

LIÇÃO MANUEL ROCHA, 1985

A 2.^a Lição Manuel Rocha intitulada «Instabilização de taludes de enrocamento: reapreciações conceituais» foi proferida pelo Prof. Victor de Mello na Fundação Calouste Gulbenkian em 5 de Novembro de 1985. A apresentação do Prof. Victor de Mello foi feita pelo Eng.^o Investigador José de Brito Folque.

«Dentro de poucos minutos vamos ouvir a 2.^a Lição Manuel Rocha. Estas lições destinam-se a honrar e homenagear a grande figura de Homem e Engenheiro que foi Manuel Rocha.

Evocá-lo neste momento é para mim, que com ele tanto aprendi e a quem, profissionalmente, tanto devo, uma obrigação que cumpro com grande emoção.

Para pronunciar a 2.^a Lição Manuel Rocha temos a honra de ter entre nós uma figura cimeira da Geotecnia, a nível *mundial*. Com efeito, o Prof. Victor de Mello é hoje considerado como um dos mais competentes, sagazes e inovadores geotécnicos que exercem profissão como projectista, professor e, sobretudo, como consultor.

Outra honra para nós é que o Prof. Victor de Mello nasceu português, em Goa. Seu pai foi outra glória nacional: o Prof. Froilão de Mello, notável bacteriologista e epidemiologista, director que foi da Escola Médica de Goa, figura nacional que, como se vê, não está esquecida por nós.

Há ainda outra circunstância para nós lisonjeira que merece ser sublinhada. Refiro-me ao facto de, em 1951, o Laboratório Nacional de Engenharia Civil ter tido o privilégio de contar entre os seus estagiários o então jovem engenheiro Victor de Mello.

Victor de Mello acabada a sua pós-graduação no MIT, nos Estados Unidos, estagiou então entre nós durante alguns meses.

Manuel Rocha, cónscio das suas capacidades, distribui-lhe como tema de estágio um trabalho verdadeiramente «arrasador»: a pesquisa de materiais para construção de modelos de Mecânica dos Solos, modelos reduzidos obedecendo por inteiro às condições de semelhança e portanto capazes de dar directamente, por intermédio das ditas leis de semelhança, as tensões e deformações dos protótipos representados.

Manuel Rocha tinha acabado, poucos meses antes, de enunciar com generalidade as condições a que tinham de obedecer tais materiais. Era tarefa muito difícil, que ainda hoje não está resolvida. Mas Victor de Mello não desanimou e deu, no curto prazo disponível, alguns passos importantes para a resolução do problema. A questão perdeu acuidade com o advento dos computadores que permitiram utilizar métodos numéricos para resolver problemas usando modelos matemáticos.

Mas quando a relativa crueza dos modelos matemáticos vier mostrar a necessidade de recorrer de novo a modelos físicos, quem disso se ocupar terá de tomar em conta os estudos que Victor de Mello desenvolveu então no Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Passemos agora a enunciar o curriculum do Prof. Victor de Mello com ordem e pormenorização.

Nascido em Goa, Índia Portuguesa, em 14.05.1926. Cidadania brasileira.

Primeiros estudos em colégios ingleses e americanos na Índia e Paquistão. (1938-1944) — Física, Química e Matemática.

Cursos universitários no M.I.T. Cambridge (EUA) — B.Sc. Junho de 1946; M.Sc. Setembro de 1946; Doctorate (General Exams) Março de 1947; D.Sc. Dezembro de 1948, em Engenharia Civil, com especialização em Geotecnia.

Em 1948 — M.I.T. — Research Associate — Dirigindo no mesmo período dois programas de pesquisa para o U.S. Corps of Engineers. Patente de Invenção n.º U.S. 2.651.619.

Professor Catedrático em Engenharia de Solos e Fundações na Universidade Mackenzie e na Universidade de São Paulo, São Paulo — Brasil.

Em 1966-1967 — Professor Visitante do M.I.T. dando cursos de pós-graduação sobre Fundações e Barragens, onde lhe foi atribuído o prémio da «National Science Foundation». Logo após este período foi convidado a ser «Permanent Guest Lecturer» do M.I.T.

Pertence às Associações que se citam e recebeu os seguintes prémios:

Membro — TAU BETA PI — M.I.T. — 1946; Membro — The Society of the Sigma XI — M.I.T. — 1947; Sócio Fundador e ex-Presidente da ABMS-Associação Brasileira de Mecânica dos Solos; Sócio Fundador do Comité Brasileiro de Grandes Barragens; Sócio Fundador da Sociedade Brasileira de Mecânica das Rochas; Ganhador dos dois primeiros Prémios Terzaghi no Brasil:

1946-1966 — pelo conjunto de trabalhos publicados até à época, e pela grande contribuição para o desenvolvimento da engenharia dos solos no Brasil

1976-1978 — pelo melhor trabalho individual do biénio.

Vice-Presidente da América do Sul — ISRM — International Society for Rock Mechanics, 1970-1974;

Vice-Presidente da América do Sul — ISSMFE — International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1973-1977;

Fellow, American Society of Civil Engineering, United States, 1976;

Foreign Associate, National Academy of Engineering, U.S.A., 1980 (em reconhecimento especial de contribuições para a engenharia geotécnica e barragens);

Fellow, Institution of Civil Engineers, United Kingdom, 1982;

Membro Honorário de inúmeras associações de Geotecnia, de Mecânica das Rochas e de Grandes Barragens, incluindo a Southeast Asian Society of Soil Engine-

ering, Sociedad Venezolana de Mecánica del Suelo e Ingenieria de Fundaciones, Sociedad Mexicana de Mecanica de Suelos, etc.

Presidente da ISSMFE — International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1981-1985.

No que se refere à experiência profissional, há a citar:

1. Em Julho de 1949 emigrou para o Brasil para conduzir a divisão de geotecnia do Canadian-Brazilian Light and Power co. nos grandes projectos e construções de complexos hidroeléctricos, barragens, centrais subterrâneas, estabilizações de taludes, etc., dos Estados de São Paulo e Rio de Janeiro.
2. 1951-1966. Sucessivamente Chefe de Projecto, Director Técnico e Superintendente da GEOTÉCNICA S.A., foi responsável directo no projecto, construção e fiscalização de quase todas as grandes obras em execução no Brasil, bem como em alguns países da América Latina: edificios, estradas, pontes, etc. — foram da sua consultoria no campo de barragens todas as grandes obras da CEMIG, CESP, ELETROBRÁS, DNOCS, SUDENE, etc.; destacam-se entre 70 barragens, PARANOÁ, TRÊS MARIAS, FURNAS, GRAMINHA E NHANGAPI.
3. 1967 até ao momento. Engenheiro Consultor individual e em Juntas envolvendo estrangeiros. Consultoria em todos os campos da Mecânica dos Solos, das Rochas e Barragens (citamos como exemplo a barragem da Foz do Areia, 160 m de altura, obra pioneira no mundo de barragens de enrocamento com face de concreto), Metrô de São Paulo e Rio de Janeiro, Minerações, Túneis, Estradas, Grandes Complexos Industriais (Siderurgia, Alumínio, etc.).
4. Também é consultor para barragens e problemas geotécnicos em várias obras do exterior (África, Turquia, Colômbia, Uruguai, Argentina, Hong-Kong, Espanha, etc.).

As suas principais publicações são:

No domínio de *fundações*

VII ICSMFE (México 1969), IX ICSMFE (Tóquio 1977), Asian Reg. Conf. on Soil Mech. Found. Eng'g (Haifa 1983), Simp. Comemorativo de los 25 años de la Soc. Venezolana de Mec. de Suelos y Ingenieria de Fundaciones (Caracas 1983), Southeast Asian Geotechnical Conference (Kuala-Lumpur 1985).

No domínio de *desenvolvimento de ensaios*:

Panamerican Conf. Soil Mech. Found. Eng. (Puerto Rico 1971)

No domínio de *investigação e ensino*:

Jornadas Luso-Brasileiras de Engenharia Civil (Lisboa 1971)

No domínio de *solos residuais*:

Southeast Asian Conf. on Soil Eng. (Hong-Kong 1972), First International Conf. on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils (Brasília 1985).

No domínio de *barragens*:

Int. Congress on Large Dams (Madrid 1973), Regional Conf. for Africa on Soil Mechanics and Found Eng'g (Durban 1975), 17th Rankine Lecture (Londres 1977), Int. Symp. on Problems and Practice of Dam Eng. in Asia (Bangkok 1980), Volume Especial em Homenagem ao Prof. de Beer (Bruxelas 1982), Int. Symp. on Field Measurements in Geomechanics (Zurique 1983), Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Eng. (Rolla-Missouri 1984), Conf. Argentina de Mec. de Suelos e Eng. de Fundaciones (Argentina 1984), Seminário Colombiano de Geotecnia (Bogotá 1984), Ground Engineer's Reference Book (United Kingdom 1985), ASCE-American Society of Civil Engineers (Detroit 1985).

No domínio de *estatística aplicada à engenharia dos solos*:

Int. Conf. on Applications of Statistics and Probability (Aachen 1975), Sydney 1979).

No domínio de *investigação de solos*:

ISSMFE (Osaca 1979, Stockholm 1981), Int. Conf. on Expansive Soils (Adelaide 1984).

Tem proferido diversas aulas, palestras e conferências em:

África do Sul (Durban, Johannesburg), Alemanha Ocidental (Aachen), Alemanha Oriental (Berlim), Angola (Luanda), Argentina (Bahia Blanca, Rosário, Neuquén, Buenos Aires), Austrália (Perth, Adelaide, Sydney), Bélgica (Bruxelas), Bolívia (La Paz, Cochabamba, Santa Cruz), Brasil, Canadá (Toronto, Vancouver, Alberta, Otava), Chile (Santiago), China (Shangai, Beijing), Colômbia (Bogotá, Medellín), Equador (Guayaquil, Quito), Espanha (Madrid, Sevilha), Finlândia (Helsínquia), França (Paris, Lion), Holanda (Amsterdam), Hong-Kong, Hungria (Budapeste), Índia (Roorkee, Nova Delhi), Iraque (Baghdad), Israel (Haifa), Japão (Tóquio), Malásia (Kuala-Lumpur), México (México), Moçambique (Maputo), Paraguai (Asunción), Polónia (Varsóvia), Porto Rico (San Juan), Portugal (Lisboa, Coimbra, Porto), Síria (Damasco, Aleppo), Suíça (Zurique), Suécia (Estocolmo), Tailândia (Bangkok), Checoslováquia (Praga), Turquia (Istambul), Reino Unido (Cambridge, Brighton, Londres), E.U.A. (Berkeley, Purdue, Urbana, Illinois, Chicago, Boston, Univ. Northwestern, M.I.T., Harvard, Florida, São Francisco, Detroit, Missouri), Venezuela (Caracas).

Nesta conformidade solicito ao Prof. Victor de Mello que pronuncie a sua lição «Instabilização de taludes de enrocamento: reapreciações conceituais».



INSTABILIZAÇÕES DE TALUDES DE ENROCAMENTOS. REAPRECIÇÕES CONCEITUAIS

Instability of Rockfill Slopes

por

VICTOR F.B. DE MELLO*

RESUMO – Postula-se que para melhor estimar a estabilidade estática de taludes de enrocamentos (de rochas sãs, angulares, limpas) é necessário não só ter em conta a envoltória curva de resistência ao cisalhamento, mas também os benefícios de pré-compressão (análoga ao preadensamento das argilas). A interpretação do significado de valores numéricos de coeficientes de segurança melhora em função de análises de fatores instabilizantes e suas eventuais consequências. Ademais comprova-se que valores numéricos bem baixos de Fatores de Segurança FS deverão ser aceitáveis quando realmente estiver em jogo o conceito de um Fator de Garantia FG em lugar do conceito corrente. Preconiza-se que para o futuro tais formulações devam incorporar conceitos probabilísticos embora de imediato seja preferível conseguir a aceitação pela profissão de taludes bem mais íngremes empregando os fatores médios aos quais a prática profissional se acostumou. Prevê-se que aumentando as pressões de pré-compressão mediante rolos mais possantes se alcancem resultados bem melhores do que os atualmente alcançáveis. Finalmente para os casos de análise perante vibrações sísmicas, postula-se que seja muito maior a rentabilidade alcançável mediante aplicação de esforços dinâmicos que envolvam com ampla margem os esforços sísmicos de projeto a prever, do que mediante progressivamente maiores esforços de pesquisa do comportamento a prever aceitando passivamente como fixos os atuais equipamentos e processos construtivos de enrocamentos compactados.

SYNOPSIS – It is postulated that for improved assessment of static slope stability of rockfills one must consider not only the curved strength envelope, but also the benefits of precompression (analogous to clay preconsolidation) in clean angular rockfills. Moreover, quite low nominal values of computed Factors of Safety F should be acceptable whenever a Factor of Guarantee (FG) is at stake in lieu of the conventional F concept and value. Such concepts are presently referred to simple, conventional, average factors, with which practising professionals are conversant, although one obviously foresees that future steps will lead to probabilistic formulations. For compacted rockfill behavior under seismic shaking it would follow that precompressions by heavy vibratory compaction should significantly improve presented predictions, and, for design purposes, in substitution for further efforts at laboratory and analytical developments, a more profitable result should ensue from appropriate adjustments of compaction energies to cover superabundantly the grossly unpredictable levels of earthquake shaking energies and stresses.

* Professor da Universidade de São Paulo, Engenheiro Consultor, Ex-Presidente da ISSMFE-International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering 1981-1985.

PREÂMBULO

A honrosa incumbência de proferir esta 2.^a Lição Manuel Rocha impele-me a prestar ao grande Manuel Rocha, cuja personalidade, vida e obra, foram e são, uma lição para todos nós, a homenagem de preferir encarar minha apresentação como um Ensaio. Aprendemos de Manuel Rocha a lição de encarar a vida como uma sucessão de ensaios, carinhosamente programados e executados; serenamente e objetivamente interpretados, com todo o reconhecimento das limitações inerentes a cada momento, por todo o sempre; entusiástica mas prudentemente empregados em benefício da Sociedade e do ser humano; e sempre humildemente reciclados, para novas etapas deste mesmo labor, de plantio, cultivo e colheita, da árvore da vida.

Num período que emergia da mais atroz das destruições militares, dizimando milhões por todo o mundo, foi ele o artífice da Renascença da Engenharia Civil, dedicada a construir, e a unir os homens e os povos. Reeditou neste pequeno promotorio do mundo em guerra o grande feito da Escola de Sagres, escola que com a fervorosa «caritas», carinhosa e persistente em fé numa meta infinita, deixaria a marca indelével de um povo amalgamador de povos. Escola que já há cinco séculos havia des-coberto o mundo do manto de mitos dogmatizados que recobria a cultura greco-semítico-cristã. Reavivada e revista a geografia de Ptolomeu há cinco séculos, faltava ainda reavivar e rever para o mundo, dobrado e triplicado em escala, e para as populações centenas e milhares de vezes multiplicadas, a engenharia dedicada às obras de cotidiano do bem-estar e bem-viver. De certa forma indiscutível, coube a Manuel Rocha este papel, não obstante as contribuições geniais de muitos. A grande obra foi a de compor o conjunto, como uma sinfonia de Mahler «Das Lied Der Erde» (a canção da terra): composto o conjunto, regê-lo, e, dissolver-se no grupo e em suas múltiplas realizações, sempre com a meta principal da tarefa global, persistente, inalcançável, incansável.

Recente livro enciclopédico «THE DISCOVERERS — A history of man's search to know his world and himself», laboriosamente destilado por Daniel Boorstin, Librarian of Congress (EE.UU.), afirma que a obra do Infante D. Henrique representa, na história da humanidade, um marco avançadíssimo, à escala de séculos, em duas facetas:

foi o primeiro grande esforço de investigação programada, revista e renutrida a cada novo dado sistematicamente colhido, independentemente dos sacrifícios a pessoas e preconceitos, e tendo como busca direta a informação, e não bens materiais;

e, ensejou o primeiro brado épico dos feitos de um povo, e não de um herói.

