

文章编号:0559-9350(2012)12-1431-09

## 基于扩展有限元法的重力坝强震潜在失效模式分析

张社荣, 王高辉, 孙博, 王超

(天津大学 水利工程仿真与安全国家重点实验室, 天津 300072)

**摘要:** 扩展有限元法(XFEM)通过在相关节点的影响域上富集非连续位移模式, 使得对非连续位移场的表征独立于单元边界, 可以有效描述混凝土中的裂纹扩展。以 Koyna 重力坝为例, 采用 XFEM 分析了大坝地震渐进破坏过程和失效模式, 数值模拟结果与文献中的模型试验结果基本一致, 验证了计算模型的有效性。考虑地震动频谱特性的影响, 采用合理的地震波对国内某混凝土重力坝强震下的动力破坏过程进行了数值仿真分析, 得到了不同水平地震作用下的大坝破坏形态, 并概化出强震作用下混凝土重力坝的潜在失效模式, 为大坝抗震设计、特定失事模式下的工程安全风险率分析及洪水演进提供计算基础。

**关键词:** 水工结构; 失效模式; 扩展有限元; Koyna 重力坝; 裂纹扩展

**中图分类号:** TV312

**文献标识码:** A

## 1 研究背景

西南地区是我国水资源最丰富的地区, 同时也是强震频发地区, 一批高坝正在或将要在这些强震区建设, 如龙滩(196.5m)、官地(168m)和龙开口(167m)等混凝土重力坝。这些工程地质条件复杂, 环境条件恶劣, 其建设难度远远超过国内外已建大坝, 且抗震安全问题十分突出, 大坝一旦失事, 将造成难以估计的损失和后果。由于地震本身的不确定性, 因此超过设计地震级别的地震是可能发生的, 当发生超设计地震时, 大坝可能遭受破坏。如印度 Koyna<sup>[1]</sup>大坝, 原设计按 0.05g 考虑地震作用, 实际地震强度几倍于设计值, 震后许多非溢流坝段的上、下游表面产生裂缝, 造成渗流量增大。新丰江<sup>[2]</sup>大坝高 105m, 1962 年 3 月在坝址东北约 1.1km 处发生 6.1 级地震, 强震造成 13<sup>#</sup>~17<sup>#</sup>坝段在 108.5m 高程处产生长达 82m 的贯穿性裂缝, 导致坝体渗漏。强震作用下高坝的抗震安全性备受关注, 研究重力坝强震作用下的失效模式及其失事机理, 对大坝抗震设计和抗震安全性评价具有重要的工程实际意义。如陈厚群<sup>[3]</sup>对全球经受过Ⅷ度以上强震的百米以上混凝土高坝的震害实例进行了详细的分析研究。陈晓燕<sup>[4]</sup>等在考虑混凝土材料细观非均匀性影响的基础上, 探讨了在材料参数和地震动等不确定因素影响下混凝土重力坝的破坏过程和破坏形态。

目前, 研究混凝土坝开裂失效模式主要采用模型试验和数值计算等方法。模型试验在一定程度上能反映混凝土坝的破坏规律, 但模型试验投资大、周期长, 材料力学性能、荷载和边界条件等难以同时满足相似律要求, 并且目前还存在一些技术困难, 如超载施加方法、破坏试验相似判据的实现和强度储备法中材料性质的改变方法尚不完善。

随着计算机技术和数值分析方法的飞速发展, 三维非线性有限元法的应用为大坝失效模式的研究提供了新的途径, 有限元法模拟混凝土坝裂缝扩展主要有分离裂缝模型、弥散裂缝模型、扩展有限元模型。分离裂缝模型<sup>[5]</sup>虽可显式地描述混凝土大坝裂纹的扩展, 但计算过程需预设裂纹的发展路

收稿日期: 2011-11-27

基金项目: 国家创新研究群体科学基金(51021004)

作者简介: 张社荣(1960-), 男, 山东日照人, 教授, 主要从事水工结构分析、水电工程安全技术研究。E-mail: tjuzsr@126.com

通讯作者: 王高辉, 男, 主要从事水工结构安全技术研究。E-mail: tjudam@126.com

径, 有限元网格需要不断地调整和重新剖分, 带来极大的前处理工作量, 尤其在大型水工建筑物中的宏观裂缝分析中更是如此, 不利于工程应用。弥散裂缝模型<sup>[6]</sup>通过调整材料应力-应变本构关系来反映开裂后的材料力学性能退化, 避免了网格重新剖分, 但在弥散裂缝模型中裂纹的扩展形态与网格剖分相关, 要求裂缝与单元边界一致, 才能得到较准确的结果。基于单位分解<sup>[7]</sup>的扩展有限元方法 (extended finite element method, XFEM)<sup>[8-10]</sup>是近年来发展起来的求解不连续力学问题的一种有效的数值方法, 通过在相关节点的影响域上显式地富集非连续位移模式<sup>[11]</sup>, 使得对非连续位移场的表征独立于单元边界, 同时保证被富集的位移模式在单元间的协调性, 克服了常规有限元法要求裂纹面与单元边界一致、裂纹扩展以后需要重新划分网格等缺点。XFEM的这一特点为分离式裂纹模型的应用提供了有效的数值方法基础, 成为模拟混凝土裂纹扩展等连续-非连续问题的热点方法之一。

本文采用扩展有限元法(XFEM), 对 Koyna 重力坝地震开裂过程进行模拟, 并与文献中的模型试验结果进行对比, 验证 XFEM 模拟混凝土重力坝动力渐进破坏过程的可靠性, 并将该方法应用到国内某混凝土重力坝的潜在失效模式分析, 得到混凝土重力坝典型坝段的动力渐进破坏过程、破坏形态和开裂破坏位置, 文末对大坝潜在失效模式进行概化, 以期为混凝土重力坝的抗震设计、特定失事模式下的工程安全风险率分析及洪水演进提供计算基础。

