

# 覆盖层上高面板堆石坝的极限抗震能力

岑威钧<sup>1,2</sup>, 张自齐<sup>1,2</sup>, 周涛<sup>3</sup>, 杨宏昆<sup>3</sup>, 卢培灿<sup>3</sup>

(1. 河海大学水利水电学院, 江苏 南京 210098; 2. 水利部土石坝破坏机理与防控技术重点实验室, 江苏 南京 210024;  
3. 四川省清源工程咨询有限公司, 四川 成都 610072)

**摘要:** 针对地震作用下面板坝的非线性动力反应, 为了准确评估大坝的极限抗震能力, 从坝坡抗震稳定性、坝体震后残余变形、坝基覆盖层液化和面板接缝变形等方面探讨面板坝的地震破坏计算方法和评价标准。采用三维有限元法, 对某覆盖层上高 135 m 的混凝土面板堆石坝进行极限抗震能力计算, 结合多角度综合分析表明, 大坝的极限抗震能力约为 0.52g ~ 0.54g, 大坝具有较强的抗震能力。

**关键词:** 高面板堆石坝; 覆盖层; 坝坡稳定; 永久变形; 接缝变形; 液化; 极限抗震能力

中图分类号: TV641.4

文献标志码: A

文章编号: 1006-7647(2016)02-0001-05

**Maximum seismic capacity of a high concrete-face rockfill dam on alluvium deposit**// CEN Weijun<sup>1,2</sup>, ZHANG Ziqi<sup>1,2</sup>, ZHOU Tao<sup>3</sup>, YANG Hongkun<sup>3</sup>, LU Peican<sup>3</sup> (1. College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China; 2. Key Laboratory of Earth-Rock Dam Failure Mechanism and Safety Control Techniques, Ministry of Water Resources, Nanjing 210098, China; 3. Sichuan Qingyuan Engineering Consultants Co., Ltd., Chengdu 610072, China)

**Abstract:** In consideration of the dynamic response of a concrete-face rockfill dam (CFRD) to earthquakes, the calculation method and evaluation standards for seismic damage to CFRDs are investigated from the aspects of the seismic stability of dam slope, permanent deformation of dam body after earthquakes, liquefaction of foundation overburden, and deformation of slab joints of the CFRD. The maximum seismic capacity of a 135 m CFRD on an alluvium deposit is calculated using the three-dimensional finite element method. Result analysis shows that the dam has strong earthquake resistance, with a maximum seismic capacity of about 0.52g to 0.54g.

**Key words:** high concrete-face rockfill dams (CFRDs); alluvium deposit; stability of dam slope; permanent deformation; joint deformation; liquefaction; maximum seismic capacity

混凝土面板堆石坝以其安全性、经济性及对地基条件的广泛适应性得到了坝工界的普遍认同。随着筑坝技术的迅速发展, 面板坝筑坝高度不断攀升, 筑坝条件也越发复杂。国内外相继建造了一批高面板堆石坝, 其中一些面板坝还坐落在强震区和覆盖层上。“5·12”汶川大地震后, 对高面板坝抗震安全性的研究得到了很大重视, 同时也注重对面板坝震害资料的收集及抗震效果的后评价。如受汶川大地震影响的高 156 m 的紫坪铺面板堆石坝, 其抗震安全性和加固措施备受关注<sup>[1]</sup>。紫坪铺面板坝按地震烈度 8 度设防, 设计采用的 100 年超越概率 2% 的峰值加速度为 0.26g, 而实际大坝遭受的地震烈度在 9 ~ 10 度。从大坝震害情况看, 主要是坝体地震永久变形、面板挤压破坏和错台、坝顶结构及下游坝坡局部破坏等。大坝主体经受了超设计标准的

地震考验, 说明面板坝总体上具有很强的抗震安全性。紫坪铺面板堆石坝的震害分析对进一步修正和完善已有面板坝抗震设计及计算抗震能力分析亦有较大帮助。目前, 土石坝极限抗震能力的预测与评价理论尚未成熟, 学术界与工程界均未形成统一认识<sup>[2-4]</sup>。本文尝试从坝坡抗震稳定、震后大坝残余变形、坝基覆盖层液化、面板接缝变形等方面对面板坝的极限抗震能力进行综合分析和评价, 并对覆盖层上的高面板堆石坝进行了极限抗震能力计算, 计算成果可供类似工程参考。限于篇幅, 有关土石坝动力计算的基本理论不再列举, 可参阅文献<sup>[1]</sup>。

