

# 國立交通大學

土木工程系

碩士論文

攔河堰下游軟弱岩石沖刷坑形狀與深度分析

Estimation of the shape and depth of the  
scour hole downstream weirs built on weak rocks

研究生：羅楚鈞

指導教授：廖志中 教授

中華民國一〇〇年七月

## 攔河堰下游軟弱岩石沖刷坑形狀與深度分析

學生：羅楚鈞

指導教授：廖志中 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

### 摘要

西部麓山帶為台灣主要發展區域，在民生需求下興建攔河堰，但攔河堰的興建使河道坡度改變，上游的礫石無法穿越攔河堰至下游形成護甲層，使得下游岩盤出露，岩盤直接暴露在水流的衝擊下，迅速的被沖刷。大部分的攔河堰並沒有施做深基礎，在沖刷坑持續發展的情況下，容易造成堰體基礎的淘刷，進而造成堰體的不穩定；另外還會造成下游河道的深槽化，並危及下游橋樑及取水工，影響下游人民生命與財產的安全。

本研究藉由了解軟岩在承受衝擊後的發展，掌握攔河堰下游軟岩的沖刷機制及建立評估沖刷坑深度的方式，以供現有攔河堰估算最大沖刷坑深度、形狀與未來設計攔河堰時參考之用。

本論文旨在將 Annandale (2006)所提出計算水面流功的方式，再加上 Bollaert(2003)所提出計算尾水消能的方式，以及 Melo(2006)所提出的動態水壓衰減曲線，加以整合之後，提出評估攔河堰下游軟弱岩石沖刷坑形狀與深度的分析方法，並以實際案例進行試算，結果顯示本方法可有效計算出已知流量下的沖刷坑形狀及極限沖刷坑深度；接著由  $K_h$  與  $k_e$  之間的轉換結果帶入 Liu(2005)所提出的公式中計算沖刷坑深度，並與上述三位學者整合之方式所計算出的沖刷坑深度結果進行比較，比較結果顯示兩者的差異不大，皆可用以估計極限沖刷坑深度。

關鍵字：軟岩、沖刷坑深度、沖刷坑形狀、流功、岩盤抗沖蝕能力

Estimation of the shape and depth of the scour hole downstream weirs  
built on weak rocks

Student : Chu-Chun Lo

Advisor : Dr. Jyh-Jong Liao

Department of Civil Engineering  
National Chiao Tung University

**ABSTRACT**

The western foothill is the mainly development area in Taiwan. Weirs were often built across rivers to elevate river water level for providing public water supply in Taiwan. Due to low rock strength and the head difference caused by the weirs, rapid scour downstream of weirs is often observed. There is no deep foundation in most weirs, so this type of scour may induce weir instability and accelerate river-bed scour. Moreover, channel would become trench by this type of scour.

This research aims to propose an approach for estimating the shape and depth of the scour hole downstream weirs built on weak rocks.

Intergating the formula for calculating the stream power of water jet (Annandale, 2006), for estimating the dissipation energy in tailwater (Bollaert, 2003), and for determining the dissipation hydrodynamic pressures (Melo, 2006), the new method for estimating the shape and depth of the scour hole is presented. Then, the ultimate scour hole and shape for several real cases is calculated using the proposed method. Since the constant  $k_e$  depending on rock properties in the formulation for determining the scour depth proposed by Liu(2005) is not easy to determine from rock putcrop, the erodibility index( $K_h$ ) is proposed to replace it. The relationship of  $K_h$  and  $k_e$  is proposed based on the regression of the data of Liu's cases. Using the modified Liu formulation, the ultimate scour hole is also calculated. The calculated scour depths from both methods are similar.

**Key words** : weak rocks, depth of scour hole, shape of scour hole, stream power, erodibility index.

## 誌謝

終於完成了!!!經過兩年的努力才有這一本論文，雖然不是經典之作，但也是經過很多的努力才完成的，這中間要感謝的人太多了，讓我娓娓道來。

兩年的時間很快的過去了，在交大的這兩年間真的學到很多，不管是理論、實驗或者是現地調查，都讓我學到了很多。首先要感謝大地組六位老師在課堂上的指導，在這裡接觸到的領域與大學時期截然不同，也著實學到了不少東西。在這特別要感謝廖志中 老師與潘以文 老師，每個禮拜的 meeting 我都自認為已經做好萬全準備，但卻仍舊被問的體無完膚，也正因為如此才能越戰越勇，每次 meeting 完都覺得經驗值大增了！另外口試委員黃燦輝 老師、葉克家 老師、林炳森 老師、王承德 老師的指導讓我的論文更加完善。

接著要感謝明萬、小鄭、貓博、小驤、聰吉、阿欽、佩錚、彭桑、佳諺等學長的指導與幫助，不僅教導我如何在現地做調查，另外還提供了許多資源與經驗，讓我的論文更加豐富。

當然一起在五樓打拼的阿康、信忠、Gucci、心宇、冠宇，還有林門的輝輝、王葛格與陳陳倫，單門的阿仁，都讓我的研究所生活更加充實；特別感謝大霆陪我一起”PK”紓解壓力。

最後感謝我的家人、我的爸媽，沒有他們做我強力的後盾，絕對沒有現在的我；我要跟他們說”我愛你們”。



## 符號表

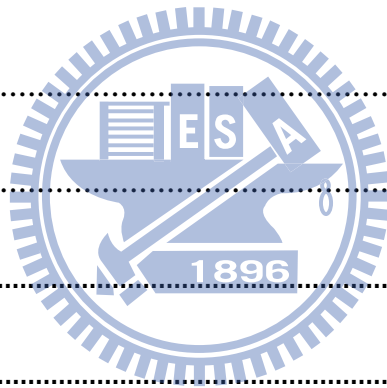
A：水流衝擊面積	$P_{jet}$ ：射流總流功
$A_{12}$ ：斷面面積	q：單寬流量
b：在任意斷面水柱厚度的一半	Q：總流量
B：水流寬度	t：沖刷深度
c：紊流常數	$t_e$ ：達到平衡狀態所需時間
$c_b$ ：係數	T：張力強度
$c_d$ ：射流擴散係數	$T_e$ ：水流沖刷時間
$C_I$ ：動力脈衝係數	$T_u$ ：擾流強度
$d_s$ ：顆粒粒徑	UCS：無圍壓縮強度
$d_m$ ：平均顆粒粒徑	v：流速
$D_i$ ：射流初始直徑(水柱厚)	$V_0$ ：流體初速
$D_j$ ：射流直徑	$V_1, V_2$ ：斷面 1, 2 的平均流速
E：水流平均能量	x：水平距離
$E_1, E_2$ ：因尾水而抵消的平均能量	$x_b$ ：x 方向塊體長度
f：形狀參數	$y_1, y_2$ ：斷面 1, 2 的水深
F：係數(1~1.25)	Y：極限(平衡)沖刷深度
Fr：福祿數	$z_b$ ：z 方向塊體長度
$F_{sh}$ ：作用於岩塊上之剪力和	$\alpha$ ：水流入射角
g：重力加速度	$\alpha'$ ：裂縫長度
G：岩塊重	$\beta$ ：沖刷坑上游側坡角角度
$G'$ ：斷面體積水重	$\beta'$ ：沖刷坑下游側坡角角度
h：尾水高度	$\gamma_s$ ：材料單位重
$h_1, h_2$ ：斷面 1, 2 的水深	$\gamma_w$ ：水單位重
$h_3$ ：潛沒水深	$\delta$ ：合力角度
$h_{up}$ ：塊體可抬升高度	$\varepsilon$ ：空氣體積濃度
H：跌水高度	$\eta_{p1}, \eta_{p2}$ ：壓力修正因子
$k_e$ ：岩盤沖刷係數	$\theta$ ：射流射出角度(與水平夾角)
$k_t$ ：水力因子	$\lambda$ ：攔河堰堰面角度
K：常數	$\lambda'$ ：修正參數
$K_2$ ：空氣含量係數	v：動黏滯率
$K'$ ：應力強度	$\sigma_c'$ ：有效單壓強度
$L_b$ ：射流破裂長度	$\sigma_i$ ：岩塊內應力
$L_i$ ：逆坡水平距離	$\sigma_w$ ：裂縫內水壓
$L_j$ ：射流軌跡長	$\tau_b$ ：水流剪應力
m：射流破裂長度比參數	$\tau_{cr}$ ：底床臨界剪應力
n：射流破裂長度比參數	$\chi$ ：射流軌跡長
P：流體動力	$\psi$ ：材料摩擦角
$P_1, P_2$ ：斷面 1, 2 的靜水壓力	$\Delta$ ：相對密度
$P_c$ ：岩塊間凝聚力	$\Delta E$ ：能量損失