## 2 地震开裂破坏模型及验证

扩展有限元方法(XFEM)<sup>[12]</sup>是 Belytschko and Black(1999)基于单位分解的思想对传统有限元法进行改进后首次提出的, 该方法基于整体划分的概念, 属于传统有限元方法的扩展。其基本的思想是用一些附加函数来改进传统有限元方法, 使得裂缝几何独立于计算网格。扩展函数通常包括裂纹尖端附近渐进函数(用于模拟裂纹尖端附近的应力奇异性)与间断函数(用于表示裂纹面处位移跳跃)。

**2.1 扩展有限元的位移模式** 扩展有限元法中, 通过附加函数加强常规有限元逼近模拟裂纹的扩展。扩展有限元的位移逼近可用下式表示:

$$u = \sum_{i \in I} u_i N_i + \sum_{j \in J} b_j N_j H(X) + \sum_{k \in K_1} N_k \left( \sum_{l=1}^4 C_k^{l1} F_l^1(x) \right) + \sum_{k \in K_2} N_k \left( \sum_{l=1}^4 C_k^{l2} F_l^2(x) \right) \quad (1)$$

式中: 右端第一项可用于模型中所有节点, 和常规有限元一样; 右端第二项、第三项、第四项为 XFEM 特有的, 称为加强项, 用来描述裂纹的存在, 第二项只对形函数被裂纹内部切开的单元节点有效, 第三、四项只对形函数被裂纹尖端切开的单元节点有效;  $I$  为所有节点的集合, 即右端第一项;  $J$  为裂纹完全贯穿单元节点的集合(图 1 中“□”表示的节点), 即右端第二项;  $K_1$  和  $K_2$  分别为第 1 个裂尖(裂纹两端)和第 2 个裂尖(影响域被裂纹嵌入)所在单元结点的集合(图 1 中“△”表示的节点), 即右端第三项和第四项;  $N_i$  为节点  $i$  的形函数;  $u_i$  为节点  $i$  位移向量的连续部分;  $b_i$  为节点  $i$  与阶跃函数相关的节点加强自由度;  $c_k^{l1}$  和  $c_k^{l2}$  分别为两个裂尖处于弹性渐进裂尖函数有关的节点加强自由度;  $H(x)$  为沿裂纹面的间断阶跃函数,  $F_l^1(x)$ ,  $F_l^2(x)$  ( $l=1, \dots, 4$ ) 为裂纹尖端应力裂尖函数。

沿裂纹面的间断阶跃函数  $H(x)$ , 在局部坐标系(见图 2)下由下式给出:

$$H(x) = \begin{cases} 1 & \text{如果 } (X - X^*)^n, n \geq 0 \\ -1 & \text{其它} \end{cases} \quad (2)$$

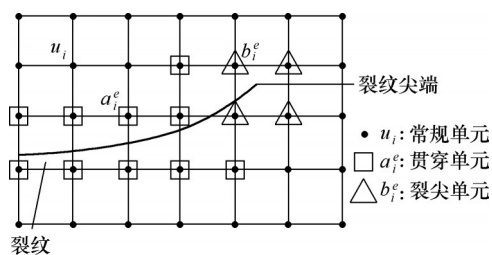


图 1 XFEM 富集模式

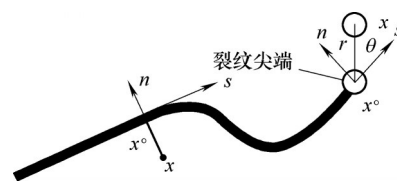


图 2 局部坐标系下的 Heaviside 函数

式中： $X$ 为高斯点； $X^*$ 为位于裂纹上距 $X$ 最近点； $n$ 为单位外法线向量。

对于各向同性弹性体，尖端终止于单元内部的裂纹，构造的附加非连续函数除了要求能体现出裂纹处的位移不连续性，还必须能体现出裂纹尖端渐近位移场的奇异性。由线弹性断裂力学可知，裂纹尖端位移场可用水平集函数构造的裂尖函数 $F_i(r, \theta)$ 来表达，记为：

$$\{F_j(r, \theta)\}_{j=1}^4 = \left[ \sqrt{r} \sin \frac{\theta}{2}, \sqrt{r} \cos \frac{\theta}{2}, \sqrt{r} \sin \theta \sin \frac{\theta}{2}, \sqrt{r} \sin \theta \cos \frac{\theta}{2} \right] \quad (3)$$

式中： $(r, \theta)$ 为以裂纹尖端为坐标原点、裂纹外切线为极轴的局部极坐标，裂纹尖端切线方向对应 $\theta=0$ 。

**2.2 支配方程的建立** 位移模式构造后，可以和常规有限元方法一样，由虚功原理推导扩展有限元的支配方程。假设结构产生了一个允许的虚位移 $\delta \varepsilon$ ，其虚功方程为：

$$\int_{\Omega} \sigma \delta \varepsilon d\Omega = \int_{\Omega} f^b \delta \varepsilon d\Omega + \int_{\Gamma} f^l \delta \varepsilon d\Gamma \quad (4)$$

