

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE VERTENTES DE ALBUFEIRAS – O EXEMPLO DE M'JARA*

Assessing Slope Behaviour of Reservoirs – M'Jara Case

por
A. J. C. MINEIRO**

RESUMO – O objectivo da avaliação do comportamento de vertentes de albufeiras deve ser, não só detectar zonas de escorregamento pré-existentes ou potenciais, de que possam resultar movimentos com consequências desastrosas, como prever a natureza e extensão das destruições e danos correspondentes.

Apresenta-se o método seguido no estudo da albufeira de M'Jara (volume armazenável 3800 milhões de m³, perímetro 180 km) em Marrocos e que compreendeu: (1) inventário e delimitação das zonas de escorregamento pré-existentes ou potenciais, (2) classificação do risco de escorregamento das zonas inventariadas, (3) previsão dos volumes envolvidos ou susceptíveis de escorregamento (4) previsão dos mecanismos de escorregamento e suas velocidades, (5) análise detalhada das zonas mais críticas (como fundações de obras anexas à barragem e de edificações e vias de comunicação ao longo do perímetro da albufeira), (6) previsão das maiores ondas geráveis na albufeira por escorregamento de vertentes, suas propagações até à barragem e espraiamentos sobre o paramento para avaliação do risco de galgamento.

SYNOPSIS – The objective of studying reservoir slope behaviour is not only to detect pré-existing and potential sliding areas with disastrous consequences, but also to foresee the nature and extension of constructed and natural environment damage.

The method used for the Morocco M'Jara reservoir study (storage volume 3800 Mm³, 180 km perimeter) covered the following steps: (1) inventory and delimitation of potential sliding areas, (2) classification of sliding risks, (3) volume evaluation of sliding masses, (4) failure mechanisms and sliding velocities predictions, (5) detailed analysis of critical zones (sloping foundations for structures and roads along the reservoir), (6) estimate of water waves sizes, that may be generated by land sliding into the reservoir, including propagation towards the dam and runoff for overtopping risk evaluation.

* Manuscrito recebido em Março 1979. A discussão do trabalho está aberta durante um período de três meses.

** Eng.º Civil (IST); M. Sc. (Eng.); D.I.C. (London); Doutor em Engenharia (Estruturas).
Chefe do Sector de Engenharias geotécnica e sísmica da Hidrotécnica Portuguesa.
Professor da Universidade Nova de Lisboa (Faculdade de Ciências e Tecnologia).

1 – OBJECTIVOS DO ESTUDO

Numa avaliação do comportamento de vertentes de uma albufeira, pretende-se detectar e delimitar as zonas de escorregamento pré-existentes ou potenciais de que possam resultar movimentos com consequências nefastas para:

- a segurança da barragem e obras anexas, quando envolvam zonas das suas fundações;
- a segurança da barragem e obras anexas, sob a acção dos galgamentos produzidos por ondas geradas pela entrada rápida, na água da albufeira, de massas deslizantes de terrenos;
- a capacidade da albufeira, reduzida por grandes volumes de terrenos escorregados para o seu interior;
- a segurança de edificações e vias de comunicação ao longo do perímetro da albufeira, quer sob acção directa de deslizamentos, quer sob acção das ondas geradas por outros escorregamentos;
- a utilização agrícola de terrenos cultivados ou cultiváveis abrangidos pelos deslocamentos.

O estudo abrangeu:

- o inventário e delimitação das zonas de escorregamento pré-existentes ou potenciais;
- a classificação do risco de deslizamento das zonas inventariadas;
- a previsão dos volumes envolvidos nos escorregamentos;
- a previsão dos mecanismos de escorregamento;
- a previsão das velocidades de escorregamento;
- a análise detalhada das zonas consideradas mais críticas, tais como:
(1) situadas junto à barragem e obras anexas; (2) envolvendo os volumes e velocidades de escorregamento mais elevados; (3) ligadas a escorregamentos antigos desencadeados por condições de instabilidade actualmente menos desfavoráveis.

A metodologia utilizada no caso da albufeira de M^aJara seguiu cinco etapas principais:

- (1) – Localização numa carta à escala 1/20 000 da repartição dos terrenos podendo ser afectados por quatro graus de instabilidade. Utilizou-se a fotografia aérea à mesma escala e fez-se a observação local das zonas mais críticas de instabilidade existente ou potencial (cerca de 90) ao

longo de toda a albufeira, quer antes, quer após a época de chuvas de 1976/77.

A avaliação das inclinações das encostas e das alturas envolvidas pelos deslizamentos foi feita a partir da carta topográfica à escala 1/20000.

- (2) – Estudo de previsão das maiores ondas geráveis na albufeira por deslizamento de vertentes, incluindo a avaliação da propagação das ondas até à barragem e seu espraiamento sobre o talude e coroamento (galgamento).
- (3) – Estudo geológico detalhado (1/2000 e 1/500) das zonas mais críticas junto à barragem, com execução de sondagens, poços, galerias, ensaios geofísicos e laboratoriais.
- (4) – Estudo geotécnico detalhado dessas zonas mais críticas, para interpretação da fenomenologia que levou à situação actual do talude, com base na evolução geológica e nas características geotécnicas laboratoriais.
- (5) – Estudo das condições que poderão levar os taludes à instabilidade por esvaziamento rápido da albufeira com ou sem os efeitos de perturbações sísmicas.

2 – QUADRO GEOLÓGICO REGIONAL

A albufeira da barragem de M'Jara terá o seu comprimento máximo (da ordem dos 23 km) na direcção NNW-ESE. Ao nível de pleno armazenamento a área inundada é de 124 km² e o volume armazenado de 3800 milhões de m³. O perímetro da albufeira ultrapassa 180 km ao nível do pleno armazenamento (Fig. 1).

O relevo da região da albufeira é em geral suave mas nas zonas de terrenos mais resistentes as vertentes apresentam-se mais ásperas.

O vale do rio Ouerrha, nos limites da albufeira, constitui grosseiramente a fronteira entre as zonas estruturais “pré-rif” do lado sul e “mesorif” do lado norte. Todavia a albufeira submergirá áreas pequenas destas formações, visto que a maioria do vale está coberto por formações sedimentares margo-gresosas do Tortoniano superior, dobradas num vasto sinclinal.

Estas formações, por seu lado, estão escondidas em grande parte sob aluviões (terraços) que ocupam a grande largura do fundo do vale e por outras mais

