

CONSOLIDAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO DA FUNDAÇÃO DA BARRAGEM DE CAMBAMBE (Rep. Pop. de Angola)*

Consolidation of the Foundation Rock Mass of Cambambe Dam (P. R. Angola)

por

RICARDO OLIVEIRA**

JORGE PAULINO DE MIRANDA***

M. PINHO DE MIRANDA***

L. BRAGA DA CRUZ***

RESUMO — A Barragem de Cambambe, no rio Kwanza, Angola, foi construída no princípio dos anos sessenta, com uma altura de cerca de 68 m. Em 1981, as autoridades angolanas decidiram alteá-la até à cota 132.75, ou seja, de 20 m acima do actual coroamento. Os trabalhos de prospecção geotécnica no local e os resultados dos ensaios de laboratório mostraram ser necessário tomar medidas relevantes com vista à consolidação da fundação, quer nas zonas do maciço já tratadas durante a primeira fase, quer nas zonas das novas estruturas a construir.

SYNOPSIS — Cambambe dam (Kwanza River — Angola) was built in the early sixties with a height of about 68 m. In 1981, the heightening of the dam up to elevation (132.75), 20 m above the actual crest, was decided by Angolan authorities. Site investigation and laboratory test results led to the conclusion that remedial measures for foundation consolidation were needed in the zones already treated and also in those of the new structures.

* Comunicação apresentada ao XV Congresso da ICOLD, Lausanne, 1985

** Geólogo de Engenharia Sub-director do LNEC; consultor geotécnico da COBA, Consultores para Obras, Barragens e Planeamento, SARL, Av. 5 de Outubro, 323, Lisboa

*** Engenheiro civil geotécnico assistente do IST; Chefe do Serviço de Geologia e Geotecnia da COBA, Consultores para Obras, Barragens e Planeamento, SARL

**** Engenheiro civil da EDP — Electricidade de Portugal, E.P., R. do Bolhão, 36-4º — Porto

***** Engenheiro civil da EDP — Electricidade de Portugal, E.P.

1 – INTRODUÇÃO

O Projecto do Aproveitamento de Cambambe, no rio Kwanza, começou a ganhar forma na década de cinquenta, altura em que se elaboraram os primeiros estudos de viabilidade (Sarmiento e Vaz, 1964).

Com vista a satisfazer as exigências em energia necessárias ao surto de desenvolvimento que então eclodiu em Angola, decidiu-se construir no local dos rápidos de Cambambe, uma barragem de betão e uma central subterrânea.

Optou-se então por desenvolver o aproveitamento em duas fases. Numa primeira, construía-se a barragem de 68 m de altura, até à cota (112.75) e uma central subterrânea com a capacidade máxima de 4×65 MW. Os trabalhos de construção civil desta primeira que foram concluídos em 1962. Só então se deu início aos estudos para o projecto da segunda fase.

Mas com a independência da República Popular de Angola, os trabalhos foram interrompidos. Apenas em 1981 as autoridades angolanas decidiram ultimar os estudos e preparar o projecto definitivo da segunda fase, a qual consiste no alteamento da barragem de 20 m, até à cota (132.75) e na construção de uma nova central subterrânea com a capacidade máxima de 4×130 MW, localizada tal como a primeira, na margem direita do rio (Fig. 1).

O projecto desta segunda fase, e nomeadamente o do alteamento da obra já existente, exigiu um estudo geotécnico detalhado do maciço rochoso de fundação da barragem na zona dos novos encontros e do muro-ala.

Face aos resultados obtidos foi decidido proceder a um tratamento de consolidação de todo o maciço rochoso de modo a se assegurar a estabilidade da estrutura.

2 — CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS

No local da barragem, o rio segue na direcção E-W, apresentando um fundo aplanado e margens abruptas nos níveis mais baixos. Contudo, a cerca de 500 m para jusante, o curso de água muda bruscamente de rumo passando a seguir na direcção NE-SW, devido a condições tectónicas. O vale transforma-se então numa estreita garganta.

As formações geológicas que afloram na região são muito antigas, remontando algumas delas ao Pré-Câmbrico. Daí que as características geológicas interessadas pelo projecto sejam bastante complexas, o que se deve, em grande parte, a intensa actividade tectónica.

Do ponto de vista litológico pode considerar-se que existem dois tipos de formações distintas: uma série sedimentar mais superficial, sobrejacente a um complexo ígneo-metamórfico.

