

PREVISÃO DAS TENSÕES E DEFORMAÇÕES DA BARRAGEM DE BELICHE DURANTE A FASE DE CONSTRUÇÃO*

Stresses and strains forecast of Beliche dam during construction

por

W. Bon Júnior**

A. Veiga Pinto***

E. Maranha das Neves****

RESUMO – Apresentam-se as tensões e deformações da análise de previsão duma barragem de enrocamento durante a fase de construção. Realizaram-se ensaios laboratoriais e utilizaram-se leis constitutivas do tipo elasticidade variável. É descrito um modelo designado hiperbólico modificado que permite modelar a acentuada curvatura da envolvente de rotura dos enrocamentos.

SYNOPSIS – Forecast of stresses and deformations in construction phase of an earth-rockfill dam is presented. Laboratory tests and nonlinear stress-strain analysis was done and a modified hyperbolic model to deal with curved strength envelopes of rockfill is described.

1 – INTRODUÇÃO

O presente trabalho insere-se num estudo mais genérico efectuado pelo LNEC sobre barragens de enrocamento, tendo incidido sobretudo na realização de ensaios de laboratório susceptíveis de quantificar parâmetros de modelos reológicos e na exploração desses modelos quando aplicados à fase de construção da barragem do Beliche (Fig. 1) cuja construção se iniciou em 1982.

* Trabalho apresentado ao 14th ICOLD, Rio de Janeiro, 1982

** Assistente de Investigação (IPT, S. Paulo – Brasil)

*** Assistente de Investigação (LNEC)

**** Especialista em Geotecnia (LNEC)

2 – CARACTERIZAÇÃO LABORATORIAL DOS MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

É frequente verificarem-se diferenças entre as tensões e deformações medidas e as calculadas, o que, em boa parte, resulta da deficiente quantificação dos parâmetros das leis constitutivas dos solos e enrocamentos. Assim foi dada especial atenção à realização e interpretação dos ensaios.

Os materiais ensaiados são os grauvaques e xistos a serem utilizados nos maciços estabilizadores da barragem. Também foram estudados os solos argilosos que serão empregues no núcleo.

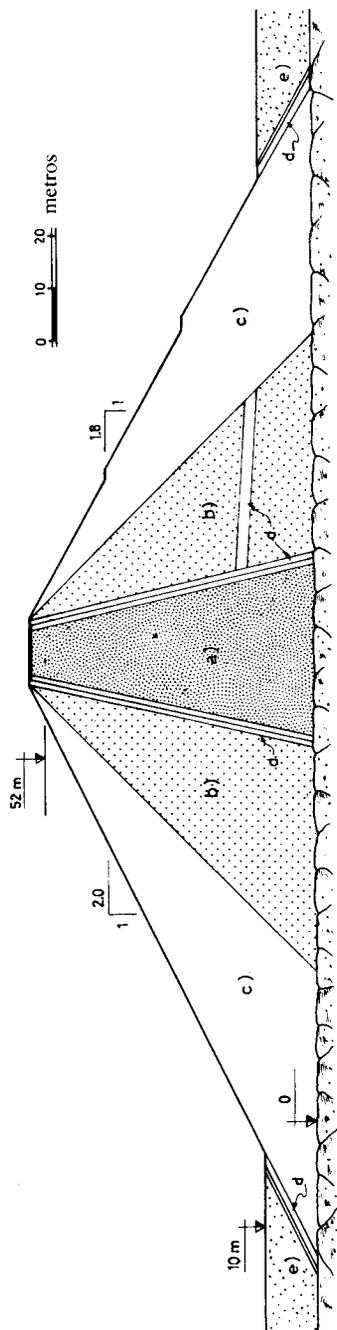
2.1 – Propriedades físicas

Na Fig. 2 estão representadas as granulometrias dos materiais do núcleo e maciços estabilizadores. A' e C resultam do processamento do material obtido com «ripper» da zona mais superficial (não há material coluvionar A em quantidade suficiente) e B obter-se-á por escavação com o «ripper» a maior profundidade. As curvas granulométricas I e II correspondem às dos materiais usados nos ensaios. A curva II resultou de uma translacção da curva representativa de C, de tal modo que o seu máximo diâmetro (4,5 cm), não exceda 0,2 do diâmetro da amostra a ensaiar.

O xisto e grauvaque exibem porosidades médias semelhantes (14,5%) e pesos volúmicos reais de 27,6 e 27,3 kN/m³ respectivamente. Quanto à resistência ao esmagamento (Marsal, 1973) de elementos com diâmetros de cerca de 5 cm obtiveram-se valores de 3 e 4,4 kN para o xisto e grauvaque secos e 1,2 e 0,9 kN para o xisto e grauvaque após 24 h de submersão. Estes resultados deixam transparecer uma elevada influência do teor em água na fracturação. As amostras foram compactadas até atingirem um índice de vazios de cerca de 0,25 usando material que foi previamente submerso durante 10 min. As argilas foram submetidas a compactação leve com teores em água inferior (- 2%), igual e superior (+ 2%) ao óptimo.

