

复合式出流口滞洪坝之滞洪特性研究

陈正炎 卢昭尧 洪耀明

(中兴大学土木工程学系 台湾台中)

摘要 山坡地滞洪设施中,不同出流口形式之滞洪坝,有不同的滞洪效应及滞洪容积。为剖析滞洪设施中受制入流历线作用下其滞洪容积变化,以无因次滞洪理论为基础,讨论滞洪池内其滞洪容积对应时间变化情形,进而推求该滞洪池之最小滞洪容积;同时采用下方宽底梯形断面,上方衔接一窄口矩形之复合式出流口滞洪坝进行室内渠槽试验;并制造不同形态之入流历线,针对不同梯形底宽布置下之滞洪效应及出流口流量公式分析探讨。证明复合式出流口于低流量时,因宽底梯形断面可将水快速排出,增加池内净空间;当流量大时可增加其滞洪能力。故本复合式出流口设计,于入流条件相同下,其所需之最小滞洪容积较矩形窄口式小。

关键词 山坡地 复合式出流口 滞洪

Study on Flood Detention Characteristics of Detention Dam with Compound Outlet

Jen-Yan Chen Jau-Yau Lu Yao-Ming Hong

(Department of Civil Engineering, Chung-Hsing University Taichung Taiwan)

Abstract Different designs of detention dam outlets constitute different detention efficiency and volume on hillslope. The volume change of retarding basins were obtained by using the non-dimensional detention theory, with the known flow hydrograph in the detention facility. The minimum detention volume of retarding basin can be calculated based on the results of change of detention volume. The compound outlet with inferior trapezoid and upper rectangle was tested in a laboratory flume. The detention efficiency and discharge formula with different trapezoid widths at bottom would be analysed by using different inflow hydrograph in the flume. Based on the limited test results, it is proved that trapezoid section results greater detention volume under low inflow, and the detention efficiency is improved under high inflow. Therefore, the detention volume of compound outlets would be smaller than the rectangular outlets under the same inflow hydrograph.

Key words hillslope land compound outlet flood detention

1 前言

在坡地快速开发过程中,因大量地表植被的移除,地表糙度降低,径流系数变大,或因不透水

面积增加, 减少雨水的入渗, 导致地表径流量增加, 而加速地表土壤之流失及下游洪害的发生。为有效降低洪峰流量、控制流心及调节泥砂流出量, 于集水区山地河川之中下游所规划之构造物常为滞洪设施, 滞洪坝就是滞洪设施的其中一种, 滞洪坝被广泛的应用于主要排水路上, 以供蓄洪、减洪之用。目前常见之滞洪构造物, 为重力式滞洪坝, 即传统的重力式拦砂坝中间开一长条形矩形开口, 将往昔单纯的拦截砂石功效, 增加迟滞洪水功能, 另一种滞洪设施构造物是在底部开一排水出口。不同开口式之滞洪坝, 有不同的滞洪效应及滞洪容积。张三郎(1994) 采用 50 年频率及 60 min 降雨延时, 以 Horner 公式求出降雨强度, 由合理化公式所推算之洪峰流量据以假设出流历线, 最后运用 Puls Method 演算程式求出流历线、滞洪坝之设计容量及洪峰削减量, 进而评估其滞洪效益。黄宏斌、张三郎、吴正雄(1996) 在“调节池设计之探讨”中, 于降低出流流量为主要之要求下, 以三角历线为入流历线形态, 各频率年发生 100 mm/h 强度时之降雨事件为滞洪延时, 利用自由溢流之水库来模拟调节池特性。陈正炎等(1995) 曾对山坡地开发中, 就滞洪设施之蓄洪量与滞洪效益间之关系, 进行实例演算并分析比较。廖建雄(1996) 于“变量流作用下滞洪设施之水理试验研究”中, 藉由渠槽试验剖析滞洪池中因出流口宽度不同其流速场之变化, 以及最高水位剖面线之特性, 提出滞洪池容积估算公式初步成果, 期对滞洪设施设计规范有所助益。蓝令才(1997) 针对矩形出流口式滞洪坝水理特性加以研究, 利用无因次滞洪理论来探讨滞洪特性中有关流量及时间之变化, 并分别分析以入、出流历线、滞洪特性及最小滞洪容积讨论之。吴瑞贤、余浚(1996) 针对国内各单位所选用之不同滞流池容量计算方法, 如三角历线法、三角单位历线法和角屋式法, 进行研究比较各计算方法之差异。不同出流口形式之滞洪坝, 应有不同的滞洪效应及滞洪容积, 故本研究尝试以复合式出流口滞洪坝进行试验研究, 所谓复合式出流口断面, 如图 1 所示, 即是下为一宽底的梯形断面, 并于梯形断面上方衔接一窄口之矩形断面。因开口设计系属上窄下宽布置, 理论上入流量小时, 可藉由底部较宽断面迅速排出, 形成滞洪池内有效净空间增大。本研究旨在以室内渠槽试验方式制造不同形态之入流历线, 针对不同梯形底宽布置下之滞洪效应及出流口流量公式分析探讨, 期能得一复合式出流口之滞洪坝之设计方案, 以提供坡地开发上设置滞洪设施应用参考。

