

ANÁLISE ESTRUTURAL DAS OBRAS DE REABILITAÇÃO DA BARRAGEM DE BHANDARDARA, ÍNDIA

Eduardo M. BRETAS
Bolsheiro de Doutoramento - Universidade do Minho, Guimarães, Portugal

José V. LEMOS
Investigador - LNEC, Lisboa, Portugal

Pierre LÉGER
Professor - Ecole Polytechnique de Montréal, Montreal, Canadá

Paulo B. LOURENÇO
Professor - Universidade do Minho, Guimarães, Portugal

RESUMO

Este documento descreve a rotura ocorrida na barragem indiana de Bhandardara, constituída por alvenaria, cujas causas estão relacionadas com problemas de fissuração e acção da pressão da água no seu interior. O documento apresenta também uma avaliação da segurança estrutural, com base em modelos numéricos elaborados através do Método dos Elementos Discretos, das obras de reabilitação preconizadas que incluíram a utilização de ancoragens e pregagens.

ABSTRACT

This paper describes the rupture of Bhandardara dam, a masonry dam from India, due to cracking problems and the effects of internal water pressure. The paper also presents a structural safety assessment of the rehabilitation works that involved active and passive anchors, based on numerical models elaborated with the Discrete Element Method.

1. INTRODUÇÃO

A Índia possui um número significativo de barragens, tendo-se verificado um maior incremento de construção após a sua independência do império britânico. Até 1980 foram construídas cerca de 1500 barragens com tipologias e materiais diversos, sendo conhecidas algumas anomalias. Entre os principais problemas de segurança detectados destacam-se os seguintes [1]:

- Capacidade de descarga inadequada;
- Avaliação da segurança estrutural que não cumpre o estabelecido segundo os regulamentos modernos;
- Excessiva infiltração nas barragens de alvenaria;
- Fissuração em barragens de betão e alvenaria;
- Erosão dos descarregadores.

Muitas destas estruturas são barragens gravidade de alvenaria, pois a mão-de-obra abundante a custos reduzidos viabilizou esta tipologia de construção e retardou a progressão do betão como material preferencial.

Um exemplo de barragens de alvenaria é a barragem de Bhandardara, com o nome original de barragem de Wilson, cuja construção iniciou-se em 1910 e terminou em 1926. A 1ª Guerra Mundial terá sido responsável pelo longo período de construção. É uma barragem gravidade com altura máxima de 82.29m e 507m de desenvolvimento em planta, com uma curvatura de raio igual a 1828m, desprovida de sistema de drenagem e juntas de contracção, e assente sobre uma fundação constituída por basalto denso de boa qualidade [2].

Em relação a capacidade de descarga, esta foi inicialmente dimensionada para uma cheia de 44mm/h, necessidade suprida através de um descarregador de superfície com capacidade de 1500 m³/s. Ocorre que a bacia de retenção da barragem de Bhandardara tem uma área de 122km², pelo que é razoável prever que toda a bacia possa estar sob efeito de um pico de precipitação em simultâneo. Tal facto ocorreu em 1956, quando o nível da albufeira esteve a cerca de 40cm do coroamento, oportunidade na qual a barragem poderia ter sido submersa. Redimensionamentos posteriores indicam que a capacidade inicial era insuficiente [3]. Este tema é recorrente na Índia devido à época das monções e é um aspecto determinante na segurança de barragens, principalmente nas de terra [4].

Em 1969, a barragem começou a apresentar um elevado volume de água infiltrada, com surgimento visível principalmente junto ao pé de jusante. Em simultâneo ocorreram fissuras verticais no paramento montante que alertavam para alteração do comportamento da barragem. Ensaios efectuados no local permitiram detectar uma fissura desde o paramento de montante, com início aproximadamente 40m acima da fundação e que se desenvolvia até ao pé de jusante, seccionando longitudinalmente a totalidade da barragem (Figura 1). Estes ensaios permitiram inclusive a determinação precisa da geometria da fissura, bem como a identificação de um deslizamento da secção superior de cerca de 5mm, o que explica as fissuras verticais no paramento de montante [2].

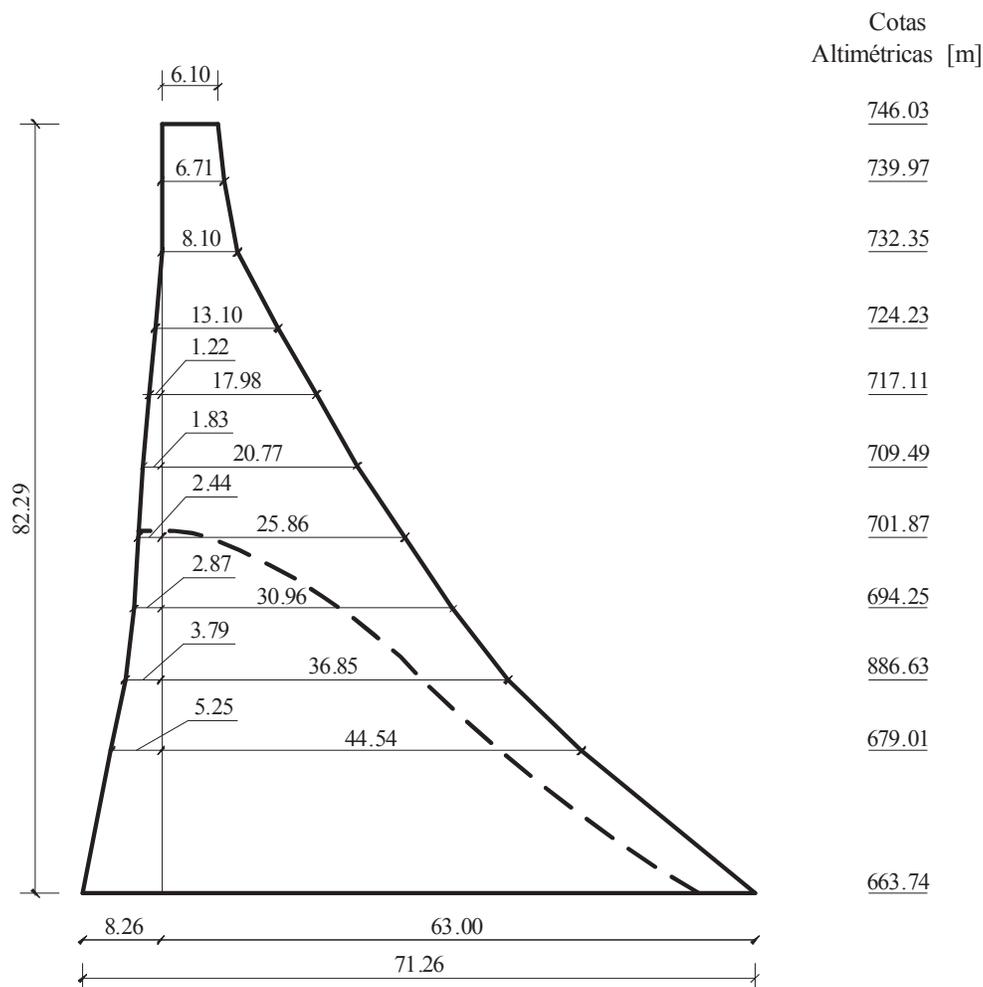


FIGURA 1 – Barragem de Bhandardara – Geometria e localização da fissura (a traço interrompido)

Em termos genéricos, admite-se que o desenvolvimento da fissura terá seguido os seguintes passos [5]:

- Início da fissura num ponto de maior fragilidade numa zona do paramento de montante sujeita à tracção;
- Estabelecimento da subpressão na fissura e desenvolvimento progressivo da mesma até alcançar o paramento de jusante;
- Deslizamento da secção superior sobre a fissura e redistribuição de tensões ao mobilizar o efeito arco junto aos encontros.

