

3 - COMENTÁRIOS INTRODUTÓRIOS.

3.1 Considerações Sobre Quatro Teorias Preeminentes, Vistas sob Aspectos Profissionais e Descartadas no Presente.

3.1.1 Instabilização de Taludes Via os METODOS DE ANALISES LIMITE (LAM).

A teoria L.A.M é baseada no princípio de trabalho virtual, admitidas deformações diminutas antes do colapso. Este ocorre por teoria de plasticidade pura, rígido-plástica, isto é, em que tensões e deformações-específicas em nada influem na tensão de colapso. Postulam que ocorrendo só deformação plástica, resulta um “método simples de resolver problemas de estabilidade, **sem perda de rigor**”. Em seguida separam o **Teorema do Limite Inferior**: se o campo de tensões dentro da massa terrosa não viola em nenhum ponto o critério de colapso nem as condições admissíveis da estática, então resulta impossível ocorrer o colapso: quer dizer que a carga de ruptura será definitivamente maior; isto estabelece definitivamente o Limite Inferior. **Teorema do Limite Superior**. Se o campo da velocidade de deformação específica iguala ou excede a velocidade de dissipação interna de trabalho e é cinematicamente admissível, então o colapso é iminente ou está em curso: isto é, a verdadeira carga de colapso será definitivamente menor; estabelece o Limite Superior. A melhor (i.é. mínima) carga de colapso resultará da investigação de vários campos de velocidades cinematicamente admissíveis: pela obrigação de satisfazer a lei de fluxo, os campos de velocidades têm que respeitar a equação $\epsilon_{\varphi} = \gamma \sin \varphi$.

Seguem-se programas de computação por elementos finitos, em separado, para os dois Limites segundo programação linear. Respeitam o critério de ruptura Mohr-Coulomb. No estudo em apreço adotam as pressões neutras consideradas como trabalho externo calculado, o que adiante será exposto como falho como a “pressão neutra de fronteira em comparação com as pressões efetivas da perda

de carga de percolação”. Ademais no exercício desenvolvido para ilustrar, as pressões neutras são expressas quer como uma relação referida à pressão vertical no ponto, ora admitindo uma freática parabólica com equipotências subjacentes hidrostáticas. Ambas as hipóteses são grosseiras, e a primeira inclusive sofrendo da forte variabilidade prática de valores pontuais difíceis de se enquadrar em “pano de fundo” para o maciço em exame.

Em resumo, em todo o desenvolvimento ocorrem distanciamentos das realidades geotécnicas para o lado do rigor rígido-plástico, e também para o outro lado, perdas de adequação nos comportamentos já bem definíveis na prática profissional. O mais estranho é que no final a faixa entre limites inferior e superior do LAM é calculado em comparação com a LEM de Bishop simplificado (Ref. 1) e se demonstra bem secundária em termos das erraticidades EP.

3.1.2 Geotecnia do Estado Crítico, Critical State Soil Mechanics, CSSM.

O assunto da teorização da Mecânica dos Solos do Estado Crítico, Critical State Soil Mechanics CSSM, ocupou durante trintena de anos, desde aproximadamente 1965, os mais destacados mestres nos dois mais reconhecidos centros Universitários Ingleses, Cambridge e Oxford.

De Cambridge originou-se a dicotomia da Granta-gravel (cascalho – Granta) fortemente pré-comprimido, rígido, acoplado à argila caulínica inativa, mole, CAM-clay (CAM de CAMBRIDGE, do pequeno rio das competições de remo), a representar a plasticidade “pura”. Visou-se assim aprimorar a teorização a favor da geotecnia através do comportamento rígido-elástico finalizado pelo da plasticidade “pura”.

Cabe assinalar que a dita teorização não adentrou os centros Acadêmicos da Norte-América nem da maioria dos Países avançados: muito menos ainda chegou a permear quaisquer praticantes profissionais. Ousa-se mencionar não se ter

conhecimento de qualquer DPO em que algu(m)(ns) participante(s) tenha(m) entrado com Previsão empregando tal método; inclusive escapa qualquer recordação de algum DPO dirigido especificamente aos usuários do CSSM. Finalmente menciona-se que a inserção de parâmetros e procedimentos tão “puristas” sem se ter jamais feito correlações E. entre os “novos” parâmetros propostos e os da prática profissional quase generalizada, fere o princípio de “passar o bastão” da experiência.

Em tese tais postulações serviriam para rechaçar mais menção do CSSM. Liminarmente porém entra o assunto das resistências, e as representações de tensões e deformações específicas considerando as três tensões σ_1 , σ_2 e σ_3 : geralmente desconhecidos na prática, de qualquer forma poderiam ser empregados para conferir os graus de relevância de variações de hipóteses. O fato é que resulta instrutivo empregar as coordenadas e espaço das tensões principais em 3-D, tridimensional.

Tem sido automaticamente mantido por importantes mentores para os triaxiais cilíndricos a equação usando $\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3$ como é inquestionável para o caso especial dos c.p. colunares retangulares do “True Triaxial Apparatus”, TTA, (Ref. 2). A favor de uma conceituação, mais do que a confirmação numérica de segunda ordem, submeto que, no caso de um cilindro, as deformações e energias (trabalhos virtuais) devem depender da resultante da tensão lateral (igual): portanto a equação alteraria para $\sigma'_1 + \sqrt{2\sigma_3^2}$

As quatro Figs. 3.1.2.1a, 3.1.2.1b, 3.1.2.1c, 3.1.2.1d seguintes são de anotações de aulas para pós - graduandos do IMPCOL apud Burland 2005 (correspondência pessoal).

Nesta Fig. a extensão l ao longo da diagonal espacial, e a tensão p' são respectivamente:

$$l = \frac{1}{\sqrt{3}} (\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3') \text{ e } \therefore p' = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} = \frac{l}{\sqrt{3}}.$$

A distância r a partir da diagonal espacial até determinado ponto é dada por

$$r = \frac{1}{\sqrt{3}} \{ (\sigma_1' - \sigma_2')^2 + (\sigma_2' - \sigma_3')^2 + (\sigma_3' - \sigma_1')^2 \}^{1/2}$$

$$\text{i.é } q = \frac{1}{\sqrt{2}} \{ (\sigma_1' - \sigma_2')^2 + (\sigma_2' - \sigma_3')^2 + (\sigma_3' - \sigma_1')^2 \}^{1/2} = \sqrt{\frac{3}{2}} r$$

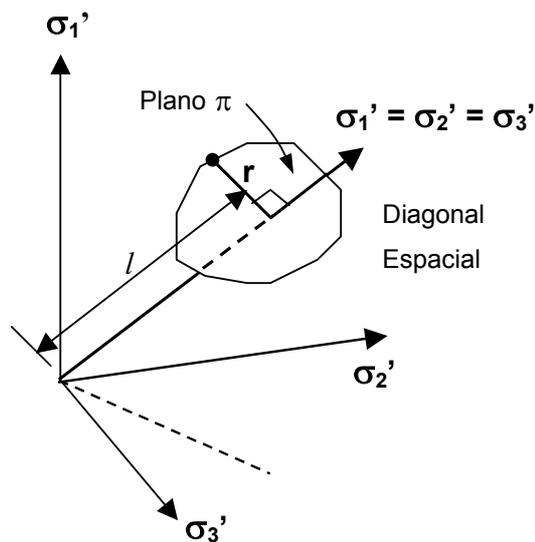


FIG. 3.1.2.1a

e, referindo aos planos axial σ'_a e radial σ'_r do ensaio convencional triaxial cilíndrico, resulta o plano π normal à diagonal espacial, e resultam as seguintes orientações, referidas ao plano π para os três gráficos mais correntes em uso.

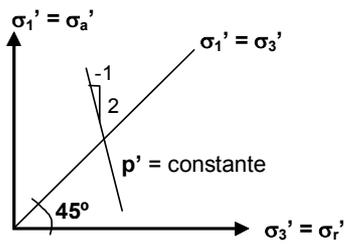


FIG 3.1.2.1b: Gráfico σ_3' vs σ_1'

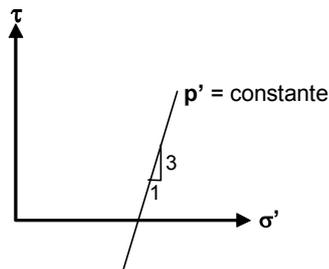


FIG 3.1.2.1c: Gráfico σ' vs τ

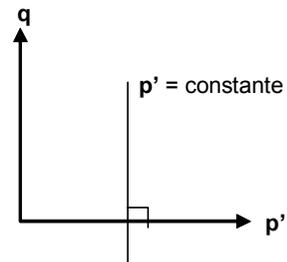


FIG 3.1.2.1d: Gráfico p' vs q

No uso dos círculos de Mohr para configuração do critério de ruptura (Ref. 3) começa-se por admitir como secundária e desprezível a intervenção da tensão intermediária, σ_2 [N.B. Já se ressaltou reiteradamente o questionamento das tensões in situ na prática profissional]. Em seguida assinala-se existirem realmente dois critérios de ruptura: um para materiais com predomínio de atrito, que é o critério Mohr-Coulomb, de máxima obliquidade, e outro, um critério mais aplicável aos materiais dúcteis, da máxima relação τ_{\max}/σ_N , do topo do círculo. A diferença entre os dois corresponde aproximadamente a %: 18; 12; 8; 3 considerando valores do primeiro respectivamente, em graus: 40; 30; 25; 15.

