

# 地震作用下的两河口高土石坝地震残余变形和破坏振动台模型试验研究

杨正权<sup>1</sup>, 刘小生<sup>1</sup>, 陈宁<sup>1</sup>, 袁林娟<sup>2</sup>, 汪小刚<sup>1</sup>, 刘启旺<sup>1</sup>, 杨玉生<sup>1</sup>, 洪桂标<sup>2</sup>

(1. 中国水利水电科学研究院, 北京 100048; 2. 中国农业大学, 北京 100083)

**摘要:** 由于目前高土石坝强震记录资料缺乏和其它试验技术的局限性, 土石坝的地震模拟振动台模型试验仍是当前研究大坝结构地震残余变形特性和破坏机理的重要手段。本文利用大型振动台模型试验, 研究两河口高土石坝模型坝的地震残余变形特性和在强烈地震作用下的破坏过程和状态, 并类推分析原型高土石坝的地震残余变形规律和动力破坏模式。试验结果表明: 地震作用下, 心墙堆石坝的地震残余变形相对较小; 坝体动力破坏的形式主要是河谷段、靠近坝顶坝坡的散粒体滑移和浅层滑动; 多维地震动, 对坝体的地震残余变形控制和动力稳定不利。基于试验结果和分析, 建议在高土石坝抗震设计中, 加强对河床坝段坝顶区的保护。

**关键词:** 水工结构; 地震残余变形; 振动台模型试验; 高土石坝; 动力破坏; 抗震设计

中图分类号: TV32<sup>+</sup>3

文献标识码: A

## Study on shaking table model tests of seismic residual deformation and failure for Lianghekou high rock-fill dam

YANG Zhengquan<sup>1</sup>, LIU Xiaosheng<sup>1</sup>, CHEN Ning<sup>1</sup>, YUAN Linjuan<sup>2</sup>,  
WANG Xiaogang<sup>1</sup>, LIU Qiawang<sup>1</sup>, YANG Yusheng<sup>1</sup>, HONG Guibiao<sup>2</sup>

(1. *China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100048;*

*2. China Agriculture University, Beijing 100083*)

**Abstract:** Shaking table model test is the major technique to study the seismic responses of a high rock-fill dam because of the shortage in actual earthquake measurement data and the limitation of other test techniques. In this work, a large-scale model was tested to analyze the seismic residual deformation and dynamic failure mode of a high rock-fill dam under the conditions of extremely strong earthquake, and some responses of the prototype dam were predicted. The test results show that the core rock-fill dam has relatively smaller residual deformation and that the major failure patterns are featured by rocks rolling and surface-layer sliding on the dam slopes near the river channel. Multi-dimensional earthquake is an unfavorable factor to the control of residual deformation and dynamic stability. This study suggests that the protection of dam top area should be strengthened in anti-seismic design of rock-fill dam.

**Key words:** hydro-structure; seismic residual deformation; shaking table model test; high rock-fill dam; dynamic failure; anti-seismic design

## 0 引言

以往的土石坝稳定性评价方法主要是着眼于对坝坡应力分布状况的考察、分析, 并以此提出评价坝坡稳定性的评价指标, 判定土石坝的动力稳定性。然而, 国内外大量震害调查和研究表明: 地震引起的很多土石坝震害都与地震残余变形过大或不均匀沉降有关<sup>[1]</sup>。而随着人们的研究和认识的深入, 大家普遍认为坝体的振动变形和

收稿日期: 2010-02-05

基金项目: 国家自然科学基金委员会和二滩公司雅砻江联合基金项目(50639060); 水利部“948”创新项目(200929); 水利部公益性行业科研专项经费项目(200801133); “十一·五”国家科技支撑计划项目(2009BAK56B02)

作者简介: 杨正权(1980-), 男, 博士生. E-mail: yangzhq@iwhr.com

沉降是影响土石坝坝体稳定的重要因素,土石坝的动力稳定性评价应充分考虑坝体及其地基在地震后可能产生的永久变形<sup>[2]</sup>。并基于此,提出了一些评价土石坝稳定性和极限抗震能力的综合评价方法<sup>[3]</sup>。