Um aspecto que poderá ter contribuído para o desenvolvimento da fissura é a variação anual do nível da albufeira que a barragem de Bhandardara estava sujeita, cerca de 34m [6]. Este valor é significativo e suficiente para provocar um fenómeno progressivo de perda de resistência devido ao seu cariz cíclico [7]. Outro aspecto determinante terá sido a acção da subpressão sobre a zona fissurada. Esta acção cresce à medida que a fissura se desenvolve e na ausência de um sistema de drenagem, como é o caso, exerce sobre as paredes da fissura uma acção mecânica importante.

Quanto ao que terá induzido o início da fissura, ensaios com modelos físicos indicaram a existência de tracções no paramento montante, na faixa entre os 40 a

50m a partir do coroamento, para acções correntes em associação com a subpressão, tendo sido detectados valores de 0.5MPa. Nestes modelos, a geometria da fissura vista tanto a partir do perfil como do paramento de montante corresponde ao detectado na realidade. Assim Pant [6] concluiu que a geometria da barragem potenciou a ocorrência do mecanismo de rotura e que o papel da subpressão foi determinante.

Ketkar [8] aponta ainda o sismo ocorrido em 1967, em Koyna, a cerca de 240km de distância, como uma possível causa para desenvolvimento da fissura. Esta conclusão é estabelecida por exclusão de outras causas possíveis como:

- Pré-existência de uma junta devida ao faseamento construtivo;
- Pré-existência de um caminho preferencial de infiltração de água associada a um processo de lixiviação;
- Efeito térmico.

O mecanismo de formação de uma fissura deste género é necessariamente complexo e deverá ter sido influenciado pelo conjunto de todos os factores descritos. Neste caso, apesar de se desconhecer com precisão quando ocorreu o início da fissura no paramento de montante, é provável que se tenha desenvolvido lentamente ao longo dos primeiros anos de exploração da barragem e assim tenha levado cerca de 40 anos até alcançar o paramento de jusante.

Em consequência destes estudos foram implementadas acções imediatas de reabilitação da barragem, que incluíram [8]:

- Aberturas de furos horizontais através do paramento de jusante para libertação imediata da subpressão sobre a fissura;
- Injecção de calda de cimento pelo coroamento com objectivo de estabelecer uma cortina de impermeabilização paralela ao paramento de montante;
- Instalação de ancoragens a partir do coroamento até a fundação;
- Injecção de calda de cimento na fissura pelo paramento de jusante através de furos inclinados;
- Instalação de pregagens nos mesmos furos inclinados que serviram para a injecção de calda, conforme item anterior.

2. MODELOS NUMÉRICOS

No âmbito do desenvolvimento da tese de Doutoramento do primeiro autor, cujo principal objectivo é a elaboração de uma aplicação numérica para análise estática e dinâmica de barragens gravidade, nomeadamente as de alvenaria, designada por DEC-DAM (Discrete Element Code for Dam Analysis) [9], foram elaborados cinco modelos numéricos (Tabela 1) para avaliação das hipóteses quanto à origem e propagação da fissura, bem como para avaliação das principais obras de reabilitação empreendidas na barragem de Bhandardara.

As propriedades dos materiais foram determinadas com base em ensaios sob amostras retiradas da barragem, com dimensões de 0.90m de diâmetro e 0.90m de altura, que apontavam para valores na ordem de $2.4t/m^3$ para a densidade, de 7.8MPa para a resistência à compressão e de 8.5 GPa para o módulo de elasticidade estático. Também se realizaram ensaios com a argamassa, cujos

resultados indicavam $2.4t/m^3$ para a densidade, de 1.6MPa à 12MPa para a resistência à compressão e de 0.2MPa à 1.5MPa para a resistência à tracção [2]. Para o módulo de elasticidade dinâmico foi adoptado o valor de 17GPa, correspondente ao dobro do módulo de elasticidade estático.

Modelo	Tipo	Descrição
A ₁	Análise estática: origem da fissura	Verificação da hipótese da fissura ter tido início em consequência das solicitações correntes de utilização: peso próprio e pressão hidrostática
A ₂	Análise dinâmica: origem da fissura	Verificação da hipótese da origem da fissura ter sido o sismo de Koyuna
A ₃	Análise estática: propagação da fissura	Análise da propagação da fissura e do papel da subpressão neste processo
R ₁	Análise estática: aplicação das ancoragens	Avaliação da capacidade do reforço estrutural decorrente da instalação das ancoragens
R ₂	Análise estática: aplicação das pregagens	Avaliação da capacidade do reforço estrutural decorrente da instalação das pregagens

TABELA 1 – Modelos numéricos desenvolvidos

Em todos os modelos analisados foram adoptados os seguintes critérios:

- A fundação é representada através de uma malha de elemento finitos elástica e contínua;
- Não foi tido em conta o peso próprio do maciço de fundação. Caso se considerasse, esta acção poderia dar origem a uma deformação inicial no plano de contacto com a barragem e induzir um estado de tensão na estrutura pouco realista;
- O modelo de junta do plano de contacto entre a barragem e a fundação é elástico, pois o objectivo deste trabalho é analisar o fenómeno relacionado com a fissuração que ocorre no corpo da barragem e não qualquer outro mecanismo de rotura que se desenvolva no plano de fundação ou no maciço de fundação.

2.1. MODELO A1 – ANÁLISE ESTÁTICA: ORIGEM DA FISSURA

Uma das possíveis explicações para o início da fissura seria o estado de tensão que se verifica no paramento de montante devido às solicitações correntes. Para avaliação desta hipótese foi desenvolvido o modelo A₁, ilustrado na Figura 2, onde também se encontram representadas as solicitações e condições de fronteira.

