
滯洪設施各式出水口流量公式之試驗研究
Experimental Research of Flow Formulas
for Various Outlets of Flood Detention
Facilities

成果報告書

執行單位：臺中市水土保持技師公會

執行期間：110年01月27日至110年12月31日

計畫主持人：蔡易達 博士/技師

行政院農業委員會水土保持局 編印

中華民國 110 年 12 月

（本報告書內容及建議純屬執行單位意見，僅供本局施政參考）

中文摘要

基於直接量測法測定流量之基礎上，本研究已完成各種出水口之所有試驗和分析工作，並取得相當可靠之成果，足可提供水土保持滯洪設施出水口設計之參採。

根據孔口流(含圓形及方形)、重力式滯洪壩、懸臂式滯洪壩及複合堰(包含重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪，以及懸臂式滯洪壩與矩形緊急溢洪)等相關試驗及數據分析，建立了各種出水口之流量公式，包括：

一、孔口流流量公式

(一) 無設置立體攔汙設施時

圓形及方形孔口之流流量係數 $C_d=0.59$ ，故圓形及方形孔口流量公式為：

1. 圓形孔口： $Q=1.926D^2H^{0.5}$

2. 方形孔口： $Q=2.568B^2H^{0.5}$

式中， D =圓形孔口直徑(m)； B^2 =方形孔口斷面積。

(二) 設置立體攔汙設施

由於立體攔汙設施之阻滯效應，不論是圓形或方形孔口之流量係數均有顯著下降，經分析可得流量係數 $C_d=0.55$ ，故圓形及方形孔口流量公式為：

1. 圓形孔口： $Q=1.79D^2H^{0.5}$

2. 方形孔口： $Q=2.38B^2H^{0.5}$

二、堰流流量公式

本研究創新提出以水力半徑作為推估具有束縮效應之各種堰流流量，並能較好地獲得堰流流量與水力半徑之關係；此外，本研究蒐集國內外三篇相關論文和期刊之試驗數據，分別利用水力半徑建立其堰

流流量公式，也獲得很好的擬合結果，在在證明本研究所提出以水力半徑作為堰流流量推估之主要參數，具有實務運用之可靠性和合理性。

(一) 重力式滯洪壩

1. 無設置立體攔汙設施時

$$Q = 1.019 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.354} \sqrt{2g} B R^{1.5}$$

式中， H =溢流水深(m)； B =堰開口寬度(m)； R =水力半徑(m)； g =重力加速度($=9.8\text{m/sec}^2$)。上式適用範圍 $H/B=0.538 \sim 14.88$ 。

2. 設置立體攔汙設施時

$$Q_{(\text{攔汙})} = 1.045 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.3921} \sqrt{2g} B R^{1.5}$$

適用範圍 $H/B=0.963 \sim 13.79$ 。

3. 有、無設置立體攔汙設施綜合考量時

$$Q_{(\text{全部})} = 1.029 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.38} \sqrt{2g} B R^{1.5}$$

適用範圍 $H/B=0.538 \sim 14.88$ 。

4. 複合堰(重力式滯洪壩及其上方矩形緊急溢洪口)

$$Q = \left(3.48 \frac{H_T}{B_T} - 2.396 \right) \sqrt{2g} B_T R_T^{1.5}$$

式中， H_T =通水斷面之溢流水深(m)； B_T =通水斷面寬度之平均值(m)； R_T =通水斷面之水力半徑(m)。上式適用範圍 $H_T/B_T=2.354 \sim 8.568$ 。

(二) 懸臂式滯洪壩

1. 無設置立體攔汙設施時

$$Q = 2.453 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.325} \sqrt{2g} B R^{1.5}$$

適用範圍 $H / B = 0.616 \sim 14.07$ 。

2. 設置立體攔汙設施時

$$Q_{(\text{攔汙})} = 2.27 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.28} \sqrt{2g} B R^{1.5}$$

適用範圍 $H / B = 0.652 \sim 7.195$ 。

3. 有、無設置立體攔汙設施綜合考量時

$$Q_{(\text{全部})} = 2.424 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.255} \sqrt{2g} B R^{1.5}$$

適用範圍 $H / B = 0.652 \sim 14.07$ 。

4. 複合堰(懸臂式滯洪壩及其上方矩形緊急溢洪口)

$$Q = \left(2.78 \frac{H_T}{B_T} - 1.58 \right) \sqrt{2g} B_T R_T^{1.5}$$

適用範圍： $H_T / B_T = 2.69 \sim 7.07$ 。

ABSTRACT

Based on the direct measurement method to determine the flowrate, this research has completed all the tests and analyses of various outlets, and obtained fairly reliable results, which are sufficient to provide flood detention facilities for the design of the outlets.

According to related tests and data analysis such as orifice flow (including circular and square), gravity-type detention dams, cantilever-type detention dams and compound weirs (including gravity-type detention dams and rectangular emergency spills, and cantilever-type detention dams and rectangular emergency spills), established various outlet flow formulas, including:

1. Orifice flow formula

(1) No setting three-dimensional pollution interception facility

The flow coefficient of circular and square orifices $C_d = 0.59$, so the flow formula of circular and square orifices is:

A. circular orifice: $Q = 1.926D^2H^{0.5}$

B. square orifice: $Q = 2.568B^2H^{0.5}$

where D is diameter of circular orifice(m) and B^2 is cross-sectional area of square orifice.

(2) Set up three-dimensional pollution interception facilities

Due to the blocking effect of the three-dimensional trash interception facility, the flow coefficient of the circular or square orifice has a significant decrease. After analysis, the flow coefficient $C_d = 0.55$, so the flow formula for the circular and square orifices is:

A. circular orifice: $Q = 1.79D^2H^{0.5}$

B. square orifice: $Q = 2.38B^2H^{0.5}$

2. Weir flow formula

This research innovatively proposes to use hydraulic radius as the estimation of various weir flows with constriction effect, and can better obtain the relationship between weir flow and hydraulic radius. In addition, this research collects experiments on three related papers and journals at home and abroad. According to the data, the hydraulic radius is used to establish the weir flow formula, and good fitting results are also obtained. It is proved that the hydraulic radius as the main parameter for estimating the weir flow is proved to be reliable and reasonable for practical application. sex.

(1) Gravity-type detention dam

A. No setting o three-dimensional pollution interception facility

$$Q = 1.019 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.354} \sqrt{2g} B R^{1.5}$$

where H is overflow water depth(m), B is weir opening width (m), R is hydraulic radius (m), and g is gravitational acceleration ($=9.8m/sec^2$). The applicable range of the above formula $H / B = 0.538 \sim 14.88$.

B. Set up three-dimensional pollution interception facilities

$$Q_{(\text{攔汙})} = 1.045 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.3921} \sqrt{2g} B R^{1.5}$$

applicable range : $H / B = 0.963 \sim 13.79$ 。

C. When comprehensive consideration is given to the installation of three-dimensional pollution interception facilities

$$Q_{(\text{全部})} = 1.029 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.38} \sqrt{2g} B R^{1.5}$$

applicable range : $H / B = 0.538 \sim 14.88$ 。

D.Compound weir (gravity detention dam and rectangular emergency spillway above it)

$$Q = \left(3.48 \frac{H_T}{B_T} - 2.396 \right) \sqrt{2g} B_T R_T^{1.5}$$

where H_T is the overflow depth of the water-passing section (m), B_T is the average width of the water-passing section (m), and R_T is the hydraulic radius of the water-passing section (m). The applicable range of the above formula $H_T / B_T = 2.354 \sim 8.568$.

(3)Cantilever-type flood detention dam

A. No setting three-dimensional pollution interception facilit

$$Q = 2.453 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.325} \sqrt{2g} B R^{1.5}$$

applicable range : $H / B = 0.616 \sim 14.07$ °

B. Set up three-dimensional pollution interception facilities

$$Q_{(\text{攔汙})} = 2.27 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.28} \sqrt{2g} B R^{1.5}$$

applicable range : $H / B = 0.652 \sim 7.195$ °

C.When comprehensive consideration is given to the installation of three-dimensional pollution interception facilities

$$Q_{(\text{全部})} = 2.424 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.255} \sqrt{2g} B R^{1.5}$$

scope of application : $H / B = 0.652 \sim 14.07$ °

D.Compound weir (gravity detention dam and rectangular emergency spillway above it)

$$Q = \left(2.78 \frac{H_T}{B_T} - 1.58 \right) \sqrt{2g} B_T R_T^{1.5}$$

applicable range : $H_T / B_T = 2.69 \sim 7.07$ °

目次

目次.....	VIII
表次.....	X
圖次.....	XI
第一章 概述.....	1-1
第二節 計畫目標.....	1-2
第三節 計畫內容.....	1-2
第四節 工作進度及期限.....	1-3
第五節 工作進度.....	1-3
第二章 研究方法及步驟.....	2-1
第三章 文獻蒐集與分析.....	3-1
第一節 滯洪量計算.....	3-1
第二節 孔口流.....	3-2
第三節 堰流.....	3-3
第四節 堰流流量公式.....	3-7
第五節 滯洪設施緊急溢洪口設計.....	3-14
第六節 出水口出流量計算問題評析.....	3-18
第四章 理論分析.....	4-1
第一節 概述.....	4-1
第二節 堰流流量基本方程.....	4-1
第五章 現地調查與室內試驗.....	5-1
第一節 滯洪設施現地調查.....	5-1
第二節 試驗目的.....	5-3

第三節 試驗裝置與條件	5-3
第六章 結果分析與討論	6-1
第一節 試驗數據彙整	6-1
第二節 孔口流流量公式分析	6-1
第三節 重力式滯洪壩流量公式分析	6-1
第四節 懸臂式滯洪壩流量公式分析	6-9
第五節 滯洪壩與矩形緊急溢洪口共構情況下之流量公式分析	6-15
第七章 結論與建議	7-1
參考文獻	1
附件一 試驗數據	1
附件二 各期審查意見與處理情形	30
附件三 研究人員	38

表次

表 1-1 工作執行進度表	1-3
表 3-1 非矩形銳緣堰流量公式	3-13
表 5-1 滯洪設施出水口調查一覽表	5-1
表 5-2 出水口構件各部尺寸一覽表	5-5
表 5-3 各出水口構件列印結果	5-6
表 5-5 試驗照片彙整	5-13
表 6-7 重力式滯洪壩堰口與出流口水深一覽表	6-2
表 6-8 矩形緊急溢洪口與懸臂式滯洪壩溢流流量分析	6-16
表 6-9 重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口共構時同時溢流之各種流量計算表	6-20
表 6-10 情境(1)：矩形緊急溢洪口之流量係數計算	6-22
表 6-11 情境(2)：重力式滯洪壩之流量係數計算	6-25
表 6-12 情境(4)：重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流之流量係數計算	6-30
表 6-13 懸臂式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流之流量係數計算	6-32

圖次

圖 2-1 研究步驟流程圖	2-2
圖 3-1 滯洪設施之入、出流流量歷線示意圖	3-2
圖 3-2 各式孔口出流示意圖	3-2
圖 3-3 鯉魚潭水庫鋸齒堰	3-4
圖 3-4 琴鍵堰	3-5
圖 3-5 複合堰示意圖	3-6
圖 3-6 滯洪壩與矩形緊急溢洪口共構之複合堰示意圖	3-6
圖 3-7 以堰牆相對厚度區分堰流類型	3-6
圖 3-8 各種類型銳緣堰示意圖	3-8
圖 3-9 頂寬堰示意圖	3-11
圖 3-10 滯洪壩示意圖	3-13
圖 3-11 豎井式溢洪斷面示意圖	3-15
圖 3-12 豎井式溢流道流況示意圖	3-15
圖 3-13 各種豎井入口斷面形狀示意圖	3-16
圖 3-14 滯洪壩布置	3-19
圖 3-15 出水口半圓形攔汙設施	3-20
圖 3-16 滯洪壩與緊急溢洪口共構示意圖	3-21
圖 4-1 堰流示意圖	4-1
圖 4-2 堰流示意圖	4-2
圖 4-3 複合堰示意圖	4-4
圖 5-1 室內試驗箱槽三維示意圖	5-4
圖 5-2 重力式及懸臂式滯洪壩側面尺寸示意圖	5-5
圖 5-3 3D 列印機列印情形	5-6
圖 5-4 本研究試驗流程	5-10

圖 5-5 流量量測裝置	5-11
圖 5-6 探針式水位量測裝置	5-12
圖 5-7 懸臂式滯洪壩實驗中影像	5-12
圖 6-4 當開口寬度 0.01M 時，重力式滯洪壩 C_d 與 H 之關係圖	6-3
圖 6-5 當開口寬度 0.03M 時，重力式滯洪壩 C_d 與 H 之關係圖	6-3
圖 6-6 當開口寬度 0.05M 時，重力式滯洪壩 C_d 與 H 之關係圖	6-4
圖 6-8 重力式滯洪壩 C_d 與 H/B_w 之關係圖	6-5
圖 6-9 重力式滯洪壩無設置立體攔汙設施下 C_d 與 H/B 之關係圖	6-7
圖 6-12 懸臂式滯洪壩過壩水流水舌下彎	6-10
圖 6-13 懸臂式滯洪壩流量係數	6-11
圖 6-14 懸臂式滯洪壩計算流量與實測流量之關係圖	6-12
圖 6-15 懸臂式滯洪壩無設置立體攔汙設施下 C_d 與 H/B 之關係圖	6-13
圖 6-18 滯洪壩與矩形緊急溢洪口共構情況下之溢流流況	6-15
圖 6-19 矩形緊急溢洪口 $C_{d(H)}$ 與 H/B 之關係圖	6-17
圖 6-20 矩形緊急溢洪口 $C_{d(R)}$ 與 H/B 之關係曲線	6-17
圖 6-21 重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流水舌互為干擾狀況	6-18
圖 6-22 情境(1)：矩形緊急溢洪口流量係數與相對溢流水深之關係圖 ...	6-24
圖 6-23 情境(2)：矩形緊急溢洪口流量係數與相對溢流水深之關係圖 ...	6-24
圖 6-24 情境(3)之計算流量與實測流量比較	6-27
圖 6-25 重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流之各水深定義示意圖	6-28
圖 6-26 重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流時流量係數與相對溢流水 深之關係圖	6-29
圖 6-27 懸臂式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流時流量係數與相對溢流水 深之關係圖	6-31
圖 6-28 複合堰流量係數與相對溢流水深之關係圖	6-33

圖 7-1 重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流之各水深定義示意圖....7-6

第一章 概述

第一節 前言

山坡地於開發前多為綠蔭盎然之林地或草生地，但是經過人為開發之後，通常會造成地表起伏狀況和覆蓋條件之根本改變，從而提高地表逕流係數，並縮短原有集水區之集流時間，導致對外排放之洪峰流量大於未開發前，不僅增加下游地區排水系統之負荷，倘若無法容納或安全排除時，則將引起下游洪水及土砂災害。因此，根據水土保持技術規範第 95 條第 1 項規定，在山坡地從事非農業土地開發利用時應設置滯洪設施(detention facilities)，以防止災害之發生。

從水土保持技術規範規定得知，設計山坡地滯洪設施之主要因子，包括滯洪量(滯洪池容積)、入流洪峰流量及出流控制設施(outflow control facilities)等，其中出流控制設施係以控制滯洪設施之溢(排)洪量，以能符合滯洪量之設計標準，是滯洪設施能否發揮滯洪功能之重要環節之一。一般，出流控制設施為由出水口及緊急溢洪口(道)所組成，常用之出水口包含孔口(orifice)及滯洪壩(detention dam)，而緊急溢洪口則以梯形或矩形堰為主要。雖然目前各式出水口及緊急溢洪口均已建立相應之流量公式作為設計依據，惟從水土保持手冊(2017)各式出水口與及緊急溢洪口之流量公式至少存在以下三個盲點：

- 一、滯洪壩(含懸臂式及重力式)流量公式係由實驗室渠槽試驗所建立，除了公式組成並不符合堰流(weir flow)基本流量公式外，受到渠槽試驗條件之諸多限制，使得應用於非川流式的滯洪設施時，存在很大的不確定性。
- 二、滯洪壩與緊急溢洪口共構而形成複合堰(compound weir)，其總溢流量一般均分別將滯洪壩與緊急溢洪口之溢流量進行線性疊加而得；但實際

的狀況是，當滯洪壩與緊急溢洪口同時溢流時，其總溢流量會大於滯洪壩與緊急溢洪口溢流量之和，這就造成設計上之偏差。

三、根據水土保持技術規範規第 95 條第 2 項第 5 款規定，為避免樹枝、雜物影響滯洪設施之排放效率，出水口應加設防止堵塞之半球型、弧型或其他立體型式攔污設施。由於攔污設施縮減了水流通水斷面，並造成水流流線束縮和彎曲，不僅增加水流通過出水口之能量損失，同時也影響排洪效率。

為此，本研究擬通過室內試驗方式，分別就孔口流、懸臂式及重力式滯洪壩等出水口，建立上述三種狀況下之流量公式，以供設計參採。

第二節 計畫目標

本研究屬於年度計畫，其目標係以山坡地滯洪設施之各式出水口為對象，通過理論分析及室內試驗方式分別建立：

- 一、重力式及懸臂式滯洪壩之流量公式。
- 二、各式出水口(含孔口及滯洪壩)與攔污設施共構時，在不同通透面積比條件下之流量公式。
- 三、滯洪壩與矩形緊急溢洪口共構時之流量公式。

第三節 計畫內容

本研究擬訂五項主要工作項目，茲分述如下：

- 一、相關文獻蒐集
- 二、現場既有滯洪設施及出水口調查
- 三、理論分析與室內試驗
- 四、試驗數據分析與討論
- 五、結論與建議

第四節 工作進度及期限

本計畫自民國 110 年 1 月 27 日至民國 110 年 12 月 31 日完成，並依據擬訂工作進度執行。

第五節 工作進度

本計畫期限自 110 年 1 月 27 日至 110 年 12 月 31 日內完成，各項工作進度如表 1-1。

表 1-1 工作執行進度表

重要工作項目	期程	110 年											
		1 月	2 月	3 月	4 月	5 月	6 月	7 月	8 月	9 月	10 月	11 月	12 月
相關文獻蒐集													
現場既有滯洪設施及出水口調查													
理論分析與室內試驗													
試驗數據分析與討論													
結論與建議													
查核點					期 初 報 告			期 中 報 告					成 果 報 告
累積進度百分比		10	20	30	40	50	60	70	80	90	95	99	100

備註：灰色表示為預定進度；黑色表示為實際進度。

第二章 研究方法及步驟

本研究係以建立滯洪設施各式出水口之流量公式為主要任務，其中出水口包括孔口、滯洪壩及矩形緊急溢洪口等。根據各式出水口之流動形態可以區分孔口流及堰流兩種類型，其流量公式均包含一未知之流量係數(discharge coefficient)，以目前的研究水平，尚無法純粹以理論方式建立，必須利用試驗方式建立流量係數之經驗公式(empirical formula)。為此，本研究除了通過理論方式建立各式出水口之流量基本公式外，應配合室內試驗建立流量係數之經驗公式。

為了達成研究目標，本研究研擬相關研究步驟，如圖 2-1 所示。圖中，本研究包含五項主要工作，茲簡述如下：

一、文獻蒐集和評析

本研究將蒐集與各種之堰流相關研究資料，包括流量公式、流量係數及適用範圍，並從中確認以往研究文獻對於建立流量係數的相關因子，以作為後續試驗設計之基礎。

二、滯洪設施出水口現場調查

除了從文獻中了解與堰流流量公式有關的因子外，本研究也期望從坡地滯洪設施的實際工程案例中，了解各式出水口的實際布設狀況，這對室內試驗各式出水口設計相當重要。

三、堰流流量基本公式理論分析

從堰流流動特性建立堰流流量基本公式是傳統水力學之範疇，亦是從事堰流研究之必要過程，它是建立流量係數之重要支撐。

四、室內試驗與數據分析

由於坡地滯洪設施內之水流流動特性，與河渠流動特性幾乎不同，故堰流各式出水口試驗自不能於傳統室內渠槽中進行。因此，本研究利

用自製箱槽試驗平台模擬滯洪設施之水流流動性狀，藉以取得各式出水口溢流量與水深之相關數據，提供後續分析之依據。

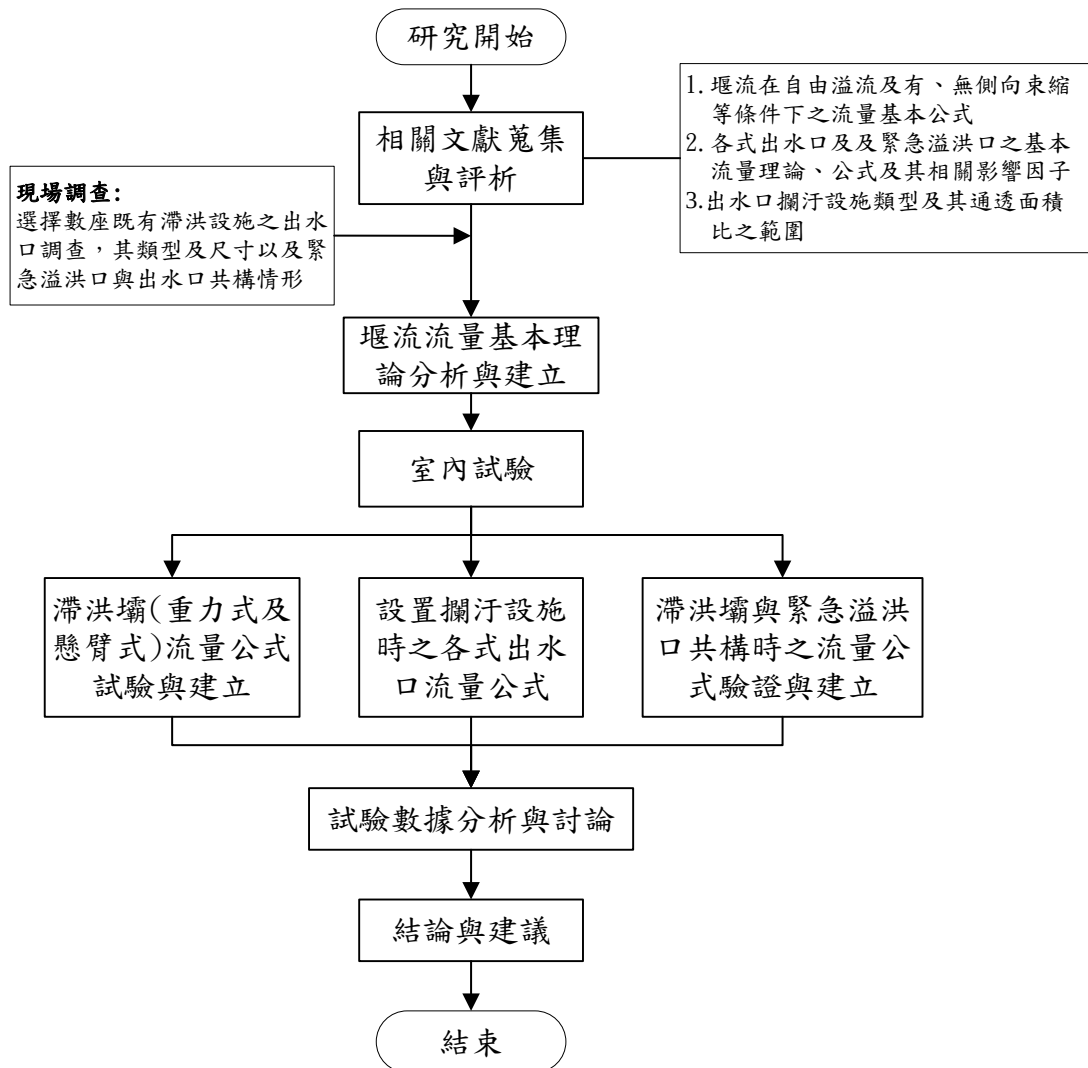


圖 2-1 研究步驟流程圖

五、結論與建議

本研究屬於實務型研究計畫，相關研究成果應以實際應用為考量。因此，本研究將從試驗數據之分析成果，總結出可供實務應用之結論，提供滯洪設施滯洪設計之參採。

第三章 文獻蒐集與分析

從 1994 年水土保持法公布以來，於山坡地實施超過一定規模的開發行為，就必須依據水土保持技術規範第 16 節第 94 條～第 97 條相關規定，建置適當之滯洪設施。根據第 94 條得知，滯洪設施係指具有降低洪峰流量、遲滯洪峰到達時間或增加入滲等功能之設施，它是由滯洪池及滯洪壩所組成。其中，滯洪池(detention pond)係指具有一定容積的構造物，可以臨時蓄積未排出下游地區之多餘流量，而滯洪壩則為滯洪設施之出水口，主要在控制滯洪池排放流量。

第一節 滯洪量計算

滯洪設施之工作原理，如圖 3-1 所示。圖中，出流流量歷線係由出流控制設施所左右，不僅控制了出流洪峰流量(O_p)之大小，影響滯洪設施之降低洪水效果($I_p - O_p$)及延遲洪水發生時間($t_R - t_I$)，也決定了滯洪池之容積(V_d)。參考水土保持技術規範第 96 條，以方程式表示，可寫為

$$V_d = \frac{t_b}{2} (I_p - O_p) \times 3600 \quad (3.1)$$

式中， V_d =滯洪量(cms)； O_p =開發中、後之出流洪峰流量(cms)，至少採用重現期距 50 年設計之； I_p =開發中、後之入流洪峰流量(cms)，以不大於重現期距 25 年設計之； t_b =基期(hr)，基於安全考量，設計基期至少應採一小時以上之設計(不足一小時者，仍以一小時計算)。上式開發中、後之出洪峰流量，係由滯洪設施出水口之型式和出流水深所控制，也就是說在已知出水口型式下，水深與出流流量之關係，是設計滯洪設施的重要環節之。

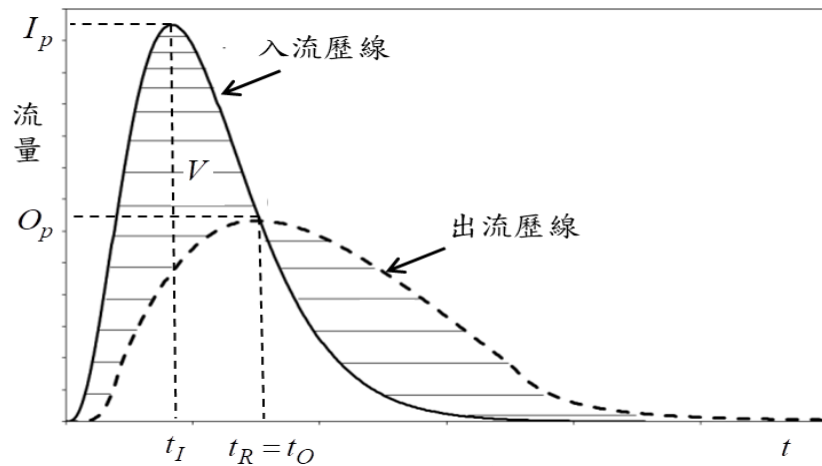


圖 3-1 滯洪設施之入、出流流量歷線示意圖

第二節 孔口流

以孔口流作為出水口，是坡地滯洪設施最常用之出水口型式。一般，按孔口形狀區分，主要包括圓形、方形及矩形等如圖 3-2 所示。

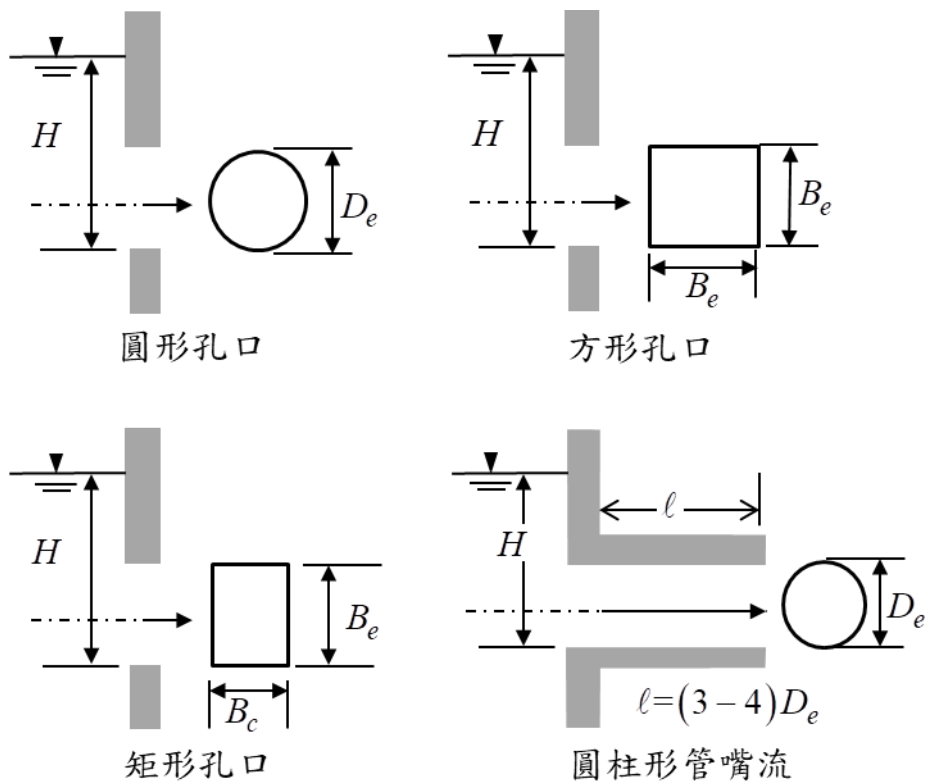


圖 3-2 各式孔口出流示意圖

一、圓形：如圖 3-2(a)所示，孔口直徑與出流量之關係可表為

$$Q = C_d \frac{\pi D_e^2}{4} \sqrt{2g(H - D_e/2)} \quad (3.2)$$

式中， D_e =孔口直徑； C_d =流量係數，取 0.6。

(二)方形：如圖 3-2(b)所示，孔口斷面與出流量之關係可表為

$$Q = C_d B_e^2 \sqrt{2g(H - B_e/2)} \quad (3.3)$$

式中， B_e =孔口寬度。

(三)矩形：如圖 3-2(c)所示，孔口斷面與出流量之關係可表為

$$Q = C_d B_c B_e \sqrt{2g(H - B_e/2)} \quad (3.4)$$

式中， B_c =孔口底寬； B_e =孔口高度。

(四)管嘴孔口流：如圖 3-2(d)為圓柱形外伸管嘴上，其流量公式為

$$Q = C_d \frac{\pi D_e^2}{4} \sqrt{2g(H - D_e/2)} \quad (3.5)$$

式中， C_d =流量係數，取 0.8。相較於圓形孔口流，在相同的通水斷面下，管嘴孔口流出流量效率更高。

第三節 堰流

實務上，山坡地滯洪設施常用之出水口，以滯洪壩(detention dam)、圓形孔口(circular orifice)、矩形孔口(rectangular orifice)等類型為主。除了圓形孔口和方形孔口屬於孔口流外，包括各式滯洪壩及緊急溢洪口均屬堰流(weir flow)。基於水力學的觀點，凡是在具有自由表面的重力流的水流中，只要能引起壅水和溢流作用之土工構造物，均可稱之為堰，而這種局部的水流現象，統稱為堰流。堰被廣泛的用來控制河流的流速和水位及各種不同的取水用途。堰有許多不同的種類。通常，可以概分為六類，分別為鋸齒堰、琴鍵堰、複合堰、銳緣堰、溢流堰及寬頂堰等。對於前三種堰，係以其外觀形狀來區分；對於後三種堰，通常按照堰坎厚度與堰上水頭的比

值大小及水流的特性加以區分。

一、鋸齒堰

鋸齒堰(labyrinth weir)是一種具有梯形結構的堰，通過此幾何形狀可以達到增加堰頂長度的目的，使過堰流量變化較大時而堰上水頭變幅較小的堰，如圖 3-3 所示。鋸齒堰是一種多功能的堰，並且可以被很容易地改建達到不同的目的，已被廣泛地運用到水庫和河道中以達到增加堰流流量之目的。



圖 3-3 鯉魚潭水庫鋸齒堰

二、琴鍵堰

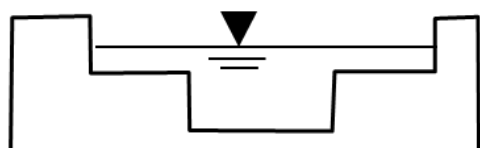
琴鍵堰(Piano keys weir)是一種新型的非線性的堰，如圖 3-4 所示。這種堰型是由法國一家水利水电設計公司發明設計。這種新堰型的排水量可以高達 $100\text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$ ，這是其他很多堰型所達不到的，因為其施工簡單，可以就地取材，所以被廣泛的運用於土石壩和壩體的收縮斷面。由於此堰型在洪水期間的排水效果極其良好，它已經被法國電力公司(French electricity company)採用，安裝到部分堰頂，從而達到降低洪澇災害發生的可能性。



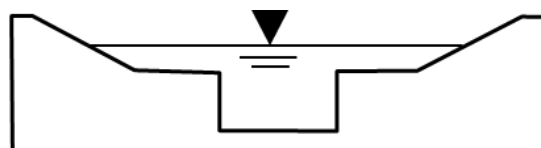
圖 3-4 琴鍵堰

三、複合堰

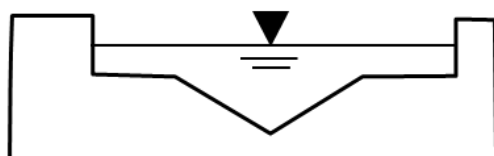
複合堰(compound weir)是由兩種以上不同的堰型複合組成，類似水流通過複式斷面(compound cross-section)，如圖 3-5 所示。通常，為了因應高、低流量之懸殊差異而造成量水堰流量公式的誤差，將量水堰依堰上水頭採取分段設計，使低流量時，水流通過較低的堰型，可以更精確地測量河渠的流量；而當流量較高時，則水流同時由上、下兩種堰型進行流量量測及排洪。在坡地滯洪設施中，常於出水口上方施作緊急溢洪口，如圖 3-6 所示，即為一種複合堰。



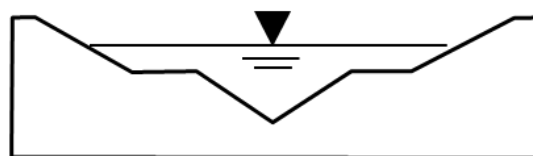
(a) 雙矩形複合堰



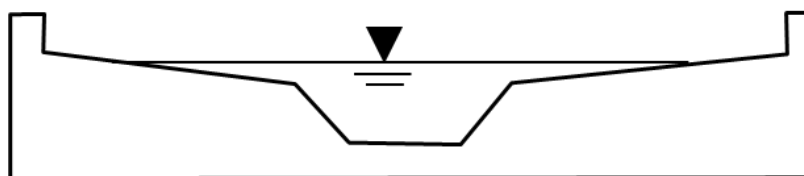
(b) 矩形與梯形複合堰



(c) 三角形與矩形複合堰



(d) 三角形與梯型複合堰



(e) 雙梯形複合堰

圖 3-5 複合堰示意圖

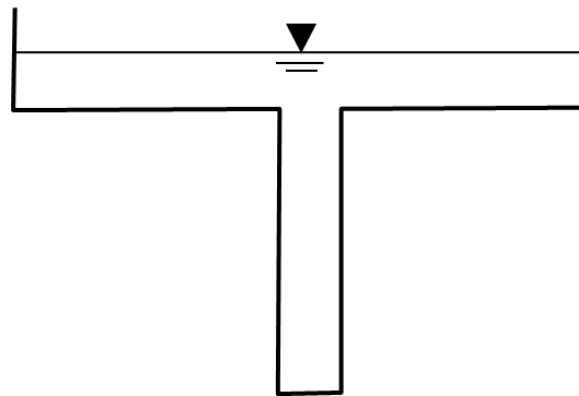


圖 3-6 滯洪壩與矩形緊急溢洪口共構之複合堰示意圖

四、銳緣堰

當水流接近堰牆時，由於受堰牆阻擋，底部水流向上收縮，水面逐漸下降，使過堰水流形如舌狀，謂之水舌(nappe)。當堰頂厚度 δ 很薄時，堰頂水舌之下緣向上彎曲。根據實驗顯示，堰牆相對厚度為 $H/B_w > 1.5$ 時，堰頂厚度之變化不致影響水舌形狀，因而不影響堰之過流能力，這種堰稱為銳緣堰(sharp crested weir)，如圖 3-7 (a) 所示。