2.2 – Propriedades de resistência e deformabilidade

Para caracterização dos materiais do ponto de vista da resistência e deformabilidade foram efectuados ensaios triaxiais (drenados para os enrocamentos e não consolidados não drenados para as argilas) e de deformação uniaxial. Na Fig. 3 apresentam-se os resultados dos ensaios triaxiais com amostras de grauvaques de 0,23 m de diâmetro. Os resultados com os xistos foram semelhantes. Também se



- a) Núcleo argiloso
- b) Transição
- c) Enrocamento
- d) Filtro
- e) Fundação aluvionar

Fig. 1 — *Secção transversal máxima da barragem de Beliche*

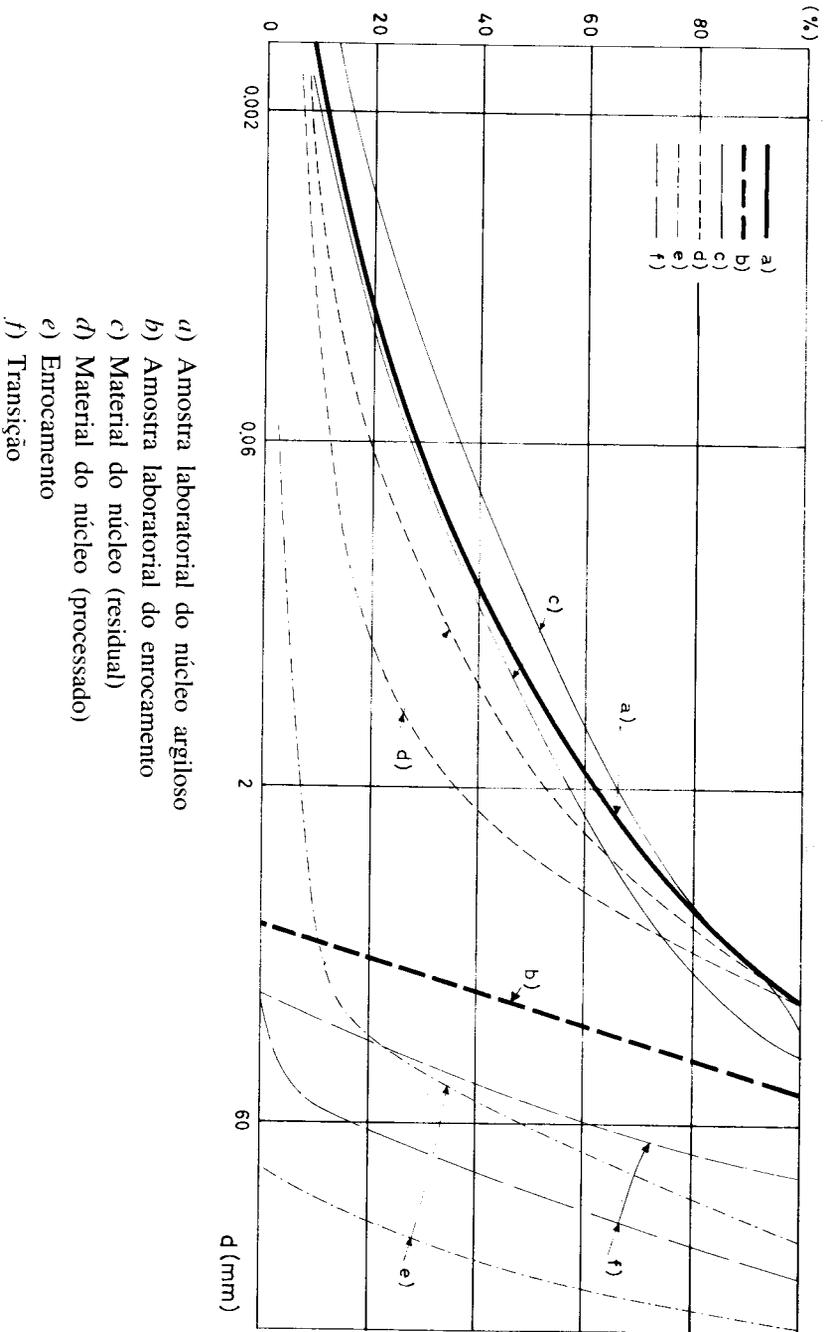


Fig. 2 — Curvas granulométricas características dos materiais

efectuaram ensaios de deformação uniaxial, utilizando uma câmara concebida e construída no LNEC (1977) e constituída por anéis de 0,23m de diâmetro, de aço e cortiça, dispostos alternadamente (Fig. 4). As tensões laterais foram medidas por intermédio de extensómetros eléctricos colocados nos anéis de aço. Na Fig. 5 apresentam-se os resultados dos ensaios dos grauvaques e xistos. Os solos argilosos foram submetidos aos mesmos ensaios que os enrocamentos. Os resultados em termos de parâmetros de resistência e deformabilidade figuram, com os dos enrocamentos, no Quadro 1.

3 – MODELOS REOLÓGICOS

Na previsão das tensões e deformações usaram-se três modelos: hiperbólico (Hp), hiperbólico modificado (HpM) e «E*-G». O primeiro é sobejamente conhecido e no Quadro 1 figuram os valores medidos para os respectivos parâmetros, para os quais se usa a simbologia corrente (Duncan e Chang, 1970). Na hipótese de descarga de um elemento o material responde com um módulo de elasticidade de descarga-recarga (E_{DR}) diferente do obtido nas condições normais de ensaio.

