

ANÁLISE DA BARRAGEM DE SEGREDO UTILIZANDO CONCEITO DO PLANO ESPACIAL MOBILIZADO

Analysis of Segredo rockfill dam using the spatial mobilized plane
constitutive model

FERNANDO SABOYA JR.*
PEDRICTO ROCHA FILHO**

RESUMO - A barragem de Segredo do tipo enrocamento com face de concreto com 145 metros de altura, foi analisada através do modelo do plano espacial mobilizado. Sua simplicidade nas formulações, em comparação a outros modelos elastoplásticos, é uma de suas vantagens, além de ser um modelo desenvolvido para materiais granulares não coesivos. Para a análise da barragem de Segredo, foi necessário a utilização de curvas tensão x deformação de materiais semelhantes devido a ausência de ensaios especiais. Os deslocamentos previstos se mostraram em razoável concordância com aqueles observados, porém o principal objectivo foi detectar zonas de plastificação no interior do maciço e sua influência nos deslocamentos finais.

SYNOPSIS - Segredo rockfill dam with 145 meters high was analysed using the spatial mobilised plane model. Its formulation simplicity is one of the advantages of the model when compared with other elasto-plastic models, besides it's a model developed for non-cohesive granular materials. The model parameters were obtained from materials similar to those of Segredo dam because there were no specific tests for this dam. Computed displacements show a reasonable agreement with monitoring data although the main purpose of the analysis was to evaluate plastic zones within the fill and its influence in the final displacements.

1 - INTRODUÇÃO

A previsão do comportamento de barragens de enrocamento tem como principal dificuldade a obtenção de parâmetros representativos do comportamento mecânico do material. O enrocamento compactado pode apresentar diâmetros da ordem de 2 metros, levando à grande dificuldade de se ensaiar, em laboratório, amostras semelhantes e representativas às do protótipo. Uma das maneiras de se contornar essa dificuldade, conforme proposto por Veiga Pinto (1982), consiste na modelagem física baseada em mudança de escala da curva granulométrica. Mas, ainda assim, este procedimento apresenta algumas limitações, principalmente na modelagem de enrocamentos bem graduados onde uma translação da curva granulométrica implica na presença de materiais constituídos de partículas finas, com um comportamento coesivo, bem diferente do material granular. Esses fatos têm limitado bastante o uso de modelos mais abrangentes que apresentem um melhor desempenho nas análises e previsão de comportamento de obras de enrocamento, principalmente durante a fase de enchimento onde diversas trajetórias de tensão ocorrem, inclusive com rotação completa do eixo das tensões principais.

Alguns autores reportam bons resultados de previsão, tanto para a fase construtiva como para enchimento do reservatório, com o uso do modelo hiperbólico (Saboya Jr, 1993; Saboya

* Universidade Estadual do Norte Fluminense, UENF, Campos dos Goytacazes

** Universidade Estadual do Norte Fluminense, UENF; Pontifca Universidade Católica do Rio de Janeiro

Jr. e Byrne, 1993). Charles (1976) cita que a utilização de modelos elásticos é perfeitamente aplicável para a fase de construção, uma vez que o fator de segurança contra a plastificação é sempre maior que 1,2 no interior de uma barragem de enrocamento. No entanto para barragens altas (>100 m), plastificações podem ocorrer no interior do maciço e os modelos elásticos deixam de ser adequados.

Propõe-se aqui o uso do conceito do plano espacial mobilizado, PEM, (Matsuoka e Nakai, 1983), desenvolvido para materiais granulares e directamente baseado em resultados de ensaios, na análise da barragem de Segredo, onde um abrangente trabalho de instrumentação foi executado.

2 - CONCEITO DO PLANO ESPACIAL MOBILIZADO

O modelo do plano mobilizado foi inicialmente desenvolvido por Murayama e Matsuoka (1973) e posteriormente modificado por Matsuoka e Nakai (1983) e Salgado (1990). As formulações desse modelo são basicamente desenvolvidas no plano onde, em média, as partículas estão mais mobilizadas dentro de uma massa granular sujeita a tensões cisalhantes.

A resistência e dilatância de uma massa puramente granular foi investigada de um ponto de vista macroscópico por Murayama e Matsuoka (1973) através de ensaios de cisalhamento em hastes de alumínio. A partir desses testes, os autores definiram um plano mobilizado onde a razão entre a tensão cisalhante e a tensão normal é máxima. Esse plano faz um ângulo de $45^\circ + \phi_{mo}/2$ com a direcção do plano principal maior (Figura 1). Onde ϕ_{mo} é o ângulo mobilizado de resistência ao cisalhamento.

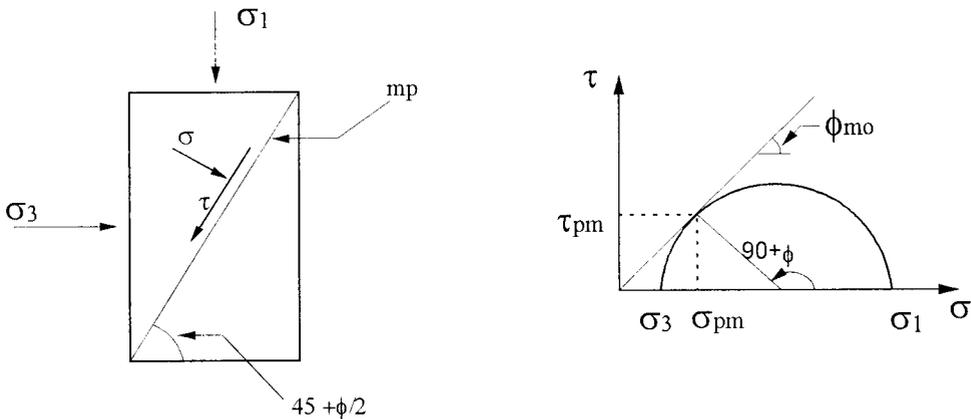


Figura 1 - Plano mobilizado

Matsuoka e Nakai (1983) estenderam o modelo do plano mobilizado para o espaço tridimensional de tensões definindo três ângulos mobilizados ϕ_{mo12} , ϕ_{mo13} , ϕ_{mo23} como mostrado na Figura 2. O PEM é definido por uma direcção normal "n", uma tensão normal σ_{pem} e uma tensão cisalhante τ_{pem} . As tensões nos pontos onde o PEM intercepta os eixos de tensão principal são dadas por:

$$\tan\left(45 + \frac{\phi_{mo(i,j)}}{2}\right) = \sqrt{\frac{1 + \sin \phi_{mo(i,j)}}{1 - \sin \phi_{mo(i,j)}}} = \sqrt{\frac{\sigma_i}{\sigma_j}} \quad (i, j = 1, 2, 3; i < j) \quad (1)$$

onde $\phi_{mo(i,j)}$ é o ângulo de resistência ao cisalhamento mobilizado pelas tensões atuantes no plano ij . Quando o estado de tensão é isotrópico, o PEM (plano espacial mobilizado) coincide com o plano octaédrico.

Para se definir a normal é necessário lançar mão dos cossenos directores que são expressos por:

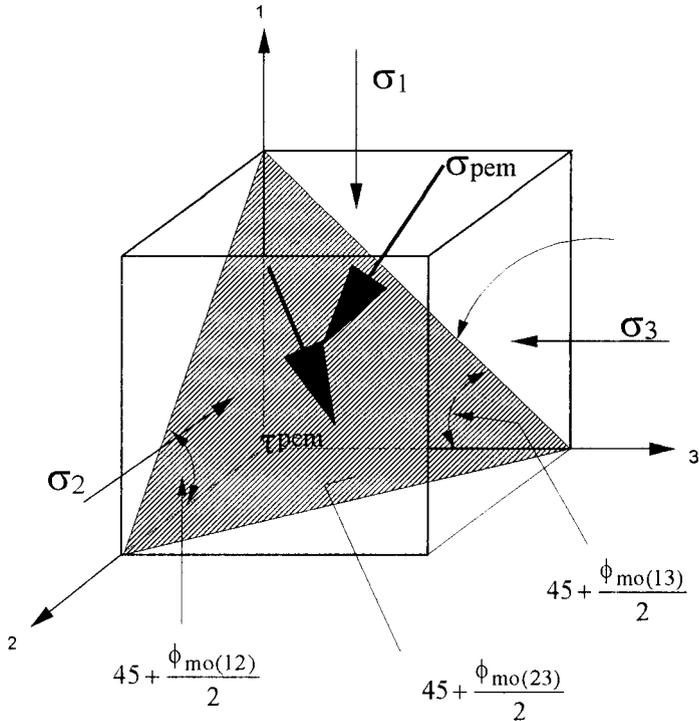


Figura 2 - Plano espacial mobilizado (Matsuoka e Nakai, 1977)

$$a_i = \sqrt{\frac{J_3}{\sigma_i J_2}} \quad (2)$$

Onde J_3 e J_2 são o terceiro e segundo invariante e σ_i são as tensões principais. A razão de tensões no PEM é dada por:

$$\frac{\tau_{pem}}{\sigma_{pem}} = \sqrt{\frac{J_1 J_2 - 9J_3}{9J_3}} \quad (3)$$

