



### **Barragens de concreto em abóbada com dupla curvatura.**

Na década de 60, época do projeto e da construção da barragem do FUNIL no Rio de Janeiro, foram publicados vários artigos na revista ESTRUTURA pelos projetistas da obra.

Essa barragem do Funil é de concreto em abóbada com dupla curvatura.

O projeto foi feito por engenheiros portugueses, Manuel Rocha e Laginha Serafim, do LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

Não havia computador, nem elementos finitos que pudessem ser usados.

Foram feitos modelos reduzidos, e as medições serviram de base para o projeto.

Portugal tem construído, desde 1950, muitas barragens de concreto em abóbada, a última em 2004.

Com o atual fácil acesso aos computadores e aos elementos finitos, a elaboração dos projetos avançou muito.

Os modelos reduzidos também continuam sendo muito usados.

Esses modelos reduzidos de hoje dispõem de novos materiais, de técnicas poderosas de aquisição de dados, de sensores em fibras óticas etc...

Com a atual tecnologia avançada do concreto, a construção produz concretos com baixo calor de hidratação, o que reduz os riscos de fissuração nas barragens.

Portugal continua na vanguarda dessas técnicas aplicadas às barragens em abóbadas com dupla curvatura.

Algumas recentes teses de pesquisa sobre esse tema estão citadas no texto, mostrando o atual estágio do desenvolvimento em Portugal.

...

A Barragem de Alqueva ( 520 megawatts) é a maior **barragem** da Europa Ocidental. Sua operação teve início em 2004.

Ver, a seguir, nos artigos publicados na revista ESTRUTURA, os conceitos usados na década de 60 no projeto da barragem do Funil / RJ.

Foram adicionadas algumas fotos para ilustrar o texto.

# Barragens em abóbadas de concreto

**Barragem do Funil - RJ / Brasil -216 MW.  
Obra projetada através de modelos reduzidos 1969**



[http://www.furnas.com.br/hotsites/sistema/furnas/usina\\_hidr\\_funil.asp](http://www.furnas.com.br/hotsites/sistema/furnas/usina_hidr_funil.asp)

**A Usina Hidrelétrica de Funil é diferente das demais usinas de FURNAS. Com uma abóbada de concreto, com dupla curvatura, ela foi construída no rio Paraíba do Sul, em Resende, no Estado do Rio de Janeiro. Sua operação teve início em 1969.**



**Foto Google 2012**

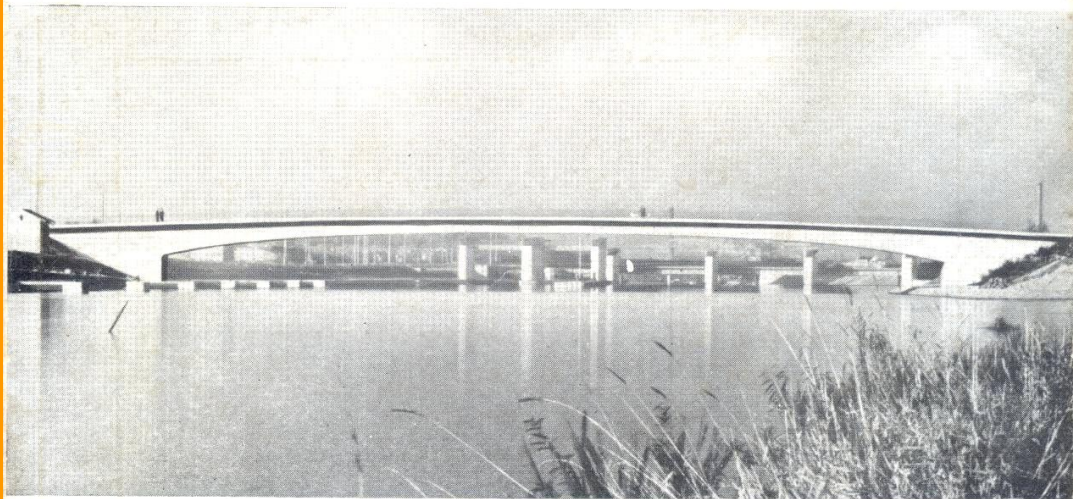
**Projeto feito pelo Eng. Joaquim Laginha Serafim, engenheiro da firma COBA e do LNEC .**

***“Estudo experimental da barragem do Salto Funil e estudo em modelo reduzido dos órgãos hidráulicos do aproveitamento do Salto Funil”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil - Lisboa -1962-18 p. - Memória. 183 - Cota: APP-342|AHSTP***

# ESTRUTURA

REVISTA TÉCNICA

DAS CONSTRUÇÕES



CURSO DE ESTRUTURAS METÁLICAS  
CURSO DE CONCRETO PROTENDIDO  
CASOS ESPECIAIS DE LAJES RETANGULARES  
TEORIA DAS PLACAS  
O ARRANHA-CÉU É O LIMITE  
CÁLCULO COMPLETO DE UM EDIFÍCIO  
PONTES DE CONCRETO PROTENDIDO

9

1958

- **Revista editada pelo Prof. Aderson Moreira da Rocha**
- **Prof. Manuel Rocha – Modelos Reduzidos de Barragens de Concreto : LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil – Lisboa**

# PROJETO E OBSERVAÇÃO DE BARRAGENS ARCO EM PORTUGAL

M. ROCHA, J. LAGINHA SERAFIM e A. F. DA SILVEIRA

(Continuação do número 8)

## BARRAGEM DE VENDA NOVA

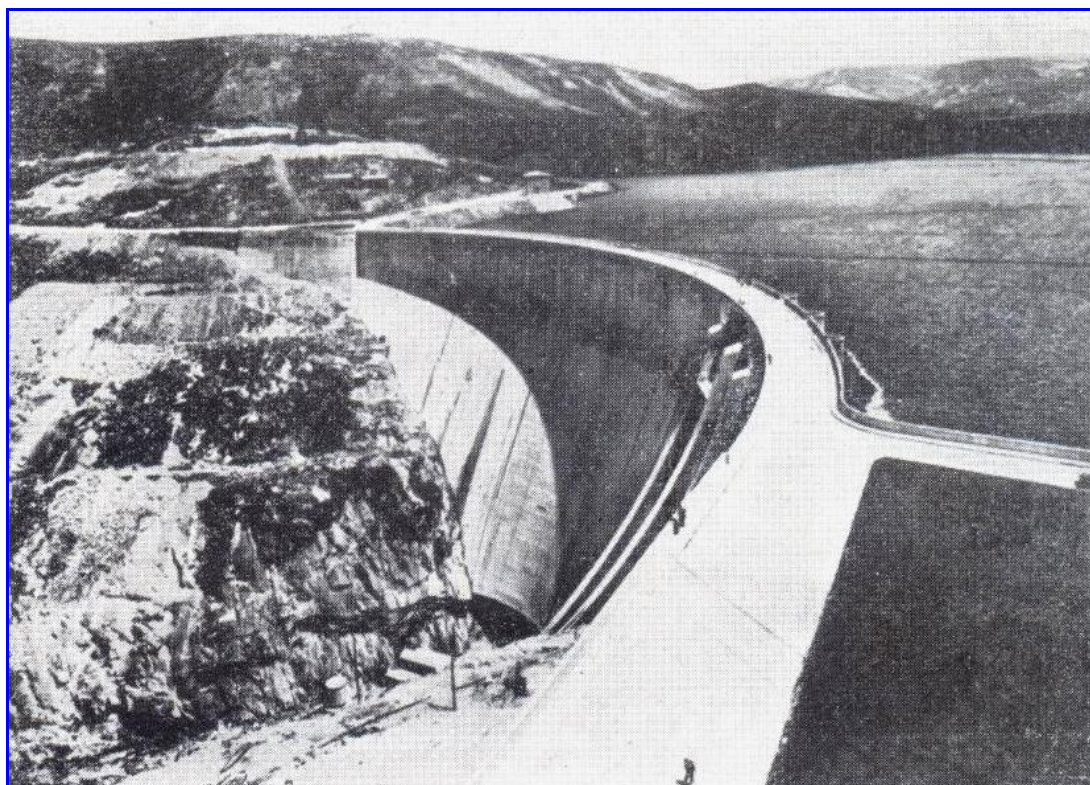


Fig. 1-A — Barragem de Venda Nova (1)