1. Barragem de Cambambe
2. Açude
3. Descarga de fundo
4. Central I (4×65 MW)
5. Tomadas de água I
6. Túneis de restituição I
7. Central II (4×130 MW)
8. Tomadas de água II
9. Túneis de restituição II

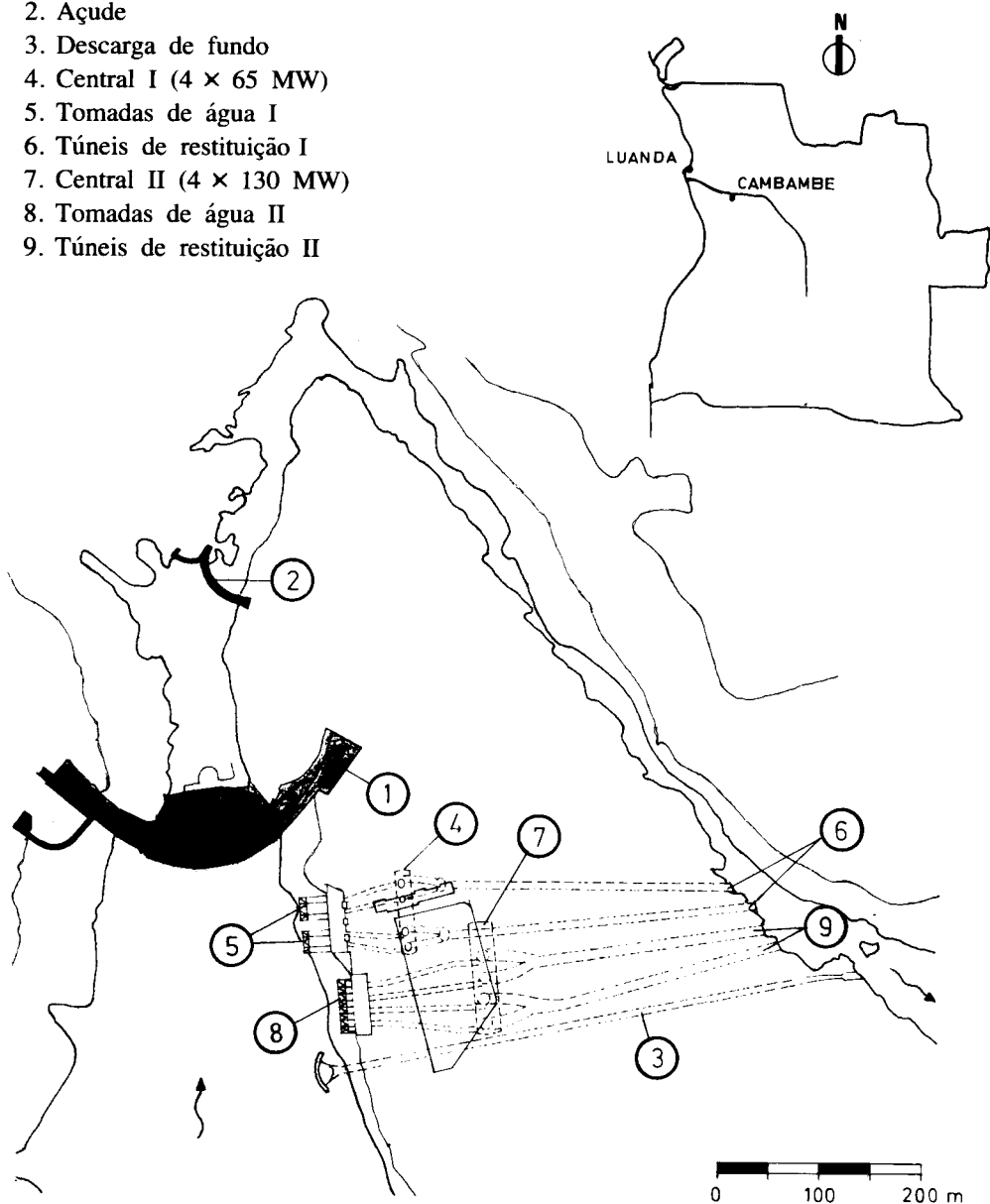


Fig. 1 — Planta geral e mapa de localização

A série sedimentar é formada por camadas sub-horizontais de materiais finos (argilitos e siltitos) e grosseiros (grés de grão fino a grosseiro e conglomerados). A percentagem de estratos grosseiros aumenta em profundidade. O complexo ígneo-metamórfico é constituído essencialmente por rochas graníticas, mas não aflora na zona de fundação da barragem, situando-se a cerca de 30 m de profundidade na margem direita e de 80 m na margem esquerda. No contacto entre os dois tipos de formações mencionadas ocorre uma brecha siliciosa, esverdeada, com uma espessura de vários metros.

