

ANÁLISE SÍSMICA DA BARRAGEM DA CHICAMBA (MOÇAMBIQUE)

José V. Lemos
Inv. Coordenador
LNEC
Lisboa

António L. Batista
Inv. Principal
LNEC
Lisboa

Ivo M. Dias
Bolseiro Inv. Científica
LNEC
Lisboa

Romano C. Câmara
Inv. Coordenador
LNEC
Lisboa

SUMÁRIO

Apresentam-se os resultados do estudo, em modelo numérico, do comportamento sísmico da barragem da Chicamba, em Moçambique. Foram realizados cálculos em regime elástico e cálculos não lineares tendo em consideração o comportamento das juntas verticais de contracção das abóbadas. Os resultados da análise permitiram avaliar as condições de segurança da obra para acções sísmicas.

Palavras-chave: Barragens de betão, acções sísmicas, modelação numérica, análise não linear.

1. CARACTERÍSTICAS DA OBRA

A barragem da Chicamba, em Moçambique, foi construída em duas fases, tendo a primeira fase terminado em 1959, e o alteamento, até às cotas actuais, em 1969. A barragem é constituída por duas abóbadas de dupla curvatura. A abóbada principal, localizada no vale do leito do rio, tem 75 m de altura máxima, coroamento à cota 625,00 m, sendo definida em planta por arcos parabólicos. A espessura da consola central varia entre 11 m na inserção e 3 m no coroamento. O descarregador de cheias localiza-se no trecho superior desta abóbada e é constituído por quatro aberturas com 4,9 m x 9,0 m, tendo o lábio à cota 614,15 m. A abóbada secundária, que fecha a portela da margem direita, é definida em planta por arcos circulares, tem 45 m de altura máxima acima da fundação e coroamento à cota 625,50 m. A espessura da consola central varia entre 5 m na inserção e 2 m no coroamento. As duas abóbadas têm como apoio comum um encontro artificial de betão com cerca de 25 m de altura máxima. Os níveis de pleno armazenamento e máximo de cheia situam-se às cotas 624,00 m e 625,00 m, respectivamente (Figuras 1 e 2).



Figura 2: Barragem da Chicamba. Vista da margem esquerda

2. ACÇÃO SÍSMICA

A barragem da Chicamba localiza-se na faixa central moçambicana de maior risco sísmico, devido à influência do “rift” da África Oriental. No entanto, de acordo com o mapa de risco sísmico (“seismic hazard”) publicado pelas Nações Unidas, através do GSHAP - Global Seismic Hazard Assessment Project (Figura 3), estas regiões são classificadas como sendo de sismicidade moderada [2].

No dia 23 de Fevereiro de 2006 ocorreu na região de Manica e Sofala (centro de Moçambique) um sismo de magnitude 7,0, a 11 km de profundidade, com epicentro localizado nas proximidades de Espungabera, cerca de 150 km a Sul da barragem da Chicamba (Figura 3). O epicentro do sismo localizou-se na extremidade Sul do referido “rift”. Os seus efeitos afectaram sobretudo a área de Espungabera-Beira-Chimoio, mas foram sentidos um todo o Sul de Moçambique, incluindo Maputo. Após a ocorrência do sismo foram realizadas, pela equipa de observação da barragem da Chicamba, inspecções visuais detalhadas e campanhas de observação semanais. Não foram detectados quaisquer danos nas estruturas e nas fundações, nem remanesceram descontinuidades nos resultados fornecidos pelo sistema de observação, nomeadamente nos deslocamentos absolutos, nos movimentos de juntas e nos caudais drenados.

Segundo os elementos disponibilizados na Internet pelo United States Geological Survey (USGS) [2], o maior sismo ocorrido em todo o sistema do “rift”, desde 1900, teve uma magnitude próxima de 7,6. Os outros sismos recentes de maior magnitude tiveram epicentro na zona central do “rift”, na região dos grandes lagos, a Norte de Moçambique, na extremidade Nascente da República Democrática do Congo, o primeiro em Goma, na margem Norte do lago Kivu, em 24 de Outubro de 2002, com magnitude 6,2, e o segundo em Kalemie, na margem Poente do lago Tanganyika, em 5 de Dezembro de 2005, com magnitude 6,8. Os sismos são gerados pelos movimentos das placas do “rift”, que actualmente divergem a uma taxa de cerca de 3 a 5 mm por ano. As profundidades máximas dos sismos são de cerca de 46 km.