A barragem de Venda Nova (Fig. 1) é uma estrutura muito semelhante à do Castelo do Bode, sendo porém o vale muito mais apertado na sua parte inferior. Também dispõe dum

evacuador lateral para o qual foi necessário deixar na estrutura duas aberturas de 8 x 6 m. A barragem foi calculada pelo método trial load simplificado com 4 arcos e 5 consolas.

(1) Por um engano de paginação, foi publicada esta barragem no número 8 com a legenda de Barragem do Castelo do Bode, cuja verdadeira fotografia é a publicada na página 26 deste número.

O primeiro projeto estudado em modelo apresentava a montante na parte inferior da margem esquerda uma bossa com o perfil de fundação marcado a traço interrompido na Fig. 7 (Estudo 1). Nessa região foi medida no modelo uma tensão de tração, devida à pressão hidrostática, de  $43 \text{ kgem}^{-2}$  que, depois de composta com o peso próprio, ainda atingia  $32 \text{ kgem}^{-2}$ . Foi por isso regularizado o perfil cortando essa bossa, tendo então sido efetuado o estudo II em que ainda se observaram tensões de tração de  $15 \text{ kgem}^{-2}$  para a ação conjunta da pressão hidrostática e peso próprio. Deve referir-se que estes estudos sobre modelo só foram começados estando a barragem em construção e portanto com as fundações abertas, não sendo então já possível encarar-se grandes alterações no projeto. Por isso foi decidido criar junto do paramento de montante uma junta terminada por uma galeria (Fig. 7, Estudo III). Com essa junta pretendia-se evitar que a barragem viesse a abrir uma fenda que compromettesse a sua estanquidade. Uma vez que a junta abra, as tensões do peso próprio compensam as tensões de tração devidas à pressão hidrostática no extremo interior da junta. Nos modelos desta solução (Estudo III) foram determinadas as tensões no fundo dessa junta e em vários pontos dos dois paramentos da barragem. As tensões de tração na zona de fêcho do arco foram na realidade anuladas, mas próximo das extremidades da junta ainda subsistiram tensões de tração de  $13 \text{ kgem}^{-2}$  para a ação conjunta da pressão hidrostática e do peso próprio. Também por virtude da importante alteração das tensões do peso próprio quando a junta abre, as tensões de compressão a jusante devidas à pressão hidrostática são muito reduzidas passando a tensão máxima que era de  $50 \text{ kgem}^{-2}$  para  $36 \text{ kgem}^{-2}$ .

Na Fig. 8 indicam-se os valores das tensões verticais, na região do evacuador de cheias à cota 690, determinadas no modelo para a ação da pressão hidrostática. Estes valores depois de compostos com as tensões devidas ao peso próprio permitiram dimensionar a armadura necessária para resistir a essas trações. Indicam-se também as tensões medidas no protótipo por meio de extensômetros de corda vibrante deixados no betão na direção vertical e distanciados de 1 m da superfície. Note-se que as tensões no protótipo foram medidas entre duas épocas em que a água da albufeira passou do nível 668,00 m (30 Out. 1954) para o nível 700,0 m (31 Jan. 1955) enquanto que no modelo se mediram as tensões para a pressão hidrostática máxima correspondente à água ao nível 700.

Os deslocamentos radiais e tangenciais observados na obra (Fig. 9) mostram que a barragem se tem comportado simétrica e elásticamente. A albufeira atingiu níveis próximos do máximo nas épocas *d*, *j*, *h* para os quais os deslocamentos radiais foram máximos. Na época *e* atingiu o nível mais baixo desde o início do enchimento e os pontos representativos da época *e* estão situados um pouco a jusante dos representativos da época *b* e praticamente coincidentes com os pontos representativos da época *c*. Tal fato deve ter sido devido ao arrefecimento do betão da barragem. O efeito desse arrefecimento é evidente entre as épocas *b* e *c* pois sendo o nível na época *c* igual ao nível na época *b* os pontos da época *c* estão a jusante dos da época *b*. Análogamente em relação às épocas *d* e *h*. A partir da época *e* em que a barragem atingiu o equilíbrio térmico, passando a sofrer somente os efeitos das variações sazonais da temperatura, a barragem tem um comportamento perfeitamente reversível como se pode ver pela com-





Fig. 1-A Barragem do Castelo do Bode (1)

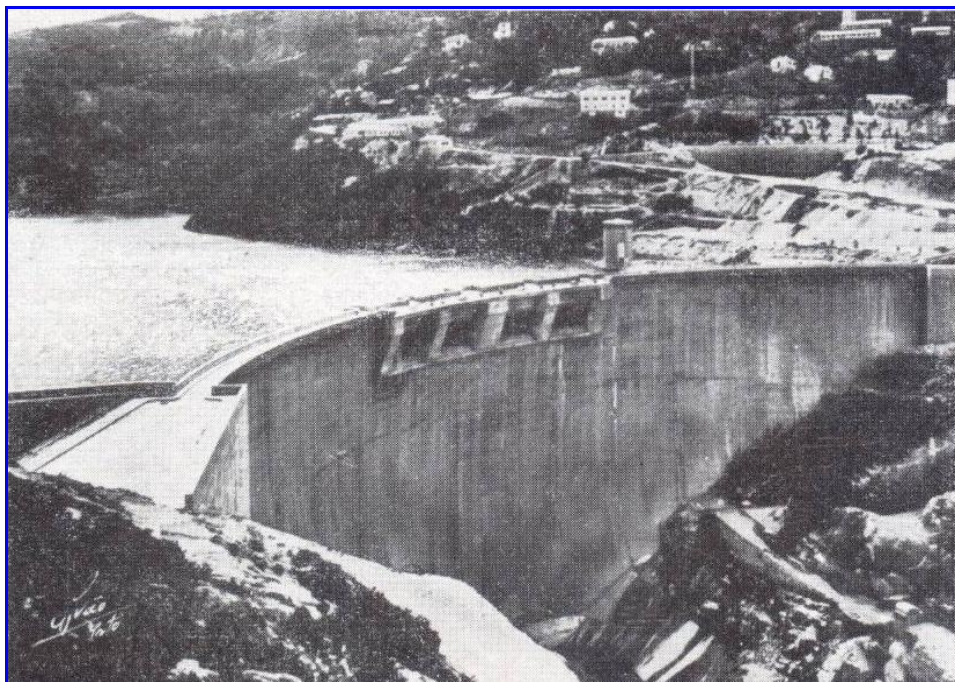


Fig. 1-C — Barragem de Salamonde.

(1) Publicamos aqui esta barragem descrita no número anterior porque a fotografia que saiu publicada naquele número foi a da barragem Venda Nova republicada neste número à página 23.