式中： $f^b$ 、 $f^l$ 分别为分布体力和分布面力。

将有限元近似位移表达式(1)代入虚功方程式(4)，可以得到XFEM的支配方程：

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{F} \quad (5)$$

式中： $\mathbf{K}$ 为整体刚度矩阵； $\mathbf{u}$ 是结点位移列向量，对于常规节点， $\{d\}_i = \{u_i\}$ ；对于阶跃函数 $H(x)$ (图1中“□”表示的节点)， $\{d\}_i = \{u_i, a_i\}$ ；裂尖函数 $F_i(r, \theta)$ (图1中“△”表示的节点)， $\{d\}_i = \{u_i, b_i^1, b_i^2, b_i^3, b_i^4\}$ 。

$\mathbf{K}$ 由单元刚度矩阵集合而成，定义为：

$$k_{ij}^e = \begin{bmatrix} k_{ij}^{uu} & k_{ij}^{ua} & k_{ij}^{ub} \\ k_{ij}^{au} & k_{ij}^{aa} & k_{ij}^{ab} \\ k_{ij}^{bu} & k_{ij}^{ba} & k_{ij}^{bb} \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$k_{ij}^{rs} = \int_{\Omega} (\mathbf{B}_i^r)^T \mathbf{D} \mathbf{B}_j^s d\Omega \quad (r, s = u, a, b) \quad (7)$$

式中： $\mathbf{D}$ 为弹性本构矩阵； $u$ 、 $a$ 、 $b$ 分别代表单元位移向量的连续部分、贯穿单元和裂纹尖端所在单元的结点改进自由度； $i$ 、 $j$ 为单元结点数； $\mathbf{B}_i^u$ 、 $\mathbf{B}_i^a$ 、 $\mathbf{B}_i^b$ 分别为常规应变矩阵、贯穿单元以及裂尖单元的附加应变矩阵。

$\mathbf{F}$ 为整体荷载列阵，由单元荷载列阵集合而成：

$$\mathbf{f}_i^s = \{f_i^u, f_i^a, f_i^{b1}, f_i^{b2}, f_i^{b3}, f_i^{b4}\}^T \quad (8)$$

式中： $f_i^u$ 为常规单元的荷载列阵向量； $f_i^a$ 、 $\{f_i^{b1}, f_i^{b2}, f_i^{b3}, f_i^{b4}\}^T$ 分别为贯穿单元和裂尖单元的荷载附加列阵；在无裂纹穿过单元荷载列阵取第一项，有裂纹穿过单元荷载列阵取前两项，裂纹尖端所在单元取除第二项之外的其余所有项。

**2.3 数值积分方案** 依据扩展有限元的思想，将单元类型划分为常规单元、贯穿单元和裂尖单元。由于在形函数的变分矩阵中含有不连续函数 $H(x)$ 和 $F_i(r, \theta)$ ，对于处在裂纹贯穿单元和裂尖单元时，如果采用与常规单元相同数目的高斯积分点，计算结果精度较低。因此，为了保证计算精度，需要将含有裂纹的单元进一步细分成一些子单元，每个子单元内部是连续的，单元积分转为在这些子单元上积分(如图3)，便可得到较高精度。具体积分方案如下：(1)无节点加强的单元，其积分方案和常规有限元中的积分一样，采用 $2 \times 2$ 个高斯积分点；(2)在裂尖附近有裂尖加强节点的单元，采用 $4 \times 4$ 个高斯点；(3)裂尖单元，将裂尖单元划分为6个三角形，每个子三角形，采用13个高斯点；(4)裂纹贯穿单元，裂纹将单元分为两个子域，分别由每个子域的角度形成Delaunay三角形，每个三角形内有3个高斯点。

**2.4 Koyna重力坝强震失效模式分析** Koyna<sup>[1]</sup>重力坝作为少数几个在强震中破坏且有比较完整记录的重力坝之一，Koyna混凝土重力坝位于印度的Koyna河上，最大坝高103.0m，坝底厚72.0m，坝顶宽度14.8m。1967年12月，该坝坝址区域遭受一次6.5级强烈地震作用，在91.7m高的库前水位和

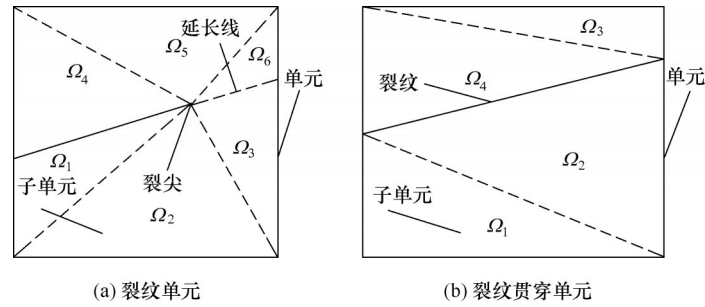


图3 数值积分方案

0.474g水平与0.312g的竖向加速度峰值地震作用下，坝体多个非溢流坝段在下游坝高66.5m和上游坝高60.0~66.5m处发生了水平裂缝，并在下游面裂缝处发生渗漏，说明坝体已产生了贯穿性裂缝。已有不少学者<sup>[13-14]</sup>对该坝的地震破坏过程进行了模拟分析。本文结合扩展有限元模型分析Koyna重力坝的地震破坏过程。

计算荷载考虑重力、静水压力、动水压力和地震荷载，其中地震荷载采用1967年的Koyna地面实测地震波，如图4所示。坝体混凝土弹性模量<sup>[1]</sup>为31.0GPa，泊松比为0.2，密度为2643kg·m<sup>-3</sup>，抗拉强度为2.90MPa，断裂能为250N·m<sup>-1</sup>。动水压力根据Wester-gaard公式考虑。Rayleigh阻尼因数根据线弹性分析得到的前两阶频率计算，阻尼比取5%。

