplinary priority components of civil-geotechnical works (geology, seismicity, hydrology, structures, etc) beyond GEOTECHNIQUE itself, ever broadening, developing, and tightening in Society's requirements.

Minimal recommendations are presented, with simple reasonings exemplified, hopefully no more than to open an inviting renewing PRESCRIPTION on which to build, in substitution for the gratefully used prescriptions established in the milestone book Terzaghi-Peck (1948).

---

<sup>1</sup> Titular; 2, 3 e 4 Engenheiras na Victor F.B. de Mello & Associados S/C Ltda. Rua Madressilvas, 43. Brooklin - São Paulo - SP - Brasil - 04704-070.

## 1. INTRODUÇÃO.

As presentes postulações foram ponderadamente elaboradas para servirem de base, suficientemente renovadora sem prejuízo da praticidade, para avaliação das teorias, procedimentos, resultados e receitas decisórias, difundidos no exercício das lides acadêmica, pesquisadora, desenvolvimentista e profissional da ENGENHARIA GEOTÉCNICA. Qualquer presunção de renovação tem que reconhecer com afeto e respeito os passos do caminhar que nos trouxe até cá: e, mais ainda, tem que exercer as obrigações da curiosidade e criatividade, com humildade, porque, como disse Mark Twain, "My interest is in the future because that's where I'm going to live the rest of my life".

Envergonha-nos repetir o óbvio da complexidade e erraticidade dos solos de fundação, impondo as caracterizações em termos ESTATÍSTICOS de frequências de ocorrência, FD. E, também, a inexorável realidade que moldou os passos primordiais da teorização... as adoções DETERMINÍSTICAS de CORPOS e COMPORTAMENTOS IDEALIZADOS. Todos os sucessos de nossas origens decorreram da ousadia criativa de aplicar leis da física e mecânica, apoiados em matemática, para os "elementos de solos E.S." do terreno, buscando ensaiar CORPOS DE PROVA C.P. como representativos de tais elementos. Seguiram-se as INTEGRAÇÕES MATEMÁTICAS das TEORIAS DE ELASTICIDADE E PLASTICIDADE para as massas terrosas, sempre com idealizações de amplas conseqüências perante os delicados equilíbrios instáveis da seleção natural dos solos.

O enorme sucesso da **teoria das pressões efetivas** em resolver problemas marcantes em nível sim-não, em comparação com intuições grosseiras anteriores, facultou a emissão de promiscuidade de propostas de ensaios e teorias porque sempre mais que suficientemente corretas, sem condicionamento por custos comparativos. O convite de Terzaghi (1953) ao mais amplo monitoramento de casos de obras, nutrido pelo respeito humilde à realidade de que cada caso é singular em essência, resultou na publicação de incontáveis pseudo-confirmações de "teorias de caso único, resumidíssimamente divulgado". Sem as desejáveis retro-análises estatísticas de casos razoavelmente análogos para constituírem "amostras de efetivos universos estatísticos" promoveram-se umas tendências fortemente nocivas de vieses de **(a)** imitações grosseiras em função dos louvados princípios de PRECEDENTES e PRÁTICAS, reduzidos às similitudes geométricas visualmente impactantes **(b)** predomínio de RECEITAS caras conservativas para as obras **(c)** cristalizações em NORMAS e CÓDIGOS já nos ensaios primordiais **(d)** sobrevivência colateral de plêiade de "escolas" de ensino e práticas profissionais ao nível dos acólitos generalistas **(e)** compilações de FUNÇÕES DE DISTRIBUIÇÃO PROBABILÍSTICA FDPs espúrias, coletadas de casos arcaicos e, em princípio configurando um PASSADO destinado a nunca repetir-se salvo por conceituações retrógradas, **(f)** atenção dominante, tanto acadêmica quanto profissional, a casos especiais, em detrimento à "maioria silenciosa" de casos comuns que não mereciam atenções, nem pré-execução nem de monitoramento, **(g)** etc.

Enquanto interpretamos a progressiva lacuna gerada na GEOTECNIA pelo determinismo em detrimento da E.P., cabe também procurar postular a trajetória consentânea da E.P. aplicada à Engenharia Civil, e, quiçá, porque seu uso praticamente não adentrou na geotecnia. Inegavelmente foram e são destacados os colegas que labutam no desafiante campo. Porém, possivelmente seu esforço resultou desalentador, precisamente por seu brilhantismo, especificamente para os geotécnicos, já exaustivamente ocupados com suas complexidades e evoluções, por quatro razões : **(1)** sensação de sofisticacões alternativas em demasia; **(2)** despercebidamente exagerada ênfase nas variedades de equações matemáticas oferecidas à escolha inexperiente; **(3)** insuficiente compreensão de que a engenharia geotécnica sempre trabalha com limitadíssimas amostras estatísticas sob cada parâmetro (ou poucos parâmetros consentâneos) adotado como prioritário em "cada abordagem"; **(4)** acima de tudo, cada extrapolação segundo determinada EQUAÇÃO DE REGRESSÃO conceitualmente configura a irracionalidade de misturar o máximo de determinismo (matemático) com a meta da incorporação da latitude probabilística.

O presente trabalho procura submeter uma visão a mais compacta e simplificada possível do engenheiro geotécnico que sempre sentiu ser indispensável empregar a E.P., em condição mínima efetiva, para que se sintam os Fatores de Segurança, FS, Parciais, FSP, que tem que compor o FS Global, FSG, para renovar as bases para o tão enfatizado "CRITÉRIO DE DECISÃO", "JUDGMENT". Respeitando a limitação do espaço, perante o óbvio deixa-se de explicar que os FSG adotados na geotecnia vieram dos campos das ESTRUTURAS, obras construídas sob especificações e abundantes ensaios de controle, condições que tem pouquíssimo a ver com a realidade do subsolo acatado tal como ele é (ou presume-se que seja). E, em toda honestidade, com milhares de obras executadas no meio século passado jamais se poderá afirmar que a validez dos FSG adotados encontra comprovação na prática.

## 2. PREVISÕES COMPARADAS COM COMPORTAMENTOS. A MODA PEGOU; BIFURCADA, CARA E DESILUDENTE EM AMBAS DIREÇÕES.

No trabalho colateral [2] historiei resumidíssimo o caso do aterro sobre Argila Mole (1967-74) que presumo ter estabelecido o marco da era de análise retrospectiva do alcançável pela "nova tecnologia" já evoluída a uma presumida maturidade. Representou uma tendência vigorosa "dos jovens turcos" armados de um tanto de soberbia teórico-acadêmica em "novas armas" dispensantes do "tempero da experiência". Repetidamente [3, 4, 5, 6] já mencionei este

aspecto como presente e sempre nefasto/desanimador, nutrido por lapsos conceituais sobre a missão da Engenharia Civil. Resumidamente repito os refrãos de que nossa missão não é de "acertar na mosca do que vai acontecer em caso único" mas sim (por segurança) garantir o que não vai acontecer (comportamento indesejável ou ruptura) acoplado (por economia) ao desejo/necessidade de alcançar tal propósito com o mínimo de exagero (INTERVALO DE CONFIANÇA IC). Diplomáticamente acenei para o fato de que a ênfase em PREVISÕES TIPO A [7] ESPECIALMENTE "FABRICADAS" passou a ser um mal muito caro em vários sentidos: seria muito beneficentemente substituído por **repetidos desafios sobre (os mesmos) casos reais disfarçados e anonimizados**, preservando apenas os pontos condicionantes. Porém, mea culpa, por demasiado confiante nesta ("minha") verdade intrínseca conceitual-profissional, a espalhei de passagem, sem lograr endoutrinar. No caso do Aterro do M.I.T. era jovem-viril a fé nos computadores e cálculos das sobrepressões neutras e equações constitutivas. Um desafio era o de prever as pressões neutras e deslocamentos horizontais que resultariam com o sobreaterro (sendo já raro na prática o sobre-aterro assimetricamente sobre um aterro de 4 anos antes). Observemos que alguns dos candidatos que elaboraram previsões as apresentaram definidas, sem faixas de confiança, ou com faixas que não cruzaram o valor real. O outro desafio (ao qual atenderam todos da audiência, e com faixas estimadas que cobriram bem o resultado) era da altura de sobreaterro que provocaria a ruptura (comportamento freqüentemente sofrido na prática profissional).

Repetiu-se o comentário desfavorável aos desafios TIPO A especificamente planejados e executados sob aparente curiosidade acadêmica, quando desligada da ampla experiência da prática profissional, no caso dos 3 tipos de estacas propositadamente diferenciados, mas com dimensões iguais, no ASCE Pile Prediction Symposium ASCE GSP nº 23, 1989 [4]. Essencialmente as mesmas impressões resultam do extraordinariamente documentado desafio sobre 5 sapatas sobre areia [6]: inegavelmente frustrante, imiscuindo-se assuntos de deformação "elástica" em pré-ruptura (em função de "códigos" e de distintos parâmetros-índice decorrentes dos ensaios-in-situ), e a previsão dos recalques de "rastejo" de longo prazo que configura preocupação de meta para futuro, muito mais do que fruto de experiência orientadora do "judgment".

Finalmente menciono também já ter questionado [5] no caso do desafio sobre comportamento de Estacas Premoldadas Cravadas, ESOPT II, 1982, o conceito deformante associado a louvor acentuado concentrado na previsão que acertasse essencialmente "na mosca" um dado único. Inegavelmente a geotecnia corrente está assim associada a bom leque de "teorias de caso único". Em contraposição deveras séria mencionei [8] o perigo de certas equações ligando dois parâmetros experimentais serem dogmatizadas, não sendo reajustadas à medida que um deles se aprimora conscientemente no decorrer do tempo. Por exemplo, deixando de lado a(s) teoria(s) de capacidade de carga de placa, estabeleceu-se  $\tau_{rupt} \approx 6c$  antes de 1968, sendo inquestionáveis as  $\tau_{rupt}$  das provas de carga: enquanto isto a amostragem indeformada e determinação da coesão  $c$  (palheta, etc.) foi sendo melhorada, aumentando notavelmente em seu valor de pico tensão-deformação. O número 6 não deveria estar sendo revisto para baixo, sob pena de preverem-se  $\tau_{rupt}$  perigosamente otimistas? Ou por feliz incrível coincidência (nos casos ensaiados, e outros) o  $c$  médio sob sapatas equivaleria (freqüentemente?, impossível ser sempre) com todas suas variações ao longo das superfícies de ruptura, ao valor "típico corrente" dos corpos de prova do período 1940-'68?

Revertendo para a outra ponta da bifurcação, vemos a freqüência com que as LIÇÕES-PRESTÍGIO das maiores autoridades passaram a abordar as frustrações das PREVISÕES DE PROJETO em termos de relatos de casos pessoais mui parcamente documentados, e orientados em dois sentidos, ambos lamentavelmente inoperantes para o jovem profissional. Preliminarmente, porém, concordemos que cada um dos três casos não deixa de engrossar as "teorias de caso único", ressalvada a conceituação teórica inapelável da **relativa singularidade de todo e qualquer caso**, exigindo sempre observação alerta precavida.

Um dos sentidos é o clássico frisado pela "geração experiente" da necessidade do JULGAMENTO CRITERIOSO (JUDGMENT): ora, questionará o jovem ávido profissional, como é que se começa a adquirir tal dote indispensável? Após ter-se prevenido contra surpresas singulares (mediante "check-list"?), obviamente adquirindo uma sensibilidade estatística-Bayesiana quanto aos ICs e AZARES implícitos (o que não estaria sendo razoavelmente provido)?

O outro sentido é o também clássico da geotecnia histórica: a necessidade do chamado "OBSERVATIONAL METHOD": Inegavelmente todo o comportamento complexo **razoavelmente dúctil-progressivo (e não rígido-friável)**, tem que ser "observado" de passo a passo. Porém, o ponto fundamental é que o Projeto e sua EXECUÇÃO CONTRATADA tem que ter previsto (1) o que fazer, em tempo hábil, se as previsões não se materializarem (DESIGN PRINCIPLE 5, [7] ) e (2) os ônus financeiros-logísticos-econômicos da margem de contingência (imprevistos) correspondente (IC). Tais previsões estão sendo cada vez mais dificilmente incorporáveis nas concorrências correntes, se/quando almejando vencer, e ipso facto ulteriormente incrementadoras dos AZARES e RISCOS.<sup>1</sup> Respeitando as merecidas áreas de prestígio refletindo o passado, permito-me assinalar o mal que tais pronunciamentos aduzem para a

<sup>1</sup>Têm sido empregados intercambiados os termos "azar" e "risco", tornando agora importante evitar confusões, passando a respeitar uma diferenciação firme, por decisão imposta e acatada, e em seguida tornada habitual. O Comitê Internacional de Barragens tomou a iniciativa de usar "azar" para a probabilidade da ocorrência, e "risco" para o produto de tal azar e o custo (ônus) conseqüente. Pelo direito de primazia proponho que padronizemos o emprego dos termos desta forma.

maioria dos profissionais, salvo no tocante a ampliarem a visão e leque das hipóteses para a CHECK-LIST (que já por princípio seriam "infinitas" salvo quando "organizadas por disciplinas especializadas contribuintes").