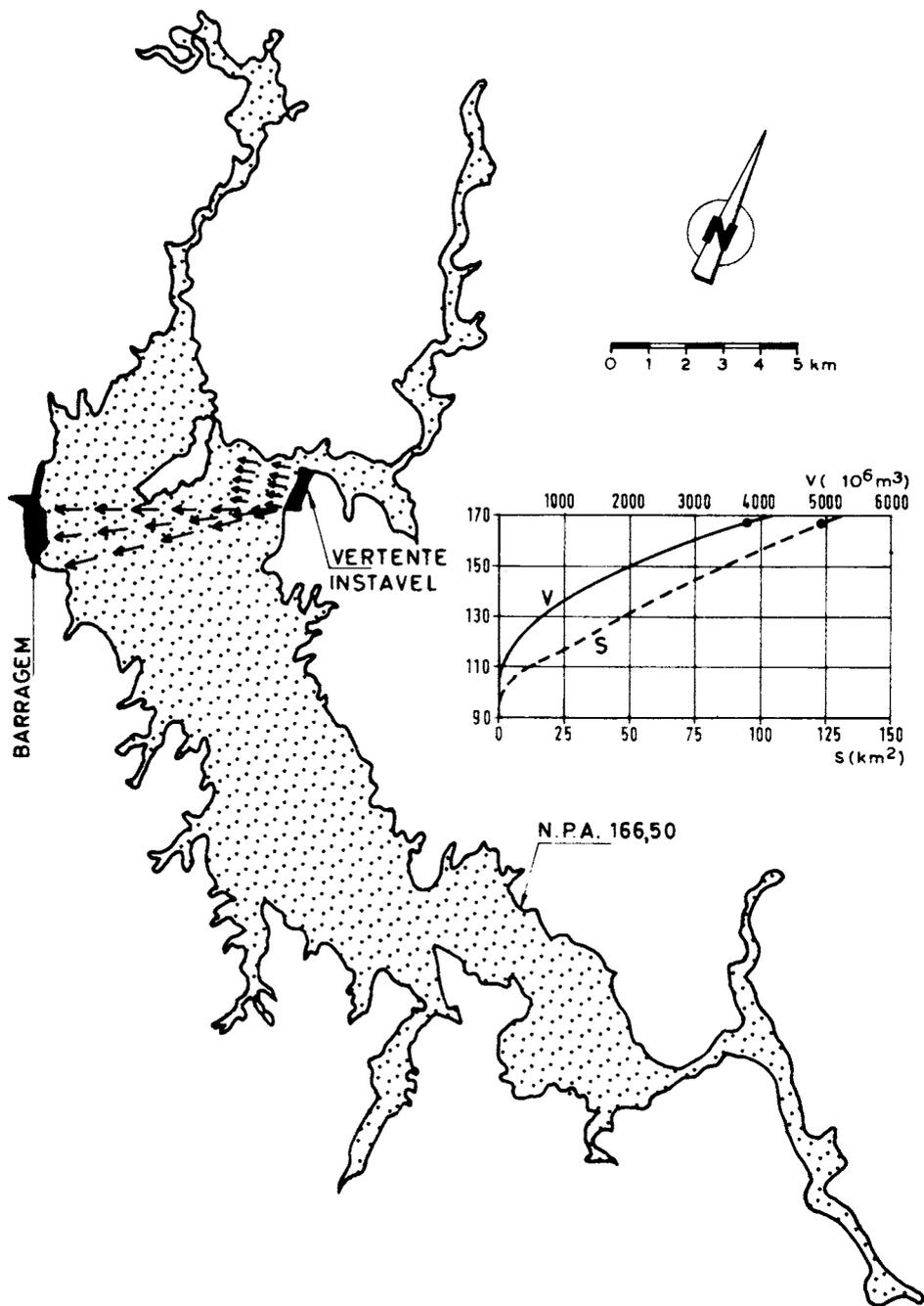
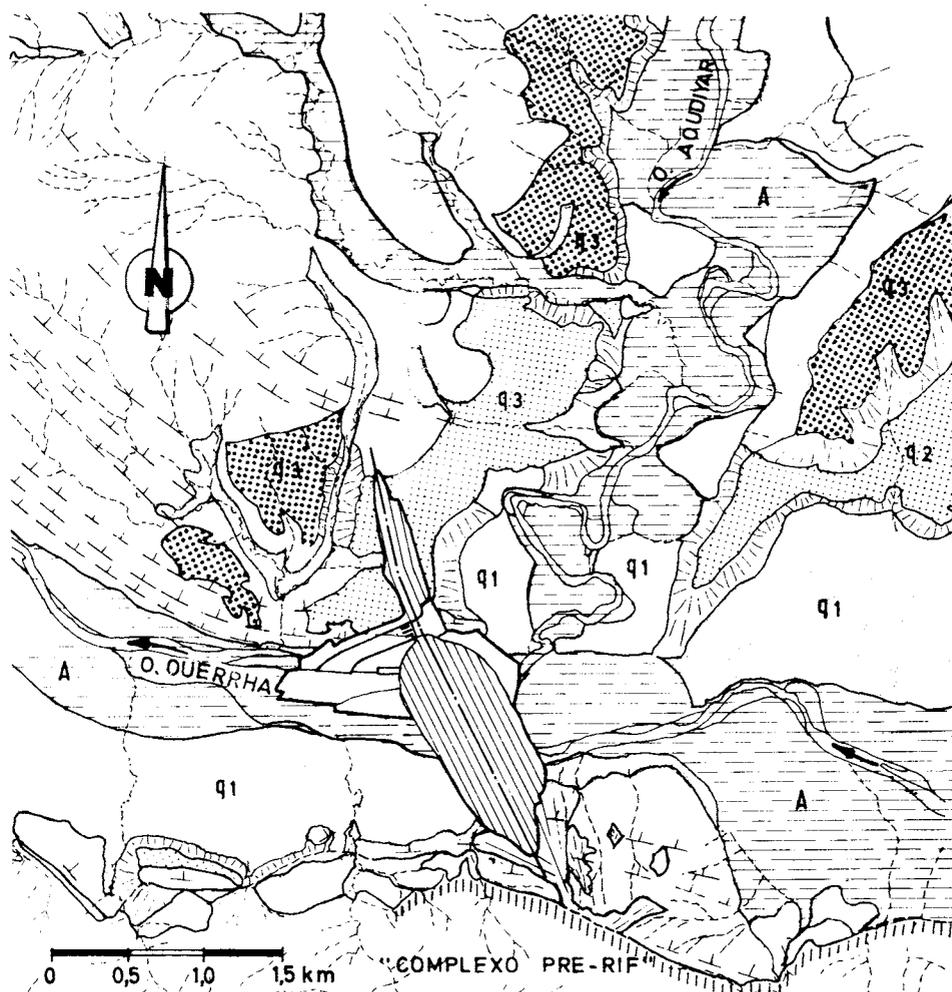


Fig. 1 - Albufeira de M'Jara. Planta 1:200.000. Áreas e volumes inundáveis



LEGENDA ESTRATIGRÁFICA

	A - Rharbiano
	q1 - Soltaniano
	q2 - Tensiftiano
	q3 - Amiriano
	- Tortoniano superior

SINAIS CONVENCIONAIS

	Depósitos de vertente
	Inclinações variáveis e horizontais
	Falha
ESCALA 1:50 000	

Fig. 2 - Carta Geológica estrutural da zona da albufeira, junto à barragem.

antigas desenvolvendo-se a vários níveis, além de outras formações quaternárias, em especial depósitos de vertente.

O rio Ouerrha, na zona da futura albufeira, corre no interior dum vasto sinclinal tortoniano. A jusante, já perto do local da barragem, na zona sul, a albufeira contactará para lá do bordo do sinclinal, com terrenos do “complexo pré-rif” onde as formações jurássicas e cretácicas (xisto-gresosas e margo-calcárias) tem desenvolvimento importante, incluindo as formações triássicas, por vezes de natureza salífera.

Na margem direita a albufeira atingirá o complexo “mesorif” através dos vales de dois afluentes importantes (Aoudour e Aoudiyar). O complexo está aí representado por afloramentos margo-gresosos do Miocénio inferior e por margas oligocénicas. No vale do afluente Aoudiyar a albufeira contactará com afloramentos xisto-gresosos calcários onde o rio corre muito encaixado com vertentes muito inclinadas.

Na Fig. 2 apresenta-se a carta geológica estrutural da zona da albufeira junto à barragem incluindo o vale do afluente Aoudiyar.

Na Fig. 3 apresenta-se o corte geológico segundo o eixo da barragem e dique da portela, onde se pode apreciar a estrutura do sinclinal que apresenta inclinações da ordem dos 70° na margem esquerda reduzindo-se a menos de 15° no extremo norte.

Na série tortoniana definiram-se duas facies litológicas extremas: as argilas margosas (ou “margas”) (M) e os grés (G). As facies intermédias foram agrupadas em dois tipos litológicos: as “margas” siltosas ou silto-gresosas (M s,g) e os grés finos margosos (G/M).

As argilas margosas são fortemente sobreconsolidadas e apresentam características de argilas rijas fissuradas, geralmente estriadas. Do ponto de vista de plasticidade as argilas margosas e silto-gresosas, apresentam índices de plasticidade respectivamente de 70 a 28.

3 – OS TERRENOS E AS SUAS CARACTERÍSTICAS

A grande variabilidade das características dos terrenos não permite que neste artigo se resumam todas as características principais das diversas facies litológicas, afectadas por alterações mais ou menos profundas.

