

塑性混凝土心墙坝应力变形特性研究

程金标¹, 王瑞骏¹, 郭兰春², 孙阳¹

(1. 西安理工大学 水利水电学院, 陕西 西安 710048;

2. 青海省发展和改革委员会 农村发展指导服务中心, 青海 西宁 810000)

摘要: 为研究塑性混凝土心墙坝的应力变形特性,通过选取合适的本构模型、接触单元、施工过程和蓄水过程模拟方法等,结合工程实际,运用三维非线性有限元法对大坝应力变形进行计算分析。研究表明:在竣工期和蓄水期,坝体的水平位移及垂直位移的分布特征与一般均质土坝一致;大坝的大主应力均为压应力,从坝面向坝内应力逐渐增大,且最大值发生在坝体底部心墙附近;小主应力除局部存在较小的拉应力外,其余均为压应力。

关键词: 塑性混凝土;心墙;有限元分析;应力变形

中图分类号: TV314; TV642

文献标识码: A

文章编号: 1672-643X(2016)04-0189-05

Study on feature of stress deformation for plastic concrete core wall dam

CHENG Jinbiao¹, WANG Ruijun¹, GUO Lanchun², SUN Yang¹

(1. Faculty of Water Resources and Hydro-electric Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China;

2. Guidance Service Center of Rural Development, Development and Reform Commission of Qinghai Province, Xining 810000, China)

Abstract: In order to study the feature of stress deformation of plastic concrete core wall dam, the paper chose the appropriate constitutive model, contact element, construction process and storage process simulation methods, combined the engineering practice and used three-dimensional nonlinear finite element method to calculate the stress deformation of dam. The results show that in the period and storage period, the distribution feature of horizontal and vertical displacement of the dam is consistent with that of general homogeneous earth dam. The major principal stress of dam is compressive stress. The stress increases gradually from surface to internal. The maximum value happens at the bottom of heart near dam core wall. Except less localized tensile stress, the rest of small primary stress are compressive stress.

Key words: plastic concrete; core wall dam; analysis of nonlinear finite element; stress deformation

塑性混凝土是水泥用量较低,并掺加较多膨润土、黏土等材料的具有较大流动性的混凝土。塑性混凝土具有初始弹性模量较低、极限应变较大、与周围土体的变形模量相近,易保证墙体的安全以及抗渗性强等优点^[1-2],因而被广泛应用于土石坝覆盖层地基的防渗处理、围堰的堰体和堰基的防渗处理以及病险库的除险和加固^[3-4]。近年来,有些专家学者也开始考虑将塑性混凝土用于土石坝的坝身防渗,比如位于陕西省榆林市的王圪堵水库就在坝型方案比选中考虑了此种坝型^[5]。塑性混凝土防渗墙在水利水电工程中得到了广泛应用,发挥了良好的效益^[6]。王清友等^[1]对塑性混凝土防渗墙结构

设计理论进行了研究;王四巍^[7]、汤俊杰^[8]分别采用实验方法和单因素分析法对塑性混凝土材料性能进行了研究;牟儒^[9]、吕高峰等^[10]和张广江^[11]都曾采用有限元法对塑性混凝土防渗墙应力变形特性进行研究,但是,迄今为止,前人对坝基混凝土防渗墙结构的应力变形特性研究较多^[12-13],对坝体采用塑性混凝土心墙结构即塑性混凝土心墙坝的应力变形特性研究则相对较少,基于塑性混凝土用于坝身防渗的研究存在一定的问题和不足,则研究塑性混凝土心墙坝的应力变形特性十分有必要。本研究拟结合塑性混凝土心墙坝工程实际,在对塑性混凝土心墙坝本构模型及其有限元计算方法进行分析与选择

收稿日期:2016-03-19; 修回日期:2016-04-22

基金项目:国家自然科学基金项目(50779051)

