文章编号：2097-096X(2026)02-0226-13

混凝土坝-地基耦合体系震后安全状态快速评估系统 SkySeisdam研究及应用

闫春丽，涂　劲，李志远，王少卿，郭胜山，李德玉
(中国水利水电科学研究院，北京　100048)

摘要：我国西南地区已建高混凝土坝在运行期面临严峻的强震考验，科学、快速的震后安全状态快速评估系统对支撑相关部门的应急管理决策具有重要意义。高混凝土坝震后快速评估系统的卡脖子问题在于缺少可靠性高的混凝土坝-地基系统震后安全状态评估模型。本研究以溪洛渡拱坝为例，针对高拱坝抗震安全评价体系中四个层次“分析模型-评价指标-评价准则-应急决策”的关键难题，构建了综合考虑坝体损伤与坝肩滑块失稳的多耦合体系非线性分析模型。基于随机有限断层法生成多震级地震动输入，结合概率地震需求分析(PSDA)与混合评价指标构建，提出了“四状态三阈值”的划分标准及对应应急处置策略，进而建立基于可快速读取指标的震后安全状态快速评估及应急决策支持体系并开发了应用平台SkySeisdam，为高拱坝震后快速响应提供定量化决策支持。

关键词：混凝土坝；评价指标；安全状态；评价准则；快速评估；应急决策
中图分类号：TV642　　**文献标识码：**A　　**doi：**10.3724/j.jiwhr.20250210

1　研究背景

当前，我国水能资源丰富的西南地区已建了大批高混凝土坝，为我国能源转型和当地经济发展发挥了重要作用。西南地区地震地质条件复杂，强震频发。已建的高混凝土坝面临严峻的强震威胁。科学、快速的震后安全状态评估系统对支撑相关部门的应急管理决策具有重要意义。

高混凝土坝震后快速评估系统的制约性问题在于缺少能够反映真实工作性态的混凝土坝-地基系统震后安全状态评估模型。运行期大坝遭遇地震后的安全状态快速评估需解决两大核心问题：①为反映高混凝土坝实际工作性态，需考虑坝体混凝土损伤演化与坝基岩体滑移的耦合效应；②需建立强震后安全状态的快速分级评价标准[1-3]。现行规范[4-5]和已有的大部分研究[6-8]均是将混凝土坝体抗震强度和基岩内潜在滑动块体的整体动力稳定分开进行分析，不能考虑坝体损伤发展与基岩内滑块滑裂面滑移过程的动力耦合作用[9-11]。实际上，混凝土坝坝体、地基和库水是作为一个统一的整体，强震作用下滑块的滑动可能导致地震能量释放转移，减缓坝体损伤开裂，反之坝体损伤开裂也会使传递到滑块的作用力重分布，从而影响坝基岩体稳定状态。此外，目前针对耦合体系还没有统一的、公认的大坝抗震安全评价指标以及相应的评价准则[12]，因此有必要在构建更加真实反映混凝土坝-地基系统地震响应有限元模型的前提下，从多角度对混凝土坝的破坏过程和破坏机理进行分析和研究，建立更加合理的安全评价指标和相应的震后安全快速分级评价标准。本研究所建立的震后安全状态快速评估模型对高混凝土坝均适用，为方便阐述其基本原理及主要功能，后文以溪洛渡拱坝为对象进行介绍。

收稿日期：2025-08-04；网络首发时间：2026-02-12
网络首发地址：https://link.cnki.net/urlid/10.1788.TV.20260211.1802.003
基金项目：国家自然科学基金项目(52209157)
作者简介：闫春丽(1994—)，博士，工程师，主要从事水工结构抗震研究。E-mail：yancl@iwhr.com
通信作者：涂劲(1973—)，正高级工程师，主要从事水工结构抗震研究。E-mail：tujin@iwhr.com

2　溪洛渡拱坝震后安全状态快速评估系统架构

溪洛渡水电站是世界第三大水电站，其拱坝坝高285.5 m，设计地震峰值加速度为0.357g，校核地震峰值加速度为0.431g。为保障溪洛渡拱坝运行期间的抗震安全性能，经过深入研究提出了拱坝-地基系统震后安全状态评估模型，并提出针对性的震后安全状态快速评估系统(Rapid Post-Earthquake Safety Evaluation System，RASES)架构。图1为溪洛渡拱坝震后安全状态快速评估系统的技术框架：信息化基础设施用于收集拱坝的真实工作状态数据和保障通信网络、模型计算和存储；数字孪生平台是系统核心部分，基于构建的模型库和收集的数据生成拱坝安全评估指标值，并提供应急管理方案的知识库；业务应用平台展示了系统的主要功能为支撑震后应急管理决策；用户模块表明了系统的主要使用部门。溪洛渡RASES的创新技术集中在大坝-地基系统震后安全状态评估模型的构建。首先建立精细化溪洛渡拱坝-地基系统三维耦合模型，突破现有研究多采用单一破坏模式假设的局限性，有效反映实际工程中多破坏机制的协同作用，通过基于概率统计的分析方法突破现有传统分析框架，创新性提出基于混合指标的安全状态分级体系，为震后应急响应提供理论依据。下文将着重介绍模型库各模型的方法和原理。