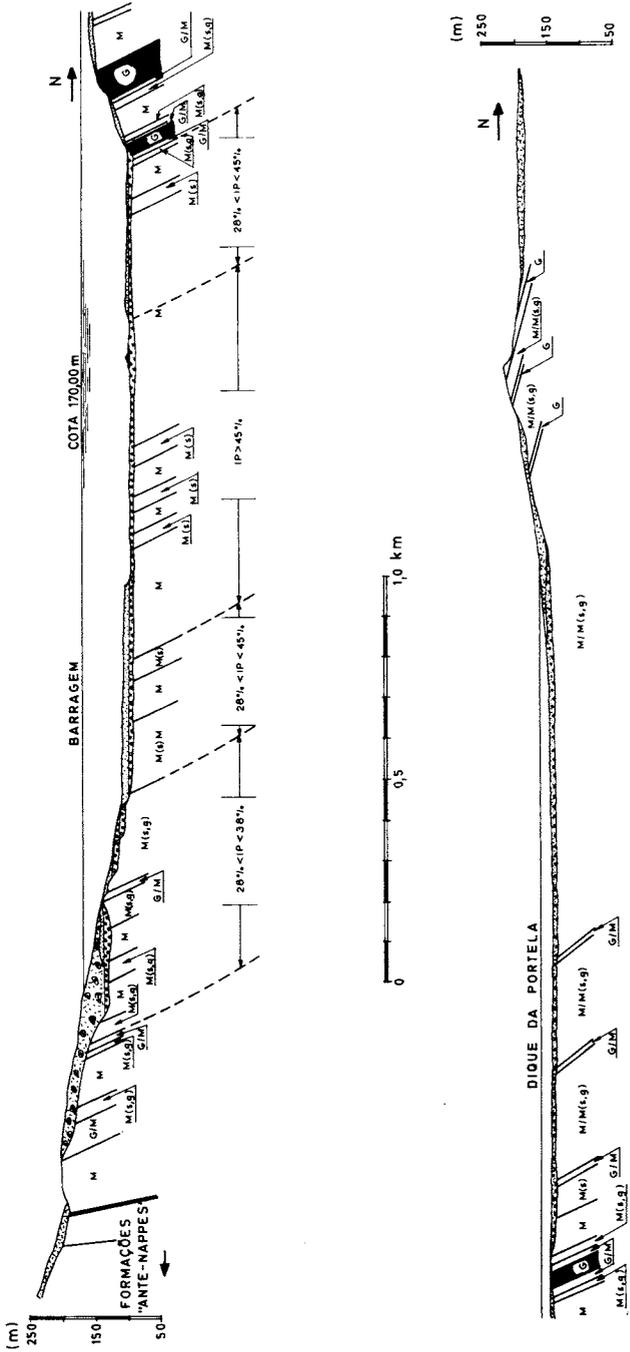


Fig. 3 – Corte geológico segundo o eixo da barragem e dique da portela

Assim, optou-se por caracterizar apenas as argilas margosas sobreconsolidadas, mas sãs, e só do ponto de vista de resistência. Porém, nos exemplos de aplicação para a análise de estabilidade de taludes, indicar-se-ão, mais adiante, os valores correspondentes às características resistentes afectadas por alterações e degradações locais.

Margas sãs compactas $c' = 50 \text{ kN/m}^2$ $\phi' = 35^\circ$ $A_f = 0,3$ $c'_r = 0$ $\phi'_r = 19^\circ$

Margas sãs descomprimidas $c' = 50 \text{ kN/m}^2$ $\phi' = 21^\circ$ $A_f = 0,3$ $c'_r = 0$ $\phi'_r = 19^\circ$

4 – REPARTIÇÃO DOS TERRENOS DA ALBUFEIRA DO PONTO DE VISTA DE INSTABILIDADE

Tendo em vista a previsão dos riscos de movimentos dos terrenos das vertentes da albufeira e que terão lugar principalmente em resultado de esvaziamentos rápidos da albufeira ou chuvas prolongadas, conjugadas ou não com perturbações sísmicas, considerou-se a repartição dos terrenos segundo os seguintes quatro graus de instabilidade:

Grau 1 – Zonas estáveis ou praticamente estáveis (foram identificadas e delimitadas 170 zonas).

Terraços, afloramentos rochosos, taludes suaves em margas com inclinações inferiores a 15% (8,5°).

(Esta inclinação é considerada suficiente para o equilíbrio limite de margas fortemente degradadas mesmo sujeitas a fenómenos de solifluxão).

Grau 2 – Zonas de relevo suave; taludes não ultrapassando 25 a 30% de inclinação (14° a 16,5°) embora sofrendo erosão areolar (foram identificadas e delimitadas 160 zonas).

O movimento pelicular do terreno está sempre presente, mas não é considerado como instabilidade a temer senão em casos restritos.

Podem-se aceitar pequenos deslizamentos localizados mas muito superficiais (1 a 2 m de espessura).

A formação de grandes massas de deslizamento é considerada improvável, mesmo sob acção de perturbações sísmicas excepcionais.

Grau 3 – Zonas de relevo suave, sujeitas a erosão concentrada, devido sobretudo à infra-escavação de pé do talude por linhas de água (foram identificadas e delimitadas 72 zonas).

Este tipo de instabilidade é actualmente muito frequente, mas terminará em grande parte com a criação da albufeira. São, no entanto, zonas potencialmente instáveis se os escorregamentos antigos (onde as resistências residuais foram mobilizadas) forem reactivados pelas acções de esvaziamento da albufeira ou sismos.

Grau 4 – Zonas de maior instabilidade natural ou potencial. Em geral, os terrenos encontram-se desmantelados e com cicatrizes nítidas (foram identificadas e delimitadas 18 zonas).

No que respeita ao risco de movimentos importantes de terrenos, em resultado de esvaziamentos da albufeira e sismos, as zonas mais críticas correspondem aos graus mais elevados.

Em todo o caso, embora os escorregamentos possam interessar zonas de grande extensão em planta, eles serão pouco profundos e interessando somente a camada superficial de margas alteradas que, em geral, não ultrapassa 6 a 8 m de espessura.

As características plásticas das formações margosas alteradas são felizmente favoráveis ao desencadeamento de movimentos lentos com fluência detectável por auscultação, mas que podem acelerar-se sob acção de sismos. As massas postas em jogo não serão muito importantes e tendem para a estabilização após o sismo, em especial se a vertente adquirir uma inclinação próxima da correspondente à das resistências residuais (inclinação da ordem de 15%).

É difícil prever os volumes susceptíveis de deslizamento ao longo das vertentes de margas alteradas, porque os escorregamentos se vão processar através de movimentos localizados sucessivos e que conduzem a perfis mais suaves e estáveis. Somente durante os sismos os escorregamentos serão mais extensos, mas serão função dos deslizamentos já ocorridos.

Os volumes susceptíveis de deslizar simultaneamente durante um sismo serão bem superiores aos que ocorrerão em condições estáticas após esvaziamentos da albufeira.

Convém referir que não se espera maior número de deslizamentos só por esvaziamento da albufeira do que os já identificados como existentes ou potenciais.

Com efeito, o grau de instabilidade criado pelo esvaziamento da albufeira, em camadas pouco espessas, é quase equivalente ao gerado pela percolação da água na camada, paralelamente ao talude. A forte pluviosidade na região (da ordem dos 600 mm anuais em média e com valor máximo de 1000 mm) cria com frequência instabilidades equivalentes às de esvaziamentos de albufeiras, como aliás se pode constatar pela observação das zonas críticas antes e após a estação de chuvas de 1976/77.

Este tipo de comportamento foi também verificado após o enchimento e exploração durante três anos da albufeira da barragem de Idriss 1^{er} em Marrocos, e que se desenvolve numa zona com características morfológicas e geológicas muito semelhantes às de M'Jara (Heriteau, Moudden *et al*, 1976).

A análise global das instabilidades existentes e potenciais nas vertentes da futura albufeira de M'Jara faz prever que os volumes envolvidos nos escorregamentos individuais que foram delimitados não ultrapassem várias centenas de milhar de m³.

Mesmo considerando que todas as zonas de grau 4 e a maioria de grau 3 deslizem para a albufeira, o seu volume total (várias dezenas de milhão de m³) será apenas uma fracção ínfima do volume morto da albufeira (cerca de 1200 milhões de m³).

A amplitude das ondas geráveis por escorregamentos depende não só da espessura e do volume que penetra na água, mas da sua relação com a profundidade da albufeira, e sobretudo da velocidade de penetração.

Existem apenas 18 zonas identificadas em grau 4. Na maioria dos casos os deslizamentos antigos já mobilizaram a resistência residual, podendo-se prever que os movimentos sejam lentos.

O maior número (72) de zonas de grau 3, mais estáveis estaticamente, constitui também algum risco para a geração de ondas. Porém, para haver uma grande simultaneidade de escorregamentos será preciso conjugar-se a situação de esvaziamento da albufeira com a de um sismo intenso, e neste caso dispõe-se de uma folga adicional muito importante na albufeira e a barragem não será galgada.

Assim, considera-se como situação mais desfavorável aquela que corresponde a escorregamentos, devidos a sismos, em vertentes envolvendo "margas" acima do plano de água e que são estáveis em condições estáticas, mesmo após esvaziamento rápido da albufeira ou percolação paralela ao talude, após chuvas intensas.

Com efeito, se durante um sismo muito forte e com a albufeira ao nível de pleno armazenamento uma vertente de “margas” se torna instável, a resistência ao longo da superfície de ruptura reduz-se rapidamente para a resistência residual, bastante mais baixa, e pode desencadear-se um movimento rápido de descida. Se o volume de terreno envolvido e o percurso da massa deslizando são grandes e a velocidade de penetração na água é elevada, podem gerar-se ondas de amplitude importante. Felizmente, ao nível de pleno armazenamento a superfície da albufeira é muito grande (124 km²) e no local da barragem a largura do vale é muito superior a 3 km, ou sejam condições muito favoráveis à dissipação por radiação da energia das ondas.