## 1 极限抗震能力分析方法及评判标准

### 1.1 坝坡极限抗震稳定性

目前, 坝坡稳定分析主要有刚体极限平衡法、有

基金项目: 国家自然科学基金(51009055); 水利部土石坝破坏机理与防控技术重点实验室开放研究基金(YK914019); 江苏高校优势学科建设工程资助项目(YS11001)

作者简介: 岑威钧(1977—), 男, 副教授, 博士, 主要从事土石坝工程结构安全及水工建筑物渗控研究。E-mail: hhucwj@163.com

限元极限平衡法和强度折减法。刚体极限平衡法原理简单明了,工程应用最为广泛。对于坝坡动力抗震稳定性,刚体极限平衡法目前尚不能进行动力时程分析,只能采用拟静力法将地震荷载作为滑动力(矩)考虑。但是,传统竖向分割的土条在计算地震惯性力时不能体现图1中地震动态分布系数 $a_i$ 的非均匀分布特性,即不能合理反映大坝的非线性动力反应特性,尤其对高坝,顶部附近明显的加速度“鞭梢”效应对计算结果有较大影响。因此,采用拟静力法结合刚体极限平衡法计算坝坡动力稳定存在理论不够严密的问题。

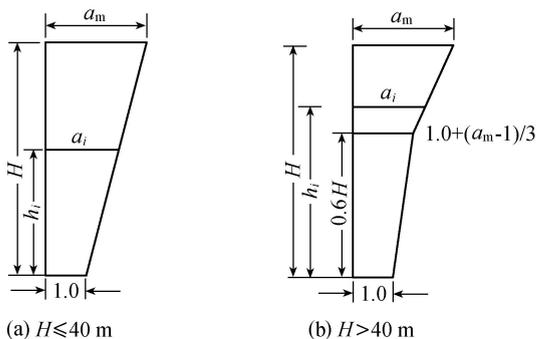


图1 地震动态分布系数

有限元极限平衡法是在大坝应力变形计算成果的基础上进行土体极限平衡分析,一般多像刚体极限平衡法那样预先给定滑弧形式,然后进行最危险滑动面的搜索。滑弧面上法向和切向应力可由所在单元高斯点应力映射得到。与刚体极限平衡法相比,有限元极限平衡法可以考虑土体的变形特性及应力应变关系,能较为精确地反映坝坡土体的应力状态,因此计算精度较高。当该法用于坝坡动力稳定计算时,只需在静应力的基础上增加地震引起的动应力(包括动孔压),得到随时间不断变化的安全系数过程线,动态反映坝坡的抗震稳定性。与静力计算不同,即使动力安全系数 $F_s < 1$ 也不能说明坝坡一定失稳,学术界常用 $F_s < 1$ 的持续时间来判断坝坡动力稳定性,但无公认判断标准,因此有限元极限平衡法同样不适合精确计算和判定坝坡的极限抗震稳定性。

有限元强度折减法最早由 Zienkiewicz 等<sup>[5]</sup>提

出,该法完全抛弃了前两种方法需要不断搜索可能破坏面的基本假定,按式(1)对土体抗剪强度指标进行折减后直接进行有限元弹塑性计算,最终能够得到一个土体恰好“破坏”时的折减系数 $F_r$ ,其作为一个安全系数具有明确的物理意义。

$$\begin{cases} c_r = c/F_r \\ \varphi_r = \arctan[\tan(\varphi/F_r)] \end{cases} \quad (1)$$