Considerando que o incremento das deformações $d\varepsilon_i$ tenha a mesma direcção que σ_i , o incremento de deformações plásticas normais e cisalhantes no PEM pode ser dado por:

$$d\varepsilon_{pem} = \frac{J_3}{J_2} \left(\frac{d\varepsilon_i}{\sigma_i} \right) \quad (4)$$

$$d\gamma_{pem} = \frac{2J_3}{J_2} \sqrt{\frac{(d\varepsilon_i - d\varepsilon_j)^2}{\sigma_i \sigma_j}}, \quad (i,j=1,2,3; i>j) \quad (5)$$

Sob condição de compressão triaxial, tem-se:

$$\frac{\tau_{pem}}{\sigma_{pem}} = \frac{\sqrt{2}}{3} (\sqrt{\sigma_1/\sigma_3} - \sqrt{\sigma_3/\sigma_1}) \quad (6)$$

$$\frac{d\varepsilon_{pem}}{d\gamma_{pem}} = \frac{\sqrt{\sigma_1/\sigma_3} d\varepsilon_3 + \sqrt{\sigma_3/\sigma_1} (d\varepsilon_1/2)}{\sqrt{2} (d\varepsilon_1 - d\varepsilon_3)} \quad (7)$$

Após a execução e análise de vários ensaios triaxiais, Salgado (1990) mostrou que a superfície de plastificação desenvolvida no PEM era dependente da tensão normal atuante neste plano, e propôs a seguinte equação para representá-la:

$$\left(\frac{\tau_{pem}}{\sigma_{pem}} \right)_F = \left(\frac{\tau_{pem}}{\sigma_{pem}} \right)_1 - \Delta \left(\frac{\tau_{pem}}{\sigma_{pem}} \right) \log \left(\frac{(\sigma_{pem})_F}{P_a} \right) \quad (8)$$

onde:

$$\left(\frac{\tau_{pem}}{\sigma_{pem}} \right)_1 = \text{razão de tensões na ruptura para } (\sigma_{pem})=1 \text{ atmosfera e,}$$

$$\Delta \left(\frac{\tau_{pem}}{\sigma_{pem}} \right) = \text{decréscimo na razão de tensões na ruptura para um ciclo logarítmico na tensão}$$

normal ao plano.

Ainda baseado nos ensaios descritos acima Salgado (1990) propôs a seguinte equação para relacionar a razão de tensões com a razão de deformações:

$$\frac{\tau_{pem}}{\sigma_{pem}} = \frac{\gamma_{pem}}{\frac{1}{G_{pi}} + \frac{\gamma_{pem}}{\left(\tau_{pem}/\sigma_{pem} \right)_{ult}}} \quad (9)$$

onde:

G_{pi} = tangente inicial da curva razão de tensões x deformação cisalhante

$\left(\tau_{pem}/\sigma_{pem} \right)_{ult}$ = assíntota do valor da razão de tensão na ruptura.

O incremento de deformação cisalhante no PEM é dado por:

$$d\gamma_{pem} = \frac{1}{G_{pt}} d \left(\frac{\tau_{pem}}{\sigma_{pem}} \right) \quad (10)$$

onde G_{pt} é o parâmetro do módulo de deformação cisalhante e é definido por:

$$G_{pt} = G_{pi} (1 - R_f SRL)^2 \quad (11)$$

A tangente inicial G_{pi} da razão de tensões na ruptura é dada por:

$$G_{pi} = K_{GP} (\sigma_{pem}/P_a)^{np} \quad (12)$$

onde:

np e K_{GP} = parâmetros de cisalhamento

P_a = pressão atmosférica

SRL= nível de razão de tensões definido por:
$$SRL = \frac{(\tau_{pem}/\sigma_{pem})}{(\tau_{pem}/\sigma_{pem})_F}$$

R_f = relação entre a razão de tensões na ruptura e a razão de tensões última.

A superfície de plastificação no plano octaédrico é mostrada na Figura 3 e coincide com a superfície de Mohr-Coulomb qualquer que seja a trajectória triaxial (compressão ou extensão), mas difere para qualquer outra trajectória.

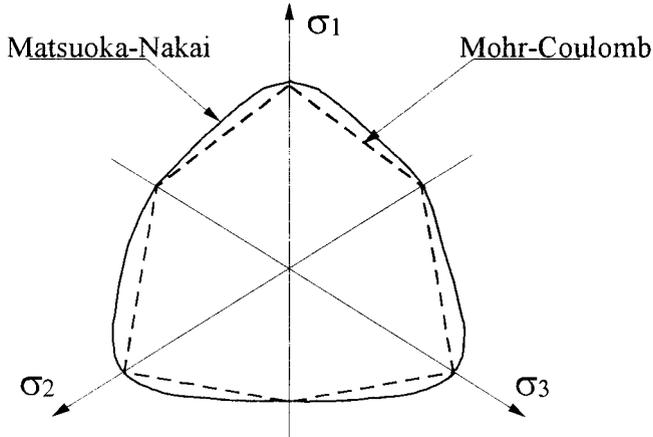


Figura 3 - Superfície de plastificação no plano octaédrico

A relação única entre a razão de tensões e a razão de deformações no plano espacial mobilizado, é definida por (Murayama e Matsuoka, 1973):

$$\frac{\tau_{pem}}{\sigma_{pem}} = \lambda \left(-\frac{d\varepsilon_{pem}}{d\gamma_{pem}} \right) + \mu \quad (13)$$

onde λ e μ são parâmetros do material

Para demonstrar a validade das formulações, Matsuoka (1977) executou ensaios na areia de Toyura, cujos resultados estão apresentados na Figura 4. A Figura 5 mostra os mesmos ensaios porém plotados no plano octaédrico. Observa-se portanto, que os resultados correspondentes ao ensaio de compressão não caem na mesma linha dos resultado obtidos através de ensaios de extensão, quando calculados no plano octaédrico. O mesmo não se verifica para o plano espacial mobilizado, significando que a relação entre a razão de tensão e a razão de deformação no plano octaédrico não é única, como acontece no plano espacial mobilizado.

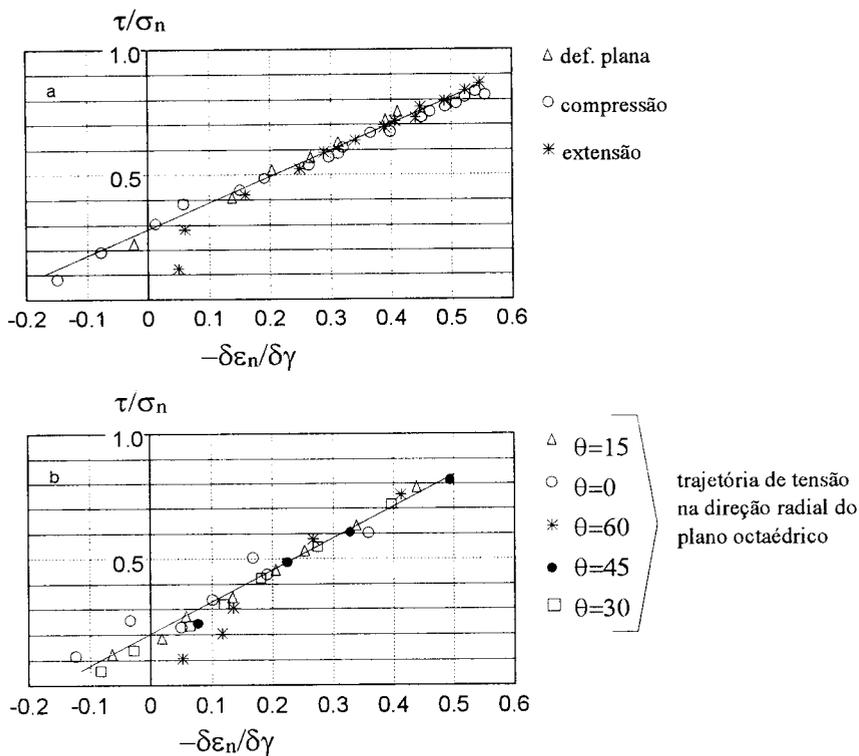


Figura 4 - Resultados de ensaios na areia de Toyura no plano mobilizado para (Matsuoka, 1976): a) Triaxiais extensão, compressão e deformação plana, b) Triaxial cúbico

