

DOI: 10.11779/CJGE201512015

高面板堆石坝抗震安全评价标准与极限抗震能力研究

赵剑明^{1, 2}, 刘小生^{1, 2}, 杨玉生^{1, 2}, 李红军^{1, 2}, 杨正权^{1, 2}

(1. 流域水循环模拟与调控国家重点实验室(中国水利水电科学研究院), 北京 100048; 2. 水利部水工程抗震与应急支持工程技术研究中心, 北京 100048)

摘要: 针对强震区高面板堆石坝的特点, 提出了基于稳定、变形、面板防渗体系安全的高面板坝抗震安全评价和极限抗震能力分析方法, 并建议了坝坡抗震稳定、坝体局部动力稳定、坝体地震残余变形、面板防渗体系的抗震安全评价标准。对坝高超过 250 m 的某高面板堆石坝进行了极限抗震能力分析, 根据坝坡稳定性、地震残余变形、单元抗震安全性、面板防渗体系抗震安全性等多角度的评价结果, 初步认为, 该高面板堆石坝的极限抗震能力为 $0.50g \sim 0.55g$ 。

关键词: 高面板堆石坝; 抗震安全评价标准; 极限抗震能力; 坝坡动力稳定性; 地震残余变形

中图分类号: TU431 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2015)12-2254-08

作者简介: 赵剑明(1970-), 男, 山东肥城人, 教授级高级工程师, 主要从事土动力学与土工抗震、土石坝抗震安全评价等方面的研究工作。E-mail: zhaojm@iwhr.com。

Criteria for seismic safety evaluation and maximum aseismic capability of high concrete face rockfill dams

ZHAO Jian-ming^{1,2}, LIU Xiao-sheng^{1,2}, YANG Yu-sheng^{1,2}, LI Hong-jun^{1,2}, YANG Zheng-quan^{1,2}

(1. State Key Laboratory of Simulation and Regulation of Water Cycle in River Basin, China Institute of Water Resources and

Hydropower Research, Beijing 100048, China; 2. Engineering Research Center on Anti-Earthquake and Emergency Support Techniques of
Hydraulic Projects, Ministry of Water Resources, Beijing 100048, China)

Abstract: By considering the characteristics of high concrete face rockfill dams located in the strong earthquake areas, an analysis method to evaluate the seismic safety evaluation and the maximum aseismic capability of high concrete face rockfill dams is proposed. The evaluation emphasis focuses on the stability, deformation and safety of the concrete face impervious system, which are the decisive factors of the aseismic safety of concrete face rockfill dams. A series of evaluation criteria for dam slope dynamic stability, element aseismic safety, earthquake-induced permanent deformation and aseismic safety of concrete face impervious system are proposed. The proposed evaluation method and criteria have been successfully applied to the maximum aseismic capability evaluation of a high concrete face rockfill dam more than 250 m in height. Based on the comprehensive results, the maximum aseismic capability of this concrete face rockfill dam is evaluated to be about $0.50g \sim 0.55g$.

Key words: high concrete face rockfill dam; criterion for seismic safety evaluation; maximum aseismic capability; dynamic stability of dam slope; earthquake-induced permanent deformation

0 引言

随着水资源开发的需要和国家能源战略的实施, 中国水利水电工程建设进入了快速发展的阶段, 在强震区建设高坝大库难以避免, 如西南、西北等地区的高土石坝多位于强震区。这些高坝大库在地震作用下的安全性是人们十分关心的重大问题。这些关键性的高坝大库如果遭受地震破坏, 会产生一系列严重后果; 一旦因地震而溃决, 将造成生命财产的重大损失。尤其是“5·12”汶川大地震后, 强震区高坝的抗震安全问题倍受关注。因而, 高土石坝抗震研究工作的迫切性和重要性越来越突出。随着社会的发展和安全意识

的提升, 人们关注高土石坝在设计地震下的安全性的同时, 也关注这类高土石坝到底能承受多大的地震, 大坝的安全裕度如何, 也就是大坝的极限抗震能力是多大。大坝的极限抗震能力成为评价高坝大库抗震安全性的主要方面, 高土石坝的抗震安全性和极限抗震能力成为目前关注焦点, 近年来学者们也就此问题进行了探索和研究^[1-2]。目前, 由于问题的复杂性, 国内外还没有规范或导则明确规定土石坝极限抗震能力的

基金项目: 水利部公益性行业科研专项经费项目(201501035); 国家科技支撑计划项目课题(2013BAB06B02)

收稿日期: 2014-08-20

评价标准, 还需要深入研究其评价方法和配套的指标体系。

1 高面板坝抗震安全评价与极限抗震能力分析方法及标准

根据高面板坝动力分析的计算结果、动力模型试验成果以及紫坪铺等工程震害资料^[3-4], 高面板堆石坝可能的地震破坏型式和震害特点主要包括: ①变形方面, 坝顶附近的较大地震变形; ②稳定方面, 下游坝坡滑坡, 坝顶及坝顶附近下游坝坡坡面局部动力剪切破坏和浅层局部瞬间滑移; ③面板防渗体系方面, 面板在河谷中部的局部挤压破坏和面板周边的拉裂缝、周边缝的破坏等; ④地基方面, 地基液化、失稳破坏等。

