

DOI: 10.11779/CJGE202006002

高土质心墙坝坝顶裂缝模拟方法及应用

吉恩跃^{1,2}, 陈生水^{1,2}, 傅中志^{1,2}, 张灿虹³

(1. 南京水利科学研究所, 江苏 南京 210024; 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 210029;

3. 南京工业职业技术学院, 江苏 南京 210046)

摘要: 土质心墙坝坝顶裂缝是目前高土石坝建设及运行中常遇到的病险, 其发生和发展大大增加了工程的安全风险。基于扩展有限元的位移模式提出了坝顶裂缝的模拟方法并将其运用到瀑布沟土质心墙坝坝顶裂缝模拟中。首先介绍了坝顶裂缝模拟方法的基本原理, 其后采用神经网络遗传算法对瀑布沟心墙坝典型监测点监测数据进行了反演, 采用反演得到的模型参数同时考虑筑坝料湿化、流变及固结, 进行了瀑布沟心墙坝坝顶裂缝模拟。结果表明: 采用反演参数计算得到的坝体变形与监测资料较为吻合; 蓄水后坝体最大沉降 3.27 m, 向上游最大水平位移 1.17 m, 上游堆石料湿化沉降最大达 0.48 m, 上游坝壳的湿化变形作用导致了坝顶上下游的不均匀变形; 模拟得到的坝顶裂缝首次发生在满蓄后, 距离坝轴线 4.75 m 位置处, 1 个月内裂缝扩展至 1.75 m 深度(坝顶填土内, 未扩展至心墙), 运行 10 a 间坝顶裂缝未发生实质性发展; 此外, 不考虑上游坝壳湿化时坝顶未有裂缝产生, 考虑湿化而不考虑流变时坝顶裂缝扩展深度最大为 1.25 m, 最大张开宽度为 2.7 cm。相关成果可为类似特高土质心墙坝工程预防坝顶裂缝的发生提供相关参照。

关键词: 土质心墙堆石坝; 坝顶裂缝; 模拟方法; 裂缝扩展

中图分类号: TV64

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)06-0997-08

作者简介: 吉恩跃(1989—), 男, 江苏盐城人, 高级工程师, 主要从事高土石坝安全评价、数值模拟方面研究。E-mail: eyji@nhri.cn。

Simulation method for crest cracks in high earth core rockfill dams and its application

JI En-yue^{1,2}, CHEN Sheng-shui^{1,2}, FU Zhong-zhi^{1,2}, ZHANG Can-hong³

(1. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 2. Key Laboratory of Earth-Rock

Dam Failure Mechanism and Safety Control Techniques, Ministry of Water Resources, Nanjing 210029, China; 3. Nanjing Institute of

Industry Technology, Nanjing 210046, China)

Abstract: The crest cracks are the common dangers during construction and operation of high earth core rockfill (ECRD) dams. The occurrence and propagation of the crack increases the safety risk of the project greatly. The simulation method for crest crack based on the displacement mode of the extended finite element method (XFEM) is put forward and introduced into the crack simulation of Pubugou ECRD. Firstly, the basic principle of the simulation method is introduced. Then, the measured data of typical monitoring points of Pubugou ECRD are inverted by using the neural network genetic algorithm. XFEM modelling of the 2-D model is conducted using the parameters obtained by inversion to reflect the wetting, rheological and consolidation of dam materials. The results show that the dam deformation is in good agreement with the monitoring data. The maximum settlement of the dam is 3.27 m after impoundment, the maximum upstream horizontal displacement is 1.17 m, and the maximum wetting settlement of upstream rockfill is 0.48 m. The wetting deformation and reservoir water pressure exert a certain dragging effect on the top of the dam, which directly leads to the crest cracks. The cracks at the top of the dam occur for the first time after full storage, 4.75 m away from the axis of the dam, and 1.75 m-deep cracks extend within one month (in the filling at dam top without extending to the core wall). The cracks on the top of the dam have not propagated substantially during 10 years of dam operation. The simulated results are close to the measured values.

Key words: earth core rockfill dam; crest crack; simulation method; crack propagation

0 引言

土质心墙坝因其良好的变形协调能力被广泛应用于复杂地形地质条件, 中国已投入运行的坝高 100 m

基金项目: 国家重点研发计划重点专项项目(2017YFC0404806); 国家自然科学基金项目(51809182, 51779152); 中国博士后科学基金项目(2018M630578); 中国博士后科学基金特别资助(2019T120444)
收稿日期: 2019-09-17

以上的土质心墙堆石坝数十座,一批 200 m 级的高土质心墙堆石坝已建成,另有多座 300 m 级的特高土石坝在建或拟建。近年来,随着筑坝技术的进步,越来越多不良坝址及筑坝料被选用,暴露出的工程问题也越来越多,尤以坝顶裂缝问题较为突出。

坝顶裂缝主要分为平行于坝轴线的纵向裂缝与顺河向的横向裂缝,近年的土石坝设计及施工中,通过在两岸设置高塑性黏土,产生横向裂缝的案例不多,但出现纵向裂缝的工程仍屡见不鲜,引起了广大研究人员的关注,如位于黄河中游干流上的小浪底斜心墙堆石坝(坝高 160 m),在其建成后的第 3 年发生了坝顶裂缝事故^[1],最大表面缝宽约 15 cm,平行坝轴线方向裂缝长 627 m,缝深为 2.6~3.9 m。大渡河流域的瀑布沟心墙堆石坝(坝高 186 m)在初次蓄水后坝顶下游侧出现了一条平行于坝轴线的裂缝^[2],缝长 230 m,最大缝宽约 5 cm,深度为 1.0~2.5 m。