Relativamente à sua aplicação aos enrocamentos podem levantar-se problemas relacionados com a não linearidade das envoltórias dos estados de tensão na rotura. Os valores de $1/E_i$ e $(\sigma_1 - \sigma_3)_u$ são necessários para obtenção das relações $(\sigma_1 - \sigma_3) = f(\epsilon_a)$ para um dado σ_3 . Como $(\sigma_1 - \sigma_3)_u$ depende de R_f , c' e ϕ' , se estas grandezas não forem constantes pode ser difícil reproduzir as curvas experimentais desses materiais. Verificou-se no entanto que a curva intrínseca poderia ser adequadamente descrita por uma função não linear (hiperbólica) do tipo

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max} = \frac{(\sigma_3 + H)}{A + B (\sigma_3 + H)} = \frac{(\sigma_3 + H)}{\frac{1}{\operatorname{tg}\alpha} + \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max,u}} (\sigma_3 + H)} \quad (1)$$

- a) Resultado experimental
- b) Curva teórica do modelo hiperbólico
- c) Curva teórica do modelo hiperbólico modificado

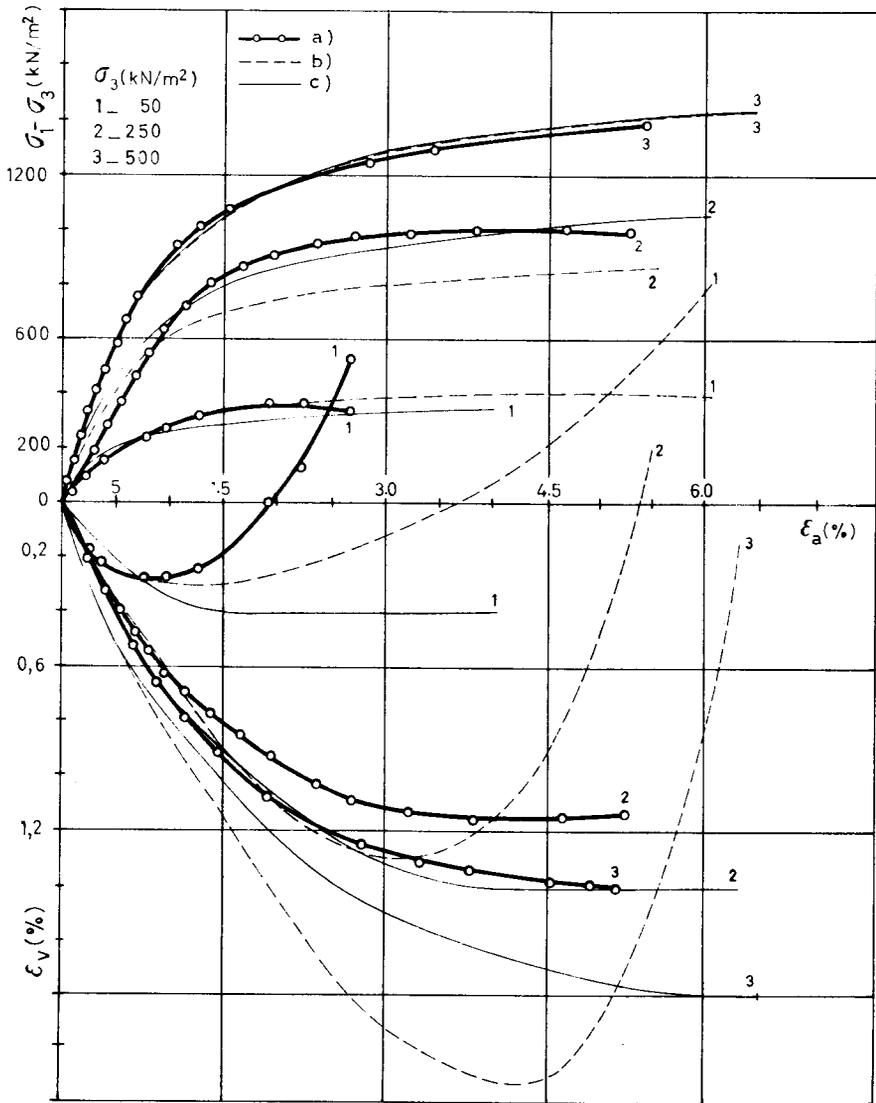


