

FUNDAÇÕES DA BARRAGEM DA QUIMINHA*

The foundations of Quiminha Dam

por
JOSÉ FOLQUE** e FERNANDO GUEDES DE MELO***

SUMÁRIO – Referem-se alguns dos aspectos mais importantes relacionados com o projecto e construção da barragem da Quiminha, particularmente no que diz respeito à sua fundação que é constituída por aluviões muito permeáveis e deformáveis.

Fornecem-se elementos relativos ao estudo duma parede moldada que o projecto prevê como elemento estanque da fundação.

Finalmente apresentam-se resultados de observações que estão a ser realizadas para averiguação do comportamento da parede moldada.

SYNOPSIS – The paper contains a description of soil conditions at Quiminha Dam site, particular emphasis being placed on foundations problems. Due to the high permeability of the very deep foundation alluvial soils a diaphragm wall was built, completely intersecting the alluvial valley.

Observations results are given stressing the aspects related with the foundations behaviour.

1 – INTRODUÇÃO

O presente artigo apresenta uma descrição sumária dos trabalhos de prospecção do local da barragem da Quiminha. Descreve-se também a obra realizada, com particular ênfase para os problemas de fundação. De facto, as características do solo aluvionar de fundação são neste caso particularmente condicionantes da solução de projecto que teve de ser adoptada, com uma parede moldada intersectando totalmente o vale aluvionar.

* Comunicação apresentada ao 9.º Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Tóquio, Julho 1977. Tema N.º 2.

** Engenheiro Investigador, Chefe da Divisão de Fundações do LNEC.

*** Engenheiro Especialista em Geotecnia, LNEC.

Apresentam-se resultados de observação, também com especial realce para os aspectos que se relacionam com as fundações.

O Laboratório Nacional de Engenharia Civil, por intermédio dos signatários, orientou os trabalhos de prospecção e actuou como consultor para o projecto, construção e observação. O projecto foi elaborado pela Société d'Études d'Équipement d'Entreprises com a colaboração da Mecasol. A construção teve como empreiteiro geral a empresa Construtora do Tâmega, estando os trabalhos de construção da parede moldada a cargo de Sondagens Ródio. Os ensaios de laboratório, controlo de construção e trabalhos de observação tiveram o apoio local do Laboratório de Engenharia de Angola.

2 – CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DO LOCAL

Geologicamente o local previsto para a construção da barragem é um vale escavado pelo rio Bengo nas rochas margo-calcárias do Eocénico inferior. Essa escavação processou-se a partir dum planalto que se situa por volta da cota +90 dando origem a um vale ligeiramente assimétrico, com inclinação mais suave na margem esquerda que se prolonga em profundidade até cotas da ordem de -23 metros.

O fundo do vale encontra-se preenchido com formações sedimentares quaternárias que sobem até cotas de cerca de +20 onde se situa o leito maior do rio, que no local do eixo da barragem tem cerca de 170 metros de largura. O leito menor, com uma largura da ordem dos 40 metros e fundos por volta da cota +19, encontra-se descentrado em relação ao eixo do vale, aproximando-se da margem esquerda.

No que diz respeito às formações de base, que como já foi referido são do tipo calcário, os estudos geológicos indicam que, no local da barragem, elas não estão muito afectadas por movimentos orogénicos, pelo que a fracturação não é em geral muito intensa, se bem que ainda tenha uma certa importância nas camadas superficiais. Por outro lado os vestígios de carsificação são também muito pequenos. Conclui-se portanto que elas não levantam problemas de maior à implantação duma barragem de terra, o que, contudo, não exclui a necessidade de realização de cortinas de injeção para impermeabilização, particularmente junto dos encontros, nas cotas mais elevadas.

Em relação às formações quaternárias, que chegam a atingir mais de 40 metros de espessura, a prospecção realizada mostra que se trata de sedimentos

argilo-arenosos dispostos em camadas aproximadamente horizontais e de espessura muito variável. Dum modo geral as formações mais superficiais são misturas de areias quartzosas com argilas do tipo ilite. Seguem-se, a cotas inferiores, depósitos de argila e silte de espessura muito variável, e, finalmente, nas zonas mais profundas do vale predominam areias com cascalhos.

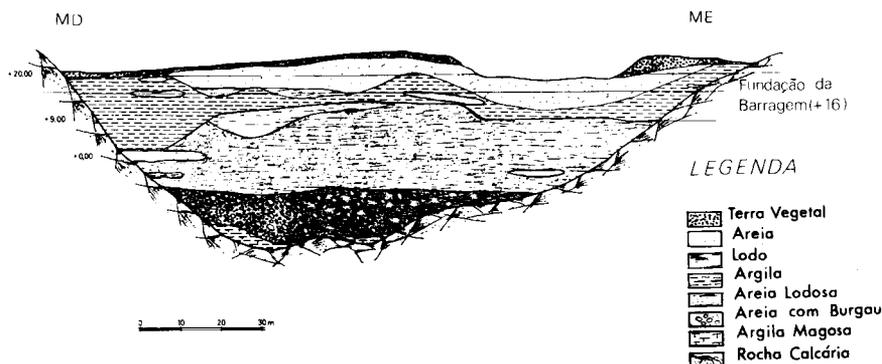


Fig. 1 – Perfil geológico do vale

Na Fig. 1 apresenta-se um perfil geológico do vale na zona do eixo da barragem, sendo de referir que, pelos estudos realizados, se pode concluir que em toda a zona da fundação, tanto a montante como a jusante do eixo, a disposição dos sedimentos é idêntica.

