

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2016.06.030

某水库沥青混凝土心墙坝有限元计算分析

陈松^{1,2}, 宁聪¹, 王岩³, 冷中强⁴

(1. 重庆交通大学 河海学院, 重庆 400074; 2. 重庆市水库大坝安全监测中心, 重庆 401147;

3. 重庆同望水利水电工程设计有限公司, 重庆 401120;

4. 重庆市忠县兴业水资源开发有限责任公司, 重庆 404300)

摘要: 基于等效线性模型, 采用有限元法对在建的某水库沥青混凝土心墙堆石坝进行了理论计算, 重点研究了大坝在运行期各工况水位下的渗流, 以及施工期、蓄水期大坝的应力变形分布, 并将理论计算结果与施工期大坝安全监测资料进行了对比分析, 对蓄水期大坝渗流、坝体及心墙应力变形进行了预测分析。分析表明: 其施工期的理论计算结果与监测资料基本一致。大坝防渗效果较好, 沥青混凝土心墙及防渗帷幕起到了主要的阻水作用。坝体应力变形分布规律较为合理, 心墙与过渡料及填筑料间能协调变形, 工作性态良好, 符合土石坝应力变形规律, 为下一步水库蓄水验收及蓄水运行提供了科学依据。

关键词: 沥青心墙坝; 渗流计算; 应力应变; 大坝安全监测

中图分类号: TV641.4⁺1

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2016)06-0152-05

Finite Element Analysis of Asphalt Concrete Core Dam of a Reservoir

CHEN Song^{1,2}, NING Cong¹, WANG Yan³, LENG Zhongqiang⁴

(1. Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China;

2. Reservoir Dams Safety Monitoring Centre of Chongqing, Chongqing 401147, China;

3. Chongqing Tongwang Water Conservancy and Hydropower Engineering Design Co., Ltd., Chongqing 401120, China;

4. Chongqing Zhong County Xingye Water Resource Development Co., Ltd., Chongqing 404300, China)

Abstract: Based on the equivalent linear model, this paper use finite element method (FEM) to calculate the building asphalt concrete core dam of a reservoir, which focus on the seepage water under various conditions in the running period and the stress-strain distribution in the construction period and storage period, the dam seepage and core stress-strain analysis were predicted in the storage period. The results of calculation are in conformity of monitoring data, anti-seepage measures have good effects, and asphalt concrete core and seepage curtain have important effects on water cut-off. Stress-strain distribution is reasonable, and the asphalt concrete core wall can work properly. Its stress-strain accords with the general stress-strain law of earth-rock dam, providing scientific basis of reservoir storage operating and acceptance in the next stage.

Keywords: asphalt concrete core wall; seepage calculation; stress-strain; dam safety monitoring

随着 20 世纪 70 年代沥青混凝土摊铺和碾压机械的研制成功, 土工沥青混凝土广泛地应用于土石坝工程中, 且沥青混凝土心墙堆石坝有着施工简便、对地形地质条件的适应性强和造价低等显著优点, 碾压式沥青混凝土心墙土石坝建设得到了较快的发展, Finstertal、冶勒和茅坪溪等 100 m 级高土石坝相继建成^[1], 其心墙力学工作特性广泛受到相关专家

和工程界的重视^[2-6]。本文开展了对某水库沥青混凝土心墙堆石坝施工期及蓄水期的有限元理论计算, 并结合施工期大坝安全监测资料进行对比分析, 分析表明理论计算与施工期原型观测数据基本吻合, 坝体坝基防渗效果较好, 坝体应力变形符合土石坝变形规律, 对蓄水期大坝渗流、应力变形进行预测分析。

