

ALGUMAS PESQUISAS RECENTES BRASILEIRAS NO CAMPO DA GEOTECNIA *

Some recent Brazilian researches
in the field of Geotechnics

A. J. da Costa Nunes**

Senhor Presidente da República Portuguesa; Senhores Ministros da Habitação, Obras Públicas e Transportes, e da Cultura; Senhor Director do Laboratório Nacional de Engenharia Civil; Famílias do Eng.º Manuel Rocha e do Prof. Francisco Corrêa de Araújo; Excelentíssimas Senhoras; Meus Senhores:

Sinto-me muito honrado em comparecer, mais uma vez, a esta tribuna de engenharia do LNEC que, constitui, a meu ver, o púlpito mais destacado da cultura técnica lusíada em todo o mundo de língua portuguesa e um dos mais proeminentes sob qualquer prisma.

A morte de Manuel Rocha foi uma perda imensa para a Comunidade Luso-Brasileira, tendo em vista o que ele representava para a técnica de nossos países, em génio inovador, em capacidade administrativa e na liderança que exercia nas elites da engenharia por seu exemplo e seu poder de comunicação e incentivo.

Maior ainda que essa perda é, no entanto, o legado de realizações e da tradição que nos deixou e que vai permitir aos seus continuadores, apanhando o facto dos

* Aula proferida na cerimónia de entrega dos Prémios de Investigação Manuel Rocha a 19 de Maio de 1982 no Lab. Nac. de Engenharia Civil.

** Investigador Honorário do LNEC — Professor Emérito da UFRJ — Presidente da Tecnosolo S.A.

conhecimentos, levá-lo cada vez mais longe e cada vez mais alto, até que, eles mesmos, o passem aos mais moços.

Vivemos numa época em que ninguém consegue fazer sozinho, um trabalho que o torne suficientemente grande na história.

O momento é das equipas, e, talvez a maior qualidade do líder, é motivar essas equipas no sentido de que o sigam e, se possível, o ultrapassem.

Manuel Rocha teve, no mais alto grau essa qualidade e estamos certos de que o seu exemplo e a sua lembrança motivarão os seus companheiros a continuar-lhe a marcha.

Esta sessão e estes Prémios de Investigação Manuel Rocha são um exemplo de que, no mais alto sentido evangélico, a boa semente caiu em solo fértil e formará frondosa e produtiva árvore dos conhecimentos.

Fui dos que lideraram no Brasil as séries de conferências que foram realizadas em fins de 1981 sobre as contribuições de Manuel Rocha à técnica brasileira, no Rio de Janeiro e em São Paulo.

Estou certo de que continuaremos a homenageá-lo se trabalharmos muito, todos nós, para aumentar o seu legado.

A história francesa do menino saltimbanco, parece-nos indicar a orientação mais apropriada para esta homenagem.

Conta-se que um pequeno aprendiz de saltimbanco, querendo homenagear Nossa Senhora, foi visto realizando, em frente à imagem da Virgem, as mais difíceis piruetas que havia aprendido, pois, assim fazendo, estava ofertando o que melhor podia oferecer à Santa.

A melhor homenagem que poderemos prestar a Manuel Rocha, a nosso ver, será apresentar algumas pesquisas sobre geotecnia realizadas no Brasil, ao qual e no mesmo campo, ele prestou tantos serviços, assunto a que vimos também nos dedicando.

Face ao tempo disponível e à composição do auditório, impõe-se um tratamento mais panorâmico dos assuntos.

Em outras exposições, para a Sociedade Portuguesa de Geotecnia, os temas poderão ser tratados de modo mais minucioso.

PROTENSÃO DO TERRENO — PRESSOANCORAGENS

O método permite aumentar a resistência ao cisalhamento do terreno de fundações, pelo aumento das pressões normais nas superfícies de rotura.

O trabalho de Hobst (1964) é bastante esclarecedor e cita como exemplo o reforço de Vir na Checoslováquia.

No Brasil, o terreno de fundação da barragem do Funil em Itatiaia, de Furnas Centrais Eléctricas S.A. projectada por Laginha Serafim, foi reforçado por esse processo, na ombreira direita.

A sobrearga para evitar o inchamento do terreno expansivo, deve ser considerada como uma forma de protensão (Costa Nunes e colaboradores, 1975, 1979).

A aplicação mais importante do terreno reforçado, tanto armado como protendido, são as ancoragens.

As ancoragens em rocha, especialmente em escavações enterradas, datam do fim do século passado, em que foram utilizadas nos túneis transalpinos.

Essas ancoragens em rocha são geralmente do tipo de ancoragens passivas, constituindo, com o terreno, a rocha armada, da qual existem numerosas aplicações e ampla bibliografia.

Somente na década de 50, se iniciou, principalmente no Brasil e na Alemanha, a utilização de ancoragens em solo.

Dessa época para hoje, houve um desenvolvimento explosivo da técnica de ancoragens, como indica a pesquisa bibliográfica.

O assunto já tem tido muita divulgação, em particular por técnicos da nossa equipa, de maneira que não trataremos do assunto nesta nossa palestra (veja-se, por exemplo, Costa Nunes e colaboradores 1972, Cerqueira, 1972).

No progresso da técnica de ancoragens, ficou muito evidente a influência da pressão de injeção na capacidade de carga das mesmas (Costa Nunes, 1966).

A pressão de injeção, pode aumentar a capacidade de carga de ancoragens por um factor maior do que 3 (Costa Nunes, 1974, Ostermeyer, 1974).

Há 3 explicações para esse facto experimental:

- 1) a instalação de um protensão permanente, que é o produto da pressão de injeção p_i por um factor de permanência η_i , menor do que um: $(1 - \rho_i) \rho_i = p_p$, a perda de protensão.

Vejamos tais explicações:

A pressão normal p p_n na superfície do cisalhamento do bulbo da ancoragem no solo, que seria $p_i = \gamma h$ no caso de ancoragens executadas sem pressão (com calda derramada) em que γ é o peso específico do terreno e h a altura do mesmo sobre o bulbo, passa a ser $p_n = \gamma h + \eta_i p_i$.

- 2) a pressão de injeção faz com que o terreno se torne dilatante, a pressão normal passando de $p_n = p_i = \gamma h$ para $p_n = p_i + p_d$ em que p_d é a pressão de dilatação (Wernick 1977).
- 3) a pressão de injeção compacta o terreno, o que, aumentando o ângulo de atrito do mesmo, eleva, assim, a resistência ao cisalhamento (Meyerhof, 1959).

Como a experiência mostra que a dilatação e a compactação só ocorrem em certos tipos de terrenos, é nossa opinião que a explicação mais geral do fenômeno é a da permanência, como protensão, no terreno, de uma parte da pressão de injeção da calda com que se forma o bulbo das ancoragens.

O facto de que uma ancoragem, com o diâmetro de, por exemplo, 8 cm, pode resistir a cargas de trabalho superiores a 70t, leva, obviamente, à conclusão de que uma ancoragem das mesmas dimensões, trabalhando à compressão, poderia resistir, como uma estaca, a cargas ainda maiores, pois a resistência de ponta se soma à lateral, desde que a flambagem seja evitada (sobre o problema de flambagem, veja-se Costa Nunes e Dringenberg, 1979).

Acreditamos que a primeira aplicação desse tipo tenha ocorrido na obra do Pier de Usiba, em Aratú, perto de Salvador Bahia), construída por Christiani-Nielsen em 1963.

Tal facto levou à utilização, em todo o mundo, de mini e micro-estacas, com bastante êxito (o limite entre mini e micro-estacas é arbitrário, talvez 20cm de diâmetro). (Weltman, 1981).

Novamente, as mini-estacas podem ser passivas, armando o terreno, ou activas, com protensão do terreno pela injeção.

No Brasil, o uso de pressoancoragens desenvolveu-se muito, tendo a nossa empresa executado muitos milhares de metros desse tipo de mini-estacas.

As mini-estacas passivas são executadas sempre como estacas escavadas. Muito conhecidas internacionalmente são as estacas raízes (Fondedile) e as micro-estacas de Cementation, das Organizações Menard, a Gewi-Pile da Dywidag e muitas outras.

As mini-estacas, como protensão do terreno ou pressoancoragens eram executadas, até recentemente, como "estacas inseridas", isto é, estacas executadas como ancoragens, assim, as perfurações são feitas por escavação, coloca-se a armação, muito frequentemente incorporando um tubo perdido, e injecta-se, por meio de válvulas, uma luva de calda ou argamassa que preenche o espaço entre a perfuração e armação. Após a pega de cimento, é feita nova injeção ou novas injeções sob pressão no trecho ancorado.

A experiência mostra que a capacidade de carga das mini-estacas com protensão do terreno aumenta, como já se disse, com a pressão da injeção do terreno ou com o volume de calda injectado, que é função da pressão de injeção.

Recentemente, em obra da Petrobrás, foram realizados, em alto-mar, e em terra, pressoancoragens tanto do tipo de estacas inseridas (insert-piles) como de estacas cravadas dinamicamente e injectadas depois de cravadas.

Este último tipo nos parece um desenvolvimento introduzido até hoje apenas pela técnica brasileira.

As experiências realizadas em alto-mar (offshore) foram feitas no Campo Submarino de Curimã no Ceará, ao lado da plataforma PCR-2.

A pressoancoragem foi executada tanto como estaca inserida, quanto como cravada, entre as profundidades de - 12 e - 52 m.

Os ensaios foram executados a partir de uma pequena plataforma apoiada em uma estaca tubular metálica de 76,2 cm (30"), cravada apenas 10 m no fundo do mar e ligada à plataforma PCR-2 por uma passarela.

Um tubo de 25,4 cm (10") de diâmetro, colocado dentro do tubo de apoio da plataforma, serviu de guia à haste de perfuração, cuja broca realizou furo de 0,2508 m (97/8").

Um tubo de 6" de diâmetro interno constituía a pressoancoragem, que levava na extremidade uma ponteira de 6" de diâmetro e chapa mais espessa (2,5 cm) com 3 m de comprimento e válvulas embutidas na chapa. A ponteira era provida de extensómetros eléctricos (Strain-gages) e mecânicos (tell-tales).

Os ensaios foram executados às profundidades de 16 m, 26 m, 38 m, 46 m e 58 m, tanto sem injeção como após a injeção (fig. 1 e 2).

A parte restante do tubo acima do trecho de 3 m ensaiado, era isolada do terreno por meio de injeção de bentonita.

Os resultados mostram que o aumento da capacidade de carga da estaca injectada, em relação à não injectada, foi sempre superior a 2,5 vezes.

Para permitir a escavação do terreno e ensaiar o processo em verdadeira grandeza, foi feito um ensaio na terra firme em Camaçari (Bahia) sobre uma estaca tubular de 76,2 cm (30") cravada em areia densa, a golpes de martelo (fig. 3).

O ensaio mostrou que a capacidade de carga da estaca injectada era $\frac{456 \text{ t}}{185 \text{ t}} = 2,57$ vezes maior do que a da estaca simplesmente cravada.

Também no caso de estacas de grande diâmetro, fica assim provado que há um aumento muito elevado da capacidade de carga pela injeção.

Em estacas de pequeno diâmetro, digamos até 15 cm (6") o uso de pressoancoragens apresenta as seguintes vantagens:

- a) uso de equipamento de pequenas dimensões, permitindo a execução em subsolos ou lugares de espaço restrito, de maneira geral, de estacas de 60 t ou mais, inclusive para reforço de fundações.
- b) possibilidade de execução de estacas de carga média, em lugares de difícil acesso, tais como encostas e terrenos pantanosos, devido ao pequeno peso de equipamento a transportar.
- c) possibilidade de atravessar blocos de rocha ou de concreto com as pressoancoragens, o que é praticamente impossível com estacas usuais, sejam premoldadas (cravadas ou prensadas) ou moldadas no solo.