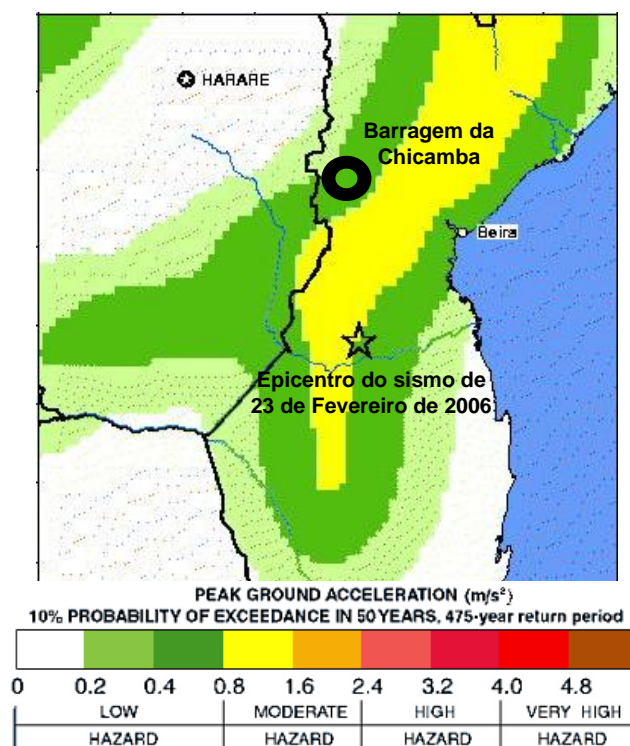


Figura 3: Mapa de risco sísmico (“seismic hazard”) da região central de Moçambique [2]

As acções sísmicas sobre a barragem da Chicamba serão definidas a partir dos elementos fornecidos pelo mapa de risco sísmico da Figura 3. Assim, foi considerada para a obra uma aceleração máxima de $0,8 \text{ m/s}^2$ para uma acção sísmica com um período de retorno de 475 anos.

De acordo com as Normas de Projecto de Barragens [3], na verificação da segurança para cenários correntes e para cenários de rotura devem considerar-se, respectivamente, o sismo base de projecto (SBP) e o sismo máximo de projecto (SMP).

Os períodos de retorno a adoptar para o cálculo das acelerações máximas do SBP e do SMP representam ainda um tema controverso da aplicação das Normas de Projecto de Barragens

(NPB). Considerando a lei de probabilidades exponencial para o cálculo dos períodos de retorno,

$$Q_y = 1 - e^{\left(\frac{-P}{T_y}\right)} \quad (1)$$

em que P é o período de vida útil da obra, Q_y é a probabilidade da aceleração máxima não exceder o valor y durante o período P e T_y é o período de retorno correspondente à aceleração máxima y, podem adoptar-se algumas disposições emanadas pela ICOLD, do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes [4] e das NPB na definição do SBP e do SMP.

A ICOLD define, a título exemplificativo, o SBP como aquele que possui 50% de probabilidade de não ser excedido em 100 anos [5], a que corresponde um período de retorno igual a 145 anos. Vai considerar-se este critério no presente estudo.

O SMP pode ser considerado igual ao sismo máximo expectável SME [5]. Este, por sua vez, poderá ser definido por uma abordagem probabilística, pelo que haverá que definir uma probabilidade de excedência para a acção sísmica durante o período de vida útil da obra.

O RSA adopta, para a definição da acção sísmica a considerar na verificação da segurança das estruturas de edifícios e pontes relativamente aos estados limites últimos, uma probabilidade de excedência de 5% no período de vida útil de 50 anos (período de retorno de 1000 anos). De acordo com este regulamento, os efeitos da acção sísmica devem ainda ser afectados de um coeficiente de combinação de 1,5.

Considerando que as barragens têm um período de vida útil de 100 anos e adoptando a mesma probabilidade de excedência, ter-se-á como período de retorno para a acção sísmica o valor de 1950 anos. No entanto, se for ainda considerada uma majoração de 1,5 dos respectivos efeitos, o período de retorno a adoptar para a definição do SMP assume um valor próximo de 10000 anos [6] (ver gráfico da Figura 4, que permite estimar, para Portugal, a aceleração máxima com base nos valores calculados para um período de retorno de 1000 anos).

