

# 低水头水闸下游消力池长度优化研究

黄智敏, 付波, 陈卓英

(广东省水利水电科学研究院 广东省水动力学应用研究重点实验室, 广东 广州 510635)

**摘要:** 低水头水闸下游消力池的水流条件较复杂, 水闸出流条件(自由出流、淹没出流)对闸下游的流态和水跃长度影响较大。通过水力模型试验研究, 提出了水闸闸门全开敞泄、宣泄最大流量运行条件的下游消力池长度的计算方法: 水闸出流为自由出流时, 可按现有的水闸设计规范的方法计算消力池长度; 水闸出流为淹没出流时, 闸下游水跃长度较短或呈无水跃状态, 此时, 可采用水闸上游为正常蓄水位、闸门控制下泄最大开度泄量计算消力池长度。研究成果可合理地计算和选取低水头水闸下游消力池长度, 在确保工程安全运行的前提下, 大大节省工程投资。

**关键词:** 低水头水闸; 消力池; 流态; 消力池长度; 模型试验

中图分类号: TV66

文献标识码: A

文章编号: 1672-643X(2019)04-0154-05

## Optimization research on the length of the downstream stilling basin of low-head sluice

HUANG Zhimin, FU Bo, CHEN Zhuoying

(Guangdong Research Institute of Water Resources and Hydropower, Guangdong Provincial Key  
Laboratory of Hydrodynamics, Guangzhou 510635, China)

**Abstract:** The flow condition of the downstream stilling basin of the low-head sluice is complex, and the outflow conditions of the sluice (free outflow, submerged outflow) have a great influence on the flow regime and water jump length of the downstream of the sluice. Based on the hydraulic model test, the calculation methods of the downstream stilling basin length were proposed under the operating conditions of sluice gate fully opened and maximum discharge: First, the length of the stilling basin can be calculated by using the existing design specification method under free flow conditions. Second, the length of hydraulic jump is shorter or no hydraulic jump in the downstream of the sluice under submerged outflow conditions, and then the length of the stilling basin can be calculated by using the upstream normal water level and the maximum opening discharge on gate controls of the sluice. Our results can be used to calculate and select reasonably downstream stilling basin length of low head sluices, and on the premise of ensuring the safe operation of the project, saving greatly the project investment.

**Key words:** low-head sluice; stilling basin; flow regime; length of stilling basin; model test

## 1 研究背景

低水头水闸运行特点为泄洪流量大、水位差较小, 其泄洪消能多采用底流消能方式。在给定的水闸泄流水力参数条件下, 根据工程具体条件, 可先计算和确定水闸下游消力池的池末端尾坎顶高程、池深等, 然后再计算和确定消力池长度。水闸下游消力池末端尾坎顶高程、池深等计算和确定方法可参

考文献[1-4], 但目前国内有关水闸下游消力池合理池长的研究成果仍较少<sup>[5-10]</sup>。

水闸下游消力池池长通常可按文献[1]建议的公式计算, 但由于水闸下游消力池的水流条件较复杂, 水闸出流条件(自由出流、淹没出流)对闸下游流态和水跃长度影响较大, 若不正确区分水闸下游的流态, 则计算得出的消力池池长明显不合理, 会增加工程投资和造成浪费。

收稿日期: 2018-12-29; 修回日期: 2019-03-15

基金项目: 广东省科技创新项目(2012-04)

作者简介: 黄智敏(1957-), 男, 广东惠州人, 硕士, 教授级高级工程师, 主要从事水工水力学及河流动力学研究。

本文结合广东省鉴江高岭拦河水闸重建工程下游消力池水力模型试验研究成果<sup>[11]</sup>,在水闸闸门全开泄流(即闸门全开敞泄,下同)的下游出流流态判别的基础上,提出了低水头水闸下游消力池合理长度的计算和选取方法。