如何模拟坝顶裂缝的产生及扩展过程,从而为相关工程提供预防坝顶裂缝发生的措施成为一个难题。一些学者采用离心模型试验来模拟坝顶裂缝的发生及演化过程,但由于实际工程中坝顶裂缝的表面张开宽度只有几厘米,在离心机的“时空压缩”效应^[3]下,模型中产生的裂缝只有数毫米,常规仪器较难观测到裂缝发展的整个过程。因此,数值方法是研究坝顶裂缝的有效途径。南京水科院最早提出了变形倾度法^[4]来判定土石坝裂缝的发生,依据大量实测数据,临界倾度值一般为 1%^[5]。基于此方法,一些学者将倾度法植入常规有限元法^[6-7],通过计算相邻节点间的倾度值来判断裂缝的发生,然而,计算得到的倾度值与网格节点间距有关,且不能模拟裂缝的扩展过程,因此该方法只能作为定性的判据。

目前,模拟裂缝扩展过程的手段主要为:①通过全面加密网格,按照一定的统计分布给不同的材料单元赋予不同的力学参数,以单元的破坏范围描述裂缝的扩展^[8];②采用弥散裂缝模型^[9],但该方法的计算结果依赖于网格的划分,且裂缝带网格过密会影响计算效率;③采用扩展有限元法^[10-11],其优势在于允许裂纹穿过单元,可以在粗网格上获得精确解答,裂纹扩展时无需重新划分网格。阮滨等^[12]采用扩展有限元对含初始裂缝的均质土坝坝顶扩展路径进行了模拟;吉恩跃等^[13]对简化平面模型进行了扩展有限元模拟,初步探讨了蓄水作用下坝顶裂缝的发生规律,但未考虑筑坝料流变及固结,上述成果表明扩展有限元在坝顶裂缝研究方面是可行的。

本文首先详细介绍了坝顶裂缝的模拟方法,其后采用神经网络遗传算法对瀑布沟心墙堆石坝典型监测点监测数据进行了反演,采用反演得到的模型参数同

时分别考虑筑坝料湿化、流变及固结,进行了瀑布沟心墙坝平坝顶裂缝模拟,最后基于计算结果及实测值,对瀑布沟心墙坝坝顶裂缝的产生原因及演化过程进行了详细分析。相关成果可为类似高土质心墙坝工程预防坝顶裂缝的发生提供相关参照。

1 坝顶裂缝的模拟方法

1.1 位移模式

扩展有限元的基本原理是基于单位分解的思想在常规有限元的框架内引入加强函数以反映位移的不连续性。为方便解释,图 1 分别给出了含裂缝及不含裂缝的 4 单元网格,内部圆圈内的数字代表单元号,其它则为节点号。

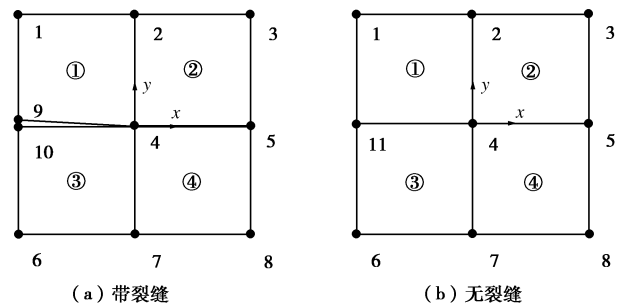


图 1 平面 4 单元网格

Fig. 1 Plane mesh of 4 elements

此处,定义表示位移的向量 k 和 l 分别为

$$k = \frac{u_9 + u_{10}}{2}, \quad (1)$$

$$l = \frac{u_9 - u_{10}}{2}, \quad (2)$$

式中, k 介于 u_9 和 u_{10} 之间, l 为 9 号和 10 号节点间位移的一半。

则可得

$$u_9 = k + l, \quad (3)$$

$$u_{10} = k - l. \quad (4)$$

常规有限元位移模式可以表示为

$$u(x) = \sum_{i=1}^n N_i u_i, \quad (5)$$

式中, N_i 为内部节点 i 的插值形函数, u_i 为节点 i 的自由度,任意一点插值形函数都应满足 $\sum_{i=1}^n N_i(x, y) = 1$ 。

将式 (3), (4) 代入式 (5) 可得

$$u^h = \sum_{i=1}^8 N_i u_i + k(N_9 + N_{10}) + l(N_9 - N_{10})H(x), \quad (6)$$

式中, $H(x)$ 为 Heaviside 跳跃函数,

$$H(x) = \begin{cases} 1 & (y > 0) \\ -1 & (y < 0) \end{cases}.$$

这样,图 1 (a) 带裂缝的位移场即可表示为

$$u^h = \underbrace{\sum_{i=1}^8 N_i u_i}_{\text{常规有限元位移}} + \underbrace{N_{11} u_{11}}_{\text{不连续富集函数}} + \underbrace{IN_{11} H(x)}_{\text{不连续富集函数}} \quad (7)$$

上述只是裂纹面的描述, 对于裂尖的位移场则引入渐进函数, 即裂纹完全穿过单元时, 用跳跃函数来加强这些节点, 而裂纹尖端周围的节点则由描述裂纹尖端的渐进函数来加强。如图 2 所示, 方形的节点用裂尖渐进函数来描述, 圆形的节点由跳跃函数来描述。

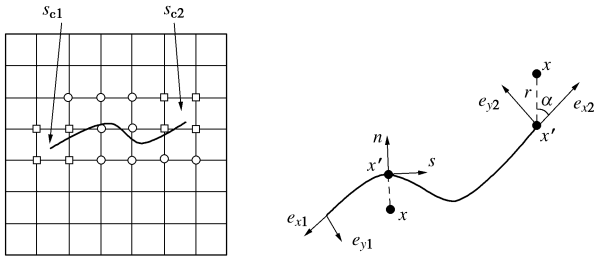


图 2 含裂缝单元集示意图

Fig. 2 Element set with initial crack

将上述不连续的位移场整合推广到统一形式, 可表示为

$$u = \sum_{i \in \epsilon_s} N_i(x) \left[u_i + \underbrace{H(x)\alpha_i}_{I \in S_h} + \sum_{l=1}^4 \underbrace{\psi_l(x)b_l^i}_{I \in S_c} \right] \quad (8)$$

