

基于浑水渗流理论的堤坝管涌分析及验证

刘世隆¹, 宋靖宇², 党发宁², 薛海斌², 张雅敏¹, 薛 宁¹

(1. 青海黄河上游水电开发有限责任公司; 2. 西安理工大学西北旱区生态水利国家重点实验室)

摘要:根据浑水带出或带入地层的固体颗粒体积等于地层孔隙的变化量这一原理,推导了浑水渗流过程中孔隙率(孔隙比)随时间的变化公式;基于达西渗透系数公式,建立了浑水渗流过程的渗透系数与初始孔隙率(初始孔隙比)、初始渗透系数的关系及浑水渗流过程中渗透系数随时间的变化公式;根据自由土颗粒所受渗流拖曳力与有效重量相平衡的管涌临界起动条件,推导了发生管涌的临界渗流速度和临界水力坡降计算公式,并给出了利用有限元软件迭代求解非稳定渗流管涌发生与发展过程的计算方法。山东某中型水库大坝反滤层发生的管涌破坏实例验证结果表明,本文方法能够准确再现反滤层管涌破坏的发展过程,反滤层渗透系数在颗粒流失完后短时间内急剧增大,导致水力坡降迅速升高并引发连锁破坏,最终造成黏土斜墙被击穿而形成集中渗漏通道,计算得到的管涌破坏模式与现场实测塌坑位置及发展规律吻合良好。

关键词:浑水渗流;管涌;孔隙比;渗透系数;堤坝

Analysis method and validation of dam piping based on muddy water seepage theory//Liu Shilong¹, Song Jingyu², Dang Faning², Xue Haibin², Zhang Yamin¹, Xue Ning¹(1. Qinghai Huanghe Hydropower Development Co., Ltd.; 2. State Key Laboratory of Eco-hydraulics in Northwest Arid Region of China, Xi'an University of Technology)

Abstract: Based on the principle that the volume of solid particles carried out of or into the stratum by muddy water equals the change in pore volume, a formula for the variation of porosity (void ratio) with time during the seepage process of muddy water is derived. Based on Darcy's permeability coefficient formula, the relationship between the permeability coefficient and the initial porosity (initial void ratio) as well as the initial permeability coefficient is established, and a formula for the temporal variation of permeability coefficient during the muddy water seepage process is developed. According to the critical initiation condition for piping, where the seepage drag force acting on free soil particles is balanced by their effective weight, formulas for calculating the critical seepage velocity and critical hydraulic gradient for piping initiation are derived, and a numerical method based on finite element software is proposed to iteratively solve the initiation and evolution process of unsteady seepage piping. The proposed method is validated using a piping failure case in the filter layer of a medium-sized reservoir dam in Shandong Province. The results show that the method can accurately reproduce the evolution of piping failure in the filter layer. The permeability coefficient of the filter layer increases sharply within a short period after particle loss is completed, leading to a rapid increase in hydraulic gradient and triggering a chain failure, eventually resulting in the breakthrough of the clay inclined wall and the formation of a concentrated seepage channel. The calculated piping failure mode agrees well with the measured locations and development patterns of collapse pits in the field.

Key words: muddy water seepage; piping; pore ratio; permeability coefficient; dam

浑水向地层内部渗透时往往会发生淤堵,地层的孔隙比逐渐减小,导致渗透系数降低,如坝前覆盖层上的淤积、山前地下水回灌时的场地淤堵及淤地坝和水力充填尾矿坝堆积过程造成的淤堵。当有浑水向地层外部渗透时,往往是地层内部发生了管涌,地层的孔隙比逐渐增大,导致地层渗透系数逐渐增大。这类渗流过程中,渗透介质及其渗透系数是在不断变

化的,传统的达西渗流理论不适合求解此类问题。管涌临界水力坡降是判定土体渗透破坏的核心指标,其计算方法围绕土体水力条件、几何特性及应力状态展开。随着研究的深入,经典计算方法形成了适配不同土体类型的体系,围绕土体细观孔隙结构、应力状态及地基赋存条件等关键影响因素进行了深入研究,通过细化颗粒起动判据、量化关键参数

与临界水力坡降的耦合关系^[1-2],建立了多因素耦合的临界水力坡降改进计算模型^[3-4],并通过室内试验或数值模拟验证模型参数的合理性,提高了无黏性土、砂性土、砂砾石土等不同土体及双层地基等特殊结构的临界水力坡降计算精度与适配性^[5-7]。试验技术方面,二元堤基模型试验、潜蚀可视化试验及细观渗流侵蚀试验等实现了颗粒运移与临界水力坡降的直接观测^[8-10];数值方法如多场耦合^[11]、渗流场模拟^[12-13]等,有效支撑了复杂地层条件下计算模型的验证与优化^[6,14-15]。总体而言,管涌临界水力坡降计算是多因素耦合的结果,但部分模型适用场景有限,复杂应力与极端水力荷载下的计算方法尚未成熟,模型通用性与交叉验证需进一步加强,为完善统一计算框架提供关键支撑。

本文基于浑水渗流理论,利用达西渗透系数公式建立了浑水渗流过程中渗透系数与初始孔隙率(初始孔隙比)、初始渗透系数的关系及浑水渗流过程中渗透系数随时间的变化公式,根据自由土颗粒所受渗流拖曳力与有效重量相平衡的管涌临界起动条件,推导了发生管涌的临界渗流速度和临界水力坡降计算公式,给出了利用有限元软件迭代求解非稳定渗流管涌发生与发展过程的计算方法,最后通过工程实例验证了本文方法的有效性。

