

混凝土重力坝抗震配筋的振动台模型试验^{*}

李 静, 陈健云, 徐 强, 张凌晨

(大连理工大学建设工程学部 大连, 116023)

摘要 通过在坝体上下游表面的合理配筋提高混凝土坝的抗震能力对于保障坝体安全具有重要的意义。由于钢筋和混凝土之间的复杂相互作用以及大体积配筋混凝土的本构模型还不完善, 针对几何比尺为 1:100 的重力坝模型, 采用满足弹性-重力相似率的低弹模、低强度混凝土仿真试验材料和满足配筋率相似关系的金属材料, 通过分别施加人工波、丽江波和迁安波, 进行了配筋与不配筋的振动台模型对比试验, 根据相似比定量验证了抗震配筋的效果。试验结果表明, 抗震配筋措施虽然对坝段的起裂没有明显的影响, 但在大坝发生裂缝后, 会限制裂缝的迅速扩展。研究结果对于高烈度地震动类似工程的抗震措施有着良好的工程参考价值。

关键词 重力坝; 抗震配筋; 地震动; 振动台模型试验

中图分类号 TV642.4; TH17

引 言

随着我国水电工程的发展, 水利枢纽工程的规模越来越大, 坝体越来越高, 设防地震动也越来越强, 比如金安桥、阿海等重力坝以及大岗山等拱坝, 最高达 0.557 5 g, 一旦发生破坏后果极其严重, 保障大坝抗震安全是工程设计和建设中的重大问题。

研究人员对混凝土坝抗震安全方面开展了许多研究, 包括物理模型试验和数值模拟方法等方面。由于在材料特性、分析方法等不同环节的近似假定, 以及采取模型的差异, 不同的非线性数值方法在模拟大体积素混凝土坝在强震下的破坏行为有较大差异, 振动台模型试验仍是观察混凝土坝地震破坏形式、研究抗震能力以及检验数值模型的重要手段。

由于混凝土坝原型体积巨大, 振动台试验只能采取缩尺模型进行, 这对非线性动力相似的模型试验材料、模型设计和试验技术提出了挑战。1930 年美国就针对 Boulder 坝进行了石膏模型试验。Yoshida 等^[1]对 Futatsuno 拱坝进行了 1:50 比尺的振动台模型破坏实试验。Rochon 等^[2]则进行了考虑库水作用的振动台模型试验。大坝的主要荷载在库水压力, 库水位对大坝地震破坏影响很大。

Donlon 等^[3]针对重力坝地震破坏针对三个坝段进行了考虑库水压力的振动台模型试验。实际震害是检验模型试验技术和数值分析的重要手段。不少研究者针对实际震害进行的振动台试验分析。Ghaemmaghami 等^[4]针对某 106 m 混凝土支墩坝在曼吉尔大地震中的破坏现象, 通过 1:30 的振动台模型试验对强震中的破坏过程进行了详细分析。针对 Koyna 大坝的实际震害现象进行试验研究的更多, Chowdhury 等^[5]针对 Koyna 大坝在强震下的破坏及超载能力进行了 1:20 比尺的振动台模型试验。Harris 等^[6]针对坝段收缩缝的作用进行了两个坝段振动台对比试验。Mridha 等^[7]则在模拟库水压力的条件下进行了 Koyna 大坝破坏的多组振动台模型试验。

随着坝体高度的增加, 设防烈度的增大, 以素混凝土为主要材料的混凝土重力坝越来越难以满足抗震设防的强度要求, 一些工程开始考虑在上下游坝面布设抗震钢筋^[8]。文献[9-10]分别采用嵌入式滑移模型和钢筋钢化模型研究重力坝的配筋作用。

相比于重力坝横截面, 钢筋布设极少, 属于少筋设计, 采用数值分析验证其抗震限裂效果存在一定困难。由于当前采取配筋措施的混凝土坝工程还未经受实际地震作用的检验, 通过振动台试验研究抗

