

•水利工程•

DOI:10.12454/j.jsuese.202201095



基于改进流变元件模型的层状深厚覆盖层流变对 面板坝结构性能影响的数值分析

王 璠^{1,2}, 毛海涛^{1,2*}, 王晓菊¹, 侍克斌²

(1.山西农业大学 城乡建设学院, 山西 太原 030000; 2.新疆农业大学 水利与土木工程学院, 新疆 乌鲁木齐 830052)

摘要: 在深厚覆盖层上建造面板堆石坝, 除考虑水-土流固耦合外, 还应考虑坝基流变的影响。为了更好地模拟坝基流变对大坝及渗控体系的真实受力, 基于深厚覆盖层所呈现出的层状特性, 首先改进新的流变元件模型H-KS以适应层状覆盖层, 然后借助Comsol建立流变与流固耦合模型, 最后按时间顺序计算了河口村面板坝各阶段的力学指标, 分析了坝基流变对大坝及防渗体系的影响。结果表明: 对于各向异性明显的层状坝基, 采用H-KS流变模型能较好反映大坝各阶段的应力、变形和渗流实际情况, 误差均在5%以内; 计算结果相比不考虑流变的Duncan E-B模型, 应力和变形均增大11.8%以上, 部分增量对大坝结构的安全稳定造成影响; 填筑期的沉降和应力总量占比达70%以上, 但单位时间增量却较小, 如沉降增量仅为0.015 m/月; 蓄水期的岩土体流变及流固耦合作用对大坝各部位强度和刚度影响最大, 应力及沉降增长率分别为0.02 MPa/月、0.038 m/月; 运行期的各指标增长率逐渐趋缓, 最终趋于稳定, 但变形和应力增量可能会导致主要结构失稳或破坏。混凝土面板-趾板-连接板-防渗墙是完整、有效的渗流控制体系, 坝基流变导致防渗墙上部水平位移增大, 整体强度降低; 趾板和面板在中部有受弯破坏的趋势。层状岩土体流变具有时效性, 该层状坝基的流变在蓄水后2~3 a间基本完成, 相应指标也趋于稳定。研究结果对层状覆盖层上的面板坝安全稳定体系的建立提供了理论支持。

关键词: 深厚覆盖层; 坝基流变; 流变模型; 防渗系统

中图分类号: TV641.4

文献标志码: A

文章编号: 2096-3246(2024)04-0216-13

当前, 水电开发常遇到深厚覆盖层, 大多呈层状分布, 在其上建造面板堆石坝, 覆盖层与坝体和防渗系统之间的相互作用是最为关键的问题之一^[1]。地基流变和流固耦合效应对面板堆石坝应力、变形及防渗结构的影响需要深入研究。

对于土石料流变问题, 通常采用流变元件模型分析^[2]。模型主要有Maxwell模型、Burgers模型^[3]、Kelvin模型、Bingham模型^[4]、理想黏弹塑性体^[5]、西原模型^[6]等。这些模型通过基本元件的串联和并联描述岩土介质的流变特性, 建立反映岩土应力-变形-时间的本构模型, 能较好反映岩土黏弹塑性性

质, 但不能反映岩土的加速蠕变阶段。鉴于此, 许多学者对改进流变元件模型进行了研究, 如: 徐鹏等^[7]将提出的裂隙塑性元件与传统Burgers模型相结合, 组成改进的Burgers模型, 通过与三轴试验对比, 验证了改进模型的正确性和合理性; 唐皓等^[8]基于分数阶微积分及改进弹塑性体的流变模型, 得到一种新的三元件流变模型, 通过与大理岩单轴蠕变试验对比, 验证了该模型具有较好的模拟精度及良好的应用前景; 高子璐等^[9]通过在西原模型上引入一个非线性流变元件, 得到改进的六元件西元模型, 由实测数据反演得到岩石黏弹塑性蠕变参数, 并通过与实测数据

收稿日期:2022-10-11 修回日期:2023-04-06 网络出版日期:2023-05-10

基金项目:国家自然科学基金青年基金项目(42207102); 山西省自然科学基金面上项目(202103021224151; 202103021223132); 山西农业大学省改革高层次人才引进项目(2021XG009); 山西省水利科学技术研究与推广项目(2024GM33)

作者简介:王 璠(1990—), 女, 硕士。研究方向: 水利水电及水工结构。E-mail: Wfanyu@163.com

*通信作者:毛海涛, 教授, E-mail: maohaitao1234@163.com

对比验证该模型的合理性;李德建等^[10]将非正常元件引入Burgers模型中,用于描述分级加卸载蠕变试验过程,并对分级加卸载蠕变试验的全过程进行了计算机仿真模拟。上述对流变元件模型^[11]的研究表明,模型越复杂,元件越多,参数就越多,模型数值计算就越困难。

一般对覆盖层的变形计算主要采用非线性弹性模型及弹塑性模型,这两种模型基本能够反映坝基的变形特性,但无法描述变形与时间的对应关系^[12]。目前,国内外许多学者进行了地基流变对面板坝结构性能的影响研究。Gan^[13]、Beiranvand^[14]等分别进行了考虑堆石流变的数值分析,评价了在考虑地基流变效应的情况下,覆盖层地基上面板堆石坝应力特性及地基对大坝和防渗结构的影响;李习平等^[15]采用非线性拟合方法,研究岩土料蠕变特征和长期强度,分析比较了H-K模型和Burgers模型的拟合值与试验数据的关系,验证了H-K模型的适用性;王瑞骏等^[16]结合工程实际资料,采用流变模型,运用有限元分析法,研究了堆石流变对坝体结构的影响;李永澍^[17]通过Burgers模型分析计算堆石料流变特性,进行考虑堆石料流变特性的面板堆石坝应力变形及面板脱空研究;夏飞等^[18]基于不同流变模型,利用免疫遗传算法对堆石料流变参数进行反演,对比分析结果表明增量流变模型的合理性。通过对以往土石料流变模型的研究发现,H-K模型能较全面地反映岩土弹性、蠕变、松弛变形特性。但在此类研究中,对象多为单一-岩土材料,将覆盖层结构作为整体,忽略了其多层且各层性状不一的特性,而将其流变参数作“均一”处理,计算结果与实际差异较大。

综上,对H-K模型进行改进,建立新的元件模型H-KS以适应层状覆盖层的特点,并以河口村面板坝为例,以填筑期实测数据反演模型计算参数,通过室内三轴蠕变试验验证参数的合理性,考虑填筑期流变、蓄水运行期流固耦合及流变效应,利用多场耦合Comsol Mulphytics建立层状覆盖层上大坝在施工期、蓄水期及运行期各阶段的计算模型,结合实测数据验证模型的准确性,进而全面评价层状覆盖层流变对坝体、坝基及主要结构的影响,旨在为类似工程提供理论支持。

1 数值模型

1.1 层状覆盖层H-KS模型

层状覆盖层这种散粒体在自重、坝体及水压力作用下,其变形包含弹性、塑性、黏弹性3个分量。时间效应上可分为两部分:一部分加荷后立即产生,是变形的主要部分;另一部分在较长时间内持续发展,

反映了岩土料具有蠕变性质^[19]。

对于单一岩土层,H-K模型可描述弹性、蠕变(不无限变形)、松弛(应力不至为零)特性,能较全面地反映岩土变形特性。该模型是由一个弹性模量为 E 的弹性元件(H)和Kelvin(K)体串联而成,其中,Kelvin体是由一个弹性模量为 e 的弹性元件和一个黏滞系数为 η 的黏性元件并联而成。模型本构关系^[20]为:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \frac{\sigma}{e}(1 - e^{-\frac{e}{\eta}t}) \quad (1)$$

式中, ε 为应变, σ 为应力, t 为加载时间。

对于层状覆盖层,各层岩土体特性差异较大,蠕变变形也各不相同,采用H-K模型不能较好反映覆盖层整体蠕变特性。

在H-K模型基础上添加若干个Kelvin体,以每个Kelvin体表征一层岩土体,形成层状坝基流变计算新模型(以下简称H-KS模型),其计算简图如图1所示。图1中: E 为弹性模量; e_1, e_2, \dots, e_n 分别为对应各层蠕变模型弹性模量; $\eta_1, \eta_2, \dots, \eta_n$ 为对应各层蠕变模型黏滞系数。