1 浑水渗流理论与堤坝管涌分析方法

1.1 土体渗透系数与孔隙率的关系

达西定律给出了清水在层流状态下的渗透速度、渗透流量与水力坡降之间的比例关系,其中渗透系数是一个不随时间变化的介质常数。但对于有浑水入渗地层发生淤堵或浑水出渗地层发生管涌的渗流来说,渗流过程中地层的孔隙比、渗透系数甚至渗透介质是随时间而变化的,为此需先确定地层中孔隙比随浑水渗流过程的变化规律,在此基础上再研究渗透系数随时间的变化规律。

土体渗透系数的大小与土体的级配和孔隙比直接相关,随着管涌的发展,土体的级配、密度与孔隙比会同时发生变化,但影响渗透系数的主要因素是孔隙比,管涌过程中土体的密度在减小,孔隙比在变大,土体的渗透系数也随之增大。粗粒土的渗透系数与孔隙比或孔隙率的关系式已有很多种,本文以达西渗透系数公式为例来研究浑水渗流(含浑水入渗淤堵和浑水出渗管涌)过程中土体渗透系数的计算方法。

达西渗透系数公式为:

$$k=\frac{\beta \gamma_w}{\lambda \eta} \frac{n^2}{1-n} d^2=\frac{\beta \gamma_w}{\lambda \eta} \frac{e^2}{1+e} d^2 \tag{1}$$

式中: k 为土体渗透系数; n 、 e 分别为土体的孔隙率与孔隙比; d 为颗粒粒径,mm; β 为颗粒的球体系数,圆球时取 $\pi/6$; λ 为邻近颗粒的影响系数,对于无限水体中的圆球取 3π ; η 为水的动力黏滞系数; γ_w 为水的容重,kN/m³。

根据党发宁等^[14]的研究,对于黏性土来说,将薄膜水所占据的孔隙体积与土颗粒体积之比定义为黏性土的无效孔隙比(e_0)。土体孔隙比 e 与无效孔隙比 e_0 的差值即为有效孔隙比 e_u ,用有效孔隙比替换式(1)中的孔隙比,式(1)仍然成立。党发宁等^[14]给出了稠度指标法、起始坡降法、双电层参数法和击实饱和法等4种计算无效孔隙比的方法,其中稠度指标法最有效实用,该方法在计算孔隙比时,将液限含水量所占据的空间体积换算为无效孔隙比。下文孔隙比均指有效孔隙比,所有计算公式同时适合粗粒土与细粒土。

由于水的动力黏滞系数、土的颗粒比表面积以及颗粒形状系数均不便量测,因此本文假定这些参数在浑水渗流过程中不变,可以用初始时刻其他便于测定的力学参数等效替代^[16],亦即管涌过程中土体渗透系数的变化主要是由细颗粒流失造成孔隙率增大而引起的。由于初始渗透系数 k_0 、初始孔隙率 n_0 、初始孔隙比 e_0 可由式(1)计算得到,故:

$$\frac{\beta \gamma_w}{\lambda \eta} d^2=k_0 \frac{1-n_0}{n_0^2}=k_0 \frac{1+e_0}{e_0^2} \tag{2}$$

将式(2)代入式(1)可得浑水渗流 t 时刻用初始孔隙率 n_0 (初始孔隙比 e_0)表示的浑水入渗淤堵或浑水出渗管涌影响范围内的土体渗透系数:

$$k_t=\frac{\beta \gamma_w}{\lambda \eta} \frac{n_t^2}{1-n_t} d^2=k_0 \frac{1-n_0}{n_0^2} \frac{n_t^2}{1-n_t}=\\ \frac{\beta \gamma_w}{\lambda \eta} \frac{e_t^2}{1+e_t} d^2=k_0 \frac{1+e_0}{e_0^2} \frac{e_t^2}{1+e_t} \tag{3}$$

式中: k_t 、 n_t 、 e_t 分别为浑水渗流 t 时刻的渗透系数、孔隙率和孔隙比。式(3)的优点在于利用初始渗透系数和初始孔隙率(初始孔隙比)就可计算管涌时渗透系数的变化过程,回避了测算水的动力黏滞系数、土颗粒比表面积以及颗粒形状系数的不便,从而简化求解。

1.2 土体孔隙率(孔隙比)随时间变化的计算公式

取渗流影响范围内的土体为单元体,假定浑水渗流过程中单元体总体积保持不变,由于浑水渗流引起土体中细颗粒的含量变化(浑水入渗淤堵时为细颗粒增加,浑水出渗管涌时为细颗粒流失),导致土体的整体密度发生变化,进而影响孔隙率。根据浑水带出或带入地层的固体颗粒体积等于地层孔隙

的体积变化量,可得浑水渗流时刻 t 渗流影响范围内土体的孔隙率和孔隙比为:

$$n_t = \frac{V_{st} + V_0}{V} = \frac{V_{st}}{V} + n_0 \quad (4)$$

$$e_t = \frac{n_t}{1 - n_t} \quad (5)$$

式中: V 为浑水渗流影响范围内土体的总体积; V_0 为浑水渗流初始时刻渗流影响范围内孔隙的体积; V_{st} 为浑水渗流 t 时刻浑水入渗淤堵带入地层的泥沙或管涌出渗带出地层的泥沙总体积,浑水入渗淤堵时取负值,管涌出渗时取正值。

1.3 土体管涌过程中临界渗流速度与临界水力坡降的确定方法

土体之所以发生管涌,是因为土体中的细粒含量较少,粗颗粒没有对细颗粒形成压实约束。因此,可以认为管涌过程中能够移动的土颗粒处于无约束状态,这样当渗透水流的拖曳力等于其有效重量时,管涌开始发生,依此可以得到土体管涌过程中临界渗流速度的确定方法。