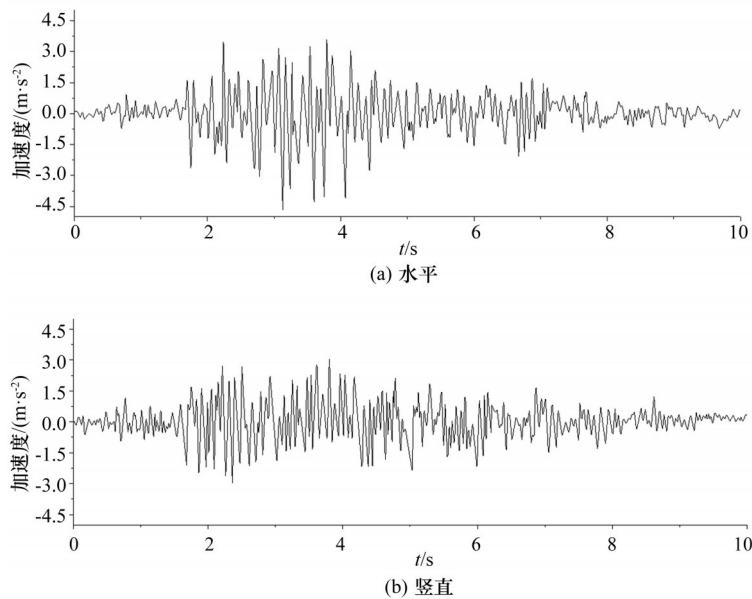


图4 1976年Koyna地震地面加速度记录

基于扩展有限元理论，计算采用最大拉应力准则并假定扩展过程中裂纹尖端位于单元边界上，得到Koyna实测地震波作用下的大坝最终失效模式，图5给出了大坝在不同时刻坝体的破坏形态，其反映了地震作用下Koyna混凝土重力坝的动力渐进破坏过程，同时也给出了数值模拟结果与振动台模型试验<sup>[15]</sup>结果的对比。图5表明，数值模拟得出的最终破坏形态与模型试验基本一致，数值模拟结果和振动台模型试验结果均显示裂缝已经贯穿坝体，与实际震害吻合，说明采用扩展有限元法可以较好地模拟大坝在强震作用下的失效模式。

### 3 混凝土重力坝强震失效模式分析

以某碾压混凝土重力坝为研究对象，坝高为142.0m，坝区场地类别为I类，设防烈度为Ⅷ度，100年超越概率2%的基岩地震动水平向峰值加速度为0.284g。地震动采取水平向和竖向地震同时输



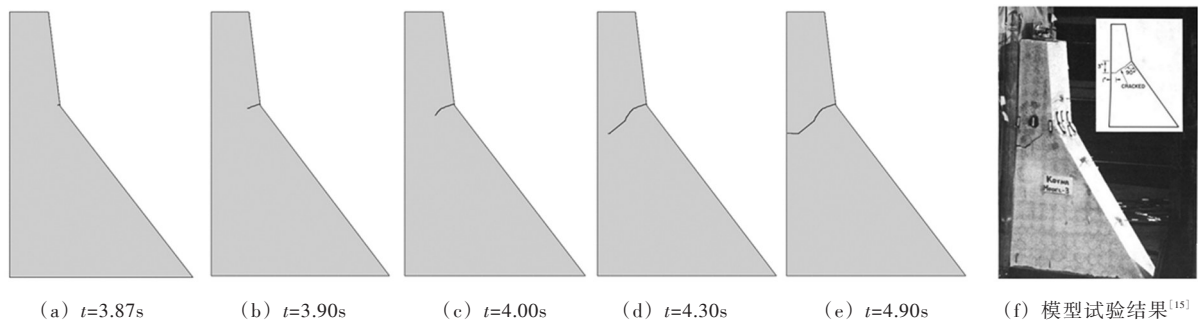


图5 数值计算破坏形态与模型试验比较

入，竖向地震输入加速度峰值取为水平向的2/3。为了研究大坝在不同强震等级作用下的失效模式，在设计地震的基础上，又分别计算了基岩水平峰值加速度分别为0.369g、0.426g、0.483g、0.586g和0.710g时的大坝地震反应情况，分析大坝失效模式。坝体采用最大拉应力准则，基岩采用D-P准则。

计算时水位为正常蓄水位，动水压力根据Wester-gaard公式考虑(从工程实用的观点出发，为简化问题，使结构潜在破坏模式更为明晰，暂不考虑动水压力对结构振动的动力影响及裂缝中的水力劈裂作用)。Rayleigh阻尼因数根据线弹性分析得到的前两阶频率计算，阻尼比取5%。挡水坝段有限计算模型如图6所示。大坝材料参数见表1，地基为II类基岩，密度为 $2700\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ ，弹性模量18GPa，泊松比0.22，抗剪断参数为： $f=1.12$ ， $c=1.40\text{MPa}$ 。

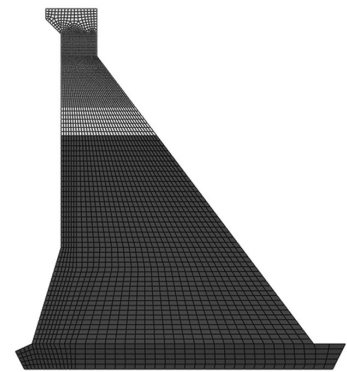


图6 有限元计算模型

表1 坝体混凝土力学参数

标号	静抗压强度/MPa	动抗压强度/MPa	密度/( $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ )	动弹性模量/GPa	断裂能/( $\text{N}\cdot\text{m}^{-1}$ )
碾压 C <sub>90</sub> 15	11.18	14.53	2 552	56.0	205
碾压 C <sub>90</sub> 20	14.91	19.38	2 552	57.6	257
碾压 C <sub>90</sub> 25	18.64	24.23	2 552	58.8	300
常态 C <sub>90</sub> 25	16.50	21.45	2 500	36.8	437

