

土石坝漫顶破坏溃口发展数值模型研究

陈生水^{1,2}, 钟启明^{1,2}, 任 强^{1,2}

(1. 南京水利科学研究院, 江苏 南京 210029; 2. 水文水资源与水利工程国家重点实验室, 江苏 南京 210029)

摘要:我国已溃决土石坝中由于漫顶破坏而造成的比例高达50%以上,因此,开展土石坝漫顶溃决机理和溃口发展过程研究,正确预测溃口流量过程线及溃坝致灾后果很有必要.本文首先根据现场溃坝调查资料和大型溃坝试验结果,研究分析了土石坝的溃决机理和溃决过程,在此基础上提出了一个描述土石坝漫顶破坏溃口发展过程的数值模型.该模型采用高速水流泥沙输移公式来计算溃坝水流对溃口纵横向的连续冲刷;采用溃口边坡稳定性分析来模拟边坡失稳坍塌所引起的间歇性横向扩展;通过楔块体力的平衡计算来模拟坝体突发性崩塌所引起的溃口增大现象;通过下游坝体冲槽和坝顶溃口流量平衡来建立两者发展过程的相互影响.最后利用该模型计算分析了板桥水库土石坝发生漫顶溃决的溃口发展过程及溃口流量过程线,模拟结果与实测资料基本一致,从而证实了该模型的合理性.

关 键 词:土石坝;漫顶破坏;数值模型

中图分类号:TV641:TV13

文献标识码:A

文章编号:1009-640X(2009)04-0053-06

水库大坝给人类带来巨大经济效益的同时也存在着溃决的风险.无论何种致灾因子,大坝溃决的最终表现形式均为漫顶或管涌.据统计,全世界由于漫顶导致土石坝溃决约占30%^[1],我国则高达50%以上^[2].各国学者对土石坝漫顶溃决机理进行了大量研究,提出了一系列数学模型^[3-10].对于溃口形态,现有大多数模型假定:①溃口形状不变(矩形、梯形或抛物线形等);②溃口发展过程中溃口断面被均匀冲刷.但这与大坝实际溃决过程不尽相符^[5,11],因此,利用上述数值模型计算得出的溃口流量过程、下游洪水演进及致灾后果的可靠性值得进一步研究.为此,有必要根据实际溃坝调查和室内、现场溃坝试验资料,对土石坝漫顶溃决机理和溃口发展过程进行更为深入研究,并提出更能合理反映土石坝漫顶破坏溃口发展过程的数值模型.

1 土石坝漫顶破坏机理和溃口发展过程分析

室内和现场溃坝试验结果^[5,7,12]表明:土石坝漫顶破坏时,漫过坝顶的水流首先在坝体下游面形成冲沟,并逐渐向上游发展,进而在坝体和坝顶形成初始溃口.随着漫坝水流流速的增大,坝体的冲刷加剧,溃口不断加深加宽,同时溃口两侧土体发生间歇性失稳坍塌(见图1).因此,可认为土石坝漫顶破坏溃口发展过程主要由“水流冲刷引起的连续纵向下切和横向冲刷”及“溃口边坡失稳坍塌引起的间歇横向扩展”组成.现场溃坝试验结果表明,漫坝水流在坝顶形成的溃口与下游坝坡形成的冲槽断面特征存在明显差别(见图2),而国内外现有的土石坝漫顶破坏溃口发展数值模型均假定两者断面特性相同.实际上,土石坝漫顶破坏时,坝顶

收稿日期:2009-07-01

基金项目:国家重点基础研究发展规划项目(2007CB714103);国家自然科学基金重点项目(90815024);南京水利科学研究院基金项目(Y309003)

作者简介:陈生水(1962-),男,江苏高淳人,教授级高级工程师,博士,主要从事土石坝工程科学研究和技术咨询工作.