## 目錄

摘要.....	I
ABSTRACT.....	II
誌謝.....	III
符號表.....	IV
目錄.....	I
圖目錄.....	IV
表目錄.....	X
第一章 緒論.....	1
1.1 研究動機.....	1
1.2 研究目的.....	1
1.3 研究流程.....	2
第二章 文獻回顧.....	4
2.1 攔河堰之基礎形式與沖刷坑形成.....	4
2.2 水工構造物下游的岩盤沖刷特性.....	6
2.2.1 岩盤沖刷影響因子.....	6
2.2.2 跌水沖刷特性.....	7
2.2.3 岩盤刷破壞特性.....	9
2.3 水工構造物因跌水所產生之沖刷行為描述及深度評估.....	11

2.3.1	經驗公式.....	12
2.3.2	半經驗公式.....	13
2.3.3	沖刷坑底部的壓力波動與壓力差.....	33
2.4	台灣目前處理沖刷坑之方式.....	50
2.5	小結.....	51
第三章	攔河堰下游軟弱岩盤沖刷.....	52
3.1	攔河堰下游軟弱岩盤沖刷坑形成機制.....	52
3.2	沖刷坑形成演算流程.....	57
3.2.1	射流至沖刷坑底部之流功計算方式.....	59
3.2.2	岩盤抗沖蝕指數 $K_h$ .....	66
3.2.3	水躍消能.....	67
3.2.4	力平衡沖刷坑深度公式推導.....	68
3.2.5	沖刷坑形狀評估.....	73
3.3	範例計算.....	74
第四章	案例研究.....	81
4.1	結合 Annandale、Bollaert 與 Melo 方法計算沖刷坑深度與形狀	82
1.	後村攔河堰.....	82
2.	義興壩.....	89

3. 石岡壩.....	97
4. 龍泉圳攔河堰.....	106
5. 集集攔河堰.....	110
6. 觸口攔河堰.....	115
7. 甲仙攔河堰.....	121
4.2 改良 Liu 的方法計算沖刷坑深度.....	127
4.3 影響參數分析.....	131
第五章 結論與建議.....	135
5.1 結論.....	135
5.2 建議.....	136
參考文獻.....	i
附錄一.....	I
附錄二.....	VII



## 圖目錄

圖 1- 1 研究流程圖 .....	3
圖 2- 1 觸口攔河堰堰體懸空情形(攝於 20050729) .....	5
圖 2- 2 觸口攔河堰堰體懸空情形(攝於 20050729) .....	5
圖 2- 3 後村攔河堰堰體斷裂情形(攝於 20090803) .....	6
圖 2- 4 水流衝擊引致之沖刷機制示意圖(Bollaert, 2003) .....	8
圖 2- 5 岩床侵蝕的裂隙延伸機制示意圖(Whipple et al., 2000).....	10
圖 2- 6 臨界啟動剪應力示意圖(Bormann and Julien, 1991).....	14
圖 2- 7 沖刷坑實際測量值與預測值之比較(Bormann and Julien, 1991) .....	16
圖 2- 8 水流與沖刷坑關係示意圖(Akhmedov, 1988) .....	17
圖 2- 9 水流與沖刷坑關係示意圖(Fahlbusch, 1994).....	18
圖 2- 10 極限沖刷深度(Fahlbusch, 1994).....	19
圖 2- 11 作用力與合力(Hoffman, 1998).....	20
圖 2- 12 沖刷坑實際量測值與預測值比較(Hoffman, 1998).....	21
圖 2- 13 水躍發生在逆坡之作用力示意圖(Liu, 2005).....	22
圖 2- 14 沖刷深度與尾水深之間的關係(Liu,2005).....	25
圖 2- 15 發展中沖刷坑水流示意圖(Spurr, 1985) .....	26
圖 2- 16 岩盤沖刷門檻(Temple and Moore, 1994).....	29

圖 2- 17 岩盤沖刷門檻(Van Schalkwyk et al., 1995).....	30
圖 2- 18 臨界沖蝕流功與地質評估因子比較圖(Annandale, 2006).....	32
圖 2- 19 溢洪道潛能沖刷深度示意圖(Annandale,2006).....	33
圖 2- 20 圓形射流擴散架構圖(Ervine et al., 1997).....	35
圖 2- 21 矩形射流擴散架構圖(Castillo 2006).....	36
圖 2- 22 二維水流擴散行為(Annandale, 2006).....	37
圖 2- 23 無因次動態壓力(修改自 Melo, 2006).....	39
圖 2- 24 圓形射流平均壓力係數與 $h/D_j$ 關係圖(Bollaert, 2003).....	40
圖 2- 25 射流平均壓力係數與 $h/D_j$ 關係圖(Castillo, 2004).....	41
圖 2- 26 射流波動壓力係數與 $h/D_j$ 關係圖(Bollaert, 2003).....	42
圖 2- 27 射流波動壓力係數與 $h/D_j$ 關係圖(Annandale, 2006).....	43
圖 2- 28 不同形式裂隙模擬設施示意圖(Bollaert, 2002).....	45
圖 2- 29 岩體表面及裂隙內部波動壓力比較圖(Bollaert, 2002).....	45
圖 2- 30 裂隙內部波動壓力放大係數圖(Bollaert, 2002).....	46
圖 2- 31 塊體破壞型式之力學架構圖(Bollaert, 2002).....	49
圖 2- 32 Bollaert 塊體之形狀示意圖(Bollaert, 2002).....	50
圖 2- 33 剝皮法(peeling off)沖刷示意圖(Bolleart, 2005).....	50
圖 3- 1 攔河堰下游沖刷示意圖(一).....	53

圖 3- 2 攔河堰下游沖刷示意圖(二) .....	53
圖 3- 3 觸口堰增設第二階護坦(20080509) .....	53
圖 3- 4 攔河堰下游沖刷示意圖(三) .....	54
圖 3- 5 觸口堰增設第二階護坦後之沖刷(20081007) .....	54
圖 3- 6 攔河堰下游沖刷示意圖(四) .....	55
圖 3- 7 剝皮法(peeling off)沖刷示意圖(Bolleart, 2005) .....	56
圖 3- 8 攔河堰下游沖刷示意圖(五) .....	56
圖 3- 9 攔河堰下游沖刷示意圖(六) .....	56
圖 3- 10 觸口堰下游沖刷情況(20050729) .....	57
圖 3- 11 沖刷流程分析步驟 .....	58
圖 3- 12 水流離開堰體進入消能池之示意圖 .....	60
圖 3- 13 水流離開溢洪道之破裂長度示意圖(修改 Ervine et al, 1997)	62
圖 3- 14 正規化消能池深度、平均動態壓力係數在不同射流破裂長度 比之函數關係圖(Castillo, 2004) .....	64
圖 3- 15 正規化消能池深度與波動動態壓力係數之函數關係圖 (Bollaert, 2002) .....	65
圖 3- 16 單位面積流功與抗沖蝕能力指數圖(Annandale, 1995).....	67
圖 3- 17 水躍示意圖 .....	68
圖 3- 18 沖刷坑示意圖(Liu, 2005).....	69



圖 3- 19 深水區示意圖(Liu, 2005).....	71
圖 3- 20 淺水區示意圖(Liu, 2005).....	71
圖 3- 21 無因次動態壓力(修改自 Melo, 2006).....	74
圖 3- 22 流功計算流程圖 .....	75
圖 3- 23 攔河堰沖刷演進(一) .....	76
圖 3- 24 攔河堰沖刷演進(二) .....	77
圖 3- 25 攔河堰沖刷演進(三) .....	77
圖 3- 26 攔河堰沖刷演進(四) .....	78
圖 3- 27 攔河堰下游沖刷引起之河道深槽化(八掌溪仁義潭攔河堰，攝 於 20110615) .....	78
圖 4- 1 後村攔河堰岩石露頭分布圖 .....	83
圖 4- 2 後村攔河堰下游岩盤沖刷演進.....	84
圖 4- 3 後村攔河堰沖刷深度與形狀示意圖 .....	86
圖 4- 4 後村攔河堰現地沖刷狀況 .....	86
圖 4- 5 義興壩岩石露頭分布圖 .....	90
圖 4- 6 義興壩下游岩盤沖刷演進 .....	91
圖 4- 7 義興壩沖刷深度與形狀示意圖 .....	93
圖 4- 8 義興壩沖刷坑剖面圖(設置攔河堰引致岩盤沖刷之機制與評估	

