

DOI: 10.11779/CJGE2018S2015

超高心墙坝非稳定渗流三维有限元分析

卢 斌¹, 谢兴华¹, 吴时强¹, 吴维兴², 达明昌³, 巩 炎¹

(1. 南京水利科学研究院水文水资源与水利工程科学国家重点实验室, 江苏 南京 210029; 2. 中国电建集团贵阳勘测设计研究院有限公司, 贵州 贵阳 550081; 3. 青海省水利厅, 青海 西宁 810001)

摘 要: 水库蓄水和放空过程对土石坝渗流安全产生重要影响, 300 m 级超高心墙坝渗控方案是筑坝关键技术难题之一。结合 300 m 级砾石土心墙堆石坝工程, 通过建立整体三维有限元模型, 模拟大坝运行过程中水库蓄水和放空过程, 分析库水位变化条件下心墙等区域的浸润面和渗透坡降变化, 研究水位变化速率对坝体渗透稳定性的影响。数值模拟结果表明, 蓄水时随着库水位的升高, 自由面在心墙内形成陡降并自上游侧向下游侧不断发展。蓄水历时越短、水位上升速率越快, 心墙内形成的浸润面越陡。放空时随着库水位的下降, 心墙内水位下降有所滞后, 自由面在心墙内形成凸形面。放空历时越短、水位下降速率越快, 心墙内形成的凸形浸润面落差越大。

关键词: 心墙坝; 非稳定渗流; 有限元模拟

中图分类号: TV223.4

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2018)S2-0073-04

作者简介: 卢 斌(1985-), 男, 博士, 工程师, 主要从事工程渗流与地下水环境等方面的研究。E-mail: blu@nhri.cn。

Unsteady seepage analysis of super-high core wall dams using 3D finite element method

LU Bin¹, XIE Xing-hua¹, WU Shi-qiang¹, WU Wei-xing², DA Ming-chang³, GONG Yan¹

(1. State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing

210029, China; 2. Power China Guiyang Engineering Corporation Limited, Guiyang 550081, China; 3. Department of Water Resources of

Qinghai Province, Xi'ning 810001, China)

Abstract: The processes of reservoir impoundment and emptying have important impact on seepage safety of earth-rock dams. The seepage control is one of the key technical problems for 300 m-level super-high core wall dams. To investigate the effect of change rate of water level on the seepage stability of dams, a three-dimensional (3D) finite element model for a 300 m-level gravel-soil core wall rock-fill dam is established. The seepage processes of reservoir impoundment and emptying are simulated, and the change of seepage surface and seepage gradient of core wall are analyzed. The simulated results show that the seepage surface has a steep drop in the core wall and continues to develop from the upstream to the downstream when the water level rises during the impoundment. The faster the water level rises, the steeper the seepage surface in the core wall. When the reservoir is be emptying, the seepage surface in the core wall lags behind with the reservoir water level, and the free surface has convex shape. The faster the water level drops, the greater the difference of the convex seepage surface forms in the core wall.

Key words: core-wall dam; unsteady seepage; finite element method simulation

0 引 言

渗流稳定及控制是高土石坝安全建设和运行的核心问题之一^[1-3]。水库水位骤升或骤降时, 坝体内渗流场短时间内会发生较大变化, 影响坝体尤其是上游迎水坡的稳定性, 可能引起安全系数下降^[4-6]。本文模拟了某 300 m 级超高心墙坝水库蓄水和放空过程, 重点分析了心墙内渗流性状与渗透坡降变化, 为今后类似工程渗控提供参考。

1 工程概况

某工程坝型为砾石土心墙堆石坝, 坝顶高程为

2902.00 m, 河床段心墙建基面高程为 2587.00 m, 最大坝高 315.00 m; 坝顶宽度为 18.00 m, 上游坝坡坡比为 1:2.1。坝体典型横断面如图 1 所示, 坝体分区从上游至下游主要分为: 上游堆石料 I 区、上游堆石料 II 区、过渡料、反滤料 II、反滤料 I、砾石土心墙、反滤料 I、反滤料 II、过渡料、下游堆石料等。

枢纽防冲帷幕由河床基础防冲帷幕、左右岸坝肩

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2016YFC0401707); 国家自然科学基金雅砻江联合基金项目 (U1765202); 国家自然科学基金项目 (51539006)

