

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2020.06.015

地震作用下高心墙堆石坝超孔隙水压力 演变分布规律研究

郭丽娜¹, 曹学兴², 陈豪²

(1. 云南工商学院, 云南 昆明 651701;

2. 华能澜沧江水电股份有限公司, 云南 昆明 650214)

摘要: 传统经典的振动孔压模型一般根据砂土试验得到,不能直接应用于高心墙堆石坝动力计算中。根据饱和和不排水动三轴试验,提出了一个适用于掺砾黏土、砂砾石等土料的振动孔压模型,并编制了计算程序应用于某高心墙堆石坝动力计算分析中,计算得到了地震过程中及震后超孔隙水压力演变分布规律:地震过程中,超孔隙水压力和超孔隙比不断增大,且增长的幅度与材料和地震强度密切相关。震后超孔隙水压力值随时间减小,渗透系数越小,超孔隙水压力消散越慢。由于超孔隙水压力在消散中伴随着扩散现象,导致部分区域孔压先增长后降低,震后48 h超孔隙水压力仍有250 kPa。

关键词: 心墙堆石坝;地震;振动孔压水压力;消散规律;扩散规律

中图分类号: TV641.1

文献标识码: A

文章编号: 1672—1144(2020)06—0083—05

Evolution and Distribution Law of Excess Pore Water Pressure of High Core Rockfill Dam Under Earthquake

GUO Lina¹, CAO Xuexing², CHEN Hao²

(1. Yunnan Technology and Business University, Kunming, Yunnan 651701, China;

2. Huaneng Lancang River Hydropower INC., Kunming, Yunnan 650214, China)

Abstract: Traditional classical model of dynamic pore water pressure is usually obtained by physical experiment, so it could not be directly applied to the dynamic calculation of high core rockfill dam. According to dynamic triaxial test under the saturated-undrained condition, a dynamic pore water pressure model for clay mixed with gravels and sandy gravels was proposed, and it is programmed for calculation analysis on the dynamic response of core rockfill dam. Using this model, evolution and distribution law of excess pore water pressure during and after the earthquake was calculated. During the earthquake, excess pore water pressure and excess pore pressure ratio will increase constantly, and the increase range was determined by the material and earthquake intensity. After the earthquake, excess pore water pressure will decreasing gradually. The smaller the permeability coefficient became, the more slowly excess pore water pressure dissipated. Because of the diffusion accompanied by the dissipation, excess pore water pressure in some regions firstly increase and then decrease which was still 250 kPa 48 hours after the earthquake.

Keywords: core rockfill dam; earthquake; dynamic pore water pressure; dissipation law; diffusion law

白河土坝、石门水库土坝、陡河水库土坝, Van Norman Dam、Lower San Fernando Dam 和 Upper San Fernando Dam 等^[1-7]国内外多座土石坝工程都出现

了震损破坏,其中石门水库土坝的滑坡^[8], Lower San Fernando Dam 和 Upper San Fernando Dam 大规模的坍塌^[9],均出现在振动停止后。因此考虑振动

收稿日期:2020-08-15

修稿日期:2020-09-05

基金项目:国家重点研发计划(2018YFC0407105);华能集团总部科技项目(HNKJ2019-H12)

作者简介:郭丽娜(1984—),女,山东德州人,硕士,讲师,主要从事工程力学方面的教学与科研工作。E-mail:386255022@qq.com

孔隙水压力的有效应力法才能准确计算和评价土石坝的抗震性能,本文研究提出了一个超孔隙水压力计算模型,并编制相应的计算程序应用到某高心墙堆石坝工程中,得到了地震作用下坝体超孔隙水压力的演变分布规律。

1 超孔压计算模型及验证

目前,针对高心墙堆石坝掺砾土料和砂砾石料振动孔隙水压力的演变规律仍研究较少。张茹等^[10]通过试验得出:心墙防渗黏性土和坝基砂砾石动孔压增长的规律与砂土有明显的不同,会随振动周数、强度的增加而增加,黏性土不会出现液化现象,砾石土取决于固结比等试验条件。因此在高土石坝的计算中,动孔压的计算不宜采用根据砂土试验得出的 Seed 等动孔压计算模型。