研究, 2010).....	96
圖 4- 9 石岡壩岩石露頭分布圖.....	98
圖 4- 10 石岡壩下游岩盤沖刷演進.....	99
圖 4- 11 石岡壩沖刷深度與形狀示意圖.....	104
圖 4- 12 民國 94 年地形測量圖.....	104
圖 4- 13 民國 96 年地形測量圖.....	105
圖 4- 14 民國 98 年地形測量圖.....	105
圖 4- 15 龍泉圳攔河堰岩石露頭分布圖.....	107
圖 4- 16 龍泉圳攔河堰下游岩盤沖刷演進.....	107
圖 4- 17 集集攔河堰岩石露頭分布圖.....	111
圖 4- 18 集集攔河堰下游岩盤沖刷演進.....	112
圖 4- 19 集集攔河堰沖刷形狀示意圖.....	114
圖 4- 20 觸口攔河堰岩石露頭分布圖.....	116
圖 4- 21 觸口攔河堰下游岩盤沖刷演進.....	116
圖 4- 22 觸口攔河堰沖刷深度與形狀示意圖.....	118
圖 4- 23 觸口攔河堰下游沖刷坑(攝於 20050729).....	118
圖 4- 24 甲仙攔河堰岩石露頭分布圖.....	122
圖 4- 25 甲仙攔河堰下游岩盤沖刷演進.....	123
圖 4- 26 甲仙攔河堰下游沖刷坑(攝於 20090822).....	125

圖 4- 27 $K_h$ - $k_e$ 關係圖( $K_h$ 以 log 表示).....	129
圖 4- 28 影響參數分析-尾水深.....	132
圖 4- 29 影響參數分析-岩盤抗沖蝕指數.....	132
圖 4- 30 影響參數分析-水柱厚.....	132
圖 4- 31 影響參數分析-水流入射角.....	133
圖 4- 32 影響參數分析-單寬流量.....	133
圖 4- 33 影響參數分析-跌水高度.....	133
附圖 1- 1 岩塊長度比值 $y/x$ 示意圖(Annandale, 1995,2006).....	VI



## 表目錄

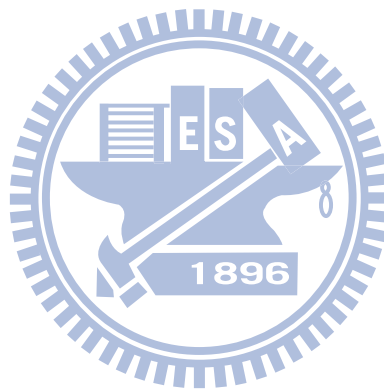
表 2-1 現有計算沖刷坑之經驗公式(修改自 Bollaert, 2002) .....	12
表 2-2 岩盤沖蝕能力抵抗分類表(Liu, 2005).....	24
表 2-3 計算三峽大壩下游岩盤沖刷深度(Liu, 2005).....	25
表 2-4 在 $k_c=3.9$ 的情況下總沖刷深度與沖刷深度之間的差異(Liu, 2005) .....	25
表 2-5 貫入長度 $K_c$ 比較表(Annandale, 2006) .....	38
表 2-6 射流破裂長度比參數(Castillo, 2004).....	41
表 2-7 波動壓力係數與 $H/L_b$ 比值關係表(Castillo, 2006) .....	43
表 3-1 射流破裂長度比參數(Castillo, 2006).....	64
表 3-2 波動動態壓力係數與 $H/L_b$ 比值關係表(Castillo, 2006) .....	66
表 3-3 範例水流參數 .....	76
表 3-4 流功計算範例 .....	79
表 3-5 水躍計算範例 .....	80
表 3-6 形狀計算範例 .....	80
表 4-1 攔河堰基本資料表(設置攔河堰引致岩盤沖刷之機制與評估研究, 2010) .....	81
表 4-2 後村攔河堰沖刷評估參數及計算結果.....	87

表 4- 3 後村攔河堰沖刷形狀計算結果.....	88
表 4- 4 義興壩沖刷評估參數及計算結果.....	94
表 4- 5 義興壩沖刷形狀計算結果.....	95
表 4- 6 石岡壩沖刷評估參數及計算結果.....	101
表 4- 7 石岡壩沖刷形狀計算結果.....	102
表 4- 8 石岡壩水躍參數評估及計算結果.....	102
表 4- 9 龍泉圳攔河堰水躍參數評估及計算結果.....	109
表 4- 10 集集攔河堰水躍參數評估及計算結果.....	114
表 4- 11 觸口攔河堰沖刷評估參數及計算結果.....	119
表 4- 12 觸口攔河堰沖刷形狀計算結果.....	120
表 4- 13 甲仙攔河堰沖刷評估參數及計算結果.....	126
表 4- 14 岩盤沖刷分類表(Liu, 2005).....	127
表 4- 15 沖刷參數與沖刷深度(Liu).....	130
表 4- 16 沖刷參數與沖刷深度(Annandale).....	130
表 4- 17 Annandale 與 Liu 沖刷深度比較.....	130
表 4- 18 影響參數比較表.....	134
附表 1- 1 岩石材料強度評分表(Annandale, 1995,2006).....	I
附表 1- 2 節理組數參數評分表(Annandale, 1995,2006).....	II

附表 1-3 節理面粗糙參數評分表(Annandale, 1995,2006).....III

附表 1-4 節理面狀態參數評分表(Annandale, 1995,2006)..... IV

附表 1-5 地盤構造條件參數評分表(Annandale, 1995,2006)..... V



## 第一章 緒論

### 1.1 研究動機

西部麓山帶為台灣的主要發展區域，在民生需求下興建攔河堰，但攔河堰的興建使河道坡度改變，上游的礫石無法穿越攔河堰至下游形成護甲層，使得下游岩盤出露，岩盤直接暴露在水流的衝擊下，迅速的被沖刷。大部分的攔河堰並沒有施作深基礎，在沖刷坑持續發展的情況下，容易造成堰體基礎的掏刷，進而造成堰體的不穩定；另外還會造成下游河道的深槽化，並危及下游橋樑及取水工，影響下游人民生命與財產的安全。

台灣西部麓山帶出露的地層以上新世及更新世的岩石為主，此類岩石普遍具有膠結不良、遇水極易軟化且極易受沖蝕之特性，且因岩盤沖刷具有不可逆之特點，而引起引水設施損壞或喪失功能。由於攔河堰下游軟弱岩石的沖刷機制及沖刷坑評估方法尚未有完整之研究成果，因此，值得進行進一步研究。

### 1.2 研究目的

一般水工構造物下游的沖刷問題，以材料分為岩石材料與顆粒性材料，若地層條件為岩石材料時，僅在高壩及溢洪道沖刷時予以討論，對於高差小的水工構造物而言，一般認為跌水產生之能量不足以對岩石材料造成沖刷而不考慮，僅考慮無凝聚力之顆粒性材料，並以顆粒



性材料之力平衡計算河道沖淤行為。然而，由現地調查結果顯示，台灣西部存在甚多攔河堰下游軟弱岩床沖刷坑。

軟岩沖刷評估理論發展甚晚，以往的研究大多以定性為主，且均將複雜的交互影響機制簡化成合理化公式，因此僅能針對發生沖刷與否進行判斷，無法預測沖刷坑深度。

本研究藉由了解軟岩在承受衝擊後的發展，掌握攔河堰下游軟岩的沖刷機制及建立評估沖刷坑深度的方式，以供現有攔河堰估算最大沖刷坑深度、形狀與未來設計攔河堰時參考之用。

### 1.3 研究流程

本研究第二章文獻回顧，首先先蒐集與岩盤沖刷以及水工結構物下游沖刷的相關文獻，並整理出以往評估沖刷坑深度的公式。第三章建立攔河堰下游沖刷坑形成機制以及計算沖刷坑深度的流程，並解釋詳細計算步驟。第四章案例研究，再採用現地攔河堰資料計算進行驗證，與資料的比較。最後第五章結論與建議再提出本研究的結論與相關建議。研究流程如圖 1-1 所示。