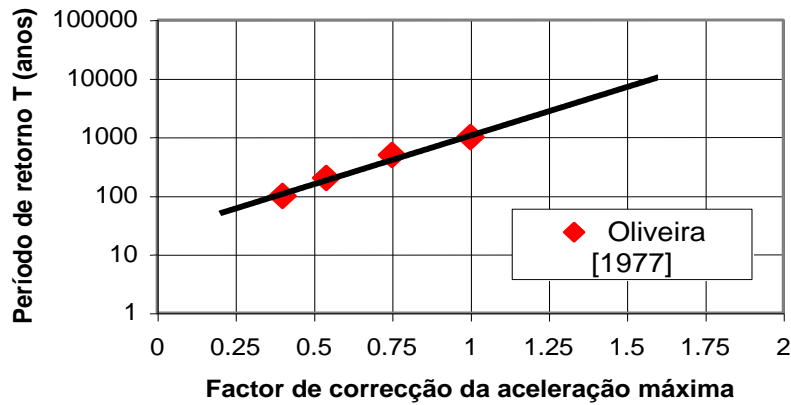


Figura 4: Aceleração máxima obtida com base nos valores calculados para um período de retorno de 1000 anos, em Portugal [6]

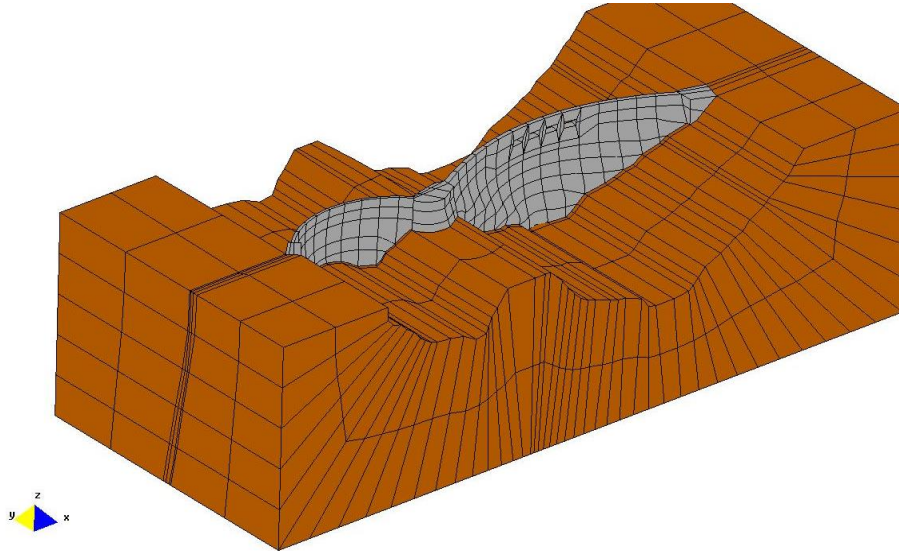
Considerando que a representação gráfica da Figura 4 também é válida para Moçambique, devem então considerar-se as seguintes acelerações sísmicas na barragem da Chicamba:

- Sismo base de projecto (SBP): $a_s \approx 0,5 \times 0,80 / 0,7 = 0,6 \text{ m/s}^2$
- Sismo máximo de projecto (SMP): $a_s \approx 1,6 \times 0,8 / 0,7 = 1,8 \text{ m/s}^2$

3. MODELO

Para análise do comportamento sísmico da barragem de Chicamba foram desenvolvidos dois modelos numéricos de elementos finitos com representação da barragem e do maciço de fundação adjacente, elaborados com o programa 3DEC [7]. Ambos os modelos foram discretizados em 867 elementos tridimensionais, tipo cubo, isoparamétricos do 2º grau, formando uma malha com um total de 5416 pontos nodais. No primeiro modelo os materiais da barragem e fundação foram idealizados como contínuos, homogéneos e isotrópicos com comportamento elástico. No segundo modelo, com o objectivo de modelar o comportamento de abertura/fecho das juntas verticais de contracção quando a abóbada se desloca para montante durante a acção dos sismos, a barragem foi dividida em blocos verticais com comportamento elástico, separados por juntas. Admite-se que estas, quando sujeitas a esforços de tracção, abrem sem resistência, e quando sujeitas a esforços de compressão apresentam comportamento elástico. Na Figura 5 podem visualizar-se perspectivas das malhas dos dois modelos de cálculo utilizados.

a)



b)