## 2 消力池长度计算和分析

常规水闸下游消力池长度计算公式为公式(1)~(4)<sup>[1,12]</sup>,相应的消力池体型和水力参数见图1。

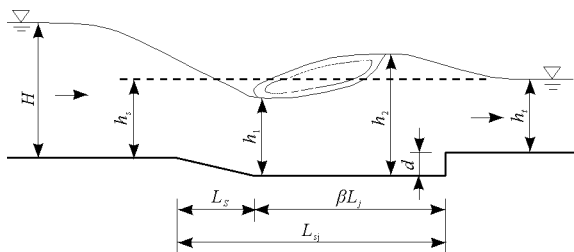


图1 水闸下游消力池体型和水力参数示意图

消力池长度  $L_{sj}$

$$L_{sj} = L_s + \beta L_j \quad (1)$$

水跃长度  $L_j$

$$L_j = 6.9(h_2 - h_1) \quad (2)$$

其中:

$$h_1 = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(E_0 - h_1)}} \quad (3)$$

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left( \sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_1^3}} - 1 \right) \left( \frac{b_1}{b_2} \right)^{0.25} \quad (4)$$

式中:  $L_s$  为消力池斜坡段水平投影长度, m;  $\beta$  为水跃长度校正系数, 可取 0.7 ~ 0.8;  $h_1$  为消力池进口收缩断面水深, m;  $q$  为泄流单宽流量,  $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ;  $E_0$  为以消力池底板为基准计算的总水头, m;  $\varphi$  为流速系数;  $g$  为重力加速度,  $\text{m/s}^2$ ;  $h_2$  为跃后水深, m;  $\alpha$  为水流动量校正系数, 可采用 1.0 ~ 1.05;  $b_1$  为消力池首端宽度, m;  $b_2$  为消力池末端宽度, m。

由公式(1)~(4)分析, 在已知水闸泄流单宽流量  $q$ 、闸上游水位  $Z_u$ 、闸下游水位  $Z$  与流量  $Q$  关系等水力参数条件下, 就可以计算出消力池底板总水头  $E_0$ 、消力池的水跃参数(如  $h_1$ 、 $h_2$  及  $L_j$ ) 等, 从而可进一步计算出消力池长度  $L_{sj}$ 。

由公式(2)分析, 正常水跃的跃长  $L_j$  随消力池跃后水深  $h_2$  与跃前水深  $h_1$  的差值( $h_2 - h_1$ ) 增大而增加, 而  $h_1$ 、 $h_2$  和( $h_2 - h_1$ ) 等随泄流单宽流量  $q$  增加而增大, 因此, 消力池水平段长度  $\beta L_j$  随  $q$  增加而增大, 其通常可由水闸最大泄洪流量  $Q_m$  来确定。对于平原地区河流或闸上、下游水位差较小的水闸, 在

水闸闸门全开泄流、最大泄洪流量  $Q_m$  运行时, 其上、下游水位差较小(计算闸孔总净宽时, 平原区水闸的过闸水位差可采用 0.1 ~ 0.3 m<sup>[1]</sup>), 出闸水流多呈波状的明渠流流态, 闸下游消力池无水跃产生。此时, 若不正确判别水闸出流流态, 笼统按  $Q_m$  计算的消力池长度会明显偏大, 从而造成工程量增加和投资浪费。

通常, 水闸泄流调控运行有两种方式: 一是在水闸上游为正常蓄水位条件下, 水闸闸门局部开启、控泄运行, 此运行方式水闸上、下游水位差相对较大; 二是当上游洪水来流量较大时, 为了确保水闸工程的安全运行, 水闸闸门需全部开启敞泄, 此运行方式的闸上、下游水位差相对较小。这两种运行方式的水闸下游出流流态是有差异的。