根据上述地震破坏型式和震害特点, 变形、稳定、面板防渗体系及地基安全等是决定高面板坝抗震安全的关键因素, 因此, 抗震计算和评价应包括抗震稳定、变形、防渗体安全、液化可能性等方面。本研究将稳定性评价与变形分析相结合, 将坝体局部动力稳定性与整体动力抗滑稳定性相结合, 建立基于稳定分析、变形分析、面板防渗体系和地基安全的高面板堆石坝抗震安全性评价方法和极限抗震能力分析方法, 并建立配套的评价标准。

1.1 整体抗震稳定性分析与评价

对于土石坝的地震安全评价, 中国现行的水工建筑物抗震规范仍以拟静力法的计算结果作为抗震稳定性评价的主要依据。拟静力法的局限性逐渐被人们认识, 基于有限元地震反应分析的动力法近年来逐步得到重视和发展, 应用也越来越广泛。

近一时期, 中国在高烈度区设计及建造的一些高土石坝, 都对工程设计提出了更高的要求, 除了进行传统的稳定计算外, 还要考虑坝体和坝基内的动应力分布、地震引起的孔隙水压力变化、地震残余变形, 以及防渗体的可靠性、坝体与坝肩结合部位的应力分布、变形状况和裂缝等, 这些工作都需要采用动力分析来解决。此外, 1971 年美国圣费尔南多地震中下圣费尔南多坝的液化, 1976 年中国唐山地震中密云水库白河主坝因保护层液化而引起的滑坡均表明, 当坝体和坝基中存在可液化土类时, 仅采用拟静力法不能得出正确的安全评价。特别是汶川“5·12”大地震中紫坪铺大坝的震害与地震前的动力计算结果有较强的可比性, 用震害实例证实了动力分析方法的可靠性与先进性。

运用动力法评价坝体的动力抗滑稳定性, 首先要对大坝进行地震反应分析, 在运用有限元法计算出土

石坝单元的静应力和地震作用下的动应力后, 则可以用来进一步分析土石坝坝坡的抗震稳定性。

下面给出一种基于应力建立的动力法, 亦可采用基于强度折减等途径的动力稳定分析方法。基于应力建立的动力法定义的安全系数是潜在滑动面上土体能提供的最大抗剪强度同潜在滑动面上土体由外荷载产生的实际剪应力的比值。

(1) 坝坡抗震稳定分析的动力法

根据有限元动力反应计算得出土石坝单元的静应力和地震作用下的动应力后, 可按下式计算坝坡地震抗滑稳定安全系数:

$$F_s = \frac{\sum \sigma'_{ni} \tan \varphi'_i l_i + \sum c'_i l_i}{\sum \tau'_{ni} l_i} \quad (1)$$

式中 σ'_{ni} 和 τ'_{ni} 为滑动面上第 i 单元的法向有效应力和切向应力; φ'_i 和 c'_i 为滑动面上第 i 单元的动有效应力抗剪强度指标; l_i 为滑动面通过第 i 单元的长度。

地震过程中各单元的动应力和动孔压是随震动时间变化的, 因此, 坝体的动力抗滑稳定安全系数 F_s 也是随时间变化的。按照对地震过程中反应应力的时程变化的处理方式不同, 坝坡抗震稳定分析的动力法分为动力时程线法和动力等效值法。

动力时程线法考虑地震过程中反应应力的时程变化, 计算得到的安全系数是地震过程中每一时刻(瞬时)的安全系数, 是一条时程曲线, 反映了地震过程中坝坡抗滑稳定安全系数随时间的动态变化过程。图 1 为典型面板坝下游坝坡抗震稳定最小安全系数时程线, 图 2 为最危险滑动面位置示意图。

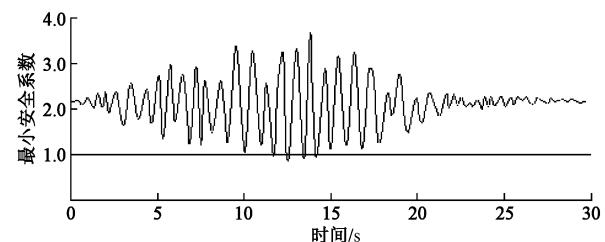


图 1 下游坝坡抗震稳定最小安全系数时程线

Fig. 1 Time histories of minimum safety factor of dynamic stability of downstream slope

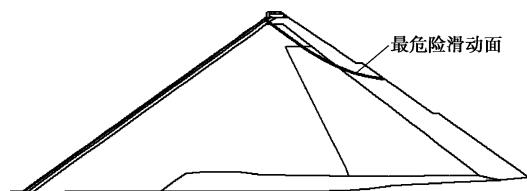


图 2 最危险滑动面位置示意图

Fig. 2 Sketch of most dangerous potential sliding surface in dam
动力等效值法不考虑地震过程中反应应力的时程

