

Avaliação do comportamento sísmico de barragens de betão

R. Faria

Monografías de Ingeniería Sísmica

Editor A. H. Barbat

**Avaliação do comportamento
sísmico de barragens de betão**

R. Faria

CENTRO INTERNACIONAL DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA
Edificio C1, Campus Norte UPC
C/ Gran Capitán, s/n
08034 Barcelona, España.

MONOGRAFÍAS DE INGENIERÍA SÍSMICA
Editor A.H. Barbat

ISSN: 1134-3249

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE BARRAGENS DE BETÃO
Monografía CIMNE IS-31
© El autor

ISBN: 84-89925-28-3
Depósito Legal: B-51916-98

IMPRESO EN ESPAÑA - PRINTED IN SPAIN

ABSTRACT

This monograph is devoted to the numerical evaluation of the seismic performance of concrete dams, with a particular emphasis on arch typology, here represented by the portuguese Alto Lindoso and Foz Côa dams. Koyna gravity dam, located in India, is also studied.

Dam-foundation-reservoir is analysed as a whole, and discretised by the Finite Element Method. Due to the non-linear constitutive behaviour which will be included in the analyses, seismic action will be looked in a deterministic manner, and prescribed according to the accelerograms recorded at the free field. Dynamic equations will be solved in time domain, according to the Hilber-Hughes-Taylor α method. In view of the large scale computations required by dam analysis, a constitutive model founded on the Continuum Damage Mechanics is adopted for the massive concrete; the constitutive model incorporates two scalar damage variables, one for tension or the other for compression. The fundamentals of all these methodologies were presented and described on a previous CIMNE monograph, and will not be detailed here since present monograph is mainly focused on applications.

Owing to the specificity of the seismic action some detail is devoted to the presentation of several numerical prescribing techniques, a subject with capital importance within the context of dynamic analysis of dams, where artificial boundaries located on the rock foundation are simultaneously crossed by the seismic input and should provide radiation damping.

Numerical applications are presented for the described dams, whose non-linear behaviour on limit scenarios and ultimate strength mechanisms are analysed and discussed. Special attention is devoted to the change on the static safety level of those dams due to the previous occurrence of intense earthquakes, a criterion which has been selected for the deterministic characterisation of the seismic safety of Koyna gravity dam and of Alto Lindoso and Foz Côa arch dams.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. ORGANIZAÇÃO EM CAPÍTULOS	1
1.3. REFERÊNCIAS	3

CAPÍTULO 2 – PRESCRIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

2.1. GERAÇÃO DE SISMOS ARTIFICIAIS	5
2.2. MODALIDADES DE PRESCRIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA	8
2.2.1 Prescrição de uma onda em velocidades	8
2.2.2 Prescrição de movimentos nos apoios	9
2.2.3 Aplicação do princípio de d'Alembert	10
2.2.4 Equilíbrio dinâmico expresso em função do movimento registado em regime de 'free-field'	11
2.3. ANÁLISE COMPARATIVA DAS DIFERENTES MODALIDADES DE PRESCRIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA	15
2.3.1 Aplicações 2D: barragem gravidade de Koyna	15
2.3.2 Aplicações 3D: barragem abóbada do Alto Lindoso	18
2.4. REFERÊNCIAS	20

CAPÍTULO 3 – COMPORTAMENTO SOB ACÇÕES ESTÁTICAS

3.1. CENÁRIOS DE ROTURA	23
3.1.1 Aspectos gerais	23
3.1.2 Índices de dano	25

3.2. COMPORTAMENTO ESTÁTICO DA BARRAGEM GRAVIDADE DE KOYNA	26
3.2.1 Aspectos gerais	26
3.2.2 Cenário $\lambda(g+H)$	27
3.2.3 Cenário $g+\lambda H$	28
3.3. COMPORTAMENTO ESTÁTICO DA ABÓBADA DO ALTO LINDOSO	30
3.3.1 Aspectos gerais	30
3.3.2 Cenário $\lambda(g+H)$	33
3.3.3 Cenário $g+\lambda H$	39
3.4. COMPORTAMENTO ESTÁTICO DA ABÓBADA DE FOZ CÔA	40
3.4.1 Aspectos gerais	40
3.4.2 Cenário $\lambda(g+H)$	41
3.4.3 Cenário $g+\lambda H$	42
3.5. REFERÊNCIAS	43

CAPÍTULO 4 – COMPORTAMENTO SÍSMICO

4.1. INTRODUÇÃO	45
4.2. ANÁLISE TIPO PARA AVALIAÇÃO DO EFEITO DA ACÇÃO SÍSMICA	46
4.2.1 Considerações gerais	46
4.2.2 Sequência de cálculos	46
4.2.3 Acção sísmica	48
4.2.4 Simulação dos domínios sólido e líquido	48
4.3. COMPORTAMENTO SÍSMICO DA BARRAGEM GRAVIDADE DE KOYNA	49
4.3.1 Acção sísmica moderada	49
4.3.2 Acções sísmicas intensas	55
4.3.2.1 Comportamento dinâmico	55
4.3.2.2 Simulação de cenários de colapso estático após sismos intensos	60
4.3.2.2.1 Cenário $\lambda(g+H)$	60

4.3.2.2.2 Cenário $g+\lambda H$	61
4.4. COMPORTAMENTO SÍSMICO DA ABÓBADA DO ALTO LINDOSO	63
4.4.1 Acção sísmica moderada	63
4.4.2 Acções sísmicas intensas	66
4.4.2.1 Comportamento dinâmico	66
4.4.2.2 Cenário $\lambda(g+H)$ após sismos intensos	72
4.5. COMPORTAMENTO SÍSMICO DA ABÓBADA DE FOZ CÔA	76
4.5.1 Acção sísmica moderada	76
4.5.2 Acções sísmicas intensas	78
4.5.2.1 Comportamento dinâmico	78
4.5.2.2 Cenário $\lambda(g+H)$ após sismos intensos	80
4.6. SENSIBILIDADE DAS BARRAGENS ABÓBADA A ALGUNS ASPECTOS DA MODELAÇÃO	81
4.6.1 Considerações gerais	81
4.6.2 Comportamento viscoso do betão: efeito da velocidade de carga	82
4.6.3 Actualização da matriz de amortecimento material	84
4.6.4 Influência do maciço de fundação	84
4.7. COMENTÁRIO ÀS METODOLOGIAS UTILIZADAS	86
4.8. REFERÊNCIAS	87

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Em todo o mundo, mas sobretudo nos EUA, é elevado o número de grandes barragens de betão em funcionamento, apesar de construídas anteriormente a 1940. Tendo em consideração que os conhecimentos dos projectistas sobre o comportamento dinâmico destas importantes estruturas eram à época relativamente rudimentares ou mesmo inexistentes, compreende-se o interesse que as autoridades públicas dos países de maior susceptibilidade sísmica têm vindo a dedicar à reavaliação da correspondente segurança à luz das mais recentes contribuições da Engenharia Sísmica.

Neste contexto, e na sequência de outras publicações de idêntico pendor^{1,2,4}, o presente trabalho visa ilustrar as potencialidades das ferramentas de análise numérica descritas na monografia³ “*Metodologias para o Cálculo Sísmico Não-Linear de Barragens de Betão*”, caracterizando assim as situações em que aquelas podem constituir um eficiente instrumento de previsão do comportamento sísmico de um sistema tão complexo como a barragem-fundação-albufeira. Para elevadas intensidades sísmicas são de esperar marcadas manifestações de comportamento constitutivo não-linear por parte dos materiais, pelo que aquelas metodologias foram previstas por forma a satisfazer este importante requisito.

Através de exemplos práticos adequadamente seleccionados procurar-se-á evidenciar como um algoritmo desenvolvido por forma a incorporar aquelas capacidades numéricas pode fornecer indicações sobre a situação de uma barragem após um sismo intenso, constituindo-se desta forma um precioso auxiliar na decisão de medidas de intervenção, como sejam a redução do nível máximo de armazenamento, ou mesmo de colocação fora de serviço das barragens que não ofereçam as condições mínimas de segurança.

Uma particular ênfase será dedicada à análise das barragens abóbada, que na bibliografia da especialidade têm sido alvo de uma abordagem menos intensiva do que as barragens gravidade, procurando caracterizar a ordem de grandeza da respectiva segurança sísmica, e fundamentar o seu excelente comportamento num grande número de situações reais em que estiveram sujeitas a sismos muito intensos. A tipologia de gravidade será, em todo o caso, igualmente objecto de tratamento e análise.

1.2. ORGANIZAÇÃO EM CAPÍTULOS

Na presente monografia o leitor encontrará preferencialmente aplicações de índole prática envolvendo três barragens de betão. O particularmente amplo conjunto de ferramentas de tipo numérico que é requerido para avaliação do comportamento sísmico de barragens de betão foi descrito na monografia (3), onde se apresentaram as equações fundamentais de equilíbrio estático e dinâmico, se descreveu o modelo constitutivo

baseado na Mecânica de Dano Contínuo preconizado para o betão, e se detalharam as metodologias de simulação das diferentes formas de amortecimento (algorítmico, material e por radiação), bem como as diferentes possibilidades de abordagem da problemática da interacção sólido-líquido. Assim, e à excepção da temática relacionada com a prescrição da acção sísmica, que pela sua especificidade será detalhada no Capítulo 2 da presente monografia, aquelas ferramentas numéricas serão invocadas de forma sumária, sendo o leitor remetido para a referência (3) na eventualidade de pretender informações mais aprofundadas.

De um ponto de vista organizativo a presente monografia encontra-se estruturada em 4 capítulos, dos quais o primeiro corresponde à presente introdução.

O Capítulo 2 é integralmente dedicado à abordagem de diversas técnicas de imposição da acção sísmica, deixando de lado, porém, a problemática da sua génese e propagação. Neste contexto, e tendo em vista o teor das aplicações não-lineares que se pretendem realizar no Capítulo 4, o sismo é encarado como uma acção de natureza determinística, caracterizada por séries cronológicas de movimentos do terreno, supostas conhecidas ou geradas artificialmente. Para o efeito procedeu-se à geração de um sismo artificial compatível com um espectro de potência pré-definido, que será utilizado no Capítulo 4 mediante apropriados escalamentos das correspondentes amplitudes. A parte mais significativa do Capítulo 2 é dedicada à apresentação e discussão de diferentes alternativas numéricas de imposição da acção sísmica, tendo em linha de conta a especificidade das estruturas cuja análise é pretendida. A este respeito salienta-se o facto de as barragens serem frequentemente estudadas em ligação com maciços de fundação de grandes dimensões, cuja fronteira inferior está localizada a grande profundidade, e portanto muito afastada da superfície livre do terreno para a qual são determinados (ou previstos) os registos dos movimentos sísmicos. Duas das modalidades de imposição da acção sísmica que serão referidas são bastante clássicas: a prescrição de movimentos nos apoios e a decorrente da aplicação do princípio de d'Alembert. Como técnicas mais vocacionadas para a análise conjunta de barragens e correspondentes maciços de fundação, e que não colidem com a consideração nestes últimos de fronteiras transparentes, destacam-se: (i) a decorrente da possibilidade de prescrição de uma onda sísmica em velocidades nas fronteiras do maciço, através dos amortecedores aí colocados para simulação da condição de radiação ou (ii) a manipulação das equações de equilíbrio dinâmico do conjunto barragem-fundação por forma a fazer intervir directamente no vector solicitação o movimento sísmico registado à superfície do terreno, em regime de 'free-field'. Alguns exemplos de aplicação ilustram o desempenho destas técnicas.

As aplicações não-lineares da presente monografia iniciam-se no Capítulo 3, com a simulação de dois cenários de colapso estático em barragens de betão. O primeiro daqueles cenários, em que se procede à majoração simultânea do peso próprio e do impulso hidrostático até a obtenção da rotura, é desde há muito utilizado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (Lisboa, Portugal) como forma de, por via indirecta, avaliar a segurança da barragem relativamente a um cenário compreendendo uma degradação progressiva e uniforme das resistências do betão. O segundo cenário pressupõe a majoração do impulso hidrostático até à obtenção da rotura, mantendo constante o peso próprio do betão, numa simulação análoga à convencionalmente utilizada em estruturas de suporte de terras. As aplicações são efectuadas primeiramente para a tipologia gravidade, representada pela barragem de Koyna (Índia), e seguidamente para as barragens abóbada do Alto Lindoso e de Foz Côa (Portugal), com o objectivo de obter informação relevante que

permitirá aferir o efeito dos sismos intensos que serão considerados no Capítulo 4. O comportamento daquelas barragens é acompanhado até à eminência do colapso, situação limite analisada com base nas distribuições das variáveis de dano associadas ao modelo constitutivo do betão, que permitem uma sugestiva caracterização das zonas da estrutura em que ocorre fissuração por tracção e degradação por compressão. Com base nesta informação procede-se à discussão dos mecanismos de rotura. Nas situações julgadas convenientes são ainda apresentadas as configurações da deformada estrutural bem como as correspondentes tensões principais, que facilitam a interpretação das alterações ocorridas em cada barragem na proximidade do colapso.

No Capítulo 4 são apresentadas as aplicações que constituem o objectivo preferencial da presente monografia, relacionadas com a avaliação do comportamento sísmico das barragens de betão anteriormente referidas, dos tipos gravidade e abóbada. O capítulo é iniciado com a descrição da metodologia preconizada para uma avaliação determinística da segurança face à acção sísmica, fundamentada na repetição das simulações dos cenários de colapso estático considerados no Capítulo 3, mas tendo em consideração os danos produzidos na estrutura durante o sismo. A estratégia para realização deste tipo de análises pressupõe a condução de um conjunto encadeado de cálculos estáticos e dinâmicos, dos quais o primeiro corresponde à aplicação do peso próprio e do impulso hidrostático (situação estática de serviço), o segundo à fase de actuação do sismo, e o terceiro à subsequente simulação do cenário de colapso estático seleccionado. Estas fases de cálculo transmitem entre si toda a informação pertinente, por forma a assegurar a memorização de todas as variáveis relevantes para controlo do estado da estrutura, nomeadamente as relacionadas com os danos de tracção e de compressão ocorridos no betão. Da comparação do comportamento evidenciado no cenário de colapso estático simulado após o sismo com o registado no Capítulo 3 (sem sismo) extraem-se algumas conclusões sobre a incidência no comportamento da barragem de uma dada intensidade sísmica. Cada barragem será primeiramente analisada considerando um sismo relativamente moderado, com 0.25g de aceleração de pico, que permitirá caracterizar o tipo de avarias expectáveis para um nível de intensidade da acção alcançável em regiões de apreciável risco sísmico. Em seguida as barragens de Koyna, do Alto Lindoso e de Foz Côa serão submetidas à acção de sismos progressivamente mais intensos, até serem atingidas acelerações de pico excepcionalmente elevadas, da ordem de 3-4g, susceptíveis de interferirem na correspondente segurança face aos cenários de colapso estático simulados após o sismo. A partir da informação proporcionada pelo modelo constitutivo, fundamentalmente sob a forma de sugestivas representações da distribuição na estrutura das variáveis de dano que caracterizam o estado de degradação do betão, é efectuada a interpretação do comportamento daquelas barragens.

1.3. REFERÊNCIAS

1. Câmara, R.J. (1992) - Comportamento Sísmico do Conjunto Barragem Abóbada-Fundação-Albufeira. Avaliação da Segurança para Cenários de Rotura - *Tese de Doutoramento em Engenharia Civil*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
2. Faria, R. (1994) - Avaliação do Comportamento Sísmico de Barragens de Betão Através de um Modelo de Dano Contínuo - *Tese de Doutoramento*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

3. Faria, R. (1998) – Metodologias para o Cálculo Sísmico Não-Linear de Barragens de Betão – *Monografia CIMNE IS-29*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona, España.
4. Galindo, M. (1993) - Una Metodología para el Análisis Numérico del Comportamiento Resistente No Lineal de Presas de Hormigón Bajo Cargas Estáticas y Dinámicas - *Tesis Doctoral*, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.

Capítulo 2

PRESCRIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

2.1. GERAÇÃO DE SISMOS ARTIFICIAIS

Os cálculos sísmicos não-lineares que constituem o objecto do Capítulo 4 requerem a utilização de séries cronológicas que traduzam a história dos movimentos do terreno, sob a forma de registos de deslocamentos, de velocidades ou de acelerações. Estes podem reportar-se a sismos reais, ou decorrerem da geração de séries artificiais.

A primeira via, por recorrer a sismos reais, revela-se de grande interesse nas situações em que se disponha de acelerogramas de sismos verdadeiros, registados na proximidade do local da barragem. Esta situação geralmente só ocorre após a construção, uma vez que a instrumentação de controlo destas estruturas contempla, em zonas com apreciável susceptibilidade sísmica, a colocação de sismógrafos.

Sendo praticamente impossível o conhecimento *a priori* de registos dos sismos que se virão realmente a verificar no local da construção, na fase de projecto de uma grande barragem pode ser preferível o recurso a séries cronológicas geradas artificialmente. Desta forma podem obter-se vários registos com aparência distinta mas encerrando determinadas características básicas comuns – como sejam a duração, a aceleração de pico e as curvas espectrais –, em concordância com uma dada acção sísmica pré-estabelecida a partir de um estudo da sismicidade do local da construção, ou com base em espectros de potência regulamentares.

Na presente monografia os registos sísmicos foram obtidos a partir de séries cronológicas de acelerações no terreno, \ddot{u}_g , geradas artificialmente com base na expressão

$$\ddot{u}_g(t) = \sum_{i=1}^n A_i \sin(\omega_i t + \phi_i) \quad (1)$$

Desta forma o movimento do terreno é decomposto em n contribuições sinusoidais de frequências ω_i , igualmente espaçadas de $\Delta\omega$ num intervalo pré-definido, sendo os ângulos de fase ϕ_i atribuídos a partir de números aleatórios, uniformemente distribuídos entre 0 e 2π . No caso de a acção sísmica ser definida a partir de um espectro de potência, $S(\omega)$, cada amplitude A_i pode ser determinada atendendo a que, por definição, o valor quadrático médio associado à componente sinusoidal da aceleração com período $T_i = 2\pi / \omega_i$ é $A_i^2 / 2$, quando avaliado no intervalo $-T_i/2 < t < T_i/2$. Por sua vez esta quantidade é identificável² com a área da função densidade espectral de potência em correspondência com ω_i , isto é,

$$A_i^2 / 2 = \int_{\omega_i - \Delta\omega/2}^{\omega_i + \Delta\omega/2} S(\omega) d\omega \quad (2)$$

Subdividindo o espectro de potência em intervalos de largura $\Delta\omega$, a amplitude associada a cada frequência central ω_i pode então ser determinada de acordo com a expressão

$$A_i = \sqrt{2 \int_{\omega_i - \Delta\omega/2}^{\omega_i + \Delta\omega/2} S(\omega) d\omega} \cong \sqrt{2 S(\omega_i) \Delta\omega} \quad (3)$$

No presente trabalho a acção sísmica foi definida com base nos espectros de potência especificados no RSAEEP¹⁶ para a zona de Portugal de intensidade sísmica máxima. Por outro lado, e atendendo à natureza dos maciços de fundação sobre os quais são construídas as barragens de betão, o espectro de potência seleccionado corresponde a um terreno rochoso.