式中, $N_i(x)$ 为常规节点位移形函数, u_i 为常规单元节点位移向量, α_i 为贯穿单元节点改进自由度, b_l 为裂尖单元节点的改进自由度。

ψ_l 为反映裂尖奇异性的渐进函数, 可以表示为 (针对各向同性材料)

$$\psi_l(x) = \begin{bmatrix} \sqrt{r} \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right), \sqrt{r} \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right), \sqrt{r} \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) \sin(\alpha), \\ \sqrt{r} \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) \sin(\alpha) \end{bmatrix} \quad (9)$$

式中, r, θ 为以裂尖为原点的极坐标系。

确定位移模式后即可和常规有限元方法一样根据虚功原理推导控制方程, 这里不再赘述。

1.2 本构模型

经过大量工程检验, 土石坝设计规范中推荐采用邓肯-张 (Duncan-Chang) 模型^[14]计算其应力变形特性, 简单起见, 本文采用 $E-v$ 模型, 切线弹性模量 E_t 表示为

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f(1-\sin\varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos\varphi + 2\sigma_3 \sin\varphi} \right]^2 K \cdot p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (10)$$

式中, K 为切线模量基数, n 为弹性模量指数, c 为黏聚力, φ 为内摩擦角, R_f 为破坏比, p_a 为大气压力。

在卸荷状态下堆石料的弹性模量 E_{ur} 可表示为

$$E_{ur} = K_{ur} p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (11)$$

式中, K_{ur} 为卸载弹性模量基数, n 为指数。

流变曲线随时间呈指数型衰减的规律符合 Merchant 黏弹性模型, 流变变形可以表达为

$$\varepsilon_t = \varepsilon_i + \varepsilon_f(1 - e^{-\alpha t}) \quad (12)$$

式中, ε_f 为最终流变量, α 为流变随时间衰减的指数 (第 1 天的流变量占总流变量之比)。

最终体积流变和最终剪切流变为

$$\varepsilon_{vf} = b \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^{m^1} + c \left(\frac{q}{p_a} \right)^{m^2} \quad (13)$$

$$\gamma_f = d \left(\frac{S}{1-S} \right)^{m^3} \quad (14)$$

上游堆石料湿化模型采用改进的沈珠江湿化模型, 湿化体积应变和剪应变为

$$\Delta \varepsilon_v^w = a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^c + bS \quad (15)$$

$$\Delta \varepsilon_s^w = D_w S / (1-S) \quad (16)$$

式中, a, b, c, D_w 为模型参数, S 为应力水平。

1.3 断裂准则

从目前的工程实测资料来看, 坝顶裂缝多为张拉型浅层裂缝^[15], 而浅层处土体应力水平通常较低, 产生剪切裂缝可能性不大, 因此采用最大主应力或最大主应变准则来判定心墙或坝顶填土张拉裂缝是否发生。鉴于目前的试验测量技术较难准确获得土体拉伸应变, 采用抗拉强度作为判定坝顶裂缝发生的条件, 可表示为

$$f = \left\langle \frac{\sigma_{tmax}}{\sigma_{tmax}^a} \right\rangle \quad (17)$$

式中 σ_{tmax}^a 为临界最大拉应力; $\langle \rangle$ 为 Macaulay, 表示在纯压缩应力作用下, 材料不会产生初始能量损失。当 $f > 1$, 即计算小主应力大于土料抗拉强度时, 裂缝随即发生。此外, 采用断裂能指标^[16] (试样承受拉伸载荷时裂缝扩展单位面积所需要的能量, 拉伸应力-应变曲线与横坐标所围面积) 来控制裂缝发展程度。

2 瀑布沟心墙坝工程概况及计算模型

2.1 工程实测资料分析

如图 3 所示, 瀑布沟水电站为砾石土心墙堆石坝, 上游坝坡 1:2~1:2.25, 下游坝坡 1:1.8, 坝顶宽度 14 m, 心墙顶高程 854.00 m, 顶宽 4 m, 上、下游侧坡度均为 1:0.25, 底高程 670.00 m, 底宽 96.0 m, 坝高 184 m, 属于已建成 200 m 级高土质心墙坝的典

型代表。大坝于 2007 年开始填筑，2009 年底填筑至坝顶高程，同时下闸蓄水，于 2010 年 8 月 26 日上午（第一次满蓄）发现坝顶裂缝，裂缝位于坝轴线下游约 5.5~6.0 m，发生在坝顶填土内，未深入心墙，裂缝基本平行于坝轴线，长约 230 m，最大缝宽约 5 cm。

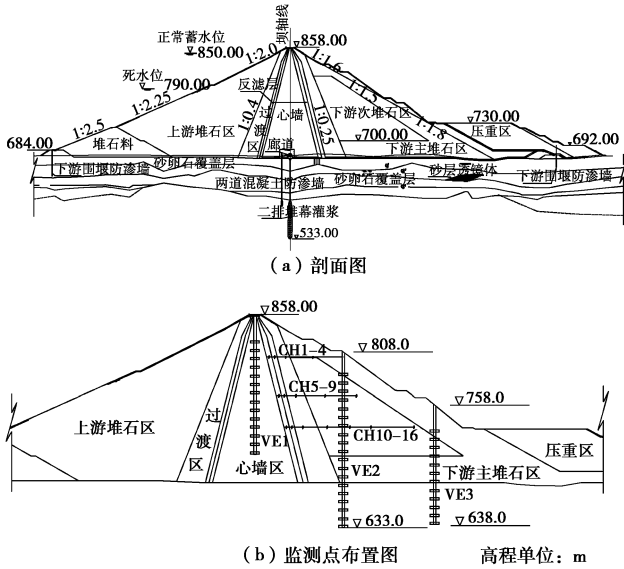


图 3 瀑布沟心墙坝典型剖面及监测点布置图

Fig. 3 Typical section and monitoring points of Pubugou earth core rockfill dam (ECRD)