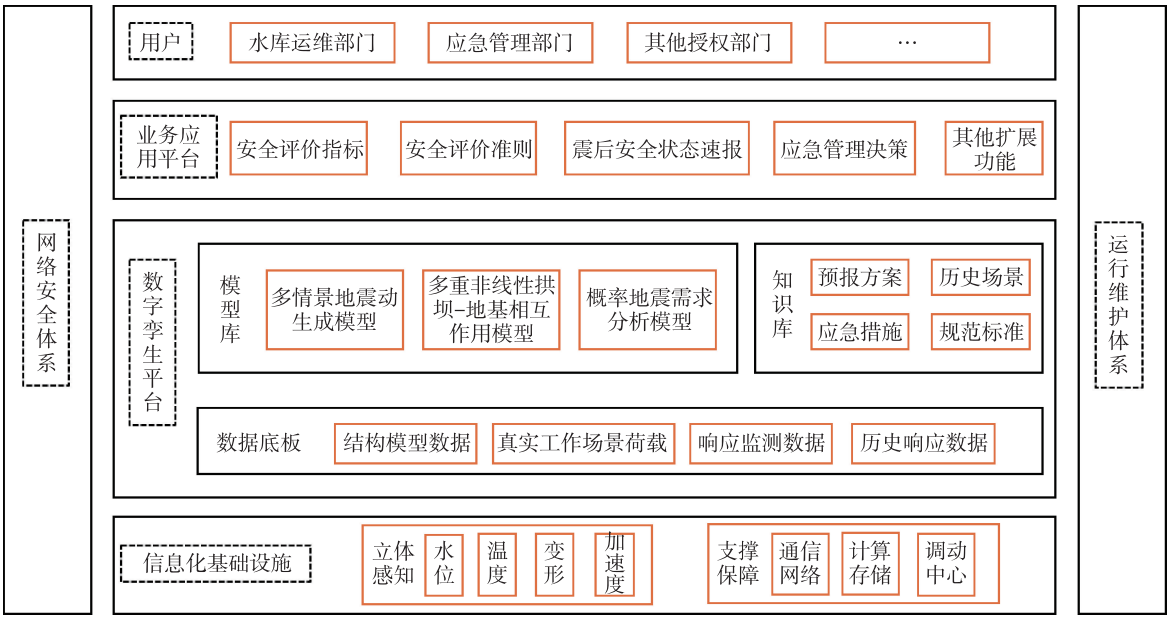


图1　溪洛渡拱坝震后安全状态快速评估系统技术框架

Fig. 1　Technical framework for RASES of the Xiluodu Arch Dam

3　概率地震需求分析方法

概率地震需求分析(Probabilistic Seismic Demand Analysis，PSDA)是结构地震易损性分析研究中的重要模块，常用的概率地震需求分析方法有增量动力分析方法(IDA)、多条带分析方法(MSA)、耐震时程分析方法(ETA)和云分析方法(CLA)，本研究将增量动力分析方法和云分析方法结合，进行概率地震需求分析。

3.1　增量动力分析方法[13-16]　增量动力分析方法是将一条(或多条)地震记录按一定比例缩放至多个地震动强度水平，再在每个地震动强度水平下对结构进行一系列非线性动力响应分析，并将递增的地震动强度与相应的结构响应逐一连接，从而生成一条(或多条)地震响应性能参数与相应地震动强度指标的曲线，即IDA曲线。根据IDA曲线可以确定结构从弹性到非线性，最后到达极限状态的发展过程。

IDA方法的主要计算流程为：

（1）挑选一条或多条地震记录$a_j(t)$，并确定地震动强度指标（Intensity Measure，IM）。常用的IM有地震动峰值加速度（Peak Ground Acceleration，PGA）、地震动峰值速度PGV（Peak Ground Velocity，PGV）和基本周期下5%阻尼比的谱加速度$Sa(T_1, 5\%)$等。

（2）确定缩放原则和缩放系数λ_i，缩放原则主要分为等步长缩放和非等步长缩放。等步长缩放即是通过确定一个固定的缩放步长$\Delta\lambda$进行地震动的缩放：

$$\lambda_{i+1} = \lambda_i + \Delta\lambda \tag{1}$$

非等步长缩放即是步长$\Delta\lambda_i$是不断变化的：

$$\lambda_{i+1} = \lambda_i + \Delta\lambda_i \tag{2}$$

等步长缩放步长调整方式容易，易于程序化。然而如果缩放步长过大，可能会忽略一些结构的重要性能变化，如果缩放步长过小，可能需要大量的时程分析，降低计算效率。非等步长缩放可以在结构性能变化显著的阶段，减小缩放步长，反之则增大缩放步长。

确定缩放原则后，采用下列公式对$a_j(t)$进行缩放：

$$\ddot{u}_j^{(i)}(t) = \lambda_i a_j(t), i = 1, 2, \cdots, n \tag{3}$$

式中$\ddot{u}_j^{(i)}(t)$为第j条地震记录的第i次缩放后的地震动记录。

（3）构建结构有限元网格模型，确定反映结构地震响应的参数。对于混凝土坝结构常用的参数有横缝张开和滑移、特征点残余滑动位移、滑动面积比、损伤开裂深厚比等。

（4）采用缩放后的地震记录对结构开展一系列非线性动力响应时程分析，绘制得到IDA曲线。

3.2 云分析方法 云分析是概率地震需求分析中常用的一种方法，通过采用一组或多组未缩放或实测的地震记录作为地震动输入开展一系列结构动力响应分析。然后基于数值分析结果，确定工程需求参数EDP和地震动强度指标IM，得到呈云状分布的响应结果[17]。CLA离散点的数据一般在算数尺度上呈现出幂指数分布，即表明在对数尺度上呈现出线性趋势，其表达为：

$$\eta_{EDP|IM}(IM) = a(IM)^b \tag{4}$$

$$\ln(\eta_{EDP|IM}(IM)) = b\ln(IM) + \ln a \tag{5}$$

式中：a和b均为线性回归常数，是通过对结构动力响应结果进行对数线性回归分析得到；$\eta_{EDP|IM}$为给定IM下EDP的均值。

IDA方法需要对地震动强度进行调幅，所需的结构动力响应分析次数也相对较多，将会耗费大量的计算资源，但是可以得到不同地震强度下的地震需求结果，能够更加精准地描述地震需求随地震动强度的变化趋势。CLA方法不需要开展大量时程分析，可以节省计算成本，但是CLA方法对地震动的依赖性以及基本假设近似性较强，比如式（5）中$\eta_{EDP|IM}$与地震动强度的对数线性假设。由此可知，每一种方法都有各自的优势和劣势，在开展概率地震需求分析时需要根据实际情况选取合适的分析方法。

本研究采用了由随机有限断层法直接生成的各震级的地震动时程作为输入，既有地震动强度递增的变化，又避免了人为对地震波进行调幅，是一种将IDA与CLA相结合的方法。评价指标选取则需要研究各指标对结构系统响应变化给出较明显的趋势性变化规律的能力。

4 多耦合体系建模

4.1 有限元模型构建

4.1.1 *几何模型* 根据大坝坝区地形地质条件和坝区各类基岩材料的性质，首次构建了具有千万自由度、更加符合实际的、综合考虑坝体损伤破坏和坝体连同部分地基整体滑动失稳破坏的高拱坝-地基体系三维有限元网格模型，模型包括坝体、左/右岸坝肩滑块和地基。图2为高拱坝-地基多耦合体系有限元模型，整个模型顺河向为1150 m，横河向1762 m，竖向865 m，坝体采用30层三维块体元离散（单元尺寸≈2 m），精细化模拟孔口闸墩。坝体横缝模拟参照大坝坝体实际横缝布置，共设30条，如

图3所示。图4为左、右岸滑块及其结构面和所选取的滑块底滑面特征点示意图。图5为坝基交界面示意图。

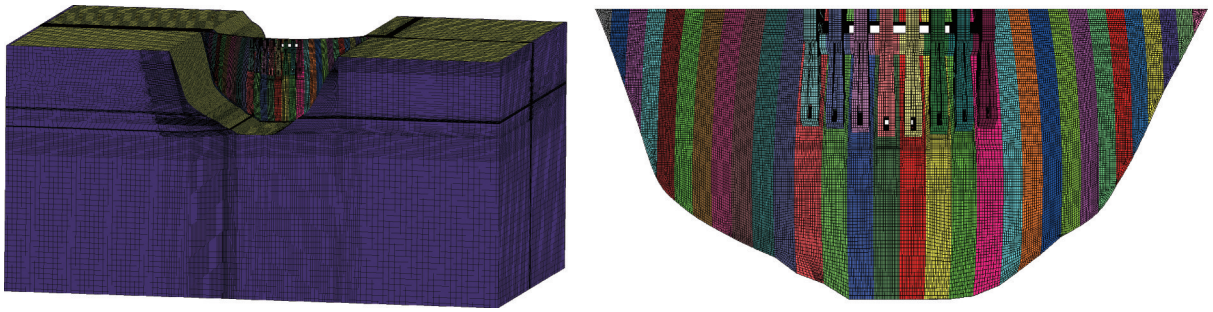


图2　高拱坝-地基体系有限元网格模型

Fig. 2　Finite-element model of high arch dam-foundation system



图3　拱坝横缝布置（从左至右，编号从1到30）

Fig. 3　Arrangement of transverse joints in arch dams

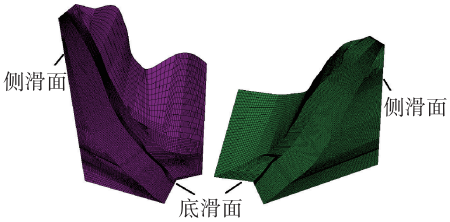


图4　左、右岸滑块及其结构面和特征点组成

Fig. 4　Left and right sliding sliders, their supporting surfaces and characteristic points