1.1 超孔压计算模型

根据多座土石坝工程掺砾黏土,砾石土等土料动孔压增长的一般规律,提出超孔压计算模型:

$$\frac{U_p}{\sigma'_0} = a + b \cdot \{1 - \exp(-N/c)\} \quad (1)$$

式中: a 、 b 、 c 为试验曲线拟合参数。

其中:

$$a = a_1 \left(\frac{\Delta\tau}{\sigma'_0}\right)^2 + a_2 \left(\frac{\Delta\tau}{\sigma'_0}\right) + a_3 \quad (2)$$

$$b = b_1 \left(\frac{\Delta\tau}{\sigma'_0}\right)^2 + b_2 \left(\frac{\Delta\tau}{\sigma'_0}\right) + b_3 \quad (3)$$

$$c = c_1 \left(\frac{\Delta\tau}{\sigma'_0}\right)^2 + c_2 \left(\frac{\Delta\tau}{\sigma'_0}\right) + c_3 \quad (4)$$

式中: a_1 、 a_2 、 a_3 、 b_1 、 b_2 、 b_3 、 c_1 、 c_2 、 c_3 均为试验曲线拟合参数。

1.2 超孔压模型的合理性验证

某高心墙堆石坝在工程设计时,开展了筑坝材料动力特性试验,试验得到不同剪应力比条件下,随振次的增加动孔压的增长情况^[11],如图 1 所示,通过图 1 可以看到,提出的超孔压模型可以非常好拟合该工程孔压增长试验情况。心墙料和反滤料拟合系数均在 0.99 以上。超孔压模型可以用于高心墙堆石坝抗震计算分析,以研究超孔隙水压力的演变分布规律。

2 高心墙堆石坝超孔压演变规律分析

Hardin - Drnevich 模型不能较好的反映围压效应,结合改进的材料动力模型及超孔压模型^[12]编制相应的程序,并应用于设防烈度为 9°,某高 240 m

的高土石坝。

2.1 有限元模型及计算参数

有限元计算模型选取了部分基岩、坝基覆盖层及大坝整体,如图 2 所示。

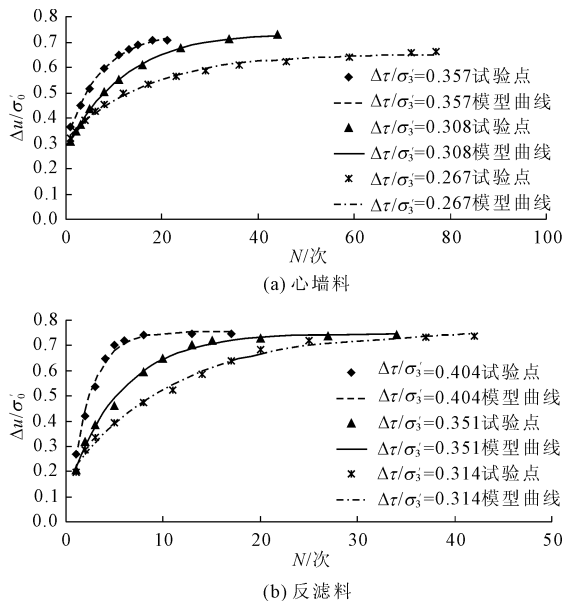


图 1 某高心墙堆石坝筑坝材料动孔压

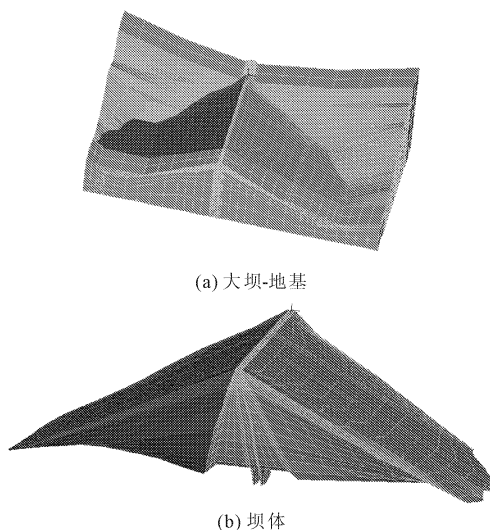


图 2 有限元计算模型图

首先进行静力计算作为初始状态,静力计算考虑了填筑及蓄水过程,坝体与覆盖层采用邓肯 $E-\mu$ 双曲线模型。动力计算分段进行,材料动力特性和超孔隙水压力计算参数见文献^[12]和文献^[6],等效振动次数根据 Martin 等^[13]的研究成果确定。