式中: $c$ 和 $\varphi$ 分别为原始土体的黏聚力和内摩擦角; $c_r$ 和 $\varphi_r$ 分别为折减后的强度参数。

计算时,不断增大 $F_r$ 直到坝坡土体遭到破坏为止<sup>[6]</sup>。土体破坏准则一般采用 Mohr-Coulomb (M-C) 准则或与之匹配的 D-P 系列准则。M-C 准则在应力空间中是一个以静水应力轴为对称轴的不等边六角锥,存在棱角,给数值计算稳定性带来不便,故可用与 M-C 准则相匹配的 D-P 准则替代。D-P 准则的通用表达式如下:

$$F = \alpha I_1 - \sqrt{J_2} + k = 0 \quad (2)$$

式中: $I_1$ 为应力张量的第一不变量; $J_2$ 为偏应力张量的第二不变量; $\alpha$ 和 $k$ 为与材料常数相关的系数。

根据与 M-C 准则不同的匹配条件,可以产生 D-P 系列准则<sup>[7]</sup>。笔者曾用上述3种方法对某边坡进行静力稳定性计算比较,采用有限元极限平衡法、强度折减法(M-C 准则及 M-C 内切圆的 D-P 准则)与刚体极限平衡法计算的安全系数分别只相差 0.50%、2.57% 和 0.50%,且3种方法所得的滑动破坏面的位置几乎一致,说明采用这3种方法计算坝坡稳定具有足够的精度和可靠性<sup>[8]</sup>。

有限元强度折减法进行坝坡静力稳定计算的理论已较为成熟。塑性区是否贯通、迭代计算是否收敛及特征部位变形是否发生突变等不同判据所得结果均有较好的客观一致性。但是,当该法用于坝坡动力稳定时程分析时,由于目前尚无统一可靠的动力失稳判断准则,因此暂不宜将该法简单地用于坝坡动力稳定性的时程分析。如果将地震荷载以惯性力形式施加,则坝坡动力稳定问题转化为静力稳定问题,且又能很好地反映沿坝高方向变化的地震动态分布系数,此时强度折减法计算得到的坝坡抗震稳定安全系数是可靠的。表1简要总结了3种坝坡

表1 3种坝坡抗震稳定性分析方法比较

方法	拟静力分析	时程分析
刚体极限平衡法	采用常规竖向条分法时不能考虑沿高程变化的地震动态分布系数	不能使用
有限元极限平衡法	一般给定滑动破坏面形式后搜索至 $F_s$ 最小值,可以考虑土体受力变形特性	得到的安全系数过程线不能准确判定坝坡是否动力失稳,如 $F_s < 1$ 时坝坡不一定失稳
有限元强度折减法	滑动破坏面形式由计算自动得到,不需要事先人为假定和搜索,可以合理反映沿高程方向变化的大坝地震安全系数的动态分布	目前缺乏统一可靠的土体动力破坏判断标准。一般在地震过程中假定折减系数保持不变,即不能考虑安全系数的时间变化

动力稳定性计算方法的主要特性。

综上所述,采用有限元强度折减法进行坝坡极限抗震能力分析是比较可靠的,其中地震荷载以地震惯性力的形式施加。安全系数 1.0 即为坝坡抗震稳定的极限标准。

## 1.2 坝体震后残余变形

地震往复荷载作用下,坝体堆石料孔隙不断压缩或填充,堆石颗粒破碎,各时刻产生的残余变形不断累积,至地震结束时达到最大值,土石坝的动力稳定性评价应充分考虑坝体及地基在地震后可能产生的永久变形<sup>[9]</sup>。目前大多采用整体分析方法来计算面板坝震后残余变形。计算时将地震历时分成若干时段,对每个时段进行动力分析,计算该时段内各单元的残余变形增量,再把它转化成初应力后进行静力计算,即得残余变形。整个地震历时内振动次数增量  $\Delta N$  的合理分配对计算结果有较大影响。一般建议在计算时段等分时,地震加速度峰值所在时段和加速度较大时段分配较多的振动次数,而不是将振动次数  $N$  简单的按时段均分。如此逐时段地进行,累积得到整个地震过程中残余变形的发展过程。各时段内残余应变增量可按沈珠江等<sup>[10]</sup>的建议公式进行计算:

$$\Delta \varepsilon_{\text{r}} = c_1 \gamma_{\text{d}}^{c_2} \exp(-c_3 S_1^2) \frac{\Delta N}{1+N} \quad (3)$$

$$\Delta \gamma_{\text{r}} = c_4 \gamma_{\text{d}}^{c_5} S_1^2 \frac{\Delta N}{1+N} \quad (4)$$

