

高土石坝地震安全评价及抗震设计思考

陈生水, 方绪顺, 钱亚俊

(南京水利科学研究院, 江苏 南京 210029)

摘要: 介绍了国内外几座典型土石坝的震害表现, 并对这些土石坝, 特别是紫坪铺混凝土面板堆石坝的震害原因进行了详细分析. 结果表明, 地震导致的坝体附加变形以及坝体不同部位变形的不均匀和不协调是土石坝发生震害的主要原因, 土石坝的各类不同材料的接触带以及河谷地形突变处是发生震害的主要部位, 在大坝设计施工时需特别予以关注. 最后, 对高土石坝安全评价和抗震设计方法提出了若干建议, 并特别指出, 考虑到地震的随机性和高土石坝安全的绝对重要性, 有必要研究高土石坝的极限抗震能力.

关 键 词: 高土石坝; 震害表现; 地震安全评价; 抗震设计

中图分类号: TV641.1

文献标志码: A

文章编号: 1009-640X(2011)01-0017-05

我国已建和拟建的百米级以上高土石坝近百座, 且大多位于高地震烈度区, 这些高坝大库一旦因地震失事, 后果将是灾难性的, 因此对高土石坝的地震安全应十分重视. 20 世纪 60 年代以前, 国内外主要采用以地震加速度系数为主要内容的拟静力法来分析土石坝的坝坡稳定. 1964 年日本新潟和美国阿拉斯加大地震后, 特别是 1971 年美国旧金山地震中圣费尔南多坝失事, 人们发现拟静力法的计算分析结果与实际不尽相符, 特别是不能正确反应土石坝坝坡地震破坏过程. 为此美国和日本多位学者对地震引起的无黏性土坝基和坝坡液化破坏问题开展了深入研究^[1-5]. 1976 年唐山大地震后, 我国也加强了对无黏性土液化问题的研究, 并取得了长足进展^[6-8]. 需要指出的是, 高土石坝特别是百米级以上高土石坝震害的主要表现为地震导致的大坝附加地震永久变形及其引起的防渗系统损伤, 但迄今为止, 国内外关于土石坝的地震动响应和永久变形计算分析大多还采用 20 世纪 80 年代建立的等效线性方法, 高土石坝地震安全评价水平总体来说尚处于近似计算分析加经验判断阶段, 对高土石坝的地震安全进行科学预测和评价仍有许多问题需深入研究.

1 紫坪铺混凝土面板堆石坝主要震害及分析

我国的紫坪铺混凝土面板堆石坝, 坝高 156 m, 为至今国内外经受过最大地震考验且收集震害资料最为完整的土石坝. 5. 12 汶川特大地震震中距离该坝仅 17 km, 持续时间达 120 s, 初步推算坝体基岩地震加速度峰值超过 0. 5g, 主要震害是大坝产生了明显的变形. 安装在防浪墙顶的变形标点瞬间产生了 683. 9 mm 的沉降, 位于坝顶河床中部大坝最大断面, 由于余震和大坝震后应力、变形重分布, 震后第 5 天, 沉降量增大到 744. 3 mm, 并很快趋于稳定. 安装在堆石坝体内 850. 00 m 高程处的沉降仪测得的最大沉降量为 810. 3 mm, 由此可以推断坝顶处(高程 884. 00 m)的沉降量将更大.

地震导致大坝上游坝顶产生的水平位移指向下游方向, 最大值为 199. 9 mm. 由于河谷形状的影响, 左右两坝段的位移均指向河谷中央大坝最大断面处, 岸坡较陡的左坝段位移较右坝段大, 最大值为 226. 1 mm. 地

收稿日期: 2010-02-09

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(90815024); “十一五”国家科技支撑计划资助项目(2009BAK56B02); 国家重点基础研究发展规划资助项目(2007CB714103)

作者简介: 陈生水(1962-), 男, 江苏高淳人, 教授级高级工程师, 主要从事土石坝工程的科学研究和技术咨询工作.