汶川大地震后,人们对西南地区的水电工程的地震稳定性问题格外关注。两河口高土石坝工程规模庞大——最大坝高到了295m,结构地震动力反应的“鞭梢效应”使得坝体上部反应强烈,坝体地震残余变形和沉降已成为控制工程安全的重要因素。目前,由于经历强烈地震的高土石坝很少,更未见有由于地震作用而产生破坏的工程实例报道,缺乏高土石坝强震记录的实测资料,很难依靠有限的震害资料对地震残余变形计算模式进行验证和改进。尽管常规振动台模型试验由于在重力场中难以完全满足模型与原型之间的相似关系,坝体内的应力状态与实际相比有较大差距,就目前的研究水平来看,对地震残余变形量还不能将试验得到数据直接反推到原型坝中,仅可作为科研和设计人员认识土石坝动力残余变形特性的定性参考,但是,模型与原型间相似性的存在则是肯定的<sup>[4]</sup>,其对原型坝的地震残余变形和破坏的定性反映仍是人们认识高土石坝破坏过程和机理的主要手段,也是人们验证土石坝大变形和破坏计算程序的重要依据<sup>[4]</sup>。

本文通过地震模拟振动台模型试验——包括坝段模型试验和整体模型试验,研究高土石坝在各级地震作用下的地震残余变形特性和在极端地震动作用下的破坏过程和破坏机理;进而分析地震荷载作用下原型土石坝的抗震性能,为高土石坝抗震设计提供参考,同时也可对地震残余变形计算模式的验证和改进提供宝贵资料。两个模型的设计几何比尺 $C_l$ 均为295,即用1m高的模型坝模拟295m高的原型坝。两河口大坝的基本概况,模型试验的模型设计和制作、量测的内容和手段、输入地震波和工况设计等请参考文献[5]。

## 1 模型坝地震残余变形和破坏的量测

通过在坝体表面预埋自制的位移测点来监测坝表面点的位移,主要是坝体的竖向沉降和水平位移。先将测点埋植于土体之中,再在模型箱上拉设基准测线。每一次振动过后,测点会随着土体变形而改变位置,通过量测每一次振动后测点与基准线的距离,得到坝体表面各点的各向位移。为了全面考察坝体表面各处的变形情况,整体模型试验时,共在上下游坝坡和坝顶布置了21个测点,其中上游坡8个,坝顶3个,下游坡10个;坝段模型共布置了18个测点,本文的试验结果和分析主要以整体模型试验为对象。自制的测点和整体模型坝坝体表面位移测点布置情况见图1。图2是在振动完成后,对测点的位移进行测量。

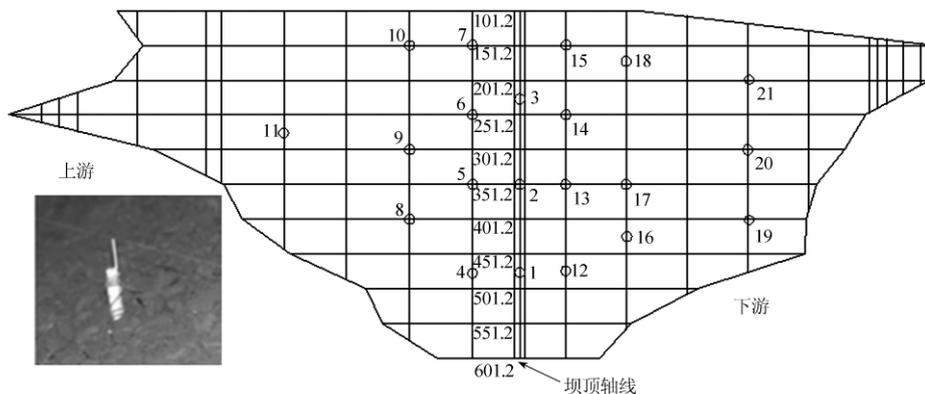


图1 整体模型坝体表面位移测点和布置情况

Fig.1 Sampling locations of surface displacement of a 3-D model dam

在振动台试验的进行过程中,主要通过人工观察及现场照相、录像等来观测坝体的动力反应和破坏过程。振动结束后,通过人工检查预埋在坝坡内的标志物来确定滑坡的深度和破坏模式。最后,根据观察和测量的结果对试验现象进行描述和记录。图3是在对震动中的坝体进行录像。