式中: $\Delta \varepsilon_{\text{r}}$ 为残余体积应变; $\Delta \gamma_{\text{r}}$ 为残余剪切应变; $S_1$ 为剪应力水平; $\gamma_{\text{d}}$ 为动剪应变; $c_1, c_2, c_3, c_4, c_5$ 为试验参数,由常规的动三轴试验确定。

关于面板坝震后残余变形的界限值,目前尚无理论确定方法,一般可按已有工程的实测值做大致参考调整。有人提出将震陷率或倾度作为控制标准,但依然缺乏合理的科学依据和方法<sup>[11]</sup>。

## 1.3 坝基覆盖层抗液化能力

地震作用过程中,坝基覆盖层动孔压会不断积累增长,液化度会不断增加。当液化度达到 100% 时,坝基覆盖层发生液化,承载力丧失。动孔压除与土体性质和地震历时密切相关外,还受地震强度的影响。因此计算时不断加大地震加速度,至坝基覆盖层液化度达到 100% 时作为大坝极限抗震性的判断标准。事实上,地震历时内坝基覆盖层动孔压在增大的同时也会向周边扩散和消散,常规的不排水有效应力法(如孔压应力模型、应变模型、顾淦臣动孔压曲线模型等)计算得到的动孔压结果偏大,即使个别部位出现了瞬时的坝基液化,也不至于危及大坝结构整体安全。因此,用不排水有效应力法计

算坝基抗液化能力来推断大坝的极限抗震能力有不足之处,但可作为辅助判断依据。

## 1.4 大坝接缝止水极限变形

面板坝接缝止水结构的完整性是面板坝防渗系统安全的重要保障。面板坝垂直缝和周边缝止水材料的数值模拟目前尚无统一的模式,常用的有连接单元模型、分离缝模型、接触面模型和薄层单元模型等<sup>[12]</sup>,其中顾淦臣教授等<sup>[1]</sup>提出的连接单元模型得到大家的普遍认可。连接单元模型可较精确地模拟面板垂直缝和周边缝的三向静力变形特性<sup>[1]</sup>,其应力和相对位移之间的关系由止水片三向静力荷载变形试验得到。如果将止水片置于振动拉压和剪切试验仪器上,测定振动状态下受力与相对位移的关系,则可以确定三向动力劲度与相对振动位移的关系,可惜目前尚未有这方面的试验成果。另外,动力分析时因无厚度连接单元的质量为零,故阻尼矩阵中没有  $\beta M$  一项,止水材料的阻尼性质只能通过  $C = aK$  来体现。

虽然接缝变形从一定程度上反映了大坝的变形,但如果仅以此来判断大坝整体结构的抗震安全性,不免有些唐突。另外,由于止水材料的极限变形能力与止水片本身的材料特性、设计形状和施工质量等密切相关,因此尚无止水片极限能力的统一评判标准。即使预测到面板坝会出现较大的接缝变形,也可以通过修改止水材料的断面形式等方法来适应。从这个意义上讲,目前试图通过接缝止水的变形能力来判断大坝的极限抗震能力也有不甚合理之处。

## 1.5 其他指标及综合评价

除了从上述提到的几个方面对面板坝极限抗震能力进行评判外,亦有人使用混凝土面板的动应力来分析判定面板坝的极限抗震能力。由于面板动应力的精确计算与接触面和接缝的动力特性密切相关,加上混凝土动拉、压应力的极限值尚无可靠定论,因此用面板应力来分析大坝的极限抗震能力具有较大的不确定性。目前较为可行的方法是通过下游坝坡抗震稳定性、震后大坝残余变形、坝基覆盖层液化、接缝止水变形等的计算分析,对面板坝的极限抗震能力进行综合分析和判断。

## 2 工程实例分析

### 2.1 工程概况

四川省境内某混凝土面板堆石坝坝高 135 m,坝顶高程 2925 m,坝顶宽 10 m、长 292 m,上下游坝坡均为 1:1.4,趾板基础固结灌浆深 10 m,坝基帷幕灌浆最大深度约 75 m。有限元计算网格见图 2。坝