Como facilmente se depreende pela breve descrição que acaba de ser feita sobre a geologia do local, é particularmente importante para o projecto da barragem o comportamento das formações quaternárias que foram por isso cuidadosamente estudadas e caracterizadas conforme seguidamente se refere.

3 – CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DAS FORMAÇÕES QUATERNÁRIAS

Para fins de projecto consideraram-se, de forma esquemática, três camadas distintas, correspondentes à diferenciação anteriormente apontada pela geologia. Cada uma delas foi objecto de estudos ajustados às suas características próprias e ao grau de importância que se lhe reconhecia dentro do contexto geral da obra. Referem-se seguidamente e em separado para cada uma delas os estudos realizados e os resultados obtidos.

3.1 – *Camada superficial areno-argilosa*

Trata-se duma camada que pouca importância tem para a concepção e comportamento da obra, pois que além de pouco espessa será em grande parte retirada quando das operações de saneamento para implantação da barragem. Por este motivo a sua caracterização foi pouco intensa podendo dizer-se resumidamente que em ensaios triaxiais consolidados lentos exibiu ângulo de atrito de 36° e coesão de $0,3 \text{ kg/cm}^2$, sendo a sua permeabilidade da ordem de $3 \times 10^{-3} \text{ cm/seg}$.

3.2 – *Camada argilosa*

Esta camada tem uma espessura muito variável com cerca de 20 metros junto à margem direita para quase chegar a desaparecer em alguns pontos da margem esquerda. Tratando-se duma camada de características argilosas esta diferença muito marcada de espessura tem fortes implicações no aspecto de deformações, levando a prever elevados assentamentos diferenciais ao longo do eixo da obra.

Embora não se trate duma camada de solo com características homogêneas, uma interpretação global dos resultados dos ensaios realizados permite considerar valores estatísticos representativos do seu comportamento. Pode assim dizer-se que estes solos apresentam índices de plasticidade de cerca de 16% com limite de liquidez médio de 39%. O teor de água no estado natural é da ordem dos 29%.

Quanto a características de deformabilidade determinou-se que o coeficiente de compressibilidade, c_c , é em média 0,25 e o coeficiente de consolidação, c_v , é de $5 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$.

No que diz respeito a características de resistência ao corte os ensaios triaxiais conduziram a valores de coesão e ângulo de atrito, em termos de tensões efectivas, de, respectivamente, $0,2 \text{ kg/cm}^2$ e 28° . Em termos de tensões totais o seu comportamento é o que corresponde a uma coesão de $0,7 \text{ kg/cm}^2$ com ângulo de atrito nulo.

3.3 – *Camada arenosa*

Trata-se duma espessa camada de areias cuja granulometria varia muito com a profundidade, indo desde areia muito fina, nas cotas superiores, até

elementos com dimensão de cascalho, nas zonas mais fundas do vale. Como seria de esperar em formações deste tipo a amostragem foi suficiente, pelo que se recorreu a ensaios de penetração estática para a sua caracterização do ponto de vista mecânico. Os resultados destes ensaios levaram à conclusão de que se trata de materiais não muito compactos tendo-se deduzido ângulos de atrito da ordem dos 30 a 32°.

Para a determinação das características de permeabilidade realizaram-se ensaios de bombagem em furos de sondagem com instalação de piezómetros à volta desses furos. A interpretação dos resultados levou à conclusão de que nas camadas situadas a cotas mais elevadas, cujas areias apresentam granulometria mais fina, a permeabilidade varia entre 1×10^{-2} e 4×10^{-3} cm/s enquanto que para cotas mais profundas chega a valores de 2×10^{-1} cm/s.

4 – CARACTERÍSTICAS GERAIS DO PROJECTO

As formações quaternárias que servem de fundação à barragem apresentam portanto características bastante desfavoráveis, pois contêm simultaneamente zonas arenosas altamente permeáveis e zonas argilosas constituindo bolsadas bastante espessas de materiais de considerável plasticidade e de elevada deformabilidade. Há portanto que contar em princípio com fortes percolações através das areias a par de grandes assentamentos por consolidação das camadas argilosas. Foi precisamente este duplo aspecto das características da fundação que condicionou o projecto da barragem.

