

# 双层堤基管涌动态发展的有限元模拟

丁留谦<sup>1</sup>, 吴梦喜<sup>2</sup>, 刘昌军<sup>1</sup>, 孙东亚<sup>1</sup>, 姚秋玲<sup>1</sup>

(1. 中国水利水电科学研究院, 北京 100038; 2. 中国科学院力学研究所, 北京 100080)

**【摘要】** 提出了模拟堤基管涌动态发展的概化模型, 编制了相应的计算程序, 用砂槽模型试验结果进行了验证, 并对双层堤基管涌发展过程中的渗流场特点进行了计算分析, 对有限元计算中的参数取值进行了探讨。

**【关键词】** 双层堤基; 管涌; 有限元; 模拟

中图分类号: TV871

文献标识码: A

文章编号: 1000-0860(2007)02-0036-04

## Numerical simulation of dynamic development of piping in two-stratum dike foundations

DING Liu-qian<sup>1</sup>, WU Meng-xi<sup>2</sup>, LIU Chang-jun<sup>1</sup>, SUN Dong-ya<sup>1</sup>, YAO Qiu-ling<sup>1</sup>

(1. China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100038, China;

2. Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100080, China)

**Abstract:** Generalized models for simulating the Dynamic Development Process of Piping are put forward and corresponding computer code is developed. Simulation results are validated with in-door flume test results. The characteristics of 3D seepage field of two-stratum dike foundations during piping developing are studied. The determinations of parameters in FEM analyses are discussed.

**Key words:** two-stratum dike foundations; piping; finite element method; simulation

## 1 引言

堤基管涌是江河大堤汛期常见且危害严重的险情之一, 管涌的发展机理及特点是大家关心和研究的焦点问题<sup>[1]</sup>。近年来, 一些学者对堤基管涌发展的机理、过程、临界水力比降等进行了大量试验理论研究<sup>[2~10]</sup>, 不但为堤基管涌的防治提供了依据, 也为建立管涌动态发展的数学模型和数值分析提供了基础。

在管涌发展的数值模拟方面, 殷建华<sup>[12]</sup>利用有限元方法, 分析了管涌区长度和渗透系数对渗流场的影响, 但没有涉及管涌发展前端锋面的破坏问题。

张家法<sup>[13]</sup>等采用扩大管涌区渗透系数的方法对管涌发展进行了有限元模拟研究。李守德<sup>[14]</sup>基于对基坑渗流场特性的分析, 提出了使用有限元迭代搜索方法模拟基坑工程管涌发生过程的方法。但是, 对管涌发展的控制参数及管涌破坏的临界水力比降没有做深入探讨。

本文在砂槽模型试验研究成果的基础上, 根据管涌发展的机理和现象, 采用扩大管涌区渗透系数的方法, 同时引入管涌发展的临界比降判别准则, 用统一模式实现了管涌区和渗流区的耦合计算, 采用 20 结点高次等参单元, 提高了管涌区发展前端锋面渗透比降的计算精度。结合双层堤基砂槽模型试验结果, 对计算参数的合理取值进行了探讨, 对管涌发展过程中渗流场的特点进行了计算分析。

## 2 管涌动态发展的有限元模拟方法

### 2.1 管涌动态发展的概化数学模型及数值实现

根据砂槽模型试验和已有的研究成果<sup>[2~9]</sup>, 管涌动态发展的数学模型应包括以下几个方面: (1)非管涌破坏区的达西渗流场模型; (2)管涌通道内的水流