Pois, como bem disse Churchill, a história é feita por grandes homens e o acaso. O Infante foi um grande homem, e particularmente grande porque as suas realizações passaram a ser as de todo um grupo e um povo. A personalidade de Manuel Rocha teve algo de muito análogo, por ter impulsionado o Laboratório Nacional de Enge-

nharia Civil a uma posição ímpar no âmbito internacional, não só nas suas realizações materiais, mas principalmente na sua característica de orquestração sinfônica de um laboratório de homens e de idéias. Este conceito da dinâmica da Engenharia Civil levou ele aos quatro cantos do mundo, deixando por toda a parte amizades, e discípulos de um modo de ser e de realizar.

Quis o feliz acaso que eu tivesse por longos anos privado de tão exemplar convívio, e quer agora o acaso que me caiba proferir esta 2.^a Lição, em nome dos inúmeros discípulos do Manuel, espalhados pelo mundo, mas irmanados no mesmo grande laboratório da intenção do bem fazer. Como veículo para a missão de tão grande responsabilidade escolhi o tema «Instabilizações de taludes de enrocamentos: reapreciações conceituais», pois os enrocamentos passaram, no último século e especialmente na última vintena de anos, a constituir um dos mais importantes materiais de construção de grandes obras civis. Pelos enrocamentos, e não tanto pelos prêmios Nobel, ficam sobejamente pagas as penitências da invenção da dinamite, pois o desmonte barato de rochas sãs faculta ao engenheiro civil um dos mais nobres e promissores materiais de construção. Jovem, travesso enquanto garoto, incompreendido na adolescência, chegou o enrocamento à idade em que possa ser usado com plena confiança, desde que lhe reconheçamos sua personalidade própria. Meu Ensaio destina-se a uma tentativa de análise da personalidade em questão, e das atribuladas incompreensões por que passou.

1. INTRODUÇÃO

O emprego de enrocamentos compactados abriu um imenso campo de vantagens técnicas que vêm sendo crescentemente reconhecidas. Estas têm sido bem comprovadas com relação à grande redução das deformabilidades desfavoráveis dos enrocamentos soltos anteriormente usados generalizadamente; porém em contrapartida os benefícios colaterais que intuitivamente se esperaria serem introduzidos na resistência ao cisalhamento não têm sido quer demonstrados quer utilizados convencida e convincentemente. Muito pelo contrário, por motivo de teorização geotécnica convencional relativa à estabilidade de taludes de materiais não coesivos finos conforme relacionada a ensaios de compressão triaxial, curiosamente no mudar dos enrocamentos soltos de taludes empiricamente estabelecidos, para os enrocamentos bem compactados em camadas, tem sido frequente acompanhá-lo de um abrandamento dos taludes anteriormente empregados, embora não tenha havido qualquer registro ou documentação de rupturas dos taludes soltos íngremes.

Embora bem recentemente a tendência se tenha firmado no sentido da aceitação de taludes mais íngremes nos enrocamentos compactados, a profissão está presa a um progresso muito lento no assunto, por motivo da limitação de modelos mentais para

análise e a extrapolação confiante da experiência de protótipos, e a própria lentidão do avanço de tal experiência. Ademais, a preocupação agudamente incrementada na última vintena de anos com respeito a riscos sísmicos, gerou um renovado temor com relação a deformabilidades associadas a carregamentos cíclicos correspondentes, devidamente extrapolados à previsão crítica de projeto. Assim como profissionais, devemos encarar com grave preocupação a probabilidade extremamente baixa com a qual se poderá adquirir experiência de protótipos de barragens de enrocamento submetidas a choques sísmicos de grande intensidade, na esperança de que tal experiência venha ajudar a manter os taludes economicamente íngremes.

O intuito da presente apresentação consiste em submeter a uma análise crítica o assunto da estabilidade de taludes em enrocamento. Como premissa liminar temos a confiança inabalável de que muitos dos importantes avanços nos campos científicos têm sido formulados puramente por raciocínio, isto é, por experimentação mental. Tal facto merece frisar-se, porquanto na última quarentena de anos fatores diversos se conjugaram em enfatizar o predomínio quase exclusivo de avanços baseados em experimentação e observações de modelos e de protótipos. Ora, amarrar o campo de barragens às limitações do observável em protótipos, e, muito particularmente, a eventuais observações de protótipos que tenham a peculiar experiência de sofrerem um sismo forte, constituiria uma camisa de força absolutamente inaceitável. Frisa-se de passagem que as próprias teorizações atuais não passam de indisfarçáveis exercícios de tal experimentação mental, e, portanto, nossa proposta não constitui mais do que a oferta de um modelo mental adicional, diferente, esperançosamente melhor.

Nossa proposição baseia-se na certeza de que taludes bem mais íngremes do que os presentemente empregados serão comprovados como plenamente satisfatórios por questões de estabilidade ao escorregamento. Baseia-se ademais, na convicção de que, no encarar problemas de deformabilidade sob sismos fortes, em lugar de se postular métodos adicionais de predizer por via de parâmetros de ensaios de escala pequena seguidos de computações, uma avenida muito mais promissora poderá ser encontrada através de um pré-tratamento adequado do enrocamento, se o modelo mental for julgado aceitável, para bem orientar tal tratamento e a subsequente coleta de informações de campo, indicativa dos benefícios secundários concomitantes, e do comportamento correspondente.

Têm sido tantas as demonstrações parciais de tal postulação em publicações recentes, como por exemplo por Charles e Soares (3), e outros, que de um lado se arrisca não se atribuir cada avanço a seu real originador; e, por outro lado, parece-me indispensável procurar coordenar os modelos mentais do passado, presente e futuro com respeito a esta faceta importante de projeto. O autor antecipadamente se desculpa por qualquer lapso não intencional com relação ao primeiro ponto. Com relação ao segundo, o autor frisa que oferece os seus pensamentos sob a designação de hipóteses, presumidamente bem férteis, a serem debatidas.

2. ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA ATRIBUÍDA A ENROCAMENTOS UNIFORMES

Muitas séries de ensaios especiais de laboratório já estabeleceram sem qualquer dúvida a natureza curva da envoltória de Mohr de resistência aplicada a agregados são angulares que se pretende representem, em corpos de prova de laboratório, o comportamento de enrocamentos de pedreiras diferentes. Ensaios de laboratório recentes conduzidos de forma especial (por exemplo Charles e Watts, 4; Barton e Kjaernsli, 1, etc.) já mostraram que sob pressões confinantes muito baixas as envoltórias curvas são bem mais íngremes do que tinha sido anteriormente sugerido (por exemplo De Mello (11)). Todavia esta influência incremental em apoio a taludes mais íngremes foi deixada de lado neste trabalho, em comparação com outros fatores que são demonstravelmente muito mais significativos.

A envoltória de resistência empregada nas análises presentes está mostrada na Fig. 1, conforme dados coligidos a partir de ensaios triaxiais de compressão analisados em 1976 (de Mello, 11). Para fins de comparações as obliquidades de tensões τ/σ que representam as resistências maiores determinadas por Charles e Watts (4) estão tabeladas ao lado daquelas empregadas neste trabalho, e vê-se que somente reforçariam a tese ora postulada. Todavia, foi-se obrigado a reconhecer que sob as pressões muito baixas algum efeito de pré-compressão da própria compactação dos corpos de prova

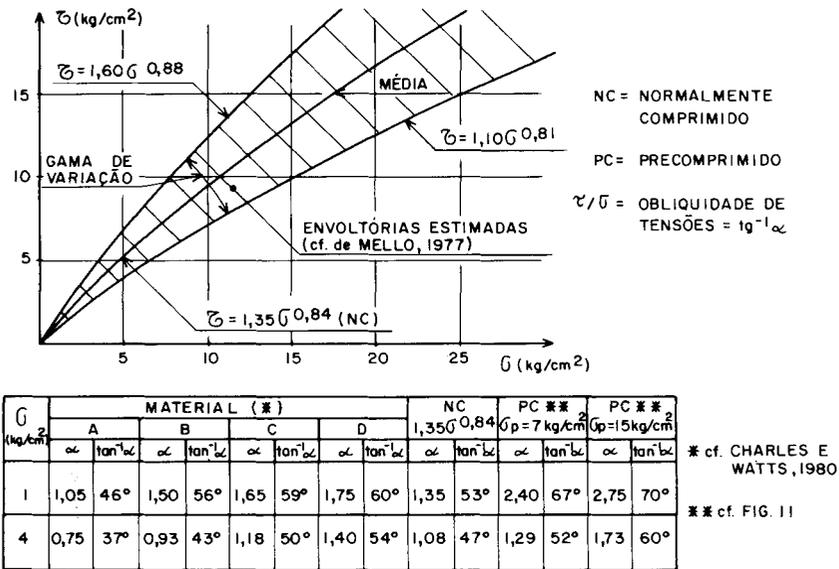


Fig. 1 — Equações básicas empregadas. N.C.

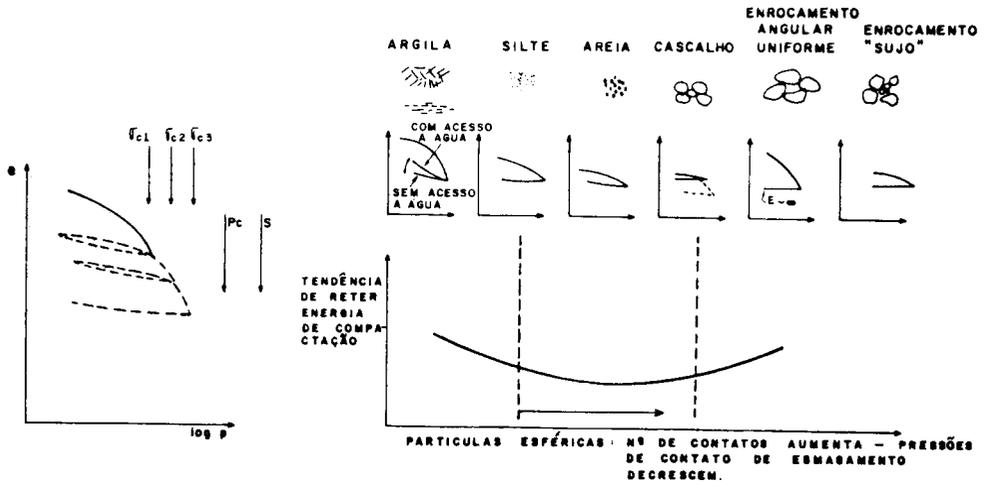


Fig. 2 — Comparação esquemática da estrutura de compactação dos grãos e da histerese compressão-expansão (cf. De Mello, 1982, Geotecnia)

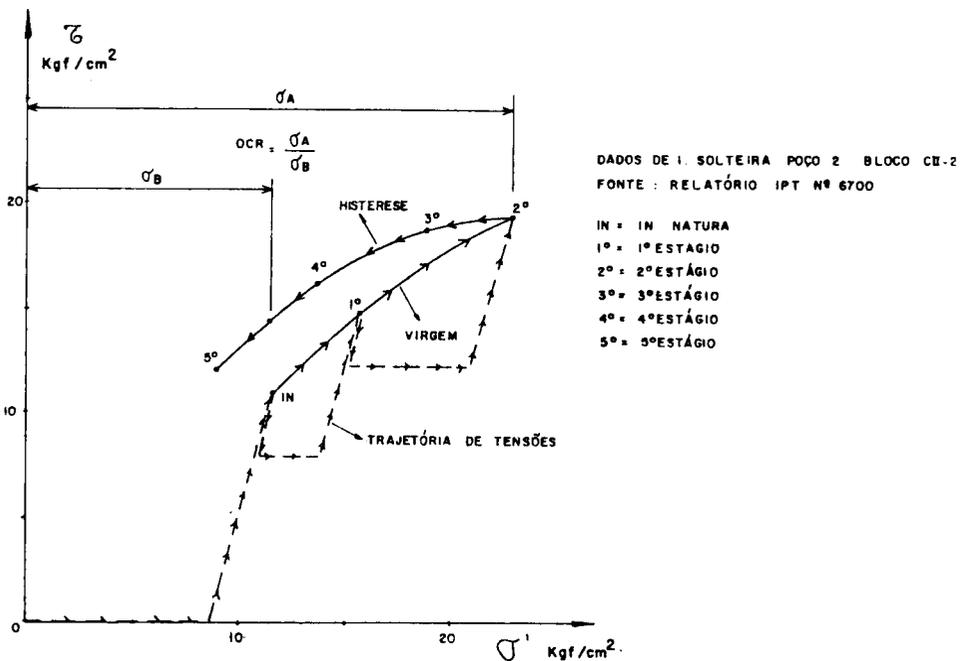


Fig. 3 — Envoltória típica de Δ ruptura no carregamento virgem e na histerese indicando «pré-compressão»

poderia estar incorporado, sem que, porém, se tenha meios de tê-la em conta, porque não foram fornecidos os dados de compressibilidade que permitissem estimar as pressões nominais de pré-compressão.

Além da curvatura da envoltória de resistência, postula-se que um fator principal que afeta o comportamento tensão-deformação-resistência de agregado limpo angular e de enrocamentos é o efeito da pré-compressão correspondente ao esmagamento de pontos de contato. Em materiais denominados de não-coesivos, a estabilidade do talude depende principalmente da resistência ao cisalhamento na gama de variações de pressões muito baixas (de Mello 10; Charles and Watts 4, etc.). As influências de pré-compressão rotineiramente correlacionadas com pressões de pré-adensamento nominais OCR, são progressivamente mais benéficas sob relações elevadas OCR que correspondem a pressões baixas. Sob condições de pré-compressão, o começo da envoltória de resistência será consideravelmente mais íngreme incluindo até alguma coesão aparente, favorecendo assim a estabilidade do talude marcadamente.

Os benefícios da pré-compressão derivam da histerese compressão-expansão que acompanha o esmagamento de pontos de contacto rocha-rocha (cf. Fig. 2, de Mello 8) tornando as rochas e britas angulares bem mais semelhantes às argilas, com suas

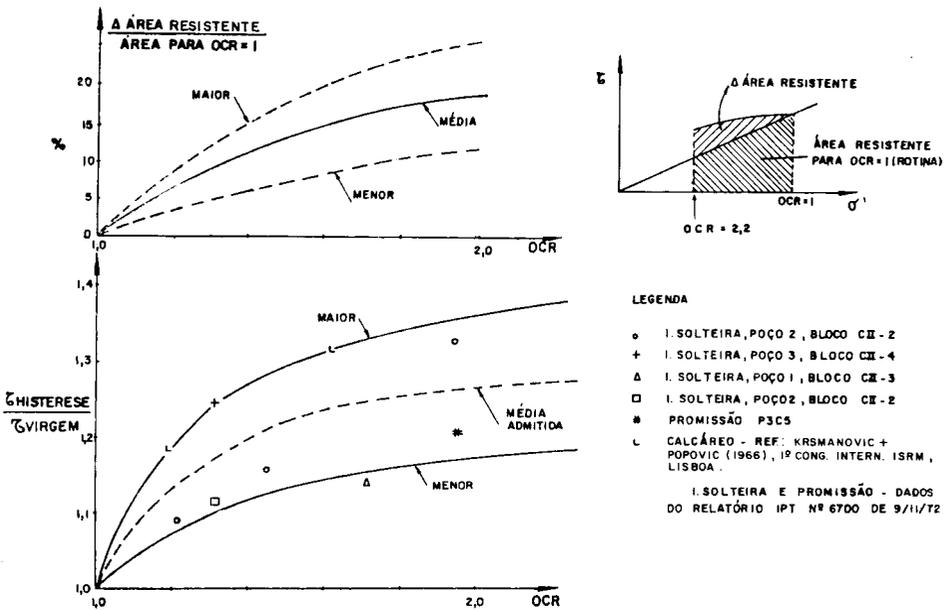


Fig. 4 — Dados de δ histerese/ δ virgem em função de OCR.

pressões de pré-adensamento e «coesões», do que às areias e cascalhos. Evidentemente tais benefícios deveriam resultar de importância muito além da mera melhora de condições de ensaios tais como relatados por Charles e Watts (4) em ensaios convencionais de compressão triaxial que aplicam tensões desviatóricas crescentes a corpos de prova que começam de uma condição não pré-comprimida. Alguns corolários derivam directamente da compreensão de que a deformação específica recuperada na condição de alívio de tensão é absolutamente desprezível nos pontos de contatos esmagados, o que representa um módulo de elasticidade nominal muito alto, isto é, aproximadamente infinito ($E \approx \infty$).