Para fazer face às consequências das elevadas percolações consideraram-se à partida os dois tipos de solução que pareciam viáveis, isto é, tapete impermeável a montante e cortina de estanqueidade cortando transversalmente todo o preenchimento quaternário do vale. O estudo comparativo destas duas alternativas levou os projectistas a optar pela segunda. Com efeito, pondo de momento de parte o tipo de cortina a construir, admitindo que ela poderia ter 0,80m de espessura e que o seu coeficiente de permeabilidade seria de cerca de 10^{-6} cm/s, concluiu-se que um tapete a montante para conduzir a um débito de infiltração equivalente teria um desenvolvimento da ordem dos 350 metros. Ora a construção dum tapete com tais dimensões é particularmente difícil no caso da Quiminha pois que as margens, além de terem uma pendente relativamente forte, são ainda bastante sinuosas, em particular a margem esquerda. Por outro lado, para

garantir a eficiência desta solução, dada a fracturação superficial dos calcários, é de prever que para evitar fortes percolações nessas zonas haveria que recorrer a considerável volume de injeções. Tendo em conta todos estes aspectos, o estudo económico levou à conclusão que a solução tapete seria aproximadamente duas vezes mais cara do que a solução cortina pelo que a decisão tomada foi favorável a esta última.

Uma vez tomada uma decisão sobre o tipo de solução importava então decidir sobre a natureza da cortina que melhor se adaptaria ao caso em questão, tendo em atenção por um lado as suas características de estanqueidade e por outro o seu comportamento face aos elevados assentamentos da fundação. Estes têm repercussões não só na própria cortina mas também nos aterros da barragem.

Ponderando as diversas hipóteses possíveis optou-se então por uma cortina do tipo parede moldada com uma espessura de 0,80m executada com uma mistura de argila e cimento de baixa permeabilidade e alta deformabilidade, tanto quanto possível idêntica à das formações quaternárias encaixantes.

Antes de se poder proceder à pormenorização da parede moldada, designadamente à definição da constituição do material de enchimento, houve que

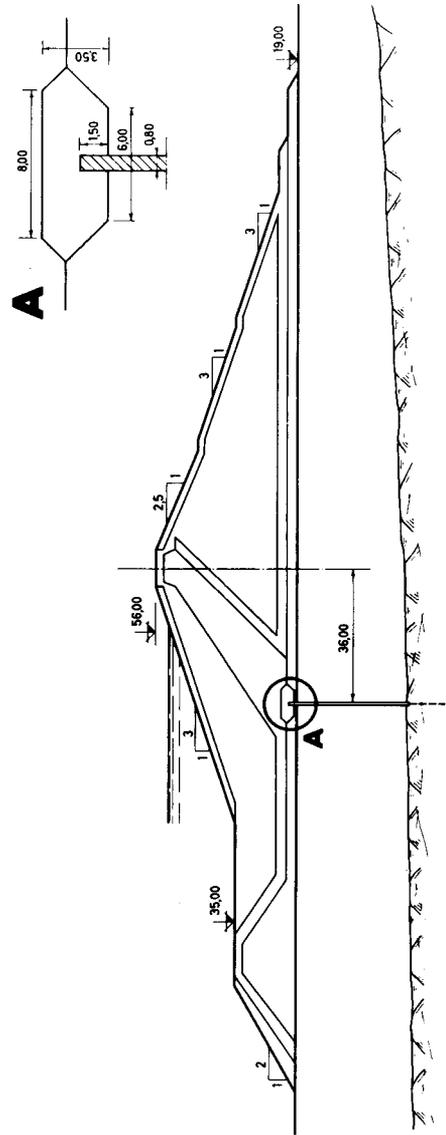


Fig. 2 - Perfil tipo da barragem

proceder à definição e projecto do aterro da barragem, tendo em atenção não só os condicionamentos de qualidade e quantidade dos materiais de empréstimo disponíveis mas ainda a interligação cortina-aterro. Com efeito é necessário que a cortina da fundação se prolongue no aterro por um elemento impermeável que desempenhe, em conjunto com aquela, a missão fundamental de retenção de água na albufeira. Perante as características dos materiais de empréstimo a impermeabilidade do aterro foi confiada a um núcleo de material argiloso que se desenvolve desde a cota 54, onde tem a largura de 8 metros, até à cota 16, onde apresenta uma largura de 26 metros. Com o intuito de procurar diminuir as tensões verticais na parede moldada e consequentemente os assentamentos a ela associados, deslocou-se a cortina 36 metros para montante do eixo da barragem o que teve como consequência a forma inclinada do núcleo, conforme se pode verificar no desenho do perfil tipo da obra que se apresenta. na Fig. 2.

Como facilmente se compreende, a ligação dos dois elementos parede moldada-núcleo constitui um ponto bastante importante da obra, uma vez que é essencial que ela funcione em perfeitas condições garantindo a continuidade dos dispositivos de impermeabilização. Isto implica que essa ligação possa fazer face às inevitáveis diferenças de deformabilidade da parede e das formações quaternárias encaixantes sem que se verifiquem fissuras na parede ou fenómenos de puncionamento do núcleo.

Para atender a estes requisitos foi projectado um elemento intermédio de ligação constituído por um maciço de encabeçamento da parede moldada na base do núcleo do aterro e envolvido por ele. Esse elemento, com 3,5 metros de espessura, deverá ser constituído por um material bastante plástico e de elevada deformabilidade, pelo que foi preconizada para a sua construção a utilização duma argila de limite de liquidez superior a 35% colocada em obra com um teor de humidade superior em 2% em relação ao óptimo dado pelo ensaio de Proctor. O comprimento de encastramento da parede neste maciço foi fixado em 1,5 metros.