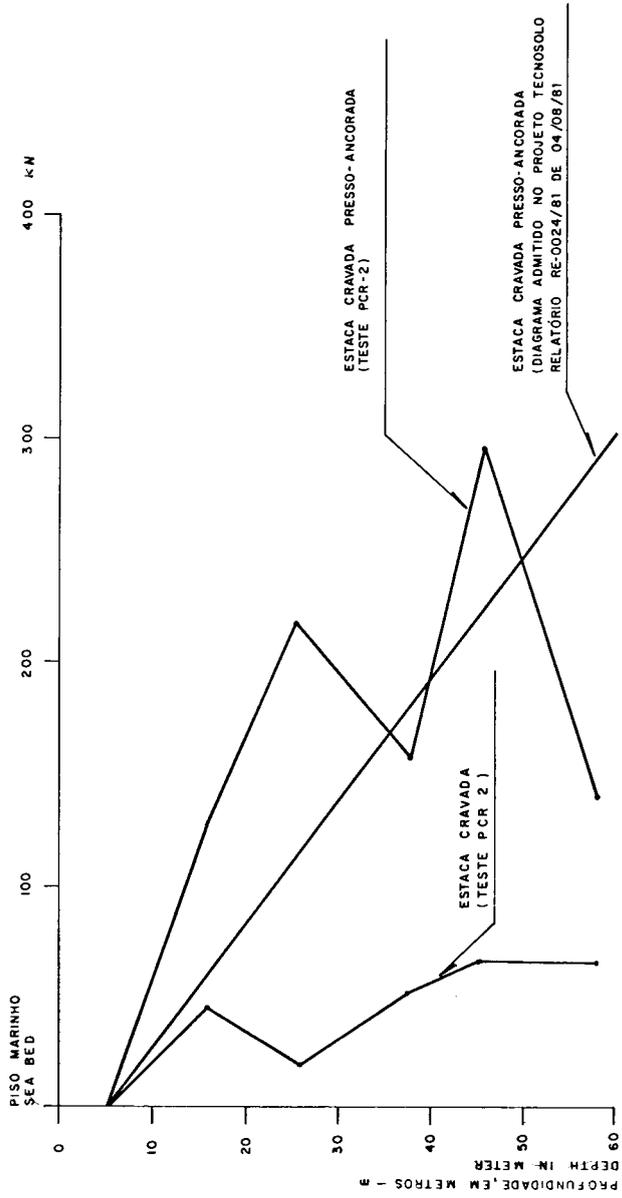


Fig. 1 — Arritto lateral, em quilo-Newtons por metro quadrado kN/m^2

PROFUNDIDADE DO TESTE	SUPERFICIE LATERAL DA ESTACA TESTADA Ø : 6"		CARGA DE RUPTURA		ATRITO LATERAL	
	AREA CRAVADA	AREA INJETADA	SEM PRESSO ANCORAGEM	COM PRESSO ANCORAGEM	SEM PRESSO ANCORAGEM	COM PRESSO ANCORAGEM
	m ²	m ²	KN	KN	KN/m ²	KN/m ²
- 16	1,86	0,79	84	100	45,1	126,6
- 26	1,86	1,79	38	390	20,4	219,1
- 38	1,86	0,79	102	123	54,3	155,7
- 46	1,86	0,79	122	235	65,5	297,5
- 58	1,86	1,78	120	250	64,5	140,4

Fig. 2 — Quadro resumo dos resultados dos testes offshore — Curimá



Fig. 3 — Prova de carga — Camaçari

Em casos correntes e com número razoável de estacas, no entanto, os tipos usuais são, em geral, economicamente mais vantajosos, pela maior produção diária por equipamento e, conseqüentemente, menor custo. No entanto, como o transporte e instalação de um bate estacas convencional são mais onerosos do que iguais serviços para uma sonda rotativa, no caso de pequeno número de estacas, as pressoancoragens passam a ser mais econômicas.

MICROANCORAGENS OU TERRA PROTENDIDA

O novo método das microancoragens, (Costa Nunes e Craizer, 1978) permite a construção de fundações e corpos de barragens com a protensão do terreno, permitindo efeitos semelhantes aos da terra armada, com as seguintes características adicionais que nos parecem vantajosas:

- a) a protensão diminui as deformações do maciço para mobilizar a resistência à tração das armações, minimizando o perigo de fissuras no corpo do aterra.
- b) as microancoragens são preensaiadas, eliminando as dúvidas sobre a sua capacidade de carga e calculadas como ancoragens que são.

Como já descrito anteriormente em outros trabalhos (Costa Nunes e Craizer, 1978 e 1979), microancoragem é o conjunto constituído por peças estruturais pré-fabricadas, tirante e dispositivos de fixação; as peças são colocadas estrategicamente no interior do aterro, à medida em que este é construído e são ligadas à interface externa do mesmo pelos tirantes, os quais são aí fixados após protensão (fig. 4). As microancoragens derivam este nome de sua capacidade de carga relativamente pequena (cerca de 30 kN, por exemplo). As já em uso empregam lajetas de concreto armado (colocadas

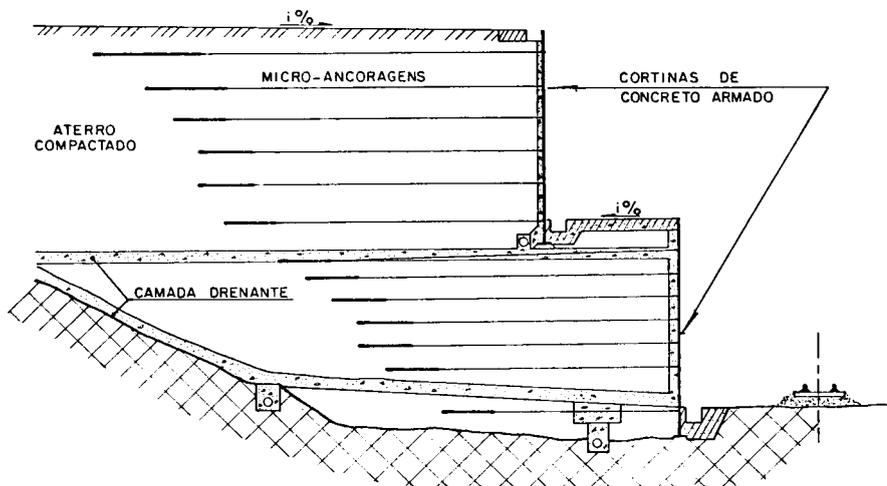


Fig. 4 — Esquema de uma contenção com micro-ancoragem
(Cia. Vale do Rio Doce — Nova Era — MG)

horizontalmente), como peças estruturais e fios de aço, CP 150 RN8, como tirante; esses fios são protegidos da corrosão com pinturas. Tirantes de fibras de vidro, aglutinados por resina epoxi, estão sendo também utilizados (fig. 8). As microancoragens estão sendo empregadas em associação com cortinas de concreto armado, pré-moldadas ou moldadas no local, para a contenção de aterro, o qual fica protendido, após a colocação em tensão e a fixação da microancoragem; as fotos n.º 5 a 10 mostram aspectos de obras recentes.

Mencionaremos brevemente alguns resultados de ensaios realizados durante a construção de um aterro integrante da RJ-116, próximo a Bom Jardim, RJ; no quadro (fig. 11) estão indicadas as características das microancoragens ensaiadas e a fig. 12 mostra seus diagramas cargas-deformações; nesta mesma figura são mostradas, para comparação, os diagramas correspondentes aos deslocamentos elásticos do aço.



Fig. 5 — Colocação de placas de micro-ancoragens sobre um aterro em curso. Note-se que os tirantes são protegidos da corrosão pelo envolvimento em um tubo de plástico, além da proteção por dupla pintura (obra da estrada Litorânea-Natal. Veja-se foto n.º 6).

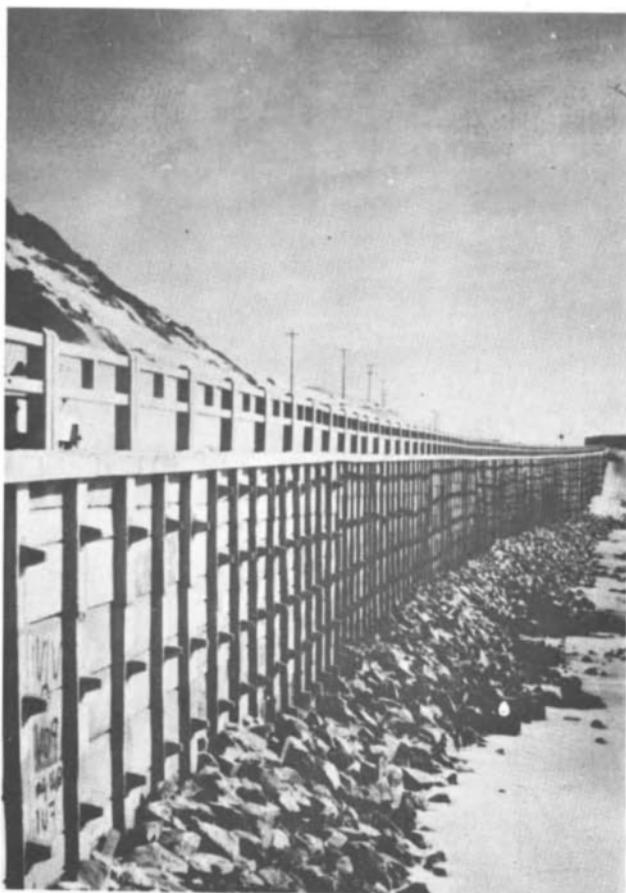


Fig. 6 — Cortina de micro-ancoragens na estrada Litorânea-Natal — Estado do Rio Grande do Norte.



Fig. 7 — Cortina de micro-ancoragens na variante Quintadinha-Bingen, na Rodovia Rio-Petrópolis. A cortina é associada lateralmente, a muros de peso. (Construtora Ferreira Guedes — DNER).

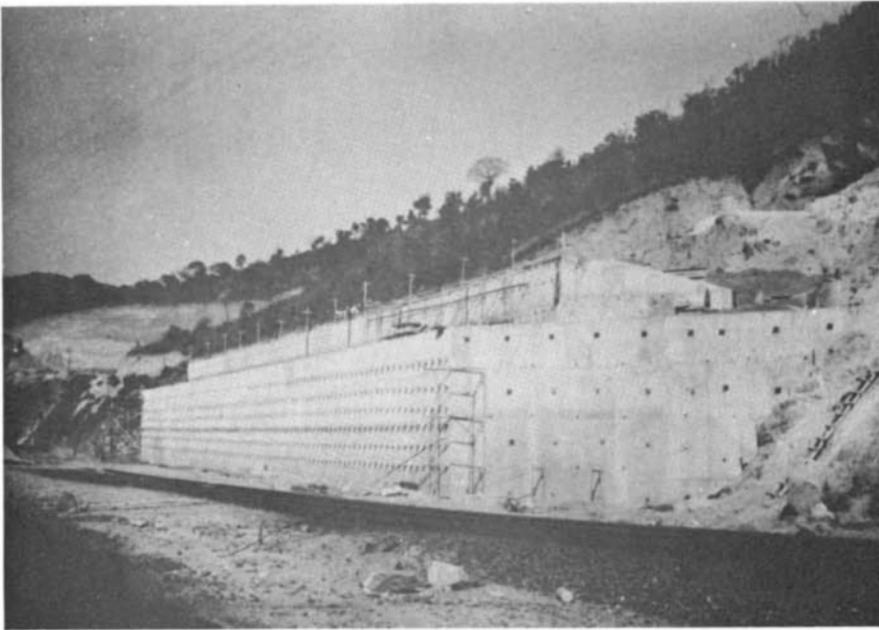


Fig. 8 — Corina dupla de micro-ancoragens na estrada de Ferro Vitória-Minas (Cia. Vale do Rio Doce), próximo a Nova Era, Estado de Minas Gerais.