作者简介:程金标(1989-),男,江西上饶人,在读硕士研究生,主要从事水工结构分析及数值仿真研究。

通讯作者:王瑞骏(1963-),男,陕西宝鸡人,博士,教授,主要从事坝工应力研究。

的基础上,结合国内一塑性混凝土心墙坝工程实例,研究和探讨塑性混凝土心墙坝的应力变形规律,以期塑性混凝土心墙坝工程设计提供依据和参考。

1 坝体材料本构模型

1.1 土石料的静力本构模型

《碾压式土石坝设计规范》(SL274-2001)规定:土石坝有限元计算宜采用非线性弹性应力应变本构关系进行分析。非线性弹性模型主要有 Duncan-Chang E- μ 模型、Duncan-Chang E-B 模型、清华非解耦 K-G 模型、成科大修正 K-G 模型等。目前,在工程实际中一般采用的非线性弹性应力应变关系(本构模型)为 Duncan-Chang E-B 模型^[2]。

1.2 塑性混凝土的静力本构模型

塑性混凝土的应力应变关系曲线明显地存在一个类似比例极限的折点,其数值约相当于无侧限条件下试样脆性破坏的峰值强度,其峰值应变一般在 0.4% ~ 0.7% 的范围内变化。在该折点以下,材料的应力应变关系近似于直线,其斜率为初始模量 E_i 。随着围岩压力的增大,应力应变关系逐渐变为加工硬化曲线,表现出明显的非线性性质,并接近于土料的性质。这表明它与土坝和覆盖层具有相似的本构关系^[1]。

塑性混凝土具有与土体相似的本构模型。在包括弹性本构、非线性本构、弹塑性本构和流变本构等几个大类中,Duncan-Chang E-B 非线性弹性双曲线本构模型是被实践所检验和被工程所接受的较为经典的本构模型。所以,在本文有限元计算时,塑性混凝土采用非线性弹性模型中的 Duncan-Chang E-B 模型。

2 大坝应力变形的有限元计算方法

水利工程中对非线性问题进行有限元分析,其基本思路为:将非线性的应力应变关系分段,并化为线性的问题来进行求解,线性分析作为非线性分析的基础。目前,非线性的问题可以通过迭代法或者增量法来进行求解。所谓迭代法是将荷载一次施加,而在其应力应变本构关系上,是用直线段来接近实际的曲线,并修改材料参数,以期得到与试验实测曲线相一致的应力、应变。增量法是将全荷载分成若干级荷载增量,在每级荷载增量下,假定材料为线弹性的,从而解得位移、应变、应力的增量。最后各级累加,就可以得到全荷载作用下总的位移、应变与应力。

在塑性混凝土心墙坝的有限元分析中,需要对大坝的施工过程及蓄水过程进行模拟,因此,相比较而言,增量法比迭代法更能体现工程实际,具有较大的优

越性。虽然增量法是相当于用分段的直线来逼近实际的应力应变关系曲线,但是当荷载划分较细时,求得的解足够接近它的真实解。所以本文采用增量法来计算施工期大坝的应力变形,并模拟大坝的施工过程和蓄水过程。增量法可分为基本增量法及中点增量法,其中中点增量法更接近实际,大大提高了计算的精度,所以在工程界中得到了更加广泛的应用^[14]。塑性混凝土心墙与土体之间的接触面有限元模型采用 Clough 和 Duncan 提出的双曲线模型。

3 工程实例分析

3.1 工程概况

某水库^[15-17]属大(2)型水库,工程等别为 II 等,所属主要建筑物大坝、溢洪道、泄洪洞、输水洞为 2 级建筑物。挡水大坝为塑性混凝土心墙坝,最大坝高为 77 m。水库防洪标准为 100 年一遇洪水设计,5000 年一遇洪水校核,泄水建筑物消能标准为 50 年一遇洪水设计。塑性混凝土心墙坝上游坡比为 1:3,在 626.0 m 高程处设置马道,马道宽 3 m;下游坡比为 1:2.5,在 625.0 m 高程处设置马道,马道宽 3 m;坝身和坝基均采用 0.8 m 厚的塑性混凝土防渗墙,心墙顶高程为 656.0 m,墙底深入基岩 1 m。坝体材料为碾压砂料,覆盖层为河床砂卵石,厚 15 m,如图 1 所示。