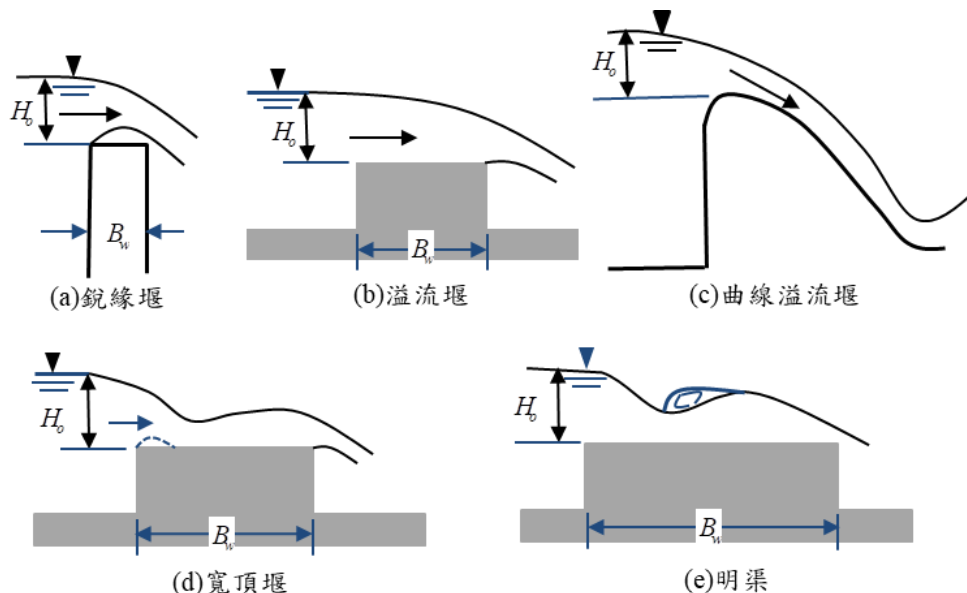


圖 3-7 以堰牆相對厚度區分堰流類型

五、溢流堰

當堰牆稍厚，堰牆相對厚度為 $0.35 < H/B_w \leq 1.5$ ，稱為溢流堰

(overflow spillway)，如圖 3-7 (b)所示。這種堰雖然具有如銳緣堰水流表面類似的彎曲形狀，惟因堰頂加厚，水舌下緣與堰頂呈面之接觸，而受有一定程度的約束和頂托，從而影響其過流能力。為了使堰頂形狀與銳緣堰之水舌下緣形狀相吻合，以減少堰頂對水流之阻力和增加堰之過流能力，如圖 3-7 (c)為曲線溢流堰(curve profile weir)。

六、寬頂堰

當堰牆厚度較大，堰牆相對厚度為 $0.1 < H / B_w \leq 0.35$ ，稱為寬頂堰(broad-crested weir)，如圖 3-7 (d)所示。當水流進入堰頂，受到堰頂垂直方向的約束，通水斷面漸小，流速加大，由於動能增加，勢能必然減小；再加上水流進入堰頂時產生局部能量的損失，使進口處水面發生跌落。之後，由於堰頂對水流的頂托作用，有一段水面與堰頂發生成近似平行的流動。當下游水位較低時，出堰水流又產生第二次水面跌落。

如果堰坎厚度繼續增加，達到 $H / B_w \leq 0.1$ 時，沿程水頭損失已經不能略去，水流特性不再屬於堰流，而是明渠水流(open channel flow)，如圖 3-7 (e)所示。

必須指出，上述各種堰的區別方法只是一種大致的標準，並不是非常嚴謹的。另外，對於同一個堰而言，當堰頂水頭較大時，可能屬於溢流堰；當水頭較小時，則可能屬於寬頂堰，並非固定不變的。

第四節 堰流流量公式

堰流常被視為一種量測水流流量之裝置，故建立堰流流量公式就顯得極為重要。一般，銳緣堰(sharp-crested weir)流量基本公式可表為

$$Q = \frac{2}{3} C_c \sqrt{2g} B H^{1.5} \quad (3.6)$$

式中， Q =過堰流量； C_c =流量係數； B =堰寬； H =堰上水深； g =重力加速度。上式亦可簡化為：

$$Q = C_d \sqrt{2g} B H^{1.5} \quad (3.7)$$

式中， C_d =流量係數($=2C_c/3$)。根據堰流流量基本公式得知，其主要關鍵在於流量係數，但以目前的研究水平，尚無法利用水力學理論建立其變化規律，而較多的是採用試驗方式建立流量係數經驗公式。

由於銳緣堰溢流具有穩定的水頭與流量關係、製作簡單及使用方便等特點，故常被用於試驗室和野外的流量量測。按堰口斷面形狀的不同，常用的銳緣堰分為矩形、三角形、梯形等銳緣堰，如圖 3-8 所示。其中，三角形銳緣堰多用於量測較小的流量，矩形和梯形銳緣堰則用於較大的流量量測。通過文獻回顧得知，除了圓形和方形孔口屬於孔口流外，包括懸臂式、重力式滯洪壩及緊急溢洪口均近似矩形堰，惟於懸臂式滯洪壩及矩形緊急溢洪口屬於有側向收縮之矩形銳緣堰，而重力式滯洪壩則介於有側向收縮之寬頂堰。

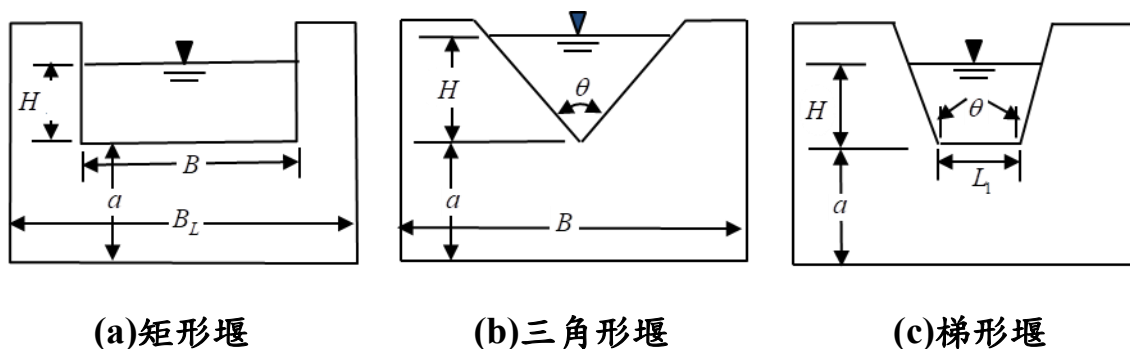


圖 3-8 各種類型銳緣堰示意圖

一、矩形銳緣堰

在矩形銳緣堰的自由出流流況下，當堰口寬度小於河渠寬度時，過堰水流受到兩側邊界影響而發生側向收縮問題，如圖 3-8 (a)所示，其流量公式可寫為

$$Q = C_d \sqrt{2g} (B - 0.1nH) H^{3/2} \quad (3.8)$$

式中， n =側向束縮數，如屬兩側皆有束縮效應者， $n=2$ ；如僅單側具束縮效應者， $n=1$ ；如無任何側向束縮效應者， $n=0$ ，則流量公式可以簡化為

$$Q = C_d \sqrt{2g} B H^{1.5} \quad (3.9)$$

由上式得知，流量係數是計算過堰流量之主要環節。

(一)Rehbock(1929)：

$$C_d = 0.611 + 0.08 \frac{H}{a} + \frac{H}{1000} \quad (3.10)$$

式中， a =堰牆高度(m)。上式適用於： $a = 0.1 \sim 1.0m$ ； $H = 0.25 \sim 0.6m$ ；

$H/a \leq 1.0$ 。

(二) Kandaswamy and Rouse(1936)

$$C_d = 1.06 \left(1 + \frac{H}{a} \right) \quad (3.11)$$

上式適用於： $H/a \leq 15$ 。

(三)Swamee P.K. (1988)

$$C_d = 1.06 \left[\left(\frac{14.14a}{8.15a + H} \right)^{10} + \left(\frac{H}{H + a} \right)^{15} \right]^{-0.1} \quad (3.12)$$

(四)Swamee et al.(1994)

$$C_d = 0.447 \left[\left(\frac{44.7a}{49a + y} \right)^{6.67} + \left(\frac{y - a}{y} \right)^{6.67} \right]^{-0.15} \quad (3.13)$$

式中， $y = H + a$ 。

(五)Aydin et al.(2002)

利用隙縫堰(slit weir)($B/B_L \leq 0.25$)量測小流量(小於 0.005cms)

時，發現雷諾數與流量係數具有很好的關聯性，即

$$C_d = 0.562 + \frac{11.354}{\sqrt{R_e}} \quad (3.14)$$

上式適用於： $B \leq 0.005m$ 及 $B/B_L \leq 0.25$ 。

(六)日本土木學會水力公式集(1971)

$$C_d = 0.4032 + \frac{0.00666}{H} + \frac{0.0535H}{a} - 0.0967 \sqrt{\frac{(B_L - B)H}{B_L a}} + 0.00768 \sqrt{\frac{B_L}{a}} \quad (3.15)$$

式中， B_L =河渠寬度(m)； B =堰口寬度(m)。上式適用於： $B_L = 0.5 \sim 6.3m$ ； $B = 0.15 \sim 5.0m$ ； $H = 0.03 \sim 0.45 \sqrt{B}$ ； $Ba/B_L^2 \geq 0.06$ 。

(七)水土保持手冊(2017)：

$$Q = 0.4 \sqrt{2g} B H^{1.5} = 1.767 B H^{1.5} \quad (3.16)$$

相較於式(3.7)，上式係取 $C_d = 0.6$ 。

二、寬頂堰

自由溢流寬頂堰(broad-crested weir)，如圖 3-9 所示。水流經堰坎進口後，在堰上發生自由水面跌落現象。這是因為水流在垂直方向受到堰坎邊界的約束，堰頂上的過流斷面小於堰前渠道斷面，故堰頂上水流速度增加，動能增大；同時堰坎前後將產生局部水頭損失。因此，堰頂上的水流勢能必然減小。水面在收縮斷面 $c'-c'$ 處發生最大跌落，該處水深 $y_{co} < y_c$ 。此後，堰頂水流保持急流狀態，並在出口後產生第二次水面跌落。在實用上，寬頂堰流量公式與矩形銳緣堰一樣，可表為

$$Q = C_d B \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (3.7)$$

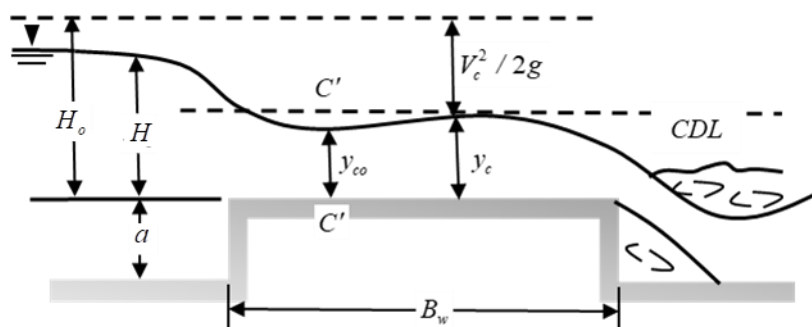


圖 3-9 頂寬堰示意圖

因影響流量係數之因素較為複雜，在實用上均採用經驗公式計算。例如，Govinda 及 Muralidhar 於 $0.1 \leq H / B_w \leq 2.0$ 及 $0 \leq H / a \leq 1.0$ 等條件下進行實驗，並獲得如下流量係數公式，包括：

$$(-) H / B_w \leq 0.1$$

$$C_d = 0.561 \left(\frac{H}{B_w} \right)^{0.022} \quad (3.17)$$

(二) $0.1 < H / B_w \leq 0.35$

$$C_d = 0.028 \frac{H}{B_w} + 0.521 \quad (3.18)$$

(三) $0.35 < H / B_w \leq 1.5$

$$C_d = 0.120 \frac{H}{B_w} + 0.492 \quad (3.19)$$

三、三角形堰

當測量較小流量時，一般採用三角形銳緣堰，夾角為 θ ，和矩形堰比較相應溢流水頭 H 較大，可提高小流量的量測精度，如圖 3-8(b) 所示。三角形銳緣堰流量公式可表為

$$Q = \frac{8}{15} C_d \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \sqrt{2g} H^{5/2} \quad (3.20)$$

實用上， θ 角常取直角。根據湯姆遜(P.W.Thompson) 試驗，在 $H_1 \approx 0.05 \text{ m} \sim 0.25 \text{ m}$ ，且 $\theta = 90^\circ$ 時， $C_d = 0.58$ ，可得流量公式為

$$Q = 1.37H^{5/2} \quad (3.21)$$

式中， H 的單位以 m 計； Q 的單位為 cms。適用於 $a \geq 2H$ ， $B_L \geq (3 \sim 4)H$ 範圍。當 $Q < 0.1$ cms 時，具有足夠高的精度。金(H.W.King)根據試驗提出，在 $H = 0.06 \sim 0.55$ m 範圍內，流量公式為

$$Q = 1.343H^{2.47} \quad (3.22)$$

四、滯洪壩

係指於懸臂式壩或重力式壩上留出長條狀之矩形切口，以作為滯洪出水口，如圖 3-10 所示。根據水土保持手冊(2017)得知，滯洪壩流量公式按壩型可區分為重力式及懸臂式兩種，並通過室內渠槽試驗方式所建立，分別為：

(一)重力式壩體：

$$Q = 2.09BH^{1.73} \quad (3.23)$$

式中， Q =出流量(cms)； B =開口寬度(m)； H =開口以上之水深(m)。上式適用於 $B/B_L = 0.061 \sim 0.318$ (B_L =渠槽寬度)，以及壩體下游面坡度 1：0.3，上游坡面坡度 1：0.5。

(二)懸臂式壩體：

$$Q = 2.36B^{1.13}H^{1.53} \quad (3.24)$$

上式適用條件：渠槽坡度 $S=5\%$ ；相對出流口寬度： $B/B_L = 0.033 \sim 0.175$ 。

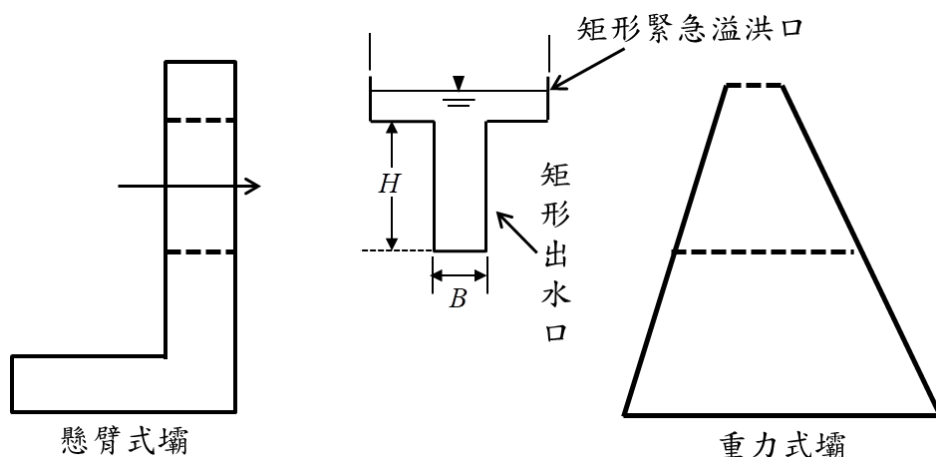


圖 3-10 滯洪壩示意圖

但是，在實際應用時，滯洪壩之兩側邊界相當大($B_L \rightarrow \infty$)；換言之， $B/B_L \approx 0$ ，故上述流量公式並無法適用。因此，依據水土保持局(2020)應用室內箱型模型試驗建立懸臂式矩形出水口之流量公式，即

$$Q = 20.3BH^{1.5} \quad (3.25)$$

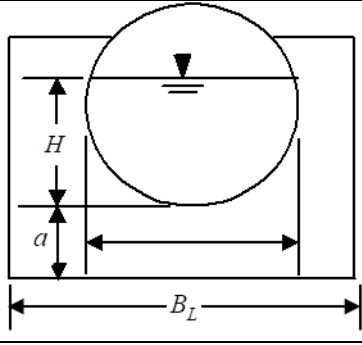
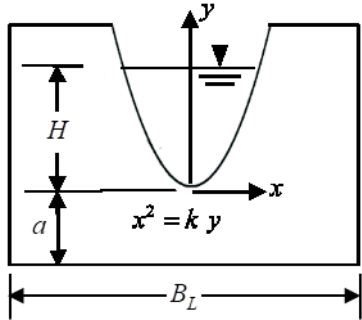
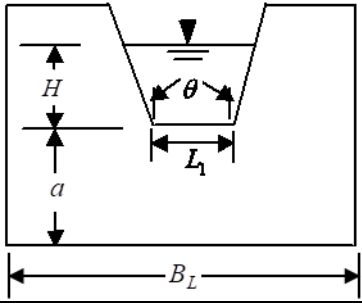
上式適用範圍： $H/B = 0.2 \sim 6.0$

五、其他堰型

其他非矩形堰之流量公式，如表 3-1 所示。

表 3-1 非矩形銳緣堰流量公式

堰口形狀	流量公式
三角形堰 	$Q = \frac{8}{15} C_d \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \sqrt{2g} H^{5/2}$ $C_d = f(\theta)$ 當 $\theta = 90^\circ$ ， $C_d = 0.58$
圓形堰	$Q = C_d \phi d^{2.5}$ $\phi = f(H/d) C_d = f(H/d)$

	
拋物線形堰 	$Q = \frac{1}{4} \pi C_d \sqrt{k} \sqrt{2g} H^2$
梯形堰 	$Q = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} H^{3/2} \left(L_1 + \frac{4}{5} H \tan \theta \right)$

第五節 滯洪設施緊急溢洪口設計

緊急溢洪道(口)係為防止入流洪峰流量超過設計標準值時，過量的洪流溢過壩頂而導致壩體潰決，故屬於一種風險控制之安全設施。依據作用原理可以作為緊急溢洪道(口)之設施類型，以堰流及豎井溢洪道等為主，前者已於第四節介紹其流量公式，本節則著重於介紹豎井溢洪道(riser-type spillway)。

豎井式溢洪道係由喇叭形溢流堰、漸變段、豎井、彎道、水平臥管及靜水池等組成，此為在槽式農塘最普遍的溢洪道型式，如圖 3-11 所示。當河谷狹窄，岸坡陡峻，沒有足夠的空間構築其他形式溢洪道時，採用豎井

式溢洪道的造價有時會較其他形式溢洪道為低。

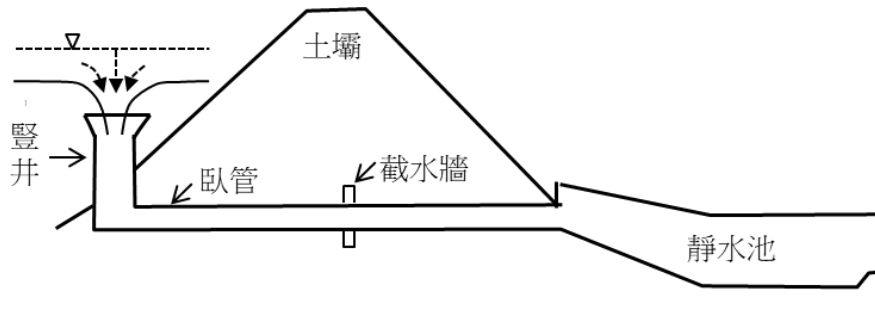
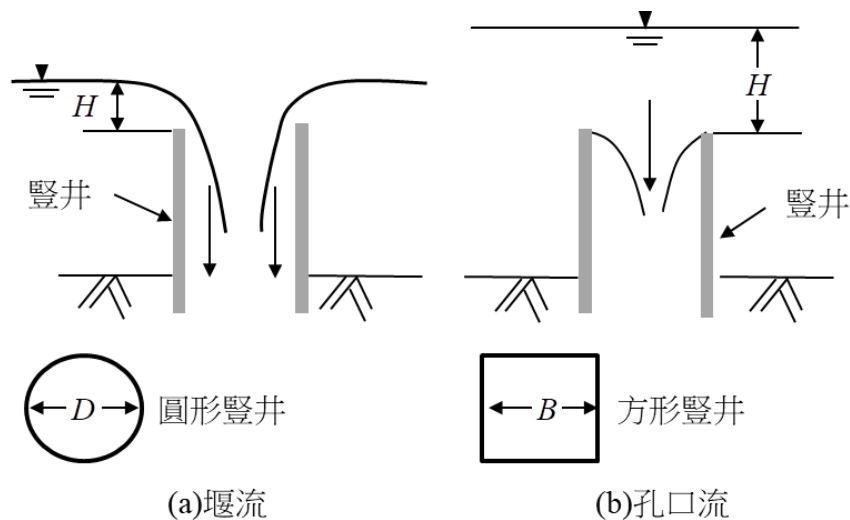


圖 3-11 豎井式溢洪斷面示意圖

豎井式溢洪道洩流能力與其水位密切相關，如圖 3-12 所示。圖中，當水位上升而使溢流堰淹沒時，洩流條件即由堰流轉變為孔口流，其洩流量與水位關係將產生變化。依據堰流流量公式，豎井式溢洪道流量公式可表為

$$Q_r = C_o \sqrt{2g} L_c H^{3/2} \quad (3.26)$$

式中， L_c = 豎井頂部周長(m)，對圓形溢流堰 $L_c = \pi D$ ，如屬方形溢流堰，則 $L_c = 4B$ ； D = 圓形溢流堰直徑(m)，與洩流量有關； B = 豎井寬度(m)； C_o = 流量係數，與豎井形狀和溢流水位。



資料來源：Humphreys et al., 1970

圖 3-12 豎井式溢流道流況示意圖

一、圓形喇叭口豎井(USBR, 1987)

採用圓形喇叭口作為入口的豎井，由於入口能量損失較低，具有較好的排洪效果，惟施工較為不易，甚少運用於山坡地農塘，其入口斷面形狀如圖 3-13 (a)所示。

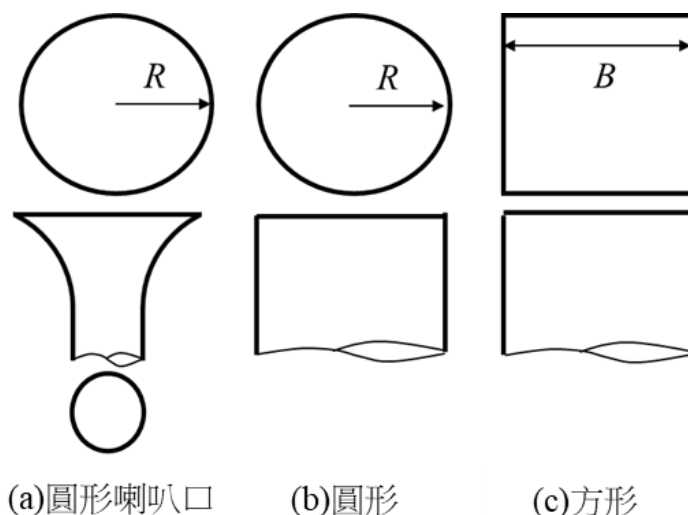


圖 3-13 各種豎井入口斷面形狀示意圖

(一)堰流流況：

1. 當 $H/R < 0.5$ 時(R =豎井半徑)，屬低溢流水位，其流量係數可表為

$$C_o = 3.4 - 0.5 \frac{H}{R} \quad (3.27)$$

一般，在較低的溢流水位下(即 $H/R < 0.5$)， $C_o = 0.33$ 。

2. 當 $0.5 < H/R \leq 1.0$ 時，屬高溢流水位，其流量係數可表為

$$C_o = 3.15 - 2.3 \left(\frac{H}{R} - 0.5 \right) \quad (3.28)$$

(二)孔口流流況：

當 $H/R > 1.0$ 時，豎井式溢洪道即由堰流轉變成孔口流，其流量公式可表為

$$Q_r = 2.2 C_o A (2gH)^{0.5} \quad (3.29)$$

式中， C_o =流量係數(=0.6)。

二、圓形豎井(Humphreys et al., 1970)

圓形喇叭口豎井因具有圓滑的入口，可以發揮較高的排洪效益，惟因施工不易，故多改以圓形或方形斷面，如圖 3-13 (b)所示。

(一)當 $H / R \geq 0.95$ 時

$$C_o = 1.12 \left[1 - \frac{0.17}{H / (2R)} \right]^{1.5} \quad (3.30)$$

(二)當 $0.1 \leq H / R < 0.95$ 時

$$C_o = 0.638 \left[1 - \frac{0.027}{H / (2R)} \right]^{1.5} \quad (3.31)$$

三、矩形豎井(水土保持局，2020)

矩形豎井屬於排洪效率最低的一種入口斷面形狀，但卻屬最容易施工的一種形狀，故已被廣泛地運用於臺灣山坡地在槽式農塘中，如圖 3-13 (c)所示。根據水土保持局(2020)應用室內模型試驗方式建立矩形豎井溢洪道溢流量公式，即

(一)當 $H / B \leq 0.9$ 時，屬於堰流流況，故溢流量可表為

$$Q_r = 38 \left(1 - \frac{4H}{L} \right) L H^{1.5} \quad (3.32)$$

式中， Q_r =豎井溢洪流量(= Q_p^{10})； L =豎井周長； H =豎井溢流水深。當豎井為方形時，上式可寫為

$$Q_r = 152 \left(1 - \frac{H}{B} \right) B H^{1.5} \quad (3.33)$$

上式適用範圍： $H / B = 0.15 \sim 0.9$ 。

(二)當 $H / B > 0.9$ 時，屬於孔口流流況，故溢流量可表為

$$Q_r = 2.59 L^2 H^{0.5} \quad (3.34)$$

對方形豎井則上式可寫為

$$Q_r = 41.4B^2H^{0.5} \quad (3.35)$$

上式適用範圍： $H/B = 0.9 \sim 5.0$ 。

第六節 出水口出流量計算問題評析

根據文獻回顧結果顯示，現階段各式出水口之出流量計算存在以下三個問題，包括：

一、水土保持手冊滯洪壩流量公式

一般，水流通過矩形且有側向束縮之堰流流況時，其出流量基本公式為

$$Q = \frac{2}{3}C_d\sqrt{2g}(B - 0.1nB)H^{3/2} \quad (3.8)$$

比較重力式及懸臂式滯洪壩之出流量計算公式[即式(3.23)及式(3.24)]，發現存在下列四個問題，包括：

(一)根據堰流流量基本公式，出流量隨著堰上水頭(或水深)之 1.5 次方呈正比例相關，惟重力式及懸臂式滯洪壩[即式(3.23)及式(3.24)]均不符合此基本規律，顯然不合理。

(二)將式(3.23)及式(3.24)改寫為

$$\text{重力式 } Q = (2.09H^{0.23})BH^{1.5} \quad (3.36)$$

$$C_{d,\text{懸臂式}} = 2.09H^{0.23} \quad (3.37)$$

$$\text{懸臂式 } Q = (2.36B^{0.13}H^{0.03})BH^{1.5} \quad (3.38)$$

$$C_{d,\text{重力式}} = 2.36B^{0.13}H^{0.03} \quad (3.39)$$

雖然以上各式符合堰流流量基本公式，惟因等號左右兩側因次不相等，必然受到因次影響而造成使用上之錯置。

(三)由於式(3.23)及式(3.24)係採用室內渠槽試驗獲得，故存在相對出流

口寬度(B/B_L)之適用範圍。惟實務上在滯洪設施內並不一定會存在渠槽寬度(B_L)(參見圖 3-14)，即便將滯洪設施的面寬作為渠槽寬度，其相對出流口寬度範圍必然遠小於兩公式之適用範圍，使得式(3.23)及式(3.24)的適用性遭到質疑。

(三)由圖 3-14 之滯洪壩示意圖得知，滯洪壩厚度(b)及其表面粗糙度提供了能量局部損失，故也影響出流量之變化，惟公式中卻未反應出這種影響。

(四)除了相對出流口寬度(B/W)外，也限制了上、下游坡面坡度及渠槽坡度，這都不利於實務應用。



資料來源：王德鏞技師提供

圖 3-14 滯洪壩布置

二、出水口與攔汙設施共構後，對出水口出流量之影響

根據水土保持技術規範第 95 條第一項第四款規定：「為避免樹枝、雜物影響滯洪設之排放效率，出水口應加設防止堵塞之弧形攔汙設施，並隨時清理與維護。」，如圖 3-15 為常用之立體半圓形攔汙設施。圖中顯示，攔汙設施與出水口共構之後，水流必須先穿過攔汙設施後才能進入出水口。不論攔汙設施是否受到雜物全部或部分阻塞，當水流通過攔汙設施時，其通透程度必然引起額外的阻滯效應而增加水流的能量局部損失，從而降低出水口之流量係數，並因此影響出水口之排

放效率，以方程式表示，可寫為

$$C_d'' = \lambda C_d \text{ and } \lambda = f(A_s) \quad (3.40)$$

式中， C_d'' =考量攔汙設施能量局部損失之流量係數； λ =與攔汙設施通透面積比有關之係數； A_s =通透面積比，係指攔汙設施總表面積與實際通水表面積之比，或為攔汙設施於水流方向投影總面積與實際通水投影面積之比。

但是，目前在設計滯洪設施之出水口時，並沒有考量攔汙設施之通透面積比對出水口排放效率之影響，以及這種影響如何反映在流量公式上。



資料來源：王德鏞技師提供

圖 3-15 出水口半圓形攔汙設施

三、滯洪壩與緊急溢洪口共構時(複合堰)，對總出流量之影響

根據水土保持技術規範第 95 條第 2 項第 6 款規定：「出水口之設置，應在容許排放量內能發揮其排放效率，有保全對象時，應視需要設置緊急溢洪口，並注意其排放之安全。」。通常在滯洪設施之實務設計上，不僅都被要求設置緊急溢洪口，而且均將出水口與緊急溢洪口

共構在同一個斷面上，如圖 3-14 及圖 3-16 為滯洪壩與緊急溢洪口共構示意圖。圖中，緊急溢洪口多採用梯形或矩形斷面，用以排除放超過設計標準(至少為重現期 50 年以上)之洪水量，通常設於出水口之上方。於是，當入流洪峰流量超過設計標準而啟動緊急溢洪口進行緊急溢洪時，出水口也處於正常排放流量狀況；換言之，此時出水口和緊急溢洪口同時在排放流量，如圖 3-16 所示。

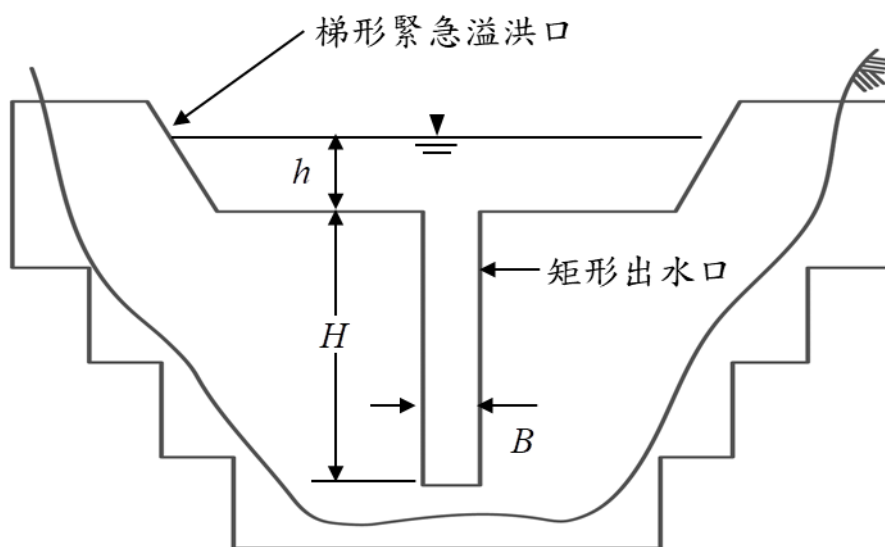


圖 3-16 滯洪壩與緊急溢洪口共構示意圖

一般，在計算出水口和緊急溢洪口同時排放流量時，均將兩者視為堰流，其總的排放流量係以疊加處理。但是，考量緊急溢洪口底部部分固體邊界為出水口頂部，屬於水流重疊部分，其水流流況勢必會受到出水口干擾而略有變化，是否仍然遵循一般梯形或矩形堰流公式，並無相關的研究。

第四章 理論分析

第一節 概述

在水利工程中，為了控制河渠的水位和流量，常於河渠中修建閘門和溢流壩等水工構造物。這種構造物使河渠上游水位壅高，當上游水位超過構造物頂部時，水流將從其上方溢流而過，洩至下游，如圖 4-1 所示。這種從頂部意流的壅水構造物，稱為堰(weir)，通過堰頂而具自由表面的水流稱為堰流(weir flow)。

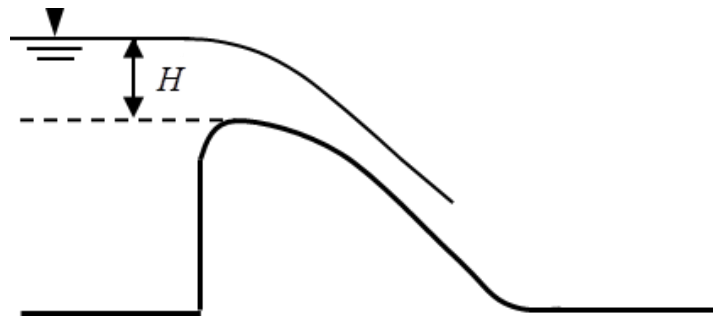


圖 4-1 堰流示意圖

第二節 堰流流量基本方程

堰流常被視為一種量測水流流量之裝置，故建立堰流流量公式就顯得極為重要。現以銳緣堰為例，導出堰流基本方程，如圖 4-2 為銳緣堰之自由出流。圖中， P 為上游堰高， H 為堰上水頭，當水流通過堰頂時，因受重力作用，水面在上游距堰牆一段距離內開始下降，一般應在上游距堰牆大於 $3H$ 的位置量測 H ，因該處水面降落已很小，可以忽略。以通過堰頂的水平面 $c-c$ 為基準面，並取緩變速流斷面①和②，斷面①為量測水頭的斷面，斷面②的中點位於基準面上，對上述兩斷面列出穩定流能量方程，即

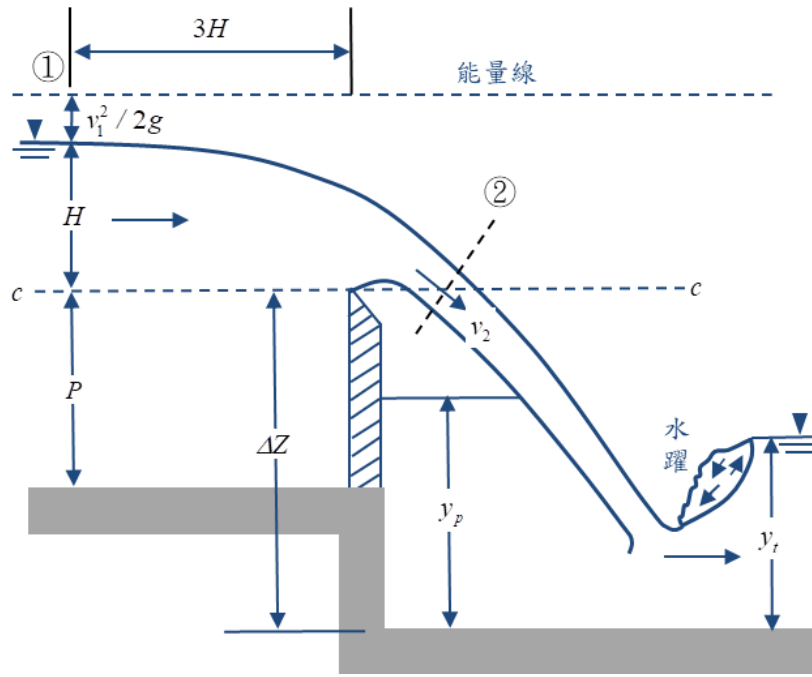


圖 4-2 堰流示意圖

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_v \quad (4.1)$$

式中， $z_1 + P_1 / \gamma = H$ ； v_1 = 水流接近堰牆速度(= v_o)； α_1 = 動能修正係數(= α_o)。斷面②中點的位置高度 $z_2 = 0$ ，且水舌上下表面均與大氣接觸，斷面②上各點的壓力近似為零即 $P_2 \approx 0$ ，令斷面②平均流速 $v_2 = v$ ，動能修正係數 $\alpha_2 = \alpha$ 。對於堰流，只考慮局部水頭損失，則

$$h_v = \chi \frac{v^2}{2g} \quad (4.2)$$

式中， χ = 銳緣堰局部水頭損失係數。將以上各值代入式(4.1)可得

$$H + \frac{\alpha_o v_o^2}{2g} = \frac{\alpha v^2}{2g} + \frac{\chi v^2}{2g} \quad (4.3)$$