E-mail: sschen@nhri.cn

溃口的发展过程与下游坝坡冲槽的发展过程密切相关。

因此,根据室内和现场溃坝试验的结果分析,要建立一个合理的土石坝漫顶破坏溃口发展数值模型必须较好地解决以下几个问题:①选择合适的泥沙输移公式,以合理模拟坝体溃口的冲蚀速率;②正确描述溃坝水流冲蚀过程中溃口边坡的间歇性失稳和坍塌所引起的横向扩展;③合理考虑下游坝坡冲槽的发展对坝顶溃口的发展过程的影响。下面将基于对土石坝漫顶溃决机理的分析及上述思想,提出一个描述土石坝漫顶破坏溃口发展数值模型。

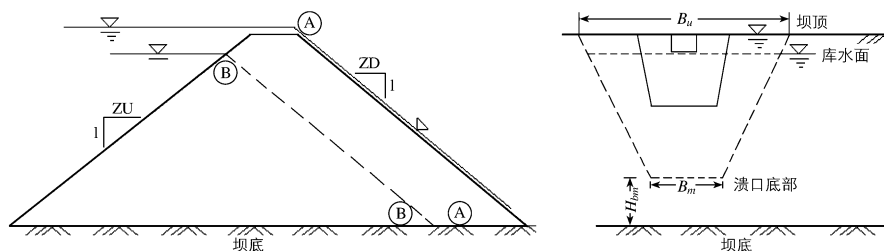


图 1 土石坝漫顶破坏溃口发展示意图

Fig. 1 Sketch of earth-rock dam break process due to overtopping failure

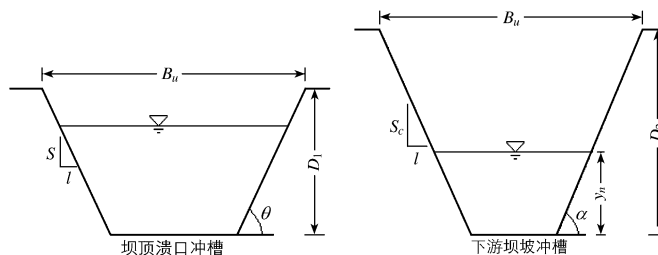


图 2 坝顶溃口与下游坝坡冲槽关系示意图

Fig. 2 Relationship between dam top break and downstream notching

2 土石坝漫顶破坏溃口发展数值模型

2.1 溃口泥沙输移

溃口冲蚀速率不仅取决于水流的冲蚀能力,还与筑坝材料的物理力学性质有关,而修正的 Meyer-Peter 与 Muller 泥沙输移公式在这方面具有优势.因此本文采用这一公式来计算坝体冲蚀率 q_s ,即:

$$q_s = 0.2 \left(\frac{D_{90}}{D_{30}} \right)^{0.2} P \frac{D^{2/3}}{n} S^{1.1} (DS - \Omega) \quad (1)$$

式中: D_{30}, D_{50}, D_{90} 分别为含量 30%, 50% 和 90% 的颗粒粒径; P 为湿周; D 为水力深度; S 为坝体下游坡比; $\Omega = 0.005 4 \tau_c D_{30}$ (无黏性土), $\Omega = \frac{b}{62.4} (PI)^c$ (黏性土), τ_c 为临界剪切应力, PI 为黏性土塑性指标, b 和 c 为经验系数。

则泥沙输移量 Q_s 为:

$$Q_s = tq_s \quad (2)$$

通过泥沙输移率公式可得到时间增量 Δt 内的溃口纵向冲蚀深度增量

$$\Delta H_c = \frac{\Delta tq_s}{P_0 L (1 - n_0)} \quad (3)$$

式中: P_0 为溃口的总周长; L 为溃口河渠的长度; n_0 为筑坝材料的孔隙比. 如果不考虑溃口边坡失稳和坍塌引起的溃口横向扩展,溃口底部的冲蚀速率应与溃口边坡的冲蚀速率基本一致,因此,可认为溃口的深度和宽度以相同的速率发展^[5].