依据 Stokes 给出的针对一个土颗粒的层流阻力公式,可知一个不受约束的土颗粒所受的渗透水流拖曳力为^[17]:

$$F = \lambda \eta dv' \quad (6)$$

式中: F 为拖曳力; d 为可在管涌过程中移动的颗粒直径,根据经验一般取 $d_5 \sim d_3$,即颗分曲线上累计质量分数在 5%~3%时对应的颗粒直径,本文取 d_5 ,管涌过程中这一参数也是一个变量,可以由土体的级配曲线扣除已经流失的颗粒计算得到,因此以下将其记为 d_{5t} ; v' 为颗粒周围孔隙水沿渗流方向的局部平均流速,与土体渗透速度 v 的关系为 $v = nv'$ 。对于水体中的圆球有 $\lambda = 3\pi$,将 d_5 记为 d_{5t} ,式(6)可以改写为:

$$F = 3\pi\eta d_{5t}v/n \quad (7)$$

将管涌过程中可移动的土颗粒当成球体,根据土粒比重 G 的计算公式 $G = W_s/V_p\gamma_w$ (V_p 为单个土颗粒球体的体积),可得单个球形土颗粒的有效重量 W_s 为:

$$W_s = GV_p\gamma_w - V_p\gamma_w = \frac{1}{6}\pi d_{5t}^3(G-1)\gamma_w \quad (8)$$

令渗透水流的拖曳力 F 等于其有效重量 W_s ,可得管涌发生的临界渗流速度 v_{cr} 为:

$$v_{cr} = \frac{1}{18\eta}nd_{5t}^2(G-1)\gamma_w \quad (9)$$

根据达西定律可得发生管涌的临界水力坡降为:

$$i_{cr} = \frac{1}{18k_t\eta}nd_{5t}^2(G-1)\gamma_w \quad (10)$$

当然,发生管涌的临界水力坡降也可根据土颗粒自重、静水浮力及渗透力相平衡原理得到的以下经验公式进行计算^[18]:

$$i_{cr} = 2.2(1-n)^2(G-1)\frac{d_5}{d_{20}} \quad (11)$$

假设有限元计算到某时步时,一个单元的土颗粒总体积(由于密度直接算出)为 V_s ,管涌流失的颗粒总体积为 V_{st} ,则随时间变化的 d_{5t} 为粒径级配曲线上以 5% $(V_s - V_{st}) \times 100\%$ 计算结果作为纵坐标所对应的横坐标值。

1.4 浑水出渗方程及其有限元求解方法

过流面积区域内管涌的浑水出渗总渗流量 V_t 为:

$$V_t = \int_0^T k_t i A dt \quad (12)$$

式中: T 为出渗时间; A 为过流面积; i 为水力坡降。

假定管涌渗出水中的固体颗粒的体积分数为 α ,且不随管涌过程变化(可根据试验或现场测定值取某段时间的平均值,无试验资料时依据经验确定),则管涌流失的颗粒总体积可根据 $V_{st} = \alpha V_t$ ^[14] 计算得到。

注意,本文是以管涌出渗带出固体土颗粒为例进行分析的,当 V_{st} 取负值时,利用本文方法就可计算浑水入渗导致细颗粒在砂砾石地基中的淤堵问题。将式(4)代入式(3),得到渗透系数随管涌过程的变化关系式如下:

$$k_t = k_0 \frac{1 - n_0}{n_0^2} \frac{[(\alpha V_t + V_0)/V]^2}{1 - (\alpha V_t + V_0)/V} \quad (13)$$

进一步可得单位过流面积的渗流量随时间变化的关系式如下:

$$V_t = \int_0^T k_0 \frac{1 - n_0}{n_0^2} \frac{i A [(\alpha V_t + V_0)/V]^2}{1 - (\alpha V_t + V_0)/V} dt \quad (14)$$

利用式(10)~(14)即可以借助有限元程序模拟管涌的发生和发展过程。计算步骤为:①采用非稳定渗流分析有限元软件计算得到研究区的初始渗流场,根据临界水力坡降计算公式(式(10)或(11))逐个单元判断是否发生了管涌;②对已经发生管涌破坏的单元,依据式(13)和式(14)计算该单元渗透系数的变化,再根据式(10)或(11)计算临界水力坡降的变化;③调整地层对应单元的渗透系数及临界水力坡降,重新进行本时步的渗流场计算;④进入下一时间步,重复前3步计算过程。

2 实例验证

2.1 工程概况

山东某中型水库的流域面积为 80 km²,水库的

总库容为 2 696 万 m^3 。水库始建于 1975 年 12 月, 1980 年 12 月开始蓄水, 是一座以防洪、灌溉为主的综合性中型水库。水库主坝轴线全长 335.00 m, 由土坝、黏土斜墙坝、堆石重力坝等组成。黏土斜墙坝全长 540.00 m, 高程 302.00~336.00 m 为黏土斜墙, 墙顶高程 341.80 m, 黏土斜墙顶宽 6.40 m, 迎水面坡比 1:2.50, 底面坡比 1:2.00。黏土斜墙坝上游坝坡为干砌块石护坡, 下游侧坝体为阶地体, 在古河道段高程 302.00 m 以下为卵砾石层, 卵砾石层至基岩采用厚 0.70 m、长 102.00 m、最大深度 18.00 m 的混凝土防渗墙。黏土斜墙上游没有设置保护层, 斜墙厚度与所承受的水头相比偏薄。黏土斜墙坝与卵砾石层之间只设置一层反滤层。水库的正常蓄水位为 336.00 m, 设计洪水位为 338.53 m, 校核洪水位为 339.34 m。