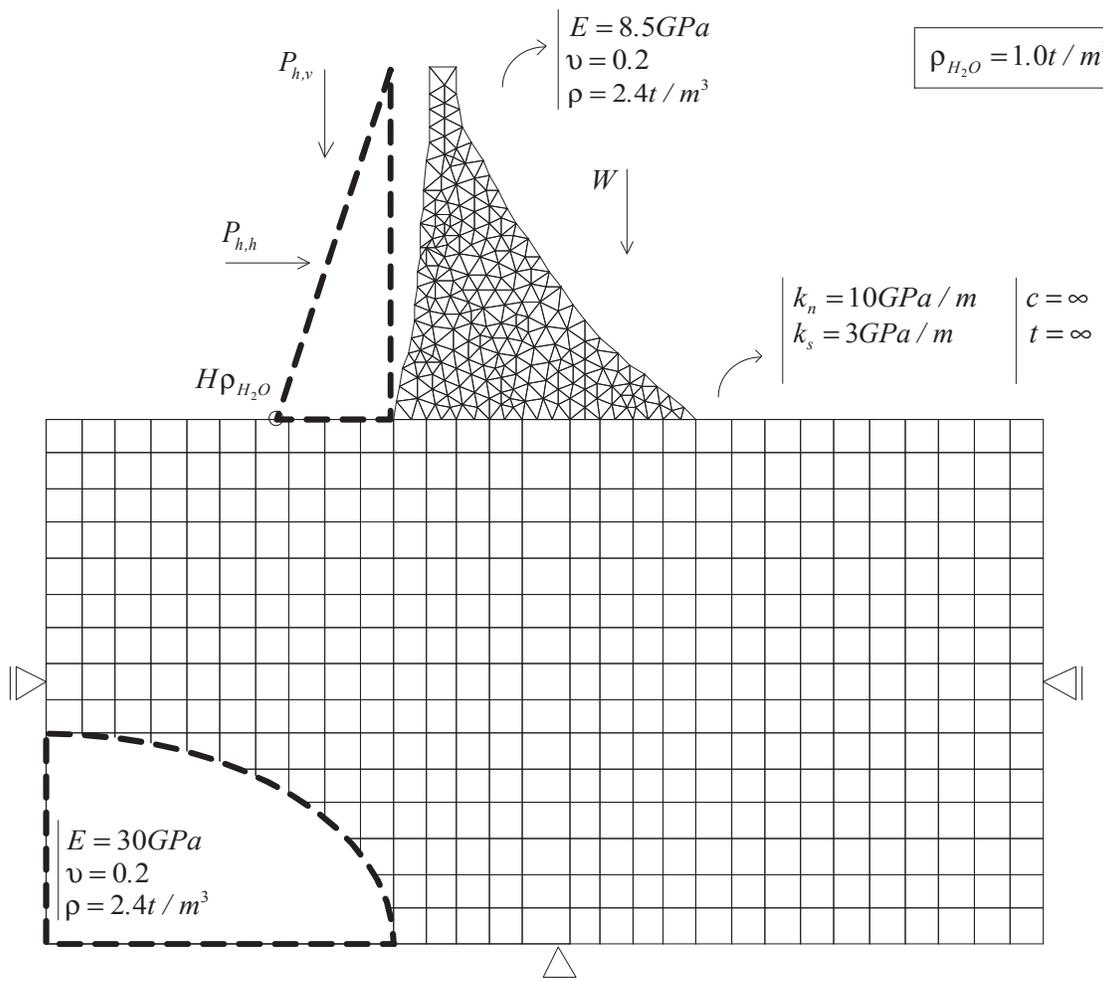


FIGURA 2 – Modelo A₁ – Análise estática – Solicitações e condições de fronteira

As solicitações incluem o peso próprio da barragem e a pressão hidrostática sobre o paramento de montante, segundo a ordem indicada na Figura 3. Os graus de liberdade referentes às faces da fundação foram impedidos de se deslocarem na direcção horizontal e os graus de liberdade da base foram impedidos na direcção vertical. Neste primeiro modelo a barragem corresponde a uma malha de elementos finitos elástica.

Os resultados estão representados na Figura 4. É possível observar que a região envolvente ao local onde se desenvolveu a fissura encontra-se pouco comprimida e se a este estado de tensão for adicionada a subpressão, com valores entre 0.30MPa e 0.50MPa, verificam-se tracções que seriam suficientes para dar início a fissura numa zona de maior fragilidade. Assim, é de facto razoável a hipótese de que a fissura possa ter surgido devido às acções correntes.

2.2. MODELO A2 – ANÁLISE DINÂMICA: ORIGEM DA FISSURA

Outra possível causa para o início da fissura seria o efeito do sismo ocorrido próximo da barragem de Koyna. Para avaliar esta hipótese foi elaborada a análise dinâmica da barragem de Bhandardara (Figura 5), sob acção do sismo principal de Koyna, com duração de 10.7s, cujas componentes horizontal e vertical apresentam respectivamente 0.48g e 0.24g de aceleração de pico (Figura 6). Desconhece-se o

efeito de atenuação devida à distância à barragem de Koyna, pelo que se utilizou o sinal original.

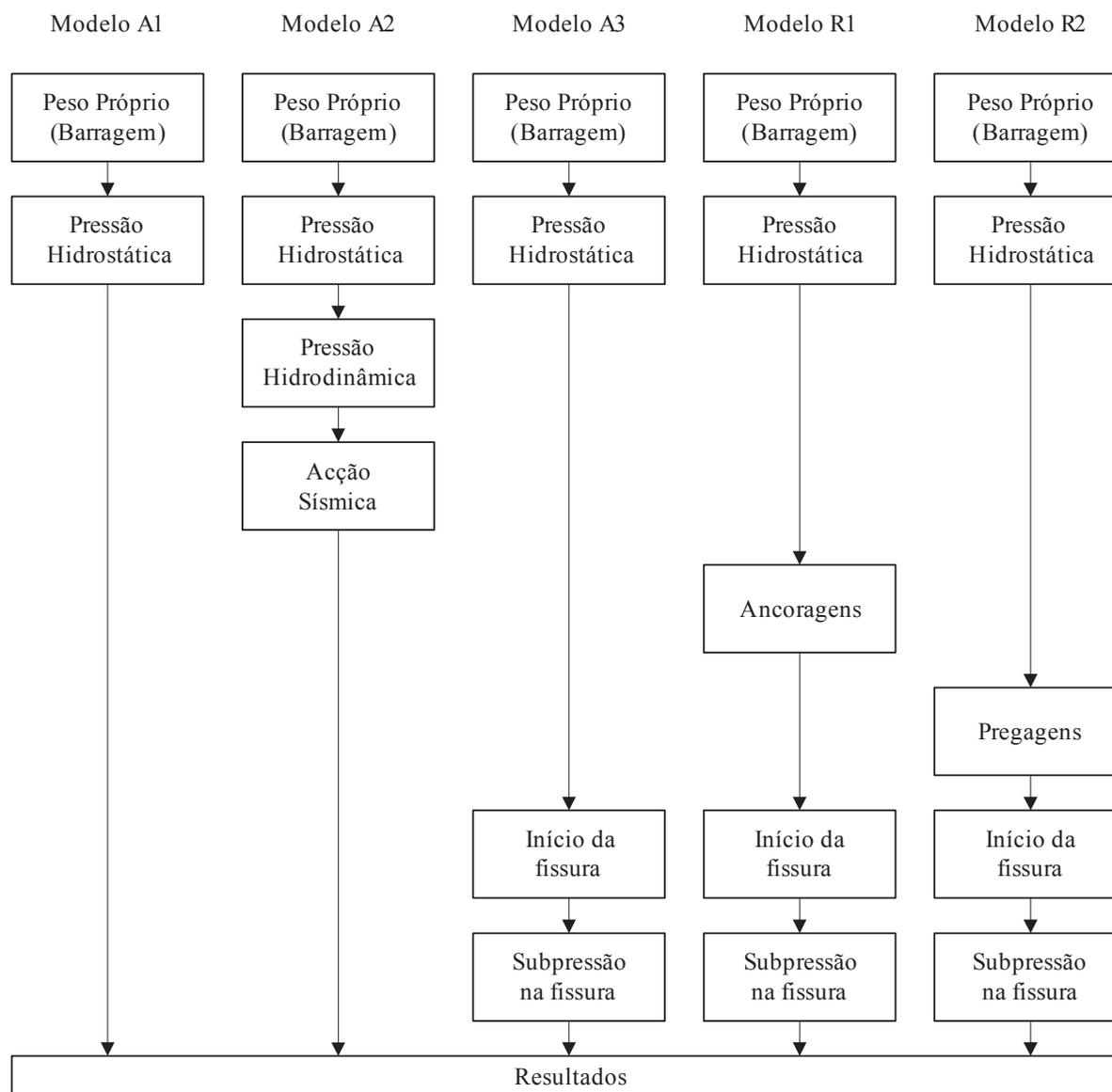


FIGURA 3 – Ordem de aplicação das acções e alteração das propriedades dos modelos numéricos da barragem de Bhandardara

Quanto as acções, para além do peso próprio da barragem, foram ainda consideradas a pressão hidrostática e hidrodinâmica sobre o paramento de montante, esta última em consequência do efeito da albufeira, cuja modelação seguiu a formulação simplificada proposta por Westergaard [10]. A ordem de aplicação das acções encontra-se representada na Figura 3.