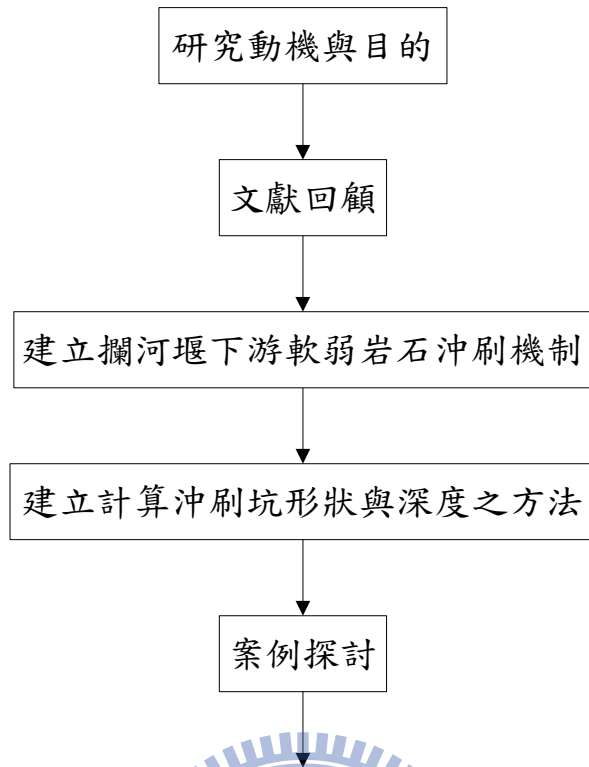


圖 1-1 研究流程圖

## 第二章 文獻回顧

一般水工構造物下游的沖刷問題，以材料分為岩石材料與顆粒性材料，若地層條件為岩石材料時，國內外文獻皆僅在高壩及溢洪道沖刷時予以討論。對於高差較小的水工構造物而言，一般認為跌水產生之能量不足以對岩石材料造成沖刷，而不考慮，僅考慮無凝聚力之顆粒性材料，並以顆粒性材料之力平衡計算河道沖淤行為。

本章就與本論文相關的國內外文獻加以回顧、討論，回顧的內容包括：

1. 攔河堰之基礎型式與沖刷坑形成
2. 水工構造物下游的岩盤沖刷特性
3. 水工構造物因跌水所產生之沖刷行為描述及深度評估
4. 台灣目前處理沖刷坑之方式

### 2.1 攔河堰之基礎形式與沖刷坑形成

攔河堰之設置因改變河川坡度，造成上游泥砂淤積，使下游護甲層流失，喪失對岩盤之保護作用。同時因水流能量增加，而引致岩體之弱化與沖蝕作用，因岩體材料之流失而形成局部沖刷，而形成沖刷坑。

攔河堰下游沖刷坑形成後，隨著深度的發展，使得堰體的被動土壓力減少，可能因此造成堰體的滑動或傾覆破壞。若沖刷情形未能改

善，使沖刷延伸進入基礎下方，因懸空而危及堰體的穩定，如圖 2-1、圖 2-2。因一般攔河堰之設計理念為重力式，僅配置少量拉力鋼筋，故難以承受拉力作用，進而引起堰體斷裂破壞，如圖 2-3。



圖 2-1 觸口攔河堰堰體懸空情形(攝於 20050729)



圖 2-2 觸口攔河堰堰體懸空情形(攝於 20050729)





圖 2- 3 後村攔河堰堰體斷裂情形(攝於 20090803)

## 2.2 水工構造物下游的岩盤沖刷特性

對於水工構造物下游的岩盤沖刷，有下列幾項影響因子需要考慮，並針對各項詳細的說明：

1. 岩盤沖刷影響因子
2. 跌水沖刷特性
3. 岩盤沖刷破壞特性

### 2.2.1 岩盤沖刷影響因子

Martins(1973)及 Bollaert(2003)指出一般作用在大壩下游影響岩盤沖刷深度之主要因素如下：

- (1) 單寬流量( $q$ )：總流量/攔河堰跨距；流量影響沖刷範圍、沖刷形狀以及能量大小；單寬流量越大，水流能量越大。

- (2) 流速(V)：流速影響沖刷位置、跌水面積之擴散程度以及能量的大小；流速越快，水流的能量越大。
- (3) 跌水高度(H)：跌水高度越大表示流體速度越大，能量也越大。
- (4) 入射角度( $\beta$ )：角度影響水流進入尾水後的沖刷方向與沖刷範圍。
- (5) 尾水高度(h)：對跌水之能量傳遞而言，尾水可視為一消能設施，兩者之擾流導致能量消散，若尾水高度足夠則可能無能量傳遞至岩盤；尾水高度越高，消能越多。
- (6) 岩石性質：包含不連續面間距、不連續面位態、抗侵蝕能力、風化程度及岩塊尺寸等；綜合上述資料可得到岩盤抗沖蝕能力，當岩盤抗沖蝕能力越好，表示岩盤越不易被沖刷。
- (7) 河床載：包含粒徑分佈、泥砂濃度、懸浮載與河床載比例、運移速度及運移距離等。
- (8) 流體中空氣含量：空氣含量影響能量在流體間之傳遞速度，進一步影響岩體裂隙間之共振頻率。

### 2.2.2 跌水沖刷特性

攔河堰的沖刷與溢洪道沖刷最大的不同就是攔河堰的高差小，但是攔河堰的沖刷會因為基礎的淘刷而演變成跌水的沖刷型態。

Bollaert(2003)利用圖 2-4 來描述水庫溢洪道下方在高速水流沖擊岩盤發生沖刷之過程。將岩盤沖刷分成下列六個步驟：

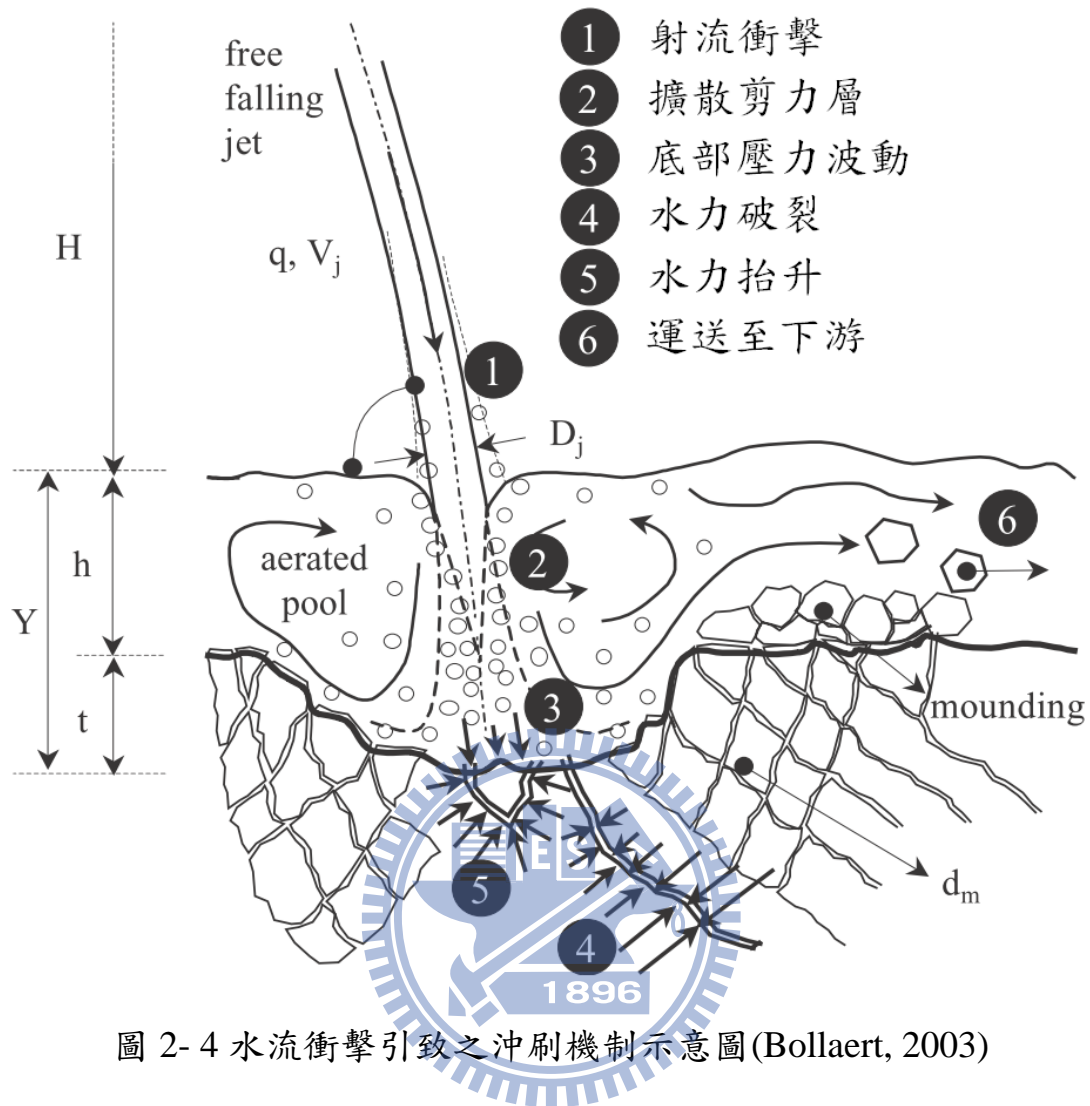


圖 2-4 水流衝擊引致之沖刷機制示意圖(Bollaert, 2003)