E-mail: sschen@nhri.cn

震引起下游坝坡的水平位移较上游防浪墙顶大,随着大坝高程增加,水平位移增大,下游坝坡 854.00 m 高程处的水平位移为 270.8 mm,可以推断下游坝坡和坝顶交界处的水平位移将更大.图 1 给出了地震引起的坝顶路面和坝顶下游人行道的开裂情况,裂缝最大宽达 630.0 mm,这进一步证实了下游坝坡和坝顶交界处的水平位移将更大的推断.



图 1 下游坝坡与坝顶路面开裂

Fig. 1 Downstream slope and crest surface cracking

震后观测发现,尽管下游坝坡水平位移方向指向下游,但由于震陷量大,大坝下游坝坡变形矢量却指向坝体内部,即坝体断面向内收缩,收缩量随着大坝高程的降低而减小,最大收缩量在坝顶附近,其值达 92 cm.

地震产生的大坝永久变形导致大坝主要防渗体混凝土面板及其接缝受到了明显损伤,主要表现为:

(1)大坝左岸 845.00 m 高程以上三期面板发生大面积脱空,右岸三期面板顶部(879.40 m 高程附近)也全部脱空,脱空最大值达 230 mm.大坝左坝肩附近二期面板顶部也发生脱空,脱空最大值为 70 mm.面板脱空的主要原因是地震导致大坝堆石体产生的永久变形,地震永久变形随着坝高的增大而增大,而混凝土面板的整体性相对较好,面板与坝体的变形不相协调导致面板与坝体间发生脱空,一般随着高程的增加,脱空值增大,这也是三期面板顶部脱空值最大的原因.

(2)大坝 845.00 m 高程处二、三期混凝土面板间施工缝发生明显错台(见图 2).错台程度从右到左逐渐加重,错台值从 20 mm 增加到 170 mm.错台的主要原因是混凝土面板脱空使得面板与垫层间结合力(包括摩擦力和黏结力)明显减小,不足以平衡作用在面板上地震引起的向下和向外惯性力^[9],导致三期面板在施工缝这一结构相对薄弱部位发生错台.加之于紫坪铺大坝二、三期面板施工缝为一水平缝,且地震时库水位(828.65 m)比该施工缝高程低,致使发生明显错台.而错台程度从右到左逐渐加重的主要原因是,右坝肩相对于左坝肩平缓,右坝段坝高相对于左坝段低,故右坝段坝体震陷量相对于左坝段小.

(3)多条混凝土面板结构缝发生拉压破坏.总的趋势是两坝肩附近面板结构缝受拉,河谷附近面板结构缝受压,其中大坝最大断面附近 23#~24#面板结构缝挤压破坏最为严重,一直延伸至 821.00 m 高程以下(见图 3).显然面板结构缝拉压破坏与支撑面板的堆石体变形密切相关.由于河谷形状影响,地震导致的变形是左右坝段向河谷中央变形,因此两坝肩附近面板结构缝受拉,河谷附近面板结构缝受压,大坝最大断面附近地震导致的变形最大,所以破坏也最为严重.



图 2 二、三期混凝土面板错台

Fig. 2 Dislocation of second- and third-stage concrete face



图 3 面板结构缝发生挤压破坏

Fig. 3 Extruding rupture of structural joint of concrete face

(4)地震导致混凝土面板周边缝产生明显的变位,河谷地形突变处周边缝变位特别明显.如安装在左坝肩 833.00 m 高程附近的 Z2 号三向测缝计测得该处周边缝的沉降量、张开度、剪切位移分别从震前的 1.59, 11.99 和 4.67 mm 增加到 92.85, 57.85 和 13.42 mm;右坝肩靠近河床底部 745.00 m 高程附近的 Z9 三向测缝计测得该处周边缝的变位值更大,其沉降量、张开度、剪切位移分别从震前的 10.82, 6.03 和 9.08 mm 增加到 53.86, 34.89 和 58.39 mm,其中剪切位移在震后的第 2 天迅速增长为 104.24 mm,已远超过室内试验得出

的周边缝允许剪切位移值30 mm. 周边缝其它部位变位在周边缝允许变位值范围内.