Resumidamente assinalo: (1) A Terzaghi Lecture (21<sup>a</sup> de 1985) [9] de Osterberg atribuindo rupturas às faltas diversas, e enfatizando necessidade de dados em **ampla redundância**; (2) A Terzaghi Lecture (29<sup>a</sup> de 1993) de Focht [10] que enfatiza igualmente os erros de suas próprias previsões, e convocando a um balanço "apropriado" e "confiança" em "todos os aspectos" da solução do problema, enfatiza o já mencionado JUDGMENT; (3) Duncan, 1988 [11] enfatiza o mesmo na INVITED LECTURE, Australia - Nova Zelândia; (4) na ICSMFE, Rio de Janeiro 1989 [12] van Weele apresentou a INVITED SPECIAL LECTURE especificamente sobre este tema, e, mediante exemplos enfatizou (a) a grande falta de informação suficiente, (b) **demasiados modelos teóricos**, particularmente tais como **lançados com base em um e dois sucessos por acaso** (c) "o que publicamos foi cuidadosamente filtrado", (d) a meta de "acertar na mosca" já mencionada<sup>2</sup>; (5) reportando ao grande tema paralelo dos AZARES e RISCOS (sempre maiores na engenharia que sustenta as obras de superestrutura) GEOTÉCNICOS [13] só cabe enfatizar com Steven Vick que "model uncertainty, not parameter variability is where the most profound uncertainties lie" (e, data vênua, discordar visceral mas construtivamente dos modelos que ele cita quanto aos riscos sísmicos); (6) finalmente recorro à recente CONFERÊNCIA-PRESTÍGIO [14] em homenagem ao Prof. Peter Lumb, pioneiro na ênfase à ESTATÍSTICA APLICADA, para assinalar que o grande Morgenstern que em 1995, [15], frisou "the **overwhelming influence (is) of model uncertainty and human uncertainty**" mas pareceu apoiar algum procedimento de análise azar-risco, já agora recai em mais pessimismo "the **complexity of performance assurance** has been underestimated"<sup>3</sup>; lamentavelmente (em meu temor) oferece uma tabela de categorizações QUALITY CLASS de Acurácias de Previsões (em % da realidade observada) que reputo ilusória e iludente<sup>4</sup>.

Enfim, o desafio é enorme, mas o primeiro passo é meio caminho andado. O que precisamos é definitivamente questionar e rechaçar as RECEITAS-DOGMAS, e começar a empregar a "estatística-probabilidade E.P." **mínima rudimentar que seja absolutamente convidativa**, para priorizar a constituição de amplo banco de dados, estimulando a vantagem pelo número, em comparação com a presumida "qualidade teórica quantificada segundo o modelo idealizado". Sempre com suas REGRESSÕES e ICs! Adotar parâmetros plausíveis (segundo técnicas e ICs respectivos) onde faltem, e realizar análises de variações paramétricas para estatística-descarte. Aplicar Coeficientes de Ajuste CAs, sujeitos e obrigados a progressivos aprimoramentos, a cada passo diagnosticando o ponto nevralgico. Relembrar que para cada Previsão que se EFETIVE, presumidamente acertando na mosca, existem inúmeras que atendem à SATISFAÇÃO "garantindo não errarem mais do que desejado/aceito/tolerado". Da INFINIDADE DE POSSIBILIDADES ocorre o "colapso" para um número menor, enorme, de PROBABILIDADES, e o segundo "colapso" para o determinismo do "FATO", caro em ambos os sentidos. Motivo pelo qual torno a enfatizar a incalculável preferência, não pela TYPE A PREDICTION, mas pelo leque fértil das previsões apoiadas sobre CASOS REAIS ABSOLUTAMENTE ANONIMIZADOS E DISFARÇADOS, salvo no que é conhecidamente conseqüente.

### 3. ALGUMAS POSTULAÇÕES LIMINARES DA ENGENHARIA CIVIL-GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA INTERVENIENTES.

Perante as brilhantes e meritórias lucubrações e soluções dos colegas dedicados à E.P. "pura", passa a ser indispensável formular algumas considerações inerentes ao campo do dualismo extremo em que labuta nossa prática profissional.

Primeiramente submeto minha preocupada interpretação do "porquê": é visceral para a reformulação da GEOTECNIA em termos de E.P.. Reitero o reconhecimento da grande lacuna em nossa produção profissional, publicada e executada em obras, da incorporação da E.P. : e vaticino que tal lacuna tenda a crescer à medida que as duas "disciplinas" se distanciam em mais especialização independente. Admitindo o comportamento dúctil, mais favorável às teorizações, seria lógico esperarmos que representações E.P. devem ser prioritariamente procuradas nos comportamentos de DEFORMAÇÕES PRÉ-RUPTURA. Referindo portanto aos 1º e 2º Simpósios Internacionais IS de Sapporo (Japão 1994) [16] e de Torino (Itália 1999) [17] vemos que : no 1º com 147 artigos, 1256 páginas, e no 2º, 146

<sup>2</sup> Presumindo analisar o histórico dos desenvolvimentos tanto dos ensaios-in-situ, quanto das teorizações idealizadas, e, inclusive, particularmente as iterações entre os dois, vemos que no fundo depois dos primeiros ensaios intuitivos "de caracterização do elemento de solo (diferencial da pretendida integração mássica), suas insuficiências sentidas, mas nunca testadas com ICs quantificados, foram gerando as novidades, meritórias, mas sempre nascendo com falta de dados . E não é o JULGAMENTO "POR FARO" nem o chamado "RISCO CALCULADO" (justamente porque não é calcula(do)(vel) ) que suprem tais lacunas.

<sup>3</sup>Já tive casos (e só tendem a aumentar) em que foi necessário conceder e alertar que a geotecnia e engenharia civil não podem ir ao nível de precisões de comportamentos que seriam exigíveis por algumas superestruturas demasiado exigentes, **cabendo à especialidade respectiva desenvolver tolerâncias** mais realistas e realizáveis.

<sup>4</sup>Já sendo enormes as dificuldades de coleta-análise de banco de dados de rupturas físicas, quanto mais as dos comportamentos pré-ruptura raramente monitora(dos)(veis) salvo pela sensação do Cliente/Público haver "tolerado ou não "!

artigos, 1415 páginas, só ocorreram, no segundo, 5 figuras de dados com análise Estatística (simples).

Ora, ao pretendermos corrigir tão lamentável situação precisamos reconhecer três fontes de condicionamentos inabaláveis: (a) a base decorrente da NATUREZA; (b) a "prudência adquirida" da prática profissional; (c) o atendimento ao CLIENTE/PÚBLICO, inexorável juiz de última instância.

**Quanto à NATUREZA ofereço minha ponderada postulação de que estamos inseridos num contexto de uma combinação de "fatos" dicotômicos, de um "contínuo" que não é randômico mas segue milenarmente as leis microscópicas cumulativas da SELEÇÃO NATURAL, e de "fatos episódicos catastróficos intervenientes", catastróficamente determinantes que só podem ser qualificados, como o fazem os Ingleses, como "ACTS OF GOD".**

Não deixa de ser sedutoramente desafiante para o especialista E.P. formular problemas, hipóteses e soluções que atendam às randomicidades e flutuações de parâmetros etc... Mas, ademais de afugentar o geotécnico-profissional do emprego da E. simples convidativa mínima (de primeiro passo de receituário para o DESCARTE DO DETERMINISMO) convenhamos que é muito mais correto e fértil recorrer aos especialistas da GEOLOGIA-GEOMORFOLOGIA-SEDIMENTOLOGIA etc., para remover ou minimizar as complicações do randômico.

Por outro lado, quanto às situações dos episódios catastróficos dos ATOS DE DEUS, repito e reforço minha proposição da Rankine Lecture de 1977 [7] de que a única forma racional de procurar atender ao caso é a de **mudar o universo físico** para tentar **reduzir o azar a zero**. Relembro o óbvio de que o RISCO das catástrofes tende para o infinito nas conseqüências, e presumir reduzir o AZAR ao infinitésimo é uma ilusão, indeterminação, irracionalidade. A escolha de **determinada equação matemática** para extrapolar dados de recorrências limitadíssimas até as probabilidades de 1:10000 etc., incorpora o máximo da irracionalidade porque **qualquer equação matemática**<sup>5</sup> é o paradigma do determinismo, e não pode ser misturado com o desejado máximo de probabilismo . [2, 7]

**Quanto à "prudência adquirida" da prática profissional limito-me a reiterar o refrão de todos os profissionais EXECUTORES mais maduros, de que em geral não se deve avançar sobre o parâmetro mais condicionante ou desconhecido em mais do que 10 a 15% a cada passo. Abordei o assunto no trabalho "Practice, Precedents, Principles, Problems and Prudence" , 1980 [3], principalmente para criticar as posturas exageradas freqüentes, de tais mentores, de (a) exigir o PRECEDENTE, e (b) citar o argumento de "PRÁTICA ANTERIOR" (não questionada-entendida-justificada) como dogma fundamentalista da "verdade imutável", ambos negando a criatividade da célula-vida, precipuamente da espécie humana.**

Apresentamos a Fig. 1 para enfatizar alguns pontos da lógica da mencionada "prudência experiente centenariamente destilada e digerida". Adotaram-se 30 pares de dados arbitrários (X, Y) nas faixas  $20 < X < 40$ , e  $22 < Y < 34$  para exemplificar alguns ensinamentos básicos que afetam muito as retro-análises críticas do passado da engenharia civil e da geotecnia [2]. Como dos pouquíssimos trabalhos que submetem dados E analisados, grande porcentagem se limita a referir aos  $r^2$  (das REGRESSÕES SIMPLES)<sup>6</sup> começamos por **recomendar abandonar tal prática como insuficientemente informativa**. Todas as regressões deram valores  $r^2$  praticamente idênticos, o que permitiria usar qualquer uma. Em primeiro lugar praticamente ninguém (nem usuário infreqüente, nem Cliente/Sociedade) adquire sensibilidade quanto ao desejado grau de azar implícito.

Em seguida ponderamos que uma das metas práticas importantes da E.P. é a de facultar a previsão de comportamentos quando modestamente extrapolados da faixa já conhecida. Vemos que já mesmo puramente pelas equações das regressões (mesmo sem incorporar os ICs) as tendências deduzidas podem divergir muito na extrapolação, não permitindo optar por uma ou outra, ou confiar nelas.

Ainda por último deixa de haver o importante reconhecimento da diferença entre comportamentos cumulativos de médias (os ICs de médias) e os de casos singulares (ICs de pontos), o que muda muito os ICs. O recalque por compressão de uma barragem (e eventual perda conseqüente da borda livre de segurança) está associado ao IC de médias das compressões de toda a coluna de elementos de solo: porém, a destruição da barragem por transbordamento de uma enchente é um fator atuante singular. Para complementar sem muito repetir apresentamos no item 4 (Figs. 2A, 2B) a mesma temática com relação a dados reais de situação corrente da máxima responsabilidade da vida profissional.

Desnecessário frisar que se as próprias REGRESSÕES SIMPLES OTIMIZADAS, com valores  $r^2$  tão semelhantes, chegam a iludir tanto quando de qualquer extrapolação, muito maiores serão as divergências refletidas nos ICs das médias, e ainda maiores nos ICs de pontos.

<sup>5</sup> Já sua escolha incorpora um "fato" determinístico, que só seria atenuado no sentido probabilístico se tivéssemos bastantes à disposição e as usássemos para obter um histograma (PDF) de seus resultados.

<sup>6</sup> De conformidade com livros mais categorizados reservaremos o  $R^2$  para as REGRESSÕES MÚLTIPLAS.

A profissão reconhece com naturalidade a bifurcação entre as REGRESSÕES OTIMIZADAS A ESMO, com liberdade (exercida nos programas correntes de computação) de escolha entre várias equações possíveis, e as REGRESSÕES DITADAS POR TEORIAS. Na Fig. 1 estão incorporadas duas das mais utilizadas destas ditadas por teorias:

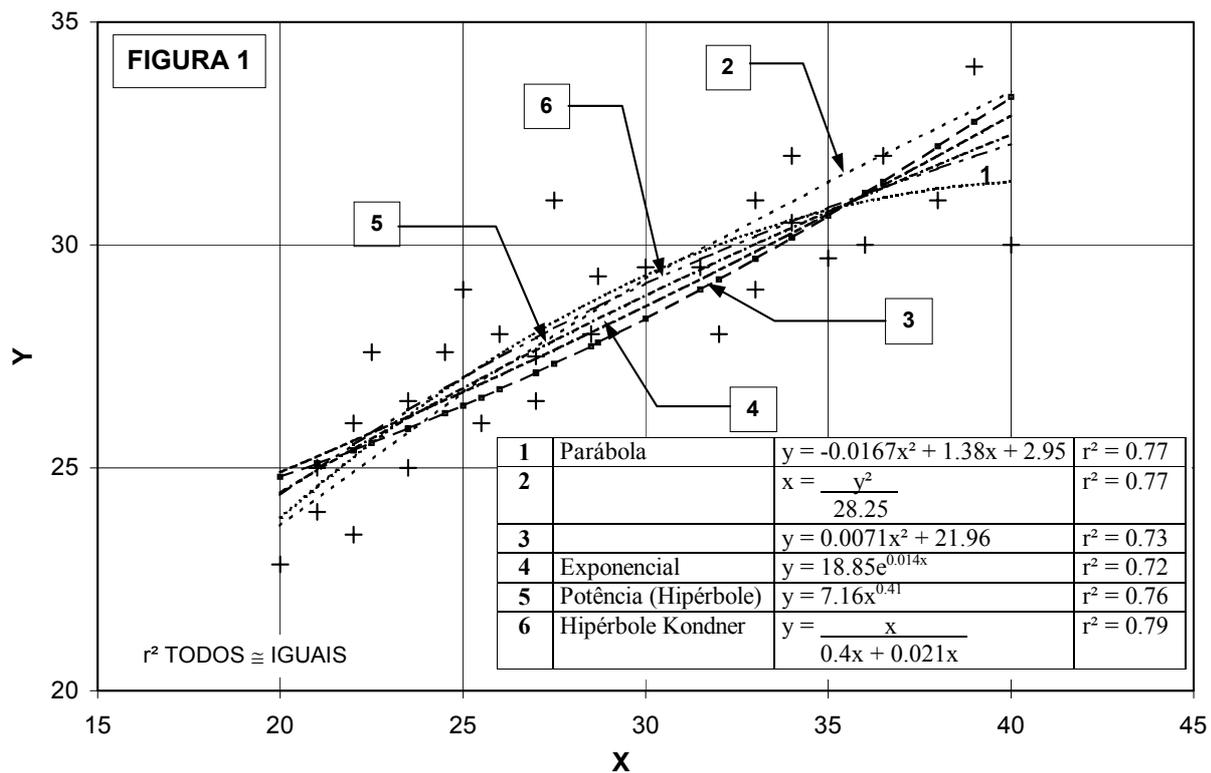


Figura 1 – Reflexão crítica quanto ao  $r^2$  e extrapolações em grau imprudente na regressão.

porém, mesmo entre elas cabe reconhecer uma diferenciação fundamental. Uma (n<sup>os</sup> 2 e 3 na Fig. 1) é da **parábola simples do adensamento primário de Terzaghi** que decorreu da solução da equação diferencial idealizada "pura", e da aceitação de uma **precisão plenamente satisfatória** para a solução matemática "mais completa", até cerca de 60% do adensamento: ulteriormente surgiram as persistentes documentações dos "fatores espúrios" da "compressão inicial" e "compressão secundária". A outra (n<sup>o</sup> 6, Fig. 1) é a **hipérbole de Kondner** que passou a ser predominantemente usada em toda a geotecnia quase como teórica para as curvas tensão-deformação: realmente decorreu de uma idealização extraída de um bom número de dados experimentais meticulosos, porém sem nunca ter tido a transparência e benefício da análise E. de seus ICs, e sendo bem ajustável especificamente às condições normalmente adensadas.