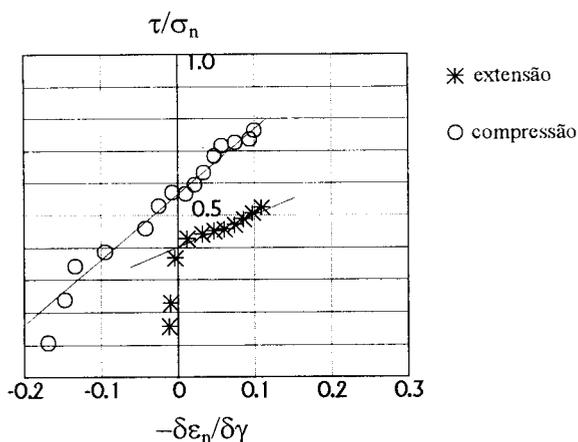


Figura 5 - Resultados de ensaios de compressão e extensão na areia de Toyura, plotados no plano octaédrico (Matsuoka, 1976)

Para a definição completa da matriz elasto-plástica constitutiva, é necessário agora definir a matriz das deformações elásticas dada por:

$$\{d\epsilon^e\} = [C^e]\{d\sigma\} \quad (14)$$

A matriz de elasticidade $[C^e]$ é definida por uma lei elástica e isotrópica, e dada, neste trabalho, pelo módulo de deformação volumétrica “B” e pelo módulo de cisalhamento “G”. Esses módulos, considerados dependentes da tensão normal média σ_m , são dados por:

$$G = K_G p_a (\sigma_m / p_a)^n \tag{15}$$

$$B = K_B p_a (\sigma_m / p_a)^m \tag{15a}$$

Onde K_G , K_B , n e m são parâmetros do modelo.

3 - DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS

3.1 - Parâmetros elásticos

Dois parâmetros elásticos são necessários para a determinação da matriz de elasticidade: módulo de cisalhamento “G” e módulo de deformação volumétrica “B”. Esses parâmetros são obtidos a partir das curvas de descarregamento de ensaios triaxiais.

O parâmetro G é dado pelas constantes K_G e n através da equação [15] (Janbu, 1963). Para a determinação de K_G e n , procede-se da seguinte maneira:

a) Plota-se γ/τ versus γ das curvas de descarregamento para 3 diferentes tensões médias σ_{mi} imediatamente antes do carregamento, como apresentado na Figura 6a para a definição de $1/G_i$.

b) Plota-se G_i/p_a versus σ_{mi}/p_a (Figura 6b) num sistema semi-logaritmico onde n é a inclinação da recta e K_G representa a ordenada para um valor de σ_{mi}/p_a igual a 1.

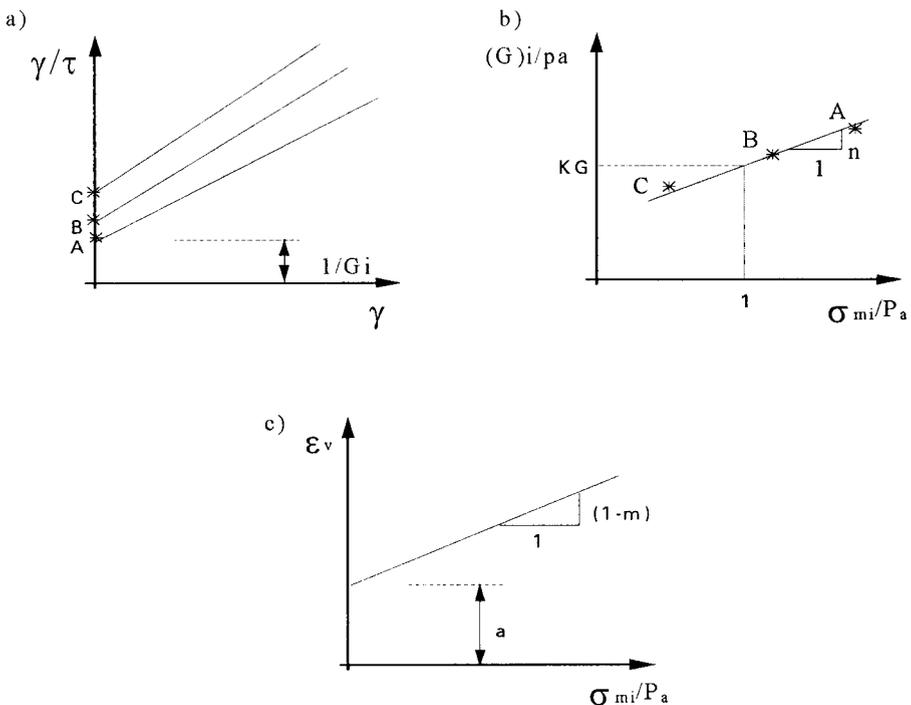


Figura 6 - Determinação dos parâmetros do modelo (Salgado, 1990)

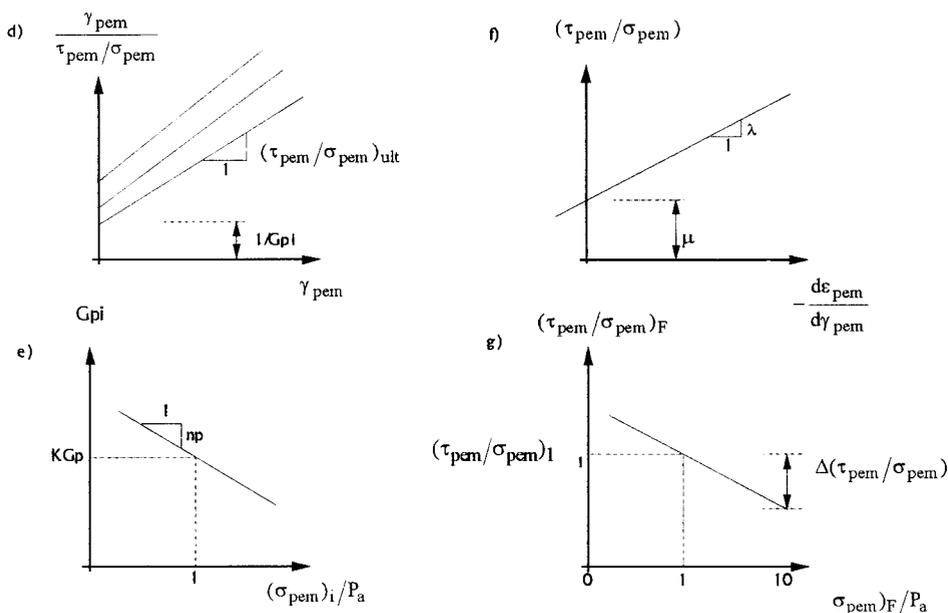


Figura 6 (cont.)- Determinação dos parâmetros do modelo (Salgado, 1990)

Para a obtenção dos parâmetros de deformação volumétrica K_B e m , pode-se usar os procedimentos descritos por Janbu (1963) para modelos hiperbólicos ou, no caso de se possuir as curvas da fase de consolidação dos ensaios triaxiais, plotar ϵ_v versus σ_{mi}/p_a e relacionar K_B e m como mostrado na Figura 6c (Byrne e Eldridge, 1982), onde:

$$K_B = \frac{1}{a(1-m)(p_a)^{1-m}} \quad (16)$$

Para a definição da matriz de elasticidade são necessárias 4 constantes elásticas; K_G , n , K_B e m .