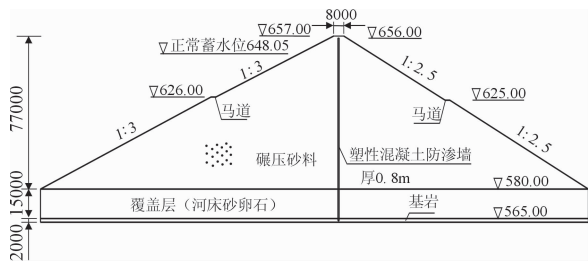


图 1 某塑性混凝土心墙坝最大横剖面图

3.2 有限元模型

本工程实例利用有限元软件 Midas/GTS 辅助计算。塑性混凝土心墙坝上下游采用一坡到底的方式,其上游坡比为 1:3,下游坡比为 1:2.5;防渗体为 0.8 m 厚的塑性混凝土心墙,墙顶高程为 656.0 m,墙底深入基岩 1 m;坝体材料为碾压砂料,最大坝高为 77 m;覆盖层为河床砂卵石,厚 15 m;两岸坝肩取 80 m,约 1 倍坝高;顺河流向取 80 m 的河床砂卵石。计算模型上、下游边界取为水平铰支,底部边界取为固定铰支。剖分单元时,防渗墙和接触面单元按较小尺寸剖分,坝体单元剖分尺寸可以稍大,远离心墙的坝体的单元尺寸可以按较大尺寸剖分。坝

体、心墙和防渗墙单元都采用八面体单元,尽可能地保证单元表面垂向相交,而塑性混凝土心墙与坝体砂料的接触单元采用 Goodman 单元。坝体共划分 32 875 个单元,36 140 个节点;心墙共划分 551 个单元,1 206 个节点;坝基和坝肩共 137 088 个单元,15 066 个节点。其三维有限元网格图如图 2 所示。

3.3 计算工况

竣工期:上游水位为库底,无水,高程为 580 m;下游水位为库底,无水,高程为 580 m。

蓄水期:上游水位为正常蓄水位 648.05 m;下游水位为库底,无水,高程为 580 m。

3.4 计算参数

在分析计算中,坝体填料、基础覆盖层等土石料及塑性混凝土均采用非线性弹性的 Duncan – Chang

模型。由于缺乏试验成果,坝体填料、坝基覆盖层及塑性混凝土的材料参数根据工程类比综合确定^[15,17-18],各种材料的非线性弹性 Duncan – Chang E – B 模型参数见表 1,接触模型计算参数见表 2。

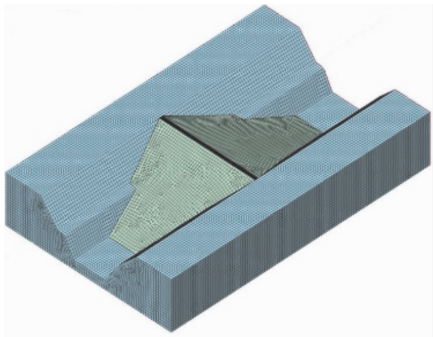


图 2 某塑性混凝土心墙坝三维有限元网格图

表 1 坝体及基础材料 E – B 模型参数

材料	K	n	R_f	K_w	K_b	m	$\gamma /$ ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$)	$C /$ kPa	$E /$ MPa	ν	$\Phi /$ ($^{\circ}$)
坝壳料	182	0.492	0.682	3050	95	0.325	2.04	22	50	0.27	38
塑性混凝土	3112	0.088	0.82	3810	2100	-0.486	2.15	260	350	0.20	40
河床砂卵石	1620	0.32	0.70	2270	930	0.240	2.05	0	32	0.27	27.5