Fig. 3 – Ensaio triaxiais. Resultados experimentais e teóricos

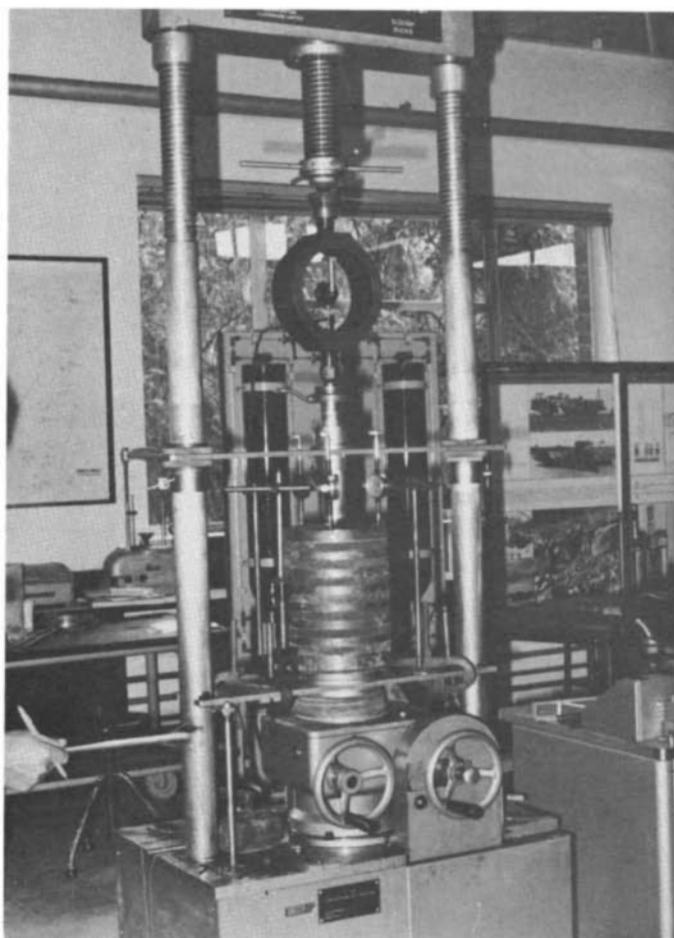


Fig. 4 – *Montagem do ensaio de deformação uniaxial*

- a) Xisto molhado
- b) Xisto seco
- c) Grauvaque molhado
- d) Grauvaque seco

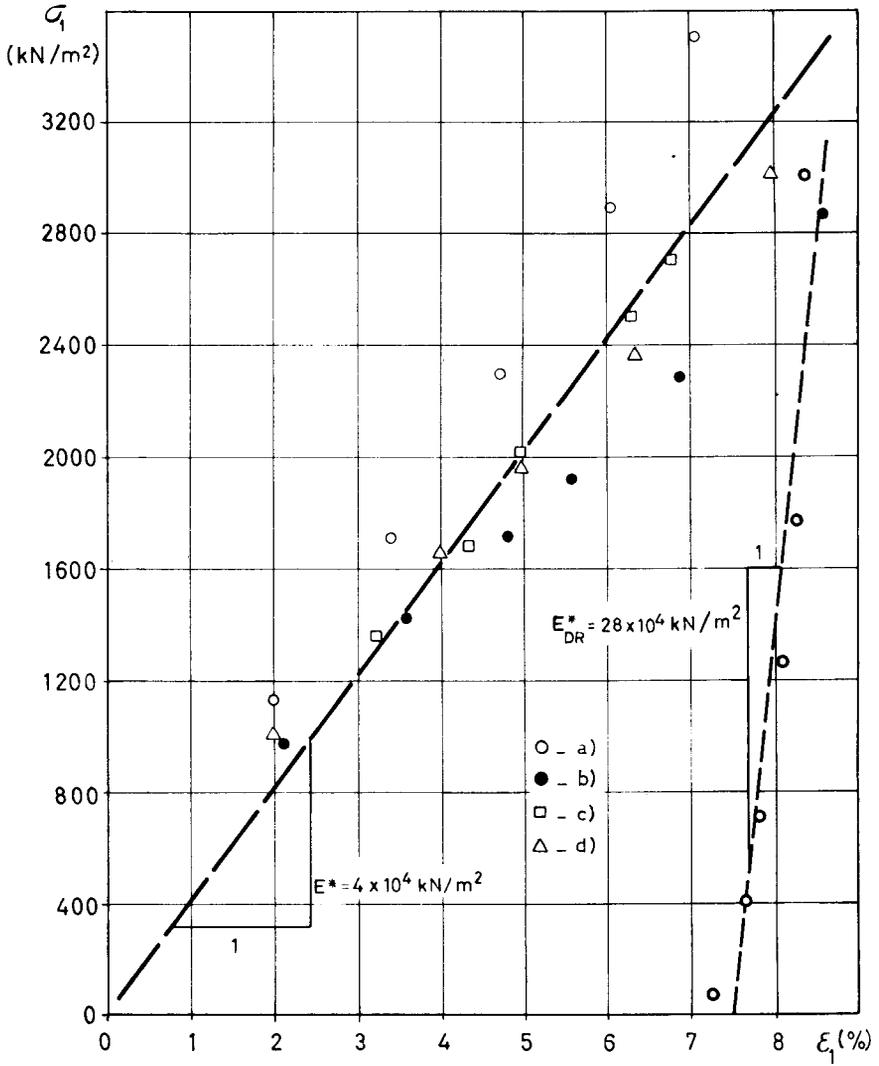


Fig. 5 – Ensaio de compressão unidimensional de enrocamentos

representada esquematicamente na Fig. 6. Por intermédio de um gráfico $[(\sigma_3 + H)/(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max.}, \sigma_3]$ é fácil determinar os três parâmetros da eq. (1) arbitrando valores de H até obter uma recta (normalmente à 3.ª tentativa) de inclinação $1/(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max.}$ e intersectando a abcissa H na ordenada $1/\text{tg}\alpha$. Por outro lado, em vez de admitir um R_f médio, como no modelo H_p , procurou-se relacionar os valores de $(\sigma_1 - \sigma_3)_u$ com a sua curva (ou σ_3) em vez de os relacionar com $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max.}$ obtido da curva intrínseca. A função