Servem os exemplos da Fig. 1 para validar e reforçar a **recomendação da prudência profissional** mencionada, mesmo sem levar em conta os ICs da matemática nem o seguinte **postulado (que presumo poder oferecer) referente à Natureza**: a complexidade de seus fatores interatuantes, e seu **equilíbrio de minimização da superabundância** perante a seleção natural (isto é, proximidade do FS  $\approx 1,00$  em cada fator em curso de seleção, micro e lenta). São inúmeros os parâmetros que se seguem em prioridade no domínio dos **comportamentos de menores probabilidades de recorrência**. Nossa tecnologia concentrou-se justificadamente em relações (complexas) entre parâmetros únicos, e agora nossas **regressões continuam a ser simples**. Previsivelmente a qualquer passo das extrapolações um parâmetro adicional entraria em ação reforçando a necessidade das **regressões múltiplas** ou distorcendo ainda mais a regressão simples em uso conforme suficientemente validada.

### Comunicação compreensível e aceitável para o Cliente/Público.

Levou dezenas de séculos para se aceitar que uma obra civil deixasse de exigir a presumida garantia de sanidade determinística absoluta<sup>7</sup>. Assim, é indispensável reconhecer a repulsa à introdução desabalada de vários termos, índices, e formulações matemáticas, de garantias menores do que "total" relativamente incomuns na experiência individual, familiar e social. Os "riscos" para a pessoa física em situações e atuações diversas são correntemente expressos e percebidos em termos de probabilidades 1: P (500 < P < 10000). É inclusive facilmente compreendido que tais azares e

<sup>7</sup> Existe, sim, o AZAR ZERO por alteração consciente eficaz do UNIVERSO FÍSICO, enquanto em dado universo físico o comportamento perfeito ou aceitável é matematicamente raciocinado como de probabilidade assintoticamente decrescente, só atingindo ZERO com  $n \rightarrow \infty$  [7].

riscos sejam menores ou maiores segundo o tipo de ocorrência ou atuação, se voluntária ou involuntária ou vítima inadvertida e mesmo iludida. Pois devido ao passado (intelectual) da garantia total, e devido ao âmbito da grande obra pública, o azar é sempre imposto como devendo ser de baixíssima probabilidade (P.): como extrapolar os pouquíssimos dados e pequeníssimos P. de ocorrência para situações (recorrências) tão remotas em comparação com as conseqüências facilmente apercebíveis na vox populi a cada "novidade" introduzida no equilíbrio, e mensuráveis/quantificáveis no meio dos universos fartamente populosos? Temos que optar entre o "risco" de afugentar o usuário e perder acesso ao vasto universo de experiência rudimentar disponível<sup>8</sup>, em contraposição às buscas de "purismos E.P.". O primeiro passo (meio caminho andado) da substituição das RECEITAS, NORMAS, CÓDIGOS, etc. determinísticos, por cálculos E.P. rudimentares já promove benefícios incalculáveis, inclusive dos posteriores aprimoramentos pela porta aberta (em contraposição ao determinismo cerrado/cerrante). Descartamos assim liminarmente os índices e conceitos (que respeitamos) representados por FIABILIDADE [18], o "THREE-SIGMA RULE" [19], o "AKAIKE INFORMATION CRITERION" [20] os males subliminares compreendidos no bojo das NORMAS e CÓDIGOS<sup>9</sup>, os recursos às "linearizações em graficações à mão livre" (em escalas aritméticas, semilog e log-log, etc..) de tanta coisa que faz parte de uma herança genética afetuosa-respeitosa-gratamente recebida pelo que REALIZOU EM SUA ÉPOCA.

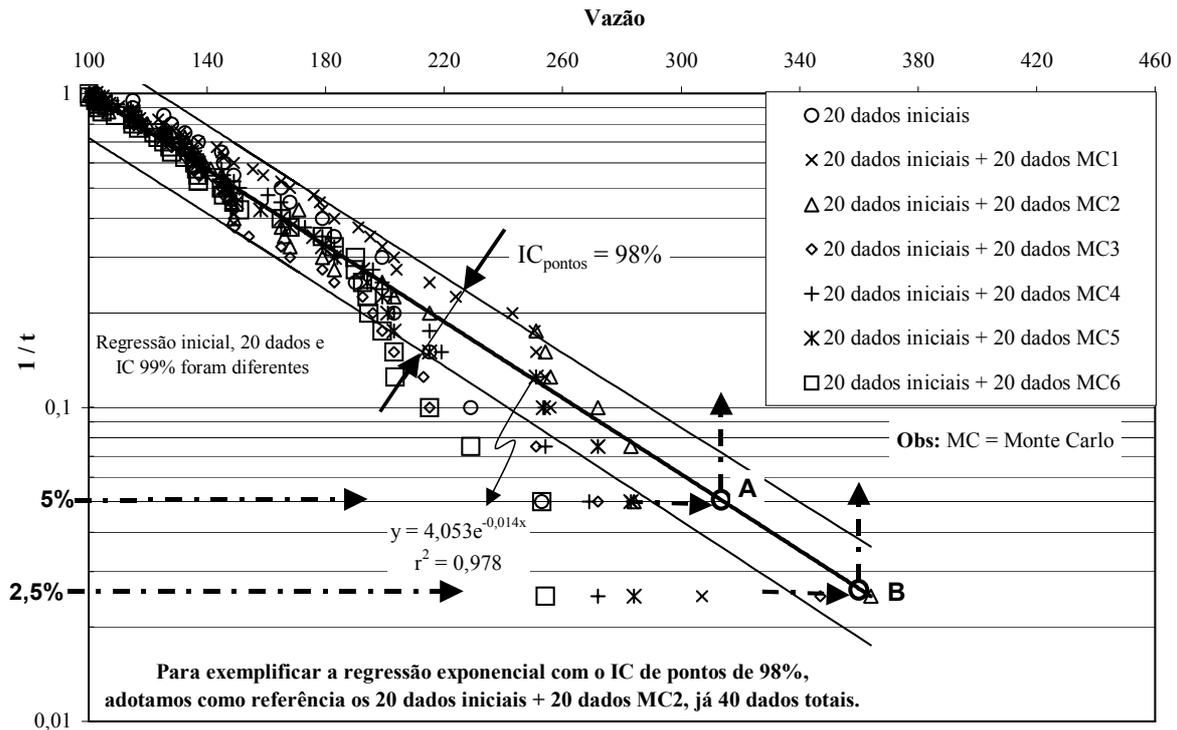


Figura 2A – Busca de enchentes máximas. Uma só regressão (e seu IC) usada como nominal para exemplificar.

	1. Q <sub>máx.</sub>	2. Q <sub>calculado</sub>	3. Equação	4. recorrência	5. I.C.
20 dados iniciais	253	515,5	$Y=9,4500e^{-0,0191x}$	5%	1%
20 dados iniciais + 20 dados MC1	307	616,9	$Y=5,5487e^{-0,0151x}$	2,5%	2%
20 dados iniciais + 20 dados MC2	364	642,9	$Y=4,0534e^{-0,014x}$	2,5%	2%
20 dados iniciais + 20 dados MC3	347	550,3	$Y=5,4714e^{-0,0169x}$	2,5%	2%
20 dados iniciais + 20 dados MC4	272	544,7	$Y=6,9014e^{-0,0175x}$	2,5%	2%
20 dados iniciais + 20 dados MC5	284	561,7	$Y=5,9261e^{-0,0167x}$	2,5%	2%
20 dados iniciais + 20 dados MC6	283	496,4	$Y=7,9992e^{-0,0195x}$	2,5%	2%

MC = Monte Carlo;  $Y = 1/t$  (probabilidade de ocorrer);  $x =$  vazão; 1. Q<sub>máx.</sub> observado em cada conjunto de dados. Q<sub>calculado</sub> para  $P \approx 5/10000$ .

Figura 2B – Resumo de resultados (poucos) para reflexão e autocrítica.

#### 4. EXPERIMENTANDO EXERCITAR COM AS PROPOSIÇÕES DA E.P. PERANTE UMA DAS REALIDADES DE ENORME RESPONSABILIDADE, DE NÍVEL DE ATOS DE DEUS.

Resumidíssimamente transcrevo as principais afirmações que postulamos como regras práticas a respeitar na

<sup>8</sup> "da vasta maioria de casos que não mereceram teses nem publicações, porque funcionaram como esperado, a contento".

<sup>9</sup> A sabedoria reconhece que plantada a grama Inglesa junto com a erva daninha, qual das duas prevalece?

E.P. (simplificada de primeira aproximação. Igualmente impositivas na E. das mais eruditas):

- (1) Toda regressão tem que consignar os limites de suas bases de dados, e seus ICs de médias e de pontos;
- (2) Os  $r^2$  e  $R^2$  servem como passo para a decisão de qual a melhor equação da regressão, correspondente aos valores  $r^2$  ou  $R^2$  mais altos: porém estes não devem ser empregados para a comunicação compreensível ao público;
- (3) A comunicação a usuários e terceiros deve ser feita através das ICs de médias (e/ou de pontos) sendo melhor a representação do banco de dados aquela que minimize as excedências da faixa do IC;
- (4) Não se deve extrapolar (nas atuações determinísticas de projeto-execução) em mais do que (digamos) 15% da gama coberta pelo banco de dados;
- (5) Para melhor apertar as faixas dos ICs é bom programar a coleta dos dados junto aos extremos da gama dos parâmetros a representar pela regressão;
- (6) É absolutamente irracional e inaceitável empregar as equações idealizadas da Estatística dos Extremos (E.E.) grandemente diferentes, nunca conferíveis, e reunindo o máximo do determinismo matemático com o almejado extremo de probabilismo (P.) de previsão de ocorrência diminuta.

TUDO BEM. Isto quanto à representação dos dados, dos quais se espera a otimizada ACURÁCIA e minimizada DISPERSÃO, para uso ulterior. Porém, frisou-se também o ditame de que na Engenharia Civil temos por conceito fundamental estabelecer os valores máximos/mínimos probabilisticamente viáveis, para projetar para **situações que não arriquem ser excedidas!** Quer dizer, que nos defrontamos com um paradoxo, um grave problema de consciência; ironizando, concluiremos que a pior regressão "ainda aceita como fidedigna" é a que nortearia nossos maiores valores dos máximos de mesma probabilidade P.?

Nas Figuras 2A e 2B, submetemos ao exercício de análise prática os dados dos 179 anos de enchentes máximas (P. 92, relativo ao Rio Tennessee) do livro clássico HYDROELECTRIC HANDBOOK [21]. Nos países emergentes, e em bacias secundárias, não deixa de ser bem freqüente iniciar um Projeto com apenas 20 anos de dados. Assim, sorteamos por Monte Carlo um conjunto de 20 dados que admitimos como banco-calendário disponível e fixo.

A seguir determinamos a regressão, o Q de Recorrência 5% nela, e o IC de 1% de probabilidade de não excedência: valor  $Q_{calc} = 515,5$  correspondente aproximadamente a 5/10000, 1/2000 de não-excedência. Em seguida resolvemos extrapolar para mais 20 dados "anuais", admitindo um período operacional de plena amortização da obra. Admitimos a permanência constante da meteorologia-hidrologia, e precisão das medições das vazões máximas; porém sorteamos por Monte Carlo as seqüências dos 20 dados entre os 159 restantes. Em princípio são realizáveis incontáveis sorteios MC, atribuindo ao "banco (conhecido) de disponibilidades da Natureza" (sempre desconhecido na realidade profissional) liberdade de prover enchentes máximas (entre as observadas) na seqüência-calendário imediata. Confessamos que por interesse em acelerar a busca, e promover a reflexão humilde, dos inúmeros sorteios possíveis procuramos exemplificar com alguns (MC2, MC3, MC1) que incorporam (como primeiro valor, imposto ao sorteio, remanescendo 19 a sortear) os 3 valores mais altos, os 2 valores módicos (MC5, MC6) e finalmente o valor mais baixo remanescente (MC4). Para cada conjunto de 40 dados resulta nova regressão (ver FIG. 2B), o valor respectivo de 2,5% de recorrência, e o respectivo IC=98%, de 2% de não-excedência. Note-se que as regressões dos primeiros 20 dados e dos demais conjuntos de 40 dados são todas um pouco diferentes. Porém conforme publicado [22] até recorrências de aproximadamente 1% todas as regressões quase se superpõem.