Por motivos relacionados com o desvio do rio foi necessário projectar uma ensecadeira do lado de montante. Essa ensecadeira foi então prevista de forma a poder ser incorporada no próprio aterro da barragem sendo recoberta por uma camada argilosa com cerca de 3 metros de espessura que, por estar ligada sem qualquer descontinuidade ao núcleo, funciona como um pequeno tapete impermeável a montante. Este, embora pelas suas reduzidas dimensões não seja capaz de controlar por si só as percolações na fundação, funcionará

como uma segurança adicional para o caso de um eventual acidente na cortina da fundação.

5 – ESTUDO DA MISTURA QUE CONSTITUI A PAREDE MOLDADA

Um dos problemas mais importantes a resolver em relação à parede moldada foi o do estudo da composição do material de enchimento. Com efeito, exigia-se a essa parede além de baixa permeabilidade, da ordem dos 10^{-6} cm/s, uma deformabilidade suficientemente elevada para permitir suportar deformações localizadas devidas a assentamentos não uniformes sem que ocorressem fenómenos de fissuração. Além disso, ainda dentro dos condicionamentos relativos a deformações, era necessário que a sua deformabilidade se aproximasse tanto quanto possível da das formações quaternárias de modo a evitar fenómenos de punção do aterro. Nestas condições era necessário dispor, como elemento de partida fundamental, do estudo dos assentamentos previsíveis para a fundação da barragem.

O cálculo dos assentamentos foi feito para 25 pontos correspondentes aos nós definidos por 10 alinhamentos, sendo 5 paralelos ao eixo da barragem e 5 normais a este. A concentração destes pontos é muito maior junto à margem direita por ser essa a zona em que se situam as principais espessuras de camadas argilosas.

Para cada um dos pontos considerados adoptou-se uma estratigrafia deduzida dos elementos que se obtiveram através de diversas sondagens efectuadas em toda a área de implantação da obra.

Nos estudos realizados foram consideradas várias hipóteses correspondentes a diversas solicitações associadas a fases características de vida da obra. Além disso, para cada uma das hipóteses, ainda se fizeram variar os valores dos parâmetros representativos do comportamento do solo dentro da gama de dispersão que tinha sido obtida nos ensaios laboratoriais.

Na Fig. 3 indicam-se, para cada um dos 25 pontos estudados, os assentamentos calculados tomando como base valores médios dos parâmetros representativos dos solos de fundação e para as três seguintes situações:

a) – Imediatamente após o final da construção do aterro na hipótese de esta se desenvolver ao longo de 18 meses e com um crescimento de aterro função linear do tempo.

Tomando como base os materiais de empréstimo disponíveis na região foram ensaiadas diversas misturas com vista à obtenção dum material capaz de suportar em boas condições deformações com esta ordem de grandeza. De todos esses materiais aquele que conduziu a resultados que melhor correspondiam às exigências de projecto foi um que continha uma fracção argilosa de 40% com um limite de liquidez de 39%.

A mistura deste solo com cimento em dosagens de 80, 120 e 160 quilogramas por metro cúbico de matéria final conduziu a resultados em ensaios triaxiais aos quais corresponderam aos 7 dias, ângulos de atrito entre 11° e 15° e a coesões variáveis entre 0,250 e 0,950 kg/cm². Estes valores passaram aos 28 dias, a ângulos de atrito entre 15° e 26° e a coesões de 1,250 a 2,450 kg/cm².

O módulo de deformabilidade, E, definido como o cociente entre a tensão principal, σ , e a correspondente extensão, ϵ , situou-se entre valores de 75 a 175 km/cm² para extensões de 4% ou seja, para o valor correspondente às previsões dos assentamentos de fundação. Para extensões mais elevadas, da ordem dos 16%, os valores de E desciam passando para 20 a 50 kg/cm².

Verificou-se ainda nos ensaios que o aumento da dosagem de cimento tinha como efeito um aumento da resistência inicial mas que em contrapartida provocava uma ligeira diminuição na resistência para grandes deformações, o que levou à conclusão de que não havia nenhum interesse em aumentar a dosagem de cimento para além dos 80 kg/m³.

Em relação ao material de empréstimo concluiu-se ainda, em comparação com o comportamento de outros, que havia um certo interesse em aumentar um pouco a sua percentagem de fracção argilosa passando-a de 40 para cerca de 50%.

Tendo em atenção esta pequena correcção foi então adoptada a seguinte constituição para a mistura:

Cimento portland normal	80 kg
Material de empréstimo	850 kg
Água	65 a 70%

Admitiu-se ainda que em obra se viesse a utilizar eventualmente um plastificante.