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_u = \frac{(\sigma_3 + H)}{\frac{1}{\text{tg}\beta} + \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{uu}} (\sigma_3 + H)} \quad (2)$$

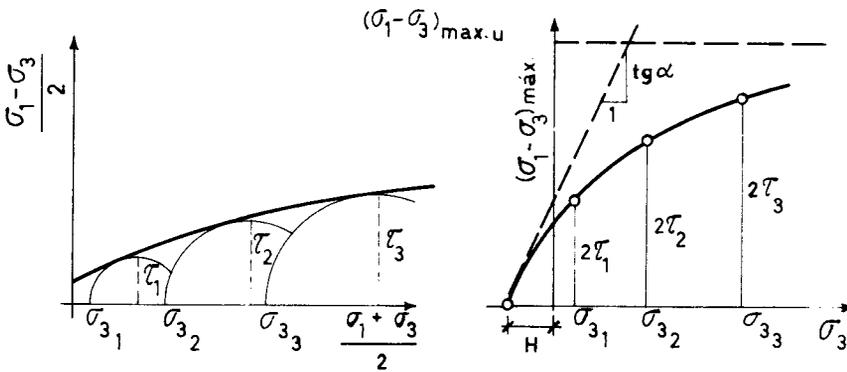


Fig. 6 - Curva intrínseca não linear

mostrou uma boa adequação ao fim em vista. Por interpolação duma recta em relação aos pares de valores $[(\sigma_3 + H)/(\sigma_1 - \sigma_3)_u, \sigma_3]$ obtém-se $1/\text{tg}\beta$ (a ordenada na abcissa H) e $1/(\sigma_1 - \sigma_3)_{uu}$ (inclinação). Introduzindo estas modificações vem

$$E_t = \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\epsilon} = \left[1 - \frac{\frac{1}{\text{tg}\beta} + \frac{(\sigma_3 + H)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{uu}} (\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_3 + H} \right]^2 K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (3)$$

que, contrariamente ao E_t do modelo H_p , é independente de c' e ϕ' .

Para a variação de $\nu_t = - (d\epsilon_a/d\epsilon_r)$ procurou-se definir uma nova equação, dotada de significado físico. Dos resultados experimentais chegou-se à eq. do tipo

$$\nu_t = 10^w \quad (4)$$

com $w = \log (0,5) + [(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 - \sigma_3)_i] \lambda/p_a$ e onde um único parâmetro (λ) define o comportamento volumétrico do material. Para o determinar procura-se o melhor conjunto de rectas paralelas que, num gráfico semi-log, se ajusta aos pares de valores experimentais $[\nu_t, (\sigma_1 - \sigma_3)/p_a]$ (Fig. 7). Admite-se que ν cresce com $(\sigma_1 - \sigma_3)$ exibindo o valor 0,5 apenas na rotura. Considera-se que uma relação não linear seria mais realista mas não houve suficiente suporte experimental para tentar defini-la. Com as eqs. (3) e (4) definiu-se um modelo que se designou por hiperbólico modificado (HpM) e os valores experimentais dos seus parâmetros necessários à descrição das curvas $[(\sigma_1 - \sigma_3), \epsilon_a]$ e $[(\sigma_1 - \sigma_3), \epsilon_v]$ para um dado valor de σ_3 , bem como os dois parâmetros adicionais $\text{tg}\alpha$ e $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx.u}}$ para estabelecer a curva intrínseca, figuram no Quadro 1.

Os cálculos efectuados restringem-se às hipóteses do comportamento elástico linear, para pequenos acréscimos de carga, embora não linear no seu conjunto. Vários autores, por diferentes razões, têm idealizado diferentes comportamentos típicos para os materiais dos aterros (Penman e Charles, 1973; Drnevich, 1975 e Naylor, 1978). A cada idealização está associada uma modalidade de ensaio em laboratório que melhor reproduziria as trajectórias reais de tensão e deformação. Na linha destas metodologias procurou-se utilizar os módulos E^* (edométrico) e G (de distorção) determinados em ensaios de deformação uniaxial e triaxial, respectivamente. Na realidade, analisando a matriz de elasticidade D (deformação plana e material isótropo) verifica-se que