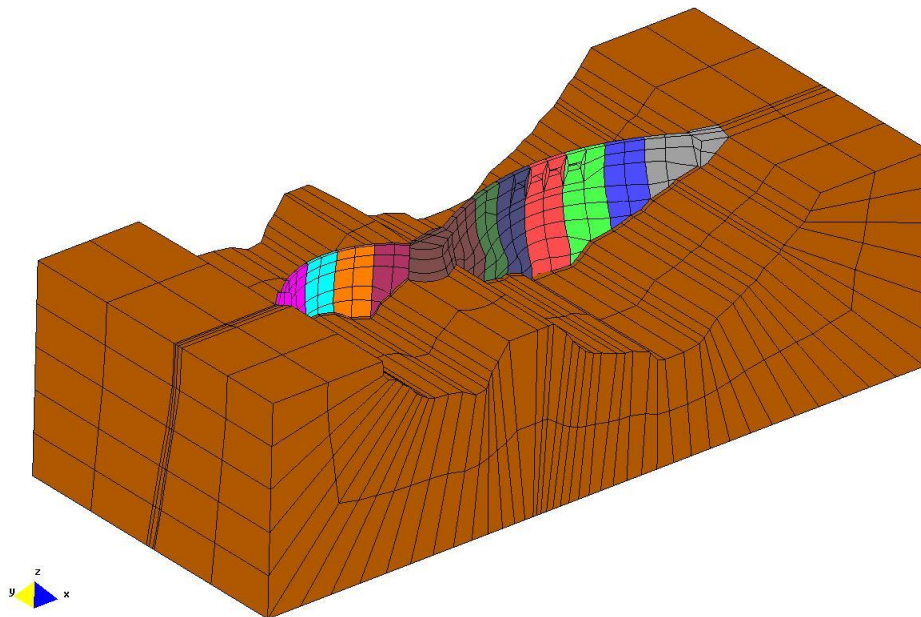


Figura 5: Modelos de cálculo: a) Elástico; b) Não linear

Tendo em consideração que as ações sísmicas correspondem a ações aplicadas num curto espaço de tempo, adoptaram-se para módulos de elasticidade os valores de 30 GPa para a barragem e de 10 GPa para o maciço de fundação, com coeficiente de Poisson igual a 0,2. Para o maciço de fundação a massa volúmica foi considerada nula e para o betão foi considerado o valor de 2400 kg/m³. A rigidez normal e tangencial das juntas verticais considerou-se igual 10 GPa/m e 4 GPa/m, respectivamente, com ângulo de atrito de 45°.

Na análise dinâmica foi adoptado amortecimento viscoso, correspondente à componente proporcional à massa do amortecimento de Rayleigh. Foram considerados valores distintos para as duas abóbadas, com 5% para o primeiro modo de vibração (3,35 Hz na abóbada principal e 4,85 Hz na abóbada secundária). Para os restantes modos o amortecimento decorre inferior a 5%, uma vez que a introdução da componente proporcional à rigidez do amortecimento de Rayleigh implicaria elevados tempos de cálculo, dado o algoritmo explícito utilizado pelo programa 3DEC. No maciço rochoso foi considerado amortecimento nulo.

O efeito hidrodinâmico da albufeira foi calculado com base na generalização do modelo de Westergaard, considerando-se desta forma, nos cálculos dinâmicos correspondentes à situação de albufeira cheia, uma “massa de água associada” à barragem.

Conforme já referido, o SBP e o SMP são caracterizados por acelerações de pico de $0,6 \text{ m/s}^2$ e $1,8 \text{ m/s}^2$, respectivamente. Deste modo, foram utilizados dois acelerogramas tipo, escalados para os sismos de projecto. Estes acelerogramas foram gerados a partir dos espectros de resposta preconizados no EC8 (Figura 6).

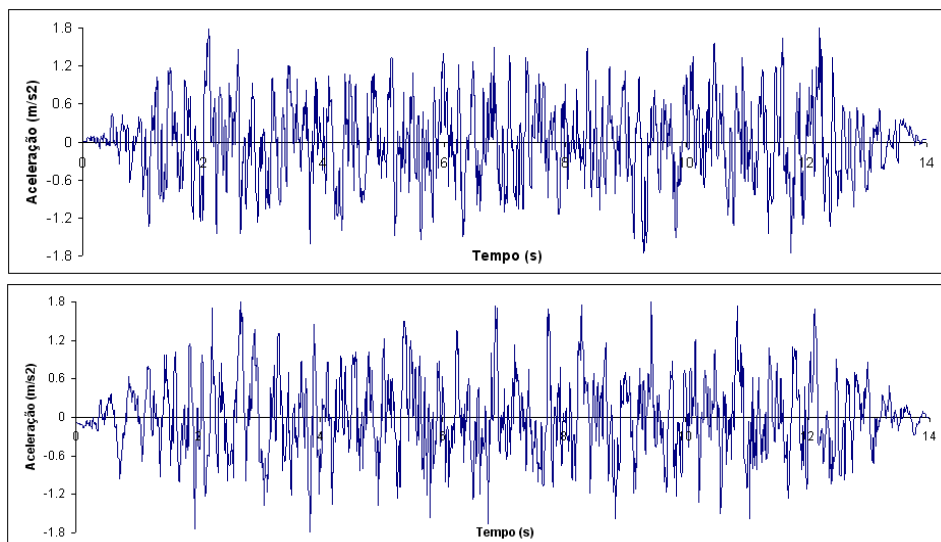


Figura 6: Acelerogramas para os sismos 1 e 2 (SMP)