2.2 地震波

通过 SHAKE91 程序反演后,坝基水平向基岩地震波峰值为 0.29g,地震计算时长 30 s。各方向地震波时程如图 3 所示。

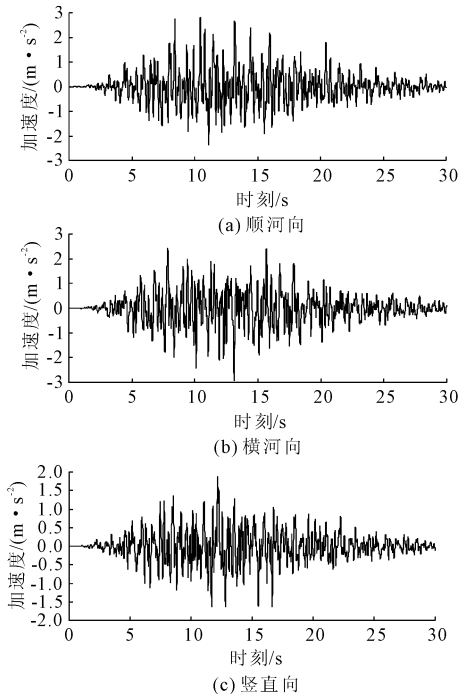


图3 三向地震时程

2.3 地震过程中超孔隙水压力增长情况

图4给出了震中不同时刻坝体内部超孔隙水压力的分布情况。在地震发生不同时刻超孔隙水压力

分布规律基本一致,孔压值从上到下不断增大,上游反滤层超孔压值小于心墙内部,心墙底部靠上游侧超孔压值最大。由于没有考虑排水效应,超孔隙水压力随振动时间的增长不断积累,地震停止前超孔压值最大为1 482.5 kPa。

图5给出了地震过程中5个特征点超孔隙水压力增长过程线。上游反滤层顶部附近动剪应力比较大,短时间内,超孔隙水压力会有显著增长,之后超孔隙水压力基本稳定。其他部位地震过程中超孔隙水压力呈不断增大趋势,地震振幅较大时超孔隙水压力增幅较大,地震振幅较小时孔压值增长幅度较为平缓。

图6给出了心墙和上游反滤层动孔压比分布情况。随着地震时间的累积,超孔压比呈现不断增大的趋势。在5 s时,超孔压比较小,基本在0.3以下,在15 s时,心墙顶部超孔压比达到0.5以上,上游反滤层顶部超孔压比达到0.7以上;之后地震振幅变小,超孔压比的的增长随着超孔隙水压力增长变缓也变缓,地震结束前上游反滤层顶部超孔压比达到0.8,工程设计中应适当改善上游反滤层顶部材料特性,提高抗液化性能。