图5　坝体-地基交界面

Fig. 5　Dam-foundation interface

4.1.2 材料本构　(1)坝体混凝土：计算采用的坝体混凝土材料基本参数来源于溪洛渡大坝混凝土取芯的材料动态性能试验结果，其中动态弹性模量取为52.3 GPa，动态抗拉强度为5.89 MPa，损伤演化曲线如图6所示。(2)基岩与滑块参数由设计资料提供：变形模量11.5~16.5 GPa，坝基交界面摩擦系数为1.1，凝聚力为1.1 MPa。

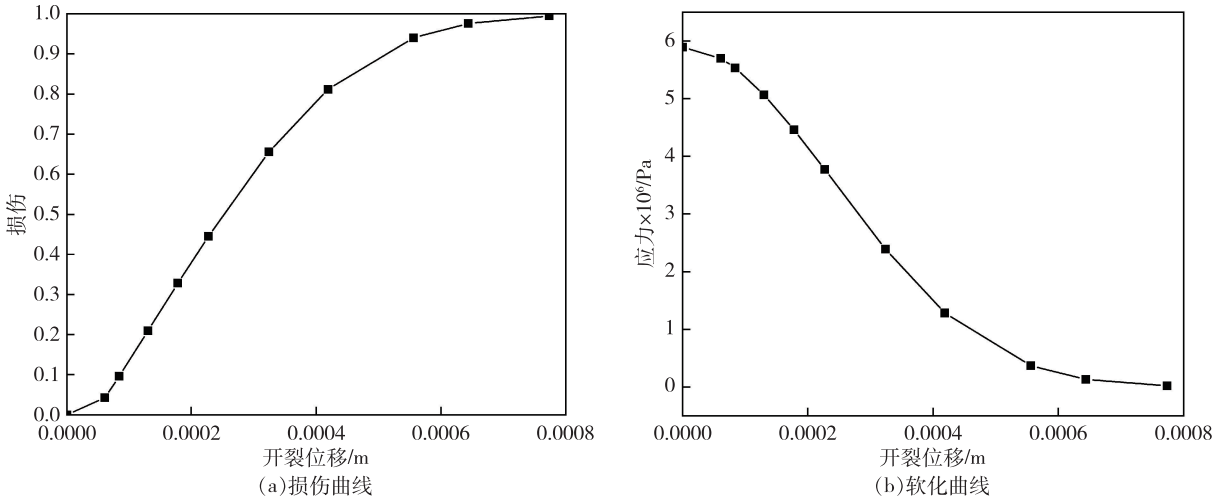


图6　基于溪洛渡大坝混凝土芯样试验的动态损伤演化规律曲线

Fig. 6　Dynamic damage evolution curve based on concrete core sample test of Xiluodu dam

4.1.3　边界条件　采用黏弹性人工边界模拟无限地基辐射阻尼效应。

4.2　荷载工况设计　静动态荷载主要包括：自重、水荷载、淤沙荷载、扬压力和地震荷载。其中，上

游正常水位为600 m，死水位为540 m，上游淤沙高程490 m，淤沙浮容重5 kN/m^3，内摩擦角0°。结合大坝工程场址的场地条件、断层类型、震源深度、震中距等因素，采用“随机有限断层法”生成6级、6.5级、7级、7.5级、8.0级和8.0级极端(以下用8.0+E表示)情况下的多组地震波。

5 安全评价指标与状态划分

为了选取合适的安全评价指标和最优的地震动强度指标进行高拱坝–地基系统的安全状态划分，本研究结合云分析方法和增量动力分析方法分别开展了不同震级下和不同超载倍数设计地震作用下的多组非线性动力响应分析，基于分析结果，构建了概率地震需求模型，定义了不同破坏状态的划分标准。

5.1 概率地震需求分析 首先基于随机有限断层法生成的不同震级的多组地震动时程曲线，在每个震级中分别选取8组地震波作为地震动输入以考虑地震动的不确定性，同时采用拉丁超立方抽样方法抽取8组由基于溪洛渡大坝全级配混凝土动态特性试验成果所得的动态抗拉强度、坝肩潜在滑动块体滑裂面的摩擦系数和凝聚力组成的材料参数组合以考虑参数的不确定性，并分别在每个震级下将所选取的8组地震波与8组材料参数随机组合，由此，基于云分析方法开展了6×8=48次非线性动力响应分析。基于分析结果，分别以震级M、地震动峰值加速度PGA、基本周期谱加速度S_{a_F}和加速度谱强度ASI为地震动强度指标，以坝体最大损伤深厚比α_{LT}(坝体不同坝段梁剖面损伤开裂深度与开裂厚度之比的最大值)、坝肩滑块底滑面滑动面积比β_{rs}(滑动面积比即为左、右岸滑块发生滑动节点的有效面积与滑动面总面积之比)以及二者加权的混合指标DI_1为性能指标构建高拱坝–地基多耦合体系概率地震需求模型，其中混合指标DI_1表达式如下：

$$DI_1 = \gamma_1\alpha_{LT} + \gamma_2\beta_{rs左} + \gamma_3\beta_{rs右} \tag{6}$$

$$\gamma_1 = \frac{\alpha_{LT}}{\alpha_{LT} + \beta_{rs左} + \beta_{rs右}} \tag{7}$$

$$\gamma_2 = \frac{\beta_{rs左}}{\alpha_{LT} + \beta_{rs左} + \beta_{rs右}} \tag{8}$$

$$\gamma_3 = \frac{\beta_{rs右}}{\alpha_{LT} + \beta_{rs左} + \beta_{rs右}} \tag{9}$$

式中γ_1、γ_2、γ_3分别为坝体最大损伤深厚比、左岸和右岸坝肩潜在滑动块体底滑面滑动面积比的权重系数。

表1为基于不同性能评价指标的概率地震需求模型及其相关参数。从表1可以看出，对于不同的地震动强度指标，以震级为地震动强度指标的实用性b、熟练性ζ、有效性$\beta_{\alpha_{LT}|M}$和拟合优度R^2都相对较好。因此，针对特定场景，震级可作为评价高拱坝–地基耦合系统抗震性能的较优地震动强度指标，而最大损伤深厚比、底滑面滑动面积比以及混合评价指标亦均可作为安全性能评价指标，其中混合指标综合考虑了坝体损伤和整体失稳两种破坏模式，可作为综合性的安全状态评价指标。