A partir da análise das frequências tipicamente registadas em barragens de betão³⁻⁶ é imediato concluir que em cálculo elástico a acção sísmica classificada de tipo 1 no RSAEEP, correspondente a um sismo com uma duração de 10s e um conteúdo rico em frequências elevadas, é geralmente mais condicionante do que a acção sísmica tipo 2, correspondente a um sismo com uma duração de 30s mas um conteúdo rico em frequências mais baixas do que a acção sísmica tipo 1. Por este motivo a acção sísmica tipo 1 definida pelo espectro de potência indicado na Figura 1 constituirá a referência para a geração dos acelerogramas que serão utilizados nas aplicações da presente monografia.

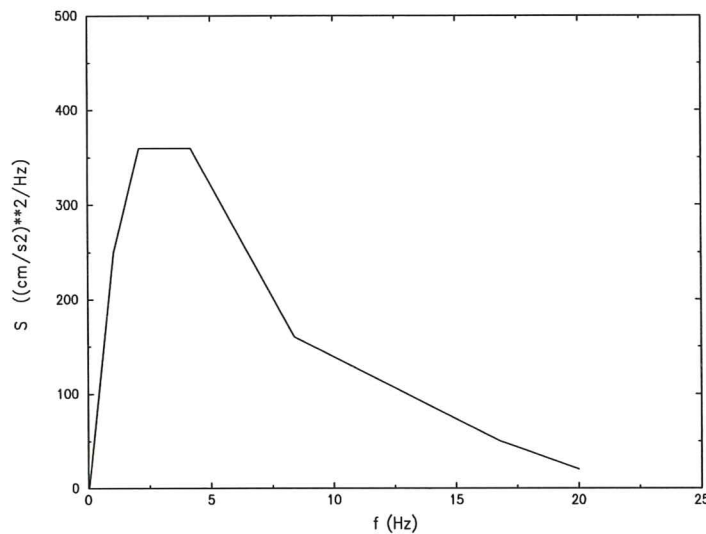


Figura 1 - Espectro de potência.

Observe-se, desde já, que se bem que a sismicidade induzida pelo enchimento da albufeira torne muito plausível a ocorrência de sismos a pequena distância focal, como os referentes à acção sísmica tipo 1, o procedimento que no Capítulo 4 irá ser adoptado para agravamento da acção sísmica, consistindo no escalamento das séries cronológicas sem modificação do respectivo conteúdo em frequências, conduzirá à utilização de registos com acelerações de pico superiores à aceleração gravítica, mais próprios de sismos com elevadas magnitudes, como as correspondentes à acção sísmica tipo 2.

Por outro lado é razoável admitir que sismos com duração de 30s, como na acção tipo 2, possam conduzir, para a mesma aceleração de pico, a danos mais elevados do que os

correspondentes às séries de 10s aqui consideradas. No entanto, e do ponto de vista dos objectivos algo qualitativos que se pretendem alcançar, é de certa forma irrelevante o tipo particular de sismo a ser seleccionado, pois como oportunamente se observará não se registarão colapsos para acelerações de pico verosímeis, sendo necessário considerar amplificações quase irrealistas da acção sísmica para notar alterações no comportamento estrutural com algum significado. Neste sentido qualitativo a realização de análises com a acção sísmica tipo 2, além de computacionalmente mais dispendiosa por envolver uma duração tripla da que foi considerada, não acrescentaria nada de substancialmente diferente do que será notado sob a acção sísmica tipo 1, pois em qualquer dos casos com o modelo utilizado só se chegariam a registar colapsos para níveis da acção sísmica verdadeiramente catastróficos.

Considerações análogas poderiam ser invocadas relativamente à representatividade do registo-base utilizado: as análises irão ser efectuadas para acelerações de pico tão elevadas que se torna irrelevante o registo sísmico particular a ser empregue, sendo na verdade qualquer deles 'não representativo', dada a impossibilidade de se proceder a uma correcta caracterização da acção para valores da magnitude que, de forma tão drástica, excederão os observados na realidade. Neste contexto é importante referir que será inclusivamente ultrapassado o próprio conceito de 'Maximum Credible Earthquake' utilizado pelo ICOLD¹¹ para referenciar o máximo sismo expectável durante o período de vida útil da barragem, por verdadeiramente se revelar inadequado o qualificativo de 'expectável', face às acelerações de pico que chegarão a ser alcançadas na tentativa de detecção de cenários de rotura.

Na Figura 2 pode encontrar-se o acelerograma utilizado, de 10s de duração, gerado artificialmente em concordância com a acção sísmica tipo 1 representada na Figura 1. A série cronológica correspondente foi obtida a partir de um algoritmo em que se procedeu à denominada 'correção da linha de base' da série gerada, por forma a assegurar valores nulos para o deslocamento, velocidade e aceleração no final do sismo. Além disso nas fases inicial e final da série artificial as acelerações foram modificadas através de funções modeladoras determinísticas, com vista a obter uma melhor aproximação dos correspondentes regimes transitórios aos observados em sismos reais.

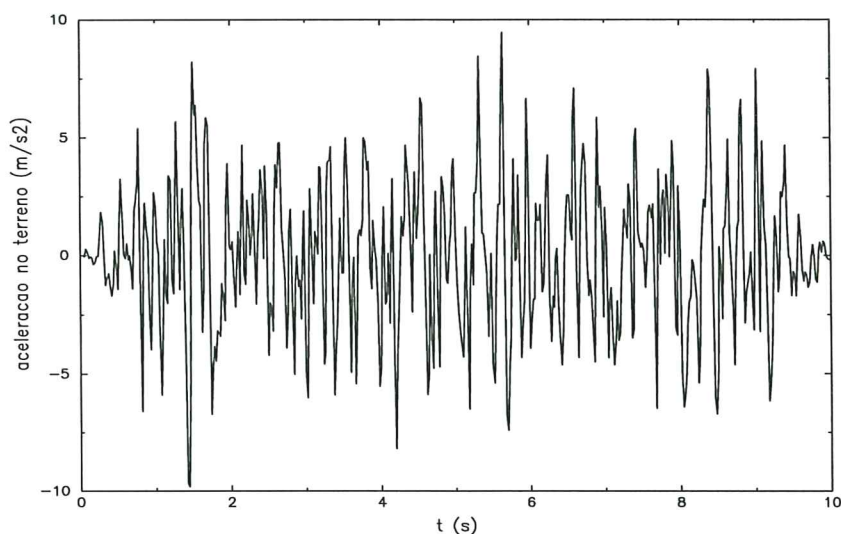


Figura 2 - Sismo-base considerado.

2.2. MODALIDADES DE PRESCRIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

Depois de seleccionada uma série cronológica para caracterização do movimento sísmico no local de construção da estrutura, o analista vê-se então confrontado com a necessidade de traduzir adequadamente o seu efeito no sistema de equações de equilíbrio dinâmico, dando origem a um tipo de sollicitação muito peculiar. De um ponto de vista numérico diferentes modalidades de imposição da acção sísmica foram consideradas no presente trabalho, a cuja descrição serão dedicados os parágrafos seguintes.

2.2.1 Prescrição de uma onda em velocidades

Com referência ao conjunto barragem-fundação esquematizado na Figura 3, no qual $\Gamma_{r,i}$ designa a fronteira de radiação em cujos nós b é imposta uma onda sísmica descrita por um velocigrama \dot{u}_b , o sistema de equações de equilíbrio dinâmico correspondente a esta modalidade de imposição da acção sísmica é

$$M \ddot{a} + (C + C_r) \dot{a} + k(a) = 2 C_r \underline{1} \dot{u}_b \quad (4)$$

Nesta equação, decorrente da expressão (205) apresentada na monografia (7), C_r designa a matriz de amortecimento que modela a condição de radiação em Γ_r , fronteira do maciço rochoso. M e C assinalam, respectivamente, as matrizes de massa e de amortecimento material a aplicar ao conjunto barragem-fundação, enquanto que $k(a)$ corresponde ao vector das forças resistentes internas, termo de rigidez assim descrito para atender à possibilidade de ocorrência de comportamento materialmente não-linear no corpo de betão da barragem. Os vectores a , \dot{a} e \ddot{a} assinalam, respectivamente, os deslocamentos, as velocidades e as acelerações nodais do conjunto.

Na definição do vector sollicitação aparece envolvido o vector $\underline{1}$, com a mesma dimensão de a , por intermédio do qual são especificados os nós em que a acção sísmica é prescrita, e é igualmente indicada a correspondente direcção de actuação. Na situação esquematizada na Figura 3, em que a acção sísmica tem direcção horizontal e é imposta através da fronteira Γ_r , o vector $\underline{1}$ teria componentes unitárias na direcção montante-jusante mas apenas nas posições reservadas aos nós b , sendo nulas as restantes componentes. Neste tipo de aplicações as fronteiras laterais Γ_r são distinguidas da fronteira inferior Γ_r , uma vez que aquelas asseguram unicamente condições de radiação, enquanto que nesta última está prevista não só uma condição de radiação relativamente às ondas que tendem a escapar-se do domínio discretizado, como ainda a imposição do movimento sísmico \dot{u}_b .

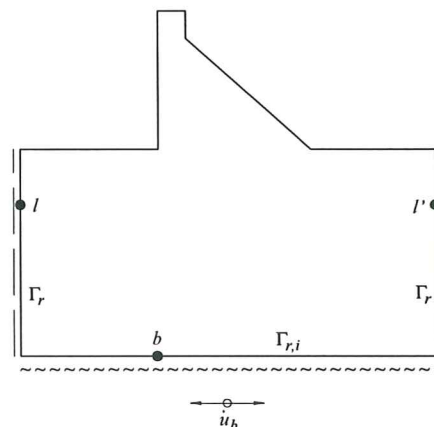


Figura 3 - Prescrição de uma onda em velocidades.

Esta técnica de prescrição de uma onda sísmica em velocidades tem evidente semelhança conceptual com as metodologias que privilegiam a abordagem do movimento sísmico como conjuntos de ondas P, S, de Rayleigh e de Love propagando-se em meios elásticos^{13,14,17,18}. Proposta por Oliver e seus colaboradores^{1,8}, a modalidade de imposição

da acção sísmica descrita tem vindo a ser utilizada adoptando para C_r a matriz de amortecimento correspondente à simulação da condição de radiação perfeita exposta na referência (7). A fim de melhorar as condições de representação da onda plana imposta, geralmente associada a movimentos de partículas na direcção montante-jusante, os nós l e l' da Figura 3 são tornados solidários mediante a consideração de uma ligação elástica muito rígida. Deste modo aqueles nós passam a ter iguais deslocamentos, velocidades e acelerações, satisfazendo uma *condição de repetitividade* que permite reduzir a tendência de ‘encurvamento’ da frente da onda, observável no decurso da propagação desta no sentido ascendente, através do maciço de fundação.

No caso de a onda sísmica integrar componentes de movimento com velocidades não nulas em várias direcções coordenadas – situação correspondente, por exemplo, a uma incidência oblíqua relativamente à fronteira Γ , –, a equação (4) é facilmente generalizável, sendo apenas necessário que no segundo membro sejam consideradas tantas contribuições quantas as direcções pertinentes. Na prática esta situação pode ser traduzida mediante a substituição do vector $\underline{1}$ pela matriz $\underline{\underline{1}}$, a qual passará a integrar, em coluna, as variantes daquele vector referentes a cada uma das direcções coordenadas. Concomitantemente o velocigrama é substituído pelo vector $\underline{\dot{u}}_b$, que descreverá as componentes cartesianas da velocidade da onda imposta. Assim a acção sísmica passará a ser definida pelo seguinte vector, que igualmente corresponderá ao segundo membro da expressão (4)

$$f(t) = 2 C_r \underline{\underline{1}} \underline{\dot{u}}_b \quad (5)$$

Finalmente, e de acordo com a formulação de C_r que é referida na monografia (7), à definição desta matriz está subjacente a hipótese de comportamento elástico do meio de propagação das ondas, pelo que no mínimo os elementos finitos que contactam com as fronteiras Γ_r e $\Gamma_{r,i}$ terão de satisfazer esta restrição do ponto de vista constitutivo.

2.2.2 Prescrição de movimentos nos apoios

Uma vez que a incidência do fenómeno sísmico numa estrutura resulta fundamentalmente da transmissão de movimentos às ligações desta ao maciço de fundação, a forma mais directa de prescrição da acção sísmica é através de assentamentos de apoio, o que obviamente pressupõe o conhecimento da evolução temporal do vector \underline{u}_g^\dagger , que descreve o movimento de todos os nós g pertencentes ao contorno Γ_{u_g} da Figura 4.

Designando por \underline{a}_E o vector de deslocamentos nos nós E da estrutura (ver Figura 4), as equações de equilíbrio dinâmico podem ser expressas de acordo com a igualdade

$$\begin{bmatrix} M_{EE} & M_{Eg} \\ M_{gE} & M_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \underline{\ddot{u}}_E \\ \underline{\ddot{u}}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{EE} & C_{Eg} \\ C_{gE} & C_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \underline{\dot{u}}_E \\ \underline{\dot{u}}_g \end{Bmatrix} + k \begin{Bmatrix} \underline{a}_E \\ \underline{u}_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (6)$$

Nas aplicações numéricas é suficiente prescrever directamente o movimento \underline{u}_g , uma vez que os vectores $\underline{\dot{u}}_g$ e $\underline{\ddot{u}}_g$ são trivialmente especificados no sistema de equações pelo

[†] Não confundir com o vector \underline{u}_g , que adiante será utilizado para caracterizar as componentes cartesianas da translação da base da estrutura, determinada por um movimento sísmico uniforme no terreno.

algoritmo de integração no domínio do tempo, dadas as relações de dependência que existem entre os vectores que expressam os deslocamentos, as velocidades e as acelerações nos nós da discretização espacial.

Observe-se que esta modalidade de prescrição da acção sísmica não contém nenhuma limitação relativamente ao comportamento constitutivo dos materiais, o que a torna atractiva desde que o movimento dos nós de ligação ao exterior seja conhecido. Como inconveniente importante assinala-se o facto de Γ_{u_g} constituir uma fronteira opaca, isto é, as ondas provenientes do interior da discretização reflectir-se-ão nos apoios g , nos quais não pode ser prevista qualquer condição de radiação.

Na hipótese de comportamento constitutivo linear e elástico o sistema de equações (6) é habitualmente escrito de outra forma, com vista a isolar no segundo membro os termos que dizem respeito à acção sísmica. Suprimindo o segundo conjunto de equações, referente aos nós de apoio, obter-se-ia então:

$$\mathbf{M}_{EE} \ddot{\mathbf{a}}_E + \mathbf{C}_{EE} \dot{\mathbf{a}}_E + \mathbf{K}_{0_{EE}} \mathbf{a}_E = - \mathbf{M}_{Eg} \ddot{\mathbf{u}}_g - \mathbf{C}_{Eg} \dot{\mathbf{u}}_g - \mathbf{K}_{0_{Eg}} \mathbf{u}_g \quad (7)$$

Para as situações que envolvam comportamentos constitutivos quaisquer o sistema de equações (6) poderá ser aplicado em forma directa, uma vez que a generalidade dos algoritmos não-lineares contempla, entre as diferentes modalidades de aplicação incremental de solicitações exteriores, as transformações necessárias para a prescrição incremental de assentamentos de apoio.

2.2.3 Aplicação do princípio de d'Alembert

Uma modalidade de imposição da acção sísmica de utilização bastante generalizada decorre do facto de o movimento sísmico determinar na estrutura um movimento total, \mathbf{a} , que envolve uma componente de translação da base, \mathbf{u}_g , e uma deformada propriamente dita, $\tilde{\mathbf{a}}$, a qual traduz o movimento dinâmico relativamente à base. Definindo uma matriz de influência pseudo-estática, \mathbf{r} , de tal modo que $\mathbf{r}\mathbf{u}_g$ expresse o movimento de corpo rígido introduzido na estrutura pela translação da base, conclui-se então que

$$\mathbf{a} = \tilde{\mathbf{a}} + \mathbf{r}\mathbf{u}_g \quad (8a)$$

$$\dot{\mathbf{a}} = \dot{\tilde{\mathbf{a}}} + \mathbf{r}\dot{\mathbf{u}}_g \quad (8b)$$

$$\ddot{\mathbf{a}} = \ddot{\tilde{\mathbf{a}}} + \mathbf{r}\ddot{\mathbf{u}}_g \quad (8c)$$

pelo que o sistema de equações de equilíbrio dinâmico pode ser escrito na forma

$$\mathbf{M}\ddot{\tilde{\mathbf{a}}} + \mathbf{C}\dot{\tilde{\mathbf{a}}} + \mathbf{k}(\tilde{\mathbf{a}}) = - \mathbf{M}\mathbf{r}\ddot{\mathbf{u}}_g - \mathbf{C}\mathbf{r}\dot{\mathbf{u}}_g - \mathbf{k}(\mathbf{r}\mathbf{u}_g) \quad (9)$$

Uma vez que $\mathbf{r}\mathbf{u}_g$ traduz o movimento pseudo-estático decorrente da translação da base da estrutura, a última parcela do segundo membro desta equação é nula. No caso de a matriz de amortecimento ser proporcional à matriz de rigidez a parcela $\mathbf{C}\mathbf{r}\dot{\mathbf{u}}_g$ poderá ser igualmente eliminada do vector solicitação, situação em que a expressão (9) se converte em

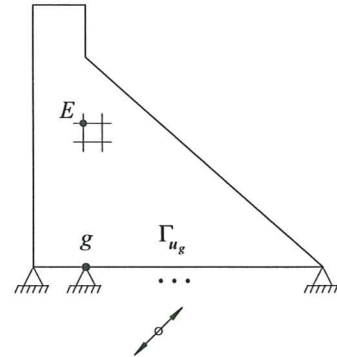


Figura 4 - Prescrição de movimentos nos apoios.

$$M\ddot{\tilde{a}} + C\dot{\tilde{a}} + k(\tilde{a}) = -Mr\ddot{u}_g \quad (10)$$

sendo então a deformada da estrutura descrita apenas à custa da componente dinâmica ou relativa \tilde{a} . Esta expressão resultou duma utilização directa do princípio de d'Alembert², pois as forças de inércia dependem da aceleração total dos nós da estrutura, ao contrário das forças resistentes internas e em certas condições das forças de amortecimento, que só são afectadas pela componente relativa do movimento.

Para uma matriz de amortecimento genérica, nomeadamente nas situações em que C envolve contribuições devidas ao amortecimento por radiação, a expressão (10) deixa de ser aplicável, sendo então substituída pela seguinte equação de equilíbrio dinâmico,

$$M\ddot{\tilde{a}} + C\dot{\tilde{a}} + k(\tilde{a}) = -Mr\ddot{u}_g - Cr\dot{u}_g \quad (11)$$

de aplicação mais geral, e decorrente de (9). Observe-se que a utilização da decomposição expressa nas definições (8a-c) possibilita que o movimento de translação determinado pelo sismo seja isolado no segundo membro das equações de equilíbrio dinâmico (10) e (11), constituindo-se então um vector solicitação perfeitamente definido em cada instante, motivo pelo qual se torna bastante atractivo o emprego desta modalidade de imposição da acção sísmica. Em todo o caso aquela decomposição pressupõe a existência de uma base apoiada, tal como na modalidade de prescrição da acção sísmica anteriormente descrita. Este condicionamento dá então origem a uma fronteira opaca, circunstância que pode revelar-se inconveniente por impedir a dissipação de energia por radiação através do contorno Γ_{u_g} , tornando inevitável o aparecimento de reflexões de ondas.