料及覆盖层的强度计算采用考虑围压变化的非线性模型,即大坝各个部位(单元)的摩擦角是变化的,相关参数取值见表2。其他计算参数见文献[13]。

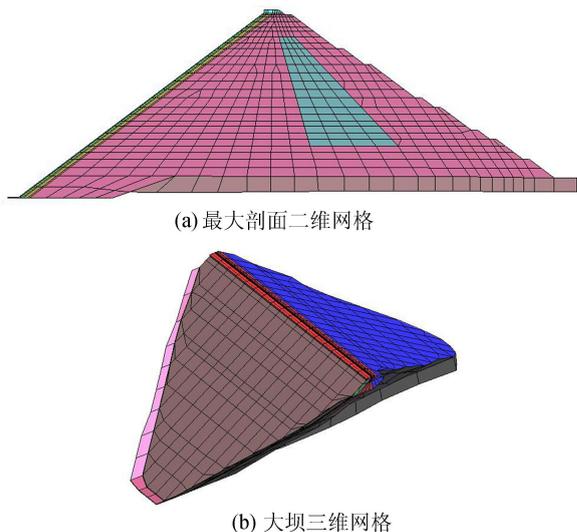


图2 大坝动力计算有限元网格

表2 坝料及覆盖层强度计算参数

坝料及覆盖层	$\rho/(g \cdot \text{cm}^{-3})$	$\varphi/(\circ)$	$\Delta\varphi/(\circ)$
过渡层	2.17	47.2	5.6
垫层	2.18	47.8	5.7
主堆石料	2.10	49.0	6.0
次堆石料	2.04	45.9	5.4
覆盖层	2.19	41.0	4.0

## 2.2 坝坡动力稳定极限分析

采用有限元强度折减法对大坝下游坝坡进行极限抗震能力分析,其中地震荷载按规范公式以地震惯性力施加。图3给出了正常蓄水期大坝遭遇不同

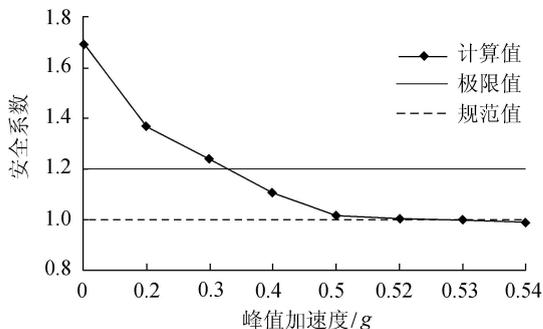


图3 地震峰值加速度与抗滑稳定安全系数的关系

峰值加速度时下游坝坡的抗滑稳定安全系数。由图3可知,下游坝坡抗震稳定安全系数随着地震峰值加速度的增大而减小,当加速度峰值为 $0.52g \sim 0.54g$ 时,安全系数已很接近1.0的极限状态,由此判断面板坝的极限抗震能力约为 $0.52g \sim 0.54g$ 。

图4为地震峰值加速度为 $0.53g$ 时大坝等效塑性应变云图。由图4可见,极限情况下下游坝坡坝顶以下1/5坝高范围率先出现浅层失稳破坏。遭遇“5·12”汶川大地震影响的紫坪铺面板坝在下游坝坡近坝顶处出现表层堆石料松动现象,本次计算得到的下游坝坡失稳之处基本与此吻合。因此,坝坡极限抗震稳定性可以作为大坝极限抗震能力的评价指标之一。

另外,为了提高顶部附近坝坡的极限抗震能力,应当采取一些合理的抗震措施,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。

## 2.3 坝体震后残余变形极限分析

表3给出了不同地震峰值加速度作用下坝体震后三向残余变形,其中坝轴向变形值为左右岸坝体向河床的永久变形值。将表中震陷率用曲线图表示,并加入紫坪铺面板坝在“5·12”汶川大地震中的震陷率范围,见图5。由表3和图5可见,坝体三向残余变形均随着地震加速度的增大而增大,其中沉陷变形同比最大。2008年受汶川大地震影响的紫坪铺面板坝估计场地基岩加速度峰值为 $0.6g$ ,震陷(沉降变形)为 $87 \sim 92 \text{ cm}$ ,相应的震陷率为 $0.57\% \sim 0.59\%$ 。如果以此作为震后残余变形的控制标准,则大坝的极限抗震能力为 $0.5g \sim 0.6g$ (图5)。

