

文章编号:1671-6833(2012)05-0066-06

堤基管涌动态发展的数值模拟

吴梦喜,邓琴芳,黄艳北

(中国科学院力学研究所,北京 100190)

摘要:针对表层为相对不透水的黏性土薄层,下层为砂层的二元堤基管涌问题,提出了一个模拟堤基内部以管道形式溯源发展的流土型管涌的有限元数值模型.考虑了管涌通道中含沙浓度对水流阻力的影响,按照达西公式的形式给出了管涌区域流动的等效渗透系数的计算公式,将管涌通道和非管涌区统一用常规渗流分析方法求解;引入通道边壁土壤侵蚀速率与水流剪切力的关系,建立了管道输沙平衡方程.求解渗流方程和输沙平衡方程即可获得管涌通道随时间发展的动态过程.管涌砂槽模型试验的模拟表明,该模型能够定量地模拟管涌随时间发展的动态过程.

关键词:堤基;管涌;有限元;数值模拟

中图分类号:TV871 **文献标志码:**A **doi:**10.3969/j.issn.1671-6833.2012.05.015

0 引言

管涌是堤坝在洪水期间出现险情的主要原因之一.管涌险情的发展以流土型最为迅速.近年来,一些学者通过砂槽模型对流土型管涌发生发展的过程进行了大量试验研究,为数值模拟提供了依据^[1-2].在管涌发展的数值模拟方面,殷建华^[3]通过扩大预设管涌区域渗透系数的方法模拟了坝基存在管涌区域时的二维渗流场.随后,文献^[4-6]依据渗透变形判别条件,当单元的水力坡降超过临界比降值时即判定单元发生管涌,并将其渗透系数增大几个数量级的方式来模拟管涌通道的动态发展过程.周晓杰^[7]等通过设定固定直径的管道,将管道中的水流用清水管流理论模拟,未发生管涌的区域按照渗流计算,通过渗流-管流交替计算耦合的方法来计算管涌发展过程中的流场.由于含砂水流的阻力大于清水,该方法所得的管流沿程水头损失比实际小.上述的计算方法能够定性反映堤基管涌发展过程,却不能定量模拟管涌随时间发展的过程.作者针对表层为弱透水的黏性土层,下层为比较均匀的强透水砂层的典型“二元堤基”,考虑管道内水流含沙对阻力的影响来计算管涌区域的流场,引入通道边壁土壤侵蚀速率与水流剪切力的关系,建立管道输沙

平衡的方程.来模拟堤基管涌通道随时间发展的过程,并结合已有砂槽模型试验结果,对管涌发展过程中的渗流场及管道长度随时间的发展过程进行计算分析.

1 堤基管涌模拟方法

管涌动态发展的数学模型主要包括以下3方面内容:①管涌通道内流场计算;②管道内输沙计算;③管道向前发展及管径扩展模拟.

1.1 管涌通道流场计算

将管道当作渗流区域来模拟时,需确定其渗透系数.作者结合管道内两相流水头损失关系,考虑水和沙相互影响,来确定管涌通道的等效渗透系数.两相流水力坡降计算公式的基本形式为

$$i = i_0 + \Delta i. \quad (1)$$

式中: i 为管道的沿程水力坡降; i_0 为纯水流动时产生的水力坡降; Δi 为由于固体颗粒影响附加的水力坡降.

B. B. 卡杜里斯基从重力理论出发,得出式(1)表达为

$$i = \frac{\lambda}{2gD} v^2 + \alpha \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s} \eta \cdot \frac{w}{v}, \quad (2)$$

式中: λ 为沿程阻力系数,与管道中的流态有关,层流时, $\lambda = 64/Re$,其中 $Re = vD/\nu$, Re 是水流雷

收稿日期:2012-03-28;修订日期:2012-05-20

基金项目:国家自然科学基金资助项目(10932012)

作者简介:吴梦喜(1967-),男,中国科学院高级工程师,博士,主要从事水工结构与岩土工程数值方法研究, E-mail: wumx@imech.ac.cn.