3.2 - Parâmetros plásticos

Módulo de cisalhamento plástico G_p .

O módulo de cisalhamento plástico relaciona o incremento de deformação plástica cisalhante no PEM, com o incremento da razão de tensão no PEM.

Determina-se então o incremento de deformações elásticas principais $d\epsilon_i^e = [C^e] d\sigma_i$, onde $d\sigma_i$ é o incremento de tensões principais.

Dessa maneira o incremento de deformações plásticas principais é dado por:

$$d\epsilon_i^p = d\epsilon_i - d\epsilon_i^e \quad (17)$$

onde $d\epsilon_i$ é obtido diretamente de ensaios em laboratório.

Determina-se as deformações plásticas cisalhantes no plano mobilizado:

$$\gamma_{pem}^p = \sum d\gamma_{pem}^p, \text{ onde:} \quad (18)$$

$$d\gamma_{pem}^p = \left((d\epsilon_1^p - d\epsilon_2^p)^2 a_1^2 a_2^2 + (d\epsilon_2^p - d\epsilon_3^p)^2 a_2^2 a_3^2 + (d\epsilon_3^p - d\epsilon_1^p)^2 a_3^2 a_1^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (19)$$

Para ensaios triaxiais convencionais ($\sigma_2 = \sigma_3$) e ($d\epsilon_2^p = d\epsilon_3^p$), tem-se:

$$d\gamma_{pem}^p = \frac{\left[2\sqrt{2}(\sigma_1\sigma_3)^{\frac{1}{2}}(d\epsilon_1^p - d\epsilon_3^p) \right]}{2\sigma_1 + \sigma_3}$$

Para a obtenção de G_{pi} (Eq.12) e $(\tau_{pem}/\sigma_{pem})_{ult}$, (Eq.9), plota-se o gráfico $\frac{\gamma_{pem}^p}{(\tau_{pem}/\sigma_{pem})}$ versus γ_{pem}^p (Figura 6d) onde $(\tau_{pem}/\sigma_{pem})_{ult}$ é a inclinação da recta e $1/G_{pi}$ é o valor onde a recta corta o eixo vertical.

Plotando-se G_{pi} versus $(\sigma_{pem})_i/p_a$ em um gráfico semi-logaritmico (Figura 6e) determina-se KG_p e n_p , que definem a equação [12]

- Parâmetros da lei de fluxo μ e λ

Para o caso triaxial convencional $d\epsilon_2^p = d\epsilon_3^p$, tem-se:

$$d\epsilon_{pem}^p = \frac{(2\sigma_1 d\epsilon_3^p + \sigma_3 d\epsilon_1^p)}{2\sigma_1 + \sigma_3}$$

Plotando-se $(\tau_{pem}/\sigma_{pem})$ versus $-(d\epsilon_{pem}^p/d\gamma_{pem}^p)$ define-se λ como a inclinação da recta e μ como o valor onde a recta intercepta o eixo vertical (Figura 6f).

- Parâmetros de ruptura $(\tau_{pem}/\sigma_{pem})_i$ e $\Delta(\tau_{pem}/\sigma_{pem})$

Como mostrado anteriormente, a superfície de ruptura obedece à seguinte equação [8] (Salgado, 1990):

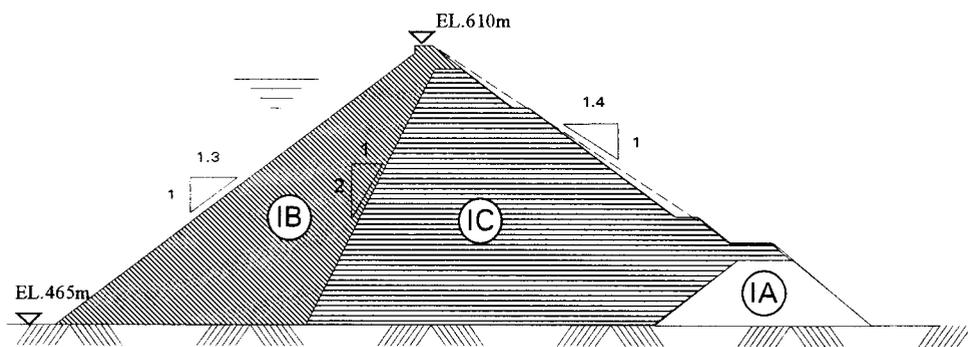
Plotando $(\tau_{pem}/\sigma_{pem})_F$ versus $\log((\sigma_{pem})_F/p_a)$ define-se os valores do parâmetros $(\tau_{pem}/\sigma_{pem})_i$ e $\Delta(\tau_{pem}/\sigma_{pem})$ como mostrado na Figura 6g.

Ficam dessa maneira definidas todas as constantes necessárias ao modelo de Matsuoka modificado por Salgado. Ao todo são necessárias 11 constantes para a definição total do modelo (KG , n , KB , m , KG_p , n_p , μ , λ , $(\tau_{pem}/\sigma_{pem})_i$, $\Delta(\tau_{pem}/\sigma_{pem})$ e R_f).

4 - ANÁLISE DA BARRAGEM DE SEGREDO

4.1 - Barragem de Segredo

A Barragem de Segredo é do tipo enrocamento com face de concreto à montante, localizada no Rio Iguaçu na divisa dos municípios de Mangueirinha e Pinhão distante cerca de 285 km a Oeste de Curitiba. A barragem possui 705 m de comprimento na crista e 145 m de altura na secção máxima. O zoneamento interno é composto basicamente de 2 tipos de materiais derivados de rochas basálticas e a secção transversal simplificada considerada na análise é mostrada na Figura 7. Ambos os materiais são similares, onde a principal diferença é que o material IC foi compactado em camadas mais espessas. A zona de transição IIIB entre a face e a zona de montante não foi considerada na análise, por considerar-se que sua influência nos resultados finais seria aparentemente desprezível.



- IB - Basalto maciço, camada 0.80m
- IC - Basalto maciço (40% breccia), camada 1.60m
- IA - Enrocamento lançado (não modelado)

Figura 7 - Seção transversal considerada na análise

4.2 - Instrumentação interna do maciço

A instrumentação do maciço de enrocamento da barragem de Segredo compreende quatro níveis de células de recalques, tipo caixa sueca, e três níveis de medidores de deslocamentos horizontais, como mostrado na Figura 8. Os medidores de deslocamentos horizontais são do tipo BRS modificado na Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (Penman et al., 1991 e Rocha Filho, 1996) para permitir medidas a distâncias superiores a 300 m.

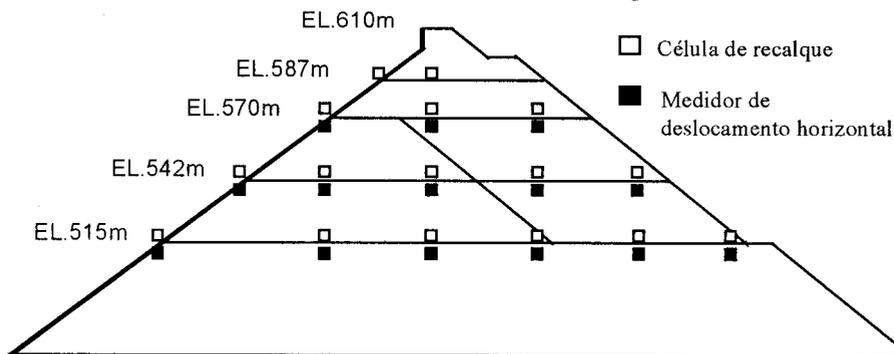


Figura 8- Instrumentação da barragem de Segredo

4.3 - Parâmetros do enrocamento

A análise da barragem de Segredo, através do modelo do plano espacial mobilizado, foi executada com um objectivo de identificar zonas de plastificação e a influência do processo construtivo irregular nas deformações finais. Isso torna-se especialmente importante para a análise da fase de enchimento do reservatório onde o estado de tensão inicial tem um papel fundamental nos deslocamentos sofridos pela membrana.

Devido ao fato de que ensaios de laboratório não foram executados para o material da barragem de Segredo, tornou-se necessário fazer uso de dados publicados na literatura de ensaios em materiais semelhantes aos de Segredo. Saboya Jr. (1993), após análises de várias curvas tensão x deformação de enrocamento publicadas na literatura verificou que o material mais próximo daquele usado em Segredo foi o enrocamento de Basalto denominado San

Francisco-2 (Marsal, 1973). As curvas granulométrica dos materiais de Segredo e de San Francisco-2 estão apresentadas na Figura 9.