Evidências circunstanciais bem fortes se acumularam de várias fontes. Cabe apenas citar de passagem alguns dados incontestes providos pelos ensaios de cisalhamento direto in situ realizados em juntas sãs de rochas, segundo rotinas da Mecânica das Rochas. Como exemplo assinalo a Fig. 3 (cf. de Mello 7) em que no ensaio em estágios algum estágio prosseguiu no cisalhamento sob tensões normais menores do que a de estágio anterior, e o benefício da pré-compressão ficou patenteado a despeito da tendência à perda de resistência com incremento de deformação. O mesmo se confirmou em inúmeros ensaios de laboratório (ex. Fig. 4, loc. cit.) cabendo ainda frisar a importância benéfica do fator tempo, tal como corresponderia a uma compressão secundária nas argilas (Fig. 5, loc. cit., Ref. 24).

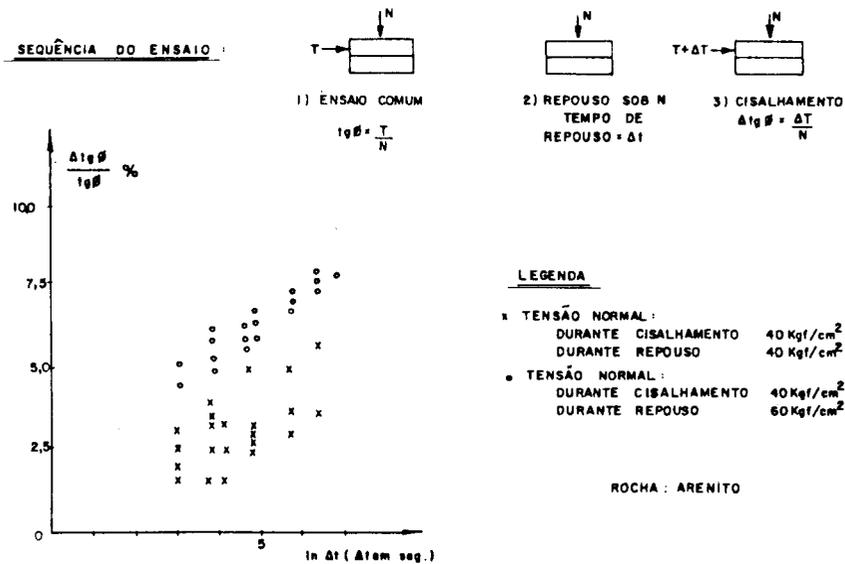


Fig. 5 — Influência do tempo de repouso sob tensão normal no aumento do coeficiente de atrito ($tg\phi$) (c.f. Werssbach + Kuther, 1978)

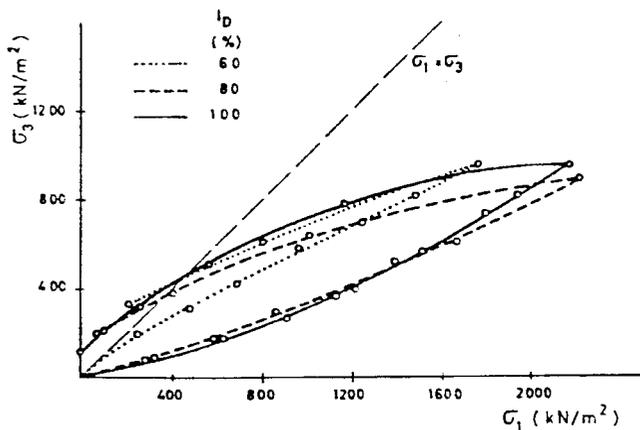


Fig. 6 — Ensaio de compressão unidimensional DU 50. Relação entre as tensões principais. Enrocamento são submerso em diferentes estados de compacidade (c.f. Veiga Pinto, 1983)

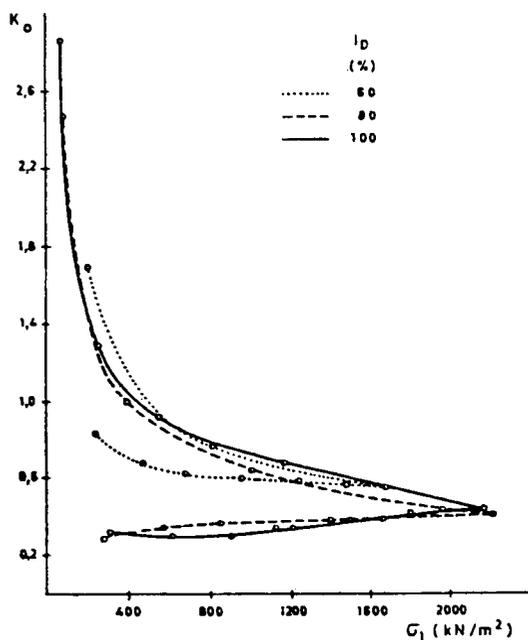


Fig. 7 — Ensaio de compressão unidimensional DU 50. Relação entre o coeficiente de impulso em repouso e a tensão principal máxima. Enrocamento são submerso em diferentes estados de compacidade.

Merece frisar-se como particularmente convincentes e úteis os ensaios realizados por Veiga Pinto (23) aqui reproduzidos nas Figs. 6, 7 e 8, permitindo alguma quantificação dos benefícios esperados de pré-compressões em agregado britado limpo, angular, usado para modelar enrocamentos. Lembremo-nos ainda dos cerca de 30 anos decorridos desde as indicações em mesmo sentido fornecidas por ensaios de Kjellman e Jakobson (16), na comparação de cascalhos com britas angulares, segundo sintetiza aqui a Fig. 9, deles reproduzida. O interesse principal do presente trabalho se dirige a casos análogos de enrocamentos angulares de pedreiras, e à tentativa de estender a experiência derivada de enrocamentos de aterro de ponta e seus taludes, passando a análises de estabilidade respectivas extrapolando os raciocínios de uma forma que se presume aplicável a condições correspondentes de enrocamentos compactados. Baseada

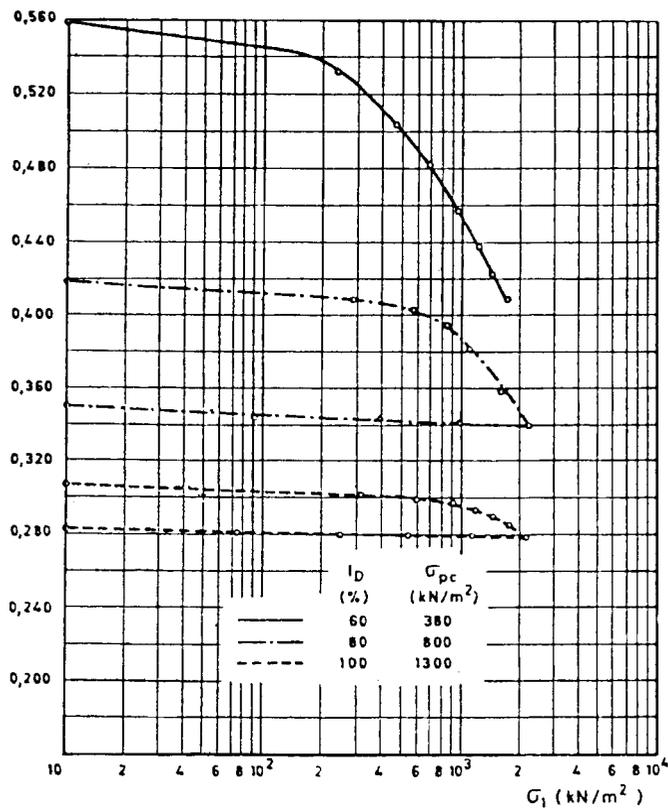


Fig. 8 — Ensaio de compressão unidimensional DU 50. Relação entre o índice de vazios e a tensão principal máxima. Enrocamento são submerso em diferentes estados de compactação (c.f. Veiga Pinto, 1983)

em alguma experiência de campo (de Mello, 6, 9) uma hipótese usada nos cálculos presentes é a de que as rotineiras quatro passadas de um rolo vibratório de 10 toneladas sobre camadas de enrocamentos de 0,8 a 1,0 m de espessura produzem uma pré-compressão de compactação de cerca de 7 kg/cm^2 , Fig. 10.

O benefício correspondente sobre a envoltória de resistência foi ajustado por analogia a partir dos ensaios de laboratório sobre agregado britado (Veiga Pinto, 23) conforme indicado em Fig. 11.

Daqui por diante as condições comparativas analisadas são subdivididas nos dois casos dominantes: o de condição normalmente adensada ou comprimida, NC, e a condição pré-comprimida, PC, com valores $\text{OCR} > 1$.

Em primeiro lugar raciocinamos que a ênfase tradicional com relação à compactação como o alcance de uma densidade mais elevada tem sido um grave erro, e, inclusive, um prejuízo para o progresso do assunto de comportamento tensão-deformação-resistência de enrocamentos e de agregados britados: uma mudança infinitesimal

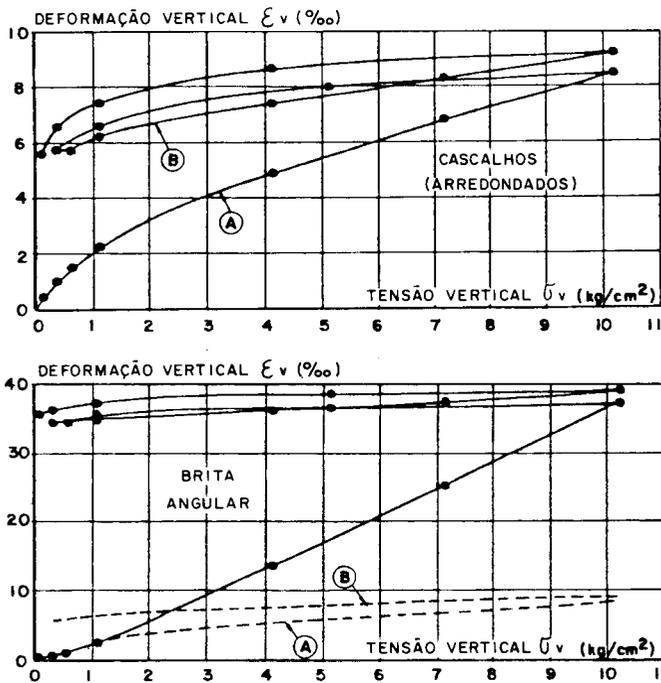


Fig. 9 — Comportamentos tensão deformação comparativos de cascalhos vs, agregados britados (c.f. Kjellman e Jakobson, 1955)

de dimensões gerais, e de densidades, pode corresponder a uma elevada mudança nas tensões e nas áreas de contato dos pontos de contato angulares, e a densidade é um índice demasiadamente grosseiro para a finalidade, ademais de ser demasiadamente errático em função de distribuições de granulometria e de densidades dos grãos diferenciados em mineralogia e graus de alteração, dentro dos volumes modestos de corpos de prova de ensaios.

Em segundo lugar devemos conceder que as tensões horizontais residuais de compactação que remanescem do próprio esforço compactador devem resultar aliviadas muito facilmente à medida que o rolo se distancia, de modo que a principal consequência da compactação será sobre deformações laterais e módulos de Poisson μ , e não sobre a estabilidade do talude; assim o autor deixa de lado, por simplificação a favor da segurança, os benefícios menores de influência da inversão de tensões principais máxima e mínima até um certo nível de tensões, quando as pressões de sobrecarga de aterro, sobre a determinada camada compactada, passam a gerar tensões desviatóricas com relação às pressões confinantes residuais da compactação (de Mello, 11).

Ademais, como uma tendência moderna tem sido a de se aceitar, e mesmo preferir, o uso de enrocamentos sujos de curva granulométrica bem aberta e deitada, a fim de se diminuir a compressibilidade, cabe enfatizar que em tais casos o comportamento melhorado depende realmente de uma redução da porosidade em função de melhor densidade, e depende portanto de milhares de contatos grão a grão sob tensões moderadas: portanto a histerese saliente de pontos de contatos esmagados, que ocorre em agregados angulares de enrocamentos limpos, fica afastada. Assim no caso de enrocamentos sujos, com benefícios atenuados da pré-compressão, as considerações do presente trabalho se aplicam em muito menor grau.

Algumas opiniões de autoridades internacionais propõem o emprego de rolos vibratórios de tensões estáticas e de impacto mais elevadas para o caso de barragens mais elevadas de enrocamento, a fim de aumentar as pressões de pré-compressão σ_{pc} . Para facilitar comparações de benefícios antecipáveis, as principais computações foram repetidas para o caso hipotético de $\sigma_{pc} = 15\text{kg/cm}^2$, e admitindo efeitos diretamente relacionados com as pré-compressões σ_{pc} e as relações OCR, cada uma relativa ao respectivo valor da pré-compressão.

Finalmente postula-se que num material esmagável instantaneamente, devemos reconhecer que em geral ocorrerão duas condições distintas de causas de pré-compressão: pré-compressão σ_{pc} por compactação, e pré-compressão $\sigma_{p\gamma z}$ em função da pressão de aterro sobrejacente. Na maioria dos cálculos a pressão vertical de sobrecarga γz no fundo de cada coluna vertical de enrocamento foi adotada como uma simplificação aceitável aproximada da pressão que controla a pré-compressão devido à sobrecarga. De Mello (6, 9) já enfatizou a necessidade de incluir valores de influência de tensões transmitidas devidas ao traapezóide de material sobrejacente a determinado

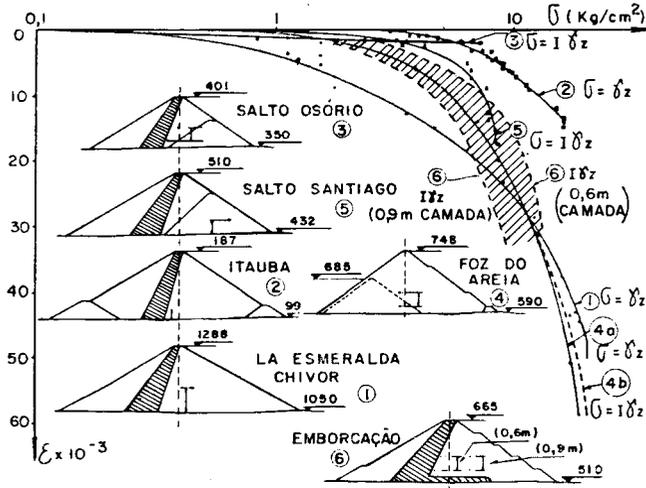


Fig. 10 — Compressões e pressões de pré-compressão observados em enrocamentos compactados. Necessidade de incluir influência I para $\Delta\sigma_v = I\delta z$. (c.f. De Mello, 1984)

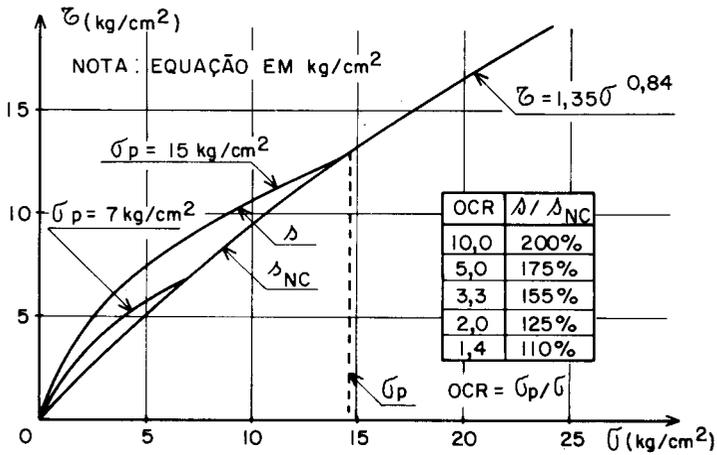


Fig. 11 — Envolvórias adotadas para condições PC de pré-compressão, $OCR > 1$. Baseadas na fig. 1, NC

ponto, a fim de se melhorar as estimativas de valores σ_p , mas esta correção que afetará ainda mais os cálculos de análises de estabilidade de taludes, não foi considerada neste trabalho, como não o é nas análises rotineiras.