Admitindo conheci(das)(véis) as 3 tensões principais e suas direções, e condição isotrópica, já duas condições muito acadêmicas ressaltam-se as grandes diferenças. Repete-se assim a ênfase na “compreensão” do comportamento dos solos no importante assunto de resistências, e dicotomizadas segundo teorias “puristas” rígido-elásticas e da plasticidade, em ensaios (convencionais triaxiais) de laboratório: isto em comparação com a vantagem da familiarização por hábito visual de sentir o importante parâmetro da RUPT que sempre recebeu justificada priorização. Lembra-se a afirmação de Bishop (Ref. 4) da melhor comprovação das análises LEM com critério de Mohr e RUPT a $F \equiv 1,00$. Emenda o assunto com a resumida apresentação (item 3.1A) e critério von Mises.

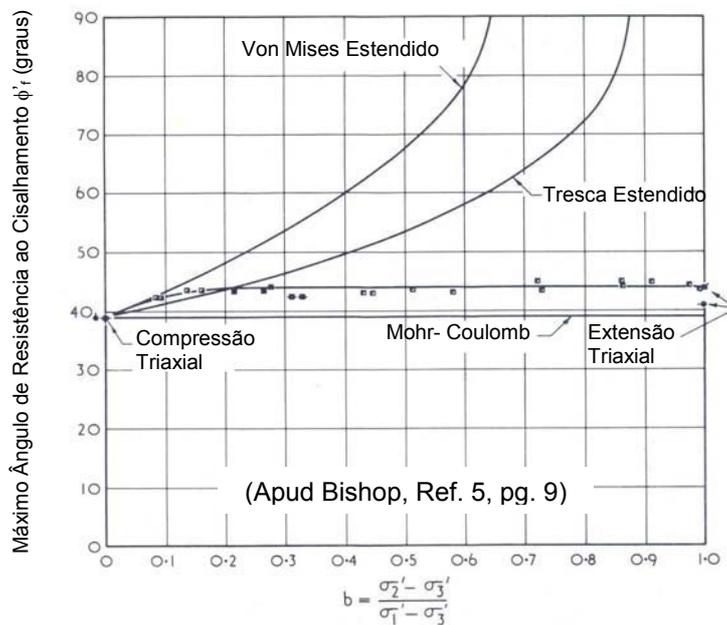


FIG.3.1.2.2a – Comparação entre os Valores de Resistências de Pico Medidos com os Valores Previstos.

(Apud Bishop, Ref. 5 pg. 10, 11)

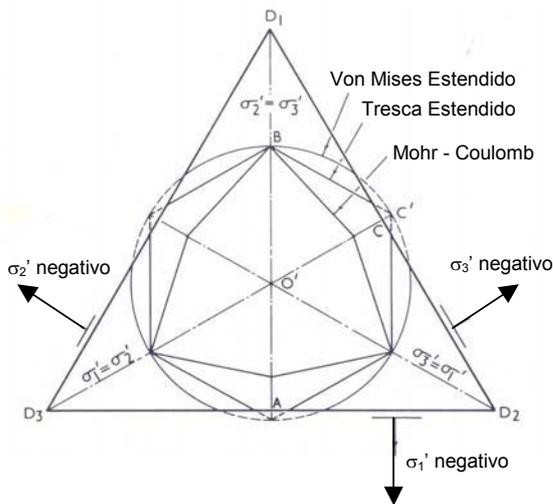


FIG. 3.1.2.2b – Representação do Critério de Ruptura no Espaço Principal de Tensões Efetivas.

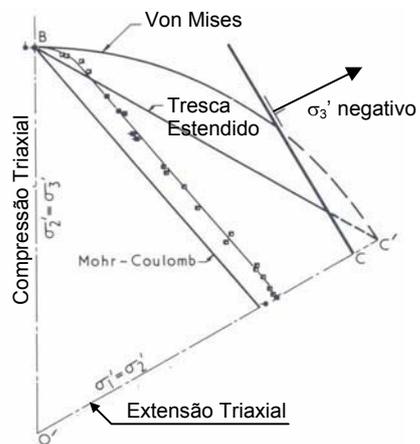


FIG. 3.1.2.2c – Segmento BO'C da Seção mostrando Dados Experimentais.

De nossa parte assinalamos adicionalmente as significativas relativizações das próprias observações, e configurações respectivas em ensaios e protótipos (Ref.

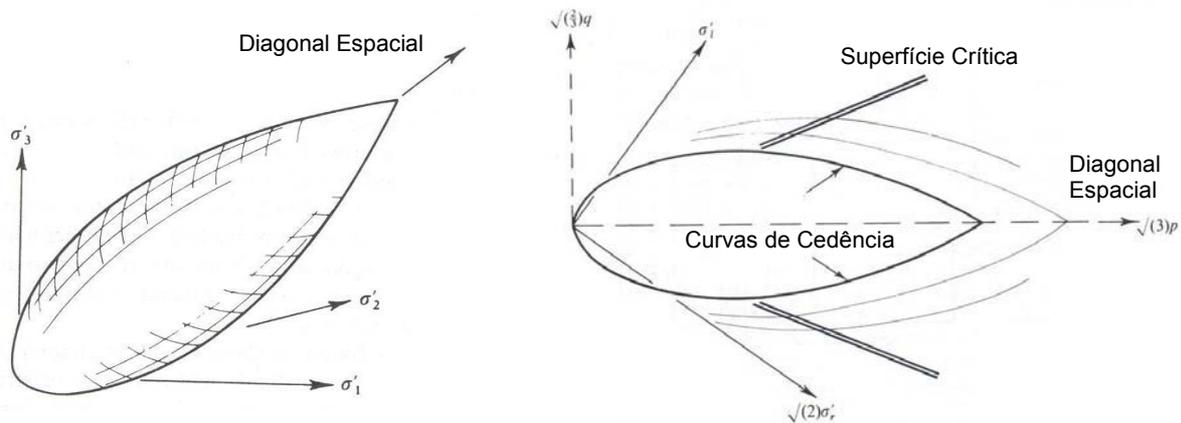
3) e dos ansiosamente bem-vindos avanços no setor das deformações pré-RUPT (Refs. 6, 7, 8, 9).

Merece atenção especial o avanço de Drucker, Gibson, Henkel (Ref. 10) tratando o solo como material de “endurecimento” pelo trabalho dispendido em variação volumétrica, antes de alcançar o estado perfeito da plasticidade, com base no critério Mohr-Coulomb respeitada a plasticidade perfeita. Estende-se para o cone tridimensional deslocado da origem do critério von Mises de eixos $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: finalmente a elipse bidimensional de eixos (σ_y, ϵ_y^p) e (σ_z, ϵ_z^p) se deslocando para a direita (FIGS. 3.1.2.3a e 3.1.2.3b).

Por um lado reflete-se que o estudo tem muito interesse porque todos os solos, em ensaios drenados, passam pela fase do “endurecimento” na transição de rígido-elástico para a plasticidade pura (ex. hipérbole de Kondner), excetuando-se o caso-tipo de Bishop e Lovenbury 1959 (Ref. 11), nunca pesquisado em repetibilidade. Por outro lado questiona-se quanto às particularizações realisticamente pouco práticas perante o grosso da profissão, como a reversão ao critério de von Mises para a envoltória da RUPT.