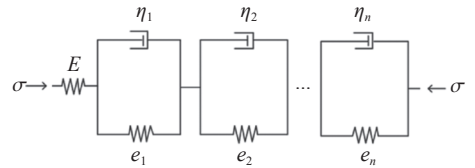


图1 坝基H-KS流变模型

Fig. 1 H-KS rheological model of dam foundation

则总应变 ε_t 等于各基本元件的应变之和,表达式为:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_s + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \dots + \varepsilon_n = \varepsilon_s + \sum_{i=1}^n \varepsilon_i \quad (2)$$

式中: ε_t 为总应变; ε_s 为不随时间变化的弹性应变; $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \dots, \varepsilon_n$ 分别为对应各层岩土的蠕变应变。

联立式(1)和(2),得到模型应变随时间的变化关系为:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \sum_{i=1}^n \frac{\sigma}{e_i}(1 - e^{-\frac{e_i}{\eta_i}t}) \quad (3)$$

上述模型除了受模型性质参数 E, e_i, η_i 等影响,还受材料性质的泊松比 ν 、渗透系数 r 、孔隙率 ν 等影响。

1.2 流固耦合

在考虑坝基土石料流变性的基础上,蓄水运行期间渗流场对坝基的影响也不容忽略。本文基于多孔介质渗流理论,采用Comsol Mulphytics实现渗流-应力耦合计算。流体连续性控制方程^[21]为:

$$\rho S \frac{\partial H}{\partial t} - \nabla \rho \left[\frac{k}{\mu} (\nabla P_f + \rho g \nabla D) \right] = -\rho \alpha_B \frac{\partial}{\partial t} \varepsilon_{\text{vol}} \quad (4)$$

式中, ρ 为液体密度, S 为多孔介质存储系数, H 为总水头, P_f 为流体孔隙压力, k 为渗透率, μ 为液体动力黏度, g 为重力加速度, D 为位置水头, α_B 为比奥固结参数, ε_{vol} 为多孔介质体应变。

多孔介质孔隙变形方程^[22]为:

$$\begin{cases} \boldsymbol{\Omega} = \mathbf{C}\boldsymbol{\Sigma} - \alpha_B P_f \mathbf{I}, \\ P_f = M(\zeta - \alpha_B \varepsilon_{\text{vol}}), \\ P_m = -K_s \varepsilon_{\text{vol}} + \alpha_B P_f \end{cases} \quad (5)$$

式中, $\boldsymbol{\Omega}$ 为柯西应力张量, \mathbf{C} 为弹性矩阵, $\boldsymbol{\Sigma}$ 为应变张量, \mathbf{I} 为单位矩阵, ζ 为多孔介质中流体含量的变化值, P_m 为土颗粒的体积变化, K_s 为固体的弹性模量, M 为 Biot 模量。

2 工程实例分析

2.1 工程概况

河口村水利枢纽由混凝土面板堆石坝、泄洪洞、溢洪道及引水发电系统等建筑物组成。堆石坝最大坝高 122.5 m, 坝长 530.0 m, 坝顶高程 288.5 m, 水库正常蓄水位 275 m; 上游坝坡 1.0:1.5, 下游综合坝坡 1.000:1.685。坝体从上游依次由混凝土面板、垫层区、过渡料、主堆石、次堆石和下游块石护坡等组成。坝基覆盖层约 40 m 下设混凝土防渗墙, 其底部嵌入基岩内。

2.2 覆盖层特性

大坝所在的“U”形河谷覆盖层地质条件复杂, 岩性为含漂石及泥的砂卵石层, 夹 4 层连续性不强的黏性土及若干砂层透镜体。根据颗粒组成及物理力学性质等的差异, 将覆盖层分为 3 层: 1) 含漂石卵石层 (alQ_4^{3-3}), 自河床至高程 163 m, 厚 10 m 左右; 2) 含

漂石砾石层 (alQ_4^{3-2}), 高程 163~152 m (即第 2 层与第 3 层黏性土间), 厚 10 m 左右; 3) 含漂石砂卵石层 (alQ_4^{3-1}), 高程 152 m 以下至基岩, 厚度为 10~15 m。基岩浅层为风化基岩, 帷幕灌浆穿过浅层风化基岩底线进入深层基岩。覆盖层各层粒径分布情况如图 2 所示。

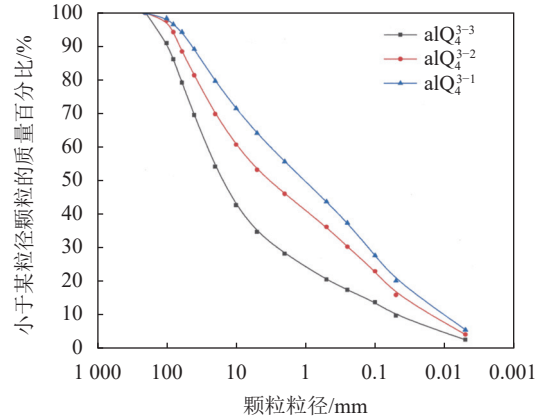


图 2 覆盖层粒径分布

Fig. 2 Particle size distribution of overburden

由图 2 可知, 覆盖层颗粒粒径在 0.005~200.000 mm 间, 可得 alQ_4^{3-3} 、 alQ_4^{3-2} 、 alQ_4^{3-1} 3 层粒径不均匀系数分别为 675、566、350。

2.3 地基处理及监测系统布置

覆盖层含漂、卵石比重大, 粒径分布范围广, 高渗透性及各层压缩性质差异大。为满足地基承载力要求, 上游主堆石区坝基 (D0+00~D0+50) 为高压旋喷桩处理区, 间距从上至下采用 2、3、4 m 3 级过渡; 坝基 (D0+50~D0+180) 为挖除换填区, 挖除覆盖层表层及浅层透镜体, 置换级配碎石; 下游次堆石区 (D0+180~D0+364) 表层局部挖除, 坝后压坡区为原始地貌。具体处理及监测布置如图 3^[23] 所示。

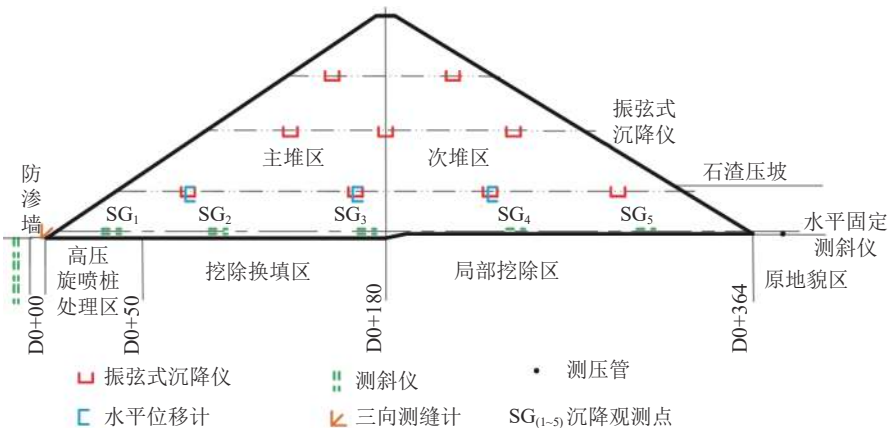


图 3 坝基处理及监测布置^[23]

Fig. 3 Dam foundation treatment and monitoring arrangement^[23]

从图 3 中可知: 为了监测坝基沉降, 在高程 173 m 处安置埋设 1 组水平固定测斜仪。坝体沉降方面, 在

高程221.5、241.5及260.0 m处安装振弦式水管沉降仪;渗流方面,在高程173 m处下游方向安装1套测压管。除此之外,在防渗墙及连接板、连接板及趾板、趾板及面板和面板间设置测缝计,并在重要部位设置土压力计及应力计等。

2.4 防渗体系

大坝采用面板-趾板-连接板-防渗墙的防渗系统。面板由上而下呈线性变化,顶部厚0.30 m,底部最大厚度为0.72 m;趾板采用平趾板形式,两岸趾板全部坐落在较坚硬完整的弱风化基岩上,河床部位连接板+趾板坐落在覆盖层上,连接混凝土防渗墙和面板,宽度分别为4.0和6.5 m,厚度均为0.9 m;防渗墙平行于坝轴线,厚1.2 m,顶部长112.0 m;防渗墙最大深度为30.0 m,墙底嵌入基岩1.0 m,采用C25混凝土,轴向抗拉、压强度分别为1.27、11.90 MPa。