Se o modelo mental da importância da pré-compressão for aceite, reconheceremos prontamente a necessidade de estender ensaios laboratoriais criteriosos às condições OCR, relacionadas com pressões de compactação σ_{pc} causadas por esmagamento de contatos por impacto, e detectadas, em valores nominais, por técnicas convencionais de plotagem de ΔH vs. $\log \sigma$, ou outros.

3. ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE TALUDE CONDUZIDAS CONVENCIONALMENTE PARA ENROCAMENTOS TAIS COMO ACEITOS ATUALMENTE

Os procedimentos para calcular coeficientes de segurança de taludes já têm sido avançados ao ponto em que métodos diferentes podem ser usados sem uma diferença maior do que de segunda ordem no resultado calculado (cf. Fredlund, 13). O intuito atual é o de levantar pontos comparativos que afetam o pensamento presente sobre estabilidade de taludes de enrocamentos, sem qualquer intuito de indicar preferência por um método sobre qualquer outro. A maioria das análises foram conduzidas pelo método generalizado de Janbu (Janbu, 15), e alguns dos casos foram conferidos pelo método de Sarma (Sarma, 20) tanto para a finalidade de ilustrar a semelhança dos resultados, como para extrair indicações de grande interesse para discussão de estabilidade sísmica. Todas as análises feitas e apresentadas apenas discutem e exemplificam conceitos e tendências através de valores numéricos típicos, comparativos.

Um dogma original da mecânica dos solos convencional estabeleceria que o factor de segurança de um talude de material puramente não-coesivo de ângulo de atrito ϕ , seria dado pela equação $F = \tan \phi / \tan i$, derivada do modelo mental de física elementar de um corpo sólido escorregando sobre um plano. Este modelo mental foi demonstrado absolutamente inválido perante qualquer interesse de engenharia (de Mello, 11) porque diz respeito ao escorregamento de um volume infinitesimal $\Delta V \rightarrow dV \rightarrow 0$ sobre a superfície do talude. De qualquer forma conclui-se que a atenção tem que ser concentrada sobre pequenos volumes e superfícies de escorregamentos bem rasas (material que rola superficialmente, e raios teoricamente infinitos) concentrando-se igual atenção sobre a razão da variação de resistências, e de estabilidade ao escorregamento, com a profundidade do plano de escorregamento.

Para um começo foi adotado o talude de 1,0V:1,3H, que é rotineiramente tomado como «ângulo de repouso» de enrocamentos empurrados e empilhados «de ponta». Para minimizar efeitos de extremidades, adotou-se um talude bem alto, 200 m como exemplo. A Fig. 12 resume as análises pelo método de Janbu, de 6 superfícies de

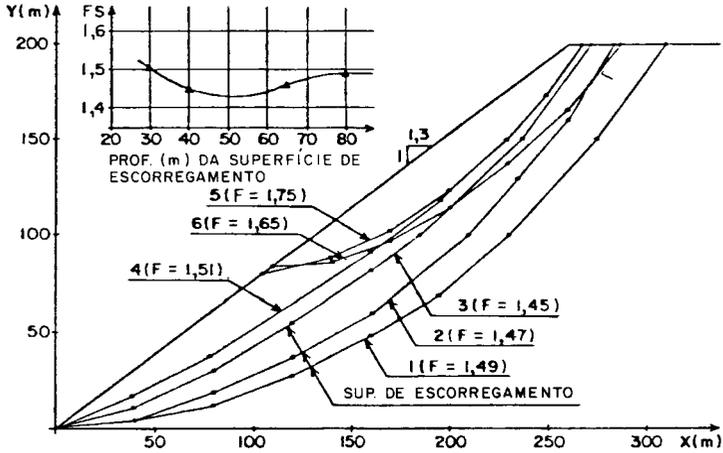


Fig. 12 — Análises rotineiras por Jambu, equação curva NC, Caso básico

escorregamentos. A profundidade crítica para a envoltória curva de resistência normalmente adensada (envoltória NC) chegaria a uma profundidade máxima de cerca de 50 m, com um coeficiente de segurança $F = 1,43$. Vê-se que com a envoltória curva as análises convencionais de escorregamento chegam a valores finitos de profundidades críticas (de Mello, 11; Costa Filho e Thomaz, 5) afastando a condição indeterminada que corresponderia à equação demasiado simplificada linear de resistência ao cisalhamento de materiais não-coesivos tais como as hipotéticas areais ideais. No caso de estruturas de engenharia que já acumularam alguma experiência, relatada e analisada, de ruturas de protótipos, não é inteiramente difícil estabelecer o significado de determinados valores numéricos de F , e, correspondentemente, fixarem-se quais seriam os valores respectivos mínimos para contar com uma segurança adequada. No caso de enrocamentos, porém, não existem conhecimentos de rupturas das quais extrair lições mediante retro-análises e, portanto, deve-se investigar as tendências de relação de mudanças de causas e efeitos, a fim de se avaliar os níveis numéricos de F que deverão ser adotados como satisfatórios. Três fatores emergem imediatamente como significativos:

- (1) o primeiro corresponde à razão de mudança de F com posição variante do plano de escorregamento, sugerindo se a posição crítica corresponde a uma faixa apertada, nela concentrando elevadas deformações cisalhantes;
- (2) uma segunda corresponde à razão de variação de volumes de escorregamentos (danos consequentes) com a mudança de F ;

(3) a terceira compreende a razão de variação dos parâmetros acima com a mudança da inclinação do talude, pois que em caso eventual de algum pessimismo, o remédio atual, adotado na engenharia, consiste em abrandar o talude.

Algumas indicações sobre estas questões se extraem da repetição de análises de estabilidade para taludes gradativamente mais íngremes. Os resultados são plotados na Fig. 13a, b e c. Conclui-se que sob uma envoltória de resistência média NC tal como adotada, a ruptura por escorregamento ($F < 1,0$) só ocorreria com um talude tão íngreme quanto 1,0V:0,7H. No gráfico 13a vê-se que a profundidade máxima de tal superfície crítica varia ao redor de 40 a 50 m, com pequena variação em função das

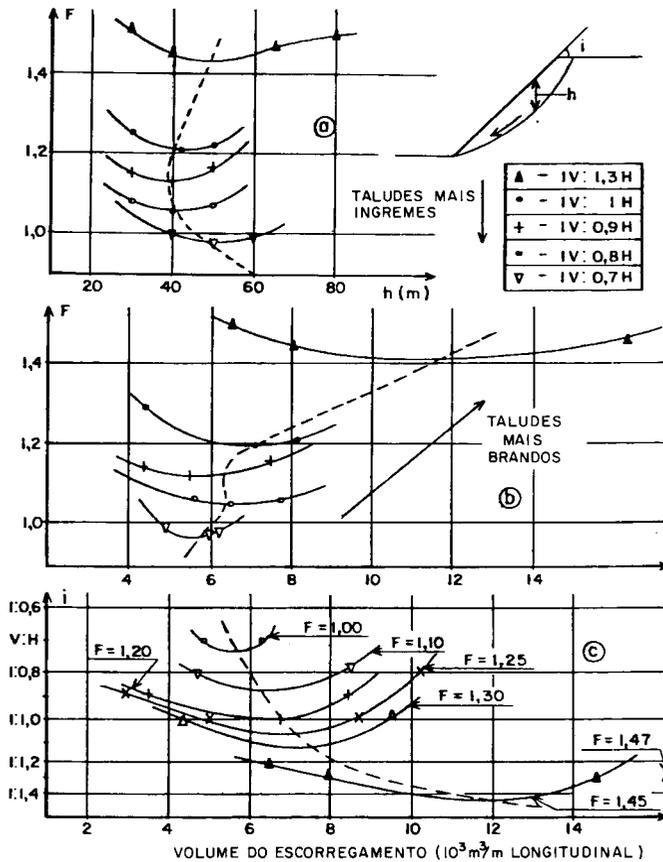


Fig. 13 — Avaliação da significância dos valores F para taludes de inclinações diversas

diferentes inclinações analisadas. Ademais, os gráficos 13b e 13c indicam em dois modos diferentes, que à medida que os volumes críticos sujeitos ao escorregamento aumentam, o valor mínimo de F também aumenta notavelmente.

A engenharia geotécnica tradicional costumava adotar com frequência um valor ϕ constante, com valores variando entre 30° e 40° , para análises de estabilidade F em areias, cascalhos e enrocamentos. Para as envoltórias curvas, F depende de níveis de tensão e da profundidade da superfície crítica. A Fig. 14a indica o ganho em Fator de Segurança ΔF , da superfície crítica, para a envoltória curva de resistência adotada, em comparação com os valores típicos obtidos para condições de ϕ constante. Assim, alegações a favor da posição convencional pré 1960 de se adotar $\phi = 45^\circ$ errariam com pessimismo excessivo para eventuais superfícies críticas rasas, e errariam na direção oposta para superfícies críticas profundas sob tensões elevadas; note-se que a preocupação que dominou os esforços da pesquisa da vintena de anos entre 1960 e 1980, logo após se terem desenvolvido os grandes equipamentos para ensaio de amostras triaxiais de grande diâmetro de enrocamentos fraturados, foi especificamente relacionada com o comportamento sob tensões elevadas que vinham sendo automaticamente associadas às barragens de grande altura. O caso de eventual superfície de escorregamento profundo em situações de barragens de enrocamentos requer estudo adicional a fim de se evitar conclusões falsas. Na Fig. 14a pesquisando o talude de 1,0V:1,0H, o caso 3 mostra que uma prescrição de projeto simplificada adotada nos primórdios do emprego dos enrocamentos, $\phi = 45^\circ$ para qualquer enrocamento, passa

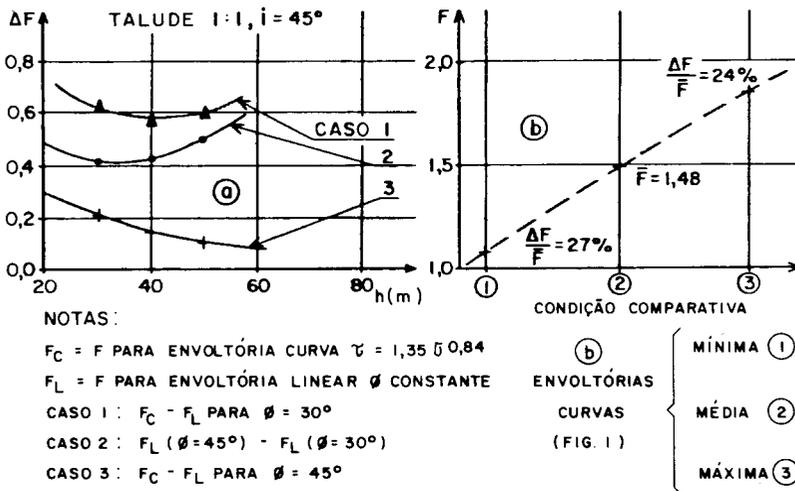


Fig. 14 — Gama de variação de F convencional comparando com hipóteses clássicas

a ser nitidamente mais insatisfatória à medida que a altura de barragem e a profundidade da superfície crítica eventual aumentam: como já assinalamos, porém, via de regra a profundidade da superfície crítica não aumenta necessariamente com o aumento da altura da barragem.

Na Fig. 14b os resultados exploram a dispersão estatística das envoltórias de resistência da Fig. 1 para o talude básico 1,0V:1,3H. F varia mais ou menos 25% ao redor da média. Estas indicações são compatíveis com a curva de distribuição de frequência das inclinações de pilhas de enrocamentos de ponta, comparada com os taludes correspondentes quando escavados a partir do pé (de Mello, 10) casos em que as obliquidades de tensões observadas (diretamente relacionadas com a estabilidade) variam entre $(20 \pm 14)\%$ para acima de média, e $(30 \pm 3)\%$ abaixo da média.

4. ALGUMAS CONSIDERAÇÕES QUE AFECTAM A ESTABILIDADE DE TALUDES DE BARRAGENS DE TERRA-ENROCAMENTO

Para o caso de espaldares de montante de barragens de terra-enrocamento, há tantos fatores intervenientes em qualquer projeto, especialmente quando se incluem variabilidades dos núcleos de argila, que realmente não se pode pretender mais do que apenas ilustrar conceitos através de um ou outro exemplo.

Sob as idealizações mais simples, o efeito mínimo que deve ser incorporado numa análise de estabilidade do enrocamento tem que ser o efeito da submersão em reduzir as respectivas pressões efetivas. A equação básica de resistência do enrocamento presume-se inalterada em função de molhagem e/ou de esmagamento incremental dos contatos (e portanto em função da conseqüente redução adicional de tensões intergranulares), ambas hipóteses do lado conservativo. Ademais, muito para o lado conservativo presumiu-se que a pré-compressão e OCR induzidos pela submersão não aumentem a resistência ao cisalhamento pela histerese: o alívio de tensão foi seguido ao longo de exatamente a mesma equação de resistência tal como durante o incremento de tensões.

Como as mudanças ΔF se previam serem pequenas, este caso foi calculado empregando simultaneamente para análises comparativas os métodos de Janbu (15) e Sarma (20), ambos empregando a envoltória curva NC, e também para o caso do método de Janbu empregando envoltórias lineares $\phi = 37,5$ e 45° . A Fig. 15a resume os resultados para o talude de 200 m de 1,0V:1,3H. O valor $F = 1,48$ da superfície crítica para o enrocamento seco aumentou por $\Delta F = 0,09$ para 1,57 devido apenas à submersão até a elevação 180 m. A análise estática correspondente pelo método de Sarma, enrocamento seco, deu $F = 1,51$, suficientemente próximo do valor 1,48 de Janbu para que na maioria das análises posteriores se tenha limitado ao uso do método

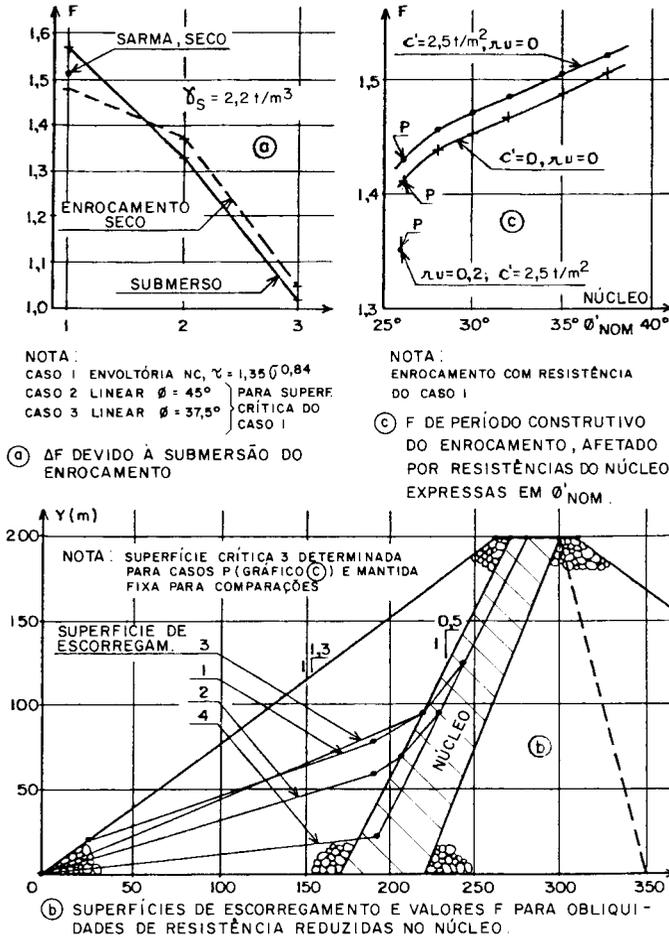


Fig. 15 — Alguns casos do enrocamento de montante, barragens de terra-enrocamento, condição, NC

de Janbu, exceto quando incluindo efeitos sísmicos, para o qual o método de Janbu é mais conveniente. Os dois casos analisados para valores ϕ constantes indicam as imprecisões dos cálculos (2 a 5%), pois que em primeiro lugar os resultados numa envoltória linear de resistência não deveriam indicar qualquer diferença devida a submergência, e em segundo lugar, os valores F para o talude de 1,0V:1,3H (caso 3 Fig. 15a) são suficientemente próximos do valor teórico $F = 1,0$ correspondente ao caso de $i = \phi$.