诺数, ν 是水的运动黏性系数; g 为重力加速度; D 为管道直径; v 为混合液流速; α 为与颗粒粒径、比重有关的系数, 对于沙颗粒, α 值在 13 左右^[8]; γ_s 、 γ_w 分别为沙粒与水的容重; η 为混合液中固体质量占总质量的比值; w 为沙颗粒在静水中的沉速, 与颗粒粒径有关, 对于粒径为 d 的球形颗粒, 在静水中的沉速公式为^[9]

$$w = \sqrt{\frac{4}{3C_D}} \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w}} g d, \quad (3)$$

式中: C_D 为固体颗粒沉降的阻力系数, 与粒径有关。

将式(2)写成达西表达形式 $v = ki$, 得出管道的达西等效渗透系数 k 为

$$k = \frac{1}{\frac{\lambda}{2gD}v + \alpha \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s} \eta \cdot \frac{w}{v^2}} \quad (4)$$

当流速很低时, 水流最大挟沙力 η_{\max} 很小, 实际的含沙浓度 η 超过了管道水流的挟沙力, 水流真正能运输的含沙浓度为水流的挟沙力, 因此作者认为当管路中含沙质量浓度 $\eta > \eta_{\max}$ 时, 管路实际挟沙为 η_{\max} ; 当管路中含沙质量浓度 $\eta \leq \eta_{\max}$ 时, 管路实际挟沙为 η 。采用如下方法计算等效渗透系数:

$$k = \begin{cases} \frac{1}{\frac{\lambda}{2gD}v + \alpha \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} \eta \frac{w}{v^2}}, & \eta \leq \eta_{\max}; \\ \frac{1}{\frac{\lambda}{2gD}v + \alpha \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} \eta_{\max} \frac{w}{v^2}}, & \eta > \eta_{\max}. \end{cases} \quad (5)$$

最大挟沙力是指在一定的水流速度作用下, 断面水流所能挟带的全部砂量。在管路输送中, 水流的挟沙能力与流速有着密切联系, 1969 年, Shook 得出临界冲淤平衡流速公式为^[10]

$$v = 2.43 \frac{\eta_v^{1/3} \sqrt{2gD \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w}}}{C_D^{1/4}}, \quad (6)$$

式中: η_v 是管道含沙体积浓度 (混合液中沙粒体积占混合液体积的百分比值); D 是圆管直径; C_D 是颗粒沉降阻力系数。临界冲淤平衡状态下的体积含沙浓度是该流速下的最大挟沙浓度 η_v , 由上式可得

$$\eta_v = \left(\frac{C_D^{1/4}}{3.436 \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w}}} \cdot \frac{v}{\sqrt{gD}} \right)^3 \quad (7)$$

对于泥沙颗粒, 质量浓度 η_{\max} 与体积浓度 η_v 的转

换关系如下:

$$\eta_{\max} = \frac{\rho_s \eta_v}{(1 - \eta_v) \rho_w + \rho_s \eta_v}, \quad (8)$$

其中, ρ_s 、 ρ_w 分别为沙粒和水的密度。

1.2 管道输沙质量守恒方程

以管道截面的面积 A 为变量来推导管道内沙质量守恒方程, 图 1(a) 为管道周围水流示意图, 取长度为 ds 的微元管涌通道, 如图 1(b) 所示, 设 v 是混合液流速, ρ 是单位体积混合液中的含沙质量, A 是管道截面面积, ds 是微元的长度。

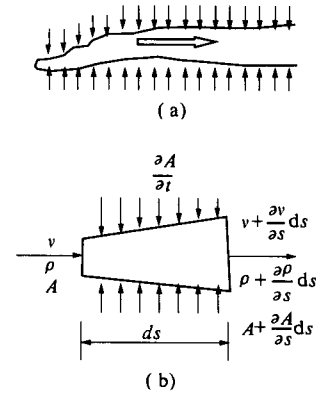


图1 管涌通道微元示意图

Fig.1 The infinitesimal schematic of the piping channel

单位时间内微元管道内沙量的变化量为 $\frac{\partial(\rho A \cdot ds)}{\partial t}$; 单位时间内左侧进沙量为 $\rho A v$; 单位时间内右侧出沙量为 $(\rho + \frac{\partial \rho}{\partial s} ds) \cdot (A + \frac{\partial A}{\partial s} ds) \cdot (v + \frac{\partial v}{\partial s} ds)$; 边壁的沙粒受到水流作用而起动时, 边壁也会产生一部分沙量, 由于冲刷过后的空间迅速被混合液充满, 得到单位时间内边壁土体被冲刷到管涌通道内的沙量为 $(\rho_d - \rho) \frac{\partial(A \cdot ds)}{\partial t}$, ρ_d