# ESTUDO III

## PARAMENTO DE JUSANTE

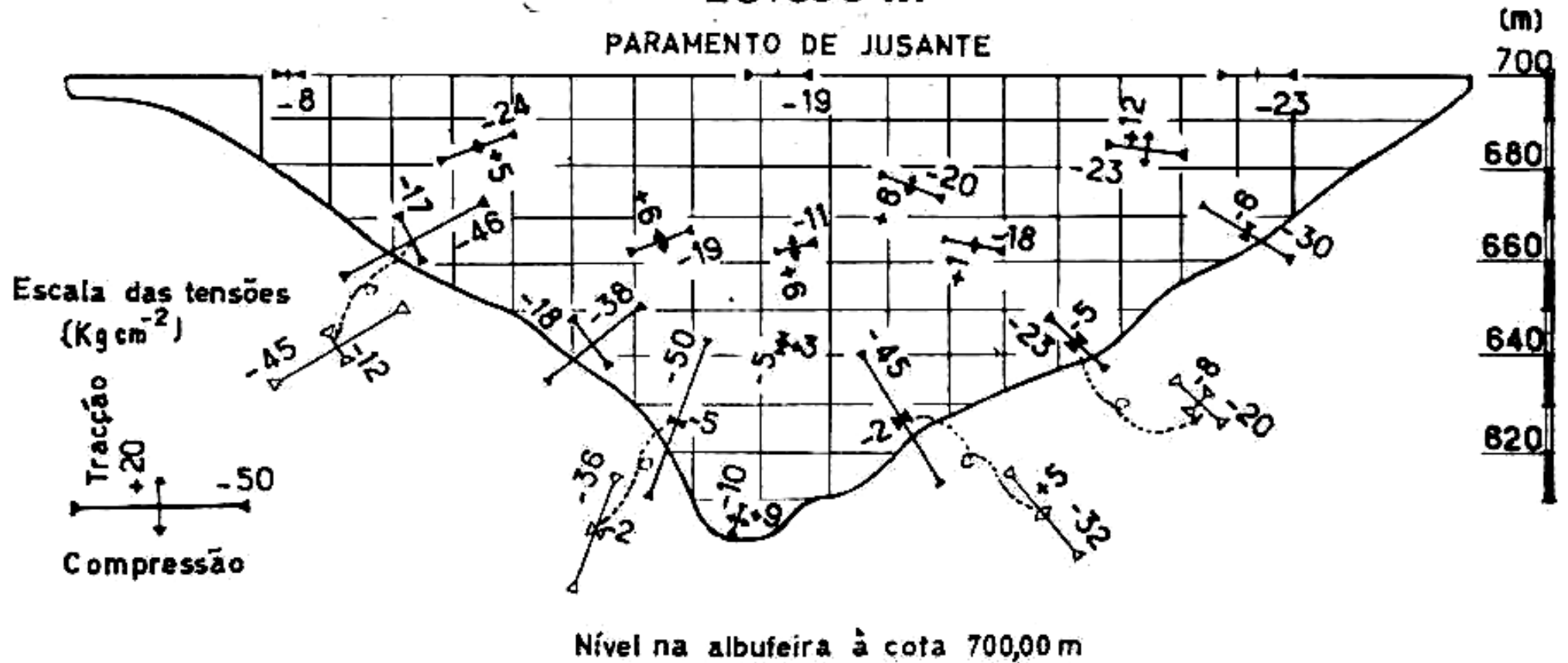


FIG. 7 - BARRAGEM DE VENDA NOVA. Tensões obtidas a partir dos ensaios de modelos

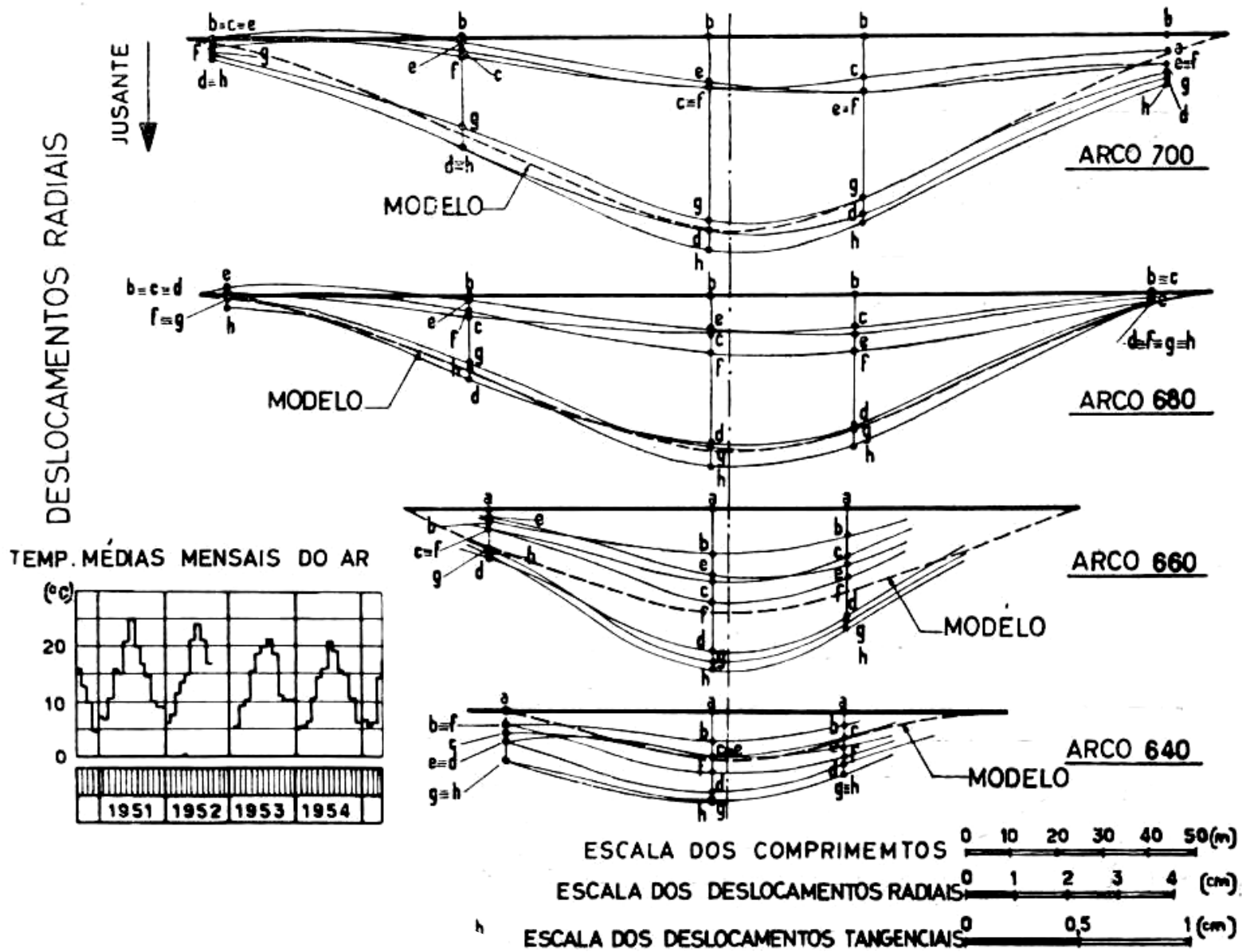


FIG. 9—BARRAGEM DE VENDA NOVA. Deslocamentos horizontais dos arcos observados pelo método geodésico

