

杨昕光, 徐晗, 王铭明, 等. 土石坝抗震稳定的极限能力与评价标准研究[J]. 水利水电技术, 2020, 51(2): 86-91.  
YANG Xinguang, XU Han, WANG Mingming, et al. Study on ultimate capacity of seismic stability and evaluation criteria of earth-rockfill dams[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 2020, 51(2): 86-91.

# 土石坝抗震稳定的极限能力与评价标准研究

杨昕光<sup>1</sup>, 徐 晗<sup>2</sup>, 王铭明<sup>3</sup>, 潘家军<sup>2</sup>, 谭 凡<sup>2</sup>

(1. 中冶建筑研究总院有限公司, 北京 100088; 2. 长江科学院 水利部岩土力学与工程重点实验室, 湖北 武汉 430010; 3. 昆明理工大学 电力工程学院, 云南 昆明 650500)

**摘要:** 目前土石坝极限抗震能力的评判指标尚不统一, 评价标准仍不明确, 且缺乏合理的依据。本文基于地震反应分析, 从坝坡抗震稳定性和地震滑移变形对土石坝的极限抗震能力进行了研究, 提出以地震滑移变形发生突变作为土石坝抗震稳定极限能力的判定标准。以某沥青混凝土心墙堆石坝为例进行了计算分析, 当地震峰值加速度为  $0.55g$  时, 上、下游坝坡  $F_s < 1.0$  的累积时间分别为  $2.5\text{ s}$  和  $2.8\text{ s}$ , 地震滑移变形分别为  $0.46\text{ m}$  和  $0.55\text{ m}$ , 并产生了明显的突变。由此, 可判定大坝的极限抗震能力为  $0.55g$ 。结果表明, 土石坝的抗震薄弱部位位于坝顶  $1/5$  坝高范围内, 符合实际震害的一般规律, 建议该区域应采取合理的抗震措施。

**关键词:** 土石坝; 抗震稳定性; 极限抗震能力; 评价标准

doi: 10.13928/j.cnki.wrahe.2020.02.009

开放科学(资源服务)标识码(OSID):

中图分类号: TV641

文献标识码: A

文章编号: 1000-0860(2019)02-0086-06



## Study on ultimate capacity of seismic stability and evaluation criteria of earth-rockfill dams

YANG Xinguang<sup>1</sup>, XU Han<sup>2</sup>, WANG Mingming<sup>3</sup>, PAN Jiajun<sup>2</sup>, TAN Fan<sup>2</sup>

(1. Central Research Institute of Building and Construction Co. Ltd, MCC Group, Beijing 100088, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Engineering of Ministry of Water Resources, Yangtze River Scientific Research Institute, Wuhan 430010, Hubei, China; 3. Faculty of Electric Power Engineering, Kunming University of Science and Technology, Kunming 650500, Yunnan, China)

**Abstract:** At present, the evaluation indexes and criteria are not only clear, but also lack of the reasonable basis. According to seismic time-history analysis, the ultimate seismic capacity of earth-rockfill dams is studied from the angle of the seismic stability of the dam slopes and the seismic sliding displacement. In this paper, the seismic sliding displacement mutation of the dam slope is chosen as the evaluation criterion of the ultimate capacity of seismic stability. Then, a case study of an asphalt concrete core rockfill dam which is built in west area of China, is carried out. It is shown by the results that when the seismic peak acceleration reaches  $0.55g$ , the cumulative time of  $F_s < 1.0$  for the upstream and downstream dam slopes is  $2.5\text{ s}$  and  $2.8\text{ s}$ , and the seismic sliding displacement is  $0.46\text{ m}$  and  $0.55\text{ m}$ , separately. Moreover, the seismic sliding displacement of the dam slopes is mutated

收稿日期: 2019-03-12

基金项目: 国家重点研发计划资助(2017YFC0404804); 国家自然科学基金-雅蓉江联合基金重点项目资助(U1765203); 国家自然科学基金项目(51509019); 中国博士后科学基金资助项目(2019M650997)

作者简介: 杨昕光(1983—), 男, 高级工程师, 博士, 主要从事土石坝工程及数值分析研究。E-mail: yyfreshman@163.com

通信作者: 王铭明(1982—), 男, 副教授, 博士, 主要从事水工结构工程研究。E-mail: wang.ming.ming@163.com

which is indicated that the ultimate seismic capacity of the dam is 0.55  $g$ . Meanwhile, the weak region of the earthquake-resistant dam is the area that 1/5 of the dam height from the crest, which is coincided with the actual earthquake damage. In consequence, it is suggested that some effective seismic measures should be proposed in this area.