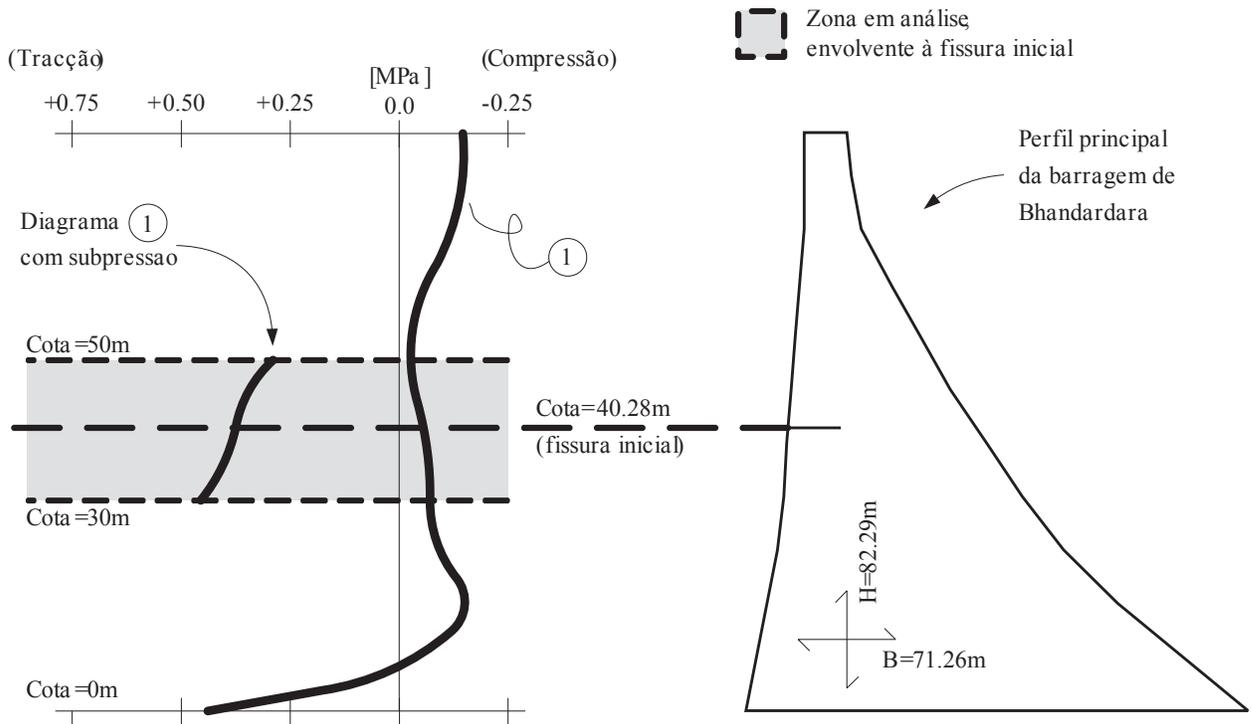


FIGURA 4 – Modelo A₁ – Análise estática – Tensões no paramento de montante (peso próprio da barragem e pressão hidrostática)