A interferência importante sobre a análise de estabilidade das zonas de montante deriva do material de núcleo ser mais fraco, e, assim, condicionar as superfícies críticas (cf. Sultan e Seed, 22). Embora o assunto não pertença ao âmbito do presente estudo, algumas análises simplificadas por Janbu, Fig. 15b, foram revisadas, usando parâmetros criteriosos para o núcleo, a fim de indicar sua influência sobre a análise de estabilidade de período construtivo. Para simplicidade, qualquer combinação de valores c' e ϕ' e de coeficientes de pressão neutra r_u podem ser transformados em obliquidades críticas de resistência ao cisalhamento α_{crit} , simulando valores nominais ϕ'_{nom} para o núcleo. As análises usaram este expediente. Os resultados para uma posição típica de núcleo inclinado para montante, Fig. 15c, indicam uma queda modesta do valor de F associada à profundidade de superfície crítica, e ainda deixam uma estabilidade de montante bastante aceitável.

Para o espaldar de montante, a superfície crítica NC dentro do próprio enrocamento (Fig. 3, Fig. 15a), os valores comparativos de F foram também analisados para se confirmar os benefícios da pré-compressão de compactação, a submersão foi agora tomada com valores de resistência segundo a envoltória PC. Para simplicidade e um grau de conservatismo, no caso de $\sigma_{pc} = 7\text{kg/cm}^2$, no qual algumas das fatias da análise de estabilidade chegam a valores $\sigma_v > \sigma_{pc}$, o alívio de tensões de submersão foi considerado desprezando benefícios adicionais de pré-compressão devida a σ_{pyz} do enrocamento seco; isto é, para $\sigma_v \mp \sigma_{pc}$ foi empregada somente a envoltória NC já mencionada. Demonstra-se que sob submersão do enrocamento pela represa, o talude se beneficia de condições muito menos críticas do que durante a subida do aterro; isto é, possui uma estabilidade maior do que aquela da pré-testada condição estável de período construtivo (veja-se adiante o conceito de Coeficiente de Garantia FG).

5. ANÁLISES MAIS DETALHADAS DO ENROCAMENTO SECO E DE SUAS CONDIÇÕES DE RUPTURA, SEM INCLUIR CONDIÇÕES DE PRÉ-COMPRESSÃO

Em primeiro lugar para a condição NC do enrocamento seco, 200 m de talude, foram investigadas as condições possíveis de eventual ruptura por escorregamento e a sua significância, empregando taludes gradativamente mais íngremes. As superfícies críticas e os valores de F foram meticulosamente investigados pelo método de Janbu, fornecendo os dados plotados na curva da Fig. 16: a ruptura ocorreria com um talude de cerca de 1,0V:0,7H isto é, $\approx 55^\circ$. Uma verificação feita pelo método de Sarma ofereceu exatamente o mesmo resultado. O aumento modesto do valor de F com o

ESPALDAR DE MONTANTE, 1,0 V : 1,3 H ; ANÁLISES JANBU PARA COMPARAÇÕES, COM BASE NA SUPERFÍCIE CRÍTICA DO CASO NC.

ENROCAMENTO SECO	NC	$\bar{\sigma}_{pc} = 7 \text{ kg/cm}^2$	$F = 1,65$	$\Delta F/F_0 = 11,5\%$	
	$F_0 = 1,48^*$	$\bar{\sigma}_{pc} = 15$	$F = 2,30$	$= 55\%$	
SUBMERSO PELO RESERVATÓRIO NOS 180m INFERIORES	NC $F_1 = 1,57$	$\bar{\sigma}_{pc} = 7$	$F = 2,27$	$= 53\%$	$\Delta F/F_1 = 45\%$
	$\Delta F/F_0 = 83\%$	$\bar{\sigma}_{pc} = 15$	$F = 2,97$	$= 101\%$	$= 89\%$

* CONFERIDO POR SARMA $F_0' = 1,51$ (2% MAIOR)

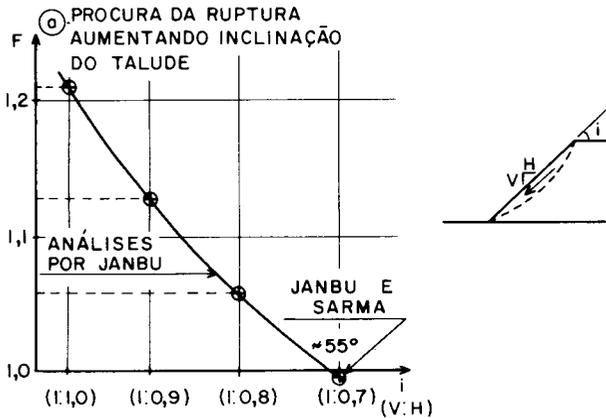


Fig. 16 — Inquirição do significado de F do talude básico, seco, NC, por uma via: i.e. variação da inclinação

abrandamento significativo dos taludes deveria condicionar o nosso julgamento com relação ao requisito de valores de F em projetos: em materiais nos quais a resistência ao cisalhamento é predominantemente baseada em atrito, as dispersões estatísticas que clamam por valores mais elevados de F , são relativamente pequenas.

Ademais, usando a análise de Sarma, foram calculadas as distribuições de tensões normais e cisalhantes (Fig. 17a e b), ao longo do bloco rígido separado pela superfície

Ademais, usando a análise de Sarma, foram calculadas as distribuições de tensões normais e cisalhantes (Fig. 17a e b), ao longo do bloco rígido separado pela superfície cisalhada, e conseqüentemente obtidas as obliquidades de tensões (Fig. 17c) que assinalam condições localizadas de ruptura junto ao topo. A singularidade dos valores críticos de tensões calculadas junto ao topo nas Figs. 17a, b e c, é fisicamente impossível, e poderia estar relacionada com a tendência à abertura da fenda. O programa de computador tem que ser ajustado para rejeitar tais singularidades procurando revisões em sequência interativa. Tais revisões futuras, localizadas, não deverão alterar as presentes conclusões, comparativas.

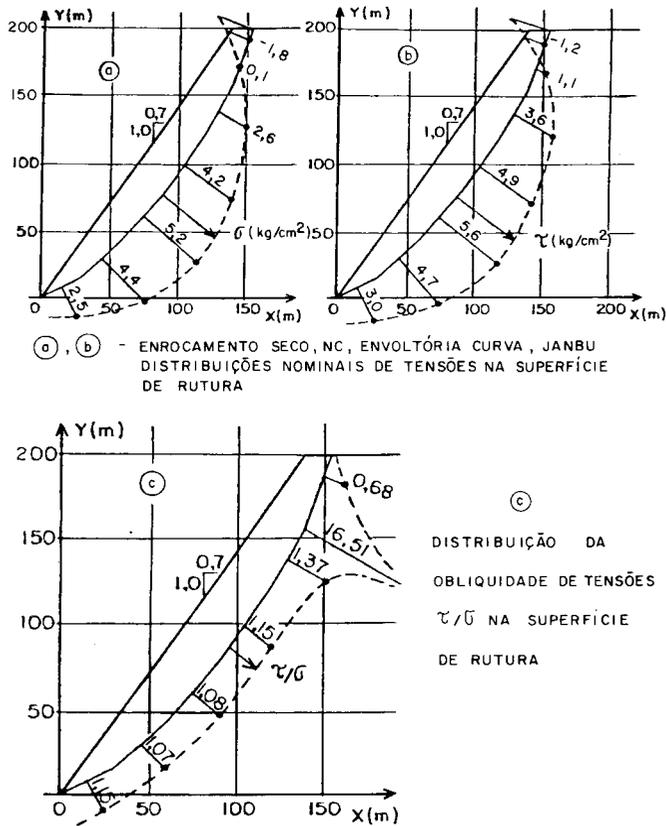
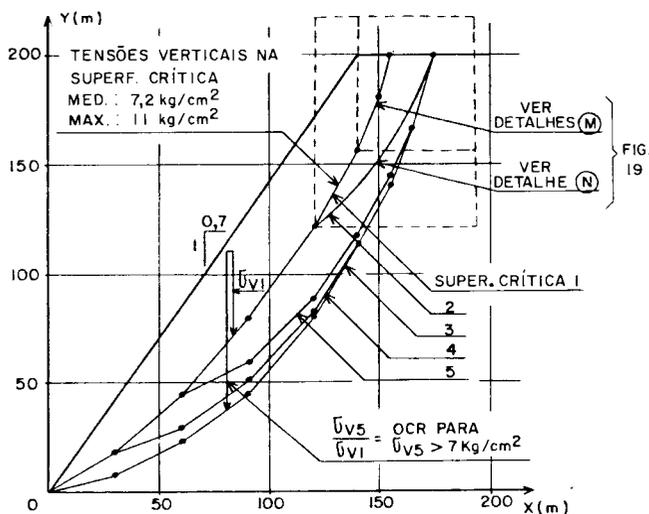


Fig. 17 — Pesquisa mais pormenorizada das condições que prevaleceriam ao longo da superfície de ruptura

6. APROFUNDANDO-SE NA SIGNIFICÂNCIA DA RUPTURA EVENTUAL DE UM TALUDE DEMASIADO ÍNGREME

Na secção 5 estabeleceu-se que com um ângulo de 55° , em talude de enrocamento sêco na condição NC, ocorreria a ruptura ($F = 0,98$). A superfície crítica de escorregamento, superfície 1 (por Janbu), está indicada na Fig. 18. Esta foi analisada adicionalmente para se aquilatar a significância da própria possibilidade de ruptura e a sua tendência de progredir ou de estabilizar. As principais superfícies hipotéticas de escorregamento estão indicadas também na Fig. 18 com detalhes M e N.

Uma base convincente para tais estimativas da significância desejada exige a inclusão de efeitos de pré-compressões, tanto por compactação, como os que seriam gerados automaticamente pelas pressões de peso sobrejacente, de efeitos suficientemente rápidos para serem aceitos como nominalmente instantâneos. Argumenta-se que a análise-limite conduzida rotineiramente não tem significado: qualquer análise desse gênero constitui em primeiro lugar uma investigação sobre a eventual tendência ao início de ruptura, e a seguir a significância respectiva depende da pergunta imediatamente subsequente «se a ruptura tende a ocorrer, quais serão as mudanças dos parâmetros, dos fenômenos e das análises que automaticamente tenderiam a surgir?»



SUP.	FNC	FNC-PC	COMPACTADO			
			FPC 1	FPC 2	FPC 3	FPC 4
1	0,98		1,05	1,47	1,68	1,68
3	1,03	1,84	1,19	1,93	1,41	1,99
4	1,07	1,67	1,15	1,80	1,45	1,92
5	1,10	1,81	1,14	1,90	1,52	2,17

FNC = ROTURA NA SUBIDA DA PILHA, INCREMENTO DE σ .

FNC-PC = PILHA CONCLUÍDA, $\sigma_{PC} = \sigma_V$ ADMITIDO, ROTURA POR ALÍVIO.

FPC 1 = COMPACTADO, $\sigma_{PC} = 7 \text{ KG/CM}^2$, ROTURA NA SUBIDA; $\sigma_V = \sigma_{PC}$.

FPC 2 = COMPACTADO, $\sigma_{PC} = 7 \text{ KG/CM}^2$, ROTURA APÓS CONCLUÍDO, ADMITIDA DESCIDA DE 10M, CUNHA NC CRIADA NO PÉ.

FPC 3 = COMPACTADO, $\sigma_{PC} = 15 \text{ KG/CM}^2$ COMPARAR COM FPC 1.

FPC 4 = COMPACTADO, $\sigma_{PC} = 15 \text{ KG/CM}^2$ COMPARAR COM FPC 2.

* PARA SUPERFÍCIES 3, 4, 5 HIPÓTESE EXTREMA DE PRECOMPRESSÃO REMOVENDO TODA MASSA SOBRE SUPERF. 1.

Fig. 18 — Benefícios de pré-compressão PC no remanescente de talude rompido

Em primeiro lugar para a mesma superfície crítica os valores F foram calculados usando pré-compressões de compactação de $\sigma_{pc} = 7\text{kg/cm}^2$ e 15kg/cm^2 (hipotético): se os valores mais elevados de σ_{pc} se demonstrarem significativos, poder-se-ia induzir os fabricantes de rolos vibratórios a desenvolverem para experimentação um rolo de peso e de tensões de impacto apreciavelmente maiores. Além das pressões σ_{pc} , duas condições podem ser empregadas, uma correspondente à condição NC que prevalece durante o aumento da altura e das tensões. Entretanto para uma eventual tendência a escorregamento depois que a condição estável de fim de construção tenha sido comprovada, deveríamos ponderar sobre a validade de se aplicar a equação PC de resistência, visto que à medida que o próprio movimento de escorregamento da massa ocorre, ele deveria provocar um decréscimo das pressões verticais ao longo do plano de cisalhamento. O grau a que os valores de equações de resistência NC e PC diferem, favorecendo a estabilidade após a construção, comparada com aquela de enrocamento em subida, depende de OCR, isto é, depende da magnitude do alívio de tensões, e, portanto, requer postulações sobre as mudanças de geometria que seriam produzidas pelo escorregamento. A discussão é avançada em função de se recorrer à Fig. 18 e a Tabela que a acompanha. Em primeiro lugar comparando os passos 2, 3 e 4 mostra-se que para a superfície de escorregamento n.º 1 (condição NC) valores σ_{pc} de 7 e 15kg/cm^2 deveriam elevar o valor de $0,98 < F < 1,05$, ao valor 1,68, um aumento positivamente convidativo ao investimento em aumento significativo de pressões de compactação.

Para o caso de escorregamento após construção, admitindo uma descida de 10 metros, acompanhada de um acúmulo de um volume equivalente na forma de cunha junto ao pé, que se presume ter sido degradada da resistência PC para a resistência NC, o coeficiente de segurança F mudaria de 1,05 para 1,47, comparação de passos 1 e 2: este aumento muito significativo sugere a tendência auto-estabilizante assim que comece a ocorrer o escorregamento.

Os trechos superiores da cicatriz de escorregamento 1 foram analisados (cf. Fig. 19) de acordo com o detalhe M por causa da reconhecida facilidade de quedas, rolamentos e pequenos escorregamentos de fragmentos rochosos, segundo os taludes que inicialmente são sub-verticais a, inclusive, negativos. Mesmo empregando a equação pouco favorável de resistência NC como se estivesse em jogo o caso de incremento de carregamento, as análises de escorregamento ainda indicariam um pequeno incremento ΔF , favorável para as cunhas atrás da cicatriz de escorregamento.