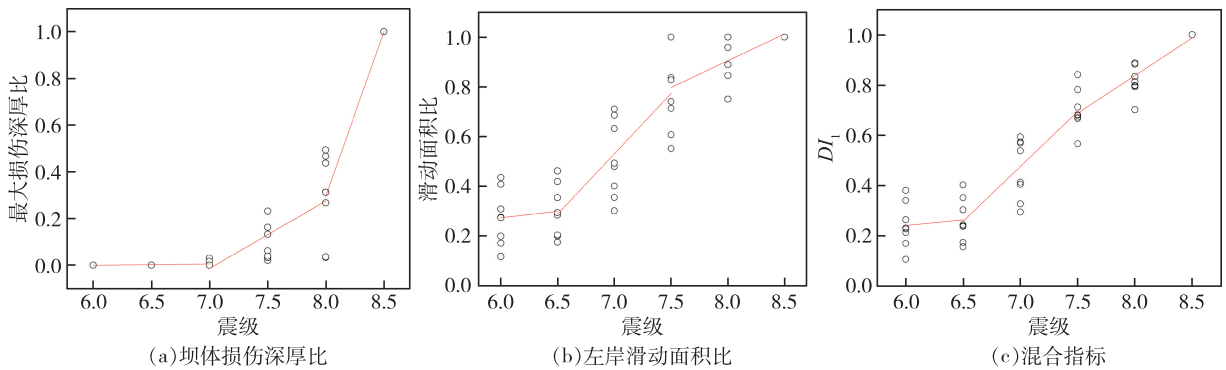
5.2 “四状态三阈值”划分标准 图7—8为基于坝体损伤深厚比、滑动面积比和混合指标在不同震级下和不同超载倍数设计地震作用下的结果。由图可以看出，不同安全评价指标随震级或超载系数的增大而增长，且存在增长速率突变的拐点，表明高拱坝–地基系统的破坏程度也在不断地变化，因此突变的拐点为划分不同的破坏状态提供了依据。结合不同震级和不同超载倍数设计地震作用下的结果，对于最大损伤深厚比指标，斜率随地震动强度增大呈现4个阶段的变化，其相应的临界点分别为1%、50%和100%；对于滑动面积比指标，由于在不同地震动强度作用下左岸滑动面积比整体上稍大于右岸滑动面积比，因此这里选取左岸底滑面滑动面积比的相关结果进行破坏水平划分，其随地震动强度的增大呈现4个阶段的变化，其相应的临界点分别为30%、80%和100%；对于混合指标，其随地震动强度的增大呈现4个阶段的变化，其相应的临界点分别为0.25、0.7和0.95。

表1　基于不同性能评价指标的概率地震需求模型及其相关参数

Table 1　Probabilistic seismic demand model and its related parameters based on different performance evaluation indexes

性能评价指标	*IM*	*a*	*b*	$\beta_{\alpha_{LT}\mid M}$	ζ	R^2	概率地震需求模型
最大损伤深厚比指标	震级	0.00	38.48	2.16	0.06	0.82	$\ln(\alpha_{LT}) = 38.48\ln(M) - 82.12$
	PGA	0.74	3.71	2.30	0.62	0.80	$\ln(\alpha_{LT}) = 3.71\ln(PGA) - 0.30$
	S_{a_F}	1.90	3.49	2.38	0.68	0.79	$\ln(\alpha_{LT}) = 3.49\ln(S_{a_F}) + 0.64$
	ASI	0.09	3.50	2.29	0.65	0.80	$\ln(\alpha_{LT}) = 3.50\ln(ASI) - 2.39$
左岸滑动面积比	震级	0.00	4.50	0.30	0.07	0.77	$\ln(\beta_{rs}) = 4.50\ln(M) - 9.50$
	PGA	1.09	0.45	0.28	0.63	0.80	$\ln(\beta_{rs}) = 0.45\ln(PGA) + 0.09$
	S_{a_F}	1.19	0.41	0.32	0.79	0.73	$\ln(\beta_{rs}) = 0.41\ln(S_{a_F}) + 0.18$
	ASI	0.84	0.42	0.29	0.71	0.78	$\ln(\beta_{rs}) = 0.42\ln(ASI) - 0.17$
右岸滑动面积比	震级	0.00	7.07	0.37	0.05	0.84	$\ln(\beta_{rs}) = 7.07\ln(M) - 14.99$
	PGA	1.09	0.70	0.33	0.47	0.87	$\ln(\beta_{rs}) = 0.70\ln(PGA) + 0.08$
	S_{a_F}	1.31	0.67	0.34	0.51	0.87	$\ln(\beta_{rs}) = 0.67\ln(S_{a_F}) + 0.27$
	ASI	0.73	0.66	0.34	0.51	0.87	$\ln(\beta_{rs}) = 0.66\ln(ASI) - 0.31$
混合评价指标	震级	0.00	4.67	0.26	0.06	0.83	$\ln(DI_1) = 4.67\ln(M) - 9.93$
	PGA	1.03	0.46	0.24	0.51	0.86	$\ln(DI_1) = 0.46\ln(PGA) + 0.03$
	S_{a_F}	1.14	0.43	0.27	0.64	0.81	$\ln(DI_1) = 0.43\ln(S_{a_F}) + 0.13$
	ASI	0.79	0.43	0.25	0.58	0.84	$\ln(DI_1) = 0.43\ln(ASI) - 0.24$

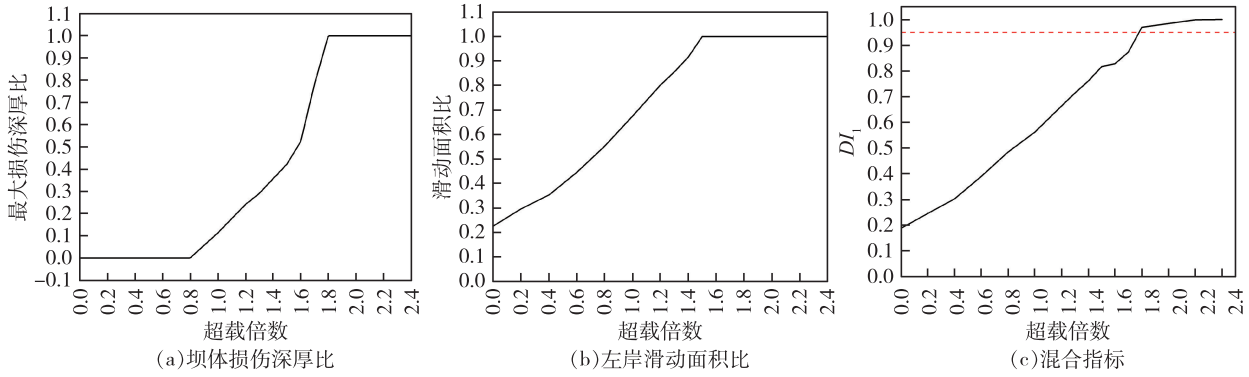
综上所述，基于相应宏观开裂的损伤深厚比指标，将1%、50%、100%分别定义为高拱坝-地基多耦合体系性能水平划分的三个临界值，坝体相应划分为四个安全状态，分别为基本完好(<1%)、较轻损伤(1%~<50%)、较重损伤(50%~<100%)和极限状态(100%)；基于滑动面积比指标，将30%、80%、100%分别定义为高拱坝-地基多耦合体系整体稳定性能水平划分的三个临界值，其相应的安全状态分别为微小局部错动(<30%)、局部错动(30%~<80%)、大范围错动(80%~<100%)和整体滑移(100%)；基于混合评价指标DI_1，将0.25、0.7、0.95分别定义为高拱坝-地基多耦合体系整体稳定性能水平划分的三个临界值，其相应的四个安全状态分别为基本完好(<0.25)、轻度破损(0.25~<0.7)、中等破损(0.7~<0.95)和极限状态/严重破损(≥0.95)。