^{*} 国家自然科学基金资助项目(51679030, 51779032); 国家“十三五”重大研发计划资助项目(2017YFC0404900)
收稿日期: 2017-04-12; 修回日期: 2017-12-08

震钢筋对混凝土坝的损伤、破坏模式的影响及抗震效果具有十分重要的意义。笔者结合实际工程,采用振动台模型试验对抗震钢筋布设前后的效果进行了对比研究,可以为类似工程的抗震措施以及数值模型验证提供参考。

1 模型设计

1.1 模型材料选择

振动台模型破坏试验必须满足弹性-重力相似,即原型、模型的弹性模量及拉、压强度比例相同。由于混凝土重力坝抗压强度具有很高的安全裕度,地震损伤以受拉开裂为主,因此,模型设计中可以只考虑抗拉强度和弹性模量等参数满足以下关系:

弹性恢复力和惯性力

$$\lambda_t = \lambda \lambda_\rho^{\frac{1}{2}} \lambda_E^{-\frac{1}{2}} \quad (1)$$

外部荷载

$$\frac{F_p}{F_m} = \lambda_E \lambda_u \quad (2)$$

重力相似

$$\lambda_t = \lambda_u^{\frac{1}{3}} \quad (3)$$

弹性-重力相似

$$\lambda = \lambda_E \lambda_\rho^{-1} \quad (4)$$

其中: $\lambda, \lambda_u, \lambda_t, \lambda_\rho$ 和 λ_E 分别表示模型几何比尺、变形比尺、时间比尺、密度比尺与弹模比尺。

对空间尺度达几百米的原型进行只有几米的小尺度振动台模型破坏试验,弹性-重力相似律对模型材料的选择提出了苛刻的要求。在模型几何比尺选定的情况下,模型材料的密度比尺很难调整,可以调整的只有模型材料的弹模和强度。

本研究以某一 203 m 高的混凝土重力坝为原型进行振动台破坏模型试验。试验设计几何比尺为 1:100。要实现模型试验能够反映原型结构从初始损伤到严重破坏的主要过程和破坏特征,弹性-重力相似率要求试验材料满足高密度、低弹模和低强度等要求,这些是石膏等传统试验材料很难满足的。

经过反复的试制,本次试验采取的模型材料由重晶石、重晶砂、水泥、矿粉和水等配置而成,具有强度低、弹模低、硬化快的特点,材料模量、强度及应力-应变曲线与原型混凝土具有较好的相似性。

根据模型几何比尺及相似关系,所确定的模型试验材料的弹模、抗压及抗拉强度范围分别为:480

~980 MPa, 0.7~0.8 MPa 及 30~60 kPa, 阻尼比在 5% 以内。

1.2 模型设计

实验在大连理工大学进行。模型采用 1:100 的几何比尺,根据弹性-重力相似率可以确定变形比尺、弹性模量以及强度比尺为 1:100,时间比尺为 1:10,加速度比尺为 1:1。每个典型坝段浇注多个模型,分别施加规范谱人工波、丽江地震波和迁安地震波进行配筋和不配筋的对比试验研究。图 1 为水平向丽江地震波,竖向峰值为水平向的 2/3。

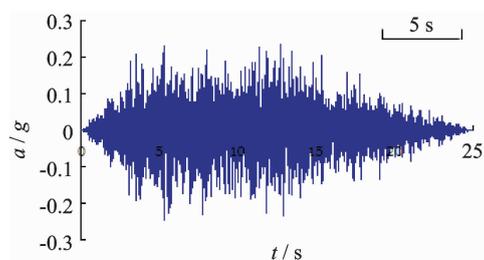


图 1 水平向地震波(丽江波)

Fig. 1 Horizontal seismic wave (Lijiang wave)