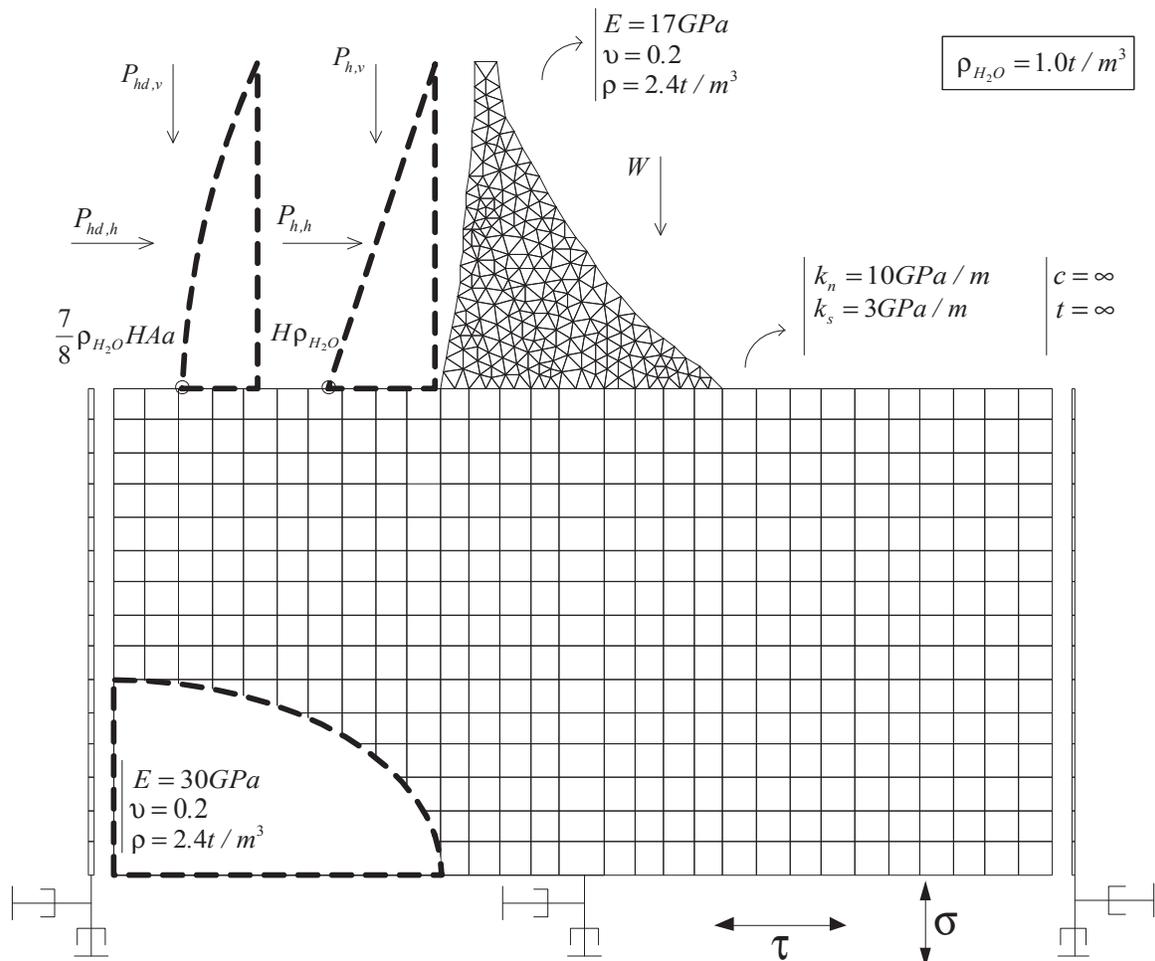


FIGURA 5 – Modelo A₂ – Análise dinâmica – Solicitações e condições de fronteira

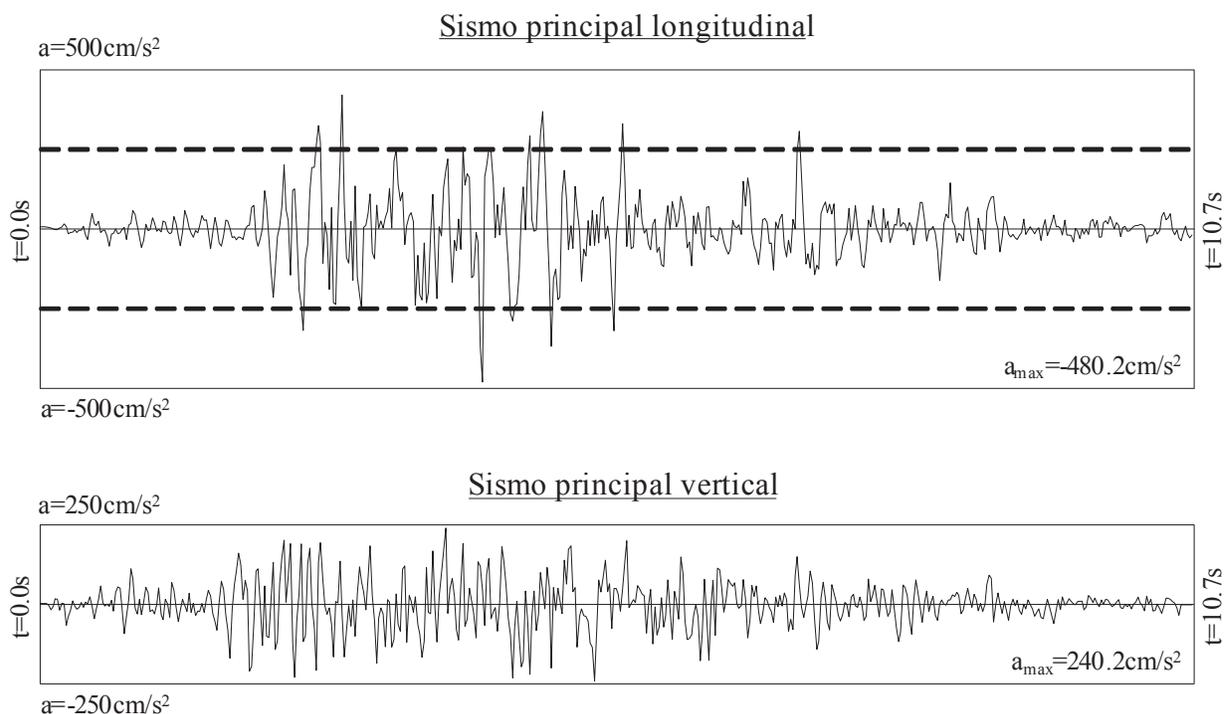


FIGURA 6 – Sismo principal de Koyana – Acelerogramas

A componente horizontal da acção sísmica foi aplicada na base da fundação através de uma história de tensões de corte, enquanto a componente vertical foi aplicada por meio de uma história de tensões verticais. Simultaneamente, na base da base da fundação, foi imposta a fronteira viscosa, em ambas as direcções, de forma a absorver as ondas reflectidas pela superfície livre e pela estrutura. Nas faces laterais foi imposta a restrição designada por *free-field*, com o propósito de corrigir as velocidades nestas faces, absorvendo as ondas reflectidas, e impor o estado de tensão equivalente ao meio infinito.

Para a barragem foi adoptado o amortecimento de Rayleigh de 5%, apenas com a componente relativa à massa, centrado em 5.5Hz que corresponde a média das primeiras três frequências próprias da estrutura ($f_1=2.6\text{Hz}$, $f_2=5.7\text{Hz}$ e $f_3=8.1\text{Hz}$). Para a fundação o amortecimento foi considerado nulo. O sinal que chega a superfície livre é idêntico ao imposto na base, excepto um pequeno atraso, função das dimensões do modelo, e alguma perda da componente relativa às altas frequências, aspecto relacionado com o nível de discretização da malha.

Os resultados da análise dinâmica estão representados na Figura 7. O diagrama de tensões máximas junto a zona em análise, envolvente a fissura, apresenta valores de tracção elevados, cerca de 5MPa. Mesmo reduzindo o valor da aceleração de pico em 80%, para ter em conta o efeito da atenuação do sinal, os valores máximos de tracção que se iria obter, cerca de 1MPa, seriam suficientes para induzir a formação da fissura.

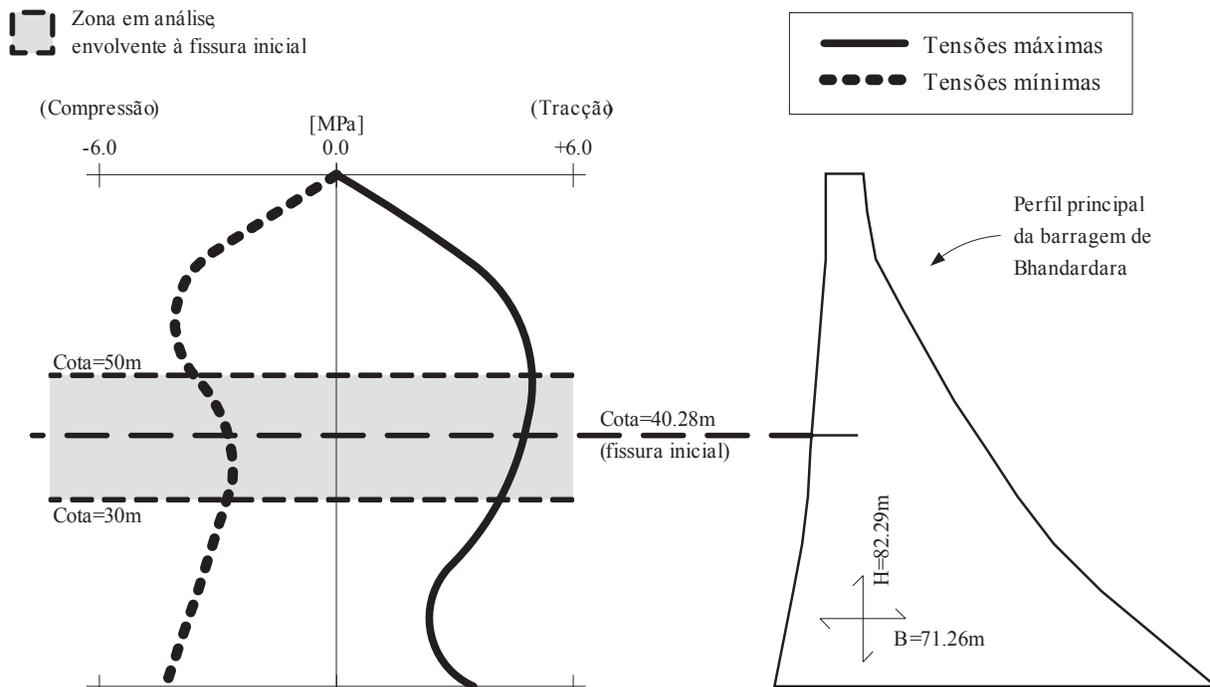


FIGURA 7 – Modelo A₂ – Análise dinâmica – Tensões no paramento de montante

2.3. MODELO A3 – ANÁLISE ESTÁTICA: PROPAGAÇÃO DA FISSURA

O Modelo A₃ (Figura 8) foi elaborado com o objectivo de analisar a propagação da fissura e o efeito da subpressão neste processo. Este modelo é semelhante ao modelo A₁, pois apresenta as mesmas solicitações e condições de apoio, ao qual acrescem os procedimentos relativos a modelação da fissura.

A principal diferença diz respeito à modelação da barragem, cuja representação já não é efectuada através de uma malha de elementos finitos, mas sim através de uma malha de elementos discretos. Com este procedimento, os elementos podem apresentar deslocamentos relativos, até a completa separação dos que estavam inicialmente em contacto e o estabelecimento de novos contactos entre elementos que inicialmente estavam separados. Assim, as discontinuidades existentes no corpo da barragem de alvenaria são modeladas explicitamente, segundo um determinado modelo constitutivo.

Neste caso adoptou-se um modelo de junta do tipo Mohr-Coulomb, com limite à tracção de 1MPa, ângulo de atrito de 22.5° e coesão de 1MPa. Estas propriedades basearam-se no estudo de retro-análise da rotura da barragem de Bhandardara [11], nomeadamente em relação à rotura do troço inicial da fissura, com desenvolvimento horizontal, junto ao paramento de montante com valores entre 46° para o ângulo de atrito, com coesão nula ($c = 0 \rightarrow \phi = 46^\circ$), e de 1MPa para a coesão, para um ângulo de atrito nulo ($\phi = 0^\circ \rightarrow c = 1MPa$).