2.5 工程问题及模拟考量

对覆盖层上的面板堆石坝,流变是导致面板脱空、面板部分破碎、防渗墙结构变形过大、坝体结构

失稳等的主要原因之一。采用数值模拟进行分析计算时,应考虑:大坝填筑期的坝基流变瞬时效应;填筑完成后,进入蓄水运行期,由于水的加入,水土作用即产生流固耦合效应,此阶段同时伴随着土石流变效应。因此建立计算模型应同时考虑坝基流变及流固耦合效应。

3 模型参数

3.1 坝基模型

3.1.1 参数取值

针对河口村面板坝具体工程特性,通过室内外试验结合各岩土层泊松比 n 、渗透系数 r 、孔隙率 v 等材料性质参数;利用改进流变模型的数学公式,结合坝体填筑期沉降监测数据,通过反演计算得到各岩土层的弹性模量 E_i 、蠕变模型弹性模量 e_i 、蠕变模型黏滞系数 η_i 等计算参数,得到河口村面板坝覆盖层H-KS模型的计算参数如表1所示。

表1 河口村面板坝覆盖层H-KS模型计算参数

Tab. 1 Calculation parameters of H-KS model for overburden layer of Hekoucun concrete face rockfill dam

覆盖层	密度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	弹性模量/MPa		$\eta_i/10^{17}$	n	$r/(10^{-4}\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$	v
		E_i	e_i				
1)	19.4	50.55~55.03	7.6	13.0	0.43	6.5	0.23
2)	18.6	58.33	13.9	4.2	0.40	4.9	0.30
3)	21.2	60.07	6.4	30.0	0.46	5.7	0.19

3.1.2 参数验证

为了验证坝基各层岩土蠕变参数取值的合理性,确保数值模型计算结果的准确性,将反演计算参数与各层土石料室内流变试验参数进行对比,如表2所示。

表2 流变参数取值对比

Tab. 2 Comparison of rheological parameter values

覆盖层	反演参数		试验参数	
	$\eta_i/10^{17}$	e_i/MPa	$\eta_i/10^{17}$	e_i/MPa
1)	13.0	7.6	11.96	8.16
2)	4.2	13.9	3.65	11.09
3)	30.0	6.4	26.78	5.65

由表2可知,反演、试验二者得到的参数取值规律基本一致,数值大小之间略有差异,差距约10%,但同一参数量级上无差别,这表明采用反演计算来确定H-KS模型参数是可行的。

3.2 坝体模型

河口村面板坝坝料三轴试验结果表明:1)试件压缩性随着轴向应变的增大而减小;2)偏应力和轴向应变曲线随围压的增加而增加。Duncan E-B非线性

弹性模型能较准确描述堆石料的体积应变行为。该模型的两个基本变量分别是切线杨氏模量 E_t 及切线体积变形模量 B_t ,表达式^[24]为:

$$E_t = K P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n (1 - R_f S_t)^2 \quad (6)$$

$$B_t = K_b P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^m \quad (7)$$

对于非黏性土, $c=0$, φ 由下式计算:

$$\varphi = \varphi_0 - \Delta\varphi \lg \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right) \quad (8)$$

式(6)~(8)中, P_a 为大气压, σ_1 、 σ_3 分别为大、小主应力, K 、 K_b 分别为杨氏模量系数和体积模量系数, n 为弹性模量指数, m 为体积模量指数, R_f 为破坏比, S_t 为应力水平, c 、 φ 为抗剪强度指标, φ_0 为初始内摩擦角。

混凝土结构(混凝土面板、趾板、连接板、防渗墙)均采用线弹性模型,其密度、弹性模量、泊松比及渗透系数分别取 2.4 g/cm^3 、28 GPa、0.167及 $1\times 10^{-12}\text{ m/s}$ 。模型各计算参数见表3, K_{ur} 为反应土体卸载的参数。

表 3 河口村大坝3维有限元分析材料设计参数

Tab. 3 Material design parameters for three dimensional finite element analysis of Hekou village dam

材料	$\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	K	K_{ur}	n	R_f	φ_0	φ	K_b	m
垫层料	23.0	1 250	2 500	0.45	0.85	55	12	500	0.28
过渡料	23.0	1 200	2 400	0.48	0.90	54	12	500	0.28
主堆石	21.5	1 150	2 300	0.35	0.83	53	13	500	0.28
次堆石	20.5	1 000	2 000	0.25	0.81	52	12	450	0.20
石碴	20.5	1 000	1 250	0.30	0.75	45	0	550	0.28

3.3 模型的实现

为准确反映大坝蓄水后岩土体的变形特性,在上述H-KS、DuncanE-B模型基础上,考虑渗流场影响,采用Comsol有限元仿真几何模型,如图4所示。覆盖层底部和两侧设置为固定边界且为不透水边界;上部坝体两侧设置为固定边界,水头边界由工况而定,水位线以下部分为饱和状态,以上为非饱和状态。

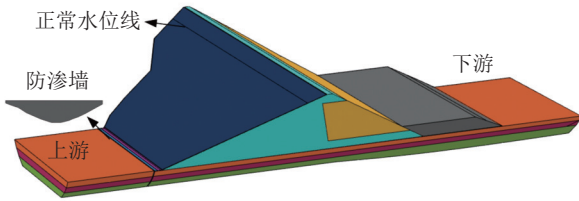


图 4 几何模型

Fig. 4 Geometric models

为有效地模拟和评价大坝实际填筑、蓄水和运行过程中的变形和渗流等特性,在填筑及蓄水过程均采用逐级加载的方式。模型在覆盖层初始地应力平衡后开始填筑,填筑期以每层施工时间作为时间增量,每层填筑荷载用一次施加来模拟,产生的应力及应变再结合时间步长,利用坝基流变模型进行修正。修正后的单元应力和应变作为该层平衡后的应力和应变,新加荷层在此基础上增加,打破原有平衡进入新的迭代计算;蓄水期将竣工后的应力应变作为初值,按分级蓄水的时间步长,分别计算各级水荷下的应力应变,计算方法与施工期类似。每级蓄水需注意在下一级施加水压力时,上一级荷载已蓄水部位的水压力也要增加^[25];运行期将蓄水后的应力应变作为初值,进而确定大坝在正常蓄水后的长期工作状态。

在Comsol中计算时将施工期和蓄水期共分为32级,拟定每级2个月;蓄水完成后,结合大坝实际运行资料,得到正常水位、洪峰期、枯水位等的年平均时间,按时间顺序循环设置各时段,正常运行5 a。本文计算了大坝的3个阶段,以下简称阶段1(0~60个月)、阶段2(60~64个月)、阶段3(65~125个月),共125个月。