O detalhe N, Fig. 19, mostra uma outra análise de um trecho superior da superfície de escorregamento 2, onde a cicatriz de escorregamento tem taludes externos mais íngremes do que 55° , que tinha indicado ser o limite de ruptura para a resistência NC. Para estes cálculos de computador a condição PC de $\sigma_{pc} = 7\text{kg/cm}^2$ foi empregada admitindo que a parte superior do maciço tenha sido compactada até os taludes externos definidos pelas superfícies 1a, 1b, 1c e 1d (esta última coincidente

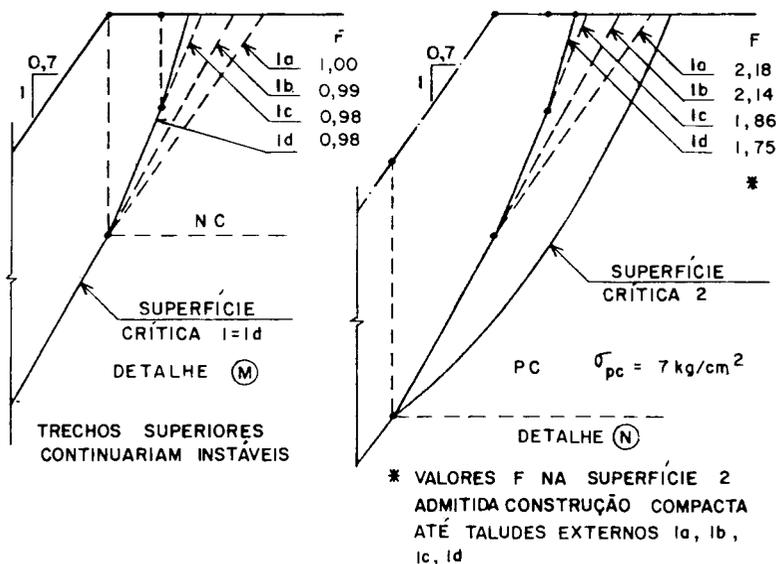


Fig. 19 — Análise mais pormenorizada do trecho íngreme superior da superfície rompida

com a superfície de ruptura 1). Os valores F de 2,18; 2,14; 1,86 e 1,75 (Fig. 19, detalhe N) confirmam que pré-compressões de compactação excluem a ruptura de superfícies rasas mesmo no caso de taludes íngremes. Os valores F aumentados de 0,98 \rightarrow 1,03 \rightarrow 1,07 \rightarrow 1,10, são resultados para as superfícies mais profundas de escorregamento 1 \rightarrow 3 \rightarrow 4 \rightarrow 5 mesmo para a adoção pessimística de resistências NC (Fig. 18). Para as mesmas superfícies valores correspondentes seriam de F = 1,05 \rightarrow 1,19 \rightarrow 1,15 \rightarrow 1,14 para uma hipótese de $\sigma_{pc} = 75 \text{ kg/cm}^2$ seguida da equação de resistência NC, $\sigma_v > \sigma_{pc}$ (Fig. 18), e comparativamente F = 1,68 \rightarrow \rightarrow 1,41 \rightarrow 1,45 \rightarrow 1,52 admitindo $\sigma_{pc} = 15 \text{ kg/cm}^2$ (σ_v não excede σ_{pc}), ver coluna F_{PC} 3, Fig. 18).

Na maioria das análises até o presente o enrocamento foi conservativamente presumido de esmagar e pré-comprimir sob compactação e não sob a sobrecarga de aterro superior. Parece válido considerar condições NC aplicáveis para $\sigma_v > \sigma_{pc}$ como um limite inferior enquanto o aterro estiver subindo. Todavia para um escorregamento após construção o material sob a cicatriz do escorregamento deveria desenvolver resistências PC correspondentes a σ_{pc} e σ_{pv} (pressões de peso de terra sobrejacentes). A hipótese extrema seria a de remoção total («evaporação») de todo o volume acima da superfície de escorregamento 1 de tal forma que as tensões

(solicitantes e geradoras de resistência) sejam tomadas a partir das lamelas entre a superfície 1 e a superfície subjacente em análise (3, 4 ou 5), e que a resistência PC disponível ao longo dessas superfícies seja tomada para condições OCR (Fig. 18).

As diferenças de resultado F (Tabela da Fig. 18, $F_{NC} \rightarrow PC$) sob as duas hipóteses são tão flagrantes (casos limites) que conclamam a uma consideração bem cuidadosa. Porém inicialmente devemos enfatizar uma ressalva com respeito às computações resumidas: no caso de análises comparativas bem sensíveis deve-se escolher entre investigar mudanças de condições sobre a mesma superfície (a superfície crítica original) contra comparações para diversas superfícies críticas, cada uma crítica para sua condição; no interesse de melhor expor os conceitos preferiu-se adotar a primeira via. O principal benefício da pressão elevada σ_{pc} hipotética de 15kg/cm^2 é óbvio, e não precisa ser enfatizado. O ponto principal em resumo é que, se ocorre um início de ruptura, a tendência ao equilíbrio deveria se gerar automaticamente, salvo se existir um comportamento tensão-deformação frágil. Em análises convencionais de estabilidade, a superfície hipotética de escorregamento imediatamente subjacente a uma superfície real de escorregamento indicaria, em análises, um valor F muito pouco maior do que o valor de 1,0 atribuído

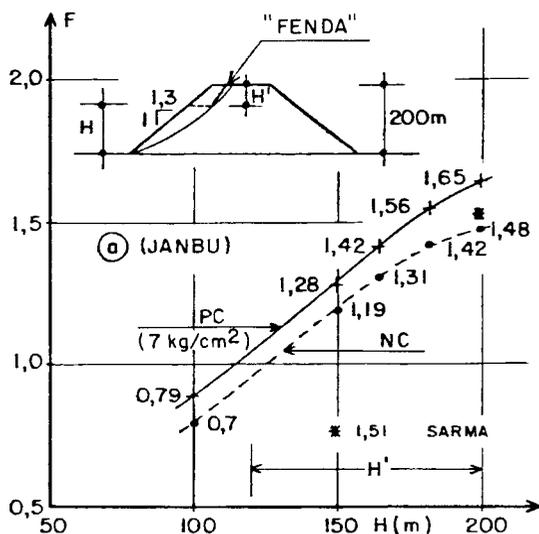


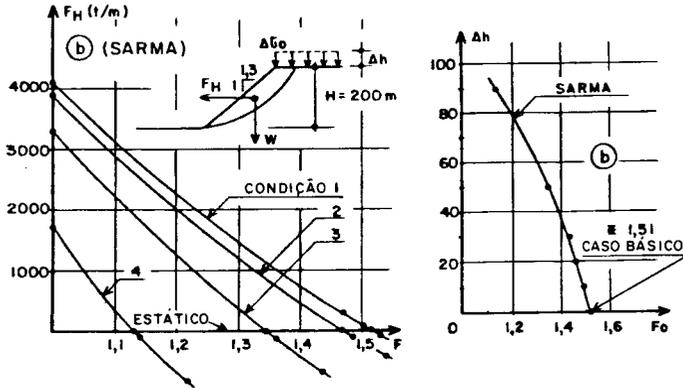
Fig. 20 — Inquirição da significância causa-efeito de fatores instabilizantes «Fenda superior»

à própria condição de escorregamento. Se tal situação fosse realística na natureza, uma certa cicatriz de escorregamento (com uma massa significativa de solo removida) seria progressivamente sujeita a escorregamentos subsequentes, subparalelos. A natureza mostra que na maioria das vezes a superfície imediatamente sob a de um escorregamento é bastante estável, por muitos anos e mesmo décadas: a inferência é a de que a condição PC garante tal estabilidade, e somente em materiais que gradativamente perdem os benefícios de pressão de pré-adensamento por inchamento, é que as superfícies de escorregamento próprias determinam as localizações mais cronicamente instáveis do que outras áreas virgens do mesmo talude natural original.

7. APROFUNDANDO-SE NA INVESTIGAÇÃO DA SIGNIFICÂNCIA DE VALORES F NUM TALUDE CONVENCIONAL 1,0V:1,3H DE TALUDE ENROCAMENTO.

Uma perspectiva adicional da significância de valores F em enrocamentos obtém-se de através de uma série de análises sob as seguintes hipóteses:

- (1) Para a superfície crítica básica adotada, reconhecendo que tensões de cisalhamento e de tração críticas começam junto ao topo, uma hipótese extrema foi pesquisada admitindo uma fratura ou fissura (ou uma superfície totalmente lubrificada) que progredisse em profundidade; assim, passou-se a calcular as mudanças de F consequentes tanto para o caso de resistências NC como resistências PC sob a pressão $\sigma_{pc} = 7\text{kg/cm}^2$. O alívio de tensões completo no trecho de abertura da fratura provoca incrementos de tensões sobre o restante da superfície de escorregamento. Os resultados na Fig. 20 mostram que a fissura virtual teria que se aprofundar a proporções absurdas (70 a 80 m de profundidade) para que os valores F tenham que cair a 1,0.
- (2) De novo para a mesma superfície crítica admitindo que a tendência ao escorregamento seja agravada por carregamentos moles na crista, a Fig. 21 mostra os valores calculados de F com um incremento de altura de tal aterro de carregamento mole (isto é, aterro que não desenvolve resistências próprias dentro de si mesmo) no topo da crista. Estas análises foram realizadas mais convenientemente com base no método de Sarma, fornecendo simultaneamente acelerações críticas horizontais para a estabilidade. Correspondentemente, as acelerações nominais verticais, relacionadas com a força mole vertical aplicada, puderam ser obtidas directamente por relações das forças aplicadas para com o peso total da massa crítica em escorregamento. A Tabela da Fig. 21 assim combinou as acelerações críticas horizontais (Sarma) com acelerações nominais verticais de uma eventual acção sísmica para a instabilização.



COEFICIENTES K DE ACELERAÇÕES (SARMA)

COND.	Δh_m	W (t/m)	K_H	K_V	F	γ (t/m ³)
1	0	17.528	0,235	0	1,0	2,2
2	20	18.077	0	0	1,52	2,2
3			0,216	0,029	1,0	2,2
4	50	18.885	0	0,029	1,47	2,2
3			0,174	0,070	1,0	2,2
4	90	19.963	0	0,070	1,34	2,2
4			0,085	0,119	1,0	2,2
5	0	35.056	0	0,119	1,14	2,2
5	0	35.056	0,223	0	1,0	4,4
6	0	52.584	0	0	1,43	4,4
6	0	52.584	0,133	0	1,0	6,6
7	0	17.528	0	0	1,30	6,6
7	0	17.528	0,367	0	1,0	2,2
8	0	17.528	0	0	1,72	2,2
8	0	17.528	0,748	0	1,0	2,2
8	0	17.528	0	0	2,36	2,2

(5,6) INCREMENTO DE DENSIDADE SIMULANDO ACELERAÇÃO SÍSMICA VERTICAL

(7,8) ENVOLTÓRIA PRÉ-ADENSADA $\bar{\sigma}_{pc} = 7 \text{ kg/cm}^2$ E 15 kg/cm^2 , RESPECTIVAMENTE

Fig. 21 — Eventual carregamento mole na crista, ou densidades aumentadas, como fatores instabilizantes

Embora as análises tenham usado a condição NC, realística para a situação de incremento de carga vertical, mas pessimística para a condição da hipótese de descarga horizontal (Sarma), os resultados provam eloquentemente que mesmo um valor modesto de F (digamos cerca de 1,3) ainda requereria um carregamento físico demasiado elevado para a instabilização. Por exemplo para a superfície crítica original, a altura de aterro mole de densidade de 2,2 ton/m³ teria que se acumular numa altura da ordem de 100 m para poder baixar o valor F a 1,1.

Para ainda uma outra forma de se estimar a influência de um maior carregamento, análises comparativas foram usadas empregando enrocamento hipotético de densidades de 4,4 e 6,6 ton/m³ simulando acelerações verticais constantes incrementais (do dobro e do triplo da gravidade). Também análises isoladas adicionais foram realizadas para fins comparativos (a) aplicando o carregamento mole somente sobre o topo da massa em escorregamento, e (b) verificando a aceleração crítica horizontal (Sarma) para casos de enrocamentos compactados aos quais se aplicam as envoltórias PC. Todos esses resultados estão tabelados na Fig. 21, séries b1 caso 5 a 8, e confirmam a resiliência extremamente favorável exibida por taludes de enrocamento perante fatores instabilizantes.

- (3) Finalmente para ainda outro método de se estimar a capacidade física de instabilizar a superfície crítica de escorregamento básico, realizaram-se cálculos comparativos investigando o efeito de uma eventual remoção de material do pé da massa em escorregamento (admitida resistência NC); tanto Janbu como Sarma foram empregados, Fig. 22, e para fins de conveniência, as

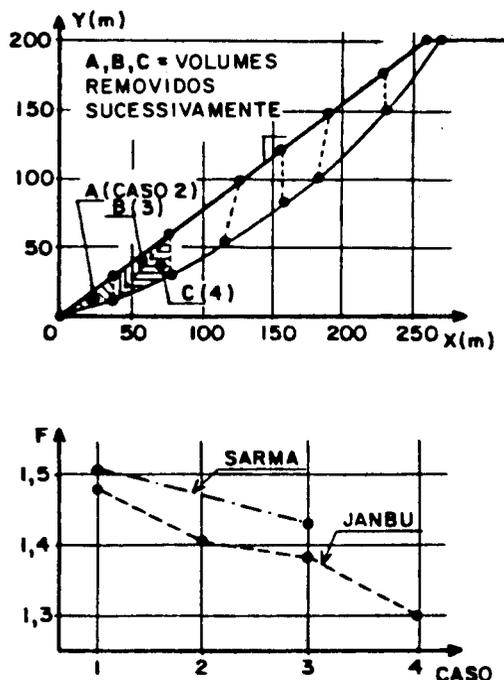


Fig. 22 — Instabilizações por hipotéticas escavações no pé da massa crítica

cunhas removidas foram empregadas de acordo com as pertinentes a cada análise de estabilidade (caso 2, Fig. 22).

Surpreendentemente grandes são as cunhas que têm que ser removidas para reduzir F de 1,5 para 1,3.

Estes três conjuntos de análises seguramente confirmam a dificuldade inerente de se instabilizar um talude de enrocamento, mesmo quando ocorrendo segundo o ângulo convencionalmente denominado «de repouso» e sob condições NC. Os casos de enrocamentos compactados sob condições PC seriam evidentemente muito melhores.

8. JUSTIFICATIVAS CONCEITUAIS PELA DIFERENÇA CONSPÍCUA DE TALUDES DE AREIAS COMPARADAS COM ENROCAMENTO

A mecânica de solos convencional aprofundou a tal ponto os conceitos com relação a taludes de pilhas de areias, ângulos de repouso, coeficientes de segurança de taludes $F = \frac{\tan \phi}{\tan i}$, a influência de densidade, e o fato de que condição solta junto ao talude é a que geralmente controla, que compreensivelmente se depara com dificuldades sérias e uma responsabilidade muito grande, em se avançar estas teorias. Alguma luz e algumas insinuações de racionalização promissora podem se extraídas dos dados sobre pilhas de enrocamento estocado (solto, condições NC) relatados por de Mello (10), diferenciando entre taludes (levantados meticulosamente por topografia) durante o enchimento e durante a escavação do pé; porém, tais indicações têm que ser ajudadas por análises intuitivas (Fig. 23).