**Keywords:** earth-rockfill dam; seismic stability; ultimate seismic capacity; evaluation criteria

## 0 引言

汶川地震发生后,国家加强了水电工程抗震防震工作。根据最新颁布《水电工程水工建筑物抗震设计规范》(NB 35047-2015)相关规定“对应作专门场地地震安全性评价的工程抗震设防类别为甲类的水工建筑物,除按设计地震动峰值加速度进行抗震设计外,应对其在遭受场址最大可信地震时,不发生库水失控下泄灾变的安全裕度进行专门论证”<sup>[1]</sup>。同时根据有关规定,对特别重要的挡水建筑物,要应研究其极限抗震能力和地震破坏模式。

近年来,我国土石坝的抗震研究工作取得了一定的成果,逐渐发展了一些分析土石坝极限抗震能力的方法<sup>[2-7]</sup>。这些方法大多以地震反应分析为基础,并通过坝坡稳定、地震永久变形、液化安全度等多角度对土石坝极限抗震能力进行研究,得到了十分有价值的结论。但目前,由于土石坝地震破坏机理的复杂性,其极限抗震能力,目前没有统一的评判指标,其评价标准也尚不明确,且缺乏合理的依据<sup>[4,8]</sup>。

工程实践表明<sup>[9-10]</sup>,土石坝震害类型呈多样化,主要表现为地震导致大坝坝坡失稳,或使得坝体产生过大的永久变形导致防渗系统损伤甚至破坏<sup>[4]</sup>。同时根据以往研究,坝体滑坡通常是大坝极限抗震能力的控制因素,易引起溃坝、库水失控下泄等严重灾害,从而危及整个水坝的安全。

因此,本文结合我国西部某沥青混凝土心墙堆石坝工程,基于地震反应分析,从土石坝的抗震稳定性和地震滑移变形两方面研究大坝的极限抗震能力,并提出相应的评价标准,为科学、合理评价土石坝的抗震安全性提供理论依据与技术支撑。

## 1 土石坝抗震稳定分析方法

本文采用有限元动力时程稳定分析方法及 NEWMARK 地震滑移变形分析方法<sup>[11]</sup>评价土石坝的抗震稳定性并计算累积滑移变形,以研究土石坝的极限抗震能力。

### 1.1 动力时程稳定分析方法

在有限元静、动力计算得到的坝体的静应力和地震作用下每一瞬时的动应力的基础上,可采用如下方

法分析坝坡的稳定性。

作用于单元滑动面上的法向应力  $\sigma_N$  和切向应力  $\tau_N$  为

$$\sigma_N = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\alpha - \tau_{xy} \sin 2\alpha \quad (1)$$

$$\tau_N = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\alpha - \tau_{xy} \cos 2\alpha \quad (2)$$

式中,  $\sigma_x = \sigma_x^s + \sigma_x^d$ ;  $\sigma_y = \sigma_y^s + \sigma_y^d$ ;  $\tau_{xy} = \tau_{xy}^s + \tau_{xy}^d$ ;  $\sigma_x^s$  为单元的静水平向应力;  $\sigma_x^d$  为单元的动水平向应力;  $\sigma_y^s$  为单元的静竖向应力;  $\sigma_y^d$  为单元的动竖向应力;  $\tau_{xy}^s$  为单元静剪应力;  $\tau_{xy}^d$  为单元动剪应力;  $\alpha$  为单元滑动面切向与水平向的夹角。