Foram detectadas quatro famílias de descontinuidades (falhas e diaclase) que se podem agrupar em dois sistemas distintos. O mais importante engloba as famílias de orientação NE-SW/-NNE-SSW, sub-verticais; e NW-SE/NNW-SSE de inclinação variável, embora tendendo sempre para a vertical.

Também as superfícies de estratificação sub-horizontais ocorrentes ao longo das séries sedimentares constituem um conjunto importante de descontinuidades.

Os trabalhos de prospecção geotécnica no maciço rochoso da fundação, desenvolveram-se por várias fases. Incluíram a realização de furos de sondagem, a abertura de galerias, a execução de prospecção geofísica, e de ensaios «in-situ», para estudo da deformabilidade, da resistência ao corte e da permeabilidade. Também se levaram a cabo sucessivos programas de ensaios de laboratório.

A última fase das investigações, realizada em 1982, englobou uma caracterização mais detalhada da permeabilidade, da deformabilidade e da resistência ao corte do maciço rochoso da fundação da barragem, e permitiu a determinação dos parâmetros geotécnicos a considerar no projecto final do alteamento, sobretudo na zona das novas estruturas.

Nesse sentido procedeu-se à furação de mais 15 sondagens, no interior das quais se realizaram ensaios de permeabilidade (tipo Lugeon) e de deformabilidade com o dilatómetro do LNEC. Levou-se ainda a cabo uma campanha de prospecção sísmica ao longo dos furos, entre furos, e entre furos e galerias da fundação da barragem. Foram abertas três novas galerias, nas formações da série sedimentar, e em câmaras preparadas no seu interior realizaram-se ensaios «in-situ» de deformabilidade (LFJ — almofadas planas de grande área e dilatómetros do LNEC) e de resistência ao corte.

Os ensaios de corte foram conduzidos de modo a poder-se determinar a resistência das camadas menos resistentes de siltito e argilito e também ao longo das descontinuidades, dado que o mecanismo de rotura do maciço rochoso é condicionado por elas.

Tendo em conta os resultados obtidos nas várias fases dos trabalhos geotécnicos, estabeleceram-se as seguintes conclusões:

- a amostragem do maciço rochoso é boa, verificando-se uma elevada percentagem de recuperação (em média acima de 95%) e um RQD (Rock Quality Designation) elevado (em média acima de 80%). Nos níveis mais baixos da

série sedimentar e no complexo ígneo-metamórfico, o maciço pode ser classificado de F_{1-2} (espaçamento entre descontinuidades apreciável ou descontinuidades afastadas) e W_{1-2} (rocha sã a ligeiramente alterada); já para as camadas mais superficiais da série sedimentar ele pertence às classes F_3 a F_4 e W_3 a W_4 (graus de alteração e fracturação da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas).

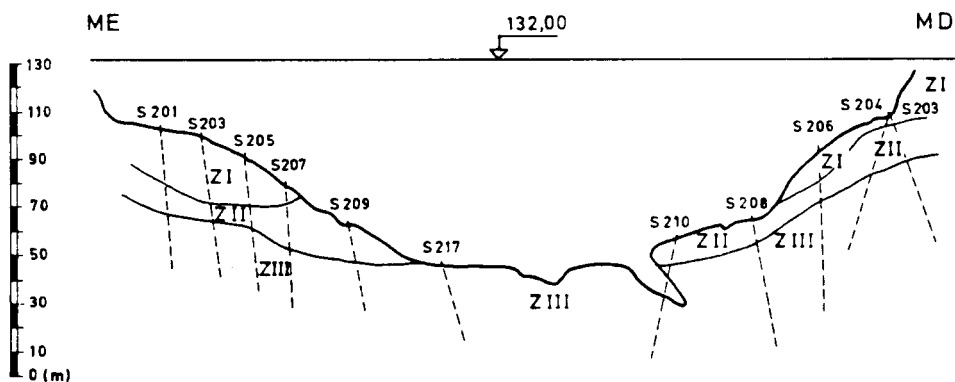
- a permeabilidade do maciço rochoso é condicionada essencialmente pelos sistemas de descontinuidade existentes, e reduz-se em profundidade. A série sedimentar é mais permeável do que o complexo ígneo-metamórfico e no contacto entre as duas formações registam-se absorções de água apreciáveis, nos ensaios «in-situ»;
- relativamente à deformabilidade, verifica-se que a margem esquerda mostra características mais deformáveis do que a direita, apresentando camadas espessas de siltitos com valores da ordem de E_d (módulo dilatométrico) = 2500 MPa e de E (módulo de deformabilidade «in-situ») = 3000 MPa. O módulo de deformabilidade médio ao nível da série sedimentar está compreendido entre 4000 e 6000 MPa, para a parte superior, aumentando para 10 000 a 13 000 MPa para a inferior; para as formações do complexo ígneo-metamórfico, ele é de cerca de 20 000 MPa.
- a resistência ao corte dos enchimentos argilosos que ocorrem no contacto entre estratos de material fino e grosseiro, varia entre 9° e 12° para as situações mais desfavoráveis. Por sua vez, algumas descontinuidades preenchidas com argila apresentam um ângulo de atrito interno da ordem de 17° e as descontinuidades limpas e planas um ϕ de cerca de 28° .