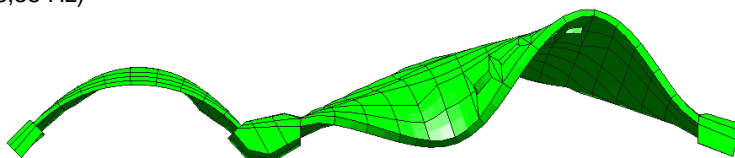
Foram consideradas as hipóteses de reservatório vazio e de reservatório cheio com o nível de água à cota de coroamento. Os cálculos foram efectuados em duas fases. Na primeira fase foram aplicadas as cargas devidas ao peso próprio da barragem e à pressão hidrostática no paramento de montante, na hipótese de albufeira cheia. Na segunda fase foi realizada a análise dinâmica no domínio do tempo. De modo a simular um maciço rochoso infinito foram aplicadas condições de fronteira absorvente, de tipo viscoso, na base da malha. A acção sísmica, considerada a actuar na direcção montante-jusante, foi representada por um registo de tensões de corte naquela direcção, obtido a partir dos acelerogramas, aplicadas na base do modelo. Respeitam-se, deste modo, as condições de radiação do modelo numérico finito para o meio envolvente [8].

4. ANÁLISE DE RESULTADOS

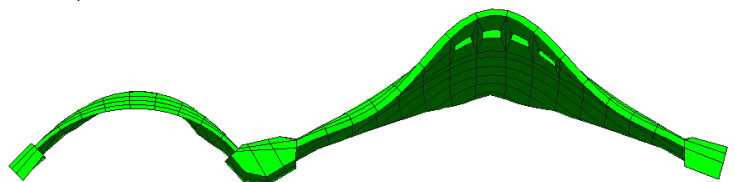
4.1 Modos de vibração

Para caracterizar o comportamento dinâmico das abóbadas em regime elástico calcularam-se as frequências próprias e os respectivos modos de vibração considerando a barragem encastrada na base. Apresentam-se na Figura 7 as deformadas correspondentes aos cinco primeiros modos de vibração. Verifica-se que os três primeiros modos da barragem correspondem a modos de vibração da abóbada principal e o 4º e 5º correspondem a modos de vibração da abóbada secundária. Constatase, como era expectável, que devido à existência do esporão rochoso intermédio em que ambas as abóbadas se apoiam, estas possuem um comportamento dinâmico independente.

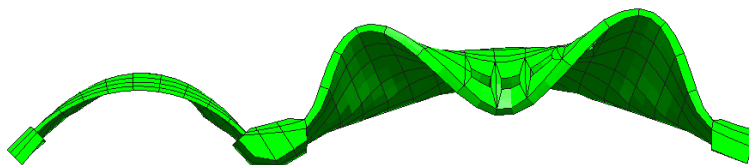
a) 1º modo (3,35 Hz)



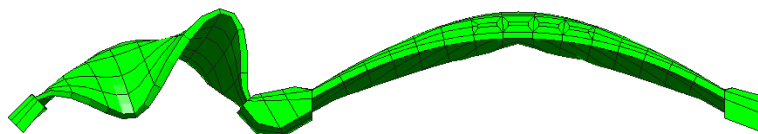
b) 2º modo (4,18 Hz)



c) 3º modo (4,83 Hz)



d) 4º modo (4,85 Hz)



e) 5º modo (5,87 Hz)

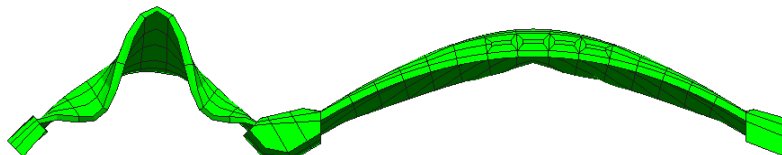


Figura 7: Modos de vibração

4.2 Análise sísmica

Foram realizados cálculos em regime elástico e não linear para o SMP e SBP, considerando a situação de albufeira cheia e vazia. O Quadro 1 resume os valores de picos das tensões de compressão e de tracção registados durante a análise sísmica para as várias hipóteses de cálculo. Não obstante a utilização de dois acelerogramas na análise sísmica, apresentam-se apenas os resultados correspondentes ao acelerograma que provoca efeitos mais desfavoráveis. Os resultados apresentados incluem o efeito das acções estáticas.