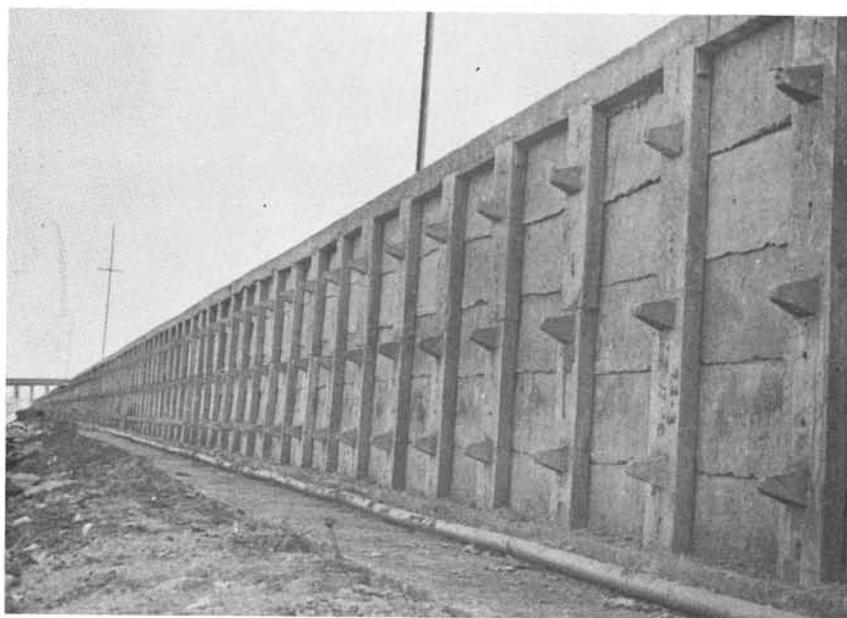


Fig. 9 — Cortina de micro-ancoragens. Pátio da Baduc — RFFSA-RIO. (Construtora Ferreira Guedes S.A.)

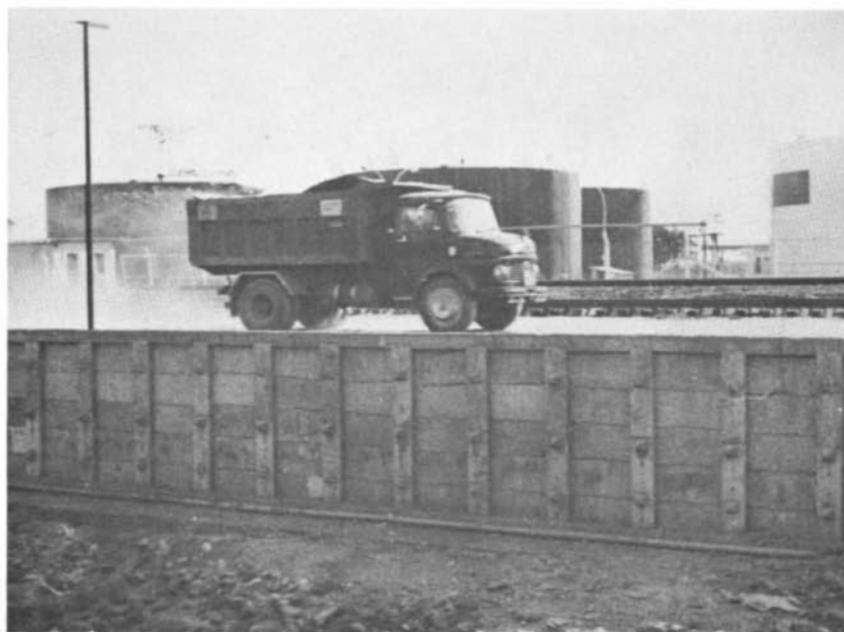


Fig. 10 — Mesma obra da foto 9, observando-se a pista e a linha férrea.

Outros ensaios foram realizados no decorrer de obras, para a RFFSA, de ampliação do pátio ferroviário de Gramacho, RJ. No quadro (fig. 11) estão indicadas as características das microancoragens ensaiadas; na fig. 12 é mostrado o diagrama cargas-deslocamentos totais obtido para a microancoragem n.º 2; para esta e outras microancoragens o carregamento foi realizado em quatro ciclos, o que permitiu o traçado de um diagrama complementar contendo os deslocamentos e os permanentes. A interpretação do diagrama complementar contendo os deslocamentos elásticos e os permanentes. A interpretação do diagrama cargas-deslocamentos elásticos, segundo a NB-565 (1977), conduz ao comprimento livre calculado do tirante, que se compara com o comprimento construído, e à perda de protensão, por atrito, entre o tirante e o aterro; dessa maneira foram encontrados, para a citada microancoragem, o comprimento $l_d = 6,56$ m e a perda da protensão, por atrito, $P_a = 1$ kN.

ATERRO NA RJ-116 (BOM JARDIM, RJ)					ATERRO EM GRAMACHO (R.J)				
LAJOTA Nº	H (m)	n	L (m)	$l = L + 0,5m$ (m)	LAJOTA Nº	H (m)	n	L (m)	$l = L + 0,5m$ (m)
1	1,26	5	8,0	8,5	1	0,96	4	6,0	6,5
2	1,25	4	8,0	8,5	2	0,80	4	6,0	6,5
3	1,17	3	8,0	8,5	3	0,89	4	6,0	6,5
4	0,81	3	7,0	7,5	4	1,00	4	6,0	6,5
5	0,88	1	6,5	7,0	5	1,18	4	6,0	6,5
6	0,78	2	7,0	7,5	6	1,20	4	6,0	6,5
7	0,88	3	7,0	7,5	7	1,23	1	4,5	5,0
					8	1,13	1	4,5	5,0
					9	0,29	4	6,0	6,5
					10	0,34	4	6,0	6,5
					11	0,40	1	4,5	5,0
					12	0,48	1	4,5	5,0
B = 6 cm					B = 8 cm				

QUADRO DE CARACTERÍSTICAS DAS LAJOTAS ENSAIADAS

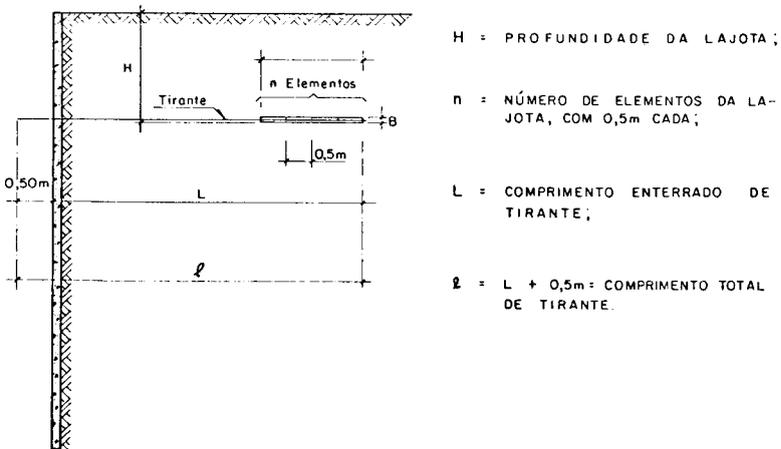


Fig. 11 — Esquema da lajota ensaiada

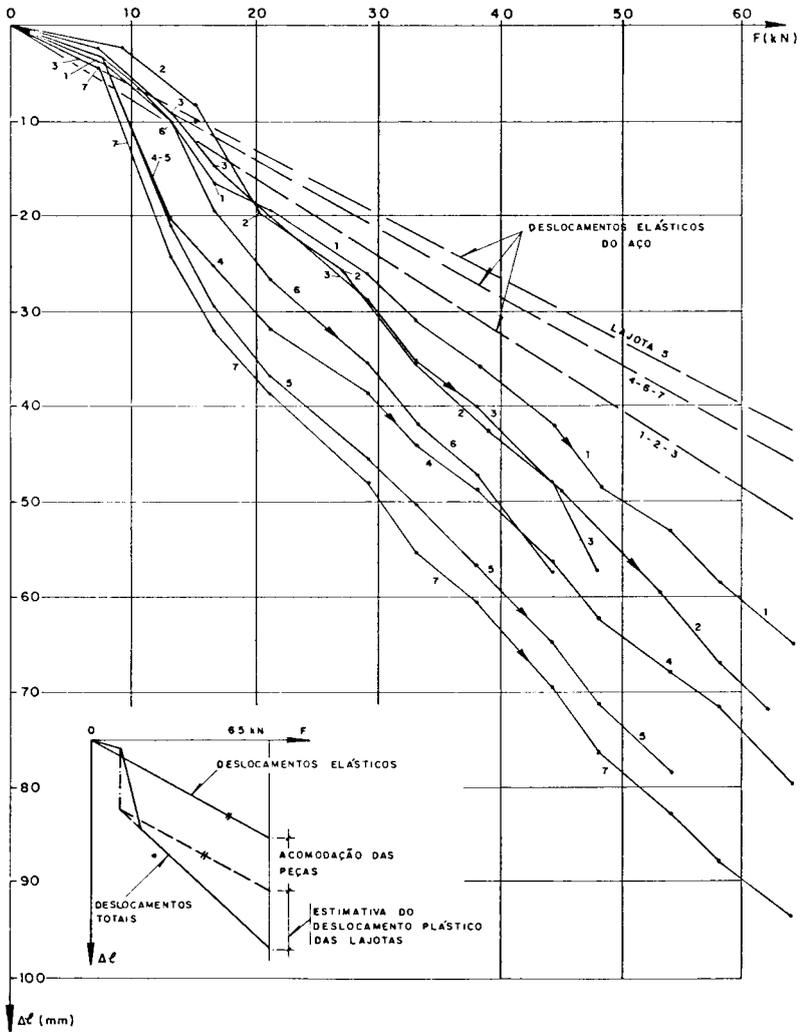


Fig. 12 — Gráficos cargas-deslocamentos totais
Ensaio no aterro da RJ-116

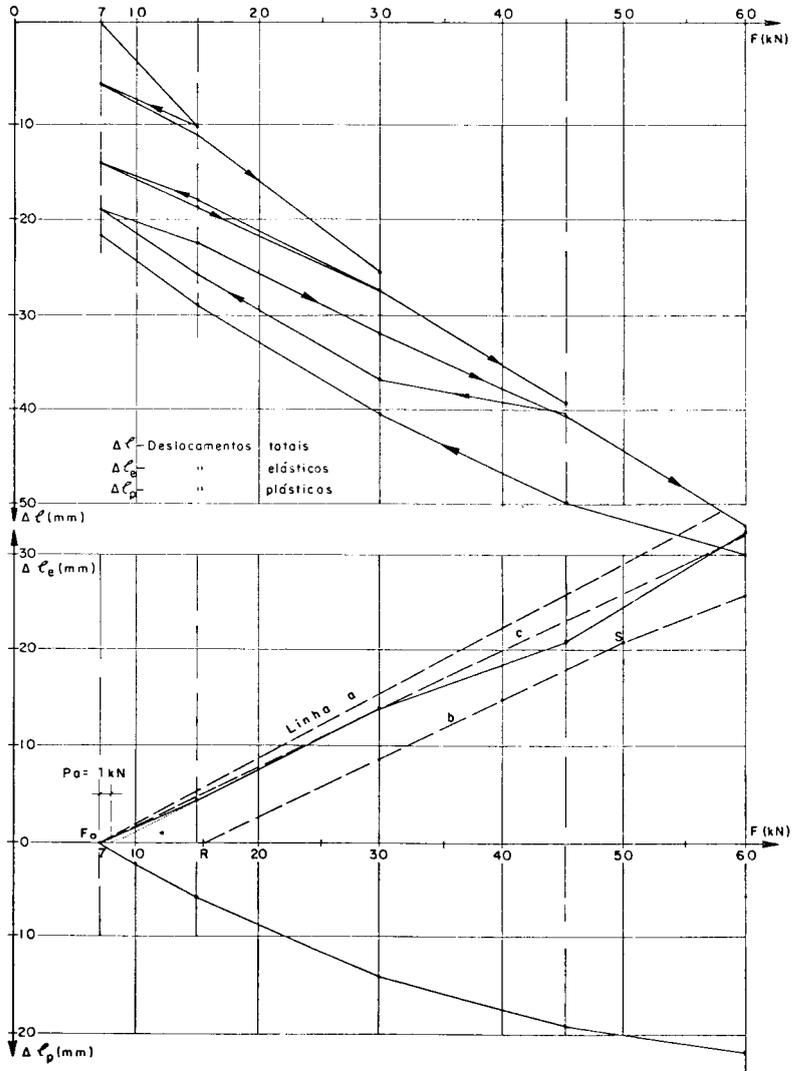


Fig. 13 — Gráficos cargas-deslocamentos
Ensaio em Gramacho, RJ-Lajota 2

FUNDAÇÕES EM TERRENOS CÁRSTICOS

O problema das fundações em terrenos cársticos tem apresentado, em todo o mundo, dificuldades de previsão e de realização.