A fig. 2 ilustra o zonamento geotécnico da fundação baseado em alguns dos resultados mais relevantes obtidos no decorrer dos trabalhos.

3 – MEDIDAS PARA MELHORAR A QUALIDADE DO MACIÇO ROCHOSO DA FUNDAÇÃO

3.1 — *Generalidades*

Durante a construção da primeira fase do empreendimento, as características desfavoráveis do maciço rochoso obrigaram a uma redefinição da inserção das escavações de ambos os encontros, do muro-ala e do próprio perfil longitudinal.



Zonas	Permeabilidade (unidades Lugeon)	Deformabilidade (10^3 MPa)	Prospecção sísmica V_L /(m/s)
I	> 2.5	< 6	2000 — 4000
II	2.5 — 1	6 — 13	4000 — 5000
III	< 1	> 13	> 5000

Fig. 2 — Zonamento geotécnico

Procedeu-se à consolidação global do maciço rochoso até profundidades de cerca de 30 m, para o que se utilizaram as duas galerias da fundação. Antes de se efectuar a injecção de calda de cimento levou-se a cabo a limpeza das descontinuidades para o que se removeu a argila e os restantes materiais de preenchimento com auxílio de água sob pressão.

Paralelamente, procedeu-se à realização de trabalhos adicionais, de que se destaca a abertura de galerias-chaveta preenchidas com betão em ambas as margens. Ao longo de toda a base da fundação e com vista ao seu reforço, foram instaladas armaduras de aço, que se dispuseram a toda a largura do soco e muito especialmente do lado de jusante.

Devido à sua grande espessura e localização desfavorável em relação às forças actuantes na barragem, quatro falhas foram tratadas individualmente por meio de escavação tendo sido subsequentemente preenchidas com betão (Sarmiento e Vaz, 1964).

Foi executada uma cortina de impermeabilização atingindo profundidades da ordem de 35-50 m assim como uma rede de drenagem constituída por furos abertos a jusante daquele órgão de estanqueidade.

Como já se mencionou, os resultados dos trabalhos de prospecção geotécnica realizados para a última fase do projecto acentuaram as características desfavoráveis do maciço rochoso ao nível da série sedimentar. Verificou-se também uma certa degradação do tratamento do terreno por injeções, efectuado durante a primeira fase de construção do empreendimento. Decidiu-se portanto adoptar medidas adequadas visando melhorar, em termos geotécnicos, a qualidade do maciço rochoso de fundação. Pretendia-se essencialmente reduzir a deformabilidade e aumentar a resistência ao corte na zona mais superficial do maciço por ser ali que ele apresenta as características mais desfavoráveis.

3.2 — *Tratamento de consolidação por injeções*

Os resultados dos ensaios de permeabilidade e de deformabilidade com o dilatómetro, efectuados nas zonas do maciço rochoso que já tinham sido tratadas durante a primeira fase de construção do empreendimento, levaram à conclusão de que era necessário proceder de novo à consolidação do terreno e à execução de uma cortina de impermeabilização. Nesta segunda fase, para o tratamento do maciço decidiu-se recorrer a injeções de caldas de cimento-bentonite, até profundidades da ordem de 25 a 39 m. Abaixo dessa profundidade as tensões induzidas são praticamente desprezáveis.

O maciço rochoso da fundação na zona dos novos encontros e do muro-ala, que não tinha sido objecto de um tratamento anterior, será consolidado até profundidades de cerca de 30 m abaixo da superfície por meio de injeções de caldas de cimento-bentonite.