收稿日期: 2016-08-07

修稿日期: 2016-09-04

作者简介: 陈松(1980—), 男, 四川达州人, 博士, 副教授, 主要从事水工结构相关研究。E-mail: chensong621002@163.com

通讯作者: 宁聪(1992—), 男, 重庆彭水人, 硕士研究生, 研究方向为水工结构。E-mail: CQningcong@163.com

1 大坝安全监测

某水库位于重庆市忠县地处长江左岸的一支流,是一座以农业灌溉、城乡供水为主,兼有防洪等综合效益的中型水利工程。主坝为 3 级碾压沥青混凝土心墙坝,最大坝高 37.2 m,坝轴线长 135.5 m,总库容 1 099 万 m³,心墙厚 0.6 m~0.8 m。为掌握沥青混凝土心墙坝的运行性态和规律,指导工程的施工和运行,反馈设计和为科学研究提供依据^[7-9],实施了大坝表面变形、内部变形、渗流及心墙温度等安全监测项目。在坝顶和下游边坡上布置 4 条视准线,15 个工作测点、8 个工作基点、8 个校核基点,其

中 4 条视准线有 1 条位于坝顶,另外 3 条视准线位于坝下游坡;在坝体及坝基安装 12 支渗压计(PSY)来监测大坝渗流规律和在渗流作用下坝体的渗透变形;采用单点倾斜仪法在沥青混凝土心墙下游面安装 3 支测斜仪(QX)以监测心墙挠度变形;为了解沥青混凝土心墙底部与混凝土基座连接可靠性,在沥青混凝土心墙与混凝土基座的连接部位安装 4 支位错计(WC)予以监测;并在沥青混凝土心墙中间埋设 3 支高温温度计(T)监测施工期心墙温度的消散过程,蓄水期及运行期心墙温度场的变化。其典型断面坝体填筑和部分监测仪器布置情况见图 1。

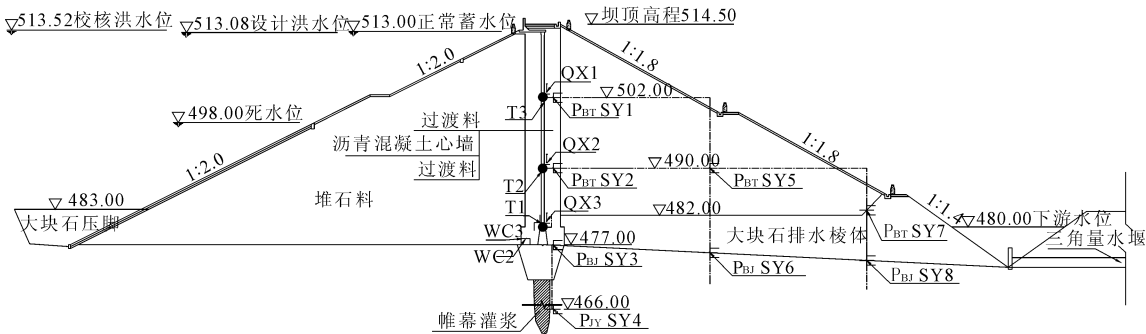


图 1 典型断面坝体填料分区和部分监测仪器布置(单位:m)

2 理论计算及成果分析

2.1 渗流计算

土石坝中渗透水流对坝体及坝基的渗透破坏性有着非常大的危害,且属于隐蔽性破坏,往往不容易被发现^[10]。因此本文结合水库坝址区地形地质条件,对坝体、坝基在各种水位工况下的渗流场进行计算分析。计算采用 4 节点等参单元三角形网格对模型进行离散化,对沥青混凝土防渗心墙、混凝土基座、防渗灌浆帷幕等主要防渗范围进行加密。其模

型经离散后,单元总数 1 976 个,节点总数 1 046 个。有限计算分析元模型如图 2 所示,坝体分区不同材料对应的渗流系数如表 1 所示。

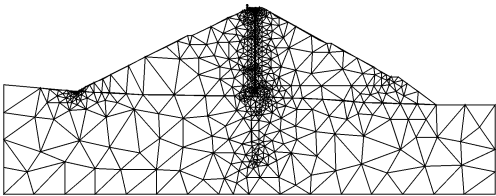


图 2 有限元渗流计算模型

表 1 不同区域材料渗透系数

材料	堆石料	过渡料	沥青混凝土心墙	排水棱体	基岩	混凝土基座	灌浆帷幕
渗透系数/(m·s ⁻¹)	1×10 ⁻³	1×10 ⁻²	1×10 ⁻⁷	1×10 ⁻²	1×10 ⁻⁵	1×10 ⁻⁷	1×10 ⁻⁶