- (1) 水流離開原始束制邊界，以自由落體方式向下運動，除水流周圍因擴散及摩擦效應而使流速變慢外，水流中心大部份仍維持初始流速。
- (2) 水流投射進入尾水，以 2D 擴散方式在尾水內形成渦流，並將周圍之空氣攜帶進入尾水中形成氣泡。
- (3) 水流衝擊力量作用在岩盤表面。
- (4) 水流衝擊力量在裂隙內部傳遞，由於裂隙內部的放大效應，使得



裂隙延伸。

- (5) 裂隙延伸並連通後形成獨立塊體，使岩塊底部與上方形成壓力差，當向上作用力大於岩塊的水中重量時，岩塊向上運動並脫離原有位置。
- (6) 岩塊脫離原有位置後，透過水流的搬運向下游移動。

### 2.2.3 岩盤刷破壞特性

評估高速水流沖擊對岩體沖蝕之機制(Whipple et al., 2000)，可區分為岩體表面之磨蝕、岩塊抽離以及穴蝕三種，其中磨蝕與穴蝕的影響範圍較局部且速度也較慢，而岩塊抽離之影響範圍較大且顯而易見，大規模的岩體沖刷作用均受岩塊抽離的影響為主。由觀察發現軟岩與硬岩的差別在於塊體的大小，軟岩的節理間距比硬岩要小，因此軟岩的塊體大小也相對較小，受水流衝擊容易被帶往下游。

岩塊抽離作用可依據岩體節理裂隙之發展情形不同，分成以下兩種類型：

1. 若裂隙之發展尚未完全使岩塊與岩體脫離時，裂隙之波動壓力導致裂隙增加，稱為水力破裂(Hydraulic jacking or Hydraulic wedging)。Whipple et al.(2000)研究河道沖蝕時用以描述塊石沖擊岩盤面對沖蝕之影響說明如圖 2- 5，認為過程中可能先需小裂縫經水力推張擴大為破裂面，隨著河床顆粒逐漸地透過磨蝕作用沖

蝕弱面，再加上物理或化學風化作用，讓弱面完全擴展連通，最後終於導致獨立岩塊之鬆動、脫離。

2. 岩盤受力衝擊時，瞬時的高動量傳遞造成不均勻的應力作用，而使得垂直向及水平向的裂隙逐漸延伸發展。Bollaert(2003)也以圖 2-4 說明沖刷坑中水流沖擊引致之塊體抽離機制。

兩位學者說明塊體脫離之機制概念相當類似，但不同的是 Bollaert 強調高速水流沖擊下所造成的壓力波動效應。

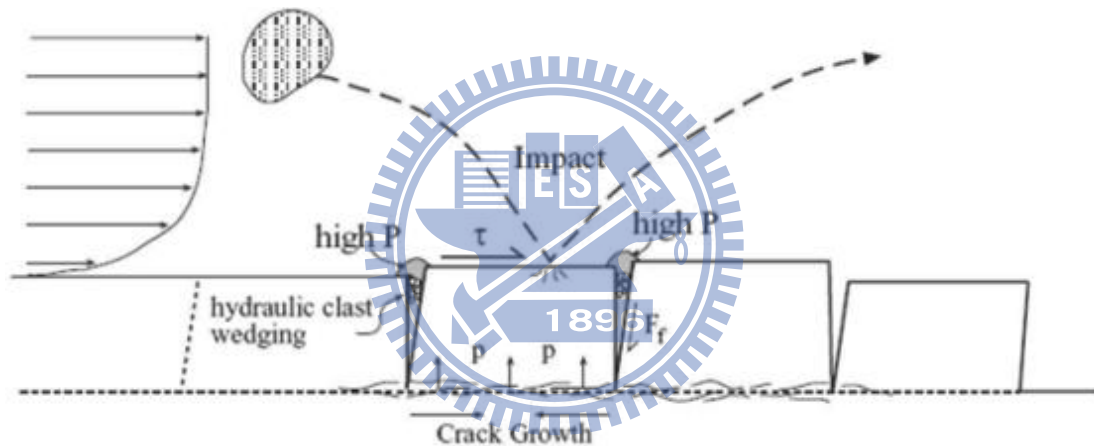


圖 2-5 岩床侵蝕的裂隙延伸機制示意圖(Whipple et al., 2000)

綜合前述的說明，攔河堰下游岩盤局部沖刷及沖刷坑形成具備下列特性，且均與岩體之抗沖蝕能力及流況特性相關：

1. 軟岩材料弱化碎裂：水流帶來之反覆作用力或波動壓力，因放大效應使得使材料內部裂隙發展並延伸。當裂隙連通後形成獨立塊體，接著被水流帶至下游。
2. 河床顆粒之沖擊碎裂：相較於溢洪道，攔河堰之水流夾帶有顆粒

大小不一的卵礫石，隨水流直接撞擊岩盤，當攔河堰下游側之水深有限時，則對此撞擊力之消能作用有限，卵礫石撞擊岩盤之衝擊效應更為重要。

3. 穴蝕：受到地形的影響，局部區域的流況變化造成水流衝擊或渦流的現象所形成之孔洞沖蝕痕跡。
4. 水流能量：相較於溢洪道通水時間少且輸出能量較為均勻之條件，攔河堰之水流能量有隨水文事件而依時間變化之特性。另外，由於攔河堰多屬低矮形式，因此水流的水平分量也與溢洪道以垂直分量為主的水流能量不同。

### 2.3 水工構造物因跌水所產生之沖刷行為描述及深度評估

Bollaert(2002)整理出與高速射流有關的沖刷深度評估方式，並將這些評估方式分為三類：

1. 經驗公式
2. 半經驗公式
3. 沖刷坑底部的壓力波動與壓力差

在工程之應用面上，若使用以經驗公式或半經驗公式提出之沖刷深度應用公式，使用者僅需套用相關參數，即可用於推估沖刷深度。雖然這些方法簡單、快速，但是適用的範圍卻僅限於當初實驗的場址，無法將其應用到其它的場址。另外，若使用壓力波動方法，則需考慮

作用在岩盤內影響沖刷深度之水力及岩盤特性等；但僅適用於節理明顯的硬岩或混凝土塊，對於軟岩隨機分布的節理與裂隙則不適用。

### 2.3.1 經驗公式

經驗方法是在水利設計準則中廣為採用的方法，因為它的簡易性以及可透過模型試驗與原型試驗來得到相關的參數。

藉由不同影響參數之取捨，已有數十種推估之經驗公式被提出，如表 2-1，其型式可歸納如式(2-1)。

表 2-1 現有計算沖刷坑之經驗公式(修改自 Bollaert, 2002)

年	作者	射流型態	T	q	h	H	g	V <sub>i</sub>	θ
1932	Schoklitsch	噴射水流		■		■			
1937	Veronese	噴射水流		■		■			
1939	Jaeger	噴射水流		■	■	■			
1953	Doddiah et al.	噴射水流	■	■		■			
1957	Hartung	噴射水流		■		■	■		
1963	Rubinstein	溢洪道射流，岩塊			■	■	■	■	■
1966	Damle et al.	溢洪道射流		■		■			
1967	Kotoulas	噴射水流		■		■			
1969	Chee & Padiyar	溢洪道射流		■		■			
1974	Chee & Kung	噴射水流		■		■	■		■
1973	Martins A	噴射水流，岩塊		■	■	■			■
1975	Martins B	溢洪道射流		■		■			
1978	Taraimovich	溢洪道射流				■		■	■
1981	INCYTH	噴射水流		■		■			
1982	Machado	噴射水流		■		■	■		
1985	Mason & Arumugam	噴射水流		■	■	■	■		
1989	Mason	噴射水流		■	■	■	■		
1991	Yildiz & Uzucek	噴射水流		■		■			■

$$Y = t + h = K \frac{H^y q^x h^w}{g^v d_m^z} \quad (2-1)$$

Y=極限冲刷深度

t=冲刷深度

h=尾水深度

K=常數

H=跌水高度

q=單寬流量

g=重力加速度

$d_m$ ：平均顆粒粒徑

Mason and Arumugam(1985)藉由 26 處現地觀測及 47 處之室內試驗資料之率定之參數。針對式之參數值建議如下：

$$K = 6.42 - 3.1 \cdot H^{0.10}, \quad v = 0.3, \quad w = 0.15, \quad x = 0.6 - \frac{H}{300}, \quad y = 0.15 - \frac{H}{200}, \quad z = 0.1$$

經驗公式主要的限制是缺乏理論背景、尺寸效應以及動態影響。如此難以詳細且正確的描述冲刷現象。

### 2.3.2 半經驗公式

針對經驗公式缺乏力學機制之缺失，許多學者建立基本之物理模式，導入力學機制，因對於如水流之消能效果等無法掌握，所以對模式進行簡化，再以現地觀測或試驗結果進行迴歸，以提出應用公式，此類公式之外力主要描述方法可再區分為(修改 Bollaert, 2002)