变化, 取等效动剪应力进行计算, 得到的安全系数是地震作用下坝坡一个总的安全系数, 不反映地震过程中安全度的动态变化, 是整体平均等效的概念。根据两种方法算出的安全系数, 综合动态变化和等效平均的概念, 便可对坝坡的抗震安全性进行整体判断。

(2) 动力法的安全评价标准

拟静力法的评价标准在规范中有明确规定, 当采用动力法时, 鉴于目前动力法处在逐步成熟的发展阶段, 尚不宜给出严格的定量标准, 应根据滑动面的深度、范围及稳定指标超限持续时间和程度以及具体分析方法的特点等, 参考拟静力法标准, 结合动力反应结果, 综合评判坝坡的抗滑稳定性及其对大坝整体安全性的影响。

在动力法分析中, 滑动面的深度、范围是要重视的。在动力法分析中, 如果不控制滑动面的位置和规模, 常常会出现最危险滑动面是坝坡上局部的浅小滑弧。这类浅小滑弧其实体现的只是坝坡的局部稳定性, 是不能作为评价坝坡是否整体稳定的滑动面的。局部稳定性分析后面有专门的研究, 这里的坝坡稳定性是指切实影响到大坝整体安全性的坝坡稳定性。为了评价影响坝体整体安全性的坝坡稳定性, 应合理界定采用动力法进行稳定分析的有效滑动面。

根据目前的研究, 建议有效滑动面的界定如下: 滑动面应通过坝顶, 通过防渗体, 且深度大于 5 m。

对于有效滑动面, 其安全评价标准如下: ①对于动力等效值法, 最小安全系数 $F_s < 1.0$, 则认为坝坡存在失稳的可能性。②对于动力时程线法, 如果地震过程中, 最小安全系数 $F_s < 1.0$ 的累积时间大于 1~2 s, 则认为坝坡存在失稳的可能性。

以上是目前研究提出的初步准则, 鉴于问题的复杂性, 今后宜结合更多的震害实例、数值分析和模型试验等进一步研究, 并考虑分别针对设计地震、校核地震和极限抗震能力分析采用不同的标准。

1.2 局部动力稳定性分析与评价

大坝的抗震稳定性除了上述讨论的整体抗震稳定性, 还应包括地震作用下的局部动力稳定性。在地震作用下土石坝及地基有可能发生局部的动力破坏, 汶川“5·12”大地震中紫坪铺大坝下游坝坡的破坏就是一种典型的局部动力破坏。坝体或地基的局部动力破坏存在引发大坝整体破坏的可能性, 因此, 对土石坝, 尤其是对关键区域和关键部位的局部动力稳定性进行分析和评价, 有利于揭示土石坝抗震中的薄弱部位和环节, 以采取合理工程措施, 确保工程的抗震安全。

对于地震区土石坝的局部动力稳定性评价可采取坝体单元抗震安全性评价方法。

在采用有限元法计算得出坝坡单元的静应力和地震作用下的动应力后, 可按照下式计算坝体的单元抗震安全系数 F_e :

$$F_e = \tau_f / \tau , \quad (2)$$

式中, τ_f 为单元潜在破坏面抗剪强度, τ 为单元潜在破坏面上的总剪应力, 是静剪应力和等效动剪应力之和。图 3 为某强震区高面板坝坝体单元抗震安全系数等值线。

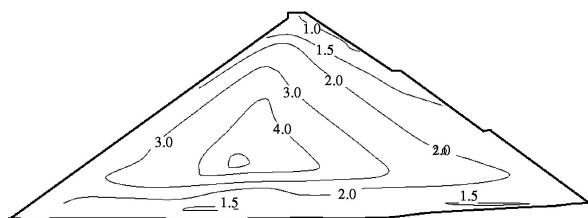


图 3 典型剖面单元抗震安全系数等值线

Fig. 3 Contours of anti-seismic safety factor

如果单元抗震安全系数小于 1, 则表明该区域存在动力剪切破坏的可能性, 应进一步根据局部破坏范围、破坏程度等, 结合其他评价结果, 综合评价局部破坏对整体稳定的影响。

对面板堆石坝而言, 如果单元抗震安全系数小于 1 的区域范围在高度上占到了坝高的 1/4, 而且区域深度大于 5 m, 则动力剪切破坏区可引发坝坡的失稳和滑动, 也可造成局部较大变形, 影响面板与垫层的接触安全, 可能导致面板脱空等, 存在引发危及大坝整体安全的可能。

土体在地震作用下发生液化, 严重时喷砂冒水, 会造成建筑物的严重破坏。因而坝体及地基中土体液化可能性分析是土石坝抗震分析和安全评价的重要内容。尽管面板坝体不存在液化问题, 但目前很多面板坝建在覆盖层上, 地基的液化可能性问题是值得研究的。