Além disso, a folga calculada para as cheias e vagas devidas ao vento (3,5 m) parece ser adequada para as amplitudes estimadas para as ondas geráveis pelos escorregamentos das vertentes da albufeira. A título de comparação e para barragens com alturas de 50 a 100 m no Japão exige-se apenas uma folga de 2 m (Okamoto, S., 1973).

Em todo o caso, adoptaram-se dispositivos de protecção nos taludes de jusante da barragem e do dique da portela, constituídos por uma camada de aluviões grosseiras com 3 m de espessura mínima e com resistência apreciável à erosão hidráulica, bastante adequada aos galgamentos temporários criados por ondas que ultrapassem o coroamento das obras.

Finalmente, refere-se que a criação da albufeira submergirá algumas vias de comunicação importantes e povoações. Alguns troços terão de ser desviados para evitar que sejam envolvidos por deslizamentos potenciais. As zonas de instabilidade onde existem edificações, ou serão isoladas ou sujeitas a auscultação durante os primeiros enchimentos e esvaziamentos da albufeira, conforme o mecanismo de escorregamento previsto para a zona.

5 – PREVISÃO DO RISCO DE GALGAMENTO DA BARRAGEM POR ONDAS GERÁVEIS POR DESLIZAMENTOS DE VERTENTES DA ALBUFEIRA

5.1 – *Localização, delimitação e caracterização da zona potencialmente mais crítica para geração de ondas na albufeira*

Na Fig. 4 apresenta-se a planta de uma parte da albufeira, junto à barragem, apenas com a delimitação das zonas de instabilidade de grau 4 estando especial-

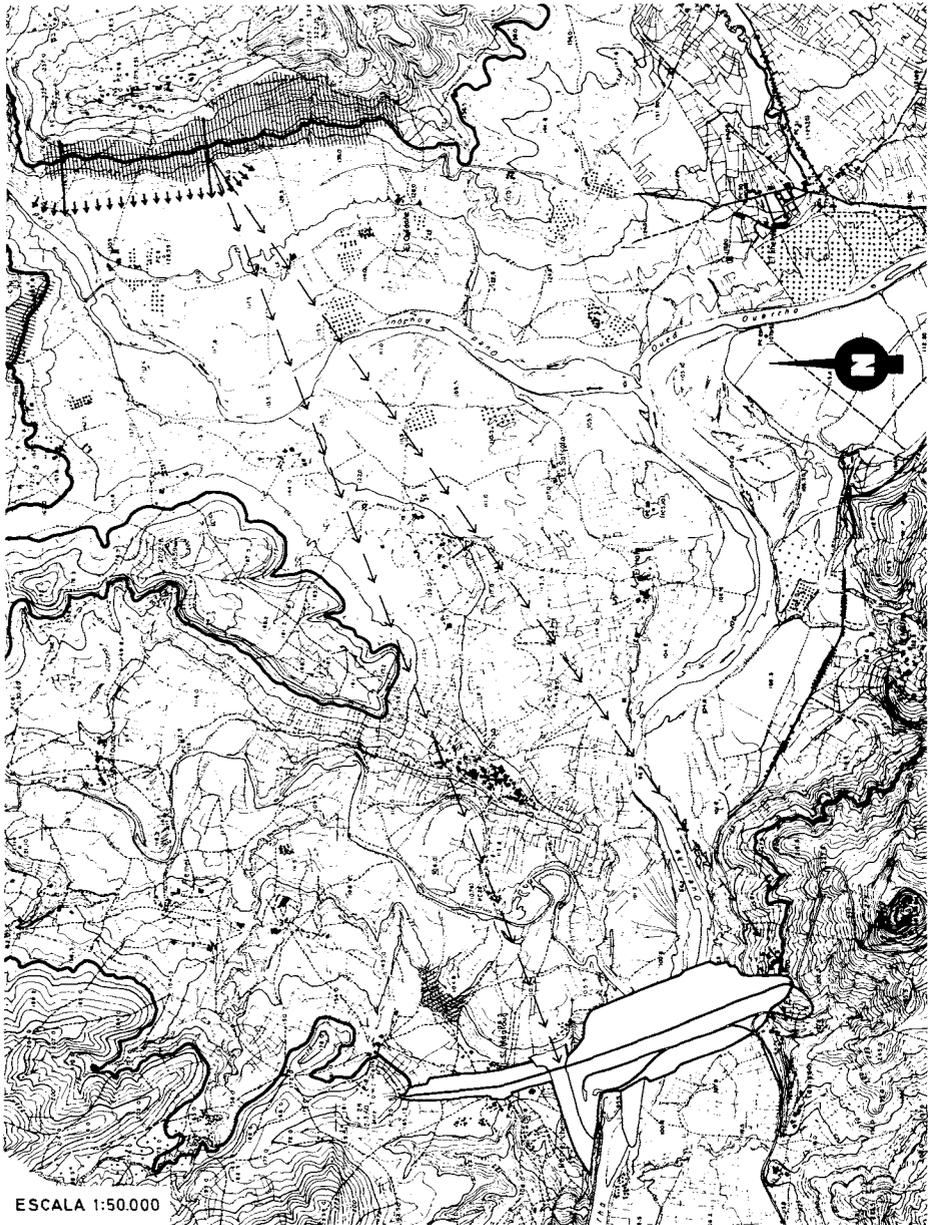


Fig. 4 – Localização da vertente mais crítica para a geração de ondas

mente assinalada a vertente considerada mais crítica no que se refere à geração de ondas.

A vertente crítica está virada sensivelmente a Oeste, com direcção NS ou seja paralelamente ao eixo da barragem, podendo gerar por deslizamento ondas cujas frentes se propagarão na direcção EW.

A encosta dista cerca de 6,5 km da barragem, interpondo-se favorável e frontalmente, a cerca de 2 km da vertente, um esporão natural que protegerá o dique da portela duma propagação directa das ondas.

A barragem será actuada mais directamente fazendo-se a recepção de energia sob ângulos de 15 a 30° em relação à frente do deslizamento, beneficiando ainda de efeitos favoráveis de difracção.

A encosta poderá deslizar com uma frente da ordem de 1 km de comprimento, numa albufeira cuja largura mínima no percurso da onda é da ordem dos 3 km.

O volume de terreno em escorregamento simultâneo poderá atingir um valor máximo da ordem de 1,5 milhões de m³, com um percurso de deslizamento de 150 m e envolvendo uma espessura máxima de 8 m.

A massa de terreno, considerada crítica, situa-se acima do nível de pleno armazenamento da albufeira e com um talude formando um ângulo de 16° com a horizontal.

5.2 – *Condições geológicas locais da vertente crítica*

A zona de instabilidade potencial compreende um dorso de um anticlinal que afecta uma série margo-gresosa, constituída por bancadas de grés calcário alternando com bancadas margosas, estas bastantes mais espessas do que aquelas.

O eixo do anticlinal é grosseiramente orientado segundo N-S e a vertente potencialmente instável situa-se no flanco W.

As bancadas gresosas afloram, com atitude sub-horizontal, apenas no terço superior da vertente. Nos terços médio e inferior as inclinações são cada vez mais acusadas à medida que se afastam do eixo do dobramento. Os fenómenos de instabilidade são mais marcados nestes troços e estão relacionados com as áreas margosas, mais extensas, cuja exposição se deve ao corte tangencial do flanco W do anticlinal pela actual superfície morfológica.