因各种原因, 防渗墙施工质量较差, 水库蓄水之初即出现渗漏现象。1980 年水库蓄水后, 坝后约 200 m 处出现渗漏点及渗漏带, 采用了帷幕灌浆截渗措施处理, 渗漏量有所下降。1992 年 5 月黏土斜墙上又出现 4 处塌坑, 塌坑开挖现场清晰地观察到护坡石和垫层发生严重破坏, 黏土斜墙坝体已有部分塌陷, 水流冲蚀现象严重, 渗流导致坝内出现低密度区, 黏土斜墙上已形成明显的渗流通道, 通道口径 68 cm, 也就是发生了严重的管涌。

2.2 黏土斜墙坝渗流计算模型

黏土斜墙坝有限元计算模型如图 1 所示, 模型以 302.00 m 高程线与混凝土防渗墙对称轴线交点为原点、指向下游方向(图中向右)为 x 轴正方向、向上为 y 轴正方向建立坐标系, 网格划分如图 2 所示, 划分单元 12 133 个, 节点数为 12 392。

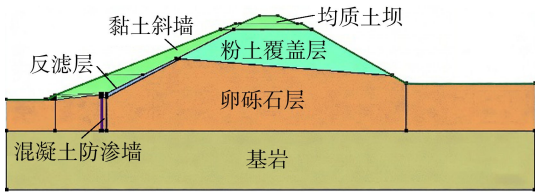


图 1 黏土斜墙坝材料分区

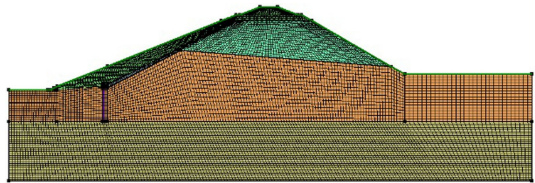


图 2 黏土斜墙坝网格划分

坝体及坝基各部位渗透系数按勘探和设计情况取值, 坝前黏土斜墙渗透系数为 $4.10 \times 10^{-6} \text{ m/s}$, 坝基卵砾石层渗透系数为 $8.70 \times 10^{-3} \text{ m/s}$, 混凝土防渗墙渗透系数为 $1.70 \times 10^{-9} \text{ m/s}$, 反滤层渗透系数为

$4.05 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ 。坝后高程 302.00 m 处自由出渗。

2.3 黏土斜墙与反滤料的渗透特性

2.3.1 黏土斜墙的渗透特性

黏土斜墙坝由重粉质黏土填筑而成, 填筑质量不均匀。重粉质黏土为红褐色, 可塑状态, 干密度 $1.41 \sim 1.73 \text{ g/cm}^3$, 平均值为 1.62 g/cm^3 , 没有达到设计干密度不小于 1.65 g/cm^3 的要求; 标准贯入击数为 $3.7 \sim 5.7$, 属中等压缩性; 渗透系数平均为 $4.10 \times 10^{-6} \text{ m/s}$, 属弱透水性。渗透变形类型为流土, 根据规范可知坝体黏土的允许水力坡降为 4~5, 不超过 10。黏土斜墙料中粒径 < 0.002 、 $0.002 \sim < 0.005$ 、 $0.005 \sim < 0.01$ 、 $0.01 \sim < 0.05$ 、 $0.05 \sim < 0.075 \text{ mm}$ 的颗粒质量分数分别为 11.1%、3.7%、6.2%、73.6%、5.4%。

2.3.2 反滤料的渗透特性

建坝时取土区内反滤材料缺乏, 只在黏土斜墙下部设置了一层反滤层, 反滤料采用无黏性粗砂, 土粒比重为 2.68, 孔隙比为 0.48, 渗透系数为 $4.05 \times 10^{-5} \text{ m/s}$, 反滤料中粒径 < 0.075 、 $0.075 \sim < 0.25$ 、 $0.25 \sim < 0.5$ 、 $0.5 \sim < 2.0$ 、 $2.0 \sim 5.0 \text{ mm}$ 的颗粒质量分数分别为 0.5%、4.3%、26.7%、68.2%、0.3%。

本文选用刘杰等^[18]提出的细粒含量判别法判别反滤料的渗透变形形式。由反滤料颗粒级配可知, 其不均匀系数为 5.12, 颗粒是不均匀的, 曲率系数为 1.91, 可知其颗粒连续, 所以反滤料是颗粒级配连续的不均匀砂土。级配连续型土采用几何平均粒径作为区分粒径, 在反滤料颗粒级配曲线上查得反滤料的渗透变形形式为管涌。

2.3.3 反滤层管涌的临界水力坡降

由颗粒级配曲线得反滤料 $d_5 = 0.21 \text{ mm}$, $d_{20} = 0.42 \text{ mm}$, 由式(11)计算得到 $i_{cr} = 0.483$; η 取 20℃ 时的 $1.010 \times 10^{-6} \text{ kPa} \cdot \text{s}$, 由式(10)计算得到 $i_{cr} = 0.500$ 。两种方法计算得到的反滤料临界水力坡降非常接近, 间接说明式(10)是合理的, 按偏于保守考虑, 以下计算中反滤料的临界水力坡降取 0.483。

2.4 反滤层管涌破坏过程计算

由于反滤层设计不规范, 水库正常蓄水时, 反滤料可被渗透水流冲蚀形成管涌, 黏土斜墙失去反滤料的保护后将发生渗透破坏, 坝体产生上、下游贯通的渗漏通道。下文以浑水渗流理论为基础, 首先采用式(10)或式(11)判定管涌发生条件, 采用有限元软件计算渗流场时运用式(13)和式(14)计算管涌发生后渗透系数的演化, 以此来分析该大坝正常蓄水位时的渗透破坏过程。