令 $H_o = H + \frac{\alpha_o v_o^2}{2g}$ ，為堰上總水頭，代入上式，整理得

$$v = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \delta}} \sqrt{2gH_o} \quad (4.4)$$

設堰的溢流寬度為 B ，斷面②的厚度為 kH_o (k = 與水舌垂向收縮程度有關的

係數)，則通過銳緣堰的流量為

$$Q = kH_o Bv = \frac{k}{\sqrt{\alpha + \chi}} B \sqrt{2g} H_o^{3/2} \quad (4.5)$$

或簡化為

$$Q = C_d B \sqrt{2g} H_o^{3/2} \quad (4.6)$$

式中， C_d = 無側向收縮銳緣堰之自由出流流量公式，與水舌垂向收縮程度、水舌斷面的流速分布和銳緣堰的水頭損失等因素相關，一般由試驗方式確定。

雖然式(4.6)適用銳緣堰導出的，但對於溢流堰和寬頂堰一樣適用，只是流量係數 C_d 有不同的值而已。

當堰頂寬度小於河渠寬度時，過堰水流會發生側向收縮現象，減小了有效溢流寬度，增大了水流阻力和水頭損失，因而降低了堰的過水能力。另外，當堰的下游水位升高到某一高度而使堰的洩流量減小時，即堰處於浸沒出流狀態。這樣，考量側向收縮和下游浸沒影響，式(4.6)可改寫為

$$Q = \sigma \varepsilon C_d B \sqrt{2g} H_o^{3/2} \quad (4.7)$$

式中， σ = 堰的側向收縮係數； ε = 堰的浸沒係數。堰的側向收縮係數和浸沒係數均小於 1.0，具體數值應由試驗確定。

對於複合堰，如圖 4-3 所示。於堰口斷面取一微小高度 dh ，其相應面積及流速分別為

$$A_{strip} = Bdh \quad (4.8)$$

$$v_{strip} = \sqrt{2gh} \quad (4.9)$$

故其流量可表為

$$dQ = B \sqrt{2gh} dh \quad (4.10)$$

對堰口全深度積分可得

$$Q = \sqrt{2g} \left(B_1 \int_0^{H_1} \sqrt{h} dh + B_2 \int_{H_1}^{H_2} \sqrt{h} dh \right)$$

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \left[B_1 H_1^{3/2} + B_2 (H_2^{3/2} - H_1^{3/2}) \right] \quad (4.11)$$

$$Q_{act} = \frac{2}{3} C_c \sqrt{2g} \left[B_1 H_1^{3/2} + B_2 (H_2^{3/2} - H_1^{3/2}) \right]$$

$$= C_d \sqrt{2g} \left[B_1 H_1^{3/2} + B_2 (H_2^{3/2} - H_1^{3/2}) \right] \quad (4.12)$$

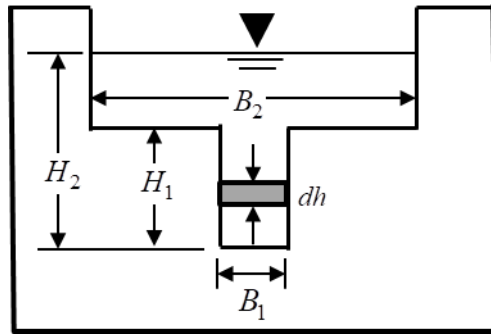


圖 4-3 複合堰示意圖

總結以上說明，建立滯洪設施各式出水口及矩形緊急溢洪口之流量公式，應考量下列幾項關鍵因素，包括：

- 一、不論是銳緣堰或寬頂堰，流量隨著堰上水深 1.5 次方成正比。
- 二、建立流量公式之首要關鍵，在於通過試驗方式確定其流量係數。
- 三、由於滯洪設施屬於箱型構造，堰上水流不僅要考量側向收縮之影響，同時收縮比 $B / B_L \approx 0$ (B = 堰頂寬度； B_L = 堰所在牆面寬度)；換言之，堰所在牆面寬度遠大於堰頂寬度。
- 四、一般，與沉砂設施共構之滯洪設施堰牆高度，均為沉砂設施高度，在滯洪操作過程屬於變數，且最終可能因淤砂而遭淤埋，故在試驗設計時，讓堰牆高度遠高於堰上水頭，即 $H / a \approx 0$ 。

第五章 現地調查與室內試驗

第一節 滯洪設施現地調查

現地調查目的在於了解滯洪設施出水口設計之實況，以提供室內實驗設計之依據。本研究實際調查既有 10 處滯洪設施，出水口分別有矩形、圓形懸臂式滯洪壩等型式，其相關尺寸如表 5-1 所示。表中，立體攔汙設施之通透面積比約在 0.5-0.7 之間。

表 5-1 滯洪設施出水口調查一覽表

地點	出水口形式	攔汙設施	照片
南投南崗東毓油壓三期廠辦新建工程	矩形孔口 0.48m*0.45m	半球型 D=1.0m $A=1.5707\text{ m}^2$	
臺中市外埔區外崁段 374 地號等 2 筆土地住宅新建工程	矩形孔口 0.08m*0.07m	半球型 D=0.35m $A=0.1924\text{ m}^2$	
臺中市大肚區社腳段社腳小段 143-8665 地號廠辦新建工程	矩形孔口 0.068m*0.068m	半球型 D=0.3m $A=0.1413\text{ m}^2$	
臺中市潭子區聚興段 474-8 等 4 筆地號玄門萬佛寺	矩形孔口 0.23m*0.22m	半球型 D=0.55m $A=0.4751\text{ m}^2$	

地點	出水口形式	攔汙設施	照片
臺中市太平區頂坪段 700、700-1、700-2、 700-3、700-4 等地號等 5 筆土地申請農業整坡	矩形孔口 0.24m*0.24m	半球型 D=0.55m $A=0.4751\text{ m}^2$	
臺中市太平區頂坪段 700、700-1、700-2、 700-3、700-4 等地號等 5 筆土地申請農業整坡	矩形孔口 0.33m*0.34m	半球型 D=0.6m $A=0.5654\text{ m}^2$	
台灣農林苗栗銅鑼九湖 段土地工商綜合區開發 案	圓形孔口 D=0.51 m	半球型	
嘉義縣民雄鄉松子腳段 263-29 等 5 筆地號雞舍 新建案	圓形孔口 D=0.448 m	半圓球不鏽鋼攔汙 柵，網目 10cm，半徑 25cm 半球型	
草屯鎮嘉老山示範公墓 第三處納骨堂新建工程	懸臂式矩形滯 洪壩 B=0.28m	通透面積= 0.310 m^2	
漢翔航空工業股份有限 公司沙鹿北二廠區開發 案	懸臂式矩形滯 洪壩 B=0.66m	通透面積= 1.4 m^2	

第二節 試驗目的

本研究係利用自行設計之箱型水槽模擬滯洪設施內水流流動特性，其主要目的有三：

- 一、建立圓形孔口、方形孔口、重力式滯洪壩及懸臂式滯洪壩等四種出水口之流量公式。
- 二、建立重力式及懸臂式滯洪壩與矩形緊急溢洪口共構時(複合堰)，在滯洪壩與緊急溢洪口同時排洪時，其各自流量攻勢之變化趨勢。
- 三、建立圓形孔口、方形孔口、重力式滯洪壩及懸臂式滯洪壩等四種出水口設置不同通透面積之立體攔汙設施時之流量公式。

第三節 試驗裝置與條件

本研究係借用逢甲大學水土環境實驗室內進行室內試驗。

一、試驗裝置

本試驗主要是於自行設計之箱槽結構完成所有式堰工作。試驗箱槽係由長度 225.5cm、寬度 72cm 及高度 51cm 之壓克力板所製成，如圖 5-1 所示。圖中，試驗箱槽為由蓄水池、溢流水深量測台架、進水口及三處可更換式出水口等所組成。其中，可調式定水溢流堰為控制蓄水池內維持固定水位之裝置，具有控制出水口溢流水深之功能；另，三處出水口分別屬孔口流、懸臂式滯洪壩及重力式滯洪壩等專用之出水口。

二、出水口構件尺寸

為配合各項試驗條件之需求，本裝置應配置幾種圓形孔口、方形孔口、重力式滯洪壩、懸臂式滯洪壩及矩形緊急溢洪口等出水口構件，其相關尺寸如表 5.2 所示。其中，重力式及懸臂式滯洪壩側面之相關尺寸，如圖 5.3 所示。

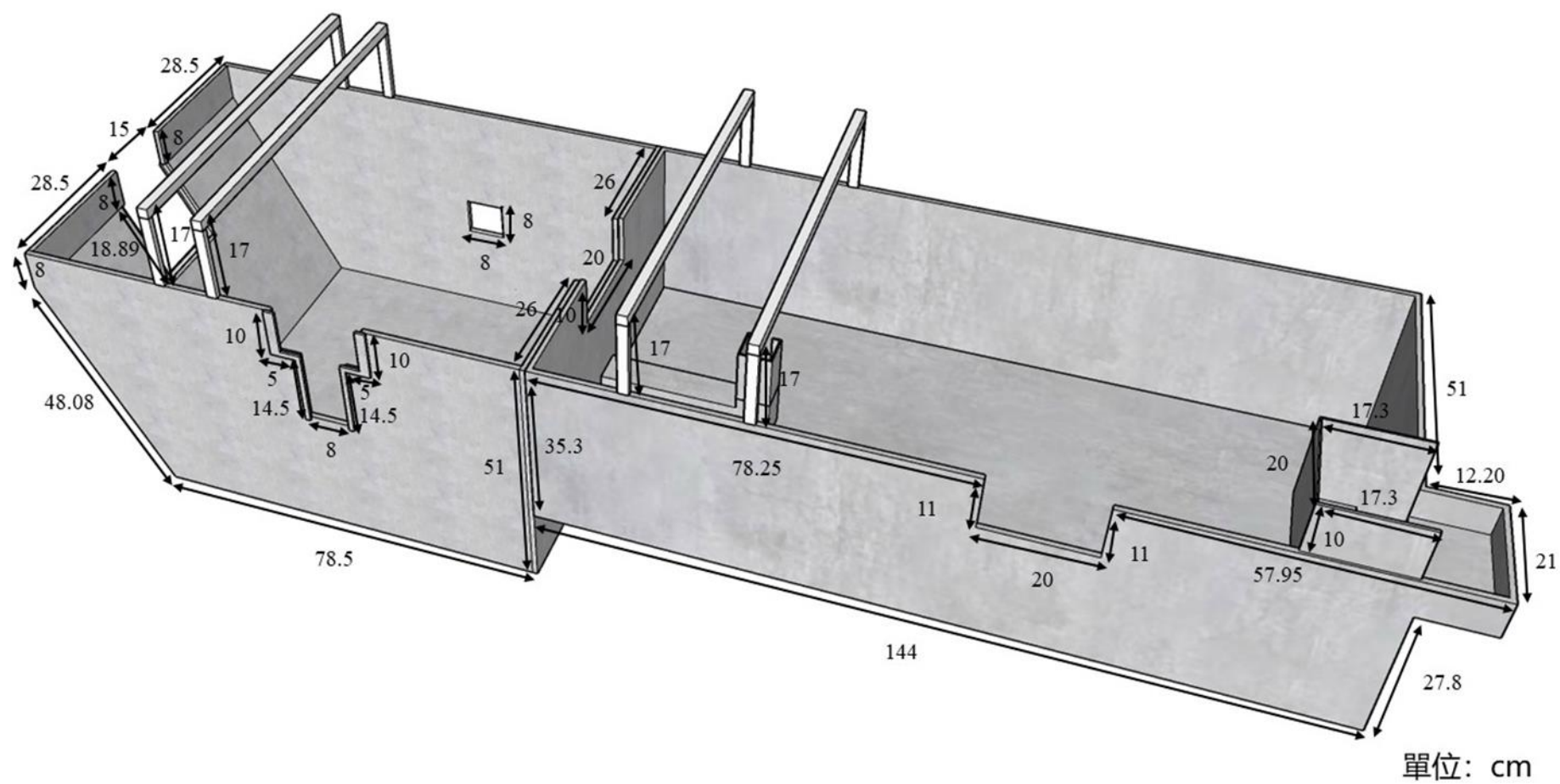


圖 5-1 室內試驗箱槽三維示意圖

表 5-2 出水口構件各部尺寸一覽表

出水口類型	開口寬度 (B , cm)	流動長度 (L , cm)	攔汙設施通透 面積比(%)	重力式滯洪壩		高度(H , cm)
				上游斜率	下游斜率(x)	
圓形孔口	2、3、4	1	0.5、0.6、0.7	～	～	～
矩形孔口	2、3、4	1	0.5、0.6、0.7	～	～	～
懸臂式	1、2、3	1	0.5、0.6、0.7	～	～	15
重力式	1、3、5	10、13、16	0.5、0.6、0.7	0.5	0.1、0.3、0.5	15
矩形緊急 溢洪口	底寬	高度		～		
	15	8				

註：通透面積比=立體攔汙設施通透表面積/立體攔汙設施總表面積

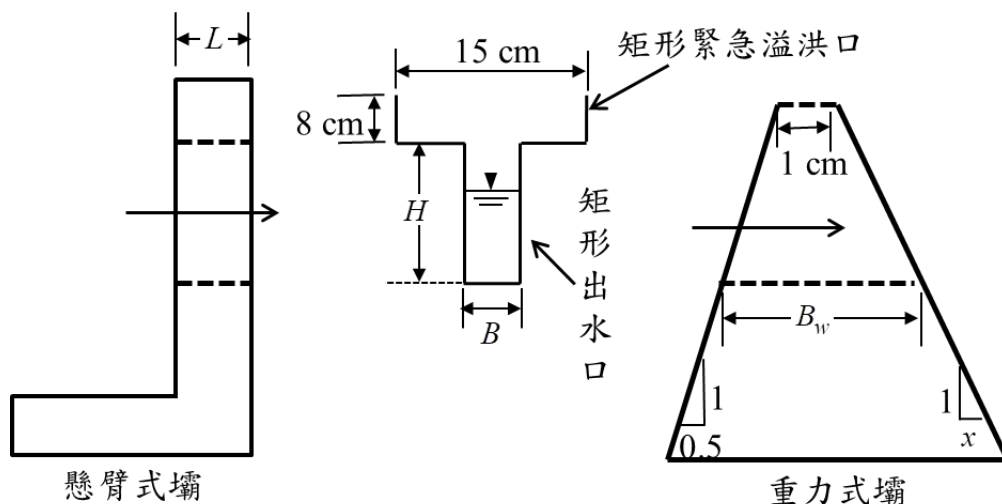


圖 5-2 重力式及懸臂式滯洪壩側面尺寸示意圖

三、出水口構件及攔汙設施製作

本研究採用 CR-10S PRO V2-3D 列印機列印各種出水口構件，如圖 5-3 為 3D 列印機列印情形。根據表 5-2 中各部尺寸，本研究合計列印各種出水口，各出水口構件列印結果如表 5-3 所示。另，以鐵絲製作各種通透面積之攔汙設施，如表 5-3 所示。

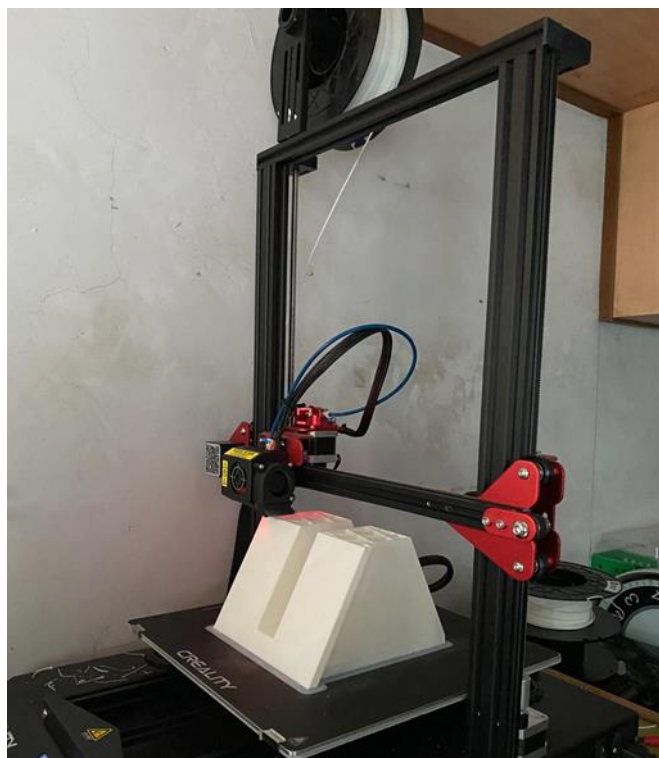
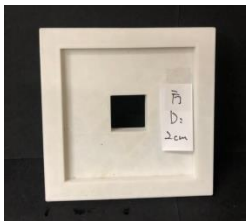
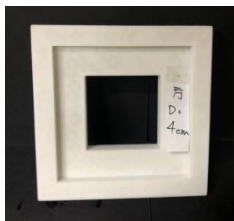


圖 5-3 3D 列印機列印情形

表 5-3 各出水口構件列印結果

圓形孔口：		
		
D=2cm	D=3cm	D=4cm
方形孔口：		
		
B=2cm	B=3cm	B=4cm
懸臂式滯洪壩：		

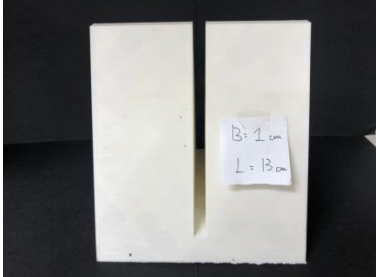
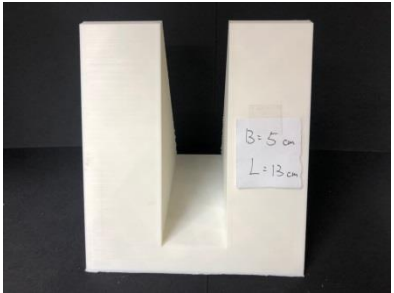
 B=1 cm	 B=2cm	 B=3cm
 B=5cm		
重力式滯洪壩：		
 B=1cm; L=10cm	 B=1cm; L=13cm	 B=1cm; L=16cm
 B=2cm; L=10cm	 B=2cm; L=13cm	 B=2cm; L=16cm
 B=5cm; L=10cm	 B=5cm; L=13cm	 B=5cm; L=16cm

表 5-4 各式攔汙設施

		
半球體攔汙設施 通透面積比=50%	半球體攔汙設施 通透面積比=60%	半球體攔汙設施 通透面積比=70%
		
半圓柱體攔汙設施 通透面積比=50%	半圓柱體攔汙設施 通透面積比=50%	半圓柱體攔汙設施 通透面積比=50%

四、試驗項目

根據本研究之目的，室內試驗項目包括：

(一)圓形與方形孔口流流量公式試驗

由於圓形及方形孔口流之流量公式及其流量係數(C_d)，已被廣泛地驗證並確定其合理性。因此，本研究即優先從事本項試驗工作，以作為本試驗在控制箱型水槽水位穩定程度之指標，為接下來的相關試驗之正確性提供保證。此外，本項試驗還包括孔口流入口與不

同通透面積之立體攔汙設施共構時之流量係數變化規律。

(二)懸臂式與重力式滯洪壩流量公式試驗

本項試驗係以開口寬度(B)及其流動長度(B_w)為主要變數，如圖 5-2 所示。

- 1.不同的開口寬度及流動長度下之流量公式。
- 2.不同的開口寬度及流動長度下，當滯洪壩與緊急溢洪口同時排洪時之流量公式，並檢討其與滯洪壩與矩形緊急溢洪口排放量簡單疊加之差異。
- 3.已知開口寬度及流動長度下，當滯洪壩與不同通透面積(三種不同通透面積比)之立體攔汙設施共構時之流量公式。

五、試驗流程

根據前述試驗類型及條件，本研究提出整體試驗流程，如圖 5-4 所示。圖中顯示，本研究計有 78 組試驗條件，假設每種試驗條件改變 5 種以上的水流條件，則本研究總試驗組數約高達 390 組

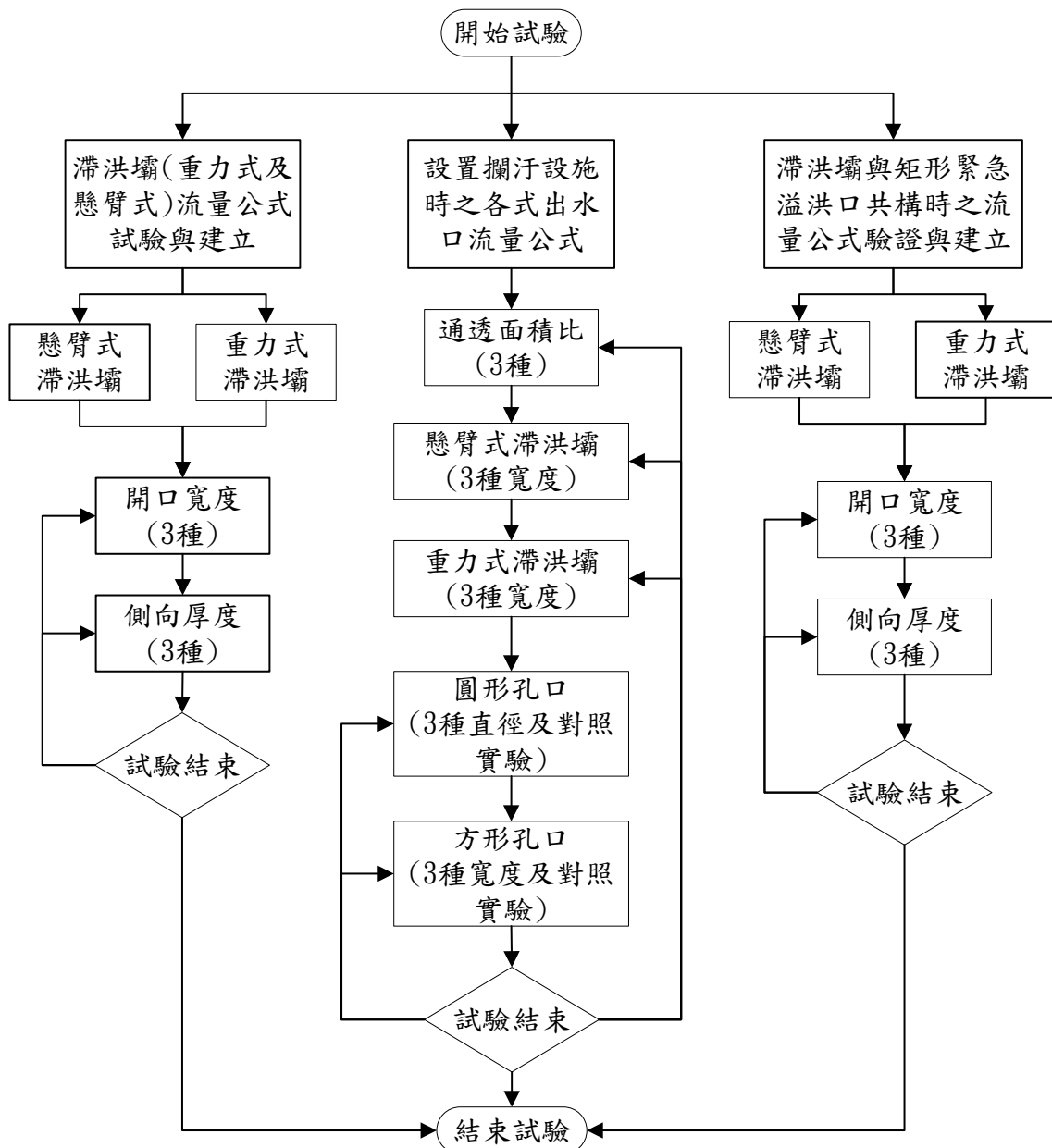


圖 5-4 本研究試驗流程

六、試驗量測及照片

本研究主要目的在於建立各式出水口溢流水深與流量間之關係式，故試驗量測應以流量與溢流水深為主要。

(一)流量量測

流量係指單位時間通過某已知斷面之水體積，其單位常以 $m^3/s(cms)$ 或 cm^3/s 計。流量量測方法頗多，對於流量較小的室內實驗，可以採用直接量測法(direct measure method)；它是由一已知

容積的容器承接水流，記錄其經過時間，由容器中水的容量除以時間，即為該時間內的平均流量，如圖 5-5 所示。

圖中，本計畫係採用長=50cm、寬=35cm 及高=28cm 之 45 公升塑膠桶，置於出流口正下方，直接承接由豎井溢流出的水體，原則上每組試驗均量測蓄滿塑膠桶(水體積已知)時之所需時間(t)，這樣就可以獲得該組試驗的流量，即

$$Q = \frac{V}{t} \quad (5.1)$$

式中， Q =流量； V =塑膠桶容積或蓄滿塑膠桶之水體積； t =蓄滿塑膠桶所需時間。



圖 5-5 流量量測裝置

(二)溢流水深量測

本研究溢流水深係採用探針式水深計進行量測，如圖 5-6 所示。

圖中，探針式水深計係由支架、游標尺(精度為 0.05 mm)及探針等所組成。量測前，先將水深計水平固定於蓄水池上方支架上，測定指針與出水口底面(即基準面)之高差為 H_0 ，接著當水流自出水口溢流且達穩定時，量測指針與水表面間之距離為 H_1 ，這樣溢流水深為

$$H = H_0 - H_1 \quad (5.2)$$



圖 5-6 探針式水位量測裝置

(三)試驗照片

經由上述試驗流程，本研究已完成所有試驗工作，如圖 5-7 及表 5-為各項試驗現況照片彙整。

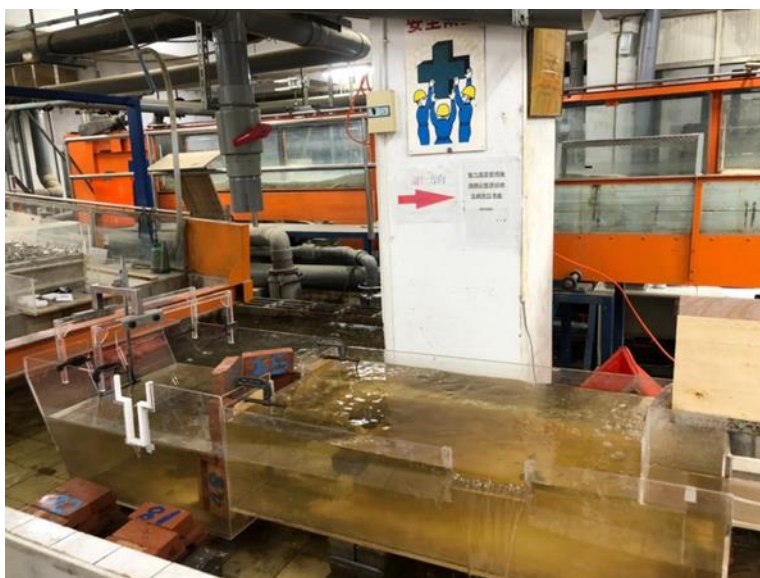


圖 5-7 懸臂式滯洪壩實驗中影像

表 5-5 試驗照片彙整

		
圓形孔口	圓形孔口	矩形孔口
		
矩形孔口	重力式滯洪壩	重力式滯洪壩
		
重力式滯洪壩	懸臂式滯洪壩	懸臂式滯洪壩
		
緊急溢洪口+重力式滯洪壩	緊急溢洪口+懸臂式滯洪壩	圓形孔口+攔汙設施

		
方形孔口+攔汙設施	重力式滯洪壩+攔汙設施	懸臂式滯洪壩+攔汙設施

第六章 結果分析與討論

第一節 試驗數據彙整

根據室內試驗流程，本研究業已完成所有試驗工作，其相關數據彙整如附表 1～附表 18 所示。

第二節 孔口流流量公式分析

根據本研究之研究內容，圓形與方形孔口流試驗分析係以有、無立體攔汙設施條件下之流量公式為主。

一、無立體攔汙設施條件

在無立體攔汙設施的情況下，由於圓形與方形孔口流流量公式屬於經典公式，倘本研究試驗結果無法重現該公式之流量係數值，表明試驗過程必定存在一定的瑕疵，故本項試驗結果為其他出水口試驗可信度之衡量指標。

根據孔口流流量公式，即

$$Q = C_d A \sqrt{2gH} \quad (6.1)$$

式中， Q =孔口流流量； A =孔口斷面積； H =孔口中心點以上水頭； C_d =流量係數。由附表 1 及附表 2 試驗數據，依據上式計算各種孔口斷面情況下之流量係數，如表 6-1 及表 6-2 所示。表中，除了圓形孔口直徑 4.0 cm 的平均流量係數 $C_d=0.55$ 外，不論是圓形或方形孔口各開孔條件下之平均流量係數介於 0.58~0.6 之間，其總體變化趨勢相當穩定，故曲平均流量係數 $C_d=0.59$ ，則計算流量與實測流量之關係，如圖 6-1 所示。

表 6-1 無立體攔汙設施情況下之圓形孔口流量係數一覽表

孔直徑 2.0 cm			孔直徑 3.0 cm			孔直徑 4.0 cm		
溢流水深 (H , m)	流量 (Q , cms)	流量係數 (C_d)	溢流水深 (H , m)	流量 (Q , cms)	流量係數 (C_d)	溢流水深 (H , m)	流量 (Q , cms)	流量係數 (C_d)
0.0978	0.000267202	0.61	0.0691	0.000502261	0.61	0.0623	0.000802622	0.58
0.0675	0.000228412	0.63	0.0777	0.00052331	0.60	0.0726	0.000827249	0.55
0.0782	0.000244751	0.63	0.0864	0.000542572	0.59	0.079	0.000883718	0.56
0.0895	0.000253577	0.61	0.0935	0.000576371	0.60	0.0897	0.000915772	0.55
0.0917	0.000258076	0.61	0.0982	0.000581904	0.59	0.0967	0.000987836	0.57
0.1078	0.000274146	0.60	0.1043	0.000586998	0.58	0.105	0.001009167	0.56
0.1142	0.000281054	0.60	0.1127	0.000616464	0.59	0.1282	0.001091712	0.55
0.1256	0.000290125	0.59	0.1197	0.000635325	0.59	0.1323	0.001104362	0.55
0.1344	0.000304294	0.60	0.1245	0.000641311	0.58	0.1388	0.001118788	0.54
0.1422	0.000308144	0.59	0.1327	0.000668567	0.59	0.1421	0.00101662	0.48
0.1492	0.000315343	0.59	0.1491	0.00069906	0.58	0.155	0.001222252	0.56
0.1614	0.000333982	0.60	0.1515	0.000692248	0.57	0.1615	0.001239034	0.55
0.1823	0.000351517	0.59	0.1642	0.000729753	0.58	0.1705	0.001276096	0.56
0.1872	0.000354563	0.59	0.1783	0.000761143	0.58	0.1754	0.001297447	0.56
0.1932	0.000342251	0.56	0.1883	0.000790672	0.58	0.1888	0.001361023	0.56
平均		0.60	平均		0.59	平均		0.55

表 6-2 無立體攔汙設施情況下之方形孔口流量係數一覽表

尺寸：2.0cm×2.0 cm			尺寸：3.0cm×3.0 cm			尺寸：4.0cm×4.0 cm		
溢流水深 (H , m)	流量 (Q , cms)	流量係數 (C_d)	溢流水深 (H , m)	流量 (Q , cms)	流量係數 (C_d)	溢流水深 (H , m)	流量 (Q , cms)	流量係數 (C_d)
0.0669	0.60352	0.60	0.0382	0.000504096	0.65	0.0391	0.0391	0.65
0.0798	0.58214	0.58	0.0486	0.000522825	0.59	0.0504	0.0504	0.63
0.0845	0.59522	0.60	0.0553	0.000554043	0.59	0.0642	0.0642	0.58
0.0912	0.58194	0.58	0.061	0.000583551	0.59	0.0697	0.0697	0.59
0.1018	0.58543	0.59	0.0749	0.000632644	0.58	0.0723	0.0723	0.59
0.1099	0.58409	0.58	0.0836	0.000660786	0.57	0.0788	0.0788	0.59
0.1199	0.56852	0.57	0.0954	0.000697474	0.57	0.0927	0.0927	0.59
0.1253	0.56162	0.56	0.0964	0.000702704	0.57	0.1008	0.1008	0.58
0.1366	0.56049	0.56	0.1068	0.000737193	0.57	0.1157	0.1157	0.59
0.1471	0.55892	0.56	0.1179	0.000774031	0.57	0.1324	0.1324	0.56
0.1553	0.56131	0.56	0.1258	0.000803376	0.57	0.1469	0.1469	0.57
0.1646	0.56885	0.57	0.1367	0.000823168	0.56	0.1533	0.1533	0.57
0.1715	0.57845	0.58	0.1412	0.000830687	0.55	0.1636	0.1636	0.57
0.1793	0.57627	0.58	0.1525	0.000855343	0.55	0.0595	0.0595	0.61
0.187	0.57147	0.57	0.1654	0.000899284	0.55	0.0451	0.0451	0.65
平均		0.58	平均		0.58	平均		0.59

為檢視計算流量與實測流量間之誤差，本研究茲採用誤差波動特徵參數，作為衡量計算流量與實測流量間之誤差程度，即

$$\delta = \left| \frac{Q_a - Q_b}{Q_a} \right| \times 100\% \quad (6.2)$$

式中， δ =誤差波動係數； Q_a =實測流量； Q_b =計算平均流量。依據上式代入相關數據進行分析，可得最大誤差波動為 9.9%，平均誤差為 2.8%。

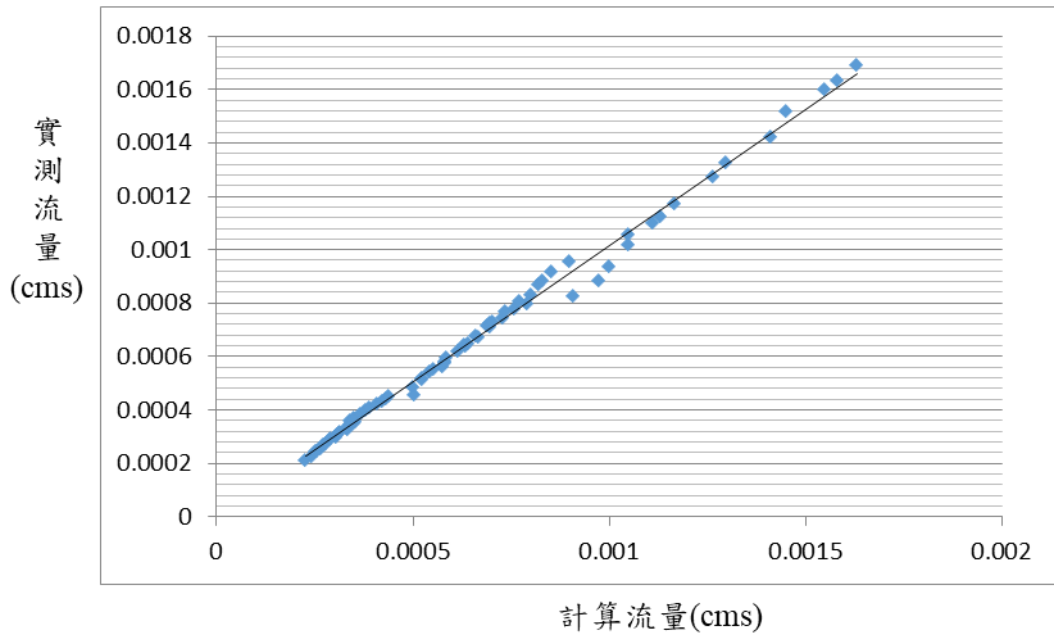


圖 6-1 孔口流實測流量與計算流量之關係圖

根據以上分析得知，以流量係數 $C_d=0.59$ 代入式(6.1)，可得圓形與方形孔口流量公式可分別表為

$$\text{圓形孔口：} Q = 1.96D^2H^{0.5} \quad (6.3)$$

$$\text{方形孔口：} Q = 2.6B^2H^{0.5} \quad (6.4)$$

式中， D =圓形孔口直徑(m)； B^2 =方形孔口斷面積。

二、設置立體攔汙設施條件

在原有條件不變的情況下，於孔口上游設置不同通透面積之半球體攔汙設施，以了解攔汙設施對孔口流量係數之影響，其試驗數據如附

表 3 及附表 4 所示。由兩附表計算各試驗條件下之流量係數，如表 6-3 至表 6-5 所示。表中，各種條件下孔口流流量係數均介於 0.54~0.56 之間，顯示立體攔汙設施之阻滯效應，提高了水流水頭損失，使得孔口流流量係數呈現明顯的下降趨勢，表明設置攔汙設施時降低了孔口流流量。依據各條件(通透面積比=50~70%)下之流量係數，取其平均值 $C_{d(\text{攔汙})}=0.55$ 代入孔口流流量基本公式，可得計算流量與實測流量之關係，如圖 6-2 及圖 6-3 分別為方形及圓形孔口實測流量與計算流量圖。以誤差波動係數評估，方形孔口最大誤差為 5.3%，平均值為 1.8%，而圓形孔口最大誤差為 5.1%，平均值為 2.0%。