## 2 模型坝的地震残余变形

通过对测点位移的量测,发现严格按照规程填筑而成的模型坝在各种地震动的作用下,坝体的整体变形很小。表1给出了部分工况下(输入地震波为单向、双向和三向压缩场地地震波,除工况17的时间压缩比 $C_t=10$ 外,其余工况的时间压缩比均为17.2)整体模型坝各测点的地震残余变形值。表中的位移值,水平方向( $x$ 向)向上游为正,竖直方向( $z$ 向)竖直向下为正。

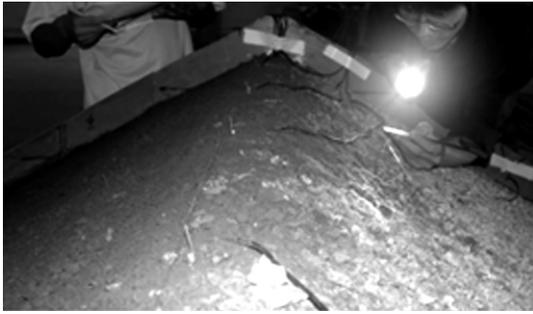


图2 坝体表面位移的测量

Fig.2 Measurement of surface displacement



图3 坝体振动过程的记录

Fig.3 Recording of the model dam shaking process

表1 整体模型坝地震后各测点的位移(单位:mm)

Table 1 Seismic residual displacements of the 3-D model dam (unit: mm)

工况	工况 4 输入加速 度峰值 $A_x = 0.307g$		工况 9 $A_x = 0.301g$ $A_z = 0.204g$		工况 11-3 $A_x = 0.505g$ $A_y = 0.341g$ $A_z = 0.234g$		工况 15-3 $A_x = 0.731g$ $A_y = 0.521g$ $A_z = 0.283g$		工况 15-4 $A_x = 1.458g$ $A_y = 0.923g$ $A_z = 0.472g$		工况 15-5 $A_x = 1.735g$ $A_y = 1.024g$ $A_z = 0.722g$		工况 17-3 $A_x = 0.447g$ $A_y = 0.451g$ $A_z = 0.264g$		工况 17-5 $A_x = 1.247g$ $A_y = 0.970g$ $A_z = 0.611g$	
	方向	$x$	$z$	$x$	$z$	$x$	$z$	$x$	$z$	$x$	$z$	$x$	$z$	$x$	$z$	$x$
坝顶测点 1	0	0	0	-0.2	0	-0.5	0	-0.5	0	-0.5	0	-0.5	0	-0.5	0	-0.5
坝顶测点 2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
坝顶测点 3	0	0	0	0	0.2	0	-0.2	0	-0.2	0	-0.2	0	-0.2	0	-0.2	0
上游测点 4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
上游测点 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
上游测点 6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
上游测点 7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
上游测点 8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
上游测点 9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
上游测点 10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
上游测点 11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
下游测点 12	0	0	0	1	0	1	0	1	-4	1	-7.5	1	-7.5	1	-7.8	1
下游测点 13	0	0	-1.3	0	-2	0	-2	0	-4.5	0	-7.5	0	-7.5	0	-8	0
下游测点 14	0	0	-0.2	0	0	0	-0.5	0	-2	0	-3	0	-4	0	-3	0
下游测点 15	-0.6	0	-1.5	1	-1.6	1.2	-1.6	0.8	-3	0.8	-4	0.8	-4.8	0.8	-4.8	0.8
下游测点 16	0	0	0	0.7	0	1	-0.2	1	-1.6	1	-2.5	1	-2.5	1	-2.6	1
下游测点 17	0	0	-0.5	0.6	-0.3	0.6	-0.8	0.6	-2.2	0.6	-3	0.6	-3	0.6	-3.5	0.6
下游测点 18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
下游测点 19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.2	0