表 2 接触模型计算参数

接触面	K_1	K_2	n	R_f	$\Phi / (^{\circ})$
坝体与心墙	4800	10^8	0.56	0.74	36.6

3.5 计算结果分析

本研究对坝体及心墙进行了全过程计算分析,得到了坝体和心墙在竣工期和蓄水期的应力变形计算结果,由于坝体和心墙在竣工期和蓄水期有着相似的规律,限于篇幅,在此只列出坝体和心墙在蓄水期的应力变形计算结果,二者在竣工期和蓄水期的应力变形计算结果最大值见表 3。

3.5.1 蓄水期坝体及心墙的应力变形分析

(1)坝体应力变形分析。通过有限元软件计算,得到蓄水期坝体最大横剖面的水平位移和垂直位移等值线图,分别见图 3~4。如图 3 所示,塑性混凝土心墙坝坝体的水平位移出现两个极值区,沿上下游方向呈现出两种趋势;上游部分坝体和坝基的水平位移指向上游,其最大值为 7.18 cm;下游部分坝体和坝基的水平位移指向下游,其最大值为 32.19 cm,上、下游极值区的中心均大体位于靠近上、下游坝坡的 1/2 坝高处。与竣工期水平位移最大值 13.81 和 16.57 cm 相比,坝体上游部分向上游的水平位移有所减小,坝体下游部分向下游的水平位移有所增大。从图 4 可

以看出,塑性混凝土心墙坝坝体最大垂直位移大体发生在坝体中部,方向均为垂直向下(负方向),以此为中心,坝体其他部分的垂直位移逐渐减小。其中,坝体的最大垂直位移为 43.48 cm,约为最大坝高的 0.56%。与竣工期垂直位移最大值 39.88 cm 相比,蓄水后的垂直位移最大值较竣工期有所增大。

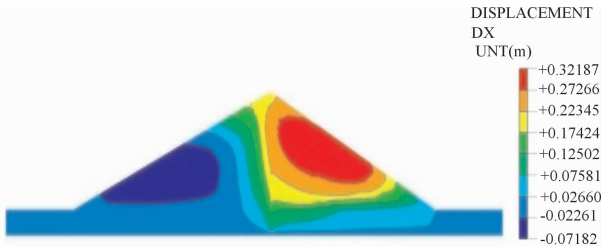


图 3 蓄水期坝体最大横剖面水平位移等值线图(单位:m)

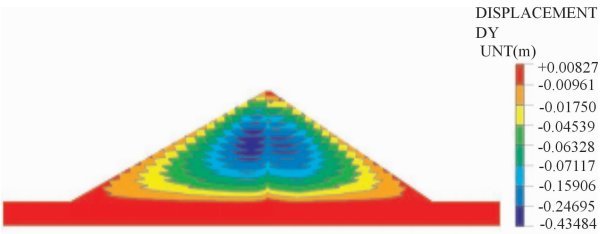


图 4 蓄水期坝体最大横剖面垂直位移等值线图(单位:m)

从图 5 可以看出,坝体的大主应力分布规则,呈连续变化,皆为压应力;最大值为 2.88 MPa,发生在坝体底部心墙附近,大主应力从坝面到坝内(坝体底部

心墙附近)逐渐增大。从图 6 可以看出,坝体的小主应力分布较为规则,以压应力为主,局部出现拉应力,拉应力最大值为 0.41 MPa,发生在坝体底部心墙两侧,小主应力的压应力从坝面到坝内(坝体底部心墙两侧)逐渐增大。竣工期大、小主应力分布规律与蓄水期相似,大主应力最大值为 2.50 MPa,小主应力中发生在坝体底部心墙两侧的拉应力最大值为 0.04 MPa。对于出现拉应力的部位可以通过严格控制坝体材料级配,设置变形过渡层等方法予以消除。