Um outro aspecto tido em consideração no estudo da constituição do enchimento da parede foi o que se refere à sua capacidade de resistência a tensões tangenciais. Estas podem ser calculadas, ainda que de forma aproximada, mediante o recurso a uma solução elástica em que a sollicitação originada pelo aterro é

assemelhada a uma distribuição de carga vertical triangular simétrica. Dentro desta hipótese, e para a localização da parede, a tensão tangencial é dada, segundo Poulos and Davis (1974), por $\zeta_{m\acute{a}x}/p = 0,238$ sendo as tensões principais máximas correspondentes iguais a $\sigma_1/p = 0,638$ $\sigma_3/p = 0,162$ em que

$$p = \gamma H = 2 \times 37 = 74 \text{ t/m}^2$$

Deste modo tem-se

$$\zeta_{m\acute{a}x} = 0,238 \times 74 \simeq 18 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 = 0,638 \times 74 \simeq 47 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_3 = 0,162 \times 74 \simeq 12 \text{ t/m}^2$$

A tensão média será então

$$\sigma_m = \frac{47 + 12}{2} = 29,5 \text{ t/m}^2$$

Conforme já anteriormente foi referido, o estudo da composição do material de enchimento da parede levou à conclusão de que, para uma dosagem de cimento de 80 kg/m^3 , a resistência da mistura era caracterizada aos 28 dias pelos valores de coesão e ângulo de atrito de, respectivamente $1,250 \text{ kg/cm}^2$ e 15° . Deste modo, para uma tensão média de $29,5 \text{ t/m}^2$ a resistência ao corte disponível no material é igual a:

$$\zeta = 12,5 + 29,5 \text{ tang } 15^\circ \simeq 20 \text{ t/m}^2$$

6 – OBSERVAÇÃO DA PAREDE MOLDADA

Com o intuito de avaliar o comportamento da parede moldada foram instalados na fundação e a jusante daquela, células de tensão neutra, piezômetros abertos e ainda dispositivos para medição de assentamentos.

As células de tensão neutra utilizadas foram do tipo corda vibrante. Foram instaladas 24, distribuídas num plano paralelo ao da cortina distante desta 8 metros.

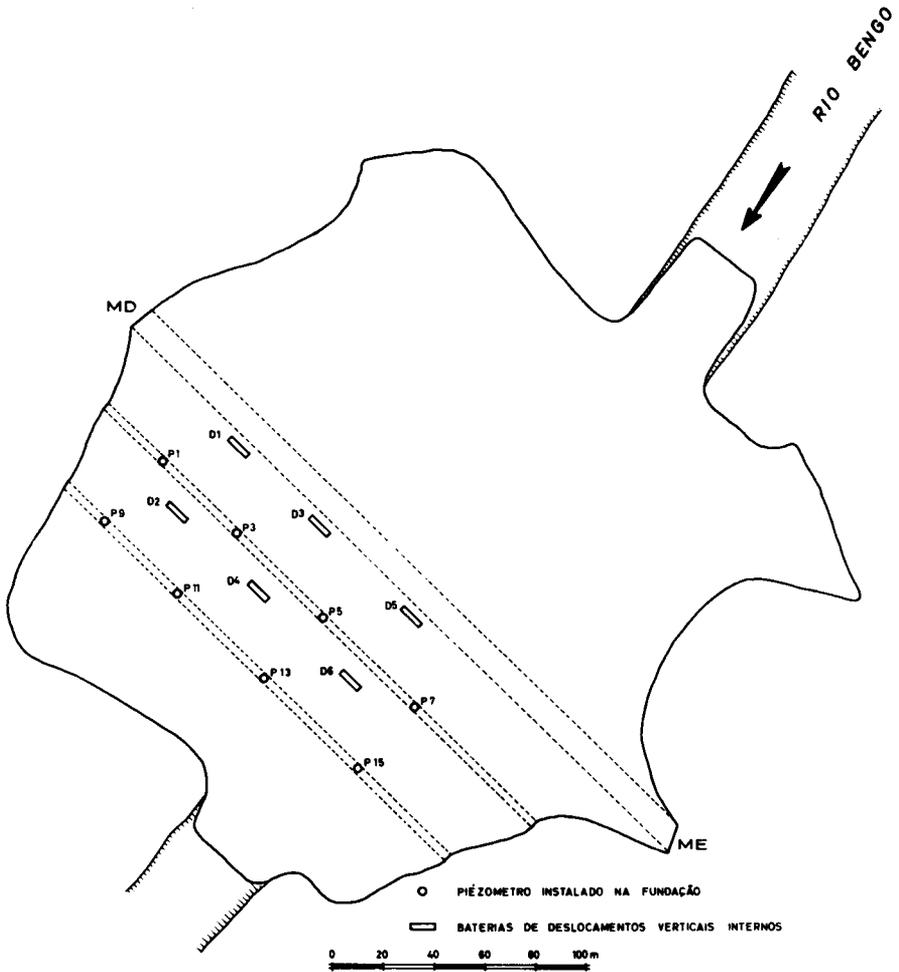


Fig. 4 – Localização em planta dos piezômetros e das baterias de deslocamentos verticais internos

Os piezômetros abertos foram colocados ao longo de dois perfis paralelos ao eixo da barragem (Fig. 4) tendo as extremidades por volta da cota 17,5 m (Fig. 5).

Os assentamentos da fundação estão a ser observados através de baterias instaladas para medição de deslocamentos verticais do aterro da barragem. Com efeito, nestas baterias é possível determinar, em qualquer instante, a partir da extremidade superior da bateria, a cota de diversas travessas que foram sendo colocadas à medida que o aterro foi sendo construído. A avaliação dos

assentamentos da fundação pode ser feita com boa aproximação através dos resultados que dizem respeito à evolução da cota da primeira travessa instalada. Nas Figs. 4 e 5 indicam-se as posições em planta e em perfil transversal das primeiras travessas das 6 baterias instaladas.