Todas as não - excedências foram levadas a 5/10000, 1/2000. Por ironia ocorreram dois casos estranhos: nos 20 dados básicos que por acaso incluíram valor  $Q_{obs.máx.}$  mais baixo dos 7 conjuntos, resultou relativamente alto 515,5, em comparação com o MC7 que começou por escolher um valor modicamente alto (entre os poucos mais altos) e resultou na mínima estimativa global.

Em tese depois de determinar assim um grande número de estimativas de 2/1000 poderia ser buscada a FD e nela uma certa probabilidade de não-excedência.

Conclui-se numa **reflexão ponderada humilde** que em tais fenômenos que só permitem coleta de pouquíssimos dados com o passar do tempo à nossa escala prática (ciclo anual), mesmo se tudo se mantém presumidamente constante no universo estatístico, nosso IC, nossa confiança não aumenta necessariamente ao longo da vida útil arbitrariamente imaginada por nossos próprios ciclos. Abstenho-me de me estender sobre as espantosas ilusões quanto às recorrências que vem sendo atribuídas aos sismos, suas magnitudes, e suas intensidades, tudo espantosas aberrações mesmo se fechamos as mentes quanto a irracionalidade inicial de que liberações de energia dependem dos acúmulos de energia reprimida, constituindo portanto anti-recorrências. Em suma perante Atos de Deus respeitemos as limitações de nossas matemáticas probabilísticas.

##### **5. REAPRECIÇÕES SOBRE INSTABILIZAÇÕES DE TALUDES, E RECOMENDAÇÕES PRÁTICAS PARA MELHOR REALISMO GEOMECÂNICO E ULTERIOR EXPRESSÃO EM TERMOS E.P.. SEQÜÊNCIA DIDÁTICA IDEALIZADA EM RELAÇÃO AO TALUDE DE MONTANTE DE BARRAGEM DE TERRA.**

Assistimos relativamente passivos à bifurcação tão intensa em direções opostas que se teme dilacerarem as perspectivas do futuro da ENGENHARIA GEOTÉCNICA: por um lado, a quase totalidade de estudos e publicações concentrados em **aprimoramentos de cálculos determinísticos**; por outro lado, as férteis invenções e introduções de EQUIPAMENTOS/PROCEDIMENTOS CONSTRUTIVOS **tão potentes que tornam atrativo dispensar o interesse íntimo pela geotecnia**. Nossos mentores ousaram formular "modelos" com coragem, baseando-se em dados parcos e pobres. Será que não nos cabe procurar também ousar, com hipóteses de **modelos revistos**? Já expus a necessidade de comparar tudo como diferentes graus de cinza, por E.P., e não como branco-preto. **Arrisco a oferta de um exemplo de presumido modelo revisto.**

Muito provavelmente não é por mero acaso que não se ensaiou ainda um desafio PREVISÃO vs. COMPORTAMENTO para a "estabilidade" (preferimos INSTABILIZAÇÃO) de um talude convencional de barragem: em comparação com um problema específico (como por exemplo, a carga de ruptura de um estacão) já passa a configurar um problema global-complexo; ademais foi desde o início dominado pelos princípios do equilíbrio ESTÁTICO DE CORPO SÓLIDO RÍGIDO "a isolar do maciço restante", e dicotomia ESTÁTICA-DINÂMICA.

Já temos avançado com publicações em que procuramos sintetizar uma parte da seqüência lógica da série de conceitos separada e generalizadamente propostos na Geotecnia, e intrinsecamente incontestes, tais como: (a) o fato de que as tensões internas (residuais da compactação) não são as geostáticas; (b) valem os princípios não só do clássico "stress-path" (Taylor-Lambe-Ladd) mas melhor, do STRESS-STRAIN-TIME-PATH; (c) nos comportamentos dos solos é importante reconhecer, conhecer, e incorporar o HISTÓRICO das tensões-deformações de estados progressos, etc...

E, ademais, de nossa parte temos procurado enfatizar que é absolutamente irracional admitir a equivalência de que nas retroanálises de qualquer ruptura vale, na condição-momento da ruptura, o equilíbrio-limite correspondente a  $FS=1,00$ <sup>10</sup>. Segundo tenho frisado, pela TEORIA DOS ERROS é muito menos impreciso o estabelecimento dos  $\Delta FS$  entre dois cálculos análogos sucessivos de equilíbrios-limite, o "inicial e final"  $FS_i \rightarrow FS_f$  (conforme gerado por determinado agente solicitante-provocador); e a condição da ruptura correspondente à passagem do  $FS_i$  para  $FS_f$  **pelo  $\Delta FS$  passando por 1,00.** [23]

Note-se que a dispensa de incorporação de pormenores de histórico-envelhecimento-tensão-deformação-tempo-rapidez, e INCREMENTO CAUSA-EFEITO, teve a extensa sobrevida, favorável ao primeiro grau de aproximação de cálculos, por causa da surpreendente constância com que no gráfico de Mohr os pontos de ( $p'$ ,  $q'$ ) **de ruptura caem no mesmo lugar geométrico**. O que é afetado, por vezes bastante, é a sucessão de **estados de deformações e resistências-mobilizadas intermediárias**.

Assim, no presente caso, para fins didáticos simplificantes admitimos o maciço da barragem chegado ao seu topo com as tensões geostáticas (e sem pressões neutras). A análise FLAC fornece todas as indicações das tensões e deformações, das quais reproduzimos na Fig. 3 localizadamente só alguns valores exemplificativos.

Em seguida dentro da rotina de análises de estabilidade por equilíbrio-limite analisamos UMA (PRIMEIRA) SUPERFÍCIE (CRÍTICA HIPOTÉTICA) DE DESLIZAMENTO S.D. (A) até a crista. A seguir, segundo proposto em 1998 (Mexico) empregamos o raciocínio de querer acompanhar os  $\Delta FS$  em subir por dois degraus desde o maciço com

---

<sup>10</sup> O conceito dicotômico determinístico do EQUILÍBRIO ESTÁTICO  $\rightarrow$  DESEQUILÍBRIO DINÂMICO era compreensível como historicamente dominante. E reporto o leitor à categorizada publicação [20] em que Bishop e Bjerrum retroanalisaram umas rupturas de taludes naturais para documentar o "equilíbrio-limite" correspondente à dicotomia  $FS > 1,00$  vs.  $FS < 1,00$ . Referiram-se a uma série de 22 rupturas de carregamentos de argilas moles, resumindo terem ocorrido com  $0,93 < FS < 1,10$ . Não há como ou porque questionar as 5 provas de carga, de carregamento levado até a ruptura bem definida, e as coesões são relativamente fidedignas. Mas no restante da ampla gama de diferentes obras, **empregaram ajustes judiciosos bem intencionados, também almejando a média de  $FS \equiv 1,00 (\pm 10\%)$  no instante da ruptura**. Interpreto que se tratava realmente de ganhar a batalha histórica entre as análises mais empíricas por "pressões totais" e as teoricamente preferidas por pressões efetivas (com conhecimento das pressões neutras). Sabemos que esta via teórica incontestemente esbarra em dificuldades práticas no uso profissional. E realmente, se analisamos mais criticamente o que fizeram os autores (nas RETRO-PREVISÕES) vemos que (a) foram medidas pressões neutras mediante piezômetros (tipo Casagrande) de tubo aberto (alguma variação de volume para estabelecer a coluna) instalados a posteriori de um lado e de outro da ruptura (b) tais monitoramentos retardaram-se inescapavelmente (diminuindo) um tanto (c) as pressões neutras na Superfície de Deslizamento S.D. foram interpoladas linearmente (d) em suma, não foram medidas **as pressões neutras no plano e no momento dos deslizamentos**, com suas sobrepressões transientes tais como costumam ocorrer (e) indubitavelmente as pressões neutras um tanto reduzidas encontraram razoáveis compensações nas resistências-in-situ também um pouco subestimadas nas argilas muito sensíveis. Ouso propor, inclusive em respeito à relevância dos históricos nos comportamentos dos solos, e do interesse em avaliar CAUSA-EFEITO, que façamos os ajustes bem intencionados no sentido de conferir se o  **$\Delta FS$  passa por 1,00** [23].

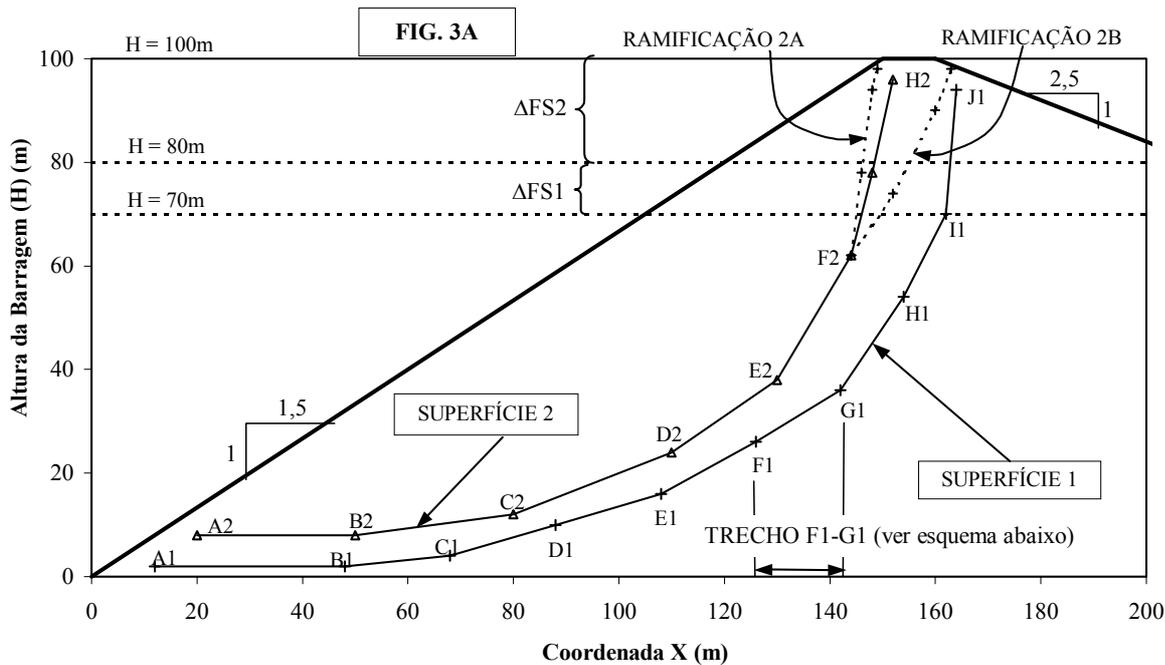
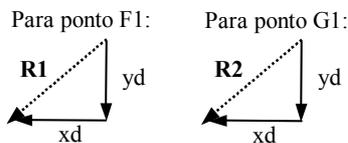


FIG. 3B - DETERMINAÇÃO DA % DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA USANDO OS DADOS GERADOS PELO FLAC.

PARA CADA PONTO OBTENEMOS OS VETORES DESLOCAMENTOS VERTICAL ( $y_d$ ) e HORIZONTAL ( $x_d$ ).  
A PARTIR DESSES DESLOCAMENTOS DEDUZIMOS O DESLOCAMENTO RESULTANTE  $R$

Exemplo para os Pontos F1 e G1:



Para F1 e G1 obtemos R1 e R2, respectivamente.

$$R1 - R2 = R3$$

A Deformação Específica, será:

$$\varepsilon \% = \frac{R3}{\text{distância}}$$

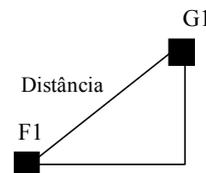


Figura 3 – Procedimento proposto (corrigido) de cálculo final de instabilização  $\Delta FS$ . (Detalhes exemplificados nas Figs. seguintes.)

0,7H até a crista ao longo da mesma S.D.<sup>11</sup>. Por automatismo, e em reflexo aos incrementos de extensão da S.D., empregamos na época o degrau intermediário de 0,85H. Desejamos porém agora incorporar **significativa alteração corretiva naquele procedimento que empregava a repetição do cálculo pela análise do equilíbrio-limite** (discutido adiante). Raciocinamos que indubitavelmente o maciço de 0,7H tem que estar com  $FS_1 > 1,5$  (aproximadamente maior), em comportamento elástico: só estaria com FS perceptivelmente menor, e em plastificação incipiente se o Projeto-Construção tenha sido incrivelmente mau, e mesmo então ainda seria aplicável um módulo E tangente.

Resumindo, propomos como bem mais racional, e computacionalmente acessível, alterar o procedimento anterior para o seguinte: (1) admitir o comportamento elástico (programa FLAC); (2) calcular as tensões transmitidas a, e as deformações específicas provocadas em, diferentes pontos ao longo da S.D.; (3) assim (integrando) determinar o aumento da resistência mediante os incrementos da pressão  $\sigma'_n$  normal à S.D. (e alterações da deformação específica), e também o aumento da sollicitação deslizante mediante integração das tensões  $\tau$ ; (4) **CORRIGIR SISTEMATICAMENTE AS EQUAÇÕES DA RESISTÊNCIA MOBILIZÁVEL** tendo em conta os dois parâmetros prioritários que as determinam (até hoje sistematicamente esquecidos em toda a geotecnia convencional<sup>12</sup>)

<sup>11</sup> Como na análise do EQUILÍBRIO-LIMITE E.-L. as formas das lamelas ou blocos, suas pressões de contato interfaces, e seus movimentos, são a maior incógnita, impossível de definir ou avaliar, raciocinamos ser recomendável mantê-las maximamente constantes para a determinação dos  $\Delta FS$ .