对比分析表 1 得到的实测数据, 尽管各测点测得的位移值都很小, 但是仍旧可以从中得到一些定性规律:

1) 坝体表面各点的各向地震残余变形均很小。一方面是由于模型坝确实体积很小, 另一方面则是堆石坝地震残余变形特性的具体体现。很多的实测资料和理论计算结果都表明: 随着现代筑坝技术的飞速发展, 原型高土石坝的静动力变形均可以控制在一个较小的范围内<sup>[6]</sup>, 本次试验的结果则定性的对一些计算分析结果予以证实。

2) 坝顶和上游坝坡测得的竖向沉降和水平位移都很小, 绝大多数测点没有测量到明显的位移, 但是下游坝坡的位移值相对较大, 而且水平位移要明显大于竖向沉降。分析其原因: 一是由于下游坝坡要陡于上游坝坡, 而且上游坝壳堆石料的粘粒含量高于下游坡, 所以下游坡在空库情况下地震残余变形会更大; 二则是由于坝体的变形模式所致, 坝坡表面由于大量散粒体的滑移、拖拽致使测点水平变位明显, 而测点底部埋植相对较深, 所以测点的沉降并未受到坝坡表面颗粒运移的明显影响。

3) 竖向沉降和水平位移的极值点均在靠近坝顶处的下游坝坡上的测点测得。

4) 随着输入加速度峰值的增加, 坝体的地震残余变形也在增加, 图 4 是工况 15 时—— $x$ 、 $y$ 、 $z$  三向输入压缩场地地震波(压缩比  $C_v = 17.2$ ), 13 测点的水平位移随着激励地震波峰值加速度增加而变化的情况。多向地震动

明显的增加了坝体水平位移和竖向沉降,如表1中 $x$ 、 $z$ 双向地震波输入工况9的各点地震残余变形明显大于 $x$ 单向地震波输入的工况4。

5) 不同时间比尺地震波作用下的地震残余变形差异较大,参考表1中的工况15-5(压缩比 $C_t = 17.2$ )和工况17-3(压缩比 $C_t = 10$ ):在输入地震波类型相同的情况下,工况17-3的输入地震波加速度幅值虽然明显低于工况15-3,但是变形却更大。这主要是由于压缩比 $C_t = 10$ 时,地震波作用的时间更长,地震持时长会明显增加坝体的地震残余变形,这也可能和不同时间压缩比尺下地震波特征周期和坝体自振周期的不同关系有关。

这里需要说明的是,每次震动后测量得到的地震残余变形值是各次由弱到强地震作用的累积值,包含着先期振动的影响。虽然将累积变形值作为最强输入地震动(这里是针对产生的地震永久变形情况而言)的地震残余变形值,在定性分析上不会有明显影响,但是如何剔除先期振动对地震永久变形值的影响,仍是今后试验关注和期待解决的问题。

### 3 模型坝的动力破坏

尽管在破坏阶段,不能通过相似律将模型坝试验结果定量换算到原型坝,但由于原型坝和模型坝间满足几何相似,且模型坝坝体采用实际筑坝土石料填筑,并注意了土体抗剪强度的相似性要求,所以通过对模型坝地震破坏现象和机理的研究,可有助于预测和理解实际土石坝可能的地震破坏现象和机理。

随着输入地震动强度的增加,坝体的动力反应逐渐明显,直到破坏。一方面通过表现现象来考察坝体的破坏情况,另一方面,在每一次振动前后都设置有白噪声扫频,来考察模型坝结构动力特性的变化。