分别采用加速度传感器和光纤光栅应变传感器测量各坝段的加速度和应变,加速度及应变片布置位置如图 2 所示。

1.3 模拟加筋试验以及模拟弱面试验的研究

1.3.1 模拟加筋试验

水工大体积混凝土结构在强震下的破坏形式主要是受拉破坏,因此针对试验仿真材料进行不同配筋(采用金属纤维丝模拟钢筋)情况下的抗折试验,如图 3 所示。

针对不配筋和配有 10, 15, 20 根金属纤维丝的抗折试验结果如表 1 所示。

表 1 配筋模型材料抗折试验结果

Tab. 1 Results of reinforcement material

纵筋数量/根	开裂荷载/N	开裂强度/kPa	峰值荷载/N	最大挠度/mm	主裂缝宽/mm	裂缝条数
0	307.1	52.6	307.1	0.6	0.4	1
10	321.9	55.1	533.5	2.3	0.7	2
15	332.0	56.8	695.0	3.5	1.0	3
20	348.1	59.6	971.1	7.8	1.5	5

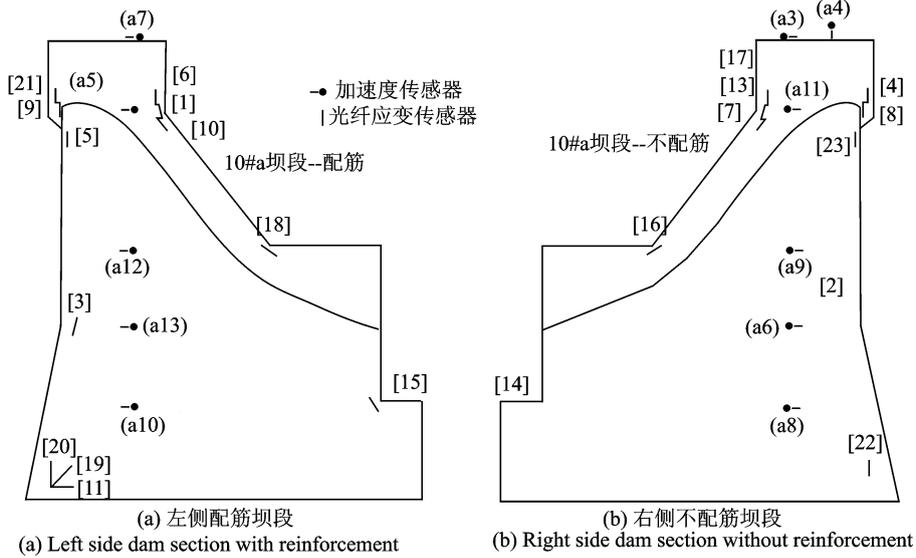


图 2 10#溢流坝段传感器布置图

Fig. 2 Arrangement of sensors in the 10# overflow dam section

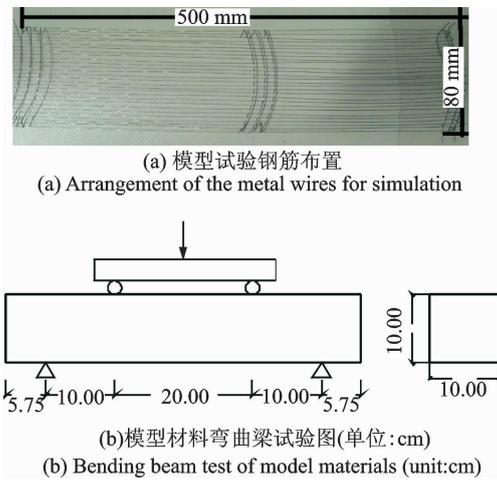


图 3 抗折试验

Fig. 3 Bending beam test

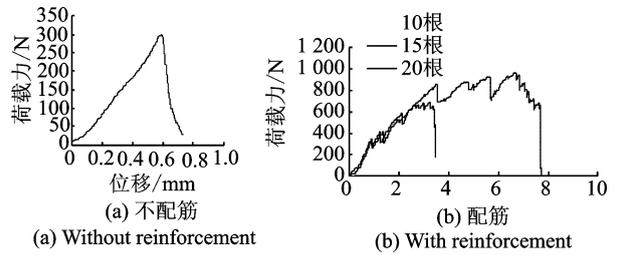


图 4 抗折试验结果

Fig. 4 Result of the bending beam test

的模型配筋面积比尺可换算得到模型配筋量。

1.3.2 分层弱面的模拟

碾压混凝土坝的施工特点决定了坝体存在水平层面,层面强度通常比本体材料低,对于强震下重力坝的破坏路径有很大影响,需要在试验设计中反映层面的影响。

为此,浇筑了包含层面的抗折试验构件,进行了一系列不同层面、不同配比下的试验,如图 5 所示。根据满足原型层面与本体参数的关系,确定了模型试验材料层面模拟的配比。



图 5 模拟弱面的抗弯折试验

Fig. 5 Bending test with weak surface

不同配筋情况下的模型材料弯折结果如图 4 所示。不配筋情况下的试件呈现一条主裂缝发展的脆性破坏,而不同配筋情况下的试件则呈现多条裂缝同时发展的延性破坏形式,变形明显增加,但是弯折强度变化不大,相比于不配筋情况下提高约 13.3%,对初始裂缝的影响较小。

金属纤维丝最终被拉断,说明模型试验材料与模拟钢筋的金属丝材料粘结性能良好。因此,对于原型配筋与模型配筋的相似关系,可以依据下式