表3 不同峰值加速度作用下大坝永久变形

峰值 加速度/ $g$	顺河向 变形/ $\text{cm}$	坝轴向变形/ $\text{cm}$		沉降 变形/ $\text{cm}$	震陷 率/ $\%$
		左岸	右岸		
0.102	10.61	4.17	-3.97	-16.70	0.12
0.163	13.39	5.22	-5.07	-20.93	0.15
0.223	18.18	7.20	-6.94	-29.06	0.21
0.300	21.82	8.80	-8.24	-35.02	0.25
0.400	29.17	11.85	-10.97	-45.20	0.33
0.500	44.72	18.51	-18.13	-70.42	0.51
0.550	49.71	20.35	-19.93	-77.82	0.56
0.600	53.56	22.04	-21.59	-84.58	0.61

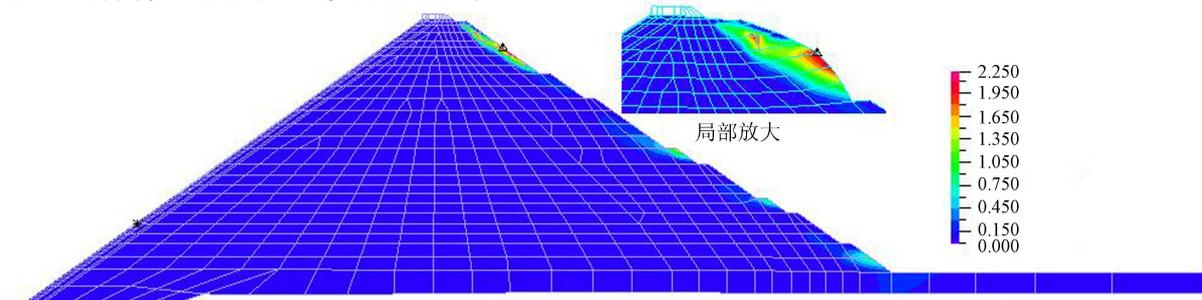


图4 大坝等效塑性应变云图( $a=0.53g$ )

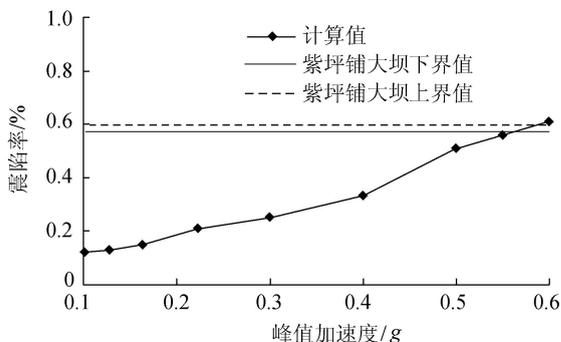


图5 地震峰值加速度与大坝震陷率的关系

## 2.4 覆盖层抗液化能力极限分析

采用顾淦臣动孔压曲线法计算坝基振动孔隙水压力及液化度<sup>[1]</sup>。当峰值加速度分别取 0.102g、0.128g、0.163g、0.223g、0.300g 和 0.400g 时,覆盖层液化度极值分别为 20.49%、22.48%、30.01%、40.21%、56.36% 和 75.89%,可以看出随着峰值加速度的增大,河床部位坝基覆盖层液化度会不断增大。当峰值加速度为 0.5g 时,坝基覆盖层个别单元(位于河床最大剖面坝建基面下离趾板约 1/3 坝底宽处)的液化度达到或超过 100%,开始发生液化,因此推断大坝的极限抗震能力为 0.5g 左右。按前文所述,常规不排水有效应力法计算得到的动孔压是偏大的,结果偏于安全。另外,该面板坝的覆盖层较薄,且做了反滤排水措施,即使坝基个别单元出现了瞬时液化,也不至于引发大坝结构整体安全问题。