2.2.4 Equilíbrio dinâmico expresso em função do movimento registado em regime de 'free-field'

A modelação conjunta de uma barragem e de um volume apreciável do respectivo maciço de fundação suscita imediatamente a questão relativa à correcta caracterização da acção sísmica em profundidade, porquanto os registos supostos como conhecidos para o movimento sísmico são, em geral, válidos unicamente à superfície do terreno, não sendo directamente aplicáveis no interior do maciço quando reflectam importantes modificações e amplificações determinadas por condições específicas de propagação.

O presente problema pode ser solucionado recorrendo a uma análise de desconvolução ('deconvolution analysis', na bibliografia inglesa da especialidade), com a qual se procede a um estudo dinâmico prévio do maciço de fundação considerando em ordem inversa as equações de propagação das diferentes ondas, o que permite determinar, para os nós b da base do maciço representado na Figura 5, um sinal \ddot{u}_b em concordância com o movimento sísmico \ddot{u}_g suposto conhecido nos pontos g da superfície (anteriormente à construção da barragem). Esta estratégia, contudo, envolve algumas hipóteses limitativas quanto à

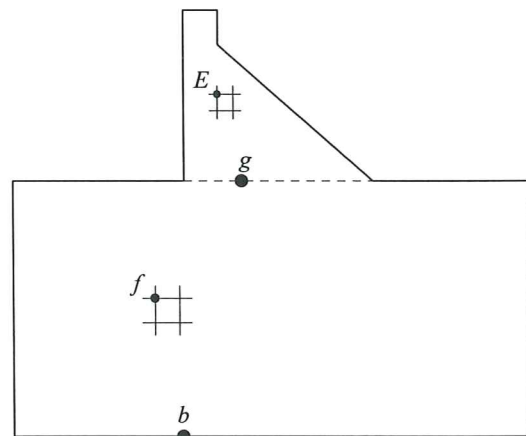


Figura 5 - Diferentes nós da discretização.

natureza e direcção de propagação das ondas sísmicas, revelando-se de aplicação incómoda na abordagem de casos concretos, pois uma simples modificação das dimensões do maciço abrangido pela discretização é suficiente para que uma análise específica tenha de ser previamente efectuada para a fundação rochosa, recorrendo para o efeito a algoritmos computacionais de utilização bastante restrita¹⁵.

A metodologia que seguidamente será apresentada fundamenta-se num procedimento sugerido na referência (2), na base do qual as equações de equilíbrio do sistema são escritas directamente em função dos registos sísmicos obtidos à superfície do maciço, anteriormente à construção da barragem – situação usualmente referida como ‘free-field’. Este foi igualmente o procedimento adoptado nas referências (5,6,9,12), uma vez que possibilita o estudo sísmico do sistema barragem-fundação num único cálculo, no qual a acção sísmica é traduzida de um modo coerente, sem amplificações irrealistas, conduzindo além disso, e segundo Léger e Boughoufalah¹⁵, a resultados comparáveis aos obtidos mediante a consideração de uma análise de desconvolução.

A fim de estabelecer a expressão geral do problema que se pretende analisar, os diferentes nós do conjunto barragem-fundação indicado na Figura 5 irão ser subdivididos em 4 grupos, sendo as respectivas entidades identificadas de acordo com os seguintes índices:

- (\cdot)_{*b*} - referente aos nós *b* situados no contorno que limita o maciço de fundação, nos quais é imposto o movimento sísmico \underline{u}_b ;
- (\cdot)_{*g*} - associado aos nós *g* pertencentes ao contacto barragem-fundação, à superfície do maciço, onde o movimento sísmico é efectivamente registado;
- (\cdot)_{*f*} - correspondente aos nós *f* localizados no interior do maciço de fundação;
- (\cdot)_{*E*} - relativo aos nós *E* localizados na estrutura propriamente dita.

O registo *u* habitualmente disponível corresponde ao movimento determinado pelo sismo à superfície do maciço de fundação. Idealizando este último com um comportamento linear e elástico, previamente à construção da barragem o equilíbrio dinâmico do maciço pode ser traduzido a partir de uma expressão do tipo da considerada em (7), procedendo a uma partição das matrizes e vectores de acordo com a subdivisão dos graus de liberdade acima definida, e assinalando com uma barra as entidades nesta fase associadas ao maciço de fundação:

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} \underline{M}_{gg} & \underline{M}_{gf} \\ \underline{M}_{fg} & \underline{M}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\underline{u}}_g \\ \ddot{\underline{a}}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{C}_{gg} & \underline{C}_{gf} \\ \underline{C}_{fg} & \underline{C}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\underline{u}}_g \\ \dot{\underline{a}}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{K}_{0gg} & \underline{K}_{0gf} \\ \underline{K}_{0fg} & \underline{K}_{0ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \underline{u}_g \\ \underline{a}_f \end{Bmatrix} = \\ = - \begin{bmatrix} 0 \\ \underline{M}_{fb} \end{bmatrix} \ddot{\underline{u}}_b - \begin{bmatrix} 0 \\ \underline{C}_{fb} \end{bmatrix} \dot{\underline{u}}_b - \begin{bmatrix} 0 \\ \underline{K}_{0fb} \end{bmatrix} \underline{u}_b \end{aligned} \quad (12)$$

Uma vez que esta equação diz respeito ao regime de ‘free-field’, dela obviamente não constam as entidades correspondentes aos graus de liberdade *E* da estrutura.

A construção da barragem dá lugar a um sistema em vibração com características novas, no qual, porém, se pode admitir como inalterado o movimento sísmico \underline{u}_b que se registaria a grande profundidade. Nestas condições a equação de equilíbrio dinâmico do sistema barragem-fundação incorporará as modificações inerentes à introdução das

matrizes e graus de liberdade correspondentes à estrutura (assinaladas sem a aposição da barra horizontal, para distinção das entidades previamente consideradas para o maciço), mantendo-se contudo a contribuição não nula do vector que expressa a solitação:

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} \underline{M}_{EE} & \underline{M}_{Eg} & 0 \\ \underline{M}_{gE} & \underline{M}_{gg} + \underline{M}_{gg} & \underline{M}_{gf} \\ 0 & \underline{M}_{fg} & \underline{M}_{ff} \end{bmatrix} \left\{ \begin{bmatrix} \ddot{\underline{a}}_E \\ \ddot{\underline{u}}_g \\ \ddot{\underline{a}}_f \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ \ddot{\underline{u}}_g \\ \ddot{\underline{a}}_f \end{bmatrix} \right\} + \begin{bmatrix} \underline{C}_{EE} & \underline{C}_{Eg} & 0 \\ \underline{C}_{gE} & \underline{C}_{gg} + \underline{C}_{gg} & \underline{C}_{gf} \\ 0 & \underline{C}_{fg} & \underline{C}_{ff} \end{bmatrix} \left\{ \begin{bmatrix} \dot{\underline{a}}_E \\ \dot{\underline{u}}_g \\ \dot{\underline{a}}_f \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ \dot{\underline{u}}_g \\ \dot{\underline{a}}_f \end{bmatrix} \right\} + \\ & + \begin{bmatrix} \underline{K}_{0EE} & \underline{K}_{0Eg} & 0 \\ \underline{K}_{0gE} & \underline{K}_{0gg} + \underline{K}_{0gg} & \underline{K}_{0gf} \\ 0 & \underline{K}_{0fg} & \underline{K}_{0ff} \end{bmatrix} \left\{ \begin{bmatrix} \underline{a}_E \\ \underline{\hat{u}}_g \\ \underline{a}_f \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ \underline{u}_g \\ \underline{a}_f \end{bmatrix} \right\} = - \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ \underline{M}_{fb} \end{bmatrix} \ddot{\underline{u}}_b - \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ \underline{C}_{fb} \end{bmatrix} \dot{\underline{u}}_b - \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ \underline{K}_{0fb} \end{bmatrix} \underline{u}_b \quad (13) \end{aligned}$$

Observe-se a utilização do vector $\hat{\underline{u}}_g$, que assinala os movimentos adicionais que ocorrem nos nós g da interface barragem-fundação pela colocação da estrutura sobre o maciço; o movimento final destes nós será então $\hat{\underline{u}}_g + \underline{u}_g$. Assim, depois da construção da barragem o movimento de cada um dos nós g à superfície deixará de ser igual ao movimento \underline{u}_g [†] característico do ‘free-field’, o que não surpreende já que constitui uma manifestação da interacção que ocorre entre a barragem e o maciço de fundação.

Dada a igualdade das contribuições não nulas envolvidas nos segundos membros das expressões (12) e (13), os termos nos quais intervém o movimento \underline{u}_b (na realidade desconhecido) podem ser eliminados, pelo que é suficiente expressar o segundo membro de (13) a partir do primeiro membro de (12). Procedendo a alguma manipulação matemática seria fácil concluir que

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} \underline{M}_{EE} & \underline{M}_{Eg} & 0 \\ \underline{M}_{gE} & \underline{M}_{gg} + \underline{M}_{gg} & \underline{M}_{gf} \\ 0 & \underline{M}_{fg} & \underline{M}_{ff} \end{bmatrix} \left\{ \begin{bmatrix} \ddot{\underline{a}}_E \\ \ddot{\underline{u}}_g \\ \ddot{\underline{a}}_f \end{bmatrix} \right\} + \begin{bmatrix} \underline{C}_{EE} & \underline{C}_{Eg} & 0 \\ \underline{C}_{gE} & \underline{C}_{gg} + \underline{C}_{gg} & \underline{C}_{gf} \\ 0 & \underline{C}_{fg} & \underline{C}_{ff} \end{bmatrix} \left\{ \begin{bmatrix} \dot{\underline{a}}_E \\ \dot{\underline{u}}_g \\ \dot{\underline{a}}_f \end{bmatrix} \right\} + \\ & + \begin{bmatrix} \underline{K}_{0EE} & \underline{K}_{0Eg} & 0 \\ \underline{K}_{0gE} & \underline{K}_{0gg} + \underline{K}_{0gg} & \underline{K}_{0gf} \\ 0 & \underline{K}_{0fg} & \underline{K}_{0ff} \end{bmatrix} \left\{ \begin{bmatrix} \underline{a}_E \\ \underline{\hat{u}}_g \\ \underline{a}_f \end{bmatrix} \right\} = - \begin{bmatrix} \underline{M}_{Eg} \\ \underline{M}_{gg} \\ 0 \end{bmatrix} \ddot{\underline{u}}_g - \begin{bmatrix} \underline{C}_{Eg} \\ \underline{C}_{gg} \\ 0 \end{bmatrix} \dot{\underline{u}}_g - \begin{bmatrix} \underline{K}_{0Eg} \\ \underline{K}_{0gg} \\ 0 \end{bmatrix} \underline{u}_g \quad (14) \end{aligned}$$

Conforme pode ser observado, no primeiro membro desta equação estão envolvidos os vectores e matrizes necessários à simulação numérica do comportamento dinâmico do sistema barragem-fundação. No entanto o segundo membro reflecte importantes alterações relativamente ao que seria obtido se o movimento sísmico \underline{u}_g tivesse sido directamente

[†] Não confundir este vector \underline{u}_g , cujos 3 termos caracterizam as componentes coordenadas do movimento sísmico correspondente ao ‘free-field’, com os vectores $\hat{\underline{u}}_g$ e \underline{u}_g que expressam a deformada ao nível dos nós g da interface barragem-fundação, os quais contêm $3 \times (n^\circ \text{ de nós } g)$ termos.

aplicado na base do maciço de fundação, situação em que o vector solicitação f^b seria definido a partir da seguinte expressão, directamente decorrente de (7),

$$f^b = - \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ \underline{M}_{fb} \end{bmatrix} \ddot{\underline{u}}_g - \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ \underline{C}_{fb} \end{bmatrix} \dot{\underline{u}}_g - \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ \underline{K}_{0fb} \end{bmatrix} \underline{u}_g \quad (15)$$

De qualquer forma a modalidade de imposição da acção sísmica traduzida pela expressão (14) não suscita nenhuma dificuldade importante do ponto de vista da sua utilização prática, sendo claramente preferível à alternativa considerada no vector solicitação definido em (15), que dá origem a uma desmesurada amplificação dos efeitos do sismo[†].

Conforme pode ser observado, da expressão (14) já não consta explicitamente o vector \underline{u}_b que descreve o movimento das fronteiras do maciço, o que do ponto de vista prático se reveste do maior interesse, uma vez que dispensa a realização de análises de desconvolução.

Salienta-se ainda que embora o movimento da superestrutura possa ser directamente determinado a partir da resolução do sistema de equações (14), para obtenção do movimento total do maciço de fundação seria ainda necessário adicionar a componente de movimento correspondente ao regime de ‘free-field’, em coerência com o que foi afirmado a propósito da expressão (13), na qual se considerou ser o movimento total após a construção da barragem dado por

$$\left\{ \begin{array}{c} \underline{a}_E \\ \hat{\underline{u}}_g \\ \underline{a}_f \end{array} \right\} + \left\{ \begin{array}{c} 0 \\ \underline{u}_g \\ \underline{a}_f \end{array} \right\} \quad (16)$$

Nas situações em que o comportamento do maciço de fundação não seja em si mesmo um objectivo preferencial da análise, mas antes uma forma de modelação de uma condição de ligação e de dissipação de energia por radiação, e nesse pressuposto se admita para a rocha um comportamento elástico, esta operação não chega de facto a ser necessária, uma vez que o movimento real no maciço de fundação não é sequer analisado – como sucede no âmbito desta monografia.

Uma particularidade interessante, que está associada à utilização da expressão (14), resulta do facto de os movimentos à superfície do maciço poderem ser prescritos como se os nós g se deslocassem independentemente uns dos outros, e não de acordo com um movimento uniforme, tipo ‘mesa sísmica’, como é prática corrente. Esta possibilidade torna viável a simulação de situações envolvendo acções sísmicas que introduzem excitação múltipla de apoios, decorrente, por exemplo, de serem diferentes os tempos de chegada dos efeitos da perturbação aos diversos nós de uma estrutura de grandes dimensões, em virtude do valor finito da correspondente velocidade de propagação.

[†] Na realidade pode verificar-se que a utilização da expressão (15) equivaleria a supor que as fronteiras localizadas a grande profundidade no maciço de fundação se encontrariam apoiadas, e que nelas seria prescrito o movimento sísmico \underline{u}_g registado à superfície do terreno.

Análises deste tipo, em regime elástico, encontram-se descritas para barragens de betão nas referências (6,12-14).

2.3. ANÁLISE COMPARATIVA DAS DIFERENTES MODALIDADES DE PRESCRIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

Com o propósito de ilustrar e comparar as respostas a que se é conduzido pela utilização das diferentes modalidades de prescrição da acção sísmica que foram descritas, seguidamente proceder-se-á a um conjunto de aplicações sobre duas das barragens de betão que irão ser objecto de análise nos Capítulos 3 e 4. Para o efeito foi seleccionada a barragem gravidade de Koyna, à qual está associada a malha indicada na Figura 10 do Capítulo 3, e a barragem abóbada do Alto Lindoso, representada na Figura 14 do mesmo capítulo, a que correspondem discretizações espaciais 2D e 3D, respectivamente.

Ambas as barragens serão submetidas à acção do sismo com 1g de aceleração de pico apresentado na Figura 2, que actuará unicamente na direcção montante-jusante. O efeito das acções estáticas prevaletentes no momento da ocorrência do sismo não será simulado.

Ao nível constitutivo admitir-se-á para todos os materiais um comportamento linear e elástico. O reservatório será suposto com água, e no nível de armazenamento que será considerado nos Capítulos 3 e 4.

Nenhum tipo de amortecimento material foi previsto nas aplicações. A integração no domínio do tempo foi efectuada com recurso ao método α de Hilber-Hughes-Taylor ($\alpha = -1/3$), considerando 1000 passos de integração, separados de 0.01s.

2.3.1 Aplicações 2D: barragem gravidade de Koyna

No caso da barragem de Koyna os diferentes materiais foram considerados com as propriedades indicadas no Quadro 1, e o reservatório foi modelado como base no artifício de simulação de um líquido como um sólido degenerado descrito na monografia (7). Nas fronteiras artificiais do maciço de fundação e do reservatório foram dispostos os amortecedores de tipo viscoso que modelam a condição de radiação perfeita, igualmente descrita naquela referência. Uma condição de repetitividade foi igualmente prevista no maciço de fundação, cuja caracterização poderá ser encontrada no Capítulo 3.

Quadro 1 - Barragem de Koyna: propriedades dos materiais.

	E	ν	ρ
Betão	31.64 GPa	0.2	2690 Kg/m ³
Maciço de fundação	18.00 GPa	0.2	1830 Kg/m ³
Água	6.33 MPa	0.4995	1020 Kg/m ³

As comparações irão ser conduzidas em termos da componente horizontal do deslocamento total do coroamento da barragem, avaliado no ponto P da Figura 10. Os resultados relativos à prescrição da acção sísmica através de uma onda em velocidades (que entra no domínio discretizado daquela figura a partir dos amortecedores dispostos no contorno inferior do respectivo maciço de fundação) são comparados, na Figura 6, com os

decorrentes da imposição da acção sísmica através do vector solicitação expresso em (14) (modalidade assinalada nas figuras pela palavra composta 'free-field').

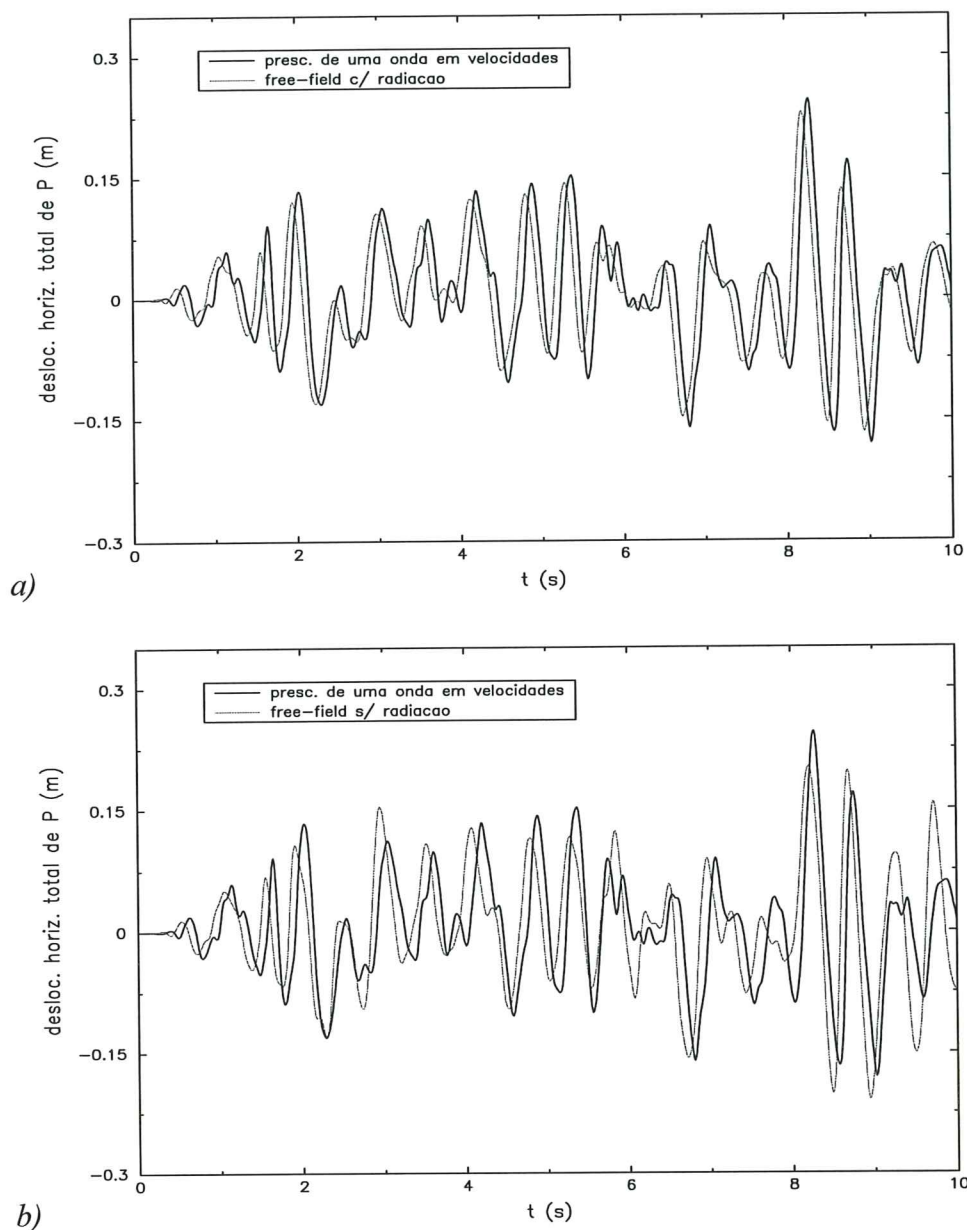


Figura 6 - Prescrição de um sismo na barragem de Koyna: onda em velocidades *versus* 'free-field'.