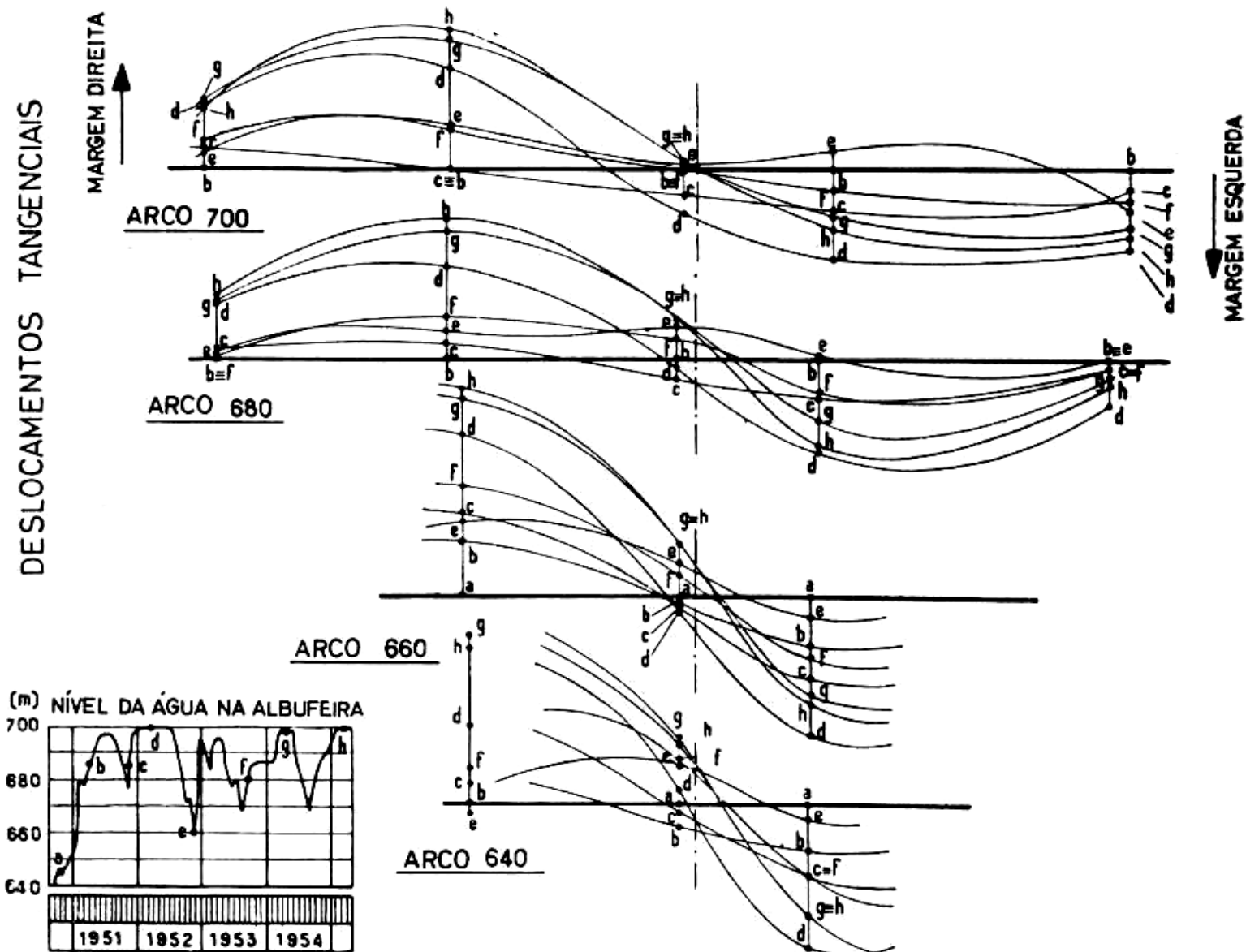


FIG. 9-BARRAGEM DE VENDA NOVA. Deslocamentos horizontais dos arcos observados pelo método geodésico

que a fundação da barragem apresente na parte superior da margem esquerda módulos de elasticidade muito baixos (Quadro II), os estudos sobre modelos foram conduzidos supondo a barragem e a fundação com o mesmo módulo de elasticidade. Para o projeto definitivo construiu-se todavia um modelo de resina Marco em que a deformabilidade das fundações foi tomada em consideração de acordo com os valores do Quadro II.

No primeiro anteprojeto (Estudo I) tinha sido prevista uma diminuição da secção da base da barragem e a construção de um sôco a montante para apoio da barragem (Fig. 10). A junta entre o sôco e a barragem era vedada por chapas de cobre e no interior era deixada uma galeria para inspeção dessa junta. A idéia era dar grande flexibilidade à base da consola central supondo-se que as tracções que se desenvolveriam a montante na base eram compensadas pelas compressões do peso próprio que aumentariam muito quando a junta abrisse. Esta concepção baseava-se num cálculo *trial load* simplificado com ajustamentos radiais da consola central e de 7 arcos.

Nas soluções estudadas em seguida a junta foi suprimida e a parte inferior das consolas passavam a ser inclinadas para montante. O paramento de jusante não mudou a forma. Nas soluções II e III a forma da barragem era a mesma, mas na solução III foi eliminada uma saliência do perfil de fundação tornando-o mais regular e sem convexidade. Na solução IV foi ainda introduzida uma alteração do paramento de montante de

modo a diminuir a rigidez da base das consolas.

No Estudo I (Fig. 11) desenvolvia-se na base da consola a montante no ponto *A*, uma tensão de tracção vertical de + 32  $\text{kgcm}^{-2}$ , ao passo que o cálculo previa para êsse ponto uma tensão de + 200  $\text{kgcm}^{-2}$  a qual seria compensada pelo peso próprio quando a junta abrisse. Dado porém o pequeno valor da tensão medida concluiu-se que a junta não abriria, mantendo-se sempre apoiada no sôco. Por outro lado dado o pequeno valor da compressão determinada no modelo para o ponto *B* a jusante (11  $\text{kgcm}^{-2}$ ) o peso próprio provocaria nesse ponto tracções muito elevadas.

O estudo da solução II mostrou ainda existirem tensões de tracção sob a ação simultânea do peso próprio e da pressão hidrostática demasiado elevadas (Fig. 11) sobretudo na zona onde o perfil da fundação apresentava uma convexidade. Na solução IV em que essa convexidade foi eliminada não subsistem pela ação conjunta da pressão hidrostática e do peso próprio tensões de tracção superiores a 6  $\text{kgcm}^{-2}$ , o que foi considerado muito satisfatório. A compressão máxima nesta solução é de 61  $\text{kgcm}^{-2}$  e produz-se no fecho da abóbada a montante. Como se pode ver na Fig. 11 (Estudos II e IV) as tensões de tracção verticais produzidas pela pressão hidrostática no paramento de jusante também são muito reduzidas pelo peso próprio. Para a solução IV foi efetuado um cálculo "*trial load*" por ajustamento de deslocamentos radiais de 5 arcos e 7 consolas. Como no caso anterior

constata-se grande divergência das tensões verticais na base da consola central que são maiores que as dadas pelo modelo. Tal fato compreende-se facilmente ao constatar que os deslocamentos dados pelos modelos são menores do que os dados pelo cálculo simplificado. As tensões de compressão máximas horizontais nos arcos atingem valores pouco superiores aos dados pelos modelos. Estes resultados confirmam a insuficiência já referida do método "trial load" simplificado para a determinação das tensões na base da barragem, fornecendo todavia a ordem de grandeza das tensões de compressões nos arcos. Também neste caso se verificou a influência notável das convexidades da superfície de fundação no funcionamento das barragens arco. Este estudo mostrou ainda como pequenas alterações nas espessuras, facilmente reproduzíveis nos modelos, podem contribuir dum modo importante para produzir as tensões de tracção na base.