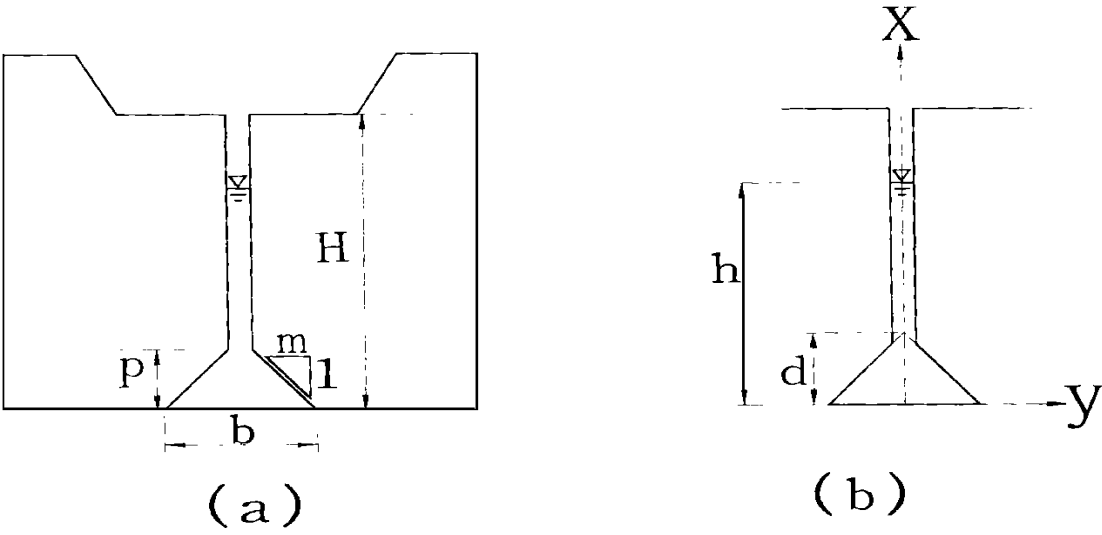


图 1 复合式出流口滞洪坝示意图

2 理论分析

2.1 流量公式

滞洪坝为因应滞洪效应之所需, 故有关滞洪池之设计规范甚为重要, 特别是滞洪坝出流口形式。基于出流口流量 Q 应与开口形式、大小及出流水深呈函数关系, 以流量、水深关系之理论, 并考虑出流口束缩现象, 推导水流通过此复合式开口之流量公式。于忽略接近出流口之流速与表面张力效应推得出流口流量公式如下:

(1) 当水深仅位于宽底梯形, 即 $0 < h < p$

$$Q = \frac{2}{3} C_e \sqrt{2g} (bh^{\frac{3}{2}} - \frac{4}{5} mh^{\frac{5}{2}}) \quad (0 < h < p) \quad (1)$$

(2) 当水深升高至矩形开口时, 即 $p < h < H$

$$Q = \frac{2}{3} C_e \sqrt{2g} \{ bh^{\frac{3}{2}} - \frac{4}{5} m[h^{\frac{5}{2}} + (h-p)^{\frac{5}{2}}] \} \quad (p < h < H) \quad (2)$$

式中: Q ——出流口流量; C_e ——有效流量系数; h ——出流口水深; g ——重力加速度; b 、 p 、 m 分别为梯形断面之底宽、高度及侧坡水平比值; H ——出流口断面最大高度。

2.2 滞洪现象

集水区中因暴雨而形成之径流, 经由适当之滞洪设施(detention structures)可降低洪峰径流量, 而达到稳定边坡、降低河床坡度、减少冲刷、控制流心功效。滞洪现象中主要探讨者包括: 入、出流历线及滞洪特性等, 兹分述如后:

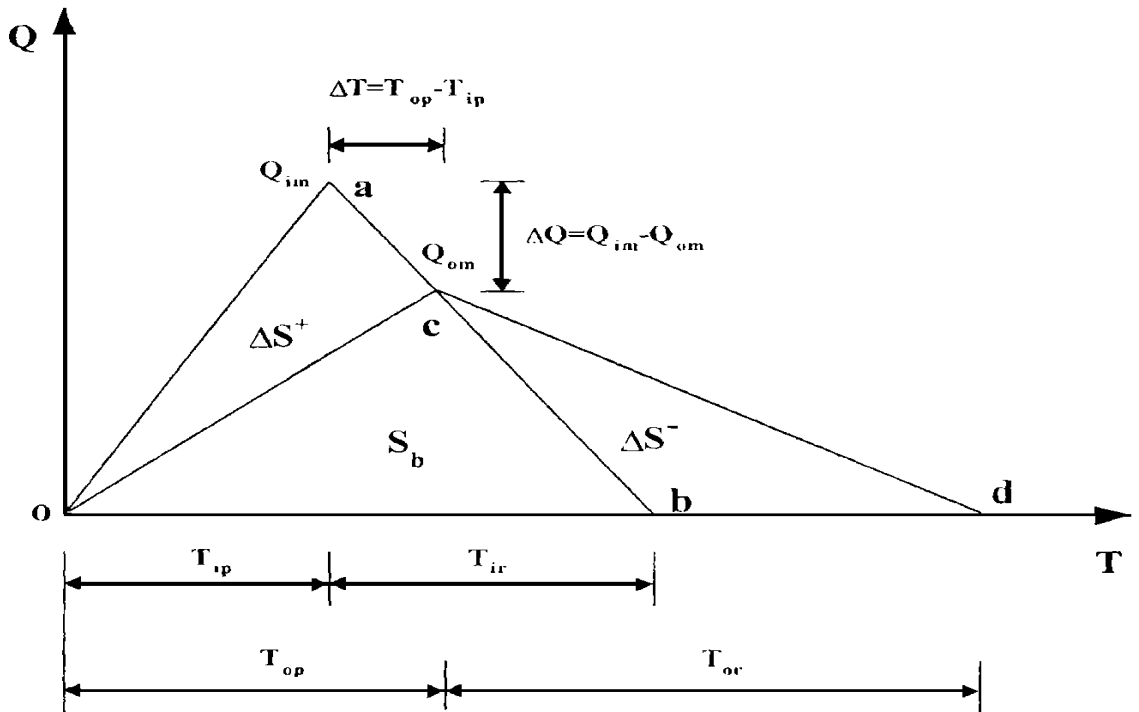


图2 滞洪理论示意图

2.2.1 滞洪特性 大多数之历线由于其流量在时间轴上呈现不对称之分布, 以单峰型入流历线而言, 设若以径流量开始至尖峰流量发生时间 T_{ip} 与尖峰流量发生时间至径流终了时间 T_{ir} 之比

值 $\alpha = (T_{ip}/T_{ir})$ 为历线之特征值, 以及 T_{ib} 为历线开始至终了之时间基期, 亦即 $T_{ib} = T_{ip} + T_{ir}$ 。由 T_{ip} 与 T_{ir} 间之关系, 或入流历线分布形态特征值 α , 可组合成前峰式、对称式、后峰式三种类型流量历线分布, 即 $\alpha < 1.0$ 、 $\alpha = 1.0$ 及 $\alpha > 1.0$ 。由于本地区的历线形态以前峰式为最多, 故于本研究之历线设计均采用前峰式为主即是历线特征值 α 小于 1。

滞洪现象之示意图如图 2 所示。一高峰度入流历线受制滞洪设施作用, 形成一低峰度出流历线, 其差异量称为洪峰消减, 即 $\Delta Q = Q_{im} - Q_{om}$ 。若 T_{ip} 、 T_{op} 表示到达入、出流历线尖峰流量时间, 则二者之时间差距 ΔT 称为洪峰稽延, 即 $\Delta T = T_{op} - T_{ip}$ 。当洪峰消减 ΔQ 愈大、洪峰稽延 ΔT 愈长时, 则皆表示滞洪效果愈佳。

2.2.2 无因次滞洪理论 为进一步剖析滞洪特性理论, 将图 2 中纵坐标之流量 Q 、横坐标时间 T , 分别以入流历线之尖峰流量 Q_{im} 及尖峰时间 T_{ip} 予以无因次化, 亦即以新坐标系统 $\hat{Q} = Q/Q_{im}$ 及 $\hat{T} = T/T_{ip}$ 来探讨滞洪特性中有关流量或时间之变化, 如图 3 所示, 并分别以入、出流历线及滞洪容积特性分析讨论之。经分析得无因次坐标系统中入流历线基期 \hat{T}_{ib} 、出流历线尖峰流量 \hat{Q}_{om} 、出流历线尖峰时间 \hat{T}_{op} 及出流历线基期 \hat{T}_{ob} , 分别为 $1 + \frac{1}{\alpha}$ 、 $1 - k$ 、 $1 + k/\alpha$ 及 $\frac{1 + 1/\alpha}{1 - k}$, 亦即图 3 中之坐标点 b 、 c 及 d , 并获致无因次入流历线模式升水段 \hat{Q}_{iu} 、退水段 \hat{Q}_{id} 分别为:

$$\hat{Q}_{iu} = \hat{T} \quad (0 \leq \hat{T} \leq 1) \quad (3a)$$

$$\hat{Q}_{id} = -\alpha \hat{T} + (1 + \alpha) \quad (1 \leq \hat{T} \leq 1 + \frac{1}{\alpha}) \quad (3b)$$

无因次出流历线模式升水段 \hat{Q}_{ou} 、退水段 \hat{Q}_{od} 为别为:

$$\hat{Q}_{ou} = \frac{\alpha(1-k)}{\alpha + k} \hat{T} \quad (0 \leq \hat{T} \leq 1 + \frac{k}{\alpha}) \quad (4a)$$

$$\hat{Q}_{od} = \frac{\alpha(1-k)^2}{k - \alpha k - k^2 - 1} \hat{T} - \frac{(1+\alpha)(1-k)}{k - \alpha k - k^2 - 1} \quad (1 + \frac{k}{\alpha} \leq \hat{T} \leq \frac{1 + 1/\alpha}{1 - k}) \quad (4b)$$