Retornando ao assunto da CSSM observa-se primeiro que a Mecânica dos Solos histórica começou com o ensaio edométrico, em que, simplificada e erroneamente, a variação causa-efeito foi admitida apenas como σ'_v e espessura do c.p.: a variação da espessura, devidamente dimensionalizada separando na altura os sólidos e os poros ou fluídos, permitia inferir um pseudo-módulo de elasticidade. Pretendendo abranger tanto a compressão confinada, e elasticidade, quanto a cisalhante, e plasticidade, agora se define o VOLUME ESPECÍFICO v' : ademais, tratando apenas de solo saturado ou seco, este volume separando os “contínuos” dos sólidos e dos vazios é definido em função do teor da umidade w , pela equação.

$$V = (1+w) / (1+w - w (\gamma/\gamma_w)) \quad (\text{Ref. 12})$$



(Apud Schofield e Wroth, Ref. 13, pg. 90, 91)

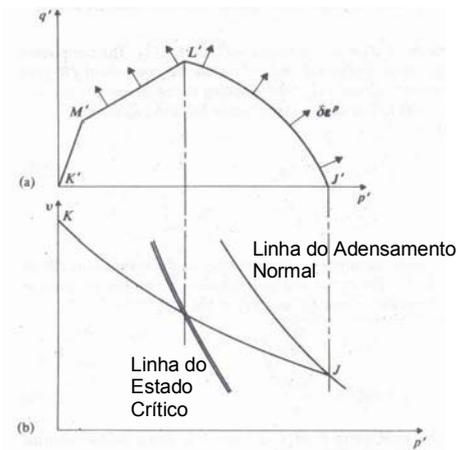
FIG. 3.1.2.3a – Superfície de Cedência

FIG. 3.1.2.3b – Curvas de Cedência

Com relação ao comportamento de encontro com uma parede elástica relembrem-se os limites elásticos do repouso- ativo e repouso- passivo explicitados alhures.

[N.B. Frisa-se o interesse em assinalar as principais hipóteses restritivas, para que o esforço acadêmico de tão meritórios mentores não seja avaliado sob viés injusto. Por exemplo, no modelo CSSM a dicotomia rígida do cascalho GRANTA e plástica da argila CAM, é complementada pela diferenciação de comportamentos entre “partículas separadas” e o “contínuo da argila”. Adicionalmente se concentra na consideração de pequenas deformações específicas. Todavia, conforme declara em seus reconhecimentos M. Bolton, (Ref. 14) “a lógica formal analítica deveria ser totalmente subserviente ao esforço criativo e prático”, o que visceralmente não é atendido no abismo aberto entre os “purismos” acadêmicos da dicotomia “rígido- elástico” e “plástico perfeito” e as práticas profissionais].

Cabe ressaltar que os elipsóides pontiagudos na extremidade de maiores pressões são bem compreensíveis em função do conhecimento das tendências à maior plastificação sob pressões progressivamente mais altas.

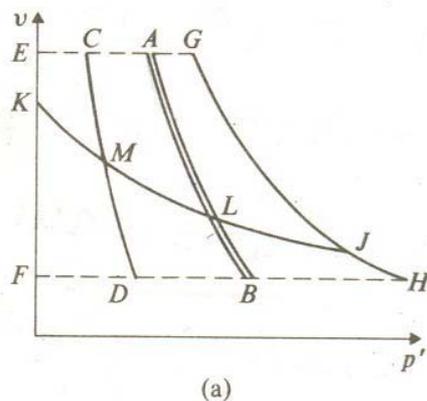


(Apud Atkinson, Ref. 12, pg. 43)

Assinala-se aqui o justificadamente estranhável de um contínuo comportando-se com dupla quebras retas ($L'M'$ e $M'K'$), a primeira, do estado crítico e a segunda pela reta tipo Mohr- Coulomb de ruptura junto à origem das coordenadas.

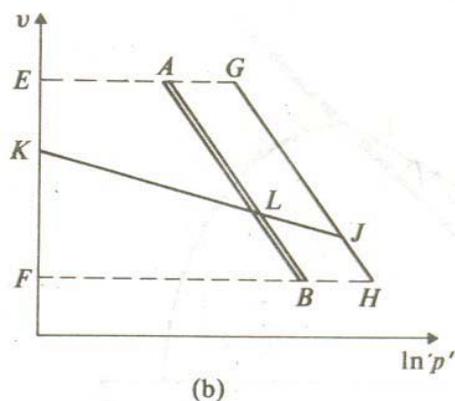
FIG. 3.1.2.4 – Projeções das Curvas de Cedência

Na Fig 3.1.2.5 as linhas designadas por letras nas extremidades têm o mesmo significado, com variações de (1) condições (2) escalas.



GH = Compressão Volumétrica Normalmente Adensada; Isotrópica; Linear;

JK = Expansão Volumétrica no Alívio da Pressão (N.B. idealizada, e na prática dado raro).



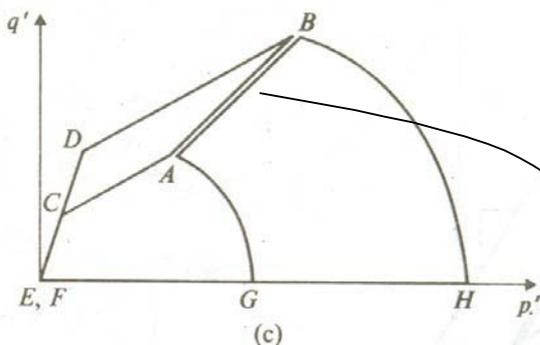
AB = Projeção da Linha do Estado Crítico = paralela à Norm.- Adens. Isotrópica;

$$v_f = \Gamma - \lambda \ln(p'_f) \quad \text{Parâmetro } \Gamma$$

KJ = Projeção de Parede Vertical Elástica = Carga- Descarga para Sobre- Adensado Isotrópico;

$$v = v_K - K \ln p' \quad \text{Parâmetros } K \text{ e } v_K$$

$$v' = N - \lambda \ln p' \quad \text{Parâmetros } N \text{ e } \lambda$$



AB = Projeção da Linha do Estado Crítico no Plano p' , q' (cisalhante);

$$q'_f = M p'_f \quad \text{Parâmetro } M \text{ Admitido solo de atrito só.}$$

(Apud Atkinson, Ref. 12, pg. 35)

FIG. 3.1.2.5 - Projeções da Superfície do Estado Limite.

Tanto em condições de muito baixas tensões, como em gamas de tensões mais amplas, especialmente areias angulares ou de minerais quebradiços, é ilusória a persistência de uma reta tangente, para o critério da obliquidade máxima de Mohr-Coulomb. Ademais suprime visceralmente a conceituação EP que se prega. O realístico é definir trigonometricamente ou mesmo por graficação adequada os pontos das tangências, e em seguida determinar a melhor regressão, sempre algo curva (Ref. 15).

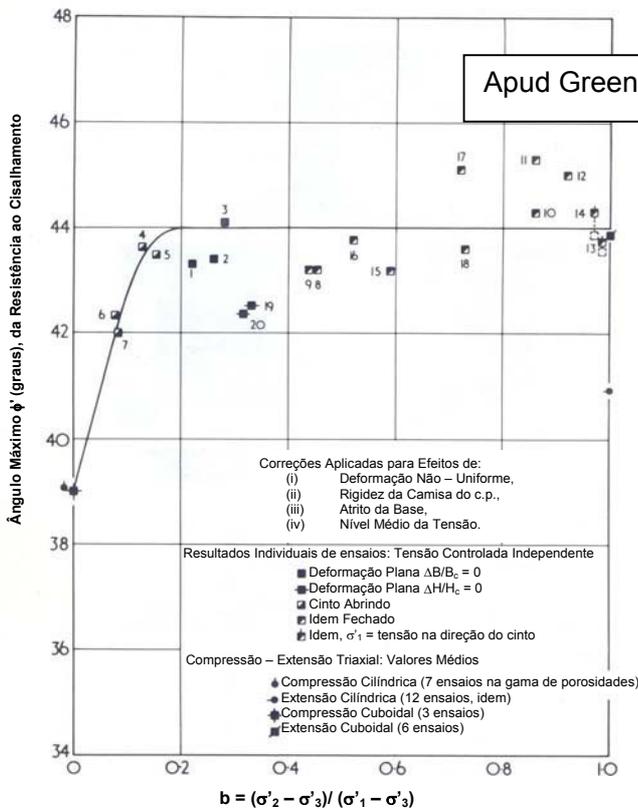


FIG. 3.1.2.6a – Comparação das Resistências de Pico, Verdadeiro TTA.