4 结果分析

4.1 大坝整体应力

4.1.1 应力分析

各工况末的应力分布如图5~7所示。

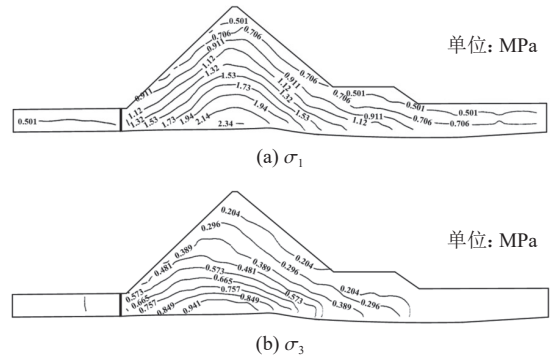


图 5 阶段1末应力剖面等值线

Fig. 5 Stage 1 contour line of the end stress profile

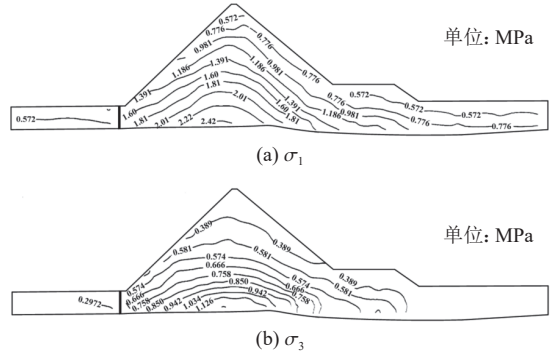


图 6 阶段2末应力剖面等值线

Fig. 6 Stage 2 contour line of the end stress profile

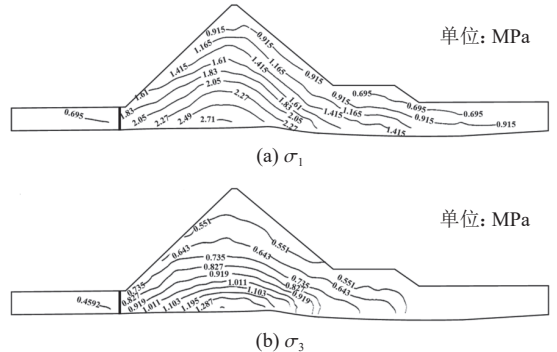


图 7 阶段3末应力剖面等值线

Fig. 7 Stage 3 contour line of the end stress profile

由图5~7可知,按时间先后顺序,阶段1、2、3末的 σ_1 峰值分别为2.34、2.42、2.71 MPa,差额为0.08、0.29 MPa,增量较大。其中:蓄水期应力平均增量为0.020 0 MPa/月,运行期应力增量0.004 8 MPa/月;同理蓄水期和运行期 σ_3 峰值增量分别为0.046 3、0.002 7 MPa/月。可见,除施工期外,在蓄水阶段随着水位的上升,蓄水对大坝应力的影响较为明显;蓄水完成后,大坝运行期间,随着岩土体的流变,大坝应力持续增长,增长幅度趋缓。各阶段应力峰值随时间的变化如图8所示。

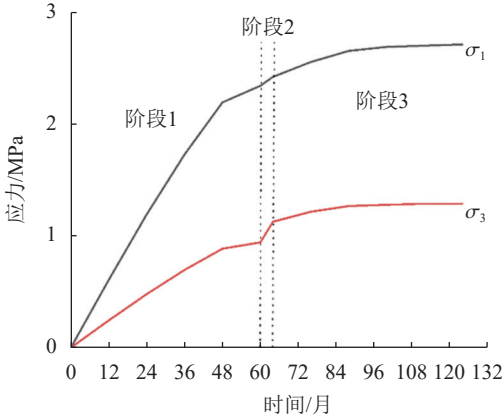


图8 应力峰值随时间变化过程线

Fig. 8 Process line of the peak stress with time

图8表明:各阶段应力的增长率大小为阶段2>阶段1>阶段3;其中,在第96个月(运行期的第3年)大坝应力基本趋于稳定。

4.1.2 流变对大坝应力的影响

将本文模型计算结果与不考虑流变的Duncan模型在各工期应力峰值计算结果对比,如图9所示。

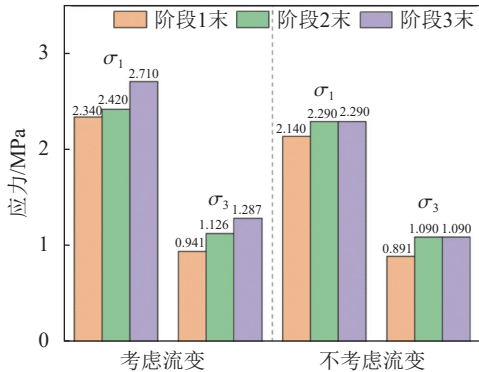


图9 各工期应力峰值对比

Fig. 9 Comparison of stress peak during each construction period

由图9可知:在阶段1考虑流变时的应力值均比不考虑流变的应力值大, σ_1 、 σ_3 峰值的差值分别为0.200和0.050 MPa。在阶段2,考虑流变的 σ_1 、 σ_3 峰值略有增加,差值分别为0.130和0.036 MPa;因不考虑流变,Duncan模型在阶段2末的应力值和阶段3

段末的应力值相同。实际上,由于材料的流变特性,应力在施工期还会持续增长,从应力峰值上看,本文模型计算结果比不考虑流变模型计算结果最终应力极值结果分别增大0.420和0.197 MPa。

4.2 大坝变形分析

4.2.1 位移计算分析

图10、11、12为阶段1、2、3末大坝位移结果。

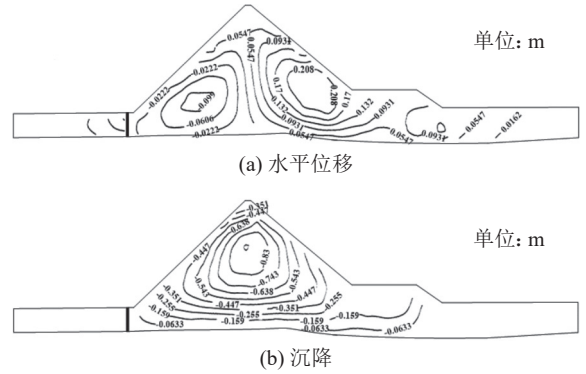


图10 阶段1末水平位移、沉降等值线

Fig. 10 Horizontal displacement and settlement contour lines at the end of Stage 1

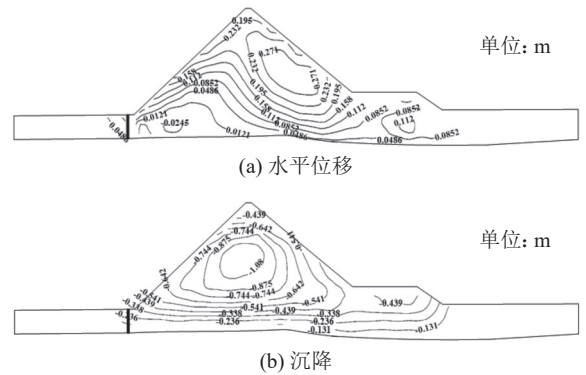


图11 阶段2末水平位移、沉降等值线

Fig. 11 Horizontal displacement and settlement contour lines at the end of Stage 2

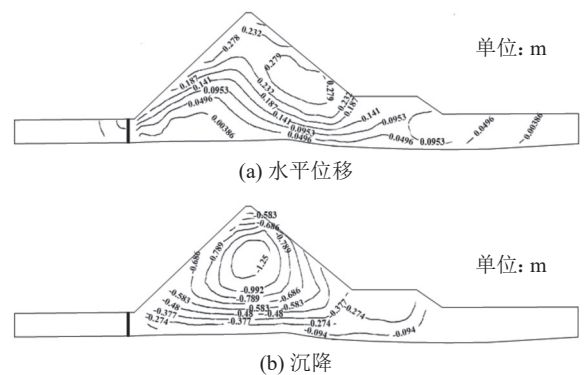


图12 阶段3末水平位移、沉降等值线

Fig. 12 Horizontal displacement and settlement contour lines at the end of Stage 3

由图10~12可知:水平位移在阶段1基本以坝轴线为界,向上、下游位移(H_u 、 H_d)最大值分别为0.10、

0.21 m; 在阶段2, 随着蓄水位的上升, 坝体大部分区域水平位移向下游偏移, 此时最大值为0.27 m, 到阶段3末, 达到0.28 m。此外, 3个阶段中, 最大沉降量分别为0.93、1.08及1.25 m。其中, 蓄水期的增量为0.038 m/月, 运行5 a期的平均增量0.003 m/月。以沉降和水平位移为例, 绘制位移随时间的变化如图13所示。

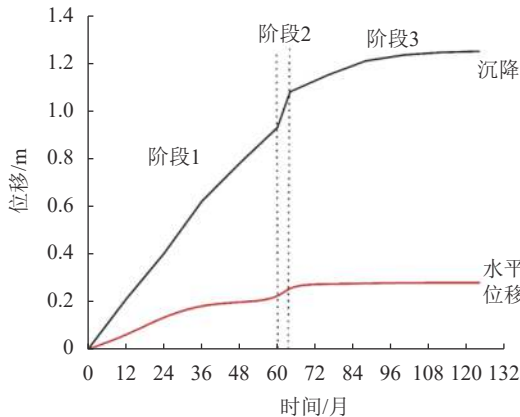


图 13 位移随时间变化过程线

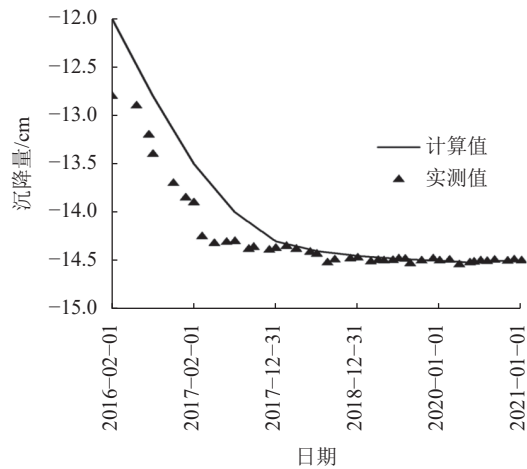
Fig. 13 Displacement process line with time