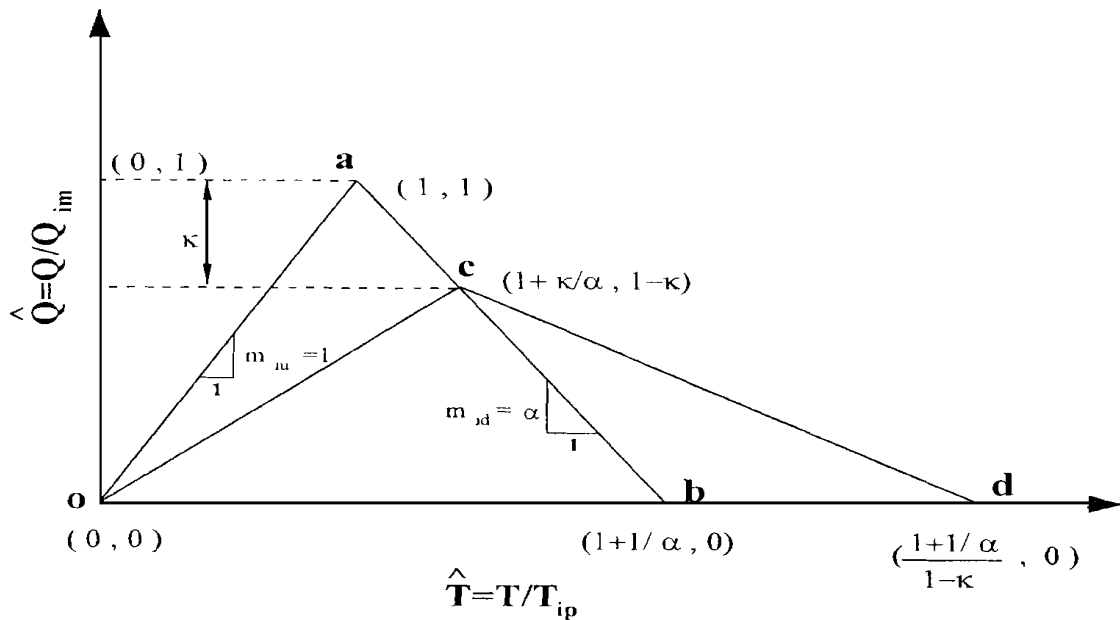


图 3 无因次滞洪理论示意图

换言之, 无因次入流历线模式: $\hat{Q}_i = \hat{Q}_{iu} + \hat{Q}_{id}$, 以及无因次出流历线模式 $\hat{Q}_o = \hat{Q}_{ou} + \hat{Q}_{od}$.

2.2.3 滞洪容积

(1) 入、出流累积体积模式。

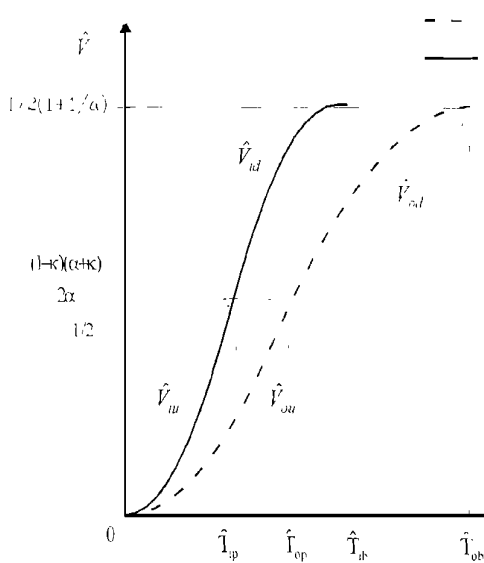


图4 无因次入、出流累积体积示意图

$$\hat{V}_{od} = \hat{Q}_{od} d\hat{T} = \frac{\alpha(1-k)^2}{2(k-\alpha k-k^2-1)}\hat{T}^2 - \frac{(1+\alpha)(1-k)}{k-\alpha k-k^2-1}\hat{T} + \frac{(1-k)(1+\alpha)(\alpha+k)}{2\alpha(k-\alpha k-k^2-1)}$$

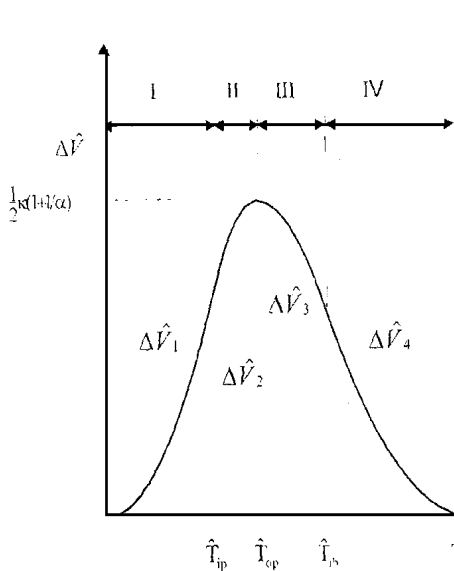


图5 无因次滞洪容积变化示意图

1 入流量累积体积模式。探讨入流历线于滞洪池内之无因次累积体积 \hat{V}_i , 依定义为 \hat{Q}_i 对时间 \hat{T} 由 0 积分至 $(1+1/\alpha)$ 即可, 令 $\hat{V}_i = \hat{V}_{iu} + \hat{V}_{id}$, 并推得