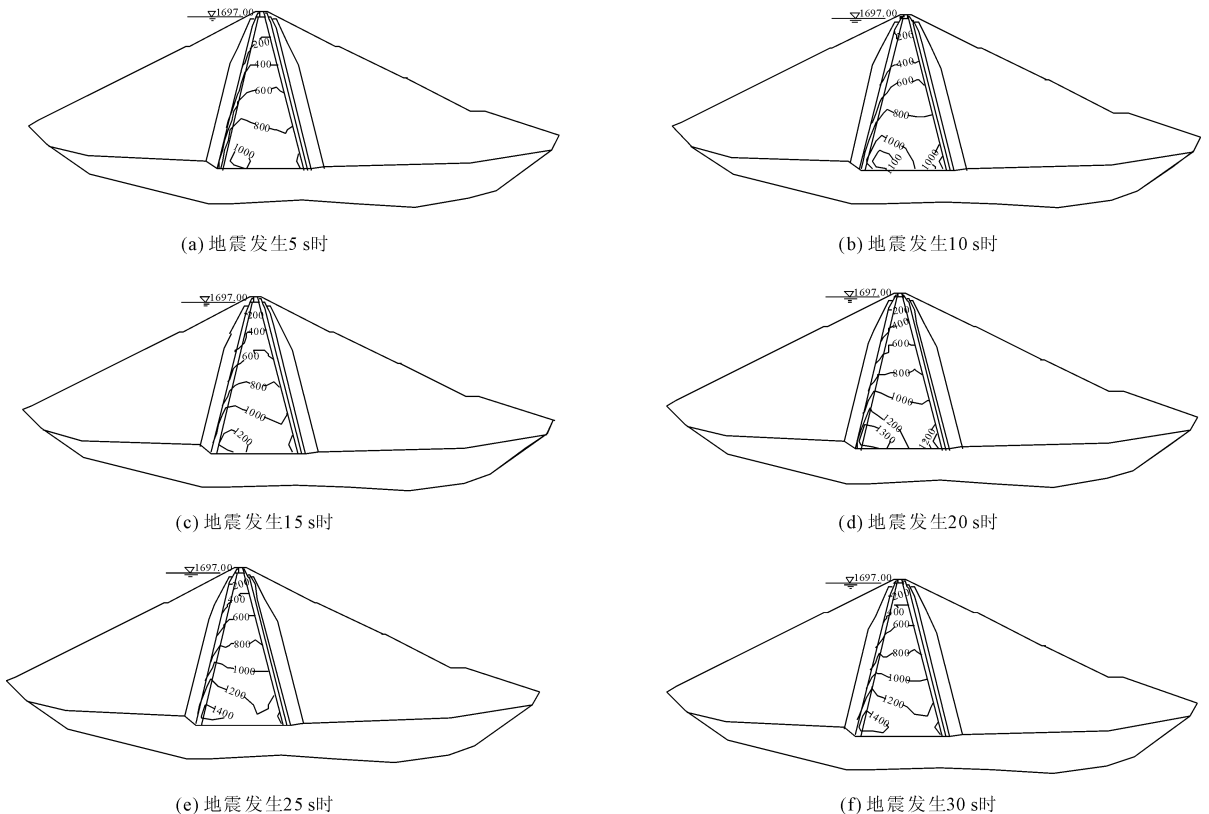


图4 心墙和上游反滤料超孔隙水压力(单位:kPa)

