



DOI: 10.13476/j.cnki.nsbdtqk.2016.02.033

闫杰, 陈佳袁, 陈辉, 等. 矩形水柱瞬间溃塌水流演进特性[J]. 2016, 14(2): 187-193.

YAN Jie, CHEN Jia yuan, CHEN Hui, et al. Characteristic of collapsed water flow in a rectangular column [J]. 2016, 14(2): 187-193. (in Chinese)

矩形水柱瞬间溃塌水流演进特性

闫杰, 陈佳袁, 陈辉, 张鸿清

(河海大学 水利水电学院, 南京 210098)

摘要: 水库大坝溃决水流在一定程度上可以概化为矩形水柱瞬间溃塌水流, 通过建立重力作用下矩形水柱瞬间溃塌的数学模型, 模拟研究矩形水柱瞬间溃塌的水流特性, 并基于量纲分析法得到了溃坝过程中坝址处的流量公式, 对比分析了不同深宽比时坝址处流量的变化过程。研究表明: 当深宽比相同时, 坝址处的流量变化规律一致; 当深宽比不同时, 峰顶流量随着深宽比的增大而减小, 且其出现时刻延后。同时, 在此基础上推求得到了基于深宽比的坝址峰顶流量公式及峰顶流量出现时刻公式, 得到了公式中峰顶流量系数及时间系数与矩形深宽比 n 的关系。研究结果可为溃坝水流问题的研究提供借鉴。

关键词: 溃坝; 深宽比; 量纲分析; 峰顶流量; 出现时刻

中图分类号: TV 131.2 **文献标志码:** A **文章编号:** 1672-1683(2016)02-0187-07

Characteristic of collapsed water flow in a rectangular column

YAN Jie, CHEN Jia yuan, CHEN Hui, ZHANG Hong qing

(College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: To some extent, the flow of dam break in the reservoir can be generalized to collapsed water flow in rectangular column. A mathematical model for dam break flow under the action of gravity in a rectangular water column was established to study the flow characteristics in dam site. In addition, a discharge formula in dam site during the process of dam break was obtained by dimensional analysis method, and the discharge change process in dam site was also analyzed by comparing the different ratio of depth to width. The results showed that the rule of discharge change process in dam site is uniform at the same ratio of depth to width; the peak discharge decreases and the occurring time delay as the ratio of depth to width increases at the different ratio of depth to width, then the discharge formula of peak discharge and occurring time based on the ratio of depth to width is derived and the relationship among peak discharge coefficient. Finally, the occurring time coefficient in the formula and the ratio of depth to width is also analyzed. Taken together, our results provide a reference for the study of dam break.

Key words: dam break; ratio of depth to width; dimensional analysis; peak discharge; occurring time

水库溃坝造成下游水位陡涨, 高速溃坝波会对人民的生命和财产造成灾难性后果, 研究大坝溃坝具有重要意义^[1-2]。溃坝研究主要任务包括溃坝坝址处流量水位过程线、坝址处峰顶流量及其出现时刻以及下游洪水的演进过程等^[3-5]。1957年,

Stoke^[6]在平底无阻力、下游有静止水体的条件下, 运用特征线理论推导了棱柱体矩形河道中坝体瞬间全溃的溃坝洪水波理论。1970年, Su和Barnes^[7]讨论了下游无水时河道断面几何形状和河床阻力对静止水体突泄运动的影响。1982年, 谢任之^[8]在吸

收稿日期: 2015-04-07 修回日期: 2016-03-08 网络出版时间: 2016-04-14

网络出版地址: <http://www.cnki.net/kcms/detail/13.1334.TV.20160414.1432.003.html>

作者简介: 闫杰(1989-), 男, 陕西咸阳人, 主要从事水力学及河流动力学方面研究。E-mail: yanjie1214@163.com

通讯作者: 陈佳袁(1991-), 男, 浙江嘉兴人, 主要从事水力学及河流动力学方面研究。E-mail: 1046894884@qq.com

取前人经验的基础上, 推导了可用于各种情况的坝体瞬间全溃时坝址峰顶流量计算的“统一公式”。Martin 等^[9]进行了矩形水柱在重力作用下瞬间全溃的试验研究, 并提出了相对残余水深与无量纲时间等无量纲数的概念。Sky Miller 等^[10]通过试验研究了两个直线段中间连接 180° 半圆曲线段的渠道中的溃坝过程。Soares Franzao S 等^[11]则通过试验研究了 90° 急弯的河道模型中的溃坝问题。这些结果为溃坝的数学模型建立提供了试验依据, 随着计算机技术的快速发展, 数值模拟的方法将越来越多的被运用到溃坝过程的水流模拟研究中。