图 3 中“CH”开头代表水管式沉降仪和水平位移计；“VE”代表电磁沉降仪。

依据监测仪器数据^[17]，图 4，5 给出了典型断面堆石体沉降、水平位移随坝体填筑过程和蓄水过程的变化曲线。可以看出坝体沉降随填筑高程的增加而增加，运行期沉降发展较缓，库水位变化对坝体沉降有一定滞后性；坝体水平位移则受库水位影响较大，特别是第一次满蓄过程中，监测点的水平位移最大增加了约 0.25 m，占到了总变位的 40%。总体来说，瀑布沟坝体沉降符合一般性规律，但下游次堆石区的沉降偏大（最大沉降约 2.5 m），表明其堆石料力学特性一般，蓄水后加上上游坝壳的湿化，有可能存在较大不均匀沉降，从而产生坝顶裂缝。

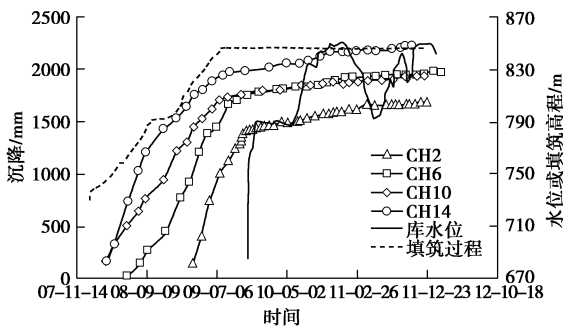


图 4 典型监测点沉降过程曲线

Fig.4 Settlement process curves of typical monitoring points

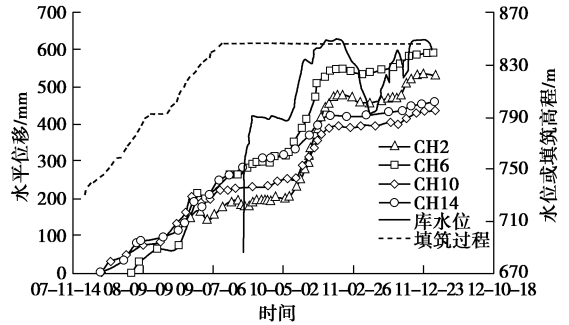


图 5 典型监测点水平位移过程曲线

Fig. 5 Curves of horizontal displacement at typical monitoring points

2.2 计算网格

取大坝最大典型断面(0+240)为计算断面，采用平面有限元网格，单元类型为 CPE4P（考虑筑坝料固结流变）。因本文重点研究目标为坝顶区域，网格中保留了原设计中路堤等结构，同时为精确模拟坝顶裂缝的扩展长度、路径等，在坝顶高程 10 m 深度内对原网格进行加密，保持单元基本为规则四边形并设置为富集区（可扩展自由度），节点间距离为 0.25 m，采用沙漏控制提高计算的收敛性。所用平面模型单元数 5709 个，节点数 5811 个，网格划分示意图如图 6 所示。

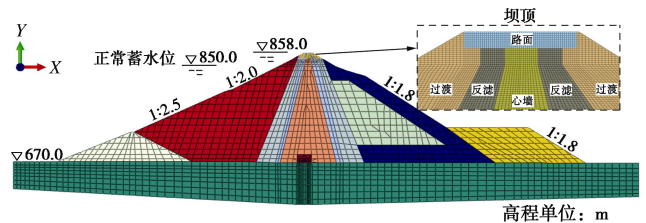


图 6 瀑布沟典型断面网格剖分示意图

Fig. 6 Plane mesh generation of typical section of Pubugou ECRD

按照大坝实际的施工顺序及水位变化过程（图 6 所示），采用 29 级分级加载：坝体分 21 级填筑，水荷载分 7 级施加，最后 1 级（保持满蓄状态）模拟大坝 10 a 后应力变形及坝顶裂缝发展情况。

2.3 计算参数

瀑布沟心墙坝自开建至今积累了大量的实测数据，为最大程度真实模拟大坝施工及运行期的应力变形性状，采用神经网络遗传算法^[17]对典型监测点（见图 4，5）监测数据进行反演，因篇幅有限，具体反演过程不再赘述，所得邓肯模型参数和流变参数分别如表 1，2 所列。

上游堆石料的湿化参数： $a=0.0000547$ ， $b=1.367$ ， $c=0.00341$ ， $D_w=0.00265$ 。

瀑布沟心墙坝坝顶下有 2 m 厚的路堤填土，其下心墙土质为宽级配砾石土，大于 5 mm 土料含量接近 50%，对于其抗拉强度，文献[18]中给出了糯扎渡、两

表 1 筑坝料邓肯 $E-v$ 模型参数列表

Table 1 Parameters of $E-v$ of construction materials

坝料	R_f	K	n	G	F	D	K_{ur}	$\varphi/(^\circ)$	$\Delta\varphi/(^\circ)$	c/kPa	$\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	$k/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$
上游主堆石	0.578	1068	0.52	0.390	0.06	5	1923	54	10	0	2300	1×10^{-3}
下游主堆石	0.578	1068	0.52	0.390	0.06	5	1923	54	10	0	2300	1×10^{-3}
下游次堆石	0.680	707	0.50	0.381	0.06	5	1230	51	10	0	2200	1×10^{-3}
下游盖重	0.680	700	0.52	0.320	0.06	5	1400	54	10	0	2300	1×10^{-3}
心墙掺砾料	0.552	677	0.42	0.394	0.01	8	1108	35	0	1.2	2300	7×10^{-8}
过渡层	0.520	1045	0.52	0.402	0.08	7	2089	50	6	0	2200	3×10^{-4}
反滤料	0.520	949	0.54	0.407	0.08	7	1818	48	6	0	2200	8×10^{-5}
高塑土	0.860	200	0.70	0.380	0.02	2	550	15	0	5	2000	7×10^{-8}
覆盖层	0.640	780	0.42	0.320	0.08	7	1500	48	6	0	1470	5×10^{-4}