收稿日期: 2006-12-19

基金项目: 水利部科技创新项目 (SCX 2000 - 02 和 SXC 2001 - 09); 水利部重大项目“防洪减灾重大技术问题研究”。

作者简介: 丁留谦 (1965—), 男, 教授级高级工程师, 副所长。

输沙模型; (3)管涌通道尖端过渡区及土体破坏模型; (4)管涌出口段高含沙水流及水力损失模型。其中达西渗流场模型已经很成熟,管涌通道水流输沙模型可以借鉴已有的河流泥沙研究成果,但需要考虑管涌通道沿程流量变化的特点。管涌通道尖端过渡区及土体破坏模型同时涉及流沙、高含沙水流、土体应力和破坏准则等,建立数学模型极为困难;管涌出口段高含沙水流及水力损失模型尚需要试验数据的支撑。在有限元数值实现中,最大的难点是管涌通道及管涌通道尖端过渡区的三维网格剖分问题,因为这些区域在不断变化,同时,根据双层堤基管涌试验结果,砂槽模型中管涌通道的尺寸很小,宽度仅数厘米,深度只有数毫米,管涌通道尖端过渡区的尺寸就更小,网格自动适应在现有技术条件下很难实现。总之,管涌发展的三维动态模拟在理论和数值分析实现层面的难度都非常之大,目前尚没有满意的数学模型和相应的数值分析软件。

根据现有条件,为了实现对管涌发展的近似模拟,我们在砂槽模型试验的基础上,提出管涌发展的概化数学模型和数值解决方案为:扩大管涌破坏区的渗透系数,用达西渗流场对管涌区和非管涌区进行统一模拟;引入管涌破坏的临界比降判别条件,根据管涌区外边界水力比降的计算结果,判断单元是否破坏,对满足破坏条件的单元,扩大渗透系数后重新进行计算,通过多次迭代计算,最终实现管涌发展的动态模拟。概化模型中没有考虑尖端过渡区、管涌通道水流输沙、出口水力损失等,因此,只能对管涌破坏区的发展和渗流场特点进行近似模拟。

考虑到管涌通道周边为渗流急变区,为了尽量避免单元网格大小对管涌通道周边水力比降计算结果的影响,采用 20 节点空间高次单元进行剖分和计算。

## 2.2 管涌破坏单元的判别和程序实现

定义临空面土体局部破坏的垂向和水平向临界比降分别为  $J_{Vcr}$  和  $J_{Hcr}$ , 则有

$$J_{Vcr} = \frac{\rho_s \gamma_w}{\rho_w \gamma} \tan \phi \quad (1)$$

$$J_{Hcr} = \left( \frac{\rho_s \gamma_w}{\rho_w \gamma} + 1 \right) \tan \phi \quad (2)$$

式中,  $\rho_s$  为浮密度;  $\gamma$  为垂直向的有效应力;  $\phi$  为内摩擦角;  $\rho_w \gamma$  为水的密度。

管涌破坏单元的判别主要有两种方式:一种是采用单元形心比降和临界比降相比较;另一种是采用单元临空面形心比降和临界比降相比较。本文采用后一种方式,并采用 20 节点高次等参单元,这样可以在

一定程度上降低单元网格大小对水力比降计算结果的影响。当计算的垂直和水平比降有一个大于临界比降时,即认为单元被破坏。

数值计算程序中,首先判断单元是否在管涌破坏区的外边界上,然后根据计算结果判别单元是否发生破坏,具体采用标识节点的方法进行追踪。如有满足破坏条件的单元,扩大渗透系数后再进行计算,否则停止计算。

## 2.3 管涌破坏区(通道)的渗透系数

管涌通道水流沿程水头损失可用 Darcy-Weisbach 公式计算

$$h_f = \frac{l}{4R} \frac{v^2}{2g} \quad (3)$$

式中,  $h_f$  为水头损失;  $\lambda$  为沿程水头损失系数;  $l$  为流动距离;  $v$  为平均流速;  $R$  为水力半径;  $g$  为重力加速度。

整理可得

$$v = \frac{8Rg}{\lambda} \frac{h_f}{l} \quad (4)$$

则管涌通道区域的达西渗透系数为

$$k_n = \frac{8Rg}{\lambda} \quad (5)$$

## 2.4 管涌通道渗透系数和土体局部破坏临界比降的取值

应当指出,管涌通道的渗透系数是沿程变化的,中间段的渗透系数最大且大体相等,通道尖端过渡区域的渗透系数变化最大,最小值与土体相当,最大值与管涌中间段相当。管涌出口段的含沙量较高,小于管涌中间段的渗透系数。