用有限元法分别计算出坝体的静动应力后,可在地震中的每一时刻对坝体进行动力稳定计算,其稳定安全系数为

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (c_i + \sigma_{Ni} \tan \varphi_i) l_i}{\sum_{i=1}^n \tau_{Ni} l_i} \quad (3)$$

式中:  $c_i$ 、 $\varphi_i$  分别为第  $i$  单元土体的凝聚力和内摩擦角;  $l_i$  为第  $i$  单元滑弧面的长度;  $\sigma_{Ni}$ 、 $\tau_{Ni}$  分别为第  $i$  单元滑弧面上法向应力和切向应力。

### 1.2 NEWMARK 地震滑移变形分析方法

1965 年 NEWMARK<sup>[11]</sup> 建议基于地震滑移量大小进行土石坝抗震安全评价,并提出了估算地震永久滑移量的刚塑性滑块模型。对于任意滑动体,可通过下式计算其滑动角加速度

$$\ddot{\theta}(t) = \frac{M}{I} \quad (4)$$

$$M = \left( \sum_{i=1}^n \tau_{Ni} l_i - \sum_{i=1}^n (c_i + \sigma_{Ni} \tan \varphi_i) l_i \right) R \quad (5)$$

式中,  $I$  为滑动体的转动惯量;  $\ddot{\theta}(t)$  为滑动体瞬时失稳后的滑动角加速度;  $M$  为作用在滑动体上的转动转矩。

当某时刻滑动体出现瞬时滑动时,其滑动量为

$$D_i^k = R^k \theta^k = R^k \int \ddot{\theta}_i^k dt \quad (6)$$

在整个地震时段,坝坡可能出现多次瞬时滑动,则累计滑动量为

$$D^k = \sum_{i=1}^n D_i^k \quad (7)$$

## 2 土石坝极限抗震能力的评价标准

关于土石坝抗震稳定的极限能力, 规范目前没有统一的评判标准, 需要进行深入研究。

对于拟静力稳定计算分析, 如稳定安全系数  $F_s < 1.0$ , 则认为坝坡失稳, 该评判标准普遍被学术界接受。但对于有限元时程稳定分析方法, 由于稳定安全系数是随时间不断变化的, 即使稳定安全系数  $F_s < 1.0$  也不能说明坝坡一定失稳, 因此, 目前评价动力时程稳定性并无明确标准。李国英等<sup>[3]</sup>认为, 如  $F_s < 1.0$  的累积时间超过 2 s, 则坝坡失稳。赵剑明等<sup>[2]</sup>将有限元时程法分为动力时程线法和动力等效值法, 如按动力时程线法计算得到的  $F_s < 1.0$ , 则坝坡失稳; 如按动力等效值法计算的  $F_s < 1.1$ , 则坝坡失稳。

目前对于 NEWMARK 地震滑移变形分析方法, 其破坏标准尚不明确。HYNES Griffun 和 FRANKIN 曾经建议, 对大多数坝来说, 1 m 左右的地震变形不致对坝体造成重大危害<sup>[12]</sup>。美国采用 NEWMARK 法计算填筑良好坝体顶部的地震沉陷, 规定沿滑裂面的地震滑移不超过 60 cm<sup>[13]</sup>。邵磊等<sup>[14]</sup>认为, 地震滑移变形超过滑动体长度的 2% 时, 坝坡失稳。实际上, 由于各个工程的结构、地形、地质等条件不同, 不可能给出一个评判整体失稳的定量位移准则<sup>[15]</sup>。边坡失稳本质上是体系由量变到质变的突变过程, 当边坡进入稳定极限状态时, 滑体开始出现滑动, 由稳定静止状态变为运动状态, 必然引起滑动体位移产生陡增的现象。因此, 本文建议以土石坝在强震作用下的地震滑移变形出现突变作为土