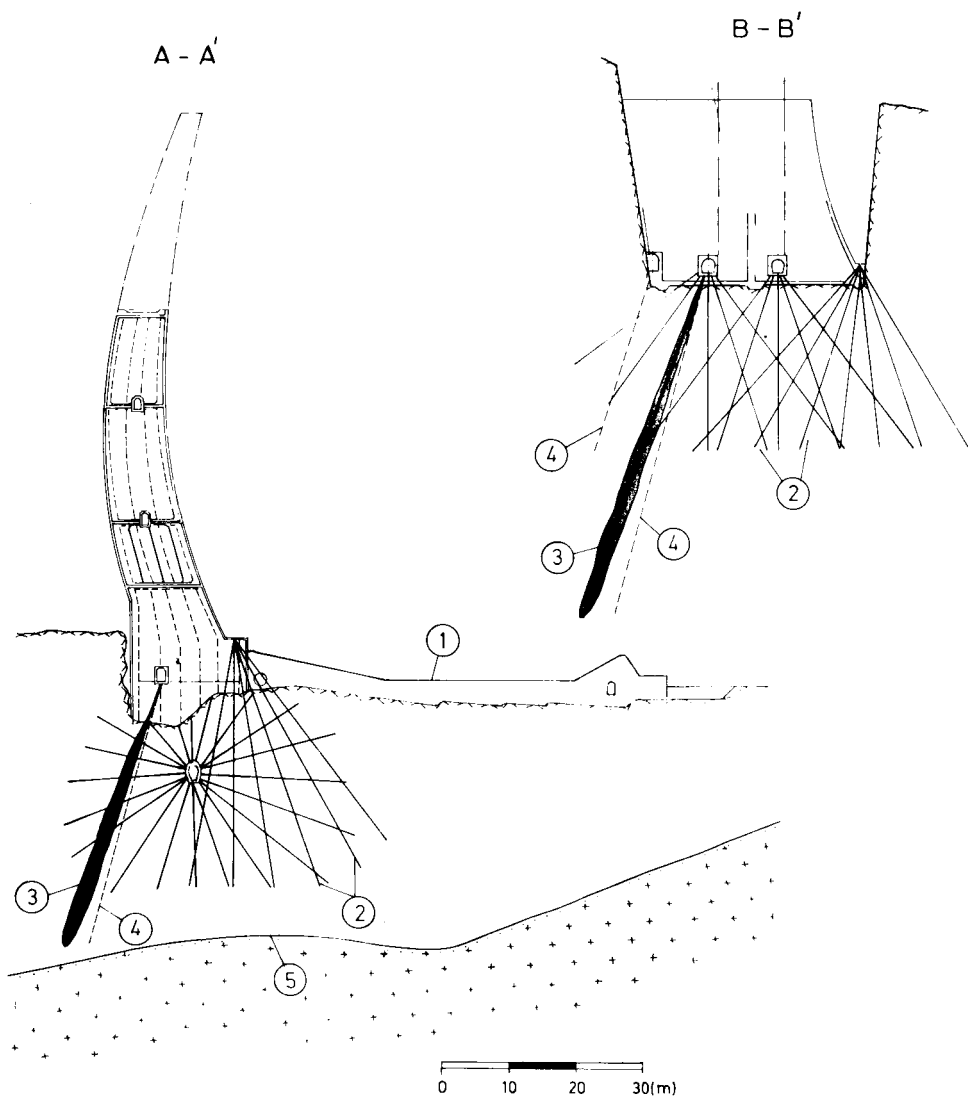
Uma cortina de impermeabilização e um sistema de drenagem serão de novo executados sob toda a barragem, os novos encontros e o muro-ala.

O tratamento proposto é apresentado na Fig. 3. Os furos serão abertos em secções afastadas de 3 m entre si, quer a partir da superfície do terreno quer a partir das galerias já existentes.

3.3 — *Reforço da fundação por meio de ancoragens de grande comprimento e de micro-estacas*

3.3.1 — *Introdução*

Para as condições normais de exploração da albufeira, a relação entre as componentes horizontal e vertical das forças aplicadas (tensões induzidas na fundação) estão compreendidas entre 1,43 no fundo do rio, 0,33 no encontro da margem direita, e 0,43 no encontro da margem esquerda.



1. Bacia de dissipação
2. Trabalhos de consolidação
3. Cortina de impermeabilização
4. Cortina de drenagem
5. Contacto entre a série sedimentar e o complexo ígneo-metarmórfico

Fig. 3 — *Trabalhos de consolidação — Secções transversais na zona central da barragem (AA') e no encontro da margem direita (BB')*

Adoptaram-se duas soluções como forma de impedir o deslizamento da barragem ao longo quer do contacto com a fundação quer das descontinuidades quer ainda das camadas de siltito de menor resistência.

Na zona central do soco, onde as tensões normais de compressão são mais baixas, e onde se observam mesmo tensões de tracção, serão instaladas ancoragens de grande comprimento, resistindo a forças da ordem de 1000 KN m^{-1} e 2500 KN m^{-1} e inclinadas para montante de 45° .