2.2 溃口边坡稳定性分析

假定初始溃口为矩形,溃口受到水流的连续冲蚀发生垂向下切和横向扩展,边坡也随水流的冲蚀变得越来越陡而发生失稳坍塌,溃口形状变为梯形(见图3).当垂向下切深度 H_c 达到临界深度 H_s 时,溃口边坡发生间歇性失稳和坍塌.临界深度 H_s 可由下述方法导出.

由图3可得:

$$W \sin \theta_{k+1} = CL + W \cos \theta_{k+1} \tan \varphi \quad (4)$$

式中: W 为滑坡楔体重量; C 为土体凝聚力; L 为滑坡体底边长度; φ 为土体内摩擦角; θ_k 为边坡坡角.将 $W = \frac{1}{2} \gamma \frac{H_s}{\sin \theta_k} L \sin(\theta_k - \theta_{k+1})$ 代入上式得: $C = \frac{1}{2} \gamma H_s \frac{\sin(\theta_k - \theta_{k+1}) \sin(\theta_{k+1} - \varphi)}{\sin \theta_k - \cos \varphi}$,其中: γ 为土体重度; H_s 为边坡临界深度.

由于 $\theta_k - \theta_{k+1} = \theta_{k+1} - \varphi$,则: $\theta_{k+1} = \frac{1}{2}(\theta_k + \varphi)$, $C = \gamma H_s \frac{[1 - \cos(\theta_k - \varphi)]}{4 \sin \theta_k \cos \varphi}$,由此可得:

$$H_s = \frac{4C \sin \theta_k \cos \varphi}{\gamma [1 - \cos(\theta_k - \varphi)]} \quad (k = 1, 2, 3 \dots) \quad (5)$$

2.3 突发性崩塌引起的溃口增大

由于水流对坝体下游坡的不断冲刷和坝顶溃口边坡的失稳坍塌,坝体上部的临空面逐渐扩大.因此,在溃口发展过程中,坝体上部的一次突然崩塌可能会增大溃口.这种崩塌是大坝上游坡面上的孔隙水压力超过保持楔形体稳定的剪切力和黏结阻力所引起的.当发生这种情况时,楔形体(图4中阴影部分)会被推到图4中的右边,然后被高速水流冲走^[13].

由图4可见,崩塌楔形体的垂向尺寸为 y_c ,作用在楔形体上的力有孔隙水压力(F_w)、沿楔形体底部作用的剪切力(F_{sb})、沿楔形体两侧的剪切力(F_{ss})、沿楔形体底部的粘结力(F_{cb})及沿楔形体两侧的黏结力(F_{cs}).因此,发生崩塌的条件为:

$$F_w > F_{sb} + F_{ss} + F_{cb} + F_{cs} \quad (6)$$

式中: $F_w = 0.5 \gamma_w \bar{B} (y_c + 2h_d)$; $F_{sb} = \tan \varphi [0.5(\gamma - \gamma_w) ZU \bar{B} y_c^2 + \gamma B w_{cc} y_c + 0.5 \gamma ZD \bar{B} y_c^2 + 0.67 \gamma_w h_d w_{cc} + \gamma_w ZD' B y_n y_c]$; $F_{ss} = \gamma K \tan \varphi y_c^2 [w_{cc} + (ZU + ZD) y_c]$; $F_{cb} = CB_0 [w_{cc} + (ZU + ZD) y_c]$; $F_{cs} = 2C [W_{cc} + (ZU + ZD) y_c (B_0 + 2y_c / \cos \alpha)]$,其中: $K = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$, $\bar{B} = B_0 + H_c \sin \alpha$, $ZD' = \sqrt{1 + ZD^2}$.

如果 y_c 不满足不等式(6)的条件, y_c 继续以冲蚀深度增量 ΔH_c 递增,直至满足不等式(6)的条件时溃口才会发生突发性崩塌.