$$D_{11} = D_{22} = E^*; D_{33} = G \text{ e } D_{12} = E^* - 2G.$$

QUADRO I
 PARÂMETROS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DOS MATERIAIS DA BARRAGEM

PARÂMETROS	ENROCAMENTO		AREIA SOLTA a)	ARGILA	
	Grauvaque	Xisto		Lado húmido	Lado seco
γ_f (kN/m ³)	20.5	20.5	18	20.7	20.4
K	1000	1300	370	125	810
K _{DR}	2000	2600	740	250	1620
n	0.50	0.15	0.46	0.78	-0.305
R _f	0.90	0.73	0.81	0.85	0.95
C (kN/m ²)	94 b)	116 b)	0	3.3	7.6
ϕ (°)	31.3 b)	30.7 b)	34	25	31
d	11.6	10.1	14	14	3.64
G	0.26	0.33	0.44	0.39	0.31
F	0.19	0.26	0.15	0.063	0.24
$(\text{tg } \alpha)^{-1}$	0.118	0.078	0.3940	0.456	0.4205
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{max. U}}^{-1}$ (kN/m ²) ⁻¹	0.00488	0.0054	0	0.00356	0.0008
H (kN/m ²)	0	0	0	28.5	100
$(\text{tg } \beta)^{-1}$	0.102	0.055	0.3193	0.384	0.4205
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{UU}}^{-1}$ (kN/m ²) ⁻¹	0.00452	0.0047	0	0.0036	0.001
λ	0.0729	0.0871	0.0350	0.0310	0.0678
α_E (kN/m ²)	4×10^4		3×10^4	6×10^3	
β_E	0		0	29.5	
$\alpha_{E_{DR}}$ (kN/m ²)	28×10^4		21×10^4	9×10^4	

a) Ensaio da areia do rio Hamer (Bishop, 1966)

b) Da linha recta que melhor se adaptou à envolvente curva dos estados de tensão de rotura

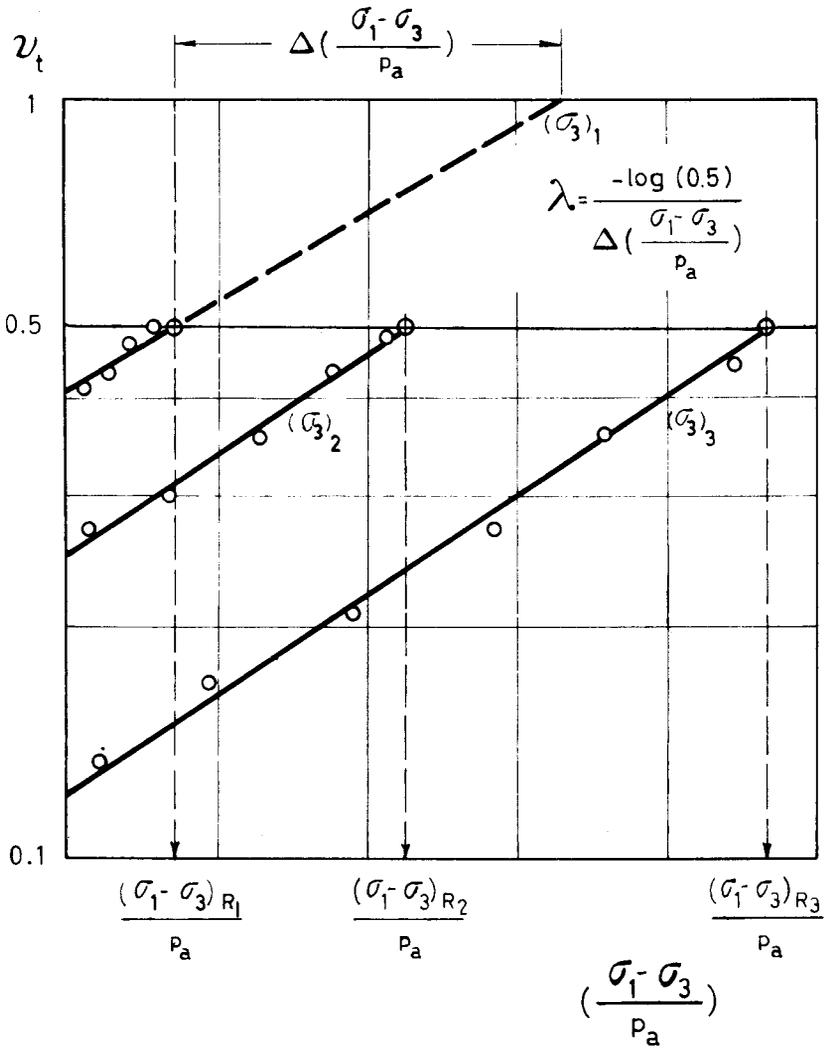


Fig. 7 – Relação entre o coeficiente de Poisson tangente e as tensões distorcionais e de confinamento

Os ensaios de enrocamento mostraram que E^* , para o campo de tensões estudado (barragem com 55 m de altura), se mantinha constante (Fig. 5) e nas argilas variava linearmente com a tensão média (p) de acordo com a eq.

$$E^* = \alpha_{E^*} + \beta_{E^*} p \quad (5)$$

Nos enrocamentos, a variação de G , deduzida de E_t e ν_t do modelo HpM, eqs. (3) e (4), é representada, num espaço (p , q , G) por uma superfície hiperbólica cuja intersecção com o plano $G = 0$ é, como se vê na Fig. 8, a envoltória das resistências na situação de rotura, eq. (1). Para as argilas aquela superfície é um plano, de acordo com Naylor (1978) para o modelo «K - G» (K é o módulo de elasticidade volumétrico), hipótese esta que houve oportunidade de confirmar experimentalmente.

Para o modelo « $E^* - G$ » agora proposto, sugere-se que de futuro se procure, a partir de ensaios triaxiais ou de corte simples, obter uma função directa $G = f(p, q)$. No Quadro 1 figuram os valores experimentais dos parâmetros do modelo « $E^* - G$ ».