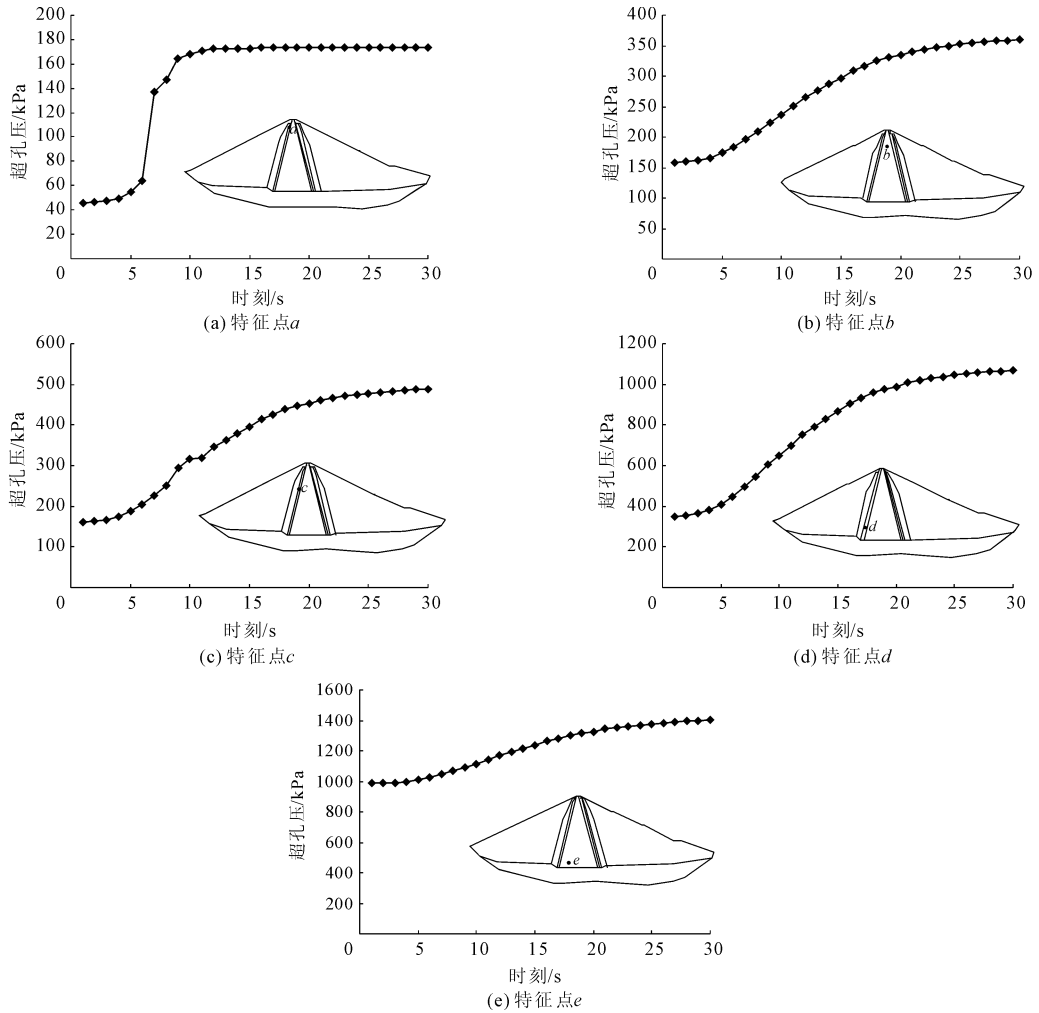


图 5 超孔隙水压力在地震过程中的增长过程

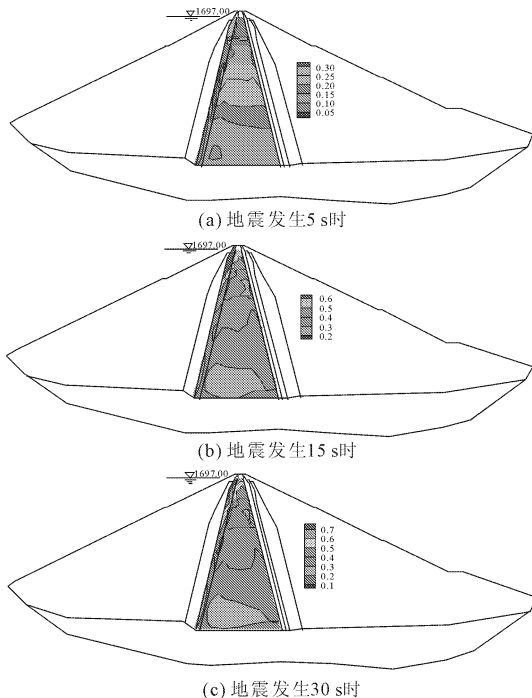


图 6 心墙和上游反滤层超孔压比

2.4 震后超孔隙水压力消散和扩散

图 7 为地震发生后 48 h 内大坝超孔隙水压力分布情况。地震结束后,超孔隙水压力整体表现为随着时间的延长孔压值减小,超孔压整体处在消散趋势中,孔压值减小的幅度与坝体材料渗透系数关系密切,心墙上部渗透系数较小其超孔隙水压力消散较慢,震后 48 h 超孔隙水压力仍有 250 kPa。

超孔隙水压力的消散伴随着扩散现象,导致部分区域孔压先增长后降低。地震停止初期,上下游靠排水边界处,超孔隙水压不断降低,心墙内部孔压出现了增大的现象,当超孔压在心墙内部达到最高之后超孔压的演变将以消散为主导。对于这种现象的机理,党发宁等^[14]进行了阐释。当心墙内部超孔压最大时,收缩作用达到顶峰,之后消散占主导,心墙内部超孔隙水压力也将不断下降。工程算例中,心墙上部 and 下部采用了两种不同渗透系数的材料,地震后 1 h,在渗透系数较高的心墙底部超孔压值达到最大,之后孔压最大值向渗透系数小的上部移动,地震后 6 h,心墙上部孔压值达到最大。