收稿日期: 2018-07-22

基础防渗帷幕及地下厂房防渗帷幕组成。图 2 为坝基防渗布置图, 河床部位帷幕最大深度 126 m, 帷幕底高程 2461.00 m。在 2645.00 m 高程以下和两岸岸坡弱风化岩体部分布置三排孔, 排距 1.2 m, 孔距 3 m; 其余部分采用二排孔, 排距 1.2 m, 孔距 2 m。帷幕线全长约 1697 m, 防渗面积约 34 万 m^2 。

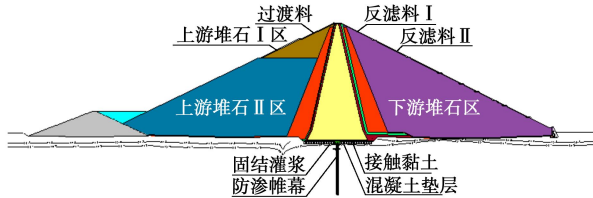


图 1 坝体典型横断面

Fig. 1 Typical cross-section of dam

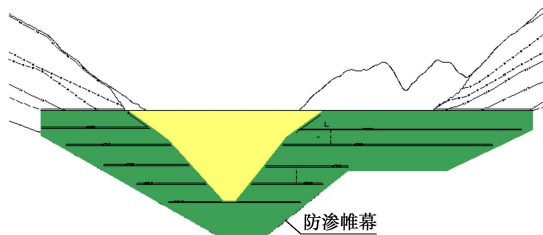


图 2 坝基防渗布置图

Fig. 2 Seepage control of dam foundation

2 饱和-非饱和渗流控制方程

非饱和渗流基本假定认为非饱和区的空气是连续的, 且与大气相通, 一般饱和-非饱和渗流运动的基本方程仍满足广义 Darcy 定律和质量守恒定律, 对于三维饱和-非饱和渗流控制方程可表示为^[2]

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1)$$

式中 k_x 、 k_y 、 k_z 分别为水平和竖直方向的饱和渗透系数; h 为边界水头; S_s 为单位贮水量。

非稳定渗流分析的定义条件表示如下^[7]:

(1) 初始条件

$$h(x, y, z, t_0) = h_0(x, y, z, t_0) \quad (2)$$

式中, t_0 为初始时刻, h_0 为已知初始总水头。

(2) 边界条件

水头边界和流量边界分别为:

$$h(x, y, z, t) \Big|_{\Gamma_1} = \gamma(x, y, z, t) \quad (3)$$

$$k \frac{\partial h(x, y, z, t)}{\partial n} \Big|_{\Gamma_2} = q(x, y, z, t) \quad (4)$$

式中 Γ_1 、 Γ_2 分别为第一类和第二类边界条件; n 为边界面单位法向矢量; q 为边界法向流量。

3 计算模型与边界条件

计算模型的范围: 坝轴线方向宽约 1985 m, 上下游方向 2700 m。模型左岸边界距左坝端约 500 m (距

帷幕端点约 200 m), 右岸模型边界距右坝端约 800 m (距厂房侧帷幕线端点约 300 m), 上下游各距坝脚外 700 m 以上。剖分后的整体三维有限元模型网格见图 3, 坝体网格见图 4。模型单元以六面体为主, 少量四面体过渡, 整体模型的单元总数为 215011, 节点数为 215918, 其中, 坝体与帷幕单元数量为 87801。

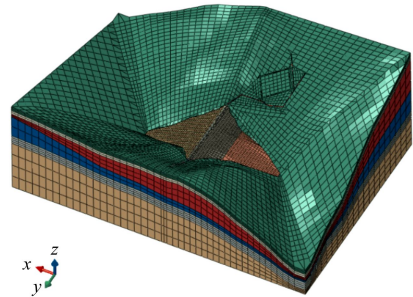


图 3 整体三维有限元模型网格

Fig. 3 3D FEM meshes of integrated model

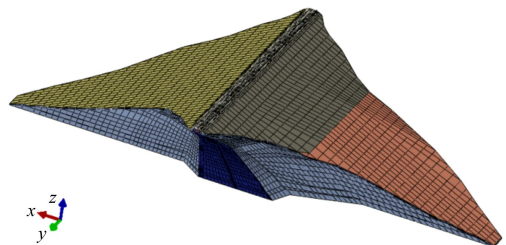


图 4 坝体三维有限元网格

Fig. 4 3D FEM meshes of dam body model

三维渗流模型计算的边界条件包括切取边界条件和地表的自然边界条件。其中, 切取边界条件包括模型四周的切取边界和模型底部边界, 模型四周边界根据地勘资料设置成已知水头或压力边界条件 (根据地下水水位换算为孔隙水压力值赋予边界节点), 模型底部为不透水边界。