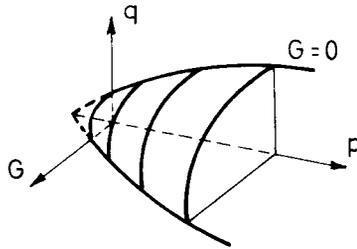


Fig. 8 – Relação entre o módulo de distorção e as tensões deviatóricas e hidrostáticas

4 – PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DA BARRAGEM

Na Fig. 9 comparam-se os deslocamentos verticais finais (δ) em função da altura (H) para três zonas distintas, calculados com base nos diferentes modelos reológicos. Na Fig. 10 apresentam-se os deslocamentos em diversos pontos da barragem usando o modelo HpM para o caso de maciços estabilizadores de grauvaque com um núcleo compactado do lado seco ou do lado húmido. Na Fig. 11 e recorrendo ao modelo HpM, figuram as curvas de igual nível de tensão (SL), quer no caso do núcleo compactado do lado seco quer do lado húmido. Os maciços estabilizadores são de grauvaque. Finalmente na Fig. 12 apresenta-se a evolução de σ_3/σ_1 , em quatro pontos do núcleo durante a construção. As hipóteses quanto a materiais e modelo adoptado são iguais às do caso anterior.

- a) Modelo hiperbólico modificado
- b) Modelo hiperbólico
- c) Modelo «E*-G»

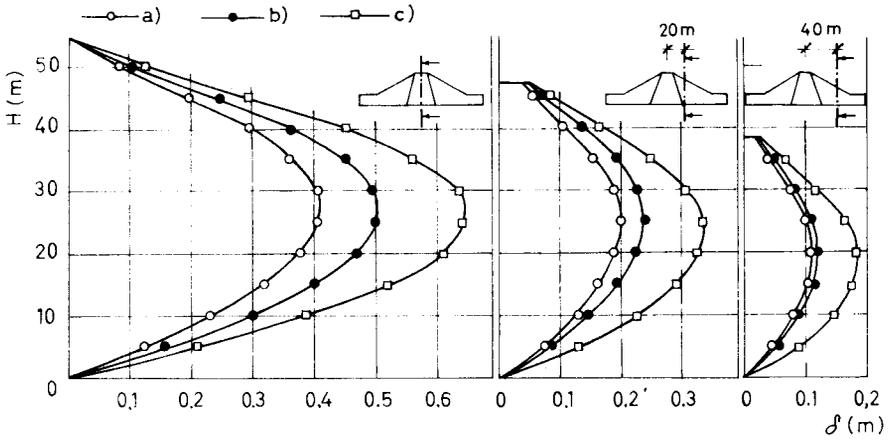


Fig. 9 - Assentamentos ao final da construção

- a) 2% abaixo do W_{opt} (teor em água ótimo)
- b) 2% acima do W_{opt}

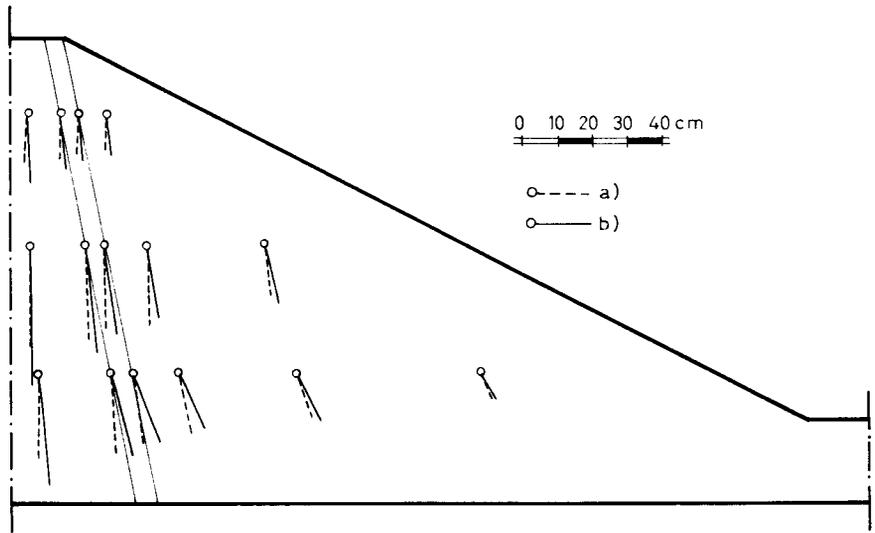


Fig. 10 - Deslocamentos da barragem para diferentes teores em água do material do núcleo (grauvaque e modelo hiperbólico modificado)