土体液化是一种相当复杂的现象, 它的产生和发展存在着许多影响因素, 如土的密度、结构、饱和度、级配、透水性能以及初始应力状态和动荷载特征等。对于土石坝及地基的土体液化可能性的判别方法, 目前主要有以下几类: ①经验法, 主要是根据过去地震时土体液化的表现和相关资料, 长期经验积累形成的方法, 包括规范法; ②剪应力对比法, 就是将计算得到的现场地震剪应力与实验室测定的抗液化剪应力相对比的方法, 包括 Seed 简化法等; ③孔压比法, 根据地震过程中的孔压比进行判断的方法。

如果能够进行考虑孔压消散和扩散的排水有效应力动力反应分析, 则可以根据孔压比来判断是否液化, 理论上更加合理、可靠。

本研究采用排水有效应力法, 由于考虑了孔压的消散和扩散, 能够较准确地计算出地震过程中的振动孔压, 为基于孔压比进行液化可能性判别提供了可靠基础。对于土石坝坝体及地基中饱和土体, 如果单元孔压比 $p/\sigma'_0 \geq 1$, 则单元液化, p 为动孔压, σ'_0 为单元初始平均有效应力。

鉴于问题的复杂性, 在实际评价中, 可根据工程的重要程度, 取孔压比大于 0.9~1.0 作为初始液化的判别标准。

1.3 基于残余变形的抗震安全性评价

土石坝的地震残余变形是大坝设计和抗震安全性评价的重要指标。除了采用基于弹塑性模型的真非线性动力反应分析方法直接计算残余变形外, 土石坝残余变形的分析方法还有滑动体位移分析法和整体变形分析法两大类^[5,6]。

土石坝的地震残余变形是确定地震区土石坝坝顶超高的重要因素。现行碾压土石坝设计规范规定, 土石坝坝顶超高包括波浪在坝坡上的爬高、风壅水面高度和安全加高。而地震区的安全加高应增加地震作用下的地震坝顶沉陷和地震涌浪高度。从现有资料来看, 地震作用下碾压土石坝坝顶的竖向地震永久变形, 即坝顶沉陷, 一般不超过坝高的 1%。

作为评价地震区土石坝安全评价的重要指标, 地震残余变形的量值、分布规律以及地震变形的不均匀性等对大坝设计和抗震安全性评价具有重要意义。鉴于地震残余变形产生机理和影响因素的复杂性等, 目前很难进行精确计算, 美国曾规定, 当采用 Newmark 滑动体位移分析法计算填筑良好的坝体地震沉陷时, 沿破坏面计算的变形不超过 0.6 m。

利用(黏)弹塑性模型直接计算残余变形的真非线性分析方法与滑动体位移分析法和整体变形分析法相比, 可以在一定程度上体现地震过程中地震残余变形对坝体地震反应包括对面板等防渗体系安全性的影响, 如何建立地震残余变形与抗震稳定和整体安全性的关系尚需进一步综合分析和完善。

根据现有成果及汶川大地震中紫坪铺大坝的震害等资料, 当坝体最大震陷量超过 0.6%~0.8%倍坝高时, 面板坝可产生明显震害, 甚至导致严重后果。

“5·12”汶川地震中, 坝高 156 m 的紫坪铺面板堆石坝产生了 1 m 左右的震陷, 约为坝高的 0.6%, 大坝下游坡出现大面积的局部破坏, 面板出现大面积的脱空, 且面板间接缝和面板本身出现多处挤压和拉伸破坏。考虑到“5·12”汶川地震的特殊性及地震时水库水位较低等, 有关具体标准还需进一步探讨, 但这种显著的实例毕竟能为基于变形的评价标准提供基础依据。

对于强震区的高面板堆石坝, 建议把坝顶最大震

陷率 0.6%~0.8% 作为其地震残余变形的安全评价标准。当计算给出的坝体最大震陷量超过 0.6%~0.8% 倍坝高时, 应对坝体的抗震设计和抗震措施充分论证。

1.4 面板防渗体系的抗震安全性分析与评价

大坝防渗体系的抗震安全对于土石坝的抗震安全性非常重要。应在土石坝动力分析的基础上, 做好土石坝防渗体系的抗震安全评价, 做好抗震设计和抗震措施。

土石坝坝型不同, 关注的防渗体也不同。对于心墙坝应重点关注防渗心墙的抗震安全性, 对于面板坝应重点关注防渗面板的安全性, 而对于建在覆盖层地基上的土石坝, 如果采用地基防渗墙, 应同时关注防渗墙的抗震安全性。另外, 还应关注坝顶防浪墙的抗震安全性等。

对于面板坝, 则应重点关注面板及接缝止水的抗震安全性。包括地震作用下面板脱空的可能性和范围、面板的应力、变形挠度以及局部开裂、周边缝和垂直缝的变位及止水安全性等。面板的最大动应力一般在面板的中上部, 还应重视静动力叠加后面板的拉压应力的量值和分布情况, 关注面板河床中部区域的压应力和岸坡部位的拉应力问题, 等等。并根据拉压应力的量值和范围, 可能破坏区域的范围、分布和破坏程度, 结合动力反应分析、永久变形分析等, 必要时结合渗流分析, 综合评价其抗震安全性及其对大坝整体安全性的影响。