图2是高岭拦河水闸重建工程水力模型试验研究的下游消力池推荐方案剖面图, 拦河闸共设16孔闸, 单孔闸净宽15 m, 闸墩厚为2.5 m和3.0 m两种, 闸下游消力池池底高程-1.00 m、水平段长度22.5 m。拦河闸下游消力池水力模型试验在60 cm宽的玻璃水槽中进行, 水力模型按重力相似律设计为正态, 几何比尺  $L_r = 46.67$ 。为了分析下游消力池长度的合理性, 进行了水闸闸门两种运行开启工况的试验比较: (1) 水闸闸门全开、泄放最大洪水流量(校核洪水流量,  $P = 0.5\%$ ) 运行; (2) 水闸上游为正常蓄水位(8.20 m)、控泄运行的最大闸门开度  $e_m$  运行。

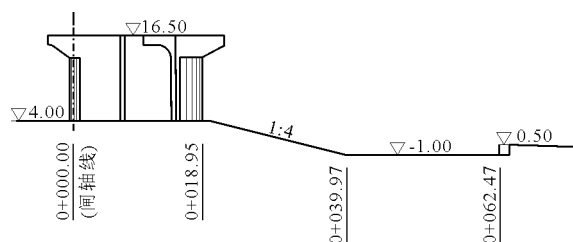


图2 高岭水闸下游消力池布置剖面图(单位:m)

### 2.1 闸门全开运行的消力池流态试验

在最大洪水流量( $P = 0.5\%$ , 闸孔泄流单宽流量  $q = 23.99 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ )、不同闸下游河道水位  $Z$  的水力模型试验水力参数见表1, 闸下游运行的流态和流速分布见图3~5。

(1) 当闸下游河道水位  $Z = 5.00 \sim 6.00 \text{ m}$  时, 出闸水流为自由出流, 以消力池底为基准的下游水深( $h_t + d$ )  $< h_2$ , 出闸水流呈急流撞击消力池末端尾坎、急速涌高后再跌向下游海漫, 或者池内水跃极不稳定, 波动剧烈(见表1和图3)。

表 1 高岭水闸及消力池运行水力参数

| $Z_u$ | $H$  | $Z$   | $h_1$ | $h_2$ | $h_t$ | $h_t + d$ | $(h_t + d)/h_2$ | $h_s$ | $h_s/H$ | 试验的消力池跃尾桩号或流态 |
|-------|------|-------|-------|-------|-------|-----------|-----------------|-------|---------|---------------|
| 9.62  | 5.62 | 5.00  |       |       | 4.5   | 6.0       | 0.80            | 1.0   | 0.18    | 急流、无水跃        |
| 9.62  | 5.62 | 6.00  |       |       | 5.5   | 7.0       | 0.94            | 2.0   | 0.36    | 0 + 063       |
| 9.62  | 5.62 | 7.00  |       |       | 6.5   | 8.0       | 1.07            | 3.0   | 0.53    | 0 + 059       |
| 9.62  | 5.62 | 8.00  | 1.71  | 7.48  | 7.5   | 9.0       | 1.20            | 4.0   | 0.71    | 0 + 055       |
| 9.62  | 5.62 | 8.50  |       |       | 8.0   | 9.5       | 1.27            | 4.5   | 0.80    | 0 + 053       |
| 9.68  | 5.68 | 9.00  |       |       | 8.5   | 10.0      | 1.34            | 5.0   | 0.88    | 波状明渠流         |
| 10.12 | 6.12 | 10.00 |       |       | 9.5   | 11.0      | 1.47            | 6.0   | 0.98    | 波状明渠流         |