表 2 筑坝料流变模型参数列表

Table 2 Rheological parameters of construction materials

坝料	$a/10^{-3}$	$B/10^{-3}$	$C/10^{-3}$	$D/10^{-3}$	m_1	m_2	m_3
上游堆石体	1.337	0.292	0.617	2.423	0.514	0.416	0.427
下游堆石体	1.334	0.229	0.557	1.933	0.408	0.365	0.482
下游次堆石体	1.234	0.388	0.637	2.606	0.848	0.455	0.542
下游盖重	1.234	0.388	0.637	2.606	0.848	0.455	0.542
心墙掺砾料	0.617	0.428	1.532	3.053	0.996	0.679	0.518
过渡层	1.440	0.324	0.609	5.514	0.679	0.409	0.551
反滤料	1.440	0.356	0.613	2.206	0.721	0.420	0.549
覆盖层	1.241	0.434	0.712	2.674	0.848	0.455	0.542

河口和如美心墙料的单向拉伸试验结果, 综合参考取其抗拉强度为 43 kPa; 同时, 依据对应的拉伸应力 - 应变曲线, 计算得到断裂能为 4.8 N/m。

3 计算结果分析

3.1 坝体变形分析

总体来说, 坝体竣工期及蓄水期的变形符合一般的土石坝应力变形规律。图 7 给出了竣工期坝体在自重作用下变形云图。从图 7 可以看出竣工期坝体最大沉降为 3.23 m, 最大值发生在心墙中下部; 下游次堆石区沉降变形较上游略大, 此规律与监测数据一致, 表明下游堆石质量较差。从坝体施工期水平位移云图可以看出, 上游堆石向上游最大顺河向位移为 0.60 m, 下游堆石向下游最大顺河向位移为 0.61 m。

蓄水期由于上游堆石料湿化和渗透体积力的影响, 坝体位移发生了较大的变化(图 8)。在水压力的作用下, 蓄水期堆石料向上游最大顺河向位移减小为 0.33 m, 下游堆石向下游最大顺河向位移增大为 1.17 m; 坝体最大沉降为 3.27 m(蓄水后上游堆石料改为浮容重), 最大沉降区域向上游移动。

为验证反演参数计算坝体变形的合理性, 选取了 CH6, CH14 两个监测点沉降实测值及计算值进行比

较, 从图 9 可以看出, 基于实测值的反演参数计算结果能够较为合理的反映坝体的实际变形, 此外, 由于考虑了施工期筑坝料的流变特性, 从坝体运行后 10 a 沉降曲线可以看出坝体沉降主要发生在施工期及蓄水后前 3 a, 运行后期坝体沉降很小, 符合流变的指数型发展规律。

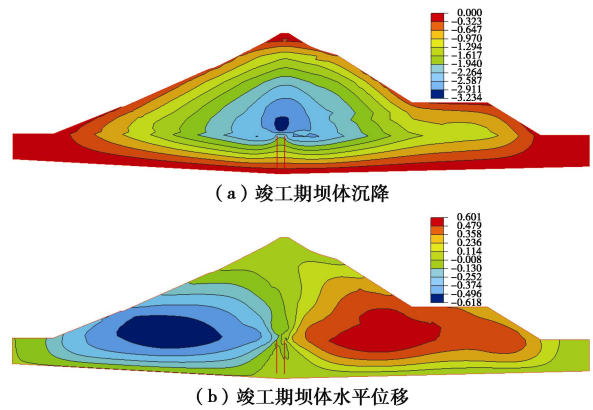


图 7 竣工期坝体变形云图

Fig. 7 Deformations of dam during construction period

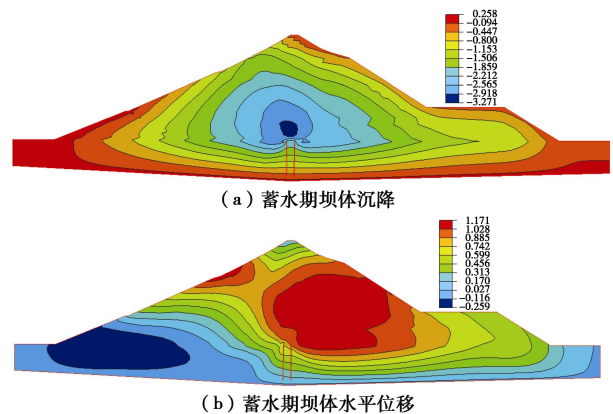


图 8 蓄水期坝体变形云图

Fig. 8 Deformations of dam during impoundment period

3.2 湿化变形分析

图 10 给出了上游坝壳湿化引起坝体变形云图, 可以看出上游堆石料产生的湿化沉降变形最大达到了 0.48 m, 位于上游坝面 4/5 处, 约占总沉降的 14.7%, 总体来说, 上游坝壳料的湿化变形较大。从湿化变形