为边壁土体干密度。根据沙颗粒质量守恒得,

$$\frac{\partial(\rho A \cdot ds)}{\partial t} = \rho A v - (\rho + \frac{\partial \rho}{\partial s} ds) \cdot (A + \frac{\partial A}{\partial s} ds) \cdot (v + \frac{\partial v}{\partial s} ds) + (\rho_d - \rho) \frac{\partial(A \cdot ds)}{\partial t} \quad (9)$$

化简得到:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} = -(\rho \frac{\partial v}{\partial s} + \frac{\rho v}{A} \frac{\partial A}{\partial s} + v \frac{\partial \rho}{\partial s}) + \frac{\rho_d - 2\rho}{A} \frac{\partial A}{\partial t} ds \quad (10)$$

式(10)即为管涌通道内的沙质量守恒方程。

对于圆形或半圆形管道, 用 R 表示管道的半径, 式(10)整理均有

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} = \frac{2\rho_d - 4\rho}{R} \frac{\partial R}{\partial t} - (v \frac{\partial \rho}{\partial s} + \rho \frac{\partial v}{\partial s}) - \frac{2\rho v}{R} \frac{\partial R}{\partial s}. \quad (11)$$

1.3 管道半径扩展计算

集中管涌通道形成后,管道内壁土体颗粒承受水流剪切力作用,土体的侵蚀速率与水流的剪切力相关,目前文献中关于土体的侵蚀速率计算,大多假设其与受到的剪切力满足线性关系^[11-13].

$$\dot{V} = \begin{cases} k_d(\tau_b - \tau_c), & \tau_b \geq \tau_c; \\ 0, & \tau_b < \tau_c. \end{cases} \quad (12)$$

式中: \dot{V} 为单位时间单位面积(m^3/s)剥落的土体体积; τ_b 为管壁受到水流的剪应力(N/m^2); τ_c 为砂颗粒起动时所需的最小剪切力(N/m^2),即临界剪切力; k_d 为土体侵蚀系数($\text{m}^3/(\text{N} \cdot \text{s})$).

在水流作用下,管径不断扩大,以半径为 R 的圆形管道为例,推导管径变化公式.设在 Δt 时间内,单位长度的管段周围的土体发生的侵蚀量为

$$\Delta V = \dot{V} \cdot \Delta t \cdot A', \quad (13)$$

式中: A' 是管道边壁土体的侵蚀表面积(m^2), $A' = 2\pi R \cdot 1 = 2\pi R$.

管段周围的土体发生侵蚀后的管道半径变为 $R + \Delta R$,则管道侵蚀前后土体体积变化量为

$$\Delta V = \pi(R + \Delta R)^2 \cdot 1 - \pi R^2 \cdot 1 \approx 2\pi R \cdot \Delta R, \quad (14)$$

将式(14)代入(13)化简变为微分形式有

$$\dot{V} = \frac{\partial R}{\partial t}. \quad (15)$$

将式(15)代入(12),得

$$\frac{\partial R}{\partial t} = \begin{cases} k_d(\tau_b - \tau_c), & \tau_b \geq \tau_c; \\ 0, & \tau_b < \tau_c. \end{cases} \quad (16)$$

对半圆形管道,同样可得出式(16).

管壁受到水流的剪切力表达式为

$$\tau_b = \gamma_w R_x i, \quad (17)$$

式中: R_x 为水力半径(管道截面面积除以周长); i 为管道沿程水力坡降.