(a)坝体损伤深厚比　(b)左岸滑动面积比　(c)混合指标

图7　不同震级下的结果

Fig. 7　Results under different magnitudes



(a)坝体损伤深厚比　(b)左岸滑动面积比　(c)混合指标

图8　不同超载系数下的结果

Fig. 8　Results under different overload coefficients

6　震后响应特征与处置策略

6.1　震后响应特征　基于所构建的有限元模型，采用由溪洛渡坝体混凝土芯样力学性能试验成果构建的受拉损伤本构模型，基于随机有限断层法生成的6.0级、6.5级、7.0级、7.5级、8.0级和8.0+E级下的地震波，在每个震级下随机选取4组地震波，分别在正常水位和死水位工况下开展了48组非线性动力响应分析。

对各震级地震动输入作用下，溪洛渡大坝–地基系统正常蓄水位和死水位工况按选定的各项安全评价指标变化情况进行统计分析，得到了不同震级下各项安全评价指标在每一个震级下4组波的平均值，并根据5.2节中的阈值对其安全状态进行了划分，其统计结果如表2所示。从统计结果来看，正常蓄水位工况下，M6.0、M6.5级地震作用，系统处于基本完好状态；M7.0级地震作用，系统处于轻度破损状态；M7.5、M8.0级地震作用，系统处于中等破损状态；M8.0+E级地震作用，系统将进入严重破损状态，即抗震安全的极限状态。死水位工况下，M6.0、M6.5级地震作用，系统处于基本完好状态；M7.0、M7.5级地震作用，系统处于轻度破损状态；M8.0级地震作用，系统处于中等破损状态；M8.0+E级地震作用，系统将进入严重破损状态，即抗震安全的极限状态。

表2　各震级性能指标综合评价

Table 2　Comprehensive evaluation of performance indexes for various earthquake magnitudes

水位	震级	平均$PGA\times g$	左岸滑动面积比	右岸滑动面积比	最大损伤深厚比	混合指标	安全状态
正常水位	M6.0	0.032	0.2461	0.1008	0.0000	0.2039	基本完好
	M6.5	0.057	0.2734	0.1239	0.0000	0.2269	基本完好
	M7.0	0.206	0.5243	0.3256	0.0000	0.4484	轻度破损
	M7.5	0.432	0.9275	0.6832	0.0000	0.8257	中等破损
	M8.0	0.520	0.9820	0.9338	0.2375	0.9128	中等破损
	M8.0+E	0.940	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	极限状态
死水位	M6.0	0.032	0.0870	0.0530	0.0000	0.0742	基本完好
	M6.5	0.057	0.1010	0.0570	0.0000	0.0851	基本完好
	M7.0	0.206	0.3060	0.1820	0.0000	0.2596	轻度破损
	M7.5	0.432	0.6690	0.5140	0.1885	0.5672	轻度破损
	M8.0	0.520	0.9020	0.7810	0.4418	0.8027	中等破损
	M8.0+E	0.940	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	极限状态

6.2　监测指标及相应的处置策略　图9给出了不同震级下死水位坝顶横缝最大张开度。图10给出了M8.0级和M8.0+E级正常水位震后坝体损伤沿坝厚的发展。表3—5分别给出了不同震级下正常水位和死水位工况下坝顶相对坝踵震后顺河向残余位移、震后左右岸底滑面与坝体交界点顺河向错动量和震