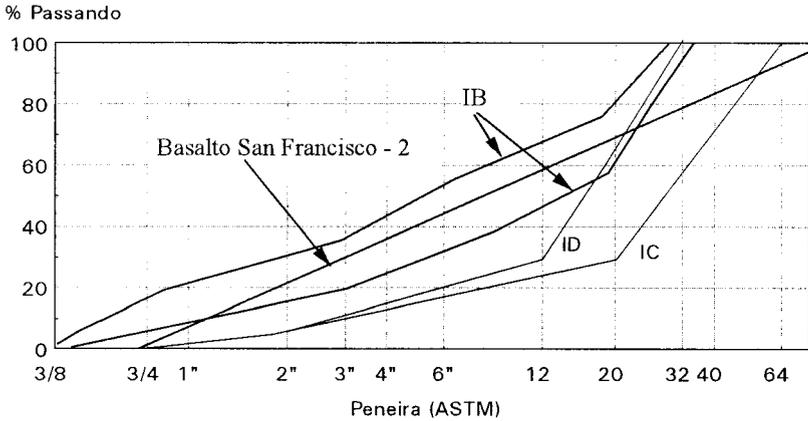


Figura 9 - Curvas granulométricas dos enrocamentos de Segredo e Basalto San-Francisco-2

Os parâmetros elastoplásticos foram determinados a partir de ensaios triaxiais executados por (Marsal, 1973) para três diferentes tensões confinantes. A calibração do modelo é mostrada na Figura 10 e os parâmetros obtidos apresentados na Tabela 1. As curvas tensão x deformação previstas e observadas são mostradas na Figura 11.

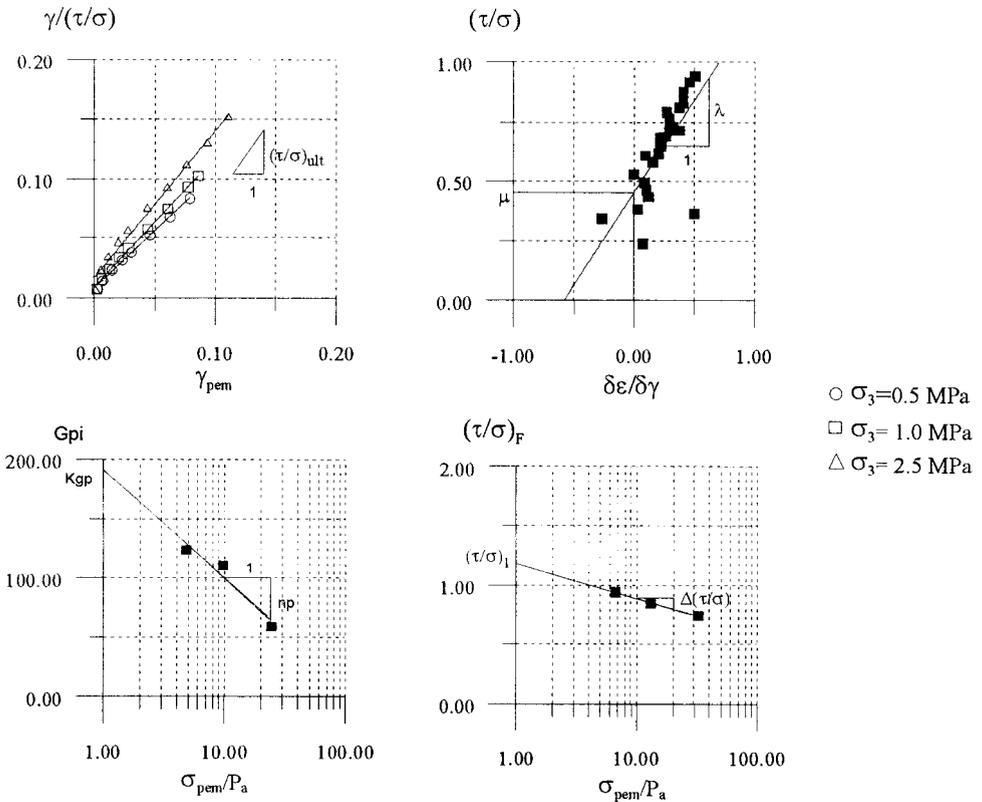


Figura 10 - Calibração do modelo para Basalto San Francisco-2

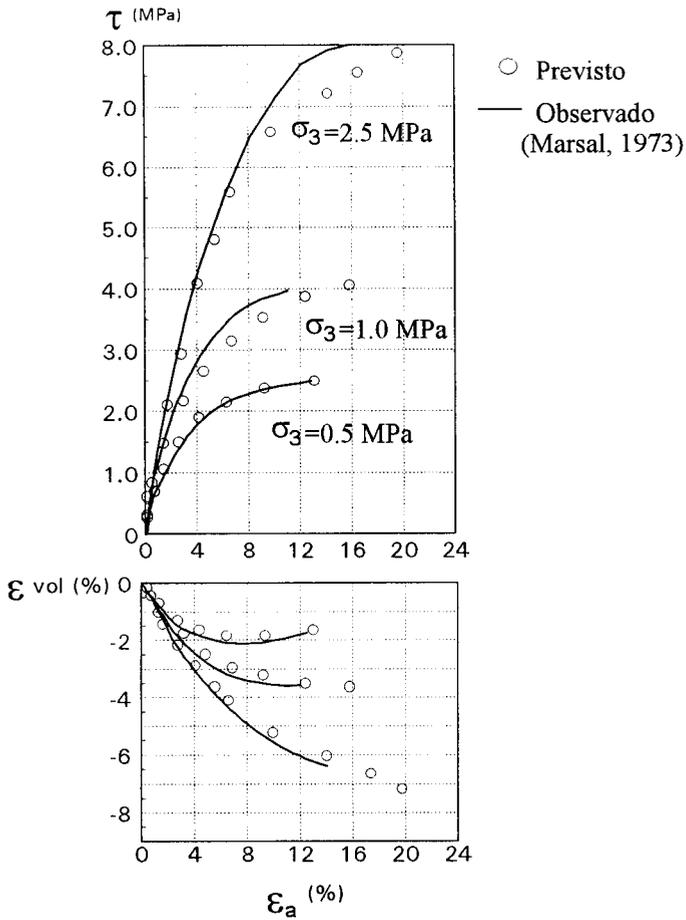


Figura 11 - Reprodução das curvas tensão x deformação (enrocamento basalto San Francisco-2)

Tabela 1. - Parâmetros do modelo para o Basalto San Francisco-2

ELÁSTICO	CISALHAMENTO	LEI DE FLUXO	RUPTURA
$K_G = 1130$	$K_{GP} = 192$	$\mu = 0,44$	$(\tau_{SMP} / \sigma_{SMP})_1 = 1,16$
$n = 0,35$			$\Delta(\tau_{SMP} / \sigma_{SMP}) = -0,29$
$K_B = 374$	$n_p = -0,40$	$\lambda = 0,77$	
$m = 0,24$			$(R_f)_{av} = 0,91$

Devido às limitações inerentes aos ensaios especiais em amostras de enrocamento, apenas um material foi considerado na análise, porém, desde que os materiais IC e IB sejam similares, não é esperado que erros substanciais apareçam devido a essa simplificação. No entanto, para levar em consideração a influência da espessura lançada na zona de material IC, os parâmetros elásticos, K_E e K_B , foram corrigidos em função do diâmetro máximo dos diferentes materiais, conforme proposto por Ramamurthy e Gupta (1987). O fator de correção ficou em torno de 37% para o material IC.

A malha de elementos finitos bem como a sequência construtiva adoptada na análise são mostradas na Figura 12. O material de enrocamento é representado por elementos isoparamétricos de 4 nós com compatibilidade de deslocamentos. A membrana de concreto à montante, bem como as zonas de transição não foram consideradas. Na tentativa de simular, de maneira o mais fiel possível, as etapas de construção e o enchimento do reservatório, foi necessário adotar 16 camadas construtivas e sete incrementos de carga, respectivamente.