- a) 2% abaixo do Wopt
- b) 2% acima do Wopt

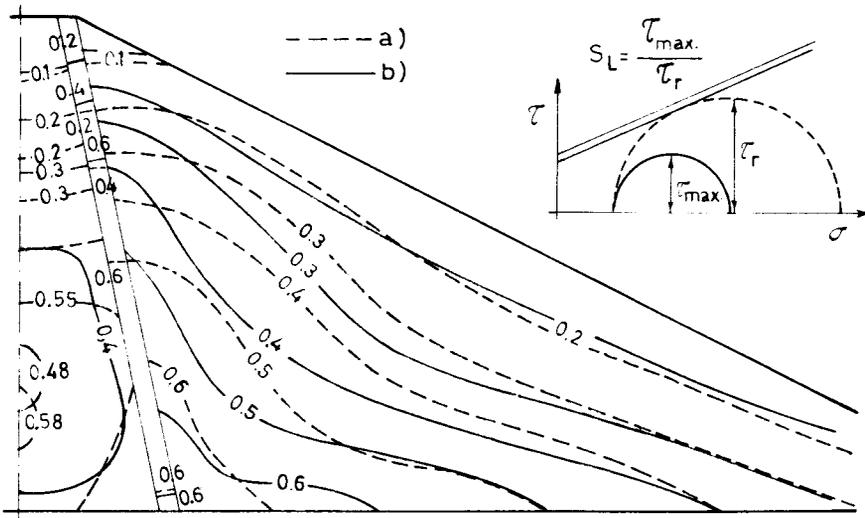


Fig. 11 – Nível de tensão (SL) ao final da construção (grauvaque e modelo hiperbólico modificado)

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Muito resumidamente pode observar-se que o modelo HpM expressa o comportamento mais rígido dos enrocamentos e que influencia mesmo a deformabilidade do núcleo (Fig. 9). O modelo «E* – G» é o que revela um material mais deformável mas devido a certa dificuldade em efectuar um adequado «coupling» dos valores de E* e G considera-se que este modelo é o menos credível.

- a) 2% abaixo do Wopt
- b) 2% acima do Wopt

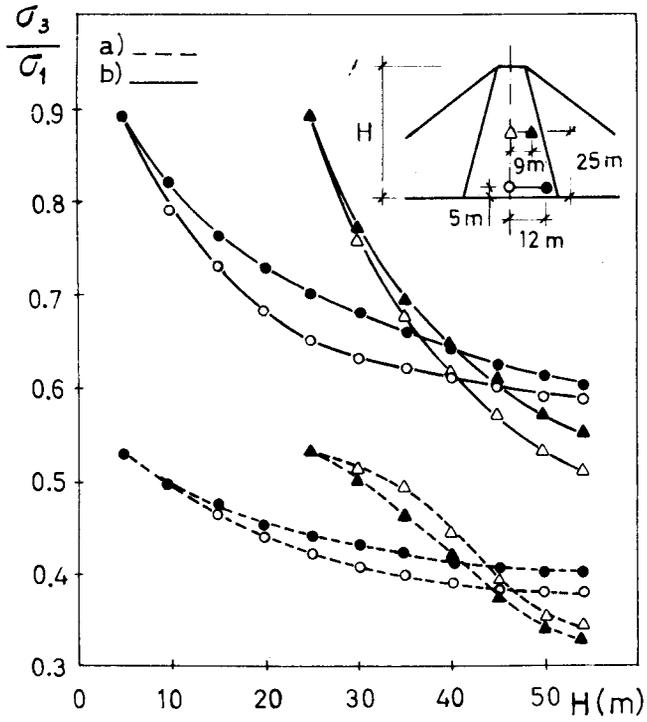


Fig. 12 – Evolução de σ_3/σ_1 durante a fase de construção (grauvaque)

Usando o modelo HpM, que se considera o mais fiável, vê-se que a compactação do núcleo do lado húmido dá origem a maiores deslocamentos horizontais e verticais do que quando o núcleo é compactado do lado seco (Fig. 10). Mas no que diz respeito ao nível de tensões (Fig. 11) verifica-se que a compactação do lado húmido se traduz por uma diminuição dos níveis de tensão em todo o maciço. Quanto à evolução de σ_3/σ_1 durante a construção (Fig. 12) vê-se que poderão diminuir quando a tensão «overburden» aumenta, atingindo valores menores no núcleo compactado do lado húmido. A compactação do lado húmido é assim favorável dum ponto de vista da fracturação hidráulica. Em qualquer dos casos (compactação húmida ou seca) no final da construção a relação σ_3/σ_1 aumenta com a profundidade.

Durante a construção da barragem serão efectuadas medições que permitam ajuizar da justeza do valor absoluto dos deslocamentos e tensões calculados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- DRNEVITCH, V.P. (1975) «Constrained and shear moduli for finite elements», Proc. ASCE, N.º GT5, Journal of the Geot. Eng. Div., pp. 459-473.
- DUNCAN, J. E CHANG, C. (1970) «Nonlinear analysis of stress and strain in soils», Proc. ASCE, Journal of the Soil Mech. and Found. Div., N.º SM5, pp. 1629-1653.
- MARANHA DAS NEVES e VEIGA PINTO (1977) «Enrocamentos. Actualização de conhecimentos, estudos experimentais e aplicações em barragens e vias de comunicação», LNEC, Relatório Interno, pp. 1-135.
- MARSAL, R.J. (1973) — «Mechanical properties of rockfill», in Embankment-Dam Engineering, Casa-grande Volume, John Wiley of Sons Pub., pp. 109-200.
- NAYLOR, D.J. (1978) «Stress-strain laws for soils», in Developments in Soil Mech., Chap. 2, ed. by C.R. Scott, Applied Science Pub., Ltd, pp. 39-68.
- PENMAN, A. e CHARLES, J. (1973) «Constructional deformations in a rockfill dam», Proc. ASCE, Journal of the Soil Mech. and Found. Div., N.º SM2, pp. 139-163 on Building Research Station, Current Paper N.º 19, pp. 1-28.