A colocação de todos estes equipamentos foi efectuada durante os meses de Junho e Setembro de 1973 e os resultados que seguidamente se referem dizem respeito ao primeiro ano que decorreu após a sua instalação, ou seja, até cerca de Agosto de 1974.

Na Fig. 6 apresentam-se os diagramas de evolução das cotas do aterro e do armazenamento da albufeira. Na mesma figura e a título exemplificativo indicam-se ainda as evoluções da tensão neutra em duas células (células n.ºs 2 e 8), da cota de água num piezómetro (piezómetro n.º 3) e ainda assentamentos da fundação na vertical do ponto de instalação duma bateria (n.º 2).

Da análise dos resultados obtidos com os piezómetros conclui-se que a evolução dos níveis de água é em todos eles muito idêntica podendo considerar-se o comportamento do piezómetro P3, indicado na figura, como representativo do panorama geral do conjunto. Assim pode dizer-se que por altura de fins de Julho de 1974 a média dos valores observados se situava

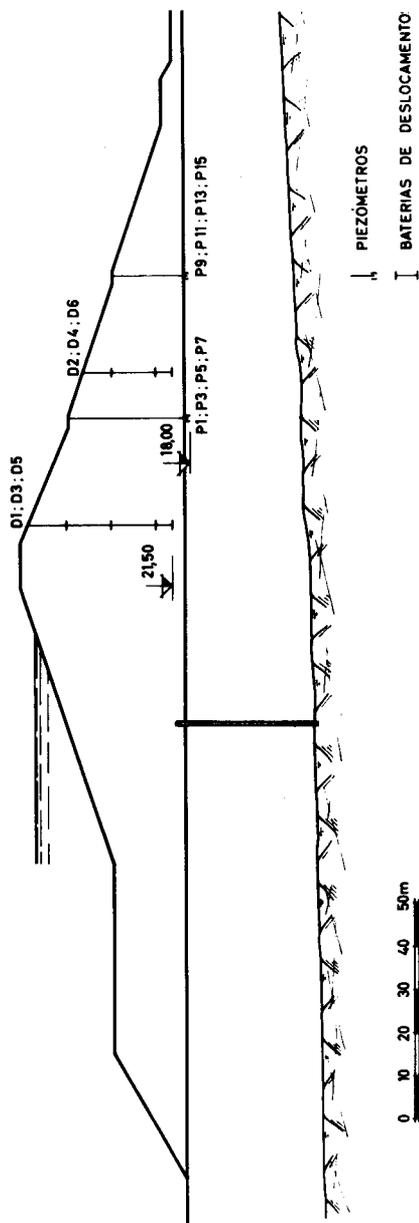


Fig. 5 - Localização em perfil dos piezómetros e das baterias de deslocamentos verticais internos