后横缝最大残余开度。

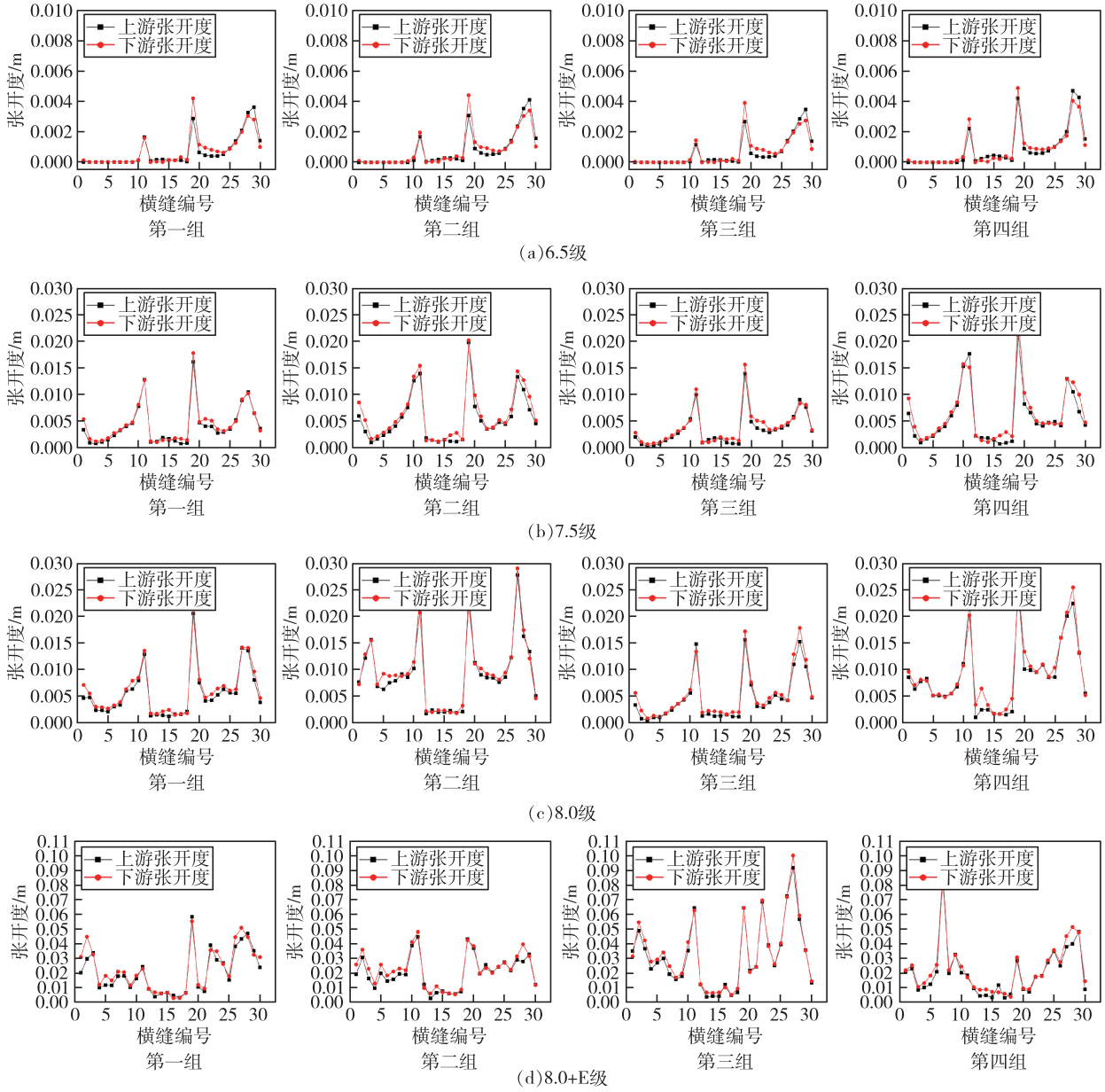


图9　死水位坝顶横缝最大张开度

Fig. 9　Maximum opening of contraction joints under dead water level

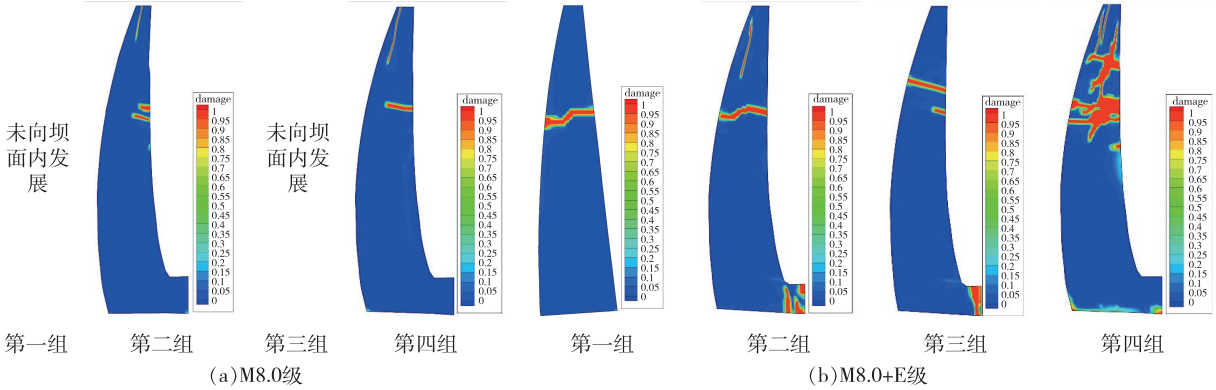


图10　正常水位震后坝体损伤沿坝厚的发展

Fig. 10　Post-earthquake damage development along the dam thickness during an M8. 0+E earthquake under normal water level

表3　坝顶相对坝踵震后顺河向残余位移　（单位：mm）

Table 3　Along-stream residual displacement of the dam crest relative to the dam heel　（Unit：mm）

工况		M6.0	M6.5	M7.0	M7.5	M8.0	M8.0+E
正常蓄水位	第一组	0.12	−0.5	−3.95	−39.39	−56.29	−265.05
	第二组	−0.25	−0.26	−11.30	−41.78	−77.4	−175.04
	第三组	0.12	−0.4	−8.36	−30.67	−38.7	−362.51
	第四组	−0.23	−2.46	−10.60	−44.36	−74.11	−272.7
死水位	第一组	−0.19	−0.45	−2.16	−15.87	−15.82	−139.01
	第二组	−0.27	−0.18	−5.66	−28.15	−33.11	−65.99
	第三组	−0.18	−0.39	−3.43	−4.94	−9.87	−233.44
	第四组	−0.26	−1.03	−5.45	−32.65	−28.99	−158.29

表4　震后左右岸底滑面与坝体交界点顺河向错动量　（单位：m）

Table 4　Along-stream residual slippage of at the interface between the bottom sliding surface and dam body（Unit：m）

工况		正常蓄水位				死水位			
		第一组	第二组	第三组	第四组	第一组	第二组	第三组	第四组
M6.0	左岸	0.015	0.015	0.014	0.015	0.005	0.006	0.005	0.006
	右岸	0.013	0.015	0.013	0.014	0.005	0.006	0.005	0.005
M6.5	左岸	0.016	0.016	0.015	0.017	0.006	0.006	0.006	0.006
	右岸	0.013	0.015	0.014	0.016	0.007	0.006	0.006	0.006
M7.0	左岸	0.023	0.027	0.027	0.027	0.009	0.01	0.011	0.01
	右岸	0.019	0.022	0.019	0.022	0.009	0.01	0.008	0.01
M7.5	左岸	0.056	0.051	0.049	0.049	0.02	0.015	0.015	0.015
	右岸	0.029	0.037	0.029	0.04	0.011	0.014	0.012	0.019
M8.0	左岸	0.065	0.06	0.05	0.06	0.033	0.04	0.017	0.04
	右岸	0.041	0.053	0.038	0.045	0.018	0.022	0.015	0.018
M8.0+E	左岸	0.42	0.25	0.6	0.35	0.36	0.35	0.42	0.25
	右岸	0.081	0.082	0.095	0.077	0.05	0.055	0.06	0.055

表5　震后横缝最大残余开度　（单位：mm）

Table 5　Maximum residual opening of contraction joints　（Unit：mm）

工况	正常蓄水位						死水位			
	M7.5		M8.0		M8.0+E		M8.0		M8.0+E	
	上游	下游	上游	下游	上游	下游	上游	下游	上游	下游
第一组	0.00	0.02	0.00	0.52	8.70	9.15	0.00	0.00	6.23	12.84
第二组	1.82	0.88	0.00	0.09	5.35	5.24	0.00	1.85	4.21	9.99
第三组	0.00	0.01	0.00	0.03	19.86	17.99	0.00	0.00	32.53	37.52
第四组	0.25	0.61	0.97	0.75	8.97	6.64	0.00	2.11	21.94	25.37

（1）“基本完好”状态

计算分析结果显示，溪洛渡大坝-地基系统在正常蓄水位和死水位工况遭遇相应发震断层发生M6.0级、M6.5级地震时，将可保持“基本完好”的安全状态。由震后可观测指标来看，在“基本完好”状态下，大坝坝顶相对坝踵顺河向残余位移基本在1 mm以下，个别存在低频脉冲成分的地震波

作用下最大顺河向残余位移近2.5 mm；在底滑面最大残余错动量出现的两岸建基面与滑块底面交界位置，震后错动量增加值正常蓄水位在13~17 mm，死水位在5~7 mm；横缝开度在死水位时大于正常蓄水位，最大值在中部的19#横缝出现，数值为5 mm以下，各横缝震后均回到闭合状态，坝体混凝土完好无损伤。因此在“基本完好”状态下，大坝地震响应整体在线弹性状态，震后仅有局部微小变形或错动未恢复，无需采取震后应急处置措施。