(1) 对面板的应力控制标准

静动力叠加后, 面板的最大压应力和最大拉应力不应超过混凝土的抗压强度和抗压强度限值。

由于目前对面板混凝土多采用线弹性模型模拟, 加之接触面模拟精度的影响等, 具体标准还需深入探讨。在确定面板应力标准时, 建议区分不同方法和不同情况, 包括: ①面板材料模拟方式, 采用线弹性还是非线性模型; ②压应力与拉应力区别对待; ③设计地震与校核地震采用不同的标准; ④不同的混凝土动态强度指标的合理选用。

(2) 面板防渗体系的接缝位移控制标准

面板的安全包括面板本身及其接缝的安全, 特别是面板堆石坝的周边缝等, 而面板周边缝的问题是较为复杂的。根据目前收集到的几十座面板堆石坝周边缝的资料, 沉降值为 0.6~50.5 mm, 张开位移值为 1.7~29.8 mm, 剪切位移值为 3.0~43.7 mm。真正有效的强震观测值还有待进一步分析。

“5·12”汶川地震中, 坝高 156 m 的紫坪铺面板堆石坝地震造成周边缝产生了明显变位。监测结果表明, 部分周边缝三向测缝计变位较大, 有的已超出周边缝可承受的范围。其中, Z2 测点周边缝沉降量达到

92.85 mm, 张开 57.85 mm, 剪切位移为 13.42 mm; Z9 测点周边缝沉降量达到 53.65 mm, 张开 26.97 mm, 剪切位移为 103.77 mm, 已远超过室内试验得出的周边缝允许变位值 30 mm, 周边缝其它部位变位在周边缝允许变位值范围内。大坝没有因周边缝的破坏发生危及其安全的渗漏。后续仪器检测修复证实 Z2 和 Z9 两个测点的传感器已经损坏, 这些数据的使用尚需斟酌。

根据现有资料和目前国内外面板堆石坝周边缝设计和施工水平, 强震区 200~300 m 级的面板堆石坝的周边缝位移的安全控制标准为 50~80 mm, 其中剪切变形取 50 cm。具体评价中, 评价标准应与面板及止水体系的设计限值相对应。

以上是根据现有资料初定面板体系的若干安全评价标准, 面板损坏程度以及面板损坏后对大坝整体安全性的影响等尚需进一步研究。

1.5 极限抗震能力研究方法

对于极限抗震能力的分析目前还没有统一的评价标准, 应进行多工况和多角度的综合分析。本研究分别从稳定、变形、面板防渗体系安全等这些影响高面板堆石坝安全的关键因素入手, 对大坝的极限抗震能力进行分析和研究。可在设计地震和校核地震分析的基础上, 进一步加大输入地震动的加速度, 按照上述评价标准分析大坝的安全度, 直至大坝不能满足抗震安全性要求, 进而评价其极限抗震能力。具体包括以下 4 个方面。

(1) 从大坝稳定的角度分析大坝的极限抗震能力: ①采用动力时程线法和动力等效值法等动力法分析不同等级的强震作用下坝坡稳定性, 研究可引发溃坝的坝坡失稳状态, 分析大坝的极限抗震能力。②计算不同等级的强震作用下大坝的单元抗震安全系数, 评价单元动力剪切破坏的可能性及其与大坝整体安全的关系, 分析大坝的极限抗震能力。

(2) 从地震残余变形的角度分析大坝的极限抗震能力: 计算不同等级的强震作用下大坝的地震残余变形, 研究地震变形与大坝整体安全的关系, 分析大坝的极限抗震能力。

(3) 从面板防渗体系安全和液化可能性的角度分析大坝的极限抗震能力: 计算不同等级的强震作用下面板的动应力以及静动叠加后的应力分布及量值, 评价其超出混凝土强度限值的可能性; 计算面板防渗体系的接缝位移的分布与量值, 评价其超出控制标准的可能性及其与大坝安全的关系, 分析大坝的极限抗震能力。进行液化可能性评价, 评估液化可能性与大坝

整体安全性的关系, 分析大坝的极限抗震能力。

(4) 综合分析大坝的极限抗震能力: 在上述计算结果基础上, 综合稳定、变形、面板防渗体系及地基安全等, 分析高面板堆石坝的极限抗震能力。

2 250 m 级高面板坝的极限抗震能力研究

2.1 工程概况与计算条件

某混凝土面板砂砾石坝最大坝高 256 m。坝址场区地震基本烈度 7 度, 大坝设防烈度为 8 度, 设计地震 100 a 超越概率 2% 地震动峰值加速度为 0.319g, 校核地震标准采用 100 a 超越概率 1% 的地震动峰值加速度为 0.369g。图 4 为大坝有限元网格剖分情况。