土体侵蚀系数与土体颗粒粒径、黏性和颗粒组成有关.Hanson和Simon^[14]试验总结出侵蚀系数与临界剪应力关系式为

$$k_d = 0.2\tau_c^{-0.5} \quad (18)$$

式中: k_d 的单位为, $\text{cm}^3/(\text{N} \cdot \text{s})$, τ_c 的单位为 N/m^2 .

土体颗粒的临界剪切力 τ_c 与颗粒粒径大小、

容重等有关,借鉴泥沙运动力学里河床泥沙的临界起动拖曳力公式(希尔兹公式),尝试建立适用于管涌通道内颗粒的临界起动剪切力公式.河床泥沙起动剪切力的计算公式基本形式如下^[16]

$$\tau_c' = \Theta_c d(\gamma_s - \gamma_w), \quad (19)$$

式中: τ_c' 为希尔兹起动剪切力; Θ_c 为希尔兹数,可根据希尔兹实验曲线查得,取值范围在 0.04 ~ 0.06 之间^[15]; d 为颗粒的粒径; γ_s 、 γ_w 分别为砂颗粒和水的容重.

对于管涌通道,由于竖直向渗透力的存在,管道内壁的颗粒起动时受到的摩擦力相对于相同河床面的颗粒而言较小,因而其起动剪切力较小,将河床里的泥沙起动剪切力乘上折减数 $(W' - F_j)/W'$, W' 为颗粒受到的浮容重; F_j 为单个颗粒渗透力,则管道内边壁土颗粒起动临界剪切力公式为

$$\tau_c = \frac{W' - F_j}{W'} \tau_c', \quad (20)$$

式中:

$$W' = \frac{\pi d^3}{6}(\gamma_s - \gamma_w), \quad (21)$$

$$F_j = \frac{\pi d^3}{6(1-n)} \gamma_w j_v, \quad (22)$$

其中: j_v 为垂直方向的水力梯度, n 为孔隙率.

1.4 管道尖端向前扩展模拟方法

堤基发生管涌后,管道长度随时间会逐步向前发展,而用有限元进行数值模拟时,单元长度是固定的,因此作者采用每次向前发展一个单元,通过考虑单元输沙来建立管道发展与时间的关系.认为当尖端土体达到其破坏的临界坡降时,管道向前发展一个单元步长,该单元按水流最大挟沙力输沙,单元含沙浓度减小,当减小到断面最大挟沙量时,认为该尖端单元疏通,尖端可以继续向前扩展.具体方法如下:设尖端处 b 点向前等截面扩展一个单元至 a 点,如图 2(a) 所示,用 ρ_a 、 ρ_b 分别表示 a 、 b 点处含沙质量密度, $\rho_{b\max}$ 表示 b 点处水流最大挟沙力,由于 b 点前后土体含沙质量密度 ρ 不连续,为保持密度连续,将破坏单元 ab 内密度重新分布,保证单元内总质量不变,使得土体的含沙质量密度 ρ 沿 ab 呈线性分布,如图 2(b) 所示.

用 A 表示管道截面面积, L 表示单元长度,单元含沙质量密度重新分布后,满足线性函数关系,单元内沙土的总质量为

$$m = \frac{1}{2}AL(\rho_a + \rho_b). \quad (23)$$

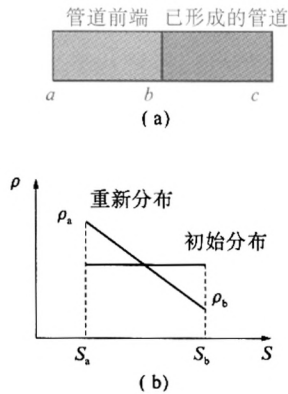


图2 管涌尖端单元密度重新分布示意图

Fig.2 Density re-distribution of the Piping tip element

$n-1$ 时刻 ab 单元的质量为 m_{n-1} , b 点以最大挟沙量 ρ_{bmax} 对单元进行沙土运输, Δt 时间后, ab 单元的质量变为 m_n ,则

$$m_n = m_{n-1} - (\rho_{bmax})_n \cdot (v_b)_n \cdot A \cdot \Delta t, \quad (24)$$

代入式(23)得到 a 点在 n 时刻的密度为

$$\rho_a = \frac{2m_n}{AL} - (\rho_{bmax})_n, \quad (25)$$

当 $\rho_a = \rho_{bmax}$ 时,表示单元输沙完成,单元疏通,尖端可以继续向前扩展.