Na Fig. 12 estão traçadas as curvas dos deslocamentos radiais e tangenciais de 5 consolas da barragem de Salamonde obtidos pelo método geodésico, em 5 épocas diferentes dos anos de 1953, 1954 e 1955.

Por se tratar de uma barragem de muito pequena espessura não foram influenciados pelo arrefecimento da barragem pois esta, quando se iniciou o enchimento da albufeira, já tinha arrefecido completamente. As diferenças entre as curvas de deslocamentos correspondentes ao mesmo nível na albufeira são pois devidas às variações de temperatura exterior.

A análise dos diagramas dos deslocamentos radiais observados na barragem (Fig. 12) mostra que, com a primeira subida de nível entre as épocas *A* e *B*, a barragem sofreu um deslocamento para jusante, exceção feita dos pontos do coroamento que se deslocaram para montante devido à subida da temperatura do ar que se fez sentir imediatamente, dado que o coroamento tem somente 2 m de espessura. Nas épocas *B* e *C*, com água sensivelmente ao mesmo nível, houve uma forte descida de temperatura que originou um deslocamento importante para jusante. Quando a água atingiu o nível máximo (épocas *D* e *F*) a barragem apresentou os seus maiores deslocamentos para jusante, estando porém os pontos da época *F* ligeiramente a jusante dos da época *D*. Como as temperaturas observadas no betão da barragem nas épocas *D* e *F* são iguais o deslocamento entre as épocas *D* e *F* deve ser atribuído a um movimento da fundação.

Os diagramas de deslocamentos tangenciais mostram que entre as épocas *A* e *B*, isto é, na primeira carga da barragem, houve um deslocamento para a margem direita devido ao assentamento dessa margem. Posteriormente o comportamento da barragem é quase simétrico.

Na Fig. 13 estão traçados os diagramas das extensões medidas por três extensómetros corretores colocados na barragem em função das temperaturas. Os três corretores servem três grupos de extensómetros colocados na base da consola central, um a 1 m do paramento de montante (1 m), o ou-

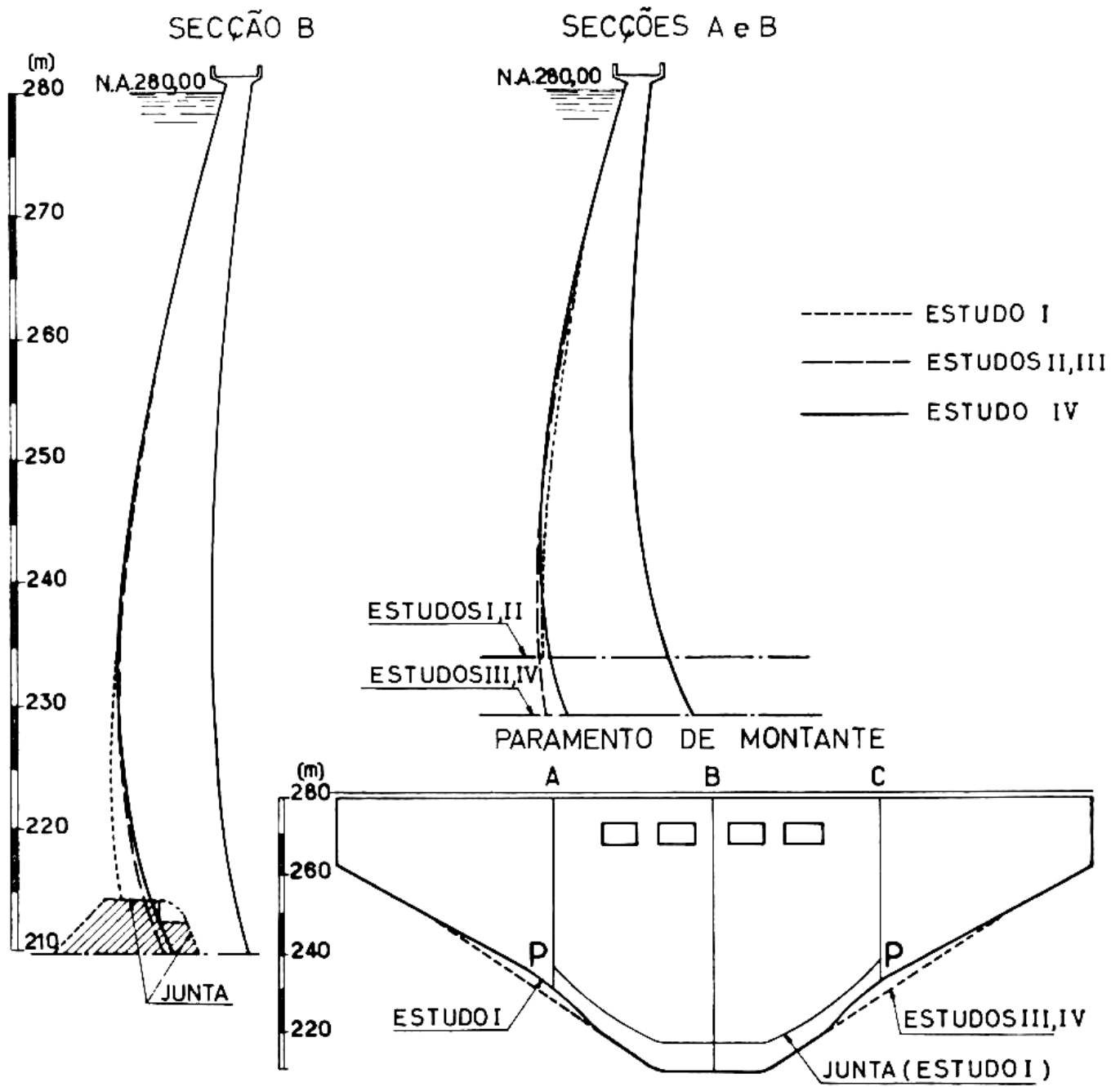
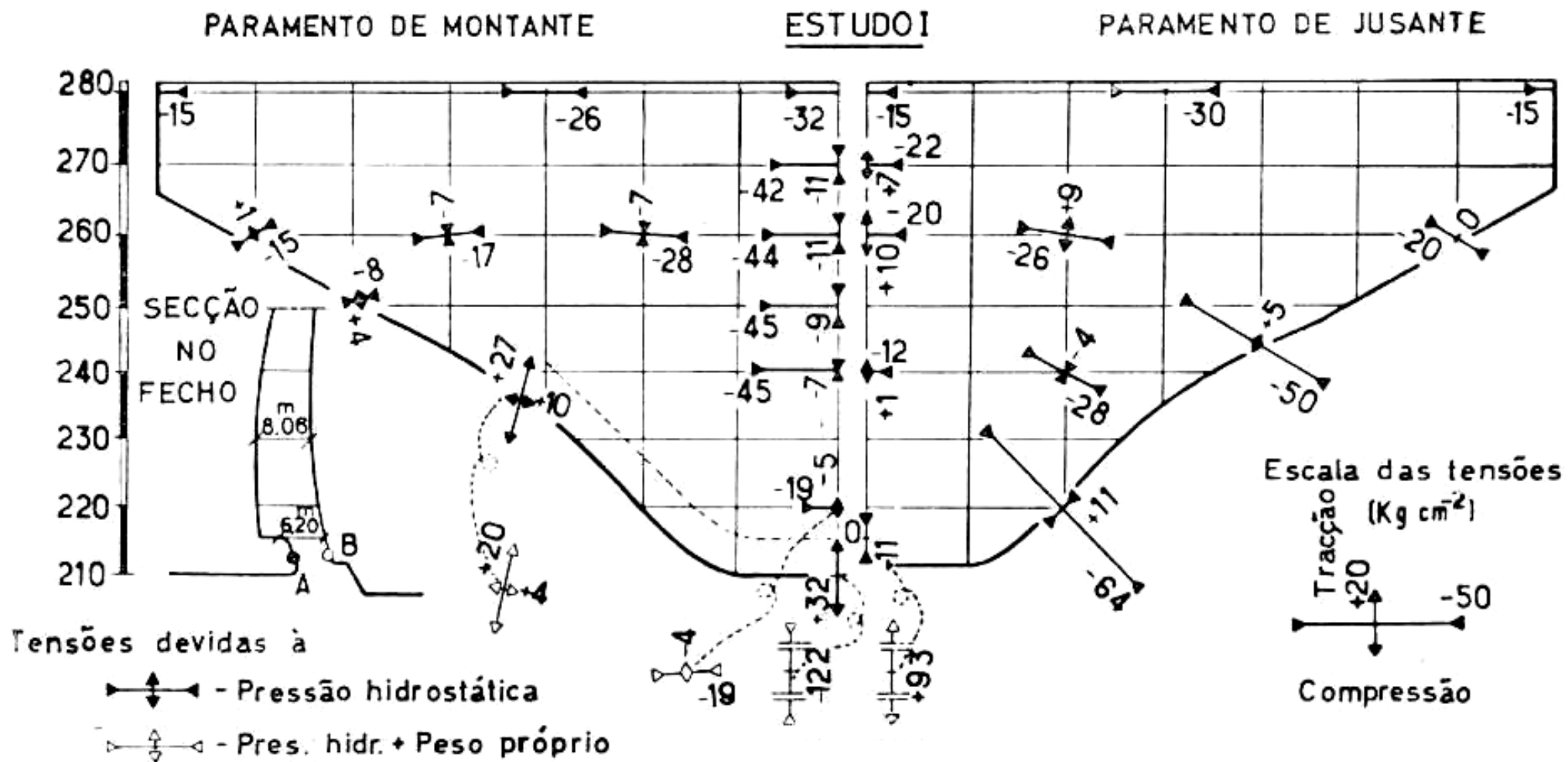