$$\lambda_{(E)}^{(s)} (\lambda^{(s)})^2 \lambda_{(u)}^{(s)} = \lambda_{(E)}^{(c)} (\lambda^{(c)})^2 \lambda_{(u)}^{(c)} \quad (5)$$

其中: $\lambda^s, \lambda^c, \lambda_{(u)}^{(s)}, \lambda_{(u)}^{(c)}, \lambda_{(E)}^{(s)}$ 和 $\lambda_{(E)}^{(c)}$ 分别为模拟金属丝与试验材料的几何比尺、变形比尺和弹模比尺。

根据以上相似关系,由原型重力坝的配筋得到

模型试验坝段体型及配筋如图6所示。上游面上部及下部的配筋分别为 $1 \times \Phi 32 @ 200 \text{ mm}$ 和 $1 \times \Phi 25 @ 200 \text{ mm}$ 。根据相似比,确定分别采用10根 $\Phi 0.35 @ 10 \text{ mm}$ 和7根 $\Phi 0.35 @ 25 \text{ mm}$ 的细金属丝模拟。闸墩、导墙等模型尺度太小的部分用2根 $\Phi 0.35$ 的金属丝模拟。

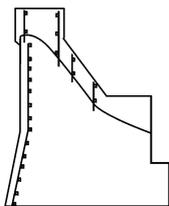


图6 10#溢流坝段抗震配筋示意图

Fig. 6 Overflow section with reinforcement steel bars

2 试验结果分析

本次试验一共浇筑8个模型(浇筑模型如图7所示),配筋和不配筋模型各3个,分别在规范谱人工波、丽江波和场地波作用下进行对比试验。另外浇筑层面比较模型2个,模拟弱面分区示意图如图8所示(图中①②分别代表1号弱面和2号弱面)。



图7 溢流坝段模型浇筑成型图

Fig. 7 Model of the overflow section

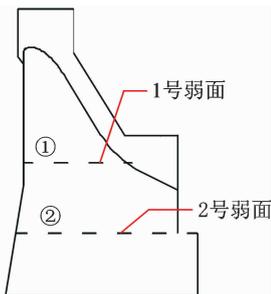


图8 弱面分区示意图

Fig. 8 Diagram of the weak surface division

2.1 有无配筋模型的破坏对比分析

试验采用 0.05 g 加速度逐级加载的方法,直到坝段出现裂缝贯穿破坏。不同地震波作用下的坝体破坏过程和现象基本类似,以下以丽江波作用下的试验结果为例进行分析。

无配筋和配筋情况下的模型试验结果分别如表2和表3所示。

从破坏状态来看,无配筋模型在原型地震输入为 0.278 g 时,首先在闸墩上游面的底部出现明显的裂缝;当加速度增加至 0.336 g 时,裂缝开始快速向下游面发展,与此同时,下游面的闸墩与导墙连接部位也出现了裂缝并向溢流面发展;地震动输入增