在地表, 主要考虑大坝上下游水位组合工况, 上、下游水位以下地表按照水位设定已知水头或压力边界条件 (根据地表水位换算为孔隙水压力值赋予地表和坝体表面节点)。下游坝坡及岸坡高程大于下游水位而低于上游水位的部位设为第三类边界条件, 即可能出渗边界。另外, 地下厂房周围布置排水孔幕的部位, 设置为排水边界。

将整个模型作为分析区域, 采用固定网格迭代法求解, 浸润面取为孔隙水压力为零处。计算时先通过施加上下游水位边界条件, 由上游水位假定上游自由面位置, 确定上游自由面位置后, 通过后续迭代计算得到整个区域浸润面。

4 材料参数与计算工况

4.1 材料渗透系数

模型材料渗透系数见表 1。其中, 坝基岩体的渗透系数根据天然渗流场反演计算确定, 坝体各分区的

渗透系数根据坝料渗透试验确定。

表 1 材料渗透系数

Table 1 Permeability coefficient of different materials (cm/s)					
坝体分区					
砾石土心墙	过渡料	堆石料 I 区	反滤料 I	帷幕（弱风化上带以上）	
7.0×10 ⁻⁶	8.0×10 ⁻²	9.0×10 ⁻²	4.0×10 ⁻⁴	3.0×10 ⁻⁵	
坝体分区					
混凝土结构	接触黏土	堆石料 II 区	反滤料 II	帷幕（弱风化上带以下）	
1.0×10 ⁻⁷	6.0×10 ⁻⁷	2.0×10 ⁻¹	4.0×10 ⁻²	1.0×10 ⁻⁵	
坝基岩体					
强卸荷	弱卸荷	弱风化上带	弱风化下带	微风化岩体	新鲜基岩
1.0×10 ⁻¹	5.0×10 ⁻³	3.0×10 ⁻⁴	7.5×10 ⁻⁵	2.5×10 ⁻⁵	5.0×10 ⁻⁶

4.2 水库蓄水与放空过程

图 5 为水库不同蓄水与放空方案过程线。其中，蓄水过程考虑 3 个工况，工况 XS1 蓄水历时最长、水位上升速率最慢（主要为后期），上升到正常蓄水位 2895.00 m 的总时间约为 854 d。工况 XS2、XS3 考虑受施工进度及导流规划限制，只针对水位 2740.00~2895.00 m 区间内比较蓄水速率。

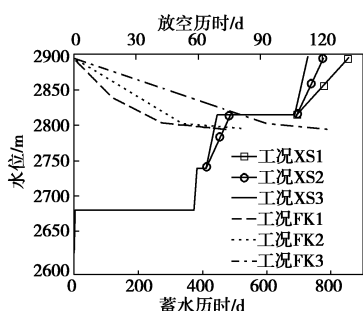


图 5 水库不同蓄水与放空方案历时曲线

Fig. 5 Duration curves of reservoir impoundment and emptying

水库放空过程考虑 3 种工况，水位降落最慢的为工况 FK3，水位降至 2795.00 m 的总时间为 123 d。工况 FK1 与 FK2，水位降至 2795.00 m 的总时间均为 74 d，但工况 FK1 前中期降落速率更快，水位降至 2805.00 m 时间为 41 d，而工况 FK2 为 50.5 d。

5 计算结果与分析

5.1 库水位升降过程中坝体浸润面变化

蓄水过程各工况坝体最大断面浸润线分布如图 6 所示，从图 6 可见，随着库水位的升高，自由面在心墙内形成陡降并自上游侧向下游侧不断发展。蓄水前期和中期水位上升较快，上升速率达到 6.3~15.0 m/d，等势线集中分布在心墙上游侧，浸润线向上游侧倾斜，蓄水后期不断向右侧发展。

通过不同蓄水速率工况之间比较可见，蓄水历时越短、水位上升速率越快，心墙内形成的浸润面越陡。其中，工况 XS1 蓄水历时最长，蓄水至 2895.00 m 时心墙浸润线约位于坝轴线附近，心墙内饱和区域约达到 1/3。