總結以上分析結果，當孔口流設置立體攔汙設施後，在面積通透比介於 50~70%之間，其流量係數為 $C_{d(\text{攔汙})}=0.55$ ，故流量公式可表為：

$$\text{圓形孔口：} Q = 1.79D^2H^{0.5} \quad (6.5)$$

$$\text{方形孔口：} Q = 2.38B^2H^{0.5} \quad (6.6)$$

附表 6-3 設置立體攔汙設施情況下之方形孔口流量係數一覽表(1/2)

攔汙設施通透率(%)=70% 開口尺寸=4×4 cm			攔汙設施通透率(%)=60% 開口尺寸=4×4 cm			攔汙設施通透率(%)=50% 開口尺寸=4×4 cm		
溢流水深(m)	流量(cms)	流量係數	溢流水深(m)	流量(cms)	流量係數	溢流水深(m)	流量(cms)	流量係數
0.0727	0.00106621	0.56	0.081	0.00110022	0.55	0.1876	0.00172486	0.57
0.0834	0.00113755	0.56	0.088	0.00116381	0.55	0.1773	0.00168929	0.56
0.0929	0.00119691	0.55	0.1	0.00121158	0.54	0.1629	0.00158839	0.56
0.1042	0.00126202	0.55	0.0941	0.00116314	0.54	0.1574	0.0015728	0.58
0.1184	0.00136114	0.56	0.1257	0.00134594	0.54	0.1483	0.00152827	0.57
0.1292	0.00142518	0.56	0.1153	0.00131957	0.55	0.1368	0.00144684	0.57
0.1366	0.00145902	0.56	0.1338	0.00136537	0.56	0.1271	0.00143973	0.54
0.1444	0.00148204	0.55	0.1453	0.00145423	0.57	0.1137	0.00134321	0.55
0.1517	0.00154245	0.56	0.1522	0.00146951	0.56	0.1092	0.00130039	0.55
0.1601	0.00159686	0.56	0.1636	0.00158321	0.56	0.0961	0.00127579	0.54
0.1773	0.00172319	0.58	0.1734	0.00158484	0.56	0.083	0.00116012	0.55
0.1812	0.00174171	0.58	0.1859	0.00167481	0.55	0.0689	0.00106318	0.53
平均		0.56	平均		0.55	平均		0.55

表 6-4 設置立體攔汙設施情況下之方形孔口流量係數一覽表(2/2)

攔汙設施通透率(%)=70% 開口尺寸=2×2 cm			攔汙設施通透率(%)=60% 開口尺寸=2×2 cm			攔汙設施通透率(%)=50% 開口尺寸=2×2 cm		
溢流水深(m)	流量(cms)	流量係數	溢流水深(m)	流量(cms)	流量係數	溢流水深(m)	流量(cms)	流量係數
0.1768	0.0004076	0.55	0.074	0.00026052	0.54	0.1717	0.00039909	0.54
0.1593	0.00038283	0.54	0.1074	0.0003214	0.55	0.1599	0.00038755	0.55
0.1242	0.00033994	0.54	0.1222	0.00034088	0.55	0.1254	0.00034408	0.55
0.1037	0.00030341	0.53	0.1503	0.00038008	0.55	0.1069	0.00031067	0.54
0.0733	0.00025421	0.53	0.1779	0.00041054	0.55	0.0772	0.00026941	0.55
平均		0.54	平均		0.55	平均		0.56

表 6-5 設置立體攔汙設施情況下之圓形孔口流量係數一覽表(1/2)

攔汙設施通透率(%)=70% 直徑=4 cm			攔汙設施通透率(%)=60% 直徑=4 cm			攔汙設施通透率(%)=50% 直徑=4 cm		
溢流水深(m)	流量(cms)	流量係數	溢流水深(m)	流量(cms)	流量係數	溢流水深(m)	流量(cms)	流量係數
0.0726	0.000800428	0.53	0.0793	0.000835248	0.53	0.1713	0.001264498	0.55
0.1086	0.000982826	0.54	0.1015	0.000942733	0.53	0.1556	0.001185654	0.54
0.1237	0.001040961	0.53	0.1245	0.001044676	0.53	0.1275	0.001062888	0.53
0.1515	0.001176841	0.54	0.1511	0.001162904	0.54	0.1044	0.000977845	0.54
0.1596	0.001187191	0.53	0.1714	0.001256287	0.55	0.0776	0.000827702	0.53
平均		0.54	平均		0.54	平均		0.54

表 6-6 設置立體攔汙設施情況下之圓形孔口流量係數一覽表(1/2)

攔汙設施通透率(%)=70% 直徑=2 cm			攔汙設施通透率(%)=60% 直徑=2 cm			攔汙設施通透率(%)=50% 直徑=2 cm		
溢流水深(m)	流量(cms)	流量係數	溢流水深(m)	流量(cms)	流量係數	溢流水深(m)	流量(cms)	流量係數
0.1687	0.00033151	0.58	0.0742	0.00023282	0.61	0.0722	0.00021686	0.58
0.1508	0.00031437	0.58	0.1042	0.00026029	0.58	0.1043	0.00025357	0.56
0.1293	0.0003131	0.63	0.1239	0.00028256	0.58	0.1567	0.00031175	0.57
0.1081	0.0002653	0.58	0.1512	0.00030951	0.57	0.1242	0.00027403	0.56
0.0771	0.00023087	0.60	0.1711	0.00033398	0.58	0.1743	0.00035503	0.61
平均		0.59	平均		0.58	平均		0.58

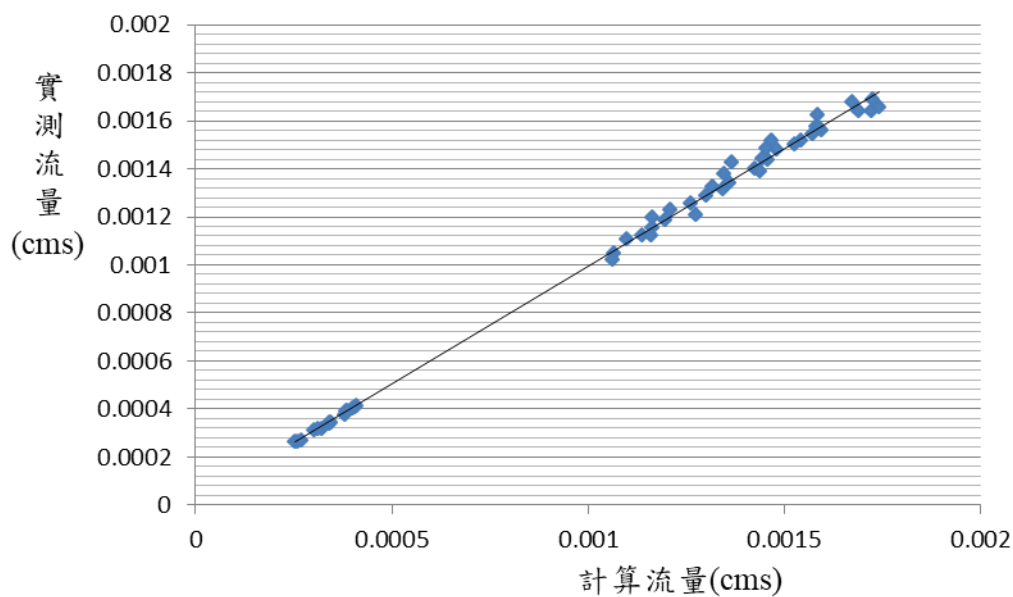


圖 6-2 方形孔口流實測流量與計算流量之關係圖

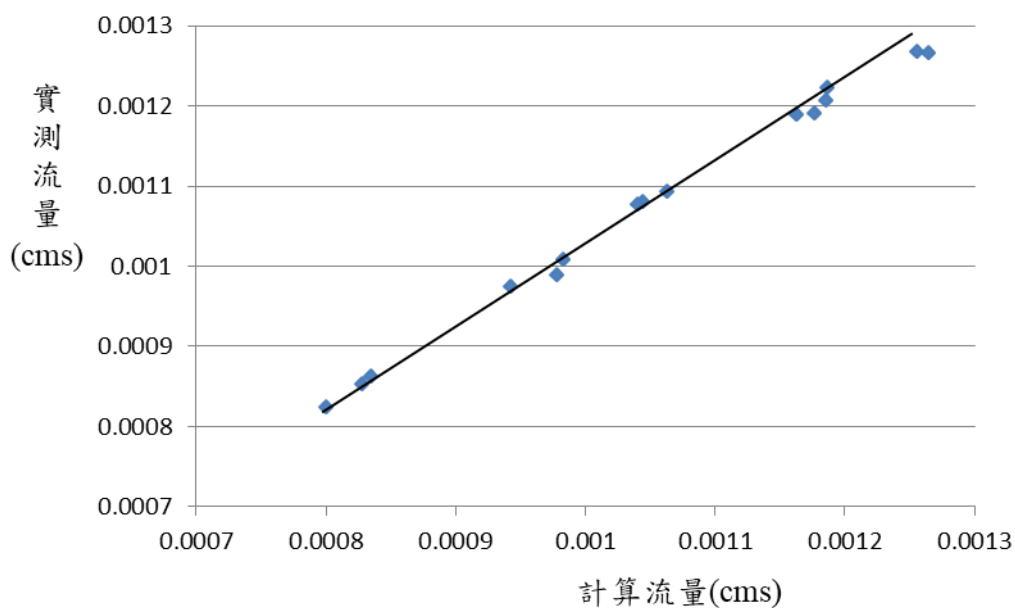


圖 6-3 圓形孔口流實測流量與計算流量之關係圖

第三節 重力式滯洪壩流量公式分析

從重力式滯洪壩之過流狀況，表現了矩形銳緣堰側向收縮和寬頂堰垂向收縮之綜合影響，其流況自是相當複雜。

一、進、出水口水深差問題

從試驗中發現，堰口與下游出流口間具有顯著之水深差，且隨著進水口水深的增加，堰口與出流口水深差也相應地增加，如表 6-為列出 3 種不同流動長度及開口寬度之堰口、出流口水深差及其相對跌落比。表中，受到側向收縮和垂向收縮之綜合作用，使進、出流口水深具有顯著的落差，其相對跌落比介於 36.1~44.5%之間，平均值達 40.5%，顯示其堰口水頭損失很大，導致堰口、出流口水深存在著高落差；此外，隨著開口寬度的增加，相對跌落比有著較低的表現，表徵開口寬越大，堰口水頭損失會隨之下降。

表 6-7 重力式滯洪壩堰口與出流口水深一覽表

流動長度 (m)	開口寬度 (m)	堰口水深 (m)	出流口水深 (m)	水深差 (m)	相對跌落比 (%)	平均
0.1	0.03	3.5	1.8	1.34	38.3	36.1
		5	2.4	2.08	41.6	
		7.5	3.9	2.83	37.7	
		8.6	4.2	3.41	39.7	
		9.6	4.3	4.31	44.9	
		10.6	5.9	3.61	34.1	
		11.2	6.4	3.65	32.6	
		13.5	7.8	4.31	31.9	
		14.5	9.5	3.52	24.3	
0.13	0.01	5.6	2.3	2.54	45.4	44.5
		5.9	2.57	2.82	47.8	
		9.3	4.2	4.3	46.2	
		12.7	6.3	5.32	41.9	
		15.9	8	6.56	41.3	
0.16	0.01	1.7	1.3	0.36	21.2	42.7
		5.6	2.9	2.41	43.0	
		7.0	3.4	3.22	46.0	
		9.0	3.7	4.74	52.7	
		9.2	3.7	4.74	51.5	
		11.7	5.6	5.46	46.7	
		12.2	6.3	5.28	43.3	
		13.5	7	5.81	43.0	
		15.3	9	5.63	36.8	

二、無立體攔汙設施時之流量公式

(一) 流量與溢流水深之關係

根據堰流流量基本方程[即式(4.6)]，可寫為

$$\frac{Q}{B\sqrt{2g}H^{3/2}} = C_d \quad (6.7)$$

由附表 7～附表 9 之相關數據代入上式計算流量係數，並繪製其關係如圖 6-～圖 6-所示。圖中，總體趨勢是流量係數隨著壩上水深的上升而增加趨勢相當明顯，流量係數 $C_d=0.17\sim0.32$ 之間，小於孔口流流量係數 0.59，顯示進口流速水頭損失相當大。

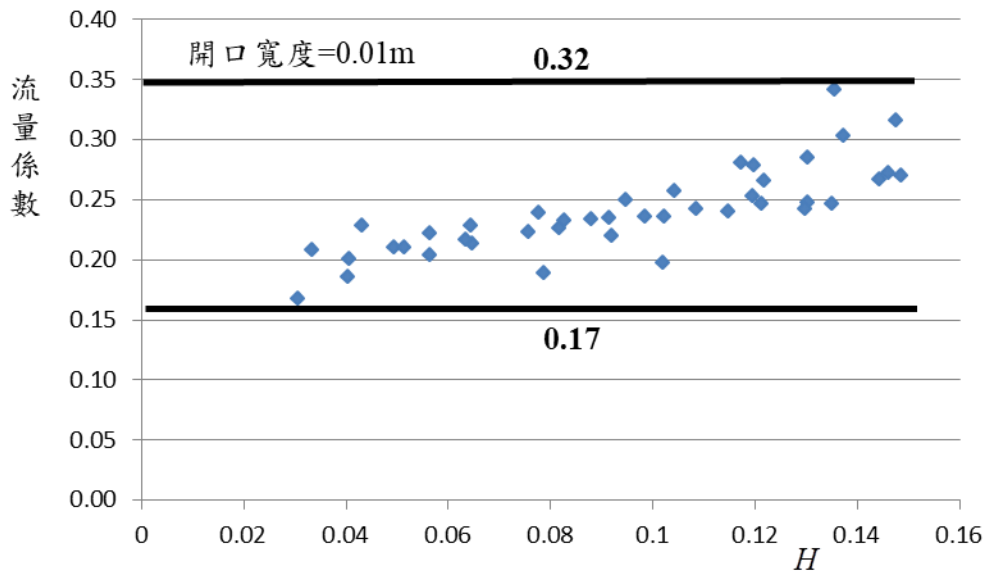


圖 6-4 當開口寬度 0.01m 時，重力式滯洪壩 C_d 與 H 之關係圖

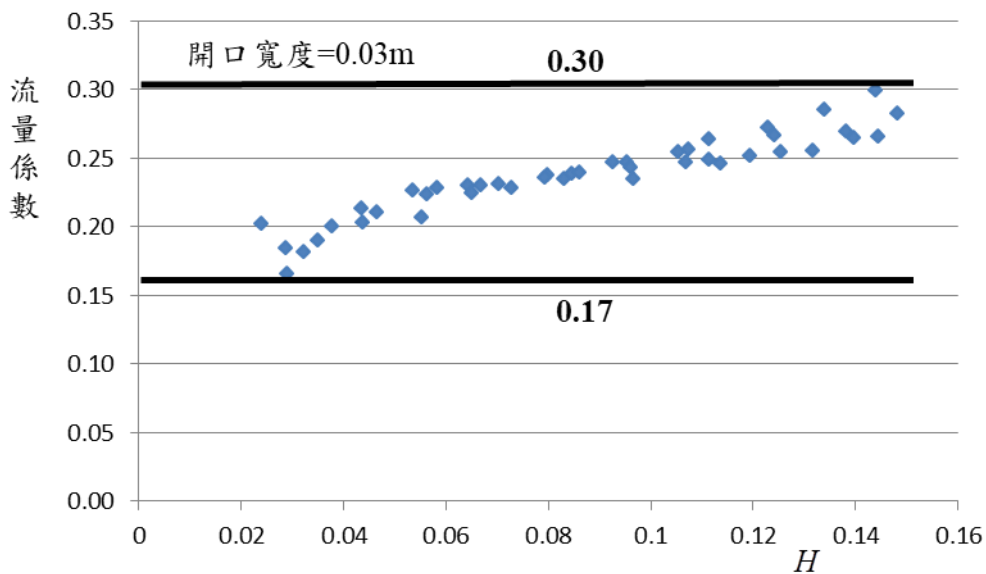


圖 6-5 當開口寬度 0.03m 時，重力式滯洪壩 C_d 與 H 之關係圖

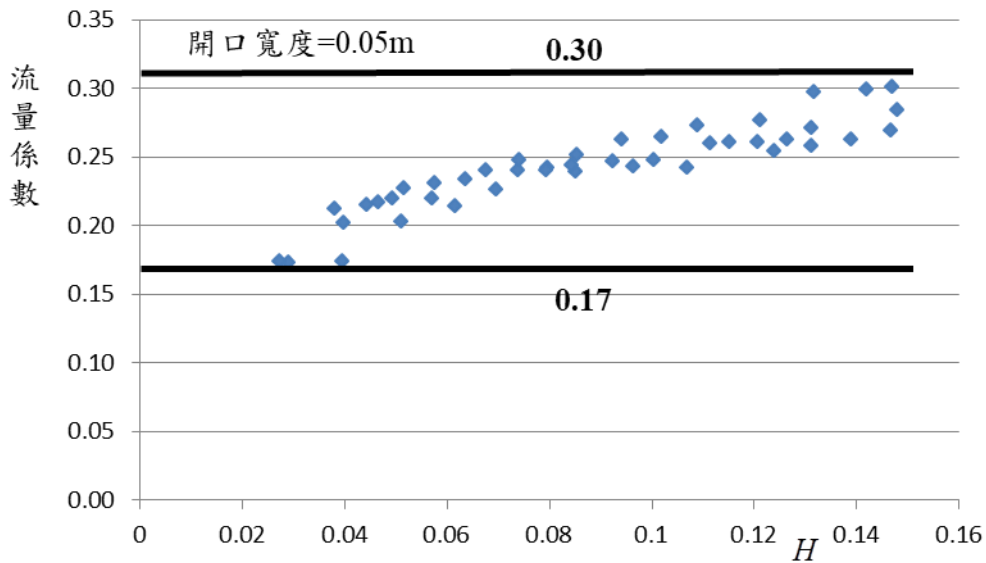


圖 6-6 當開口寬度 0.05m 時，重力式滯洪壩 C_d 與 H 之關係圖

由圖 6-~圖 6-得知，流量係數與堰上水深相關，故利用附表 7~附表 9 之 130 組試驗數據按照流量係數(C_d)與相對溢流水深(H/B)點繪於垂直座標中如圖 6-所示。圖中，流量係數(C_d)與相對溢流水深(H/B)間關係相關不明顯，呈現極低度相關，顯示與過往相關研究有顯著的差異，或許是來自側向和垂向收縮的雙重干擾所致。

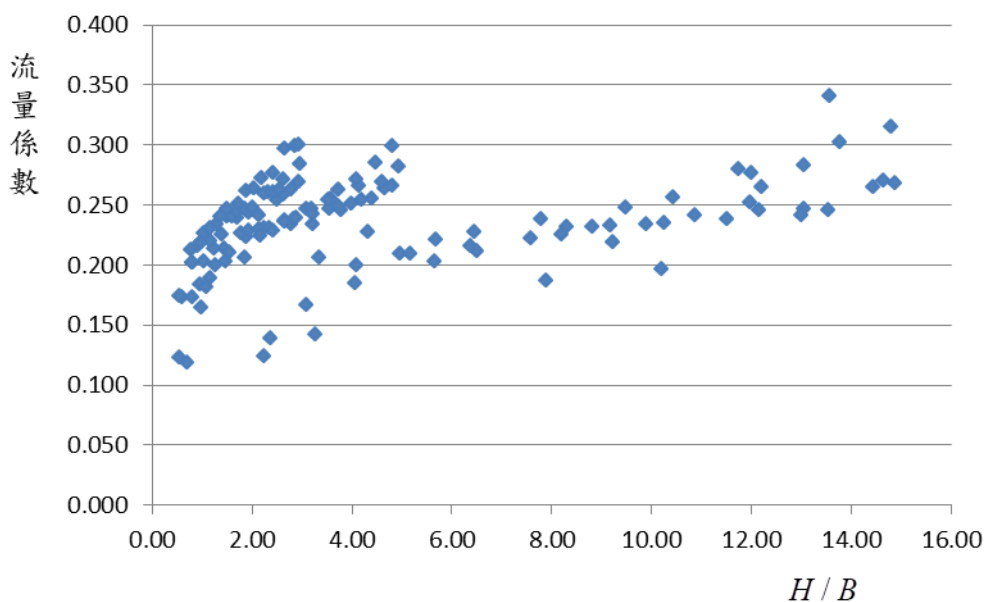


圖 6-7 重力式滯洪壩 C_d 與 H/B 之關係曲線

由以上分析本研究取流量係數(C_d)與相對溢流水深(H/B_w)

點繪於垂直座標中，並通過迴歸分析，可得流量係數表達式為：

$$C_d = 0.73 + 0.446 \frac{H}{B_w} \quad (6.8)$$

式中， H = 開口以上之水深； B_w = 滯洪壩底部長度(參見圖 5-2)。

上式判斷係數達 $r^2 = 0.8$ ，如圖 6-所示。將上式代入堰流流量基本方程，可得重力式滯洪壩流量公式為：

$$Q = \left(0.77 + 0.4 \frac{H}{B_w} \right) \sqrt{2g} B H^{1.5} \quad (6.9)$$

上式適用於： $H / B_w = 0.129 \sim 1.48$ 。相較於式(3.23)，式(6.9)係考量滯洪設施之實際布局，而以類似滯洪設施的箱型槽體進行試驗所建立，故適用於一般滯洪設施。

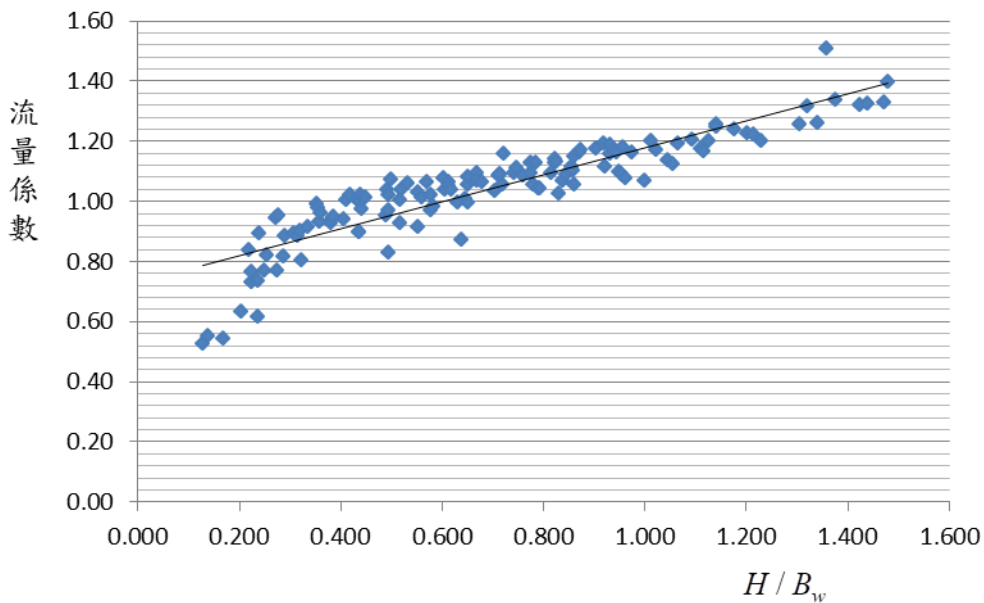


圖 6-8 重力式滯洪壩 C_d 與 H / B_w 之關係圖

(二) 流量與水力半徑之關係

從試驗過程得知，水流受到滯洪壩堰口兩側邊界之束狹作用，從而產生側向和垂向收縮問題，嚴重影響水流實際流出量；換言之，堰口兩側邊界對水流入流具有較為顯著之控制作用。

關於水流通過矩形且有側向束縮之堰流流況，其流量基本公

式為

$$Q = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} (B - 0.1nH) H^{3/2} \quad (3.8)$$

當 $n=2$ 時，上式成立的條件是： $H < 5B$ ，這對部分情況是難以滿足的，故上式在重力式滯洪壩之應用是不切實際的。

由於堰流受到兩側邊界之影響，將之類比於河渠水流，係屬於具有三維流態之窄深型河渠，則表徵其流動特性之特徵長度 (characteristic length) 應以水力半徑 (hydraulic radius) 來替代水深。

例如，矩形斷面之曼寧公式為：

$$Q_{(\text{渠流})} = \frac{A}{n} R^{2/3} S_o^{1/2} \quad (6.10)$$

式中， A =通水斷面積； S_o =渠底坡度； n =曼寧粗糙係數； R =水力半徑，係通水斷面積與潤濕週之比值，表徵通水斷面之輸水能力，即

$$R = \frac{A}{P} \quad (6.11)$$

式中， P =潤濕周($=B+2H$)，故上式可寫為

$$R = \frac{A}{P} = \frac{BH}{B+2H} \quad (6.12)$$

當渠流為不受兩側邊界所影響之寬廣渠道時，因 $B \gg H$ ，即 $H/B \approx 0$ ，故上式可簡化為：

$$R \approx H \quad (6.13)$$

換言之，在不受兩側邊界影響的條件下，可以水深替代水力半徑；反之，應以水力半徑作為表徵流動特性之特徵長度。因此，本研究即將堰流溢流水頭或水深以水力半徑替代，即

$$\frac{Q}{B\sqrt{2g}R^{3/2}} = C_d \quad (6.14)$$

由附表 7~附表 9 之相關數據代入上式計算流量係數，並繪製其關

係如圖 6-9 所示。圖中，流量係數隨著壩上水深的上升而增加，且其變化極具規律，經回歸分析可得：

$$C_d = 1.019 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.365} \quad (6.15)$$

上式判斷係數 $r^2 = 0.99$ ，其適用範圍 $H/B = 0.538 \sim 14.88$ 。將上式代入堰流流量基本方程，可得重力式滯洪壩流量公式為：

$$Q = 1.019 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.354} \sqrt{2g} B R^{1.5} \quad (6.16)$$

通過以上的分析表明，以水力半徑作為堰流流量公式之特徵水深，確實能夠較好地呈現堰流流量之變化規律。

以誤差波動係數評估式(6.16)，其最大誤差為 5.3%，平均值為 1.8%，而圓形孔口最大誤差為 5.1%，平均值為 2.0%。

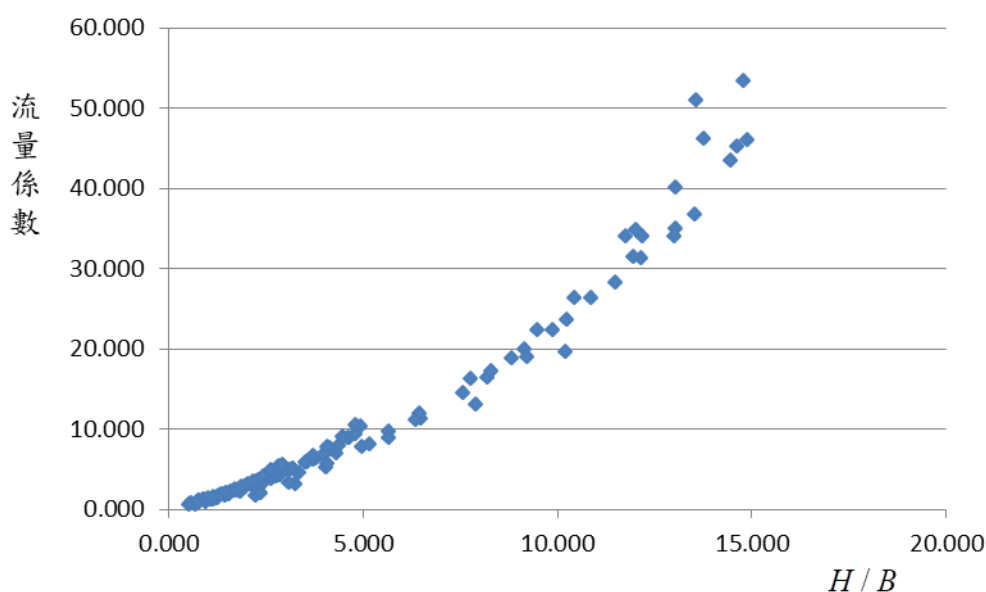


圖 6-9 重力式滯洪壩無設置立體攔汙設施下 C_d 與 H/B 之關係圖

三、設置立體攔汙設施時之流量公式

在原有條件不變的情況下，各重力式滯洪壩上游設置不同通透率(50%~70%)之半圓柱體攔汙設施，以了解攔汙設施對孔口流量係數之影響，其試驗數據如附表 10 至附表 13 所示。

由附表計算各試驗條件下，係按式(6.14)計算流量係數，並回歸分析流量係數與相對溢流水深(H/B)之關係為：

$$C_{d(\text{攔汙})} = 1.045 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.3921} \quad (6.17)$$

上式判斷係數達 $r^2 = 0.99$ ，其適用範圍 $H/B = 0.963 \sim 13.79$ 。上式顯示流量係數與相對溢流水深(H/B)間具有極高度相關，如圖 6-10 所示。將上式代入堰流流量基本方程，可得重力式滯洪壩流量公式為：

$$Q_{(\text{攔汙})} = 1.045 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.3921} \sqrt{2g} B R^{1.5} \quad (6.18)$$

將上式比較式(6.16)，有、無設置攔汙設施條件下對流量的阻滯影響並不顯著，經研判可能是由於重力式滯洪壩屬於條狀開口，其開口總面積與攔汙設施通透面積相近，使得攔汙設施對水流的阻滯效應並不明顯。因此，不考慮攔汙設施通透率之情況下，即將有、無攔汙設施的試驗數據予以合併進行回歸分析，可得：

$$Q_{(\text{全部})} = 1.029 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.38} \sqrt{2g} B R^{1.5} \quad (6.19)$$

上式判斷係數 $r^2 = 0.99$ ，其適用範圍 $H/B = 0.538 \sim 14.88$ 。

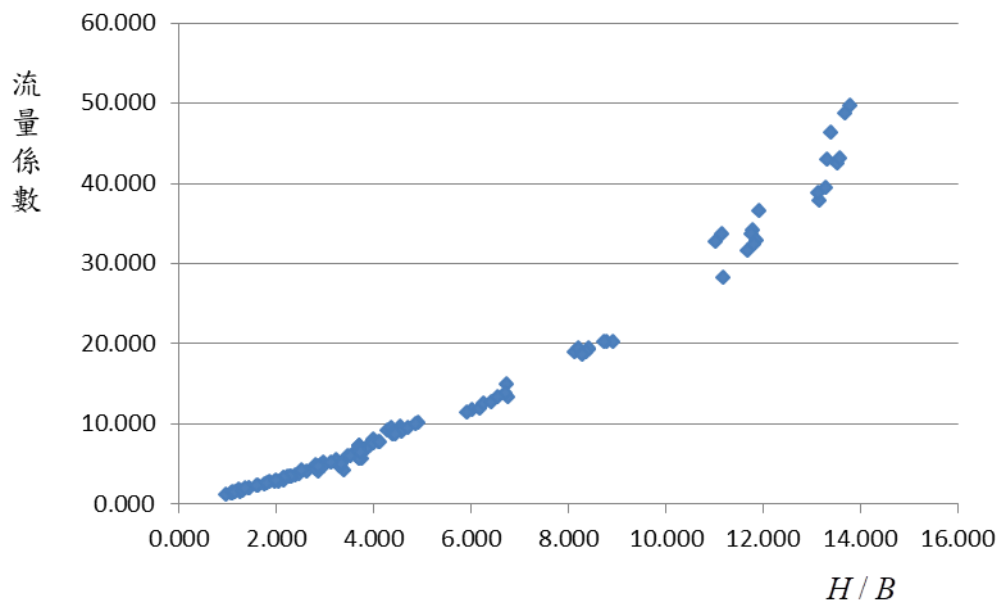
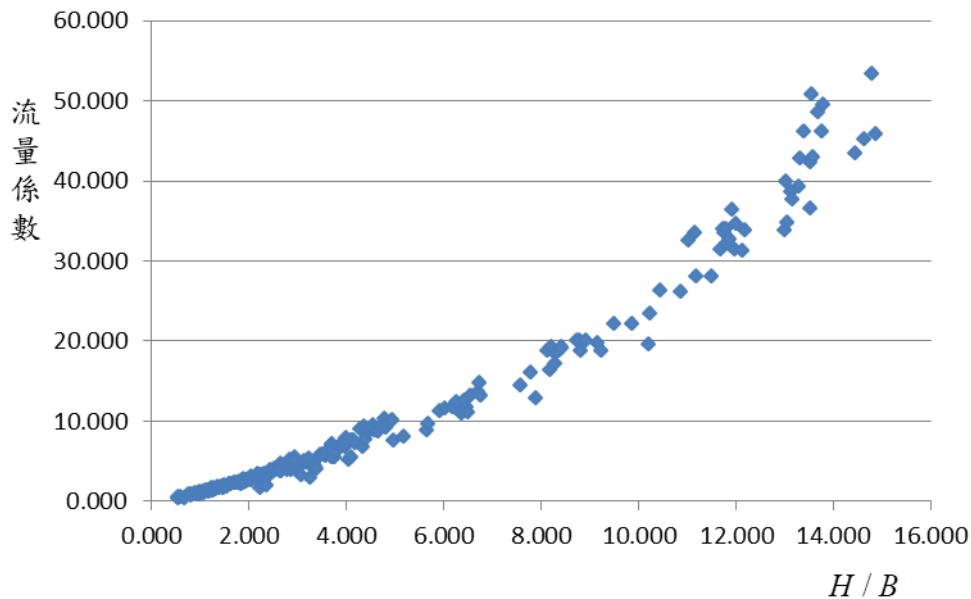


圖 6-10 重力式滯洪壩設置立體攔汙設施下 C_d 與 H/B 之關係圖圖 6-11 重力式滯洪壩有、無設置立體攔汙設施下 C_d 與 H/B 之關係圖

第四節 懸臂式滯洪壩流量公式分析

從懸臂式滯洪壩過流水面下降及水舌收縮下彎的情況，其流場與具側向收縮矩形銳緣堰較為相似，惟因壩頂因具有一定厚度，與銳緣堰略有差異，使得懸臂式滯洪壩過流時，水舌斷面受重力作用產生下彎，而沿著垂直斷面上又有不同的下彎程度，且互為干擾，導致過壩水流相當不穩定，如圖 6-12 所示。



圖 6-12 懸臂式滯洪壩過壩水流水舌下彎

一、無設置攔汙設施時之流量公式

(一)流量係數與壩上水深之關係

根據堰流流量基本方程[即式(4.6)]，可寫為

$$\frac{Q}{B\sqrt{2g}H^{3/2}} = C_d \quad (6.7)$$

由附表 14 之相關數據代入上式計算流量係數，並繪製其關係如圖 6-13 所示。圖中，流量係數隨著壩上水深呈現狹幅震盪，其值介於 0.5~0.6 之間，多數小於孔口流流量係數，但大於重力式滯洪壩，顯示堰口受到側向收縮影響而使流速水頭損失稍小於孔口流，卻大於重力式滯洪壩。

由於流量係數變動幅度不大，故本研究採用平均值方式確定懸臂式滯洪壩流量係數。經附表 14 合計 59 筆試驗數據進行統計平均，可得流量係數 $C_d = 0.54$ 。將該流量係數代入式(6.7)堰流流量基本公式，並與實測流量繪於垂直座標中，如圖 6-所示。圖中，通過流量

係數 $C_d = 0.54$ 計算懸臂式滯洪壩過壩流量，確實與實測值具有較好的相關性，判斷係數高達 $r^2 = 0.99$ 。這樣，懸臂式滯洪壩流量公式可表為

$$Q = 2.39BH^{1.5} \quad (6.20)$$

相較於以渠槽試驗方式建立之懸臂式滯洪壩流量公式[即式(3.24)]，除了係數略有差異外，最重要的是維持壩上水深 1.5 次方與流量之關係，確定懸臂式滯洪壩過流型態屬於一種堰流，其流動自是應符合堰流流量基本方程。