加至 0.475 g 时,闸墩部位上游与下游的裂缝会合,形成贯穿裂缝,下游导墙折坡处出现的裂缝迅速向溢流面扩展。

表2 无抗震措施模型破坏试验结果

Tab. 2 Damage of the model without seismic reinforcement

无抗震措施模型破坏位置	a/g	
	模型	原型
闸墩上游底部约4 cm 裂缝	0.502	0.278
导墙与闸墩下游连接处、导墙	0.602	0.336
下游弯折部位		
下游导墙折坡部位	0.851	0.475

表3 有抗震配筋措施模型破坏试验结果

Tab. 3 Damage of the model with seismic reinforcement

有抗震配筋措施模型破坏位置	a/g	
	模型	原型
上游闸墩下部	0.502	0.278
下游面闸墩与导墙连接部位、导墙	0.652	0.361
折坡部位向坝面产生裂缝		
闸墩主裂缝贯穿	0.901	0.499

对于配筋坝段模型,随着地震加速度的增加, 0.278 g 时在上游闸墩下部出现开裂,呈现一条主裂缝和多条细微裂缝同时发展的现象;在 0.361 g 时下游闸墩开裂,导流墙折角处开裂,同时上游闸墩下部裂缝进一步扩展; 0.499 g 时上下游闸墩主裂缝贯穿。

有无配筋坝段在地震动加载过程中,坝身上下游折坡处均未出现宏观裂缝,说明溢流坝段的抗震薄弱环节在闸墩、导墙等部位。相比于无配筋坝段,配筋坝段主裂缝周围有多条细微裂缝。

2.2 频率变化

坝体频率随地震动强度增加的变化如图9所示。从试验结果可见,随地震加速度的增加,坝体损伤逐渐加大,坝顶加速度放大倍数逐渐变小。

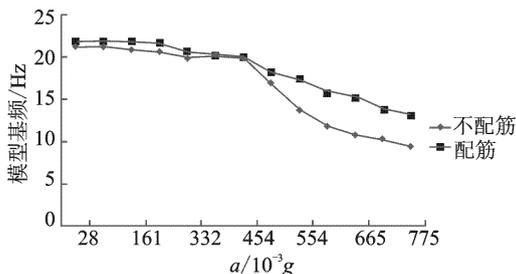


图9 原型加速度下坝身频率变化

Fig. 9 The dam frequency under different prototype acceleration

在 0.454 g 以前,配筋和不配筋两个模型的基频基本不变;达到 0.501 g 后,两个模型的频率都出现降低,说明坝体出现损伤,刚度下降。相比而言,有配筋坝段的频率下降较小,说明所配置的钢筋在坝体损伤出现后减缓了损伤发展。随着地震动的进一步增大,坝体频率持续降低,有配筋坝段的频率降低程度始终比无配筋坝段小,说明尽管大体积混凝土坝配筋量极小,但在强震下仍能起到减缓结构损伤提高抗震能力的作用。