2.2 渗流计算结果分析

大坝运行期坝体坝基渗流计算分三种水位工况,正常蓄水位、设计洪水位及校核洪水位等,如表 2 所示。

由于三种水位工况下渗流场水压分布规律极其相似,水头差最大的校核洪水位工况下浸润线位置也最高,这里仅以校核洪水位工况为典型进行说明,其水压分布如图 3 所示。

表 2 工况水位及相应渗流量

工况水位	坝前水位高程/m	坝后水位高程/m	单宽渗流量/(m ³ ·d ⁻¹ ·m ⁻¹)	年总渗流量/m ³
正常蓄水位	513.00		2.51	75811.41
设计洪水位	513.08	480.00	2.52	76113.45
校核洪水位	513.52		2.57	77623.64

浸润线在沥青心墙内迅速降低至近下游水位高

程处,浸润线在大块石排水棱体内的十分平缓,出逸点与下游水位基本保持在同一直线上,其水头损失非常小。水头差主要集中在沥青心墙和防渗灌浆帷幕内消散,心墙下游的坝体基本处于疏干状态,表明沥青心墙及灌浆帷幕主要承担了上下游水头差。三种水位工况下渗透水流在通过弱透水的沥青混凝土心墙、防渗灌浆帷幕、坝基后,大部分渗水通过排水棱体向下游排泄,其坝体坝基的单宽渗透流量、年总渗流量计算结果见表 3,单宽渗透流量在 2.55 m³/(d×m)左右,年总渗流量在 77 019.56 m³左右,占总库容的 0.7%,渗流量随着水头差增大有增加趋势,校核洪水位工况下的渗流流量是最大的,但相对来说仍很小。由于大坝还未蓄水,从施工期渗流监测资料反应,坝体坝基渗流随降雨及地下水变化关系协调,表明坝体及坝基的防渗效果较好,施工质量良好,可预测运行期年总渗流量将在 75 811.41 m³至 77 623.64 m³范围之内。

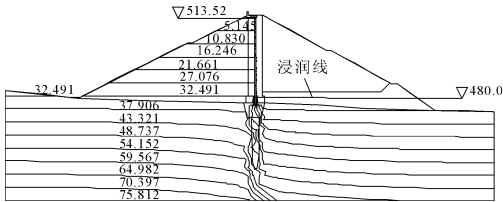


图 3 校核洪水位下坝体坝基水压分布图(单位:m)

2.3 应力变形计算

深厚覆盖层的沥青混凝土心墙坝在施工期和蓄水期受力情况相当复杂,坝体、坝基及防渗心墙的应力变形也十分复杂。为了解施工期和初蓄水期坝

体、坝基内应力变形是否在合理范围内,防渗心墙内应力大小是否超过其强度、沥青混凝土心墙是否会产生拱效应引起水力劈裂以及变形是否合理,过渡层与心墙间变形是否协调等。采用有限元理论计算对某水库沥青混凝土心墙坝坝体、坝基及沥青心墙在竣工期、蓄水期的应力变形进行了较为详细的分析。模拟坝体分层施工,采用手动生成有限元网格,模型经离散后,单元总数 3 576 个,节点总数 4 055 个,其有限元计算分析网格如图 4 所示。应力变形计算模型 $E-B$ 参数参考类似工程^[11-12]及试验确定。其模型参数表见表 3。

该邓肯 $E-B$ 模型以切线弹性模量 E 和切线体积模量 B 为计算参数^[13]。其计算公式为:

$$E = K P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n (1 - R_f)^2 \tag{1}$$