## 2.5 面板接缝变形极限分析

计算表明,面板周边缝和垂直缝三向变形量随着输入的震动加速度的增大而增大。当峰值加速度超过 0.5g 时,绝大多数部位接缝的张拉、沉陷和剪切位移极值达到或超过 2cm,个别之处超过 2.5cm。2008 年汶川大地震时,紫坪铺面板坝河床坝段面板在垂直缝附近发生了挤压破坏。一般来说,面板坝垂直缝的设计宽度多为 1.2cm,个别工程有 2cm 宽。这里假定当面板垂直缝的压缩量大于 2cm 时,各面板板块之间可能会因压缩量不足而引发动力压坏现象,进而引起止水结构破坏。若以垂直缝 2cm 的压缩量作为判断标准,则大坝的极限抗震能力为 0.5g~0.6g。另外,单从止水片自身变形能力而言,其拉压、沉陷能力是比较大的,剪切变形量要小得多。若以 2cm 的剪切量作为破坏界限值,则大坝的极限抗震能力亦在 0.5g~0.6g。需说明的是,目前尚无系统的研究成果来展示止水片的极限变形能力,上述判断是在一定工程经验基础上做出的。

## 2.6 综合评价

从下游坝坡抗震稳定性、震后大坝残余变形、坝基覆盖层液化、接缝止水变形等角度对大坝进行极

限抗震能力计算分析,并考虑一些评价指标及相应界限值取值的准确性,经综合分析,认为该面板坝的极限抗震能力为 0.52g~0.54g,说明大坝具有较高的抗震安全性。因此,大坝现有设计方案是合理可行的,地震作用下大坝整体结构能够满足安全运行的要求。

## 3 结语

从坝坡抗震稳定性、震后大坝残余变形、接缝止水变形、坝基覆盖层液化等角度对高面板堆石坝的极限抗震能力计算方法和评价准则进行探讨分析,并对某覆盖层上 135m 高的面板坝进行极限抗震能力计算,综合分析得到大坝的极限抗震能力为 0.52g~0.54g。需要指出的是,计算参数和计算模型很大程度上决定了计算结果,且各评价指标是相互影响的,本文建议的判断标准尚待更多实际工程的检验。同时,在以后的研究中,建议进一步考虑地震动和坝体材料参数的不确定性,以使计算分析更为合理可靠。

## 参考文献:

- [1] 顾淦臣,沈长松,岑威钧. 土石坝地震工程学[M]. 北京:中国水利水电出版社,2009.
- [2] 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):59-64. (CHEN Shengshui, LI Guoying, FU Zhongzhi. Safety criteria and limit resistance capacity of high earth-rock dams subjected to earthquakes [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(1):59-64. (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 ant-seismic capability of high earth core rock-fill dam [J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2009, 28(5):97-102. (in Chinese))
- [4] 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(2):3827-3832. (SHAO Lei, CHI Shichun, LI Hongjun, et al. Preliminary studies of ultimate aseismic capacity of high core rockfill dam [J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(2):3827-3832. (in Chinese))
- [5] ZIENKIEWICZ O C, HUMPHESON C, LEWIS R W. Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics [J]. Geotechnique, 1975, 25(4):671-689.
- [6] 郑颖人,沈珠江,龚晓南. 广义塑性力学:岩土塑性力学原理[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.

(下转第 58 页)