考虑到网格剖分不可能太密,管涌尖端过渡区渗透系数的剧烈变化也难以真实模拟,为了得到相对合理的结果,程序中需要进行相应处理。可行的办法是:适当降低管涌通道的渗透系数,适当加大土体局部破坏的水平临界比降。

## 3 双层堤基管涌数值模拟概化模型和程序的试验验证

借助双层堤基管涌砂槽模型试验结果,对概化模型和程序的适用性进行了验证。砂槽模型长 2.25 m,宽 0.8 m,高 0.6 m,管涌口直径 4 cm,距进水口 1.4 m,砂槽试验模型见图 1。模型砂的渗透系数  $k = 2.5 \times 10^{-3}$  cm/s,浮密度为 1.0 t/m<sup>3</sup>。

计算模型网格采用 20 结点六面体单元,三维网格剖分见图 2。网格剖分时,在管涌通道周围进行加

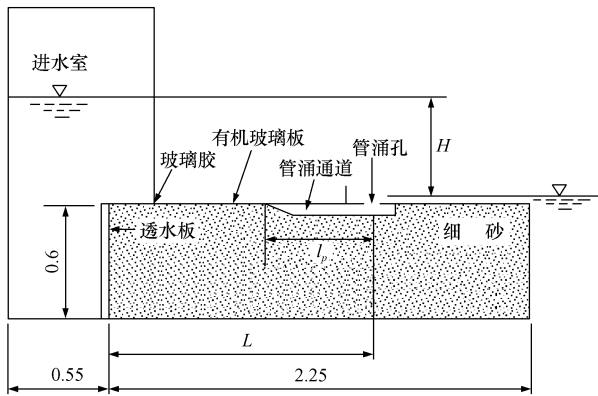


图 1 双层堤基砂槽模型示意 (单位: m)

密, 网格尺寸长宽高分别为 7 cm、5 cm 和 1 cm。共剖分单元 3 240 个, 节点总数为 15 284。

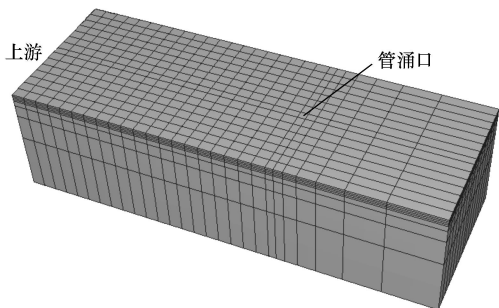


图 2 双层堤基计算三维网格

### 3.1 概化模型参数的选用

定义砂槽模型管涌整体破坏的临界水头与管径长度 ( $L = 1.4 \text{ m}$ ) 之比为管涌破坏的水平平均临界比降  $\bar{J}_{Hcr}$ 。图 3 和图 4 分别为不同  $J_{Hcr}$  和  $k_n$  组合的计算结果, 可以看出: 当  $k_n$  固定时,  $\bar{J}_{Hcr}$  和  $J_{Hcr}$  呈线性关系, 且随  $J_{Hcr}$  的增大而增大; 当  $J_{Hcr}$  不变时, 计算得到的  $\bar{J}_{Hcr}$  随  $k_n$  的增大而减小, 且在  $0 < k_n < 100k$  时  $J_{Hcr}$  的变化较大, 而当  $k_n > 100k$  时  $\bar{J}_{Hcr}$  变化较小;  $J_{Hcr} = 0.5$ 、 $k_n = 50k$  和  $J_{Hcr} = 0.9$ 、 $k_n = 1\ 000k$  两种组合计算得到的  $J_{Hcr}$  与砂槽模型试验结果 (0.214) 都比较接近, 但后者管涌通道内的计算比降 (0.08) 与模型试验结果 (0.06) 更为接近。