式中: K 为切线模量系数; n 为切线模量指数; P_a 为单位大气压力; R_f 为破坏比; S 为应力水平。

$$B = K_b P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^m \tag{2}$$

式中: K_b 为体积模量系数; m 为体积模量指数。

对于卸载情况,采用回弹模量 E_{ur} 进行计算。计算公式为:

$$E_{ur} = K_{ur} P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^{n_{ur}} \tag{3}$$

式中: K_{ur} 为卸载模量系数; n_{ur} 为卸载模量指数。

参数 c 、 φ 、 K 、 R_f 、 K_{ur} 、 n_{ur} 、 K_b 、 m 由常规三轴试验得出。

表 3 应力应变计算参数表($E-B$ 模型)

材料参数	切线模量 系数 K	切线模量 指数 n	破坏比 R_f	卸载模量 系数 K_{ur}	凝聚力 c /kPa	内摩擦角 φ /(°)	卸载模量 系数 n_{ur}	体积模量 系数 K_b	体积模量 指数 m	天然重度 /(kN·m ⁻³)
堆石料	1050	0.25	0.85	1400	0	49.0	0.243	530	0.17	19.0
过渡层	1110	0.31	0.82	2000	0	44.1	0.246	340	0.25	21.1
沥青心墙	600	0.34	0.59	900	450	28.2	0.223	1200	0.15	24.0
排水体	800	0.26	0.83	720	0	41.6	0.235	400	0.18	20.0
坝基	440	0.38	0.75	1500	200	38.3	0.245	140	0.31	23.0
帷幕	600	0.30	0.75	1500	300	42.0	0.203	150	0.20	23.5

2.4 应力变形计算结果分析

应力变形计算采用邓肯-张 $E-B$ 模型对大坝在施工期和蓄水期两种工况下进行有限元计算分析。其基座混凝土(C30)在达到破坏强度之前,线性关系较好,因此作为线弹性材料考虑,其线弹性模型参数依据设计强度等级(C30)查《水工混凝土结构设计规范》^[14](SL 191-2008)确定,弹性模量 $E =$

3.0×10⁷ kPa、泊松比 $\nu = 0.176$ 、抗拉强度为 1 430 kPa。计算中对大坝采用分级加载模拟施工加载过程,蓄水过程单独一级施加荷载,整个加载过程共分为 15 级。其中,1~13 级模拟筑坝过程,第 1 级为坝基覆盖层(由于坝基为天然地基土层,固结过程已完成,因此计算中不考虑其在自重作用下的变形),第 2~13 级模拟坝体填筑施工;第 14 级模拟蓄水过

程;第 15 级模拟水库蓄水后的工后应变,竖向工后应变为 -0.3% ,水平工后应变为 -0.1% 。其计算模型如图 4 所示。

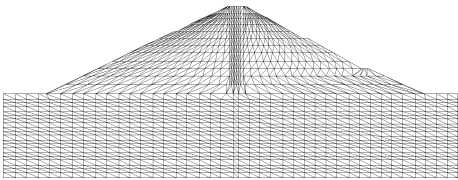
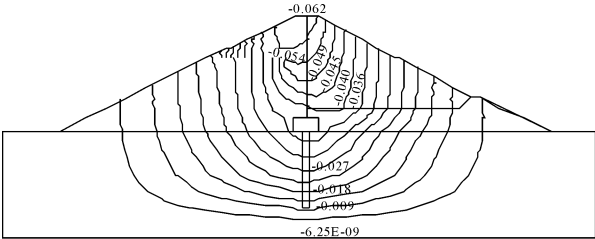


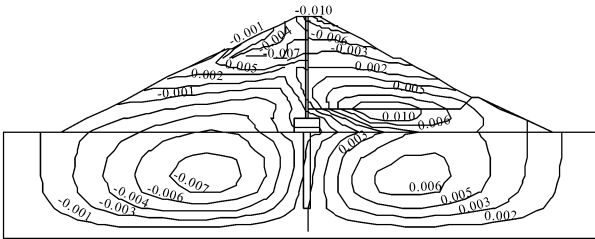
图 4 有限元应力应变计算模型

选定坐标系 x 的正方向为水平向右(顺河向上游指向下游)、 y 的正方向为竖直向上。从图 5 竣工期及蓄水期的坝体水平位移、沉降等值线图可知:竣工期上下游坝体沉降及水平位移基本呈对称分布,最大沉降值为 6.2 cm ,占坝高的 0.17% ,出现在近