(1). 臨界起動剪應力(critical incipient shear stress)

(2). 能量守恆原則(principal of conservation)

(3). 地質力學特性(geomechanical characteristic)

(4). 流功(stream power)

### 2.3.2.1 臨界起動剪應力

Bormann & Julien(1991)利用 Shields'(1936)提出之底床臨界剪應力觀念探討非凝聚性顆粒的穩定，並認為沖刷坑下游側形狀可視為一傾斜之逆坡，因此水流產生之剪應力除須克服顆粒材料之臨界剪應力之外，尚需有足夠的力量將顆粒帶過下游的逆坡，才能使沖刷行為繼續發生，如圖 2-6 所示，而水流產生之剪應力與顆粒材料之臨界剪應力關係如式(2-2)：

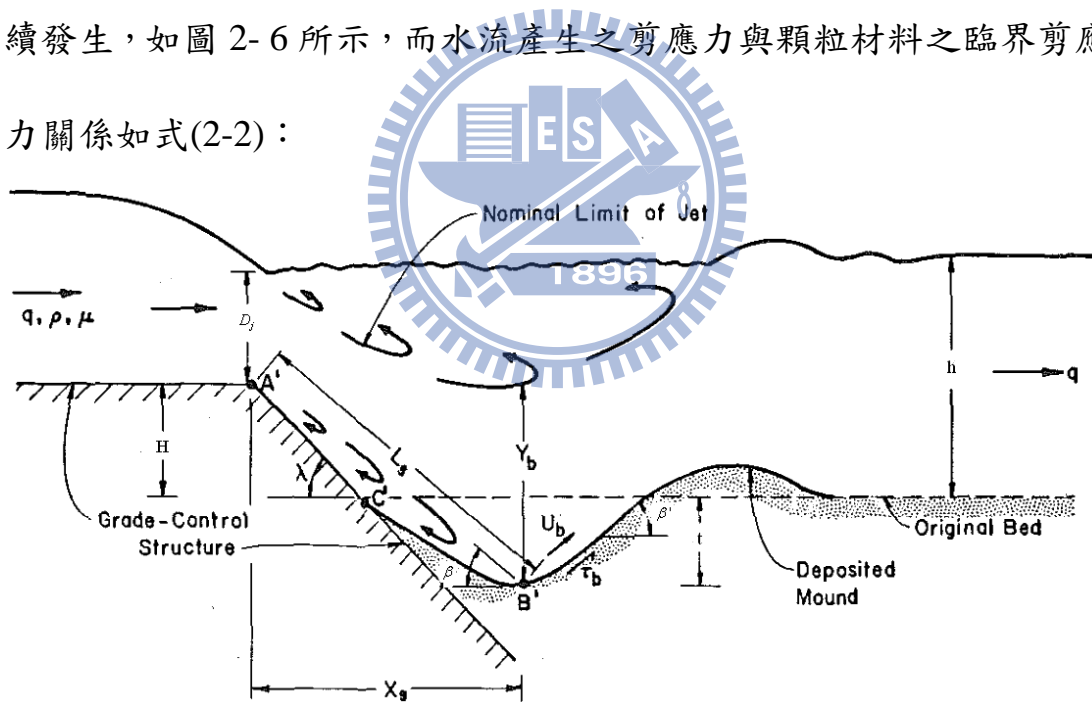


圖 2-6 臨界啟動剪應力示意圖(Bormann and Julien, 1991)

$$\frac{\tau_b}{\tau_{cr}} = \frac{\sin(\phi+\beta)}{\sin(\phi)} \quad (2-2)$$

$\tau_b$ =水流產生之剪應力

$\tau_{cr}$ =底床臨界剪應力

$\phi$ =材料摩擦角

$\beta$ =沖刷坑上游側逆坡角度

接著在平衡的條件下藉由跌水高度、角度、流速、顆粒尺寸及材料摩擦角等參數進行沖刷坑深度之推導，如式(2-3)(2-4)，其中的指數由實驗得到：

$$Y = H + t = Kq^{0.6} \frac{V_0}{g^{0.8} d_s^{0.4}} \sin \beta \quad (2-3)$$

$$K = C_d^2 \left[ \frac{\gamma_w \sin \phi}{\sin(\phi + \beta) B(\gamma_s - \gamma_w)} \right]^{0.8} \quad (2-4)$$

上游側坡角的角度  $\beta'$  是由現地實驗所迴歸得到，如式(2-5)

$$\beta = 0.316 \sin \lambda + 0.15 \ln \left( \frac{H + D_j}{D_j} \right) + 0.13 \ln \left( \frac{h}{D_j} \right) - 0.05 \ln \left( \frac{V_0}{\sqrt{g D_j}} \right) \quad (2-5)$$

Y=極限沖刷深度

H=跌水高度

t=沖刷深度

q=單寬流量

$V_0$ =流體初速

g=重力加速度

$d_s$ =顆粒粒徑

$\beta$ =沖刷坑上游側坡角

$C_d$ =射流擴散係數

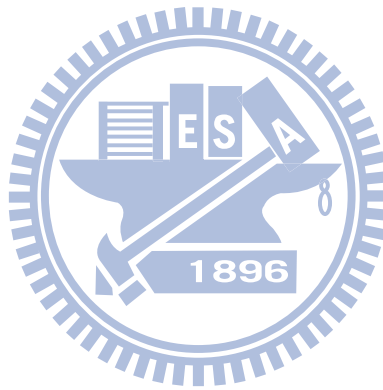
$\gamma_s$ =材料的單位重

$\gamma_w$ =水的單位重

$\lambda$ : 攔河堰堰面角度

$D_j$ : 射流直徑

h=尾水高度



雖然應用此方法所計算出來的沖刷坑深度與實際量測的沖刷坑深度有很高的一致性，如圖 2-7，但由於此方法是採用顆粒性材料試驗所迴歸出來的公式，因此不適用於岩盤的沖刷。



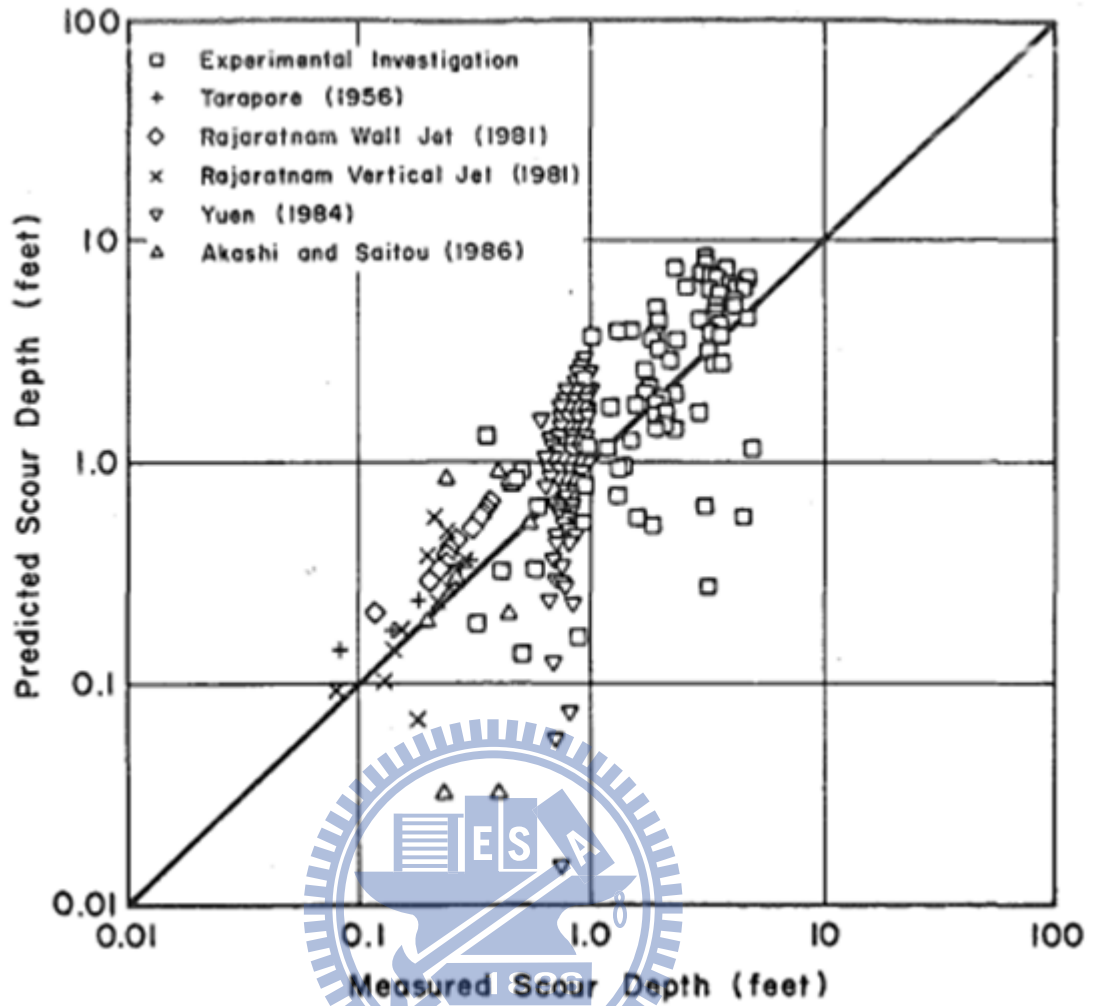


圖 2-7 沖刷坑實際測量值與預測值之比較(Bormann and Julien, 1991)