$$\hat{V}_{iu} = \hat{Q}_{iu} d\hat{T} = \frac{1}{2}\hat{T}^2 \quad (0 \leq \hat{T} \leq 1) \quad (5a)$$

$$\hat{V}_{id} = \hat{Q}_{id} d\hat{T} = \left[\frac{-\alpha}{2}\hat{T}^2 + (1+\alpha)\hat{T} - \frac{1}{2} \right] \quad (1 \leq \hat{T} \leq 1 + \frac{1}{\alpha}) \quad (5b)$$

④ 出流量累积体积模式。同理, 出流历线之无因次累积体积 \hat{V}_o , 则为 \hat{Q}_o 对时间 \hat{T} 加以积分, 且区间为 $(0 \leq \hat{T} \leq \frac{1+1/\alpha}{1+k})$ 即可, 仍设 $\hat{V}_o = \hat{V}_{ou} + \hat{V}_{od}$, 且推得

$$\hat{V}_{ou} = \hat{Q}_{ou} d\hat{T} = \frac{\alpha(1-k)}{2(\alpha+k)}\hat{T}^2 \quad (0 \leq \hat{T} \leq 1 + \frac{k}{\alpha}) \quad (6a)$$

$$\hat{V}_{od} = \hat{Q}_{od} d\hat{T} = \frac{\alpha(1-k)^2}{2(k-\alpha k-k^2-1)}\hat{T}^2 - \frac{(1+\alpha)(1-k)}{k-\alpha k-k^2-1}\hat{T} + \frac{(1-k)(1+\alpha)(\alpha+k)}{2\alpha(k-\alpha k-k^2-1)}$$

图4即以已知入流历线形态特征值 α 与洪峰消减度 k , 分别依公式(5a)、(5b)、(6a)及(6b)绘制入、出流体积累积曲线关系示意图。

(2) 滞洪容积模式。综合以上推论, 若定义滞洪池内受制一场流量历线作用之无因次滞洪池容积 $\Delta\hat{V}$, 则为

$$\Delta\hat{V} = \hat{V}_i - \hat{V}_o \quad (7)$$

依无因次入、出流时间将(7)式分成四个时区描述之, 推得无因次滞洪池容积 $\Delta\hat{V}$ 对时间 \hat{T} 之变化, 如图5所示, 且得

$$\Delta\hat{V} = \begin{cases} 0 & (\hat{T} = 0) \\ \frac{1}{2}k(1 + \frac{1}{\alpha}) & (\hat{T} = \hat{T}_{op}) \\ 0 & (\hat{T} = \hat{T}_{ob}) \end{cases} \quad (8)$$

因此, 获致无因次最小滞洪容积理论值 $\hat{V}_d = \frac{1}{2}k(1 + \frac{1}{\alpha})$; 换言之, 滞洪设施中最小滞洪容积理论值 $V_d = \hat{V}_d Q_{im} T_{ip}$, 其中 Q_{im} 、 T_{ip} 分别为入流历线之尖峰流量与尖峰时间。

3 水工试验

3.1 试验布置与设备

本研究系于中兴大学土木工程研究所水工试验室之二维明渠试验水槽中进行, 该水槽为一循环式之矩形玻璃水槽。试验所用之堰体, 材质为压克板, 厚 2.5 cm, 堰高 43 cm, 距堰体 175 cm 处设一复合式出流口之滞洪坝模型, 坝体材质为压克力, 厚度 2 cm, 坝高、坝宽 60 cm, 进行滞洪效应之试验。

3.2 试验步骤与条件

利用水准仪校正水槽使其达到试验所需之坡度 $S = 5\%$, 并完成堰顶水头 H_o 与流量 Q 之率定, 继之进行流量历线之操控; 本试验之条件为设计 $\alpha(T_{ip}/T_{ir})$ 分别为 0.31 ~ 0.39、0.49 ~ 4.55、0.65 ~ 0.75 及 0.92 ~ 0.98 之 A、B、C、D 等 4 种不同历线特征值, 试验时模型之出流口矩形断面底宽 $b = 3\text{ cm}$ 不变, 分别变换梯形断面底宽 $b = 6, 10, 12, 15$ 及 20 cm, 形成 5 种复合式之出流口斜率 $m = 0.104, 0.35, 0.519, 0.831$, 及 1.504, 以构成不同开口形式之滞洪池进行分析比较。