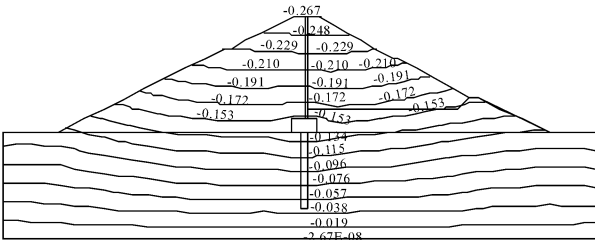
2/3 坝高处,最大水平位移为 -1.0 cm ,出现在下游坝顶。蓄水期上下游坝体沉降对称分布,最大沉降量为 26.7 cm ,占坝高的 0.72% ,小于坝高的 1% ,出现在近 2/3 坝高处;蓄水期由于坝体浸润线较低,心墙下游坝体基本处于疏干状态,心墙下游坝体水平位移向上游,最大值为 3.7 cm ,发生在 2/5 坝高靠近下游坝面附近,由于心墙上游坝体受浮托力作用,水平位移相对较小。竣工期坝体沉降及水平位移分布规律与大坝设置的表面变形监测测得的结果一致,变化量比监测所得数据稍小。由于坝体未蓄水,在蓄水期进行了增量计算分析^[15],为下一步水库蓄水验收及蓄水运行提供了实时性的指导依据。蓄水期的位移变形值略大于竣工期的位移变形值,变形符合土石坝变形规律。



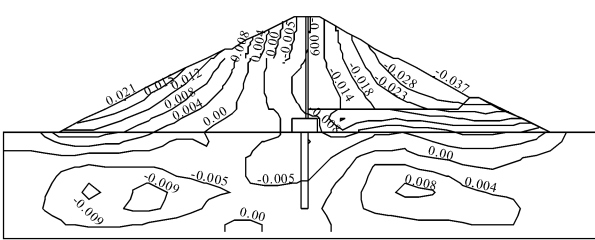
(a) 竣工期沉降等值线



(b) 竣工期水平位移等值线



(c) 蓄水期沉降等值线

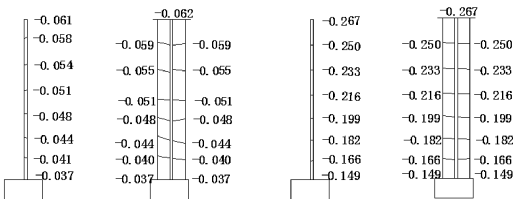


(d) 蓄水期水平位移等值线

图 5 竣工期及蓄水期坝体沉降、水平位移等值线(单位:m)

心墙的“拱效应”是由于过渡层对心墙施加向上的剪应力造成的,从沉降量上看,因心墙的压缩性比过渡层压缩性大,导致心墙的沉降量大于过渡层的沉降量,从而在心墙和过渡层的交接处产生剪应力^[16]。因此,可以通过对心墙、过渡层沉降位移计算来判断“拱效应”现象是否存在,以此来判断心墙是否产生水力劈裂。从图 6 竣工期和蓄水期的心墙与过渡层沉降等值线图知:竣工期、蓄水期上下游过渡层沉降等值线基本呈对称分布,且过渡层与心墙的沉降基本是同步进行的,最大沉降值分别为 6.2 cm 、 26.7 cm ,与坝体沉降值相等。此结果与安装在心墙表面的倾斜仪测得心墙在 480.0 m 高程处向下游倾斜 0.1° ,在 490.0 m 高程处向上游倾斜 0.04° ,心墙基本处于竖直状态,未有突变发生;以及在心墙底部与混凝土基座处理设的位错计测得的仪器一直