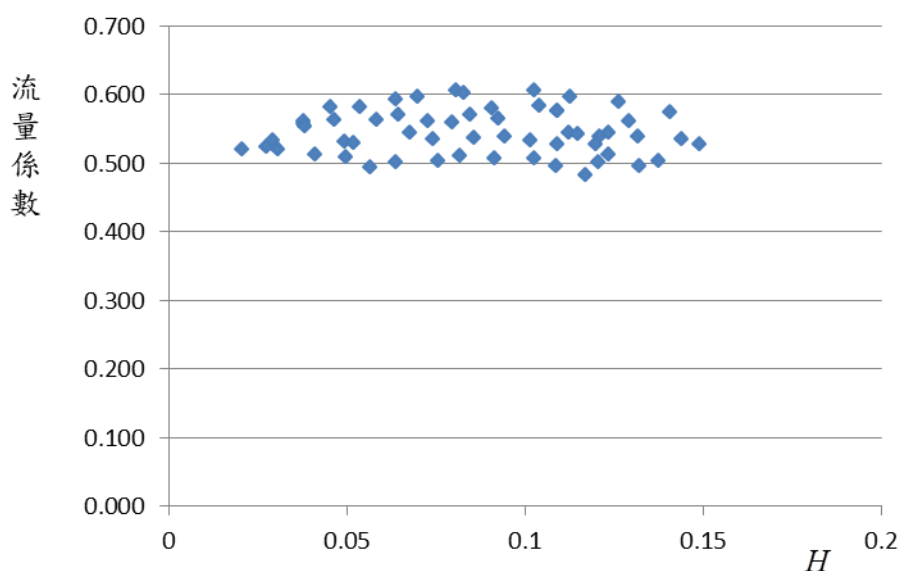


圖 6-13 懸臂式滯洪壩流量係數

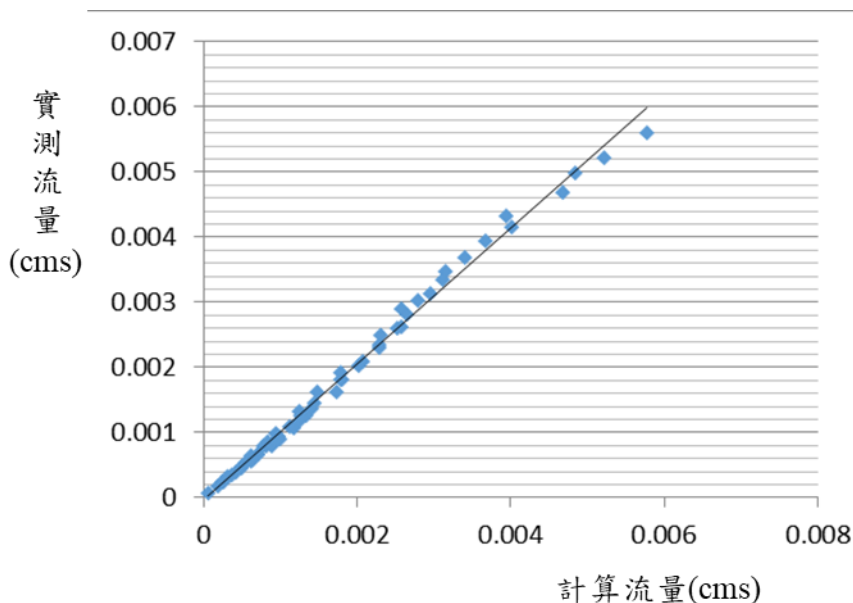


圖 6-14 懸臂式滯洪壩計算流量與實測流量之關係圖

(二)流量係數與水力半徑之關係

懸臂式滯洪壩與重力式滯洪壩一樣，堰上水流受到兩側邊界之束狹作用而發生顯著的側向收縮問題，使得影響其過壩流量的主導因子，不在是溢流水深，而是水力半徑。據此，參考重力式滯洪壩流量係數之定義，即式(6.14)，由附表 14 相關數據經計算後代入式(6.14)中，可得流量係數與相對溢流水深(H/B)之關係，如圖 6-所示。圖中，經迴歸分析可得

$$C_d = 2.08 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.56} \quad (6.21)$$

上式判斷係 $r^2 = 0.99$ ，其適用範圍 $H/B = 0.616 \sim 14.07$ 。將上式代入堰流流量基本方程，可得懸臂式滯洪壩流量公式為：

$$Q = 2.453 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.325} \sqrt{2g} B R^{1.5} \quad (6.22)$$

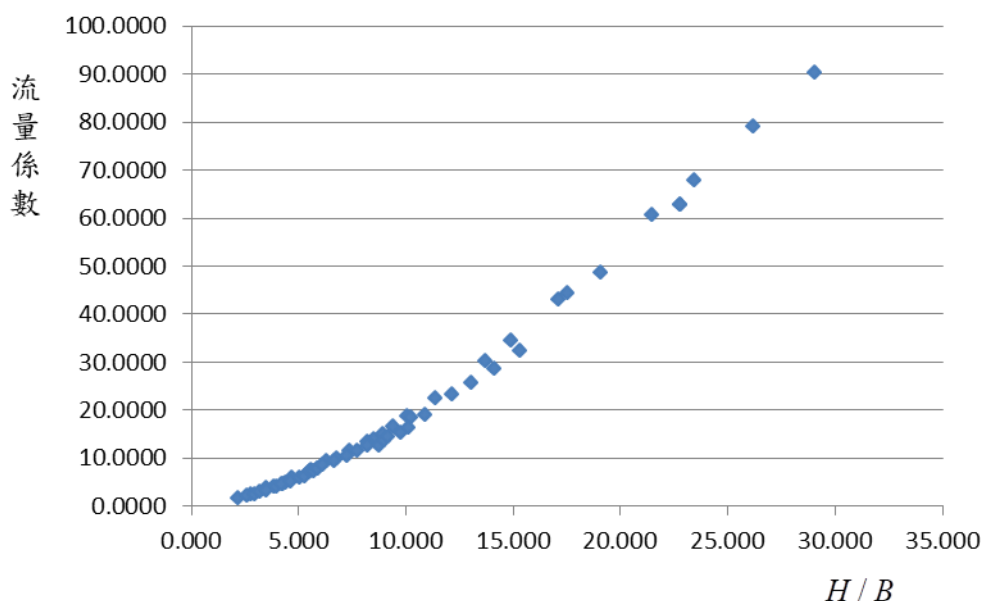


圖 6-15 懸臂式滯洪壩無設置立體攔汙設施下 C_d 與 H/B 之關係圖

二、設置攔汙設施時之流量公式

在原有條件不變的情況下，各重力式滯洪壩上游設置不同通透率(50~70%)之半圓柱體攔汙設施，以了解攔汙設施對孔口流量係數之影響，其試驗數據如附表 15 所示。

由附表計算各試驗條件下，係按式(6.10)計算流量係數，並參考式(6.11)回歸分析流量係數與相對溢流水深(H/B)之關係為：

$$C_{d(\text{攔汙})} = 2.27 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.28} \quad (6.23)$$

上式判斷係 $r^2 = 0.99$ ，其適用範圍 $H/B = 0.652 \sim 7.195$ ，如圖 6-16 所示。

將上式代入堰流流量基本方程，可得懸臂式滯洪壩流量公式為：

$$Q_{(\text{攔汙})} = 2.27 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.28} \sqrt{2g} B R^{1.5} \quad (6.24)$$

將上式比較式(6.22)，有、無設置攔汙設施條件下對流量的阻滯影響並不顯著，經研判應與重力式滯洪壩一樣，均屬於條狀開口，即便設置攔汙設施，其攔汙設施通透面積與壩體開口總面積相近，使得攔汙設施對水流的阻滯效應並不明顯。因此，不考慮攔汙設施通透率之情況

下，即將有、無攔汙設施的試驗數據予以合併進行回歸分析，可得：

$$Q_{(全部)} = 2.424 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.255} \sqrt{2g} B R^{1.5} \quad (6.25)$$

上式判斷係數 $r^2 = 0.99$ ，其適用範圍 $H/B = 0.616 \sim 7.38$ ，如圖 6-17 為流量係數(C_d)與相對溢流水深(H/B)之關係圖。

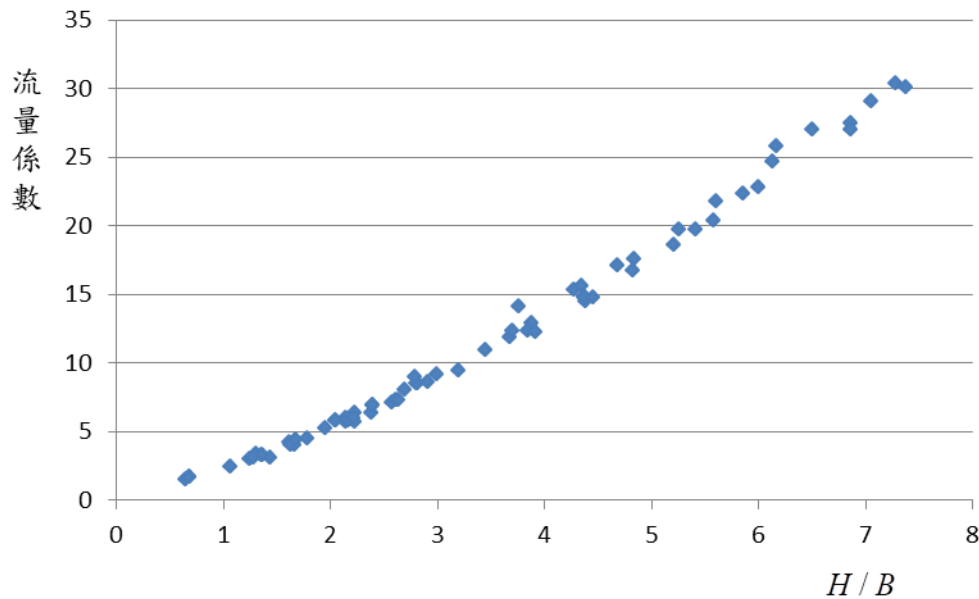


圖 6-16 懸臂式滯洪壩設置立體攔汙設施下 C_d 與 H/B 之關係圖

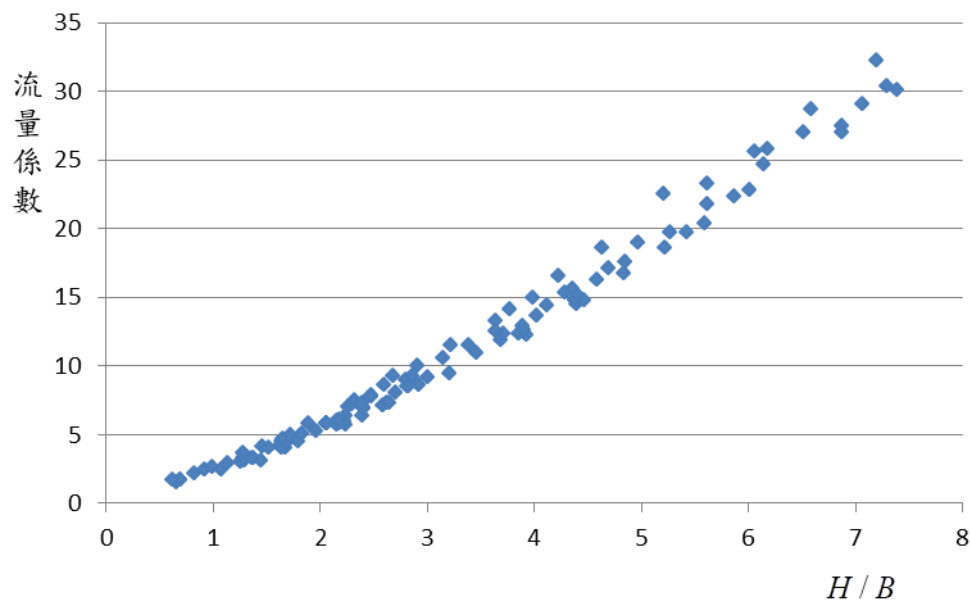


圖 6-17 懸臂式滯洪壩有、無設置立體攔汙設施下 C_d 與 H/B 之關係圖

第五節 滯洪壩與矩形緊急溢洪口共構情況下之流量公式分析

從滯洪設施運作，當滯洪設施入流洪峰流量超過設計洪峰流量時，理論上其水位應高過出水口，而與緊急溢洪口同時進行排洪，如圖 6-所示。表觀上，此時過壩水流流量應為滯洪壩及矩形溢洪口之和，但是由於受到：

①滯洪壩頂部厚度(重力式)、②壩體下游斜率(重力式)、③滯洪壩與矩形緊急溢洪口水流重疊處水流互為干擾等因素之綜合影響，使得在滯洪壩與緊急溢洪口同時溢流情況下之溢流流量，變得相當複雜，其相關試驗數據如附表 16 所示。

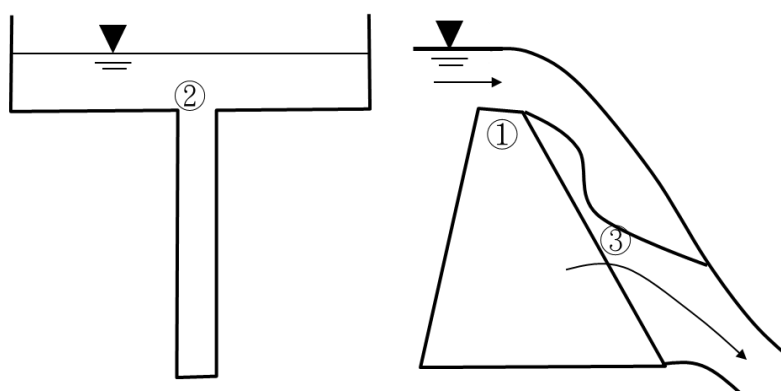


圖 6-18 滯洪壩與矩形緊急溢洪口共構情況下之溢流流況

一、矩形緊急溢洪口溢流流量公式

雖然矩形緊急溢洪口之溢流流況與懸臂式滯洪壩相類似，但受到相對溢流水深(H/B)影響，懸臂式滯洪壩與矩形緊急溢洪口於溢流過程有下列兩種相反的現象，包括：

- (一)側向收縮問題：由於懸臂式滯洪壩相對溢流水深(H/B)較大，受到兩側邊界影響而有明顯側向收縮現象，而矩形緊急溢洪口之側向收縮問題較不明顯。
- (二)水舌下彎問題：正因為相對溢流水深(H/B)較大，使得懸臂式滯洪壩水舌得以自由射流方式脫離壩頂，惟矩形緊急溢洪口下射水舌則因嚴重下彎而部分水流貼著壩下游面，形成沿壁射流，造成溢流水

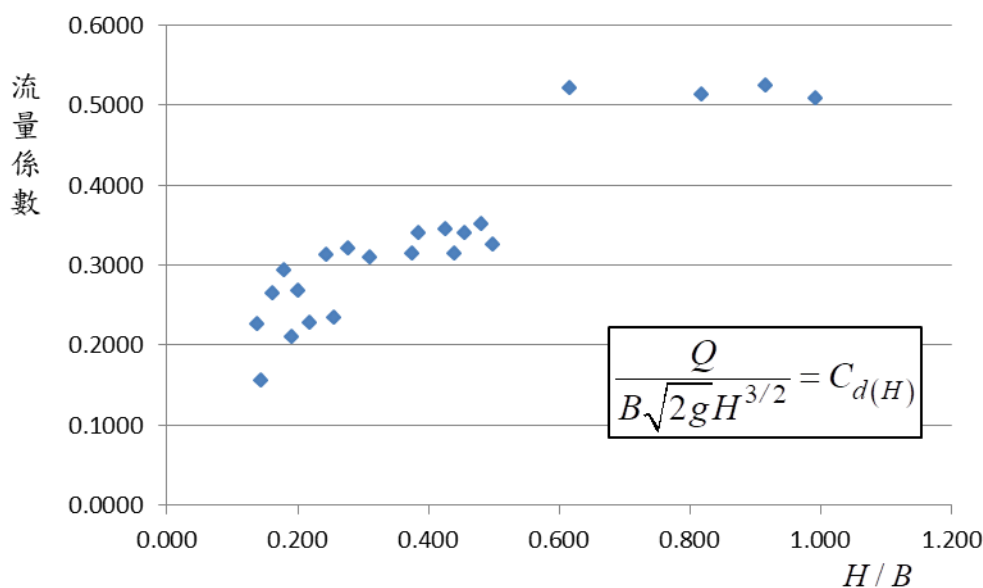
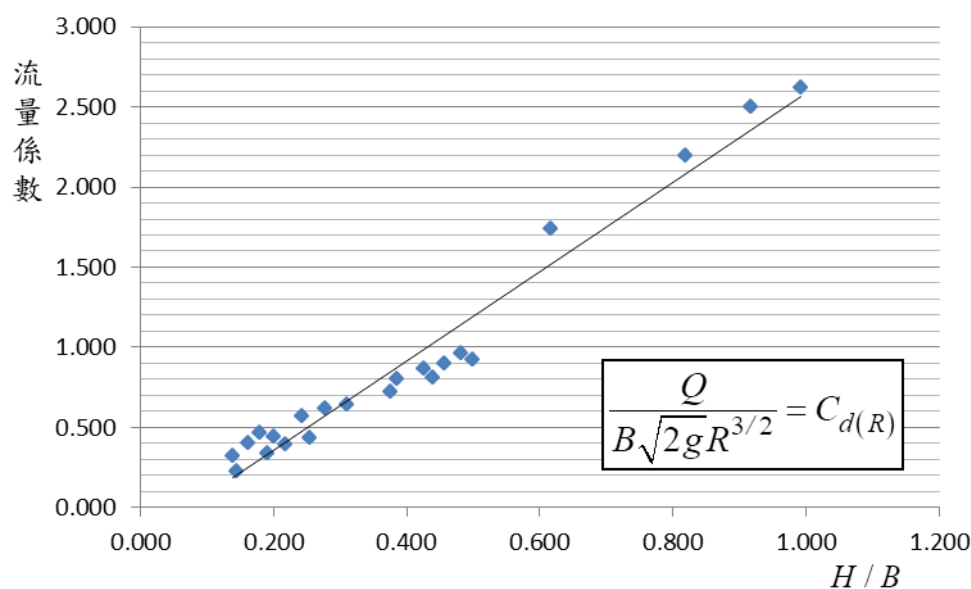
深即為不穩定。

此外，本研究發現，當相對溢流水深 $H/B \leq 1.0$ 時，不論是矩形緊急溢洪口或懸臂式滯洪壩均發生沿壁射流現象，故將附表 14 懸臂式滯洪壩試驗數據中相對溢流水深 $H/B \leq 1.0$ 之流況，與矩形緊急溢洪口一併進行分析，如表 6-8 所示。表中，分別採用溢流水深及水力半徑作為主要參數，分析流量係數之變化規律如圖 6-及圖 6-20 所示。圖中可以看出，以水力半徑推估流量係數之關係，優於溢流水深，這與重力式和懸臂式滯洪壩有著相同的結果，但是其變化規律異於懸臂式滯洪壩，故必須獨力推估矩形緊急溢洪口溢流流量公式。

表 6-8 矩形緊急溢洪口與懸臂式滯洪壩溢流流量分析

	B_r (m)	H_r (m)	Q_r (cms)	R_r (m)	H_r / B_r	C_d
矩形 緊急 溢 洪 口	0.15	0.0217	0.000332	0.0168	0.145	1.014
	0.15	0.0286	0.000676	0.0207	0.191	1.513
	0.15	0.0383	0.001167	0.0254	0.255	1.927
	0.15	0.0328	0.000899	0.0228	0.219	1.738
	0.15	0.0208	0.00045	0.0163	0.139	1.444
	0.15	0.0242	0.000662	0.0183	0.161	1.783
	0.15	0.0302	0.000935	0.0215	0.201	1.973
	0.15	0.0365	0.001449	0.0246	0.243	2.511
	0.15	0.0417	0.001814	0.0268	0.278	2.757
	0.15	0.0578	0.003135	0.0326	0.385	3.543
	0.15	0.0639	0.003706	0.0345	0.426	3.855
	0.15	0.0685	0.004045	0.0358	0.457	3.981
	0.15	0.0748	0.004428	0.0374	0.499	4.073
懸臂 式滯 洪壩	0.05	0.0308	0.000623	0.0138	0.616	7.688
	0.05	0.0409	0.000939	0.0155	0.818	9.717
	0.03	0.0275	0.000317	0.0097	0.917	11.061
	0.05	0.0496	0.001242	0.0166	0.992	11.590

註： B_r = 矩形緊急溢洪口底寬； H_r = 矩形緊急溢洪口溢流水深； R_r = 矩形緊急溢洪口水力半徑； Q_r = 矩形緊急溢洪口溢流流量。

圖 6-19 矩形緊急溢洪口 $C_{d(H)}$ 與 H/B 之關係圖圖 6-20 矩形緊急溢洪口 $C_{d(R)}$ 與 H/B 之關係曲線

根據圖 6-通過迴歸分析可得流量係數表達式為：

$$C_{d(R)} = 2.79 \frac{H}{B} - 0.2023 \quad (6.26)$$

上式判斷係 $r^2 = 0.96$ ，其適用範圍 $H/B = 0.145 \sim 0.992$ 。將上式代入堰流流量基本方程，可得矩形緊急溢洪口流量公式為：

$$Q = \left(2.79 \frac{H}{B} - 0.2023 \right) B \sqrt{2g} R^{1.5} \quad (6.27)$$

二、重力式滯洪壩與緊急溢洪口同時溢流情況

當分別建立了重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口之流量公式後，本研究即放大試驗流量，直到水流從矩形緊急溢洪口溢出，形成重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時排洪之流況如圖 6-21 所示。圖中，水流自矩形緊急溢洪口溢出後，不僅形成沿壁射流，且水舌因下彎而與重力式滯洪壩溢出水流互為干擾，造成溢流水深呈現上下跳動之不穩定現象，其相關試驗數據如附表 17 所示。



圖 6-21 重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流水舌互為干擾狀況

(一)重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流流量之定性分析

理論上，當重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流時，其流量應分別為重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口流量之和。因此，本研究即利用式(6.16)及式(6.27)分別計算重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口之流量，如表 6-9 所示。表中發現，根據式(6.16)及式(6.27)分別計算重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口之流量均低於實測流量，其減少幅度最高達到 50%，而最低僅為 0.3%。這顯示兩種意涵：

- 1.在溢流流量不穩定的情形下，也造成溢流流量明顯的高低起伏現象，徒增分析上的難度。
- 2.直接疊加重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口之流量，作為重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流流量，會有嚴重的低估問題。

(二)重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流之流量公式

1.情境(1)：假設重力式滯洪壩計算之溢流流量為正確時，建立矩形緊急溢洪口之流量公式

此情境係假設採取式(6.14)計算重力式滯洪壩之溢流流量為正確時，嘗試建立新的矩形緊急溢洪口之流量公式，如表 6-10 所示。表中，利用式(6.14)計算重力式滯洪壩之溢流流量，在扣除總實測流量，即得剩餘之矩形緊急溢洪口溢流流量，接著計算其水力半徑及流量係數，並繪製流量係數與相對溢流水深之關係圖，如圖 6-22 所示。圖中，流量係數與相對溢流水深關係相當分散，並無規律可循，顯然兩者之間為低度相關。

2.情境(2)：假設矩形緊急溢洪口計算之溢流流量為正確時，建立重力式滯洪壩之流量公式

此情境係假設採取式(6.27)計算矩形緊急溢洪口之溢流流量為正確時，嘗試建立新的重力式滯洪壩之流量公式，如表 6-11 所示。表中，利用式(6.27)計算矩形緊急溢洪口之溢流流量，在扣除總實測流量，即得剩餘之重力式滯洪壩溢流流量，接著計算其水力半徑及流量係數，並繪製流量係數與相對溢流水深之關係圖，如圖 6-23 所示。圖中，流量係數與相對溢流水深關係相當分散，完全無規律可循，顯然兩者之間為極低度相關。

表 6-9 重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口共構時同時溢流之各種流量計算表

B_r (m)	B_d (m)	L_d (m)	H_T (m)	H_r (m)	Q_T (cms)	R_d (m)	Q_d (cms)	R_r (m)	Q_r (cms)	$Q_t = Q_d + Q_r$	$Q_T - Q_t$	誤差(%)
0.15	0.01	0.13	0.1642	0.0142	0.001205	0.004839	0.0006891	0.0119395	6.11E-05	0.000750	0.00045	37.7
0.15	0.01	0.13	0.1747	0.0247	0.001812	0.004839	0.0007494	0.0185807	4.52E-04	0.001202	0.00061	33.7
0.15	0.01	0.13	0.1844	0.0344	0.002531	0.004839	0.0008063	0.0235832	1.09E-03	0.001893	0.00064	25.2
0.15	0.01	0.13	0.1942	0.0442	0.003325	0.004839	0.0008649	0.0278104	1.96E-03	0.002827	0.00050	15.0
0.15	0.01	0.13	0.2034	0.0534	0.004332	0.004839	0.0009208	0.0311916	2.97E-03	0.003887	0.00045	10.3
0.15	0.03	0.13	0.1661	0.0161	0.003154	0.013636	0.0022444	0.0132547	1.08E-04	0.002352	0.00080	25.4
0.15	0.03	0.13	0.1736	0.0236	0.003909	0.013636	0.0023827	0.0179513	3.96E-04	0.002779	0.00113	28.9
0.15	0.03	0.13	0.1789	0.0289	0.004326	0.013636	0.0024818	0.0208614	6.96E-04	0.003178	0.00115	26.5
0.15	0.03	0.13	0.1816	0.0316	0.004574	0.013636	0.0025326	0.0222326	8.79E-04	0.003411	0.00116	25.4
0.15	0.03	0.13	0.1609	0.0109	0.002876	0.013636	0.0021498	0.0095169	5.05E-06	0.002155	0.00072	25.1
0.15	0.01	0.1	0.1585	0.0085	0.001108	0.004839	0.0006569	0.0076347	-1.65E-05	0.000640	0.00047	42.2
0.15	0.01	0.1	0.1661	0.0161	0.001605	0.004839	0.0006999	0.0132547	1.08E-04	0.000808	0.00080	49.7
0.15	0.01	0.1	0.1788	0.0288	0.002155	0.004839	0.0007734	0.0208092	6.90E-04	0.001463	0.00069	32.1
0.15	0.01	0.1	0.1882	0.0382	0.002932	0.004839	0.0008289	0.0253092	1.40E-03	0.002229	0.00070	24.0
0.15	0.01	0.1	0.2057	0.0557	0.004164	0.004839	0.0009350	0.0319625	3.24E-03	0.004176	-0.00001	0.3
0.15	0.03	0.16	0.1673	0.0173	0.003273	0.013636	0.0022664	0.0140574	1.43E-04	0.002409	0.00086	26.4
0.15	0.03	0.16	0.1725	0.0225	0.004021	0.013636	0.0023623	0.0173077	3.44E-04	0.002706	0.00132	32.7
0.15	0.03	0.16	0.1879	0.0379	0.005096	0.013636	0.0026523	0.0251771	1.37E-03	0.004027	0.00107	21.0
0.15	0.03	0.16	0.1969	0.0469	0.005947	0.013636	0.0028258	0.0288556	2.24E-03	0.005065	0.00088	14.8
0.15	0.03	0.16	0.2086	0.0586	0.007278	0.013636	0.0030555	0.0328967	3.60E-03	0.006657	0.00062	8.5
0.15	0.01	0.1	0.1747	0.0247	0.001877	0.004839	0.0007494	0.0185807	4.52E-04	0.001202	0.00068	36.0

0.15	0.01	0.1	0.1842	0.0342	0.002558	0.004839	0.0008052	0.0234890	1.07E-03	0.001877	0.00068	26.6
0.15	0.01	0.1	0.1928	0.0428	0.003159	0.004839	0.0008565	0.0272496	1.82E-03	0.002680	0.00048	15.1
0.15	0.01	0.1	0.2042	0.0542	0.00423	0.004839	0.0009257	0.0314628	3.06E-03	0.003986	0.00024	5.8
0.15	0.01	0.1	0.2102	0.0602	0.004793	0.004839	0.0009628	0.0333950	3.81E-03	0.004769	0.00002	0.5
0.15	0.03	0.16	0.1698	0.0198	0.003305	0.013636	0.0023124	0.0156646	2.29E-04	0.002542	0.00076	23.1
0.15	0.03	0.16	0.1781	0.0281	0.003812	0.013636	0.0024668	0.0204413	6.46E-04	0.003113	0.00070	18.3
0.15	0.03	0.16	0.1863	0.0363	0.004793	0.013636	0.0026218	0.0244609	1.24E-03	0.003861	0.00093	19.4
0.15	0.03	0.16	0.1931	0.0431	0.005168	0.013636	0.0027522	0.0273709	1.85E-03	0.004605	0.00056	10.9
0.15	0.03	0.16	0.2022	0.0522	0.005941	0.013636	0.0029292	0.0307783	2.83E-03	0.005755	0.00019	3.1

註： B_r = 矩形緊急溢洪口底寬； B_d = 重力式滯洪壩開口寬度； L_d = 重力式滯洪壩底長； H_T = 自滯洪壩底起算之總溢流水深； H_r = 矩形緊急溢洪口溢流水深； Q_T = 總溢流實測流量； R_d = 重力式滯洪壩水力半徑； Q_d = 重力式滯洪壩計算之溢流流量； R_r = 矩形緊急溢洪口水力半徑； Q_r = 矩形緊急溢洪口計算之溢流流量； Q_t = 計算總溢流流量。

表 6-10 情境(1)：矩形緊急溢洪口之流量係數計算

B_r (m)	B_d (m)	H_T (m)	H_r (m)	Q_T (cms)	R_d (m)	Q_d (cms)	$Q_T - Q_d$	R_r	H_r / B_r	C_d
0.15	0.01	0.1642	0.0142	0.001205	0.004839	0.0006891	0.0005156	0.0119	0.095	2.031
0.15	0.01	0.1747	0.0247	0.001812	0.004839	0.0007494	0.0010622	0.0186	0.165	1.824
0.15	0.01	0.1844	0.0344	0.002531	0.004839	0.0008063	0.0017248	0.0236	0.229	1.802
0.15	0.01	0.1942	0.0442	0.003325	0.004839	0.0008649	0.0024602	0.0278	0.295	1.765
0.15	0.01	0.2034	0.0534	0.004332	0.004839	0.0009208	0.0034113	0.0312	0.356	1.843
0.15	0.03	0.1661	0.0161	0.003154	0.013636	0.0022444	0.0009093	0.0133	0.107	2.968
0.15	0.03	0.1736	0.0236	0.003909	0.013636	0.0023827	0.0015262	0.0180	0.157	2.806
0.15	0.03	0.1789	0.0289	0.004326	0.013636	0.0024818	0.0018441	0.0209	0.193	2.502
0.15	0.03	0.1816	0.0316	0.004574	0.013636	0.0025326	0.0020411	0.0222	0.211	2.422
0.15	0.03	0.1609	0.0109	0.002876	0.013636	0.0021498	0.0007259	0.0095	0.073	4.253
0.15	0.01	0.1585	0.0085	0.001108	0.004839	0.0006569	0.0004511	0.0076	0.057	3.838
0.15	0.01	0.1661	0.0161	0.001605	0.004839	0.0006999	0.0009048	0.0133	0.107	2.953
0.15	0.01	0.1788	0.0288	0.002155	0.004839	0.0007734	0.0013818	0.0208	0.192	1.885
0.15	0.01	0.1882	0.0382	0.002932	0.004839	0.0008289	0.0021029	0.0253	0.255	1.878
0.15	0.01	0.2057	0.0557	0.004164	0.004839	0.0009350	0.0032289	0.0320	0.371	1.638
0.15	0.03	0.1673	0.0173	0.003273	0.013636	0.0022664	0.0010061	0.0141	0.115	2.948
0.15	0.03	0.1725	0.0225	0.004021	0.013636	0.0023623	0.0016591	0.0173	0.150	3.277
0.15	0.03	0.1879	0.0379	0.005096	0.013636	0.0026523	0.0024432	0.0252	0.253	2.208
0.15	0.03	0.1969	0.0469	0.005947	0.013636	0.0028258	0.0031208	0.0289	0.313	2.048
0.15	0.03	0.2086	0.0586	0.007278	0.013636	0.0030555	0.0042222	0.0329	0.391	1.984

0.15	0.01	0.1747	0.0247	0.001877	0.004839	0.0007494	0.0011279	0.0186	0.165	1.937
0.15	0.01	0.1842	0.0342	0.002558	0.004839	0.0008052	0.0017524	0.0235	0.228	1.847
0.15	0.01	0.1928	0.0428	0.003159	0.004839	0.0008565	0.0023023	0.0272	0.285	1.733
0.15	0.01	0.2042	0.0542	0.00423	0.004839	0.0009257	0.0033042	0.0315	0.361	1.746
0.15	0.01	0.2102	0.0602	0.004793	0.004839	0.0009628	0.0038299	0.0334	0.401	1.729
0.15	0.03	0.1698	0.0198	0.003305	0.013636	0.0023124	0.0009925	0.0157	0.132	2.375
0.15	0.03	0.1781	0.0281	0.003812	0.013636	0.0024668	0.0013453	0.0204	0.187	1.904
0.15	0.03	0.1863	0.0363	0.004793	0.013636	0.0026218	0.0021708	0.0245	0.242	2.092
0.15	0.03	0.1931	0.0431	0.005168	0.013636	0.0027522	0.0024159	0.0274	0.287	1.800
0.15	0.03	0.2022	0.0522	0.005941	0.013636	0.0029292	0.0030115	0.0308	0.348	1.683

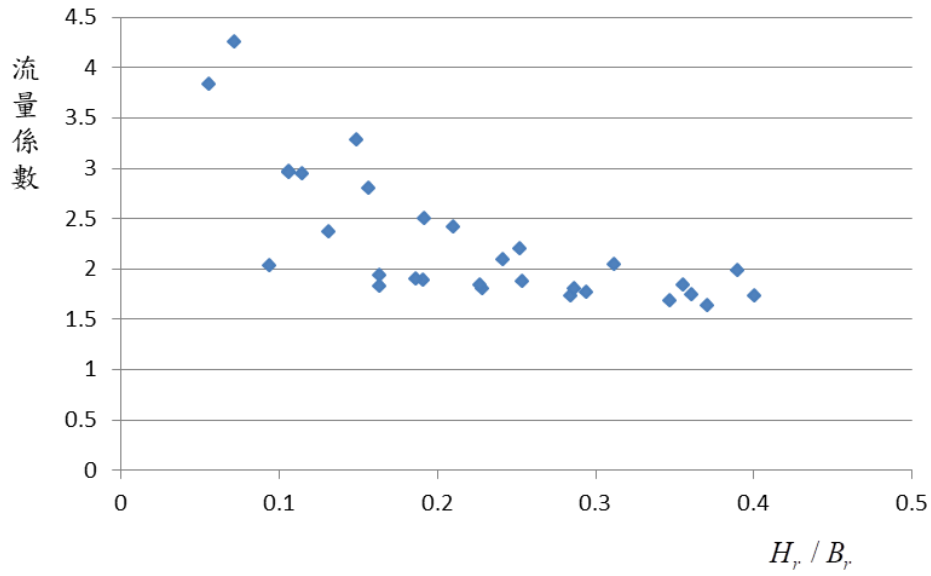


圖 6-22 情境(1)：矩形緊急溢洪口流量係數與相對溢流水深之關係圖

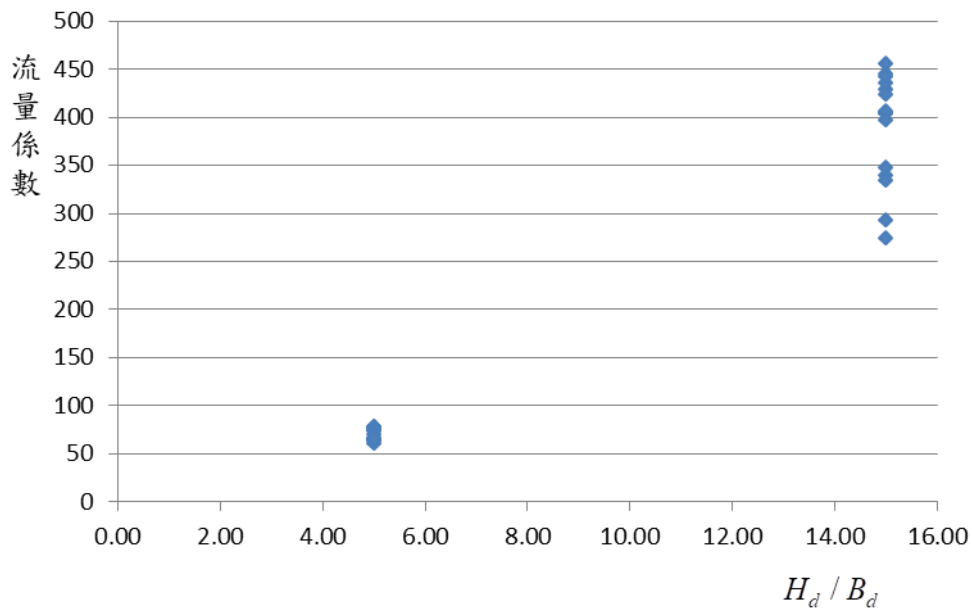


圖 6-23 情境(2)：矩形緊急溢洪口流量係數與相對溢流水深之關係圖

表 6-11 情境(2)：重力式滯洪壩之流量係數計算

B_r (m)	B_d (m)	H_T (m)	H_r (m)	Q_T (cms)	R_r (m)	Q_r (cms)	$Q_T - Q_r$	R_d	H_d / B_d	C_d
0.15	0.01	0.1642	0.0142	0.001205	0.0119395	6.11E-05	0.001144	0.004839	15	339.8
0.15	0.01	0.1747	0.0247	0.001812	0.0185807	4.52E-04	0.00136	0.004839	15	403.9
0.15	0.01	0.1844	0.0344	0.002531	0.0235832	1.09E-03	0.001444	0.004839	15	429.1
0.15	0.01	0.1942	0.0442	0.003325	0.0278104	1.96E-03	0.001363	0.004839	15	405.0
0.15	0.01	0.2034	0.0534	0.004332	0.0311916	2.97E-03	0.001366	0.004839	15	405.9
0.15	0.03	0.1661	0.0161	0.003154	0.0132547	1.08E-04	0.003046	0.013636	5	63.8
0.15	0.03	0.1736	0.0236	0.003909	0.0179513	3.96E-04	0.003513	0.013636	5	73.5
0.15	0.03	0.1789	0.0289	0.004326	0.0208614	6.96E-04	0.003629	0.013636	5	76.0
0.15	0.03	0.1816	0.0316	0.004574	0.0222326	8.79E-04	0.003695	0.013636	5	77.4
0.15	0.03	0.1609	0.0109	0.002876	0.0095169	5.05E-06	0.002871	0.013636	5	60.1
0.15	0.01	0.1661	0.0161	0.001605	0.0132547	1.08E-04	0.001497	0.004839	15	444.7
0.15	0.01	0.1788	0.0288	0.002155	0.0208092	6.90E-04	0.001465	0.004839	15	435.3
0.15	0.01	0.1882	0.0382	0.002932	0.0253092	1.40E-03	0.001532	0.004839	15	455.0
0.15	0.01	0.2057	0.0557	0.004164	0.0319625	3.24E-03	0.000923	0.004839	15	274.1
0.15	0.03	0.1673	0.0173	0.003273	0.0140574	1.43E-04	0.00313	0.013636	5	65.5
0.15	0.03	0.1725	0.0225	0.004021	0.0173077	3.44E-04	0.003678	0.013636	5	77.0
0.15	0.03	0.1879	0.0379	0.005096	0.0251771	1.37E-03	0.003721	0.013636	5	77.9
0.15	0.03	0.1969	0.0469	0.005947	0.0288556	2.24E-03	0.003707	0.013636	5	77.6
0.15	0.03	0.2086	0.0586	0.007278	0.0328967	3.60E-03	0.003676	0.013636	5	77.0