#### 3.1 破坏现象和过程

在地震强度较低工况下,坝体在震动过程中未发现有明显的反应,而随着振动强度的增加,整体模型坝首先在河谷坝段坝体顶部和下游坡 $3/4$ 坝高附近坝坡上出现碎石颗粒滚动,随之滚石的范围扩大,控制断面附近坝段(坝体河谷段)下游侧坝坡在 $3/4$ 坝高以上出现片状滑动,继而扩展成大面积的表层滑动,滑动范围也向左右两岸方向以及坝面下方扩展,即下游坝坡从局部碎石颗粒的滚动直至发展成大面积的表层滑动,最后扩展到整个下游坝坡面。图5是工况15时,模型坝下游坡坡面滚石范围随着振动强度增加而扩展情况的示意,图6是试验完成后,下游坝坡的破坏情况。整个试验过程中,未观察到上游坝面有明显反应。试验后,对标志物开挖检查,没有发现坝体有发生深层滑动的迹象,振动后坝体的密度基本不变。上述破坏现象,和类似工程的试验和计算结果基本一致<sup>[17, 8]</sup>。蓄水与否的坝段模型,下游坝坡破坏的过程和现象和前述基本类似。坝段模型蓄水时,地震动作用下,库水对上游坝坡,尤其是库水位附近坝坡的冲刷作用明显,导致上游坡表层发生沿坡面向下的残余变形,库水位附近坝坡发生表层小颗粒体滑移。

#### 3.2 坝体结构的动力特性改变

对比每一次震动前后的坝体白噪声扫频结果可以知道,随着振动强度的提升,坝体结构的自振频率逐步降低而阻尼比却逐渐提高,坝体在强震作用下的破坏使得坝体结构的自振频率明显降低,这是由于坝坡的振动变形和颗粒滑动使得坝体结构变得松散,结构整体性降低,破坏后的坝体频率(整体模型工况15后,坝顶 $x$ 向测点一阶自振频率为82.503Hz)相对破坏前(整体模型工况15前,坝顶 $x$ 向测点一阶自振频率为88.784Hz)明显降低。模型坝结构动力特性变化的具体情况将另文给出。

#### 3.3 影响因素探讨

对比前边提及的坝体地震残余变形规律和破坏现象,以及坝体结构动力特性的改变和坝体加速度反应情况(坝体地震加速度反应情况将另文给出),可以知道坝体的破坏和地震残余变形、坝体加速度反应和坝体结构动力特性的改变是基本同步的,主要的控制因素也类似。

地震引起的地震惯性力是土石坝结构破坏的重要原因,结构对输入地震动的放大作用及其这种放大作用的分布规律,是影响坝体稳定和破坏形式的重要因素。由试验结果可以知道,大坝破坏最严重的区域正是坝体结构加速度反应最强烈的区域<sup>[5]</sup>。地震惯性力越大,破坏越严重。

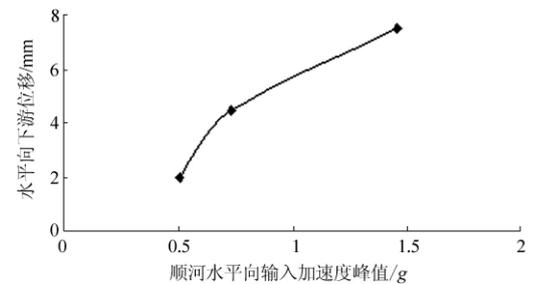


图4 测点13的水平向位移和台面输入顺河向加速度峰值间的变化关系

Fig. 4 Variation of the horizontal displacement with the inputted earthquake peak acceleration at point 13