注:(1)  $h_t$  为下游河床水深;(2)  $h_s$  为以闸室堰顶为基准的下游河床水深(见图 1)。

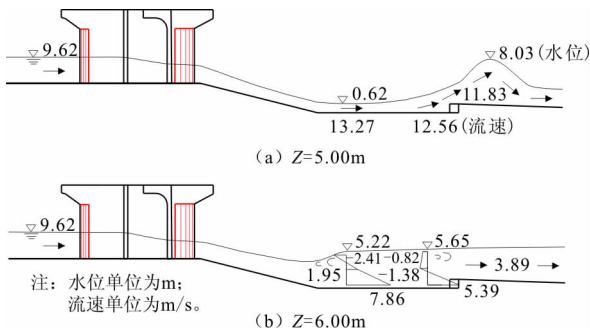


图 3 水闸下游消力池流态和流速分布示意图(  $Z = 5.00、6.00\text{m}$  )

(2)当闸下游河道水位上升为  $Z = 7.00 \sim 8.00\text{ m}$  时,其下游水深  $(h_t + d) > h_2$ 、且  $h_s/H < 0.8$  ( $H$  为闸室堰顶的上游水深,  $h_s$  为以闸室堰顶为基准的下游河床水深),此时,出闸水流仍为自由出流,消力池内逐渐形成稳定的水跃,池内水跃长度随闸下游相对水深  $h_s/H$  增加而减小,即池内跃尾断面随  $h_s/H$  增加往上游移动(见表 1 和图 4)。

(3) 当  $Z = 8.50\text{ m}$  ( $h_s/H = 0.8$ ) 时,出闸水流为自由出流和淹没出流的临界状态(或称淹没出流<sup>[12]</sup>),池内跃尾断面位于约桩号 0 + 053 m 断面。随着闸下游水位  $Z$  继续增加,池内水跃长度减短,跃尾断面向消力池上游移动。当闸下游河道水位上升至  $Z = 9.00 \sim 10.00\text{ m}$  ( $h_s/H = 0.88 \sim 0.98$ ,淹没出流),消力池内无水跃、呈波状的明渠流流态;受水闸闸室平底堰的影响,下游消力池上游段底部出现局部回流区,主流在消力池水流的上部(见表 1 和图 5)。

因此,高岭水闸在下泄校核洪水流量( $P = 0.5\%$ ,  $Z = 12.16\text{ m}$ )运行条件下,闸上、下游水位差  $\Delta Z < 0.1\text{ m}$ ,出闸水流无水跃产生,闸下游呈波状的明渠流态<sup>[11]</sup>(见图 6)。

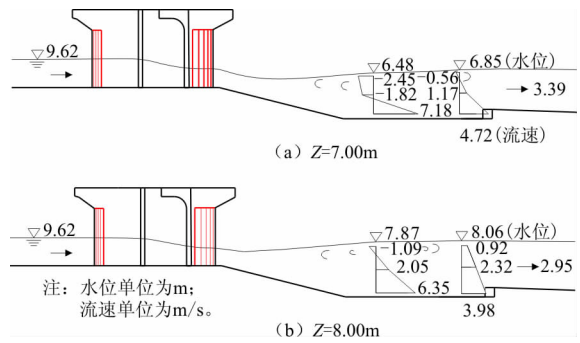


图 4 水闸下游消力池流态和流速分布示意图(  $Z = 7.00、8.00\text{m}$  )

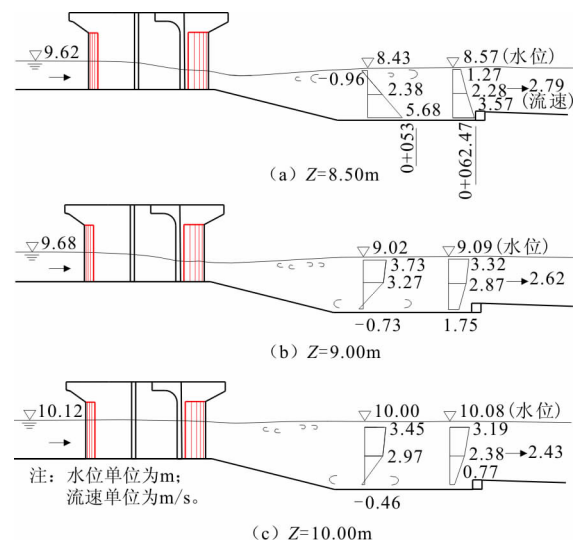


图 5 水闸下游消力池流态和流速分布示意图(  $Z = 8.50、9.00、10.00\text{m}$  )