（2）“轻微破损”状态

计算分析结果显示，溪洛渡大坝–地基系统在正常蓄水位遭遇相应发震断层发生M7.0级和死水位工况遭遇相应发震断层发生M7.0级、M7.5级地震时，将进入“轻度破损”的安全状态。由震后可观测指标来看，在“轻度破损”状态下，大坝坝顶相对坝踵顺河向残余位移基本在20 mm以下，个别存在低频脉冲成分的地震波作用下最大顺河向残余位移达到30 mm；在底滑面最大残余错动量出现的两岸滑块底面与建基面交界位置，震后残余错动量在30 mm以下；横缝开度在死水位时大于正常蓄水位，最大值在中部的19#横缝出现，数值为25 mm以下，各横缝震后均回到闭合状态；个别死水位工况下游坝面在深孔闸墩根部位置出现局部损伤。因此在“轻度破损”状态下，大坝非线性地震响应有所发展，震后存在局部变形或错动无法恢复的状况，两岸坝肩滑块靠近坝体部分发生厘米级错动，但震后保持在新的平衡位置，坝体混凝土材料仅个别工况在下游面闸墩根部浅层发生损伤，大坝主体基本无损伤。建议震后加强大坝位移、变形状态的监测，及时进行分析，尚不需采取震后应急处置措施。

（3）“中等破损”状态

计算分析结果显示，溪洛渡大坝–地基系统在正常蓄水位遭遇相应发震断层发生M7.5级、M8.0级和死水位工况遭遇相应发震断层发生M8.0级地震时，将进入“中等破损”的安全状态。由震后可观测指标来看，在“中等破损”状态下，大坝坝顶相对坝踵顺河向残余位移在30~70 mm左右；在底滑面最大残余错动量出现的两岸滑块底面与建基面交界位置，震后残余错动量在50~60 mm左右；横缝开度在死水位时大于正常蓄水位，出现较大开度的横缝条数较多，在孔口闸墩区的两侧11#、19#、右岸拱端的28#横缝等均可能出现20~30 mm的最大张开度，各横缝震后可能存在残余张开，横缝监测只能记录震前震后状态，可观测到最大1~2 mm的残余张开度；坝体损伤深度在高程483~510 m发展至坝体厚度的50%。因此在“中等破损”状态下，大坝非线性地震响应有一定发展，震后存在较大范围变形或错动无法恢复的状况，但滑裂面未发生整体滑移，两岸坝肩滑块靠近坝体部分错动量数厘米，但震后仍可保持在新的平衡位置，坝体混凝土材料开始发生损伤，并在厚度方向上有一定发展，但尚未在坝厚方向上形成贯穿性开裂。大坝下游侧发生水平开裂的部位正常蓄水位在510 m高程附近，死水位在483 m高程附近，建议震后尽快将库水位降低至480 m高程，同时加强大坝位移、变形状态监测，并检查480~520 m高程范围内坝体损伤状况并关注其变化。

（4）“严重破损”状态

计算分析结果显示，溪洛渡大坝–地基系统在正常蓄水位和死水位分别遭遇相应发震断层发生M8.0+E的极端地震时，将进入“严重破损”的安全状态。由震后可观测指标来看，在“严重破损”状态下，大坝坝顶相对坝踵顺河向残余位移达20 cm以上；在底滑面最大残余错动量出现的两岸滑块底面与建基面交界位置，震后残余错动量可达30~60 cm；横缝开度在死水位时大于正常蓄水位，多条横缝开度最大达到5~10 cm，各横缝震后存在残余张开，可观测到最大3 cm以上的残余张开度；坝体出现贯穿性的宏观裂缝。因此在“严重破损”状态下，大坝地震响应进入强非线性状态，震后大坝–地基系统存在数十厘米无法恢复的震后残余位移，滑块在地震动能量达到峰值的瞬间已发生整体滑移，但震后在新的平衡位置上滑移量未继续增加，坝体混凝土材料发生损伤，并且中上部高程在厚度方向上形成贯穿性开裂。坝体多条横缝在地震后无法闭合，存在厘米级的残余张开。总的来说，大坝–地基系统进入抗震安全的极限状态，建议震后迅速放空库水，同时密切关注大坝、坝肩的位移、变形状态等的变化，积极应对灾害风险并确保人员安全。

7　溪洛渡大坝RASES用户界面

基于提出的大坝-地基系统震后安全状态评估模型，开发了大坝震后安全状态评估和应急支持系统SkySeisdam。如图11所示，模块1为监测指标，可通过监测仪器自动获取或整理收集后人工填入；模块2为评估指标标准，包括坝顶顺河向位移、底滑面震后错动位移、横缝开度、损伤状态；模块3为依据监测值与评估指标，判定的大坝安全状态并提供的应急处置措施；底部大坝损伤状态为基于数值仿真给出的该状态下大坝损伤云图，辅助管理人员对大坝损伤状态进行决策。



图11　溪洛渡大坝SkySeisdam用户界面

Fig. 11　Xiluodu Dam SkySeisdam user interface

8　结论

以考虑场址条件和近场大震面源特征生成的主要发震断层发生不同震级地震时的地震波时程作为输入，基于概率地震需求模型分析选取拱坝-地基系统安全评价指标，针对各项指标给出了不同安全状态相应的数值区域，从而进行了不同震级地震作用下溪洛渡拱坝-地基系统的安全状态的综合评价，并对不同安全状态的大坝-地基系统给出了可监测指标的数值范围及不同安全状态相应的应急处置措施建议，由此形成了溪洛渡拱坝-地基系统抗震安全状态快速评估体系。

(1)构建了具有千万自由度的、综合考虑坝体损伤破坏和坝肩滑动失稳破坏相耦合的有限元模型。

(2)提出了可以表征多种破坏模式耦合的权重自适应的混合评价指标，实现了对多种破坏模式的统一评价和综合量化。

(3)建立了可应用于实际工程的“四状态三阈值”安全状态评估标准，其中最大损伤深厚比、滑动面积比和混合指标所对应的“基本完好”状态的阈值分别为<1%、<30%和<0.25，“轻微破损”状态的阈值分别为1%~<50%、30%~<80%和0.25~<0.7，“中等破损”状态的阈值分别为50%~<100%、80%~<100%和0.7~<0.95，“严重破损”状态的阈值分别为100%、100%和≥0.95。

(4)建立的"震级-损伤-处置"快速响应系统，可实现震后快速进行安全状态诊断，并匹配相应应急处置建议，为高拱坝震后快速响应提供了定量化决策支持。针对“基本完好”状态无需应急处置措施；“轻微破损”状态加强监测及时分析，暂不采取应急处置措施；“中等破损”状态震后尽快将库水

位降至480 m高程，同时加强监测，并检查480~520 m高程范围内坝体损伤状况并关注其变化；“严重破损”状态震后迅速放空库水，同时密切关注大坝、坝肩的位移、变形状态等的变化，积极应对灾害风险并确保人员安全。