2.4 坝顶溃口水流

对于漫顶导致的溃坝破坏而言,水库水面高程(H)在坝体被冲蚀前一定超过坝顶,此时可用宽顶堰公式计算坝顶溃口流量,即:

$$Q_b = 3B_0(H - H_c)^{1.5} \quad (7)$$

式中: Q_b 为溃口流量; B_0 为初始溃口宽度; H_c 为溃口底部高程.

随着冲蚀的发展,当 $H_c < H_u$ (H_u 为坝顶高程)时,可用下面的宽顶堰公式计算溃口流量,即:

$$Q_b = 3B_0(H - H_c)^{1.5} + 2 \tan \left(\frac{\pi}{2} - \theta \right) (H - H_c)^{2.5} \quad (8)$$

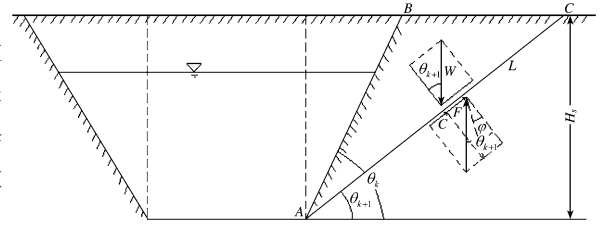


图3 溃口边坡失稳坍塌示意图

Fig. 3 Sketch map of dam slope collapse

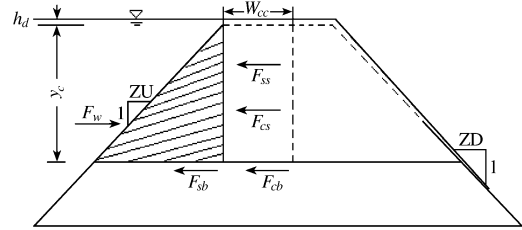


图4 坝体上部突发性崩塌示意图

Fig. 4 Sketch map of sudden collapse on the top of dam

可应用质量守恒定律来计算入库流量(Q_i)、溃口出流量(Q_b)和水库水面高程变化量(ΔH)之间的关系. 一个时间步长(Δt)期间的质量守恒表达式如下:

$$Q_i - Q_b = S_a \frac{\Delta H}{\Delta t} \quad (9)$$

则:

$$\Delta H = \frac{Q_i - Q_b}{S_a} \Delta t \quad (10)$$

式中: S_a 为水面高程 H 处的水面面积(可通过水库地形资料计算获得).

2.5 下游冲槽水流

对于下游冲槽中的水流(见图2),可通过曼宁开口河渠流量方程式描述溃口发展情况,即:

$$Q_b = \frac{S^{0.5} A^{1.67}}{n P^{0.67}} \quad (11)$$

$$n = 0.034 \left(\frac{D_{50}}{305} \right)^{0.167} \quad (12)$$

式中: $S = 1/(ZD)$; A 为横断面面积; P 为湿周; n 为曼宁系数; D_{50} 为平均粒径.

通过(8),(11)和(12)式可计算下游溃口冲槽水流深度 y_n .

当下游坝坡溃口冲槽为矩形形状时,水流深度(y_n)与溃口出流量(Q_b)的关系为: $y_n = \left(\frac{Q_b n}{B_0 S^{0.5}} \right)^{0.6}$. 随着冲蚀的进行,下游坝坡溃口冲槽的形状变为梯形,此时可通过 Newton-Raphson 迭代法来计算水流深度 y_n . 设 $y_n^{k+1} = y_n^k - \frac{f(y_n^k)}{f'(y_n^k)}$, 其中: $f(y_n^k) = Q_b P^{0.67} - \frac{S^{0.5} A^{1.67}}{n}$; $A = 0.5(B_{uk} + B_{mk}) y_n^k$, B_{uk} , B_{mk} 分别为第 k 次迭代时的溃口顶部与底部宽度; $B_{uk} = B_{mk} + 2y_n^k \tan \alpha$; $P = B_{mk} + 2 \frac{y_n^k}{\cos \alpha}$; $f'(y_n^k) = 0.67 Q_b \frac{P^{0.33}}{P^{0.33}} - 1.67 \frac{S^{0.5} (B_{uk} + B_{mk}) A^{0.67}}{2n} = \frac{0.67 Q_b}{\cos \alpha P^{0.33}} - 1.67 \frac{S^{0.5} (B_{uk} + B_{mk}) A^{0.67}}{2n}$; 下标 k 为迭代次数. 迭代进行到满足 $|y_n^{k+1} - y_n^k| < \varepsilon$ (ε 为计算允许误差)为止.