前人研究表明: 在溃坝过程中, 坝址处的流量受水库地形、溃口形状、坝址处水位以及溃坝过程中上游残余水深等因素影响^[12-15]。对于矩形水柱在重力作用下瞬间全溃的情形, 其坝址处的流量主要受矩形深宽比、初始水位、残余水位、坝址处的水位变化等因素影响^[16-20]。本文采用数值模拟的方法, 分析了矩形水柱在重力作用下瞬间全溃时坝址处流量变化过程, 基于量纲分析法重点研究了不同深宽比的矩形水柱在溃塌时坝址处的流量变化规律。

1 数学模型的建立与验证

1.1 数学模型的建立

数学方程采用不可压缩流体 N-S 方程。

连续方程如下:

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (1)$$

动量方程如下:

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = f_i - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j \partial x_j} \quad (2)$$

直接计算不可压缩流体的 N-S 方程在工程上是不经济的, 本文主要关心紊流要素的时均值, 可将 N-S 方程通过 Reynolds 时均转化为时均 N-S 方程, 即 RANS 方程:

$$\frac{\partial \overline{u_i}}{\partial x_i} = 0 \quad (3)$$

$$\frac{\partial \overline{u_i}}{\partial t} + \frac{\partial (\overline{u_i u_j})}{\partial x_j} = f_i - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_i} (\mu \frac{\partial \overline{u_i}}{\partial x_j} - \overline{\rho u_i' u_j'}) \quad (4)$$

式中: $\overline{u_i}$ 为 x_i 方向的速度时均值, p 为压强时均值, u_i' 为 x_i 方向速度脉动值。 $\overline{\rho u_i' u_j'}$ 为附加的一组速度脉动值乘积, 称为雷诺应力。

根据 Boussinesq 的黏度假定, 雷诺应力与时均速度梯度成正比:

$$-\overline{\rho u_i' u_j'} = \mu_t \left(\frac{\partial \overline{u_i}}{\partial x_j} + \frac{\partial \overline{u_j}}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} \rho \mathbf{R} \delta_{ij} \quad (5)$$

式中: μ_t 为紊流黏性系数; δ_{ij} 为克罗内克符号; k 为紊流脉动动能。

$$k = \frac{1}{2} (\overline{u'^2} + \overline{v'^2} + \overline{w'^2}) \quad (6)$$

为了求解紊流黏性系数, 在紊流脉动动能 k 的基础上再引入紊流耗散率 ϵ 。

$$\epsilon = \frac{\mu}{\rho} \frac{\partial u_i'}{\partial x_j} \frac{\partial u_i'}{\partial x_j} \quad (7)$$

紊流黏性系数 μ_t 可以表示为:

$$\mu_t = \rho C_\mu \frac{k}{\epsilon} \quad (8)$$

式中: C_μ 为经验系数, 通常取值 0.09; 紊流脉动动能 k 和紊流耗散率 ϵ 相对应的输运方程为

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho k) + \frac{\partial}{\partial x_i} (\rho k u_i) = \frac{\partial}{\partial x_j} (\Gamma_k \frac{\partial k}{\partial x_j}) + G_k + G_b - Y_M + S_k \quad (9)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho \epsilon) + \frac{\partial}{\partial x_i} (\rho \epsilon u_i) = \frac{\partial}{\partial x_j} (\Gamma_\epsilon \frac{\partial \epsilon}{\partial x_j}) + G_{1\epsilon} (G_k + C_{3\epsilon} G_b) - C_{2\epsilon} \rho \frac{\epsilon^2}{k} + S_\epsilon \quad (10)$$

式中: G_k 是由于平均速度梯度引起的紊动能的产生项; G_b 是浮力引起的紊动能的产生项; Y_M 代表可压紊流中脉动扩张的贡献, 由于考虑为不可压流, 在本文计算中, 取 $G_b = 0, Y_M = 0$ 。 $C_{1\epsilon}, C_{2\epsilon}, C_{3\epsilon}$ 为经验系数, 取 $C_{1\epsilon} = 1.44, C_{2\epsilon} = 1.92, C_{3\epsilon} = 0$ 。 S_k, S_ϵ 为自定义的原项, $\Gamma_k, \Gamma_\epsilon$ 分别为紊流脉动动能 k 和紊流耗散率 ϵ 对应的扩散率。

自由表面追踪采用 VOF 法:

$$\frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial (u_i F)}{\partial x_i} = 0 \quad (11)$$

F 表示水体占网格单元体积分, $F = 1$ 时表示网格单元全部被水相充满, $F = 0$ 表示该网格单元体没有水体, 若 $0 < F < 1$, 则表示该单元体为水气交界面。