2 国外几座高土石坝主要震害及分析

墨西哥的 La Villita 和 Infiernilo 两座高黏土心墙堆石坝也曾受过多地地震的考验^[10]. 其中 1985 年的墨西哥 8.1 级地震, 导致距震中约 75 km 的 La Villita (最大坝高 59.7 m+厚砂砾石覆盖层 70 m) 和 Infiernilo (最大坝高 148 m) 经受了持续时间达 60 s 的振动, 记录到的坝基基岩最大水平加速度分别为 0.125g 和 0.13g, La Villita 坝坝顶最大反应加速度为 0.45g, Infiernilo 坝下游马道中部(坝基以上 100 m) 的最大反应加速度为 0.38g, 据此推断 Infiernilo 坝坝顶中部最大反应加速度应在 0.50g 左右. 该地震导致上述两座坝的震害非常相似, La Villita 坝和 Infiernilo 坝坝顶黏土心墙分别产生了 11 和 9 cm 的沉降, 黏土心墙和堆石坝壳接触部位坝顶出现裂缝, 其中 La Villita 坝顶出现长达 350 m 的连续裂缝, 最大缝宽约 10 cm, 最大深度达 50 cm; Infiernilo 坝顶黏土心墙和上下游堆石坝壳接触部位出现断续绵延全坝的长 335 m, 宽 0.2 ~ 15.0 cm 的纵向裂缝, 深达黏土心墙顶部.

美国最大坝高 61 m 的 Austrian 土坝和最大坝高 62 m 的 Lexington 土坝 1989 年也曾经受 Loma Prieta 地震考验, 坝顶最大水平加速度分别达 0.6g 和 0.4g, Austrian 土坝 4/5 坝高以上范围内的上下游坝坡出现了多条纵向裂缝, 最深达 4.27 m, 两坝肩也出现了横向裂缝, 其中坐落于风化岩体上的左坝肩裂缝最大深度为 9.14 m, 右坝肩与溢洪道接触部位裂缝最大深度为 7.00 m, 地震导致该坝的最大震陷量达 85.34 cm, 下游坝坡的最大水平位移为 33.53 cm, 指向坝体下游. 另外日本坝高 105 m 的牧尾黏土心墙堆石坝震后坝顶黏土心墙和上下游堆石坝壳接触部位也出现了深达 1.5 m 的纵向裂缝.

3 思考和建议

基于以上几座典型土石坝的震害调查和原因分析, 结合我们的研究实践, 现就高土石坝地震安全评价的研究和抗震设计工作提出几点建议.

(1) 土石坝震害的各种表现, 如坝体裂缝、混凝土面板脱空、错台及面板和接缝开裂等, 最主要原因是地震导致的土石坝体变形及大坝各部位变形的不均匀和不协调性. 因此要对土石坝的震害进行科学评估和预测, 首先必须准确预测地震引起的土石坝体的变形量. 目前国内外常用的以等价黏弹性模型为基础的等效线性计算分析方法, 以及常规振动台模型试验在模拟高土石坝在地震作用下的应力变形特性时存在不足^[11]. 因此, 应加快研究以提出能合理反映高土石坝筑坝材料在地震和高围压联合作用下应力变形特性, 特别是堆石料由于其颗粒破碎而表现出的特殊剪胀和破坏规律^[12]的数学模型, 同时应采用与原型坝应力水平相同的离心机振动台模型试验来研究高土石坝的地震动反应.

(2) 土石坝在地震作用下, 震害易出现在坝体内不同材料的接触部位, 如心墙和坝壳接触、混凝土面板和垫层接触、面板各类接缝、坝体与河谷或混凝土水工建筑物接触部位等. 但目前国内外缺乏对上述接触部位在地震作用下的变形和破坏机理的深入研究, 常用的基于连续介质力学的计算分析方法很难正确模拟上述震害现象. 因此有必要加强高土石坝各类接触变形和破坏机理的研究, 提出能合理模拟上述接触部位在地震作用下的开裂、脱空、错台等大变形现象的分析方法.