总矢量图也可以看出，堆石料湿化作用下上游坝壳产生了明显的变形，坝顶上游侧变形最大，不难看出，湿化作用造成了坝顶上下游的不均匀沉降，易导致裂缝的产生。

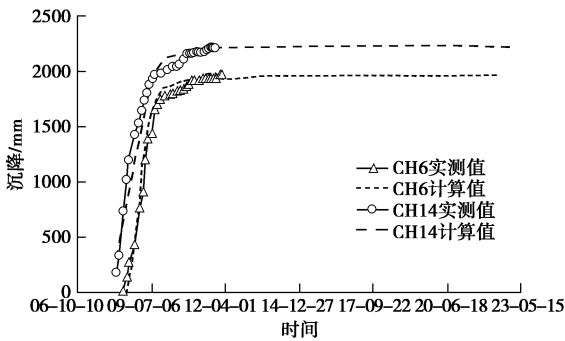


图9 典型监测点实测值与计算值比较曲线

Fig.9 Comparison curves between measured and calculated values of typical measuring points

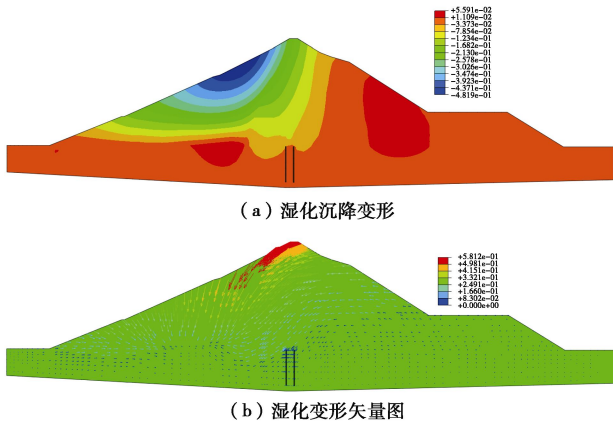


图10 上游坝壳湿化变形云图

Fig. 10 Wetting deformations of upper rockfills

3.3 坝顶应力分析

上节指出，因土心墙坝坝顶应力水平较低，坝顶裂缝体现为张拉裂缝，剪切产生的裂缝多发生在应力水平较高的不同材料接触面部位或位移较大的两岸河谷部位，因此采用坝顶小主应力作为判定坝顶裂缝发生的依据。图11给出了坝顶竣工期及首次满蓄后的坝顶小主应力云图，其中负值表示压应力，反之为拉应力。可以看出竣工后坝顶均为压应力，而首次满蓄后在湿化变形和水压力的共同作用下，坝顶向上游侧偏移，导致在坝顶下游侧（距离坝轴线约4.75 m处）出现了拉应力，且接近了其抗拉强度（43 kPa），表明此处已具备坝顶裂缝产生的力学条件。

图12为2011年1月28日坝顶区域的主应力迹线，可以看到大主应力基本沿着垂直方向，小主应力沿水平方向，红色虚线区域为拉应力区，在此位置土体水平向受拉伸，且在靠近坝顶表面位置，该水平向拉力大于竖向压力；同时该水平向拉力随着坝顶往下深度逐渐减小，由此可以推测裂缝开口宽度沿深度依

次减小，直至闭合，但由于裂缝扩展后的应力会发生调整，因此仅从图12难以预测裂缝扩展的具体深度和张开宽度。

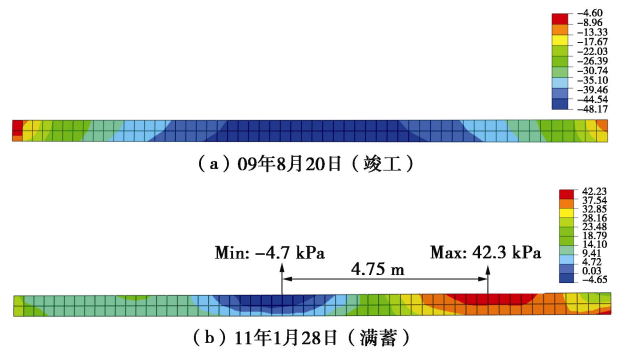


图11 不同时期坝顶小主应力云图

Fig. 11 Minor principal stresses of dam crest in different periods

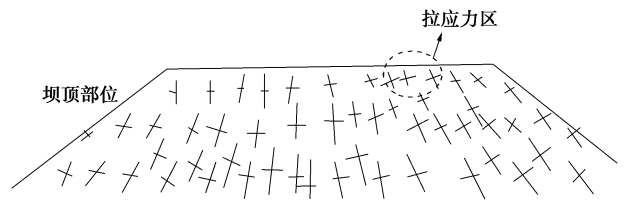


图12 蓄水期坝顶以下2 m深度范围内主应力迹线

Fig. 12 Stress trajectory of dam within 2 m depth below crest during impoundment period

3.4 坝顶裂缝产生及扩展过程

图13(a)~(g)为模拟得到的坝顶裂缝产生及扩展过程，坝顶裂缝首次发生在2011年1月30日，距离坝轴线约4.75 m位置处，1个月后裂缝扩展至1.75 m深度（在坝顶填土内，未扩展至心墙），宽度最大在10 cm以内。瀑布沟心墙堆石坝实际于2010年8月26日上午发现坝顶裂缝，裂缝位于坝轴线下游约5.5~6.0 m，基本平行于坝轴线，裂缝长约230 m，最大缝宽约5 cm，深度约为1~2.5 m，2.5 m深度以下无异常。可以看出计算得到的坝顶产生及发展情况能够较为实际的反映瀑布沟坝顶裂缝的实测结果。存在误差的原因一部分是因为计算所用本构模型的限制及计算参数的误差（主要体现在坝顶材料断裂参数上），另一方面模型本身为二维模型，且作了一定简化处理。

此外，计算结果表明，首次蓄水产生坝顶裂缝后，后续流变变形已较小，裂缝的发展极大的减小了不均匀沉降差引起的坝顶拉应力，因此计算得到裂缝在此后10 a间未发生实质性扩展。实际上，现场进行开挖回填处理后，未发现新的裂缝发生，表明坝体变形及裂缝发展已基本稳定。