Concentrando primeiramente a atenção na Figura 6a, referente a uma situação em que a variante 'free-field' foi utilizada em simultâneo com a modelação da mesma condição de radiação considerada para a variante em que o sismo é prescrito por intermédio de um velocigrama, pode verificar-se que para efeitos práticos ambas as soluções representadas são equivalentes. A concordância em frequência e em amplitude é bastante elevada, sobretudo tendo em conta que se tratam de modalidades de imposição da acção sísmica com formalismos matemáticos substancialmente distintos. Este facto assinala que a deslocação para um nível profundo do velocigrama válido à superfície não conduziu à

amplificação do efeito do sismo, o que obviamente se relaciona com a circunstância de não existir qualquer fronteira apoiada, e de ter sido prevista uma adequada condição de transparência no maciço rochoso de fundação.

A diferença de tempos de chegada do efeito do sismo que se observa na Figura 6a é perfeitamente natural, pois do ponto de vista da barragem a variante 'free-field' corresponde a aplicar a acção na superfície do terreno, enquanto que na outra modalidade o velocigrama é imposto na base do maciço. Assim neste último caso o efeito do sismo faz-se sentir nos deslocamentos da estrutura com um certo atraso, que corresponde ao tempo de propagação da onda desde a fronteira em que o velocigrama é prescrito até à superfície do terreno.

A Figura 6b difere da Figura 6a pelo facto de a variante 'free-field' ter sido considerada sem qualquer amortecimento por radiação. Pode verificar-se que a concordância desta variante relativamente à modalidade de prescrição de uma onda sísmica em velocidades é agora inferior, particularmente para $t > 8s$ em que é notada uma amplificação do deslocamento do coroamento, consequência da menor dissipação de energia que lhe está associada. Em todo o caso as diferenças encontradas são ainda aceitáveis, sobretudo tendo em atenção a ordem de grandeza das incertezas que rodeiam a caracterização do fenómeno sísmico.

Em termos similares aos da Figura 6, na Figura 7 procede-se à comparação da modalidade correspondente à prescrição de uma onda sísmica em velocidades com a variante decorrente da aplicação do princípio de d'Alembert[†]. Neste último caso a base apoiada subjacente à decomposição expressa nas definições (8a-c) foi considerada no contorno inferior do maciço rochoso de fundação, no qual por esse motivo não pôde ser prevista qualquer condição de transparência. A 'radiação lateral' a que a Figura 7a faz referência reporta-se à condição de amortecimento por radiação que foi considerada nos contornos verticais que limitam o maciço de fundação da Figura 10, nos quais não foi colocado qualquer apoio; o qualificativo de 'sem radiação' que surge na Figura 7b aplica-se unicamente ao maciço de fundação, que não foi dotado de qualquer condição de transparência (em qualquer das análises da Figura 7 a albufeira foi sempre modelada com a indispensável condição de radiação na fronteira vertical do reservatório).

Tal como pode ser observado na Figura 7a, mesmo considerando amortecimento por radiação nas fronteiras laterais do maciço de fundação a utilização do princípio de d'Alembert determinou uma significativa amplificação da resposta da barragem, tomando para termo de comparação a variante que decorre da prescrição de um velocigrama, na qual todas as fronteiras artificiais da fundação puderam ser modeladas como transparentes. Este facto resultou, evidentemente, das reflexões que se produziram na fronteira apoiada da base. A concordância em fase de ambas as respostas deve-se à circunstância de o nível de aplicação do sismo ser o mesmo em ambas as modalidades de prescrição da acção.

Na representação efectuada na Figura 7b pode verificar-se que a utilização do princípio de d'Alembert sem qualquer condição de radiação no maciço de fundação dá lugar a uma desmesurada amplificação do efeito da acção sísmica, sem qualquer realidade física, correspondendo portanto a uma modalidade de aplicação daquele princípio que, manifestamente, deverá ser evitada.

[†] A modalidade relativa à prescrição de movimentos nos apoios está igualmente contemplada de forma implícita na variante que resulta da aplicação do princípio de d'Alembert, pois de facto são ambas equivalentes.

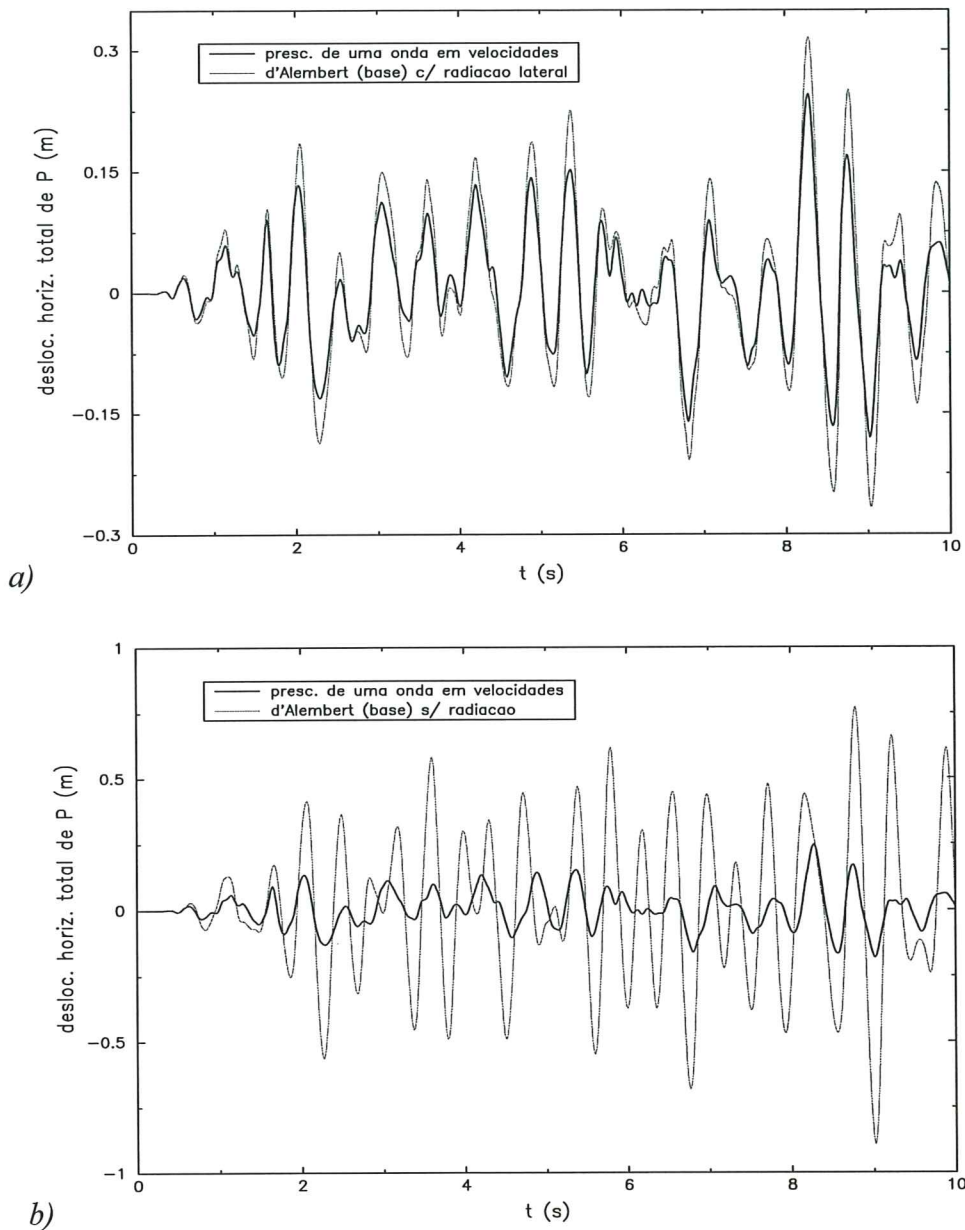


Figura 7 - Prescrição de um sismo na barragem de Koyna: onda em velocidades *versus* princípio de d'Alembert.

2.3.2 Aplicações 3D: barragem abóbada do Alto Lindoso

Nas aplicações que se seguem, relativas à barragem abóbada do Alto Lindoso, admitir-se-ão para o betão e para a rocha de fundação propriedades elásticas iguais, representadas por $E = 30 \text{ GPa}$ e $\nu = 0.2$. Quanto à massa específica no betão foi utilizado o valor de 2450 Kg/m^3 , enquanto que para o maciço rochoso se consideraram 2700 Kg/m^3 . O efeito da albufeira foi simulado com base no modelo de massas adicionais descrito na monografia (7). Nas aplicações foram aproveitadas as características de simetria do sistema estrutural da Figura 14 bem como da própria acção, com vista à simplificação do modelo de análise.

Na Figura 8 procede-se à comparação, em termos da componente horizontal do deslocamento total do ponto P da Figura 14, das soluções decorrentes da prescrição de uma onda em velocidades na base do maciço rochoso ou da utilização da variante 'free-field' expressa na equação (14). Em ambos os casos as fronteiras artificiais da fundação foram modeladas identicamente, e dotadas dos amortecedores correspondentes à simulação da condição de radiação perfeita⁷; à excepção dos apoios relativos à simulação da condição de simetria no plano de fecho da barragem, nenhuma fixação adicional foi considerada. Verifica-se que ambos os modelos de imposição do sismo conduzem a resultados similares, embora as respostas se apresentem neste caso ligeiramente mais diferenciadas do que foi notado para a barragem de Koyna, facto aliás já esperado uma vez que a configuração tridimensional do vale desta barragem determina que os movimentos sísmicos que atingem a zona de ligação da abóbada à fundação sejam diferentes nas duas modalidades de prescrição. De qualquer forma, e dada a reduzida expressão das diferenças encontradas, em termos práticos ambas as variantes podem ser consideradas equivalentes.

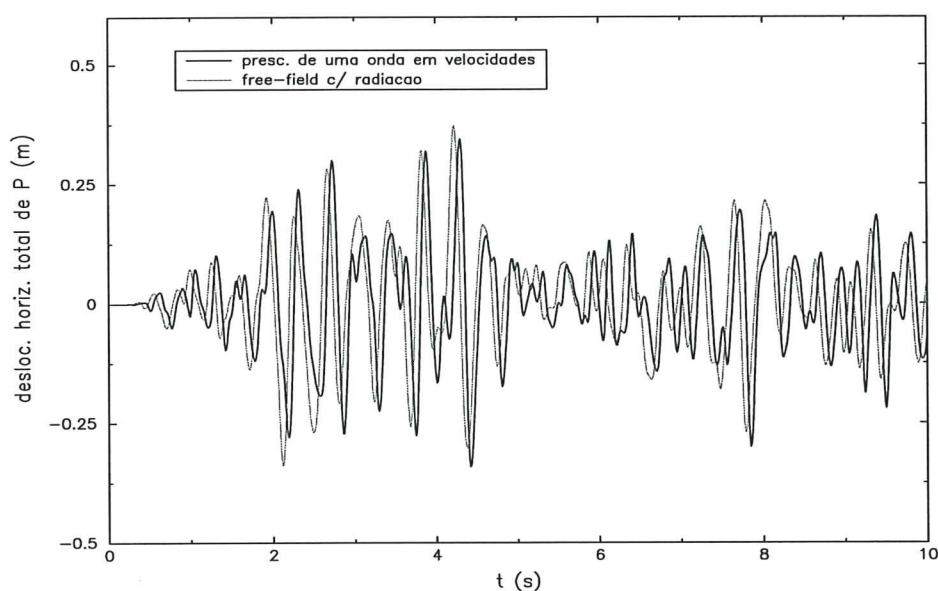


Figura 8 - Prescrição de um sismo na barragem do Alto Lindoso: onda em velocidades *versus* 'free-field'.

Para finalizar na Figura 9 procede-se à comparação da modalidade na qual o sismo é prescrito sob a forma de uma onda em velocidades com um artifício bastante divulgado, que consiste na aplicação do princípio de d'Alembert mas simulando o maciço de fundação sem massa^{5,10,15}. Este artifício é geralmente utilizado quando os algoritmos de análise não estão habilitados para modelar a condição de transparência nas fronteiras artificiais do maciço de fundação (e igualmente não contemplam a variante 'free-field'), e se pretende evitar a exagerada amplificação da resposta a que a utilização do princípio de d'Alembert dá lugar num maciço rochoso apoiado e com massa, tal como foi ilustrado na Figura 7b.

A Figura 9 permite verificar que este artifício poderá ser aceitável como último recurso: a desmesurada amplificação do efeito da acção sísmica foi evitada, mas a resposta que lhe corresponde surge amplificada relativamente à da solução de referência (constituída pela modalidade de prescrição do sismo como uma onda em velocidades), não se vislumbrando qualquer vantagem significativa decorrente da opção por esta técnica uma

vez que se disponha das restantes variantes de imposição da acção sísmica que possibilitem a modelação da condição de radiação.

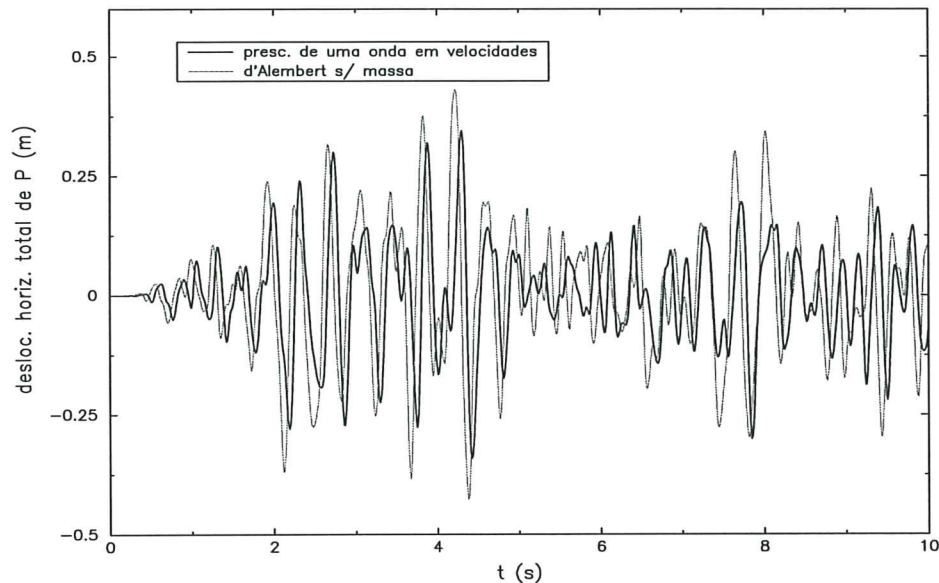


Figura 9 - Prescrição de um sismo na barragem do Alto Lindoso: onda em velocidades versus princípio de d'Alembert e fundação sem massa.

2.4. REFERÊNCIAS

1. Cervera, M.; Galindo, M. and Oliver, J. (1993) - Towards Seismic Evaluation of Concrete Dams Including Dam-Fluid Interaction - *Proc. Int. Workshop on Dam Safety Evaluation*, Grindelwald, Switzerland.
2. Clough, R.W. and Penzien, J. (1975) - Dynamics of Structures - *McGraw-Hill Kogakusha, Ltd.*, Tokyo, Japan.
3. Delgado, R.M. e Faria, R. (1987) - Análise Dinâmica da Barragem do Caldeirão - *Relatório do Gabinete de Estruturas*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
4. Delgado, R.M. e Faria, R. (1990) - Análise Dinâmica da Barragem de Foz Côa - *Relatório - Relatório do Instituto da Construção*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
5. Faria, R. e Delgado, R.M. (1989) - Influência do Maciço de Fundação no Condicionamento da Resposta Sísmica de Barragens Abóbada - *Encontro sobre Sismologia e Engenharia Sísmica*, LNEC, Lisboa, Portugal, pp. 263-274.
6. Faria, R. and Delgado, R.M. (1990) - Influence of Seismic Input Spatial Variability on the Response of Arch Dams - *Proc. 9th Europ. Conf. on Earth. Eng.*, Moscow, U.S.S.R., Vol. 10-B, pp. 170-179.
7. Faria, R. (1998) - Metodologias para o Cálculo Sísmico Não-Linear de Barragens de Betão - *Monografia CIMNE IS-29*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona, España.

8. Galindo, M.; Cervera, M. and Oliver, J. (1992) - Efficient Solution Schemes for Fluid-Structure-Soil Interaction Problems - *Proc. 10th World Conf. on Earth. Eng.*, Madrid, Spain, pp. 4651-4656.
9. Guedes, J.P. (1992) - Análise Sísmica de Estruturas com Interação Sólido-Fluido - *Tese de Mestrado*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
10. Hall, J.F. (1988) - The Dynamic and Earthquake Behaviour of Concrete Dams: Review of Experimental Behaviour and Observational Evidence - *Soil Dyn. and Earth. Eng.*, Vol. 7, Nº 2.
11. ICOLD - International Commission on Large Dams (1989) - Guidelines for Selecting Seismic Parameters for Large Dams - Committee on Seismic Aspects of Dam Design.
12. Kojic, S.B. (1990) - Some Effects of Nonuniform Canyon Motions on Earthquake Response of Arch Dams - *Proc. 9th Europ. Conf. on Earth. Eng.*, Moscow, U.S.S.R., Vol. 4-B, pp. 61-70.
13. Kojic, S.B. and Trifunac, M.D. (1991) - Earthquake Stresses in Arch Dams. I: Theory and Antiplane Excitation - *J. of Eng. Mech., ASCE*, Vol. 117, Nº 3, pp. 532-552.
14. Kojic, S.B. and Trifunac, M.D. (1991) - Earthquake Stresses in Arch Dams. II: Excitation by SV-, P- and Rayleigh Waves - *J. of Eng. Mech., ASCE*, Vol. 117, Nº 3, pp. 553-574.
15. Léger, P. and Boughoufalah, M. (1988) - Earthquake Input Models in Dam-Foundation Interaction Studies - *Proc. 9th World Conf. on Earth. Eng.*, Tokyo-Kyoto, Japan, Vol. VI, pp. 283-288.
16. RSAEEP (1985) - Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes - *Imprensa Nacional Casa da Moeda, E.P.*, Lisboa, Portugal.
17. Wolf, J.P. (1985) - Dynamic Soil-Structure Interaction - *Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs*, New Jersey, U.S.A..
18. Wolf, J.P. (1988) - Soil-Structure-Interaction Analysis in Time Domain - *Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs*, New Jersey, U.S.A..