由图13可知: 阶段1和2的沉降随时间基本呈线性变化, 大坝的沉降在填筑期结束时已完成74.4%, 增长率为0.186 m/a; 在阶段2, 沉降仅有0.15 m的增量, 但其增长率为0.450 m/a, 远大于第1阶段, 水库蓄水对大坝沉降影响较为明显。蓄水后, 随着大坝的运行和岩土体的流变, 大坝沉降会持续增长, 但其增长幅度明显小于前两个阶段, 并在运行3 a后, 趋于稳定, 但相对于阶段2, 仍有0.13 m的增量。此外, 水平位移随着蓄水的完成基本趋于稳定, 在运行期水平位移增长并不明显。由此可见, 岩土体的流变对大坝沉降影响较大, 但对水平位移影响相对较小。

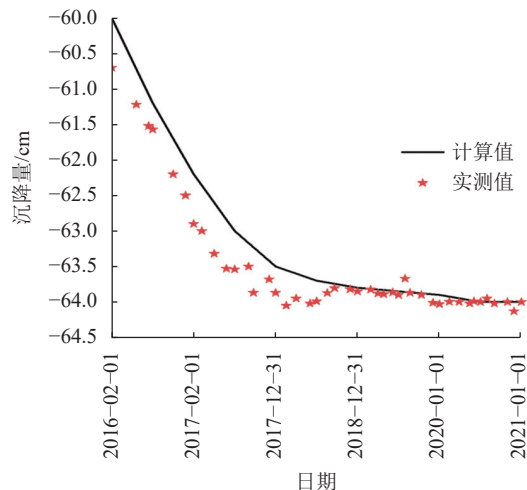
4.2.2 沉降的验证

为验证计算结果的正确性, 结合大坝监测点的布置和坝基上层不同区域的处理方式, 在高程173 m处选择沉降观测点SG₁、SG₃及SG₄的实测值与计算值进行对比, 如图14所示。考虑流变及流固耦合作用, 以运行开始作为对比初始节点。

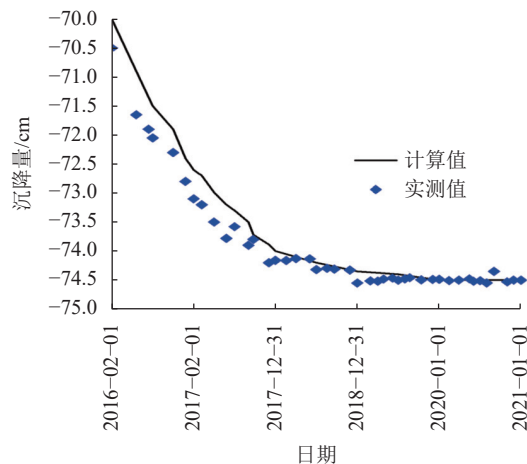
由图14可知, 实测值与计算值结果规律一致。其中, 在运行的前2 a内, 实测值略大于计算值, 原因可能是该模型在计算中忽略了坝体中堆石体的流变性, 但由于堆石体本身流变很小, 最大误差也仅有2~3 cm。运行2 a后, 实测值与计算结果基本相等。总体而言, 各测点的实测值与本文模型沉降计算结果基本吻合, 从而验证了该模型计算结果的精确性, 也更加符合大坝沉降的基本规律。



(a) SG₁测点



(b) SG₃测点



(c) SG₄测点

图 14 坝基沉降过程各测点实测值与计算值的对比
Fig. 14 Comparison between the measured and calculated values of each measurement point in the process of dam foundation settlement

4.3 大坝渗流分析

4.3.1 渗流计算分析

随着孔隙介质流变、渗流场与应力场的耦合, 大

坝的渗流场也会发生变化。由运行1、5 a末的大坝孔隙水压力计算结果可知:由面板、趾板、连接板与防渗墙组成的防渗体系控渗效果显著。对比发现,在正常运行状态下,坝体浸润线略有下移,各处孔压随时间增加而略有减小,说明随着流变和耦合的发生,大坝整体的渗透性递减。

4.3.2 大坝渗流验证

为了验证渗流计算结果的正确性,将运行期大坝渗流量 Q 的观测值及计算值进行对比,结果如图15所示。

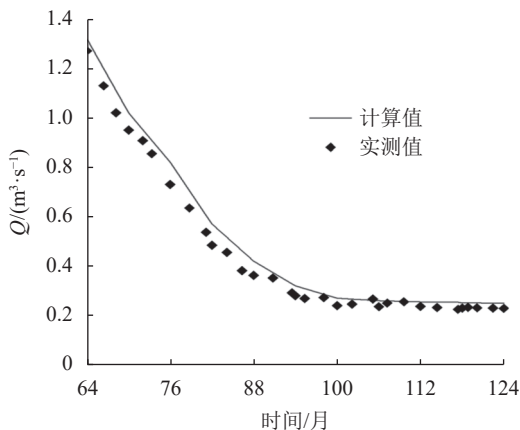


图 15 渗流量随时间变化曲线

Fig. 15 Change curve of seepage flow with time

由图15可知:计算结果与实测值基本吻合,在运行前3 a内, Q 的计算值由 1.32 降至 0.27 m^3/s ,实测值由 1.27 降至 0.24 m^3/s ,误差仅为 $0.03 \sim 0.05$ m^3/s ;运行3 a后,实测值与计算结果差值很小且趋于稳定。这说明耦合及流变过程在大坝运行的前3 a内,对渗流场的影响较大,此后,耦合过程基本结束,渗流场基本稳定。该规律符合大坝渗流场变化规律,也验证了渗流计算结果的准确性。

综上,大坝应力、变形、渗流3方面的计算结果与实测值均能契合得较好,表明该模型能准确反映大坝在各个工况下的运行状态。因此,可进一步采用该模型分析各个防渗体的应力和变形规律。

4.4 面板应力与变形

面板的应力与变形计算主要考虑在蓄水期和运行过程中水位、岩土体流变与耦合对其的影响,故计算中主要分析阶段2、3面板的应力与变形。

4.4.1 面板应力

阶段2、3末混凝土面板轴向应力、顺坡应力变化如图16、17所示。

由图16~17可知:轴向应力 σ_a 、顺坡应力 σ_s 的分布均为由面板中部向两侧递减; σ_a 的极值位于面板中心1/2高处,为压应力; σ_s 的极值位于面板中心1/3

高处。阶段3相比阶段2而言,整体应力水平均有一定的增加,各高程对应的应力增长为 $0.562 \sim 1.480$ MPa,其中,极值分别增大 1.55 、 2.08 MPa。此外,还应注意的是,混凝土面板的 σ_a 在靠近岸坡的位置会出现拉应力,该拉应力有持续增长的趋势。