No que se refere à previsão da localização de vazios no interior do maciço, as dificuldades provêm da heterogeneidade natural da maioria dos terrenos, onde ocorrem rochas solúveis, independentemente da presença de cavernas. (Int. Ass. Eng. Geol. 1973 e 1981).

Essa heterogeneidade, faz com que os métodos indirectos de localização de vazios, tais como o gravimétrico, o sísmico e o de resistividade apresentem indicações com variabilidade natural, sem a ocorrência de vazios, comparáveis às constatadas quando as cavernas existem.

Além disso, as cavernas estão, muito frequentemente, preenchidas por material erodido das camadas superiores do terreno pela circulação de água do maciço, de modo que a variação das propriedades gravimétricas, de propagação de vibrações e de resistividade eléctrica entre o terreno sem cavernas e com elas, se atenuam.

Em decorrência destes factos, os métodos ditos indirectos de localização de vazios são úteis apenas para se suspeitar do carácter cárstico de determinada área de fundação, sendo indispensável as sondagens mecânicas, para se ter uma informação adequada sobre a geotecnia em profundidade.

Constatada a existência de cavernas no interior do terreno de fundação, apresentam-se opções de tratamento do problema, muitas vezes de difícil escolha.

As principais soluções que se apresentam, são as seguintes:

- a) Abandono da área considerada, preferindo-se outra, próxima, ou não, em condições geotécnicas mais favoráveis. Poder-se-ia criar um termo para essa alternativa, chamando-a de "evitação".
- b) Caso a região onde ocorrem vazios seja profunda, de maneira que se tenha uma camada de protecção resistente e não carstificada sob a fundação, os eventuais fenómenos de colapso de cavidades abaixo dessa camada (fig. 14, 15 e 16) não repercutem até o volume do terreno influenciado sensivelmente pelas pressões transmitidas pela fundação.
- c) Na hipótese em que as cavernas se situem em uma faixa horizontal de terreno ultrapassável economicamente por uma fundação profunda, esta pode ser a melhor solução.
- d) Em certos casos, uma fundação profunda pode ser inserida no terreno cárstico, independentemente das cavernas aleatoriamente distribuídas.

Essa possibilidade será tanto mais viável, quando menor a contribuição da resistência de ponta em relação à resistência lateral da fundação profunda, na capacidade de carga global da fundação.

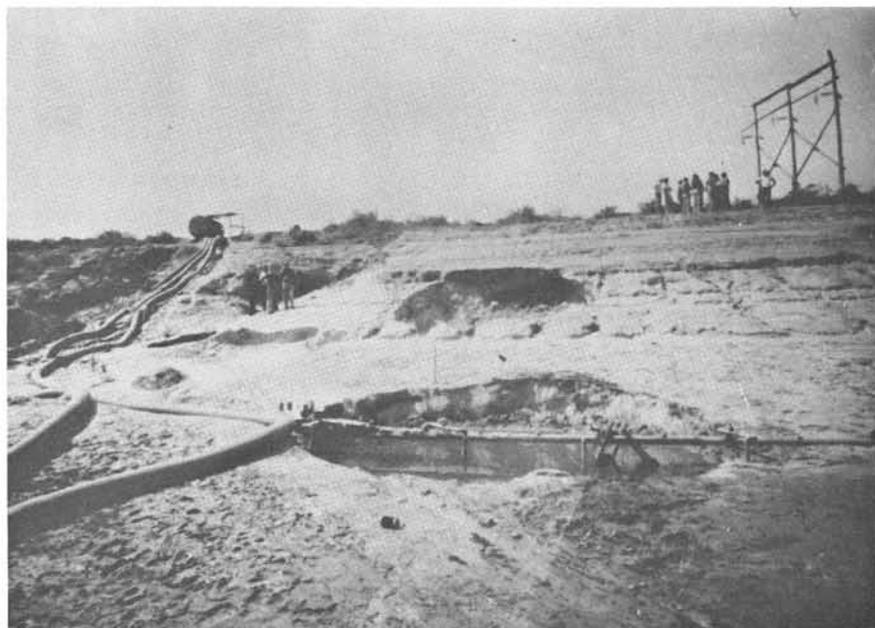


Fig. 14 — Dolinas cársticas no local da construção da Estação de Bombeamento EB-1, do Complexo de Jaíba (CODEVASF).

Tal possibilidade aumenta à medida que o diâmetro da fundação diminui, pois a resistência lateral é função do diâmetro e a de ponta do quadrado do mesmo. Em decorrência desse facto, as estacas de pequeno diâmetro, de preferência injectadas para consolidar o terreno em torno do fuste, são nitidamente preferíveis às fundações profundas de grande diâmetro e, portanto, de grande carga.

Além disso, como a fundação terá de atravessar rocha calcária, muitas vezes de alta resistência, a perfuração de fundações de grande diâmetro é muito mais difícil e exige equipamento mais vultoso do que as "mini-estacas".

- e) Outra solução, consiste em preencher os vazios com injeções, em uma espessura de terreno tratado que projecta a fundação dos efeitos de eventuais colapsos de cavidades abaixo dessa espessura.

Trata-se, assim, de obter, pelo tratamento, a solução que ocorre algumas vezes naturalmente e mencionada na alternativa b).

O Brasil é muito rico em terrenos cársticos, sendo famosas as cavernas da região da Lapa, Laginha e Maquiné, em Minas Gerais, Bom Jesus da Lapa e extensa área da



Fig. 15 — Dolina cárstica na Fábrica de Cimento de Capão Bonito.

bacia do rio São Francisco, em Ubajará no Ceará, em Votorantim, Capão Bonito e Apiaí no Estado de São Paulo e muitas outras.

O assunto tem também interesse em Portugal onde ocorrem terrenos calcários.

Ainda há poucos dias, conversámos com o engenheiro Rui Furtado, da Universidade de Coimbra, sobre fundação em terreno cárstico próximo àquela cidade.

No entanto, curiosamente, os terrenos cársticos encontram-se, no Brasil, em regiões que só tiveram recentemente um certo desenvolvimento, de maneira que as realizações de grandes obras de engenharia nessas regiões são relativamente recentes.

Como obras mais típicas, estudámos e realizámos recentemente as seguintes:

- a) Fundações da Fábrica de Cimento de Votoran em Votorantim.
- b) Fundações da Fábrica de Cimento de Capão Bonito. São Paulo.
- c) Fundações do Complexo de Irrigação de Jaíba em Minas Gerais.

Nesses três grandes complexos, foram usados métodos de preenchimento dos vazios do terreno em uma certa espessura, da ordem de 10 a 15m, formando um "lajão", acima do qual fundações de qualquer tipo pudessem ser assentes mas, predominantemente, fundações directas.

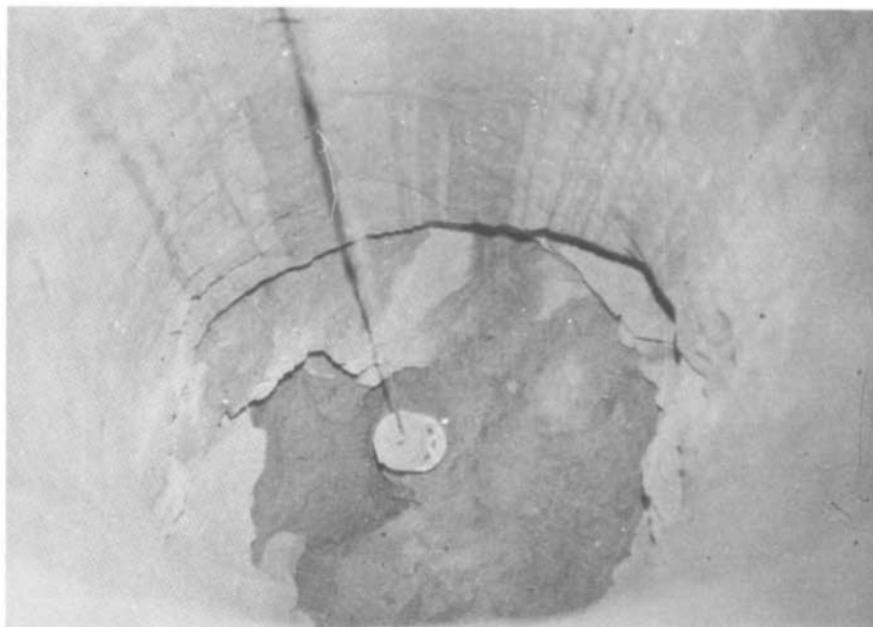


Fig. 16 — Ocorrência de caverna cortando o justo de poço aberto para execução de tubulões de fundação. Fábrica de Cimento de Capão Bonito.

Parte desses trabalhos foram realizados com lavagem prévia do material de erosão compressível, existente na maior parte do volume das cavernas (fig. 17).

Durante a execução deste tipo de tratamento, constatou-se que a injeção consolidava o solo compressível no interior das cavernas, tornando-o apto a resistir às pressões transmitidas pelas fundações e mesmo a pressões da ordem de 1000 kN/m^2 .

Quando possível, esse método de “injeções de compactação” revelou-se muito eficiente e económico.

Na maioria das fundações tratadas por esse processo, o consumo de calda mista de cimento e argila não atingiu 5% do volume do terreno tratado.

Para obter este resultado, foi necessário o desenvolvimento de caldas especiais, chamadas “rigidificáveis e de alto ângulo de atrito”, de maneira que, depositada na caverna, a calda forma um cone e não se perde apreciavelmente para fora da área tratada. Simultaneamente a esse tratamento, tivemos notícias de pesquisas, no mesmo sentido de técnicos franceses (Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, 1979).

Ainda visando minimizar as perdas da calda para fora da área a tratar, as injeções foram feitas da periferia para o centro e com adopção de malha mais larga de



Fig. 17 — Lavagem de material de preenchimento de cavernas cársticas, como providência preliminar ao seu preenchimento por injeções de cimento-argila. Fábrica de Cimento Votoran — Estado de São Paulo.

perfurações para injeção que era diminuída pela intercalação de furos, dependendo da necessidade.

Muito importante na realização desses trabalhos foi a contribuição trazida pelo Prof. Ediberto Monteiro Vasconcelos, da Universidade de Recife.

De longe, a obra mais importante desse tipo que realizámos foi o tratamento das fundações da Estação de Bombeamento EB-1 do complexo de Jaíba, da Companhia do Desenvolvimento do Vale do São Francisco (CODEVASF).

A estação de Bombeamento para $80 \text{ m}^3/\text{seg}$, uma das estruturas mais importantes e seu tipo realizadas no Brasil, tem uma área em planta de 20×80^2 e uma pressão de trabalho de 300 kN/m^2 .

A fundação prevista directa assenta-se na cota 427 e a superfície do terreno situa-se na 443.

O calcário ocorre em torno da cota de fundação, com um horizonte altamente carstificado até à cota 420. Abaixo dessa cota, o calcário apresenta-se compacto em sua massa, mais ainda em ocorrência de cavernas (fig. 18).