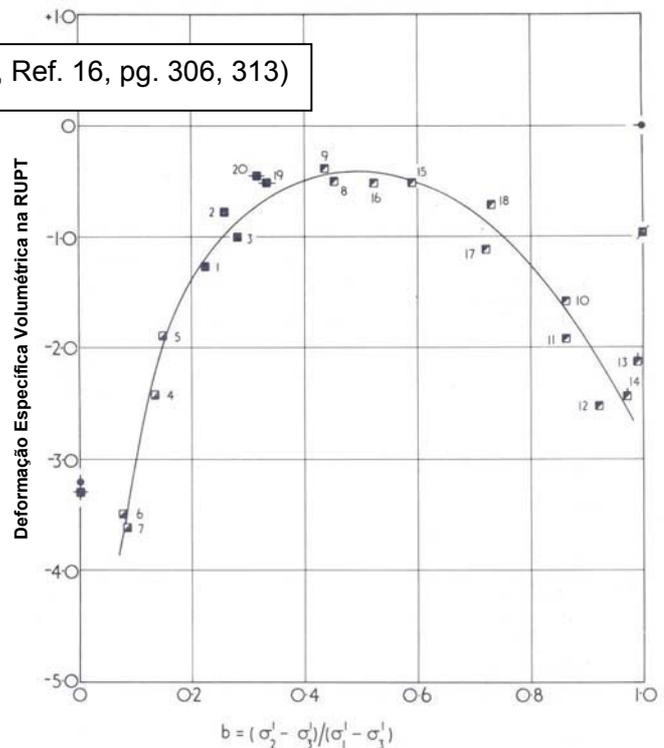


FIG. 3.1.2.6b – Comparação das Deformações Volumétricas na Ruptura.

FIG. 3.1.2.6 – Dados Medidos em Ensaios Verdadeiramente Triaxiais TTA.

Na FIG. 3.1.2.6a, que poderia merecer uma regressão, constata-se que apenas em diminuta gama de variação do parâmetro b parece ocorrer um perceptível distanciamento do comportamento médio. Na Fig 3.1.2.6b ocorre algo semelhante, infere-se terem sido ensaiados c.ps. de baixa densidade, compressíveis. Nada, porém leva a postular preferência da CSSM à teorização Mohr- Coulomb (Ref.17).

Feitas todas essas considerações ainda falta mencionar que o MODIFIED CAM-CLAY MODE (Ref. 18) aprimorou a teorização CSSM original passando ao uso do consumo virtual de energia na mudança provocada de forma. Deixou-se de lado a consideração da energia perdida, assim ferindo as leis da Termodinâmica. Por pequena que seja, e difícil de quantificar em ensaios no presente, não se afastaria

o benefício de lembrá-la, e inclusive, postular valores hipotéticos para avaliação da relevância possível. É deveras apropriado reportar à afirmação do eminente mentor Jaeger (Ref. 19, 20) de que são fortemente dominantes as perdas de energias na alteração de forma (cisalhamento) comparadas com as de variação volumétrica. Caberia ainda inquerir se genericamente mudança volumétrica não inclui mudança de forma, portanto cisalhamento.

Em conclusão resumida resolve-se deixar de lado o uso da CSSM, analogamente ao que resultou no item 3.1A com o LAM. Submete-se que a prática profissional atual não lucra com a teoria, e muito menos o pretendido avanço para o campo da EP visando AZs e RISCs.

3.1.3 Modified CAM-CLAY

Anotações Adicionais do Professor -

(Burland, teoria de energia para deformação mas esqueceu da aplicação da perda dessa energia; não existem fenômenos na natureza que indicam perdas dessa energia)

3.1.4 Equações e Leis Constitutivas.

Em princípio as Leis se estabelecem após adequadamente confirmadas as Equações formuladas. No presente caso as imaginações de equações foram fertilizadas a partir de comportamentos de metais, muito mais avançadamente estudadas e desenvolvidas, e suas fórmulas reológicas: poucos são os casos em que existem no mínimo orientações apoiadas em ensaios correntes de laboratório, geralmente porém incluindo também posições críticas em que o comportamento de amostras indeformadas exibem espantosas diferenças com relação às amostras amolgadas readensadas, procedimento clássico da pesquisa académica. As fontes das formulações dividiram-se em Micrométricas, e metas

referidas à estrutura entre partículas (argilas e areias diferenciadas), e as buscas de aprimoramentos nas conceituações MACROMÉTRICAS em que reconhecidamente ocorrem melhoras sugeríveis sobre os conceitos históricos, elástico, rígido-plástico, elasto-plástico. A ref. (Ref. 21 - Tarbela) elaborada como completo e metucioso relatório do Estado-da-Arte configura o panorama disponibilizado para a profissão, na qual pouco ou nada repercutiu.

Por exemplo, entre as formulações macrométricas na estática, o principal avanço, corretivo, da aplicação do ASSOCIATED FLOW RULE (AFR), i.é. incorporação das variações de deformabilidades ao longo do trajeto ideal tensão-deformação, ocorreu há cinquentena de anos (Ref. 22 - Drucker, 1951, Ref. 23 - Drucker e Prager 1952 etc) descrevendo adequadamente o comportamento plástico dos solos, diferenciados dos metais. No grupo de casos dependentes do tempo resultou daí a abordagem da matematização do coeficiente de compressão secundária (linear com logt. secular segundo Buisman 1936 – Ref. 24). Curiosamente a solução não foi conferida perante a perda progressiva do gradiente de fluxo para expulsão do ΔV , incluindo a simultânea diminuição do k.

Admite-se que na atualidade o primeiro passo, indispensável, quando da formulação de nova equação, é o desenvolvimento do programa computacional numérico: o assunto foi transferido para o capítulo 2, já visto anteriormente, no qual são mencionados os principais programas em uso, mesmo limitado, na prática.

Da parte da quase totalidade da civil-geotecnia ensinada e praticante julga-se justo aceitar o descarte deste tópico perante a tônica-cerne EP do LIVRO.

Perante as metas do LIVRO o que se acharia fundamental é (1) reconhecer o HIBRIDISMO de só aplicar métodos computacionais para modelos e equações ANALÍTICOS “importados” de reologias de outros materiais sintetizados sob controles rígidos de mínimo IC (nunca nos revelado) (exs: Rígido-Plástico, Elasto-

Plástico, Visco-elasto-plástico, etc) (2) O que desejamos é:

- (a) admitido o modelo/parâmetros/etc físico-geotécnico fixo (em inquirição de comprovações) a meta é
- (b) reunir os 10-12 casos para a Gaussiana representativa.
- (c) Estabelecer a regressão EP com IC para subseqüentes cálculos de AZs e RISCs.
- (d) Desenvolver e usar programas computacionais para qualquer curva (representada por REGRESSÕES),
- (e) INCLUSIVE PARA USO POR TRECHOS INCREMENTAIS inclusive começando por admitir para “determinado” trecho uma regressão: se não coincide, voltando atrás para experimentar com outra regressão ou outro trecho pré-escolhido.

3.2 Bases de Toda Ação, Deformações e Instabilizações-Mudanças de Condições. Ensaios-Prática, Acadêmicos-Realismo.

Pertence compreensivelmente aos primórdios da Mecânica dos Solos começar nos ensaios com uma condição idealizada conhecida, preparada, e com uma ação zero: prossegue o ensaio com progressivo aumento da ação unitária em investigação. Em seqüência sedutora, foram admitidos na prática profissional: o conhecimento da condição inicial; o conhecimento de qual a ação (o agente provocador) generalizadamente admitida sozinha: finalmente calcula-se assim, mediante teorizações Acadêmicas (e cada vez mais sofisticadas) as conseqüências previstas. Entre estas teve e tem precedência a RUPT, e em seguida as deformações excessivas: resultados em valores únicos determinísticos. Não se repetem as admoestações da inquestionável necessidade da EP em tudo.

O ponto fundamental aqui é frisar que todos os três passos, início, mudança provocada pela ação (geralmente não sozinha) e, os prováveis resultados, têm

que ser conduzidos sob as variações EP. Estamos com benefício da computação numérica efficientíssima: nada mais proveitoso, sem ônus, do que empregar “ensaios mentais”, priorizando (e conferindo priorizações) mediante cálculos repetitivos sob hipóteses diferenciadas criteriosas.

Por exemplo, alhures é explicitado que a erosão, transporte, variação do transporte e deposição segundo velocidades iniciais e finais, e sedimentações seguem princípios lógicos de seleção natural. Assim é que se entende a recomendação de Terzaghi-Peck de admitir o ρ_{max} . diferencial equivalente ao ρ_{max} . Explicou-me Peck (correspondência pessoal, 1967) que a experiência decorre de areias muito variadas depositadas de golfadas nos “eskers” (túneis derretidos na base das geleiras) e não retrabalhadas (são pequenas as vazões e velocidade do gelo derretendo). Enquanto isso são em grande maioria muito retrabalhadas, uniformes e densas nossas areias praianas de Santos: e são também fofas e angulares algumas nossas areias (tipo graben, terciárias) no planalto São Paulino.