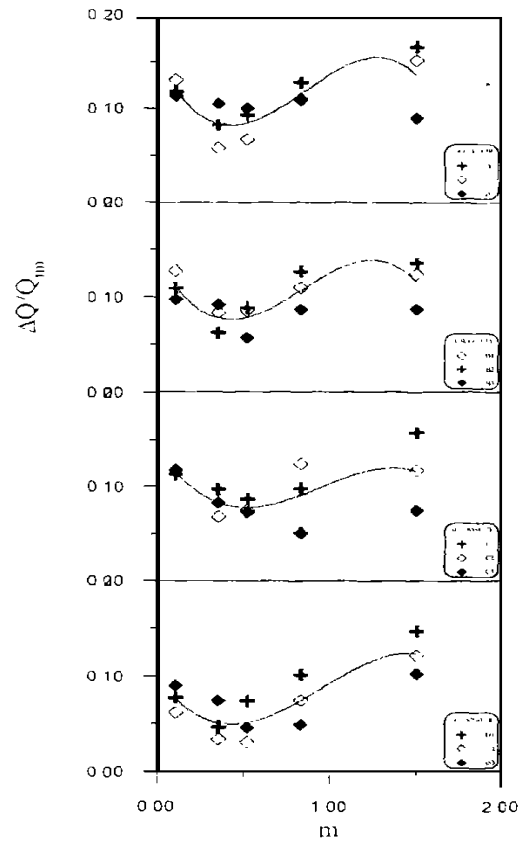


图 6(a) 出流口形式与洪峰消减关系图
($Q_{im} > 9500\text{cm}^3/\text{s}$)

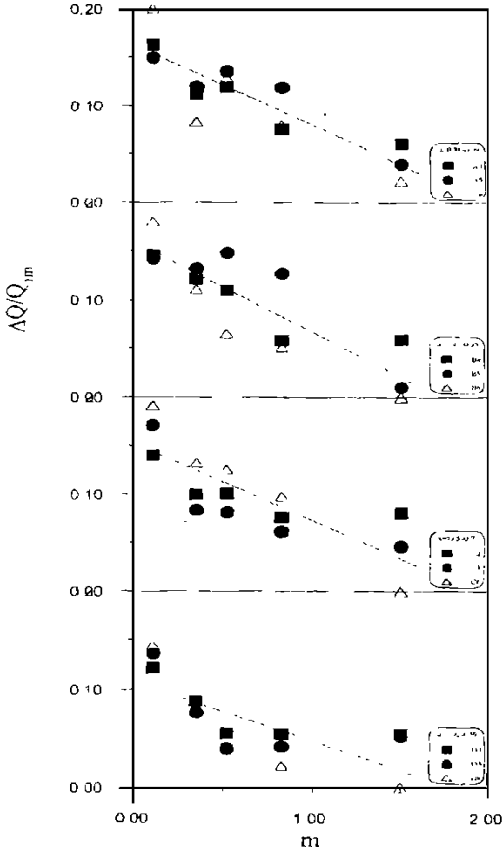


图 6(b) 出流口型式与洪峰消减关系图
($Q_{im} > 9500\text{cm}^3/\text{s}$)

4 研究结果与分析

4.1 流量公式

流量公式之分析分成二部分进行, 其一为当水深未达矩形开口, 即是水深仅于梯形断面内, 因流量随水深与开口形式不同而异, 以超音波水位计量得水深, 利用(1)式推算各种不同形式开口之流量系数 C_e 值。当渠床坡度 5%、侧坡水平比值 m 介于 0 与 1.504 间时, 平均 C_e 值介于 0.548 ~ 0.500。

4.2 洪峰消减

就洪峰消减而言, 依前述理论: 当洪峰消减 ΔQ 愈大时表示滞洪效果愈佳。兹将实验结果以不同出流口形式之斜率 m 为横坐标、洪峰消减度 $k (\Delta Q / Q_{im})$ 为纵坐标, 比较讨论 A、B、C 及 D 四组入流历线在不同出流口形式下, 其对于洪峰消减之变化情形, 如图6所示, 其中又以入流历线尖峰流量 $Q_{im} = 9500 \text{ cm}^3 / \text{s}$, 分成二部分分析探讨, 如图6(a)、图6(b)所示。由实验结果获致: 当入流历线流量较大时 ($Q_{im} > 9500 \text{ cm}^3 / \text{s}$ 时, 即为各种历线特征值 α 之前三组), 其洪峰消减情形呈相似趋势, 皆显示梯形开口底宽 $b = 20 \text{ cm}$ 之洪峰消减效果最佳, 依次为 $b = 15 \text{ cm}$ 及 $b = 6 \text{ cm}$