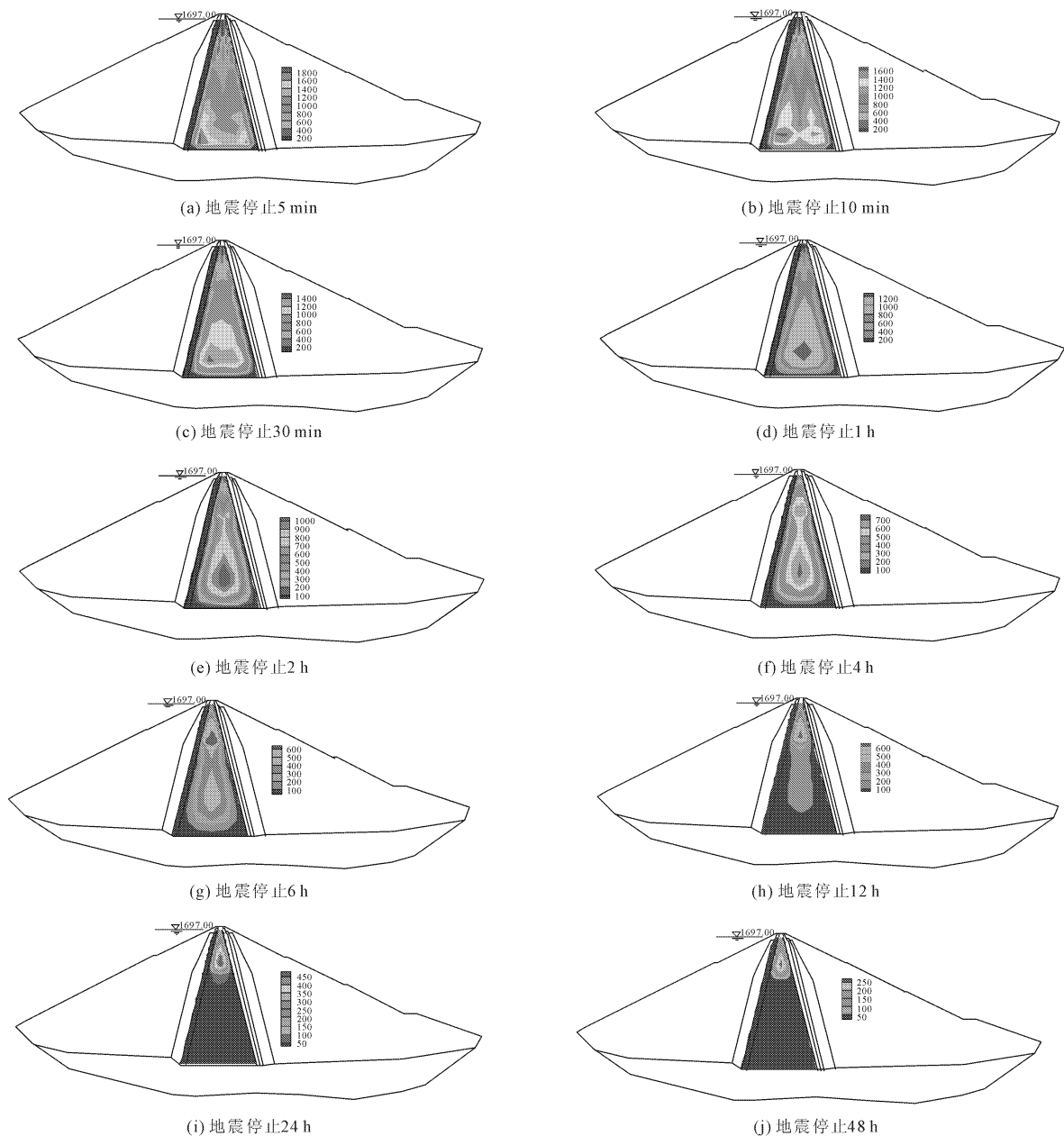


图 7 震后大坝超孔隙水压力(单位:kPa)

3 结 论

传统的超孔压模型多根据砂土提出,与高心墙堆石坝坝料孔压增长规律不符。本文提出了一种计算黏性土、砂砾石土等超孔压的新模型,并应用于高土石坝动力响应的计算分析中。计算得到高心墙堆石坝坝体孔隙水压力在地震过程中及震后演变分布规律:

(1) 地震过程中,坝内超孔隙水压力和超孔压比不断增大,增长的幅度与地震振幅密切相关,超孔压值最大的部位一般在上游反滤层顶部,是土石坝抗震薄弱部位,工程设计中应采取一定工程措施。

(2) 地震结束后,超孔隙水压力整体表现为随着时间的延长孔压值减小,超孔压整体处在消散趋势中,孔压值减小的幅度与坝体材料渗透系数关系密切,但超孔隙水压力在消散中还伴随着扩散现象,导致部分区域孔压先增长后降低,也解释了有些工程在地震后发生破坏的原因。

参考文献:

[1] 付 磊. 潮河土坝抗震加固设计[J]. 水利学报, 2000 (8): 16-20.
 [2] 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]. 水利水电科学, 1984 (1): 52-61.