2.4.1 第一次计算

首先利用有限元软件进行初始渗流场计算, 得到黏土斜墙与反滤层附近的水头等值线、水力坡降

与流速分布如图 3~5 所示,反滤层与卵砾石层接触位置处的流速、水力坡降随 x 坐标的变化如图 6 所示。

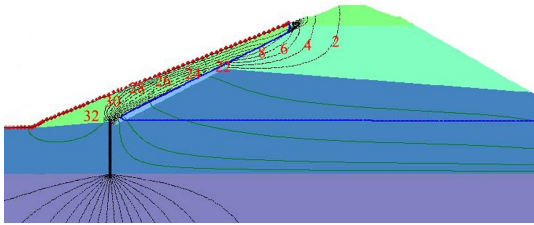


图 3 第一次计算时黏土斜墙与反滤层附近水头等值线(单位:m)

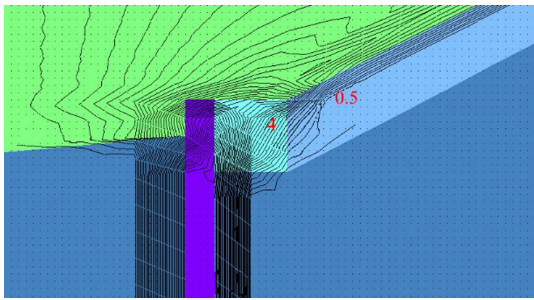


图 4 第一次计算时黏土斜墙与反滤层附近水力坡降等值线

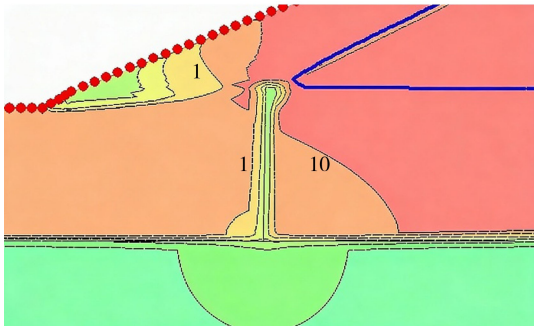


图 5 第一次计算时黏土斜墙与反滤层附近流速等值线(单位: 10^{-6} m/s)

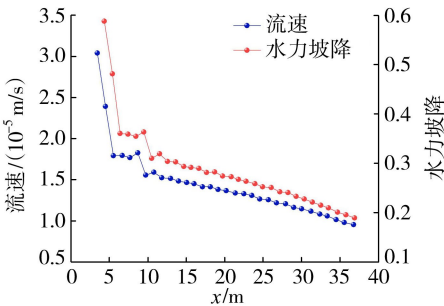


图 6 第一次计算时反滤层与卵砾石层接触位置处流速和水力坡降随 x 坐标的变化曲线

可见正常蓄水位 336.00 m 时,水头等值线集中分布于黏土斜墙和反滤层中,其中黏土斜墙承受着大部分的水头,反滤层中的水头等值线分布于底部和顶部,以底部较密集。由图 6 结合图 4、图 5 可知,在较大范围内流速的最大值达到 1×10^{-5} m/s,渗

流速度较大,留下了很大的安全隐患。反滤层底部的水力坡降较大,最大值已达到 4,为临界水力坡降 0.483 的 8.28 倍。反滤层与卵砾石层接触位置处的最大水力坡降为 0.6,也大于临界水力坡降,该位置存在渗透破坏危险。

由于设计和施工的原因,卵砾石层的渗透系数较大,级配不良,不能有效防止反滤层颗粒的流失,同时由于反滤料自身级配不能保证稳定,在水力坡降大于临界水力坡降时会发生管涌破坏,基于此,选择反滤层中水力坡降大于临界水力坡降的区域,由浑水渗流程序进行计算。

由图 7 可见,整个管涌时间内孔隙率、渗透系数都呈现出明显的增大趋势,且孔隙率、渗透系数的增大速率随着时间的增长而增大,这与现场观测到的土体管涌破坏发展过程能较好地吻合。在初始时刻,由于被渗透水流带出管涌口的颗粒粒径较小,在渗流量和渗流速度都较小的情况下,细颗粒的流失速度也相应较缓慢,所以孔隙率、渗透系数也在缓慢增长,但土体中细颗粒的流失导致了局部渗透系数的增大,使管涌水向该区域集中,加速了管涌的发展。随着细颗粒的不断流失,土体的孔隙通道越来越大,可以允许一些较大粒径的颗粒通过,此时管涌就会呈现加速发展的趋势。土体渗透系数从 $5\times 10^{-5}\sim 5\times 10^{-4}$ m/s 历时 1 700 s,而从 $5\times 10^{-4}\sim 5\times 10^{-3}$ m/s 的则只用了 200 s,速率变化非常明显,说明反滤层中的黏性颗粒一旦流失完成,反滤层将在很短时间内破坏。

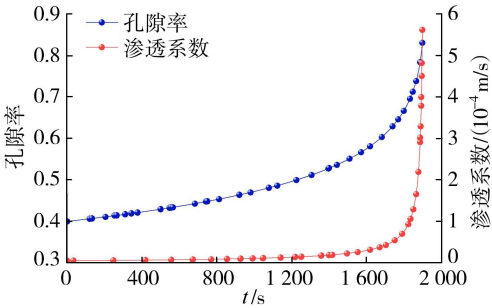


图 7 管涌区孔隙率和渗透系数随时间变化曲线

2.4.2 第二次计算

在第一次计算的基础上,按照 1.4 节给出的有限元求解方法进行第二次计算,得到黏土斜墙与反滤层附近的水头等值线如图 8 所示。

正常蓄水位 336.00 m 时,第一次计算的反滤层已经发生管涌破坏,由图 8 可知,第二次计算的水头等值线仍分布于黏土斜墙和反滤层中,与第一次计算结果比较,黏土斜墙承受的水头增大,反滤层中的水头等值线分布更加密集。由图 9 可见,反滤层底部局部位置流速最大值已达 4.81×10^{-5} m/s,而且分