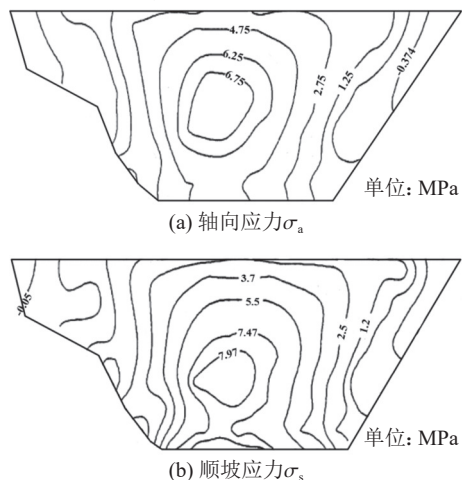


图 16 阶段2末面板应力等值线图

Fig. 16 Stress contour map of the last panel in Stage 2

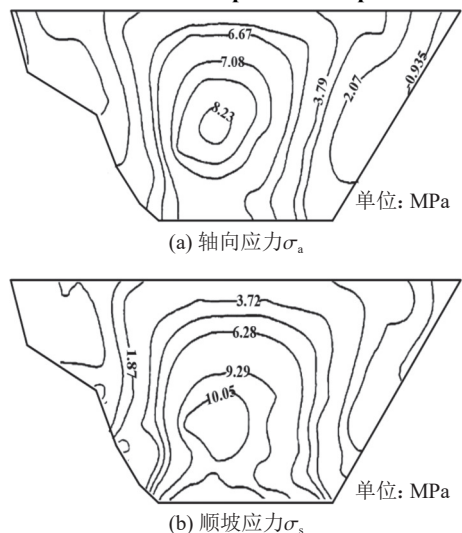


图 17 阶段3末面板应力等值线图

Fig. 17 Stress contour map of the last panel in Stage 3

4.4.2 面板位移

阶段2、3末混凝土面板位移边变化如图18、19所示。

由图18(a)、19(a)可知,水平位移趋势指向面板中部,指向右岸的水平位移分别为 0.026 0 、 0.026 7 m ,指向左岸的位移分别为 0.025 0 、 0.024 8 m ,整体表现为由两岸向面板中部递减。面板挠度向下游方向弯曲,阶段3末的挠度比阶段2末的挠度增加了 0.061 m 。由此可见,受坝体运行、沉降及两侧刚性山体的约束等因素的影响,面板轴向位移和挠度均有一定的增加。

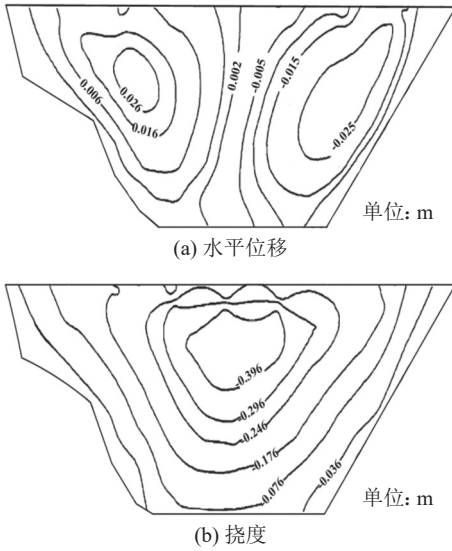


图 18 阶段2末面板变形等值线图

Fig. 18 Contour map of panel deformation at the end of Stage 2

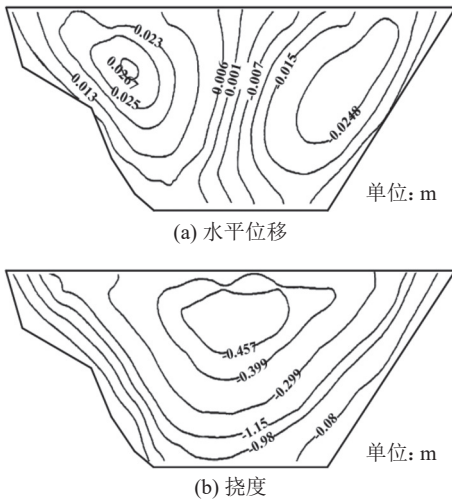


图 19 阶段3末面板变形等值线图

Fig. 19 Contour map of panel deformation at the end of Stage 3

4.5 坝基防渗墙应力与变形

模型主要考虑了坝基各岩层的流变特性,作为与坝基岩土层直接接触的防渗墙,其应力与变形会受到岩土体流变的直接影响,需要进一步探索。

4.5.1 防渗墙应力

防渗墙受上部结构、水压力、坝基内各因素的共同影响,计算阶段2、3末防渗墙的应力分布,如图20、21所示。

由图20~21可知,两阶段防渗墙的水平应力分布规律基本一致。以阶段2末为例,左岸防渗墙水平应力由-2.20增至2.46 MPa,右岸由-0.25增至2.46 MPa,均由两侧向中部递增。防渗墙中部水平应力自上而下由0.428增至5.170 MPa,变化规律为自上而下逐渐

递增,在防渗墙底部应力最大。对比阶段2、3发现,阶段3的防渗墙水平应力整体明显增大,如防渗墙底部极值增大了3.58 MPa。两阶段末的竖向应力分布规律基本一致,均为自上而下、由外及内逐渐增大;对比发现,阶段3的竖向应力水平也明显高于阶段2,应力极值由10.56增至15.68 MPa,增大了5.12 MPa。

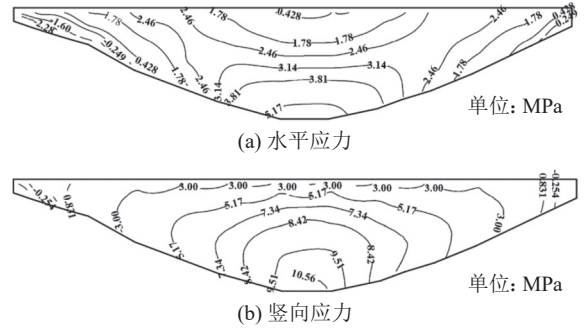


图 20 阶段2末防渗墙应力等值线图

Fig. 20 Stress contour map of cut-off wall at the end of Stage 2

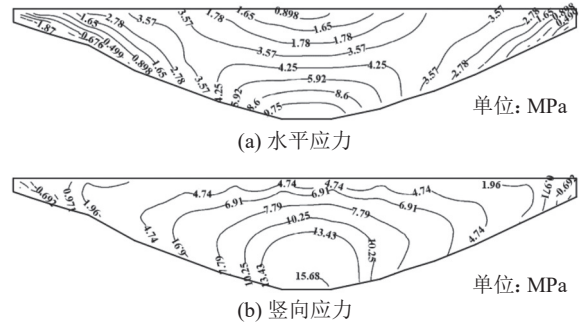


图 21 阶段3末防渗墙应力等值线图

Fig. 21 Stress contour map of cut-off wall at the end of Stage 3

4.5.2 防渗墙位移

阶段2、3末防渗墙位移变形分布如图22、23所示。

由图22~23可知:两阶段末挠度指向下游,自上而下逐渐减小;在墙顶中部出现极值,分别为13.9、19.1 cm。防渗墙整体轴向位移较小,由左岸至右岸逐渐增大,极值靠近右岸墙体,分别为0.38、0.44 cm。对比阶段2、3发现,阶段3防渗墙变形水平明显高于阶段2,挠度增加5.1 cm,轴向位移增加0.06 cm。

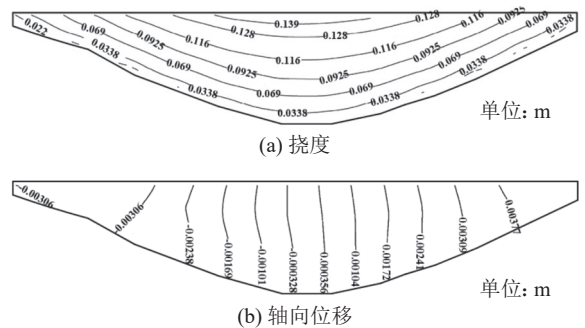


图 22 阶段2末防渗墙变形等值线图

Fig. 22 Contour map of deformation of cut-off wall at the end of Stage 2

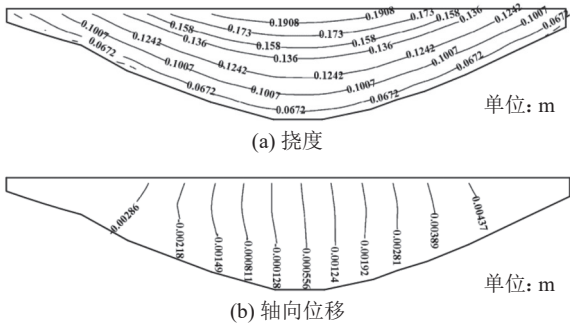


图 23 阶段3末防渗墙变形等值线图

Fig. 23 Contour map of deformation of cut-off wall at the end of Stage 3

4.6 趾板应力与变形

4.6.1 趾板应力

趾板轴向应力在趾板中心(河谷中部)受压,两端受拉,最大轴向压应力分别为6.34、6.42 MPa,最大轴向拉应力分别为2.42、2.31 MPa;顺河向应力在趾板两端有较小拉应力区域,其余大部分区域都为压应力,趾板最大顺河向压应力分别为3.62、3.72 MPa,最大顺河向拉应力分别为1.60、1.17 MPa。趾板应力极值见表4。