放空过程各工况心墙最大断面浸润线分布如图 7 所示，从图 7 可见，由于坝体心墙渗透系数较小，随着库水位的下降，心墙内水位下降有所滞后，自由面在心墙内形成凸形面。

通过不同放空速率工况之间比较可见，放空历时越短、水位下降速率越快，心墙内形成的凸形浸润面落差越大。其中，工况 FK1 平均放空速率最快，心墙内浸润线凸面陡峭，水位 2795.00 m 时最高点高于库水位达到 14.57 m。工况 FK3 放空历时最长，水位 2795.00 m 时最高点高于库水位为 7.01 m。

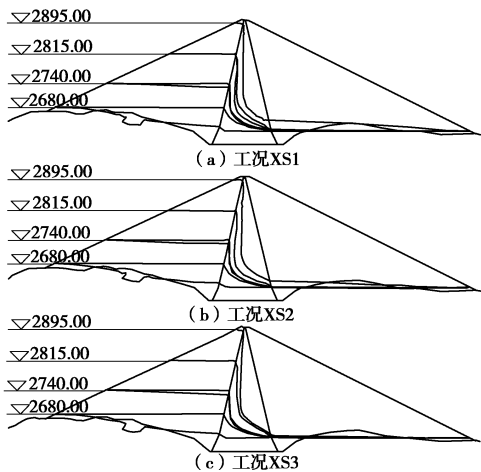


图 6 蓄水过程中坝体最大断面浸润线变化

Fig. 6 Change of saturation line in dam body under increasing reservoir water level

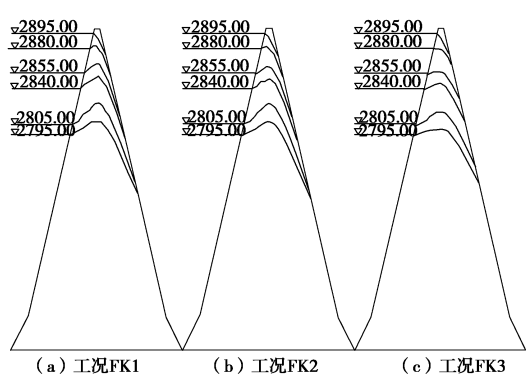


图 7 放空过程中心墙最大断面浸润线变化

Fig. 7 Change of saturation line in core wall under decreasing reservoir water level

5.2 心墙最大渗透坡降变化

坝体堆石区、过渡区和反滤层等区域在水位上升很快的条件下，会存在一定的水头损失，但不会发生渗透破坏，坝体蓄水过程主要关注心墙部位的渗透坡降。图 8 为心墙最大渗透坡降随蓄水变化过程，从图 8 可见，蓄水速率越大，心墙最大渗透坡降也越大。蓄水前期速度最快，但是由于坝壳料渗径较长，对心墙部位水位上升有一定的缓冲作用，使得心墙内渗透坡降并不大，水位 2680.00 m 时最大渗透坡降仅为 1.83。蓄水中期水位上升较快，心墙最大渗透坡降迅速增大，最大值达到 17.02。工况 FK1、FK2 蓄水后

期速率减缓, 心墙最大渗透坡降显著下降。

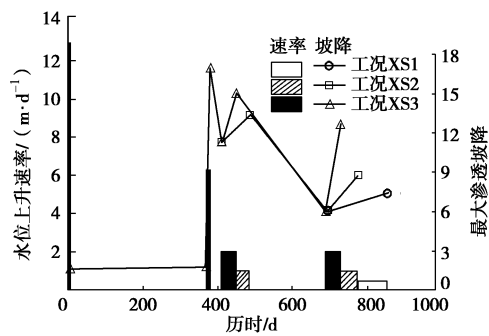


图8 蓄水速率与心墙最大渗透坡降变化

Fig. 8 Change of maximum seepage gradient of core wall and increasing rate of reservoir water level

图9为放空过程心墙最大渗透坡降与水位差(库水位与心墙内自由面最高点差值)变化, 面积图上包线表示库水位变化过程, 下包线表示心墙内自由面最高点高程变化过程。从图9可见, 放空速率越大, 心墙最大渗透坡降也越大。工况FK1平均放空速率最快, 心墙最大渗透坡降为5.49, 出现在放空第18d, 后期由于放空速率减缓, 心墙渗透坡降也相应回落, 最大值降至2.6。工况3放空速率最慢, 心墙最大渗透坡降为3.32, 出现在放空第90d。