石坝抗震稳定的极限状态。

## 3 某土石坝的极限抗震能力分析

### 3.1 工程概况

某水利枢纽的挡水建筑物为 2 级建筑物, 采用沥青混凝土心墙堆石坝坝型, 坝顶总长为 745 m, 坝顶宽 10 m, 坝顶高程为 2 500.0 m, 坝顶防浪墙顶高程 2 501.2 m, 坝基面最低高程 2420.0 m, 最大坝高为 80.0 m, 其坝基覆盖层深厚(河床砂卵砾石层最大深度达 32.0 m)、两岸分布较厚粉土及砂卵砾石层、右岸坡较陡峻。上游坝坡平均坡比 1 : 2.25; 下游坝坡平均坡比 1 : 1.8。大坝填筑材料主要为砂砾石料、开挖利用料、过渡料等。大坝标准设计剖面如图 1 所示。

根据地震安评报告, 该工程区地表 50 a 超越概率 10% 的地震动峰值加速度为 0.237g, 对应的地震基本烈度为 VIII 度。该工程主要建筑物按 VIII 度设防。

### 3.2 计算模型与条件

采用三维非线性有限元方法进行计算分析。根据该沥青混凝土心墙坝的设计剖面图建立三维有限元计算模型, 如图 2 所示。

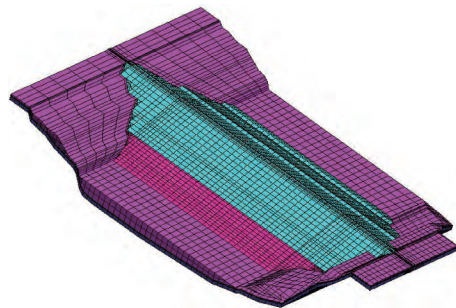


图 2 土石坝有限元模型

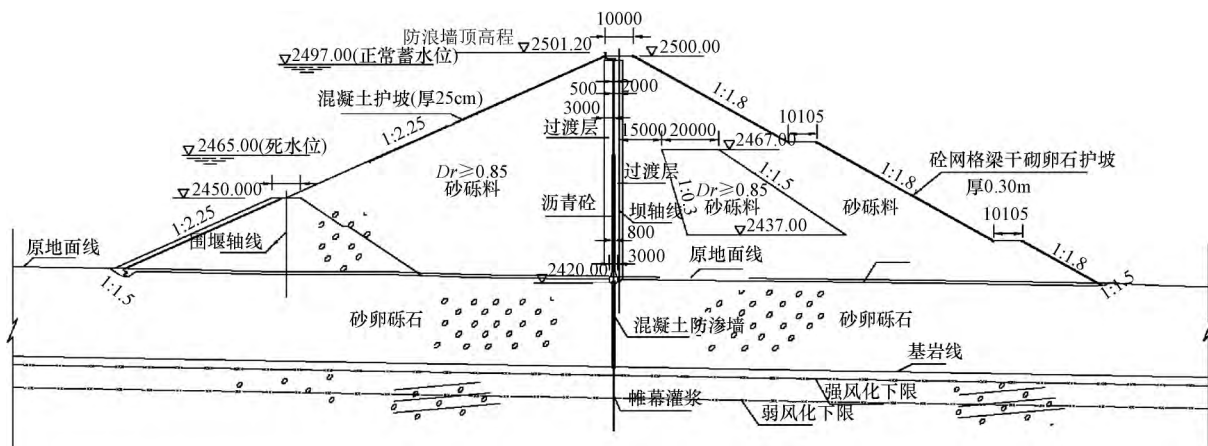


图 1 土石坝最大断面示意(高程单位: m; 尺寸单位: mm)

表1 土石坝静、动力计算参数

材料	$\rho$ /g·cm <sup>-3</sup>	$\varphi_0$ /(°)	$\Delta\varphi$ /(°)	$c$ /kPa	Duncan Chang E-B 模型					等效黏弹性模型	
					$k$	$n$	$k_b$	$m$	$R_f$	$k$	$n$
砂砾料	2.17	42.4	3.0	0.0	1 175	0.46	461	0.46	0.91	2 067	0.456
利用料	2.22	44.7	5.5	0.0	1 219	0.49	518	0.45	0.90	2 294	0.460
过渡料	2.18	41.2	2.6	0.0	1 135	0.32	449	0.82	0.84	2 268	0.530
覆盖层	2.15	41.3	2.4	0.0	1 159	0.32	483	0.18	0.87	2 136	0.412
沥青混凝土心墙料	2.46	29.6	0.0	762.5	932.0	0.70	1 803	0.21	0.85	2 002	0.162