4.4 - Resultados obtidos

Os resultados obtidos, além dos deslocamentos verticais, englobam também a previsão de zonas de plastificação, principalmente entre os maciços correspondentes à primeira e segunda fase de construção, onde diferentes estados de tensão podem resultar em zonas de plastificação por cisalhamento e zonas de tracção.

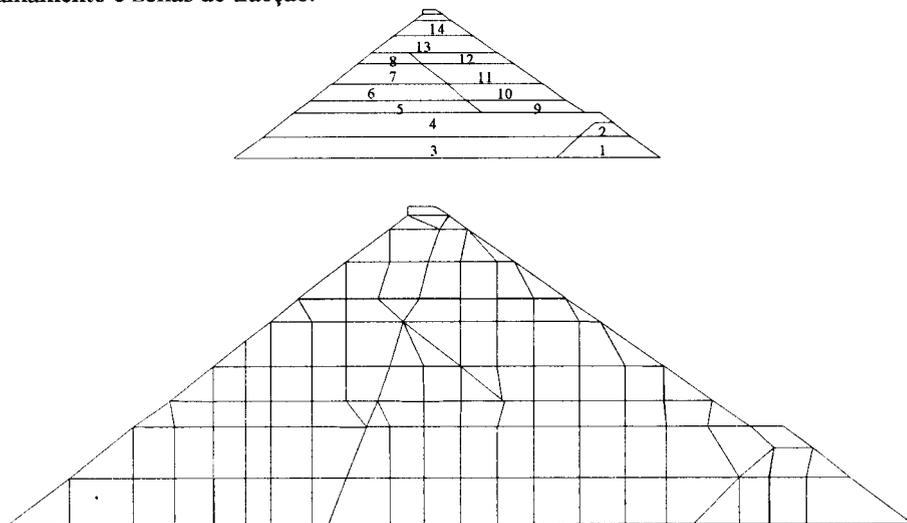


Figura 12 - Malha de elementos finitos e sequência construtiva utilizadas nas análises

Fase de construção

Os deslocamentos verticais e horizontais previstos e observados para o eixo da primeira fase construtiva e para o eixo da barragem são apresentados nas Figuras 13 e 14. Embora os parâmetros do enrocamento de Segredo tenham sido baseados no material de San Francisco-2, os deslocamentos previstos e observados, principalmente os verticais se mostraram bastante próximos. A exceção fica por conta dos deslocamentos horizontais abaixo do eixo da barragem, cujos valores previstos são da ordem de 2 vezes menores que os observados. As isocurvas de deslocamentos horizontais e verticais para a fase construtiva são apresentadas nas Figuras 15 e 16.

Em relação à plastificação dos pontos do maciço e ao aparecimento de tensões de tracção, nota-se (Figura 17) que o método construtivo, com a execução do segundo estágio, favorece o aparecimento de zonas potenciais de escorregamento, principalmente no contacto entre os dois estágios. Pode-se afirmar então que a colocação das camadas do segundo estágio (camadas 10 a 13 na malha) causa um enrijecimento da face de jusante do primeiro estágio, tal como um enchimento, com conseqüente movimentação diferencial e aparecimento de zonas de tracção. Zonas limitadas nas proximidades do eixo da barragem em níveis próximos à fundação mostram alguma plastificação.

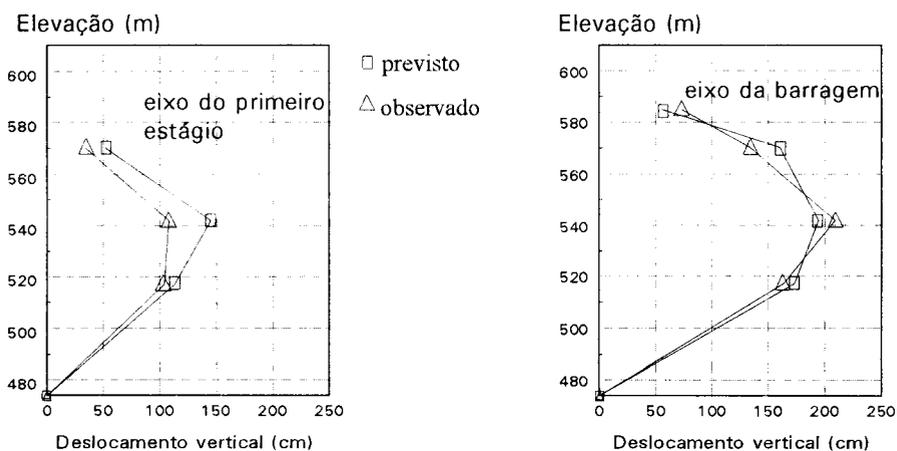


Figura 13 - Deslocamentos verticais previstos x observados

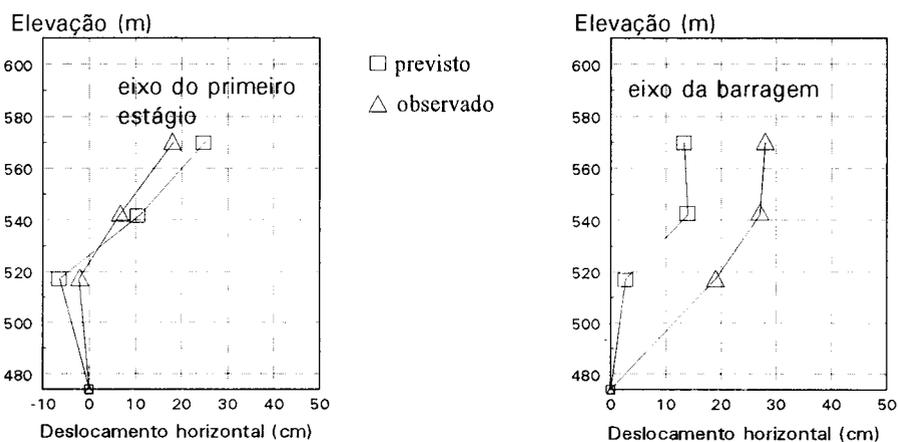


Figura 14 - Deslocamentos horizontais previstos x observados

Enchimento do reservatório

A principal motivação para o uso do modelo do plano espacial mobilizado na fase de enchimento, resume-se na verificação da capacidade do modelo em prever o comportamento da barragem nessa etapa, quando complexas trajectórias de tensão e rotação dos eixos principais ocorrem.

Devido à ausência de ensaios especiais no enrocamento de Segredo, a comparação com valores observados é apenas qualitativa em termos de configuração de deslocamentos, e não em termos de deslocamentos absolutos. Porém a semelhança entre os dois materiais fez com que os deslocamentos previstos ficassem razoavelmente próximos dos observados (Figuras 18 e 19). No entanto, o grau de concordância verificada na fase construtiva foi um tanto superior àquele obtido na fase do enchimento, principalmente em relação aos deslocamentos horizontais na parte superior da barragem. Isso é decorrente da violação do critério de ruptura nesta zona da barragem. As isocurvas de deslocamentos previstos para o final do enchimento são mostradas nas Figuras 20 e 21. As zonas de plastificação e de tracção são mostradas na Figura 22. Observa-se que as zonas de tracção continuam a se desenvolver entre a primeira e segunda fase construtiva. Devido ao aumento na tensão confinante e a distribuição de tensões, as zonas de plastificação nas partes mais baixas do aterro desapareceram.