Ao longo de toda a fundação decidiu-se proceder à instalação de micro-estacas, inclinando para montante de 35° . Adoptaram-se dois tipos distintos: armaduras de $4 \varnothing 100 \text{ mm}$, a instalar em furos de 279 mm ($11''$) de diâmetro, e armaduras de $6 \varnothing 40 \text{ mm}$ dispostas em furos de 152 mm ($6''$) de diâmetro.

3.3.2 — Metodologia para cálculo das micro-estacas

Para a determinação da orientação óptima das armaduras e para a realização do pré-dimensionamento das armaduras das micro-estacas adoptaram-se as hipóteses seguintes: a) a matriz rochosa é indeformável; b) o deslizamento ocorre ao longo de camadas de siltitos de espessura constante; c) a deformação da micro-estaca é suficientemente aproximada pela poligonal representada na Fig. 4.

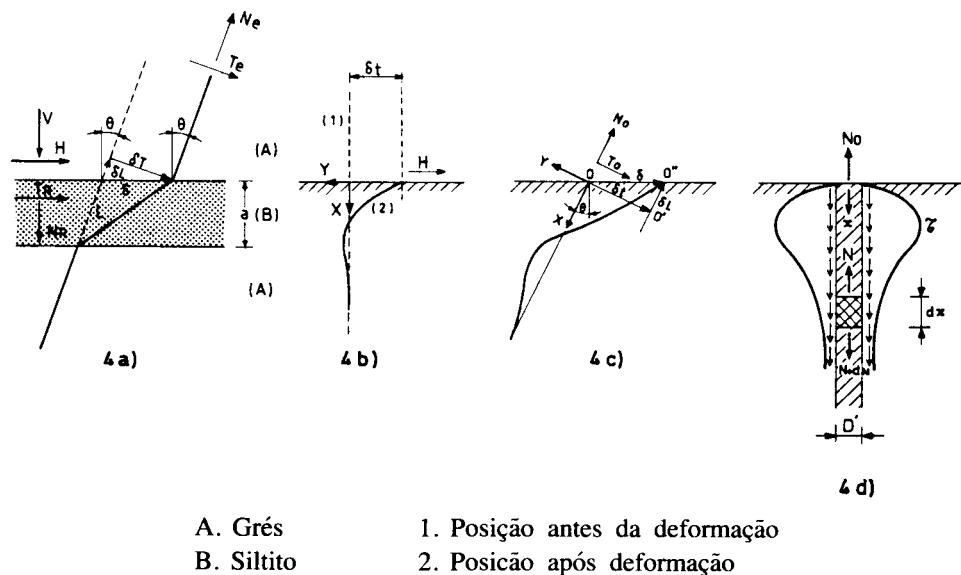


Fig. 4 — Idealização do comportamento das micro-estacas

A orientação óptima foi encontrada pela minimização do deslizamento δ , obtido através da eliminação das incógnitas T_e , N_e , T_r e N_r envolvidas nas duas equações de equilíbrio, nas duas relações entre esforços e deslocamentos nas armaduras e ainda na condição de deslizamento de Coulomb $T_r = N_r \tan \phi$.

Verifica-se então que, para ângulos de atrito inferiores a 35° , a inclinação óptima das armaduras é de 35° relativamente à normal às camadas de siltitos. Conhecida esta inclinação procedeu-se ao dimensionamento final das estacas através do estudo independente do seu comportamento à flexão e à tracção e na sua posterior combinação.

Para o estudo da flexão idealizou-se um meio espaço homogéneo e isotrópico atravessado, perpendicularmente à fronteira, por uma estaca de comprimento indefinido e solicitada na extremidade livre por um esforço transversal. Admitiu-se a estaca elasticamente apoiada no meio envolvente e a reacção deste, proporcional ao deslocamento, traduzida por:

$$WD = 0,65 \times \sqrt[12]{\frac{E_R D^4}{nEI}} \times \frac{E_R}{1 - \nu_R^2}$$

W = módulo de reacção do terreno

D = diâmetro da estaca

nEI = rigidez à flexão das armaduras

E_R, ν_R = características elásticas da rocha

A integração da equação da elástica permitiu relacionar o deslocamento δ_T (Fig. 4) com o esforço transversal aplicado.

A acção do esforço normal foi simulada através do estudo de um sólido elástico semi-definido reforçado por um cilindro de eixo normal à superfície livre, com uma relação comprimento/diâmetro muito elevada, constituído por um material mais rígido que o meio envolvente e solicitado por uma força de tracção na extremidade livre.

A partir dos deslocamentos fornecidos pela teoria da elasticidade para um meio espaço solicitado por uma pressão uniforme aplicada numa área circular situada a diferentes profundidades, obteve-se a matriz de rigidez do maciço que se adicionou à correspondente matriz de rigidez do cilindro.