滯洪設施各式出水口流量公式之試驗研究

0.15	0.01	0.1747	0.0247	0.001877	0.0185807	4.52E-04	0.001425	0.004839	15	423.5
0.15	0.01	0.1842	0.0342	0.002558	0.0234890	1.07E-03	0.001486	0.004839	15	441.5
0.15	0.01	0.1928	0.0428	0.003159	0.0272496	1.82E-03	0.001335	0.004839	15	396.6
0.15	0.01	0.2042	0.0542	0.00423	0.0314628	3.06E-03	0.001169	0.004839	15	347.4
0.15	0.01	0.2102	0.0602	0.004793	0.0333950	3.81E-03	0.000987	0.004839	15	293.1
0.15	0.03	0.1698	0.0198	0.003305	0.0156646	2.29E-04	0.003075	0.013636	5	64.4
0.15	0.03	0.1781	0.0281	0.003812	0.0204413	6.46E-04	0.003166	0.013636	5	66.3
0.15	0.03	0.1863	0.0363	0.004793	0.0244609	1.24E-03	0.003553	0.013636	5	74.4
0.15	0.03	0.1931	0.0431	0.005168	0.0273709	1.85E-03	0.003315	0.013636	5	69.4
0.15	0.03	0.2022	0.0522	0.005941	0.0307783	2.83E-03	0.003115	0.013636	5	65.2

註： H_d = 重力式滯洪壩高度(=0.15m)。

3.情境(3)：利用式(4.12)複合堰流量公式

根據式(4.12)複合堰流量公式為：

$$Q_{act} = \frac{2}{3} C_c \sqrt{2g} \left[B_1 H_1^{3/2} + B_2 \left(H_2^{3/2} - H_1^{3/2} \right) \right] \quad (4.12)$$

$$= C_d \sqrt{2g} \left[B_1 H_1^{3/2} + B_2 \left(H_2^{3/2} - H_1^{3/2} \right) \right]$$

式中， H_1 =重力式滯洪壩堰口高度(=0.15m)； H_2 =自重力式滯洪壩堰口底部起算至水面間之水深； B_1 =重力式滯洪壩堰口寬度； B_2 =矩形溢洪口寬度(=0.15m)。將試驗數據代入上式計算流量係數 C_d =0.147~0.228，平均值 C_d =0.19。這樣利用流量係數 C_d =0.19 代入式(4.12)可得計算流量，比較實測流量，如圖 6-24 所示。結果顯示，計算流量與實測流量仍有較大的差異。

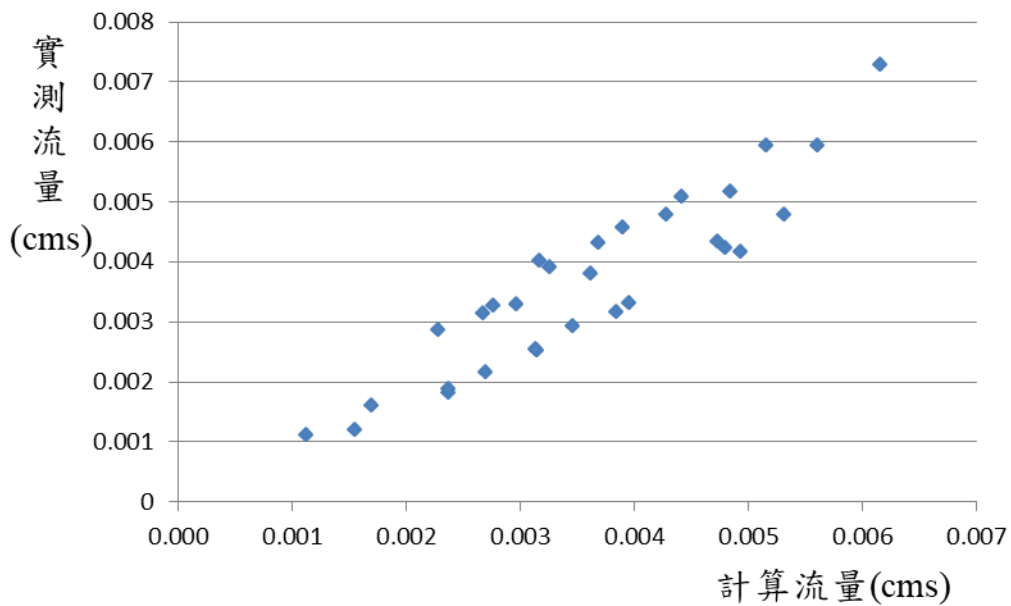


圖 6-24 情境(3)之計算流量與實測流量比較

4.情境(4)：建立重力式滯洪壩與緊急溢洪口同時溢流之流量公式

根據重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流流量之定性分析，以及情境(1)及(2)之分析結果顯示，只能嘗試建立重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流流況下之流量公式。因此，本研究

應用明渠水力學定義重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流流況下之水力半徑及水力均寬，即

$$R_T = \frac{A_r + A_d}{P_r + P_d} \quad (6.28)$$

$$P_d = 2H_d + B_d \quad (6.29)$$

$$P_r = 2H_r + B_r - B_d \quad (6.30)$$

$$B_T = \frac{B_r H_r + B_d H_d}{H_T} \quad (6.31)$$

式中， R_T =重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口之水力半徑，或稱為綜合水力半徑； P_d =重力式滯洪壩潤濕周； P_r =矩形緊急溢洪口潤濕周； B_T =重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口之水力均寬。上式各項因子，如圖 6-25 所示。根據以上各式計算結果，如表 6-12 所示。

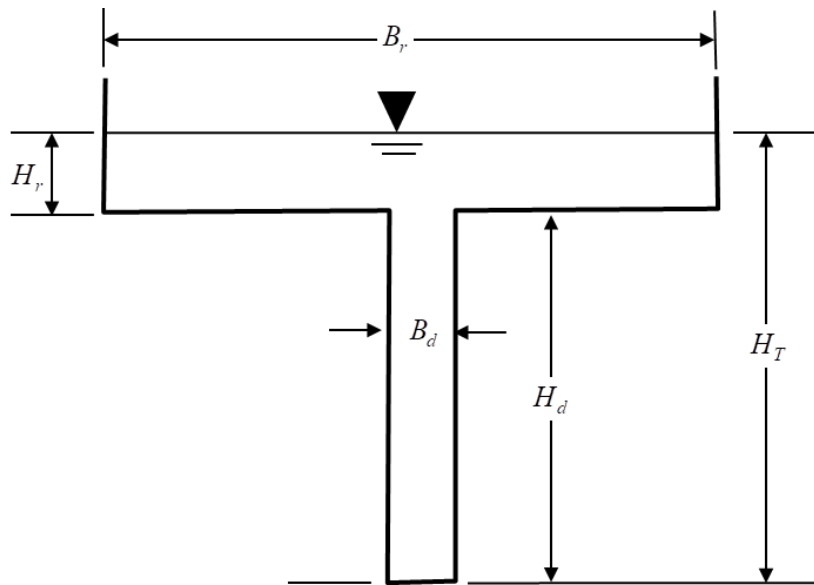


圖 6-25 重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流之各水深定義示意圖

根據式(6.28)至式(6.31)可得重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流時之流量係數為：

$$C_{dT} = \frac{Q_T}{\sqrt{2g} B_T R_T^{1.5}} \quad (6.32)$$

這樣，由表 6-12 中之流量係數與相對溢流水深(H/B_T)繪於直角坐標，如圖 6-26 所示，並進行迴歸分析可得：

$$C_{dT} = 3.48 \frac{H_T}{B_T} - 2.396 \quad (6.33)$$

上式判斷係 $r^2=0.94$ ，其適用範圍 $H_T/B_T=2.354\sim8.568$ 。將上式代入堰流流量基本方程，可得矩形緊急溢洪口流量公式為：

$$Q = \left(3.48 \frac{H_T}{B_T} - 2.396 \right) \sqrt{2g} B_T R_T^{1.5} \quad (6.34)$$

上式判斷係數低於 0.95，顯示這種複合堰受到邊界影響而有較為複雜且不安定的流況。

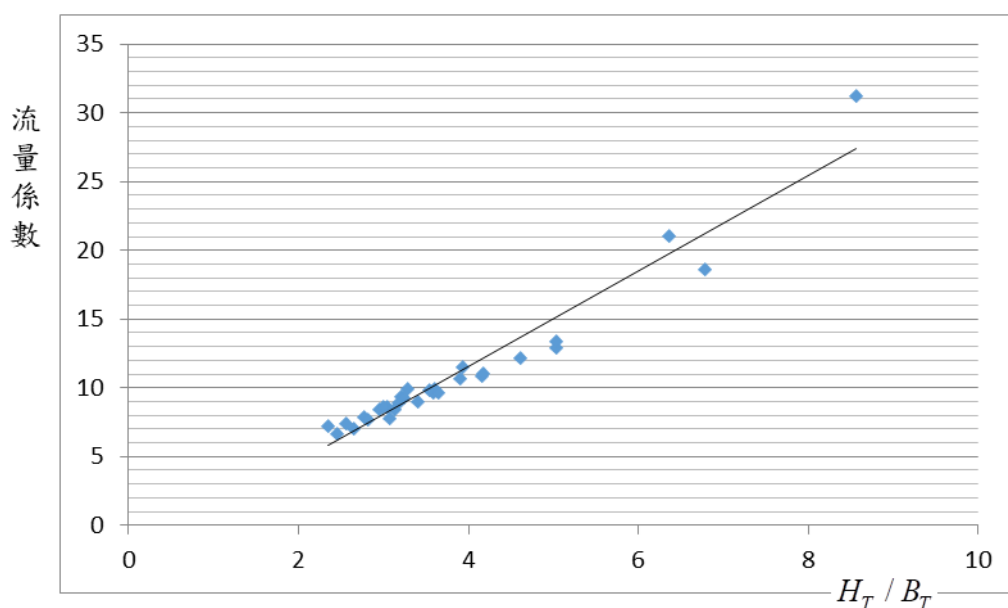


圖 6-26 重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流時流量係數與相對溢流水深之關係圖

表 6-12 情境(4)：重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流之流量係數計算

B_r (m)	B_d (m)	H_T (m)	H_r (m)	Q_T (cms)	B_r (m)	B_T (m)	R_T (m)	H/B_T	C_{dT}
0.15	0.01	0.13	0.1642	0.0142	0.001205	0.022	0.008	6.785	18.623
0.15	0.01	0.13	0.1747	0.0247	0.001812	0.030	0.010	5.035	12.908
0.15	0.01	0.13	0.1844	0.0344	0.002531	0.036	0.013	4.153	10.883
0.15	0.01	0.13	0.1942	0.0442	0.003325	0.042	0.015	3.583	9.669
0.15	0.01	0.13	0.2034	0.0534	0.004332	0.047	0.017	3.208	9.376
0.15	0.03	0.13	0.1661	0.0161	0.003154	0.042	0.014	3.603	9.964
0.15	0.03	0.13	0.1736	0.0236	0.003909	0.046	0.016	3.239	9.271
0.15	0.03	0.13	0.1789	0.0289	0.004326	0.049	0.017	3.037	8.622
0.15	0.03	0.13	0.1816	0.0316	0.004574	0.051	0.018	2.948	8.404
0.15	0.03	0.13	0.1609	0.0109	0.002876	0.038	0.013	3.934	11.489
0.15	0.01	0.1	0.1585	0.0085	0.001108	0.018	0.006	8.568	31.208
0.15	0.01	0.1	0.1661	0.0161	0.001605	0.024	0.008	6.364	21.021
0.15	0.01	0.1	0.1788	0.0288	0.002155	0.033	0.011	4.608	12.181
0.15	0.01	0.1	0.1882	0.0382	0.002932	0.038	0.014	3.905	10.709
0.15	0.01	0.1	0.2057	0.0557	0.004164	0.048	0.018	3.131	8.441
0.15	0.03	0.16	0.1673	0.0173	0.003273	0.042	0.015	3.537	9.839
0.15	0.03	0.16	0.1725	0.0225	0.004021	0.046	0.016	3.286	9.916
0.15	0.03	0.16	0.1879	0.0379	0.005096	0.054	0.019	2.767	7.876
0.15	0.03	0.16	0.1969	0.0469	0.005947	0.059	0.021	2.560	7.422
0.15	0.03	0.16	0.2086	0.0586	0.007278	0.064	0.023	2.354	7.194
0.15	0.01	0.1	0.1747	0.0247	0.001877	0.030	0.010	5.035	13.376
0.15	0.01	0.1	0.1842	0.0342	0.002558	0.036	0.013	4.167	11.097
0.15	0.01	0.1	0.1928	0.0428	0.003159	0.041	0.015	3.652	9.659
0.15	0.01	0.1	0.2042	0.0542	0.00423	0.047	0.017	3.181	8.946
0.15	0.01	0.1	0.2102	0.0602	0.004793	0.050	0.018	2.994	8.615
0.15	0.03	0.16	0.1698	0.0198	0.003305	0.044	0.015	3.410	9.004
0.15	0.03	0.16	0.1781	0.0281	0.003812	0.049	0.017	3.065	7.790
0.15	0.03	0.16	0.1863	0.0363	0.004793	0.053	0.019	2.810	7.725
0.15	0.03	0.16	0.1931	0.0431	0.005168	0.057	0.020	2.642	7.030
0.15	0.03	0.16	0.2022	0.0522	0.005941	0.061	0.022	2.460	6.635

三、懸臂式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流情況

根據附表 18 試驗數據，參考重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流之分析過程及成果，對於懸臂式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流情況，可以按照式(6.28)～式(6.31)計算其水力半徑及水力均寬，再代入式(6.32)計算流量係數，如表 6-13 所示。表中，由流量係數(C_{dT})與相對溢流水深(H_T / B_T)經回歸分析可得

$$C_{dT} = 2.78 \frac{H_T}{B_T} - 1.58 \quad (6.35)$$

上式判斷係 $r^2 = 0.9$ ，其適用範圍： $H_T / B_T = 2.69 \sim 7.07$ ，如圖 6-所示。

將上式代入堰流流量基本方程，可得矩形緊急溢洪口流量公式為：

$$Q = \left(2.78 \frac{H_T}{B_T} - 1.58 \right) \sqrt{2g} B_T R_T^{1.5} \quad (6.36)$$

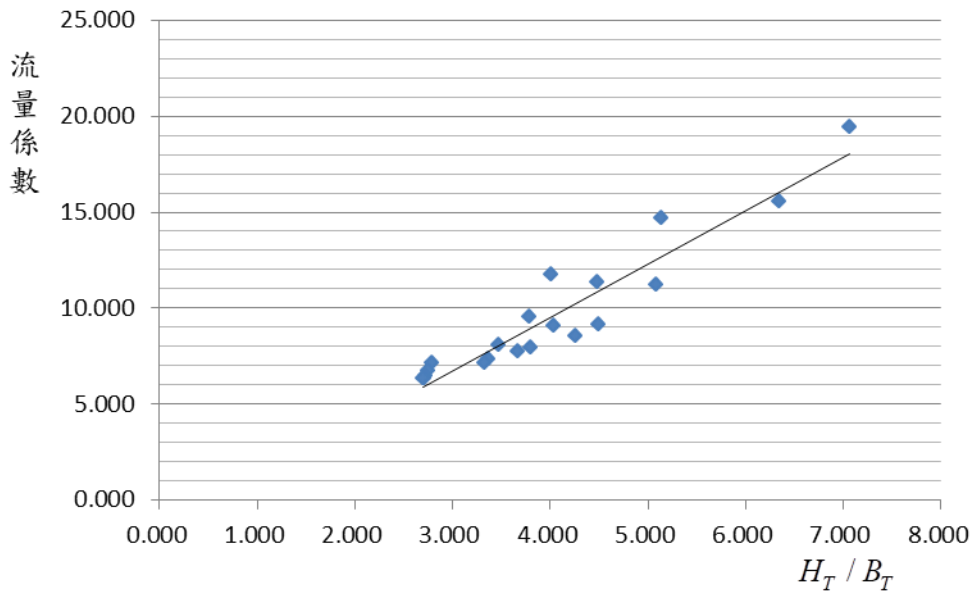


圖 6-27 懸臂式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流時流量係數與相對溢流水深之關係圖

表 6-13 懸臂式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流之流量係數計算

B_r (m)	B_d (m)	H_r (m)	Q_T (cms)	B_T (m)	R_T (m)	H / B_T	C_{dT}
0.15	0.01	0.166	0.001467	0.02349	0.00809	7.066	19.374
0.15	0.01	0.1706	0.001668	0.02691	0.00934	6.341	15.499
0.15	0.01	0.1849	0.002651	0.03643	0.01296	5.076	11.148
0.15	0.01	0.1986	0.003633	0.04426	0.01606	4.487	9.107
0.15	0.01	0.2076	0.00443	0.04884	0.01794	4.250	8.525
0.15	0.02	0.1656	0.00244	0.03225	0.01110	5.135	14.618
0.15	0.02	0.1762	0.003184	0.03933	0.01379	4.480	11.287
0.15	0.02	0.189	0.004072	0.04683	0.01676	4.036	9.052
0.15	0.02	0.2008	0.004936	0.05289	0.01925	3.797	7.892
0.15	0.02	0.2106	0.006033	0.05741	0.02117	3.669	7.709
0.15	0.03	0.1721	0.003788	0.04541	0.01581	3.790	9.475
0.15	0.03	0.1655	0.003603	0.04124	0.01419	4.013	11.675
0.15	0.03	0.1873	0.005133	0.05390	0.01924	3.475	8.059
0.15	0.03	0.1969	0.005868	0.05858	0.02121	3.361	7.324
0.15	0.03	0.2016	0.006283	0.06071	0.02213	3.320	7.102
0.15	0.05	0.1659	0.005476	0.05958	0.02052	2.784	7.064
0.15	0.05	0.17	0.005761	0.06176	0.02143	2.752	6.716
0.15	0.05	0.1754	0.006253	0.06448	0.02258	2.720	6.454
0.15	0.05	0.1767	0.006257	0.06511	0.02285	2.714	6.282
0.15	0.05	0.1819	0.006953	0.06754	0.02391	2.693	6.289

四、複合堰流量公式

總結以上分析，不論是重力式或懸臂式滯洪壩與矩型緊急溢洪口共構形成一種複合堰，其流量係數與相對溢流水深之變化，從圖 6-26 及圖 6-來看，其變化趨勢相當類似。因此，本研究將兩種情況合併分析。建立複合堰流量公式為：

$$Q = \left(3.18 \frac{H_T}{B_T} - 3.5 \right) \sqrt{2g} B_T R_T^{1.5} \quad (6.37)$$

上式判斷係 $r^2 = 0.9$ ，其適用範圍： $H_T / B_T = 2.354 \sim 8.568$ ，如圖 6-28 所示。

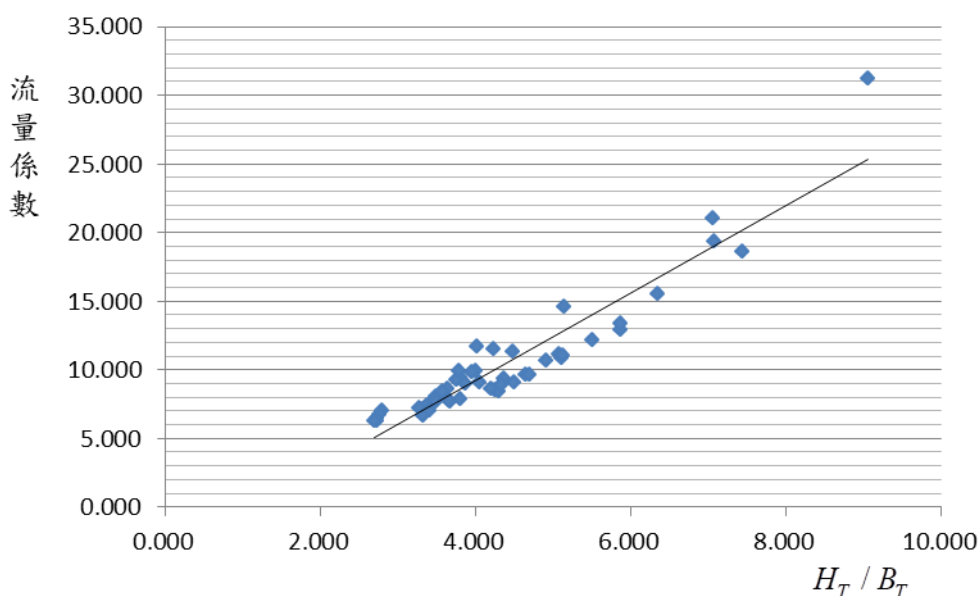


圖 6-28 複合堰流量係數與相對溢流水深之關係圖

第六節 以溢流水力半徑替代水深之進一步驗證

本研究提出堰流流量與其溢流水力半徑間之關係，在堰流相關研究研究中誠屬相當創新的觀念和作法，但從前述相關試驗數據的分析成果，確實反映了甚佳的相關性，較傳統溢流水深具有較好的規律性。不過，因屬創新觀念和分析方式，在實務運用上難免存在疑慮，故本研究分別蒐集國內外三篇相關期刊和碩士論文之試驗數據，參照本研究提出的分析方法，進行堰流流量與其溢流水力半徑之迴歸分析，並比較原研究者的分析結果，以確定本研究提出溢流水力半徑之創新性。

一、程向榮(1998)，「防砂壩溢流口流量計算方法之探討」，中興大學水土保持學系碩士學位論文

本論文係採用室內渠槽試驗方式探討防砂壩過壩流量與其溢流水深之關係，其中以壩體上游無泥砂淤積條件與本研究之試驗條件相符，故選取六種壩型進行分析，如附表 19 為本論文各壩型合計 120 組之試

驗數據。依據本論文的分析結果認為，由於渠槽坡度和束縮因子之影響，使得過壩流量與其溢流水深之關係可表為：

$$Q=1.767B\left\{1-0.006\left(\frac{B}{B_o}\right)^{-0.053}\left[1-\left(\frac{B}{B_o}\right)^{-0.762}\right]-\tan\theta\right\}H^{1.5} \quad (6.38)$$

式中， θ = 渠槽底床傾角(= $0^\circ \sim 7^\circ$)； B_o = 渠槽寬度(=0.2 m)； $B/B_o = 0.1 \sim 1.0$ 。另，根據本研究採用水力半徑作為堰流之主要變數，則由附表 19 之 120 組試驗數據可得：

$$Q=\left[0.5348+1.97\left(\frac{H}{B}\right)^{1.35}\right]B\sqrt{2g}R^{1.5} \quad (6.39)$$

上式判斷係數達 $r^2 = 0.99$ ，適用範圍： $H/B = 0.06 \sim 6.4$ ，如圖 6-29 為流量係數($C_{d(R)}$)與相對溢流水深(H/B)之關係圖。

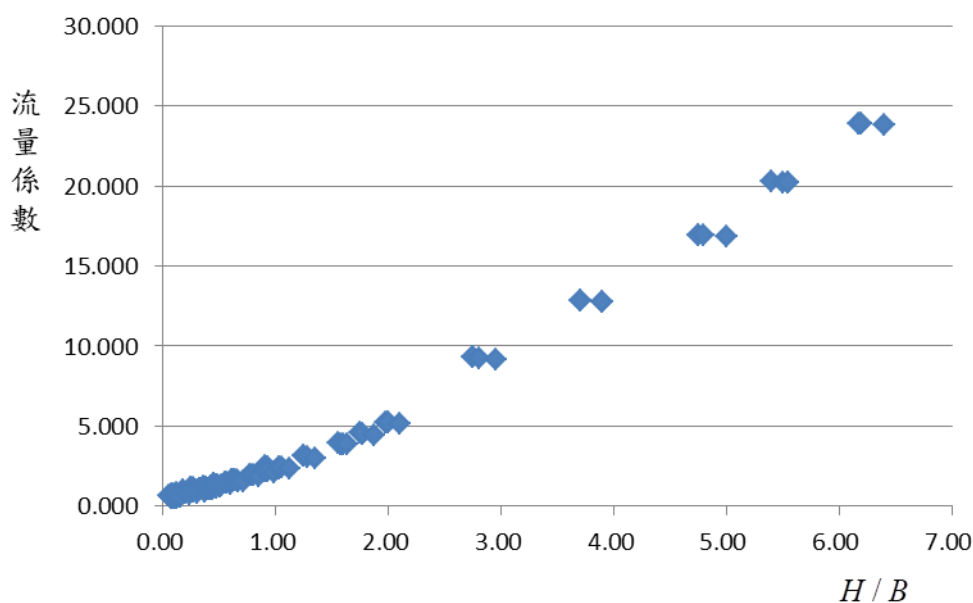


圖 6-29 程向榮試驗數據之流量係數與相對溢流水深關係圖

二、黃安多(2017)，「薄壁堰自由出流之試驗研究」，西華大學水利工程系碩士學位論文

本論文係於日本山口大學水圈環境實驗室及大阪本社水工部中之室內循環水槽進行，有效數據合計有142組，如附表20所示。根據本論

文的分析結果顯示，流量係數係受到溢流水深與堰板高度之比值所影響，其流量公式為：

$$q = \frac{Q}{B} = \left(0.0522 \frac{H}{P} + 0.6981 \right)^{1.5} \sqrt{g} H^{1.5} \quad (6.40)$$

式中， P = 堰板高度(m)。另，根據本研究採用水力半徑作為堰流之主要變數，則由附表 20 之 142 組試驗數據可得：

$$Q = \left[0.4623 + 2.0 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.3} \right] B \sqrt{2g} R^{1.5} \quad (6.41)$$

上式判斷係數達 $r^2 = 0.99$ ，適用範圍： $H/B = 0.06 \sim 6.4$ ，如圖 6-30 為流量係數($C_{d(R)}$)與相對溢流水深(H/B)之關係圖。圖中，除了部分較低的相對溢流水深有偏離規律外，流量係數與相對溢流水深之相關性極佳。此外，比較式(6.35)及式(6.37)得知，兩公式差異不大，故將之合併分析可得流量公式為：

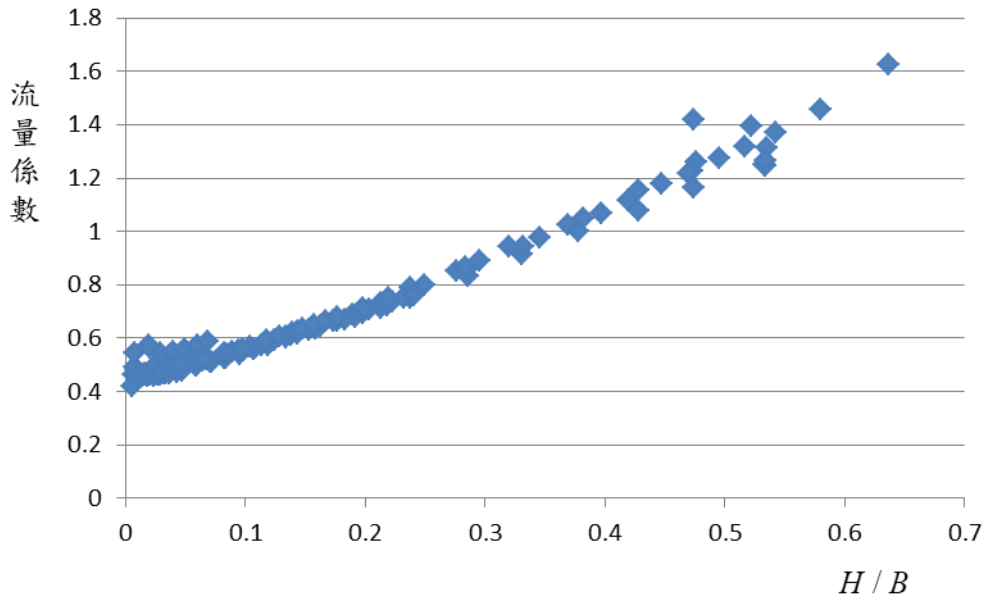


圖 6-30 黃多安試驗數據之流量係數與相對溢流水深關係圖

$$Q = \left[0.4624 + 2.08 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.32} \right] B \sqrt{2g} R^{1.5} \quad (6.42)$$

上式判斷係數達 $r^2 = 0.99$ ，適用範圍： $H/B = 0.00669 \sim 6.4$ 。

三、Ismail Aydin, A. Burcu Altan-Sakarya and Cigdem Sisman(2011).
“Discharge formula for rectangular sharp-crested weirs.” Flow Measurement and Instrumentation, 22, 144-151.

本文是通過試驗方式建立矩形銳緣堰之流量公式，其相關試驗數據合計 32 組，如附表 21 所示，同時根據不同堰板高度(P)下之流量與其溢流水深之關係，如圖 6-31 所示。

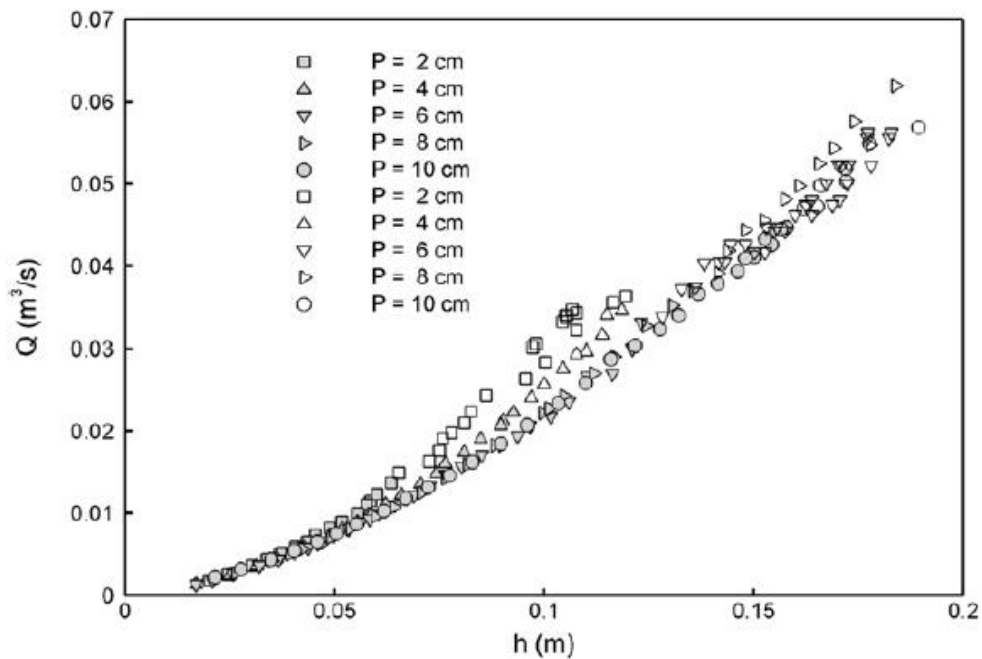


圖 6-31 不同堰板高度下流量與溢流水深之關係

據此，本研究亦採用水力半徑替代溢流水深，建立矩形銳緣堰之流量公式為：

$$Q = \left[3.08 + 1.823 \frac{H}{B} \right] B \sqrt{2g} R^{1.5} \quad (6.43)$$

上式判斷係數達 $r^2 = 0.99$ ，適用範圍： $H/B = 0.023 \sim 40.152$ ，如圖 6-32 為流量係數($C_{d(R)}$)與相對溢流水深(H/B)之關係圖。

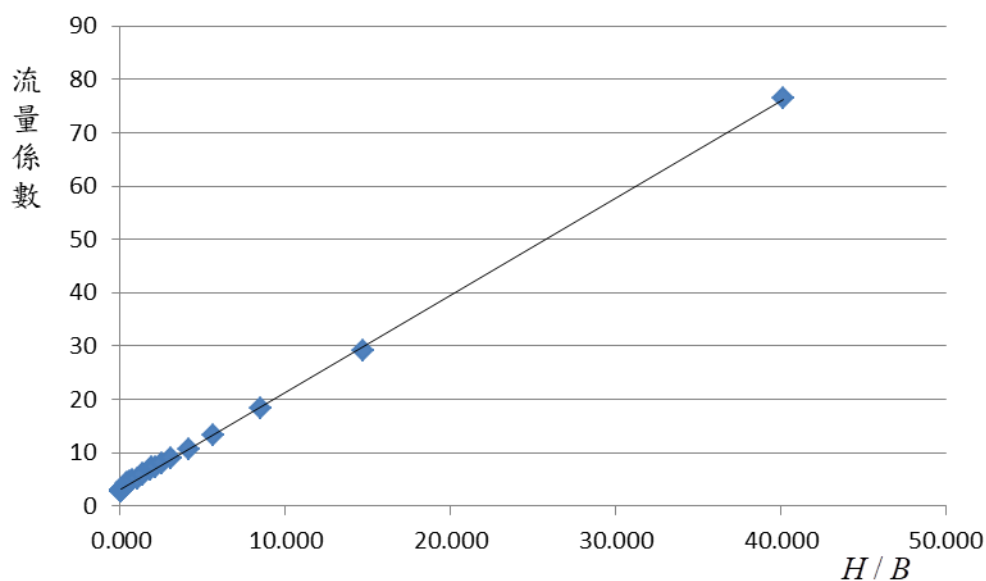


圖 6-32 Ismail Aydin et al.試驗數據之流量係數與相對溢流水深關係圖

四、小結

總結以上三種不同來源之試驗數據，雖然在以水力半徑為基礎的流量係數之變化規律，並不完全一致，其原因或許是由於試驗條件和量測精度等多因素之影響，但比較統一的規律是流量係數與其相對溢流水深具有較好的關係；換言之，以水力半徑為變數的堰流流量公式均能具有極佳的相關性。顯然，本研究首創提出以水力半徑替代溢流水深作為堰流流量公式之主要變數，具有一定的可信度和實用性。

第七章 結論與建議

本研究利用室內箱槽進行孔口流(含圓形及方形)、重力式滯洪壩、懸臂式滯洪壩、矩形緊急溢洪口及複合堰(滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流)等各式出水口之相關試驗工作，以建立其流量公式。