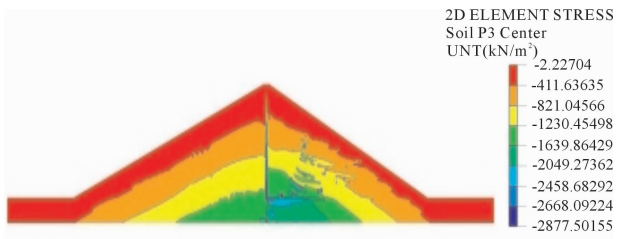


图 5 蓄水期坝体最大横剖面大主应力等值线图(单位: kN/m²)

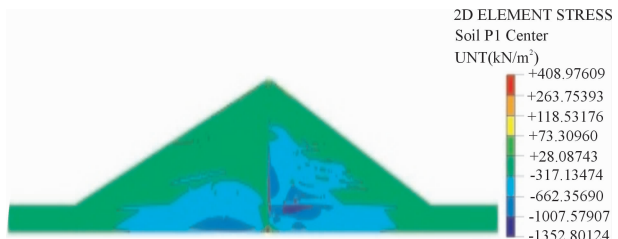


图 6 蓄水期坝体最大横剖面小主应力等值线图(单位: kN/m²)

(2)塑性混凝土心墙应力变形分析。从图 7(a)可以看出,塑性混凝土心墙的水平位移表现为自下而上先增大后减小的变化规律,蓄水后,塑性混凝土心墙上游面受指向下游的水荷载作用,向下游的水平位移明显增大,最大值由竣工期的 3.14 cm 增大到 29.21 cm,最大值出现在心墙中上部。从图 7(b)可以看出,塑性混凝土心墙的垂直位移为负值,表明方向为竖直向下,蓄水期垂直位移沿高程分布规律与竣工期相似,即呈现出至下而上先增大后减小的规律,由于水库蓄水作用,垂直位移亦有所增大,最大值为 38.23 cm,最大值出现在心墙中部偏上部。

从图 8(a)可以看出,心墙的大主应力都为压应力,从心墙顶部到底部,大主应力基本呈增大趋势,在心墙中下部达到最大值后,又有一定程度的减小,大主应力的最大值为 2.69 MPa。从图 8(b)可以看出,心墙的小主应力以压应力为主,局部出现拉应力;拉应力主要出现在心墙的底端,拉应力最大值为 0.37 MPa。塑性混凝土心墙处于偏心受压状态,墙体底部弯矩最大,应力最大,为不利位置。竣工期大、小主应力分布规律与蓄水期相似,大主应力最大

值分别为 2.24MPa,小主应力中发生在心墙两端的拉应力最大值为 0.02 MPa。

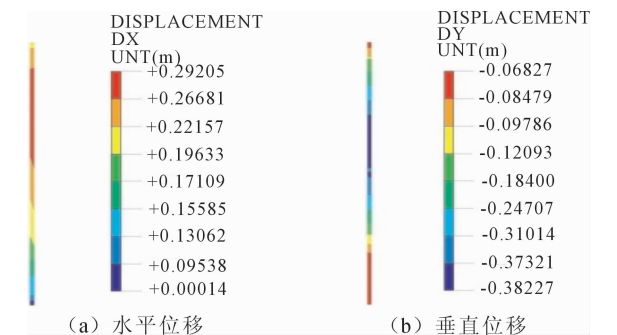


图 7 蓄水期塑性混凝土心墙最大横剖面变形图(单位:m)