**3.1 地震动选取** 由于地震动具有很强的不确定性和随机性，保证数值计算结果的可靠性需要合理选取输入的激励地震波。拟建工程区的场地实测地震动是地震动输入的首选，但在实际工程中很少具有这种实测地震动。目前，在大坝抗震设计中主要采用类似场地的典型强震记录和人造地震动。为了考虑地震动幅值及频谱特性的影响，本文采用的地震波均以设计峰值加速度幅值 $A_{\max}=0.284g$ 调幅，并选取 $T_g$ 为相应于一类场地特征周期的地震记录。

所选实测地震波记录和以规范谱生成的人工地震波如图7所示，震中距在8.5~25.5km范围内，通过调整实测地震波的频谱特性，使其地震反应谱参数与设计规范谱基本相似，调整后各实测地震波的频谱特性反应谱曲线如图8所示。

**3.2 混凝土重力坝强震潜在失效模式分析** 由于混凝土材料的非线性，重力坝破坏是一个逐渐累计、渐进破坏的过程。在强震荷载作用下，重力坝的关键部位均处于拉-压的工作状态下，这种循环应力状态对混凝土材料非常不利，部分混凝土会产生损伤和弱化，使结构相应部位出现开裂并进一步发展。基于扩展有限元理论，采用动力超载时域分析方法，得到Koyona地震波不同强震等级作用下的大坝失效模式如图9所示。

若不考虑混凝土碾压层面以及地基岩石的破坏，在地震荷载作用下，挡水坝段首先在坝头下游

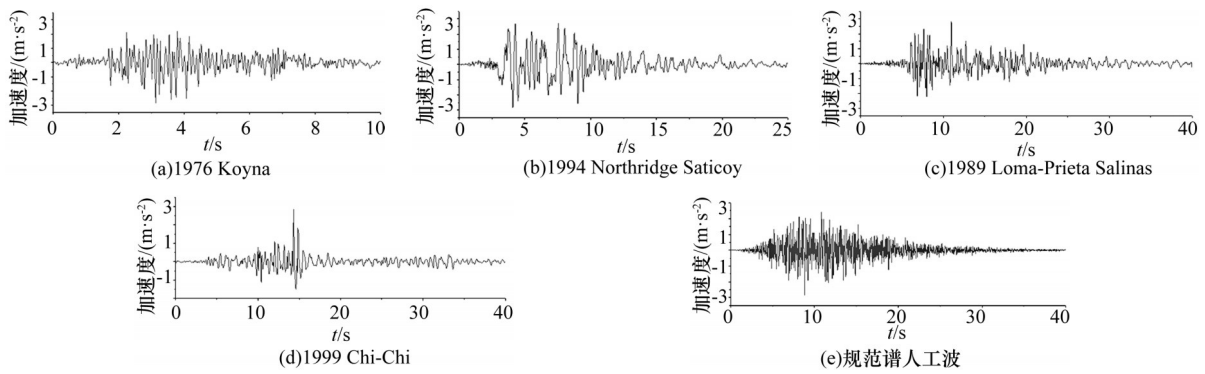


图7 所选地震波记录

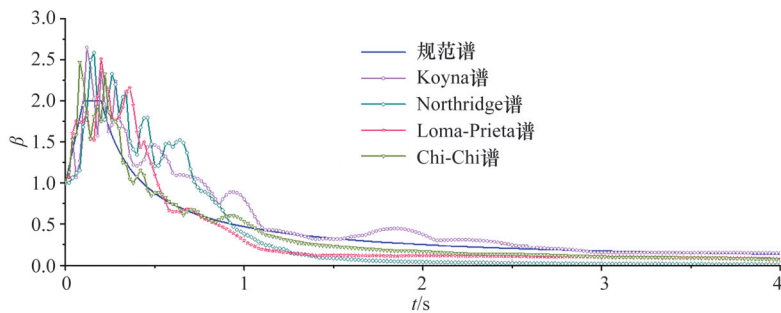


图8 所选地震动的反应谱曲线

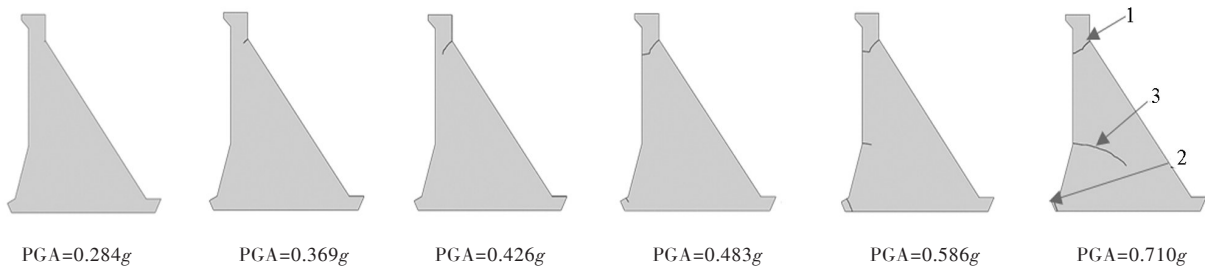
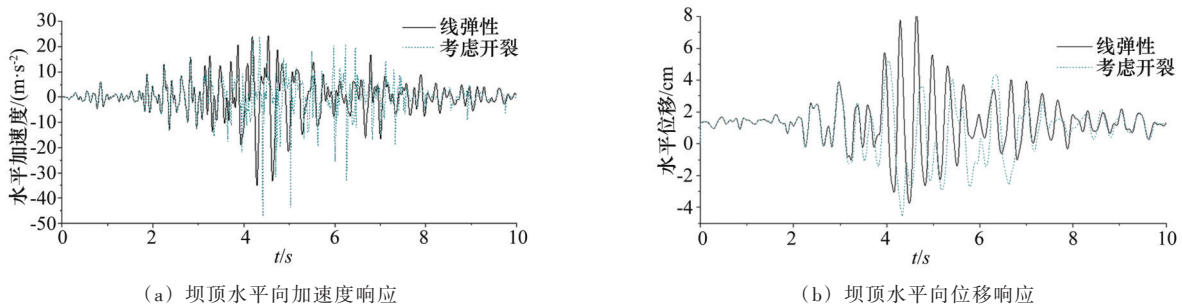