- [ 8 ] 李琼芳,任黎,夏自强,等. 江苏沿海围垦区水资源开发利用潜力研究[J]. 水利经济,2012,30(3):47-50. (LI Qiongfang,REN Li,XIA Ziqiang. Potentia of development and utilization of water resources in coastal reclamation areas of Jiangsu Province[J]. Journal of Economics of Water Resources,2012,30(3):47-50. (in Chinese))
- [ 9 ] 陈宏友,徐国华. 江苏滩涂围垦开发对环境的影响问题[J]. 水利规划与设计,2004(1):18-21. (CHEN Hongyou,XU Guohua. Environment impacts of Jiangsu tidal flat reclamation[J]. Water Resources Planning and Design,2004(1):18-21. (in Chinese))
- [10] 陈君. 江苏沿海滩涂的围垦开发与管理[C]//中国水利学会. 中国水利学会 2006 学术年会论文集:滩涂利用与生态保护. 合肥:中国水利水电出版社,2006:89-93.
- [11] 陈才俊. 围垦对滩涂动物资源环境的影响[J]. 海洋科学,1990(6):48-50. (CHEN Caijun. Environment impacts of tidal flat reclamation on animal resources[J]. Marine Sciences,1990(6):48-50. (in Chinese))
- [12] 陶建峰,张长宽,姚静. 江苏沿海大规模围垦对近海潮汐潮流的影响[J]. 河海大学学报(自然科学版),2011,39(2):225-230. (TAO Jianfeng,ZHANG Changkuan,YAO Jing. Effect of large-scale reclamation of tidal flats on tides and tidal currents in offshore areas of Jiangsu Province[J]. Journal of Hohai University(Natural Sciences),2011,39(2):225-230. (in Chinese))
- [13] 戴亚南,彭检贵. 江苏海岸带生态环境脆弱性及其评价体系构建[J]. 海洋学研究,2009,27(1):78-82. (DAI Yanan,PENG Jianguai. Fragility evaluation for the eco-environment of the coastal zone in Jiangsu[J]. Journal of Marine Sciences,2009,27(1):78-82. (in Chinese))
- [14] 于定勇,王昌海,刘洪超. 基于 PSR 模型的围填海对海洋资源影响评价方法研究[J]. 中国海洋大学学报(自然科学版),2011,41(7/8):170-175. (YU Dingyong,WANG Changhai,LIU Hongchao. Study on reclamation impact on marine resources based on PSR model[J]. Periodical of Ocean University of China,2011,41(7/8):170-175. (in Chinese))
- [15] WEI Chao, GUO Zhongyang, WU Jianping, et al. Constructing an assessment indices system to analyze integrated regional carrying capacity in the coastal zones: a case in Nantong[J]. Ocean & Coastal Management,2014,93:51-59.

(收稿日期:2014-11-05 编辑:郑孝宇)

(上接第 5 页)

- [ 7 ] 郑颖人,赵尚毅,邓楚键,等. 有限元极限分析法发展及其在岩土工程中的应用[J]. 中国工程科学,2006,8(12):39-59. (ZHENG Yingren,ZHAO Shangyi,DENG Chujian,et al. Development of finite element limit analysis method and its applications in geotechnical engineering[J]. Engineering Science,2006,8(12):39-59. (in Chinese))
- [ 8 ] 岑威钧,邓同春,石从浩,等. 复杂渠坡稳定性分析方法比较[J]. 水利水电工程学报,2013(4):29-34. (CEN Weijun,DENG Tongchun,SHI Conghao,et al. Comparison of different channel slope stability analysis methods[J]. Hydro-Science and Engineering,2013,(4):29-34. (in Chinese))
- [ 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. (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))
- [10] 沈珠江,徐刚. 堆石料的动力变形特性[J]. 水利水运科学学报,1996(2):143-150. (SHEN Zhujiang,XU Gang. Deformation behavior of rock materials under cyclic loading[J]. Journal of Nanjing Hydraulic Research Institute,1996(2):143-150. (in Chinese))
- [11] 郇能惠,王利君,米占宽,等. 高混凝土面板堆石坝变形安全内涵及工程应用[J]. 岩土工程学报,2012,34(2):193-201. (LI Nenghui,WANG Lijun,MI Zhankuan,et al. Connotation of deformation safety of high concrete face rockfill dams and its application[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,2012,34(2):193-201. (in Chinese))
- [12] 岑威钧,李星. 面板坝数值分析中接触面模型与接缝模型述评[J]. 水力发电,2007,33(2):38-41. (CEN Weijun,LI Xing. Review of the contact-surface model and joint model in numerical analysis of CFRD[J]. Water Power,2007,33(2):38-41. (in Chinese))
- [13] 岑威钧,顾淦臣. 巴拉水电站混凝土面板坝三维渗流及静动力有限元计算分析研究[R]. 南京:河海大学,2010.

(收稿日期:2014-09-05 编辑:郑孝宇)