CORTE LONGITUDINAL - AB - ESTAÇÃO DE BOMBAMENTO - EB-1

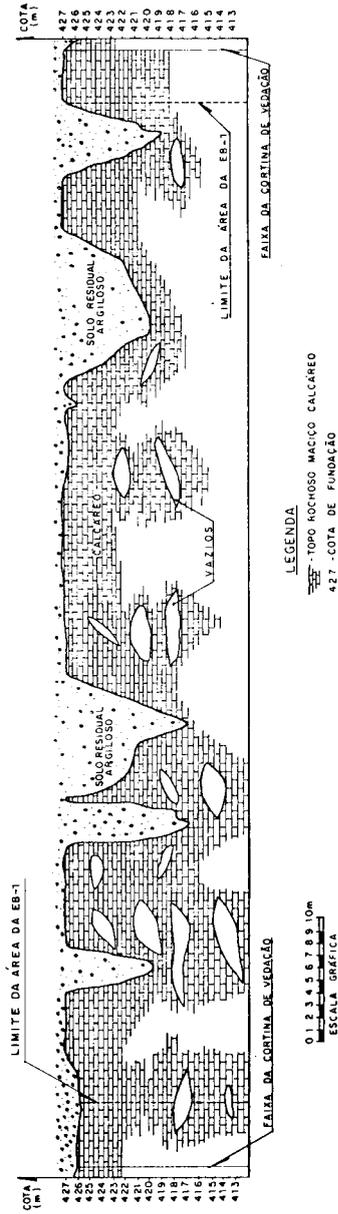
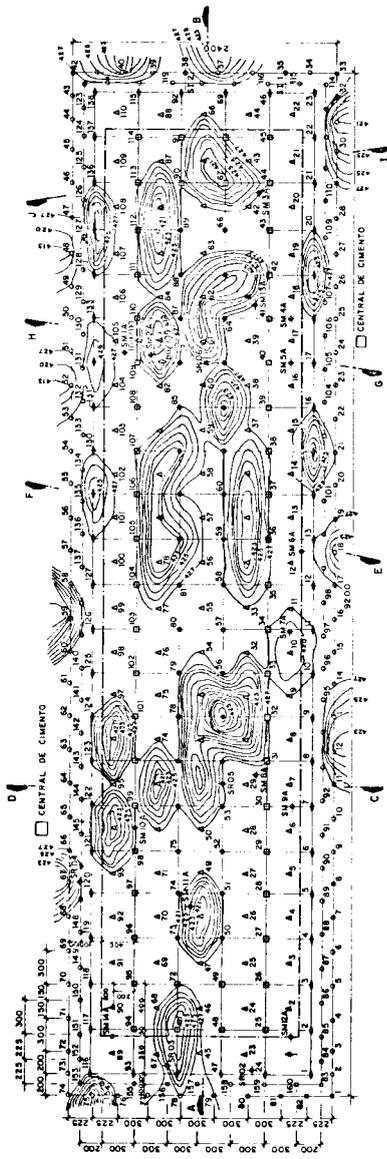


Fig. 18 — Perfil das cavernas da Estação de Bombeamento-EB-1 — Jaíba

PLANTA DO TOPO ROCHOSO NA COTA 427 m



LEGENDA

- FUROS DE 19 ORDEM (160)
- ◻ FUROS DE 29 ORDEM (138)
- △ FUROS DE 39 ORDEM (110)
- TOTAL = 408 FUROS
- ◆ SONDAENS PARA VERIFICAÇÃO
- FURO DE INJEÇÃO PROGRAMADO PELO CONSULTOR
- A B CORTE AB

NOTAS

- 1 - CORTE NA COTA 427 METROS
- 2 - CURVAS DE NÍVEL APROXIMADAS DO TOPO DO CALCAREO

ESCALA GRÁFICA 1:25 0 5 10m

Fig. 19 — Curvas de nível do calcário — Jaíba

A fundação, projectada inicialmente em tubulões escavados mecanicamente e blindados com chapa para atravessar os trechos de cavernas, revelou-se de custo muito elevado e sem garantia de que não ocorressem cavernas logo abaixo da extremidade dos tubulões.

Nós sugerimos, seja utilizar o tratamento do terreno por injeções com caldas rigidificáveis de alto ângulo de atrito (solução tipo *e* acima), seja com pressoancoras de carga moderada, da ordem de 50t, resistindo pelo cisalhamento lateral (solução tipo *d*).

Como a solução de tratamento do terreno era muito combatida por alguns consultores eminentes, principalmente pela alegação de que o consumo de cimento seria enorme e incontrolável, a CODEVASF, por nossa sugestão, resolveu realizar o tratamento de uma área de $10 \times 10 \text{m}^2$ (cerca de 16 vezes menor do que a área da Estação) cuja locação foi escolhida justamente na região onde as sondagens indicavam uma carstificação mais intensa.

A fig. 19 mostra a complexidade da estrutura rochosa.



Fig. 20 — Caixa de testemunhos de sondagem ratotiva executada através de terreno cárstico tratado por injeções de cimento e cimento-argila. Os testemunhos claros são de calcário e os escuros de cimento. Note-se o contato íntimo entre o calcário e o cimento, observando-se uma zona de "soldagem" esbranquiçada (flexas).

A calda rigidificável de cimento argila foi objecto de ensaios de laboratório e de campo, concluindo-se por uma composição que apresentava um consumo de cimento de apenas 36% em peso da calda pronta e uma resistência em corpos de prova cilíndricos superior a 1500 kN/m² a 7 dias.

O tratamento da área experimental demonstrou o tratamento satisfatório, comprovado por sondagens mistas, e a correcção dos consumos previstos (foto 20).

A CODEVASF decidiu, pois, realizar o tratamento da totalidade da área de fundação, o que foi feito, com óptimos resultados e consumo de calda em até 30% inferiores aos previstos, o que era de esperar, pois a área de ensaio em que se basearam as previsões era, como se disse, mais desfavorável que a situação média em toda a área.

A estrutura maciça da Estação de Bombeamento está ligada a estruturas mais

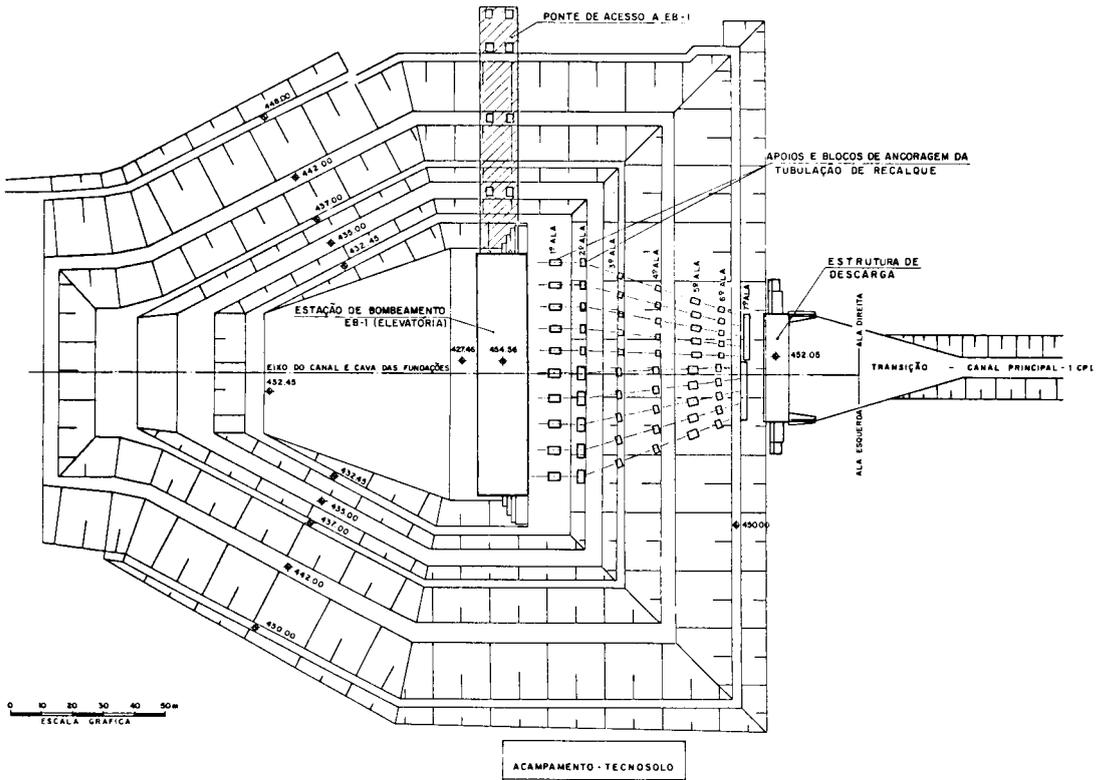


Fig. 21 — Conjunto de estruturas em torno da Estação de Bombeamento-EB-1 — Jaíba (Planta)

leves, compreendendo a ponte de acesso, a estrutura de descarga e os blocos de apoio da tubulação, todas situadas sobre terreno cárstico (fig. 21).

Para essas estruturas, foi projectada uma fundação em pressoancoragens, permitindo um tratamento localizado das cavernas situadas em torno das mini-estacas injectadas e até 10m de profundidade abaixo das pontas de pressoancoragens.

A fundação da ponte de acesso já foi executada por esse processo, com pleno êxito, enquanto a das demais estruturas está actualmente em execução.

RECUPERAÇÃO DE ESTRADAS ATINGIDAS POR CHUVAS MUITO INTENSAS, CASO RODOVIA RIO-TERESÓPOLIS

A primeira grande obra em ancoragens e também a primeira aplicação a estradas foi executada em fins de 1958 na Rodovia Rio-Teresópolis, que viria a ser terminada em 1959.

Sobre o assunto, foi publicado um trabalho (Costa Nunes, A. J.; Velloso, Dirceu.; e Sarto Fernando, 1960), cujo ano de publicação coincide com possivelmente a primeira publicação na Alemanha (Bauer, 1960).



Fig. 22 — Erosões características provocadas nas encostas por chuvas excepcionais. Serra das Araras — Estado do Rio de Janeiro — 1967

Não nos deteremos sobre a técnica de ancoragens utilizada na recuperação de estradas, que foi objecto de um curso que tivemos oportunidade de ministrar no LNEC em 1967, quando o assunto ainda era relativamente novo. Recentemente o Laboratório Nacional de Engenharia Civil desenvolveu muito criativamente o assunto, inclusive com importante contribuição de António Pinelo.

Essa técnica de ancoragens em solo, como se sabe, foi iniciada no Brasil em fins de 1957, e na Alemanha praticamente na mesma época, pois Jellinek e Ostermeyer mencionam que a primeira obra desse tipo naquele país foi realizada em Maio de 1958 na cava de fundações do Edifício do Rádio de Munique (Jellinek e Ostermeyer, 1966).



*Fig. 23 — Erosão, na encosta de vegetação fechada, por chuvas excepcionais
— Rodovia Rio-Teresópolis — km 91 — Estado do Rio de Janeiro — 1981.*

Curiosamente, nesta mesma estrada Rio-Teresópolis, viria a ocorrer, a 2 de Dezembro de 1981, com uma chuva de período de recorrência da ordem de 900 anos, danos muito intensivos devidos a escorregamentos de taludes por erosão violenta, com numerosos veículos acidentados e, ao que se tem notícia, 14 mortos.

Essa chuva apresentou as características que já se haviam observado em outras ocorrências brasileiras que mencionarei:

- a) período de recorrência muito longo, maior do que 500 anos, com precipitações da ordem de 500 mm/hora e maiores.
- b) área de incidência reduzida. No caso da Rio-Teresópolis, a largura da faixa de estrada mais atingida foi da ordem de 3 km (cerca do km 91 ao km 94) (fig. 28).
- c) formação de superfícies de escorregamentos múltiplos, frequentemente de forma aproximadamente triangular (veja-se fotos n.ºs 20, 21, 22, 23, 24 e 25), imitando a morfologia de avalanches.