2.3 加速度放大倍数变化

不同地震动强度下坝体加速度放大倍数随高程的变化如图 10 所示。从图中可见,随着地震动强度的增加,坝体损伤加剧,坝体加速度放大倍数沿着高程逐渐降低。

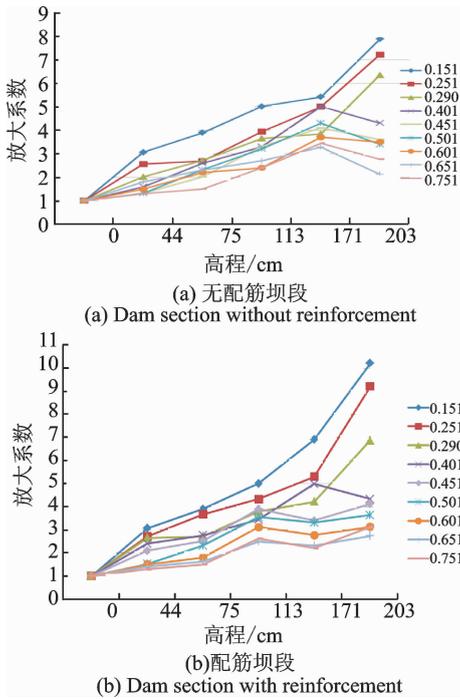


图 10 动力放大系数沿坝高分布

Fig. 10 Dynamic amplification factor at different dam height

2.4 应变变化

坝体应变随地震动强度增加的变化如图 11 所示。从图中可见,无配筋坝段闸墩上游部位应变在 0.454 g 时发生突变,观察试验模型,可以看到这是由于裂缝出现在传感器上部,传感器部位应变由于应力松弛而降低;而配筋坝段对应加速度下的应变则持续增加,反映了裂缝区域钢筋的强化作用,直到 0.502 g 配筋坝段相应部位应变才出现突变,这是

由于配筋情况下的多裂纹扩展导致周边应变降低。无配筋坝段闸墩下游侧与导墙弯折处在 0.502 g 时的应变突变以及配筋坝段在对应部位应变的发展规律,其原因与上游侧相同。

在地震动加速度 0.502 g 后,配筋坝段上游弯折处的应变较无配筋坝段明显增大,凸显了强震下钢筋的强化作用。有无配筋坝段在强震结束后均存在一定残余应变,与配筋坝段相比,无配筋坝段的残余应变更大。

坝踵的应变较其他部位要小,有无配筋在坝踵产生的应变并不明显。

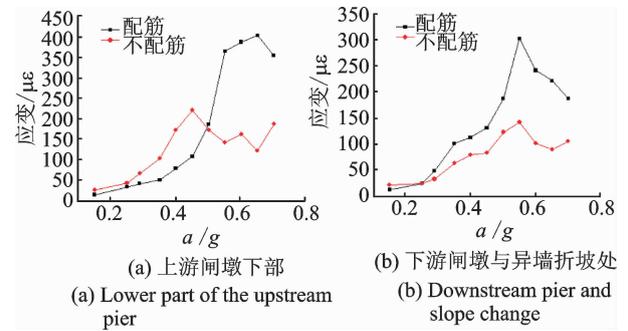


图 11 应变随加速度变化情况

Fig. 11 The Strain at different acceleration

2.5 层面影响

层面剪切应变随地震动强度变化如图 12 所示。

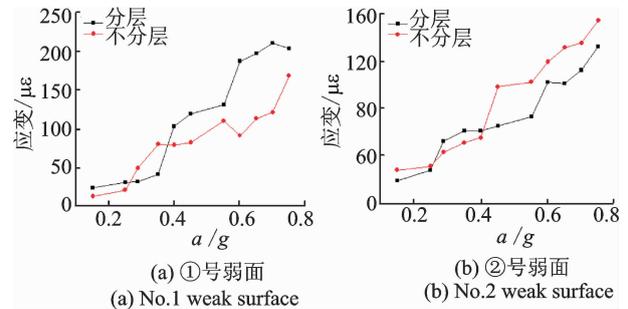


图 12 弱面切面应变

Fig. 12 Shear strain of the weak surface

从图中可见,层面剪切应变随地震动加速的增加大致线性变化,观察试验模型,宏观上该弱面位置没有裂缝产生。因此,是否存在弱面对闸墩破坏过程没有影响,溢流坝段的抗震薄弱部位主要在闸墩、导墙等部位。