表 4 趾板应力极值统计

Tab. 4 Extreme stress statistics of toe plate

工况	轴向应力/MPa		顺河向应力/MPa	
	压应力	拉应力	压应力	拉应力
阶段2	6.341	-2.423	3.623	-1.596
阶段3	6.415	-2.312	3.724	-1.173

趾板大部分区域受力为压应力。由表4可知,趾板轴向压应力从蓄水期至运行5 a后增长0.070 MPa,顺河向压应力增长0.102 MPa。

4.6.2 趾板变形

同理,受应力变化影响,趾板的轴向位移与竖向沉降变化规律与应力基本一致,变形极值基本位于趾板中心(河谷中部)。两工况下趾板变形极值见表5。

表 5 趾板变形极值统计

Tab. 5 Extreme value statistics of toe plate deformation

工况	轴向位移/cm	沉降/cm
阶段2	2.21	26.63
阶段3	2.25	27.57

可见,运行期轴向位移和沉降均比蓄水期有所增长,增长量分别为0.04、0.94 cm。作为面板和防渗墙的连接段,趾板的变形应得到足够重视。

5 讨论

5.1 流变对面板坝中混凝土结构的影响

面板、趾板和防渗墙均为土石坝工程中的混凝土

土结构,表现为明显的塑性,承受变形能力较差,尤其不能承受弯曲应力。若按常规计算方法,忽略流变对混凝土结构应力和变形的影响,不利于结构的安全稳定^[26]。坝基岩土体流变对防渗墙的影响主要体现在水平位移上,本文模型比不考虑流变模型的计算结果增大了5~6 cm,防渗墙承受了较大的弯曲变形。若不考虑流变,按照计算结果设置的防渗墙可能会发生破坏;趾板变形主要受到板底岩土体沉降的影响,该模型计算的沉降量也明显偏大,不利于趾板的整体稳定性;此外,作为上部结构的坝体混凝土面板变形主要体现在:支撑和接触面板的材料与其性能不同,受到面板垫层、坝体堆石体、坝基岩土体和四周山体等综合影响,尤其是坝基流变作用的沉降作用,会导致各部位不均匀变形,进而会影响面板的变形和应力。本文模型计算结果在强度和刚度上均比不考虑流变要求要高,需要重视。

西南山区河谷层状深厚覆盖层是区域性的地质事件,混凝土面板坝也是近年来备受青睐的坝型之一,改进的流变模型能较好反映层状覆盖层流变对上部坝体各部位的影响,对类似工程均有一定的指导性。

5.2 流变的可持续性

计算结果也反映了流变的时效性,随着时间的推移,坝基在长期受压状态下自我调整和多场耦合作用,应力、变形和渗流等各方面指标逐渐会趋于稳定。本文模型计算结果显示,自建坝开始,该过程大致持续了8 a,尤其是在蓄水期间变化最为剧烈,此后又持续了2~3 a。这说明坝基流变现象基本在蓄水后2~3 a内完成,期间应该着重关注大坝各结构的安全性。此后,若大坝发生安全稳定问题,与岩土体的流变性关系可能不大,特殊情况除外。

6 结论

1)对于岩性、物理力学性质差异较大的层状覆盖层坝基,采用H-KS流变模型能较好反映大坝各个阶段的应力、变形和渗流实际情况。

2)H-KS模型计算结果相比不考虑流变模型而言,应力和变形均有一定增大,部分增量会影响到大坝结构的安全稳定,应予以重视。

3)大坝在建设期,沉降和应力总量占比达到70%以上,但由于历时较长,单位时间增量并不大;蓄水阶段,由于水土相互作用剧烈,岩土体流变及流固耦合作用对大坝各部位强度和刚度影响最大,增长率也最大;运行期,各指标增长率相对较缓,最终趋于稳定,但部分指标增量可能会导致结构破坏。

4)混凝土面板-趾板-连接板-防渗墙是完整、有

效的渗流控制体系,有效遏制层状覆盖层的渗流。坝基岩土体的流变对防渗墙的影响较为明显,导致防渗墙上部水平位移增大,整体强度降低。趾板和面板在中部承受较大的弯曲变形,有受弯破坏的趋势。还应注意面板与下部结构因不均匀沉降而发生脱离的情况。

5)层状岩土体的流变是具有时效性的,该层状覆盖层的流变在建成后约7~8 a或水库蓄水后2~3 a间基本完成,相应指标也趋于稳定,此后流变不会有大的影响。

参考文献:

- [1] Wen Lifeng, Chai Junrui, Wang Xiao. Stress-deformation behavior of a concrete-faced rockfill dam with a deep overburden foundation[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2015, 36(8): 2386–2394. [温立峰, 柴军瑞, 王晓. 深覆盖层上面板堆石坝应力变形特性研究[J]. *岩土力学*, 2015, 36(8): 2386–2394.]
- [2] Xia Caichu, Wang Xiaodong, Xu Chongbang, et al. Method to identify rheological models by unified rheological model theory and case study[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2008, 27(8): 1594–1600. [夏才初, 王晓东, 许崇帮, 等. 用统一流变力学模型理论辨识流变模型的方法和实例[J]. *岩石力学与工程学报*, 2008, 27(8): 1594–1600.]
- [3] Jin Dehai, Xu Ming. Parameter correction method of Burgers model for coarse-grained soil considering confining pressure[J]. *Engineering Mechanics*, 2016, 33(12): 135–142. [金德海, 徐明. 考虑围压对粗粒土蠕变特性影响的Burgers模型参数修正方法研究[J]. *工程力学*, 2016, 33(12): 135–142.]
- [4] Zhu Zhanyuan, Luo Fei, Zhang Yuanze, et al. A creep model for frozen sand of Qinghai–Tibet based on Nishihara model[J]. *Cold Regions Science and Technology*, 2019, 167: 102843.
- [5] Zhang Changguang, Zhao Junhai, Zhu Qian, et al. Self-bearing capacity coefficient of ideal elastic-plastic rock mass[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, 37(2): 250–256. [张常光, 赵均海, 朱倩, 等. 理想弹–塑性岩体的自承载系数[J]. *岩土工程学报*, 2015, 37(2): 250–256.]
- [6] Yu Mingyuan, Liu Baoguo, Sun Jinglai, et al. Study on improved nonlinear viscoelastic-plastic creep model based on the nishihara model[J]. *Geotechnical and Geological Engineering*, 2020, 38(3): 3203–3214.
- [7] Xu Peng, Yang Shengqi, Chen Guofei. Modified Burgers model of rocks and its experimental verification[J]. *Journal of China Coal Society*, 2014, 39(10): 1993–2000. [徐鹏, 杨圣奇, 陈国飞. 改进的岩石Burgers流变模型及其试验验证[J]. *煤炭学报*, 2014, 39(10): 1993–2000.]
- [8] Tang Hao, Li Qiang, Wang Dongpo, et al. A rheological model based on fractional calculus and improved elastoplastic element[J]. *Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering*, 2016, 36(6): 978–983. [唐皓, 李强, 王东坡, 等. 基于分数阶微积分及改进弹塑性体的流变模型[J]. *防灾减灾工程学报*, 2016, 36(6): 978–983.]
- [9] Gao Zilu, Rong Chuanxin, Tang Bin. Rheological parameter inversion and analysis of roadway surrounding rock based on modified nishihara model[J]. *Mechanics in Engineering*, 2020, 42(1): 28–34. [高子璐, 荣传新, 唐彬. 基于改进西原模型巷道围岩流变参数反演分析[J]. *力学与实践*, 2020, 42(1): 28–34.]
- [10] Li Dejian, Rao Yuanhao, Zhang Mingyuan, et al. Rheological model with non-constant parameters and computer simulation of creep experiment of rock[J]. *Journal of Basic Science and Engineering*, 2022, 30(6): 1522–1533. [李德建, 饶远昊, 张鸣原, 等. 岩石蠕变试验非正常参数流变模型及计算机仿真[J]. *应用基础与工程科学学报*, 2022, 30(6): 1522–1533.]
- [11] Xiong Liangxiao, Wang Zihua. Progress in study on rheological test and rheological model of rock for nearly 20 years in China[J]. *Journal of Geological Hazards and Environment Preservation*, 2018, 29(3): 104–112. [熊良宵, 汪子华. 中国近20年岩石流变试验与本构模型的研究进展[J]. *地质灾害与环境保护*, 2018, 29(3): 104–112.]
- [12] Ruan Hongfeng, Luo Qiang, Meng Weichao, et al. Analysis of time-effect characteristics of soil deformation and its classification based on direct shear test[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, 37(2): 453–464. [阮红风, 罗强, 孟伟超, 等. 基于直剪试验的土体变形时间效应及状态类别分析[J]. *岩土力学*, 2016, 37(2): 453–464.]
- [13] Gan Lei, Shen Zhenzhong, Xu Liqun. Long-term deformation analysis of the Jiudianxia concrete-faced rockfill dam[J]. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 2014, 39(3): 1589–1598.
- [14] Beiranvand B, Komasi M. Study of the arching ratio in earth dam by comparing the results of monitoring with numerical analysis(case study: Marvak dam)[J]. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 2021, 45(2): 1183–1195.
- [15] Li Xiping, Yang Junsheng, Wang Lichuan, et al. Research on rheological tests and constitutive models of tuff in trigeminy tunnels[J]. *Journal of Railway Science and Engineering*, 2015, 12(1): 137–144. [李习平, 阳军生, 王立川, 等. 三联隧道凝灰岩流变试验及其本构模型研究[J]. *铁道科学与工程学报*, 2015, 12(1): 137–144.]
- [16] Wang Ruijun, Li Yang, Ding Zhanfeng. The sensitivity ana-