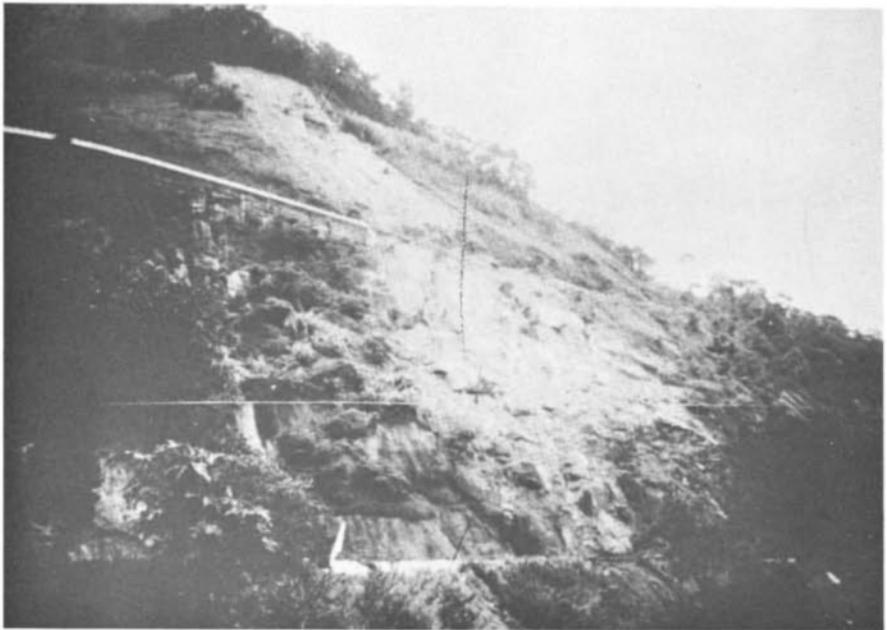


Fig. 24 — Escorregamento de avalanche que destruiu em 3 trechos a Rodovia Rio-Teresópolis, iniciando-se próximo ao km 93 e atingindo o Posto do Garrafão (1981).

- d) formação de uma torrente de enxurro, na parte de jusante da encosta, capaz de arrastar veículos de grande porte tais como ônibus e máquinas de movimento de terras (fotos 26 e 27).

Essa ocorrência não deve ser confundida com os fenômenos de chuvas prolongadas mas menos intensas, em que os escorregamentos acontecem mais por erosão do pé do talude, descalçando a cunha do terreno e nos quais as pressões neutras têm importância muito grande (Le Rochelle e Marsal, 1981).

Autores brasileiros tais como Vargas (1966), Barata (1969), Guidicini (1977), Costa Nunes (1969), Costa Nunes, Couto Fonseca, Ana Margarida, Roy Hunt (1979), e estrangeiro Jones Fred (1973), têm descrito o fenômeno.

Recentemente, Lambe, Marr e Silva (1981) trataram do problema de risco, mais especialmente no caso de barragens, mas sem consideração detida do desempenho do talude sob chuvas excepcionais.

É relevante notar que na rodovia Rio-Teresópolis, os acidentes ocorrem em locais em que não haviam sido executadas estruturas de retenção durante a construção, em 1958-1959, e que a estrada, como um todo, teve um desempenho satisfatório entre 1959 e 1981, isto é, por cerca de 22 anos.



Fig. 25 — Destruição da pista da Rodovia Rio-Teresópolis pela erosão provocada por chuvas excepcionais (1981).

Também em fins de 1981 e princípios de 1982, ocorrem numerosos escorregamentos do tipo de erosão intensa, e na Rio-Santos, onde as causas e a morfologia dos escorregamentos foram muito variados (fig. 28, 29 e 30).

Fizemos parte da Comissão de Consultores nomeada pelo DNER para vistoriar as ocorrências e orientar a recuperação, também integrada pelos engenheiros Carlos Augusto Brandão, Willy Lacerda e Paulo Huet Machado.

A empresa Tecnosolo foi encarregada dos projectos de contenção, a exemplo do que já ocorrera na Serra das Araras, na Rodovia de Contorno de Ouro Preto e na Curitiba-Paranaguá.

OUTROS CASOS BRASILEIROS ESTUDADOS

No Brasil foram estudados, principalmente, as seguintes ocorrências de escorregamentos por chuvas excepcionais:

- Morros de Santos — Março 1928-1947-1956.
- Sul de Minas — Dez. 1948.



Fig. 26 — Veículos destruídos pelas avalanches provocadas por chuvas excepcionais na Rodovia Rio-Teresópolis e posteriormente resgatados (1981).

- Grande Rio e Cidades Serranas vizinhas — Jan. 1966 e Fev. 1967.
- Serra das Araras — Jan. 1967.
- Serra da Caraguatatuba — Fev. 1967.
- Tubarão SC — Março 1974.
- Serra de Maranguape — CE — Abril 1974 e 1976.
- Ouro Preto e Monlevade — MG. — Março 1980.
- Estradas Rio-Teresópolis, Rio-Petrópolis e Rio-Santos — Dez. 1982.

As ocorrências mais estudadas foram as da Serra das Araras e Grande Rio, inclusive com importante trabalho de Fred Jones (1970) e ainda publicações do Ministério da Educação (UFRJ) (1967); Conselho Nacional de Pesquisas (1967), Sursan (1966) e Clube de Engenharia (1967).

Sobre ocorrências de certo vulto em Salvador (BA) existe trabalho editado pelo CONFEA, CREA-BA e Clube de Engenharia da Bahia (Schwab Menezes e colaboradores, 1978).

Guidicini e Iwasa (1977) apresentam valioso trabalho propondo critérios de risco de tais ocorrências.



Fig. 27 — Veículos arrastados pelo enxurro provocado por deslizamentos causados por chuvas excepcionais. Serra das Araras. Estado do Rio de Janeiro — 1967 (Foto DNER).