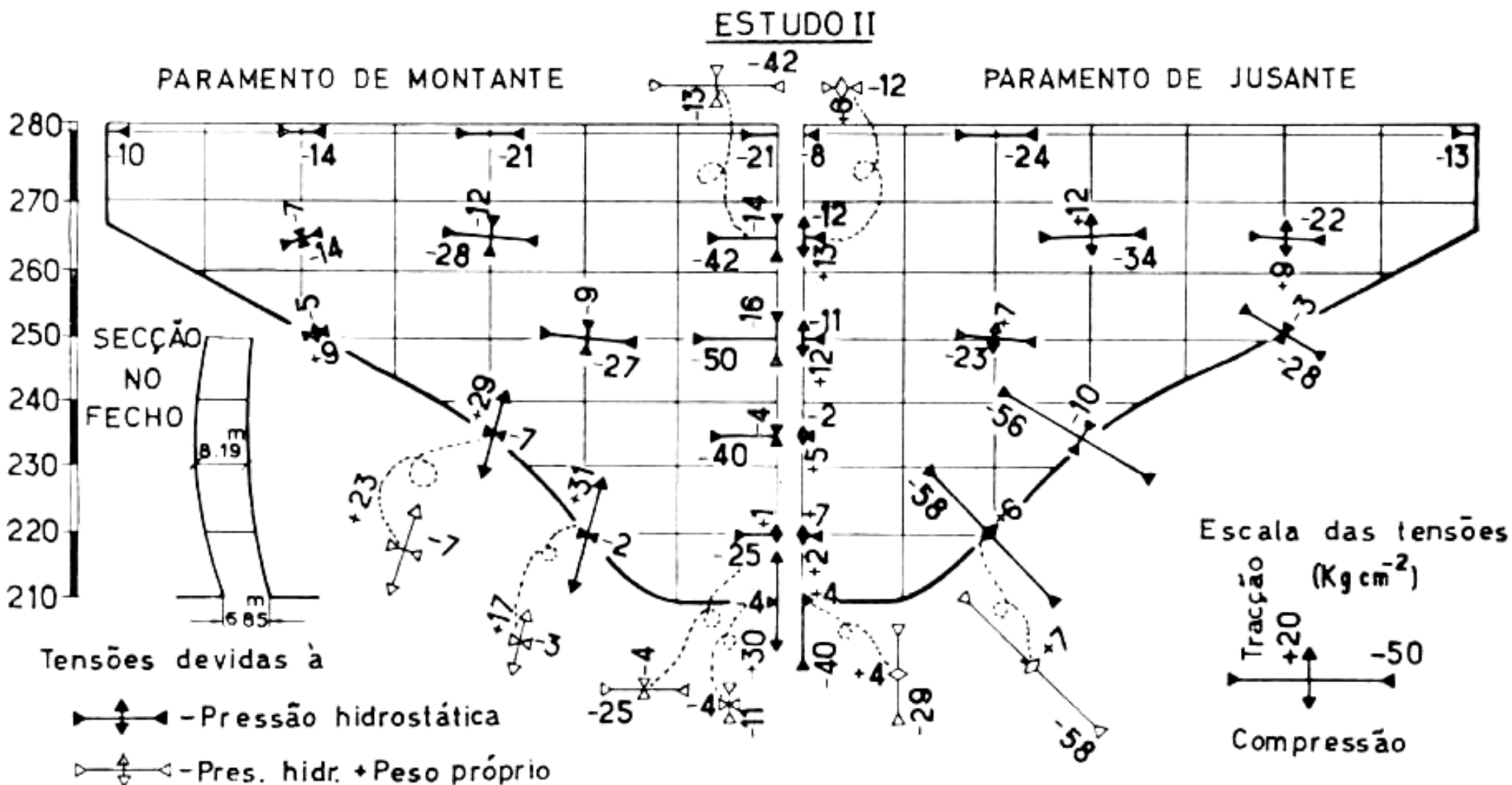
FIG.10 – BARRAGEM DE SALAMONDE.  
Soluções estudadas.