Solicitou-se então a estrutura com um esforço axial crescente. Admitindo-se um comportamento não linear na ligação da estaca ao meio envolvente, caracterizado por valores de pico e residual de tensão tangencial, verifica-se que, para níveis elevados da solicitação o alongamento da armadura cresce com o quadrado do esforço normal, diminuindo o coeficiente de proporcionalidade com o diâmetro da estaca.

Analizadas as acções individuais dos esforços transversos e normal, procedeu-se ao estudo das estacas com a inclinação já determinada e solicitadas simultaneamente por tracção e corte.

No Quadro 1 apresentam-se os esforços horizontais (KN) suportados por uma estaca armada com 4 Ø 100 mm. Como se vê, o rendimento aumenta com o ângulo de atrito mas diminui com a qualidade da rocha.

QUADRO 1

<div style="display: inline-block; transform: rotate(-45deg); transform-origin: center;"> E_R (MPa) / $\tan \varnothing$ </div>	0,20	0,44
	5,10	5,65
6 000	5,10	5,65
11 000	4,67	5,02

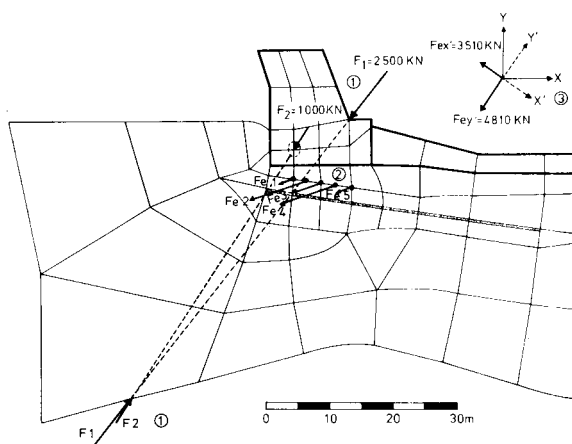
3.3.3 — Cálculos de verificação

A fim de conhecer a distribuição das tensões no maciço de fundação, no fundo do vale e nomeadamente sob os blocos da barragem, recorreu-se a uma análise pelo método dos elementos finitos. Procurou-se esclarecer qual a participação da bacia de dissipação, a jusante da barragem, na resistência aos esforços horizontais, bem como quantificar o benefício introduzido pelo reforço da fundação antes referido — ancoragens e microestacas.

No modelo, estado de deformação plano, foram admitidas juntas com possibilidade de abertura, tanto no contacto do betão com a rocha, como nas superfícies das mais importantes descontinuidades verticais, imediatamente a montante, e sub-horizontais sob a barragem.

Adoptaram-se duas configurações de cálculo: situação actual (BB) e situação futura depois do alteamento (BA). Em cada uma, foram executados diversos cálculos em que, por aproximações sucessivas se procedeu à eliminação das tensões de tracção que foram ocorrendo.

Em cada situação foram caracterizadas as acções da super-estrutura de forma que o equilíbrio global sobre a fundação fosse garantido. O efeito dos reforços da fundação — ancoragens a partir do soco de jusante e da galeria de drenagem, estacas orientadas para montante — foi simulado pela aplicação de forças concentradas (Fig. 5).



1. Forças das ancoragens pré-esforçadas
2. Resultante das forças correspondentes às micro-estacas
3. Decomposição das forças das micro-estacas (Y' = direcção da micro-estaca)

Fig. 5 — Simulação dos reforços da fundação no modelo de elementos finitos

Destacam-se, como hipóteses de cálculo mais significativas as seguintes:

hipótese 1 — BB — situação actual

hipótese 2 — BA — barragem sobreelevada apoiada na bacia de dissipação

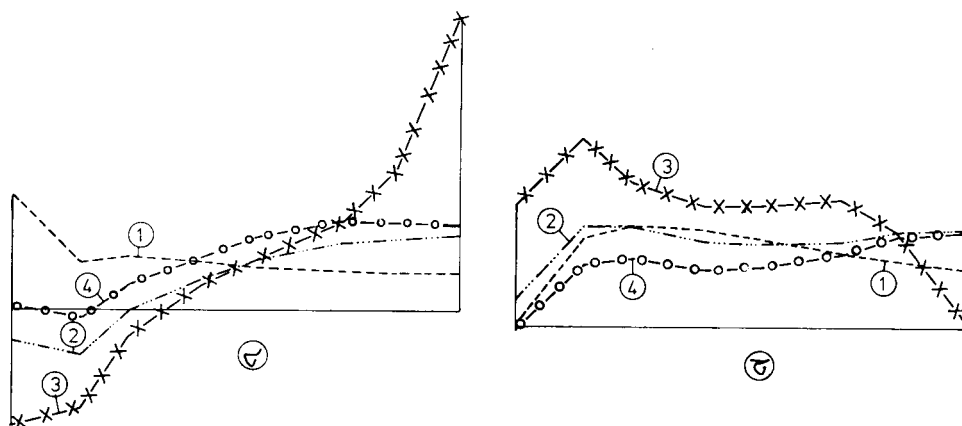
hipótese 3 — BA — barragem sobreelevada desligada da bacia de dissipação

hipótese 4 — BA — barragem sobreelevada com o sistema de reforço de fundação (ancoragens e micro-estacas)