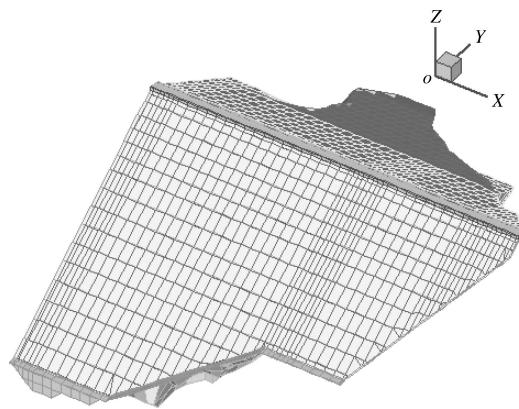


图 4 大坝三维有限元网格

Fig. 4 FEM mesh of dam

为了研究该面板坝的极限抗震能力, 首先进行了大坝在设计地震 (0.319g) 和校核地震 (0.369g) 作用下的动力反应分析, 然后在此基础上, 逐渐加大输入地震动的峰值加速度, 分别计算了基岩水平峰值加速度分别为 0.40g, 0.45g, 0.50g, 0.55g, 0.60g 和 0.65g 时的大坝地震反应情况, 并按照本研究建立的评价标准, 分别从稳定、变形和面板防渗体系安全等方面, 对大坝的极限抗震能力进行分析。

除设计地震外, 输入地震加速度时程曲线采用校核地震场地波地震加速度时程曲线, 按不同强震等级调整输入加速度峰值。计算时同时输入水平向 (顺河向和横河向) 和竖向地震, 其中竖向地震输入加速度峰值取为水平向的 2/3。材料的动力计算参数根据坝料的动力特性试验成果选取。

图 5 是校核地震场地波的地震加速度时程曲线。

2.2 从坝坡稳定的角度分析大坝的极限抗震能力

在三维动力反应分析的基础上, 采用动力时程线法和动力等效值法计算分析了不同等级强震作用下坝坡的地震稳定性。计算结果见表 1。作为代表, 图 6 给出了输入水平峰值加速度为 0.50g 时坝坡的最小安

表1 不同等级强震作用下面板坝下游坝坡的地震稳定性

Table 1 Dynamic stability of downstream slope of dam under different earthquakes

输入基岩峰值加速度/g		0.32	0.37	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65
动力时程	最小安全系数	1.06	0.96	0.91	0.81	0.74	0.66	0.58	0.43
线法	安全系数小于1的累积持时/s	—	0.22	0.34	0.61	1.08	1.67	2.41	3.46
	动力等效值法最小安全系数	1.20	1.13	1.09	1.04	1.01	0.95	0.88	0.78

全系数时程线。

当输入基岩峰值加速度为 $0.50g$ 时, 按动力时程线法算得大坝上下游坝坡抗震稳定安全系数时程曲线最小值小于1, 动力时程线法中小于1的累积持时超过1 s, 存在坝坡整体失稳的可能。

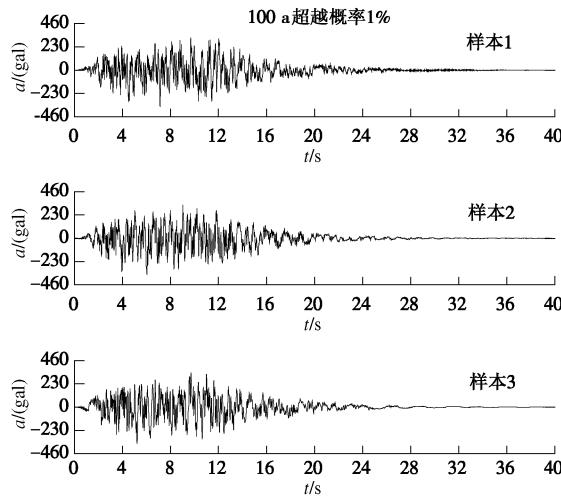
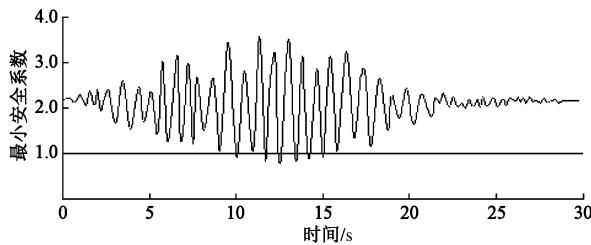
图5 输入地震加速度时程曲线 ($1 \text{ gal}=0.01 \text{ m/s}^2$)

Fig. 5 Curves of input ground acceleration

当输入基岩峰值加速度大于 $0.55g$ 时, 按动力时程线法算得大坝上下游坝坡抗震稳定安全系数时程曲线最小值远小于1, 时程线法中小于1的累积持时超过1 s, 而且按动力等效值法算得的最小安全系数也小于1, 此地震作用下, 大坝的整体安全性得不到保证。