Pressão hidrostática para o nível 280,00 m

FIG II - BARRAGEM DE SALAMONDE. Tensões determinadas a partir de modelos

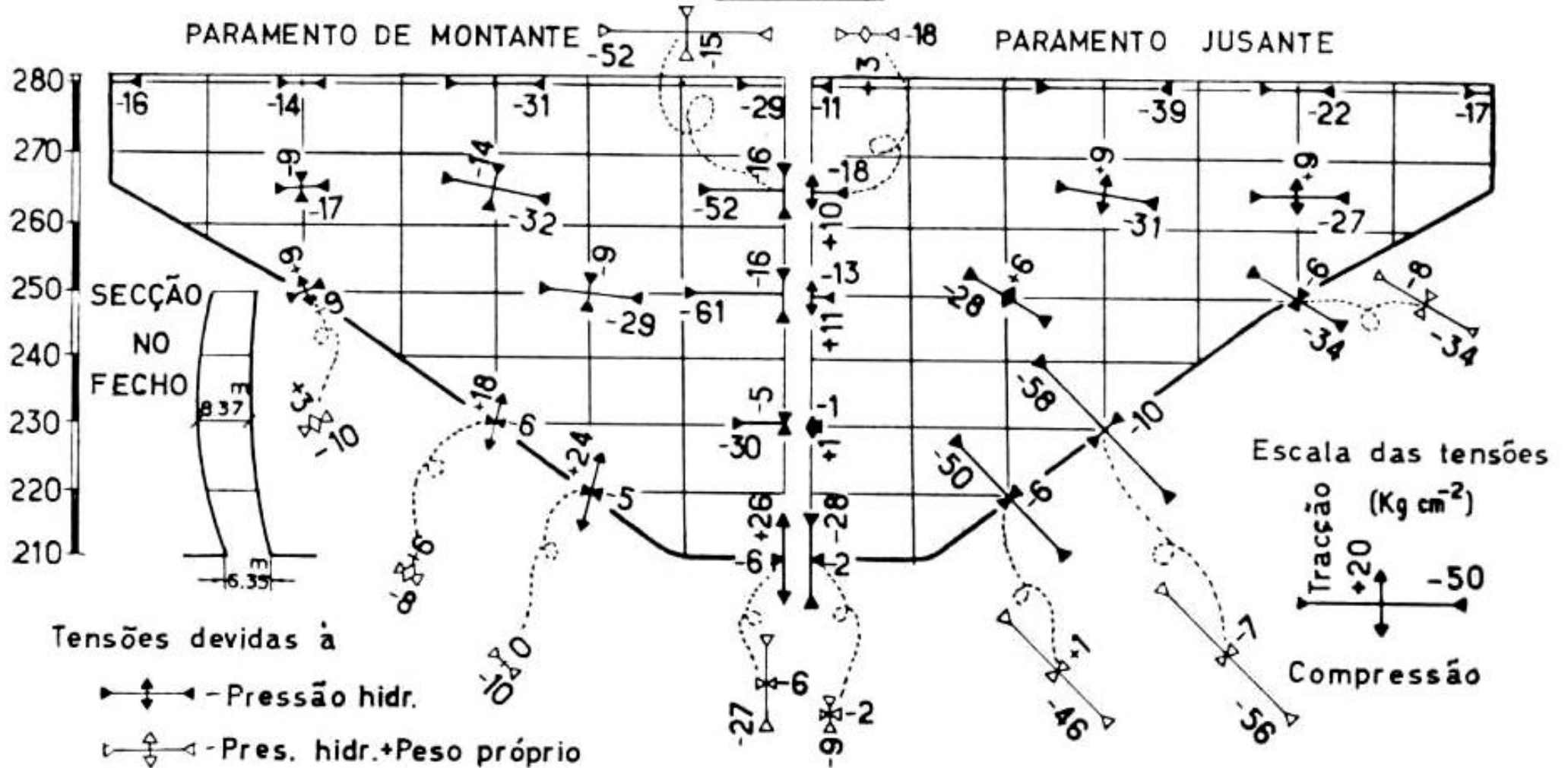




Pressão hidrostática para o nível 280,00 m

FIG II - BARRAGEM DE SALAMONDE. Tensões determinadas a partir de modelos

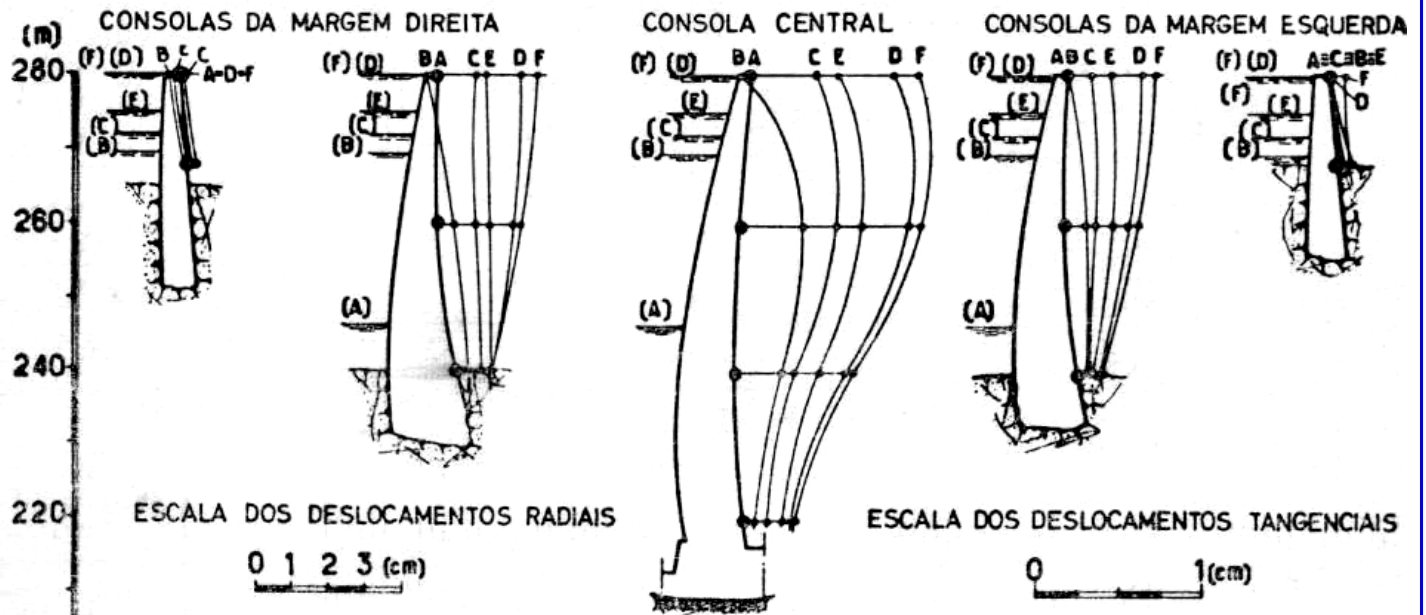
### ESTUDO IV



Pressão hidrostática para o nível 280,00 m

FIG II - BARRAGEM DE SALAMONDE. Tensões determinadas a partir de modelos

## DESLOCAMENTOS RADIAIS



## DESLOCAMENTOS TANGENCIAIS

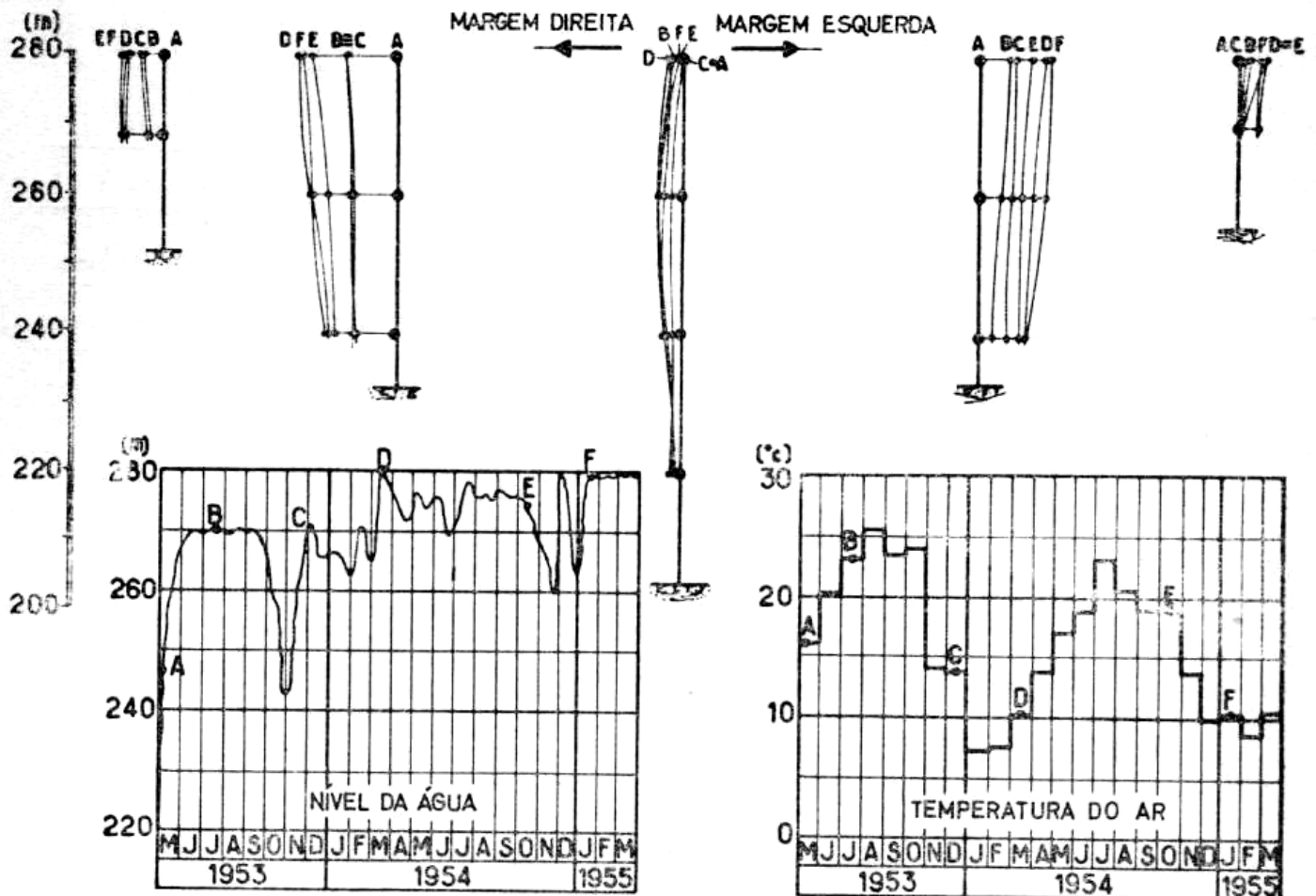


FIG.12 – BARRAGEM DE SALAMONDE. Deslocamentos horizontais das consolas observados pelo método geodésico

tro a meia espessura da barragem (1) e o terceiro a 1 m do paramento de jusante (1 j).

O betão na zona da barragem onde os corretores foram embebidos foi colocado a cêrca de 20°C tendo atingido a temperatura máxima, no centro do bloco, de cêrca de 43°C. Quando a temperatura atingiu os 36°C começaram a medir-se as variações de comprimento do betão. Atingida a temperatura máxima, a temperatura começou a descer tendo as extensões diminuído também com o andamento indicado no ramo mais extenso da curva. Este ramo apresenta um coeficiente