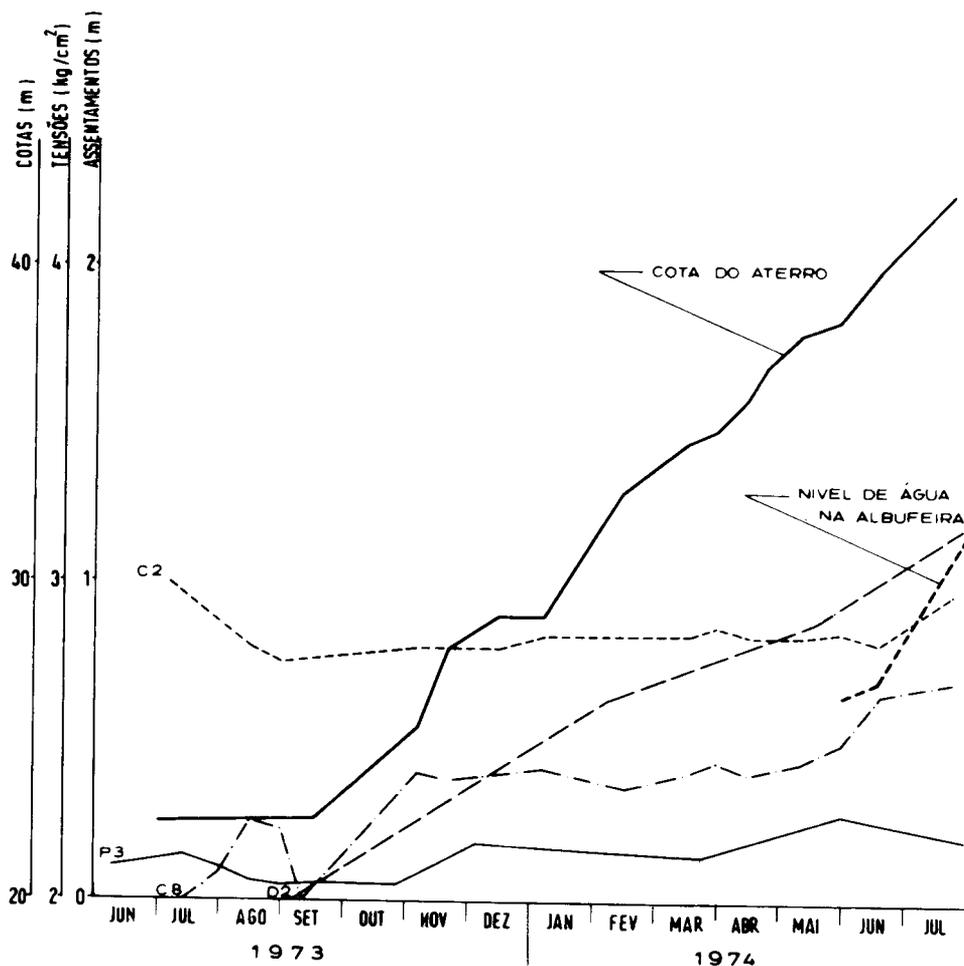


Fig. 6 – Evolução das cotas do aterro e de armazenamento e exemplos de comportamento dos equipamentos de observação instalados

pela cota 21,80 que deve corresponder muito aproximadamente ao nível freático existente a jusante da barragem.

No que diz respeito aos resultados obtidos através das células de tensão neutra podem considerar-se dois tipos de comportamento. Assim, num grupo de células que compreende a grande maioria delas, verifica-se que, pouco tempo após a sua instalação, passaram a indicar um valor da tensão neutra que se tem mantido praticamente constante. Considerando as cotas dos níveis freáticos

deduzidas através dos piezômetros, verifica-se que as tensões lidas nessas células são muito aproximadamente iguais às pressões da água correspondentes às profundidades a que as células se encontram. Um exemplo deste tipo de comportamento é dado pela célula n.º 2 e está representado na Fig. 6. Existe no entanto um segundo grupo constituído apenas por 5 células (números 6, 8, 21, 22 e 23) em que é bem nítida a subida de tensão neutra associada ao crescimento do aterro, conforme se pode verificar pelo comportamento da célula n.º 8 que se encontra indicado igualmente na Fig. 6. Para este grupo de células verifica-se que as tensões lidas são um pouco superiores à pressão de água que corresponde à cota da sua instalação. No máximo essa diferença é de cerca de $0,7 \text{ kg/cm}^2$ na célula n.º 8. Esta diferença de comportamento deve estar associada às características do meio onde as células se encontram. Assim, as do primeiro grupo devem estar situadas em zonas arenosas bastante permeáveis enquanto as do segundo grupo se devem encontrar em zonas argilosas nas quais a dissipação das tensões neutras geradas pelo aumento da tensão total devida ao crescimento da obra têm tido certa dificuldade em se processar. Na Fig. 7 estão indicados os valores das tensões neutras em fins de Julho de 1974.

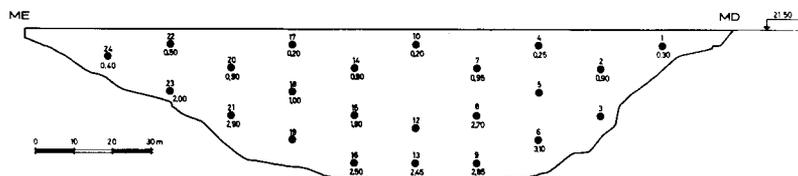


Fig. 7 – Tensões neutras observadas a jusante da parede moldada

Tomando como exemplo a célula n.º 8 tem-se que de acordo com o perfil geológico ela se encontra situada no interior duma camada de características argilosas com cerca de 20 metros de espessura. A cota de instalação foi de $-0,5$ sendo a tensão neutra lida imediatamente após a instalação de $2,0 \text{ kg/cm}^2$ o que corresponde aproximadamente à pressão hidrostática associada ao nível freático existente.

Durante o período a que se refere a Fig. 6, enquanto o aterro cresceu desde a cota 22,5 m até 42,5 m, portanto 20 metros, a tensão neutra evoluiu desde 2,0 até $2,7 \text{ kg/cm}^2$. Tem-se assim que para o acréscimo de tensão total de aproximadamente $2 \times 20 = 40 \text{ t/m}^2$ o acréscimo de tensão neutra foi de apenas 7 t/m^2 o que significa que houve uma dissipação de tensão neutra de $40 - 7 = 33 \text{ t/m}^2$.

Partindo destes resultados de observação das tensões neutras é possível deduzir valores de assentamentos e compará-los com os realmente obtidos.

Com efeito o assentamento ΔH experimentado por uma camada de espessura H pode ser calculado pela expressão

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'_0}{\sigma'_0}$$

Para o caso de material em questão os valores obtidos nos ensaios e correspondentes aos parâmetros C_c e e_0 foram de, respectivamente, $C_c = 0,25$ $e_0 = 1$.

Nestas condições vem

$$\Delta H = 20 \frac{0,25}{1 + 1} \log \frac{20 + (40 - 7)}{20} \simeq 1 \text{ m}$$

Comparando este valor com o assentamento realmente observado no mesmo período no ponto correspondente à bateria de deslocamento $D1$, que se situa relativamente próximo da vertical que contém a célula $C8$, verifica-se que elas são da mesma ordem de grandeza. Com efeito, conforme se indica na Fig. 8 o assentamento observado em $D1$ foi de 0,91 metros.