Capítulo 3

COMPORTAMENTO SOB ACÇÕES ESTÁTICAS

3.1. CENÁRIOS DE ROTURA

3.1.1 Aspectos gerais

A avaliação da segurança à rotura de uma estrutura pressupõe a definição de uma determinada evolução para o carregamento, desde a fase de serviço até ao momento em que se produz o colapso. Este tipo de estratégia contém implícita, portanto, uma certa idealização quanto ao cenário de colapso e às condições em que este é atingido. Desta forma um dado coeficiente de segurança, entendido como a relação entre as cargas de colapso e de serviço, só tem sentido quando enquadrado relativamente ao cenário para o qual foi determinado, devendo ser encarado como um indicador da reserva de segurança que a estrutura pode apresentar nas condições determinadas pelo próprio cenário.

A abordagem aprofundada da problemática da segurança pressupõe, obviamente, o seu enquadramento numa análise de natureza estatística, no contexto da qual é possível avaliar a probabilidade de ruína de uma estrutura tendo em conta a distribuição aleatória quer das acções quer das resistências dos materiais.

Dado o carácter simplificado de que ainda hoje se reveste grande parte dos meios de dimensionamento e de análise de barragens, e atendendo à considerável escassez de diagnósticos de comportamento face a situações de cargas extremas, na presente fase do conhecimento e em situações como as que serão descritas poderá entender-se como aceitável que se proceda ainda a uma avaliação determinística da segurança deste tipo de estruturas. É importante realçar que as simulações dos cenários de colapso estático que irão ser apresentados neste capítulo não têm como objectivo prioritário uma quantificação da segurança, devendo, isso sim, ser antes entendidas como elemento integrante de uma metodologia que visa a obtenção de indicadores sobre o comportamento estrutural das barragens correspondentes, com vista à interpretação do efeito da acção sísmica. A condução de análises do mesmo tipo mas posteriormente à ocorrência de sismos intensos possibilitará uma apreciação qualitativa das modificações mais importantes induzidas por estes no comportamento das barragens, tal como se observará no Capítulo 4. Desta forma considerou-se prioritário recorrer a conceitos e definições de segurança intuitivos, mas tanto quanto possível de fácil manipulação, a fim de tornar praticável a realização de um grande número de análises, remetendo para um plano secundário uma avaliação muito precisa da segurança, que exigiria o envolvimento de metodologias mais específicas.

Num contexto determinístico diversos trabalhos^{3,7-9} provenientes do Departamento de Barragens do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (Lisboa, Portugal) fazem referência à determinação da segurança de barragens de betão relativamente a um cenário de colapso a que corresponde um aumento proporcional e simultâneo do peso próprio e da

pressão hidrostática. As condições de simulação deste cenário são com relativa facilidade reproduzidas por via experimental em modelo físico de escala reduzida, pelo que os correspondentes resultados podem ser posteriormente confrontados com os decorrentes de análises numéricas.

No essencial este cenário permite determinar o valor máximo do parâmetro de carga λ que aplicado àquelas acções conduziria ao colapso, admitindo para o betão resistências e comportamento constitutivo constantes, definidos deterministicamente. Na realidade subjacente à consideração deste cenário – aparentemente pouco realista, face à manifesta impossibilidade de a acção gravítica registar variações significativas e de a pressão hidrostática poder crescer acima de determinado valor – está o objectivo de, por via indirecta, avaliar qual a redução das resistências do betão que poderia ser permitida sem que a estabilidade da estrutura ficasse comprometida numa situação de carga real. Atendendo a que o período de vida útil de uma barragem é dos mais elevados no contexto das obras de Engenharia Civil, estendendo-se por várias décadas, o valor daquela redução fornece um indicador bastante sugestivo e pragmático quanto à margem de segurança existente em determinada barragem face à deterioração que inevitavelmente ocorrerá nas resistências do betão. Sendo da ordem de milhares o número de barragens de betão construídas neste século, um conjunto apreciável delas apresenta já sintomas de envelhecimento deste material, com a consequente degradação das resistências e perda de coesão, pelo que se torna necessário especificar em que circunstâncias deverá ser recomendado o esvaziamento (definitivo ou temporário) das correspondentes albufeiras, com eventual preconização de medidas de reparação e reforço ou de desactivação e demolição. Neste contexto a consideração daquele cenário fornece indicações de inegável interesse.

O coeficiente de segurança a que se fez referência irá ser considerado em diversas aplicações do presente e do próximo capítulo, com especial ênfase nas que dizem respeito às barragens abóbada, sendo o correspondente cenário designado por $\lambda(g+H)$, numa clara alusão ao facto de λ ser determinado considerando o aumento conjunto do peso próprio (esquemáticamente designado por g) e do impulso hidrostático (simbolizado por H).

Encarando uma barragem como uma estrutura essencialmente vocacionada para retenção de importantes volumes de água, na presente monografia entendeu-se como conveniente efectuar igualmente a determinação do coeficiente de segurança relativamente a um cenário em que, mantendo-se constante a acção devida ao peso próprio do betão, se registasse um progressivo aumento do impulso hidrostático. Este cenário, doravante designado por $g+\lambda H$, corresponde uma vez mais a uma idealização, permitindo no entanto obter uma ordem de grandeza do nível de segurança da barragem relativamente a cenários como os que usualmente se consideram noutro tipo de estruturas de suporte – como é o caso dos muros de contenção e de muros-cais –, num claro decalque das conhecidas análises de estabilidade relativamente aos estados limite de derrube e de deslizamento. É meramente neste contexto que o cenário $g+\lambda H$ – correspondente à consideração de um líquido em que a densidade aumentasse progressivamente, sem alteração da aceleração gravítica – deve ser encarado, permitindo a determinação do coeficiente de segurança da barragem relativamente à acção instabilizadora constituída pelo impulso hidrostático.

Neste tipo de análises omitir-se-á deliberadamente a consideração de outro tipo de não-linearidades além da directamente decorrente do comportamento constitutivo do betão, o que obviamente constitui uma simplificação, que visa não só a redução do esforço de

cálculo como ainda enquadrar os estudos que irão ser efectuados no âmbito das limitações das ferramentas desenvolvidas.

Além disso a realização de ensaios numéricos preliminares evidenciou ser praticamente desprezável a modelação do efeito da plasticidade, pelo que as aplicações do presente e do próximo capítulos serão conduzidas procedendo a uma modelação do comportamento não-linear do betão estritamente com base na formulação de dano, adoptando portanto um valor nulo para o parâmetro β do modelo constitutivo apresentado na monografia (4).

Por outro lado em todas as simulações estáticas que integram o presente e o próximo capítulos admitir-se-á uma massa nula para o maciço de fundação. Este procedimento tem em vista reproduzir o facto de a deformada no maciço de fundação associada ao respectivo peso próprio se encontrar integralmente consumada no momento em que se inicia a construção da barragem, pelo que, uma vez que não há necessidade de ter em linha de conta o verdadeiro estado de tensão no maciço, já que não está em causa a modelação do comportamento não-linear da rocha de fundação, parece mais razoável definir as deformadas que vierem a ser obtidas para esse meio relativamente ao correspondente estado 'natural' de deformação. Esta estratégia torna-se até praticamente imprescindível na simulação do cenário $\lambda(g+H)$ em barragens abóbada, sem a qual o agravamento da acção gravítica, que se faria sentir de forma notória no maciço de fundação, daria lugar a importantes movimentos das encostas para o centro do vale, produzindo no contexto do cenário pretendido uma configuração irrealista para a deformada da barragem.

3.1.2 Índices de dano

As variáveis de dano de tracção (d^+) e de compressão (d^-) que integram a formulação subjacente ao modelo constitutivo descrito na monografia (4) fornecem um instrumento precioso para a quantificação da degradação ocorrida no betão. Um intuitivo diagnóstico do estado do material pode assim ser obtido através da visualização na estrutura das distribuições de d^+ e d^- , procedimento que facilita a identificação das zonas em que o betão se apresenta em situação mais crítica, simplificando a interpretação dos mecanismos fundamentais que condicionam a ocorrência do colapso.

A partir das variáveis de dano, de natureza local, podem definir-se as seguintes entidades, de índole mais global, designadas por índices de dano⁵:

$$D^+ = \int_{\Omega_B} d^+ d\Omega / \Omega_B \qquad D^- = \int_{\Omega_B} d^- d\Omega / \Omega_B$$

(Ω_B é o volume total de betão envolvido na discretização). Os índices de dano D^+ e D^- são portanto os valores médios das variáveis de dano d^+ e d^- , pelo que nesse sentido proporcionam informações escalares bastante simples e sugestivas acerca do estado de degradação do corpo de betão de uma barragem, revelando-se bastante úteis na condução de apreciações relativamente à situação de uma dada estrutura, tanto sob diferentes tipos de solicitações, como para um mesmo tipo de solicitação mas sob distintos factores de carga. Em particular, e como se observará oportunamente, da grandeza relativa destes dois índices de dano é fácil inferir qual o mecanismo de degradação (por tracção ou por compressão) mais condicionante associado a determinado cenário de colapso.

Os índices de dano reflectem as características fundamentais do próprio conceito de variável escalar de dano, representando por esse facto entidades não decrescentes, que assumem valores unicamente no intervalo $[0,1]$. O valor 0 de qualquer dos índices D^+ ou D^- ocorre exclusivamente quando todo o volume de betão se encontrar isento de dano em relação ao respectivo mecanismo de degradação, enquanto que o valor 1 só pode ser atingido na situação limite em que a totalidade do volume de betão exiba valor unitário na variável de dano correspondente.

Uma vez que a finalidade dos índices de dano D^+ e D^- é fornecer uma apreciação global do estado de degradação do betão, único material considerado com comportamento constitutivo não-linear no presente e no próximo capítulos, nas respectivas definições intervém unicamente o volume de betão Ω_B . Desta forma se evita que da consideração de distintas dimensões para as malhas envolvidas na discretização do maciço de fundação ou da albufeira decorram alterações arbitrárias nos índices de dano correspondentes a determinado cenário de colapso, que dificultariam a condução de análises comparativas (por exemplo, relativamente a situações em que seja omitida a modelação do maciço de fundação).

3.2. COMPORTAMENTO ESTÁTICO DA BARRAGEM GRAVIDADE DE KOYNA

3.2.1 Aspectos gerais

As análises que seguidamente irão ser apresentadas reportam-se à barragem de Koyna, com 103 m de altura. O perfil desta barragem é bastante singular, do tipo gravidade, apresentando um paramento de jusante com uma importante variação de pendente, determinada pela opção (tomada durante a fase construtiva) de antecipar o alteamento do coroamento previsto para uma fase de construção posterior⁶, dando origem a um ângulo reentrante que veio a determinar um mau comportamento estrutural durante a ocorrência de um sismo intenso de 0.5g de aceleração de pico na direcção montante-jusante^{1,2}.

As análises que serão apresentadas foram conduzidas admitindo um estado plano de deformação, para o efeito recorrendo à malha com 540 elementos finitos de 4 nós representada na Figura 10, correspondente à discretização do monolito de altura máxima localizado na zona central da barragem. Nas interfaces da albufeira com a barragem e com o maciço de fundação foram interpostos 24 elementos de junta, tendo o líquido sido modelado como um sólido degenerado, de acordo com os procedimentos referidos na monografia (4). Ao longo do contorno inferior do maciço de fundação impediram-se os deslocamentos em ambas as direcções, enquanto que nos contornos verticais que artificialmente limitam a albufeira e o maciço de fundação foram unicamente impedidos os deslocamentos horizontais. A fim de manter coerência com as análises sísmicas do Capítulo 4 nesta fase foi igualmente introduzida a condição de repetitividade relativa aos contornos verticais que limitam o maciço de fundação; para o efeito foi considerada em cada direcção nodal uma ligação correspondente a uma constante elástica de valor 18×10^{13} N/m.

As propriedades básicas dos diferentes materiais encontram-se descritas no Quadro 2. No contexto do modelo de dano (ver referência (4)) a simulação do comportamento não-linear do betão foi realizada com base nas seguintes características: $f_0^+ = f_u^+ = 2$ MPa, $G_f = 200$ J/m², $f_0^- = 5$ MPa, $f_u^- = 20$ MPa, $\beta = 0$, $R_0 = 1.16$.

Quadro 2 - Barragem de Koyna: propriedades dos diferentes materiais.

	E	ν	ρ
Betão	31.64 GPa	0.2	2690 Kg/m ³
Maciço de fundação	18.00 GPa	0.2	0 Kg/m ³
Água	6.33 MPa	0.4995	1020 Kg/m ³

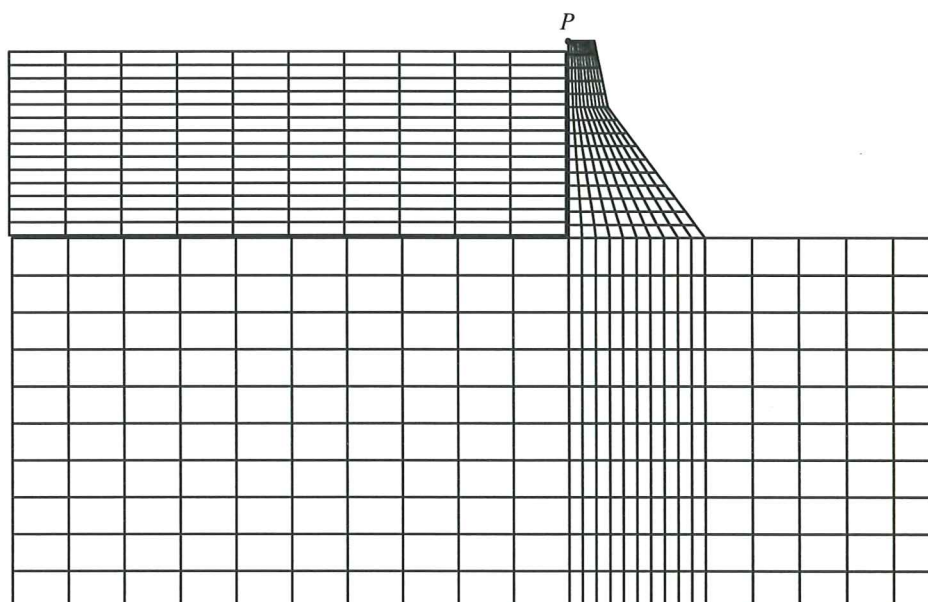


Figura 10 - Barragem de Koyna.

3.2.2 Cenário $\lambda(g+H)$

De acordo com o objectivo correspondente à simulação deste cenário de colapso, a acção gravítica foi incrementada tanto na barragem propriamente dita como na albufeira. A Figura 11a documenta a evolução conjunta do parâmetro de carga λ e do deslocamento horizontal do ponto P indicado na Figura 10, enquanto que a Figura 11b permite apreciar as modificações que ocorrem nos índices de dano à medida que a solitação é aumentada.

Conforme pode ser concluído a partir da análise da Figura 11a, a máxima capacidade de carga da barragem associada a este cenário é da ordem de 11.3, valor que é atingido com um deslocamento horizontal do coroamento da ordem de 0.12 m, o que sanciona o usual procedimento de análise baseado na consideração da hipótese de pequenos deslocamentos.

A Figura 11b permite constatar que a rotura é obtida fundamentalmente à custa de um gradual esmagamento do betão, obtendo-se para D^- um valor máximo de cerca de 0.11. O mecanismo de dano associado à fissuração por tracção é activado de forma mais descontínua do que a correspondente à degradação por compressão, conforme o demonstra a evolução por saltos documentada na mesma figura, mas a sua intervenção não é significativa já que o índice D^+ não chega a atingir o valor de 0.02.

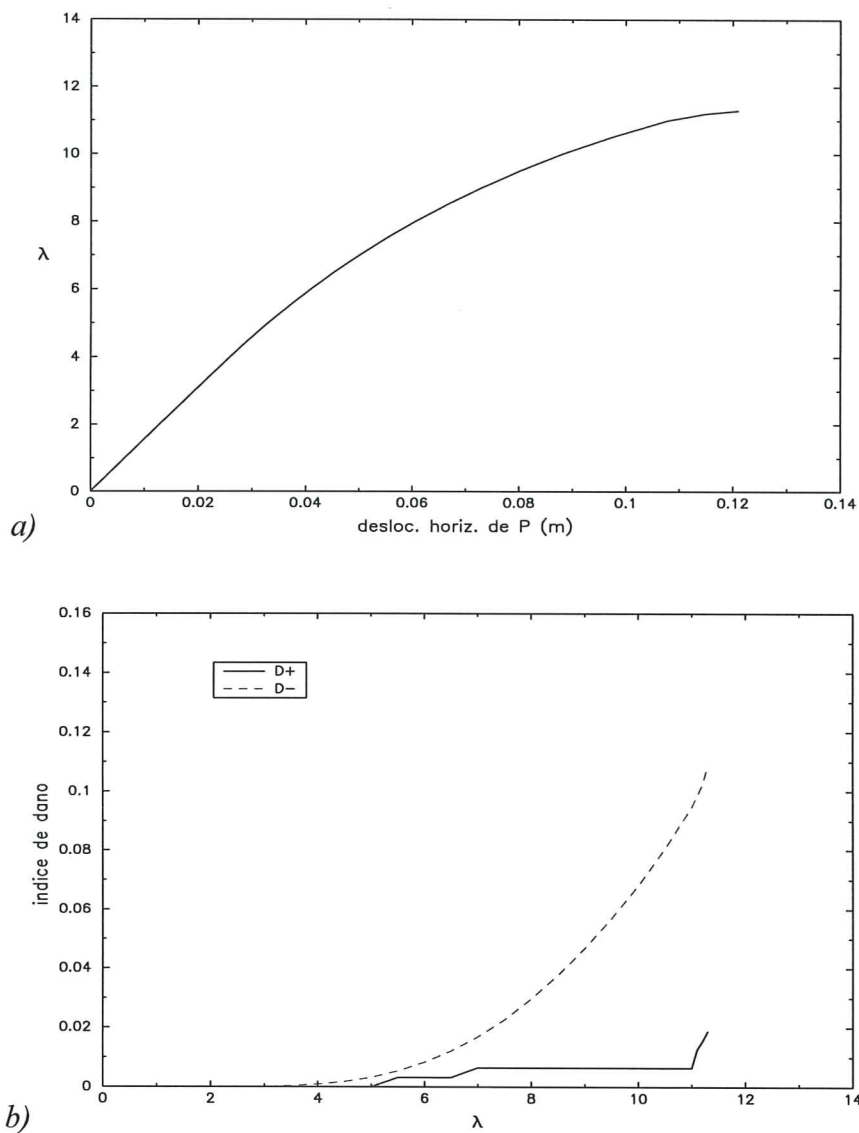


Figura 11 - Cenário $\lambda(g+H)$ em Koyna.

3.2.3 Cenário $g+\lambda H$

Relativamente à simulação do cenário compreendendo uma gradual amplificação do impulso hidrostático na barragem de Koyna, na Figura 12 pode ser encontrada a evolução

conjunta do parâmetro de carga λ com o deslocamento horizontal do coroamento da barragem e com os índices de dano. Na Figura 13 são observáveis a deformada estrutural, as tensões principais e a distribuição de d^+ na proximidade do colapso.