BR-116/RJ - RIO-TERESÓPOLIS
 OBRAS DE EMERGÊNCIA

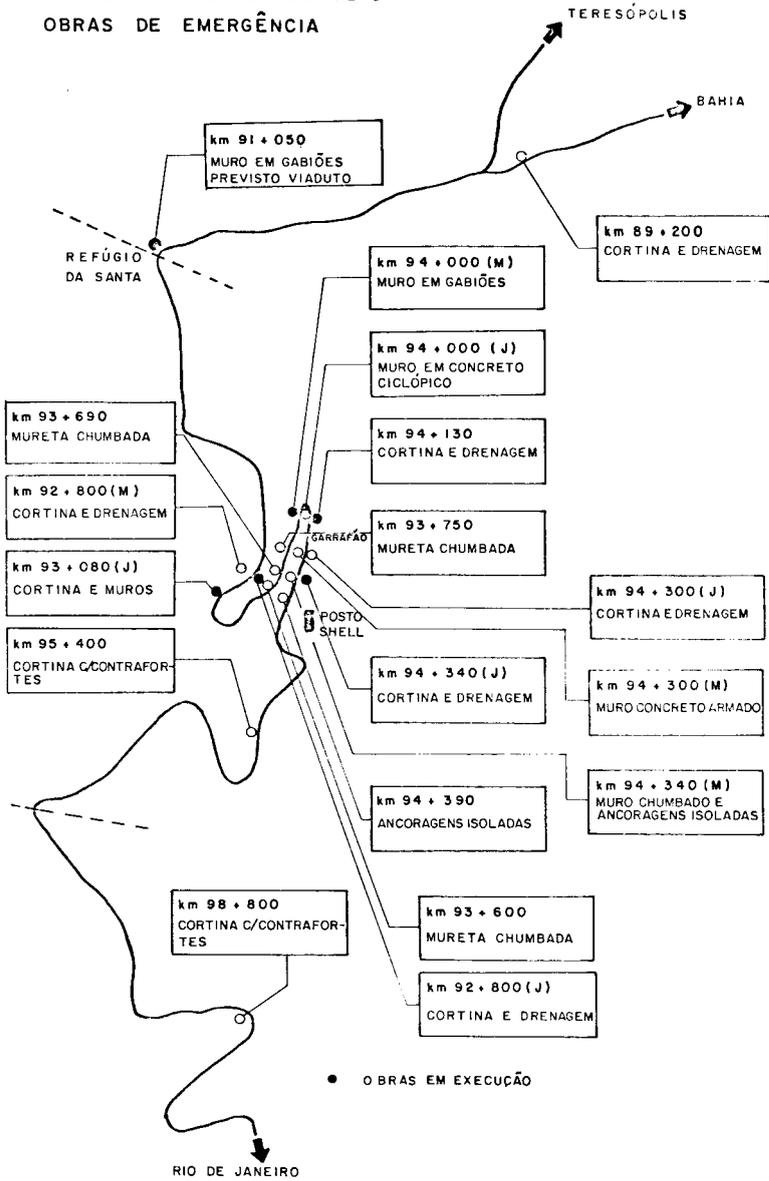


Fig. 28 — Rio-Teresópolis

BR-040/RJ - PEDÁGIO - AREAL
 OBRAS DE EMERGÊNCIA

1ª PARTE

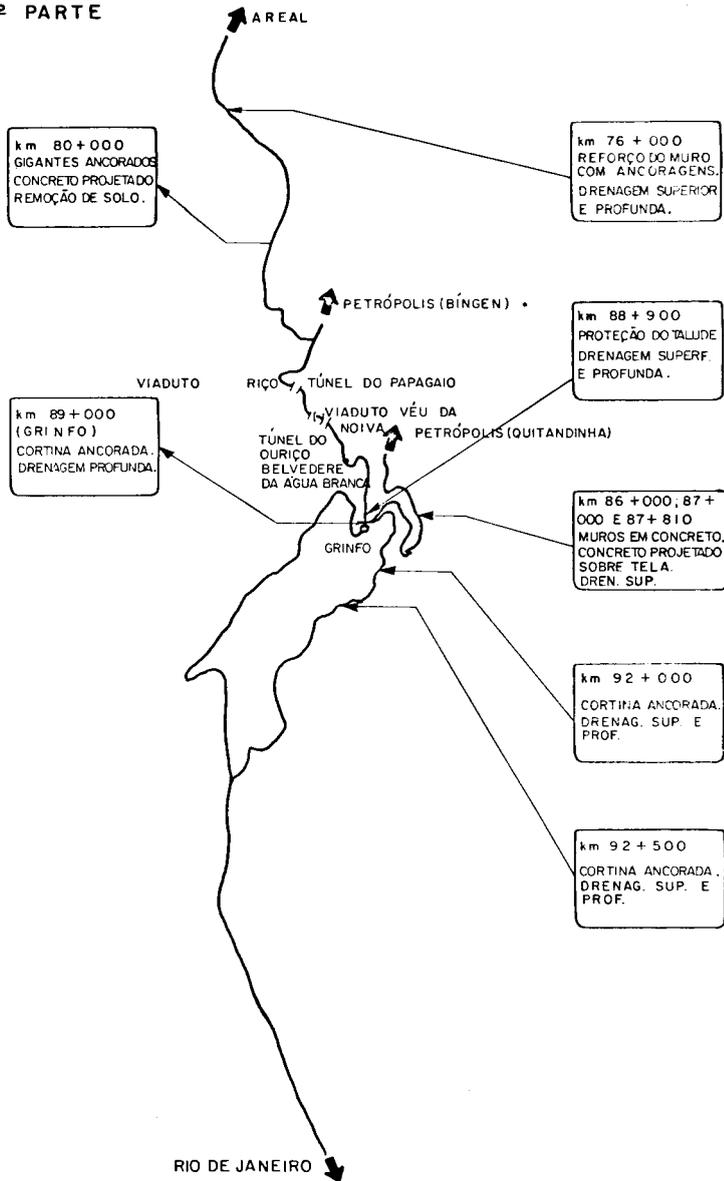


Fig. 29 — Rio-Petrópolis

BR-101/RJ - ITAGUAÍ - DIVISA RJ/SP
 OBRAS DE EMERGÊNCIA

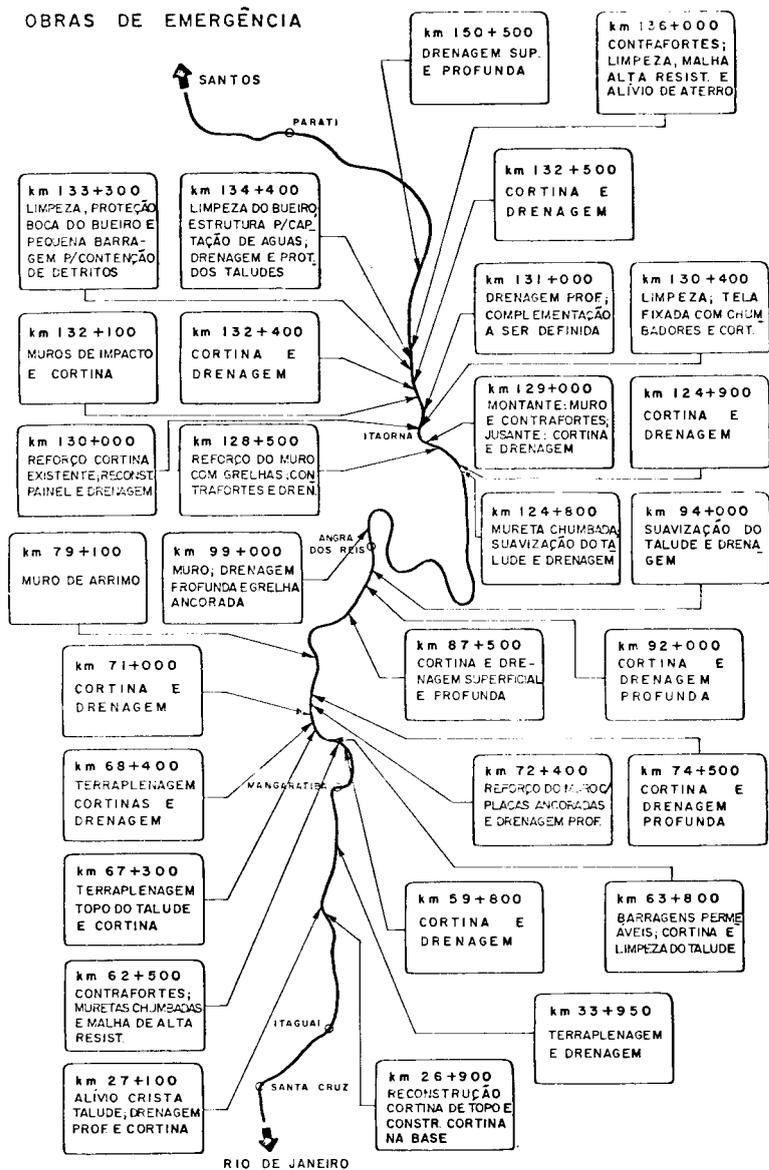


Fig. 30 — Rio-Santos

CARACTERÍSTICAS DAS CHUVAS DESTRUTIVAS

Têm sido propostos critérios que levam em conta os seguintes factores:

- a) Valor absoluto da precipitação do evento.

O Prof. Milton Vargas (1971) propõe o índice de mais de 50mm/hora, como deflagrador do fenómeno.

Ramaswamy, S.D. e Aziz (1980) (Singapura) sugerem 30mm/hora e 100 a 200 mm/dia.

Durante as obras de recuperação da Rio-Teresópolis, foi proposto pela Comissão de Consultores já mencionada, o índice de 10mm/15 minutos, como aquele que deveria conduzir à interdição de estradas, promovendo-se uma inspecção, uma vez amainada a chuva, para permitir a reabertura da estrada.

- b) Valor da precipitação anterior ao evento.

Guidicini e Iwasa, em seu trabalho citado (1977), propõe 3 índices relativos de risco:

$$C_c = \frac{\text{precipitação anterior}}{\text{precipitação anual}}$$

$$C_e = \frac{\text{precipitação no evento}}{\text{precipitação anual}}$$

$$F_f = \text{factor final} = C_c + C_e$$

Um outro critério, que apresentou excepcional correlação com os escorregamentos em Hong-Kong, é a medição do grau de saturação de amostras do terreno.

Deve-se notar que o Brasil não se tinha dedicado ao estudo da erosão, base do tratamento do fenómeno em causa, com o afincamento que a importância do assunto tem para o país, face às suas características climáticas, geológicas e topográficas.

Muito importante são os trabalhos do LNEC, em particular de Úlpio Nascimento sobre o assunto.

Recentemente, tem havido no Brasil um desenvolvimento de pesquisas sobre o assunto em particular do IPR, com Seminário já realizado pela ABGE. (1981).

ASPECTOS ECONÓMICOS, ESTATÍSTICOS E DECISÓRIOS

Têm sido utilizados para prevenção de escorregamentos e para correcção dos ocorridos, principalmente as seguintes técnicas:

Medidas de segurança permanentes

- *Taludamento ou suavização.*
- *Drenagem Superficial.*
- *Drenagem Profunda.*
- *Protecção superficial (especialmente vegetação).*
- *Estruturas de contenção. Estruturas ancoradas e Terreno reforçado (armado e protendido).*
- *Estacas e diafragmas.*

Costa Nunes e colaboradores, 1982, e Hutchinson, 1877.

Medidas de emergência

Interdição da Estrada

Face ao custo das medidas de segurança permanentes, elas só são economicamente suportáveis quando se destinam a resistir a chuvas de período de recorrência baixo, ou risco alto, de acordo com o critério de Janbu (1980), que propõe para probabilidade de rotura a expressão:

$p_r = 10^{-r}$ em que r é o factor de risco.

Tem-se:

$r < 3$ alto risco

$r = 3$ risco moderado

$r > 3$ risco baixo

Para chuvas de período de recorrência maiores do que 500 anos ($r \sim 2,5$) é nossa opinião que não é economicamente viável proteger a totalidade das estradas para esses fenómenos.

Neste caso a interdição da estrada quando as chuvas ultrapassarem índices da ordem dos indicados é o que se impõe (Costa Nunes, A. J. e Seixas Ferreira, Magdala, 1971).

As cartas de risco, que cumpre desenvolver, definirão as áreas a vigiar.

Tipos de recuperação adoptados no Rio-Teresópolis

Na Rio-Teresópolis foram consideradas as soluções que se vêm revelando como as mais convenientes desde os trabalhos da Serra das Araras (1967), isto é, no último quarto de século:

- Conformação do talude
- Drenagem superficial
- Drenagem profunda
- Estruturas de contenção com ancoragens protendidas ou passivas
- Estruturas de impacto
- Encoramento e gabiões
- Terra armada e terra protendida, sendo usadas a conformação, a drenagem, as estruturas de contenção e impacto e enrocamentos e gabiões.

No caso de estabilização de escorregamentos ainda em curso ou iminentes, o método que apresenta maior segurança durante a execução e mais económico a partir de uma altura variável com as condições locais e de mercado, mas da ordem de 6 m, é, segundo a experiência de pesquisa brasileiras, a estrutura ancorada (Dantas, Haroldo Stuart, 1967).

No caso de escorregamentos ainda em desenvolvimento, o uso de ancoragens permite a construção da cortina de cima para baixo, em submuramento (processo brasileiro), o que oferece a indispensável segurança dos operários.

No entanto, a experiência tem mostrado que essas estruturas, muito embora drenadas, devem ser calculadas com uma pressão neutra que, tentativamente, deve ser da ordem de 0,50 da altura da água.

Já são bem conhecidos os casos de insucessos desse tipo de estrutura de contenção (Costa Nunes, 1976).

As causas de um grande número de acidentes dessas estruturas, se concentram na falta de drenagem e consideração insuficiente das pressões de água (estabilidade interna) e da não observação adequada da estabilidade do terreno abaixo da estrutura (estabilidade externa) (problema de rotura geral).

CONCLUSÃO

Estou convencido que a dedicação ao trabalho e o espírito de inovação que tem sido características do LNEC, são os factores mais importantes para o progresso das actividades humanas em todos os ramos, especialmente na engenharia civil que tem sido mais tradicionalista do que a maioria das modalidades de engenharia.

Reitero os meus agradecimentos a todos os que contribuíram para esta aula e apresento minhas felicitações aos detentores dos Prémios de Investigação Manuel Rocha.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA (1981) — Simpósio sobre controle de erosão. São Paulo.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) (1977) — Estruturas ancoradas no terreno. NB-565 — Rio de Janeiro.
- BARATA, Fernando Emmanuel (1969) — Landslides in the tropical region of Rio de Janeiro. Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, México, v. 2.
- BAUER, K. (1960) — Injektionszuganker in nichtbindigen Böden. Bau und Bauindustrie (16):520-522.
- BAZYNSKI, J. (1977) — Studies of the Landslide Area and Slope Stability Forecast. Bulletin of the Int. Association of Eng. Geology. pp. 77/80. Symposium Landslides and other Mass Movements — Praha.
- CERQUEIRA, Cesar A. G. (1972a) — Estabilização de Taludes com Ancoragens. Tópicos de Geomecânica n.º 7 — Tecnosolo S. A. — Rio de Janeiro.
- CERQUEIRA, Cesar A. G. (1972b) — Aproveitamento de Terrenos Acidentados com cortinas ancoradas. I EXPO-ENCO — São Paulo.
- CONSELHO NACIONAL DE PESQUISAS — CNPQ (1967) — Os movimentos de encosta no Estado da Guanabara e regiões circunvizinhas. Relatório da Comissão de Especialistas. Rio de Janeiro.
- COSTA NUNES, A. J.; SARTO, Fernando e VELLOSO, D. A. (1960) — A consolidação de taludes rochosos por meio de chumbadores. Revista do Clube de Engenharia de Juiz de Fora.
- COSTA NUNES, A. J. da (1966a) — Estabilização de encostas em rodovias. 2.º Simpósio do Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Rio de Janeiro, IPR.
- COSTA NUNES, A. J. (1966b) — Slope stabilization. Improvements in the techniques of prestressed anchorages in rocks and soils. 1st Congress of the International Society of Rock Mechanics. Lisboa, v. 2 pp. 141-146.
- COSTA NUNES, A. J. and SERAFIM, J. Laginha (1966) — Studies of dams foundations under a residual cover. 1st Congress of the International Society of Rock Mechanics. Lisboa, v. 2 pp. 639-44.
- COSTA NUNES, A. J. da (1969a) — Landslides in soils of decomposed rock due to intense rainstorms. Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. México.
- COSTA NUNES, A. J. (1969b) — Deslizamentos generalizados nas encostas de solos residuais e colúviais devidos a chuvas intensas. 2.ªs Jornadas de Engenharia e Arquitectura do Ultramar. Comunicação. Luanda, Laboratório de Engenharia de Angola.
- COSTA NUNES, A. J. da; e FERREIRA, Magdala Seixas (1971) — Panorama dos problemas de encostas em estradas. 3.ªs Jornadas Luso-Brasileiras de Engenharia Civil. Tema Português IV-7. Luanda, Lourenço Marques, LNEC.