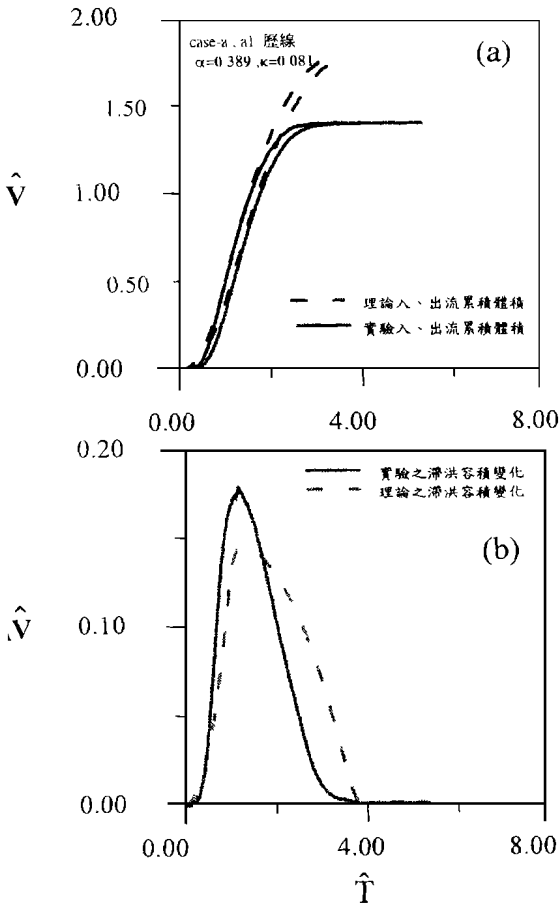


图 7 理论与实验之滞洪容积比

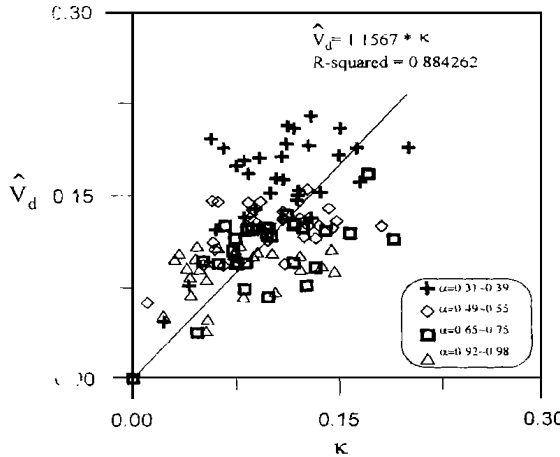


图 8 洪峰消减度与滞洪容积之关系图

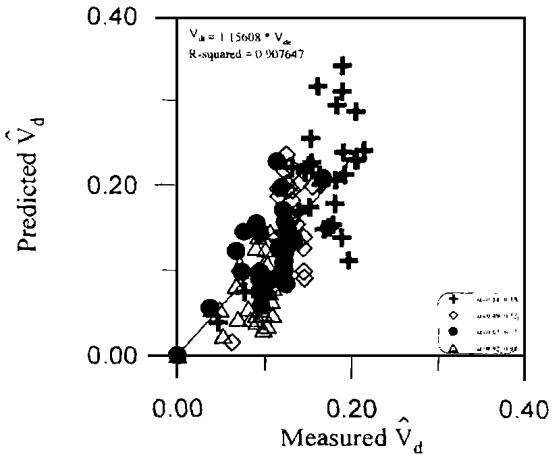


图 9 滞洪容积理论值与实验值

与 $b = 12\text{ cm}$ 及 10 cm 。换言之, 证实复合式出流口于大流量时其洪峰消减系受制于出流口之开口形式。当入流历线流量较小时 ($Q_{im} < 9\,500\text{ cm}^3/\text{s}$, 即为各种历线特征值 α 之后三组), 其所呈现结果为复合式断面底部之梯形开口底宽愈大者, 其洪峰消减效果愈差, 亦验证了当入流量小时, 可藉由宽底之梯形断面出流口将水流迅速排出所致。

4.3 滞洪容积

为达洪峰消减之目的, 由前节理论分析知滞洪池之最小滞洪容积 \hat{V}_d , 为入、出流累积体积相减所得之最大值[详见 (8) 式]。本试验以 A、B、C 及 D 四组入流历线为条件, 针对 5 种出流口形式梯形断面斜率 $m = 0.104, 0.35, 0.519, 0.831, 1.504$, 滞洪池长度 $L = 175\text{ cm}$, 滞洪坝宽 $B = 60\text{ cm}$ 之情形进行实验, 将其所得之结果加以计算分析并绘图。兹以 $m = 0.35$ 之出流口形式、A1 历线为例之实验结果进行探讨, 图 7(a) 系以无因次历线之时间 \hat{T} 为横坐标、累积体积 \hat{V} 为纵坐标绘图, 图中虚线代表理论式所推得之累积体积, 实线为实验值, 显然理论值较实验值大, 探究原委理论推导是以三角形入、出流历线为之所致。图 7(b) 则是无因次入、出流累积体积差值对时间之变化情形, 其中图形尖峰所对应的体积量为所需之最小滞洪容积, 且所对应的时间与出流之尖峰流量时间 T_{op} 甚为接近, 至于其余各组均有相似之结果。