图6 下游坝坡抗震稳定最小安全系数时程线 ($0.50g$)Fig. 6 Time histories of minimum safety factor of dynamic stability of downstream slope ($0.50g$)

综上分析, 按照 1.1 节的评价标准, 从坝坡稳定的角度来看, 大坝的极限抗震能力为 $0.50g \sim 0.55g$ 。

2.3 从单元抗震安全性的角度分析大坝的极限抗震能力

根据不同等级强震作用下大坝的单元抗震安全系

数结果来看, 当输入基岩峰值加速度大于 $0.55g$ 时, 坝顶及坝顶附近 $1/4$ 坝高范围内的出现了较多单元抗震安全系数小于1的区域, 有严重的剪切破坏区, 坝坡内的剪切破坏区可引发坝坡的失稳和滑动, 剪切破坏区可造成局部较大变形, 影响面板与垫层的接触安全, 可能导致面板脱空等, 存在引发影响大坝整体安全的可能。

从单元抗震安全性的角度来看, 大坝的极限抗震能力为 $0.50g \sim 0.55g$ 。

2.4 从坝体地震残余变形的角度分析大坝的极限抗震能力

基于三维动力反应分析, 不同等级强震作用下坝体地震残余变形的计算结果如表 2 所示。作为代表性结果, 图 7 给出了输入水平峰值加速度分别为 $0.37g$ 和 $0.60g$ 时典型剖面竖向变形的等值线图。

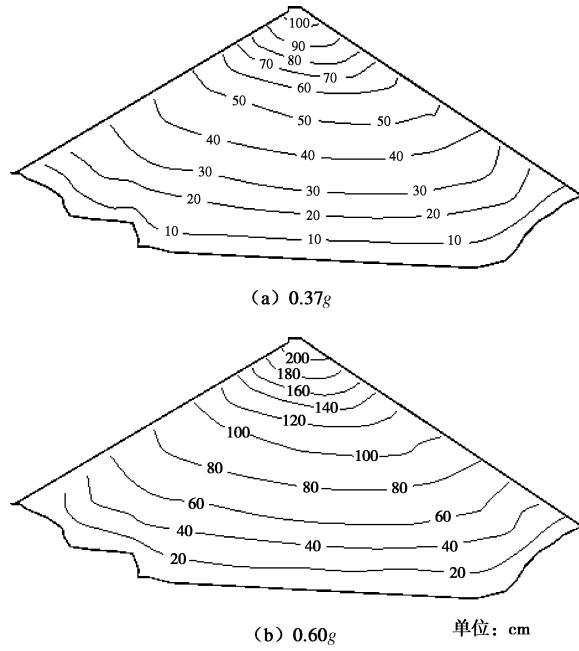


图7 大坝竖向残余位移等值线 (向下为正)

Fig. 7 Contours of permanent deformations in vertical direction

当输入基岩峰值加速度为 $0.65g$ 时, 大坝产生了很大的地震残余变形, 最大震陷达 254.6 cm , 为坝高的 1.01% , 占坝高比例超过了规范建议取的坝高的 1% 。这种显著的地震残余变形下, 抗震分析和抗震设计的不确定因素很多, 难以确保大坝的整体安全性。

表 2 不同等级强震作用下大坝的地震残余变形

Table 2 Earthquake-induced permanent deformations under different intensities of earthquake

输入基岩峰值加速度/g	0.32	0.37	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65
最大震陷/cm	92.3	106.2	117.8	137.2	156.4	181.8	211.1	254.6
最大震陷占坝高的比例/%	0.37	0.42	0.47	0.55	0.62	0.72	0.84	1.01

表 3 不同等级强震作用下面板的应力

Table 3 Stresses of concrete face under different intensities of earthquake

输入基岩峰值加速度/g	0.32	0.37	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65		
静动力	坡	最大压应力	14.71	15.58	16.26	17.58	19.09	20.01	21.03	22.15
叠加后	向	最大拉应力	3.18	3.81	4.39	5.21	6.13	7.05	8.01	9.08
面板最	轴	最大压应力	18.16	19.11	19.77	20.98	21.77	22.65	23.55	24.57
大应力/MPa	向	最大拉应力	3.51	4.08	4.58	5.34	6.12	6.71	7.52	8.45

表 4 不同等级强震作用下周边缝的位移

Table 4 Displacements of peripheral joints under different intensities of earthquake

输入基岩峰值加速度/g	0.32	0.37	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	
静动力作用叠加后周边缝最大位移/mm	张开	57.4	59.9	62.9	66.2	70.3	75.2	78.6	83.5
	沉降	55.7	58.5	60.4	63.4	66.8	71.1	75.1	80.2
	剪切	44.9	47.1	48.9	52.0	56.3	58.4	62.2	66.4