对于泥沙颗粒,混合液含沙质量密度 ρ 与体积浓度 η_v 的关系如下:

$$\rho = \rho_s \eta_v, \quad (26)$$

其中, ρ_s 为沙粒密度.通过式(7)、(26)可计算最大挟沙量 ρ_{max} .

1.5 管道输沙扩展模拟实现

管涌渗流计算关键在于管道内物理量的计算,首先以单独管道为例,探讨管道内输沙及边壁扩展的变化规律来说明算法的合理性.如图3所示,水平管涌通道,长度为0.59 m,初始管道半径为0.001 5 m,截面为圆形,输沙管道上游水头固定为0.08 m,下游水头为0 m,初始时,管道内为清水.不考虑通道边壁径向水流对管壁的作用,仅考虑水平水流对管壁的冲刷及管道内输沙浓度的变化.令管道进口处横坐标为 $x=0$,管道总划分了3个单元,每个单元有个3节点,时间步长设为2 s.

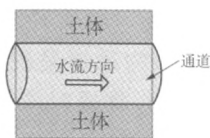


图3 水平管涌通道示意图

Fig.3 Horizontal piping channel

图4、图5分别为管道内含沙量浓度及半径在2 s、10 s时沿程分布图,由图可以看出,刚开始时,管道内为清水,坡降相等,半径扩展相等,随着管道输沙,管道含沙,10 s时出口含沙量大于进口处,渗透系数相对小,在流量一定时,出口处坡降大,半径扩展大于进口处.

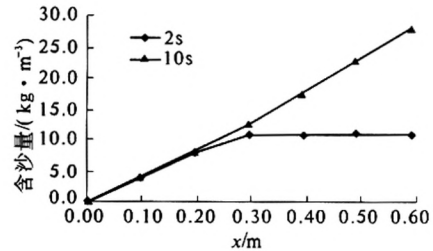


图4 管道内含沙量浓度沿程分布

Fig.4 Sediment concentration distribution in piping channel

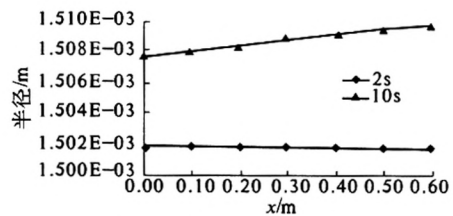


图5 管道内半径沿程分布

Fig.5 Radius distribution in piping channel

图6为各时间步管道半径沿程分布图,从图可以看出管道在水流冲刷下,半径逐渐扩展,且出口处半径变化比进口处大.说明数值模型可以模拟管壁在水流冲刷下扩展趋势.

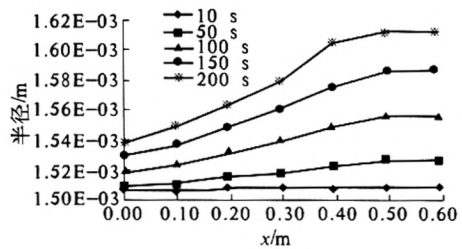


图6 各时刻管道内半径分布

Fig.6 Radius distribution in piping channel for each step

2 算例分析

结合上述的考虑管径扩展及管道内含沙浓度变化的管涌发展模型编制了相关的有限元计算程序,对管道模拟采用一维3节点线单元.用刘昌军等介绍的砂槽模型的试验资料^[16],将计算结果与实验结果进行比较验证算法的有效性.

砂槽模型尺寸:2.8 m×0.8 m×0.7 m,进
水室高 2.2 m.砂样长 2.25 m,宽 8 m,高 0.6 m.加
反压的有机玻璃板模拟堤基表层弱透水层,在玻
璃板中线上距进水口 140 cm 处,开一直径为 4 cm
的圆孔模拟管涌孔.试验是一次增加水头至 30.8
cm,待模型测压管水位稳定后,拔掉密封管涌口
的胶塞进行试验,直至管涌通道与进水口连通时
结束试验.模型砂为永定河粉细砂,砂样参数见
表 1.