angular diferente do primeiro, correspondente à subida de temperatura. Foi atingida a temperatura mínima de cêrca de 8°C e a extensão mínima em cada um dos aparelhos. Houve em seguida mais dois ciclos de temperatura, de menor amplitude do que a do segundo ciclo, que deram origem a mais dois ramos do diagrama.

Calcularam-se os coeficientes de dilatação correspondentes aos ramos correspondentes às maiores descidas de temperatura tendo-se obtido valores muito próximos uns dos outros e bastante aceitáveis (Fig. 12).

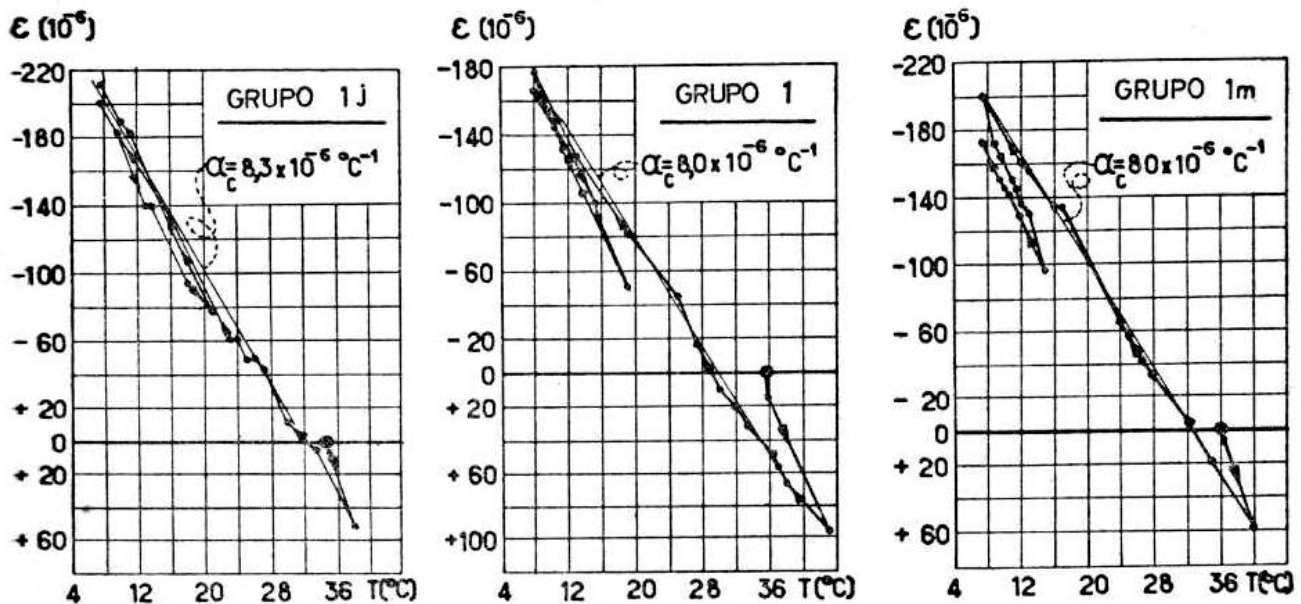


FIG. 13- BARRAGEM DE SALAMONDE. Extensões em função das temperaturas medidas por meio dos extensómetros correctores

## Links – Referências

<http://repositorio.ipl.pt/bitstream/10400.21/609/1/Disserta%C3%A7%C3%A3o.pdf>

Pedro Filipe Queiroz Sarmiento - Portugal - 2010  
Utilização de modelos de elementos finitos tridimensionais no cálculo estrutural de barragens de betão

<http://run.unl.pt/handle/10362/5114>

José Alberto Garcia Meliço – Portugal - 2010  
Escolha de formas de barragens abóbada

[http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/EM\\_1110-2-2201/toc.htm](http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/EM_1110-2-2201/toc.htm)

USACE.ARMY – 1994 - Publication Number: EM 1110-2-2201  
Engineering and Design - Arch Dam Design

+ + +