O Quadro 2 apresenta os deslocamentos, as forças T e N e a relação T/N no contacto barragem/fundação. As relações entre as tensões normais (σ) e tangenciais (τ) podem-se observar na Fig. 6.

QUADRO 2

	HIP. 1	HIP. 2	HIP. 3	HIP. 4
δ_H (mm)	0.379	0.749	0.971	0.149
δ_V (mm)	- 1.112	- 1.040	- 1.165	- 1.399
rotação ($\tan \theta$)	0.0153	- 0.0233	- 0.0772	- 0.0115
N (KN/m)	6.250	3.560	5.590	6.520
T (KN/m)	4.380	5.040	6.920	3.760
$T/$	0.70	1.42	1.24	0.58



1. Situação actual, antes da sobrelevação do nível do reservatório
2. Barragem alteada apoiada na bacia de dissipação
3. Barragem alteada desligada da bacia de dissipação
4. Barragem alteada com as armaduras de reforço (ancoragens e micro-estacas)

Fig. 6 — Diagramas de tensões normais (σ) e tensões tangenciais (τ) no contacto barragem-fundação

Com a subida do nível do reservatório, aumenta a descompressão a montante e diminui a compressão a jusante; crescem os deslocamentos horizontais e as rotações, verificando-se uma transferência importante de forças para a bacia, com diminuição do esforço N por funcionamento dos arcos inferiores da barragem.

A hipótese 3 é puramente teórica revelando os maiores deslocamentos e tensões elevadas.

A introdução do reforço da fundação com armaduras, proporcionou um benefício importante quer minimizando os deslocamentos e melhorando a distribuição das tensões, quer aumentando as condições de segurança ao deslizamento.

4 – CONTROLO DO TRATAMENTO DO TERRENO

Após se ter dado por concluída a campanha de tratamento do terreno, proceder-se-á à realização de vários furos a meia distância dos furos injectados. No seu interior serão realizados ensaios de permeabilidade (tipo Lugeon) de modo a se estudar a eficácia do tratamento do terreno. Também serão recolhidas amostras que permitam uma observação visual directa do maciço rochoso injectado.

A medição dos caudais nos furos de drenagem e nos piezómetros instalados no maciço rochoso da fundação, permitirá estimar em que medida o tratamento foi eficaz. Durante o período de vida útil da barragem, um aumento de caudais, os resultados das análises químicas e físicas da água recolhida nos drenos e piezómetros e bem assim do material sólido neles depositado, podem fornecer indicações interessantes sobre localização de zonas em que ocorrem eventuais «lavagens» dos produtos de injeção.

Prevê-se a realização de ensaios sísmicos com vista á determinação das velocidades de propagação das ondas longitudinais e transversais utilizando as sondagens da última fase de trabalhos geotécnicos (1982) e os furos abertos para tratamento do terreno. De igual modo se pretende levar por diante a execução de ensaios de deformabilidade com o dilatómetro nos furos de sondagem abertos para a segunda fase do projecto.

A comparação dos resultados destes ensaios com os da fase do projecto, permitirá aferir em que medida se melhorou a qualidade do maciço rochoso com o tratamento efectuado.

No decorrer da primeira fase de construção da barragem foram instalados vários equipamentos de observação para determinação dos deslocamentos da barragem (marcas trigonométricas, pêndulos directos e invertidos). Para a segunda fase foi proposta a instalação de micrómetros (sliding micrometers) para medir deslocamentos a várias profundidades.

NOTA: A COBA foi responsável pelos estudos geotécnicos do maciço rochoso e pelo projecto de tratamento do terreno com injeções. Por seu lado, a EDP encarregou-se da execução do projecto de reforço do terreno por meio de ancoragens e micro-estacas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à SONEFE a autorização concedida para a publicação destes resultados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

SARMENTO, GONÇALO e VAZ, LICÍNIO (1964) — *Cambambe Dam problems posed by the foundation ground and their solution*, VIII Congresso sobre Grandes Barragens (ICOLD), Vol. 1, Q. 28, R. 23, Edimburgo.