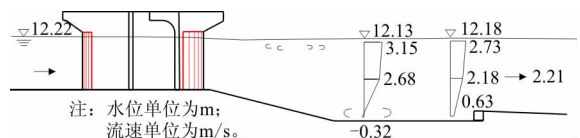


图 6 水闸下游消力池流态和流速分布示意图(  $Z = 12.16\text{m}$  )

## 2.2 闸门局部开启、控泄运行的消力池流态试验

在水闸上游正常蓄水位 8.20 m、闸门最大开度  $e_m = 0.75$  m ( $Z = 3.52$  m) 的泄流运行工况下,其下游消力池的流态和流速分布见图 7。测试的消力池水跃跃尾断面桩号约为 0+058 m,比水闸泄放校核洪水频率流量 ( $P = 0.5\%$ )、闸下河道水位  $Z = 8.50$  m (即  $h_s/H = 0.8$ ,自由出流和淹没出流的临界状态)相应的水跃长度要长。

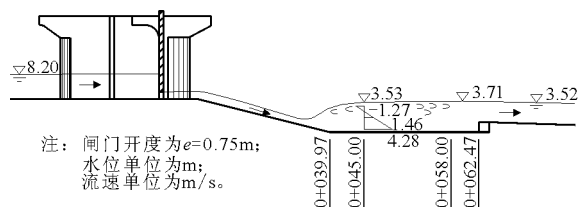


图 7 水闸下游消力池流态和流速分布示意图

## 2.3 试验成果分析

采用相关的水闸下游消力池计算公式<sup>[1,12]</sup>,对高岭水闸下游消力池长度进行计算,计算结果见表 2,对计算结果分析如下:

表 2 水闸下游消力池长度计算表

| $Z_u$ / m | $H$ / m | $q / (m^3 \cdot s^{-1} \cdot m^{-1})$ | $h_1$ / m | $Fr_1$ | $h_2$ / m | $L_j$ / m | $0.8 L_j$ / m | $h_t + d$ / m | $h_s$ / m | $h_s/H$ |
|-----------|---------|---------------------------------------|-----------|--------|-----------|-----------|---------------|---------------|-----------|---------|
| 8.20      | 4.20    | 4.93                                  | 0.39      | 6.47   | 3.38      | 20.63     | 16.50         | 4.52          |           |         |
| 12.22     | 8.22    | 23.99                                 | 1.59      | 3.82   | 7.83      | 43.06     | 34.45         | 13.16         | 8.16      | 0.993   |

注:  $h_1$ 、 $Fr_1$  为消力池水流收缩断面的水深和佛氏数。

## 3 消力池长度的合理选取方法分析

在水闸闸门全开、泄洪流量一定的条件下,水闸下游流态和水跃长度与其下游河道水位  $Z$  有关。在水闸下游消能设计  $Z \sim Q$  关系确定的条件下,水闸下游消力池水平段长度  $\beta L_j$  应考虑以下的因素进行选取:

(1) 水闸闸门全开、宣泄最大洪水流量  $Q_m$  运行时,若  $h_s/H < 0.8$  (水闸出流为自由出流),应采用  $Q_m$ ,按文献[1]等计算和选取消力池长度。

(2) 水闸闸门全开、宣泄最大洪水流量  $Q_m$  运行时,若  $h_s/H \geq 0.8$  (水闸出流为淹没出流),闸下游水跃长度较短或呈无水跃状态,此时,不应采用  $Q_m$  计算和选取消力池长度,而应采用水闸上游为正常蓄水位、闸门控泄最大开度  $e_m$  的泄量计算和选取消力池长度。