在 VOF 方法中, 密度和黏性系数可以通过体积分 F 作平均, 可以表示为如下形式:

$$\rho = F \rho_1 + (1 - F) \rho_2 \quad (12)$$

$$\mu_d = F \mu_{d1} + (1 - F) \mu_{d2} \quad (13)$$

$$\mu_t = F \mu_{t1} + (1 - F) \mu_{t2} \quad (14)$$

式中: $\rho_1, \mu_{d1}, \mu_{t1}$ 分别表示水体的密度、分子动力学黏度和紊流黏性系数; $\rho_2, \mu_{d2}, \mu_{t2}$ 分别表示空气的密度、分子动力学黏度和紊流黏性系数。

1.2 模型离散与边界条件

本文对计算区域采用结构化网格进行空间离散, 对微分方程采用有限体积法离散, 对流项采用二阶迎风格式离散, 扩散项采用中心差分格式离散。离散的代数方程用逐点 Gauss-Seidel 迭代法求解。

上边界采用压力入口边界,出口边界采用自由出流边界,其余边界均采用无滑移不可入边界条件,计算时间步长由稳定性和收敛性决定。

1.3 模型验证

模型验证采用 Martin 和 Moyce 的矩形水柱在重力作用下瞬间溃的物理模型^[9],如图 1 所示,矩形水柱初始水深为 H_0 ,水柱的初始宽度为 B ,定义初始水深与初始宽度为矩形水柱的深宽比 n , $n = \frac{H_0}{B}$,深宽比是反映水柱形状的物理量。在本试验模型中 $H_0 = 29.2 \text{ cm}$, $B = 14.6 \text{ cm}$, $n = 2$ 。

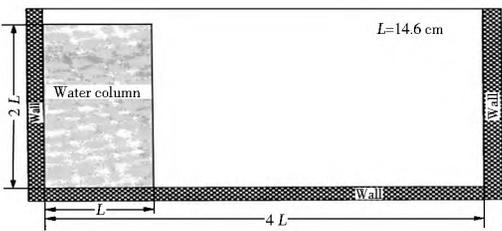


图 1 数学模型

Fig. 1 Mathematical model

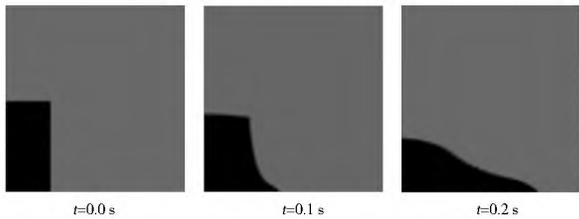


图 2 溃坝水面线计算结果

Fig. 2 Calculation result of water surface during the dam break

图 2 为 $t = 0.0, 0.1, 0.2 \text{ s}$ 时刻的溃决水流水面线变化图,在溃坝的瞬间,矩形水柱受重力作用开始塌落,重力势能逐渐转变为动能,坝址上游水深逐渐减小,水体快速向下游运动,波前峰迅速覆盖下游河道。

为了验证数值模拟的精度,将数值模拟的结果与 Martin 等的物理试验数据进行比较,见 3 和图 4。图 3 为矩形水柱溃塌过程中坝上游残余水深随时间的变化规律,从中可以看出:坝上游残余水深的计算值与实验值基本一致,最大相对误差仅为 1%。图 4 为矩形水柱溃塌过程中波前峰位置随时间的变化规律,从中可以看出:波前峰位置的计算值与实测值吻合较好,变化趋势相同。因此利用本文所建立的数学模型研究矩形水柱溃塌是合理的。

2 坝址流量过程线

2.1 坝址流量理论分析

大量研究表明,矩形水柱溃塌过程中,坝址处的流量与水库上游入库流量、矩形水柱初始水深、上游残余水深、水柱初始宽度、坝址处水深、河床粗

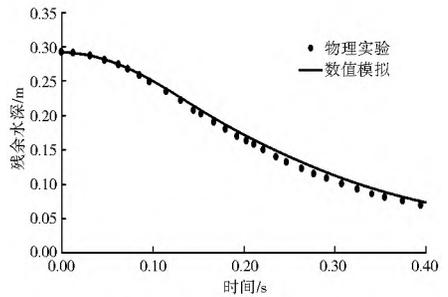


图 3 坝上游残余水深随时间的变化过程

Fig. 3 The process of residual water depth in the upstream depending on time

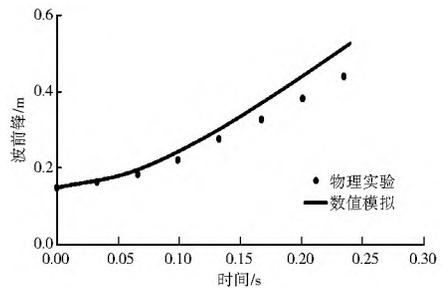


图 4 波前峰位置与时间关系

Fig. 4 The location of wave peak depending on time

糙度、河床坡度以及重力加速度等因素有关,它们的关系可以表示为

$$f(q, q_0, H_0, h_1, B, h_2, S_f, S_i, g) = 0 \quad (15)$$

式中: q 为坝址处单宽流量; q_0 为水库上游入流流量; H_0 为矩形水柱初始水深; h_1 为上游残余水深; B 为矩形水柱初始宽度; h_2 为坝址处水深; S_f 为河床糙率; S_i 为河床底坡坡降; g 为重力加速度,取 $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ 。