O assunto afeta muito os ensaios-índice (SPT, CPT) e as PREVs nele baseadas, e mesmo os desenvolvimentos Acadêmicos sofisticados (Pressiômetro, Camkometro, Dilatometro Marchetti, etc) suas teorizações, e PREVs decorrentes. Ocorreram lições muito marcantes aprendidas numa seqüência de edifícios na Av. São Luiz (São Paulo) quando por imposição Municipal (pretendido Metro circundando o Centro urbano, \pm 1954) os prédios que anteriormente usavam sapatas a $\approx 7\text{kg/cm}^2$ na argila Terciária superior foram obrigados a descer os apoios a $\geq 8\text{-}10\text{m}$, nas areias submersas subjacentes de baixos índices Mohr-Geotécnica, fofas angulares, de postulada dupla sedimentação. De passagem resume-se que a argila é interpretada como bem preadensada por “peso de terra” sobrejacente (Ref. 25), chegada a índices de vazios inferiores ao Limite de Contração: tanto assim que quando insaturada e ressecada não chegou a ser encontrada com fissuras de ressecamento. Inexoravelmente as areias subjacentes foram beneficiadas por precompressão (mas não resistência) pelas mesmas dezenas de milhões de anos. Quando os prédios chegavam ao seu final ocorriam

significativas acelerações de recalques temidas como prenúncios de RUPTs, urgenciando reforços das fundações: alguns casos (prédios ou pilares) que retardaram permitiram interpretar como ultrapassagem da pressão da precompressão nominal da precompressão conferida na argila sobrejacente, com recalques brevemente decelerados.

Alguns edifícios-ícones daquela área e período, e seus casos instrutivos, compartilham da confirmação de que todo e qualquer problema do subsolo exige concatenação de múltiplas informações e conceitos propostos separadamente. Assim foi a alteração de tubulões pneumáticos (de atrito zero) pretendidos para o Edif. Itália (45 andares, recorde e limite para o concreto armado da época) mudado para estacas Franki. Também a projetada fundação do Edif. COPAN (O. Niemeyer, \approx 30 pisos) sobre caixões pneumáticos sobre as areias, após projetada compactação por estacas premoldadas de 9% da área-volume do “bulbo de pressão”: exigiu subfundações. Em comparação a fundação do Edifício projetado residencial e alterado para o Hotel Hilton adequadamente projetado e comportado. E outros, variados. Os comportamentos das areias oferecem indicações rápidas com prédios (em comparação com barragens, por ex.), para as reinterpretações almejadas de AZs e RISKS.

Anotações Adicionais do Professor -

Ref. (Bishop Rankine 1967; ROSCOE MEMORIAL 1973) **Resistência** $f(\sigma_1, \sigma_3)$

 **Deformações** $f(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ TTA Green

Portanto incompatibilidade liminar.

3.3 Diferentes Graficações Históricas, Mantidas: Deformações e Resistência; Comparações.

Os comportamentos dos tanques e pequenas residências na argila normalmente adensada de Istanbul gerou a Mecânica dos Solos de Terzaghi com a teoria do adensamento. Resultou o ensaio e anel “confinante” rígido-cilíndrico, de c.p. de espessura módica, admitido perfeitamente confinado. Não cabe repetir o amplamente sabido (item 1.1). Pondere-se, porém sobre as idealizações impositivas respeitadas: carregamentos “instantâneos” (ulteriormente empregando os ajustes indispensáveis para acomodar o carregamento mais realista, progressivo) e todo o prosseguimento, a interpretação, de início, sendo graficado (Ref. 26). Por exemplo: escalas semilog que por questões puramente pragmáticas já ultrapassaram de longe a ocasião de se inquirir, judiciosamente. O primeiro critério é reconhecer com gratidão o que nos foi legado na época, de acordo com os meios teóricos e práticos então disponíveis. O segundo critério (em diante) refere-se à busca e uso do primeiro parâmetro qualificante de aprimoramento quantificado em EP: examinar idealizações incorporadas, inquirir por física e senso comum, não se deixando iludir e seduzir pelo mais fácil. [N.B. Conforme recomendado (Cap. 2). Começar por empregar os testes sem ônus, de ensaios mentais em torno de hipóteses, entre as intuídas como mais plausíveis].

No ensaio edométrico de anel rígido e compressão atribuída exclusivamente à σ_v' o M.I.T., afim de ter os pontos igualmente espaçados no gráfico semilog [$f(e)$ vs. $\log \sigma_v'$] normatizou a duplicação das pressões aplicadas instantâneas (cada 24 horas), nos valores de 0,25/ 0,5/ 1/ 2/ 4/ 8/ 16/ eventual/ kg/cm^2 (Ref. 26). O ensaio é usado quase generalizadamente para definir os dois importantíssimos parâmetros históricos, o índice de compressão C_c e a pressão de preadensamento, ademais das controvertidas compressões “primária” e “secundária”. Menciona-se um pouco adiante, e mais detalhadamente em outro trabalho. Em princípio pretendeu configurar a relação modelo-protótipo. Na argila azul de Boston amolgada readensada, c.ps. meticulosamente talhados o confinamento “perfeito” lateral não chegou a suscitar dúvidas já que pressões laterais não eram consideradas intervenientes. Se o fossem uma inquirição conceitual das mais sérias seria o transicionamento da condição mole isotrópica

para o coeficiente de “repouso” de Jaky (Ref. 27) 1944, $K'_0 = 1 - \text{sen}\phi'$ quando se admite o ϕ' de Mohr válido já desde os mais baixos σ_v' .

Por motivos bem compreensíveis as atenções em seguida se deslocaram para a RUPT, e os corpos de prova cilíndricos e as interveniências das três tensões σ_1' , σ_2' , σ_3' , predominantemente como $1/3 (\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3')$, ou conforme se postulou como mais correto para amostras cilíndricas $\sigma_1' + \sqrt{2} \sigma_3'$. Um paradigma que se adota no presente labor é o das posturas geotécnicas firmadas no ROSCOE MEMORIAL SYMPOSIUM 1972: e a linha mestre de todo o labor é o de referir tudo à EP e ICs, procurando meios simples convidativos de aprimoramentos qualificantes probabilisticamente quantificados. Passam-se pouco mais de 30 anos das divulgações de ambos, mas pouco adentraram na profissão, centros acadêmicos ou prática profissional.

Os assuntos pertinentes abrem campo para uma série de observações conceituais que merecem detalhamento em separado, mas que sofrem tanto dos parâmetros históricos rudimentares individuais adotados, como das graficações oferecidas que se retém, e as imprecisões de medições e procedimentos geométricos e numéricos que persistem, e acima de tudo, em certos casos, de uma aberração de raciocínio seqüencial: (1) decisão primeiro; (2) matematização subserviente à tese-decisão já adotada; (3) abster-se de qualquer inquirição de “física e senso comum” quanto à fenomenologia possivelmente interveniente; (4) concluir por poucos ensaios que os erros entre os processos analogamente conduzidos é pequeno.

Cabe repetir: quando subjaz um erro visceral, a quase equivalência das conclusões não as valida. Ressalta-se que a curva dos resultados é sempre, e não poderá deixar de ser, traçada à mão livre. A insatisfação se infere do número de propostas de métodos alternativos.

No caso da resistência ao cisalhamento já se viu que a preocupação pela definição da RUPT levou aos ensaios de deformação controlada, quando o desejável seria Força-Deslocamento levando à Tensão-controlada. Um (único, árduo) ensaio de tensão-controlada (Ref. 11) alertou para o fato de que mesmo em condição de F adequado, de progressiva compressão estabilizante, podem ocorrer súbitas RUPT geradas por fatores secundários naturais de variações frio-calor, seca-chuva, etc..., que interferiam na constância do fator dominante (Força, tensão) unitariamente focalizado.

Em síntese postular-se-ia que fatores secundários poderiam estar gerando súbitas “quebras de estrutura” como nas argilas hiper-sensíveis Escandinavas (como foi o episódio dramático de escorregamento de Rissa, ≈ 1980). Admitida tal hipótese, a investigação perseguiria casos de diferentes Sensitividades.

No tocante aos ensaios edométricos, bastaria ver o pouco realismo das hipóteses de linearizações perfeitas. O que sugeriria é abandonar as duplicações das pressões para pontos igualmente espaçados no gráfico semilog. Passar-se-ia a uma série de pequenos incrementos de pressão próximo ao “joelho” da σ_p' . E, de novo, relacionando com Sensitividades.

Um exemplo muito destacado de “escola” (felizmente ainda singular) abrangendo a seqüência ilógica (1) a (4) supra, é o da: separação dicotômica das compressões edométricas primária e secundária; e isto empregando a técnica do ensaio “CONSTANT RATE OF STRAIN” CRS (velocidade constante de deformação) com suas posturas. (Ref. 28). Deixa-se de lado a reiterada ênfase do rechaço de qualificações por grupos, tal como é feito com relação a qualidades de c.ps. em funções de deformabilidades volumétricas,

Designação de	A	B	C	D	E
Qualidade					
Deform. Vol. %	<1	1-2	2-4	4-8	>8

É fisicamente contrária ao realismo a idéia de uma velocidade constante de deformação específica na seqüência de σ_v' . Segue-se a postulação de uma participação do C_∞ [índice de expansão (N.B. QUE IMAGINAÇÃO?)] e de uma relação constante C_∞ / C_c (ambos lineares). Seguem-se deduções matemáticas, subservientes. Finaliza-se com a demonstração escassa da pequena % de erro, contando com c.ps de qualidade A.