3 土石坝漫顶破坏溃口发展数值模拟

溃口流量过程与溃口形状及其发展过程密切相关,下面将采用上述数值模型通过迭代计算的方法来模拟土石坝漫顶破坏溃口发展过程,从而得出溃口流量过程线. 具体步骤见图5.

采用作者建议的模型对“75.8”洪水过程中河南板桥水库土坝漫顶引起的溃口发展过程和溃口流量过程进行了数值模拟. 板桥水库大坝坝高24.5 m, 顶部高程123.5 m, 底部高程99.0 m, 溢洪道顶部高程110.34 m, 坝顶宽6.0 m, 坝顶长2020.0 m. $B_0 = 0.1$ m, $S_{a0} = 7.62 \times 10^6$ m², $PI = 15$, $CA = 0$, $CB = 0$, $n = 0.03$, $ZU = 3$, $ZD = 2.5$, $D_{50} = 2.0$ mm, $n_0 = 0.5$, $D_{90}/D_{30} = 3$, $\gamma = 1.90 \times 10^4$ kN/m³, $\varphi = 37^\circ$, $C = 4.76$ kPa, $m = 0.385$. 计算时间

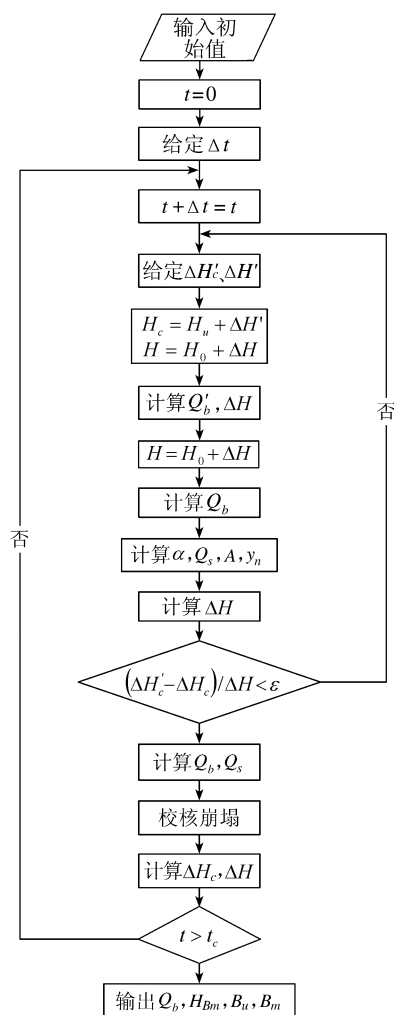


图5 数值模拟流程图

Fig.5 Process chart of numerical simulation

步长 $\Delta t = 0.02$ h, 根据溃坝资料设定计算时间 $t_c = 5.5$ h.

计算得到的板桥水库大坝漫顶破坏溃口发展和流量过程见图6. 从图中可以看出, 大坝在溃决后1 h内是一个逐渐溃决的过程, 1 h后, 随着溃口流量增大, 水流对大坝的冲蚀程度加剧, 溃口显著扩展, 溃口流量急剧增大, 至溃决后1.7 h, 溃口最大流量达 $76\ 605\ \text{m}^3/\text{s}$, 最终溃口顶宽为 $380.0\ \text{m}$, 底宽为 $205.0\ \text{m}$. 溃决1.7 h后, 随着库水量的减少, 溃口逐渐停止发展, 溃口流量也逐渐减小.