<sup>12</sup> Como era bem lógico em 1952 Bishop [24] em seu método de análise aplicou o FS uniforme na redução dos parâmetros c e  $\tan\phi$  para o equilíbrio estático (na ruptura)  $FS=1$ .. Manuel Rocha bem logicamente aplicou um redutor maior (3 a 5) ao c (bem mais errático e nevrálgico) mantendo o tradicional redutor à  $\tan\phi$ , de bem pequena dispersão.

isto é, o **nível da pressão normal, e a deformação específica** (discutido adiante); (5) assim finalizar os cálculos dos  $\Delta FS$  procurados; (6) para a extensão da 1ª S.D. experimentada, ao longo dos 0,3H superiores, sugere-se a prática corrente de experimentar com 3 a 4 superfícies tentativas (inclusive com incorporação da trinca de tração conforme couber)<sup>13</sup>. E em seguida não deixar de repetir tudo com uma 2ª, 3ª, ...ª superfície crítica hipotética desde o primeiro passo.

Cabe enfatizar liminarmente que na presente proposta de cálculos seqüenciais de  $\Delta FS$ s, atendendo progressivamente aos históricos dos elementos de solo e equilíbrios mássicos, é absolutamente geral e imperativo: -

Admite que nenhum passo ulterior seja conscientemente imposto ao maciço se ele já evidenciou (ou mesmo insinuou, OBSERVATIONAL METHOD) ter se distanciado do comportamento tolerado, admissivelmente "elástico" (sem se negar a histerese).

Assim a barragem será levada às condições convencionais críticas de FIM DE CONSTRUÇÃO (com u, ora omitido), PRIMEIRO ENCHIMENTO, PERCOLAÇÃO ESTABELECIDA MÁXIMA PARA JUSANTE, ABAIXAMENTO RÁPIDO DO RESERVATÓRIO, etc., conforme couber. **Na presente apresentação limitamo-nos a resumir o PROCEDIMENTO**, por se tratar de uma proposição ousadamente diferente, e destinada aos propósitos de:

- (1) promover (segundo o título) a E.P. com ICs 1: n, na reforma do caos atual, e
- (2) mostrar que no reconhecimento insistente das grandes **falhas e lacunas pertencerem aos modelos mentais históricos**, nosso desafio está em reformar aqueles modelos com plena valorização dos conhecimentos acumulados no meio século.

Atendo portanto em resumo à indispensável explicação justificadora como segue:

**Curvas idealizadas de tensão-deformação do cisalhamento, e equações conseqüentes (tipo Mohr-Coulomb se desejado) de resistências mobiliza(das)(veis). Dados extraídos de ensaios de laboratório apropriadamente programados para representarem, o melhor possível, os ELEMENTOS DE SOLO NO MACIÇO.**

As Figs. 4A e 4B configuram o farto reconhecimento de que nos materiais geotécnicos, em maior ou menor grau com o aumento da tensão normal atuante ocorre a "plastificação" sob tensões mais elevadas, "amolecendo" o trecho elástico, deslocando o "pico" para deformações específicas  $\epsilon\%$  maiores, e ampliando-se o patamar da curva no "pico", ou mesmo as resistências "últimas" chegando a não baixar relativo à máxima. Excetuado o fato de que as curvas foram idealizadas sem dispersões, para maior clareza didática, este reconhecimento é antigo e inconteste.

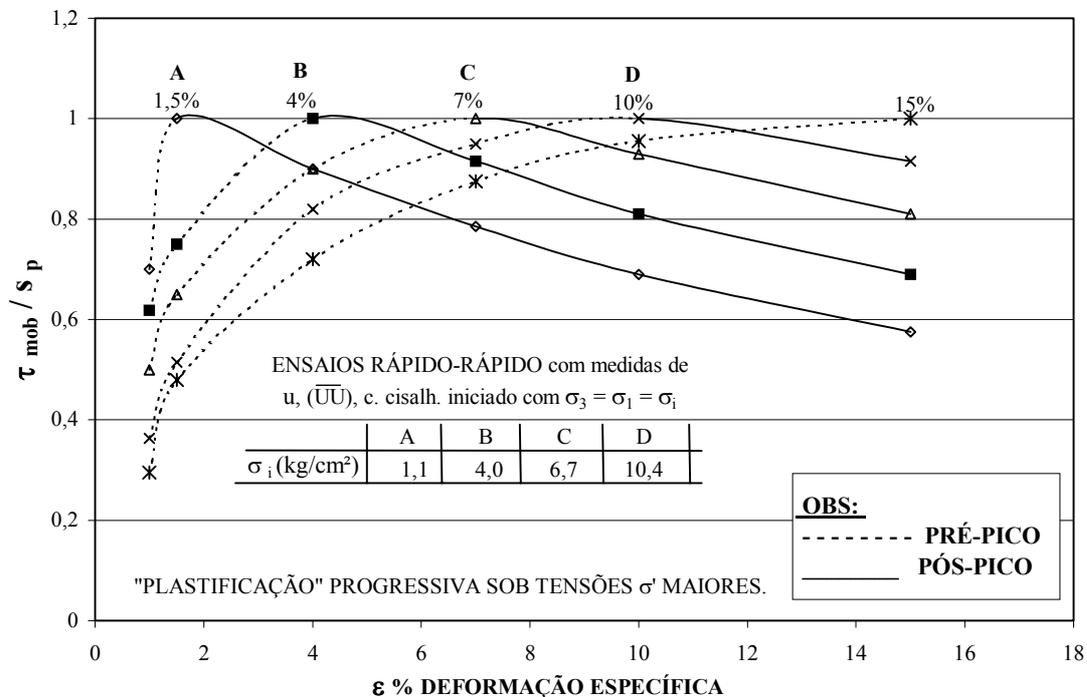


Figura 4A - Curvas Tensão-Deformação adimensionalizadas típicas (ex. Triaxiais).

<sup>13</sup> Que conforme mostrado na Fig. 3 em princípio podem não representar uma instabilização nas subidas finais. Note-se (secundariamente) que considerando a redução dos pesos incrementados e suas transmissões, preferimos usar o degrau intermediário menor, de 0,8H, e não dividindo linearmente a diferença de altura.

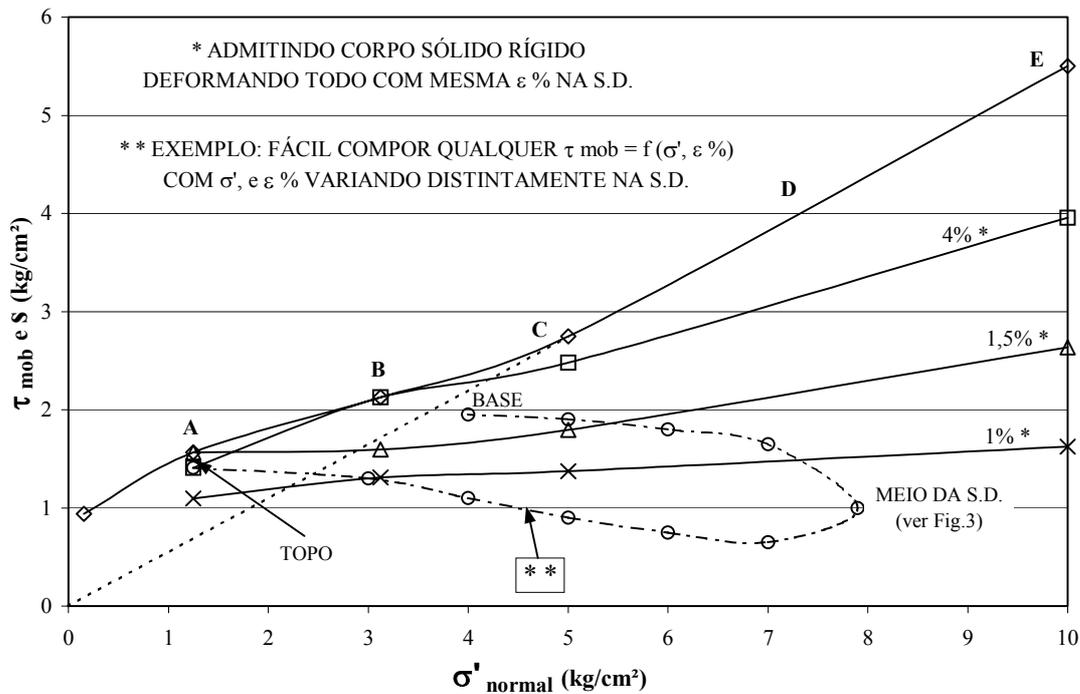


Figura 4B – Curvas tipo Mohr –Coulomb de Resistências Mobilizadas, extraídas da Fig. 4A.

**Dados de tensões - (deformações específicas) providos por ensaios (ex. triaxiais), segundo teorizações idealizadas, e por prática consagrada a respeitar.**

Limitamo-nos a reproduzir nas Figs. 5A e 5B as figuras de rotina reproduzidas em todos os livros de texto e muitas Normas. São condições idealizadas "puras". À esquerda o conceito absolutamente **inalcançável de todos os elementos diferenciais de todo o c.p.** (mesmo topo e base) **cumprirem simultaneamente a condição de ruptura**; assemelha-se às condições de "tensões características" de Sokolowski [25], relembradas de tempos em tempos por acadêmicos. Poderia representar uma condição de **limite superior de plasticidade** se incorporasse a **integral do trabalho de deformação**; por não a incluir parece-me ser um tipo de limite inferior, demasiado idealizado. À direita consta uma das principais (entre cerca de 3 formas matemáticas investigadas) hipóteses de cálculo admitindo que o C.P. sofra embarricamento idealizado, e leva ao correspondente cálculo da deformação específica, sob encurtamentos  $\Delta l$ , e incluindo progressivos aumentos de área.

FIGURA 5A

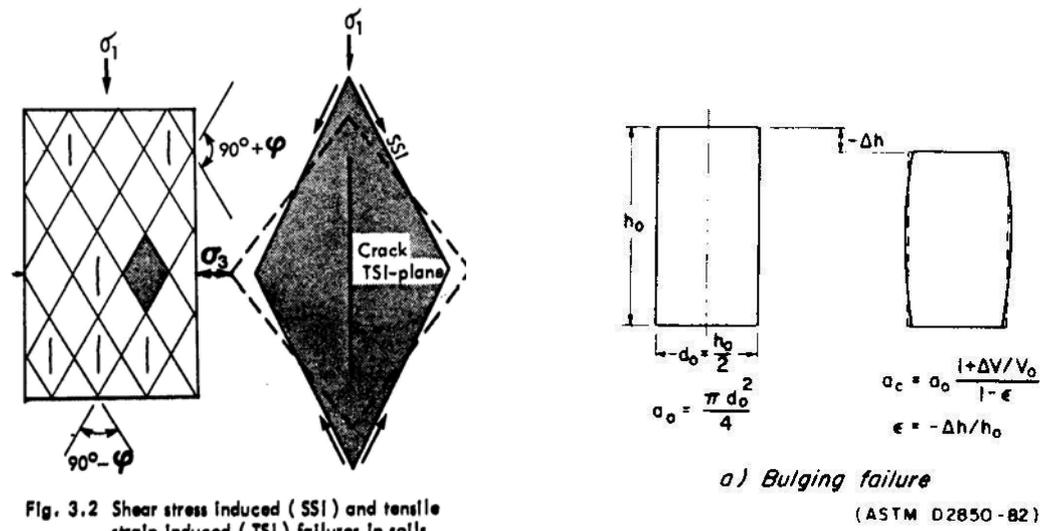


Fig. 3.2 Shear stress induced (SSI) and tensile strain induced (TSI) failures in soils,

FIGURA 5B

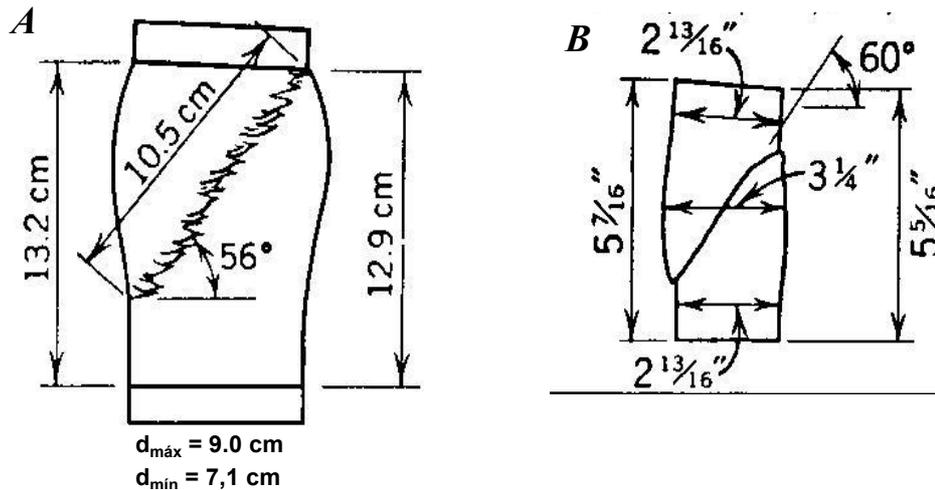
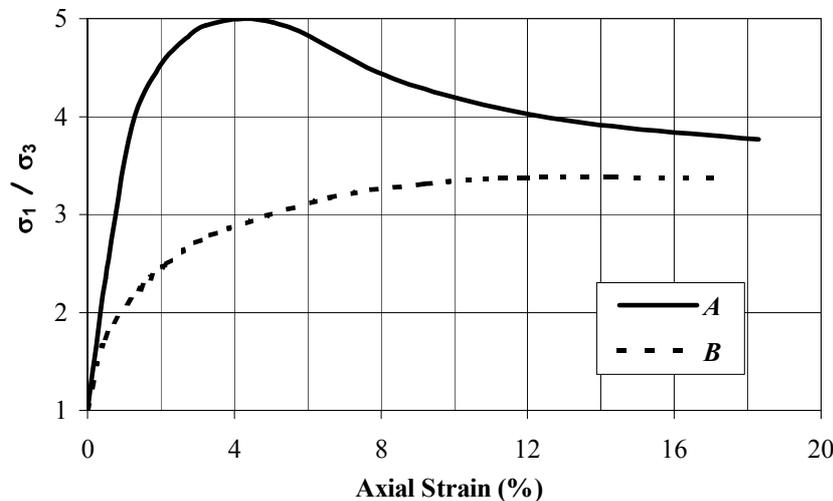


Gráfico referente aos Corpos de Prova A e B (acima)



Figuras 5A e 5B – Figuras típicas clássicas decorrentes de ensaios triaxiais.