又滞洪设施之滞洪容积依前述理论分析, 知其与洪峰消减度 k 、入流历线特征值 α 相关, 若以无因次量 \hat{V}_d 表示, 并得: $\hat{V}_d = \hat{V}_d(k, \alpha)$ 之函数关系。兹令纵、横坐标分别为 \hat{V}_d 、 k 成图 8。由图中显现当滞洪消减度 k 一定时, 则入流历线特征值 α 较小者须具备较大之最小滞洪容积 \hat{V}_d , 若将 4 组历线特征值所有结果以线性回归进行分析其结果, 得

$$\hat{V}_d = 1.1567k \quad (R^2 = 0.884) \tag{9}$$

若以复回归分析处理 \hat{V}_d 、 k 与 α 三者关系, 得

$$\hat{V}_d = 0.153k^{0.243}\alpha^{-0.614} \quad (R^2 = 0.761) \tag{10}$$

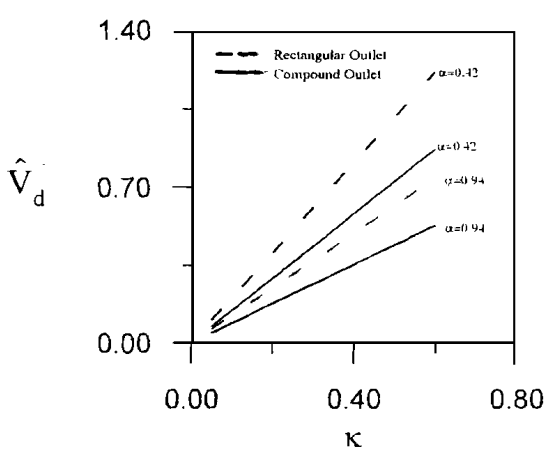


图 10 复合式与矩形出流口之无因次滞洪入流历线特征值

公式 10 提供参考, 为了解回归式 (10) 与理论式之差异性, 由图 9 可看出, 依理论式所计算之最小滞洪容积, 皆有偏大趋势。由于历线形态并非完全为三角形所致, 故拟定一修正系数 r , 使 $\hat{V}_{dr} = r\hat{V}_d$, 以符合实验历线形态之模拟, 经由所有试验资料分析结果得 $r = 1.156$ 最为合适。换言之, 若以三角形入流历线来设计或规划滞洪容积, 则本复合式出流口之无因次最小滞洪容积理论式 (8) 应修正为

$$\hat{V}_d = 0.431k\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \tag{11}$$

又参酌蓝令才 (1997) 研究得知矩形式出流口者为

$$\hat{V}_{dR} = 0.6k\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \tag{12}$$

式中 \hat{V}_{dR} , 代表矩形出流口式滞洪坝无因次最小滞洪容积。兹比较 (11)、(12) 二式, 以 $\alpha = 0.42 \sim 0.94$ 为范围如图 10 所示, 图中实线者为本复合式, 虚线者为矩形出流口, 并明显得知入流历线相同者, 为达成洪峰消减度 k 时, 复合式出流口滞洪坝所需之滞洪容积较小, 约为矩形者之

70%即可。

5 结 论

复合式出流口滞洪坝系下为一宽底的梯形断面,在梯形断面上方衔接一窄口矩形断面之形式,因开口设计系属上窄下宽布置,当入流量小时可藉由底部较宽断面迅速排出,形成滞洪池内有效净空间增大,而流量大时则增加滞洪效果。本研究运用室内渠槽试验方式制造不同形态之入流历线,针对不同梯形底宽布置下之滞洪效应分析探讨,初步获致洪峰消减度 k 除与开口尺度(如复合式梯形断面底宽)有关外,出流口形状(如侧坡水平比值 m)应为重要影响因子。同时,验证了此形式之出流口于小流量时,可藉由宽底梯形断面将水排出,增加池内净空间。当大流量时可增加其洪峰消减的能力。换言之,本复合式之出流口设计者,于同一入流条件下,其所需之最小滞洪体积较矩形窄口式为小。

参考文献

- 1 Chow, V.T., Maidment D.R., and Mays, L.W., Applied Hydrology, McGraw-Hill Book Co., Singapore. 1988
- 2 U.S. Bureau of Reclamation, Design of Small Dam, U. S. Government Printing Office, Washington, D.C., U.S. A. 1963
- 3 Murthy, K.K., and Prakash, M.N.S., On the Dual Head-discharge Characteristics of a Modified Chimney Weir, J. Hydr. Res., (1996), 34(4): 502~516
- 4 台湾省水土保持局编印,水土保持手册, 1992, (2) 119~127
- 5 吴瑞贤,余浚. 台湾地区山坡地滞留池容量计算方法之比较研究. 台湾水利, (1996), 44(2): 53~63
- 6 段锦浩. 台北地区山坡地开发与滞洪设施之研究, 台北市山坡地水文环境监测暨水土保持问题研讨会, 1995, 75~80
- 7 陈正炎. 山坡地开发滞洪设施之研究(一), 水土保持及集水区经营研究成果发表论文集, 1996, 108~125
- 8 陈正炎, 张三郎. 流量历线作用于滞洪设施之模拟. “中华水土保持学报”, 1996, 27(3): 235~244
- 9 黄宏斌, 张三郎, 吴正雄. 调节池设计之探讨. “中华水土保持学报”, 1996, 27(1): 39~46
- 10 廖建雄. 变量流作用下滞洪设施之水理试验研究. 中兴大学土木工程研究所, 1996
- 11 钟文传. 变量流作用下滞洪设施之试验研究[硕士论文]. 台中: 中兴大学土木工程研究所, 1995

作者简介

陈正炎: 中兴大学土木工程学系副教授。

卢昭尧: 中兴大学土木工程学系教授。

洪耀明: 中兴大学土木工程学系博士班研究生。