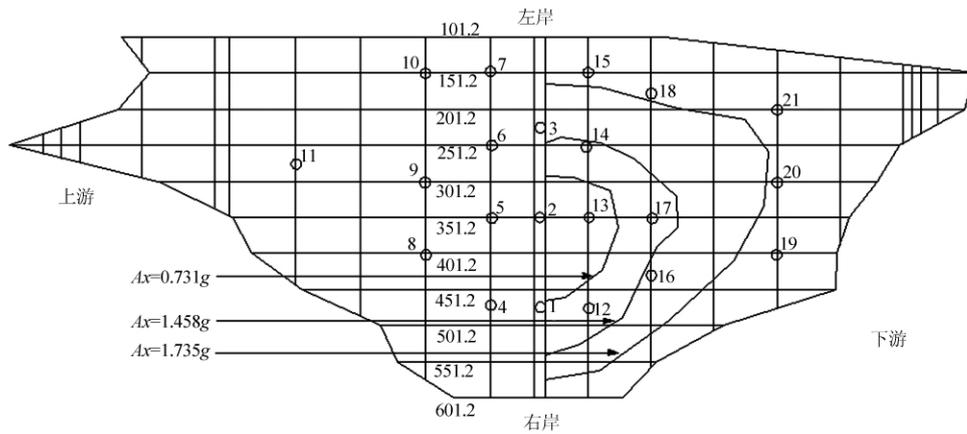


图5 下游坝坡坡面滚石范围随输入加速度峰值增加的扩展情况示意  
(工况15  $x, y, z$  三向输入压缩场地地震波,  $C_t = 17.2$ )

Fig. 5 Increase of the down-slope failure area with the inputted earthquake peak acceleration  
(Case 15: 3-D ground earthquake input and  $C_t = 17.2$ )

以往的经验表明,地震的持时对坝体的动力响应和破坏影响显著,在本次试验中,这种影响主要体现在不同地震波输入压缩比下的坝体破坏程度的差异。对于同一种地震波,在输入幅值大体相当的情况下,压缩比  $C_t = 10$  的工况17的破坏程度明显要大于压缩比  $C_t = 17.2$  的工况15。

在单向输入地震动作用下,坝体基本观察不到明显的反应,而在多向地震动的作用下,破坏现象明显。这主要是由于竖向地震动使得堆石颗粒在竖直方向上的有效接触应力降低,坝体整体性降低所致。

#### 4 高土石坝破坏机理分析和原型高土石坝的动力稳定性评价

对比模型坝的动力变形和破坏过程、类似工程原型坝监测结果及理论分析和计算的结果,可以知道:由于现代土石坝材料工艺和碾压技术的长足进步,现代高土石坝(包括心墙堆石坝和面板堆石坝)的静动力变形控制和静动力稳定控制均已达到很高的水平。高土石坝在极端地震动的作用下,大坝的破坏一般开始于河床坝段的靠近坝顶处的坝坡。破坏主要是由于地震作用使得坝坡表面的堆石块体发生大面积滑落,进而引发的浅层滑动所致。大坝直接发生深层滑动破坏的可能性不大。因此,对于高土石坝的抗震防护措施应主要考虑坝顶区堆石块体的滑动控制,防止表层堆石的滚落进一步引发大面积表层滑坡。基于此,孔宪京等提出了坝顶区加筋、加面板,放缓坝顶区坝坡,严格控制坝顶区施工工艺和增设马道等一系列工程措施来增加坝顶区的动力稳定性,并通过数值模拟对这些措施进行了有效性验证<sup>[7,8]</sup>。

在两河口大坝设计中,100年超越概率2%的设计基岩水平峰值加速度为0.288g,100年超越概率1%的校核基岩水平峰值加速度为0.345g。而模型试验中,在多向地震动作用下,直到水平向输入地震加速度幅值达到了0.7g以上,坝坡才开始出现表层的颗粒体较大面积散落现象。所以从模型试验的角度,大坝在设计地震动作用下,其动力稳定性是可以得到充分保障的。

对于以上残余变形试验结果,就目前的试验理论水平和试验控制技术来看,对于工程的指导还应该是在定性的层面上,还不能根据它们直接推算原型坝的地震永久变形量。另外,根据作者及所在单位负责的众多土石坝振动台模型试验的经验来看,模型试验中的具体环节的控制对试验的结果有重要影响,诸如模型箱的制作精度、模型的施工质量和各类测试仪器的可靠性等。因此,在目前模型试验本身某些固有缺陷影响无法克服情况下,加强试验技术的改进和对具体试验环节的控制是保证试验结果可信性的重要手段。



图6 下游坝坡的破坏

Fig. 6 Failure of the down-slope of the 3-D model dam

## 5 结论

本文通过地震模拟振动台模型试验,研究了高土石坝模型坝的地震残余变形特性和地震破坏过程、现象,并根据试验结果,结合实测资料和理论分析成果,研究了高土石坝的地震破坏机理,对高土石坝给出了地震稳定性评价。主要的研究结论为:

1) 严格按照规程填筑而成的模型坝在各种地震动的作用下,坝体表面各点的竖向沉降和水平位移都较小,坝顶和上游坝坡测得的各向地震残余变形明显小于下游坝坡(上游绝大部分测点未能测得明显的位移),而且各点水平位移明显大于竖向沉降,竖向沉降和水平位移的极值点均在河床坝段、靠近坝顶处的下游坡上的测点测得;

2) 多向地震动和地震持时的增加会明显增加坝体的地震残余变形量;

3) 高土石坝在极端地震动的作用下,大坝的破坏一般开始于河床坝段的靠近坝顶处的坝坡,破坏主要是由于地震作用使得坝坡表面的堆石块体发生大面积滑移,进而引发的浅层滑动所致,大坝直接发生深层滑动破坏的可能性不大,因此,对于高土石坝的抗震防护措施应主要考虑坝顶区堆石块体的滑动控制,防止表层堆石的滚落进一步引发大面积表层滑坡;

4) 从模型试验的角度,高土石坝在设计地震动作用下,其动力稳定性是可以得到充分保障的。

### 参考文献:

- [1] 刘启旺,刘小生,陈宁,等.高心墙堆石坝地震残余变形和破坏模式的振动台模型试验研究[J].水力发电,2009,35(5):60~62.  
LIU Qiwan, LIU Xiaosheng, CHEN Ning, et al. Shaking model tests on seismic residual deformation and damage pattern of high earth-rockfill dam [J]. Water Power, 2009, 35(5):60~62. (in Chinese)
- [2] 汪闻韶.高土石填筑坝地震变形分析综述[R].北京:中国水利水电科学研究院,1985.  
WANG Wenshao. Research overview on dynamic deformation analysis of high earth-rockfill dam [R]. Beijing: China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 1985. (in Chinese)
- [3] 赵剑明,刘小生,陈宁,等.高心墙堆石坝的极限抗震能力研究[J].水力发电学报,2009,28(5):97~102.  
ZHAO Jianming, LIU Xiaosheng, CHEN Ning, et al. Research on the maximum anti-seismic capacity of high earth core rock-fill dam [J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2009, 28(5):97~102. (in Chinese)
- [4] 孔宪京,刘君,韩国城.面板堆石坝模型动力破坏试验与数值仿真分析[J].岩土工程学报,2003,25(1):26~30.  
KONG Xianjing, LIU Jun, HAN Guocheng. Dynamic failure test and numerical simulation of model concrete-faced rockfill dam [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, 25(1):26~30. (in Chinese)
- [5] 中国水利水电科学研究院.两河口心墙堆石坝振动台模型试验研究报告[R].北京:中国水利水电科学研究院,2009.  
China Institute of Water Resources and Hydropower Research. Research report of shaking table model test for Lianghekou core rock-fill dam [R]. Beijing: China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2009. (in Chinese)
- [6] 中国水电顾问集团成都勘测设计研究院.四川省雅砻江两河口水电站可行性研究-防震抗震研究设计专题报告[R].成都:中国水电顾问集团成都勘测设计研究院,2009.  
Chengdu Institute of Reconnaissance and Design, CHECC. Research report of seismic design for Lianghekou water power station [R]. Chengdu: Chengdu Institute of Reconnaissance and Design, CHECC, 2009. (in Chinese)
- [7] 孔宪京,邹德高,邓学晶,等.高土石坝综合抗震措施及其效果的验算[J].水利学报,2006,37(12):1489~1495.  
KONG Xianjing, ZOU Degao, DENG Xuejing, et al. Comprehensive earthquake resistant measure of high earth-rockfill dams and effectiveness verification [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2006, 37(12):1489~1495. (in Chinese)
- [8] 杨正权.加筋土挡墙稳定性分析研究[D].大连:大连理工大学,2006.  
YANG Zhengquan. Study on stability analysis of reinforced soil retaining walls [D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2006. (in Chinese)