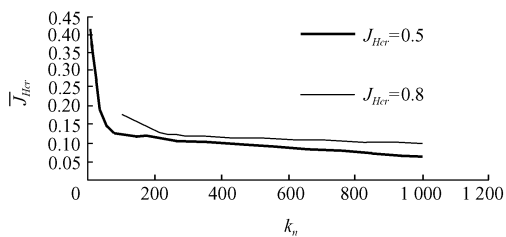


图 3 不同  $J_{Hcr}$  和  $k_n$  组合计算得到的  $\bar{J}_{Hcr}$

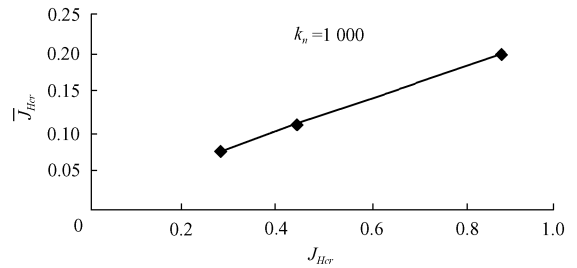


图 4  $k_n = 1\ 000$  时不同  $J_{Hcr}$  下计算得到的  $\bar{J}_{Hcr}$

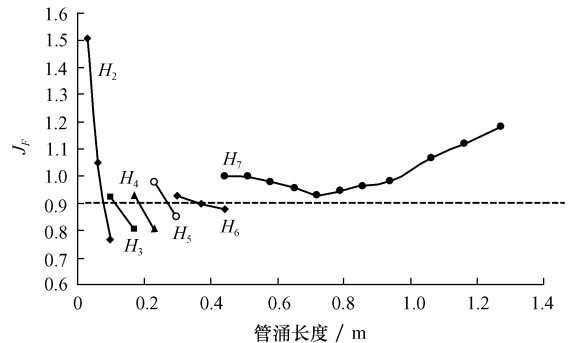
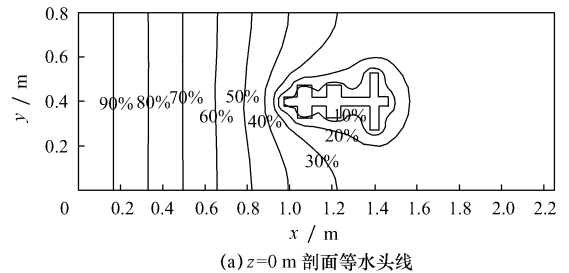
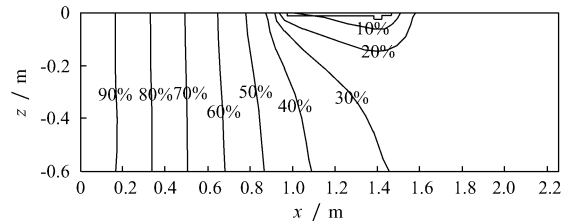


图 5 管涌发展过程中管涌锋面水平渗透坡降



(a)  $z=0 \text{ m}$  剖面等水头线



(b)  $y=0.4 \text{ m}$  剖面等水头线

图 6 水头  $H = 0.26 \text{ m}$  管涌停止时等水头线

### 3.2 双层堤基管涌动态发展的渗流场计算和特点分析

与模型试验类似, 采用逐级增加水头的方式进行计算, 待每级水头下管涌破坏不再发展时增加水头继续计算, 直到管涌通道最终与进水口连通为止, 每级水头增加 2 cm。图 5 为每级水头的计算结果, 横坐标为管涌长度  $x$ , 纵坐标为管涌通道最前端土体临空面的计算渗透比降  $J_F$ 。图 6 为水头  $H = 0.26 \text{ m}$  时渗透变形稳定后的计算结果。由计算结果可以得到以下结论: (1) 初级水头时, 管涌破坏表