Na Fig. 5, apresenta-se um bloco-diagrama do flanco W do anticlinal representativo de duas condições típicas ao longo da vertente. O perfil superior representa a superfície morfológica ao longo de cerca de 1000 m de extensão

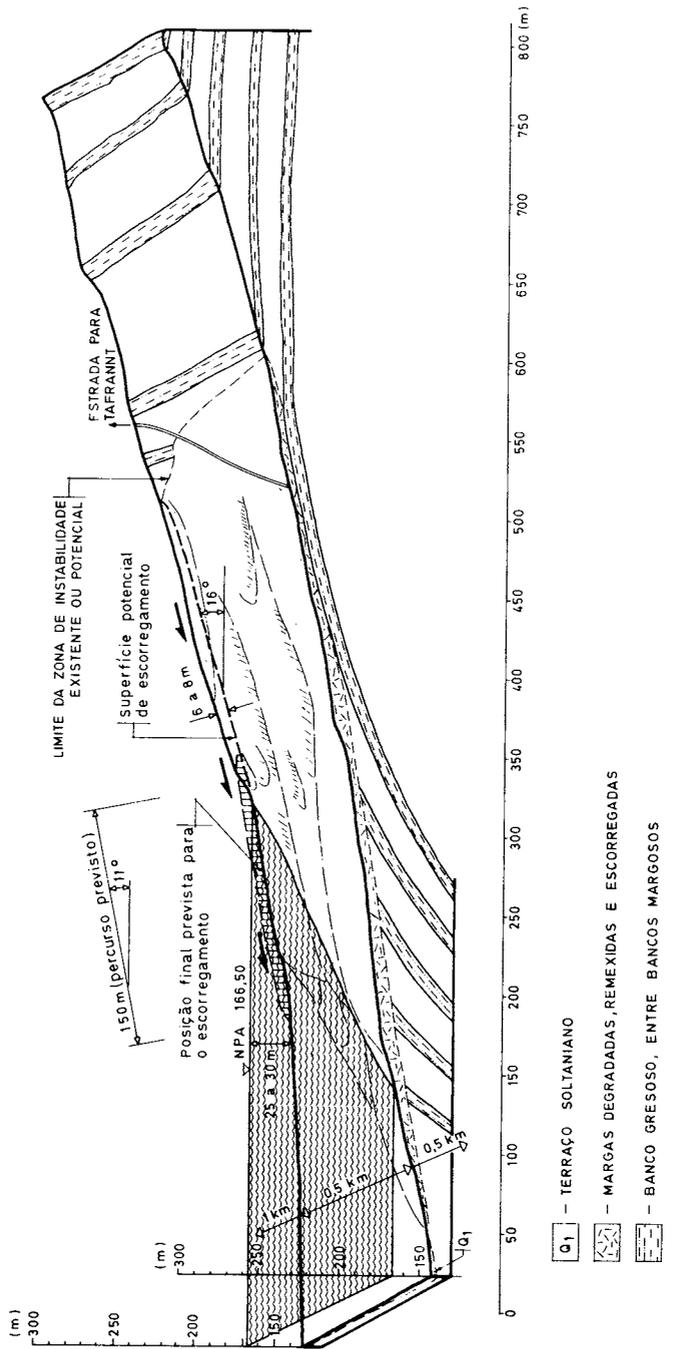


Fig. 5 — Bloco-diagrama das condições geológicas do flanco oeste do anticlinal

e traduz a zona de instabilidade potencial considerada como envolvendo maiores riscos para a geração de ondas na albufeira.

Acima da cota 170 (o NPA é de 166,5 m) o talude apresenta um ângulo de 16° com a horizontal e abaixo dessa cota (que ficará submersa) o ângulo médio do talude é da ordem dos 11 a 12°. A bancada de grés mais perto da superfície, entre as cotas 170 e 240, apresenta-se, em média, praticamente paralela à superfície do terreno.

O perfil inferior do bloco-diagrama situa-se 500 m a sul do anterior e representa também cerca de 1000 m de vertente.

Entre os dois perfis os ângulos do talude da vertente passam, mais ou menos gradualmente (entre as cotas 170 e 240), de 16° a cerca de 12°.

Estes taludes mais suaves, correspondendo às resistências residuais das margas alteradas ($\phi_r \approx 12^\circ$), não fazem prever desencadeamento de deslizamentos rápidos mas, quando muito, movimentos de adaptação gradual a inclinações ligeiramente mais suaves.

Em relação à espessura de material que poderá vir a ser posto em movimento na zona de instabilidade potencial, entre as cotas 170 e 240, teve-se em consideração que a espessura da bancada margosa não deverá exceder os 20 m, que a erosão já reduziu parte desta camada, e que finalmente a meteorização não atingirá toda a espessura actualmente existente.

Poços, sondagens e galerias abertos em formações margosas semelhantes das vertentes da zona da barragem e do dique da portela mostraram que a meteorização raramente atinge profundidades superiores a 6 m, embora localmente possa chegar a 8 m.

Um aspecto desfavorável a ter em consideração reside na atitude da fissuração das “margas” que, sendo predominantemente coincidente com a da estratificação, faz com que acompanhe a inclinação da vertente, favorecendo-se assim, uma mobilização fácil da resistência residual.

Assim, as condições geológicas e geotécnicas locais da vertente, na zona mais crítica para geração de ondas na albufeira, permitem esquematizar as seguintes características geométricas do escorregamento potencial:

Desenvolvimento da vertente crítica . . .	1000 m
Profundidade do escorregamento	6 a 8 m
Percurso do escorregamento acima da cota de pleno armazenamento (166,5) . . .	150 m

Volume total envolvido no escorregamento	1 a $1,5 \times 10^6 \text{ m}^3$
Ângulo inicial do talude antes do início do escorregamento	16°
Percurso do escorregamento dentro da albufeira	150 m
Ângulo com a horizontal do talude existente abaixo do nível de pleno armazenamento	11 a 12°
Ângulo final com a horizontal da superfície da massa envolvida no escorregamento dentro da albufeira	12°
Ângulo de atrito interno residual das margas alteradas (valor obtido em ensaios de corte directo com reversão e em corte rotativo anelar)	12°
Profundidade da albufeira na zona atingida pela frente do escorregamento	25 a 30 m

5.3 – *Previsão da velocidade máxima de penetração da massa de terreno na albufeira*

Para a previsão da velocidade máxima de penetração da massa de terreno na albufeira foi necessário estabelecer um modelo físico que, embora grosseiro, pudesse dar alguma fiabilidade à avaliação da altura da onda gerada, pois que o parâmetro de velocidade é um dos mais importantes.

Por outro lado, é conveniente avaliar se as ondas produzidas pelo escorregamento se vão propagar mais rapidamente do que o próprio deslizamento. Com efeito, para grandes velocidades de entrada de terreno na albufeira, há contribuições significativas para a altura das ondas e velocidades de propagação, dadas pelas forças de arrastamento e pressão da massa penetrante. Para isso é importante avaliar o percurso provável do material escorregado dentro da albufeira e a descrição no tempo do volume penetrante. Em geral, só em modelo se consegue reproduzir o fenómeno com alguma fiabilidade de modo a prever as ondas geradas.

O recurso a consulta bibliográfica não ajuda muito no que respeita à avaliação das velocidades de penetração, principalmente pela variabilidade dos valores que fornece.

Em ensaios em modelo (Davidson e Whalin, 1974) utilizaram velocidades de 11,3 m/s a 58,5 m/s para reproduzir escorregamentos de cunhas de terreno com volumes de 0,7 a 3,6 milhões de m³, em encostas com inclinações da ordem dos 28,2° a 30,6° e ao longo de extensões de 600 a 1000 m.

Por outro lado conhecem-se alguns casos reais de escorregamentos de vertentes em que se atingiram grandes velocidades de deslizamento.

O mais conhecido é o de Vajont com velocidades da ordem de 12 a 30 m/s, mas aparecem referências (Wiegel *et al*, 1970, 1972) de outros escorregamentos, onde as velocidades chegaram a atingir 100 m/s.

Sendo o caso de Vajont o mais bem conhecido e estudado, mas ainda não totalmente esclarecido, fez-se em relação a ele a aferição do modelo proposto para avaliação de velocidades de deslizamento.

Com efeito, a velocidade máxima atingida por uma massa que se desloca, sem resistência no contacto, ao longo dum plano inclinado de ângulo α com a horizontal, é dada por:

$$v = \sqrt{2gH} = \sqrt{2gl \sin \alpha}$$

sendo l o comprimento do percurso ao longo do plano e H a altura percorrida.

Se a resistência ao longo do contacto se puder traduzir por um ângulo β do plano com a horizontal para o qual cessa o movimento, a velocidade será dada por:

$$v = \sqrt{2gl \sin (\alpha - \beta)}$$

No caso de Vajont sabe-se que a distância percorrida pela massa rochosa foi de cerca de 400 m e que o ângulo médio da encosta (pelo menos num dos perfis escorregados) era da ordem de 31°. Embora muitos estudos tenham sido feitos para explicar as altas velocidades atingidas, a maioria indica valores de 18 a 30 m/s e tempos de percurso de 10 a 20 s.

O escorregamento deu-se em calcários cuja resistência residual não será certamente inferior a 28° (é o valor mais baixo que na literatura se pode encontrar para este tipo de rocha).

Para Vajont a expressão proposta conduzirá pois a:

$$v = \sqrt{2g \times 400 \sin (31 - 28)} = 20 \text{ m/s}$$

ou seja um tempo de percurso de $400/20 = 20$ s.