Finalmente assinala-se que obviamente não se dispensa um diferencial de pressão para a compressão secundária, após “nominalmente encerrada” a primária. Brinch Hansen (Refs. 29 e 30) havia postulado a ocorrência conjugada dos dois tipos de compressão. Muito mais lógico, embora provavelmente sem instantaneidade de início. O autor, não dispondo de meios laboratoriais elaborou a teorização matematicamente, embora a lógica indicaria o comportamento associado ao diferencial de σ_a' e σ_r' em progressão contínua mas provavelmente não desde o início isotrópico: e obviamente associado às Sensitividades.

Anotações Adicionais do Professor -

Compatibilidades exigidas da Ordenada vs. Abscissa nas graficações das “envoltórias” e “trajetórias de tensões”.

$$(a) \text{ M.I.T } \left\{ \begin{array}{l} (\sigma_1 + \sigma_3)/2 \text{ para } p \text{ ou } p' \\ (\sigma_1 - \sigma_3)/2 \text{ para } q \end{array} \right\} \text{ é internamente consistente, só que apenas dirigido para ruptura}$$

(b) No caso do TTA paralelepípedo, o correto é $[\sigma_1 + (\sigma_2 + \sigma_3)]/3$ e $[\sigma_1 - (\sigma_2 + \sigma_3)]/3$

(c) No triaxial convencional, dado o reconhecimento da importância de $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ para Deformações, tem sido muito usado, embora **errado**.

$(\sigma_E + 2 \sigma_R)$ e portanto para compatibilidade $(\sigma_E - 2 \sigma_R)$

ESTA ENVOLTÓRIA (quando corrigida) atende aos dois interesses, Deformação e Resistência (para comparar com (a))

(d) Reconhecendo que o comportamento lateral é definido pela Resultante das tensões radiais, o CORRETO é $(\sigma_E + \sqrt{2} \sigma_R)$ e $(\sigma_E - \sqrt{2} \sigma_R)$

3.4 Paradigmas Lógicos de Correção (parcial) do Edométrico, e do Triaxial Convencional.

A hipótese primordial do edométrico é de referir tudo à pressão vertical, e, em contraposição, à deformação lateral: já uma dicotomia conceitual: em seguida confunde-se intenção com consecução. O anel é rígido-confinante: mas o que se admite é o c.p. cilíndrico de solo como inamovível no perímetro lateral. Finalmente, com os pontos igualmente espaçados em gráfico semilog de σ_v' , todos os procedimentos geométricos são muito mais apertados nas variações $8 \rightarrow 9 \rightarrow 10$, do que nas variações de $10 \rightarrow 11 \rightarrow 12$; Tais fontes de erros dependem das amostras indeformadas, em busca de aperfeiçoamentos, chegando até ao nível secundário de priorizações face a outros desconhecimentos (p. ex. tensões in situ): atualmente a amostra SHERBROOKE é tida como a melhor (Ref. 31) Nas amostras indeformadas muito depende das qualidades (1) da amostra (2) da talhagem (3) da condição confinada em que o c.p. entrou no anel. O assunto intervém muito nas melhores amostras indeformadas sensitivas, em que o trecho ao redor do σ_p' passa por um “joelho” tornando questionável o próprio C_c linear, o que se constata e confirma reiteradamente. O que falta é postular por intuição de física e senso comum a que fator e parâmetro dominante associar tal comportamento, e proceder as investigações competentes.

Tais fontes de questionamentos e erros, e possíveis ajustes em EPs e ICs são facilmente quantificáveis, para primeiro grau de aproximação e de orientação, por meros exercícios geométrico-numéricos comparativos.

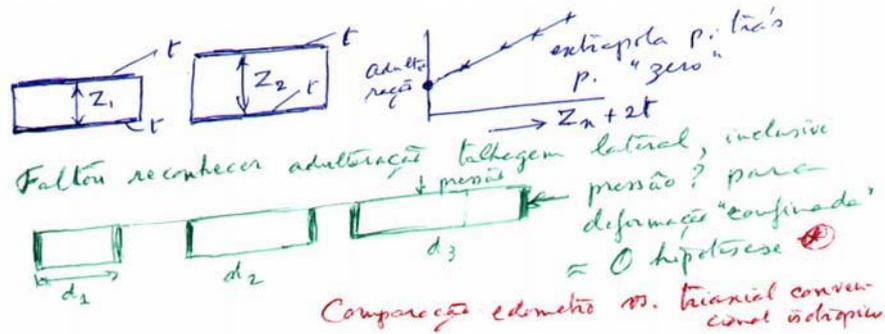
Referente ao triaxial convencional, começa-se por denomina-lo “biaxial” para distinguí-lo do TRUE TRIAXIAL APPARATUS (Ref. 16) de verdadeiros triaxiais de c.ps. de colunas retangulares. A correção inicial compreende o ajuste da fase de deformação específica $\Delta l/l$ % simétrica atribuída a toda a altura, redistribuída por altura menor, monitorada em precisão por diâmetros ou circunferências, confirmando os trechos das extremidades que não se alteram. A correção maior e importante compreende a subdivisão nos dois trechos, inicial de $\Delta l/l$ % corrigido, e o quase inexorável abandono da uniformidade perfeita em todas as direções, passando a finalizar a RUPT por um comportamento em cisalhamento direto.

A Fig. XXX reitera a referida ilustração (Ref. 32- Nossa própria segundo me recordo claramente, Fig. por Fig). Cabe apenas acrescentar que no plano em cisalhamento direto as poropressões se distinguem do atribuível ao c.p. mentalizado uniforme: assim, sempre ocorre alguma erraticidade em ensaios “pseudo-drenados” conduzidos sob tensões totais menos poropressões “globais” medidas no topo e na base, e quaisquer métodos de medida por agulhas inseridas em plano pré-escolhido.

Para cúmulo do ciclo vicioso ressaltam-se as realidades quase generalizadas de: (1) RUPTs em obra ocorrerem rápidas; (2) teorizações terem frutificado na base de pressões efetivas; (3) portanto, o uso indispensável das bases “pseudo-drenadas”; (4) Sensitividades serem definidas por ensaios “rápidos-rápidos”, e então sendo comparativamente altas; (5) ensaios realmente drenados, e os “pseudo-drenados” darem comportamentos tensão-deformação fortemente diferenciados, o que, por um lado resalta a grande interveniência da Sensitividade; e, por outro lado não faculta sair do ciclo vicioso salvo mediante inquirições judiciosas, e conclusões via EP.

Anotações Adicionais do Professor -

Ref. Van Zelst 1936 e Schmertmann (1955)



Caberia comparar película lateral circunferencial amolgada, porém com $\sigma_2 = \sigma_3$ conhecidos = σ_R , vs. caso edométrico de σ_R desconhecido e presumido perfeitamente confinado: i.é. triaxial vs. edométrico.

Notar que mesmo no triaxial isotrópico, com sucessivas pressões ocorrem cisalhamentos de distorções de mudança da forma pela redução de ambas as dimensões ϵ_E (E = Eixo) e ϵ_R (Radial). Josselin de Jong?

Usando como indicativos os dados experimentais de van Zelst e Schmertman, fazer cálculos preliminares meramente indicativos dos erros proporcionais.

→ N.B. Cálculo rápido algébrico. Comparar para **mesmo volume** (portanto Área por altura unitária) os casos de (1) paralelepípedo, perímetro $4b$ e área b^2 , com o caso de (2) cilindro πr^2 e $2\pi r$, QUANTO À PROPORÇÃO DE PELÍCULA ADULTERÁVEL.

Ficar atento para a referência teórica de Josselin de Jong (Rotterdam 1948, Delft?) ref. **esfera comprimindo**, COMPLETAMENTE IMPRATICÁVEL. Só valeria como

indicativo se tivesse comparado ensaios (a) esférico com (b) triaxial isotrópico (c) com triaxiais de diferentes graus de anisotropia do adens. inic.

3.5 Pressões de Repouso, Jaky e Faixa de Repouso-Ativo e Repouso-Passivo. Erosões e Geomorfologias de Vales. Expectativas de Singularidades Dentro da Seleção Natural mais Generalizada.