(5)建立的震后安全状态快速评估模型和开发的SkySeisdam系统适用于混凝土坝。

参 考 文 献：

[1] 陈厚群. 高混凝土坝抗震设计面临的挑战[J]. 水电与抽水蓄能，2017，3(2)：1-13，49.（CHEN Houqun. Challenge confronted in seismic design of high concrete dam[J]. Hydropower and Pumped Storage，2017，3(2)：1-13，49.（in Chinese））

[2] 陈厚群. 水工混凝土结构抗震研究60年[J]. 中国水利水电科学研究院学报，2018，16(5)：322-330.（CHEN Houqun. Research on concrete hydraulic structures in the past 6 decades [J]. Journal of China Institute of Water Resources and Hydropower Research，2018，16(5)：322-330.（in Chinese））

[3] 孙保平，李德玉，严永璞，等. 高混凝土坝抗震关键技术[M]. 北京：中国水利水电出版社，2024.（SUN Baoping，LI Deyu，YAN Yongpu，et al. Key seismic technologies for high concrete dams [M]. Beijing：China Water and Power Press，2024.（in Chinese））

[4] 中华人民共和国水利部. 混凝土拱坝设计规范：SL 282—2018[S]. 北京：中国水利水电出版社，2018.（Ministry of Water Resources of the People′s Republic of China. Design specification for concrete arch dams：SL 282—2018 [S]. Beijing：China Water and Power Press，2018.（in Chinese））

[5] 中华人民共和国住房和城乡建设部，中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 水工建筑物抗震设计标准：GB 51247—2018[S]. 北京：中国计划出版社，2018.（Ministry of Housing and Urban Rural Development of the People′s Republic of China，General Administration of Quality Supervision，Inspection and Quarantine of the People′s Republic of China. Standard for seismic design of hydraulic structures：GB 51247—2018）[S]. Beijing：China Planning Press，2018.（in Chinese））

[6] 闫春丽，涂劲，梁辉，等. 基于坝肩失稳破坏模式的高拱坝地基体系地震易损性分析[J]. 中国水利水电科学研究院学报(中英文)，2023，21(2)：128-137.（YAN Chunli，TU Jin，LIANG Hui，et al. Seismic fragility analysis of a high arch dam foundation system based on dam abutment instability failure mode[J]. Journal of China Institute of Water Resources and Hydropower Research，2023，21(2)：128-137.（in Chinese））

[7] 刘彪，李志远，郭胜山，等. 强震区水电站地面厂房上部结构地震响应分析和抗震措施研究[J]. 中国水利水电科学研究院学报(中英文)，2025，23(4)：383-392.（LIU Biao，LI Zhiyuan，GUO Shengshan，et al. Research on seismic response analysis and seismic measures of superstructure of ground powerhouse in strong earthquake areas[J]. Journal of China Institute of Water Resources and Hydropower Research，2025，23(4)：383-392.（in Chinese））

[8] 赛冬拉·马学义，崔溦，江志安，等. 考虑损伤效应的塑性混凝土本构模型构建及数值实现[J]. 水利学报，2025，56(7)：920-932.（SAI DONG LA·Maxueyi，CUI Wei，JIANG Zhian，et al. Development and numerical implementation of a constitutive model for plastic concrete incorporating damage effects[J]. Journal of Hydraulic Engineering，2025，56(7)：920-932.（in Chinese）

[9] 郭胜山，梁辉. 高混凝土坝-地基体系抗震高性能数值模拟与工程应用[M]. 北京：中国电力出版社，2020.（GUO Shengshan，LIANG Hui. High performance numerical simulation and engineering application of seismic analysis for high concrete dam foundation system [M]. Beijing：China Electric Power Press，2020.（in Chinese））

[10] 涂劲，李德玉，郭胜山，等. 动态循环荷载下大坝混凝土拉压转换损伤本构模型构建及影响研究[J]. 水利学报，2021，52(8)：927-935.（TU Jin，LI Deyu，GUO Shengshan，et al. Damage constitutive model including tension-compression conversion for dam concrete under dynamic cyclic loading[J]. Journal of Hydraulic Engineering，2021，52(8)：927-935.（in Chinese））

[11] 钟红，郭胜山，涂劲，等. 基于点面接触的三维结构地震接触模拟[J]. 中国水利水电科学研究院学报(中英文)，2022，20(4)：287-294.（ZHONG Hong，GUO Shengshan，TU Jin，et al. Seismic contact modeling of three-dimensional structures based on the node-to-segment contact technique [J]. Journal of China Institute of

Water Resources and Hydropower Research, 2022, 20(4): 287-294. (in Chinese))
[12] YAN C L, TU J, LIANG H, et al. Seismic failure analysis of a high arch dam-foundation multiple nonlinear coupling system [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2024, 187: 109001.
[13] VAMVATSIKOS D, CORNELL C A. Incremental dynamic analysis [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31: 491-514.
[14] DOLSEK M. Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2009, 38: 805-825.
[15] PAN J W, XU Y J, JIN F. Seismic performance assessment of arch dams using incremental nonlinear dynamic analysis [J]. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2015, 19(3): 305-326.
[16] ALEMBAGHERI M, GHAEMIAN M. Incremental dynamic analysis of concrete gravity dams including base and lift joints [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2013, 12(1): 119-134.
[17] HARIRI-ARDEBILI M A, SAOUMA V E. Probabilistic seismic demand model and optimal intensity measure for concrete dams [J]. Structural Safety, 2016, 59: 67-85.

Research on a rapid post-earthquake safety assessment for concrete dam-foundation coupling system SkySeisdam

YAN Chunli, TU Jin, LI Zhiyuan, WANG Shaoqing, GUO Shengshan, LI Deyu
(*China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing* 100048, *China*)

Abstract: High concrete dams already built in southwest China are facing severe challenges from strong earthquakes during operation period. A scientific and rapid post-earthquake safety assessment system is of great significance for supporting emergency management decisions by relevant authorities. The bottleneck issue in the rapid post-earthquake assessment system for high concrete dams lies in the lack of a highly reliable safety evaluation model for the dam- foundation system. For the key challenges in the four-tier framework of "analytical model-evaluation indexes-evaluation criteria-emergency decision-making" within the seismic safety evaluation system for high arch dams, the analysis model of a multi-nonlinear coupling system considering dam damage failure and abutment instability failure is constructed in this study, taking the Xiluodu Arch Dam as example. Multi-magnitude ground motions are generated by using the stochastic finite-fault method. A "four states and three thresholds" classification standard with corresponding emergency response strategies is proposed by combining probabilistic seismic demand analysis (PSDA) and the construction of a hybrid evaluation index. Then, a post-earthquake safety status rapid assessment and emergency decision-making support system SkySeisdam based on rapidly readable indicators is established. The research results provide quantitative decision-making support for rapid post-earthquake response of high arch dams.
Keywords: concrete dam; evaluation index; safety status; evaluation criteria; rapid assessment; emergency decision

(责任编辑：李　娜)