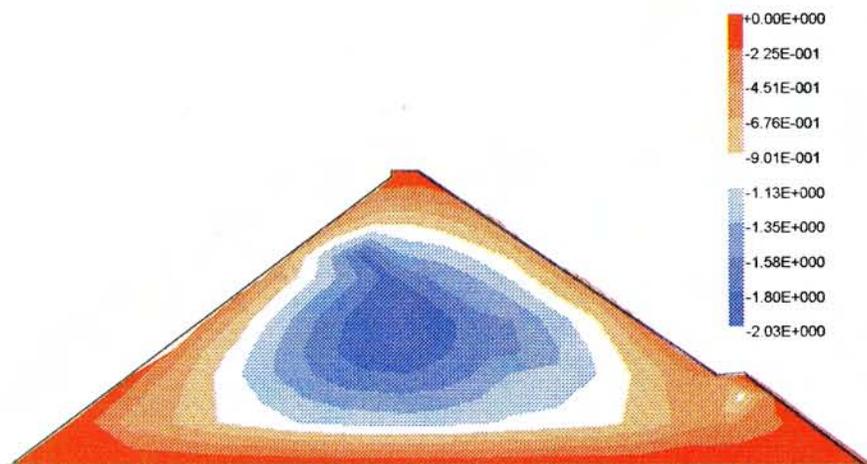


Figura 15 - Isofaixas de deslocamentos verticais (construção)

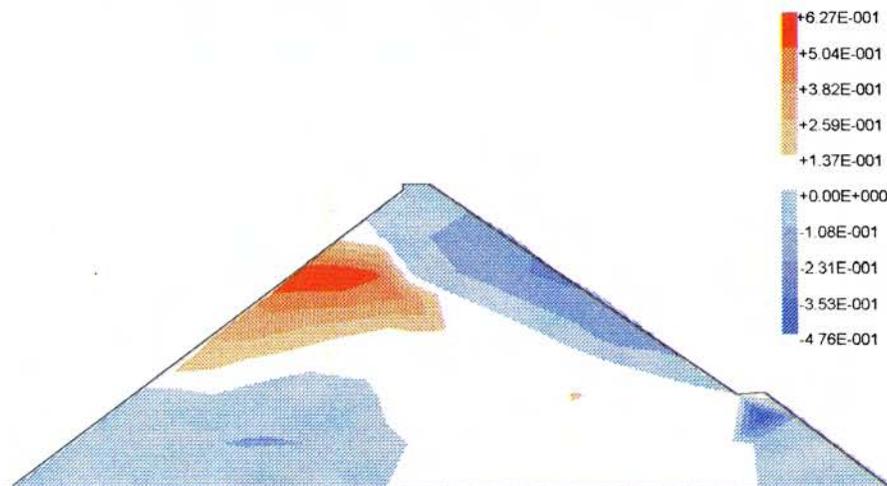


Figura 16 - Isofaixas de deslocamentos horizontais (construção)

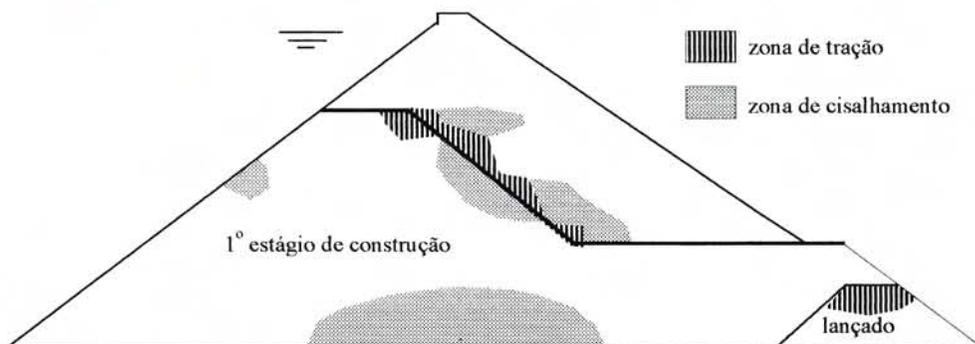


Figura 17 - Zonas internas de plastificação do maciço (construção)

Uma razoável concordância é obtida para a deflexão da face de montante (Figura 23), excepto na parte mais superior da barragem, onde tensões de tracção se desenvolveram durante o enchimento do reservatório.

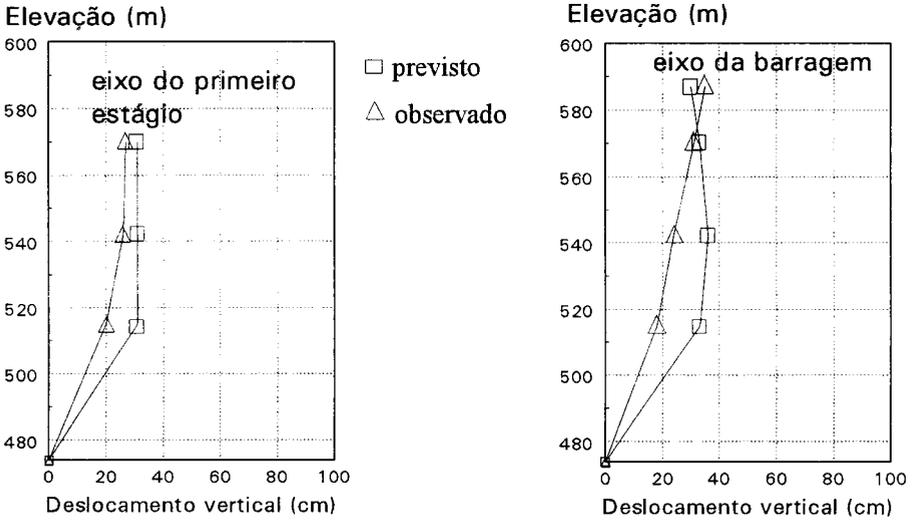


Figura 18 -Deslocamentos verticais previstos x observados (enchimento)

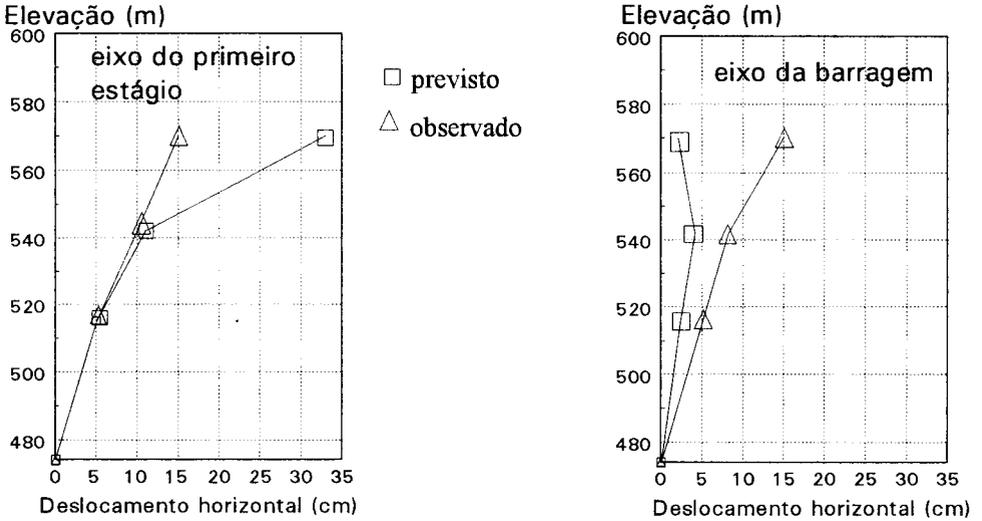


Figura 19 - Deslocamentos horizontais previstos x observados (enchimento)

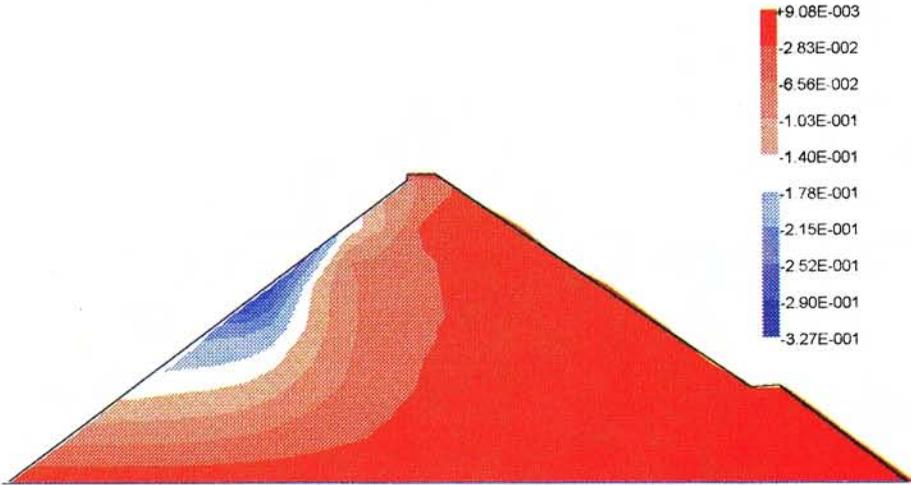


Figura 20 - Isofaixas de deslocamentos verticais (enchimento)