Na Fig. 5B está reproduzida do clássico livro "Soil Testing for Engineers" [26] as representações esquemáticas de como romperam os dois C.P. Era prática impositiva, e merecidamente, como adiante mencionamos: mas como a enorme maioria de geotécnicos praticantes não sente necessidade ou prazer em **ensaiar fisicamente e conhecer o comportamento real** dos C.P., são raros os laboratórios que respeitam tal prática.

#### Evoluções dos dois parâmetros condicionantes principais no maciço modelado, ao longo da Superfície de Deslizamento S.D.

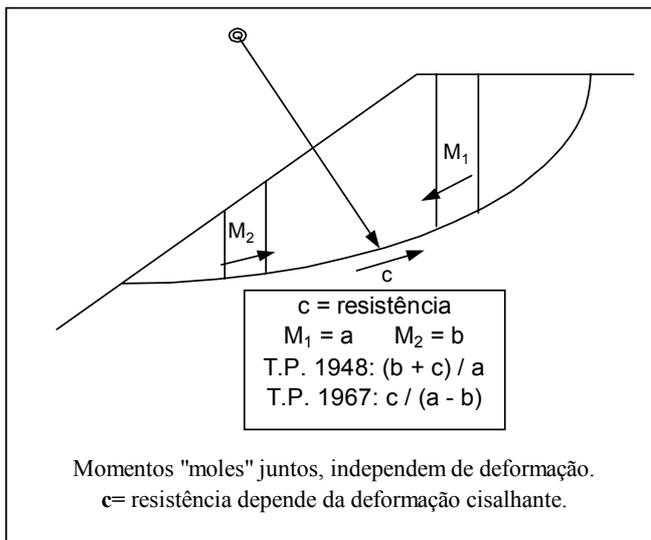
O esquema da Fig. 3B mostra em detalhes como podem ser obtidos para a condição (idealizada) da S.D. da Fig.3A, os valores efetivos das resistências sob os dois parâmetros prioritários condicionantes. Ora, no modelo mental histórico da massa terrosa de dimensão pequena a módica, e deslizamento puramente circular de rotação (Fellenius p.ex.) controlado pelo equilíbrio de momentos, não era objetável a hipótese de corpo sólido rígido (isolado), deformações específicas iguais em todos os pontos, e tensões desprezivelmente diferentes<sup>14</sup>. Quando se passou a considerar massas

<sup>14</sup> Ainda assim ocorreu [33, 2] no mais categorizado e difundido livro prático, Terzaghi-Peck (1948) um lapso prático, associado a importante falha conceitual, com relação à forma de considerar os MOMENTOS em equilíbrio. Ver o esquema da Fig. 6 onde expomos o problema. A Edição de 1967 corrigiu o lapso, mas sem explicar o conceito. **Os Momentos funcionam como carga mole, independente de deformação**, pela ação da gravidade, e portanto tem que entrar junto. Bishop 1952 [24] entre alguns outros afasta-se do presumido paradoxo considerando de uma só vez o Momento Mt de toda a área da massa. O Momento da Resistência precisa de deformação para se desenvolver. Para melhor visualização das implicações do erro apresentamos as Figs. 7A, B, admitindo não ser provável qualquer provocação de  $\Delta FS$  maior do que 0,7. Vemos que o cálculo incorreto teria levado a casos mais frequentes de  $\Delta FS$ s calculados altos (imprudentes perante o correto) enquanto os temidos  $\Delta FS$  maiores, prudentes, ocupariam trecho menor de altos  $\Delta FS$ .

grandes, a idealização do E.-L. regida só pelas equações da ESTÁTICA passou a requerer a idealização do comportamento da "Plasticidade pura" [27] com patamar da resistência "última" **perfeitamente constante, e grandes deformações**. Segundo minha experiência (pessoal e lida) diria que tal hipótese não costuma se manifestar, salvo nos casos de "fluxos de lama" sob condições de elevadas contrações e sobrepressões fluidas, em cisalhamento mui rápido.

**Freqüente evolução do comportamento cisalhante relacionado com DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA  $\epsilon\%$  para a condição de CISALHAMENTO DIRETO C.D. relacionado com DESLOCAMENTO.**

Nas Figs. 5A e 5B, reproduzimos como importante lembrete apenas quatro diagramas ilustrativos das formas assumidas por corpos de prova no ensaio triaxial, um obviamente idealizado [27] e dois extraídos do ensinamento clássico respeitado como informação indispensável decorrente do ensaio de laboratório, juntamente com suas respectivas curvas de deformação [26]. Abstemo-nos de nos estendermos no assunto, embora obrigados a lamentar e denunciar a realidade da última vintena de anos de ter sido abandonada a referida prática extremamente importante em



FRIZO QUE AS FIGS. 6 E 7 SÃO SIMPLIFICADAS - IDEALIZADAS, visando ressaltar apenas a aberração conceitual que pode estar misturada na prática profissional de rotinas inadvertidas.

Na prática aprimorada é necessário levar a cabo todo o cálculo dos FS<sub>i</sub> e FS<sub>f</sub>, para julgar pelas duas condições preocupantes (a) FS<sub>f</sub> mínimo, e/ou (b)  $\Delta$ FS máximo.

Figura 6 – Correção ref. Momentos no Círculo de Fellenius (Terzaghi – Peck).

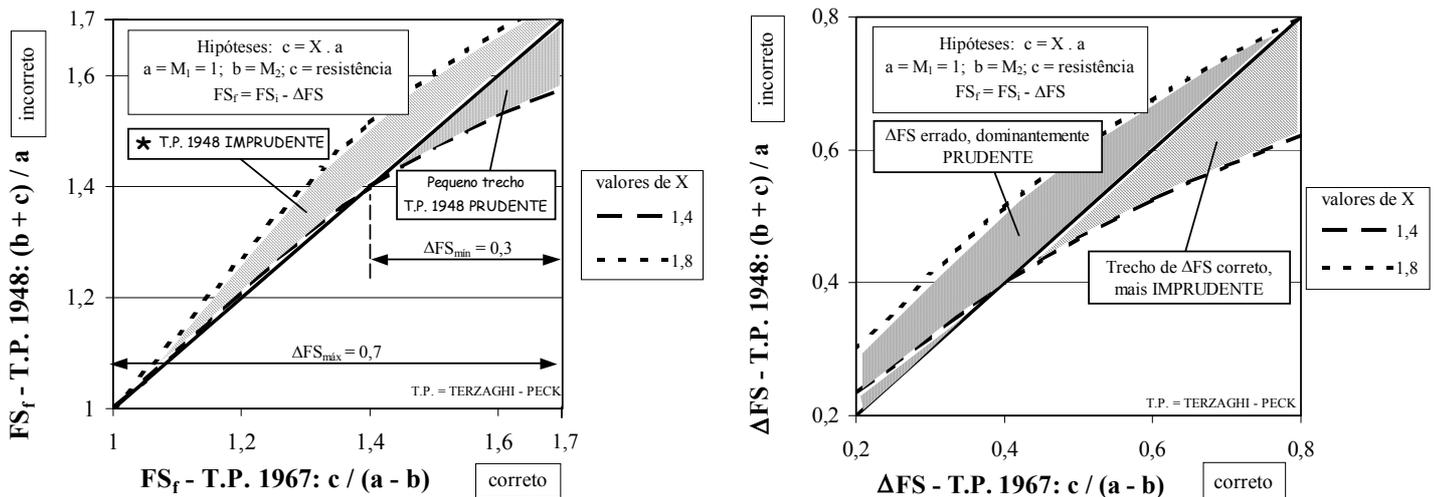
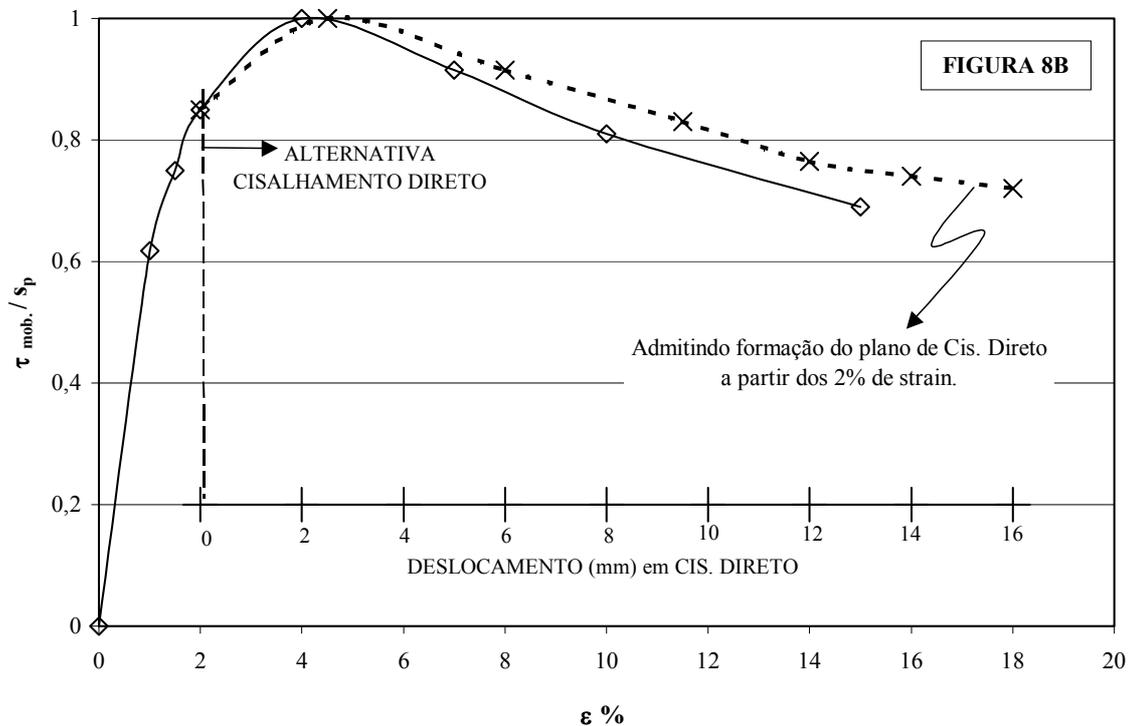
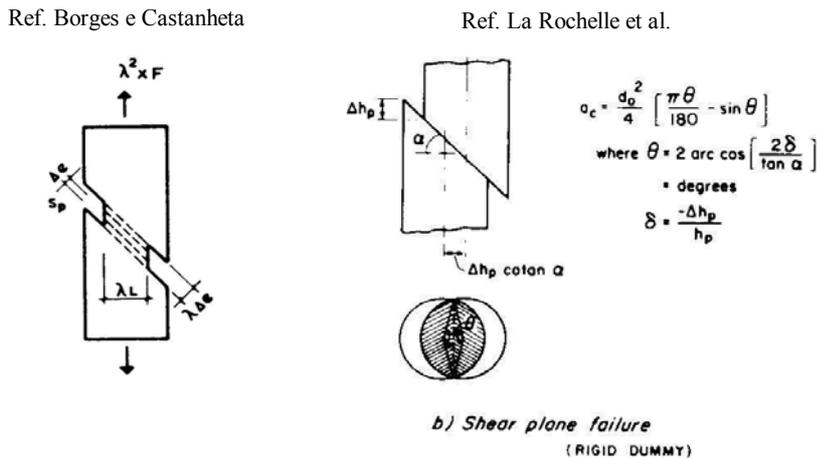


Figura 7 – Magnitude possível do erro conceitual de Terzaghi – Peck 1948.

muitos materiais e problemas de rupturas de massas.<sup>15</sup> Reporto-me à ênfase que Manuel Rocha dava ao assunto, e limito-me a reproduzir do livro de Borges e Castanheta [22] e de La Rochelle [28] os esquemas da Fig. 8A (sem avançar para as considerações sobre a influência de tal comportamento nas previsões E.P.). Ressaltamos porém nossa experiência essencialmente constante de que nas rupturas de grandes massas nunca se constatou a deformação plástica incessante (mais característica de condições muito homogêneas e moles): sempre ocorreram deslizamentos e desprendimentos "finais" de tipo planar como C.D., e sem qualquer semelhança com as orientações preferenciais que seriam associadas às previsões teorizadas.

Isto posto, e para fins de cabal esclarecimento do procedimento que postulo e proponho aplicável na análise de instabilização do talude em tais circunstâncias, na Fig. 8B reproduzimos um exemplo da transformação de um trecho avançado da curva tensão-deformação numa curva de tensão contra DESLOCAMENTO C.D.

FIGURA 8A



Figuras 8A e 8B – Evolução frequente dos triaxiais da condição de  $\epsilon \%$  para Deslocamento C.D..

<sup>15</sup> Talvez não erremos mesmo em interpretar que as análises computacionais, e os próprios ensaios meticulosos de vanguarda gerados pela LIQUEFAÇÃO e pesquisas de MICRO-DEFORMAÇÕES e módulos E respectivos, tenham indiretamente servido para ampliar tal tendência ao abandono degenerativo, inclusive por seu nível rudimentar de desenho esquemático a olho. A observação preocupadamente interessada das rupturas reais levaria ao aprimoramento do monitoramento da transição pré-ruptura, da condição de  $\epsilon \%$  para a do DESLOCAMENTO C.D.