- COSTA NUNES, A. J. da (1971) — Fatores geomorfológicos e climáticos na estabilidade de taludes de estradas. *Revista Latinoamericana de Geotecnia* (3). Out/Dez. Caracas.
- COSTA NUNES, A. J. da (1974a) — Tied-back walls. Discussion. Conference on Analysis and Design in Geotechnical Engineering. Austin, v. 2, pp. 146-48.
- COSTA NUNES, A. J. da (1974b) — Estabilidade de taludes — rocha e solo. Relatório geral. Tema 3. 5.º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. São Paulo, v. 3, pp. 97-119.
- COSTA NUNES, A. J. da; DRINGENBERG, G. E.; VIEIRA DIAS, Paulo H. (1975) — Protensão no terreno e suas perspectivas em geomecânica. V Cong. Panam. de Mec. de Suelos e Ingenieria de Fundaciones. Buenos Aires, v. 3, pp. 295-305.
- COSTA NUNES, A. J. da (1975) — Acidentes em estruturas de arrimo. *Estrutura* 17(72): Tópicos de Geomecânica n.º 21.
- COSTA NUNES, A. J. da; SILVA FILHO, Breno C.; e VASCONCELOS, Ediberto M. (1976) — Problemas de fundações em terrenos metamórficos cársticos. 1.º Cong. da Associação Brasileira de Geologia de Engenharia — RJ.
- COSTA NUNES, A. J. da; e CRAIZER, Waldemar (1978) — Micro-Ancoragens. 1.º Sem. Reg. Mec. Solos Eng. Fund. Salvador.
- COSTA NUNES, A. J. da; e DRINGENBERG, G. E. (1979) — Estabilidade de Estacas Esbeltas, principalmente Presso-Ancoragens. Sixth Panam. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Lima — V.II.
- COSTA NUNES, A. J. da; DRINGENBERG, G. E.; e MOTTA, Marilene Costa (1979) — Ancoragens protendidas para evitar recalques excessivos. VI Cong. Panam. de Mec. de Suelos e Ingenieria de Fundaciones. Lima.
- COSTA NUNES, A. J. da (1979) — Foundations on expansive rocks in Brasil. 4th Congress International Society for Rock Mechanics. Montreux.
- COSTA NUNES, A. J. da; COUTO FONSECA, A. M. M. C.; HUNT, R. E. (1979) — Landslides of Brazil. *Developments in Geotechnical Engineering* Edited by B. Voight, 14B Amsterdam, Elsevier.
- COSTA NUNES, A. J. da; e CRAIZER, Waldemar (1979) — Micro-Ancoragens. Anais do VI Congresso Panamericano de Mec. dos Solos e Engenharia de Fundações. Lima — Peru.
- COSTA NUNES, A. J. da; FERNANDES, C. E. de M.; LIMA, A. (1982) — Stabilization of dam abutments. Brazilian case histories. XIV International Congress on Large Dams. v. II. Rio de Janeiro — Brasil.
- CRAIZER, Waldemar (1981) — Micro-Ancoragens. Tese para obtenção do grau de mestre em ciências. COPPE/UFRJ — Fevereiro — Rio de Janeiro.
- DANTAS, Haroldo Stewart (1967a) — Estudo comparativo de custo de estruturas de arrimo. 3.º Simposio sobre pesquisas rdoviárias. Rio de Janeiro, IPR.
- DANTAS, Haroldo Stewart (1967b) — Obras de estabilização da encosta de Laranjeiras. *Revista de Engenharia do Estado da Guanabara*, 34(1-4): 22-33. Rio de Janeiro, Secretaria de Obras Públicas.

- DATYE, K. R. and NAGARAJU, S. S. (1980) — Flexible Piles for Landslides Control. — Int. Symposium on Landslides — v. I. pp. 437/441 — New Delhi.
- DELAUNAY, J.; HUMBERT, M. and VOGT, J. (1977) — National Index of Earth Movements in France. Application to the Investigation of Risks in the Province of Touraine. Bulletin of the Int. Association of Eng. Geology. pp. 23/25. Symposium Landslides and other Mass Movements — Praha.
- FLIMMEL, I. (1977) — Horizontal Drainage Borings and Cast-In-Situ Piles Walls as Stabilization Treatments of Landslides in Sedimentary Rocks. Bulletin of the Int. Association of Eng. Geology. pp. 168/170.
- FUJITA, H. (1977) — Influence of Water Level Fluctuations in a Reservoir in Slope Stability. Bulletin of the Int. Association of Eng. Geology. pp. 170/173. Symposium Landslides and other Mass Movements — Praha.
- GUIDICINI, G. and IWASA, O. Y. (1977) — Tentative correlation between Rainfall and Landslides in a Humid Tropical Environment. Bulletin of the Int. Association of Eng. Geology. pp. 13/20. Symposium and other Mass Movements — Praha.
- HOBST, Leonard (1964) — Increasing dam stability by prestressing the soil foundation. Eight International Congress on Large Dams 1:747 — Edinburgh, ICOLD, CIGB.
- HUMBERT, M. (1977) — Risk-Mapping of Areas Exposed to Movements of Soil and Subsoil-French "Zermos" Maps. Bulletin of the Int. Association of Eng. Geology. pp. 80/82. Symposium Landslides and other Mass Movements — Praha.
- HUTCHINSON, J. N. (1977) — Assessment of the Effectiveness of Corrective Measures in Relation to Geological Conditions and Types of Slope Movements. Bulletin of the Int. Association of Eng. Geology. pp. 131/155. Symposium Landslides and other Mass Movements — Praha.
- INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS (1979) — Recommendations sur le Traitement des Cavités Souterraines et Notamment des Carrières. (C. S. 78). Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics.
- INT. ASS. ENGIN. GEOLOGY (1973) — Symposium — Sink-holes and Subsidence. Honnover, Deutsche Gesellschaft für Erd-Und Grundbau.
- INT. ASS. ENGIN. GEOLOGY (1981) — Symposium sur les problèmes géotechniques des constructions sur des roches solubles. Istanbul. Bull. of the Int. Ass. Eng. Geology N.º 24 dec.
- JENBU, N. (1980) — Critical Evaluation of the Approaches to Stability Analysis of Landslides and Other Mass Movements. Int. Symposium on Landslides — v. II — pp. 109/128. New Delhi.
- JELLINEK, R. und OSTERMAYER, H. (1966) — Vernakerungen von Baugrubenumschliesungen. Vorträge der Baugrundtagung in München: 271-310. Essen, Deutschen Gesellschaft für Erd und Grundbau.
- JELLINEK, R. und OSTERMAYER, H. (1976) — Verprebanker in Böden. Bauingenieur, 51, pp. 109/18.
- JONES, Fred (1967) — Landslides and stability problems of Rio de Janeiro and Serra das Araras Landslides Disaster. Conferência. Rio de Janeiro, Clube de Engenharia.

- JONES, Fred (1973) — Landslides of Rio de Janeiro and the Serra das Araras. Escarpment Brasil. Geological Survey Professional Paper. Washington, United States Printing Office.
- LA ROCHELLE, P. and MARSAL, R. J. (1981) — Slope Stability — General Report (Preliminary) Tenth International Conference — pp. 141/61. International Society for Soil Mech. and Found. Engineering. Stockholm.
- LAMBE, T. William; MARR, W. A.; and SILVA, Francisco (1981) — Safety of a Constructed Facility. Geotechnical Aspects Journ. Geot. Eng. Div. ASCE. v. 107-March.
- MENCL, V. (1977) — Modern Methods Used in the Study of Mass Movements. Bulletin of the Int. Association of Eng. Geology. pp. 185/193. Symposium Landslides and other Mass Movements — Praha.
- MEYERHOF, C. G. (1959) — The design of Franki piles with special reference to group's in sands. Symposium on the Design on Pile Foundations. Stockholm. pp. 105-139.
- MORGENSTERN, N. R. (1980) — Factors Affecting the Selection of Shear Strength Parameters in Slope Stability Analysis. Int. Symposium on Landslides — v. II, pp. 83/93.
- MORGENSTERN, N. R. e MATTOS, M. M. (1975) — Stability of Slopes in residual Soils. 5th Panam. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Baenos Aires, v. 3.
- MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO (UFRJ) (1967) — Seminário interuniversitário para o exame das consequências das chuvas e enchentes de Janeiro de 1966, na região da Guanabara e áreas vizinhas. Rio de Janeiro.
- NASCIMENTO, U. (1981) — The Mechanism of Erosion in Noncohesive Soils. Proceedings of the Tenth Int. Conference on Soil Mech. and Found. Engineering. Stockholm.
- NATARAJAN, T. K. and GUPTA, S. C. (1980) — Techniques of Erosion Control for Surficial Landslides. Int. Symposium on Landslides — v. I, pp. 413/417 — New Delhi.
- NEMCOK, A. (1977) — Geological/Tectonical Structures-An Essential Condition for Genesis and Evolution of Slope Movements. Bulletin of the Int. Association of Eng. Geology. pp. 127/130. Symposium Landslides and other Mass Movements — Praha.
- NERURKAR, A. M. (1980) — Prestressed Rock Analysis for Stabilising Hill Slopes. Int. Symposium on Landslides — v. I, pp. 431/437. New Delhi.
- OSTERMAYER, H. und WERNER, H. U. (1972) — Neue Erkenntnisse und Entwicklungstendenzen in der Verankerungstechnik. Essen. Deutsche Gessellschaft für Erd-und Grundbau.
- OSTERMAYER, H. (1974) — Construction, carrying behaviour and creep characteristics of ground anchors. Diaphragm walls and anchorages. London.
- PASEK, J.; RYBAR, J.; and SPUREK, M. (1977) — Systematic Registration of Slope Deformations in Czechoslovakia. Bulletin of the Int. Association of Eng. Geology. pp. 48/51. Symposium Landslides and other Mass Movements — Praha.
- PRANDINI, L.; GUIDICINI, G.; BOTTURA, J. A.; PONÇANO, W. L. and SANTOS, A. R. (1977). — Behaviour of the-Vegetation in Slope Stability: A Critical Review. Bulletin on the Int. Association of Eng. Geology. pp. 51/55. Symposium Landslides and other Mass Movements — Praha.
- RAMASWAMY, S. D. and AZIZ, M. A. (1980) — Rain Induced Landslides of Singapore and Their Control. Int. Symposium on Landslides — v. I, pp. 403/406. New Delhi.

- REUTER, F.; MOLEK, H. and BOCHMANN, G. (1977) — Sloipe Sliding as Secondary Process in Subsidence areas of Chloride-Karst. Bulletin of the Int. Association of Eng. Geology, pp. 62/64. Symposium Landslides and other Mass Movements — Praha.
- SCHWAB, S. M. Moacyr; REBOUÇAS, Jader Reis; MONTEIRO, Horário P.; SAMPAIO, S. W. (1978) — Problemas de Estabilidade das Encostas da Cidade de Salvador. Salvador — CONFEA, CREA-BA e Clube de Engenharia-BA.
- SHAHUNANTS, G. M. and FEDORENKO, V. S. (1977) — Principles of Unstable Slope Protection in Fold Mountain Regions. Bulletin of the Int. Association of Eng. Geology, pp. 178/180. Symposium Landslides and other Mass Movements — Praha.
- SIMEK, J.; SPOTTOVA, V. and TYLS, V. (1977) — The Application of the Finite Element Method to Landslides Analysis — Bulletin of the Int. Association of Eng. Geology, pp. 241/244. Symposium Landslides and other Mass Movements — Praha.
- STEVENSON, P. C. (1977) — An Empirical Method for the Evaluation of Relative Landslip Risk. Bulletin of the Int. Association of Eng. Geology, pp. 69/72. Symposium Landslides and other Mass Movements — Praha.
- SURSAN (RJ) (1966) — Os Aguaceiros e as Encostas da Guanabara. Relator: Icarahy da Silveira. Grupo de Técnicos do Estado da Guanabara.
- VARGAS, Milton (1966) — Estabilização de Taludes em Encostas de Gneisses Decompostos. Anais do II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. ABMS -- v. I -- Belo Horizonte.
- VARGAS, Milton (1971) — Effect of rainfall and ground water levels. 4th Pan. Conf. Soil Mech. Found. Eng. New York.
- VARNES, D. J. (1980) — Review of principles and practice of Landslide Hazard Zonation by the Commission on Landslides and Other Mass Movements on Slopes of the International Association of Engineering Geology. Int. Symposium on Landslides — v. III, pp. 204/210. New Delhi.
- WELTMAN, A. (1981) — A review of micro pile types. Revista Ground Engineering — May, v. 14 N.º 4
- WERNICK, E. (1977) — Stresses and Strains on the Surface of anchors. Ninth Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Tokio — Revue Franç. Geot. N.º 3.
- ZOLOTAREV, G. S. (1977) — Problems and Methods of the Investigation of the Stress, Deformation State of Rocks and of Slope Movements. Bulletin of the Int. Association of Eng. Geology, pp. 249/256. Symposium Landslides and other Mass Movements — Praha.