### 2.3.2.2 能量守恆原則

Akhmedov(1988)首先發展出以能量觀點判斷沖刷坑是否沖刷，如圖 2-8，當水流沖擊岩盤使之破碎並將岩塊帶離時所需之條件表示如式(2-6)：

$$P > G + P_c \quad (2-6)$$

P=流體動力

G=岩塊重

$P_c$ =岩塊間的凝聚力

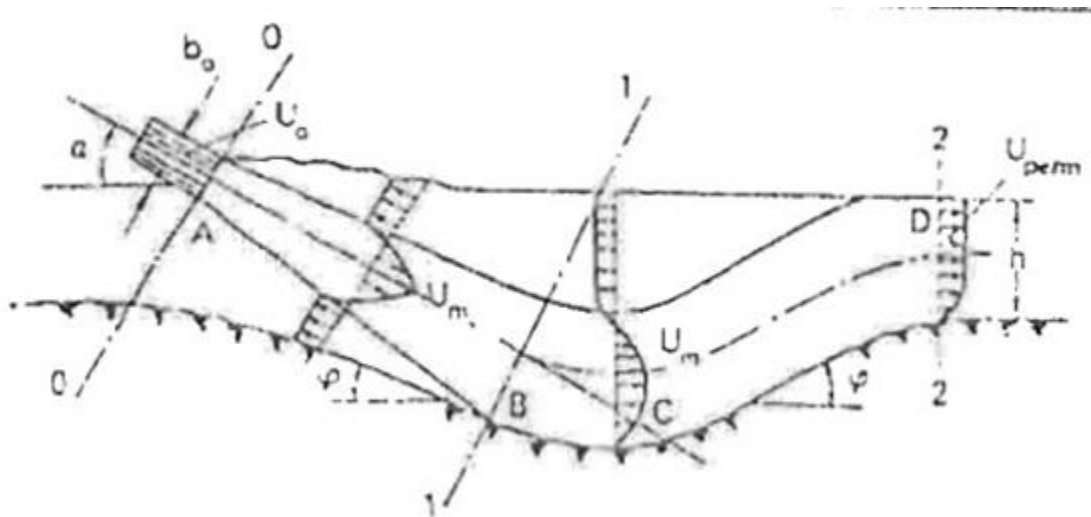


圖 2-8 水流與沖刷坑關係示意圖(Akhmedov, 1988)

經由模型試驗得到沖刷深度的計算可透過式(2-7)求得：

$$t = \frac{\chi + D_j \left[ \frac{1}{2} \left( \frac{1}{\sin \alpha} + \frac{1}{\sin \phi} \right) - 1 \right] + \frac{h}{2 \sin \phi}}{\left( 1 - \frac{C}{2} \right) \left( \frac{1}{\sin \alpha} + \frac{1}{\sin \phi} \right) + C} \quad (2-7)$$

t=沖刷深度

$\chi$ =水流軌跡長度

$D_j$ =射流直徑

$\alpha$ =水流入射角

$\phi$ =材料內摩擦角

h=尾水高度

C=紊流常數

綜合上述，Akhmedov(1988)的深度評估方式看似相當簡單易用，但必須在兩個重要基礎條件都成立下才可使用。對於岩盤抗沖刷能力而言，其所考量的唯一參數為沖刷坑坡面的摩擦角  $\phi$ ，可否廣泛應用於不同場址的評估仍屬未知。Akhmedov(1988)考慮之沖刷坑受局部束制，並假設上、下游坡面角度皆為  $\phi$ ，對台灣多數攔河堰而言，年輕

之地質條件似乎多未能提供有效之束制而形成沖刷坑，此深度評估方式是否合宜，仍難肯定。此方式最大困難點在於必須形成假設形狀之沖刷坑，方能計算正確之能量損耗關係。

Fahlbusch(1994)利用動量方程式的觀念，藉以考慮能量之損失，認為沖刷坑在達到最大沖刷深度時，所有作用力將達到平衡狀態，其假設沖刷坑邊界之水壓為靜態分布(Hydrostatic distribution)，如圖 2-9，提出沖刷深度計算公式，如式(2-8)，並藉由大量的模型試驗以及現地觀察得到  $k$  的平均值為 2.79，最大值 3.92，如圖 2-10。

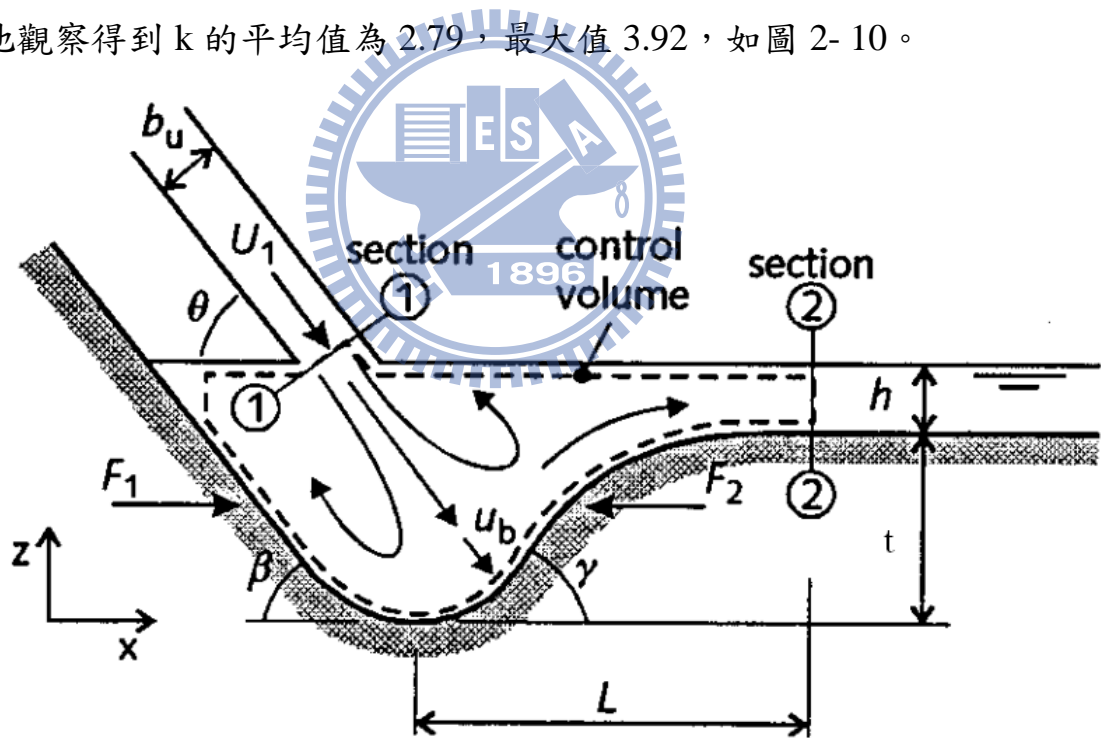


圖 2-9 水流與沖刷坑關係示意圖(Fahlbusch, 1994)