Quadro 1 – Tensões máximas

a) Abóbada principal			Tracção (MPa)				Compressão (MPa)			
Modelo	Sismo	Albufeira	Arcos		Consolas		Arcos		Consolas	
			M	J	M	J	M	J	M	J
Elástico	SMP	V	3.6	2.5	1.5	2.0	-3.5	-2.3	-4.2	-2.1
		C	3.1	4.2	4.2	2.2	-10.5	-9.6	-3.3	-6.4
Não linear	SMP	V	-	-	1.9	2.9	-2.1	-2.3	-4.7	-2.6
		C	-	-	4.1	2.3	-10.5	-9.5	-3.4	-6.3
Elástico	SBP	V	1.1	1.2	0.6	0.7	-1.3	-0.8	-2.7	-1.4
		C	2.0	0.8	2.9	0.9	-6.6	-5.6	-1.6	-5.1
Não linear	SBP	V	-	-	0.7	1.4	-0.9	-0.6	-3.3	-1.6
		C	-	-	2.9	1.1	-6.7	-5.5	-1.7	-5.2

b) Abóbada secundária			Tracção (MPa)				Compressão (MPa)			
Modelo	Sismo	Albufeira	Arcos		Consolas		Arcos		Consolas	
			M	J	M	J	M	J	M	J
Elástico	SMP	V	2.2	2.1	0.7	0.7	-2.7	-2.5	-2.5	-1.4
		C	2.0	1.9	5.7	1.9	-6.3	-6.2	-2.9	-5.4
Não linear	SMP	V	-	-	1.4	2.4	-2.6	-3.3	-3.9	-2.2
		C	-	-	5.2	2.7	-6.4	-6.9	-3.3	-4.8
Elástico	SBP	V	0.7	0.7	0.2	0.1	-1.1	-0.8	-1.4	-0.8
		C	0.9	0.1	3.6	1.0	-4.0	-3.2	-1.7	-4.0
Não linear	SBP	V	-	-	0.5	0.7	-0.9	-1.2	-2.0	-1.4
		C	-	-	3.2	1.2	-4.0	-3.3	-1.9	-3.7

Relativamente ao cálculo elástico, verifica-se que, para a situação de albufeira cheia e devido à pressão hidrostática, as compressões nos arcos e as tracções nas consolas, a montante, aumentam significativamente, quando comparadas com a situação de albufeira vazia. Observa-se, de igual modo, um aumento das tracções nos arcos e nas consolas, a jusante, embora com menor significado, o que revela um efeito hidrodinâmico muito importante, tornando o cálculo com albufeira cheia condicionante.

Para o SMP, o cálculo elástico indica tracções nos arcos susceptíveis de provocar a abertura das juntas de contracção. No cálculo não linear calcularam-se aberturas máximas das juntas verticais da ordem de 1,5 mm. Este comportamento origina um ligeiro aumento dos valores de picos de tracção a jusante e decréscimo a montante, assumindo maior significado na abóbada secundária, onde as aberturas das juntas são, em geral, superiores. Na abóbada secundária verifica-se, ainda, um aumento dos valores de pico de compressão nos arcos, para o modelo não linear.

Considerando, para o SMP, os resultados do modelo não linear com reservatório cheio, verificam-se nas consolas, junto à inserção na fundação, picos de tracção a montante que excedem a resistência do betão, para a qual se estimou um valor de 3 MPa, quer na abóbada principal (4,1 MPa) quer na secundária (5,2 MPa). Deve referir-se que estes valores de tracção não ultrapassam significativamente a resistência do betão, pelo que estas tensões serão redistribuídas sem pôr em causa a estabilidade da secção, originando, no entanto, o aparecimento de fissuração horizontal acentuada junto à inserção das abóbadas na fundação. As compressões máximas não excedem 11,0 MPa nos arcos, portanto muito abaixo da resistência do betão. Apresentam-se nas figuras seguintes os mapeamentos de tensões máximas para o cálculo não linear.