Como apreciação global dos resultados das observações com piezómetros e células de tensão neutra pode dizer-se que nesta fase inicial o comportamento da parede moldada parece ser satisfatório. Na verdade, apesar de o nível de água da albufeira ter subido alguns metros nos últimos meses, passando para cotas de cerca de 32 metros, as pressões a jusante da cortina correspondem muito aproximadamente à posição do nível freático que se situa por volta da cota 22.

Em relação aos assentamentos da fundação as previsões de projecto têm sido dum modo geral confirmadas. Com efeito têm sido observados importantes assentamentos que, conforme se pode verificar na Fig. 8, já atingem cerca de 1 m. Por outro lado confirma-se também que os assentamentos máximos se localizam junto à margem direita e que os assentamentos diferenciais são consideráveis. De momento e para os pontos observados já atingem valores de cerca de 0,60 m.

7 – CONCLUSÕES

Conforme se refere no início do presente trabalho os resultados da observação neles analisados referem-se a um período da fase de construção da obra,

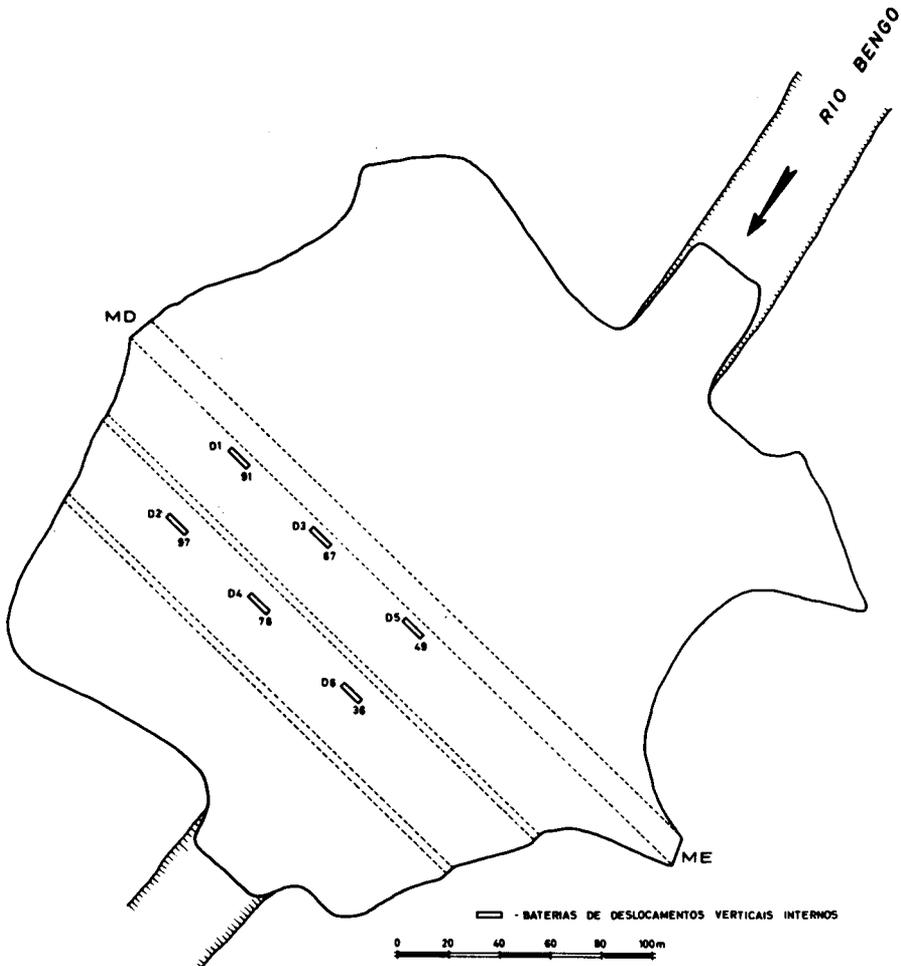


Fig. 8 – Assentamentos observados na fundação da barragem

no qual o aterro atingiu apenas cerca de 70% da sua altura máxima. Apesar disso disso o armazenamento já se vinha efectuando, atingindo, no final do período considerado, cerca de 40% da carga máxima.

Em face desta situação não é ainda possível formular opiniões conclusivas à cerca do comportamento da obra e em particular da parede moldada. Pode apenas dizer-se que durante o período considerado o comportamento é normal, quer no que diz respeito à estanqueidade da cortina, quer no que se refere a assentamentos

da fundação. Com efeito, no esquema de observação montado a jusante da parede, não foram detectadas pressões que indiquem qualquer percolação anormal através da fundação, apesar de já existir uma considerável diferença de pressões entre montante e jusante da mesma.

Quanto aos assentamentos que se estão a obter verifica-se que estão dentro da ordem de grandeza dos previstos em projecto, tanto no que diz respeito a valores absolutos como diferenciais.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

POULOS, H. G. and DAVIS, E. H. – *Elastic solutions for soil and rock mechanics*. John Wiley & Sons, INC. – New York, 1974.