Da Figura 12a sobressai o facto de a barragem deixar de manifestar significativa capacidade de suporte para factores de carga superiores a 2.8, pelo que pode considerar-se ser este o coeficiente de segurança à rotura relativamente ao cenário e condições de simulação adoptados. Durante todo o processo de carregamento os deslocamentos da estrutura são pequenos, podendo estimar-se em cerca de 0.16m o deslocamento horizontal no coroamento a partir do qual se torna evidente a aproximação da rotura, valor da mesma ordem de grandeza do obtido para o cenário anterior.

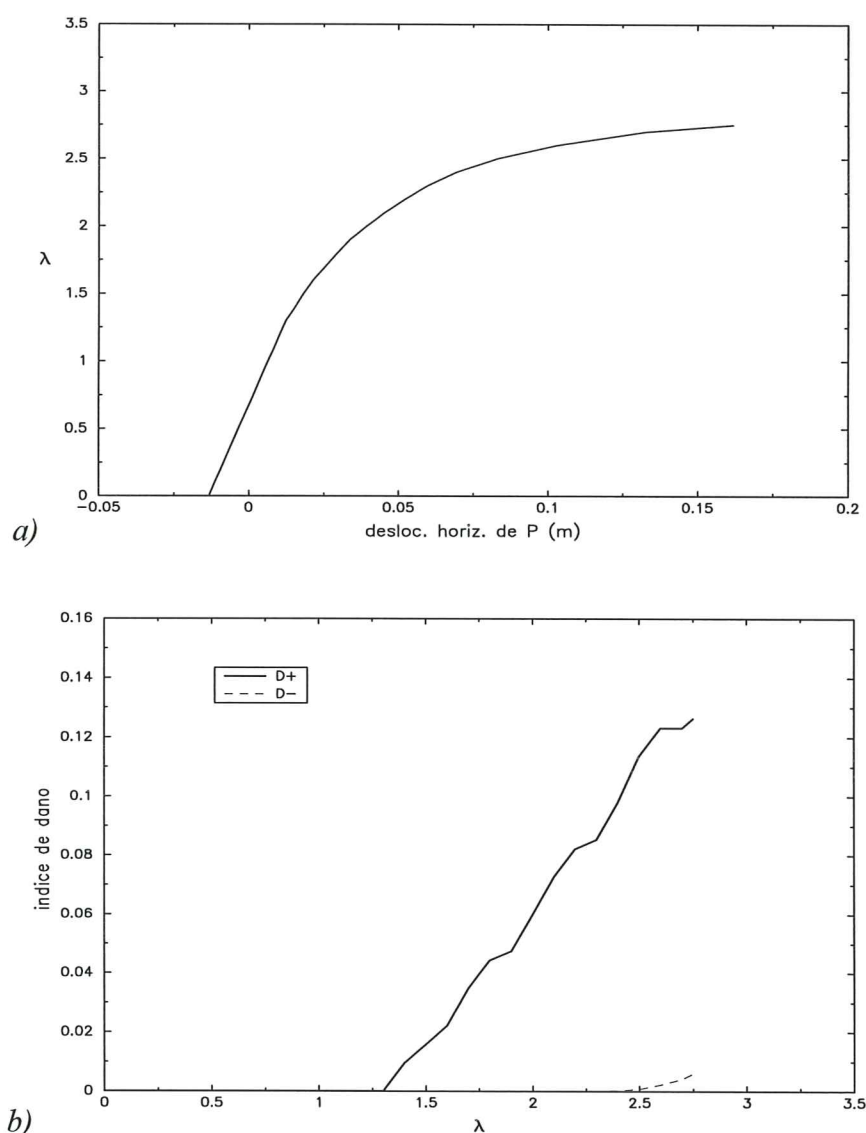


Figura 12 - Cenário $g+\lambda H$ em Koyna.

As evoluções dos índices de dano registadas na Figura 12b realçam a considerável expressão da degradação do betão sob condições de tracção. Esta constatação é corroborada

pela análise da distribuição do dano em tracção numa situação próxima do colapso, sendo evidente na Figura 13c a formação de uma grande fenda ao longo do contacto da barragem com a fundação, associada à ocorrência de $d^+ = 1$ na totalidade dos elementos finitos de betão aí localizados. Na deformada correspondente, representada na Figura 13a, a presença desta microfenda é denunciada pela notória localização de deformações na base da barragem, conjugando-se com um efeito de rotação da superestrutura em trono do pé de jusante, que determina uma parte importante dos deslocamentos finais. Na Figura 13b é igualmente notória a dissipação de tensões que ocorre na fiada de elementos onde se manifesta a microfenda responsável pelo mecanismo de colapso, e bem assim a reorientação das tensões principais de compressão, que chegam a ser praticamente horizontais junto à microfenda, com o manifesto propósito de proceder ao encaminhamento do elevado impulso hidrostático até à ancoragem localizada no pé de jusante, e conseqüente dispersão do seu efeito no maciço de fundação.

Conforme pode ser constatado a partir da análise da Figura 12b, a degradação do betão por compressão é um fenómeno sem grande expressão no contexto da avaliação da segurança da barragem no presente cenário $g+\lambda H$. Este efeito de degradação pode considerar-se secundário do ponto de vista do controlo do colapso, uma vez que praticamente só se manifesta na fase terminal do processo de carregamento, isto é, para $\lambda > 2.5$, portanto já quando se encontra consumada a desactivação da capacidade resistente à tracção da maior parte dos elementos de betão junto à fundação.

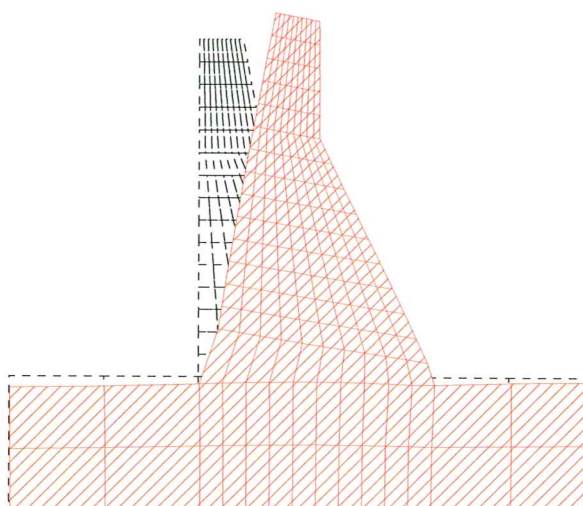
3.3. COMPORTAMENTO ESTÁTICO DA ABÓBADA DO ALTO LINDOSO

3.3.1 Aspectos gerais

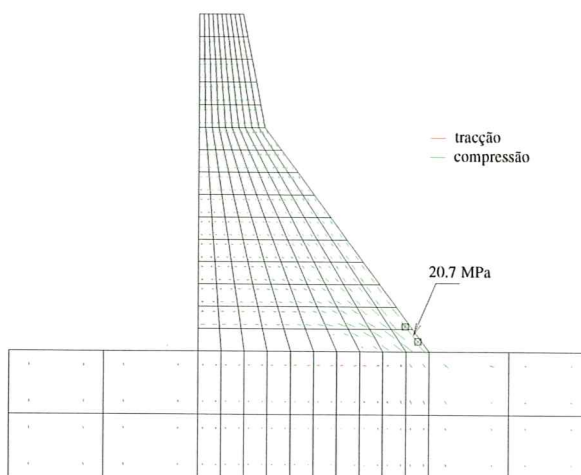
A abóbada da barragem do Alto Lindoso, representada na malha de elementos serendipíticos de 20 nós da Figura 14, tem uma altura máxima acima das fundações de cerca de 110m, uma espessura de 21m na base da consola central, e requereu a utilização de um volume de betão superior a $0.3 \times 10^6 \text{ m}^3$. A barragem é aproximadamente simétrica, pelo que na discretização e modelação apenas se considerou metade da abóbada, introduzindo uma apropriada condição de apoio ao longo do plano de simetria.

O efeito do reservatório foi simulado com base na aplicação de uma distribuição hidrostática de pressões no paramento de montante, correspondente a um nível da albufeira à cota máxima do coroamento. Desta forma, para cada cenário de rotura a majoração do efeito da albufeira será directamente simulada através do apropriado aumento da intensidade que caracteriza este diagrama de pressões.

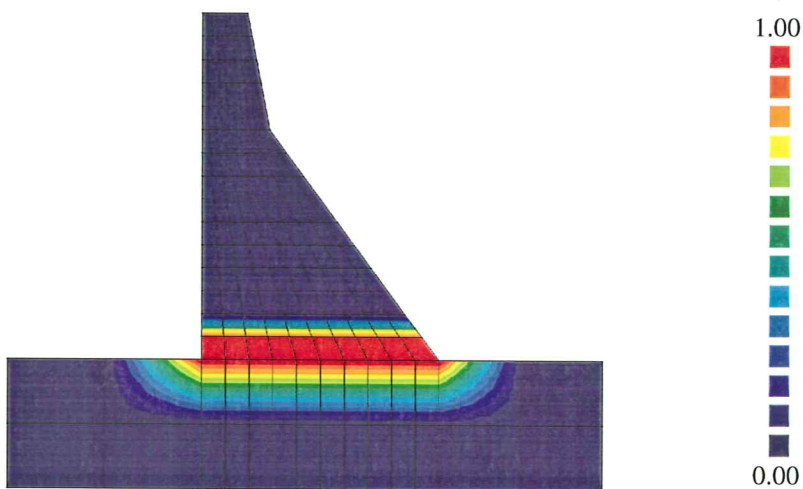
As propriedades básicas admitidas para o betão na modelação numérica foram $E = 30 \text{ GPa}$, $\nu = 0.2$ e $\rho = 2450 \text{ Kg/m}^3$. A simulação do comportamento não-linear deste material foi efectuada mediante a consideração das seguintes características no modelo de dano: $f_0^+ = f_u^+ = 2.5 \text{ MPa}$, $G_f = 200 \text{ J/m}^2$, $f_0^- = 7.5 \text{ MPa}$, $f_u^- = 25 \text{ MPa}$, $\beta = 0$, $R_0 = 1.16$.



a) Deformada – deslocamento horizontal no coroamento: 0.16 m



b) Tensões principais



c) Distribuição de d^+

Figura 13 - Barragem de Koyna na eminência da rotura: cenário $g+\lambda H$.

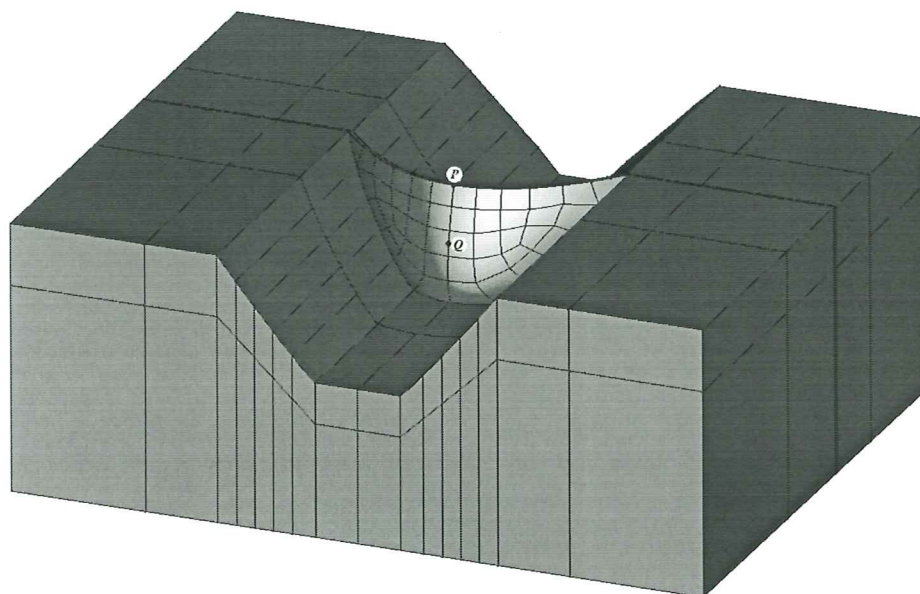


Figura 14 - Barragem do Alto Lindoso.

3.3.2 Cenário $\lambda(g+H)$

Na Figura 15 a evolução do parâmetro de carga associado ao cenário $\lambda(g+H)$ para a barragem do Alto Lindoso está representada conjuntamente com o deslocamento horizontal do coroamento (ponto P da Figura 14) ou com os índices de dano; na Figura 16 podem ser observadas a deformada, as pseudo-tensões principais[†] e as distribuições das variáveis de dano na proximidade do colapso.

Nas condições de simulação consideradas a Figura 15a permite constatar ser de cerca de 10.1 o coeficiente de segurança da barragem do Alto Lindoso para um cenário de majoração de acções do tipo $\lambda(g+H)$, valor da mesma ordem de grandeza dos habitualmente reportados em bibliografia da especialidade^{3,8,9} para barragens deste tipo. O correspondente deslocamento horizontal máximo do coroamento foi de cerca de 0.29 m, valor enquadrável na hipótese de pequenos deslocamentos.

A deformada na rotura representada na Figura 16a é do mesmo tipo da habitualmente registada em serviço para este tipo de estruturas. Da análise da Figura 15b conclui-se que até factores de carga da ordem de 3 a estrutura apresenta evolução do índice D^+ , mas está isenta de degradação por compressão. A Figura 16c permite observar a ocorrência de fissuração por tracção no paramento de montante, ao longo de praticamente todo o contacto barragem-fundação, assim como alguma degradação por tracção no paramento de jusante, se bem que neste caso mais limitada. A observação das pseudo-tensões principais da Figura 16b permite ainda assinalar a quase inexistência de tracções na fase imediatamente

[†] Nas barragens abóbada da presente monografia as tensões principais indicadas reportam-se a um pseudo-estado plano de tensão, que em cada camada (externa) de pontos de Gauss apenas toma em consideração as componentes do estado de tensão real não associadas à direcção montante-jusante.

anterior à rotura, facto que torna o funcionamento da barragem assimilável ao de uma abóbada perfeita.

De acordo com a Figura 15b a fase final do processo de carregamento é caracterizada por uma inversão da grandeza relativa dos índices de dano, chegando-se ao colapso com um índice $D^- = 0.20$, superior a D^+ , cujo valor final se situa em cerca de 0.09. A Figura 16d apresenta uma sugestiva distribuição da variável d^- , a partir da qual se pode verificar que a máxima degradação por compressão ocorre na zona superior da abóbada, junto ao fecho, o que permite atribuir o colapso da barragem ao esgotamento da capacidade de suporte do arco do coçoamento. Na mesma figura pode igualmente identificar-se significativa degradação do betão por compressão numa zona com bastante importância para a estabilidade da abóbada, localizada a jusante, junto à fundação, e aproximadamente a meia encosta.

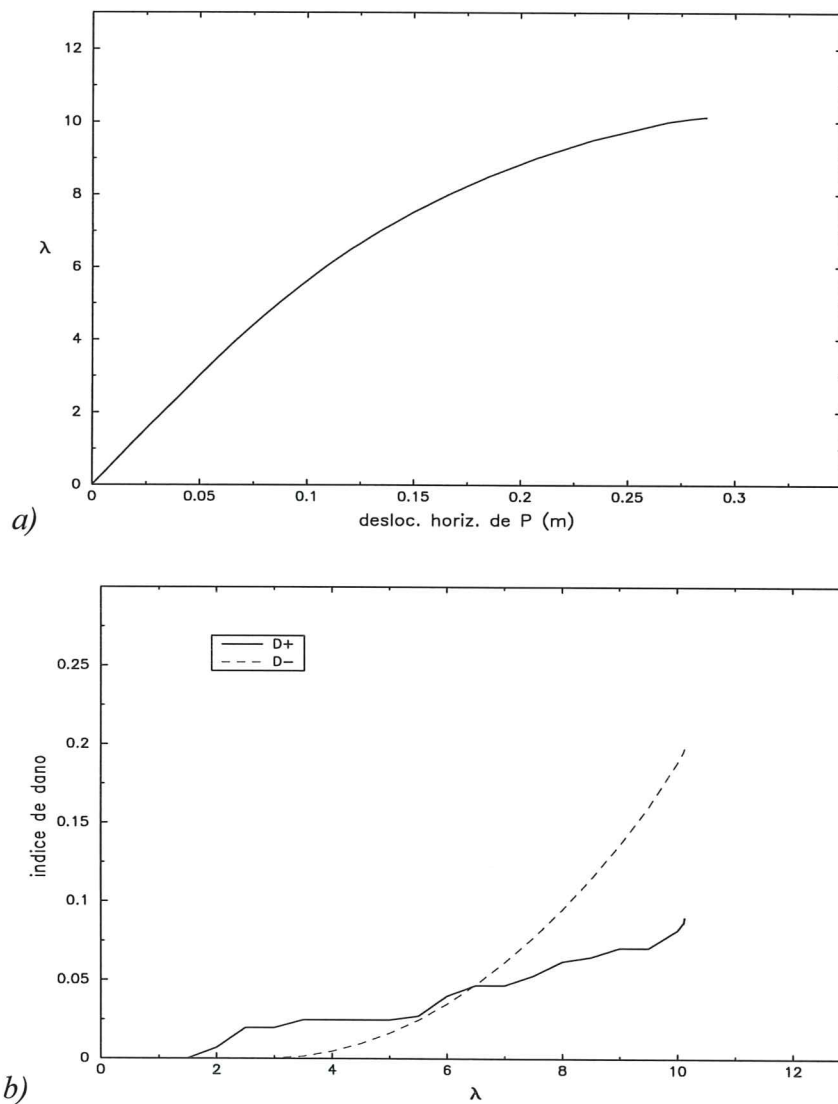
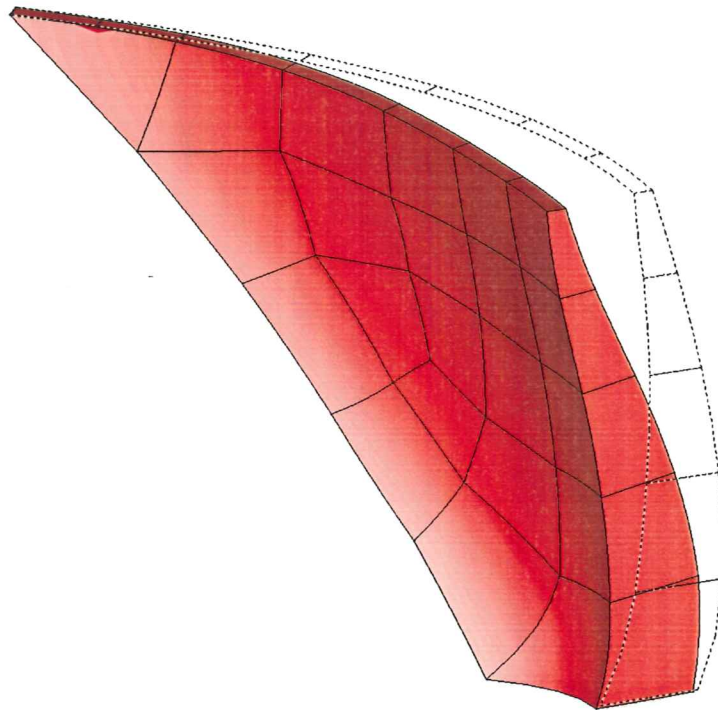
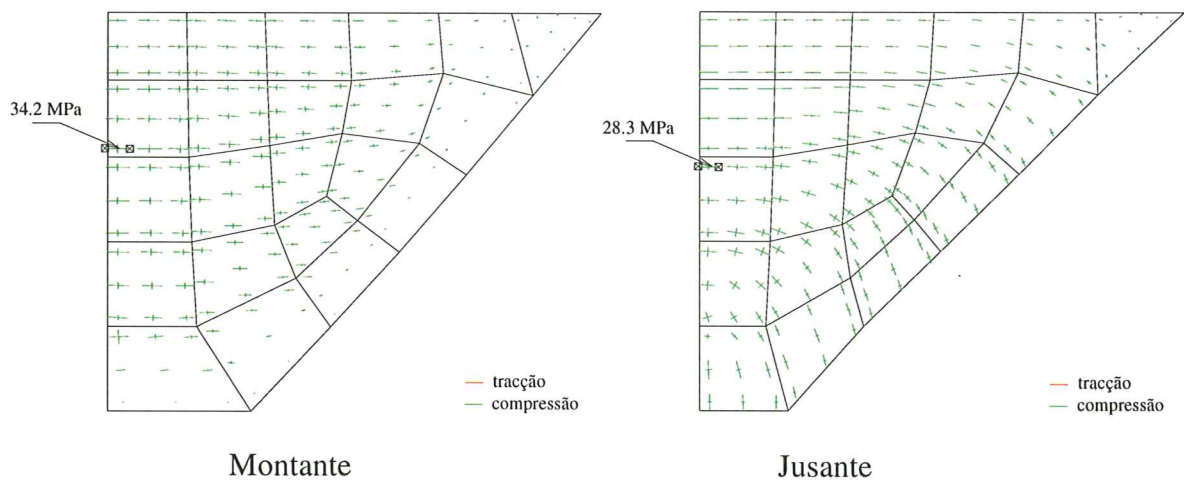


Figura 15 - Cenário $\lambda(g+H)$ no Alto Lindoso.