现为垂直向上的砂沸破坏。一旦管涌口附近形成局部破坏区,之后的管涌破坏将变为水平向浅层破坏。与模型试验一致<sup>[1]</sup>。(2)在水头低于临界水头时,管涌破坏最终都会停止,不会无限制发展,与模型试验有相同的结论<sup>[2~4]</sup>。对应每次突然升高水头,管涌通道长度总会增大,但 $J_F$ 随着 $x$ 的增大会逐渐减小,并最终等于 $J_{Hcr}$ 而稳定(由于采用单元整体破坏模式且单元有一定尺寸,最终稳定时 $J_F$ 的计算值会略小于 $J_{Hcr}$ )。这主要是管涌破坏区的扩大加大了排水能力,从而使管涌通道周围尤其是管涌通道前端的渗流场得到调整的结果。为了确认这一结论的正确性,固定管涌通道截面,假定不同的管涌通道长度,用常规有限元计算程序进行计算,可以得到相同的结论。这是当水头低于临界水头时管涌最终能够停止的最主要的原因。(3)当水头大于临界水头时, $J_F$ 将始终大于 $J_{Hcr}$ ,管涌通道会持续发展并最终与进水口连通而破坏。(4)管涌通道宽度的计算结果为5~10 cm,比模型试验结果要大一些,深度为1 cm,与模型试验结果比较接近<sup>[2~4]</sup>。

#### 4 结 论

(1)本文提出的管涌动态模拟概化模型和程序可以近似模拟管涌砂槽模型的试验结果。(2)可以用本文的概化模型和程序计算分析管涌动态发展过程中的流场特点,帮助更加深入剖析管涌发展的机理和过程。同时,可以模拟计算尺寸效应对管涌砂槽模型试验结果的影响,一定程度上弥补模型试验的不足。

#### 参考文献:

- [1] 丁留谦,孙东亚.堤防工程中几个关键研究课题[J].水利发展研究,2002,(12):59-62.
- [2] 王理芬,曹敦履.荆江大堤堤基管涌破坏[J].长江科学院院报,1991,8(2):44-51.
- [3] 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).
- [4] 毛昶熙,段祥宝,蔡金榜,等.北江大堤典型堤段管涌试验研究与分析[J].水利学报,2005,(7).
- [5] 姚秋玲,丁留谦,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).
- [6] Kohno I, Nishigaki M, Takeshita Y. Levee failure caused by seepage and preventive measures[J]. Natural Disaster Science, 1987, 9(2): 55-76.
- [7] Schmertmann J H. The no-filter factor of safety against piping through sands[J]. ASCE special volume, 2000.
- [8] Sellmeijer J B. Piping due to Flow towards Ditches and Holes[A]. Proceedings of Euromech[C]. 143, Delft, 1981, 69-72.
- [9] Weijers J B A, Sellmeijer J B. A new model to deal with the piping mechanism[J]. Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering Brauns, Heibaum & Schuler (eds), Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 3426. 1993.
- [10] 周 建,张 刚.管涌现象的进展与展望[J].地下空间,2004,(4):536-541.
- [11] 陈建生,李兴文,赵维炳.堤防管道产生集中渗漏通道机理与探测方法研究[J].水利学报,2000,(9):48-54.
- [12] 殷建华.土堤管涌区渗流的有限元模拟[J].岩石力学与工程学报,1998,17(6).
- [13] 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):46-50.
- [14] 李守德,张晓梅,刘志祥.基坑开挖过程管涌发生过程的模拟[J].工程勘察,2003,(2):14-17.

(责任编辑 聂建平)

(上接第6页)

#### 参考文献:

- [1] GB 50286—98,堤防工程设计规范[S].
- [2] U. S. Army Corps of Engineers. Design and construction of levees, EM1110-2-1913[Z]. Washington, DC 20314-1000, 2000.
- [3] 毛昶熙,等.堤内压土方案的渗控设计方法[J].水利学报,1997,(6).
- [4] Center for civil engineering research and codes. Guide for the design

of river dikes, Volume 1-upper river area [Z]. The Netherlands. 1997.

- [5] U. S. Army Corps of Engineers. Design guidance for levee underseepage[Z]. Washington, DC 20314-1000, 2005.
- [6] 丁留谦,何秉顺,等.已知水头边界条件下双层堤基上盖重的渗流计算方法[J].水利水电技术,2007,38(2).
- [7] 丁留谦,姚秋玲,等.关于盖重宽度和管涌抢险范围的讨论[J].水利水电技术,2007,38(2).

(责任编辑 陈小敏)

# 欢迎投稿 欢迎订阅 欢迎刊登广告