## Subdivisão da massa em lamelas e EQUILÍBRIO-LIMITE ESTÁTICO integrado como a solução de "LIMITE INFERIOR" (LOWER-BOUND) da teoria da PLASTICIDADE.

Motivos diversos teóricos e práticos obrigaram a subdividir a massa sobre a S.D. em lamelas (ou blocos), e foi historicamente compreensível a adoção das lamelas verticais e a pressão vertical sobre a S.D. como  $\gamma z$ . Surgiram os problemas das forças entre lamelas, e de suas contribuições nos equilíbrios estáticos e do trabalho necessário ao deslocamento. Com o reconhecimento da **predominância das S.D. não-circulares** (e sim freqüentemente cicloidais, subverticais no topo e subhorizontais na base, nas massas "homogêneas") ampliaram-se os problemas e lucubrações teóricas com a necessidade das compatibilizações "geométricas" (cinemáticas) das deformações nos limites entre lamelas. Os deslizamentos entre lamelas (ou blocos) requerem consumo de trabalho, teoricamente calculável<sup>16</sup>: esta necessidade de ampliar mais trabalho para provocar o deslizamento **ipso facto o dificulta, aumentando o FS**, gerando a solução teórica do LIMITE SUPERIOR (UPPER-BOUND) da teoria da Plasticidade.

### Descarte do interesse na solução de LIMITE SUPERIOR da teoria da Plasticidade.

Perde sentido por completo, nos problemas práticos da geotecnia profissional, a busca por tais soluções, muito embora tenham merecido desenvolvimentos teóricos-matemáticos de muito mérito e respeito. Em primeiro lugar o interesse e a responsabilidade profissional dirigem-se obrigatoriamente para o lado seguro, isto é, do LIMITE INFERIOR<sup>17</sup>.

Repetidas publicações do ESTADO-DA-ARTE [30, 31] das análises por E.-L. tem confirmado que as diversas análises mais categorizadas chegam a valores muito semelhantes, empregando os mesmos parâmetros. Nestes já mencionamos o significativo desconhecimento da sobrepressão neutra que se desenvolve na S.D. no momento da ruptura e dependente da velocidade da ruptura: isto particularmente na hipótese da condição de C.D.. Na realidade atuam **nos contínuos dos solos** os três ângulos de atrito e equações de resistência (adensada-drenada, densada-rápida, e rápida-rápida) em coparticipações ponderais complexas. Ademais, nos maciços com descontinuidades existentes ou potenciais as pressões de contato (necessárias aos cálculos do trabalho de deslocamento, mesmo muito rudimentares) variam muito até o ponto de descolamentos totais.

Em resumo, perante a instabilização de taludes qualquer referência às soluções do LIMITE SUPERIOR da teoria da PLASTICIDADE é ilusória e iludente, além de ser dirigida no sentido contrário ao desejado da solução conservativa.

### Proposição para o cálculo a níveis de maior segurança.

Bishop empregou com naturalidade o artifício intuitivamente imediato de dividir os parâmetros da equação de resistência pelo F.S. almejado. Já vimos acima os inúmeros inconvenientes de tal artifício perante as complexidades do modelo mais realístico dos comportamentos. Recorremos portanto à idéia bem fácil do artifício de **aumentar o agente provocador**, em vez de diminuir a resistência. A proposta encontra forte apoio conceitual, e permite grande latitude de condições de aplicações.

Sarma [32] empregou o artifício de aplicar acelerações horizontais (i.e. forças horizontais instabilizantes) que atendem à condição sísmica, e reduzíveis a zero para a condição-limite estática. Realmente para uma sismicidade realística mais crítica poderia aplicar-se, conjugadamente à aceleração horizontal, alguma aceleração vertical, para cima ou para baixo (que resultasse mais desfavorável). Tal sugestão é muito mais favorável ao trabalho com valores FSP. E observemos como apoio à idéia de aumentar as densidades  $\gamma_{nat}$ , apresenta-se o marcante sucesso da modelagem em centrífugo, cada vez mais usado durante os últimos 25 a 20 anos nas análises de toda sorte de problemas.

Em resumo, como proposição simples e convincente para a obtenção dos  $\Delta FS$  potenciais (em níveis de segurança que se desejar) proponho nada mais simples do que **aumentar judiciosamente as densidades do material**. Este artifício não afasta em nenhum pormenor a aplicação de todos os pormenores acima mencionados de **aprimoramento corretivo de modelo de cálculo**.

Nas Figs. 9A e 9B reportamos à Fig. 3 para complementar os cálculos dos  $\Delta FS$  no final da subida do aterro de Período Construtivo.

Nas Figs. 10A e 10B elucidativa dos procedimentos, apresentamos os resultados calculados para aumentos das densidades em 30% e 50%, provendo os respectivos  $\Delta FS$  locais nos pontos escolhidos para elucidação.

<sup>16</sup> Em trabalho paralelo ampliamos ao máximo a tabela de Chugh [29] de comparação das teorias e recomendações práticas publicadas no assunto das análises por E – L com suas hipóteses.

<sup>17</sup> Quando se trata, conforme recomendado, de baixar o  $FS_f$  previsível em relação ao  $FS_i$ , e portanto maximizar o  $\Delta FS$  (presumidos sempre negativo) tal propósito pode e deve ser alcançado aumentando a contento judicioso o presumido agente provocador mediante judiciosos FSP: e não introduzindo fatores indetermináveis.

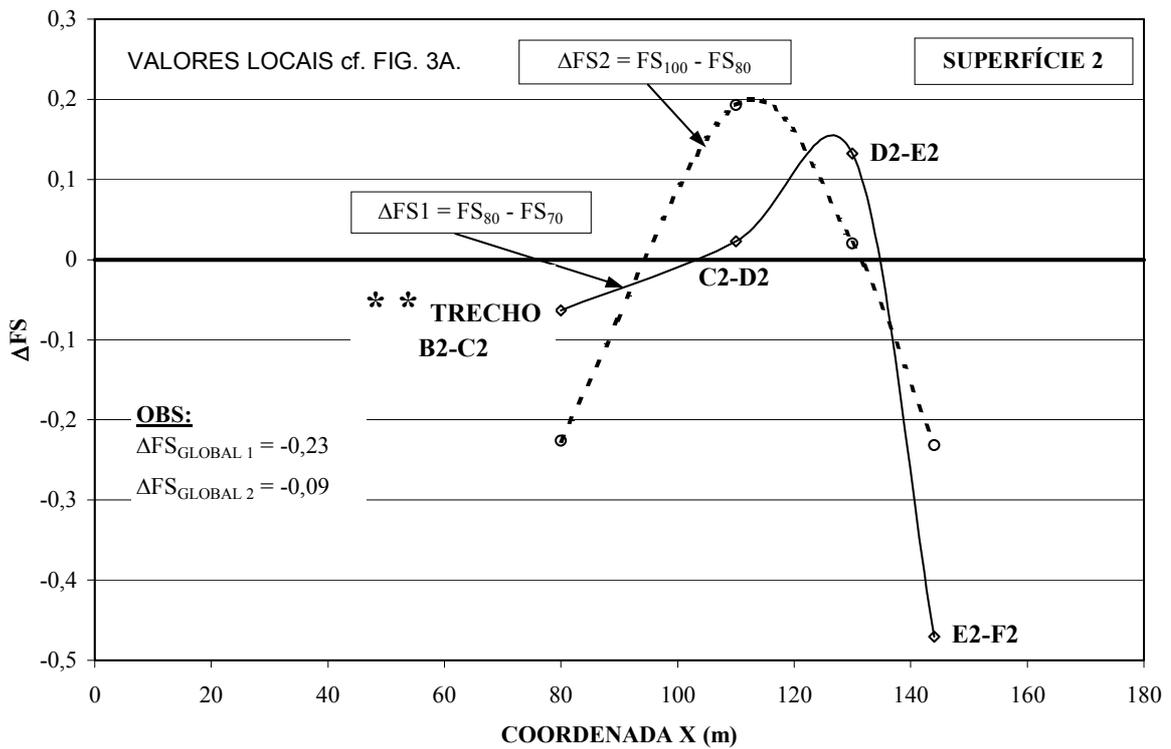
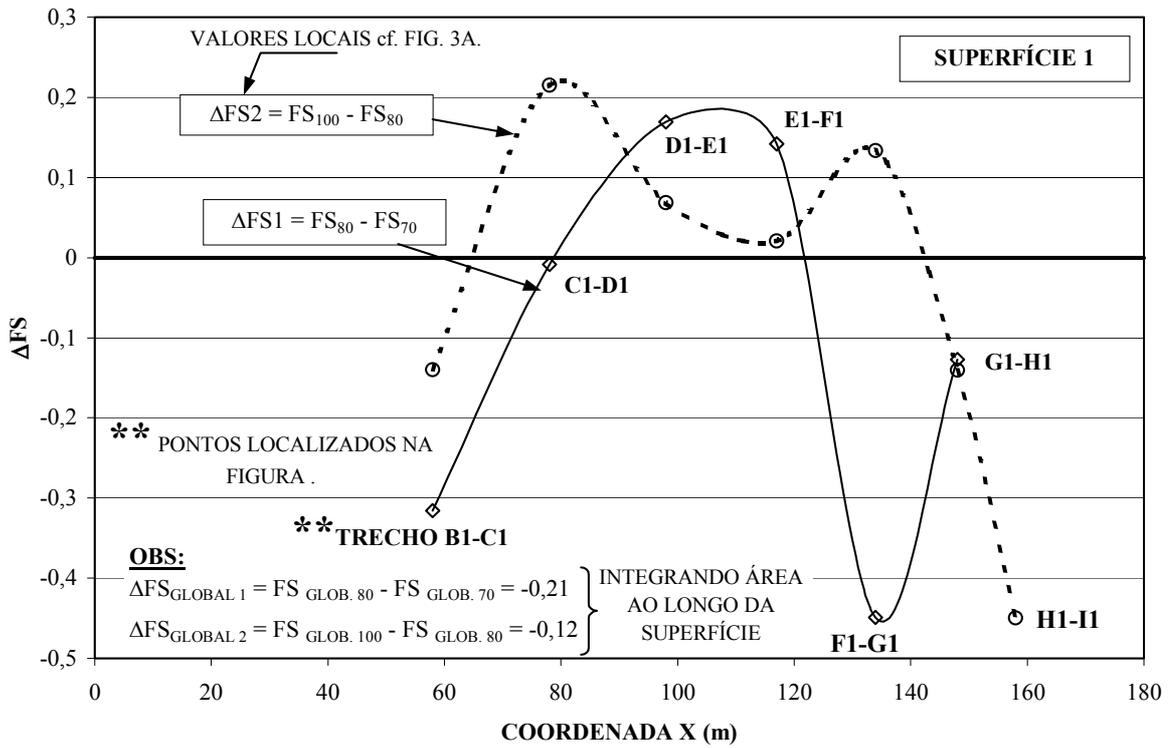


Figura 9A e 9B – Valores locais dos  $\Delta FS$ s ao longo das S.D. hipotéticas.

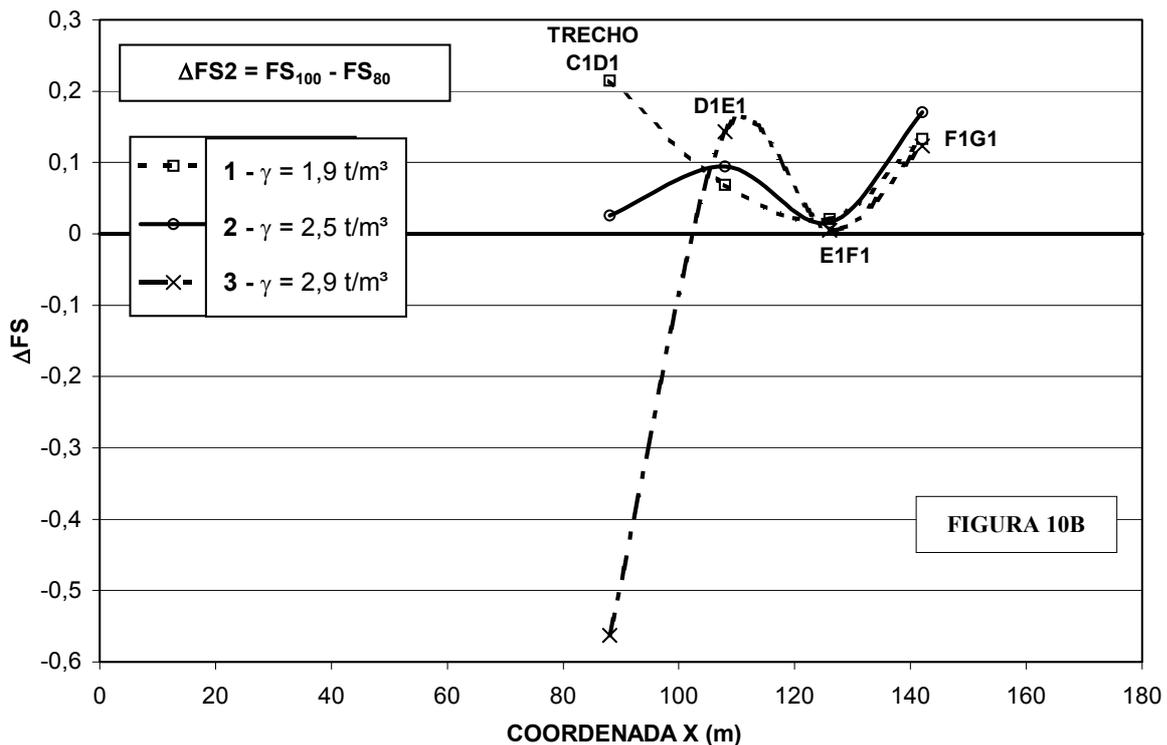
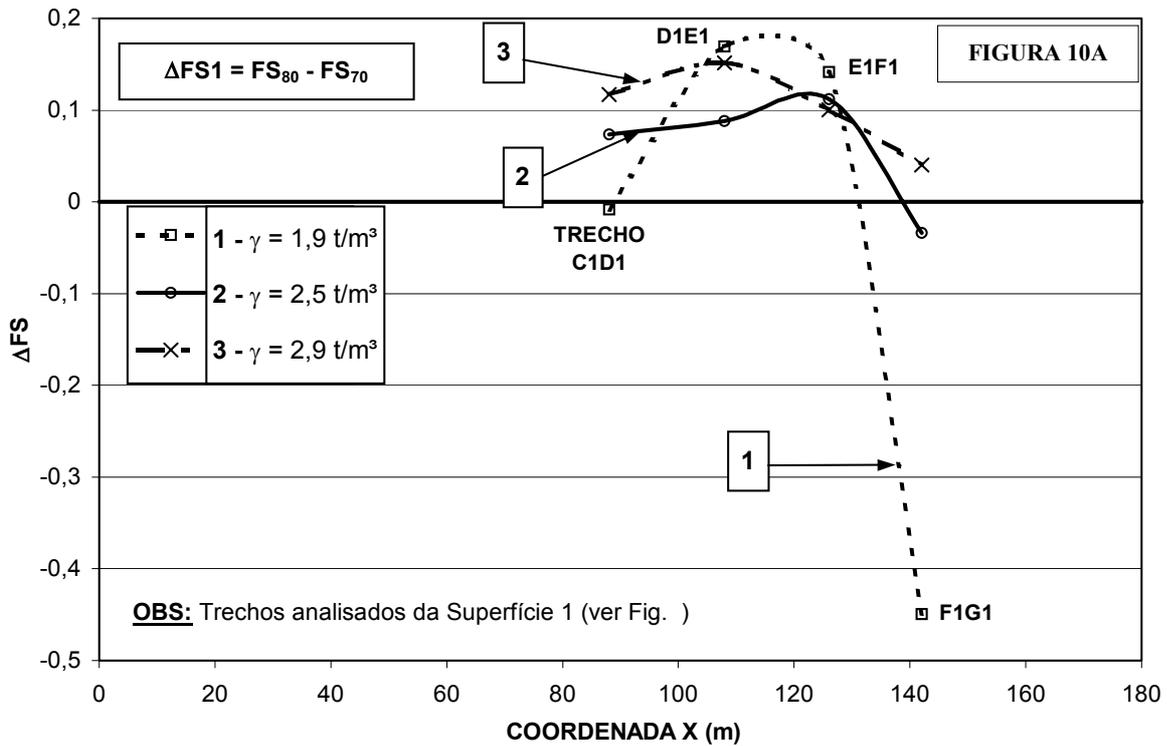