A dedução analítica de Jaky (1944, 1948) (Ref. 27) (Ref. 33) já tem sido questionada em maior pormenor (Ref. 34 - minhas refs.): a crítica principal está ligada à postulação de uma pilha de material puramente de atrito (pela época inferível como areia) em equilíbrio-limite de taludes externos (presume-se de deposição) em repouso. Em seguida estabelece analiticamente a tensão horizontal no plano vertical que corta a pilha exatamente ao meio, com nenhuma partícula tendendo a transpor de um lado para o outro. Já se ressaltou que o ângulo de talude em repouso (1) não coincide com o ângulo de atrito Mohr-Coloumb (2) são diferentes por raciocínio (e comprovado em pilhas de estoques de materiais angulares mais heterogêneos) por seleção natural tem que ser diferentes os taludes externos de repouso em deposição e em escavação.

Ademais, a eventual estática-analítica idealizadamente em repouso não postula nenhum fator atuante gerador da instabilização: tem que haver um incremento seja de tensão seja de deformação. Admita-se uma deformação de diminuto afastamento das duas metades: conjugadamente ocorre uma pequena depressão de uma relativa à outra; a diminuta assimetria inevitável garante a priorização de uma relativa à outra. Admita-se que a direita desça, durante o prenúncio da ruptura. O empuxo sobre a esquerda passa a ser inclinado com resultante um pouco maior e tendência à compressão induzindo a condição repouso-passivo. Vice-versa pode ocorrer o empuxo repouso-ativo, de tendência à distensão. Os dois ocupam quadrantes opostos: se o primeiro quadrante é atribuído à compressão, a extensão se situaria no terceiro; porém por uma simplificação gráfica é transferida para o segundo. Assim se configuram generalizadamente os

gráficos dos empuxo passivo e ativo até as rupturas: e neles se assinalam as faixas de repouso-passivo e repouso-ativo. A condição ativa tende a ser mais rígida, de menor deformabilidade, tanto estável de repouso, como de RUPT ao final da tensão-deformação. (Colocar a Fig. clássica). O assunto é mais explicitado em separado. (Ref. 35 - Encontrar referencia minha ± 1992-4?).

É inquestionável a afirmação genérica ressaltada de que os rios são a expressão do trajeto de maior fraqueza, o que geralmente é associado a descontinuidades geológicas planares subverticais, falhas, diques, etc..., por ser o geólogo o primeiro especialista interveniente. Porém, admitida a condição nata de centena de milhões de anos, é indispensável interpor as ocorrências superpostas de velocidades erosivas e de periódicas alterações hidrológicas incluindo os desmoronamentos (coluvios e talus, etc como também os lahares no Chile) afetando a dinâmica da geologia de curto prazo. Os fluxos dos rios e seus efeitos, quer erosivos quer deposicionais, em vazões específicas médias são curvilíneas. Também as alterações estratigráficas subhorizontais intervêm em “captar” os cursos d’água. Um caso marcante foi o da barragem de Três Marias, em que o modernamente diminuído afluente “Borrachudo” encontrava o São Francisco num ângulo estranho de 60° para montante (Ref. 36 - minha ± 1965?): e um notabilíssimo do segundo tipo foi o de Jaguará, com sua faixa inclinada de argila média amarela de decomposição de um xisto espesso no meio dos quartzitos densos são microfissurados. (Ref. 37- também minha ± 1970). Não olvidar porém o exemplo da bacia basáltica do Paraná onde cascatas de diferentes alturas foram geradas por erosões da rocha sã (“água mole em pedra dura ...”) por vazões específicas bastante diferenciadas (Ref. 38 - Barragem Acarai, Paraguai; minha, ± 1978). Também em contraposição, a erosão rápida por elevada vazão específica captada por feição subvertical que se aperta triangularmente com aprofundamento, com escarpas de rocha sã fraturada, e vazão específica aumentada, simultaneamente com a diminuição da instabilidade mássica.

Em resumo, os tipos de seleções naturais genéricas atribuídas às areias uniformes no item 1.6 não excluem o mesmo princípio da seleção natural; em condições singulares. Entre tais singularidades merece menção de nossa parte uma menção da correspondência pessoal recebida de Peck e resposta a duas indagações que lhe dirigira (1967) (1) com relação aos índices SPT (2) à recomendação inapropriadamente generalizada do máximo recalque diferencial em materiais arenosos corresponder ao recalque máximo. O assunto já foi abordado nos itens relativos às (a) tendências à seleção natural praiana, e (b) relativo ao recalque diferencial máximo admissível para superestrutura sobre sapatas. Mas merece destaque pela importância do mentor do depoimento, e pelo conceito de que as seleções naturais generalizadas incorporam o erro da supressão da seleção natural também de casos singulares. Os “eskers” são os pequenos túneis que se desenvolvem no fundo das geleiras em fase de derreterem: são enormes as variações dos arrastes granulares, e assim os despejos subverticais em golfadas destes materiais. Ao mesmo tempo são diminutos os caudais de água do gelo derretido, e portanto diminuto o retrabalho por caudais específicos.

Enfatiza-se assim a impropriedade de recomendações generalizadas baseadas em “parâmetros únicos” aparentemente dominantes: e da EP das seleções naturais incluem ampla gama desde as centenas de casos até os casos singulares. Como bem salienta um ensinamento, o engenheiro civil deve sempre se manter atento perante hipóteses singulares, sem, porém temer colimar a meta da decisão e ação após cercadas as qualificações EP quantificáveis dentro da física e senso comum.

Anotações Adicionais do Professor -

(Comentário do Prof. - 21/02/07) No modo geral em um sedimento a pressão lateral seria igual a $K_0' = 1 - \text{sen } \phi'$, porém existe um paradoxo até mais sério que à superfície um valor de σ'_v e σ'_L iguais. De início era conhecido que o OCR é

desfavorável o valor infinito à superfície. Porém, existe um paradoxo mais sério (Ref. Mitchell) a superfície retém o sedimento depositado. O valor inicial de σ'_v e σ'_L dão o mesmo valor, isto é, $Ko'=1 - \text{sen } \phi'$. Esse paradoxo viria a requerer pesquisa meticulosa e novas idéias.

(Comentário do Prof. - 22/02/07) Liminarmente cabe salientar que na deposição de um sedimento surge uma descontinuidade porque na superfície o valor seria 1 enquanto logo a seguir o valor cai.

Em primeiro passo, convencional, referido aos ENSAIOS DEF-CONTR e FS, é reconhecido existir uma “faixa de repousos” em volta do convencional Repouso-Jaky, para os lados tanto “ativo” como “passivo”, sendo o “ativo” mais “rígido”, portanto faixa mais estreita.

(1) Em primeiro passo, pela INEXISTÊNCIA DE SUFICIENTES ENSAIOS STRESS-CONTROL (tipo Bishop-Lovenbury) com suficiente tempo, como é que caberia procurar avaliar com diferentes FS e ensaios DEF-CONTR, quais os FS que “em princípio” (embora furado) poderiam ser admitidos esta(veis)(bilizáveis). Teríamos que começar por procurar USAR alguns ensaios G/G_0 PREFAILURE para avaliar aprox VARIAÇÃO de E, μ (ou G, K) com % STRAIN. Assim em vez de usar (E, μ) **constantes** (e diferentes no Ativo vs. Passivo) usaríamos (E, μ) variáveis e pela VELOCIDADE-ACELERAÇÃO da deformabilidade (?) procuraríamos avaliar FSs que não tivessem probabilidade de “degeneração”. (i.é. acima de $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupt. \text{ nom.}} \approx 60\%$ conjugado com “tremores Naturais”).

(2) Em segundo passo, seria indispensável recorrer a ENSAIOS FORCE, TENSÃO-CONTROL, de suficiente tempo para ajustar as indicações de (1) possíveis desestruturações e/ou (2) as indicações de alteração de “enrijecimento” para “amolecimento” e eventual súbita virada para ruptura, a prazo mais longo, por motivo dos “cafunes inevitáveis Naturais”.

3.6 A dimensão Tempo e Repetitividade Cíclica na Seleção Natural.

Cabe ressaltar que até o presente só se dispõe de um exemplo de vários anos (Ref. 11) em que se observou a coparticipação de ambos os fatores cooperando numa reversão surpreendente de comportamento estabilizante para a RUPT súbita estranha. Por questões práticas acrescidas de uma mistura incorreta de conceitos a profissão não se documentou com outros exemplos. A dimensão Tempo deveria ser referida a tempos minimamente associados às obras ou à geologia quaternária: demasiado laborioso e caro salvo se abordado por cooperação mundial. O assunto repetitividade foi reduzido à escala de tempo de amostras de laboratório, ou mesmo totalmente olvidado: um ensaio de 1 hora levado a 10000 horas não permite inferência nenhuma; no outro extremo os efeitos cíclicos (que por sinal foram desde o caso paradigma interpretados como interveniências espúrias perante a colimada pela teorização, ao invés de reconhecidos como parâmetros complementares inexoráveis perante o parâmetro único dominante focalizado) continuaram a ser assim afastados mais e mais meticulosamente.