A sequência da análise está representada na Figura 3. Após a aplicação da pressão hidrostática é dado início a fissura através da redução das propriedades do primeiro contacto horizontal, com aproximadamente 3.5m. Após alcançar o estado de equilíbrio inicial, é aplicada a subpressão neste troço inicial, que é majorada progressivamente até se atingir o colapso da estrutura. Para tal foi necessário aplicar uma força vertical total de cerca de 4500kN, que corresponde ao integral da

subpressão máxima. Este valor parece ser elevado o que poderá indicar que as propriedades adoptadas foram sobreavaliadas.

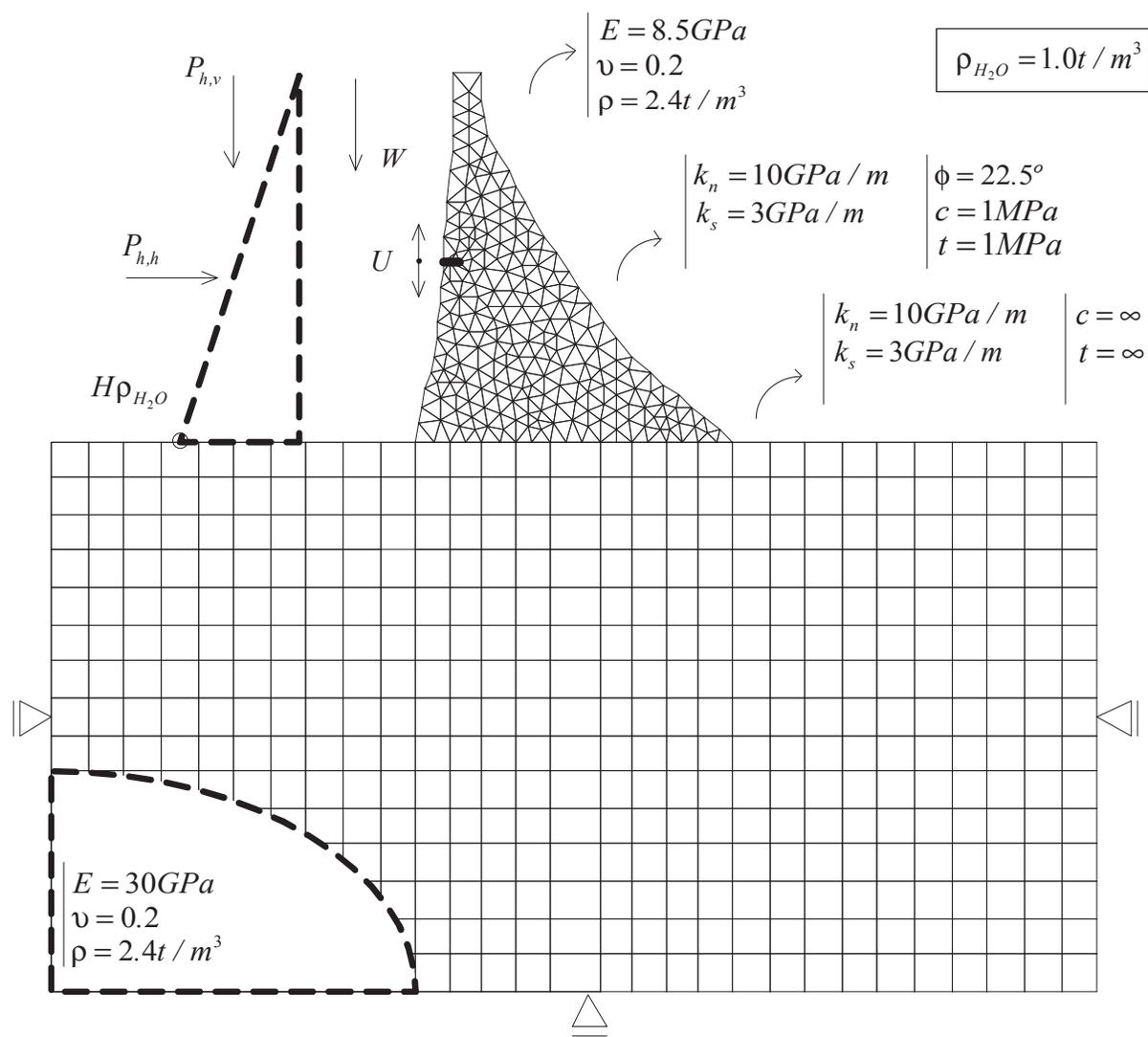


FIGURA 8 – Modelo A₃ – Análise estática – Solicitações e condições de fronteira

A Figura 9 representa a geometria da fissura determinada através de ensaios no local, bem como a fissura que antecede o estado de rotura, obtida por meio desta análise numérica plana. A obtenção da totalidade da fissura só seria possível através de um modelo tridimensional, pois o efeito de arco, devido à curvatura da barragem, é determinante na fase final da formação do mecanismo de rotura.

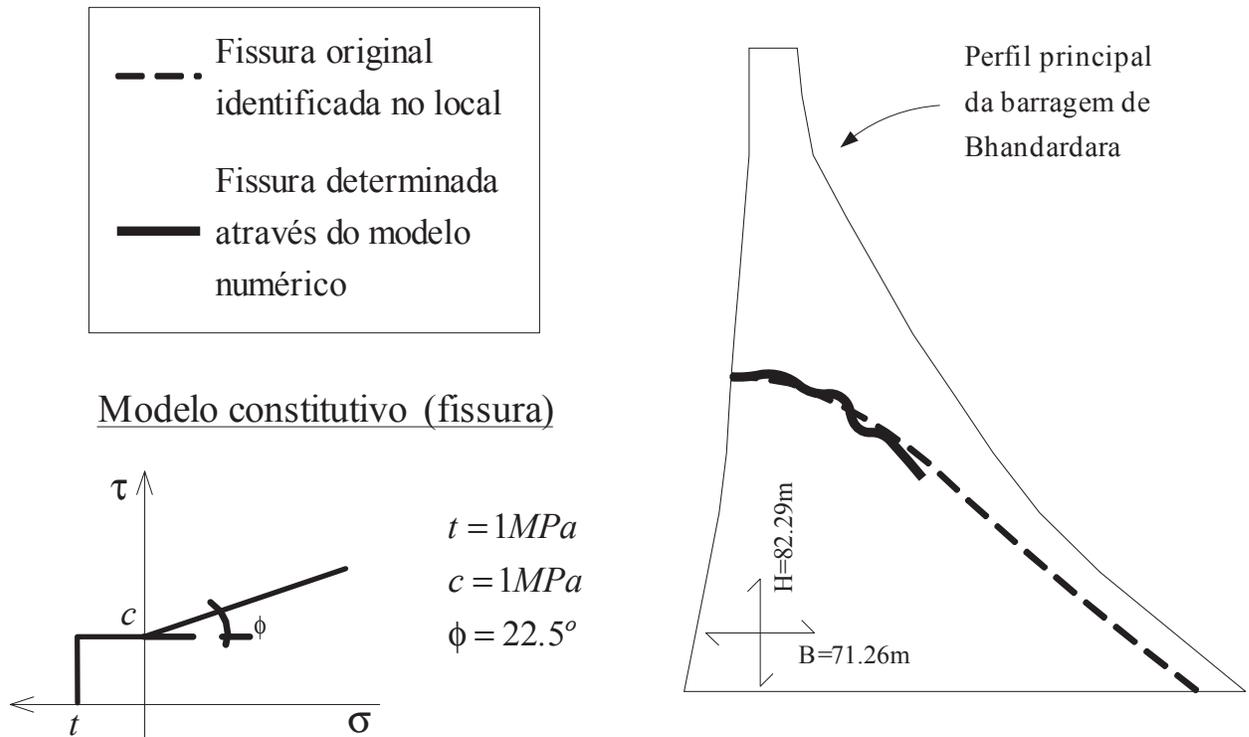


FIGURA 9 – Modelo A₃ – Análise estática – Propagação da fissura

2.4. MODELO R₁ – ANÁLISE ESTÁTICA: APLICAÇÃO DAS ANCORAGENS

O modelo R₁ é semelhante ao modelo A₃, excepto no que se refere a sequência da análise (Figura 3), pois antes de se dar início a fissura, é feita a aplicação do par de ancoragens (Figura 10). Esta acção é considerada através aplicação de uma força vertical, que varia entre 5F_A e zero, sendo F_A igual à 1800kN, que corresponde a capacidade instalada por par de ancoragem e por metro de barragem.