在此运行条件计算消力池长度时,为了确保工程的安全运行,闸门控泄最大开度  $e_m$  对应的闸下游河道水位  $Z$  应选取低一级闸门开度泄流稳定之后的

(1) 在闸上游正常蓄水位 8.20 m、闸门控泄最大开度  $e_m = 0.75$  m ( $q = 4.93$  m<sup>3</sup>/(s · m)、 $Z = 3.52$  m) 条件下,计算的下跃水跃长度  $L_j = 20.63$  m,其消力池水平段长度可取  $0.8 L_j = 16.5$  m。

(2) 在校核洪水频率流量 ( $P = 0.5\%$ 、闸门全开泄洪、 $Z_u = 12.22$  m、 $Z = 12.16$  m) 条件下,计算的下跃水跃长度  $L_j = 43.06$  m,其消力池水平段长度可取  $0.8 L_j = 34.45$  m。

由表 2 可见,校核洪水频率流量 ( $P = 0.5\%$ ) 泄流的消力池下游水深 ( $h_t + d$ ) 明显大于其计算的跃后水深  $h_2$ ,消力池内产生高淹没水跃;且由于闸下游相对水深  $h_s/H > 0.8$ ,水闸为淹没出流。因此,可判断水闸下游无法产生正常的水跃、闸下游为波状的明渠流 (见图 6)。

(3) 经综合分析各种泄流工况的水闸下游流态和池长等,并取一定的安全系数,高岭水闸重建工程下游消力池水平段长度选取为 22.5 m,为闸上游正常蓄水位 8.20 m、闸门控泄最大开度  $e_m = 0.75$  m 计算的水跃长度  $L_j$  的 1.09 倍 (见图 2)。

下游水位<sup>[13]</sup> (如高岭水闸重建工程在正常蓄水位 8.20 m 条件下,闸门控泄的每一级闸门开度间隔设置为  $\Delta e = 0.25$  m,其闸门控泄最大开度  $e_m = 0.75$  m 运行对应的  $Z$  应选取闸门开度  $e = 0.5$  m 泄流稳定之后的下游河道水位);同时,为了确保工程的安全运行,建议消力池水平段长度  $\beta L_j$  的水跃长度校正系数  $\beta$  取 1.0。

在实际计算中,为了方便正常蓄水位、闸门控泄条件下消力池长度的计算和选取,通常可根据闸门控泄的各级开度  $e$  分别计算消力池的长度 (计算中,各级闸门开度  $e$  运行的  $Z$  为低一级闸门开度泄量对应的下游河道水位;同时,水跃长度校正系数  $\beta$  取 1.0),选取计算的最大值为消力池长度。

(3) 按照文献[1],对于大型工程的下游消力池布置和体型尺寸,应通过水力模型试验论证之后确定。

## 4 结 论

本文根据水闸闸门全开、宣泄最大洪水流量等

运行条件的水力模型试验研究,提出了低水头水闸下游消力池长度的计算方法:

(1) 水闸闸门全开、宣泄最大洪水流量  $Q_m$  运行时,若  $h_s/H < 0.8$  (水闸出流为自由出流),应采用  $Q_m$ ,按水闸设计规范<sup>[1]</sup>等计算和选取消力池的长度。

(2) 水闸闸门全开、宣泄最大洪水流量  $Q_m$  运行时,若  $h_s/H \geq 0.8$  (水闸出流为淹没出流),闸下游水跃长度较短或呈无水跃状态,此时,应采用水闸上游正常蓄水位、闸门控泄最大开度  $e_m$  泄量的运行工况,计算和选取消力池长度。

本文研究成果已应用于工程实践,在确保工程安全运行的前提下,可大大节省工程投资,工程效益较为显著,成果可供工程设计和运行参考。

### 参考文献:

- [1] 中华人民共和国水利部. 水闸设计规范:SL265-2016[S]. 北京:中国水利水电出版社,2016.
- [2] 黄智敏,陈卓英,付波,等. 拦河闸下游两级消力池布置和计算研究[J]. 水资源与水工程学报,2014,25(4):115-118.
- [3] 黄智敏,陈卓英,朱红华,等. 低水头拦河闸下游消力池

布置探讨[J]. 广东水利水电,2012(11):14-16.