布范围集中,使此处更容易发生渗流破坏。反滤层底部的水力坡降仍然很大,反滤层上方水力坡降已达 5.8 左右,约为临界水力坡降的 12 倍,管涌范围将进一步扩大。

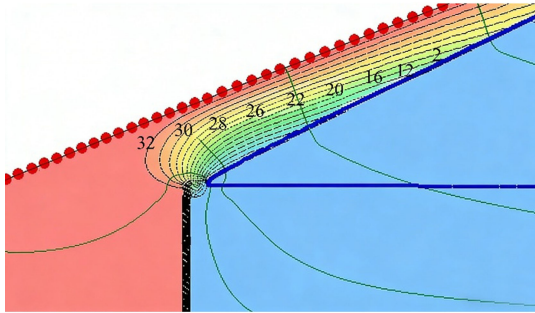


图 8 第二次计算时黏土斜墙与反滤层附近水头等值线(单位:m)

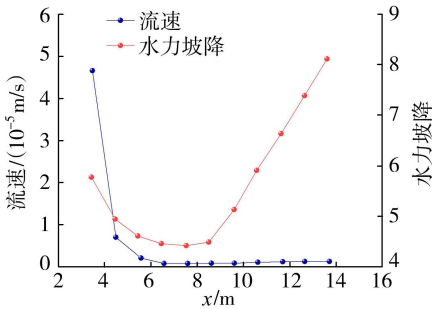


图 9 第二次计算时反滤层与卵石石层接触位置处流速和水力坡降随 x 坐标的变化曲线

2.4.3 第三次计算

在第一、二次计算的基础上进行第三次计算,得到黏土斜墙与反滤层附近的水头等值线、水力坡降与流速分布如图 10~12 所示,反滤层与卵石石接触位置处的流速、水力坡降随 x 坐标变化如图 13。

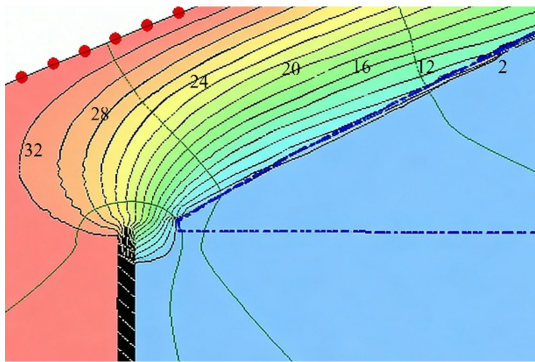


图 10 第三次计算时黏土斜墙与反滤层附近水头等值线(单位:m)

由图 10 可知,所有的水头都由黏土斜墙承担,在黏土斜墙底部水头等值线分布密集,造成在此位置水力坡降很大,由图 13 可知,此处最大流速为 $7.34 \times 10^{-5} \text{ m/s}$,较第一次计算的初始值有大幅度的提升。对照图 12 可见流速达到 $3.16 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ 的区域明显扩大,此时在防渗墙与黏土斜墙接触位置最

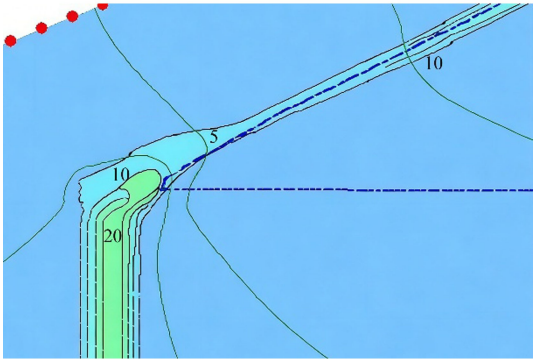


图 11 第三次计算时黏土斜墙与反滤层附近水力坡降等值线

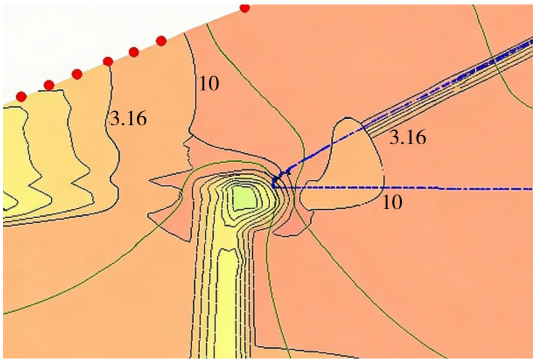


图 12 第三次计算时黏土斜墙与反滤层附近流速等值线(单位: 10^{-5} m/s)

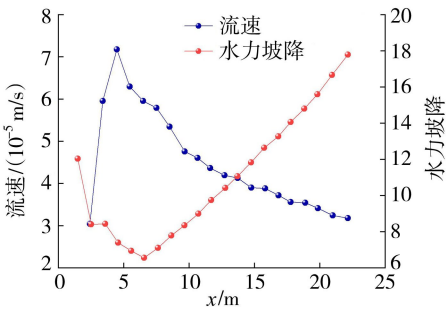


图 13 第三次计算时反滤层与卵石石层接触位置处流速和水力坡降随 x 坐标的变化曲线

大水力坡降已达到 20。

由于反滤层的管涌破坏,致使防渗墙顶部的黏土斜墙失去反滤层的保护,使得该处黏土斜墙中的水力坡降达到 20,已超过了黏土斜墙的允许水力坡降(4~5),在库区高水位作用下,此处的黏土斜墙发生流土破坏,使黏土斜墙被击穿,成为贯通上下游的集中渗漏通道。这是大坝在蓄水后黏土斜墙上出现多处塌坑的直接原因。

上述计算结果与 1992 年现场实测的黏土斜墙塌坑位置及破坏形态高度吻合,成功再现了从反滤层局部管涌发展到黏土斜墙被击穿形成贯通上下游集中渗漏通道的完整演化过程。3 次迭代计算清晰地展示了管涌破坏的渐进性特征,第一次计算显示反滤层底部水力坡降远超临界值,局部区域首先发