表2  $G/G_{max} \sim \gamma$  和  $\lambda \sim \gamma$  关系曲线

试料名称	$\gamma$	$5 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-5}$	$5 \times 10^{-5}$	$1 \times 10^{-4}$	$5 \times 10^{-4}$	$1 \times 10^{-3}$	$5 \times 10^{-3}$
		砂砾料	$G/G_{max}$	0.993	0.985	0.930	0.870	0.573
	$\lambda$	0.002	0.004	0.017	0.030	0.091	0.124	0.174
利用料	$G/G_{max}$	0.993	0.986	0.931	0.872	0.578	0.408	0.123
	$\lambda$	0.002	0.004	0.019	0.034	0.098	0.131	0.181
过渡料	$G/G_{max}$	0.992	0.984	0.923	0.857	0.549	0.380	0.111
	$\lambda$	0.002	0.004	0.017	0.030	0.091	0.122	0.171
覆盖层	$G/G_{max}$	0.992	0.985	0.928	0.866	0.567	0.398	0.118
	$\lambda$	0.002	0.004	0.017	0.032	0.095	0.127	0.176
沥青混凝土心墙料	$G/G_{max}$	1.000	0.999	0.997	0.993	0.966	0.936	0.796
	$\lambda$	0.001	0.002	0.007	0.011	0.03	0.04	0.061

静力有限元计算中,坝料及沥青混凝土心墙料采用 Duncan Chang E-B 本构模型,动力时程有限元计算中,材料采用等效线性黏弹性模型,材料静、动力计算参数如表 1 所列。等效线性黏弹性模型中  $G/G_{max} \sim \gamma$  和  $\lambda \sim \gamma$  关系曲线如表 2 所列。

采用规范谱人工波作为地震动输入,对每条地震波按照比例法进行调幅,水平向最大峰值加速度从 0.20g 开始,逐渐增大到土石坝地震破坏临界状态,地震加速度时程曲线如图 3 所示。

### 3.3 计算结果与分析

分别采用有限元动力时程稳定分析方法与 NEWMARK 地震滑移分析法对大坝进行极限抗震能力分析,有限元时程稳定分析方法计算结果如表 3 所列,NEWMARK 地震滑移分析方法计算结果如图 4 所示。

由计算结果可知,随着输入地震动的逐渐增大,坝坡稳定最小安全系数逐渐降低,稳定安全系数小于 1.0 的累积时间和地震滑移变形逐渐增加,当输入地震峰值加速度达到 0.50g 时,上、下游坝坡  $F_s < 1.0$  的累积时间分别为 1.4 s 和 1.8 s,地震滑移变形分别为 0.06 m 和 0.08 m。当输入地震峰值加速度进一步增加,达到 0.55g 时,上、下游坝坡  $F_s < 1.0$  的累积时间分别为 2.5 s 和 2.8 s,地震滑移变形分别为 0.46 m 和 0.55 m,虽然没超过美国工程师兵团建议地震滑移变形 60 cm 的控制标准,但此时 NEWMARK 地震滑移变形产生了明显的突变。这说明坝坡从稳定状态不断发生量变,当地震动输入达到 0.55g 时发生