根据量纲分析理论,取初始水深 H_0 、重力加速度 g 为基本物理量,对式(15)中各物理量进行量纲分析,得到无量纲参数: $\Pi_1 = \frac{q}{\sqrt{gH_0^{\frac{3}{2}}}}$; $\Pi_2 = \frac{q_0}{\sqrt{gH_0^{\frac{3}{2}}}}$;

$\Pi_3 = \frac{h_1}{H_0}$; $\Pi_4 = \frac{B}{H_0}$; $\Pi_5 = \frac{h_2}{H_0}$; $\Pi_6 = S_f$; $\Pi_7 = S_i$ (其中 Π_3 为相对残余水深, Π_4 为深宽比 n 的倒数, Π_5 为坝址处相对水深)。

故公式(15)可以表示为

$$f\left(\frac{q}{\sqrt{gH_0^{\frac{3}{2}}}}, \frac{q_0}{\sqrt{gH_0^{\frac{3}{2}}}}, \frac{h_1}{H_0}, \frac{B}{H_0}, \frac{h_2}{H_0}, S_f, S_i\right) = 0 \quad (16)$$

从而得到矩形水柱溃塌过程坝址处单宽流量公式为

$$\frac{q}{\sqrt{gH_0^{\frac{3}{2}}}} = f_1\left(\frac{q_0}{\sqrt{gH_0^{\frac{3}{2}}}}, \frac{h_1}{H_0}, \frac{B}{H_0}, \frac{h_2}{H_0}, S_f, S_i\right) \quad (17)$$

$$\text{即: } q = f_1 \cdot \sqrt{gH_0^{\frac{3}{2}}} \quad (18)$$

其中, f_1 为流量系数函数。

由式(17)可知,二维矩形水柱在重力作用下瞬

间全溃时坝址处的流量过程与重力加速度、矩形水柱初始水深、矩形水柱深宽比、相对上游残余水深及坝址处相对水深变化过程等因素相关。

在本文的研究中, 水库上游无入流, 即 $q_0 = 0$, 下游河床为平底无阻力, 即 $S_f = 0, S_i = 0$, 故流量系数 f_1 仅是 $\frac{h_1}{H_0}, \frac{B}{H_0}, \frac{h_2}{H_0}$ 的函数, 其中 $\frac{B}{H_0}$ 是深宽比 n

的倒数, 为定值。而 $\frac{h_1}{H_0}, \frac{h_2}{H_0}$ 是随时间变化的量, 故在溃坝过程中坝址处的流量值是一个随时间变化的量。其存在最大值, 即峰顶流量 q_{max} :

$$q_{max} = f_{1max} \cdot \sqrt{gH_0^{\frac{3}{2}}} \quad (19)$$

其中, f_{1max} 为峰顶流量系数函数。

由式(19)可知, 溃坝过程中坝址处流量存在最大值, 即峰顶流量。

2.2 相同深宽比流量变化过程

在矩形水柱溃塌过程研究中, 水柱的深宽比是反映矩形水柱形状的一个重要的物理量, 同时也是对坝址处流量过程产生重要影响的物理量。本节首先研究相同矩形深宽比 n 、不同初始水深工况下, 坝址处的流量随时间的变化过程。数值模拟工况见表 1。

表 1 相同深宽比时数值模拟工况

Tab. 1 The condition of numerical simulation at the same ratio of depth to width

工况	深宽比 n	初始水深/m	初始宽度/m
1	2	0.2	0.1
2	2	0.8	0.4
3	4	0.2	0.05
4	4	0.4	0.1

图 5 为不同工况下坝址处的流量随时间的变化过程曲线。由图 5 可知, 在溃坝过程中, 坝址处的流量随着时间逐渐增大, 且达到峰顶流量后开始减小。由于矩形水柱初始水深和初始宽度的不同, 坝址处的流量变化规律具有差异性, 将坝址处的流量与溃坝时间等参数无量纲化得到了反映坝址处流量大小和溃坝发生时间的无量纲数, 即无量纲数特征流量 Q^* 与无量纲数特征时间 T^* , 如下:

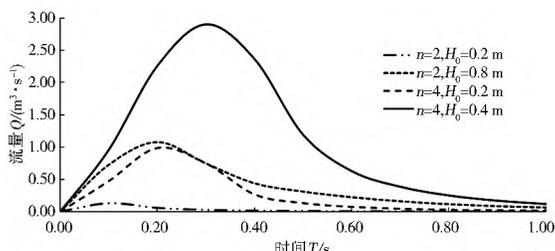


图 5 坝址流量随时间变化过程

Fig. 5 The discharge process in dam site depending on time

$$Q^* = \frac{q}{\sqrt{gH_0^{\frac{3}{2}}}} \quad (20)$$

$$T^* = t \sqrt{2g/B} \quad (21)$$

式中: q 为单宽流量; H_0 为初始水深; g 为重力加速度; t 为溃坝时间; B 为初始水体宽度。

图 6 为采用无量纲数后, 特征流量随特征时间的变化规律。由图 6 可知, 在溃坝发生后, 坝址处的特征流量迅速增大, 在达到峰顶流量后, 特征流量开始逐渐减小。当深宽比 n 相同时, 坝址处的流量变化规律具有一致性, 特征流量随特征时间的变化过程相同; 当深宽比一定时, 特征峰顶流量 $Q_{max}^* =$

$$\frac{q_{max}}{\sqrt{gH_0^{\frac{3}{2}}}}$$

为常数, 记为 λ ; 同时, λ 的大小只受深宽比的影响, 而与上游相对残余水深、坝址处的相对水深无关, 即 λ 实为上节提到的峰顶流量系数函数 f_{1max} , 从而得到溃坝水流峰顶流量公式如下:

$$q_{max} = \lambda \sqrt{gH_0^{\frac{3}{2}}} \quad (22)$$

式中: λ 为峰顶流量系数, 其数值大小与矩形水柱的深宽比 n 相关。

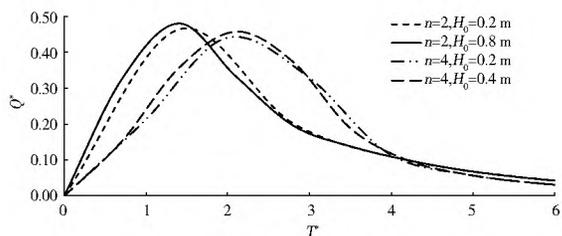


图 6 相同深宽比时坝址特征流量变化过程

Fig. 6 The discharge process in dam site at the same ratio of depth to width

由图 6 还可知, 峰顶流量出现的时刻与矩形水柱深宽比也存在相关关系。当深宽比一定时, $T^* = t \sqrt{2g/B}$ 为常数, 记为 β 。此时, 峰顶流量出现时刻公式表示为

$$t = \frac{\beta}{\sqrt{2g/B}} = \beta \sqrt{\frac{B}{2g}} = \beta \sqrt{\frac{BH_0}{2gH_0}} = \beta \sqrt{\frac{n}{2}} \frac{B}{\sqrt{gH_0}} \quad (23)$$

其中, $\sqrt{gH_0}$ 为水击波波速, 即 $c = \sqrt{gH_0}$, 故 $t = \beta \sqrt{\frac{n}{2}} \frac{B}{c}$, 令 $\theta = \beta \sqrt{\frac{n}{2}}$, 其为与矩形水柱深宽比相关的时间系数, 从而得到峰顶流量出现时刻公式为

$$t = \theta \frac{B}{c} \quad (24)$$

式中: θ 为时间系数, 其数值大小与矩形水柱的深宽比相关。

与此同时, 特征时间与时间系数的关系可表示为

$$T^* = \sqrt{\frac{2}{n}} \cdot \theta \quad (25)$$

2.3 不同深宽比流量变化过程

由 2.2 节可知, 峰顶流量系数、时间系数与矩形深宽比 n 存在相关关系。本节选择深宽比 $n = 2 \sim 12$ 时, 矩形水柱在重力作用下瞬间全溃时坝址处的流量过程。数值模拟工况见表 2。

表 2 不同深宽比时数值模拟工况

Tab. 2 The condition of numerical simulation at the different ratio of depth to width

工况	深宽比 n	初始水深/m	初始宽度/m
1	2	0.2	0.1
2	4	0.4	0.1
3	6	0.6	0.1
4	8	0.8	0.1
5	10	1.0	0.1
6	12	1.2	0.1

通过数值模拟得到坝址处流量变化的过程, 同样采用上述无量纲数特征流量 Q^* 和特征时间 T^* , 得到了不同深宽比 n 时, 矩形水柱瞬间全溃过程时坝址处无量纲数特征流量随特征时间的变化规律, 见图 7。由图可知, 溃坝发生后, 随着特征时间的变化, 坝址处特征流量先逐渐增大, 达到峰顶流量后开始减小, 随着深宽比的增大, 特征峰顶流量逐渐减小, 且峰顶流量出现的时刻相对延后。根据图 7, 做峰顶流量包络线, 得到特征峰顶流量与特征时间的关系, 见图 8。由图 8 可知, 特征峰顶流量与特征时间基本成线性关系, 且特征峰顶流量随着特征时间的增加而逐渐减小。