根据 1.3 节中坝顶最大震陷率 0.6%~0.8% 的地震残余变形的安全评价标准, 从地震残余变形的角度来看, 大坝的极限抗震能力为 0.55g~0.60g。

2.5 从面板防渗体系安全的角度分析大坝的极限抗震能力

对本工程而言, 防渗体安全主要是面板系统的安全。在动力反应分析的基础上, 计算了不同等级强震作用下面板的应力和变形、接缝位移等。

表 3 为不同等级强震作用下面板的应力情况。表 4 为不同等级强震作用下周边缝的位移情况。

根据计算结果, 当输入基岩峰值加速度大于 0.55g 时, 静动力叠加后, 面板在河谷中部出现了较大压应力, 在面板周边部位出现了较大拉应力, 拉、压应力值接近或超过混凝土限值。周边缝位移较大, 张开值接近 8 cm, 目前初定的设计限值取沉降 10 cm, 张开 8 cm, 剪切 8 cm, 则接近允许变位值。一旦防渗系统出现问题, 则可能导致严重后果。

综上分析, 从面板防渗体系安全的角度来看, 大坝的极限抗震能力为 0.50g~0.55g。

根据上述分析, 综合稳定、变形和面板防渗体系安全等的评价结果, 认为大坝的极限抗震能力为 0.50g~0.55g。

高面板堆石坝的安全评价, 尤其是极限抗震能力分析是一个非常复杂的问题, 今后宜结合更多的实际震害资料、模型试验、动力分析等进行深入探讨和研究。其中面板体系震损后的渗流和渗透稳定分析及其溃坝风险分析、坝体局部破坏导致大坝整体失稳的机

制、基于地震残余变形的安全评价准则等可在以后研究中进一步探讨。

3 结语

本研究针对强震区高面板堆石坝的特点, 提出了基于稳定、变形、面板防渗体系安全的高面板坝抗震安全评价和极限抗震能力分析方法, 并建议了坝坡抗震稳定、坝体局部动力稳定、坝体地震残余变形、面板防渗体系的抗震安全评价标准。

对坝高超过 250 m 的某高面板堆石坝进行了极限抗震能力分析, 根据坝坡稳定性、地震残余变形、单元抗震安全性、面板防渗体系抗震安全性等多角度的评价结果, 初步认为, 该高面板堆石坝的极限抗震能力为 0.50g~0.55g。

鉴于高面板堆石坝的安全评价和极限抗震能力分析的复杂性, 今后宜结合更多的实际震害资料、模型试验、动力分析等进行深入探讨和研究。

参考文献:

- [1] 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.
(CHEN Sheng-shui, LI Guo-ying, FU Zhong-zhi. Safety criteria and limit resistance capacity of high earth-rock dams subject to earthquakes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(1): 59~65. (in Chinese))
- [2] 赵剑明, 温彦峰, 刘小生, 等. 深厚覆盖层上高土石坝极限抗震能力分析[J]. 岩土力学, 2010, 31(增刊 1): 41~47.

- (ZHAO Jian-ming, WEN Yan-feng, LIU Xiao-sheng. Study on the maximum anti-seismic capability of high earth - rock dam on deep riverbed alluviums[J]. Rock and Soil Mechanics. 2010, **31**(S1): 41 - 47. (in Chinese))
- [3] 赵剑明, 刘小生, 温彦峰, 等. 紫坪铺大坝汶川地震震害分析及高土石坝抗震减灾研究设想[J]. 水力发电, 2009, **35**(5): 11 - 14. (ZHAO Jian-ming, LIU Xiao-sheng, WEN Yan-feng, et al. Earthquake damages of Zipingpu CFRD in Wenchuan Earthquake and study proposal on seismic fortification of high rock-fill dam[J]. Water Power, 2009, **35**(5): 11 - 14. (in Chinese))
- [4] 陈生水, 霍家平, 章为民. “5.12”汶川地震对紫坪铺混凝土面板堆石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. Analysis of effect of “5.12” Wenchuan Earthquake on Zipingpu CRFD[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(6): 795 - 801. (in Chinese))
- [5] 汪闻韶, 金崇磐, 王克成. 土石坝的抗震计算和模型试验及原型观测[J]. 水力学报, 1987(12): 1 - 16. (WANG Wen-shao, JIN Chong-pan, WANG Ke-cheng. Aseismatic calculation, model test and prototype experiments and field monitoring of earth-rock dam[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1987(12): 1 - 16. (in Chinese))
- [6] 赵剑明, 常亚屏, 陈 宁. 高心墙堆石坝地震变形与稳定分析[J]. 岩土力学, 2004, **25**(增刊 2): 423 - 428. (ZHAO Jian-ming, CHANG Ya-ping, CHEN Ning. Study on earthquake-induced permanent deformation and dynamic stability of high core rock-fill dam[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, **25**(S2): 423 - 428. (in Chinese))

本期广告索引

- 封 2 北京理正软件股份有限公司
封 3 济南普业机电技术有限公司
封 4 上海分元土木工程科技有限公司
后插 1 庆祝南京水利科学研究院成立 80 周年
后插 2 台州建元勘察仪器有限公司