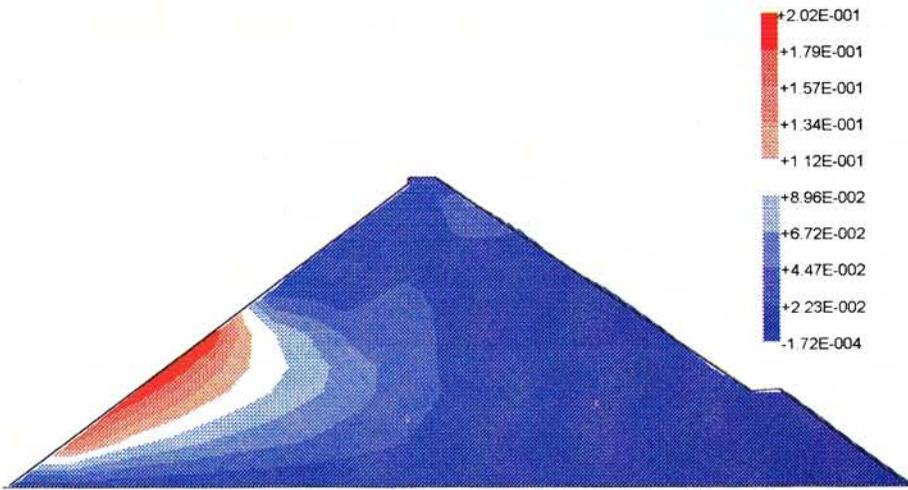


Figura 21 - Isofaixas de deslocamentos horizontais (enchimento)

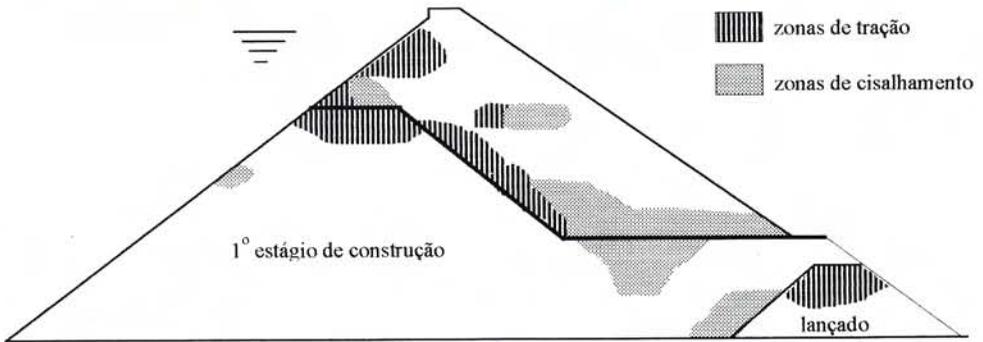


Figura 22 - Zonas de plastificação no interior do maciço (enchimento)

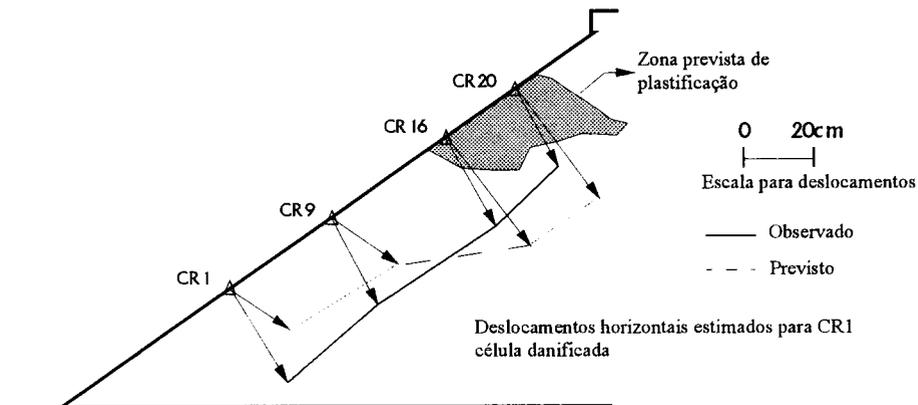


Figura 23 - Deflexão da face. Valores previstos e observados

5 - CONCLUSÃO

O uso do modelo do plano espacial mobilizado para análises de barragens de enrocamento é ainda um tanto limitado devido, principalmente, à dificuldade de se executar ensaios especiais de laboratório em amostras do protótipo. No entanto, essas análises fornecem resultados qualitativos quanto ao aparecimento de zonas de plastificação no maciço e conseguem modelar as características de dilatância do enrocamento. Os modelos elasto-plásticos, devido à sua complexidade inerente, não apresentam grandes vantagens frente aos modelos mais simples, como o hiperbólico por exemplo, para análises da fase de construção apenas. Porém, análise da fase de enchimento só pode ser fielmente executada através de modelos que incluam, pelo menos, dilatância e efeito da rotação dos eixos das tensões principais, além de plastificação. Isso tem se tornado importante devido ao fato de que barragens de enrocamento com face de concreto têm sido projectadas com altura cada vez maiores, chegando a superar os 300 m.

Em relação a análise da barragem de Segredo, a utilização das curvas tensão x deformação do enrocamento de San Francisco-2 mostrou bons resultados em virtude da sua semelhança mineralógica e granulométrica com o enrocamento de Segredo. A reprodução das curvas mostrou-se bastante razoável.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à CAPES pelo financiamento deste trabalho. À COPEL, na pessoa do Dr. Néelson Buhr Toniatti pelo apoio na instalação da instrumentação e fornecimento dos dados de campo. Os autores são também bastante gratos ao Dr. Arthur Penman que esteve envolvido em todas as fases do projeto da instrumentação e análise. Agradecimentos especiais ao Prof. Peter Michael Byrne da Universidade de British Columbia e ao Dr. Francisco Manuel Salgado pelas valiosas contribuições na modelagem numérica.

BIBLIOGRAFIA

BYRNE, P.M., e ELDRIDGE, T.L. - *A three parameter dilatant elastic stress-strain model for sand*. International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Switzerland, pp. 73-79, 1982.

- CHARLES, J.A. - *The use of one dimensional compression tests and elastic theory in predicting deformations of rockfill embankments*. Canadian Geotechnical Journal, Volume 13, N° 3, pp. 189-200, 1976.
- JANBU, N. - *Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial test*. Proceedings. 4th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, Wiesbaden, pp. 19-26, 1973.
- MARSAL, R.J. - *Mechanical properties of rockfill*. In *Embankment Dam Engineering, Casagrande Volume*. J.W. & Sons Pub., pp. 109-200, 1973.
- MATSUOKA, H. - *Stress-strain relationship of soil based on the SMP*. IX International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Special Session, pp 153-162, 1974.
- MATSUOKA, H., e NAKAI, T. - *Shear behaviors of sand and clay under three dimensional stress conditions*, *Soils and Foundations*. Vol. 23, N° 2, pp. 26-42, 1983.
- MURAYAMA, S., and MATSUOKA, H. - *A microscopic study on shearing mechanism of soils*. Proc. 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, part 2, pp. 243-298, 1973
- PENMAN, A.D.M., ROCHA FILHO, P., TONIATTI, N.B. e GUSMÃO, L.A. - *Horizontal plate gauges used in large dams*. Proc. 3rd International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Oslo, pp. 251-260, 1991.
- RAMAMURTHY, T. e GUPTA, K.K. - *Prediction of the behaviour of rockfill materials*. Proc. 3rd Australian-New Zealand Conference on Geomechanics, Volume 3, Wellington, pp.13-18, 1987.
- ROCHA FILHO, P. - *Slab deflection of a concrete face rockfill dam*. *Dam Engineering, Journal of the British Society*, Vol.6, issue3, pp.185-196, 1995.
- SABOYA JR., F. - *Análise de barragens de enrocamento com face de concreto durante o período de construção e enchimento*. D.Sc. Tese, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, pp. 1-273, 1993.
- SABOYA JR., F. e BYRNE, P. M. - *Parameters for stress and deformation analysis of rockfill dams*. Canadian Geotechnical Journal, Volume 30, N°4, pp 690-701, 1993.
- SALGADO, F.M.G.A. - *Analysis procedure for caisson-retained island type structures*. Ph.D. Tese, The University of British Columbia, Vancouver, BC, 1990.
- VEIGA PINTO, A.A - *Modelação de enrocamentos*. Dissertação de Mestrado da Universidade Nova Lisboa, pp. 1-76, 1982.