为分析湿化变形和筑坝料流变对坝顶裂缝形成及发展过程的影响，分别进行了考虑流变不考虑湿化、考虑湿化不考虑流变方案下的坝顶裂缝模拟。计

算结果表明考虑流变不考虑湿化方案下大坝施工过程中及蓄水后坝顶均未出现拉应力, 因此未发生坝顶裂缝; 考虑湿化不考虑流变方案下大坝在第一次蓄水后即发生了坝顶裂缝, 但裂缝的扩展深度及张开宽度均比考虑湿化及流变的计算结果小。

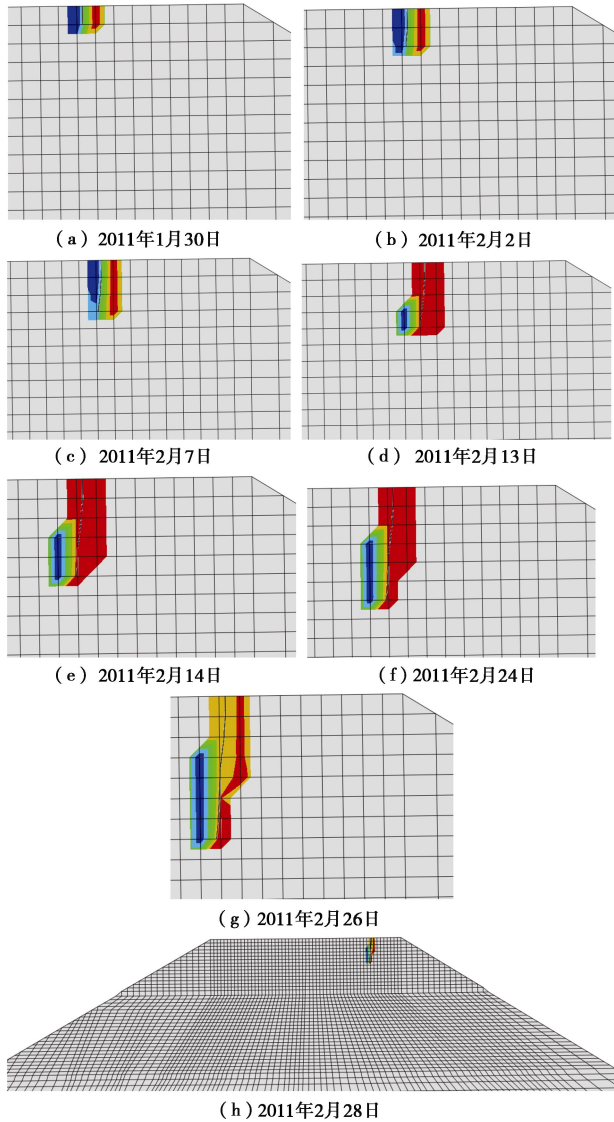


图 13 瀑布沟心墙坝坝顶裂缝发生及扩展过程

Fig. 13 Occurrence and propagation process of crest crack in Pubugou ECRD

图 14, 15 分别为考虑流变和不考虑流变下坝顶裂缝的扩展深度及坝顶表面张开宽度随时间变化曲线。可以看出, 不考虑流变时坝顶裂缝扩展深度最大为 1.25 m, 最大张开宽度为 2.7 cm; 考虑流变后, 由于下游次堆石区流变量较上游大, 进一步加剧了上下游的不均匀沉降, 因此坝顶裂缝扩展深度达到 1.75 m, 表面张开宽度也达到 4.1 cm。

上述计算分析表明: 瀑布沟土心墙坝坝顶张拉裂缝产生的直接原因是由于蓄水后上游堆石料过大的湿化变形, 导致坝顶上下游的不均匀变形, 使得坝顶达到了其极限抗拉能力, 而筑坝料的流变变形, 特别是

上下游堆石的不一致流变变形, 加剧了上下游的不均匀沉降, 使得坝顶裂缝进一步扩展。

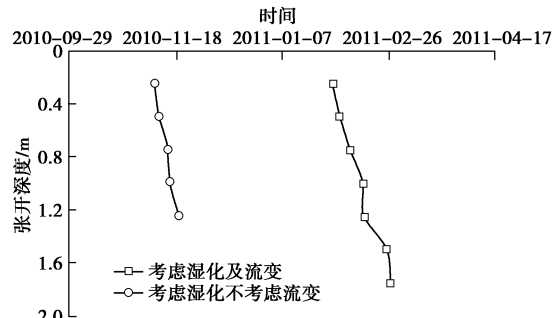


图 14 坝顶裂缝扩展深度随时间变化曲线

Fig. 14 Variation of propagation depth of crest cracks with time

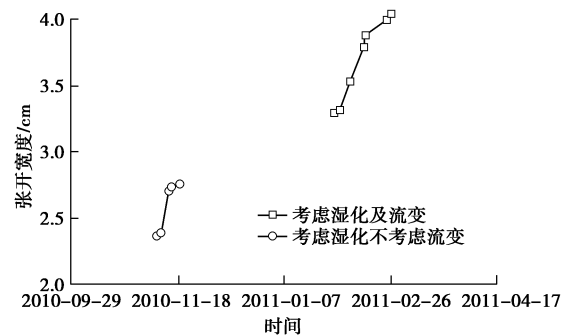


图 15 坝顶裂缝张开宽度随时间变化曲线

Fig. 15 Variation of opening width of crest cracks with time

4 结 论

(1) 将扩展有限元基本原理耦合到传统土石坝有限元计算框架内, 实现了高土质心墙坝坝顶裂缝发展过程的真实模拟。

(2) 模拟得到的坝顶裂缝首次发生在满蓄后, 距离坝轴线约 4.75 m 位置处, 1 个月内裂缝扩展至 1.75 m 深度 (坝顶填土内, 未扩展至心墙), 运行 10 a 间坝顶裂缝未发生实质性发展, 模拟结果与实测值较为接近。