一、結論

(一) 本研究在室內試驗上之最大特點，是採用直接量測法量測各式出水口之流量，其準確性相當高，對有助於後續相關分之可靠性。

(二) 孔口流流量公式

1. 無設置攔汙設施下之流量公式

經各條件下的分析結果顯示，孔口流流量係數 $C_d = 0.59$ ，與傳統採用 $C_d = 0.6$ 雖略有差異，惟其差異相當有限，顯示本試驗各項量測具有很好的可信度。因此，將流量係數代入孔口流流量基本公式，可分別獲得圓形及方形孔口流量公式，即

$$\text{圓形孔口：} Q = 1.926D^2H^{0.5}$$

$$\text{方形孔口：} Q = 2.568B^2H^{0.5}$$

式中， D =圓形孔口直徑(m)； B^2 =方形孔口斷面積

2. 設置攔汙設施下之流量公式

在各種條件相同的情況下，於孔口入流處設置 50~70%之通透率的攔汙設施，結果顯示其流量係數確實因攔汙設施的阻滯效應，從 $C_d = 0.59$ 下降至 $C_{d(\text{攔汙})} = 0.55$ ，使得其流量公式為：

$$\text{圓形孔口：} Q = 1.79D^2H^{0.5}$$

$$\text{方形孔口：} Q = 2.38B^2H^{0.5}$$

(三) 重力式滯洪壩之流量公式

1. 無設置攔汙設施下之流量公式

從試驗中發現，堰口與下游流出口間具有顯著之水深差，且隨著堰口水深的增加，堰口與流出口水深的差異也益形增加，顯示其堰口水頭損失很大，導致堰口與流出口水深存在著高落差。這反映，水流受到滯洪壩堰口邊界之束狹作用，而產生側向和垂向收縮問題，嚴重影響水流實際流出量，故本研究引用水力半徑(hydraulic radius)替代溢流水深，作為計算過壩水流流量之主要變數，經回歸分析結果可得：

$$Q=1.019\left(\frac{H}{B}\right)^{1.354}\sqrt{2g}BR^{1.5}$$

上式判斷係 $r^2=0.99$ ，其適用範圍 $H/B=0.538\sim14.88$ 。經由分析結果，相較於溢流水深，以水力半徑表徵兩側邊界的阻滯而導致側向收縮問題之堰流流況，可以更貼近真實的水理現象。

2. 設置攔汙設施下之流量公式

在原有條件不變的情況下，各重力式滯洪壩上游設置不同通透率(50~70%)之半圓柱體攔汙設施。經試驗數據分析結果，流量公式可表為：

$$Q_{(\text{攔汙})}=1.045\left(\frac{H}{B}\right)^{1.3921}\sqrt{2g}BR^{1.5}$$

上式判斷係數達 $r^2=0.99$ ，其適用範圍 $H/B=0.963\sim13.79$ 。

3. 綜合考量

將比較有、無設置攔汙設施條件下對流量的阻滯影響並不顯著，經研判可能是由於重力式滯洪壩屬於條狀開口，其開口總面積與攔汙設施通透面積相近，使得攔汙設施對水流的阻滯效應並不明顯。因此，不考慮攔汙設施通透率之情況下，即將

有、無攔汙設施的試驗數據予以合併進行回歸分析，可得：

$$Q_{(全部)} = 1.029 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.38} \sqrt{2g} B R^{1.5}$$

上式判斷係數 $r^2 = 0.99$ ，其適用範圍 $H/B = 0.538 \sim 14.88$ 。

(四)懸臂式滯洪壩之流量公式

1. 無設置攔汙設施下之流量公式

從試驗過程發現，懸臂式滯洪壩過流時，水舌斷面受重力作用產生下彎，而沿著垂向斷面上又有不同的下彎程度，且互為干擾，導致過壩水流相當不穩定。據此，參考重力式滯洪壩流量係數之定義，經試驗數據分析可得懸臂式滯洪壩流量公式為：

$$Q = 2.08 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.56} \sqrt{2g} B R^{1.5}$$

上式判斷係數 $r^2 = 0.99$ ，其適用範圍 $H/B = 2.232 \sim 29.14$ 。

2. 設置攔汙設施下之流量公式

在原有條件不變的情況下，各重力式滯洪壩上游設置不同通透率(50~70%)之半圓柱體攔汙設施。經試驗數據分析結果，流量公式可表為：

$$Q_{(攔汙)} = 2.27 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.28} \sqrt{2g} B R^{1.5}$$

上式判斷係數 $r^2 = 0.99$ ，其適用範圍 $H/B = 0.652 \sim 7.38$ 。

3. 綜合考量

將比較有、無設置攔汙設施條件下對流量的阻滯影響並不顯著，經研判應與重力式滯洪壩一樣，均屬於條狀開口，即便設置攔汙設施，其攔汙設施通透面積與壩體開口總面積相近，使得攔汙設施對水流的阻滯效應並不明顯。因此，不考慮攔汙設施通

透率之情況下，即將有、無攔汙設施的試驗數據予以合併進行回歸分析，可得：

$$Q_{(\text{全部})} = 2.424 \left(\frac{H}{B} \right)^{1.255} \sqrt{2g} B R^{1.5}$$

上式判斷係數 $r^2 = 0.99$ ，其適用範圍 $H/B = 0.652 \sim 14.07$ 。

(五)重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口共構之流量公式

1. 矩形緊急溢洪口之流量公式

雖然矩形緊急溢洪口溢流流況與懸臂式滯洪壩相類似，但受到相對溢流水深(H/B)影響，懸臂式滯洪壩與矩形緊急溢洪口於溢流過程有下列兩種相反的現象，包括：

- (1)側向收縮問題：由於懸臂式滯洪壩相對溢流水深(H/B)較大，受到兩側邊界影響而有明顯側向收縮現象，而矩形緊急溢洪口之側向收縮問題較不明顯。
- (2)水舌下彎問題：正因為相對溢流水深(H/B)較大，使得懸臂式滯洪壩水舌得以自由射流方式脫離壩頂，惟矩形緊急溢洪口下射水舌則因嚴重下彎而部分水流貼著壩下游面，形成沿壁射流，造成溢流水深即為不穩定。本研究發現，當相對溢流水深 $H/B \leq 1.0$ 時，不論是矩形緊急溢洪口或懸臂式滯洪壩均發生沿壁射流現象。

(3)根據試驗數據通過迴歸分析可得流量公式為：

$$Q = \left(2.79 \frac{H}{B} - 0.2023 \right) B \sqrt{2g} R^{1.5}$$

上式判斷係數 $r^2 = 0.96$ ，其適用範圍 $= 0.145 \sim 0.992$ 。

2. 重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口溢流之流量公式

理論上，當重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流時，其流量應分別為重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口流量之和。但是，

受到下列兩因素之影響，包括：

- (1) 溢流流量不穩定的情形下，也造成溢流流量明顯的高低起伏現象，徒增分析上的難度。
- (2) 分別以重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口流量之和，作為重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流流量，會有嚴重的低估問題。

使得重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流時之流量，並不等於重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口流量之和。因此，將重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口斷面視為一個整體，而分別採用水力半徑與水力均寬因子建立其流量公式為：

$$Q = \left(3.48 \frac{H_T}{B_T} - 2.396 \right) \sqrt{2g} B_T R_T^{1.5}$$

$$R_T = \frac{A_r + A_d}{P_r + P_d}$$

$$P_d = 2H_d + B_d$$

$$P_r = 2H_r + B_r - B_d$$

$$B_T = \frac{B_r H_r + B_d H_d}{H_T}$$

式中， R_T = 重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口之水力半徑； P_d = 重力式滯洪壩潤濕周； P_r = 矩形緊急溢洪口潤濕周； B_T = 重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口之水力均寬。上式判斷係 $r^2 = 0.89$ ，其適用範圍 $H / B_T = 3.2 \sim 7.4$ 。

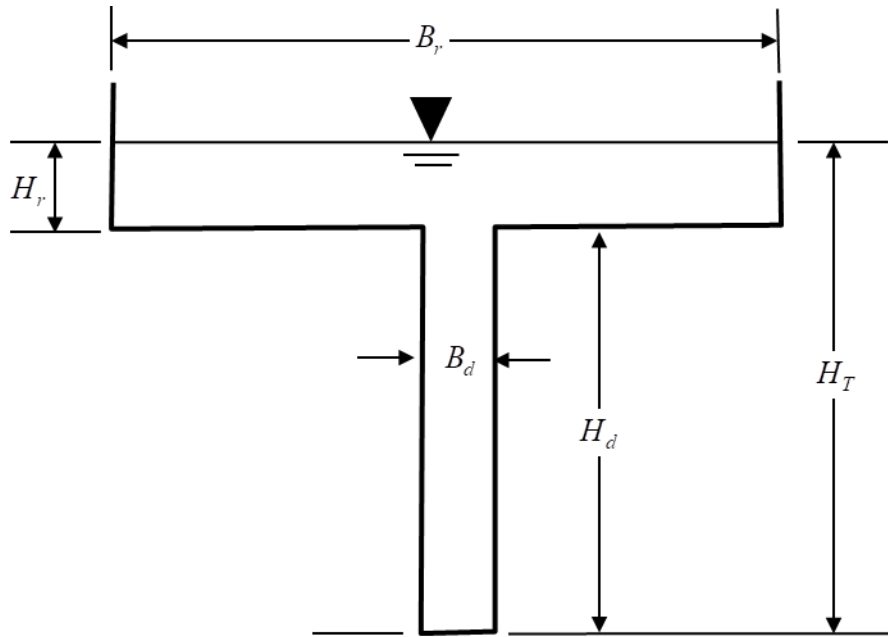


圖 7-1 重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流之各水深定義示意圖

3. 懸臂式滯洪壩與矩形緊急溢洪口溢流之流量公式

參照重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流之分析方式，可得懸臂式滯洪壩與矩形緊急溢洪口同時溢流之流量公式為：

$$Q = \left(2.78 \frac{H_T}{B_T} - 1.58 \right) \sqrt{2g} B_T R_T^{1.5}$$

上式判斷係 $r^2 = 0.9$ ，其適用範圍： $H / B_T = 2.69 \sim 7.0$ 。

4. 複合堰之流量公式

不論是重力式或懸臂式滯洪壩與矩型緊急溢洪口共構形成一種複合堰，其流量係數與相對溢流水深之變化趨勢相當類似。因此，本研究將兩種情況合併分析。建立複合堰流量公式為：

$$Q = \left(3.18 \frac{H_T}{B_T} - 3.5 \right) \sqrt{2g} B_T R_T^{1.5}$$

上式判斷係 $r^2 = 0.9$ ，其適用範圍： $H / B_T = 2.69 \sim 7.4$ 。

(六)以水力半徑作為堰流流量公式主要變數之驗證

本研究創新提出以水力半徑作為堰流公式之主要變數，異於

以往的相關研究。為此，本研究分別蒐集國內外三篇研究論文之試驗數據，仿照本研究分析方法，以證實水力半徑之合理性及可靠性。結果顯示，三種不同來源之試驗數據，雖然在以水力半徑為基礎的流量係數之變化規律，並不完全一致，其原因或許是由於試驗條件和量測精度等多因素之影響，但比較統一的規律是流量係數與其相對溢流水深具有較好的關係；換言之，以水力半徑為變數的堰流流量公式均能具有極佳的相關性。顯然，本研究首創提出以水力半徑替代溢流水深作為堰流流量公式之主要變數，具有一定的可信度和實用性。

二、建議

本研究採用流量直接量測法測定各式出水口之流量，並以水力半徑作為主要變數建立流量公式，均能取得較好的分析成果。因此，建議可以據此研修水土保持手冊相關公式，以供滯洪設施之參採。

參考文獻

1. 行政院農業委員會水土保持局，「水土保持手冊」，2017。
2. 行政院農業委員會水土保持局，「農塘設計與施工單元叢書」，2020。
3. 行政院農業委員會水土保持局，「築壩式農塘方形豎井(垂直涵洞式)溢洪道流量公式及滯洪設計之試驗研究」，2020。
4. 程向榮，「防砂壩溢流口流量計算方法之探討」，中興大學水土保持學系碩士學位論文，1998。
5. 黃安多，「薄壁堰自由出流之試驗研究」，西華大學水利工程系碩士學位論文，2017。
6. 連惠邦，「明渠水力學」，高立圖書出版社，2019。
7. 'Hydraulics Manual', ODOT, 2005.
8. Weisbach, J. (1855). Die Experimental Hydraulik. Freiberg, Germany: Engelhardt.
9. Azimi, A.H., and Rajaratnam, N. (2009). "Discharge Characteristics of Weirs of Finite Crest Length." Journal of Hydraulic Engineering, 135(12), 120-125.
10. Ismail Aydin, A. Burcu Altan-Sakarya and Cigdem Sisman(2011). "Discharge formula for rectangular sharp-crested weirs." Flow Measurement and Instrumentation, 22, 144-151.
11. Rehbock, T. (1929). "Discussion of Precise Weir Measurements." Journal of Transportation Engineering, 93, 1143- 1162.
12. Sandvik, A.(1985). Proportional Weirs for Stormwater Pond Outlets. Civil Engineering, March 1985, ASCE pp. 54-56.
13. Humphreys, H. W. et al.(1970). "Model Test Results of Circular, Square, and Rectangular Forms of Drop-Inlet Entrance to

Closed-Conduit Spillways. Illinois State Water Survey, Urbana,
Report of Investigation 65.

附件一 試驗數據

附表 1 無立體攔汙設施情況下之圓形孔口流量試驗數據一覽表

孔直徑 2.0 cm		孔直徑 3.0 cm		孔直徑 4.0 cm	
溢流水深(H)	流量(Q)	溢流水深(H)	流量(Q)	溢流水深(H)	流量(Q)
0.0978	0.000267202	0.0691	0.000502261	0.0623	0.000802622
0.0675	0.000228412	0.0777	0.00052331	0.0726	0.000827249
0.0782	0.000244751	0.0864	0.000542572	0.079	0.000883718
0.0895	0.000253577	0.0935	0.000576371	0.0897	0.000915772
0.0917	0.000258076	0.0982	0.000581904	0.0967	0.000987836
0.1078	0.000274146	0.1043	0.000586998	0.105	0.001009167
0.1142	0.000281054	0.1127	0.000616464	0.1282	0.001091712
0.1256	0.000290125	0.1197	0.000635325	0.1323	0.001104362
0.1344	0.000304294	0.1245	0.000641311	0.1388	0.001118788
0.1422	0.000308144	0.1327	0.000668567	0.1421	0.00101662
0.1492	0.000315343	0.1491	0.00069906	0.155	0.001222252
0.1614	0.000333982	0.1515	0.000692248	0.1615	0.001239034

0.1823	0.000351517	0.1642	0.000729753	0.1705	0.001276096
0.1872	0.000354563	0.1783	0.000761143	0.1754	0.001297447
0.1932	0.000342251	0.1883	0.000790672	0.1888	0.001361023

附表 2 無立體攔汙設施情況下之方形孔口流量試驗數據一覽表

尺寸：2.0cm×2.0 cm		尺寸：3.0cm×3.0 cm		尺寸：4.0cm×4.0 cm	
溢流水深(H)	流量(Q)	溢流水深(H)	流量(Q)	溢流水深(H)	流量(Q)
0.0669	0.60352	0.0382	0.000504096	0.0391	0.0391
0.0798	0.58214	0.0486	0.000522825	0.0504	0.0504
0.0845	0.59522	0.0553	0.000554043	0.0642	0.0642
0.0912	0.58194	0.061	0.000583551	0.0697	0.0697
0.1018	0.58543	0.0749	0.000632644	0.0723	0.0723
0.1099	0.58409	0.0836	0.000660786	0.0788	0.0788
0.1199	0.56852	0.0954	0.000697474	0.0927	0.0927
0.1253	0.56162	0.0964	0.000702704	0.1008	0.1008

0.1366	0.56049	0.1068	0.000737193	0.1157	0.1157
0.1471	0.55892	0.1179	0.000774031	0.1324	0.1324
0.1553	0.56131	0.1258	0.000803376	0.1469	0.1469
0.1646	0.56885	0.1367	0.000823168	0.1533	0.1533
0.1715	0.57845	0.1412	0.000830687	0.1636	0.1636
0.1793	0.57627	0.1525	0.000855343	0.0595	0.0595
0.187	0.57147	0.1654	0.000899284	0.0451	0.0451

附表 3 設置立體攔汙設施情況下之方形孔口流量試驗數據一覽表(1/2)

攔汙設施通透率(%)=70%			攔汙設施通透率(%)=60%			攔汙設施通透率(%)=50%		
溢流水深(m)	開口尺寸(m)	流量(cms)	溢流水深(m)	開口尺寸(m)	流量(cms)	溢流水深(m)	開口尺寸(m)	流量(cms)
0.0727	0.04	0.00106621	0.081	0.04	0.00110022	0.1876	0.04	0.00172486
0.0834	0.04	0.00113755	0.088	0.04	0.00116381	0.1773	0.04	0.00168929
0.0929	0.04	0.00119691	0.1	0.04	0.00121158	0.1629	0.04	0.00158839
0.1042	0.04	0.00126202	0.0941	0.04	0.00116314	0.1574	0.04	0.0015728
0.1184	0.04	0.00136114	0.1257	0.04	0.00134594	0.1483	0.04	0.00152827
0.1292	0.04	0.00142518	0.1153	0.04	0.00131957	0.1368	0.04	0.00144684

0.1366	0.04	0.00145902	0.1338	0.04	0.00136537	0.1271	0.04	0.00143973
0.1444	0.04	0.00148204	0.1453	0.04	0.00145423	0.1137	0.04	0.00134321
0.1517	0.04	0.00154245	0.1522	0.04	0.00146951	0.1092	0.04	0.00130039
0.1601	0.04	0.00159686	0.1636	0.04	0.00158321	0.0961	0.04	0.00127579
0.1773	0.04	0.00172319	0.1734	0.04	0.00158484	0.083	0.04	0.00116012
0.1812	0.04	0.00174171	0.1859	0.04	0.00167481	0.0689	0.04	0.00106318

附表 4 設置立體攔汙設施情況下之方形孔口流量試驗數據一覽表(2/2)

攔汙設施通透率(%)=70%			攔汙設施通透率(%)=60%			攔汙設施通透率(%)=50%		
溢流水深(m)	開口尺寸(m)	流量(cms)	溢流水深(m)	開口尺寸(m)	流量(cms)	溢流水深(m)	開口尺寸(m)	流量(cms)
0.1768	0.02	0.0004076	0.074	0.02	0.00026052	0.1717	0.02	0.00039909
0.1593	0.02	0.00038283	0.1074	0.02	0.0003214	0.1599	0.02	0.00038755
0.1242	0.02	0.00033994	0.1222	0.02	0.00034088	0.1254	0.02	0.00034408
0.1037	0.02	0.00030341	0.1503	0.02	0.00038008	0.1069	0.02	0.00031067
0.0733	0.02	0.00025421	0.1779	0.02	0.00041054	0.0772	0.02	0.00026941

附表 5 設置立體攔汙設施情況下之圓形孔口流量試驗數據一覽表(1/2)

攔汙設施通透率(%)=70%			攔汙設施通透率(%)=60%			攔汙設施通透率(%)=50%		
溢流水深(m)	開口尺寸(m)	流量(cms)	溢流水深(m)	開口尺寸(m)	流量(cms)	溢流水深(m)	開口尺寸(m)	流量(cms)
0.0726	0.04	0.000800428	0.0793	0.04	0.000835248	0.1713	0.04	0.001264498
0.1086	0.04	0.000982826	0.1015	0.04	0.000942733	0.1556	0.04	0.001185654
0.1237	0.04	0.001040961	0.1245	0.04	0.001044676	0.1275	0.04	0.001062888
0.1515	0.04	0.001176841	0.1511	0.04	0.001162904	0.1044	0.04	0.000977845
0.1596	0.04	0.001187191	0.1714	0.04	0.001256287	0.0776	0.04	0.000827702

附表 6 設置立體攔汙設施情況下之圓形孔口流量試驗數據一覽表(1/2)

攔汙設施通透率(%)=70%			攔汙設施通透率(%)=60%			攔汙設施通透率(%)=50%		
溢流水深(m)	開口尺寸(m)	流量(cms)	溢流水深(m)	開口尺寸(m)	流量(cms)	溢流水深(m)	開口尺寸(m)	流量(cms)
0.1687	0.02	0.00033151	0.0742	0.02	0.00023282	0.0722	0.02	0.00021686
0.1508	0.02	0.00031437	0.1042	0.02	0.00026029	0.1043	0.02	0.00025357
0.1293	0.02	0.0003131	0.1239	0.02	0.00028256	0.1567	0.02	0.00031175
0.1081	0.02	0.0002653	0.1512	0.02	0.00030951	0.1242	0.02	0.00027403
0.0771	0.02	0.00023087	0.1711	0.02	0.00033398	0.1743	0.02	0.00035503

附表 7 無立體攔汙設施情況下之重力式滯洪壩流量試驗數據一覽表(1/3)

壩下游斜率=0.1；頂長：10cm					
開口寬度：1.0m		開口寬度：3.0m		開口寬度：5.0m	
溢流水深(m)	流量(cms)	溢流水深(m)	流量(cms)	溢流水深(m)	流量(cms)
0.0237	2.24578E-05	0.024	9.98212E-05	0.0275	0.000175561
0.0335	5.61212E-05	0.0288	0.000119632	0.0382	0.000351361
0.0433	9.0629E-05	0.0322	0.00013943	0.0495	0.00053551
0.0517	0.000109196	0.0437	0.000246643	0.0517	0.000590523
0.0646	0.000165376	0.0552	0.000356296	0.0578	0.000710187
0.0779	0.000229362	0.065	0.000494465	0.0678	0.000940071
0.083	0.000245516	0.0792	0.000698531	0.0742	0.001106911
0.0949	0.000321498	0.0861	0.00080193	0.0856	0.001394871
0.1044	0.000383342	0.0954	0.000965493	0.0944	0.001684212
0.1175	0.000498795	0.0962	0.000963476	0.1022	0.001910864
0.1201	0.000510886	0.1054	0.001155892	0.1092	0.002178681
0.1304	0.000591471	0.1115	0.001302514	0.1214	0.002587488

0.1357	0.000754344	0.1228	0.001553419	0.132	0.003157128
0.1376	0.000683844	0.134	0.001857913	0.1423	0.003550747
0.1479	0.000794309	0.1439	0.002167537	0.1472	0.00375944

附表 8 無立體攔汙設施情況下之重力式滯洪壩流量試驗數據一覽表(2/3)

壩下游斜率=0.3；頂長：13cm					
開口寬度：1.0m		開口寬度：3.0m		開口寬度：5.0m	
溢流水深(m)	流量(cms)	溢流水深(m)	流量(cms)	溢流水深(m)	流量(cms)
0.0308	3.98344E-05	0.0291	0.000108924	0.0292	0.000190803
0.0409	7.30967E-05	0.0377	0.000194345	0.0399	0.000356655
0.0496	0.000102662	0.0464	0.000279382	0.0467	0.000484908
0.0566	0.000121119	0.0535	0.000372602	0.0574	0.000669307
0.0636	0.000153247	0.0582	0.000426	0.0639	0.000837647
0.0758	0.000205083	0.0643	0.000498899	0.0741	0.00107229
0.0819	0.000233933	0.0727	0.000595333	0.0796	0.001196441
0.0916	0.000286494	0.0797	0.000710027	0.0927	0.001540239

0.1025	0.000341688	0.0845	0.000776865	0.1007	0.001751318
0.1088	0.00038368	0.0927	0.000924454	0.0847	0.001334236
0.1197	0.000462458	0.1073	0.001194154	0.1117	0.002149054
0.122	0.000499774	0.1115	0.001232312	0.1209	0.002431362
0.13	0.000501108	0.1242	0.001548206	0.1267	0.002622403
0.1445	0.000645858	0.1383	0.001841832	0.1314	0.002858622
0.1464	0.000671893	0.1483	0.00214158	0.0292	0.003589602

附表 9 無立體攔汙設施情況下之重力式滯洪壩流量試驗數據一覽表(3/3)

壩下游斜率=0.5；頂長：16cm					
開口寬度：1.0m		開口寬度：3.0m		開口寬度：5.0m	
溢流水深(m)	流量(cms)	溢流水深(m)	流量(cms)	溢流水深(m)	流量(cms)
0.0223	1.83221E-05	0.0206	4.67962E-05	0.0269	0.000120048
0.0326	3.72034E-05	0.0349	0.000164361	0.0398	0.000305196
0.0406	6.70971E-05	0.0436	0.000258326	0.0445	0.00044787
0.0567	0.000132395	0.0564	0.000397879	0.0512	0.000521695

0.065	0.00015568	0.0668	0.000528402	0.0618	0.000728912
0.0789	0.000184117	0.0703	0.000572519	0.0699	0.000924506
0.0882	0.000269621	0.0831	0.000745863	0.0799	0.001210786
0.0923	0.000272413	0.0967	0.000936261	0.0853	0.001319418
0.0988	0.00032244	0.1068	0.001144166	0.0966	0.00161878
0.1021	0.000284432	0.1137	0.001251146	0.1071	0.001875766
0.115	0.000412226	0.1194	0.001376011	0.1153	0.002264776
0.1215	0.0004606	0.1254	0.001500795	0.1241	0.002466092
0.1305	0.000515055	0.1316	0.001618622	0.1315	0.002726076
0.1354	0.000543038	0.1396	0.001831269	0.1393	0.0030221
0.0223	0.000683001	0.1444	0.00214158	0.147	0.00336327

附表 10 設置 50%通透率立體攔汙設施情況下之重力式滯洪壩流量試驗數據一覽表(1/3)

通透率 (%)	開口寬度 (m)	壩上游 斜率	溢流水深 (m)	流量(cms)	通透率 (%)	開口寬度 (m)	壩上游 斜率	溢流水深 (m)	流量(cms)
0.5	0.01	0.1	0.0375	7.19732E-05	0.5	0.03	0.3	0.0322	0.000164526
0.5	0.01	0.1	0.0602	0.000161484	0.5	0.03	0.3	0.0488	0.000339666
0.5	0.01	0.1	0.0812	0.000269815	0.5	0.03	0.3	0.0587	0.000460446

0.5	0.01	0.1	0.1117	0.000491582	0.5	0.03	0.3	0.0672	0.000578937
0.5	0.01	0.1	0.1339	0.000683458	0.5	0.03	0.3	0.0719	0.000630784
0.5	0.01	0.3	0.0331	6.00421E-05	0.5	0.03	0.3	0.0839	0.000872288
0.5	0.01	0.3	0.0676	0.000184923	0.5	0.03	0.3	0.1165	0.001446001
0.5	0.01	0.3	0.0879	0.000288462	0.5	0.03	0.3	0.1362	0.001989954
0.5	0.01	0.3	0.118	0.000499335	0.5	0.03	0.5	0.1476	0.00212204
0.5	0.01	0.3	0.1353	0.000627812	0.5	0.03	0.5	0.1373	0.001921363
0.5	0.01	0.5	0.037	7.09061E-05	0.5	0.03	0.5	0.1229	0.001571131
0.5	0.01	0.5	0.0617	0.000162776	0.5	0.03	0.5	0.1174	0.001429834
0.5	0.01	0.5	0.0893	0.000289011	0.5	0.03	0.5	0.1083	0.001239508
0.5	0.01	0.5	0.1118	0.000411087	0.5	0.03	0.5	0.0968	0.001043123
0.5	0.01	0.5	0.1316	0.000557882	0.5	0.03	0.5	0.0871	0.000891877
0.5	0.03	0.1	0.0326	0.000172545	0.5	0.03	0.5	0.0737	0.000651503
0.5	0.03	0.1	0.0686	0.000600962	0.5	0.03	0.5	0.0692	0.000600212
0.5	0.03	0.1	0.0837	0.000832131	0.5	0.03	0.5	0.0561	0.000455896
0.5	0.03	0.1	0.1115	0.001448267	0.5	0.03	0.5	0.043	0.000286786
0.5	0.03	0.1	0.1196	0.001606013	0.5	0.03	0.5	0.0289	0.000140769

附表 11 設置 60%通透率立體攔汙設施情況下之重力式滯洪壩流量試驗數據一覽表(2/3)

通透率 (%)	開口寬度 (m)	壩上游 斜率	溢流水深 (m)	流量(cms)	通透率 (%)	開口寬度 (m)	壩上游 斜率	溢流水深 (m)	流量(cms)
0.6	0.01	0.1	0.0286	4.78763E-05	0.6	0.03	0.1	0.0371	0.000240024
0.6	0.01	0.1	0.0591	0.000155149	0.6	0.03	0.3	0.1313	0.001759792
0.6	0.01	0.1	0.0842	0.000275053	0.6	0.03	0.3	0.1156	0.001372374

0.6	0.01	0.1	0.1193	0.000535978	0.6	0.03	0.3	0.0875	0.000869399
0.6	0.01	0.1	0.1368	0.000720985	0.6	0.03	0.3	0.0644	0.000499002
0.6	0.01	0.3	0.0332	5.82061E-05	0.6	0.03	0.3	0.0376	0.00020291
0.6	0.01	0.3	0.0625	0.00017191	0.6	0.03	0.5	0.0327	0.000184999
0.6	0.01	0.3	0.0841	0.000277425	0.6	0.03	0.5	0.0434	0.000289611
0.6	0.01	0.3	0.1178	0.000494031	0.6	0.03	0.5	0.0529	0.000397638
0.6	0.01	0.3	0.1359	0.000637436	0.6	0.03	0.5	0.0642	0.000541294
0.6	0.01	0.5	0.1313	0.000572986	0.6	0.03	0.5	0.0784	0.000726041
0.6	0.01	0.5	0.117	0.000463213	0.6	0.03	0.5	0.0892	0.000888231
0.6	0.01	0.5	0.0874	0.000288847	0.6	0.03	0.5	0.0966	0.001015422
0.6	0.01	0.5	0.0642	0.000174566	0.6	0.03	0.5	0.1044	0.001159263
0.6	0.01	0.5	0.0371	7.15007E-05	0.6	0.03	0.5	0.1117	0.001277821
0.6	0.03	0.1	0.1287	0.001852029	0.6	0.03	0.5	0.1201	0.001519191
0.6	0.03	0.1	0.1108	0.001420749	0.6	0.03	0.5	0.1373	0.001857878
0.6	0.03	0.1	0.0893	0.000970021	0.6	0.03	0.5	0.1412	0.001944336
0.6	0.03	0.1	0.0681	0.000598504					

附表 13 設置 70%通透率立體攔汙設施情況下之重力式滯洪壩流量試驗數據一覽表(3/3)

通透率 (%)	開口寬度 (m)	壩上游 斜率	溢流水深 (m)	流量(cms)	通透率 (%)	開口寬度 (m)	壩上游 斜率	溢流水深 (m)	流量(cms)
0.7	0.01	0.1	0.034	5.15652E-05	0.7	0.03	0.1	0.1311	0.001942481
0.7	0.01	0.1	0.0674	0.000208131	0.7	0.03	0.3	0.0393	0.000225692
0.7	0.01	0.1	0.0822	0.000276664	0.7	0.03	0.3	0.0615	0.000466589

滯洪設施各式出水口流量公式之試驗研究

0.7	0.01	0.1	0.1103	0.000476815	0.7	0.03	0.3	0.0845	0.000807768
0.7	0.01	0.1	0.1379	0.000734577	0.7	0.03	0.3	0.1111	0.00137481
0.7	0.01	0.3	0.033	5.74548E-05	0.7	0.03	0.3	0.1314	0.001797958
0.7	0.01	0.3	0.067	0.000191452	0.7	0.03	0.5	0.041	0.000273444
0.7	0.01	0.3	0.0837	0.000269161	0.7	0.03	0.5	0.048	0.000346021
0.7	0.01	0.3	0.1188	0.000481193	0.7	0.03	0.5	0.0541	0.000406055
0.7	0.01	0.3	0.1333	0.000633523	0.7	0.03	0.5	0.06	0.000487335
0.7	0.01	0.5	0.0334	6.12158E-05	0.7	0.03	0.5	0.0857	0.000877748
0.7	0.01	0.5	0.0656	0.000183669	0.7	0.03	0.5	0.0753	0.000767091
0.7	0.01	0.5	0.0829	0.000264697	0.7	0.03	0.5	0.0938	0.00098256
0.7	0.01	0.5	0.1181	0.000473132	0.7	0.03	0.5	0.1053	0.001168582
0.7	0.01	0.5	0.1331	0.000580637	0.7	0.03	0.5	0.1122	0.001274463
0.7	0.03	0.1	0.0342	0.000191745	0.7	0.03	0.5	0.1236	0.00155445
0.7	0.03	0.1	0.0642	0.000545641	0.7	0.03	0.5	0.133	0.001758013
0.7	0.03	0.1	0.0839	0.000890067	0.7	0.03	0.5	0.1459	0.002059735
0.7	0.03	0.1	0.1112	0.001423151					

附表 14 無立體攔汙設施情況下之懸臂式滯洪壩流量試驗數據一覽表

寬口寬度：1.0cm		寬口寬度：2.0cm		寬口寬度：3.0cm		寬口寬度：5.0cm	
溢流水深(m)	流量(cms)	溢流水深(m)	流量(cms)	溢流水深(m)	流量(cms)	溢流水深(m)	流量(cms)
0.0204	6.7027E-05	0.0291	0.00023397	0.0495	0.00077715	0.0308	0.00062315
0.0378	0.0001815	0.0377	0.0003635	0.0275	0.00031731	0.0409	0.00093897
0.0455	0.0002503	0.0464	0.00049832	0.0382	0.00054877	0.0496	0.00124185
0.0638	0.00042283	0.0535	0.00063826	0.0517	0.00082747	0.0566	0.00147438
0.0807	0.00061538	0.0643	0.00082321	0.0677	0.00127307	0.0636	0.00177936
0.0829	0.00063553	0.0727	0.00097324	0.0742	0.00143627	0.0756	0.00231214
0.1027	0.00088398	0.0845	0.00124031	0.0856	0.00178253	0.0819	0.00265076
0.1126	0.00099701	0.0927	0.00141044	0.0944	0.00207147	0.0916	0.00311284
0.1262	0.00116822	0.0582	0.0006993	0.1017	0.00229226	0.1025	0.00367985
0.1407	0.00134228	0.0797	0.0011139	0.1092	0.00252366	0.1088	0.00393314
0.0906	0.00070077	0.1439	0.00258398	0.117	0.00256739	0.115	0.00468384
0.1091	0.00091891	0.1317	0.0022805	0.1206	0.0027933	0.1197	0.00484262

0.1091	0.00091891	0.1122	0.00181242	0.1235	0.00295858	0.1234	0.00521512
0.0699	0.0004881	0.1211	0.00201106	0.132	0.00315457	0.1294	0.00578035
		0.1042	0.00173686	0.1375	0.00341006	0.1396	0.00431034
				0.1489	0.0040201		

附表 15 設置立體攔汙設施情況下之懸臂式滯洪壩流量試驗數據一覽表

通透率 (%)	開口寬度 (m)	溢流水深 (m)	流量(cms)	通透率 (%)	開口寬度 (m)	溢流水深 (m)	流量(cms)	通透率 (%)	開口寬度 (m)	溢流水深 (m)	流量(cms)
0.5	0.02	0.1476	0.002417	0.6	0.02	0.041	0.00037	0.7	0.02	0.0327	0.000242
0.5	0.02	0.1373	0.002194	0.6	0.02	0.048	0.000464	0.7	0.02	0.0434	0.000376
0.5	0.02	0.1229	0.001942	0.6	0.02	0.06	0.000643	0.7	0.02	0.0529	0.0005
0.5	0.02	0.1174	0.001753	0.6	0.02	0.0541	0.000556	0.7	0.02	0.0642	0.000673
0.5	0.02	0.1083	0.001534	0.6	0.02	0.0857	0.001148	0.7	0.02	0.0784	0.000904
0.5	0.02	0.0968	0.001344	0.6	0.02	0.0753	0.001038	0.7	0.02	0.0892	0.001116
0.5	0.02	0.0871	0.001178	0.6	0.02	0.0938	0.0013	0.7	0.02	0.0966	0.001282
0.5	0.02	0.0737	0.000867	0.6	0.02	0.1053	0.001524	0.7	0.02	0.1044	0.001438
0.5	0.02	0.0692	0.00079	0.6	0.02	0.1122	0.001698	0.7	0.02	0.1117	0.001589
0.5	0.02	0.0561	0.000592	0.6	0.02	0.1236	0.002033	0.7	0.02	0.1201	0.001794
0.5	0.02	0.043	0.000373	0.6	0.02	0.1302	0.002139	0.7	0.02	0.1373	0.002152