Tais valores caem dentro das gamas propostas por vários autores e seguindo diferentes métodos (Chowdhury, 1978), pelo que o modelo proposto, embora grosseiro, parece aceitável para o fim em vista.

No caso da vertente crítica de M'Jara considerou-se ainda um mecanismo adicional para o modelo de escorregamento.

Com efeito, ao longo do percurso, o ângulo α do plano vai variando no tempo até atingir no final o ângulo β de equilíbrio.

Assim, embora com $\alpha = 16^\circ$ e $\beta = 12^\circ$ considerou-se que a velocidade final ao fim do percurso l seria resultante do ângulo $\frac{\alpha - \beta}{2} = 2^\circ$ ou seja equivalente a $(\frac{\alpha + \beta}{2} - \beta)$.

A velocidade máxima ao fim do percurso $l = 150$ m será portanto:

$$v = \sqrt{2g \times 150 \cdot \sin 2^\circ} \simeq 10 \text{ m/s}$$

Esta velocidade é inferior à de propagação das ondas geradas que, para profundidades da albufeira de 25 a 30 m na zona atingida pela frente do escorregamento, é dada por \sqrt{gd} , ou sejam velocidades de 15 a 17 m/s.

Não são pois de temer os efeitos amplificadores de onda e velocidade, dados pelas forças de arrastamento nos contactos da massa deslizante com a água.

5.4 – *Previsão da altura da onda solitária gerada pelo escorregamento em situação de propagação bidimensional*

Os estudos feitos em modelos bi-dimensionais por Wiegel *et al.* (1970, 1972), bem como estudos teóricos de Noda (1970) e elementos constantes em publicações de Lomnitz e Rosenblueth (1976), Newmark e Rosenblueth (1971) e Wiegel (1970), permitem fazer a previsão da altura da onda solitária gerada por escorregamentos rápidos.

A altura é função do número de Froude corrigido $\bar{F}_r = \frac{v}{\sqrt{gd}} \times \frac{\lambda}{d}$, sendo v a velocidade de penetração na água, d a profundidade da água e λ a espessura da fronteira móvel.

Prevendo-se, no caso de M'Jara, $v = 10$ m/s, $\lambda = 6$ a 8 m e $d = 25$ a 30 m, resulta $\bar{F}_r = 0,12$ a $0,20$.

Quando o movimento horizontal do deslizamento dentro da albufera é muito maior que a profundidade local (no caso em estudo $l = 150$ m, $d = 30$ m) as seguintes expressões permitem avaliar a sobrelevação da água em função de \bar{F}_r :

$$l_{\text{máx}} = 1,32 \times \bar{F}_r \times d \quad \text{Noda (1970)}$$

$$l_{\text{máx}} = 1,17 \times \bar{F}_r \times d \quad \text{Miller e White (1966)}$$

$$\text{Das e Wiegel (1972)}$$

a que correspondem no caso em estudo

$$l_{\text{máx}} = 4,2 \text{ a } 6,7 \text{ m}$$

5.5 – Previsão da altura da onda solitária em situação de propagação tridimensional e considerando as características direccionais

As condições de propagação da onda solitária na albufera, desde o local do escorregamento até à barragem, só poderão ser estudadas convenientemente em modelo físico ou numérico.

Atendendo, porém, à finalidade do estudo e às características da albufera, que é muito larga em relação às dimensões da fronteira que origina a perturbação (relação maior que 3) e com fundos não muito variáveis ao longo do percurso da onda, considerou-se suficiente tirar partido dos resultados de ensaios tridimensionais feitos por Liu e Wiegel (1974) e referidos por Lomnitz e Rosenblueth (1976) para prever a altura da onda na sua chegada à barragem.

O ângulo mínimo segundo o qual a frente da onda solitária se pode propagar até à barragem em relação à frente na origem do escorregamento é de cerca de 15° .

Toda a barragem com cerca de 1500 m de comprimento sofre os efeitos da frente de onda no quadrante de 15° a 30° , em relação à origem do escorregamento (Fig. 4).

Por outro lado, sabe-se que a amplitude das ondas solitárias sofre atenuação com a distância r à origem, proporcionalmente a $r^{-1/3}$ (Lomnitz e Rosenblueth, 1976).

Recorrendo à teoria de ondas geradas por fronteiras móveis, como as de escorregamentos, mas para o caso mais simples da fronteira ter elevação vertical λ e comprimento l , numa albufera de profundidade d e sendo a

relação $l/d = \frac{150}{25 \text{ a } 30} = 6 \text{ a } 5 \gg 0,5$, a primeira onda gerada é a que vai ter maior altura, podendo avaliar-se a distância r da origem ao ponto de sobrelevação máxima aproximadamente pela expressão (Lomnitz e Rosenblueth, 1976):

$$y_s(r) = \frac{0,45 \lambda l}{d^{2/3} r^{1/3}}$$

A altura máxima da onda, avaliada anteriormente, é de 4,2 a 6,7 m, pelo que o valor de r correspondente a $\lambda = 6$ a 8 m (espessura do escorregamento), $l = 150$ m (percurso do escorregamento) e $d = 25$ a 30 m (profundidade da albufera) será:

$$r^{1/3} = \frac{0,45 \times 6 \times 150}{4,2 \times 30^{2/3}} \quad \text{e} \quad r^{1/3} = \frac{0,45 \times 8 \times 150}{6,7 \times 25^{2/3}}$$

$$r = 1150 \text{ m} \quad \text{e} \quad r = 850 \text{ m.}$$

Para uma lei de atenuação do tipo $r^{-1/3}$ e situando-se a barragem a cerca de 6500 m do escorregamento, as ondas com sobrelevação de 4,2 e 6,7 m reduzem-se, respectivamente, a:

$$l_b = 4,2 \times \left(\frac{1150}{6500} \right)^{1/3} = 2,4 \text{ m}$$

$$l_b = 6,7 \times \left(\frac{850}{6500} \right)^{1/3} = 3,4 \text{ m.}$$

Com efeito direccional da propagação, num quadrante de 15 a 30° em relação ao escorregamento, considerou-se, muito do lado da segurança, tal como se faz para a energia do vento, que o movimento da fronteira transfere a sua energia em todas as direcções até 45°. Supondo ainda que, ao longo de uma dada direcção, a unidade de energia vem reduzida pelo coseno do ângulo entre essa direcção e a do movimento da fronteira do escorregamento, poderão aceitar-se atenuações da ordem de 0,96 a 0,87.

Considerando um valor médio, correspondente a $\cos \left(\frac{15+30}{2} \right) = 0,92$, as alturas das ondas esperadas na barragem são da ordem de 2,2 a 3,2 m.

Em face das simplificações adoptadas ao longo de todo o estudo, admite-se como sobrelevação de cálculo para a onda solitária um valor de 3,2 m na zona da barragem.

5.6 – Previsão do espraiamento da onda solitária no talude de montante da barragem

O espraiamento de ondas solitárias ao longo de superfícies lisas de inclinação ψ foi medido experimentalmente por Hall e Watts (1953) e os resultados representados pela expressão adimensional:

$$\frac{R}{l_b} = n \left(\frac{l_b}{d} \right)^{\delta-1}$$

sendo: $n = 3,05 (\operatorname{tg} \psi)^{-0,13}$, $\delta = 1,15 (\operatorname{tg} \psi)^{0,02}$ (para valores de $\operatorname{tg} \psi$ superiores a 0,2), R a sobrelevação vertical e d a profundidade local.

O talude de montante da barragem junto do coroamento tem uma inclinação de 1,725/1 ou seja $\psi = 30^\circ$.

Para uma altura $l_b = 3,2$ m e $d = 75$ m resulta uma sobrelevação de $R = 3,2 \text{ m} \times 3,276 \times \left(\frac{3,2}{75} \right)^{1,137-1} = 3,2 \times 2,1 = 6,7$ m.

A rugosidade e a permeabilidade do revestimento têm efeitos muito favoráveis na redução do espraiamento em relação ao de superfícies lisas e impermeáveis. Para ondas de oscilação é frequente adoptar para revestimentos a granel (rip-rap) coeficientes de redução da ordem de 50%. Considerando que o efeito é igual para ondas solitárias, resultará:

$$R (\text{rugoso}) = 0,50 \times 6,7 \approx 3,5 \text{ m.}$$

Estando previsto o coroamento da barragem à cota 170 e o nível de pleno armazenamento à cota 166,5, dispõe-se de uma folga de 3,5 m, ou seja da ordem de grandeza do espraiamento calculado.