(3) 考虑湿化而不考虑流变时坝顶裂缝扩展深度最大为 1.25 m, 最大张开宽度为 2.7 cm; 考虑流变后, 由于下游次堆石区流变量较上游大, 进一步加剧了上下游的不均匀沉降, 坝顶裂缝扩展深度达到 1.75 m, 张开宽度达 4.1 cm。

(4) 对于瀑布沟心墙坝而言, 其上游坝壳的湿化变形作用导致了坝顶上下游的不均匀变形, 从而直接诱发了坝顶裂缝的发生, 后续流变变形加剧了此不均匀变形, 使得坝顶裂缝进一步扩展。

参考文献:

[1] 刘世煌. 试谈覆盖层上水工建筑物的安全评价[J]. 大坝与安全, 2015(1): 46 - 63. (LIU Shi-huang. Safety assessment of hydraulic structures built on overburden layer [J]. Dam &

- Safety, 2015(1): 46 - 63. (in Chinese))
- [2] 林道通, 朱 晟, 邬铭科, 等. 瀑布沟砾石土心墙堆石坝初次蓄水期坝顶裂缝成因分析[J]. 水力发电, 2017, **43**(10): 56 - 61. (LIN Dao-tong, ZHU Sheng, WU Ming-ke, et al. Cause analysis of crest cracking of pubugou rockfill dam with a central gravelly soil core during first reservoir impounding[J]. Water Power, 2017, **43**(10): 56 - 61. (in Chinese))
- [3] 陈生水. 土石坝试验新技术研究与应用[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(1): 1 - 28. (CHEN Sheng-shui. Experimental techniques for earth and rockfill dams and their applications[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(1): 1 - 28. (in Chinese))
- [4] 南京水利科学研究所, 湖北水利局. 土坝裂缝及其观测分析[M]. 北京: 水利电力出版社, 1979: 28 - 87. (Nanjing Hydraulic Research Institute, Hubei Water Resources Department. Cracks in Soil Dams and Its Monitoring Analysis[M]. Beijing: Water Resources and Hydropower Press, 1979: 28 - 87. (in Chinese))
- [5] 李君纯. 土坝裂缝的简捷估算方法[J]. 水利水运科学研究, 1983, **3**: 1 - 11. (LI Jun-chun. Simplified methods for evaluating cracks in earth dam[J]. Hydro-Science and Engineering, 1983, **3**: 1 - 11. (in Chinese))
- [6] 彭 翀, 张宗亮, 张丙印, 等. 高土石坝裂缝分析的变形梯度有限元法及其应用[J]. 岩土力学, 2013, **34**(5): 1453 - 1458. (PENG Chong, ZHANG Zong-liang, ZHANG Bing-yin, et al. Deformation gradient finite element method for analyzing cracking in high earth-rack dam and its application[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(5): 1453 - 1458. (in Chinese))
- [7] ZHOU W, LI S L, MA G, et al. Assessment of the crest cracks of the Pubugou rockfill dam based on parameters back analysis[J]. Geomechanics and Engineering, 2016, **11**(4): 571 - 585.
- [8] TANG C A, LIANG Z Z, ZHANG Y B. Fracture spacing in layered materials: a new explanation based on two-dimensional failure process modeling[J]. American Journal of Science, 2008, **308**(1): 49 - 72.
- [9] 李全明, 张丙印, 于玉贞, 等. 土石坝水力劈裂发生过程的有限元数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(2): 212 - 217. (LI Quan-ming, ZHANG Bin-ying, YU Yu-zhen, et al. Numerical simulation of the process of hydraulic fracturing in earth and rockfill dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(2): 212 - 217. (in Chinese))
- [10] BELYTSCHKO T, BLACK T. Elastic crack growth in finite elements with minimal remeshing[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1999, **45**(5): 601 - 620.
- [11] JI E Y, FU Z Z, CHEN S S, et al. Numerical simulation of hydraulic fracturing in earth and rockfill dam using extended finite element method[J]. Advances in Civil Engineering, 2018. doi.org/10.1155/2018/1782686.
- [12] 阮 滨, 陈国兴, 王志华. 基于扩展有限元法的均质土坝裂纹模拟[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 2): 49 - 54. (RUAN Bin, CHEN Xing-guo, WANG Zhi-hua. Numerical simulation of cracks of homogeneous earth dams using an extended finite element method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S2): 49 - 54. (in Chinese))
- [13] 吉恩跃, 陈生水, 傅中志, 等. 土心墙堆石坝坝顶裂缝扩展有限元模拟[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(增刊 2): 17 - 21. (JI En-yue, CHEN Sheng-shui, FU Zhong-zhi, et al. Numerical simulation of crest cracks in an earth core rockfill dam using extended finite element method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(S2): 17 - 21. (in Chinese))
- [14] DUNCAN J M, CHANG C Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1970, **96**(5): 1629 - 1653.
- [15] 张 琰. 高土石坝张拉裂缝开展机理研究与数值模拟[D]. 北京: 清华大学, 2009. (ZHANG Yan. Mechanism Study and Numerical Simulation of Tensile Crack Propagation in High Earth and Rockfill Dam[D]. Beijing: Tsinghua University, 2009. (in Chinese))
- [16] JI E Y, CHEN S S, FU Z Z. Experimental investigation on the tensile strength of gravelly soil with different gravel content[J]. Geomechanics and Engineering, 2019, **17**(3): 271 - 278.
- [17] 姚福海, 杨兴国. 布沟砾石土心墙堆石坝关键技术[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2015. (YAO Fu-hai, YANG Xing-guo. Key Technology of Pubugou Gravel Earth Core Rockfill Dam[M]. Beijing: China Water Power Press, 2015. (in Chinese))
- [18] ZHANG B Y, LI Q M, YUAN H N, et al. Tensile fracture characteristics of compacted soils under uniaxial tension[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2014, **27**(10): 04014274.