Características das ancoragens

- Quantidade : 106 ancoragens
- Capacidade individual : 270t
- Comprimento (L): 94m
- Espaçamento entre pares : 3m
- Capacidade por par e por metro : 180t

--- Fissura original
identificada no local

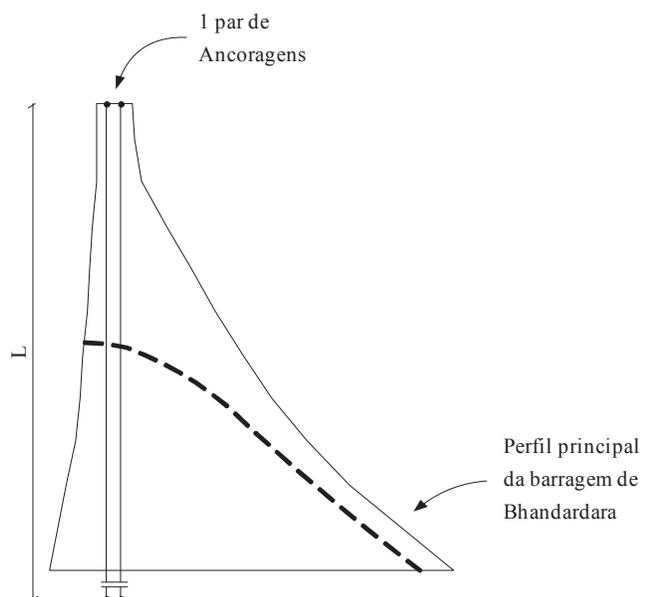


FIGURA 10 – Modelo R₁ – Análise estática – Característica das ancoragens

Os resultados apresentados na Figura 11, que representa o deslocamento montante-jusante em função da carga aplicada no coroamento, permitem concluir que a capacidade instalada adoptada de 1800kN é adequada pois é capaz de garantir a estabilidade global de estrutura. Além disto, valores superiores não melhoram significativamente a performance da solução, enquanto valores inferiores degradam rapidamente as condições de segurança da estrutura.

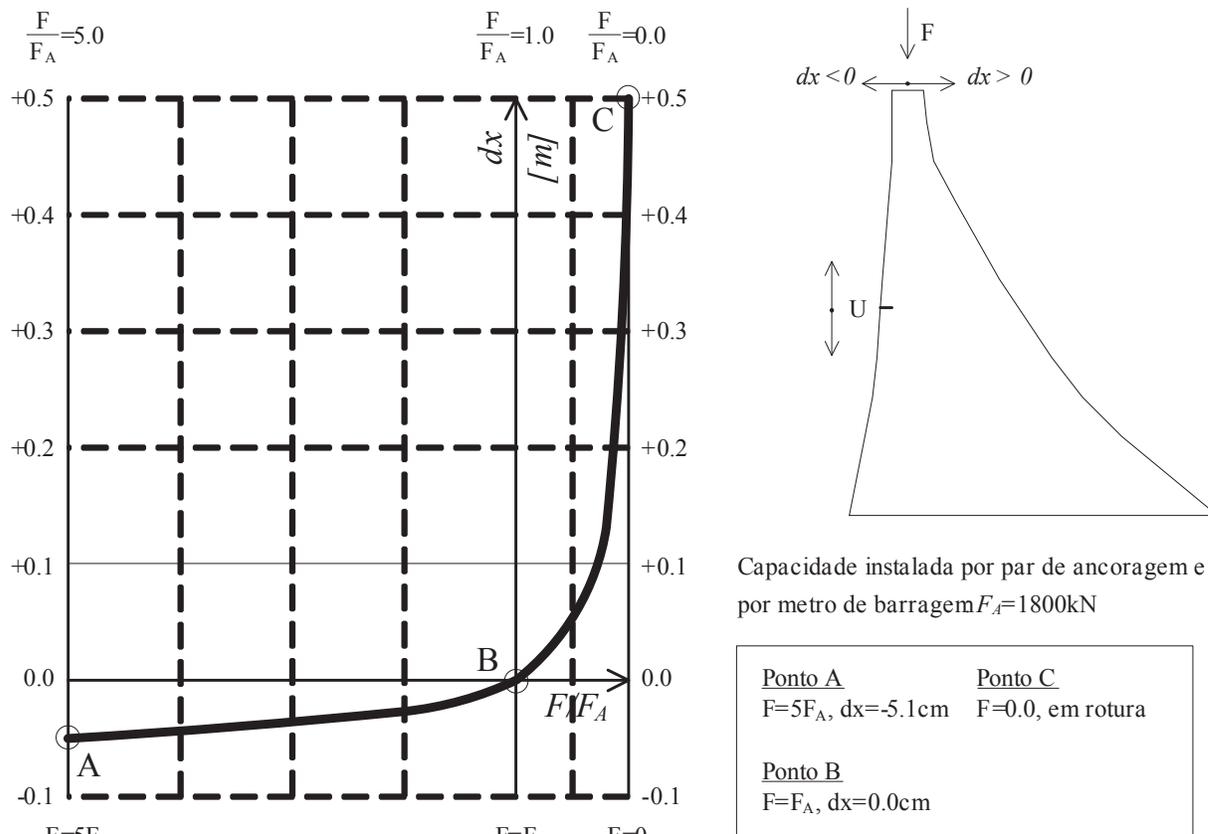


FIGURA 11 – Modelo R₁ – Análise estática – Ancoragens: efectividade da solução proposta

2.5. MODELO R₂ – ANÁLISE ESTÁTICA: APLICAÇÃO DAS PREGAGENS

O modelo R₂, também é semelhante ao modelo A₃, excepto pelo facto das pregagens serem instaladas, de acordo com as características indicadas na Figura 12, antes da fissura ter início.

Os resultados estão representados na Figura 13. A única pregagem que está a trabalhar à tracção é a pregagem P_A, com um valor de 665MPa. Este valor parece ser demasiadamente elevado e suficiente para provocar a sua rotura. As restantes pregagens, P_B e P_C, estão à compressão, pelo que não contribuem directamente para estabilidade da fissura original. Isto explica-se pelo facto da aplicação das pregagens dar origem a uma fissura secundária com desenvolvimento horizontal (Figura 13), o que altera o mecanismo de rotura original.

Em relação as tensões de corte, os valores são reduzidos, quase residuais, pelo que as ancoragens estão a trabalhar fundamentalmente na direcção normal.