(3) 土石坝在地震作用下发生变形几乎是不可避免的, 因此设法减小土石坝的地震变形以及坝体各类接触部位变形及变形的不均匀或不协调性就成为高土石坝抗震设计的关键. 对于高心墙堆石坝应采取适当措施尽可能减小心墙和坝壳间的不均匀沉降; 混凝土面板坝应尽可能减小面板和垫层料间变形的不协调性, 同时应确保面板各类接缝, 特别是周边缝具有足够适应变形的能力, 以降低由于堆石体变形导致其发生损伤甚至破坏的可能性; 对于坝体和岸坡或刚性水工建筑物接触部位应采用较为平缓的边坡, 以尽可能减小其不均匀沉降, 提高变形的协调性. 对于高土石坝, 震害最明显的部位是大坝 4/5 坝高以上、最大坝高断面附近以及河谷地形突变处附近等, 抗震设计时应予以重点关注.

(4) 尽快制定高土石坝地震安全评价标准. 目前国内外关于砂土液化问题的研究已比较深入, 相应的评价标准已较为完善. 但对于高土石坝, 决定其地震安全的主要因素是地震引起的永久变形及其对防渗系统(混凝土面板及其接缝、周边缝、心墙、坝基防渗墙等)的影响, 因此应通过土石坝, 特别是高土石坝的震害调查、破坏性试验以及极限抗震能力计算分析等手段, 尽快制定以变形和坝坡稳定为主要控制指标的高土石坝安全评价标准, 以使我国大坝地震安全评价工作有章可循, 使评价结果更为科学合理. 需要指出的是, 水库大坝的地震安全不仅与坝体本身有关, 还与泄水建筑物, 如溢洪道、泄洪洞及其闸门结构安全有关, 应保证泄水建筑物震后启闭自如, 以合理控制坝前水位, 这不仅有利于大坝安全, 同时还可为及时修复大坝地震损伤提供条件.

4 结 语

目前, 我国正在高地震烈度区修建一批高坝大库, 一旦因地震失事, 后果不堪设想. 根据已有资料, 目前国内外经受特大地震考验的最高土石坝应为我坝高 156 m 的紫坪铺大坝, 可以肯定的是 300 m 级高土石坝的地震反应与其有着明显区别, 而且汶川地震又有其特殊性, 因此由紫坪铺等国内外一些百米级土石坝所获得的抗震设计经验不可能完全适用于 300 m 级高土石坝的抗震设计. 由于高坝大库安全的绝对重要性和地震的随机性, 建议对 200 ~ 300 m 级高土石坝进行极限抗震能力分析, 以了解大坝经受何种地震会发生破坏、最终破坏形式如何、何种因素是导致大坝发生灾难性后果的控制因素等信息, 以便在大坝设计和管理过程中予以重点关注; 同时, 大坝极限抗震能力分析结果对大坝抗震抢险过程中快速查明险情、科学制定抢险预案具有重要指导意义, 这对土石坝这种具有逐渐溃决特性的坝型显得特别重要.

参 考 文 献:

- [1] SEED H B, IDRISS I M. Simplified procedures for evaluating soil liquefaction potential[J]. J Geot Eng, ASCE, 1971, 97(9): 1249-1273.
- [2] MARTIN G E, SEED H B, FINN W D L. Fundamentals of liquefaction under cyclic loading[J]. J Geot Eng, ASCE, 1975, 101(5): 423-438.
- [3] WANG Z L. Bounding surface hydro-plasticity model for granular soils and its application[D]. Davis: University of California, 1990.
- [4] ISHIBASHI I, SHERIF M A, TSUCHIYA C. Pore pressure rise mechanism and soil liquefaction[J]. Soil and Foundations, 1977, 17(2): 17-28.
- [5] IAI S, MATSUNAGA Y, KAMEOKA T. Strain space plasticity model for cyclic mobility[J]. Soil and Foundations, 1992, 32(2): 1-15.
- [6] 沈珠江, 黄锦德, 王钟宁. 陡河水库土坝的地震液化及变形分析[J]. 水利水运科学研究, 1984(1): 52-61. (SHEN Zhu-jiang, HUANG Jin-de, WANG Zhong-ning. Seismic liquefaction and deformation analysis on Douhe earth dam[J]. Journal of Nanjing Hydraulic Research Institute, 1984(1): 52-61. (in Chinese))
- [7] 张克绪. 饱和砂土的液化应力条件[J]. 地震工程与工程振动, 1984, 4(1): 99-108. (ZHANG Ke-xu. Stress conditions of liquefaction on saturated sand[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1984, 4(1): 99-108. (in Chinese))
- [8] 陈生水. 复杂应力路径下无粘性土的弹塑性数值模拟[D]. 南京: 南京水利科学研究院, 1994. (CHEN Sheng-shui. A elastoplastic model for cohesionless soils under complex paths[D]. Nanjing: Nanjing Hydraulic Research Institute, 1994. (in Chinese))
- [9] 沈珠江. 理论土力学[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1999. (SHEN Zhu-jiang. Theoretical soil mechanics[M]. Beijing: China WaterPower Press, 1999. (in Chinese))
- [10] United States Committee on Large Dam. Observed performance of dam during earthquakes[M]. [s.l.], 1992.
- [11] 陈生水, 霍家平, 章为民. “5.12”汶川地震对紫坪铺混凝土面板坝的影响及原因分析[J]. 岩土工程学报, 2008, 30

- (6): 795-801. (CHEN Sheng-shui, HUO Jia-ping, ZHANG Wei-min. Impact of the "5. 12" Wenchuan earthquake on Zipingpu concrete face rock-fill dam and its analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(6): 795-801. (in Chinese))
- [12] 陈生水, 韩华强, 傅华. 循环荷载下堆石料应力变形特性研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(8): 1151-1157. (CHEN Sheng-shui, HAN Hua-qiang, FU Hua. Stress and deformation behaviors of rockfill under cyclic loadings[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(8): 1151-1157. (in Chinese))

Thoughts on safety assessment and earthquake-resistance for high earth-rock dams

CHEN Sheng-shui, FANG Xu-shun, QIAN Ya-jun
(Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China)

Abstract: The earthquake performances of some typical earth-rock dams are introduced in this paper, and the reasons of earthquake damage of these earth-rock dams, particularly the Zipingpu concrete faced rockfill dams are analyzed in detail. It is found that the additional permanent deformation due to earthquake, the non-uniformity and incompatibility of permanent deformation are the main reasons of dam damage. The dam damages due to earthquake mainly occur in such areas as the interfaces of different materials of earth-rock dam and the sharp transition area of river valley, which requires attention during the design and construction of dams. Finally, the safety assessment method of ultimate earthquake-resistant capacity is proposed for high earth-rock dams due to the importance of high earth-rock dam safety and the randomness of earthquake.

Key words: high earth-rock dam; earthquake performance; safety assessment; earthquake-resistant design

版 权 转 让 声 明

本刊已加入万方数据数字化期刊群(www.wanfangdata.com.cn)、中国知网(www.cnki.net)、维普资讯网(dx1.cqvip.com)和思博网—中文电子期刊服务(www.ceps.com.tw)等网站,并被中国核心期刊(遴选)数据库、中国期刊全文数据库等收录.凡本刊录用的稿件将同时通过因特网进行网络出版或提供信息服务,稿件一经刊用,将一次性支付作者著作权使用报酬(即包括印刷版、光盘版和网络版各种使用方式的报酬),作者将该论文的复制权、发行权、信息网络传播权、汇编权等在全世界范围内转让给本刊,不再另行签署《论文著作权转让书》.若有异议,请在投稿时作文字说明,编辑部将酌情处理.

特 此 声 明

《水利水运工程学报》编辑部

2011年3月16日