Fig. 23 — *Um exemplo de comparação de taludes de estoque de enrocamento*

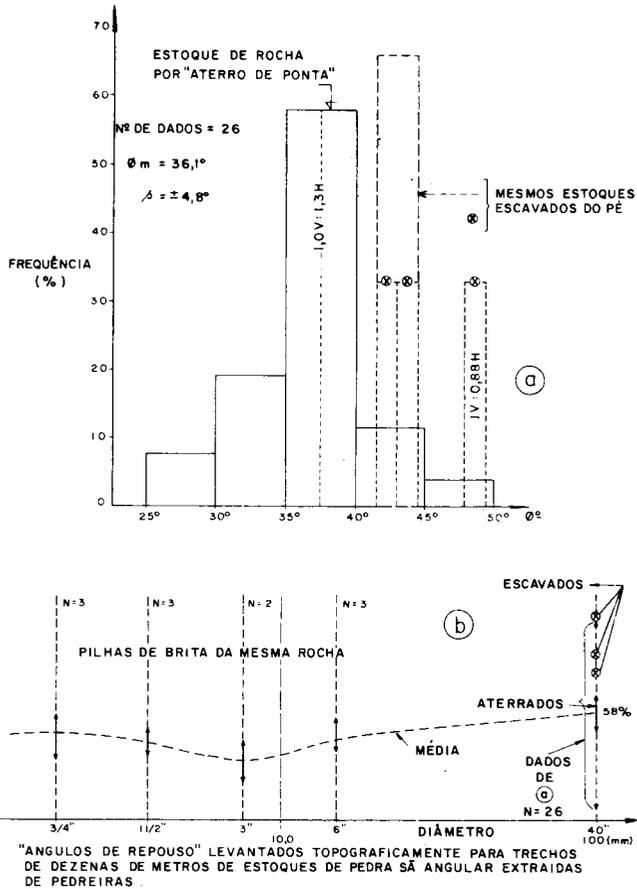


Fig. 24 — Taludes naturais de materiais pedregosos $F = 1,00$ admitido convencionalmente (c.f. De Mello, 1980)

Os dados publicados (Fig. 24, cf. de Mello (10)) encontram-se transformados na Fig. 25a em histogramas e curvas de frequência de distribuição aproximadas. Os conceitos deveriam ser extensivos a enrocamentos compactados, condições PC, que garantiriam valores F muito maiores, porquanto os dados de campo que estão sendo empregados não incluem os benefícios de histerese de esmagamento provocado por compactação.

Tais conceitos, idealizadamente simplificados relativos a coeficientes de segurança, são aqui apresentados apenas relacionados com valores médios das curvas de distribuição atribuídas, enquanto não deixe de ser reconhecido como inexorável que

tais formulações devam evoluir rapidamente para as formas probabilísticas. Uma razão liminar muito forte reside na interpretação de que para lançar uma conceituação nova, radical, e aparentemente ousada no sentido de maior economia conjuntamente com uma eventual interpretação de redução de coeficientes de segurança, é psicologicamente estéril passar por cima da representação até hoje corrente de coeficientes de segurança médios, aos quais os leitores e estudiosos estão acostumados: seria muito mais indigesto simultaneamente documentar as comparações através de conceitos probabilísticos até hoje muito pouco usados na prática profissional. Outra razão óbvia resulta do fato de que por enquanto não dispomos de dados estatísticos em número e qualidade suficientes para permitir formulações probabilísticas convincentes.

Em qualquer material que exhibe uma dispersão de parâmetros de resistência em torno da média, se temporariamente admitimos uma constância de esforços solicitantes tendentes a provocar rupturas, a definição clássica do Fator de Segurança F deveria ser diferenciada de dois outros factores FG, Fator de Garantia, e FI, Fator de Seguro. As três definições foram simplificadaamente definidas através de (e = dispersão):

$$F = \frac{\text{resistência} \pm e}{\text{tensão}} ; FG = \frac{\text{resistência} + e_1}{\text{tensão}} ; e FI = \frac{\text{resistência} - e_2}{\text{tensão}} ,$$

e obviamente, uma determinada estrutura é gradativamente mais segura para um mesmo valor numérico de FI, passando a F, e passando a FG. A condição típica de F ocorre quando não existe qualquer possibilidade de se antecipar para que lado da resistência média a incerteza se desenvolveria: FG prevalece quando ocorre uma condição de pré-teste que garante que a resistência só pode ser maior do que um determinado valor já demonstrado; finalmente FI se aplicaria quando a resistência aplicável ao problema só poderia ser pior do que um determinado valor. As diferenças entre FG, F e FI em valores numéricos perante um determinado problema dependem da gama de variação representada pela curva de distribuição, e sobre a maneira pela qual a condição de pré-teste truncaria tal curva de distribuição, seja no limite inferior para condições FG, seja num limite superior para condições FI.

Na Fig. 25b foi admitida uma curva de distribuição intermediária plausível, Geral G, para o enrocamento mencionado. O ângulo de repouso de areias, cascalhos e enrocamentos é determinado pela estabilidade de blocos individuais junto à superfície, controlados pelo imbricamento em condições de pressão zero: assim o talude mais brando durante a estocagem é controlado pelo fragmento rochoso de menor imbricamento, empurrado sobre a beira do talude e rolando, tendo que parar, uma situação que faz lembrar a diferença entre atrito estático e dinâmico, e assim representativa das piores condições dentro das dispersões do enrocamento: pequenos volumes de enrocamento de estabilidade bem maior, e condições localizadas em taludes mais

ingremes poderiam ocorrer, porém não podem ocorrer proporcionalmente em volumes representativos que afetem o talude geral. Se eles forem demasiado estáveis para o ângulo do talude, os fragmentos pedregosos não podem continuar rolando talude abaixo e parar a meio caminho para formar parte dele, mas serão, ao invés, cercados por fragmentos de estabilidade mediana, e portanto serão enterrados por material que os circunde.

Em resumo podemos considerar que a distribuição G truncada, excluindo valores maiores do que a média, tenha fornecido a distribuição F de aterro em construção. Ademais inferimos que num estoque de enrocamento de aterro de ponta, que aumenta de altura, os taludes implicam em condições FI das propriedades gerais do enrocamento. O talude é todavia bem estável em média: um talude de enrocamento de aterro

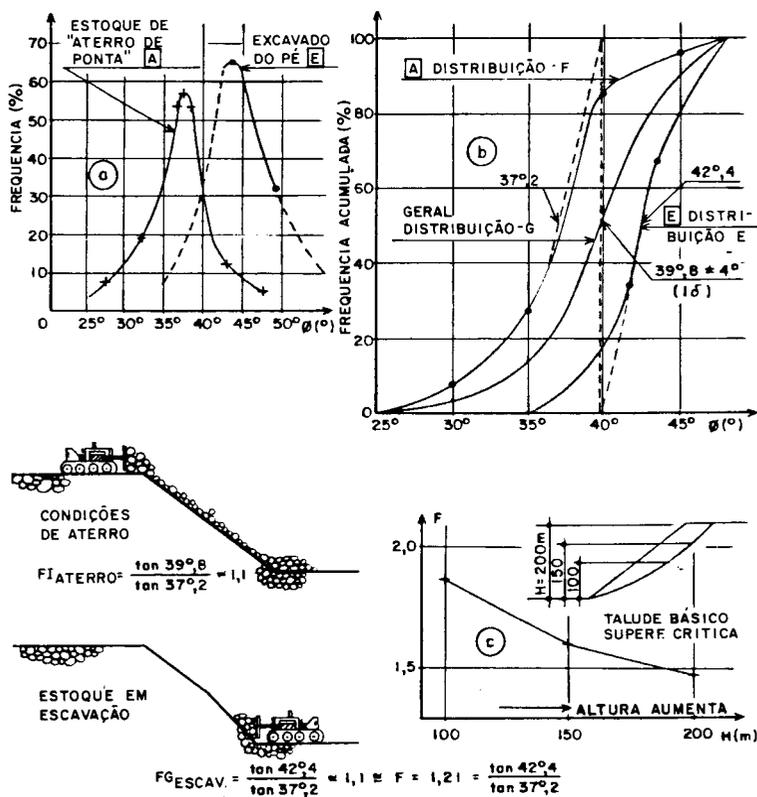


Fig. 25 — Taludes estáveis de estoques de enrocamentos, e análise conceitual de coeficientes de segurança

de ponta não está sujeito a rolamento contínuo e a deformações instabilizantes de superfície. As observações de campo neste sentido são inúmeras, e mesmo generalizadas, embora por preconceitos «teóricos» aparentemente merecedoras de incredulidade. Os valores aproximadamente representativos de fatores de segurança são dados na Fig. 25 para o exemplo empregado.

Recapitulando, pelo menos três fatores impuseram o talude mais brando de material de aterro de ponta: o atrito dinâmico comparado com o estático, a condição mais fofa não imbricada, e a inferência de que blocos de ϕ alto bem imbricado e de comportamento bem imbricado deveriam inevitavelmente ocupar uma posição «soterada» um pouco para dentro da superfície. Portanto a superfície interna crítica se confirma para um eventual escorregamento em massa do aterro de enrocamento em sua subida. E portanto o conceito exige a análise da mudança de F durante a subida do aterro, que se demonstra ser de uma gradativa diminuição com a subida da altura (Fig. 25c), demonstrando forçosamente que, sob todos os pontos de vista, um enrocamento empurrado, de aterro de ponta, que tenha chegado a uma certa altura, tem sido pré-testado até aquela altura. Qualquer enrocamento insuficientemente estável e/ou volumes de deslizamento potencial teriam sido removidos por seleção natural, e todo o material que remanesceu foi melhor do que o limite inferior de um valor médio comprovado perante a estabilidade geral ao escorregamento atingida com o alcance do enrocamento ao seu topo. Assim, para condições após a construção, a estabilidade do talude conclue-se ter sido comprovada, para merecer a consideração de uma condição FG com relação aos valores ϕ inicialmente de tipo FI. Ademais para qualquer instabilização causada por escavação do estoque em sua base, prevalecem condições FG bastante favoráveis: os valores de ϕ tem que ser iguais ou melhores do que algum valor já pré-testado. Durante a escavação do pé pequenos volumes representativos de fragmentos superficiais são mantidos estáveis pelos blocos mais rígidos, maiores, bem imbricados (atrito estático), assim garantindo a estabilidade de um talude bem mais íngreme.

Para ambas as situações concebidas, de enrocamento subindo em condição FI, e de pilha estocada de enrocamento, explorado por escavação na base em condições FG, a truncação (critério de rejeição) da distribuição G presume-se poder ocorrer ao redor da mediana de ϕ , dando as distribuições F e E . Sob tais hipóteses (ou qualquer hipótese análoga) derivam-se os valores de FI e FG que estão listados na Fig. 25 sob a simples hipótese de uma envoltória linear não-coesiva, e $F > \text{tg } \phi_1 / \text{tg } \phi_2$.

Três corolários surgem destas discussões de um caso genérico representado por enrocamento são, limpo e angular, e suas curvas de distribuição de frequência. Em primeiro lugar, para qualquer curva de distribuição de frequência relativamente inclinada para valores de ϕ sob baixas pressões, um dado talude externo de ângulo de repouso tem um coeficiente de segurança indubitável e plenamente estável. Em segundo lugar, como nas areias um valor numérico muito menor de F pode ser aceito do

que nas argilas (De Mello, 11) por causa das dispersões muito menores de parâmetros (nenhuma dispersão de pressão de poros u), o mesmo raciocínio reforça a aceitação de valores F muito baixos como inquestionavelmente satisfatórios em enrocamentos. Em terceiro lugar, a análise dos dogmas aceitos sobre taludes de repouso em areias uniformes encaixa facilmente como um material altamente idealizado de curva de distribuição G absolutamente vertical, e sem qualquer histerese devida a esmagamentos de grãos (junto à superfície). Todas as três curvas de distribuição F , G e E coincidirão, e $FI = F = FG = 1,00$. Inevitavelmente portanto o ângulo de repouso teria sua condição de $F = 1,00$, e qualquer grão sobre o talude está ipso-facto à beira de escorregar e rolar. Estes fatos encaixam perfeitamente na teoria geral, mas de nenhuma forma sugerem que um talude em repouso de enrocamento tenha um coeficiente $F = 1,00$.

9. IMPLICAÇÕES PRELIMINARES SOBRE PROBLEMAS SÍSMICOS

Esforços imensos têm sido despendidos em ensaios cíclicos de corpos de prova de grandes diâmetros em laboratório, e sobre análises por elementos finitos dos deslocamentos, e das acelerações de plastificação permanente, de enrocamentos e taludes de enrocamentos, sob hipotéticos sismos críticos. O autor não pode confirmar a que ponto os resultados dos ensaios e as análises subsequentes, conforme publicados, tenham incorporado alguns benefícios de pré-compressões devidas ao esmagamento. Todavia, segundo a filosofia de engenharia postulada por De Mello (11), salienta-se como bem mais aplicável a casos de situações muito previsíveis, e especialmente situações incapazes de serem verificadas no campo, tais como as previsões de comportamento sob sismos, que dever-se-ia preferir imensamente que se preveja e garanta o que não ocorrerá, muito mais do que tentar prever e garantir o que provavelmente deveria ocorrer (compressibilidades cíclicas e instabilizações) na barragem de enrocamento compactada. Em resumo, desde que seja de qualquer forma possível, o ENGENHEIRO deveria sempre almejar um tratamento de compactação tal que o enrocamento possa ser pré-tratado e pré-testado a fim de se comportar satisfatoriamente sob um eventual sismo de projeto. Como a compactação vibratória de impacto é empregada na construção, o primeiro passo compreende verificar a que ponto as tensões dinâmicas aplicadas durante a compactação possam constituir uma envolvente das tensões sísmicas previsíveis nas regiões significativas do enrocamento.

Dados tais como os mostrados na Fig. 26a sugerem a possibilidade de se conseguir o propósito mencionado com relação a tensões de impacto, acentuadas particularmente pelas acelerações muito maiores dos rolos do que dos sismos: o problema reside em pré-compensar pela elevada pressão estática de peso de terra

sobrejacente, à qual cada camada é sujeita, quando submetida a esforços cíclicos sísmicos em superposição. Reconhecendo que em muitos casos a finalidade possa não ser preenchida por equipamentos de uso corrente, procurar-se-ia ajustar o material, e as especificações construtivas, para se alcançar um nível desejado de tensões aplicadas no enrocamento, a fim de dominar o comportamento respectivo, ao invés de aceitar passivamente as rotinas presentes, que não haviam considerado problemas sísmicos. Tal aceitação passiva conjugadamente com o dispêndio de esforços predominantemente na tentativa de prever o comportamento do material (sob premissas sujeitas a debate e difíceis de se conferir) constitui a antítese de conceito de ENGENHARIA atuante.

A presente discussão pretende meramente abrir vistas à orientação que se presume promissora: facto é que muitos resultados de pesquisa e desenvolvimentos técnicos deveriam ser detalhados, mas requereriam um trabalho adicional inteiro. Broms e Forssbald listam os principais factores que afetam a eficiência do equipamento de compactação vibratório, entre eles:

- a) a frequência de ressonância do sistema do compactador-aterro;
- b) o número de ciclos de carregamentos;
- c) a resistência ao cisalhamento durante a vibração;
- d) a magnitude das tensões dinâmicas transmitidas à camada.

Para o caso de enrocamentos, os factores (a) e (c) que controlam principalmente o rearranjo dos fragmentos, perdem importância em comparação com factores diretamente relacionadas com tensões de esmagamento de pontos de contato, tensões estas que se aceitam como relacionadas com:

- e) pressões médias mensuráveis (função do peso e impacto do compactador);
- f) a relação do peso do rolo aplicando impacto, em comparação com os pesos das pedras sujeitas ao impacto; e, especialmente
- g) forma de grãos e a sua distribuição de tamanhos.

A rigidez relativamente incrementada de uma camada em compactação, durante as passadas do rolo, tem sido finalmente estabelecida como a medida fielmente racional de uma compactação gradativamente melhorada (cf. Schwab et al, 21): considerando que essa rigidez incrementada é devida a esforços de contacto, ela inevitavelmente se reflete em decréscimo de deformabilidade (estática e cíclica), e bem assim, em aumento da resistência PC e da estabilidade do talude.