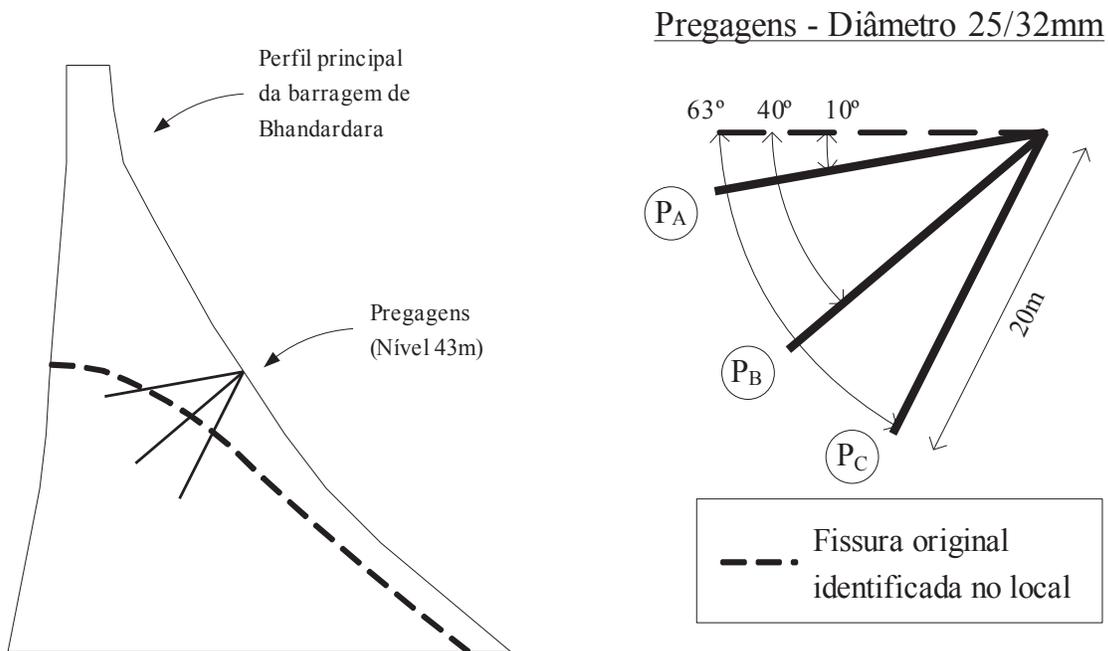


FIGURA 12 – Modelo R₂ – Análise estática – Característica das pregagens

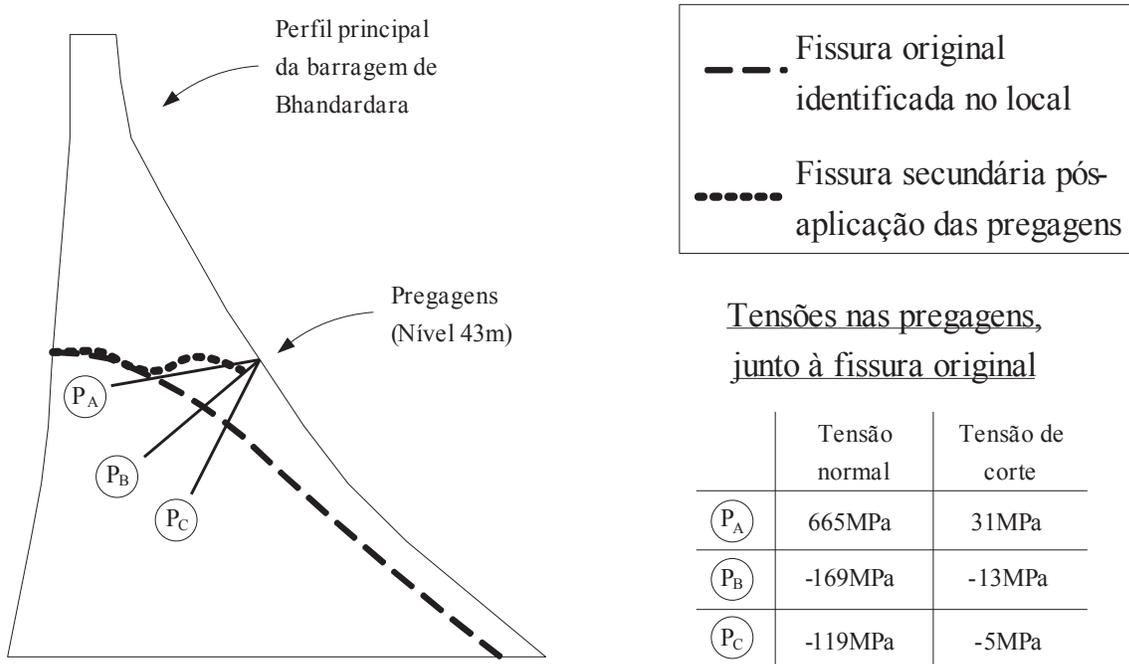


FIGURA 13 – Modelo R₂ – Análise estática – Pregagens: efectividade da solução proposta

3. CONCLUSÕES

Os modelos numéricos desenvolvidos com base no método dos elementos discretos permitem a modelação adequada dos mecanismos de rotura das barragens

gravidade, nomeadamente as de alvenaria, como no caso em análise. Os modelos permitem também a avaliação das obras de reabilitação e reforço, tanto para verificação da estabilidade, como para avaliação da performance das soluções propostas.

Na análise da barragem de Bhandardara e no que diz respeito ao fenómeno que esteve na origem da formação da fissura, ambas as hipóteses consideradas são razoáveis, pelo que a fissura poderá ter tido início a partir das condições correntes de utilização ou em consequência do sismo de Koyna.

Quanto à propagação da fissura, verifica-se a relevância da subpressão neste processo, o que evidencia a importância que o sistema de drenagem pode representar, de forma a aliviar as tensões instaladas no corpo da barragem de alvenaria.

Em relação as obras de reabilitação, confirma-se a importância das ancoragens na segurança estrutural da obra. As pregagens, de forma isolada, não têm contributo para aumento da segurança da estrutura, porém o comportamento estrutural é beneficiado pois as pregagens restituem a continuidade da barragem.

4. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia, através da Bolsa de Doutoramento SFRH/BD/43585/2008, que o primeiro autor agradece.

5. PALAVRAS-CHAVE

Método dos Elementos Discretos; Subpressão em meios fissurados; Ancoragens, Pregagens; Avaliação da segurança estrutural.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Narayana, G.S., Manohar, S. e Pandya, A.B. (1984) – “Problems of dam safety encountered in India: Case studies”, International Conference on safety of dams, Coimbra, pp. 21-32.
- [2] Murthy, Y.K., Mane, P.M. e Pant, B. (1979) – “Tensile failures in some stone masonry gravity dams in India”, 13th ICOLD Congress, New Delhi, pp. 461-477.
- [3] Kulkarni, D.N. e Kulkarni, M.K. (1994) – “Safety improvement of some large dams in Maharashtra”, 18th ICOLD Congress, Durban, pp. 143-155.
- [4] Lempérière, F. (1993) – “Dams that have failed by flooding: an analysis of 70 failures”, Water Power & Dam Construction: 19-24.
- [5] Pant, B., Khot, A.S., Patil, S.S., Kulkarni, S.B. e Chaudhury, S.K. (1975) – “Some observations on the mechanics of failure of masonry dams in relation to criteria and assumptions used in design analysis”, Numerical analysis of dams, Swansea, pp. 1103-1125.

- [6] Pant, B. (1990) – “Structural behaviour of concrete and masonry gravity dams”, Central Board of Irrigation and Power, New Delhi.
- [7] Pedro, J.O. (2001) – “Segurança e funcionalidade das barragens”, LNEC, Lisboa.
- [8] Ketkar, D.J. (2009) – “Crack detection, analysis and rehabilitation of an old masonry dam”, *Water & Energy International*, 66(3): 25-32.
- [9] Bretas, E.M., Léger, P., Lemos, J.V., e Lourenço, P.B. (2010) – “Analysis of a gravity dam considering the application of passive reinforcement”, II International Congress on Dam Maintenance and Rehabilitation, Zaragoza.
- [10] Westergaard, H.M. (1933) – “Water pressure on dams during earthquakes”, *Transactions of ASCE*, 98: 418-433.
- [11] Douglas, K.J., Spannagle, M. e Fell, R. (1998) – “Analysis of concrete and masonry dam incidents”, The University of New South Wales, Sydney.