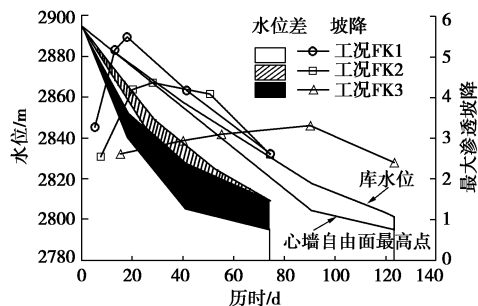


图9 库水位、心墙内最高水位及最大渗透坡降变化

Fig. 9 Change of maximum water level and seepage gradient of core wall and reservoir water level

随着放空过后时间的继续发展, 心墙内降落滞后的孔隙水会逐渐向下游排出, 心墙内高于库水位的凸形自由面会逐渐回落, 渗透坡降也会相应的下降至允许范围内。

6 结 论

本文通过建立超高心墙坝整体三维有限元模型, 计算了水库蓄水和放空过程中枢纽区非稳定渗流场, 通过不同水位升降速率工况比较分析, 主要得出以下结论:

(1) 水库蓄水过程中, 坝体心墙渗透系数远小于其他区域, 心墙承担了水头的主要损失, 心墙内等势线集中。蓄水历时越短、水位上升速率越快, 心墙内形成的浸润面越陡。蓄水中后期心墙渗透坡降较大, 最大值可达到17.02。

(2) 水库放空过程中, 上游堆石区水位降落较快, 心墙内水位下降有所滞后, 自由面在心墙内形成凸形面。放空历时越短、水位下降速率越快, 心墙内形成的凸形浸润面落差越大。心墙渗透坡降最大值出现在蓄水中后期, 最大值达到5.49。

(3) 大坝初次蓄水应当严格控制蓄水速率, 前期由于上游堆石区渗径较长, 具有一定的缓冲作用, 前期蓄水速率可以稍快, 后期应放缓蓄水速率、延长蓄水时间, 能够使渗透坡降显著降低, 避免心墙内部因渗透坡降过大产生破坏。

参考文献:

- [1] MA H, CHI F. Major technologies for safe construction of high earth-rockfill dams[J]. Engineering, 2016, 2(4): 498 - 509.
- [2] 毛昶熙. 渗流计算分析与控制[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2003. (MAO Chang-xi. Seepage computation analysis and control[M]. Beijing: China Water & Power Press, 2003. (in Chinese))
- [3] 涂扬举, 王文涛, 薛新华. 瀑布沟高心墙土石坝渗流分析[J]. 水利水运工程学报, 2013, 34(5): 77 - 82. (TU Yang-ju, WANG Wen-tao, XUE Xin-hua. Seepage analysis of Pubugou high earth-rockfill dam[M]. Hydro-Science and Engineering, 2013, 34(5): 77 - 82. (in Chinese))
- [4] 詹美礼, 踪金梁, 严飞, 等. 堤外水位升降条件下非稳定渗流模型试验研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(增刊 1): 91 - 96. (ZHAN Mei-li, ZONG Jin-liang, YAN Fei, et al. Unsteady seepage model test of dam under water level fluctuation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(S1): 91 - 96. (in Chinese))
- [5] 陈曦, 张训维, 陈佳林, 等. 水位波动下非饱和心墙土坝体的渗流和稳定性[J]. 岩土力学, 2015, 36(增刊 1): 609 - 613. (CHEN Xi, ZHANG Xun-wei, CHEN Jia-lin, et al. Seepage and stability analysis of unsaturated core-wall earth dam with fluctuating water level[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(S1): 609 - 613. (in Chinese))
- [6] 段祥宝, 谢罗峰. 水位降落条件下非稳定渗流试验研究[J]. 长江科学院院报, 2009, 26(10): 7 - 12. (DUAN Xiang-bao, XIE Luo-feng. Unsteady seepage test under condition of rapid draw down[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2009, 26(10): 7 - 12. (in Chinese))
- [7] 朱军, 刘光廷, 陆述远. 饱和非饱和三维多孔介质非稳定渗流分析[J]. 武汉大学学报: 工学版, 2001, 34(3): 5 - 8. (ZHU Jun, LIU Guang-ting, LU Shu-yuan. Saturated-unsaturated unsteady seepage analysis of porous medium[J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2001, 34(3): 5 - 8. (in Chinese))