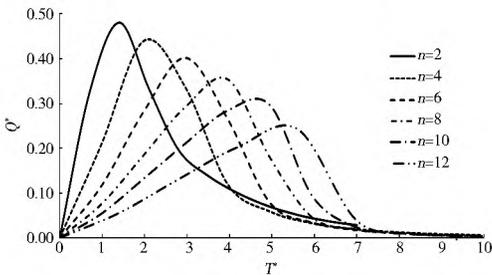


图 7 不同深宽比时坝址特征流量过程线

Fig. 7 The discharge process in dam site at the different ratio of depth to width

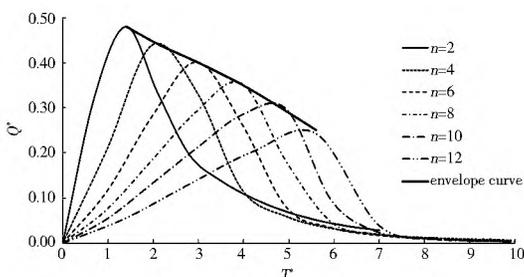


图 8 特征峰顶流量与特征时间的关系

Fig. 8 The relationship between characteristic peak discharge and characteristic time

同时, 根据上文所述, 所研究的峰顶流量系数与峰顶流量出现时刻公式中的时间系数均与矩形深宽比相关, 根据数值模拟结果, 通过公式 (22), 公式 (24) 换算得到峰顶流量系数、时间系数与深宽比的关系见图 9 和图 10。由图 9、10 可知, 流量系数与深宽比基本成负线性相关, 即流量系数随着深宽比的增加而逐渐减小; 时间系数与深宽比基本成正线性相关, 即时间系数随着深宽比的增加而逐渐增大。

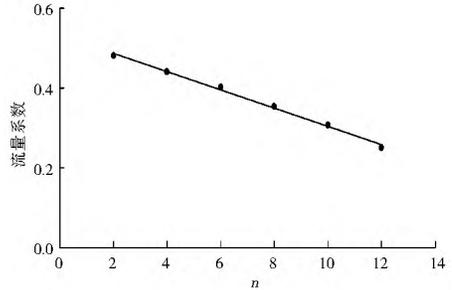


图 9 流量系数与深宽比的关系

Fig. 9 The relationship between discharge coefficient and the ratio of depth to width

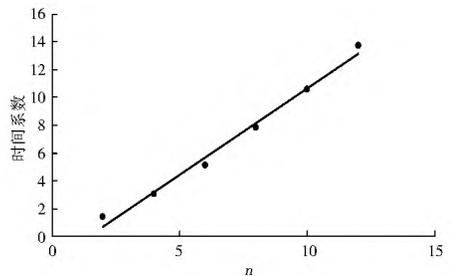


图 10 时间系数与深宽比的关系

Fig. 10 The relationship between time coefficient and the ratio of depth to width

3 结果分析及验证

由前述 2.2 节和 2.3 节的研究结果可知, 矩形水柱在重力作用下瞬间全溃过程中坝址处流量变化规律的分析过程如下: 首先根据深宽比 n , 由图 9、图 10 查得峰顶流量系数及时间系数, 从而得到特征峰顶流量和特征时间, 并检验特征峰顶流量与特征时间是否位于图 8 所示的峰顶流量包络线上, 然后根据公式 (22) 求得峰顶流量大小, 根据公式 (24) 求得峰顶流量出现时刻。

现以任取几个深宽比的矩形水柱为例, 利用上述公式计算峰顶流量大小及峰顶流量出现时刻, 并与数值模拟解对比分析, 对比计算采用的工况见表 3。

表 3 公式计算与数值模拟对比计算工况

Tab. 3 The condition for comparison between formula and numerical simulation

工况	深宽比 n	初始水深/m	初始宽度/m
1	3.5	0.7	0.2
2	5.8	2.9	0.5
3	9.6	2.88	0.3

由图 9、图 10 可查得不同深宽比对应的峰顶流量系数与时间系数, 并求得特征峰顶流量与特征时间, 结果见表 4。

表 4 系数及无量纲数计算

Tab. 4 Coefficient and dimensionless numbers

工况	深宽比 n	峰顶流量系数	时间系数	Q^*	T^*
1	3.5	0.45	2.60	0.45	1.97
2	5.8	0.40	5.46	0.4	3.21
3	9.6	0.31	10.18	0.31	4.65