生管涌,随着反滤料细颗粒流失,渗透系数在短时间内急剧增大,第二次计算显示管涌范围显著扩大,至第三次计算时防渗墙顶部黏土斜墙处水力坡降已超过允许值,最终导致黏土斜墙流土破坏。这一计算过程完整揭示了管涌破坏由点到面、由局部到整体的发展机理,与实际观察到的形成塌坑、通道扩展、坝面塌陷的破坏顺序一致,验证了本文方法在预测管涌发生位置、判断破坏发展趋势及评估工程安全风险方面具有良好的可靠性和工程适用性,为类似堤坝工程的渗流安全评价提供了有效的分析手段。

3 结 语

本文以浑水渗流理论为基础,采用达西渗透系数公式建立了浑水渗流过程中渗透系数与初始孔隙率(初始孔隙比)、初始渗透系数的关系;根据浑水带出或带入地层的固体颗粒体积等于地层孔隙的变化量这一原理,推导了浑水渗流过程中孔隙率(孔隙比)随时间的变化公式及浑水渗流过程中渗透系数随时间的变化公式。以地层管涌过程为例,根据自由土颗粒所受渗流拖曳力与有效重量相平衡的管涌临界起动条件,推导了发生管涌的临界渗流速度和临界水力坡降计算公式,给出了利用有限元软件迭代求解非稳定渗流管涌发生与发展过程的计算方法。利用本文提出的计算方法重现了山东发生管涌破坏的某中型水库大坝反滤层的管涌过程及黏土斜墙被渗流击穿、坝面出现塌坑的过程,验证了本文方法的有效性。

参考文献:

[1] Deng Zezhi, Wang Gang, Jin Wei, et al. Characteristics and quantification of fine particle loss in internally unstable sandy gravels induced by seepage flow [J]. Engineering Geology, 2023, 321: 107150.

[2] Pol J C, Kanning W, van Beek V M, et al. Temporal evolution of backward erosion piping in small-scale experiments [J]. Acta Geotechnica, 2022, 17 (10): 4555-4576.

[3] Ming P, Lu J, Cai X, et al. Multi-particle model of the critical hydraulic gradient for dike piping [J]. Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2020, 57 (3): 200-210.

[4] Zhang S, Ye F, Liu Y, et al. Critical hydraulic gradient of piping erosion under free flow and seepage flow coupling model [J]. Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2023, 60 (5): 419-427.

[5] 梁越, 龚胜勇, 杨咏梅, 等. 间断级配散粒土侵蚀过程及强度演变机理研究 [J]. 岩土工程学报, 2024, 46 (3): 632-639. (Liang Yue, Gong Shengyong, Yang Yongmei, et

al. Erosion process and strength evolution mechanism of gap-graded cohesionless soil [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2024, 46 (3): 632-639. (in Chinese))

[6] 王明年, 江勇涛, 于丽, 等. 砂性土细颗粒起动临界水力坡降计算方法 [J]. 岩土力学, 2020, 41 (8): 2515-2524. (Wang Mingnian, Jiang Yongtao, Yu Li, et al. Analytical solution of startup critical hydraulic gradient of fine particles migration in sandy soil [J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, 41 (8): 2515-2524. (in Chinese))

[7] 吴梦喜, 高桂云, 杨家修, 等. 砂砾石土的管涌临界渗透坡降预测方法 [J]. 岩土力学, 2019, 40 (3): 861-870. (Wu Mengxi, Gao Guiyun, Yang Jiaxiu, et al. A method of predicting critical gradient for piping of sand and gravel soils [J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, 40 (3): 861-870. (in Chinese))

[8] 李火坤, 王文韬, 王姣, 等. 二元堤基结构堤防管涌机理模型试验 [J]. 水利水电科技进展, 2024, 44 (1): 79-88. (Li Huokun, Wang Wentao, Wang Jiao, et al. Model test study on piping mechanism of binary dike foundation structure [J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2024, 44 (1): 79-88. (in Chinese))

[9] 梁越, 代磊, 魏琦. 基于透明土和粒子示踪技术的渗流侵蚀试验研究 [J]. 岩土工程学报, 2022, 44 (6): 1133-1140. (Liang Yue, Dai Lei, Wei Qi. Experimental study on seepage erosion based on transparent soil and particle tracing technology [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2022, 44 (6): 1133-1140. (in Chinese))

[10] 罗玉龙, 李澳, 张海彬, 等. 不同层间系数条件下双层地基潜蚀可视化试验研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2024, 43 (1): 226-235. (Luo Yulong, Li Ao, Zhang Haibin, et al. Visual experimental study on suffusion in double-layered soil under different retention ratios [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2024, 43 (1): 226-235. (in Chinese))

[11] Zou Yuhua, Chen Chen, Zhang Limin. Simulating progression of internal erosion in gap-graded sandy gravels using coupled CFD-DEM [J]. International Journal of Geomechanics, 2020, 20 (1): 0001520.

[12] Al-Janabi A, Dibs H, Sammen S, et al. Comparison analysis of seepage through homogenous embankment dams using physical, mathematical and numerical models [J]. Arabian Journal for Science and Engineering, 2025, 50 (11): 8143-8152.