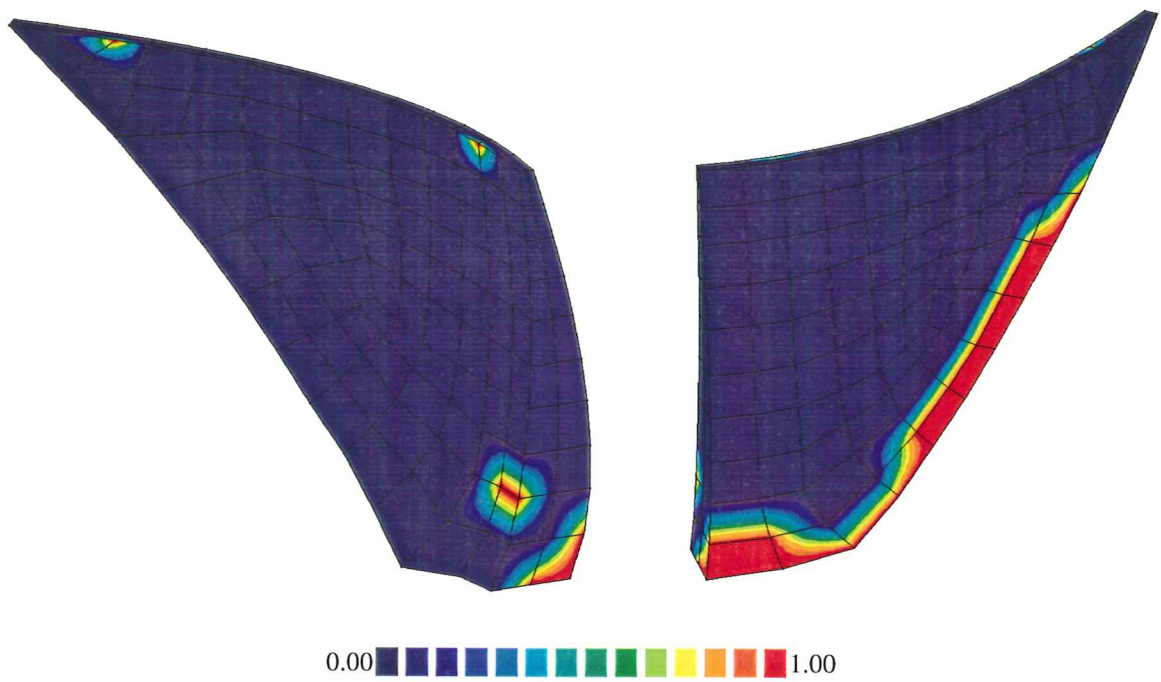


a) Deformada – deslocamento horizontal no coroamento (fecho): 0.29 m

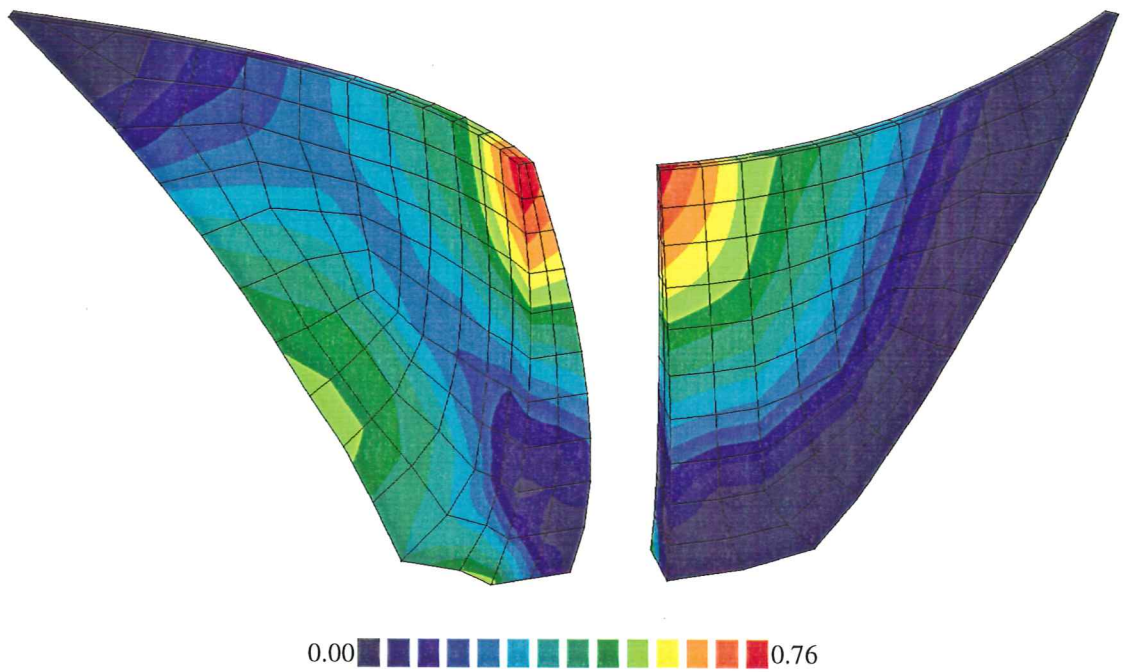


b) Pseudo-tensões principais

Figura 16 - Barragem do Alto Lindoso na eminência da rotura: cenário $\lambda(g+H)$.



c) Distribuição de d^+



d) Distribuição de d^-

Figura 16 (cont.) - Barragem do Alto Lindoso na eminência da rotura: cenário $\lambda(g+H)$.

3.3.3 Cenário $g+\lambda H$

A Figura 17 reporta o comportamento da barragem do Alto Lindoso face ao cenário $g+\lambda H$, isto é, perante uma situação em que o efeito instabilizador do impulso hidrostático é progressivamente aumentado, mantendo-se constante o efeito estabilizador decorrente do peso próprio do betão. Nas condições de simulação enunciadas da Figura 17a resulta evidente que a máxima capacidade de suporte da estrutura se caracterizou por um parâmetro $\lambda \cong 7.8$. Assim nesta barragem o coeficiente de segurança relativo ao presente cenário encontra-se consideravelmente mais próximo do valor 10.1 determinado para o cenário de rotura $\lambda(g+H)$ do que o que foi observado na barragem gravidade anteriormente considerada (os valores então determinados para os cenários $g+\lambda H$ e $\lambda(g+H)$ foram, respectivamente, 2.8 e 11.3). Este facto evidencia a elevada capacidade de suporte da barragem do Alto Lindoso relativamente a acções horizontais, circunstância a que não é alheia a tipologia estrutural, cujo funcionamento em abóbada se caracteriza por uma grande

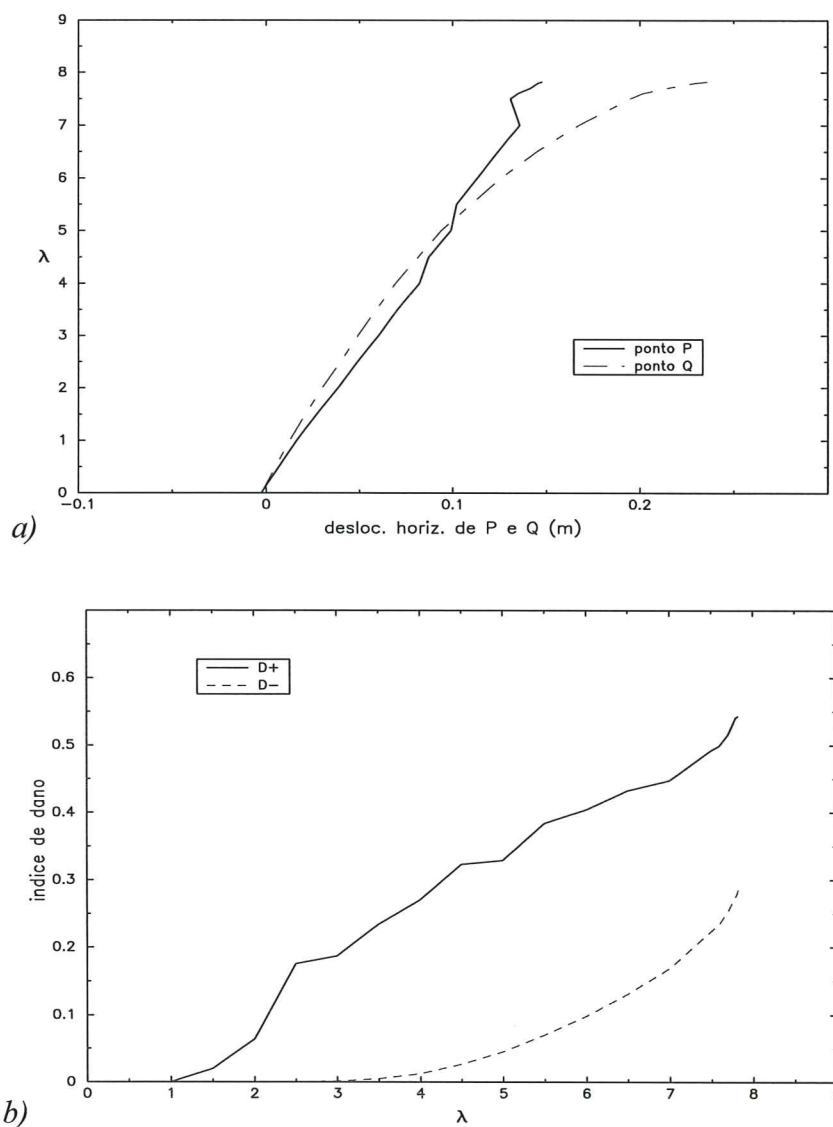


Figura 17 - Cenário $g+\lambda H$ no Alto Lindoso.

aptidão para receber forças desenvolvendo-se preferencialmente na direcção normal ao respectivo folheto médio, como tende a ser o caso do impulso devido à água.

Um outro aspecto que ressalta da análise da Figura 17a diz respeito ao andamento algo irregular da curva que expressa a evolução de λ com o deslocamento horizontal do ponto P (localizado no coroamento), deixando este último de patentear a esperada tendência de progressivo crescimento com a intensificação da acção exterior aplicada. No sentido de aclarar esta singularidade de comportamento, que confere uma acentuada característica de fragilidade à rotura associada ao cenário $g+\lambda H$, na Figura 17a procedeu-se igualmente à representação da evolução com o parâmetro de carga da componente horizontal do deslocamento de um ponto Q , localizado a meia altura da consola central, e que pode ser identificado na Figura 14. Pode verificar-se que apesar de o ponto P começar por apresentar deslocamentos superiores ao ponto Q , a partir de $\lambda = 5.2$ a situação inverte-se, atingindo-se a rotura com clara predominância do deslocamento deste último ponto, cuja evolução com o parâmetro de carga é notoriamente mais dúctil do que a registada para o ponto P , e permite uma melhor identificação do colapso. Este facto indicia a ocorrência de alterações no mecanismo de funcionamento estrutural, que a partir de $\lambda = 5.2$ passa a incorporar uma rotação da zona superior da barragem, provocando o deslocamento para montante do respectivo coroamento.

A observação dos valores máximos documentados na Figura 17b para os índices de dano, isto é $D^+ = 0.54$ e $D^- = 0.29$, permitem concluir que o colapso foi atingido com um índice de dano em tracção 6 vezes mais elevado do que o correspondente ao cenário $\lambda(g+H)$, sendo no entanto D^- apenas 45% superior, factos que não deixam dúvidas quanto à incidência da degradação por tracção no presente cenário $g+\lambda H$, e que é responsável pela fragilidade reportada a propósito da Figura 17a.

3.4. COMPORTAMENTO ESTÁTICO DA ABÓBADA DE FOZ CÔA

3.4.1 Aspectos gerais

A abóbada da barragem de Foz Côa, representada na Figura 18, com uma altura máxima acima das fundações de 136m, um desenvolvimento do arco do coroamento superior a 430m e uma espessura na base da consola central superior a 37m, constitui uma obra de grande envergadura, que compreende um volume de betão da ordem de $1.1 \times 10^6 \text{ m}^3$. A análise do comportamento desta barragem foi efectuada procedendo à discretização da metade direita da abóbada e do correspondente encontro; para o efeito foram utilizados 87 elementos tridimensionais serendipíticos de 20 nós, os quais constituem metade da malha de elementos finitos representada na Figura 18. O betão foi idealizado com as mesmas características de resistência, de deformabilidade e de massa consideradas para a barragem do Alto Lindoso.

Os cálculos relativos a esta barragem irão ser utilizados, fundamentalmente, como contraponto às conclusões genéricas extraídas no decurso da análise da barragem do Alto Lindoso. Neste enquadramento entendeu-se como suficiente conduzir as análises comparativas com base nos valores e evolução dos parâmetros de carga λ , sendo dada uma

especial ênfase à discussão dos valores encontrados para os índices de dano D^+ e D^- nos cenários $\lambda(g+H)$ e $g+\lambda H$.

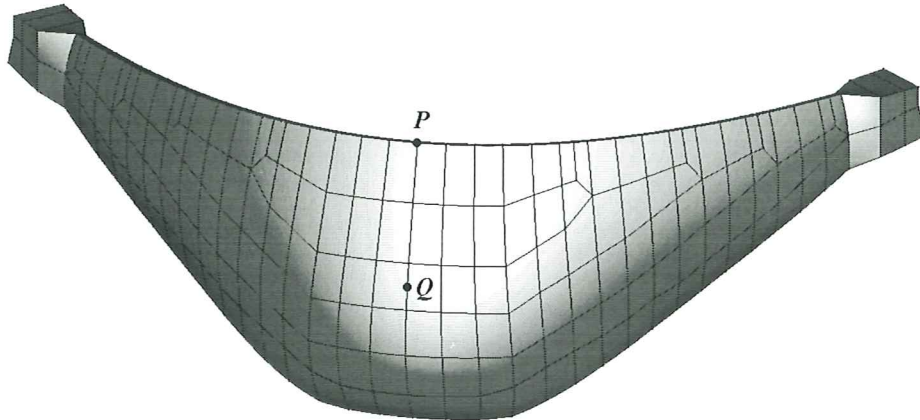


Figura 18- Barragem de Foz Côa.

3.4.2 Cenário $\lambda(g+H)$

A Figura 19 resume a informação essencial relativa ao comportamento da barragem de Foz Côa no decurso do cenário de majoração de acções $\lambda(g+H)$, podendo ser observada a evolução com o parâmetro de carga do deslocamento horizontal do ponto P representado na Figura 18 e dos índices de dano.

Da análise da Figura 19a sobressai uma considerável semelhança do comportamento global até à rotura da barragem de Foz Côa com o evidenciado na Figura 15a para a barragem do Alto Lindoso, sendo praticamente iguais os correspondentes coeficientes de segurança, de valores 9.8 e 10.1, respectivamente. Do ponto de vista do deslocamento horizontal do coroamento na vizinhança da rotura nota-se uma clara predominância do valor referente à barragem de Foz Côa, que com 0.48m suplanta em 65% o valor de 0.29m obtido para a barragem do Alto Lindoso, resultado facilmente atribuível à circunstância de se tratar de uma estrutura com maior altura e desenvolvimento no coroamento, construída num vale mais aberto.

Do ponto de vista das evoluções dos índices de dano, que se encontram representadas na Figura 19b, a generalidade das considerações desenvolvidas para a barragem do Alto Lindoso a propósito do cenário $\lambda(g+H)$ (rever a Figura 15b) mantém-se aplicável à barragem de Foz Côa, salientando-se o facto de o colapso ser igualmente condicionado pela obtenção de uma situação crítica sob o ponto de vista da degradação por compressão, caracterizada por $D^- = 0.18$, que constitui um valor cerca de 10% inferior ao registado para a barragem anteriormente analisada. Relativamente ao índice D^+ nota-se que em Foz Côa o colapso é atingido envolvendo um dano médio em tracção que equivale a cerca de 2/3 do correspondente à barragem do Alto Lindoso.

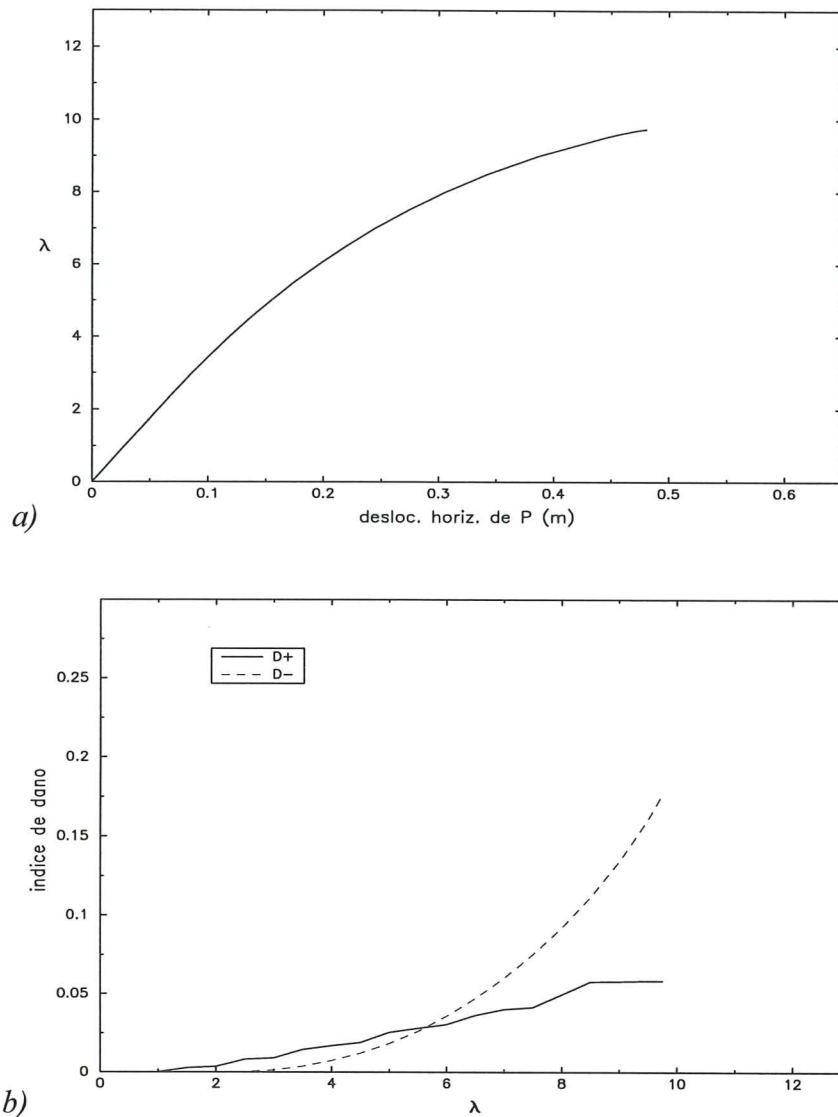


Figura 19 - Cenário $\lambda(g+H)$ em Foz Côa.