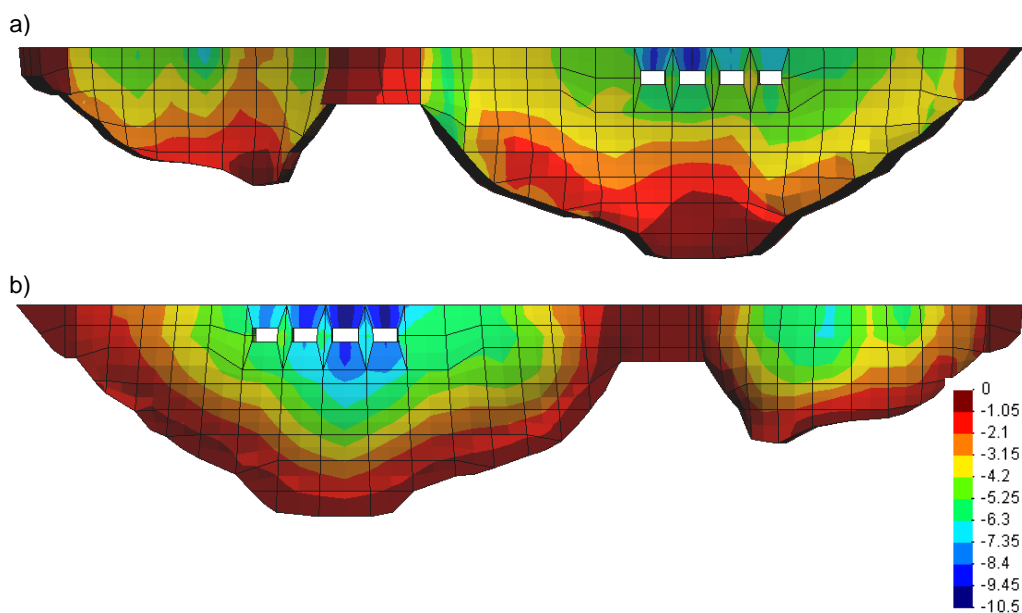


Figura 8: Tensões máximas de compressão nos arcos (MPa): a) Jusante; b) Montante

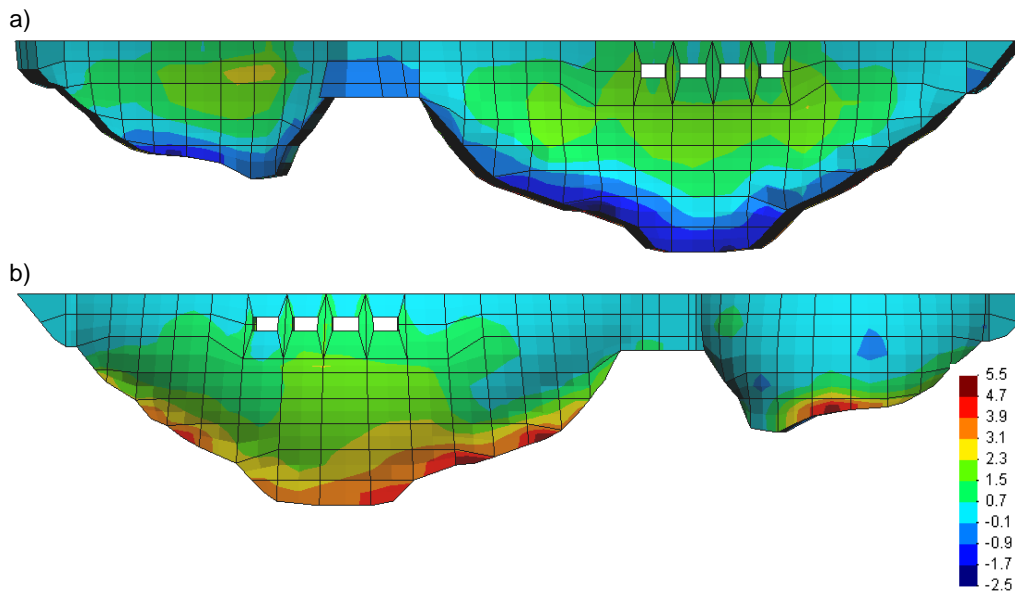


Figura 9: Tensões máximas de tracção nas consolas (MPa): a) Jusante; b) Montante

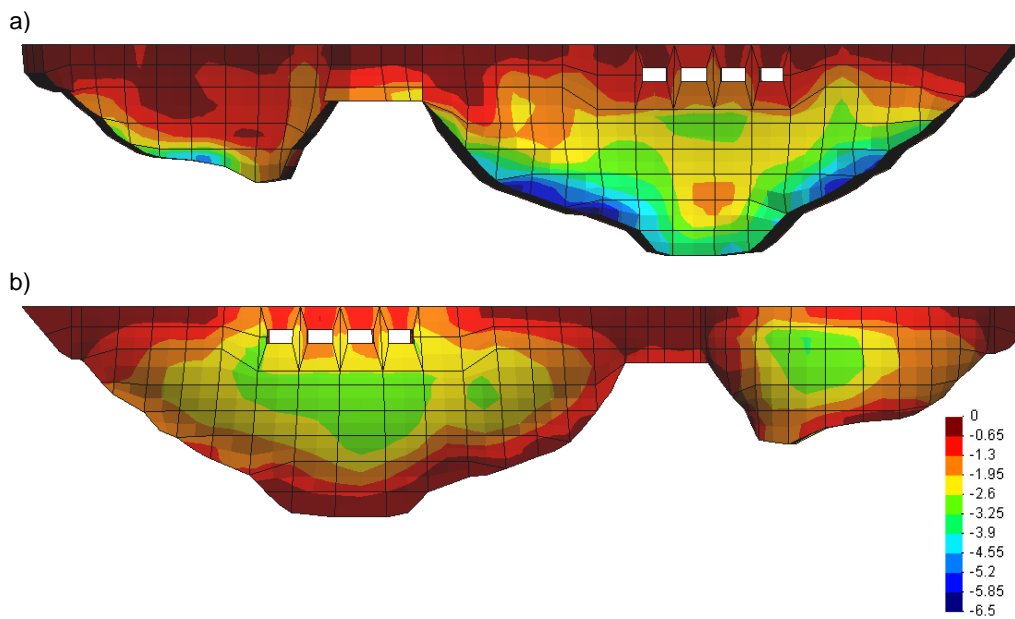


Figura 10: Tensões máximas de compressão nas consolas (MPa): a) Jusante; b) Montante

Relativamente ao SBP, os picos máximos de tracção nas consolas, a montante, situam-se no limite da resistência do betão (3 MPa), sendo de 2,9 MPa na abóbada principal e de 3,2 MPa na secundária. Dada a imprecisão inerente à quantificação da resistência à tracção do betão,

quando submetido a cargas de curta duração, admite-se que poderá ocorrer fissuração horizontal localizada no paramento de montante da abóbada secundária junto à inserção.

4. CONCLUSÕES

Neste trabalho foi analisado, em modelo numérico, o comportamento da barragem da Chicamba, em Moçambique, para acções sísmicas. Foram realizados cálculos em regime elástico e em regime não linear tendo em conta a presença das juntas verticais de contracção das abóbadas. Foi adoptada para o Sismo Máximo de Projecto (SMP) uma aceleração máxima de 0,18g, consistente com a reduzida informação disponível sobre a sismicidade da região. Os resultados para esta acção indicam uma pequena abertura das juntas de contracção durante o sismo e a eventual ocorrência de alguma fendilhação em zonas localizadas das consolas, contudo sem afectar a estabilidade da estrutura. Para o Sismo Base de Projecto (SBP) os cálculos mostram que não há perda da funcionalidade da obra. Este estudo permite concluir que a barragem satisfaz as condições de segurança habitualmente exigidas para este tipo de obras.

5. AGRADECIMENTOS