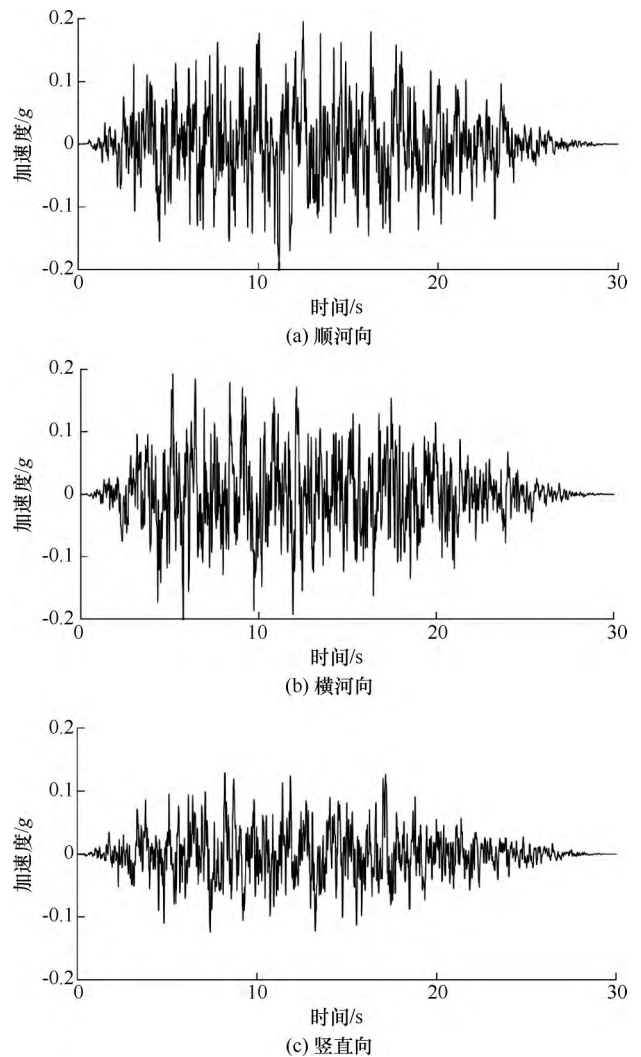


图3 地震动时程

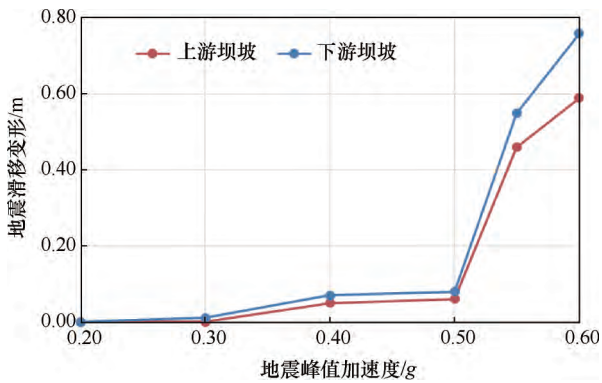
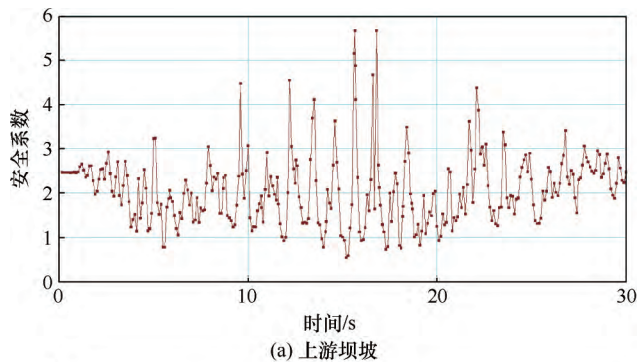


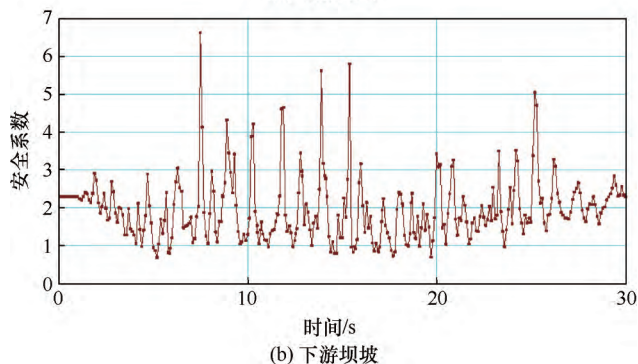
图4 不同地震峰值加速度下的地震滑移变形

了较大的突变, 是一个由量变到质变的过程, 标志着此时坝坡由稳定状态突变到破坏状态, 此时坝坡在地震作用下稳定性不足, 发生较大的地震滑动位移, 达到其极限抗震能力。因此, 可判定大坝的极限抗震能力为  $0.55g$ 。