3.4.3 Cenário $g+\lambda H$

Da análise da Figura 20a constata-se que no decurso do cenário $g+\lambda H$ a barragem de Foz Côa evidencia um comportamento mais regular do que o registado na Figura 17a para a barragem do Alto Lindoso. A evolução com o parâmetro de carga da componente horizontal do deslocamento do ponto P localizado no fecho do arco do coroamento não manifesta a singularidade de comportamento detectada no exemplo anteriormente analisado, apresentando a curva correspondente à barragem de Foz Côa uma evolução de derivada mais suave, e denotando uma rotura mais dúctil.

Igualmente se constata ser de 5.6 o coeficiente de segurança obtido, valor consideravelmente elevado mas em todo o caso inferior ao valor de 7.8 registado para a barragem do Alto Lindoso, sobretudo tendo em atenção a proximidade dos coeficientes de segurança obtidos para ambas as barragens no cenário $\lambda(g+H)$.

Da Figura 20b ressalta novamente a predominância do índice de dano D^+ relativamente a D^- , facto que é revelador de uma grande incidência da degradação por tracção no cenário $g+\lambda H$. Os valores $D^+ = 0.27$ e $D^- = 0.15$ correspondentes à eminência da rotura são da ordem de metade dos registados para a barragem do Alto Lindoso, revelando que no caso de Foz Côa o colapso é atingido envolvendo menor degradação média no betão, facto que contribui para justificar a maior regularidade de comportamento apontada para esta barragem.

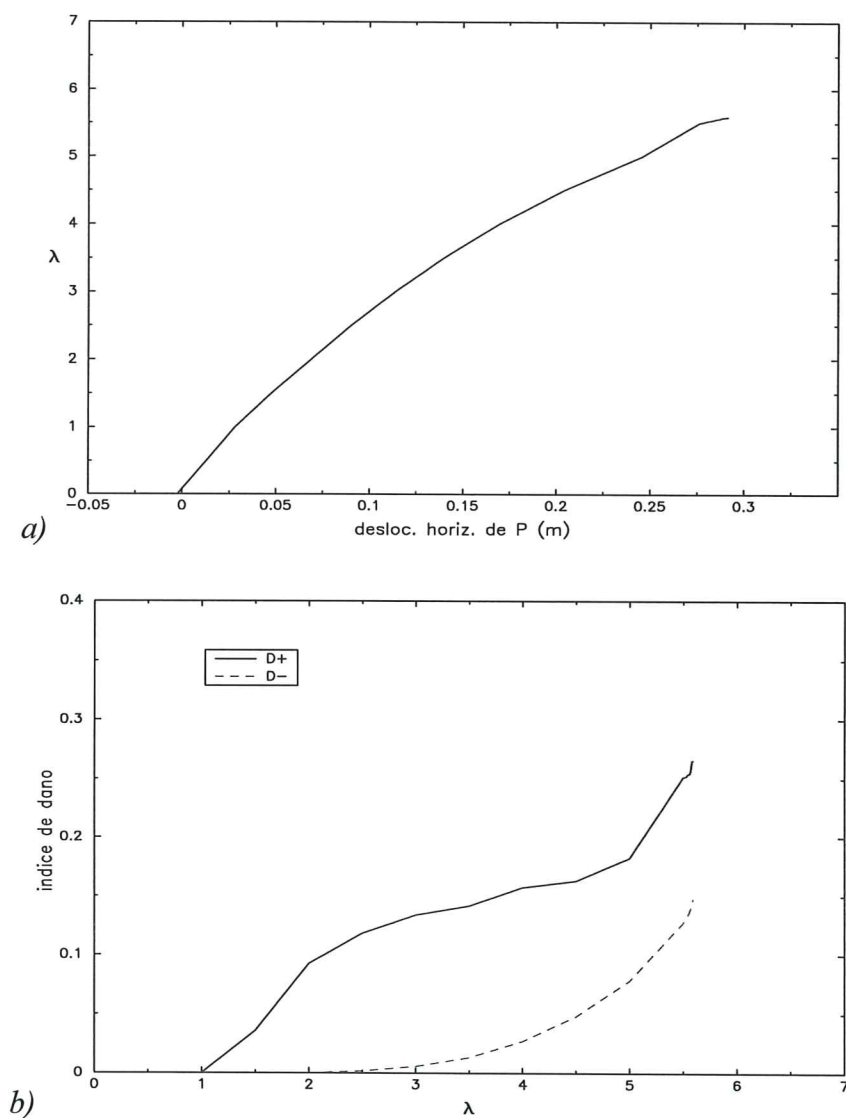


Figura 20 - Cenário $g+\lambda H$ em Foz Côa.

3.5. REFERÊNCIAS

1. Bhattacharjee, S.S. and Léger, P. (1993) - Seismic Cracking and Energy Dissipation in Concrete Gravity Dams - *Earth. Eng. and Struct. Dyn.*, Vol. 22, pp. 991-1007.

2. Chopra, A.K. (1988) - Earthquake Response Analysis of Concrete Dams - *Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation* (Chap. 15), Robert B. Jansen (ed.), *Van Nostrand Reinhold*, New York, U.S.A..
3. Costa, C.P., Baptista, A.L. e Pina, C.A. (1990) - Estudo do Comportamento de uma Barragem Abóbada por Métodos Experimentais e Numéricos - *Memória N° 755*, LNEC, Lisboa, Portugal.
4. Faria, R. (1998) – Metodologias para o Cálculo Sísmico Não-Linear de Barragens de Betão – *Monografia CIMNE IS-29*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona, España.
5. Galindo, M.; Oliver, J. y Cervera, M. (1993) - Simulación Numérica del Comportamiento No Lineal de Presas de Hormigón Ante Acciones Sísmicas - *Monografía CIMNE IS-3*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona, España.
6. Hall, J.F. (1988) - The Dynamic and Earthquake Behaviour of Concrete Dams: Review of Experimental Behaviour and Observational Evidence - *Soil Dyn. and Earth. Eng.*, Vol. 7, N° 2.
7. Pedro, J.O. e Pina, C.A. (1985) - Estudo do Comportamento até à Rotura de Barragens Abóbada pelo Método dos Elementos Finitos - *Memória N° 639*, LNEC, Lisboa, Portugal.
8. Pedro, J.O.; Pina, C.A. e Baptista, A.L. (1990) - Finite Element Analysis of Arch Dams Taking into Account Time and Rupture Effects - *Memória N° 756*, LNEC, Lisboa, Portugal.
9. Pina, C. e Câmara, R. (1988) - Non-Linear Analysis of Arch Dams - *Memória N° 717*, LNEC, Lisboa, Portugal.

Capítulo 4

COMPORTAMENTO SÍSMICO

4.1. INTRODUÇÃO

As grandes estruturas de Engenharia Civil, de que as barragens e as pontes são os exemplos mais comuns, destinam-se a satisfazer os requisitos para que foram concebidas durante longos períodos de vida útil. Assim, e tomando para termo de comparação o que sucede em estruturas mais correntes, com períodos de funcionalidade mais curtos, às grandes estruturas estão associadas maiores probabilidades de ocorrência de sismos com acelerações de pico acima de determinado valor, o que faz com que a acção sísmica surja frequentemente posicionada em lugar de destaque relativamente a outras acções de carácter excepcional.

Do ponto de vista da segurança de uma grande barragem o sismo suscita assim legítimas preocupações, tanto mais que os efeitos eventualmente destrutivos decorrentes desta acção têm neste tipo de estruturas consequências particularmente aumentadas, resultantes de a libertação súbita de grandes caudais poder ocasionar perdas humanas e materiais em extensas zonas localizadas a jusante, não se circunscrevendo ao local da construção. Além disso as albufeiras são potenciadoras da geração de sismos a pequena distância das barragens, o que reforça a necessidade de o comportamento sísmico deste tipo de estruturas ser devidamente analisado.

Assim no presente capítulo proceder-se-á ao estudo do comportamento sísmico das barragens de betão apresentadas no Capítulo 3, para o que será conduzido um exaustivo conjunto de análises não-lineares que visam a identificação dos efeitos mais relevantes determinados por acções sísmicas de diferentes intensidades. Será dedicada uma particular ênfase à tipologia abóbada, representada pelas barragens do Alto Lindoso e de Foz Côa, embora sem descurar a caracterização da sensibilidade à acção sísmica da barragem de Koyna, do tipo gravidade.

A abordagem de cada barragem iniciar-se-á pela consideração de um sismo com 0.25g de aceleração de pico, intensidade para a qual é possível acompanhar as modificações que ocorrem na estrutura associadas ao abandono do comportamento linear e elástico que caracteriza a fase de serviço. Desta forma será possível assistir às primeiras incursões em regime de comportamento não-linear, o que facilita a identificação das avarias mais importantes expectáveis em barragens de betão para níveis de intensidade daquela acção não muito elevados.

Em seguida considerar-se-ão sismos de intensidades progressivamente mais elevadas, a fim de se obterem acelerações de pico variando de 0.5g até cerca de 3-4g, constituindo conjuntos de cálculos destinados a uma avaliação determinística do nível de segurança médio que pode ser esperado para aquelas barragens face a uma acção sísmica. Depois de cada sismo cada barragem será submetida a um diagnóstico baseado na simulação dos cenários de colapso $\lambda(g+H)$ ou $g+\lambda H$, fazendo intervir a degradação produzida no betão no

decurso do sismo; da comparação dos resultados obtidos para estes cenários com o funcionamento estrutural verificado no capítulo anterior, isto é sem a prévia ocorrência de qualquer sismo, será então possível proceder a uma identificação das alterações no comportamento estrutural directamente atribuíveis àquela acção dinâmica.

4.2. ANÁLISE TIPO PARA AVALIAÇÃO DO EFEITO DA ACÇÃO SÍSMICA

4.2.1 Considerações gerais

A detecção do colapso de uma estrutura no decurso de uma análise dinâmica não-linear é mais difícil do que em análise estática, uma vez que o equilíbrio pode continuar a ser assegurado mesmo em presença de acentuada degradação de rigidez, graças a importantes contribuições das forças de inércia e de amortecimento. Do ponto de vista físico as implicações sobre a segurança de uma barragem da degradação produzida no betão em resultado de um sismo tornam-se assim pouco perceptíveis, pois a estrutura permanece em vibração (com uma visível redução das frequências próprias), sem necessariamente se chegar a registar uma evolução descontrolada dos deslocamentos, tal como ocorreria numa situação de colapso.

Por este facto na presente monografia entendeu-se como indispensável estabelecer uma estratégia relativamente objectiva para caracterizar o efeito de um sismo sobre uma barragem, na base da qual se torne possível proceder a comparações sobre as consequências decorrentes da consideração de diferentes intensidades para aquela acção. A metodologia aqui adoptada assenta no pressuposto de que a não-linearidade material induzida na barragem por um dado sismo se repercute no subsequente funcionamento estático daquela estrutura, em particular face às acções do peso próprio e do impulso hidrostático que a barragem terá de continuar a suportar.

Inicialmente esta estratégia foi estabelecida tendo em vista determinar a majoração a aplicar a um acelerograma por forma a que a acção sísmica correspondente fosse capaz de induzir um estado de colapso eminente – este entendido como perda de equilíbrio de uma parte da estrutura – após o retorno àquela fase estática. Contudo veio posteriormente a verificar-se que este tipo de situação só poderia ser observado para intensidades sísmicas que se podem considerar verdadeiramente inalcançáveis, pelo que desde cedo se tornou evidente a necessidade de proceder a ajustes naquela metodologia.

O critério que passou a ser utilizado consistiu, então, na caracterização da segurança sísmica de cada barragem a partir da definição de uma aceleração de pico de referência, cujo sismo associado produzisse um nível de danos suficiente para determinar uma redução da carga última numa subsequente simulação dos cenários estáticos $\lambda(g+H)$ ou $g+\lambda H$, tomando para termo de comparação os resultados apresentados no capítulo anterior, e relativos a uma situação sem sismo.

4.2.2 Sequência de cálculos

O comportamento estrutural de cada barragem irá ser determinado tendo em atenção o seguinte conjunto de análises encadeadas:

- (i) análise estática inicial, envolvendo a aplicação do peso próprio da barragem e do impulso hidrostático;
- (ii) análise dinâmica correspondente à actuação do sismo propriamente dito, com uma duração de 10s, seguida de uma fase de 4s sem qualquer acção exterior, para amortecimento e retorno a uma situação de equilíbrio estático;
- (iii) análise estática final, no decurso da qual se procede à simulação de um cenário de colapso previamente seleccionado, a fim de avaliar os efeitos da sujeição da barragem à acção sísmica introduzida em (ii).

Cada fase do cálculo transmite à fase seguinte toda a informação necessária a uma adequada simulação numérica da continuidade da análise, tanto do ponto de vista das acções aplicadas, como das deformadas, dos estados de deformação e de tensão, e das variáveis internas. A integração no domínio do tempo foi efectuada com recurso ao método α de Hilber-Hughes-Taylor ($\alpha = -1/3$), adoptando um passo de tempo de 0.01s para a generalidade das aplicações.

Em coerência com a estratégia delineada no Capítulo 3 o modelo constitutivo utilizado recorrerá estritamente às variáveis de dano d^+ e d^- para caracterização da não-linearidade no betão, omitindo-se portanto o efeito da plasticidade. A simulação dos cenários de colapso $\lambda(g+H)$ ou $g+\lambda H$ na fase estática final (iii) processa-se de acordo com o conjunto de procedimentos descrito no Capítulo 3, com a única diferença de agora se partir de um estado inicial não-elástico, no qual se encontra memorizada a degradação ocorrida no corpo da barragem durante o sismo.

Para as barragens de Koyna e do Alto Lindoso, em cuja discretização espacial estão envolvidos maciços de fundação com dimensões consideráveis, a condição de transparência adoptada ao longo da fase dinâmica (ii) foi realizada com recurso ao conjunto de amortecedores que traduzem a condição de radiação perfeita descrita na monografia (7), os quais foram dispostos tanto na base como ao longo das fronteiras verticais que limitam aqueles maciços. Uma vez que o maciço de fundação da barragem de Foz Côa foi idealizado como infinitamente rígido nenhum tipo de amortecimento por radiação foi considerado. Nas aplicações em que a modelação da albufeira foi realizada com recurso ao artifício de simulação de um líquido como um sólido degenerado a condição de radiação perfeita foi igualmente estendida à fronteira artificial do reservatório.

A modelação da condição de transparência foi acompanhada da eliminação dos apoios de que as correspondentes fronteiras se encontravam dotadas no decurso da fase estática (i), procedimento indispensável ao funcionamento dos amortecedores que expressam a condição de radiação. Desta forma para a barragem de Koyna a análise dinâmica (ii) processou-se na ausência de qualquer apoio, enquanto que para a barragem do Alto Lindoso se consideraram apenas os apoios inerentes à simulação da condição de simetria no plano de fecho. A mencionada supressão de apoios exigiu ainda a transferência para o conjunto das acções exteriores directamente aplicadas das reacções neles desenvolvidas no termo da fase (i), a fim de o equilíbrio estático decorrente da aplicação do peso próprio do betão e da água ser preservado no decurso de toda a análise dinâmica (ii). Depois de cada sismo a simulação dos cenários de colapso $\lambda(g+H)$ ou $g+\lambda H$ foi efectuada restabelecendo na fase estática (iii) as condições de apoio prevaletentes na fase estática inicial (i).

4.2.3 Acção sísmica

Conforme referido no Capítulo 2 a acção sísmica a considerar nas aplicações decorre do escalamento das ordenadas do sismo-base representado na Figura 2, o que possibilitará a obtenção de diferentes valores para a aceleração de pico. O sismo será idealizado como actuando exclusivamente na direcção montante-jusante, opção que não significa que se considere desprezável a contribuição das componentes transversal e vertical do movimento sísmico, mas que foi assumida pelo facto de nas barragens abóbada a consideração da componente do movimento do terreno transversal ao vale implicar a perda de simetria da acção, o que colidiria com a simplificação adoptada nas malhas de elementos finitos. Quanto à componente vertical da acção sísmica nenhum obstáculo existiu ao nível da modelação numérica, mas uma vez que a majoração que irá ser considerada para os registos encerra já uma apreciável fonte de idealizações, entendeu-se como mais razoável considerar do sismo apenas a componente de movimento na direcção montante-jusante, com maior incidência no condicionamento da resposta de barragens de betão. Complementarmente, no contexto de análises determinísticas a consideração de várias componentes para o movimento sísmico suscita problemas quanto à correspondente concomitância no domínio do tempo, que se entendeu preferível suprimir das análises que irão ser efectuadas dado constituir uma fonte adicional de arbitrariedades.

Nas análises referentes às barragens de Koyna e do Alto Lindoso, em cujas malhas de elementos finitos foram incluídas as correspondentes fundações, a acção sísmica foi introduzida a partir da base do maciço sob a forma de uma onda em velocidades com propagação vertical, em concordância com o velocigrama decorrente da integração do registo de acelerações do sismo-base. No caso da barragem de Foz Côa, em que a base da abóbada foi idealizada como rigidamente ligada ao exterior, a acção sísmica foi prescrita através da aplicação do princípio de d'Alembert.

4.2.4 Simulação dos domínios sólido e líquido

As características básicas do modelo constitutivo adoptado para o betão, e bem assim as propriedades elásticas consideradas para o maciço de fundação e para a água foram descritas no Capítulo 3. Durante a fase dinâmica (ii) o maciço de fundação da barragem de Koyna foi modelado com uma massa específica de 1830 Kg/m^3 , enquanto que no da barragem do Alto Lindoso se consideraram 2700 Kg/m^3 . No decurso das fases estáticas (i) e (iii), e pelas razões que foram expostas no Capítulo 3, os maciços de fundação foram idealizados sem massa.

Atendendo à apreciável redução de esforço de cálculo decorrente da discretização bidimensional adoptada para a barragem de Koyna, a respectiva albufeira foi modelada como um sólido degenerado. Relativamente às barragens abóbada do Alto Lindoso e de Foz Côa, cujo domínio sólido por si só obriga à consideração de análises tridimensionais notoriamente mais dispendiosas, o efeito hidrodinâmico foi simulado de acordo com o modelo de massas adicionais de Westergaard, apresentado e generalizado na referência (7). Esta opção foi ditada pelo imperativo de assegurar uma adequada economia de modelação do ponto de vista computacional, a fim de possibilitar a realização de cálculos intensivos. No decurso de ensaios preliminares verificou-se, contudo, que a colocação de uma 'massa aderente' ao paramento de montante determinava a precoce fissuração do betão por tracção, efeito que se comprovou estar relacionado com o facto de as elevadas forças de inércia que