表 1 模型试验砂样参数

Tab.1 Parameters of sands used in the experiment				
$d_{60}/$ mm	干密度 $\rho_d/$ ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$)	相对密度 G_s	孔隙率 n	渗透系数/ ($\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$)
0.28	1.59	2.70	0.41	2.6×10^{-3}

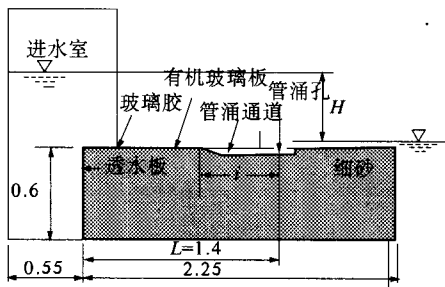


图 7 双层堤基砂槽模型示意图(/m)(刘昌军等,2007)

Fig.7 Double-layer levee foundation sand tank
test model

作者是在二维渗流场基础上,用三维管道模
拟管涌通道,计算结果相当于单位宽度的水槽忽
略水平侧向渗流的情况.本算例几何尺寸单位为
m,计算结果对应于 1 m 宽的水槽.确定堤基管涌
的二维渗流场分析的有限元模型边界,模型的尺
寸为长×高=2.25 m×0.6 m.有限元计算网格如
图 8 所示,四边形单元数 253,节点数 288.管道采
用线单元模拟.计算所取参数:颗粒粒径取为 d_{60}
=0.28 mm,对应的希尔兹数为 $\Theta_c=0.04$,希尔兹
临界剪切力为 $\tau'_c=0.186 \text{ Pa}$,颗粒容重为 $\gamma_s=$
($2\,700 \times 9.8$) $\text{kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{s}^2)$,水的容重为 $\gamma_w=$
($1\,000 \times 9.8$) $\text{kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{s}^2)$,计算时间步长设为
2 s.

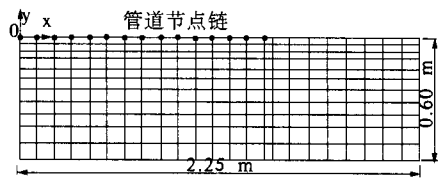


图 8 有限元网格

Fig.8 The finite element grid

以下计算了水头为 $H=30 \text{ cm}$ 时,随着集中
渗流通道的不断发展,试样内部水头分布变化情
况.令试样上游面的横坐标为 $x=0$,图 9、图 10 分
别为 $t=200 \text{ s}$, $t=6\,550 \text{ s}$,管涌尖端发展至 $x=120$
cm, $x=40 \text{ cm}$ 时对应的试验内部水头分布情况.
从水头分布情况来看,尖端处等势线密集,水头变
化大,渗透坡降大,当达到临界坡降时尖端会继续
向前走.

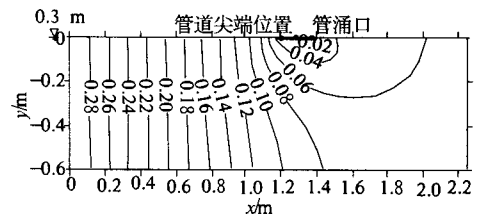


图 9 管涌发展至 $x=120 \text{ cm}$ 时管道水头分布
Fig.9 Development of piping channel at $x=120 \text{ cm}$
and water head contour

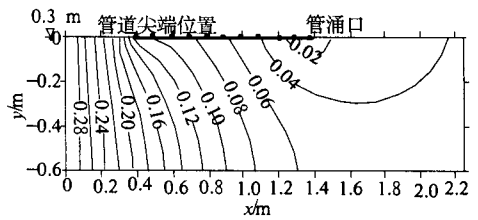


图 10 管涌发展至 $x=40 \text{ cm}$ 时管道水头分布
Fig.10 Development of piping channel at $x=40 \text{ cm}$
and water head contour