图 11 为不同深宽比计算的特征峰顶流量及其特征时间。由图 11 可知特征峰顶流量与特征时间基本位于包络线上。因此, 可以认为由深宽比得到的峰顶流量系数与时间系数是合理的。然后, 进一步根据峰顶流量系数与时间系数计算峰顶流量大小与出现时刻, 并与相应的数值模拟结果进行对比分析见表 5 和表 6。由表 5、表 6 可知, 由公式计算得到的峰顶流量值及出现时刻值与数值模拟解基本相同, 相对误差在 5% 之内, 故上文提到的峰顶流量公式及峰顶流量出现时刻公式基本可以运用于矩形水柱在重力作用下瞬间全溃过程中峰顶流量值及其出现时刻的预测计算。

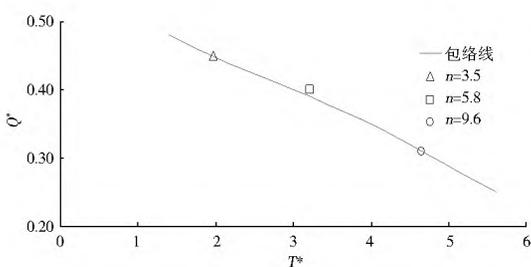


图 11 不同深宽比计算的特征峰顶流量及其特征时间

Fig. 11 The characteristic peak discharge depending on characteristic time at the different ratio of depth to width

表 5 峰顶流量公式解与数值模拟解对比

Tab. 5 The comparison of peak discharge between formula and numerical simulation

工况	深宽比 n	公式解	模拟结果	相对误差 (%)
1	3.5	0.825	0.846	2.40
2	5.8	6.187	6.300	1.70
3	9.6	4.746	4.620	2.80

表 6 峰顶流量出现时刻公式解与数值解对比

Tab. 6 The comparison of occurring time between formula and numerical simulation

工况	深宽比 n	公式解	模拟结果	相对误差 (%)
1	3.5	0.199	0.200	0.50
2	5.8	0.512	0.500	2.40
3	9.6	0.575	0.550	4.5

4 结论

本文通过数值模拟的方法, 并通过量纲分析法得到了平底矩形水柱在重力作用下瞬间全溃过程中坝址处的流量公式, 对比分析了不同深宽比矩形水柱溃塌时坝址处的流量变化规律。

(1) 通过量纲分析得到了坝址处的流量公式, 其中流量系数是上游相对残余水深, 坝址处相对水深, 水柱深宽比的函数, 但是峰顶流量系数仅受水柱深宽比的影响。

(2) 相同深宽比时, 矩形水柱溃塌时坝址处的流量规律具有一致性, 特征峰顶流量相同, 峰顶流量出现时刻相同, 从而得到基于深宽比的溃坝时峰顶流量公式及峰顶流量出现时刻公式。

(3) 不同深宽比时, 随着深宽比 n 的增大, 峰顶流量减小, 峰顶流量出现时刻延后, 根据峰顶流量包络线, 得到了峰顶流量与特征时间的关系, 从而进一步分析了峰顶流量系数与时间系数随深宽比的变化规律, 最终得到了溃坝过程中坝址处峰顶流量公式及其出现时刻公式。

参考文献 (References):

[1] 黄志伟, 周建中, 郭双喜, 等. 平面河道溃口绕流分析及流体对溃坝冲击的影响[J]. 水电能源科学, 2010, 28(1): 84-85. (HUANG Zhí wei, ZHOU Jiàn zhōng, GUO Shuāng xī, et al. Impact analysis of dam break and fluid impact plane flow river burst[J]. Hydropower energy science, 2010, 28(1): 84-85. (in Chinese))

[2] 陈日东, 刘兴年, 周晓泉, 等. 山区河道溃坝水流数值模拟[J]. 四川大学学报, 2011, 43(3): 7-11. (CHEN Rì dōng, LIU Xīng nián, ZHOU Xiǎo quán, et al. Numerical simulation of dam break flow in mountainous rivers[J]. Journal of Sichuan University, 2011, 43(3): 7-11. (in Chinese))

[3] 沈洋, 王佳妮. 基于 MIKE 软件的溃坝洪水数值模拟[J]. 水电能源科学, 2012, 30(6): 56-58, 37. (SHEN Yāng, WANG Jiā nǐ. Numerical simulation of dam break flood based on MIKE software[J]. Hydropower Energy Science 2012, 30(6) 56-58, 37. (in Chinese))

[4] 伍超, 吴持恭. 求解任意决口断面溃坝水力特性的形态参数分离法[J]. 水利学报, 1988(9): 10-18. (WU Chāo, WU Chīgōng. Separation of shape parameters for the calculation of hydraulic characteristics of dam burst with arbitrary outlet[J]. Journal of Hydraulic Engineering. 1988(9): 10-18. (in Chinese))

[5] Wu C, Huang G, Zheng Y. Theoretical Solution of Dam Break Shock Wave[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1999, 125(11): 1210-1215.