处于受压状态结果基本一致。表明过渡料与心墙间变形协调,不存在“拱效应”现象,不会发生水力劈裂现象。



(a) 竣工期心墙、过渡层沉降等值线 (b) 蓄水期心墙、过渡层沉降等值线

图 6 竣工期及蓄水期心墙、过渡层沉降等值线(单位:m)

应力压为正,拉为负。从图 7 坝体竣工期及蓄水期大小主应力、应力水平等值线图可知:竣工期和蓄水期坝体大小主应力呈均匀分布,在混凝土基座处出现应力集中,小主应力在基座处出现拉应力,最

大值分别为 817.2 kPa、1 309.7 kPa,小于 C30 混凝土抗拉强度 1 430 kPa,不存在破坏现象;沥青心墙底部应力随坝体增高逐渐增大,不同高程处应力随坝体升高而逐渐减小,未出现突变区域,与心墙、过渡层的沉降规律得出的结论一致,心墙与过渡层间不

存在“拱效应”现象;混凝土基座应力中心处最小,边缘处最大,最大值小于材料强度值;坝体应力水平在竣工期和蓄水期基本均匀分布,未有应力水平大于 1.0 的区域,表明坝体内部不会有剪切破坏区。

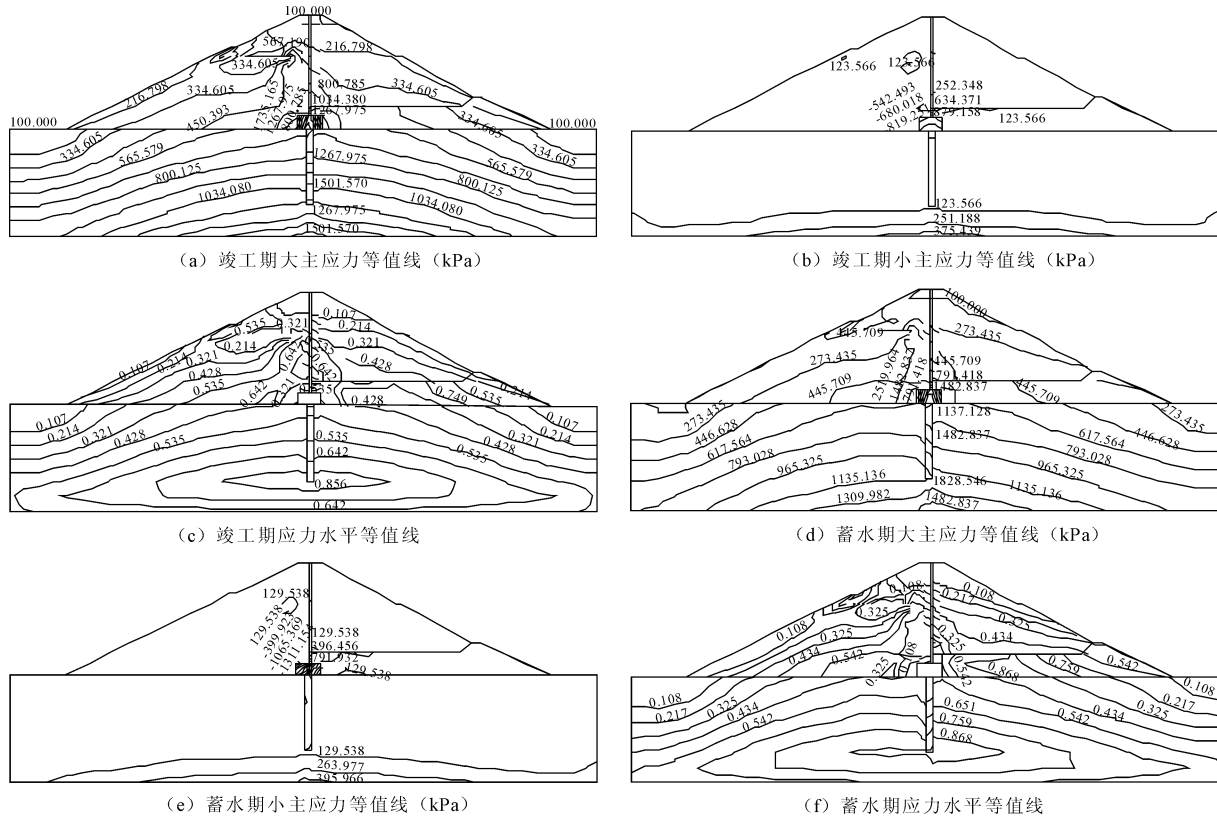


图 7 竣工期及蓄水期坝体大小主应力、应力水平等值线(应力单位: kPa)

3 结 语

本文通过对某水库沥青混凝土心墙坝在各工况水位下的渗流场以及竣工期和蓄水期的应力应变场有限元理论计算,计算结果与施工期大坝安全监测资料对比分析,克服了纯粹的理论计算与大坝实际运行状态的脱离。施工期理论计算结果与原型观测基本一致,表明理论计算可以有效模拟大坝施工,从而对蓄水期大坝渗流及应力变形进行了预测分析。分析表明坝体坝基的防渗效果较好,变形符合土石坝变化规律,心墙不存在“拱效应”现象,不会产生水力劈裂,坝体内部不会有剪切破坏区,大坝是安全的。

参考文献:

[1] 朱 晟. 沥青混凝土防渗体的力学特性研究与三峡茅坪溪土石坝安全分析[D]. 南京: 河海大学, 2005.

[2] 王为标, 张应波, 朱 悦, 等. 沥青混凝土心墙石渣坝的

有限元计算分析[J]. 水力发电学报, 2010, 29(4): 173-178.

[3] 汪明元, 周欣华, 包承纲, 等. 三峡茅坪溪高沥青混凝土心墙堆石坝运行性状研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(7): 1470-1477.