- lysis of seven-parameter rockfill rheological model based on the orthogonal test method[J].*Journal of Hydraulic Engineering*,2016,47(2):245–252.[王瑞骏,李阳,丁占峰.堆石料流变模型参数敏感性分析的正交试验法[J].*水利学报*,2016,47(2):245–252.]
- [17] Li Yongshu.The study on the stress and deformation and the void of CFRD considering the rheological properties of rockfill material[D].Changsha:Changsha University of Science & Technology,2018.[李永澍.考虑堆石料流变特性的面板堆石坝应力变形及面板脱空研究[D].长沙:长沙理工大学,2018.]
- [18] Xia Fei,Zhu Sheng.Study on rheological properties of concrete-faced rockfill dam based on different rheological models[J].*Water Resources and Power*,2018,36(2):89–92.[夏飞,朱晟.基于不同流变模型的面板堆石坝堆石料流变特性研究[J].*水电能源科学*,2018,36(2):89–92.]
- [19] Zhang Yanyi,Deng Gang,Wen Yanfeng,et al.Experimental study on consolidation-rheology characteristics of soil-aggregate mixture materials[J].*Journal of Hydroelectric Engineering*,2021,40(2):187–194.[张延亿,邓刚,温彦锋,等.土石混合料固结流变试验研究[J].*水力发电学报*,2021,40(2):187–194.]
- [20] Wu Yaping,Pan Gaofeng,Li Shuai,et al.Creep property of saturated fine sand with high salinity[J].*Journal of Highway and Transportation Research and Development*,2017,34(7):29–36.[吴亚平,潘高峰,李帅,等.高含盐饱和和细砂土的蠕变特性[J].*公路交通科技*,2017,34(7):29–36.]
- [21] Wang Rui,Shen Zhenzhong,Chen Xiaobing.Full coupled analysis of seepage-stress fields for high arch dam based on comsol multiphysics[J].*Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*,2013,32(S2):3197–3204.[王瑞,沈振中,陈孝兵.基于COMSOL Multiphysics的高拱坝渗流–应力全耦合分析[J].*岩石力学与工程学报*,2013,32(增刊2):3197–3204.]
- [22] Yang Tianjiao,Wang Shuhong,Zhang Yunong,et al.Seepage-deformation coupling analysis of unsaturated slope three-phase flow model under the rainfall[J].*Journal of Basic Science and Engineering*,2021,29(2):355–367.[杨天娇,王述红,张雨浓,等.降雨条件下非饱和土坡三相流模型的渗流–变形耦合分析[J].*应用基础与工程科学学报*,2021,29(2):355–367.]
- [23] Xiong Chenglin,Deng Wei,Jiang Long.Analysis on the settlement deformation law of face rockfill dam based on deep overburden[J].*Journal of China Institute of Water Resources and Hydropower Research*,2016,14(2):150–154.[熊成林,邓伟,姜龙.基于深厚覆盖层的面板堆石坝沉降变形规律分析[J].*中国水利水电科学研究院学报*,2016,14(2):150–154.]
- [24] He Zhongming,Liu Zhengfu,Xiang Da.Improved Duncan-Chang model based on mechanical properties of coarse-grained soil filling of embankment[J].*China Journal of Highway and Transport*,2023,36(1):37–46.[何忠明,刘正夫,向达.基于路堤粗粒土填料力学特性的改进邓肯–张模型[J].*中国公路学报*,2023,36(1):37–46.]
- [25] Xu Guowen,He Chuan,Yan Jian,et al.A new transversely isotropic nonlinear creep model for layered phyllite and its application[J].*Bulletin of Engineering Geology and the Environment*,2019,78(7):5387–5408.
- [26] Ming Feng,Ren Xiuling,Wang Jinguo,et al.Effect of freeze–thaw cycles on the deformation behavior of gravelly soil in the 300m-high earth core rockfill dam[J].*Environmental Earth Sciences*,2021,80(8):297.

Numerical Analysis of the Influence of Rheology of Layered Deep Overburden on the Structural Performance of Concrete Face Rockfill Dam Based on Improved Rheological Element Model

WANG Fan^{1,2}, MAO Haitao^{1,2*}, WANG Xiaojun¹, SHI Kebin²

(1.College of Urban and Rural Construction, Shanxi Agricultural Univ., Taiyuan 030000, China;

2.College of Hydraulic and Civil Eng., Xinjiang Agricultural Univ., Urumqi 830052, China)

Abstract: In the construction of concrete face rockfill dams on deep overburden, it is important to consider the influence of dam–foundation rheology in addition to the fluid–solid coupling of water and soil. To better simulate the real stress of dam–foundation rheology on the dam and its seepage control system, the new rheological element model, H–KS, is refined based on the layered characteristics of deep overburden. Hence, a rheological and fluid–solid coupling model is established using Comsol. Mechanical indices for each stage of the Hekoucon concrete face dam are then calculated chronologically, analyzing the influence of dam–foundation rheology on the dam and seepage control system. Results indicated that for the layered dam foundation with noticeable anisotropy, the H–KS rheological model more accurately reflects the actual stress, deformation, and seepage conditions of the dam at each stage, with an error within 5%; Compared to the Duncan E–B model, which does not account for rheology, the stress and deformation have increased by more than 11.8%, and some of this increase affects the safety and stability of the dam structure. The total settlement and stress during the filling period account for more than 70% of the total, though the unit-time increases are min-

imal, e.g., the settlement increment is only 0.015 m/month. The rheology and fluid–solid coupling of the dam rock and soil during the impoundment period significantly impact the strength and stiffness of each part of the dam, with stress and settlement unit-time growth rates of 0.02 MPa/month and 0.038 m/month, respectively. The growth rate of each index during the operation period gradually slows and eventually stabilizes, but the increases in deformation and stress may cause the main structure to become unstable or damaged. The concrete panel-plinth-impervious wall forms a complete and effective seepage control system. The rheology of the dam foundation increases the horizontal displacement of the upper part of the impervious wall and reduces the overall strength; the plinth and the panel are prone to midsection bending damage. The rheology of layered rock and soil exhibits time sensitivity, with the rheology of the layered dam foundation largely completed within 2–3 years after water storage, and the corresponding indicators tend to stabilize. These results provide theoretical support for the establishment of the safety and stability system of the face dam on the layered overburden.

Key words: deep overburden; rheology of dam foundation; rheological model; anti-seepage system

(编辑 张 琼)

引用格式: Wang Fan, Mao Haitao, Wang Xiaojun, et al. Numerical analysis of the influence of rheology of layered deep overburden on the structural performance of concrete face rockfill dam based on improved rheological element model[J]. *Advanced Engineering Sciences*, 2024, 56(4): 216–228. [王璠, 毛海涛, 王晓菊, 等. 基于改进流变元件模型的层状深厚覆盖层流变对面板坝结构性能影响的数值分析[J]. *工程科学与技术*, 2024, 56(4): 216–228.]