Os resultados apresentados fazem parte de um estudo relativo à barragem da Chicamba, realizado para o Instituto da Água (INAG), no âmbito do Protocolo Técnico celebrado entre o Governo da República Portuguesa e o Governo da República de Moçambique, na Área de Água e Saneamento.

Agradece-se à Direcção Nacional de Águas (DNA) de Moçambique e à Electricidade de Moçambique (EDM) todo o apoio prestado na realização do trabalho. À Energias de Portugal (EDP) é também devido um agradecimento pela cedência, para consulta, do projecto da barragem da Chicamba.

Os acelerogramas utilizados neste trabalho foram gerados pelo Eng^o Alfredo Campos Costa, do LNEC, cuja colaboração se agradece.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Batista, A.L. – “Análise e interpretação do comportamento observado da barragem da Chicamba (Moçambique)”, *Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas 2006 (JPÉE-2006)*, LNEC, Lisboa, 2006.
- [2] United States Geological Survey - http://neic.usgs.gov/neis/eq_depot/2006/eq_060222_jlca/neic_jlca_w.html
- [3] NPB - *Normas de projecto de barragens*. Anexo à Portaria nº 846/93, Lisboa, 1993.
- [4] RSA – *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Decreto-Lei nº 235/83, Lisboa, 1983.
- [5] ICOLD – *Selecting seismic parameters for large dams – Guidelines*. Boletim nº 72, Paris, 1989.

- [6] Oliveira, C.S. – *Sismologia, sismicidade e risco sísmico. Aplicações a Portugal*. Relatório LNEC, Lisboa, 1977.
- [7] Itasca - *3DEC, 3-Dimensional Distinct Element Code, Version 4.0, User's Manual*. Itasca Consulting Group, Minneapolis, USA, 2006.
- [8] Lemos, J.V. - "Discrete element analysis of dam foundations", em *Distinct Element Modelling in Geomechanics* (eds. Sharma, Saxena & Woods), Balkema, 1999, p. 89-115.