- [4] 茹建辉. 水工设计计算文选[M]. 北京:中国水利水电出版社,2016.
- [5] 周春天,宁勇. 石梁河水库泄洪闸闸下冲刷试验研究[J]. 河海大学学报(自然科学版),2000,28(2):113-116.
- [6] 宋兵伟,贺清录,潘绍财. 高落差水闸消能工优化设计[J]. 水电能源科学,2011,29(11):126-128+215.
- [7] 王胜,李连侠,孙炯,等. 多级连续消力池水跃的水力特性模型试验[J]. 水利水电科技进展,2012,32(4):23-28.
- [8] 黄智敏,陈卓英,朱红华,等. 低水头拦河闸下游一、二级消力池的布置[J]. 水利水电科技进展,2013,33(6):33-36.
- [9] 田海军. 平原水闸底流式消能工始流消能防冲研究[J]. 水科学与工程学报,2014(1):51-54.
- [10] 李艳富,韩昌海,杨宇. 河床下切对闸坝泄洪消能的破坏及对策[J]. 水利水运工程学报,2014(6):58-64.
- [11] 广东省水利水电科学研究院. 鉴江高岭拦河闸重建工程水工模型试验研究报告[R]. 广州:广东省水利水电科学研究院,2016.
- [12] 李炜. 水力计算手册:第2版[M]. 北京:中国水利水电出版社,2006.
- [13] 华东水利学院主编. 水工设计手册(第6卷:泄水与过坝建筑物)[M]. 北京:水利电力出版社,1982.

(上接第153页)

- [14] LIANG Qihua, XIA Xilin, HOU Jingming. Catchment - scale high - resolution flash flood simulation using the GPU - based technology [J]. Procedia Engineering, 2016,154(6):975-981.
- [15] 李相南,陈祖煜. 两种溃坝模型在唐家山堰塞湖溃决模拟中的对比[J]. 水利水电科技进展,2017,37(2):20-26.
- [16] CHEN Zuyu, MA Liqiu, YU Shu, et al. Back analysis of the draining process of the Tangjiashan Barrier Lake[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2015,141(4):05014011.
- [17] 陈祖煜. 土质边坡稳定分析:原理 方法 程序[M]. 北京:中国水利水电出版社,2003
- [18] WANG Lin, CHEN Zuyu, WANG Naixin et al. Modeling lateral enlargement in dam breaches using slope stability-analysis based on circular slip mode [J]. Engineering Geology, 2016,209:70-81.

- [19] 侯精明,马利平,陈祖煜,等. 金沙江白格堰塞湖溃坝洪水演进高性能数值模拟研究[J]. 人民长江,2019,50(4):8-11+70.
- [20] 张保蔚,黄金池. 土坝漫顶逐渐溃口模式研究[J]. 中国防汛抗旱,2007(3):28-31.
- [21] 张洪江,北原曜,远藤泰造,等. 晋西不同林地状况对糙率系数  $n$  值影响的研究[J]. 水土保持通报,1995,15(2):10-21.
- [22] 李书钦. 黄土坡面水力侵蚀比尺模拟试验研究[D]. 北京:中国科学院研究生院,2009.
- [23] 张金慧. 王茂沟流域的坝系建设与效益[J]. 中国水土保持,1991(9):30-31.
- [24] 刘汉喜,田永宏,程益民. 绥德王茂沟流域淤地坝调查及坝系相对稳定规划[J]. 中国水土保持,1995(12):16-19+24+62.