[6] Stoker J J. Water Waves[M]. New York: Interscience, 1957.

[7] Su S.-T., Barnes A. H. Geometric and frictional effects on sudden releases. ASCE Journal of the Hydraulics Division,

- 1970, 96(11): 2185-2200.
- [8] 谢任之. 溃坝坝址流量计算[J]. 水利水运科学研究, 1982(1): 42-46. (XIE Renzhi. Computation for the discharge from the site of dam break[J]. Journal of Nanjing Hydraulic Research Institute, 1982(1): 42-46. (in Chinese))
- [9] Martin J C, Moyce W J. An experimental study of the collapse of a liquid column on a rigid horizontal plane[J]. Philosophical Transactions of the Royal Society, 1952, 244(882): 312-324.
- [10] Sky Miller, Hanif Chaudhry M. Dam Break flows in curved channel[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1989, 115(11): 1465-1478.
- [11] Soares Frazao S, Zech Y. Dam break in channels with 90° bend[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2002, 128(11): 956-968.
- [12] Alexander Korobkin, Oguz Yilmaz. The initial stages of dam break flow[J]. Journal of Engineering Mathematics, 2009, 63(2-4): 293-308.
- [13] Marcela A. Cruchaga, Diego J. Celentano, Tayfun E. Tezdiryar. Collapse of a liquid column: numerical simulation and experimental Validation[J]. Computational Mechanics, 2007, 39(4): 453-476.
- [14] Zhou J G, Causon D M, Mingham C G, et al. Numerical prediction of dam break flows in general geometries with complex bed topography[J]. Journal of Hydraulic Engineering ASCE, 2004, 130(4): 332-340.
- [15] Brufau P, Garcia Navarro P. Two dimensional dam break flow simulation[J]. International Journal for Numerical Methods in Fluids, 2000, 33(1): 35-57.
- [16] Dressler R F. Hydraulic resistance effect upon the dam break functions[J]. Journal of Research of the National Bureau of Standards. 1952, 49(3): 217-225.
- [17] WANG Lihui, PAN Cuihong. An analysis of dam break flow on slope[J]. Journal of Hydrodynamics, 2014, 26(6): 902-911.
- [18] 李云, 李君. 溃坝模型试验研究综述[J]. 水科学进展, 2009, 20(2): 304-310. (LI Yun, LI Jun. Review of experimental study on dam break[J]. Advances in Water Science, 2009, 20(2): 304-310. (in Chinese))
- [19] 陈生水, 钟启明, 陶建基. 土石坝溃决模拟及水流计算研究进展[J]. 水科学进展, 2008, 19(6): 903-910. (CHEN Shengshui, ZHONG Qiming, TAO Jianji. Development in embankment dam break simulation and water flow simulation[J]. Advances in Water Science, 2008, 19(6): 903-910. (in Chinese))
- [20] WANG Bo, ZHANG Ting, ZHOU Qin, et al. A case study of the Tangjiashan landslide dam break[J]. Journal of Hydrodynamics, 2015, 27(2): 223-233.

(上接第 164 页)

- [17] Chao Dang, Peng Cui, Zur lan Cheng. The formation and failure of debris flow dams, background, key factors and model tests: case studies from China[J]. Environmental Geology, 2009, 57, (8): 1901-1910.
- [18] 刘菲. 三峡库区坡面泥石流形成机制[D]. 重庆: 重庆交通大学, 2011. (LIU Fei. The formation mechanism of debris flow on slope in Three Gorges Reservoir area[D]. Chongqing: Chongqing Jiaotong University, 2011. (in Chinese))
- [19] 崔鹏, 杨坤, 陈杰. 前期降雨对泥石流形成的贡献—以蒋家沟泥石流形成为例[J]. 中国水土保持科学, 2003, 1(1): 11-15. (CUI Peng, YANG Kun, CHEN Jie. Relationship between occurrence of debris flow and antecedent precipitation: Taking the Jiangjia Gully as an example[J]. Science of Soil and Water Conservation, 2003, 1(1): 11-15. (in Chinese))
- [20] 谭炳炎, 段爱英. 山区铁路沿线暴雨泥石流预报的研究[J]. 自然灾害学报, 1995, 4(2): 43-52. (TAN Bingyan, DUAN Aiyang. Study on prediction for rainstorm debris flow along mountain district railways[J]. Journal of Natural Disasters, 1995, 4(2): 43-52. (in Chinese))
- [21] 陈景武. 云南东川蒋家沟泥石流暴发与暴雨关系的初步分析[C]. 全国泥石流学术论文集, 1980. (CHEN Jingwu. Preliminary analysis of the relationship between the outbreak of debris flow and the rainstorm in Dongchuan of Yunnan[C]. National academic papers on debris flow, 1980. (in Chinese))