[4] 李炎隆, 李守义, 韩 艳, 等. 沥青混凝土心墙堆石坝有限元数值分析[J]. 水资源与水工程学报, 2013, 24(2): 38-42.

[5] 李志强, 张鸿儒, 侯永峰, 等. 土石坝沥青混凝土心墙三轴力学特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(5): 997-1002.

[6] 钟登华, 陈永兴, 常昊天, 等. 沥青混凝土心墙堆石坝施工仿真建模与可视化分析[J]. 天津大学学报, 2013, 46(4): 285-290.

[7] 张秀丽, 杨泽艳. 水工设计手册: 第 11 卷 水工安全监测[M]. 2 版. 北京: 中国水利水电出版社, 2013: 4-11.

[8] 李富强. 大坝安全监测数据分析方法研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2012.

(上接第 156 页)

- [9] 荣冠,朱焕春.茅坪溪土石坝沥青混凝土心墙施工期变形分析[J].水利学报,2003(7):115-119.
- [10] 张慧萍,赵迪,梁越.金佛山沥青混凝土心墙坝二维渗流计算分析[J].地下空间与工程学报,2014,10(2):449-454.
- [11] 刁志明,邓弟平,廖秀峰.金佛山沥青混凝土心墙坝有限元应力变形分析[J].水电能源科学,2013,31(5):55-58.
- [12] 王娟,李勋峰.金平沥青混凝土心墙堆石坝三维有限元数值分析[J].水电能源科学,2007,25(1):71-74.
- [13] 蔡新.混凝土面板堆石坝结构分析与优化设计研究[D].南京:河海大学,2005.
- [14] 中华人民共和国水利部.水工混凝土结构设计规范:SL191-2008[S].北京:中国水利水电出版社,2008.
- [15] 闻世强.茅坪溪沥青混凝土心墙堆石坝反演分析[D].南京:河海大学,2004.
- [16] 王科峰,彭立斌,王洪洋.尼尔基水利枢纽主坝沥青混凝土心墙变形监测[J].大坝与安全,2008(6):28-30.