图9 Koyna地震波作用下的大坝破坏形态

折坡处出现裂缝，主要为拉裂破坏。在设计地震动作用下，在下游折坡处出现局部开裂破坏(第1条裂缝)，向坝体内部扩展较浅，坝体其它部位完好；随着地震动的加大，该裂缝向上游面扩展，由于此时缝端应力不仅有坝体受弯引起的拉应力，还有坝体因惯性产生向上游方向的剪应力及自重引起的向下应力，因此裂缝不是水平向上游扩展，而是向下弯曲扩展，最终裂缝扩展至上游面，形成贯穿性裂缝。当地震动峰值增加到 $0.483g$ (1.7倍设计峰值加速度)时，在坝踵齿槽上表面出现第2条裂缝，贯穿至坝基面；当基岩输入的峰值加速度为 $0.586g$ (2倍设计峰值加速度)时，在上游折坡处出现第3条裂缝，随着地震动的加大，裂缝向坝体内部扩展，最终可形成贯穿性裂缝。

图10给出了当 $PGA=0.710g$ 时，坝顶动力时程响应曲线。由图10可知，考虑坝体开裂后，坝顶



(a) 坝顶水平向加速度响应

(b) 坝顶水平向位移响应

图10  $PGA$ 为 $0.710g$ 时坝顶动力时程响应

加速度幅值有所增大，线弹性条件下为 $-36.23\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$ ，考虑裂纹扩展的情况下为 $-49.29\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$ ，两者出现的时间也有所变化，分别为 $4.29\text{s}$ 和 $4.41\text{s}$ 。在地震反应前期，两种情况下坝顶顺水流向位移曲线重合，表明坝体尚处于线弹性响应阶段；在 $2.84\text{s}$ 后，随着裂缝的扩展，坝顶顺水流向位移较线弹性情

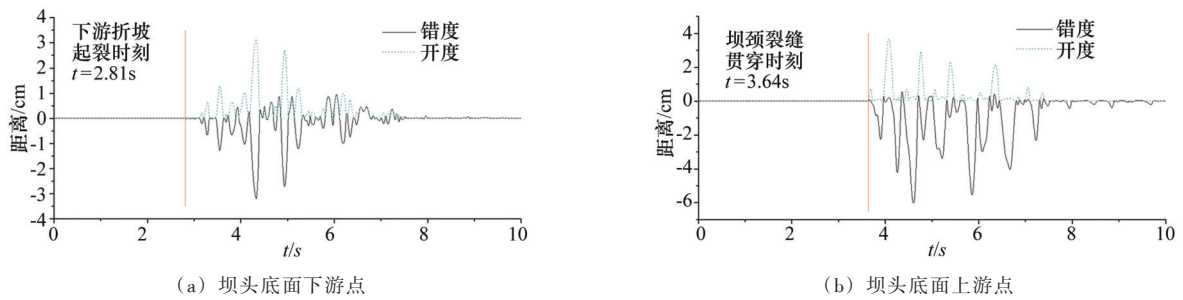
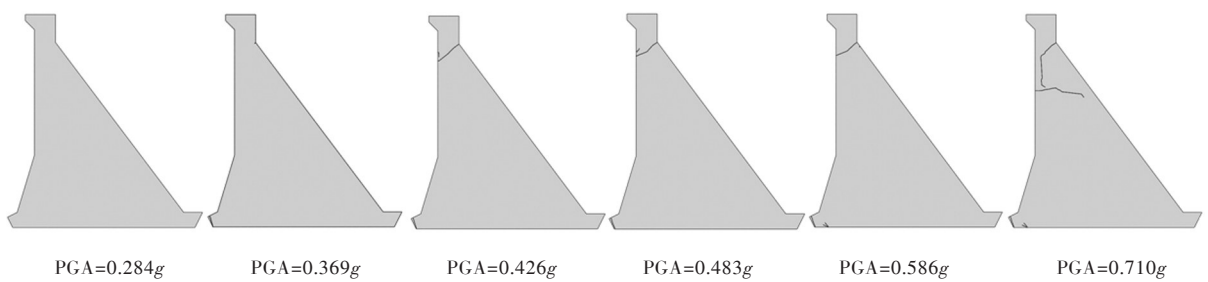
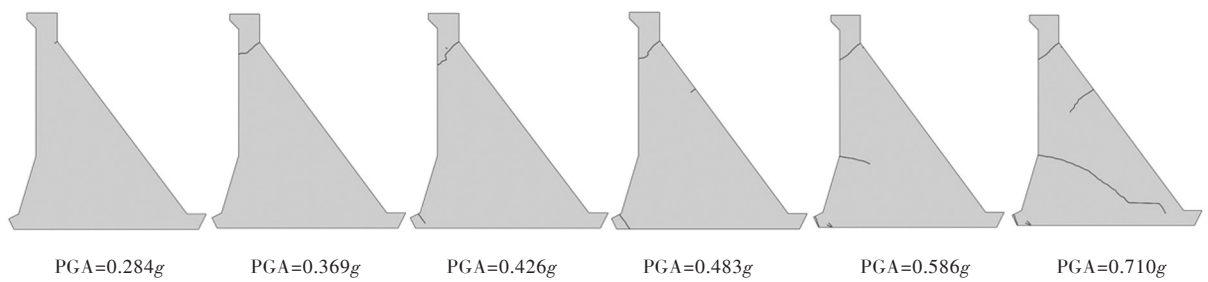