Figura 10 – Análise de FSP dos A.P. por incrementos de  $\gamma_{nat}$  (pressões).

### Conclusão dos procedimentos de cálculo e extração de um histograma dos $\Delta FS$ .

Na tradição determinística dominante cada profissional costuma adotar um método corrente de análise computadorizada, parâmetros usualmente fixos (minimizados), e pesquisa várias S.D. hipotéticas. Quando as S.D são circulares, os valores de FS são colocados junto aos centros dos círculos: quando não circulares, podem ainda ser plotados os centros nominais dos círculos que melhor representariam a S.D.. Finalmente no "quadriculado" do grande número de "círculos" com seus valores de FS, desenham-se as elipses interpoladas de iguais valores de FS, assim definindo a posição do FS mínimo.

Segundo a presente proposta todos os diferentes métodos fidedignos de análise de equilíbrio-limite, e superfícies S.D. críticas hipotéticas podem ser usadas colateralmente, pelo reconhecimento acima citado de que seus resultados são bem próximos. Em cada método, empregando judiciosos aumentos de 10%, 20%, 30%, 40% das densidades (como Agentes Provocadores, A.P., das instabilizações) serão calculados os  $\Delta FS$  resultantes para as diversas S.D. . Coletam-se assim um número  $n_{10}$  de resultados  $\Delta FS$  associados ao presumido A.P. de 10%,  $n_{20}$  de resultados associados ao AP de 20%, etc.. até  $n_{40}$  associados ao AP de 40%. Resulta no final um histograma de frequência de resultados de  $\Delta FS$  para os diversos A.P.. Deste histograma podem ser calculadas as probabilidades 1: n.

## 6. CONCLUSÃO GERAL.

É inegável e frustrante a demonstrada insuficiência dos modelos determinísticos em uso ultrapassado, somada aos erros humanos, como dominantes na incapacidade de aprimorar as previsões de comportamentos **TANTO SEGUROS SEM EXAGEROS, QUANTO ECONÔMICOS SEM RISCO**. A meta da Engenharia Civil-Geotécnica porém concentra-se não no que tem que acontecer, mas no que não deva acontecer (nos máximos ou mínimos).

O refrão a favor do "julgamento criterioso" (judgment) experiente é hipócrita, e de fechamento da porta a progressos sistemáticos. Submeto serem indispensáveis as comparações por E.P.

Submeto ser indispensável a proliferação de uma E.P. convidativa, de uso fácil e interpretação compreendida pela Sociedade, refletida em Probabilidades aproximadas, associadas a ICs, que **convidem todos os trabalhos técnicos a serem assim expressos**.

Extrapolações além das faixas dos dados-base devem ser modestas e cautelosas. Comparando regressões diversas (de iguais  $r^2$ ) mesmo só pelas equações, vemos como podem se distanciar, com mais do que 15 a 20% de extrapolação. Isto sem considerar (a mais) os ICs (quer de médias, quer de pontos) e sem reconhecer que entre os múltiplos parâmetros NATURAIS intervenientes, as prioridades das interveniências proporcionais podem ir variando.

Ademais de colher proveitosamente os vastos acervos das obras e ensaios (por E.P.) cabe ousar rever os próprios modelos para suas interpretações. O que seria uma revisão de modelo de cálculos com promessa de abrir portas a possíveis progressos ? Ouso exemplificar.

Reitero o princípio de análises de INSTABILIZAÇÃO, realçando o histórico de condições em passos sucessivos (fundamental na Geotecnia), e negando que a ruptura coincida com a estática-dinâmica com  $FS= 1,00$ , sendo ela correspondente à passagem por  $FS= 1,00$  na transição do  $FS_i$  para o  $FS_f$ .

Finalmente com isenção suficiente para ousar, submeto experimentar com um exemplo pormenorizado de como rever o cálculo da instabilização de um talude idealizado de barragem em fim de período construtivo. Reconheço que a análise por E.-L. é de fato a única de interesse engenheiril (limite inferior, prudente) mas, a despeito da totalidade das publicações que a empregaram em condição - hipótese final determinística **de ruptura** (com resistências reduzidas) ... proponho um procedimento de conferir como resultariam as reduções dos coeficientes de segurança, em regime elástico, nos acréscimos finais do aterro, admitido que até certa altura (ex. 0,7 H) o comportamento tenha que ter sido bom, elástico, para a obra ter prosseguido.

Cabe como endez para exemplos, mais e melhores ?

Enfatizo que a entusiasmante realidade de uma geotecnia de vanguarda progressiva **tem que considerar as PRESSÕES NEUTRAS E SUAS VARIAÇÕES**, inclusive alterando (por cálculos iterativos) os parâmetros e resultados em suas efetivas consequências sobre  $E_s$ ,  $\sigma$ 's ( $\sigma'_3$ ,  $\sigma'_1$ ,  $\sigma'_v$ , etc.), deformações, deformações específicas, e  $\Delta u$ s revistos (EM PUBLICAÇÃO, 2002).

### Abreviações usadas no Português: Resumo

- Estatística – Probabilidade	E.P.	- Fatores de Segurança Global	FSG
- Elementos de Solos	E.S.	- Coeficientes de Ajuste	CAs
- Corpos de Prova	C.P.	- Equilíbrio-Limite	E.-L.
- Funções de Distribuição Probabilística	FDP	- Superfície de Deslizamento	S.D.
- Intervalos de Confiança	I.C.	- Cisalhamento Direito	C.D.
- Fatores de Segurança	FS	- Agentes Provocadores	A.P.
- Fatores de Segurança Parciais	FSP		

## REFERÊNCIAS.

- [1] Terzaghi, C. and Peck, (1948)
- [2] De Mello, Victor F.B. et al (2002) Estatística-Probabilidades (E.P.) básicas para a indispensável racionalização do caos das múltiplas "Escolas de Soluções" na Geotecnia. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Portugal. Vol.4, pp. 2319-2345, SPG - LNEC.
- [3] De Mello, Victor F.B. (1980) Practice, precedents, principles, problems, and prudence in embankment dam engineering. Symposium on Problems and Practice of Dam Engineering, Bangkok, pp. 3-17. Balkema.
- [4] De Mello, Victor F.B. (1995) Revisitations On Sample Foundation Designs. Solos e Rochas (Edição Especial Conferências Odair Grillo), ABMS, Vol. 18, nº 02, Ago. 95, pp. 75-92.
- [5] De Mello, Victor F.B. (2000) Reflections on Needed Logical Unifying of Basic Geotechnical Prescriptions: Simple Examples. Tribute Jimenez Salas Volume, pp. 7-16.
- [6] De Mello, Victor F.B. (2000) Overview of hypotheses not plucked or pursued. Merit recanting or rechanting? Geotech-Year 2000, Developments in Geotechnical Engineering, AIT, pp. 355-372.
- [7] De Mello, Victor F.B. (1977) Reflections on Design Decisions of Practical Significance to Embankment Dams. 17th Rankine Lecture. Géotechnique, I.C.E, Vol. 27, Nº 03, pp. 279-355.
- [8] De Mello. Victor F.B. (1969) State-of-the-art Report - "Foundations of Buildings in Clay". 7th ICSMFE, Mexico, Special Volume, pp. 49-136.
- [9] Osterberg, Jorj O. (1989) Necessary Redundancy in Geotechnical Engineering. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, nº 11, Nov. 89, pp. 1513-1531.
- [10] Focht Jr., John (1994) Lessons Learned From Missed Predictions. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 120, nº 10, Out. 94, pp. 1653-1683.
- [11] Duncan, J.M. (1988). 5<sup>th</sup> Australian – New Zealand Conference, pp. 1 - 12
- [12] Van Weele, A.F. (1989) Special Lecture E: Prediction versus performance, 12<sup>th</sup> ICSMFE, Rio de Janeiro, vol. 4, pp. 2259-2273.
- [13] Vick, Steven G. (1994) Geotechnical Risk and Reliability - From Theory to Practice in Dam Safety. The Earth, Engineers, and Education (A symposium in Honor of Robert V. Whitman) pp. 45-58.
- [14] Morgenstern, N. R. (2000) Performance in Geotechnical Practice. The Inaugural Lumb Lecture, Hong Kong Convention & Exhibition Centre, Department of Civil Engineers The University of Hong Kong, Geotechnical Division The Hong Kong Institution of Engineers, 10 May 2000.
- [15] Morgenstern, N. R. (1995) Managing Risk in Geotechnical Engineering. X Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Guadalajara, Mexico, Vol. 4, pp. 102-126.
- [16] I Symposium on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Sapporo/Japan , 1994
- [17] II Symposium on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, IS Torino/Italy, 1999.
- [18] Christian, J.T. et al (1992). Reliability and probability in stability analysis. Stability and Performance of slopes and embankments II, ASCE, vol.2, nº 31, pp. 1071 – 1111.
- [19] Duncan, J.M. (2000). Factors of Safety and Reliability in Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE, vol. 1126, nº 4, pp. 307 - 316.
- [20] Silvers, W.S. and Fredlund, D.C. (2001) Statistical assessment of soil-water characteristic curve models for geotechnical engineering. Canadian Geot. Jr. 38, 6, Dec., pp. 1297 – 1313.
- [21] Creager, William P. and Justin, Joel D. (1950) Hydroelectric Handbook, Second Edition, Jonh Willey and Sons.
- [22] Borges, J.F. and Castanheta, M. (1971) Structural Safety, LNEC.

- [23] De Mello, Victor F.B. (1998) Reopening questions on embankment dams, design performance. Keynote Lecture. 40<sup>th</sup> Int. Conf. MEXICO, pp. 81 – 107.
- [24] Bishop, A.W. (1952) The stability of Earth Dams. Univ. of London, Ph.D. Thesis.
- [25] Sokolovski, V.V. (1957) Some Problems of Soil Pressure. 4<sup>th</sup> ICSMFE, London, vol. II, pp.239 – 242.
- [26] Lambe, W.T. (1951) Soil Testing for Engineers, The Massachusetts Institute of Technology, pp.129
- [27] Janbu, N. (1980) Critical evaluation of the approaches to stability analysis of landslides and other mass movements. Proc. Int. Symposium on Landslides, New Delhi, vol. 2, pp.109 – 128.
- [28] La Rochelle, P. et al. (1988) Observational Approach to Membrane and Area Corrections in Triaxial Tests. Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, STP 977, ASTM, pp. 715-731.
- [29] Chugh, A.K. (1981) Discussion of "Stability Analysis of Embankments and Slopes" by S. K. Sarma. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107 (5) , pp. 693-697.
- [30] Duncan, J.M. and Wright, S.G. (1980) The accuracy of equilibrium methods of slope stability analysis. Proc. Int. Symposium on Landslides, New Delhi, vol. 1, pp.247 – 254.
- [31] Fredlund, D.G. and Krahn, J. (1977) Comparison of slope stability methods of analysis. Canadian Geot. Jr. 14, 3, pp. 429 – 439.
- [32] Sarma, S.K. (1979) Stability Analysis of Embankments and Slopes. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105 (12), pp.1511-1524.
- [33] Höeg, K. and Murarka, R.P. (1974) Probabilistic Analysis and Design of a Retaining Wall, ASCE 100, GT3, pp.349 – 365.