图5和图6分别为地震峰值加速度( $PGA$ )为  $0.55g$  时, 大坝上、下游坝坡最小稳定安全系数时程曲线与地震滑移变形计算结果。由此可知, 坝坡在地震过程中, 最小安全系数是不断变化的, 在个别瞬间有小于  $1.0$  的情况, 此时坝坡发生滑动, 并产生地震滑移变形。在紧接着的下一时刻, 如安全系数大于  $1.0$ , 此时滑动体又重新处于稳定状态, 不产生地震滑移变形。因此, 在地震过程中, 滑移变形是不断累积的过程。如稳定安全系数小于  $1.0$  的累积时间极

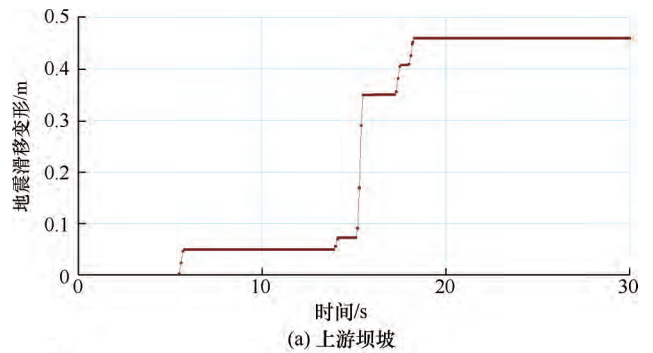


(a) 上游坝坡

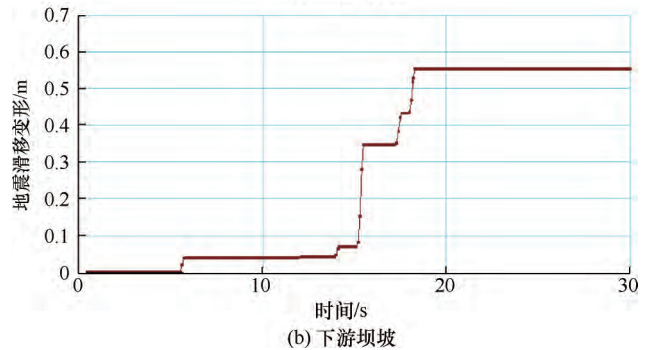


(b) 下游坝坡

图5 坝坡抗震稳定最小安全系数时程曲线( $PGA=0.55g$ )



(a) 上游坝坡

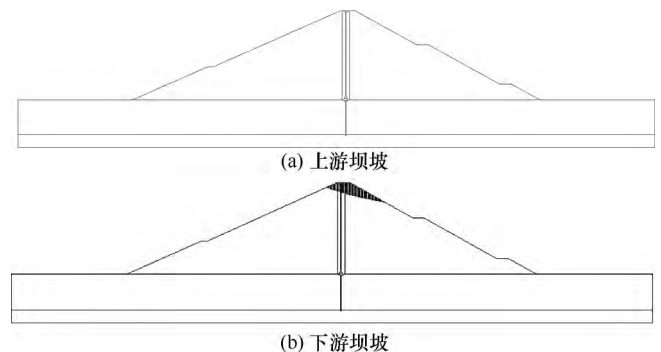


(b) 下游坝坡

图6 地震滑移变形计算结果( $PGA=0.55g$ )

短, 或地震滑移变形较小, 可认为不足以引起坝坡的失稳。

图7为当输入地震峰值加速度为  $0.55g$  时, 上、下游坝坡最危险滑动面位置示意图。由此可知, 大坝达到其抗震极限状态时, 最危险滑动面位于坝顶  $1/5$  坝高范围内。这是由于坝顶部往复地震惯性力较大, 产生明显的“鞭鞘”效应, 导致坝顶区堆石体松动, 堆石颗粒间咬合力丧失, 从而在坝顶上、下游两侧发生堆石体滑动<sup>[9]</sup>。这符合土石坝实际震害及模型试验的一般规律, 因此在土石坝抗震设计中应特别注意坝顶区堆石体的稳定, 并采取合理的抗震措施, 比如适当放缓该处坝坡、提高该部位堆石的压实标准, 埋设抗震横梁、加设土工格栅等。