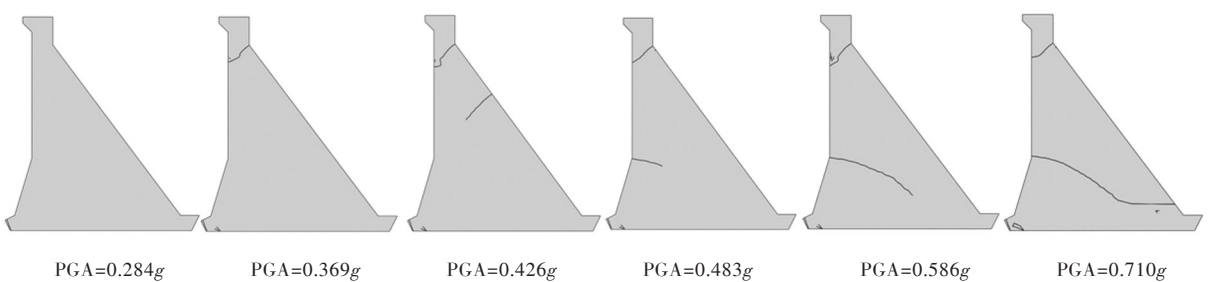
图 11 PGA 为  $0.710g$  时坝头摆动时程曲线



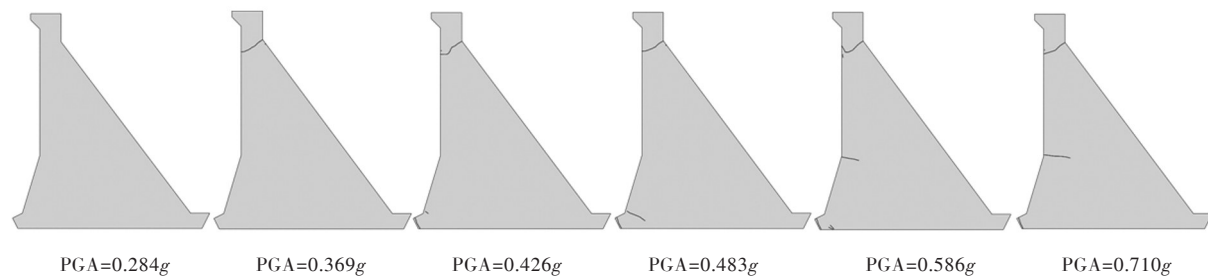
(a) Chi-Chi 实测地震波作用下的大坝失效模式



(b) Loma-Prieta 实测地震波作用下的大坝失效模式



(c) Northridge 实测地震波作用下的大坝失效模式



(d) 规范谱人工波作用下的大坝失效模式

图 12 不同地震动作用下的大坝失效模式

况有所减小，当 $t=4.49s$ 时，达到最大；此后坝顶水平向位移呈现倾向上游的趋势。开裂后坝顶顺水流向位移峰值点时间间隔延长，在 $4.49s$ 后这一现象趋于明显，且线弹性位移较考虑开裂情况的位移峰值大，反映了裂纹扩展使得坝体整体刚度减小，系统频率下降。

在强震荷载作用下( $PGA=0.710g$ )，坝颈部裂缝贯穿后，坝头仅以裂缝面为铰的顺水流向摇摆为主(见图11)，整个振动过程中，水平向错动最大幅值仅为6cm，并未出现坝头倒塌现象。

为了研究地震动频谱特性对大坝在不同强震等级作用下失效模式的影响，采用Chi-Chi、Loma-Prieta、Northridge等实测地震波以及规范谱人工波对大坝在强震作用下的潜在失效模式进行分析，图12给出了其在不同地震动作用下的失效模式。

由图9及图12得到的不同地震波作用下的大坝失效模式可知，不同地震波在不同水平地震作用下，大坝破坏形态不尽相同，可将混凝土重力坝强震作用下的潜在失效模式概化如下(见图13)：(1)裂缝从坝下游折坡处以大约 $45^\circ$ 斜向坝体内部扩展，最终扩展至上游面形成贯穿性裂缝；(2)裂缝从坝踵齿槽处向坝基面扩展；(3)裂缝从坝体上游面折坡处向坝体内部扩展，可在坝中形成贯穿性裂缝；(4)裂缝从坝体上游面碾压分区交界处向坝体内部扩展，极端情况下，可形成贯穿上下游的裂缝；(5)裂缝从坝体下游面碾压分区交界处斜向坝体内部扩展。

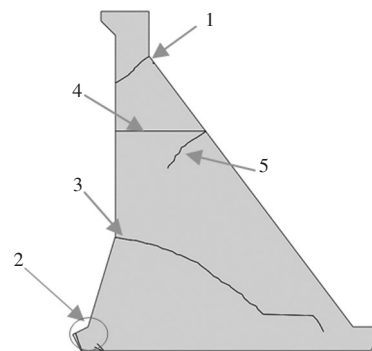


图13 强震作用下大坝潜在失效模式

在世界范围内主要有印度的Koyna重力坝、伊朗的瑟菲德鲁特大头坝以及我国的新丰江大坝遭受了比较严重的地震震害，在地震作用下均在坝体头部出现水平向裂缝。因此，结合混凝土重力坝的实际震害、动力模型破坏试验及数值模拟结果，可以认为，对于碾压混凝土重力坝，其坝头部位的折坡处是抗震的薄弱环节，同时在混凝土碾压层面、坝踵以及上游坡度变化处也较容易出现开裂破坏。