在闸墩裂缝贯穿后继续加载,直到 0.952 g,弱面 1 才出现裂缝,坝身开始出现破坏,说明溢流坝段坝身基本不会发生剪切破坏,层面影响不大。0.4 g

以后包含弱面模型的弱面剪切应变大于无弱面模型相应部位的应变,这是由于弱面的模量也是低于本体的。

3 结束语

混凝土坝等水工大体积混凝土结构的特性决定了配筋量相比于混凝土体积极小,如何评估钢筋在强震中的作用对于抗震设防具有重要的作用。大体积混凝土坝踵的配筋措施对坝体起裂加速度基本没有影响,但是在坝体开裂后限制裂缝的迅速发展有明显的作,延缓了裂缝的贯穿,能够提高坝体的极限抗震能力。配筋坝段在地震中呈现多条裂缝,裂缝分布区域更大,相比于无配筋坝段一条或几条宏观裂缝迅速发展的破坏形式,能量耗散更多,对于抗震更为有利。配筋坝段在强震中的裂缝比无配筋坝段在坝体内部扩展深度更小,扩展速度更缓,说明钢筋对降低坝体损伤有较明显的作用。混凝土坝在强震中的破坏后果是极其严重的,因此,需要在关键部位配置钢筋提高坝体的抗震能力。但是,配筋不能提高起裂加速度,考虑到坝体开裂后的库水渗透,在关键部位配置预应力钢筋可以进一步提高抗裂性能。混凝土重力坝的主要抗震薄弱环节在坝体中上部,溢流坝段在闸墩、导墙等部位,而坝体中下部混凝土一般不过破坏,因此,可以在中上部薄弱环节配置钢筋,而中下部少配或不配。

参 考 文 献

[1] Yoshida T, Baba K. Dynamic response of dams[C]// Proceedings of the 3rd world conference on earthquake engineering. New Zealand; New Zealand National Committee on Earthquake Engineering, 1965: 748-764.

[2] Rochon-Cyr M, Léger P. Shake table sliding response of a gravity dam model including water uplift pressure [J]. Engineering Structures, 2009, 31 (8): 1625-1633.

[3] Donlon W P, Hall J F. Shaking table study of concrete gravity dam monoliths[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1991, 20(8): 769-786.

[4] Ghaemmaghami A R, Ghaemian M. Shaking table test on small-scale retrofitted model of Sefid-rud concrete buttress dam[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2010, 39(1): 109-118.

[5] Chowdhury M R, Matheu E E, Hall R L. Shake table experiment of a 1/20-scale Koyna dam model[C]// Proceedings of the 19th international modal analysis conference-IMAC. Orlando, USA: Soc Experimental Mechanics Inc., 2001: 1568-1573.

[6] Harris D W, Snorteland N, Dolen T, et al. Shaking table 2-D models of a concrete gravity dam[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2000, 29 (6): 769-787.

[7] Mridha S, Maity D. Experimental investigation on nonlinear dynamic response of concrete gravity dam-reservoir system[J]. Engineering Structures, 2014, 80 (1) :289-297.

[8] 龙渝川, 张楚汉, 迟福东, 等. 混凝土重力坝抗震配筋加固措施的效果研究[J]. 水力发电学报, 2008, 27 (4):77-82.
Long Yuchuan, Zhang Chuhan, Chi Fudong, et al. Study of steel reinforcement effects on concrete gravity dams under earthquake[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2008,27(4): 77-82. (in Chinese)

[9] 张社荣, 王高辉, 庞博慧, 等. 基于 XFEM 的强震区砼重力坝开裂与配筋抗震措施研究[J]. 振动与冲击, 2013, 32(6): 137-142.
Zhang Sherong, Wang Gaohui, Pang Bohui, et al. Seismic cracking and reinforcement analysis of concrete gravity dam based on XFEM[J]. Journal of Vibration and Shock, 2013, 32(6): 137-142. (in Chinese)

[10] 龙渝川, 许绍乾, 高雪超. 高拱坝梁向配筋抗震措施效果研究[J]. 工程力学, 2011,28(S1):178-183.
Long Yuchuan, Xu Shaoqian, Gao Xuechao. A study of cantilever reinforcement for high arch dam to resist strong earthquakes[J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(S1):178-183. (in Chinese)



第一作者简介:李静,女,1974年2月生,博士、副教授。主要研究方向为结构防灾减灾、重大工程风险管理等。曾发表《振动台非线性破坏模型试验影响因素》(《振动、测试与诊断》2016年第36卷第1期)等论文。

E-mail:lijing@dlut.edu.cn