(a) 上游坝坡

(b) 下游坝坡

图7 最危险滑动面位置示意( $PGA=0.55g$ )

表3 坝坡有限元动力时程稳定计算结果

地震峰值加速度/ $g$		0.20	0.30	0.40	0.50	0.55	0.60
上游坝坡	最小安全系数	1.05	0.87	0.74	0.73	0.53	0.52
	$F_s < 1$ 累积时间/s	0.0	0.2	0.5	1.4	2.5	2.8
下游坝坡	最小安全系数	1.09	0.88	0.82	0.79	0.67	0.66
	$F_s < 1$ 累积时间/s	0.0	0.5	1.1	1.8	2.8	3.0

## 4 结 论

(1) 基于地震反应分析,从坝坡抗震稳定性和NEWMARK地震滑移变形对土石坝的极限抗震能力进行了研究,提出以NEWMARK地震滑移变形发生突变作为土石坝达到抗震稳定极限能力的判定标准。

(2) 以某沥青混凝土心墙堆石坝为例进行了计算分析,当地震峰值加速度为 $0.55g$ 时,上、下游坝坡 $F_s < 1.0$ 的累积时间分别为 $2.5\text{ s}$ 和 $2.8\text{ s}$ ,地震滑移变形分别为 $0.46\text{ m}$ 和 $0.55\text{ m}$ ,并产生了明显的突变。因此,可判定大坝的极限抗震能力为 $0.55g$ 。

(3) 大坝达到其抗震极限状态时,最危险滑动面位于坝顶 $1/5$ 坝高范围内。这是由于坝顶部往复地震惯性力较大,从而在坝顶上、下游两侧发生堆石体滑动。这符合土石坝实际震害及模型试验的一般规律,因此在土石坝抗震设计中应特别注意坝顶区堆石体的稳定,并采取合理的抗震措施。

### 参考文献:

- [1] 国家能源局. 水电工程水工建筑物抗震设计规范: NB 35047-2015[S]. 北京: 中国电力出版社, 2015.
- [2] 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.
- [3] 李国英, 沈婷, 赵魁芝. 高心墙堆石坝地震动力特性及抗震极限分析[J]. 水利水运工程学报, 2010(1): 1-8.
- [4] 陈生水, 李国英, 傅中志. 高土石坝地震安全控制标准与极限抗

震能力研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(1): 59-65.

- [5] YANG X G, CHI S C. Seismic stability of earth-rock dams using finite element limit analysis[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014, 64: 1-10.
- [6] 岑威钧, 张自齐, 周涛. 覆盖层上高面板堆石坝的极限抗震能力[J]. 水利水电科技进展, 2016, 36(2): 1-5.
- [7] 杨鸽, GRIFFITHS D V, 朱晟. 考虑堆石料空间变异性的土石坝坝坡地震稳定性随机有限元分析[J]. 地震工程学报, 2019, 41(4): 939-948.
- [8] 田景元, 刘汉龙, 伍小玉. 高土石坝极限抗震能力的评判角度及标准评述[J]. 防震减灾工程学报, 2013, 33(S1): 128-131.
- [9] 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.
- [10] 陈生水, 方绪顺, 钱亚俊. 高土石坝地震安全评价及抗震设计思考[J]. 水利水运工程学报, 2011(1): 17-21.
- [11] NEWMARK N M. Effects of earthquakes on dams and embankments[J]. Geotechnique, 1965, 15(2): 139-160.
- [12] OZKAN M Y. A review of considerations on seismic safety of embankments and earth and rock-fill dams[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1998, 17: 439-458.
- [13] Engineering and Research Center. Design Standards No. 13-Embankment Dams (Draft), Chap. 13-Seismic Design and Analysis[R]. Washington D. C.: US Department of the Interior Bureau of Reclamation, 2011.
- [14] 邵磊, 迟世春, 李红军, 等. 高心墙堆石坝极限抗震能力初探[J]. 岩土力学, 2011, 32(12): 3827-3832.
- [15] 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.

(责任编辑 郭利娜)