图 11 为计算的管涌管道长度随时间的发展
情况与试验记录情况进行对比图.从图中可以看
出,在管道由 0 cm 发展至 70 cm 过程中,管道发
展的速度计算结果比试验结果快,在管道由 70
cm 发展至 120 cm 过程中,计算结果与试验结果
接近,之后由 120 cm 至 140 cm 时,计算结果比试
验结果快.水头为 30 cm 时,管涌贯通时间计算值
为 8 756 s 约 146 min,试验时间为 168 min,与试
验记录时间接近.说明数值模拟可以近似的定量
描述模型试验中的管涌发展时间趋势.

图 12 为管涌通道与上游贯通时,管径扩大与
 X 坐标的关系,模拟结果可以看出管径由尖端至
管涌口逐渐变大,管涌口处管径最大,其值为 3.6
mm,试验中观察结果为通道呈现尖端窄,往管涌
口方向逐渐略有加宽,贯通时沟槽最大宽度约 4
cm,深度小于 5 mm.管径最大值计算结果比实验
结果最大深度 5 mm 小,但数值模拟反映的管道
半径变化趋势与实验结果基本一致.

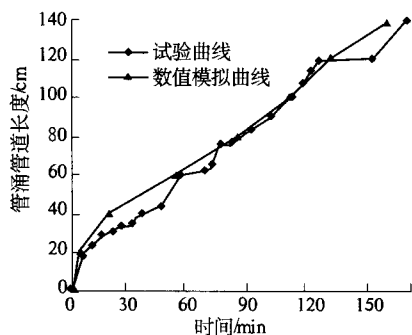


图11 管涌管道长度随时间变化曲线

Fig. 11 Development of piping channel versus time

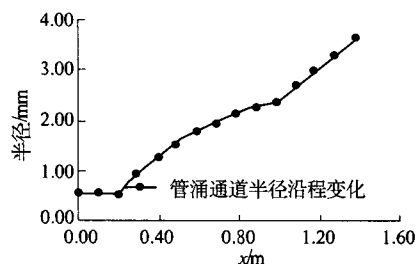


图12 管涌通道与上游贯通时管径变化图

Fig. 12 Radius distribution along piping channel when it reached upstream boundary

3 结论

作者针对表层为相对不透水的黏性土薄层,下层为砂层的二元堤基管涌问题,提出了一个模拟堤基内部以管道形式溯源发展的流土型管涌的有限元数值模型。考虑了管涌通道中含沙浓度对水流阻力的影响,并引入通道边壁土壤侵蚀速率与水流剪切力的关系,建立了管道输沙平衡方程。该模型可以定量模拟管涌通道长度发展随时间的动态过程,并能够合理模拟管涌通道前进及管径扩展等主要特征,但对非管涌区的模拟针对的是二维渗流场,三维程序有待进一步研制。

参考文献:

- [1] 毛昶熙,段祥宝,蔡金榜,等. 堤基渗流无害管涌试验研究[J]. 水利学报, 2004, (11): 46-53.
- [2] 姚秋玲,丁留谦,孙东亚,等. 单层和双层堤基管涌砂槽模型试验研究[J]. 水利水电技术, 2007, 38(2): 40-43.
- [3] YIN Jian-hua. FE modelling of seepage in embankment soils with piping zone [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1998(12): 679-686.
- [4] 张家发,朱国胜,曹敦侣. 堤基渗透变形扩展过程和悬挂式防渗墙控制作用的数值模拟研究[J]. 长江科学院院报, 2004, 21(6): 47-50.
- [5] 李守德,徐红娟,田军. 均质土坝管涌发展过程的渗流场空间性状研究[J]. 岩土力学, 2005, 26(12): 2001-2004.
- [6] 丁留谦,吴梦喜,刘昌军,等. 双层堤基管涌动态发展的有限元模拟[J]. 水利水电技术, 2007, 38(2): 36-39.
- [7] 周晓杰,介玉新,李广信. 基于渗流和管流耦合的管涌数值模拟[J]. 岩土力学, 2009, 30(10): 3154-3158.
- [8] 周士昌. 水力采煤的水力学理论[M]. 北京: 人民教育出版社, 1960: 133-137.
- [9] 邵学军. 王兴奎. 河流动力学概论[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1998: 36-37.
- [10] 费祥俊. 浆体与粒状物料输送水力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 1994: 255-300.
- [11] HANSON G J, COOK K R. Apparatus, test procedures and analytical methods to measure soil erodibility in situ [J]. Applied Engineering in Agriculture, 2004, 20(4): 455-462.
- [12] WAN C F, ROBIN F. Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams [J]. Journal of Geotechnical and Geo environmental Engineering, 2004, 4(130): 374-375.
- [13] BONELLI S, BRIVOIS O, BORCHI R, et al. One-dimensional modeling of piping flow erosion [J]. Comptes Rendus de Mécanique, 2008(336): 731-736.
- [14] HANSON G J, SIMON A. Erodibility of cohesive streambeds in the loess area of the midwestern USA [J]. Hydrological Processes, 2001, (15): 23-38.
- [15] 钱宁,万兆惠. 泥沙运动力学[M]. 北京: 科学出版社, 2003: 245-248.
- [16] 刘昌军,丁留谦,吴梦喜,等. 双层堤基管涌溃堤砂槽模型试验及渗流场特点研究[J]. 水利水电技术, 2007, 38(2): 40-43.

(下转第76页)

- (增 2):5664-5668.
- [7] 南京水利科学研究所土工研究所. 土工试验技术手册[M]. 北京:人民交通出版社,2003.
- [8] 王年香,章为民. 离心模型试验技术在岩土工程中的应用[C]//中国水利水电工程未来与发展. 大连:大连理工大学出版社,2002.
- [9] 沈珠江,易进栋,左元明. 土坝水力劈裂的离心模型试验及其分析[J]. 水利学报,1994(9):67-78.
- [10] 冯晓莹,徐泽平,栾茂田. 黏土心墙水力劈裂机理的离心模型试验及数值分析[J]. 水利学报,2009,40(1):109-114.

Effect of Initial Impounding Speed on High Core Rock-fill Dam

WANG Nian-xiang¹, ZHANG Wei-min¹, ZHANG Dan², GU Xing-wen¹

(1. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 2. Chengdu Investigation and Design Institute, CHECC, Chengdu 610072, China)

Abstract: The hydraulic fracturing of high earth-rockfill dams has been widely concerned. When the initial and middle diversion tunnels are plugged, the reservoir water level may rise rapidly, and "water wedging" actions may be induced. The crack in the core and difference of initial impounding speed for Changhe Dam are simulated in centrifuge modeling tests. The faster the initial impounding speed is, the rapider the difference of water pressure of the core near crack increases, and the larger the maximum difference is. The ultimate initial impounding speed of the dam is 25.5 m/d.

Key words: high core rock-fill dam; velocity of impounding; difference of water pressure; hydraulic fracturing; centrifuge modelling test

(上接第 71 页)

Numerical Simulation of the Dynamic Process of Levee Foundation Piping

WU Meng-xi, DENG Qin-fang, HUANG Yan-bei

(Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100190, China)

Abstract: Levee foundation piping is a complex and dynamic process. For the levee foundation with a thin layer of relatively impermeable clay over the permeable sand bed, a finite element model is presented to simulate the source tracing development of internal soil piping. In view of the influence of sand concentration on the flow resistance, the coefficient of the equivalent permeability of the pipe flow is given according to the form of Darcy formula. Thus the simulation of both piping zone and the normal soil zone is unified to the conventional seepage analysis method. The relationship of soil erosion rate of the pipe wall and the shear stress of the flow is introduced into the balance equation of sediment transportation to simulate the dynamic development of the piping channel. The dynamic development of the piping channel with time is obtained by the solution of the seepage equation and the sediment transport equation. The simulation of a sand tank test on piping shows that, the model can quantitatively simulate the dynamic development of piping with time.

Key words: levee foundation; piping; finite element method; numerical simulation