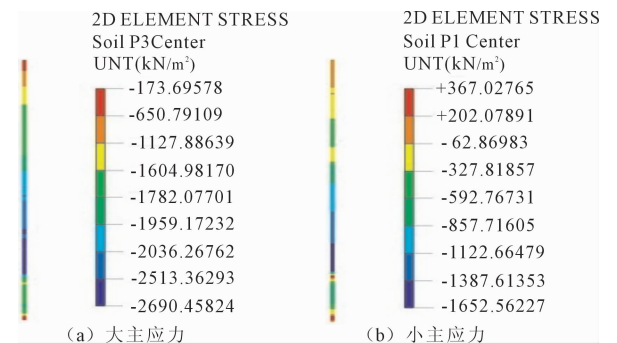


图 8 蓄水期塑性混凝土心墙最大横剖面应力分布图(单位: kN/m²)

3.5.2 计算结果对比分析 水库蓄水对坝体和心墙的位移与应力均会产生影响,竣工期和蓄水期坝体及心墙应力变形最大值如表 3 所示。

计算项目		竣工期		蓄水期	
		坝体	心墙	坝体	心墙
水平位移/cm	向上游	13.81	0	7.18	0
	向下游	16.57	3.14	32.19	29.21
竖向位移/cm		39.88	33.70	43.48	38.23
大主应力/MPa		2.50	2.24	2.88	2.69
小主应力/MPa		-0.04	-0.02	-0.41	-0.37

(1)竣工期与蓄水期坝体应力变形结果对比分析。水库蓄水会对塑性混凝土心墙坝体的位移产生影响。蓄水后,水荷载增加,坝体向下游的水平位移最大值从 16.57 cm 增大到 32.19 cm,而向上游的水平位移最大值从 13.81 cm 减小到 7.18 cm;垂直位移最大值从 39.88 cm 增大到 43.48 cm;与竣工期相比,坝体由于水库蓄水作用,上、下游方向的位移均有向下游推进的趋势,坝体上游部分向上游的水平位移有所减小,坝体下游部分向下游的水平位移有所增大。蓄水后,上游坝体填料水位以下容重变为浮容重,而且受到浮托力作用,上游坝体有向上抬

动的趋势;同时,由于作用于心墙的水压力使下游侧坝体有向下游、向坝基底部移动的趋势,从而带动上游侧坝体发生同样的位移趋势。总体来看,蓄水后的垂直位移最大值较竣工期有所增大;

水库蓄水会对塑性混凝土心墙坝坝体的应力产生影响。蓄水后,坝体的大小主应力均略有增加,大主应力(压应力)从 2.50 MPa 增加到 2.88 MPa,小主应力(拉应力)由 0.04 MPa 增加到 0.41 MPa。同时,上游坝壳填料由于水的浸入作用以及浮托力的作用,大小主应力较下游要小。在心墙与坝体接触部位,应力出现一定程度的突变,导致这一现象的原因可能是:坝体填料和心墙材料的力学特性相差太大,心墙的变形和坝体的变形不能完全协调,坝体与心墙接触部位出现应力集中。

(2)竣工期与蓄水期塑性混凝土心墙应力变形结果对比分析。水库蓄水会对塑性混凝土心墙的位移产生影响。蓄水后,水荷载增加,并且上游坝壳料为砂料,具有较大的透水性,所以水荷载直接作用在心墙上,造成塑性混凝土心墙向下游的水平位移显著增加,水平位移最大值从 3.14 cm 增加到 29.21 cm;竖直向下的垂直位移最大值从 33.70 cm 增加到 38.23 cm,存在明显的增大趋势;

水库蓄水会对塑性混凝土心墙的应力产生影响。蓄水后,防渗墙的大、小主应力均有所增加,大主应力最大值从 2.24 MPa 增加到 2.69 MPa,小主应力(拉应力)最大值由 0.02 MPa 增加到 0.37 MPa。