[13] 刘胜, 王媛, 冯迪. 堤防管涌渗流场响应特征的数值模拟 [J]. 水利水电科技进展, 2023, 43 (6): 10-16. (Liu Sheng, Wang Yuan, Feng Di. Numerical simulation of response characteristics of seepage field during embankment piping [J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2023, 43 (6): 10-16. (in Chinese))

(下转第 45 页)

[9] 黄显峰,王宁,刘志佳,等. 基于改进 NSGA-Ⅱ算法的梯级水库多目标优化调度[J]. 水利水电科技进展,2024,44(4):51-58. (Huang Xianfeng, Wang Ning, Liu Zhijia, et al. Multi-objective optimal operation of cascade reservoirs based on improved NSGA-Ⅱ algorithm [J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2024,44(4):51-58. (in Chinese))

[10] 赵紫薇,杨哲,张全旺,等. 考虑预报不确定性的梯级水库群联合优化调度[J]. 水利水电科技进展,2025,45(4):67-75. (Zhao Ziwei, Yang Zhe, Zhang Quanwang, et al. Joint optimal operation of cascade reservoirs considering forecast uncertainty [J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2025,45(4):67-75. (in Chinese))

[11] 王奇,邢龙,简铁柱,等. 基于改进智能水滴算法的梯级水库群调峰调度研究[J]. 水电能源科学,2023,41(4):97-101. (Wang Qi, Xing Long, Jian Tiezhu, et al. Research on peak shaving scheduling of cascade reservoir groups based on improved intelligent water drop algorithm [J]. Water Resources and Power, 2023, 41(4):97-101. (in Chinese))

[12] 许婷婷. 梯度交叉实数编码遗传算法及其在梯级水库优化调度中的应用[D]. 武汉:华中科技大学,2021.

[13] 汪涛,徐杨,刘亚新,等. 基于多种群引力粒子群算法的金沙江下游:三峡梯级水库群优化调度[J]. 长江科学院院报,2023,40(12):30-36. (Wang Tao, Xu Yang, Liu Yaxin, et al. Optimal operation of cascade reservoirs in the lower reaches of Jinsha River to the Three Gorges based on multi-group gravitational particle swarm algorithm [J]. Journal of Changjiang River Scientific Research Institute, 2023,40(12):30-36. (in Chinese))

[14] 夏燕. 梯级水库群发电-生态协同调度混合量子粒子群算法研究[D]. 武汉:华中科技大学,2019.

[15] 乔英. 梯级水库群多目标优化调度研究[D]. 北京:华北电力大学(北京),2020.

[16] 刘百灵,李仓水,刘芳业. 基于 NSGA-Ⅲ的黄河上游梯级水库多目标调度研究[J]. 人民黄河,2022,44(4):140-144. (Liu Bailing, Li Cangshui, Liu Fangye. Study on multi-objective operation of cascade reservoirs in the upper reaches of the Yellow River based on NSGA-Ⅲ [J]. Yellow River,2022,44(4):140-144. (in Chinese))

[17] 金文婷,王义民,畅建霞,等. 黄河中下游水资源多目标利益对古贤水库运行的响应[J]. 水利水电科技进展,2024,44(1):52-59. (Jin Wenting, Wang Yimin, Chang Jianxia, et al. Response of water resources multi-objective interests in middle-lower Yellow River to Guxian Reservoir operation [J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2024,44(1):52-59. (in Chinese))

[18] 王福岭. 基于协同差分演化算法的梯级水库短期发电优化调度研究[J]. 中国农村水利水电,2013(6):145-148. (Wang Fuling. Research on the application of co-differential evolution algorithm to the optimal operation of cascade reservoirs in a short time [J]. China Rural Water and Hydropower, 2013(6):145-148. (in Chinese))

[19] 吴芸. 实值优化问题的元启发式优化算法研究与应用[D]. 武汉:武汉大学,2021.

[20] Zitzler E, Thiele L, Laumanns M, et al. Performance assessment of multiobjective optimizers: an analysis and review [J]. IEEE Transactions on Evolutionary Computation, 2003,7(2):117-132.

[21] 周颖,周研来,鲁圆圆. 基于碳减排的梯级水库消落期多目标水碳调度研究[J]. 水生态学杂志,2024,45(1):18-25. (Zhou Ying, Zhou Yanlai, Lu Yuanyuan. Multi-objective water-carbon operation of cascaded reservoirs in the drawdown period based on carbon emission reduction [J]. Journal of Hydroecology, 2024,45(1):18-25. (in Chinese))

(收稿日期:2025-03-13 编辑:俞云利)

(上接第 37 页)

[14] 党发宁,刘云贺,陈军强,等. 浑水渗流理论及其工程应用[J]. 中国科学: E 辑 技术科学,2006(9):1029-1036. (Dang Faning, Liu Yunhe, Chen Junqiang, et al. Muddy water seepage theory and its application [J]. Science in China: Series E Technological Sciences, 2006(9):1029-1036. (in Chinese))

[15] 王霜,陈建生,钟启明. 多层堤基结构管涌动态发展的数值模拟[J]. 水利水电科技进展,2021,41(6):39-45. (Wang Shuang, Chen Jiansheng, Zhong Qiming. Numerical study on dynamic development process of piping in multi-stratum dike foundations [J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2021,41(6):39-45. (in Chinese))

[16] 高俊,党发宁,丁九龙,等. 考虑初始固结状态影响的软基固结计算方法研究[J]. 岩石力学与工程学报,2019,38(增刊1):3189-3196. (Gao Jun, Dang Faning, Ding Jiulong, et al. Research on soft soil consolidation calculation method considering the impacts of initial consolidation state [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, 38(S1):3189-3196. (in Chinese))

[17] Xue Haibin, Dang Faning, Li Yanlong, et al. Development of piping analysis method for embankment including time-dependent change in permeability coefficient [J]. International Journal of Geomechanics, 2021, 21(6):40210901-40210906.

[18] 刘杰,温彦锋,谢定松,等. 土石坝渗流控制基本原理与反滤层设计[M]. 北京:中国水利水电出版社,2022:17. (收稿日期:2025-03-04 编辑:熊水斌)