通透率 (%)	開口寬度 (m)	溢流水深 (m)	流量(cms)	通透率 (%)	開口寬度 (m)	溢流水深 (m)	流量(cms)	通透率 (%)	開口寬度 (m)	溢流水深 (m)	流量(cms)
0.5	0.02	0.0289	0.000178	0.6	0.02	0.1459	0.002433	0.7	0.02	0.1412	0.002324
0.5	0.03	0.0393	0.000509	0.6	0.03	0.0322	0.000342	0.7	0.03	0.1313	0.00306
0.5	0.03	0.0615	0.001024	0.6	0.03	0.0488	0.000692	0.7	0.03	0.1156	0.002503
0.5	0.03	0.0845	0.001624	0.6	0.03	0.0587	0.000916	0.7	0.03	0.0875	0.001654
0.5	0.03	0.1111	0.0025	0.6	0.03	0.0672	0.001144	0.7	0.03	0.0644	0.001068
0.5	0.03	0.1314	0.003079	0.6	0.03	0.0719	0.001271	0.7	0.03	0.0376	0.00045
0.5	0.05	0.0326	0.000559	0.6	0.03	0.0839	0.001709	0.7	0.05	0.0342	0.000646
0.5	0.05	0.0686	0.001787	0.6	0.03	0.1165	0.002635	0.7	0.05	0.0642	0.001678
0.5	0.05	0.0837	0.002367	0.6	0.03	0.1318	0.003014	0.7	0.05	0.0839	0.002639
0.5	0.05	0.1115	0.003704	0.6	0.05	0.1289	0.004779	0.7	0.05	0.1112	0.003906
0.5	0.05	0.1196	0.004188	0.6	0.05	0.1108	0.003802	0.7	0.05	0.1311	0.004938
				0.6	0.05	0.0893	0.002727				
				0.6	0.05	0.0681	0.001786				
				0.6	0.05	0.0346	0.00066				

附表 16 矩形緊急溢洪口流量試驗一覽表

溢洪寬度	He(m)	流量(cms)
0.15	0.0217	0.000332
0.15	0.0286	0.000676
0.15	0.0383	0.001167
0.15	0.0328	0.000899
0.15	0.0208	0.00045
0.15	0.0242	0.000662
0.15	0.0302	0.000935
0.15	0.0365	0.001449
0.15	0.0417	0.001814
0.15	0.0578	0.003135
0.15	0.0639	0.003706
0.15	0.0685	0.004045
0.15	0.0748	0.004428

附表 17 重力式滯洪壩與矩形緊急溢洪口共構情況下之流量試驗數據一覽表

矩寬(m)	壩寬(m)	壩長(m)	總水深(m)	矩形堰水深(m)	總流量(cms)
0.15	0.01	0.13	0.1642	0.0142	0.001205
0.15	0.01	0.13	0.1747	0.0247	0.001812
0.15	0.01	0.13	0.1844	0.0344	0.002531
0.15	0.01	0.13	0.1942	0.0442	0.003325
0.15	0.01	0.13	0.2034	0.0534	0.004332
0.15	0.03	0.13	0.1661	0.0161	0.003154
0.15	0.03	0.13	0.1736	0.0236	0.003909
0.15	0.03	0.13	0.1789	0.0289	0.004326
0.15	0.03	0.13	0.1816	0.0316	0.004574
0.15	0.03	0.13	0.1609	0.0109	0.002876
0.15	0.01	0.1	0.1585	0.0085	0.001108
0.15	0.01	0.1	0.1661	0.0161	0.001605
0.15	0.01	0.1	0.1788	0.0288	0.002155
0.15	0.01	0.1	0.1882	0.0382	0.002932
0.15	0.01	0.1	0.2057	0.0557	0.004164
0.15	0.03	0.16	0.1673	0.0173	0.003273
0.15	0.03	0.16	0.1725	0.0225	0.004021
0.15	0.03	0.16	0.1879	0.0379	0.005096
0.15	0.03	0.16	0.1969	0.0469	0.005947
0.15	0.03	0.16	0.2086	0.0586	0.007278
0.15	0.01	0.1	0.1747	0.0247	0.001877
0.15	0.01	0.1	0.1842	0.0342	0.002558
0.15	0.01	0.1	0.1928	0.0428	0.003159
0.15	0.01	0.1	0.2042	0.0542	0.00423
0.15	0.01	0.1	0.2102	0.0602	0.004793
0.15	0.03	0.16	0.1698	0.0198	0.003305
0.15	0.03	0.16	0.1781	0.0281	0.003812
0.15	0.03	0.16	0.1863	0.0363	0.004793
0.15	0.03	0.16	0.1931	0.0431	0.005168
0.15	0.03	0.16	0.2022	0.0522	0.005941

附表 18 懸臂式滯洪壩與矩形緊急溢洪口共構情況下之流量試驗數據一覽表

矩寬(m)	壩寬(m)	總水深(m)	矩形堰水深(m)	總流量(cms)
0.15	0.01	0.166	0.016	0.001467
0.15	0.01	0.1706	0.0206	0.001668
0.15	0.01	0.1849	0.0349	0.002651
0.15	0.01	0.1986	0.0486	0.003633
0.15	0.01	0.2076	0.0576	0.00443
0.15	0.02	0.1656	0.0156	0.00244
0.15	0.02	0.1762	0.0262	0.003184
0.15	0.02	0.189	0.039	0.004072
0.15	0.02	0.2008	0.0508	0.004936
0.15	0.02	0.2106	0.0606	0.006033
0.15	0.03	0.1721	0.0221	0.003788
0.15	0.03	0.1655	0.0155	0.003603
0.15	0.03	0.1873	0.0373	0.005133
0.15	0.03	0.1969	0.0469	0.005868
0.15	0.03	0.2016	0.0516	0.006283
0.15	0.05	0.1659	0.0159	0.005476
0.15	0.05	0.17	0.02	0.005761
0.15	0.05	0.1754	0.0254	0.006253
0.15	0.05	0.1767	0.0267	0.006257
0.15	0.05	0.1819	0.0319	0.007278

附表 19 程向榮試驗數據一覽表

壩型	坡度 (度)	溢洪口寬度 $B(mm)$	溢流水深 $H(m)$	渠槽寬度 $B_o(m)$	實際流量 (cms)
a	0	20	0.059	0.02	0.00064
a	0	20	0.078	0.02	0.00094
a	0	20	0.1	0.02	0.00129
a	0	20	0.111	0.02	0.00157
a	0	20	0.128	0.02	0.00188
a	3	20	0.056	0.02	0.00064
a	3	20	0.078	0.02	0.00094
a	3	20	0.095	0.02	0.00129
a	3	20	0.111	0.02	0.00157
a	3	20	0.124	0.02	0.00188
a	5	20	0.055	0.02	0.00064
a	5	20	0.074	0.02	0.00094
a	5	20	0.096	0.02	0.00129
a	5	20	0.11	0.02	0.00157
a	5	20	0.1235	0.02	0.00188
a	7	20	0.055	0.02	0.00064
a	7	20	0.074	0.02	0.00094
a	7	20	0.095	0.02	0.00129
a	7	20	0.108	0.02	0.00157
a	7	20	0.124	0.02	0.00188
b	0	40	0.041	0.04	0.00064
b	0	40	0.054	0.04	0.00094
b	0	40	0.0655	0.04	0.00129
b	0	40	0.075	0.04	0.00157
b	0	40	0.084	0.04	0.00188
b	3	40	0.037	0.04	0.00064
b	3	40	0.051	0.04	0.00094
b	3	40	0.064	0.04	0.00129
b	3	40	0.071	0.04	0.00157
b	3	40	0.08	0.04	0.00188
b	5	40	0.036	0.04	0.00064
b	5	40	0.05	0.04	0.00094
b	5	40	0.062	0.04	0.00129
b	5	40	0.07	0.04	0.00157

壩型	坡度 (度)	溢洪口寬度 $B(mm)$	溢流水深 $H(m)$	渠槽寬度 $B_o(m)$	實際流量 (cms)
b	5	40	0.079	0.04	0.00188
b	7	40	0.037	0.04	0.00064
b	7	40	0.05	0.04	0.00094
b	7	40	0.063	0.04	0.00129
b	7	40	0.071	0.04	0.00157
b	7	40	0.08	0.04	0.00188
c	0	60	0.031	0.06	0.00064
c	0	60	0.043	0.06	0.00094
c	0	60	0.051	0.06	0.00129
c	0	60	0.059	0.06	0.00157
c	0	60	0.067	0.06	0.00188
c	3	60	0.027	0.06	0.00064
c	3	60	0.039	0.06	0.00094
c	3	60	0.048	0.06	0.00129
c	3	60	0.056	0.06	0.00157
c	3	60	0.063	0.06	0.00188
c	5	60	0.027	0.06	0.00064
c	5	60	0.038	0.06	0.00094
c	5	60	0.046	0.06	0.00129
c	5	60	0.054	0.06	0.00157
c	5	60	0.062	0.06	0.00188
c	7	60	0.027	0.06	0.00064
c	7	60	0.038	0.06	0.00094
c	7	60	0.047	0.06	0.00129
c	7	60	0.054	0.06	0.00157
c	7	60	0.062	0.06	0.00188
d	0	80	0.024	0.08	0.00064
d	0	80	0.035	0.08	0.00094
d	0	80	0.041	0.08	0.00129
d	0	80	0.048	0.08	0.00157
d	0	80	0.053	0.08	0.00188
d	3	80	0.02	0.08	0.00064
d	3	80	0.03	0.08	0.00094
d	3	80	0.039	0.08	0.00129
d	3	80	0.045	0.08	0.00157

壩型	坡度 (度)	溢洪口寬度 $B(mm)$	溢流水深 $H(m)$	渠槽寬度 $B_o(m)$	實際流量 (cms)
d	3	80	0.05	0.08	0.00188
d	5	80	0.02	0.08	0.00064
d	5	80	0.029	0.08	0.00094
d	5	80	0.038	0.08	0.00129
d	5	80	0.044	0.08	0.00157
d	5	80	0.049	0.08	0.00188
d	7	80	0.021	0.08	0.00064
d	7	80	0.03	0.08	0.00094
d	7	80	0.038	0.08	0.00129
d	7	80	0.044	0.08	0.00157
d	7	80	0.049	0.08	0.00188
e	0	100	0.023	0.1	0.00064
e	0	100	0.03	0.1	0.00094
e	0	100	0.037	0.1	0.00129
e	0	100	0.042	0.1	0.00157
e	0	100	0.0475	0.1	0.00188
e	3	100	0.02	0.1	0.00064
e	3	100	0.027	0.1	0.00094
e	3	100	0.033	0.1	0.00129
e	3	100	0.039	0.1	0.00157
e	3	100	0.044	0.1	0.00188
e	5	100	0.018	0.1	0.00064
e	5	100	0.026	0.1	0.00094
e	5	100	0.032	0.1	0.00129
e	5	100	0.038	0.1	0.00157
e	5	100	0.043	0.1	0.00188
e	7	100	0.018	0.1	0.00064
e	7	100	0.026	0.1	0.00094
e	7	100	0.0325	0.1	0.00129
e	7	100	0.038	0.1	0.00157
e	7	100	0.043	0.1	0.00188
f	0	200	0.015	0.2	0.00064
f	0	200	0.019	0.2	0.00094
f	0	200	0.024	0.2	0.00129
f	0	200	0.027	0.2	0.00157

壩型	坡度 (度)	溢洪口寬度 $B(mm)$	溢流水深 $H(m)$	渠槽寬度 $B_o(m)$	實際流量 (cms)
f	0	200	0.031	0.2	0.00188
f	3	200	0.0135	0.2	0.00064
f	3	200	0.017	0.2	0.00094
f	3	200	0.021	0.2	0.00129
f	3	200	0.024	0.2	0.00157
f	3	200	0.027	0.2	0.00188
f	5	200	0.0125	0.2	0.00064
f	5	200	0.016	0.2	0.00094
f	5	200	0.02	0.2	0.00129
f	5	200	0.023	0.2	0.00157
f	5	200	0.025	0.2	0.00188
f	7	200	0.0115	0.2	0.00064
f	7	200	0.015	0.2	0.00094
f	7	200	0.018	0.2	0.00129
f	7	200	0.021	0.2	0.00157
f	7	200	0.024	0.2	0.00188

附表 20 黃安多試驗數據一覽表

溢流寬度 $B(m)$	溢流水深 $H(m)$	單寬流量 $q(cms/m)$	水力半徑 $R(m)$	相對溢流水深 H/B	流量係數 $C_{d(R)}$
1.286	0.0086	0.0016	0.008486	0.006687	0.462274
1.286	0.0096	0.002	0.009459	0.007465	0.491077
1.286	0.0107	0.0023	0.010525	0.00832	0.481144
1.286	0.012	0.0026	0.01178	0.009331	0.459324
1.286	0.014	0.0033	0.013702	0.010886	0.464756
1.286	0.016	0.004	0.015612	0.012442	0.463195
1.286	0.0184	0.0049	0.017888	0.014308	0.462617
1.286	0.0206	0.0058	0.019961	0.016019	0.46456
1.286	0.0235	0.007	0.022671	0.018274	0.463182
1.286	0.0265	0.0083	0.025451	0.020607	0.461733
1.286	0.03	0.0099	0.028663	0.023328	0.46082
1.286	0.0349	0.0124	0.033103	0.027138	0.465037
1.286	0.0411	0.0157	0.038631	0.03196	0.467059
1.286	0.0475	0.0193	0.044232	0.036936	0.468617
1.286	0.055	0.024	0.050666	0.042768	0.475342
1.286	0.0611	0.0281	0.055798	0.047512	0.481561
1.286	0.0761	0.0389	0.068047	0.059176	0.495008
1.286	0.092	0.0517	0.080484	0.07154	0.511441
1.286	0.107	0.0648	0.091735	0.083204	0.526801
1.286	0.1221	0.0787	0.102614	0.094946	0.540797
1.286	0.1383	0.0948	0.113819	0.107543	0.557644
1.286	0.1533	0.1104	0.123787	0.119207	0.572567
1.286	0.2459	0.225	0.177876	0.191213	0.677454
1.286	0.274	0.2653	0.192129	0.213064	0.711575
1.286	0.306	0.3134	0.207332	0.237947	0.749845
1.286	0.3678	0.4168	0.233969	0.286003	0.831885
1.286	0.4257	0.5247	0.256129	0.331026	0.914313
1.286	0.486	0.6453	0.276792	0.377916	1.00093
1.286	0.55	0.7691	0.296438	0.427683	1.076354
1.286	0.6101	0.9029	0.313059	0.474417	1.16432
1.286	0.6883	1.115	0.33244	0.535226	1.313946
1.286	0.687	1.0565	0.332136	0.534215	1.246716
1.286	0.685	1.0593	0.331668	0.532659	1.252667
1.286	0.6867	1.0731	0.332066	0.533981	1.266705
1.286	0.0067	0.001	0.006631	0.00521	0.418324
1.286	0.0104	0.0025	0.010234	0.008087	0.545399
1.286	0.0139	0.0032	0.013606	0.010809	0.455441

溢流寬度 $B(m)$	溢流水深 $H(m)$	單寬流量 $q(cms/m)$	水力半徑 $R(m)$	相對溢流水深 H/B	流量係數 $C_{d(R)}$
1.286	0.0166	0.0042	0.016182	0.012908	0.460854
1.286	0.0185	0.0049	0.017983	0.014386	0.458975
1.286	0.0213	0.0061	0.020617	0.016563	0.465439
1.286	0.0242	0.0072	0.023322	0.018818	0.456614
1.286	0.027	0.0085	0.025912	0.020995	0.4603
1.286	0.0306	0.0101	0.02921	0.023795	0.456981
1.286	0.0368	0.0133	0.034808	0.028616	0.462602
1.286	0.0425	0.0164	0.039865	0.033048	0.465401
1.286	0.0486	0.02	0.045185	0.037792	0.470342
1.286	0.055	0.0239	0.050666	0.042768	0.473361
1.286	0.0609	0.0278	0.055631	0.047356	0.478565
1.286	0.0756	0.0385	0.067647	0.058787	0.49427
1.286	0.0917	0.0514	0.080255	0.071306	0.510657
1.286	0.1068	0.0647	0.091588	0.083048	0.527255
1.286	0.1223	0.0794	0.102756	0.095101	0.544482
1.286	0.1374	0.0946	0.113209	0.106843	0.560974
1.286	0.1531	0.1113	0.123657	0.119051	0.578148
1.286	0.1531	0.1113	0.123657	0.119051	0.578148
1.286	0.2444	0.2274	0.177089	0.190047	0.689244
1.286	0.2746	0.2728	0.192423	0.21353	0.730011
1.286	0.3056	0.3221	0.207148	0.237636	0.771686
1.286	0.3058	0.3199	0.20724	0.237792	0.765906
1.286	0.3057	0.3298	0.207194	0.237714	0.789871
1.286	0.3661	0.4263	0.233279	0.284681	0.854619
1.286	0.4262	0.5428	0.25631	0.331415	0.944852
1.286	0.4916	0.6841	0.278599	0.382271	1.050803
1.286	0.551	0.8254	0.296728	0.42846	1.153451
1.286	0.6122	0.9801	0.313611	0.47605	1.260536
1.286	0.6088	0.949	0.312716	0.473406	1.225779
1.286	0.6092	1.0986	0.312822	0.473717	1.418293
1.286	0.6719	1.1618	0.328566	0.522473	1.393378
0.616	0.0154	0.0039	0.014667	0.025	0.495952
0.616	0.0183	0.0048	0.017274	0.029708	0.477569
0.616	0.0215	0.0063	0.020097	0.034903	0.499473
0.616	0.0245	0.0076	0.022695	0.039773	0.502109
0.616	0.028	0.0094	0.025667	0.045455	0.516352
0.616	0.0283	0.0093	0.025919	0.045942	0.50343
0.616	0.0299	0.0101	0.027254	0.048539	0.507041
0.616	0.0341	0.0124	0.030701	0.055357	0.520674

溢流寬度 $B(m)$	溢流水深 $H(m)$	單寬流量 $q(cms/m)$	水力半徑 $R(m)$	相對溢流水深 H/B	流量係數 $C_{d(R)}$
0.616	0.0363	0.0133	0.032473	0.058929	0.513385
0.616	0.0398	0.0151	0.035246	0.06461	0.515457
0.616	0.0418	0.0163	0.036805	0.067857	0.521433
0.616	0.05	0.0211	0.043017	0.081169	0.534193
0.616	0.052	0.0224	0.044489	0.084416	0.539191
0.616	0.0581	0.0265	0.04888	0.094318	0.553895
0.616	0.0607	0.0281	0.050707	0.098539	0.555877
0.616	0.0642	0.0307	0.053126	0.104221	0.5663
0.616	0.0703	0.0348	0.057236	0.114123	0.574046
0.616	0.0725	0.0367	0.058686	0.117695	0.583092
0.616	0.0764	0.0397	0.061215	0.124026	0.592068
0.616	0.0824	0.0445	0.065008	0.133766	0.606429
0.616	0.0828	0.0446	0.065257	0.134416	0.60432
0.616	0.085	0.0464	0.066616	0.137987	0.609571
0.616	0.0884	0.049	0.068686	0.143506	0.614843
0.616	0.0945	0.0542	0.072313	0.153409	0.629573
0.616	0.0975	0.0569	0.074057	0.158279	0.637731
0.616	0.1006	0.0595	0.075832	0.163312	0.643596
0.616	0.1067	0.0654	0.079247	0.173214	0.662183
0.616	0.1091	0.0674	0.080563	0.17711	0.665777
0.616	0.1128	0.0705	0.082563	0.183117	0.671251
0.616	0.1189	0.0766	0.085784	0.193019	0.688638
0.616	0.1221	0.0795	0.087437	0.198214	0.694534
0.616	0.125	0.083	0.088915	0.202922	0.707116
0.616	0.1311	0.0886	0.091958	0.212825	0.717663
0.616	0.1343	0.0917	0.093521	0.218019	0.72423
0.616	0.1372	0.0953	0.094918	0.222727	0.736106
0.616	0.1433	0.1016	0.097798	0.23263	0.750358
0.616	0.1481	0.1066	0.100011	0.240422	0.761308
0.616	0.0119	0.0031	0.011457	0.019318	0.570964
0.616	0.0128	0.0034	0.012289	0.020779	0.563717
0.616	0.0177	0.0052	0.016738	0.028734	0.542395
0.616	0.0247	0.0084	0.022866	0.040097	0.54873
0.616	0.0305	0.0114	0.027752	0.049513	0.556979
0.616	0.0372	0.0154	0.033191	0.06039	0.575252
0.616	0.0399	0.0153	0.035324	0.064773	0.520547
0.616	0.0421	0.0185	0.037037	0.068344	0.58625
0.616	0.0509	0.022	0.043681	0.08263	0.544317
0.616	0.0546	0.0243	0.046378	0.088636	0.549547

溢流寬度 $B(m)$	溢流水深 $H(m)$	單寬流量 $q(cms/m)$	水力半徑 $R(m)$	相對溢流水深 H/B	流量係數 $C_{d(R)}$
0.616	0.0604	0.0281	0.050497	0.098052	0.55934
0.616	0.0728	0.0374	0.058882	0.118182	0.591243
0.616	0.0792	0.0424	0.063	0.128571	0.605657
0.616	0.086	0.0479	0.067228	0.13961	0.620695
0.616	0.0884	0.0499	0.068686	0.143506	0.626136
0.616	0.0908	0.0523	0.070126	0.147403	0.636138
0.616	0.0969	0.0577	0.07371	0.157305	0.651265
0.616	0.103	0.0632	0.077187	0.167208	0.665687
0.616	0.1091	0.0685	0.080563	0.17711	0.676643
0.616	0.1219	0.0816	0.087335	0.19789	0.714137
0.616	0.135	0.0958	0.09386	0.219156	0.752517
0.616	0.1536	0.1164	0.102489	0.249351	0.801329
0.616	0.1704	0.1372	0.109706	0.276623	0.852869
0.616	0.1747	0.1424	0.111472	0.283604	0.864236
0.616	0.182	0.1526	0.1144	0.295455	0.890815
0.616	0.1972	0.1739	0.120225	0.32013	0.94228
0.616	0.2131	0.1932	0.125954	0.345942	0.976246
0.616	0.2277	0.2145	0.130916	0.369643	1.022848
0.616	0.2444	0.2379	0.136269	0.396753	1.06824
0.616	0.2585	0.2606	0.140544	0.419643	1.117196
0.616	0.2755	0.2894	0.145422	0.44724	1.178754
0.616	0.2893	0.311	0.149179	0.469643	1.219193
0.616	0.3051	0.339	0.153272	0.495292	1.276084
0.616	0.3185	0.3619	0.156581	0.517045	1.319325
0.616	0.3338	0.3897	0.160191	0.541883	1.372924
0.616	0.3569	0.4341	0.165326	0.579383	1.458648
0.616	0.392	0.5148	0.17248	0.636364	1.623313

附表 21 Ismail Aydin et al. 試驗數據一覽表

開口寬度 B (m)	渠槽寬度 B_o (m)	溢流水深 H (m)	流量 Q (cms)	水力半徑 R (m)	H / B	$C_{d(R)}$
0.02	0.32	0.0317	0.00023	0.00504	1.906	7.27
0.02	0.32	0.2796	0.00578	0.00899	40.152	76.52
0.04	0.32	0.0217	0.00025	0.00515	0.425	3.81
0.04	0.32	0.2732	0.01071	0.01628	14.730	29.12
0.06	0.32	0.0229	0.00043	0.00589	0.260	3.58
0.06	0.32	0.2772	0.01624	0.02242	8.521	18.21
0.08	0.32	0.0262	0.00067	0.00693	0.210	3.28
0.08	0.32	0.276	0.02145	0.02753	5.662	13.26
0.1	0.32	0.0233	0.00071	0.00649	0.130	3.07
0.1	0.32	0.2757	0.02687	0.03191	4.136	10.65
0.12	0.32	0.0217	0.00081	0.00622	0.091	3.11
0.12	0.32	0.2695	0.0313	0.03538	3.104	8.85
0.14	0.32	0.0208	0.00086	0.00608	0.069	2.93
0.14	0.32	0.2739	0.0378	0.03892	2.559	7.94
0.16	0.32	0.0256	0.00134	0.00743	0.077	2.95
0.16	0.32	0.273	0.04348	0.04176	2.113	7.19
0.18	0.32	0.0253	0.00146	0.00743	0.064	2.86
0.18	0.32	0.2762	0.05102	0.04459	1.821	6.80
0.2	0.32	0.0256	0.00165	0.00757	0.056	2.83
0.2	0.32	0.2497	0.05006	0.04441	1.364	6.04
0.22	0.32	0.0209	0.0014	0.00630	0.037	2.87
0.22	0.32	0.2747	0.06148	0.04886	1.365	5.84
0.24	0.32	0.0273	0.00221	0.00814	0.048	2.83
0.24	0.32	0.2417	0.0563	0.04703	1.010	5.20
0.26	0.32	0.0224	0.00187	0.00679	0.032	2.90
0.26	0.32	0.217	0.05424	0.04526	0.776	4.89
0.28	0.32	0.031	0.00306	0.00926	0.046	2.77
0.28	0.32	0.1814	0.04751	0.04103	0.545	4.61
0.3	0.32	0.022	0.00211	0.00672	0.026	2.88
0.3	0.32	0.1695	0.0459	0.03984	0.450	4.35
0.32	0.32	0.0214	0.00223	0.00657	0.023	2.96
0.32	0.32	0.1578	0.04469	0.03838	0.372	4.20

附件二 各期審查意見與處理情形

一、期初審查意見與處理情形

審查意見	處理情形
1. 從第3-3頁的室內試驗裝置圖，看不出來如何建置重力式滯洪壩與懸臂式滯洪壩兩者的差異，請詳細繪圖說明之（繪製室內試驗裝置圖）。	已補充於第五章「室內試驗」圖 5.2 及表 5.2。
2. 實務上常見立體半圓形攔汙設施，那室內試驗預計採用的攔汙設施為平面型式或立體半圓形型式？請說明預計採用哪3種不同通透面積比的攔汙設施。	1. 採用立體半圓形及圓柱形之攔汙設施。 2. 通透面積比分別為 0.5、0.6 及 0.7
3. 在滯洪壩與矩形緊急溢洪口共構下之流量試驗，是否也應該考慮3種以上滯洪壩開口寬與緊急溢洪口寬度的比例，以提升此試驗結果的應用性	於試驗設計確實如委員所提，係針對 3 種開口寬度與緊急溢洪口共構條件下進行試驗。
4. 執行計畫書僅抄錄水土保持技術規範相關規定，水土保持手冊相關公式，未見具體實驗設計、實驗設備、操作方式，依此執行計畫，可預見試驗結果，將僅見既有流量公式之抄錄集合，所得數據，亦無所印證，建議重新撰擬期初報告，以免浪費公帑及時間	已補充於第三章至第四章。
5. 請補附參與研究人員學經歷及人力配置、分工。	遵照辦理。
6. P1-1: 第一節擬解決問題僅提出研究背景之廣泛問題，未清楚說明針對該問題，“本案擬解決之問題”。	因章節名稱及順序已調整，你解決之問題已於地三章文獻回顧第四節中詳為說明。
7. 第二節計畫目標：請釐清全程及各年度目標如何能有效解決第一節所敘述擬解決之問題，後續尚需何項但不包含於本次研究計畫之工作（如訂定設計規範？）	後續並無規劃相關議題。

審查意見	處理情形
8. P1-4工作進度所提現場既有滯洪設施及出水口調查，其地點數量及選取原因請說明。	原則上以中部地區之滯洪設施為主數量宜達 10 座以上。
9. P2-1相關文獻蒐集多出自水土保持手冊或技術規範，又按章節內容所述概分：一、滯洪壩流量公式違背了堰流基本流量公式；二、出流控制設施與攔汙設施共構後對出水口流量之影響；三、滯洪壩與緊急溢洪口共構時，對總出流量之影響。建議就各主題部分所蒐集之文獻逐列出引用來源及重點，故而可於本研究加強部分，以支持各主題所提出的擬改善的評析論述。	本計畫所提出三種擬解決問題，除滯洪壩與緊急溢洪口共構問題已於 109 年創研計畫中豎井溢洪道得到證實外，其他兩個問題均為本人對出水口水理機制地理解而提出，當然第一個問題已於回顧中提及。
10. 公式或圖示所用符號漏列說明者均請補文字說明。	已補充。
11. P3-3（一）重力式及懸臂式滯洪壩出流試驗文字敘述段自誤，「初」流量更正為出流量。	已更正。
12. P3-3之試驗裝置亦類似渠槽試驗，與P2-5第2.所敘及渠槽試驗獲得之公式有何差異性。	本計畫試驗設施係自行設計參見圖 5.1 所示。
13. 可否說明室內試驗裝置尺寸設計的考量緣由。	1. 本計畫試驗設施係自行設計參見圖 5.1 所示。 2. 考量因素主要是流量及初水口與兩側束縮之影響。
14. 本研究可否亦就水保技術規範之公式所導出之流量與本研究之試驗流量與本研究回歸或歸納出的公式流量做比對，以利了解應用時的差異趨勢。	本計畫旨在探討水土保持手冊中滯洪設施之出水口出流量公式，其研究成果必然會與水土保持手冊進行比較分析。
15. 說明室內試驗如何操作不同滯洪壩厚度？	已於第五章室內試驗中說明。

審查意見	處理情形
16. 補充說明不同型狀(如半球型)攔汙設施之通透面積比計算方式？	通透面積比分別為 0.5、0.6 及 0.7
17. 本研究計畫目的之一似為因應現行水土保持技術規範有關滯洪設施之設計規範與實務應用之落差(疑慮)尋求研究因應；爰計畫除案內試驗外疑考量現地條件或導入必要之模式驗證以符未來實務應用需求。	遵照委員建議。
18. 有關P3-5「實務應用與建議」宜俟完成「試驗分析與討論」工項後，據以評估並設定後續可行性之應用方向提供主動單位參考。	遵照委員建議。
19. P3-7為四節「遭遇困難」及第五節「擬解決方式」係屬試驗之技術末節，均不宜納入各該專案，建議宜轉化為未來研究成果應用於實務之可行性評估及問題情境設定之解決之道。	本研究於期中報告已調整章節內容故關於「遭遇困難」及「擬解決方式」已刪除。

二、期中審查意見與處理情形

審查意見	處理情形
1. 通過面積比分別為0.5、0.6及0.7是否已參考現地(示範樣區)並據以配合設計。	根據現地蒐集的案例，立體攔汙柵的通透面積均在 50%以上。
2. 期初審查意見17請具體回應說明。	1. 考量現地滯洪設施的多樣性，實無法逐一考量現地條件進行試驗；此外，本研究僅要求運動相似(即流量相似)，故只要力求幾何相似性，即能將室內試驗結果延推至現地條件。 2. 根據現地調查結果顯示，滯洪設施出水口與其所在斷面寬度之比值多趨近於零，這與本研究設定的條件亦相符。 3. 綜上所述，本研究所建立之各種出水口型式下之流量公式，應能符合大多數的滯洪設施出水口現況。
3. 所述水土保持手冊(2017)之流量公式存在盲點，宜加強論證並評估其不利於實務之具體事實；P3-18第六節出水口出流量計算問題中重力式 $Q=2.09BH^{1.73}$ (3.23)；懸臂式 $Q=2.36B^{1.13}H^{1.53}$ (3.24)所述上2式均不符合(3.8) $Q=\frac{2}{3}Cd\sqrt{2g}(B-0.1nB)H^{3/2}$ 不合理，為何非H的1.5次方即不符(仍是正比例)。建請評估未來在實務應用上如何修正(從安全面考量)。	由於堰流公式除了流量係數外，其基本關係式屬於理論公式，尤其是流量與水頭 1.5 次方之關係，是驗流理論之基本型式，除非滯洪壩出流條件非屬堰流流況。
4. P5-8試驗項目，以圓形與方形孔口流流量做為控制箱型水槽水位穩定指標，是否仍適用於其他滯洪壩試驗之穩定分析。	本研究通過孔口流的試驗結果來檢驗本研究在執行相關試驗的穩定度及可信度，以作為後續相關試驗的依據。

審查意見	處理情形
5. 以3D列印機列印各出水口構件，雖可精準構件尺寸，惟鑒於出水口之水頭損失將影響試驗結果，因此列印構件之材質(粗糙度)宜有評估並納入考量。	實務上各式出水口均以混凝土材料構築，其粗糙度約為 0.02，屬於光滑表面，而 3D 列印材料亦屬光滑材料，其產生的誤差遠小於水流橫向和垂向束縮之影響，故可忽略不計。
6. P6-1以水力半徑作為堰流流量公式之特徵水深何以能夠較好呈現堰流流量之變化規律，宜有更深入探討(或是符合流量基本公式)	本研究比較水深與水力半徑的分析結果，發現在相同的條件，水力半徑與流量之關係均較水深為佳。經初步分析，這與狹窄的出水口斷面和河渠窄縮斷面的流況相似，屬於 3D 流況，故適用水必半徑進行分析。本研究也取用國內、外其他研究者的試驗資料進行分析，也得到較原研究者更佳之相關性。
7. 式(3.8)及式(6.9)之流量比較評估未來在實際應用之限制條件或影響。	1. 式(3.8)係應用於具有側向束縮狀況，惟其僅屬概念模型。 2. 式 (6.9) 適用於 $H/B = 0.129 \sim 1.48$ (H = 水頭高度；B = 堰口寬度)。
8. 本研究試驗已完成，併獲初步結論亦有關係式定出，文內提及孔口流有方型及圓型兩種，亦見研究，堰流部分及坡地設計中常見之，複合堰有多種形式如 P3-5之(a)~(e)，另有溢流堰，實頂堰等，試驗結果最終各類型之溢洪口實測流量與不同溢流水之關係為何？P7-5(四)複合堰之流量公式皆適用於各類型型式組合否？而無誤。	1. 本研究僅針對：(1)懸臂式及重力式滯洪壩(屬於一般堰流)；(2)方形和圓形孔口流；(3)懸臂式及重力式滯洪壩+矩形溢洪道(複合堰)等進行研究並未涵蓋所有的堰型。 2. 本研究進建立適用於「懸臂式及重力式滯洪壩+矩形溢洪道(複合堰)」之流量公式。
9. 既為滯洪設施流量公式試驗研究，設計之出流量是否符合水保技術規範95條規定？請併予說明。	唯有建立適當的於滯洪設施出水口流量公式，才能落實水土保持技術規範第 95 條之規定。換言之，本研究式探討「因」，這樣才能較好地應於水保技術規範的「果」。

審查意見	處理情形
10. 第6-6頁的式(6.6)，是否少 $\sqrt{2g}$ ？	已更正。
11. 圖6-6顯示Cd與H/Bw的關係 $r^2=0.8$ ，而亦顯示在流量低時相關性較低，故其H/Bw的適用範圍建議為0.25~1.48。	表面上調整式(6.6)的適用範圍即可獲得較佳的結果，但其過度離散(標準偏差大)，不如式(6.9)，況且採用水頭(H)在其他堰型的回歸分析結果也不如水力半徑(R)。
12. 第6-26頁的圖6-20，圖中顯示HT/BT大於6時Cd值較離散，且數據大多集中於HT/BT偏小的位置，建議增加HT/BT大的數據，以檢視在HT/BT大於6時是否亦為符合相同迴歸式。	因於實驗設計時，矩形緊急溢洪道高度僅6.0cm，其能改變的流況相當有限，從附表8的數據得知，本項試驗最高水位已達5.22cm，能夠增加試驗組數的空間相當有限，不過從整體趨勢來看，各數據點的分布具有一定的變化規律。

三、期末審查意見與處理情形

審查意見	處理情形
1. 請問複合堰堰流公式採用水力半徑取代水深則無須考量渠道邊界影響均無其他限制嗎？	水力半徑係反映邊界對水流的影響，故以水力半徑做為複合堰流流量公式之主要參數，實則反映邊界的影響，不過複合堰上、下堰間的水流較為複雜，並非水力半徑可以完全反映，以致於複合堰流量公式的擬合結果，略低於其他堰型。
2. 如治理組所述，排水口攔汙影響係數，滯洪池建議計算參數採用水力半徑，建議可同治理組或分局，採用現地試驗驗證，調整水保手冊，藉由現地構造形式與進一步現地試驗，精進既有堰流相關公式之改良應用	現地驗證的困難點，在於流量量測的準確性，因此有關這方面的研究均在實驗室得以控制流量的條件下進行，才能取得較為正確可信的結果。
3. 滯洪出口流量試驗可考慮水槽的尺寸影響。	本試驗水槽係自行設計，非採用傳統渠道式水槽，滯洪出口寬與其所在壁面的比值遠大於 10，故水槽邊界對滯洪出口幾無影響。

附件三 研究人員

姓名	擔任工作	學歷	經歷
蔡易達	計畫主持人	博士	研邦科技有限公司負責人
林極	現地調查	碩士	山治水土保持技師事務所
李玠廷	報告書彙整	碩士	逢甲大學研究助理
孫偉華	室內試驗	學士	逢甲大學研究助理
林庭任	室內試驗	學士	逢甲大學研究助理