4 结 论

本文利用 Midas/GTS 软件对塑性混凝土心墙坝分别在竣工期和蓄水期的应力变形特性进行了研究,并将计算结果进行了对比分析,得到如下结论:坝体的水平位移以坝轴线为界,出现两个极值区,沿上下游方向呈现两种趋势,上游极值区的中心大体位于靠近上游坝坡的 1/2 坝高处,下游极值区的中心大体位于靠近下游坝坡的 1/2 坝高处;坝体最大垂直位移发生在坝体中部,方向均为垂直向下,以此为中心坝体其他部分的垂直位移逐渐减小;坝体的大主应力分布规则,呈连续变化,都为压应力,最大值发生在坝体底部心墙附近,大主应力从坝面到坝内(坝体底部心墙附近)逐渐增大;坝体的小主应力分布较为规则,以压应力为主,局部出现拉应力,拉应力最大值发生在坝体底部心墙两侧。

塑性混凝土心墙的水平位移指向下游,最大值位于心墙中部或者中上部;垂直位移方向为竖直向

下,最大值位于心墙中部偏上;大主应力都为压应力,从心墙顶部到底部,大主应力基本呈增大趋势,在心墙中下部达到最大值后,又有一定程度的减小;小主应力以压应力为主,局部出现拉应力,拉应力发生于心墙的底端。

通过有限元计算分析,塑性混凝土心墙坝坝体及心墙在蓄水期位移和应力均有所增大,但是都在安全允许范围之内,只要设计合理,施工质量能够保证,运行得当,塑性混凝土心墙坝是安全可靠的。

参考文献:

- [1] 王清友,孙万功,熊欢. 塑性混凝土防渗墙[M]. 北京:中国水利水电出版社,2008.
- [2] 高丹盈,宋帅奇. 塑性混凝土常规三轴性能与强度计算模型[J]. 水力发电学报,2014,33(2):201-207.
- [3] 滕彦磊. 塑性混凝土防渗墙应力变形有限元分析[D]. 郑州:郑州大学,2010.
- [4] 蒋凯乐,李云鹏,张如满,等. 塑性混凝土防渗墙土反力系数反演[J]. 岩土力学,2012,33(S2):389-394.
- [5] 关向琼. 王圪堵水库坝型比选分析[J]. 陕西水利,2012,(4):63-64.
- [6] 常继才. 水库塑性混凝土防渗墙的施工技术[J]. 水利技术监督,2014,22(2):67-69.
- [7] 王四巍. 单轴和三轴应力下塑性混凝土性能研究[D]. 郑州:郑州大学,2010.
- [8] 汤俊杰. 塑性混凝土基本性能研究[D]. 郑州:郑州大学,2010.
- [9] 牟儒. 低弹模混凝土在大坝防渗墙中的应用[D]. 浙江:浙江大学,2011.
- [10] 吕高峰,金远征,朱锦杰. 不同施工顺序对深厚覆盖层坝基折线型防渗墙应力变形的影响[J]. 水电能源科学. 2014,32(9):86-89.
- [11] 张广江. 水电站砂砾石面板坝混凝土防渗墙施工[J]. 黑龙江水利科技. 2014,42(11):142-145.
- [12] 董永立. 塑性混凝土在大坝防渗工程中的应用研究[D]. 南京:南京理工大学,2012.
- [13] 周金阳. 混凝土防渗墙加固的土石坝有限元分析研究[D]. 南昌:南昌大学,2010.
- [14] 谢江红. 土石坝静力有限元分析[J]. 黑龙江科技信息,2010(15):233.
- [15] 刘雪霞,董振锋. 刚性与塑性防渗墙组合在高土石坝中的应用[J]. 人民长江,2013,44(16):29-31.
- [16] 付超云. 窄口水库塑性混凝土及其防渗墙渗透性分析[D]. 郑州:郑州大学,2009.
- [17] 王四巍,马英,高丹盈. 窄口水库除险加固防渗墙设计优化研究[J]. 人民黄河,2009,31(5):110-111.
- [18] 郇能惠,米占宽,孙大伟. 深覆盖层上面板堆石坝防渗墙应力变形性状影响因素的研究[J]. 岩土工程学报,2007,29(1):26-31.