Os dados que permitam as previsões desejadas são bem escassos, mas suficientemente consistentes para oferecer promessa. A Fig. 26b reproduz pressões verticais transmitidas à camada em compactação pelas cargas aplicadas à sua superfície, estaticamente σ_{vs} (através de cálculos para um meio de Boussinesq), e dinamicamente σ_{vd} , tal como foi medido para compactadores de 1,4; 3,3 e 12,3 ton. Curvas possíveis para

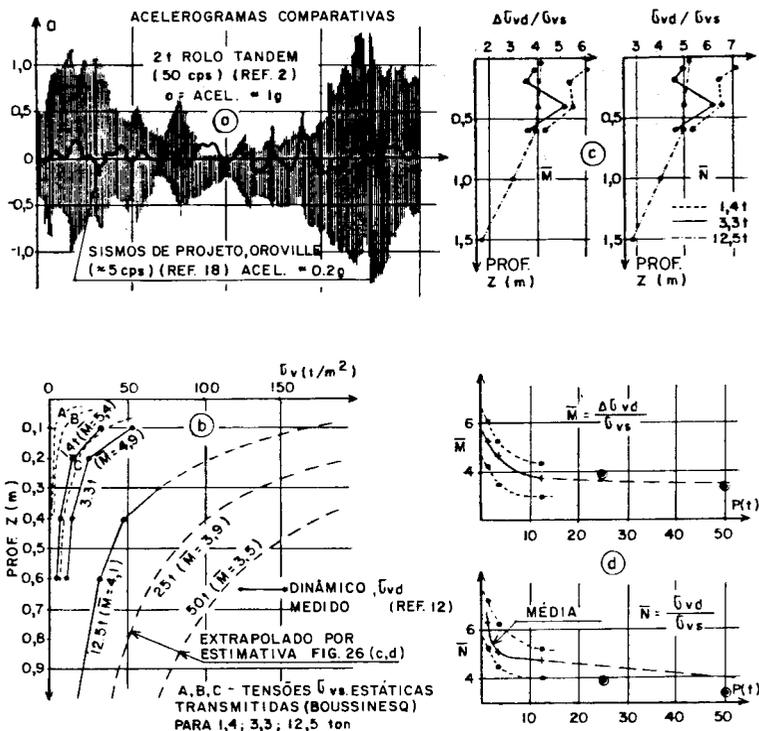


Fig. 26 — Tensões verticais dinâmicas, comparadas entre sismos e rolos

σ_{vd} para um eventual rolo compactador de 25 ou 50 toneladas foram também plotadas na Fig. 26b, por extrapolação. Para tais gráficos necessários à extrapolação, adotaram-se relações simples de esforços estáticos para dinâmicos, a partir das Figs. 26d em diferentes profundidades, extrapolação esta plausível, embora grosseira. Uma vantagem de se empregar camadas mais delgadas deriva dos esforços mais elevados transmitidos (Fig. 26b) porém deve-se lembrar que camadas mais delgadas representam simultânea e inescapavelmente prevalecer o emprego de pedra menor, e que os efeitos diferirão consideravelmente se for empregada pedra vindo diretamente da pedra em comparação com fragmentos pedregosos providos por planta de trituração relativamente uniformes, mais resistentes, e mais limados.

A Fig. 27 reproduz, como um exemplo, os esforços sísmicos máximos $\Delta\sigma_{vd}/\Delta\sigma_{vs}$ calculados por análises de elementos finitos para a barragem Las Piedras (Parras e Cervantes, 19) para um sismo de magnitude $M = 7$: as tensões verticais incrementais chegaram a 15% da pressão estática de peso de terra. A Fig. 26a mostra que com

relação ao número de ciclos de carregamento os compactadores são extremamente superabundantes em comparação com qualquer sismo (ex. o caso de Oroville). Usando o incremento de 15% (Fig. 27a) e um rolo vibratório de frequência até 2 vezes a do equipamento de rotina atual, a Fig. 27c mostra aproximadamente a espessura máxima de camada que deverá ser usada para que as tensões dinâmicas devidas ao rolo cheguem a pré-comprimir as camadas por esmagamento equivalente a $\sigma_{pc} = 115\% \sigma_{pyz}$. As indicações são óbvias mas as ordens de magnitude tem que ser enfatizadas. Um compactador de 12,5 ton pode atender aproximadamente a 50 m de aterro sobrejacente sob um sismo, quando as espessuras de camadas são de 0,4 a 0,5 m. Devemos lembrar porém que para fins de estabilidade de taludes a altura de sobrecarga de aterro que está em jogo é a altura sobre a eventual superfície de escorregamento (Fig. 12).

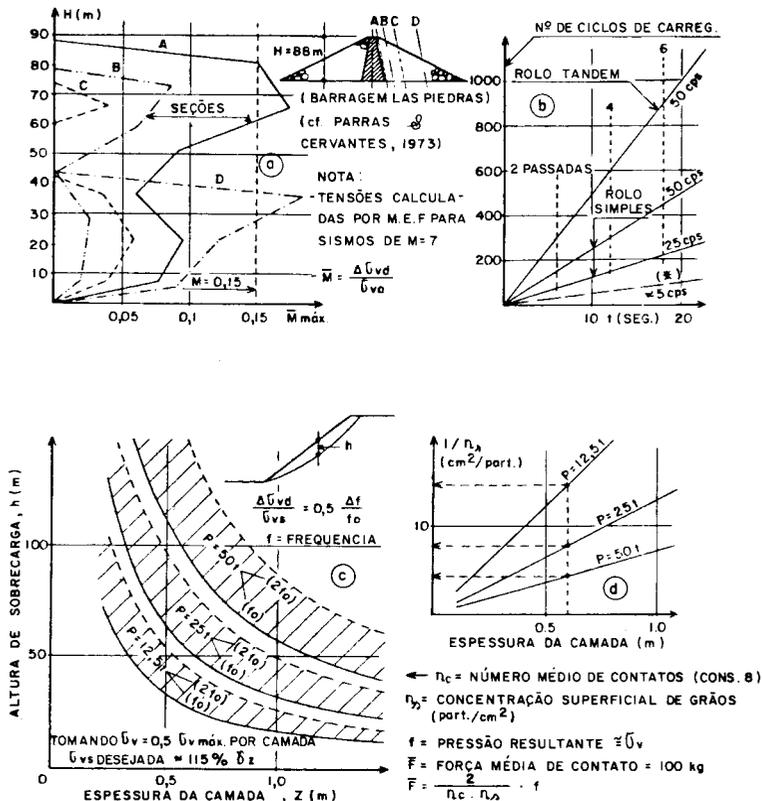


Fig. 27 — Possível pré-tratamento por compactação para atender a sismos

Um último ponto de importância de otimização diz respeito aos tamanhos de partículas de enrocamento, a sua qualidade e suas formas. Marsal (17) sugere uma expressão-índice (Fig. 27d) para a força média de contato como função do tamanho da partícula e da pressão média aplicada. Admitindo que haja preocupação em não exceder uma certa força de contato (digamos da ordem de 100 kg conforme tomado aqui) sob a qual o fragmento de enrocamento sofreria quebra, a Fig. 27d indica quais seriam as dimensões máximas de fragmento ($1/n_s$) de forma a fugir a tal problema, assim impondo tamanhos relativamente menores sob rolos mais pesados. O conceito requer revisão reconhecendo-se que material de uma determinada pedreira de planta trituradora inexoravelmente exibe maiores resistências intrínsecas por seleção natural, à medida que os tamanhos maiores são triturados para tamanhos menores.

O tópico só pode ser aberto para pesquisa e desenvolvimento. Um material ideal e uma distribuição granulométrica ideal, deveriam ser tais que ocorreria significativo esmagamento de contatos angulares infinitesimais, de forma a chegar a altos valores σ_{pc} sobre uma área de contato, incrementada numa forma mínima possível, e que continuasse a possuir uma elevada resistência a qualquer esmagamento complementar.

O fato é que mesmo com enrocamento limpo e angular de qualidades muito distintas da ideal, a pré-compressão de esmagamento indubitavelmente melhora em muito, tanto a estabilidade estática, como a sísmica, e os comportamentos respectivos. Qualquer esforço concentrado de pesquisa e desenvolvimento ao longo das linhas sugeridas deveria oferecer uma elevada relação de benefício/custo para finalidades de projeto e construção de barragens.

10. CONCLUSÕES SUCINTAS

As análises convencionais de estabilidade realizadas tiveram apenas o intuito de facultar comparações, em ciclo fechado, com as atualmente correntes: não se pretendeu aprimorá-las, quer por considerações dos estados de tensões mais realisticamente atuantes e as resistências aplicáveis correspondentemente (ex., em casos, deformação plana vs. triaxial), quer por comportamentos que gradativamente passariam a ser mais condicionantes, à medida que se empregassem taludes mais íngremes, quer ainda por aplicação de conceitos probabilísticos de coeficientes de segurança. O intuito proposital foi de demonstrar, por comparações rotineiras, que a incorporação do conceito de pré-compressão em enrocamentos são, limpos, angulares, compactados, facultaria o emprego de taludes mais íngremes, do que o chamado talude de repouso, ou mesmo o talude já bastante usado, de 45°.

Perante qualquer conceito de engenharia, na prática o avanço promove-se por degraus, geralmente de não mais do que 10% a cada etapa, para que se retenha a

prudência, da oportunidade dada a que outros fatores, eventualmente com condicionamento gradativamente maior, se evidenciem, e isto ainda em graus toleráveis para facultar a revisão de teorizações mediante observações de protótipos. Sugerem-se bases de raciocínios para procura de ensaios de laboratório e de campo que os comprovem, porém sempre preferindo a estreita comparação com práticas correntes atuais de projeto, ao invés de melhores teorizações, porquanto a experiência atual está associada a tais práticas, não obstante serem reconhecidamente nominais.

Aceitas as premissas da pré-compressão por esmagamentos de contatos angulares por compactação pesada completa a impactos, postula-se que se possa programar equipamentos e processos construtivos para garantir pré-compressões suficientes para obviar a comportamentos desfavoráveis das barragens de tais enrocamentos, face a sismos adotados para projeto. Propõe-se portanto o proveito de investigar a via de pré-tratamentos dos enrocamentos para enfrentar sismos de projeto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- (1) – BARTON, N. and KJAERNSLI, B. (1981) — *Shear strength of rockfill*, ASCE, Vol. 107. n.º GT7, Proc. Paper 16374, July, pp. 873-891.
- (2) – BROMS, B. and FORSSBLAD, L. (1969) — *Vibratory compaction of cohesionless soils*, Proceed. of Spec. Sess. 2, 7th ICSMFE, Mexico, pp. 101-118.
- (3) – CHARLES, J. A. and SOARES, M. M. (1984) — *Stability of compacted rockfill slopes*, Geotechnique 34, n.º 1, pp. 61-70.
- (4) – CHARLES, J. A. and WATTS, K. S. (1980) — *The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill*, Geotechnique, Vol. 30, n.º 4, pp. 353-367.
- (5) – COSTA FILHO, L. M. and THOMAZ, J. E. S. (1984) — *Stability analyses of slopes in soil with non-linear strength envelopes using non-circular slip surfaces*, IV Int. Landslide Symp., Toronto, Vol. II, pp. 393-397.
- (6) – DE MELLO, V. F. B. (1984) — *Behavior of two big rockfill dams, and design aims*, Int. Conf. Case Histories in Geot. Eng. Rolla (Missouri), Vol. 2, pp. 923-942.
- (7) – DE MELLO, V. F. B. (1983) — *Reflexões críticas sobre as análises convencionais de estabilidade de barragens-gravidade sobre rocha*, Simp. Geot. Bacia do Alto Paraná, Vol. IA, pp. 17-48.
- (8) – DE MELLO, V. F. B. (1982) — *Comportamento de materiais compactos à luz de experiência em grandes barragens*, Geotecnia, n.º 34, pp. 3-43.
- (9) – DE MELLO, V. F. B. (1980) — *Comparative behaviors of similar compacted earthrock dams in basalt geology in Brazil*, Symp. on Problems and Practice of Dam Eng., Bangkok, Vol. I, pp. 61-79.
- (10) – DE MELLO, V. F. B. (1980) — *Some problems and revisions regarding slope stability assessment in embankment dams*, Symposium on Problems and Practice of Dam Engineering, Bangkok, Vol. I, pp. 91-98.
- (11) – DE MELLO, V. F. B. (1977) — *17th Rankine Lecture: Reflections on design decisions of practical significance of embankment dams*, Geotechnique 27, n.º 3, pp. 281-355.
- (12) – FORSSBLAD, L. (1965) — *Investigations of Soil Compaction by Vibration*, Acta Polytechnica, CE n.º 34, Stockholm.

- (13) – FREDLUND, D. G. (1984) — *Analytical methods for slope stability analysis*, IV International Symposium on Landslides, Vol. I, pp. 229-250.
- (14) – GAZETAS, G. (1981) — *Vertical oscillation of earth and rockfill dams, analysis and field observation*, Soils and Found., Vol. 21, n.º 4, December.
- (15) – JANBU, N. (1977) — *Slopes and Excavations*, General Reporter by Morgenstern-Blight-Janbu-Resendiz, IX ICSMFE, Tokyo, Vol. 2, p. 549.
- (16) – KJELMANN, W. and JAKOBSON, B. (1955) — *Some relations between stress and strain in coarse-grained cohesionless materials*, S.G.I. n.º 9.
- (17) – MARSAL, R. (1973) — *Mechanical Properties of Rockfill*, Embankment Dam Engineering — Casagrande Volume, p. 109, Wiley.
- (18) – OROVILLE EARTHQUAKE INVESTIGATIONS (1979), State of California, Dept. of Water Resources, February.
- (19) – PARRAS, Y. and CERVANTES, R. (1973) — *Analisis de presas de tierra y enrocamiento sometidas a temblores*, UNAM 310, Enero.
- (20) – SARMA, S. K. (1973) — *Stability analysis of embankments and slopes*, Geotechnique 23, n.º 3, pp. 423-433.
- (21) – SCHWAB, PREGL and KIERES (1983) — *Compaction control with the Compactometer*, VIII ECSMFE, Helsinki, Vol. I, p. 73.
- (22) – SULTAN, H. A. and SEED, H. B. (1967) — *Stability of sloping core earth dams*, ASCE Proc. SM4, July, pp. 45-83.
- (23) – VEIGA PINTO, A. A. (1983) — *Previsão do comportamento estrutural de barragens de enrocamento*, Tese, LNEC, Lisboa.
- (24) – WERSSBACH, G. and KUTTER, H. (1978) — *The influence of stress and strain history on the shear strength of rock joints*, 3rd Congress of the Int. Ass. of Engineering Geology, Madrid, n.º 8.

VOTO DE AGRADECIMENTO

Ao propor um voto de agradecimento ao Prof. Victor de Mello, o Prof. Correia Mineiro proferiu as seguintes palavras:

«O Prof. Victor de Mello possui três características excepcionais que o distinguem em qualquer exposição, ou intervenção:

- a primeira é a clareza
- a segunda a elegância
- e a terceira a inovação nos conceitos

As duas primeiras características foram bem patentes nesta lição.

Da terceira característica e como já é tradicional em todas as contribuições do Prof. Victor de Mello, só nos apercebemos totalmente da valia do correspondente impacte, quando quase inconscientemente nos vamos entrosando nos seus conceitos inovadores e os aplicamos na resolução de muitos problemas geotécnicos da nossa vida profissional.

Gostaria por isso de aproveitar esta oportunidade para agradecer ao Prof. Victor de Mello a importantíssima contribuição que tem vindo a dar ao progresso da Geotecnia em todo o mundo.

Não propriamente pela acção meritória que desenvolveu enquanto presidente da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, mas principalmente pela sua persistente, e de há longa data, maneira de estar na Engenharia.

A sua permanente contestação construtiva aos conceitos tradicionais, e a forma sempre elegante e de desafio, com que contrapõe novas interpretações e soluções, faz tremer muitas das escolas de conhecimentos e espíritos tradicionalistas, e insufla assim em todos os geotécnicos a permanente dúvida que obriga ao estudo, à investigação, à imaginação e à criatividade.

Cumprimento pois o Prof. Victor de Mello pela sua coragem de contestar o que parece incontestável, e pela sua prodigiosa contribuição científica na área da Geotecnia.

O perfil de engenheiro do Prof. Victor de Mello não é já um modelo de comportamento para os geotécnicos, mas sim um verdadeiro protótipo na sua real interacção com a natureza.

Minhas senhoras e meus senhores eu sei que todos concordam comigo de que esta lição foi estimulante se não mesmo provocante, e de grande valor. É pois com a maior honra que tenho o privilégio de propor um caloroso voto de agradecimento ao Prof. Victor de Mello por ter proferido a 2.^a lição Manuel Rocha».

O voto foi aceite com aclamação.