## 4 结论

本文基于扩展有限元基本理论，同时对Koyna重力坝和国内某混凝土重力坝强震作用下的破坏过程进行数值仿真模拟，得到了重力坝在不同水平地震作用下的潜在失效模式。主要有以下结论：(1)数值模拟的Koyna重力坝强震失效模式与模型试验及实际震害基本一致，说明采用扩展有限元模型模拟混凝土重力坝的地震破坏过程是可行的；(2)不同地震波在相同幅值峰值加速度作用下，大坝破坏不尽相同，在研究大坝失效模式时需考虑所选取地震波频谱特性的影响；(3)在强震荷载作用下，混凝土重力坝的失效模式主要有：裂缝从坝下游折坡处以大约 $45^\circ$ 斜向坝体内部扩展，最终扩展至上游面形成贯穿性裂缝；裂缝从坝踵齿槽处向坝基面扩展；裂缝从坝上游面折坡变化处向坝体内部扩展；裂缝从坝体上游面碾压分区交界处向坝体内部扩展，极端情况下，可形成贯穿上下游的裂缝；裂缝从坝体下游面碾压分区交界处斜向坝体内部扩展。

## 参 考 文 献：

- [ 1 ] Chopra A K, Chakrabarti P . The Koyna earthquake and the damage to Koyna dam[J] . Bull . Seism . Soc . Am . , 1973, 63(2): 381-397 .
- [ 2 ] 林俊高, 许岳城, 杨文元 . 新丰江大坝动力特性研究与安全评估[J] . 大坝与安全, 1998(1): 25-32 .
- [ 3 ] 陈厚群 . 混凝土高坝强震震例分析和启迪[J] . 水利学报, 2009, 40(1): 10-18 .
- [ 4 ] 陈晓燕, 钟红, 林皋 . 地震作用下混凝土重力坝破坏过程与破坏形态数值仿真[J] . 水利学报, 2011, 42(10): 1209-1217 .
- [ 5 ] Feltrin G, Wepf D, Bachmann H . Seismic cracking of concrete gravity dams[J] . Dam Engineering, 1990, 1(4): 279-289 .



- [ 6 ] Zhang C H, Wang G L, Wang S M, et al. Experimental tests of rolled compacted concrete and nonlinear fracture analysis of rolled compacted concrete dams [J]. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2002, 14(2): 108–115.
- [ 7 ] Melenk J M, Babuska I. The partition of unity finite element method: Basic theory and applications [J]. *Computer Meth. in Appl. Mech. and Eng.*, 1996, 139(1–4): 289–314.
- [ 8 ] Moës N, Dolbow J, Belytschko T. A finite element method for crack growth without remeshing [J]. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 1999, 46: 131–150.
- [ 9 ] Belytschko T, Gracie R, Ventura G. A review of extended/generalized finite element methods for material modeling [J]. *Modelling and Simulation in Materials Science and Engineering*, 2009, 17(4): 1–24.
- [ 10 ] Stazi F L, Budyn E, Chessa J, et al. An Extended Finite Element Method with Higher-order Elements for Curved Cracks [J]. *Computational Mechanics*, 2003, 31(1–2): 38–48.
- [ 11 ] 方修君, 金峰, 王进廷. 基于扩展有限元法的 Koyna 重力坝地震开裂过程模拟 [J]. *清华大学学报(自然科学版)*, 2008, 48(12): 2065–2069.
- [ 12 ] Belytschko T, Black T. Elastic crack growth in finite elements with minimal remeshing [J]. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 1999, 45(5): 601–620.
- [ 13 ] Lee J, Fenves G L. A Plastic-Damage Concrete Model for earthquake analysis of dams [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1998, 27(9): 937–956.
- [ 14 ] Wang Guanglun, Pekau O A, Zhang Chuhan, et al. Seismic fracture analysis of concrete gravity dams based on nonlinear fracture mechanics [J]. *Engineering Fracture Mechanics*, 2000, 65(1): 67–87.
- [ 15 ] National Research Council. *Earthquake Engineering for Concrete Dams: Design, Performance, and Research Needs* [M]. National Academies Press, USA, 1990: 99–100.

## Seismic potential failure mode analysis of concrete gravity dam based on extended finite element method

ZHANG She-rong, WANG Gao-hui, SUN Bo, WANG Chao

(Tianjin University, Tianjin 300072, China)

**Abstract:** The extended finite element method (XFEM) can make the characterization of discontinuous displacement field independent of cell boundaries by enriching discontinuous displacement mode on the influence domain of related nodes. Therefore XFEM possesses the capacity of effective describing the crack propagation in concrete. The damaged process and failure mode of Koyna gravity dam subjected to earthquake was analyzed using XFEM. The computed distribution of cracking damage is consistent with the actual condition and the model test results in literature, which verifies the validity of the calculation model. Considering the spectral characteristics of ground motion, we conducted numerical simulation of the dynamic damaged process of a concrete gravity dam based on a reasonable seismic wave. The potential failure mode of the dam under strong earthquake ground motion was generalized from the simulation results. Our work can provides the basis for the seismic design, construction safety hazard rate analysis under particular failure mode and flood routing.

**Key words:** hydraulic structures; failure mode; XFEM (Extended Finite Element Method); Koyna gravity dam; crack growth

(责任编辑: 王冰伟)