5.7 – Avaliação da aceleração sísmica capaz de produzir a instabilidade da vertente

O equilíbrio plano de um talude infinito, inclinado de β° , é dado pela seguinte expressão em função da resistência não drenada C_u , mobilizada pela acção da solicitação rápida sísmica, e supondo uma percolação paralela ao talude:

$$F = \frac{C_u}{\gamma h \cos^2 \beta} \times \frac{1}{K + \frac{\gamma_w}{\gamma} \operatorname{tg} \beta},$$

F é o factor de segurança, γ o peso específico total saturado, γ_w o peso específico da água, β o ângulo do talude com a horizontal e K o coeficiente sísmico.

A avaliação de C_u pode fazer-se através da expressão (Mineiro, 1967, 1969 e 1975) válida para estado de deformação plana:

$$C_u = \frac{c' \cos \varnothing' + 0,5 \sigma'_1 [(1+k_0) + \sqrt{3} (A_t - 1/3) (1-k_0) M_p] \sin \varnothing'}{1 + \sqrt{3} (A_t - 1/3) M_p \sin \varnothing'}$$

sendo $k_0 = 1 - \sin \varnothing'$, $M_p = \sqrt{3(3 + \sin^2 \varnothing') / (3 - \sin^2 \varnothing')}$ e A_t o coeficiente de pressão neutra na rotura, em ensaio triaxial.

As características geotécnicas das “margas” alteradas, até cerca de 8 m de profundidade, são:

$$c' = 25 \text{ kN/m}^2 \quad \varnothing' = 20^\circ \quad A_f = 0,8 \quad \gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$$

Desprezam-se os efeitos de sobreconsolidação das “margas” alteradas e a análise é feita do lado da segurança considerando-as normalmente consolidadas sob o efeito do peso próprio submerso (condições geradas pela percolação paralela ao talude).

Assim a 8 m de profundidade:

$$C_u = 39 \text{ kN/m}^2$$

Da expressão de F e para o equilíbrio limite ($F = 1$) e com $\beta = 16^\circ$ resulta:

$$K = \frac{C_u}{\gamma h \cos^2 \beta} - \frac{\gamma_w}{\gamma} \tan \beta = 0,264 - 0,244 = 0,12$$

Assim, para provocar a instabilidade da vertente bastará uma aceleração de 0,12 g. O estudo estatístico feito para a caracterização sísmica local, mostra que a tal aceleração corresponde um período de retorno da ordem de 250 anos, ou seja apenas uma probabilidade de 65% de não ser excedida num período de vida médio de 100 anos da barragem.

6 – ESTUDO DA ESTABILIDADE DA VERTENTE A MONTANTE DO DIQUE DA PORTELA

A estabilidade da vertente, a montante do dique da portela, foi estudada em pormenor, não só por fazer parte da fundação do dique, mas também por representar um processo típico da evolução natural das vertentes da albufeira.

Seis poços, (até cerca de 15 m de profundidade) uma sondagem e uma galeria (com 40 m de comprimento) e perfis geofísicos foram executados de forma a atravessar francamente as superfícies prováveis de deslizamento, quer antigas, quer recentes. Chegou-se à conclusão que os deslizamentos de adaptação da vertente são muito superficiais e não atravessam a zona de “margas” alteradas.

A profundidade desta zona alterada é da ordem de 6 m e é muito regular ao longo da vertente. Os ângulos do talude variam de 14° na zona superior a 8° na base. A redução da inclinação é muito regular e resulta fundamentalmente de movimentos peliculares ao longo da vertente das margas muito alteradas e degradadas na superfície. A inclinação do talude não pode pois traduzir um perfil de equilíbrio limite da vertente, mas somente do talude constituído pelo depósito coluvionar transportado numa franja pouco espessa. A espessura desta franja varia de cerca de 1 m no topo da vertente a cerca de 2 a 4 m na base.

Na Fig. 6 apresenta-se um corte geológico da vertente e a posição relativa do dique da portela.

É impossível assegurar a estabilidade sísmica, ou mesmo estática da franja coluvionar, após o esvaziamento rápido da albufeira, e o perfil suavizar-se-á sucessivamente mas sem consequências para o equilíbrio global da vertente ou do dique da portela.

Pelo contrário, é importante apreciar a estabilidade da vertente para escorregamentos mais profundos (na camada de margas alteradas até cerca de 6 m de profundidade) e que possam afectar a banqueta estabilizadora do dique.

Como a zona mais crítica para os deslizamentos estará também sujeita à acção erosiva das ondas da albufeira, previu-se aí a substituição do material coluvial por um revestimento do mesmo tipo do adoptado para o talude de montante do dique.

Por simplicidade e do lado da segurança a estabilidade da camada de “margas” alteradas foi analisada considerando um talude infinito com um ângulo de $\beta = 14^\circ$ sobre a horizontal.

O equilíbrio plano do talude infinito é dado pela expressão:

$$F = \frac{C_u}{\gamma(h+Z) \cos^2 \beta} \times \frac{1}{K + \frac{\gamma_w}{\gamma} \left(1 - \frac{nZ}{h+Z}\right) \operatorname{tg} \beta}$$

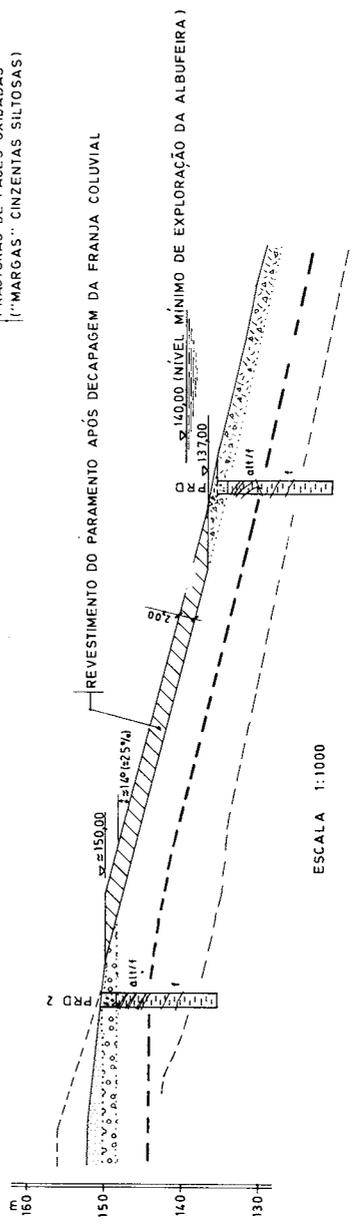
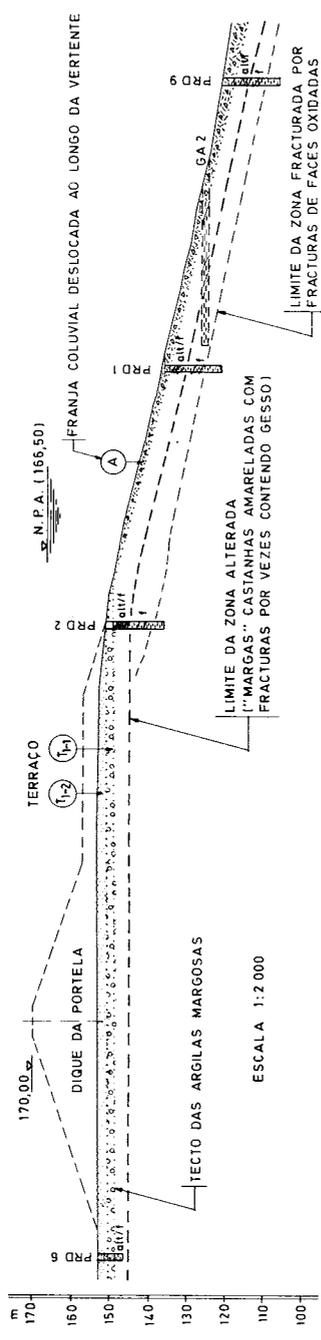


Fig. 6 – Cortes geológicos na vertente do dique da portela

sendo:

- F o factor de segurança,
- γ o peso específico total saturado do solo,
- γ_w o peso específico da água,
- h a altura de solo impermeável (margas),
- z a altura do revestimento,
- β o ângulo do talude com a horizontal,
- K o coeficiente sísmico,
- n a porosidade do revestimento