观测资料表明, 板桥水库在溃坝后约1.5 h后出现最大溃坝流量 $78\ 100\ \text{m}^3/\text{s}$, 失事后溃口最终顶宽 $372.0\ \text{m}$, 底宽 $210.0\ \text{m}$. 显然, 作者建议模型的计算结果与板桥水库溃坝的实测资料大体一致, 表明该数值模型和模拟方法能合理模拟土石坝漫顶破坏溃口发展规律和溃口流量过程.

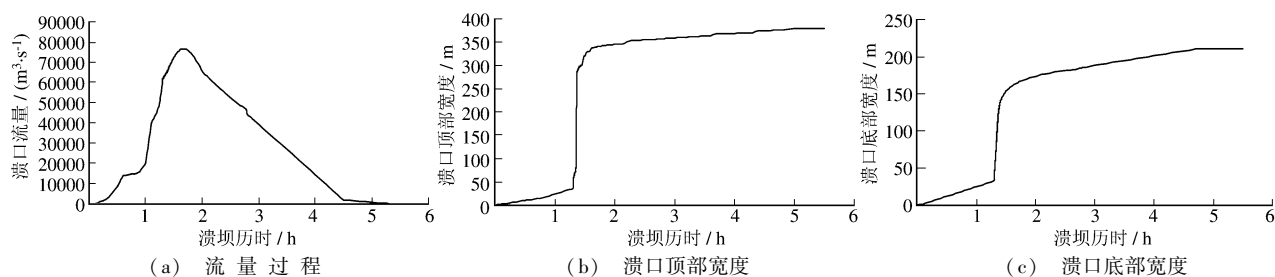


图6 板桥水库溃口发展模拟

Fig. 6 Break development and discharge hydrograph of Banqiao reservoir due to overtopping failure

4 结 语

土石坝溃决致灾后果很大程度上决定于其溃口发展和流量过程, 因此, 合理模拟溃口发展和流量过程对于正确预测土石坝溃决致灾后果至关重要. 本文选择可考虑筑坝材料物理力学性质的高速水流泥沙输移公式来计算溃坝水流对溃口纵横向的连续冲蚀; 采用溃口边坡稳定性分析来模拟边坡失稳坍塌所引起的间歇性横向扩展; 通过楔块体力的平衡计算来模拟坝体突发性崩塌所引起的溃口增大现象; 通过下游坝体冲槽和坝顶溃口流量平衡来建立两者发展过程的相互影响, 使突发性溃口增大的计算结果更符合实际溃口发展过程. 算例结果表明, 所建立的数值模型可合理模拟土石坝漫顶破坏溃口发展规律和溃口流量过程. 但影响土石坝漫顶破坏溃口发展过程的因素十分复杂, 今后应采用更多现场溃坝实测资料或现场溃坝试验资料来进一步验证和完善上述模型. 同时需要指出的是, 本文建议的数值模型可适用于以黏壤土为主的均质土坝, 能否用于以粗颗粒材料为主的堆石坝和堰塞坝的溃口发展过程计算分析还需进一步研究.

参 考 文 献:

- [1] MIDDLEBROOKS T A. Earth-dam practice in United States[J]. Trans Amer Soc Civil Eng, 1953, 118: 697-722.
- [2] LOUKOLA E, REITER P, SHEN C, et al. Embankment dams and their foundation: evaluation of erosion [C] // Proc. Int. Workshop on Dam Safety Evaluation, Grindwald, 1993: 171-188.
- [3] 朱勇辉, 廖鸿志, 吴中如. 国外土坝溃坝模拟综述[J]. 长江科学院院报, 2003, 4(2): 26-29. (ZHU Yong-hui, LIAO Hong-zhi, WU Zhong-ru. Review on oversea earth-dam-break modeling[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2003, 4(2): 26-29. (in Chinese))
- [4] 朱勇辉, 廖鸿志, 吴中如. 土坝溃决模型及其发展[J]. 水力发电学报, 2003, 4(2): 31-37. (ZHU Yong-hui, LIAO Hong-zhi, WU Zhong-ru. The earth-dam-break model and its development[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2003, 4(2): 31-38. (in Chinese))
- [5] 穆罕默德 A. 大坝溃口形成预测精度的改进[J]. 水利水电快报, 2007, 28(7): 21-25. (MOHAMMED A. The

- improvement of forecast precision on dam breach[J]. Express Water Resources & Hydropower Information, 2007, 28(7): 21–25. (in Chinese))
- [6] RALSTON D C. Mechanics of embankment erosion during overflow [C] // Proc. 1987 ASCE National Conf Hydraulic Engineering, Williamsburg; Virginia, 1987.
- [7] WAHL T L. Prediction of embankment dam breach parameters: A literature review and needs assessment[R]. Denver; Bureau of Reclamation, 1998.
- [8] HANSON G J, TEMPLE D M, COOK K R. Dam over-topping resistance and breach processes research [C] // Proc. 1999 Annual Conf Association of State Dam Safety Officials, St Louis; United States Committee on Large Dams, 1999.
- [9] ROBINSON K M, HANSON G J. Head-cut erosion research [C] // Proc. 7th Federal Interagency Sedimentation Conf, Reno; United States Subcommittee on Sedimentation, 2001.
- [10] HAHN W, HANSON G J, COOK K R. Breach morphology observations of embankment overtopping tests [C] // Proc. 2000 Joint Conf on Water Resources Engineering and Water Resources Planning and Management, Minneapolis; ASCE Publication, 2000.
- [11] 周克发, 李 雷. 我国已溃大坝调查及其生命损失规律初探[J]. 大坝与安全, 2006(5): 14–18. (ZHOU Ke-fa, LI Lei. Investigation for breached dam and preliminary exploration to characteristics of loss of life[J]. Dam and Safety, 2006(5): 14–18. (in Chinese))
- [12] 盛金保, 刘嘉炘, 张士辰, 等. 病险水库除险加固项目溃坝机理调查分析[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(11): 1620–1625. (SHENG Jin-bao, LIU Jia-xin, ZHANG Shi-chen, et al. Investigation and analysis of failure mechanism of reinforced dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(11): 1620–1625. (in Chinese))
- [13] SINGH V P. Dam breach modeling technology[M]. Kluwer; Dordrecht, 1996.

Numerical model study on break development due to overtopping failure for earth-rock dam

CHEN Sheng-shui^{1,2}, ZHONG Qi-ming^{1,2}, REN Qiang^{1,2}

(1. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China; 2. State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Nanjing 210029, China)

Abstract: Overtopping failure leads to more than 50% of the broken earth-rock dams in China, so it is necessary to study the mechanism of overtopping failure and the process of break development in order to forecast the discharge hydrograph of break and the consequence due to dam-break. In this paper, based on the field survey data and model test results, the overtopping failure mechanism and process of break development of earth-rock dams are analyzed, and a numerical model which describes the process of break development of earth-rock dams is put forward. The model has the following characteristics: the sediment transport formula of high-velocity flow considering the physical and mechanical properties of the dam material is used to calculate the break-induced flow impact on the longitudinal and transversal expansion of the break; the break slope stability analysis is made to simulate the later intermittent expansion of break caused by sudden dam collapse; the balance between the flow discharge through downstream notching and that through dam top break is considered to establish their mutual relationships. Finally, the model is used to calculate the process of break development and the discharge hydrograph of an earth-rock dam due to overtopping failure. The result is in good agreement with the observed data.

Key words: earth-rock dam; overtopping failure; numerical model