参考文献:

- [1] 周景星,李广信,张建红,等. 基础工程[M]. 3 版. 北京:清华大学出版社,2015.
- [2] 华南理工大学,浙江大学,湖南大学编. 基础工程[M]. 3 版. 北京:中国建筑工业出版社,2014.
- [3] Braja M. Das. Principles of Foundation Engineering. (Eighth Edition) [M]. Global Engineering; Timothy L. Anderson, 2014.
- [4] 徐 磊,王启智,陈可可. 预应力锚索地梁内力的有限元计算及内力影响因素分析[J]. 水利与建筑工程学报,2006,4(2):55-58.
- [5] 岩土工程勘察规范:GB 50021—2001[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2001.
- [6] 江小兵,张浩博. 有限元计算中土的变形模量取值探讨[J]. 水利与建筑工程学报,2017,15(5):236-241.
- [7] 东南大学,浙江大学,湖南大学,苏州大学合编. 土力学[M]. 4 版. 北京:中国建筑工业出版社,2016.
- [8] 陈小亮,陈世崑,黄志敏. 基于地基反力与沉降非线性关系的地基梁研究[J]. 重庆建筑,2015,14(11):31-33.
- [9] 杨 明,胡厚田,卢才金,等. 路堑土质边坡加固中预应力锚索框架的内力计算[J]. 岩石力学与工程学报,2002,21(9):1383-1386.
- [10] 朱大鹏,晏鄂川,宋 琨. 格构梁与边坡岩体相互作用机制及现场试验研究[J]. 岩石力学与工程学报,2009,28(S1):2947-2953.
- [11] 张太玥. 考虑锚杆格构梁共同作用的边坡支护方法研究[D]. 镇江:江苏科技大学,2015.
- [12] 陈开友,刘晓朋. 边坡工程中预应力锚索框架梁的计算分析[J]. 工程勘察,2010(S1):487-494.
- [13] 许英姿,唐辉明. 滑坡治理中格构锚固结构的解析分析[J]. 地质科技情报,2002(3):89-93.
- [14] 王 飞. 预应力锚索格构在边坡工程中的设计研究[D]. 西安:西安科技大学,2012.
- [15] 张乐文,辛冬冬,丁万涛,等. 基于基床系数法的劈裂注浆过程分析[J]. 岩土工程学报,2018,40(3):399-407.

(上接第 87 页)

- [3] 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.
- [4] Seed H B, Idriss I M, Lee K L, et al. Dynamic analysis of the slide in the lower san fernando dam during the earthquake of February 9, 1971[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1975,101(9):889-911.
- [5] Seed H B, Lee K L, Idriss I M, et al. The slides in the San Fernando dams during the earthquake of February 9, 1971[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1975,101(7):651-688.
- [6] 曹学兴,何蕴龙,熊 堃,等. 高心墙堆石坝掺砾心墙料振动孔隙水压力计算模型研究[J]. 水利与建筑工程学报,2019,17(6):123-126.
- [7] 杨德玮,张土辰,王昭升. 土石坝震损程度快速评估方法研究[J]. 水利与建筑工程学报,2016,14(1):107-111,154.
- [8] 徐志英,沈珠江. 1975 年辽南地震时石门土坝滑动有效应力动力分析[J]. 水利学报,1982(3):13-21.
- [9] 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.
- [10] 张 茹,何昌荣,费文平,等. 饱和黏性土和砂砾石料振动孔压的试验研究[J]. 岩土力学,2006,27(10):1805-1810.
- [11] 北京水利水电科学研究院. 长河坝水电站砾石土心墙堆石坝筑坝材料动力特性试验报告[R]. 北京:北京水利水电科学研究院,2007.
- [12] Cao X X, He Y L, Xiong K. Confining pressure effect on dynamic response of high rockfill dam[J]. Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China, 2010,4(1):116-126.
- [13] Martin P P, Seed H B. Simplified procedure for effective stress analysis of ground response[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1979,105(6):739-758.
- [14] 党发宁,鞠 花. 粘土心墙土石坝震后破坏的机理分析[C]//中国岩石力学与工程学会第七次学术大会论文集. 中国:西安,2002:283-286.