Em resumo é indispensável reconhecer que existem as realidades da seleção natural, tanto com casos únicos singulares, como com casos incontáveis: mas não há condição proveitosa de expressar as EP nem de um nem de outro dos extremos. É onde entram os fatores pessoais psíquicos das preferências por abrir mão de benefício a favor de temor de perda, contra a audácia de aceitação de maior risco a favor de maior perspectiva de almejado lucro.

3.7 Ensaio, parâmetros, e graficações fundamentais convencionais. Principais erros de interpretação e de uso ilustrados simplificadaamente.

3.8 Importância prioritária da digestão do princípio evolutivo dos solos por Seleção Natural incluída a dimensão tempo, com ciclos. Sedimentos e saprolitos em direção diametricamente opostas. Lateritas.

Anotações Adicionais do Professor -

No meu State-of-the-Art (S.O.A.) do México (Ref. México, 1969) existe uma lacuna porque na época só haviam dados sobre solos nórdicos sedimentares ou normalmente pré-adensados. Então, há lacuna, ver solos saprolíticos por em parte acrescentada no Congresso de Hong Kong, (Ref. Hong Kong, 1972). Ora, no começo do S.O.A. mencionado, o primeiro ponto que eu frisei é que obviamente são infinitos os números de parâmetros que podem e devem incluir em qualquer comportamento complexo, tal como de um solo.

O problema prioritário é reconhecer que a Mecânica dos Solos convencional limitou quase tudo a parâmetros únicos, um grave erro, e segundo, que a questão de Intervalo de Confiança de qualquer solução tem que ser analisada estatisticamente para ser usada probabilisticamente. Ora, nesse mister é muito importante que se reconheça a absoluta obrigação da priorização de parâmetros que são mais ou menos influentes, e isso nunca foi questionado ou verificado.

O princípio da seleção natural que impera também, tanto na sedimentologia, como na decomposição de rochas em estado intacto passando por fraturamento e com a decomposição das fraturas acabando finalmente em rochas saprolíticas (Chamar atenção ao artigo da ASCE).

A idéia básica é que sempre existem situações em que a sedimentação tem que ser interpretada quanto a condição calma e uniforme ou sujeitas a deposição em condição turbulenta. E no meio disso, o que acontece é que, no caso de haver alguma turbulência ocorrem solos mais fofos nas areias argilosas com argilas arenosas, dependendo de qual das componentes estabelece a estrutura dar a mencionar que o princípio da dupla sedimentação impera com uma componente criando a estrutura e a outra infiltrando nos interstícios. No depósito de areias argilosas mencionado por Peck como “eskers” que são muito variáveis, trata-se de materiais liberados no fundo da geleira derretendo e com muito pouca água para

separar as componentes justificando a recomendação que o recalque máximo diferencial seja equivalente ao máximo total.

Lembrar, porém que em torno de qualquer aparelho introduzido no solo para tais medidas o principal efeito é sofrido logo junto à peça instalada tal como são as redes de fluxo de poços bombeados. No caso da rocha a condição é iniciar de um material muito coeso que fratura e sofre seqüência as decomposições da fratura.

Artigos Victor de Mello:

1) "Lessons of adjustments to tropical saprolites and laterites contribution in Special Lecture "Embankment Dams and Dam Foundations"; XII ICSMFE - Vol. 4 - pp. 2180-2198 – August, 1989.

2) "Peculiarities of "in situ" behavior of tropical lateritic and saprolitic soils in their natural conditions: dam foundations"; Tropicals' 85 - ABMS - V.4 - pp. 73-104, 1985.

3.9 Referências

1 - Bishop, A.W., 1955, " Use of the slip circle in stability analysis of slopes". I Tec. Sess.: Gen. Theory of Stab. Of Slopes, Géotechnique, vol. V, pp. 7-17

2 - Parry, R. H. G., 1971, "Stress- Strain Behaviour of Soils", Proceedings of the Roscoe Memorial Symposium, Cambridge University (edited 1972 – G.T.Foulis & Co. Ltd).

3 - Burland, J. B., 1989, Ninth Laurits Bjerrum Memorial Lecture: "Small is Beautiful" – The Stiffness of Soils at Small Strains, Canadian Geotech. J., vol. 26, nº4, pp. 499- 516.

- 4 - Bishop, A. W., 1952, "The Stability of Earth Dams", Thesis, Imperial College.
- 5 - Bishop, A. W., 1971, "Shear Strength parameters for undisturbed and remoulded soil specimens", Stress- Strain Behaviour of Soils, Proceedings of the Roscoe Memorial Symposium, Cambridge University (edited 1972 – G.T.Foulis & Co. Ltd), pp. 3 – 58.
- 6 - "Deformation of Soils and Displacements of Structures", 1991, X ECSMFE, Firenze – Italia.
- 7 - Shibuya, S. et al, 1994, "Pre- Failure Deformation of Geomaterials", vol. 1 e 2, Sapporo – Japão.
- 8 - Jamiolkowski, M. et al, 1999, "Pre- Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, vol. 1 e 2, Torino – Italia.
- 9 - Di Benedetto, H. et al, 2003, "Deformation Characteristics of Geomaterials", Lyon – França.
- 10 - Drucker, D. C., Gibson, R. E., Henkel, D. J., 1957, "Soil Mechanics and Work-Hardening Theories of Plasticity", ASCE Transactions, vol. 122, pp. 338- 346.
- 11 - Bishop, A. W. e Lovenbury, H. T., 1969, "Creep Characteristics of Two Undisturbed Clays", Proc. of 7th ICSMFE, vol. 1, pp. 29 – 37.
- 12 - Atkinson, J. H., 1981, "An Introduction to Applications of Critical State Soil Mechanics", Foundations and Slopes.
- 13 - Schofield, A. N. e Wroth, C. P., 1968, Critical State Soil Mechanics.
- 14 - Bolton, M., 1979, A Guide to Soil Mechanics.

15 - de Mello, 1980

16 - Green, G. E., 1971, "Small scale laboratory measurement of stress-strain parameters", Stress-Strain Behaviour of Soils, Proceedings of the Roscoe Memorial Symposium, Cambridge University (edited 1972 – G.T.Foulis & Co. Ltd), pp. 285-323.

17 – Bishop, A., 1966, "The strength of soils as engineering materials.", 6th Rankine Lecture, Géotechnique, 16, pp. 89-130.

18 - Modified Cam-Clay Mode

19 - Jaeger, J. C., 1964, "Elasticity, Fracture and Flow", London: Methuen & Co. Lts., New York: John Wiley & Sons Inc.

20 - Jaeger, J.C., 1971, "Friction of rocks and stability of rock slopes", Eleventh Rankine Lecture, Géotechnique (ICE), 21 (2), June, pp. 97-134.

21 – Tabela

22 – Drucker, D. C., 1951, "A more fundamental approach to plastic stress-strain relations.", Brown University, Division of Applied Mathematics, United States, , Office of Naval Research.

23 - Drucker, D. C. e Prager, W., 1951, "Soil Mechanics and plastic analysis or limit design.", Brown University, Division of Applied Mathematics, United States, Office of Naval Research.

24 – Buisman, A. S. K., 1936, "Results of Long Term Duration Settlement Tests.", I ICSMFE, Cambridge, Vol. I, pp. 103-105.

25 - de Mello, V.F.B., 1952, "Preadensamento das Argilas de São Paulo", pp. 77-79 e "Resistência ao Cisalhamento de um Depósito de Argila Mole", pp. 84-88, Anais da ABMS, vol. II.

26 - Taylor, D.W, 1942, "Research on consolidation of clays", M.I.T..

27 - Jaky, J., 1944, "The coefficient of earth pressure at rest", Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, Vol. 7, pp. 355-358.

28 - Terzaghi, K., Peck, R. e Mesri,G., 1996, "Soil Mechanics in Engineering Practice", Third Edition, Wiley – Interscience.

29 – Hansen, J. B., 1961, " A Model Law for Simultaneous Primary and Secondary Consolidation.", 5th ICSMF, vol. I, pp. 133-136.

30 – Hansen, J. B., "A Model Law for Simultaneous Primary and Secondary Consolidation", The Danish Geotechnical Institute, Bulletin n^o. 13, pp. 1-4.

31 – Géotechnique, vol. 42, n^o. 2, pp. 159 – 380.

32 –

33 – Jaky, J., 1948, "Validity of Coulomb' Law of Stability", II ICSMF, vol I, (I e 8 / I e 9), pp. 87-93.

34 –

35 –

36 –

37 –

38 –