Para a avaliação da resistência não drenada ao corte C_u , em estado de deformação plana, utilizou-se a mesma expressão referida no capítulo anterior, mas introduzindo o conceito de factor de segurança F, ou seja:

$$C_u = \frac{c' + 0,5 \sigma'_1 [(1+ko) + \sqrt{3} (A_t - 1/3) (1-ko) M_p] \operatorname{tg}\varnothing'}{\sqrt{F^2 + \operatorname{tg}^2\varnothing'} + \sqrt{3} (A_t - 1/3) M_p \operatorname{tg}\varnothing'}$$

Considerando os parâmetros seguintes:

$$\begin{aligned} c' &= 25 \text{ kN/m}^2 & \varnothing' &= 20^\circ & A_f &= 0,8 & ko &= 1 - \operatorname{sen}\varnothing' = 0,658 \\ M_p &= 1,06 & h &= 4 \text{ m} & Z &= 2 \text{ m} & \gamma &= 20 \text{ kN/m}^2 & \gamma_w &= 10 \text{ kN/m}^2 \\ n &= 0,4 & \sigma'_1 &= \gamma'(h+Z) = 60 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

e combinando as duas expressões obtém-se:

$$C_u = \frac{46,312}{\sqrt{F^2 + 0,1325} + 0,312} = 112,977 (K + 0,108) F.$$

Para $K = 0$ (esvaziamento rápido da albufeira, sem sismo) obtém-se:

$$F = 1,78$$

Para $F = 1$ (rotura), a aceleração crítica necessária é de:

$$K_c = 0,19 \text{ g.}$$

Considerando que o escorregamento resulta dum esvaziamento rápido da albufeira combinado com a perturbação sísmica, o período de retorno a adoptar é da ordem de 1000 anos.

Os estudos estatísticos das perturbações sísmicas na região levaram a considerar uma aceleração de 0,15g para este período de retorno.

Para tal aceleração ($K = 0,15$) o factor de segurança sísmico é $F_s = 1,09$.

Estes resultados são aceitáveis pois o modelo de talude infinito é demasiadamente desfavorável e corresponde a considerar que a franja coluvionar de “margas” degradadas se deslocou, deixando todo o talude sob um ângulo de 14° .

7 – CONCLUSÕES

7.1 – Deste estudo ressalta que a metodologia aplicada à avaliação do grau de instabilidade das vertentes da albufeira da barragem de M’Jara permitiu, não só prever a localização e delimitação das zonas mais críticas (cerca de 90 zonas), como apreciar as consequências sobre as obras, quer de ondas geradas na albufeira por grandes massas que para ela escorreguem, quer de deslizamentos de vertentes que servirão de fundação a algumas das obras, principalmente em resultado de perturbações sísmicas intensas.

7.2 – Apesar do grande desenvolvimento das vertentes da albufeira (mais de 180 km) o estudo não envolveu grandes dificuldades e custos pois consistiu num inventário das características geométricas e geológicas das vertentes, limitando-se os reconhecimentos e ensaios geotécnicos apenas às zonas mais críticas e representativas.

7.3 – Pôde concluir-se que:

- Os escorregamentos existentes ou potenciais nas vertentes da albufeira (algumas dezenas de milhões de m^3), que poderão ser desencadeados principalmente por acções sísmicas, constituem uma pequena fracção do volume morto da albufeira (1200 milhões de m^3).
- O escorregamento potencial mais crítico para a geração de ondas na albufeira envolve um volume da ordem de 1,5 milhões de m^3 , numa frente de 1000m, numa espessura máxima de 8m e percorrendo cerca de 150m num plano inclinado (variando de 16° a 12° durante o percurso).
- A velocidade máxima de penetração da massa deslizante na água foi avaliada em cerca de 10 m/s.
- A onda solitária gerada por tal escorregamento corresponde a uma sobrelevação máxima local, sobre o nível de pleno armazenamento, inferior a 7m.

- A propagação da onda solitária até à barragem, situada a cerca de 6,5 km da frente do escorregamento, beneficia de efeitos favoráveis de atenuação com a distância e de difração, conduzindo a uma redução na amplitude, avaliada em cerca de 50%.
- O espraiamento da onda no talude da barragem conduz a uma sobrelevação máxima vertical da água de cerca de 3,5 m ou seja o valor da folga disponível entre o coroamento e o nível de pleno armazenamento.
- A estabilidade sísmica após esvaziamento rápido da albufeira parece assegurada para a vertente que serve de fundação ao dique da portela e para um período de retorno estimado em 1000 anos (valor adoptado para a conjugação dos dois tipos de sollicitação actuando na vertente).

AGRADECIMENTOS

O autor agradece à Direction de l'Hydraulique do Ministère de l'Équipement et de la Promotion Nationale de Marrocos, a autorização para publicação deste artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- CHOWDHURY, R. - "Analysis of the Vajont Slide - New Approach". *Rock Mechanics*, 11 29-38, 1978.
- DAS, M. M. e WIEGEL, R. L. - "Waves Generated by Horizontal Motion of a Wall". *J. Waterways, Harbors, Coastal Eng. Div., Proc. ASCE*, 98 (WW1):49-65, 1972.
- DAVIDSON, D. D. e WHALIN, R. W. - "Potencial Landslide-generated Water Waves, Libby dam and Lake Koocanusa, Montana"; "Hydraulic Model Investigation" U. S. Army Engineer Water-ways Experiment Station, Hydraulic Laboratory, Technical Report H-74-15, 1974.
- HALL, J. V. e WATTS G. M. - "Laboratory Investigation of the Vertical Rise of Solitary Waves on Impermeable Slopes". U. S. Army Beach Erosion Board, Tech. Memo. n.º 33, 1953.
(não consultado, mas os resultados constam de Howells *et al.*, 1971).
- HERITEAU, G., MOUDDEN, M. e POST, G. - "Étude de la Stabilité des Rives de la Cuvette du Barrage Idriss 1^{er} au Maroc". *Revue Française de Geotechnique*, 1. 1976.
- HOWELLS, D. A., HAIGH, I. P. e TAYLOR, C. - "Dynamic Waves in Civil Engineering". Wiley-Interscience, London, 1971.

- LIU, S. L. e WIEGEL, R. L. - "Three-dimensional Hydraulic Model Study of Water Waves by Horizontal Tectonic Displacements". Tech. Rep. No HEL 16-10, Hydraulic Engineering Laboratory, University of California, Berkeley, Calif. 1974.
(não consultado, mas os resultados constam de Lomnitz e Rosenblueth, 1976).
- LOMNITZ, C. e ROSENBLUETH, E. - "Seismic Risk and Engineering Decisions, Developments in Geotechnical Engineering; 15", Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1976.
- MILLER, D. J. e WHITE, R. V. - "A Single - impulse System for Generating Solitary, Undulating Surge, and Gravity Shock Waves in a Laboratory". Fluid Dynamics and Sediment Transport Lab. Rep. N.º 5, Dep. of Geophysical Science, Univ. of Chicago, 1966.
(não consultado, mas os resultados constam de Lomnitz e Rosenblueth, 1976).
- MINEIRO, A. J. C. - "Pore Water Pressure and Undrained Strength of Soils". M. Sc. Thesis. University of London, 1967.
- MINEIRO, A. J. C. - "Pore Water Pressure Prediction Under Plane Strain". Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. 1, pp. 275-279. 1969.
- MINEIRO, A. J. C. - "Dinâmica de Solos Frágeis - Aplicações à Microzonagem Sísmica e ao Dimensionamento de Barragens de Terra". Dissertação de Doutorado, IST, UTL. Lisboa, 1975.
- NEWMARK, N. e ROSENBLUETH, E. - "Fundamentals of Earthquake Engineering" Prentice-Hall, Inc. 1971.
- NODA, E. - "Water Waves Generated by Landslides". J. Waterways, Harbors and Coastal Eng. Div., Proc. ASCE, 96 (WW4): 835-855. 1970
- OKAMOTO, S. - "Introduction to Earthquake Engineering". University of Tokyo Press, 1973.
- RANEY, D. C. e BUTLER, H. L. - "Landslide Generated Water Wave Model". J. Hydraulic Div., Proc. ASCE, 102 (No. HY 9) 1269-1282. 1976.
- WIEGEL, R. L. - "Earthquake Engineering". Prentice-Hall, Inc., 1970.
- WIEGEL, R. L., NODA, E. K., *et al.* - "Water Waves Generated by Landslides in Reservoirs". J. Waterways Harbors Div., Proc. ASCE, 96 (WW2): 307-333, 1970.
- WIEGEL, R. L., NODA, E. K., *et al.* - "Closure to Water Waves Generated by Landslides in Reservoirs". J. Waterways Harbors Div., Proc. ASCE, 98 (WW1): 72-74, 1972.