$$Y = t + h = k \sqrt{\frac{qv \sin \alpha}{g}} \quad (2-8)$$

$$k = \sqrt{\frac{2(1-\varepsilon)}{\beta}} \quad (2-9)$$

Y=極限沖刷深度

t=沖刷深度

h=尾水深度

q=單寬流量

v=流速

$\alpha$ =入射角（與水平的夾角）

$\varepsilon$ =沖刷坑裡空氣所占的體積濃度

$\beta$ =修正參數

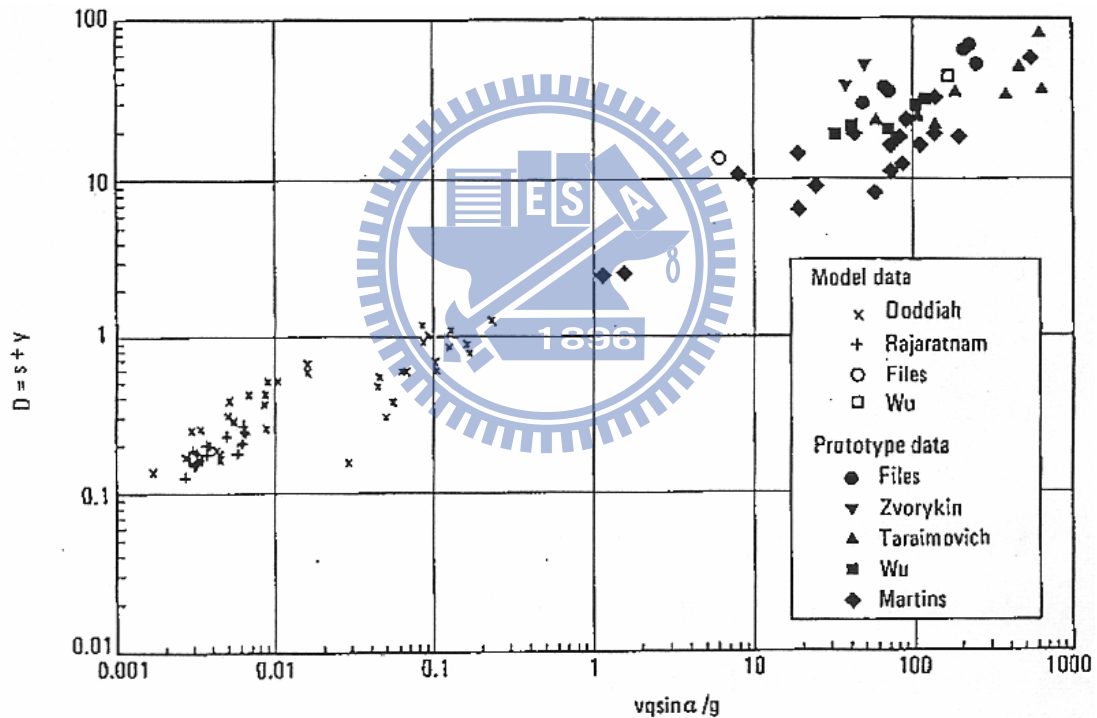


圖 2-10 極限沖刷深度(Fahlbusch, 1994)

Hoffmans(1998)利用牛頓第二定律計算平衡沖刷深度，假設水平的合力與水平的拖曳力相等，而拖曳力又與底床流速相等，接著透過模型試驗以及現地觀察資料進行迴歸，得到與 Fahlbusch(1994)類似的

公式，如式(2-10)，當達到平衡狀態時即為最大沖刷深度，如圖 2-9，

為一沖刷坑示意圖，顯示作用力相關位置，圖 2-11 為合力圖。

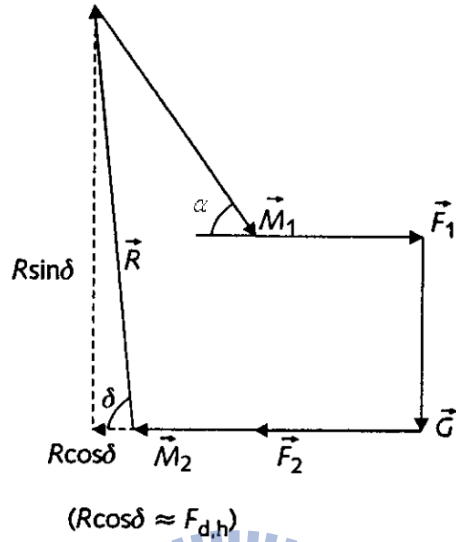


圖 2-11 作用力與合力(Hoffman, 1998)

$$Y = t + h = c_{2v} \sqrt{\frac{qv \sin \alpha}{g}} \quad (2-10)$$

$$c_{2v} = \sqrt{\phi c_b^2 \tan \delta - \tan \alpha} \quad (2-11)$$

其中式(2-11)為公式推導得到之理論解，另外透過大量的實驗得

到  $c_{2v}$  的經驗值，如下：

$$c_{2v} = \frac{20}{(D_{90*})^{\frac{1}{3}}} \quad \text{for } d_{90} < 0.0125 \text{ m}$$

$$c_{2v} = 2.9 \quad \text{for } d_{90} > 0.0125 \text{ m}$$

$$D_{90*} = d_{90} \left( \frac{\Delta g}{v^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \Delta = 1.65, \quad v = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

Y=極限沖刷深度

t=沖刷深度

h=尾水深度

q=單寬流量

$v_1$ =流速  
 $\alpha$ =水流入射角  
 $g$ =重力加速度  
 $\phi$ =底床材料摩擦係數  
 $c_b$ =係數  
 $\delta$ =合力的角度  
 $\Delta$ =相對密度  
 $\nu$ =動黏滯率

雖然 Hoffman(1998)採用了與 Fahlbusch(1994)相同的力平衡方式計算沖刷坑深度，但是 Hoffman(1998)將其應用於顆粒性材料上，因此在此式內有許多與顆粒性材料有關參數，並與過去顆粒性材料實驗的資料做比較，如圖 2- 12；比較結果，過去大部分實驗或現地觀察的資料皆落在預測的範圍內，且呈現高度正相關。

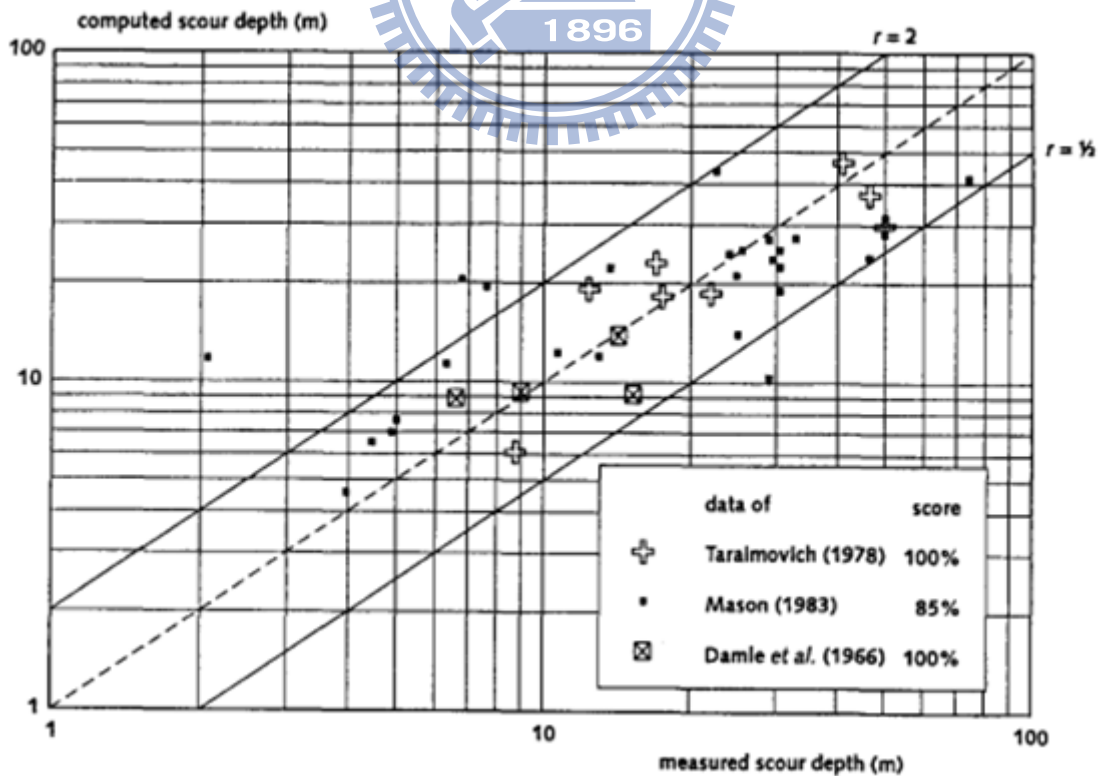


圖 2- 12 沖刷坑實際量測值與預測值比較(Hoffman, 1998)

Liu(2005)認為可將沖刷坑之發展，視為水躍發生在逆坡之行為，利用動量方程式來計算能量損失之影響。他首先引用 Beltaos and Rajaranam (1977)之成果，利用尾水高度、流體寬度及水流射入角度之關係，計算跌水之能量損失，再假設沖刷坑之下游有一逆坡，並採用沖刷坑最大深度及原始岩盤面為邊界，邊界之水壓力為靜態分佈，作用力之估算及方向示意圖如圖 2- 13 所示，進行力平衡計算。

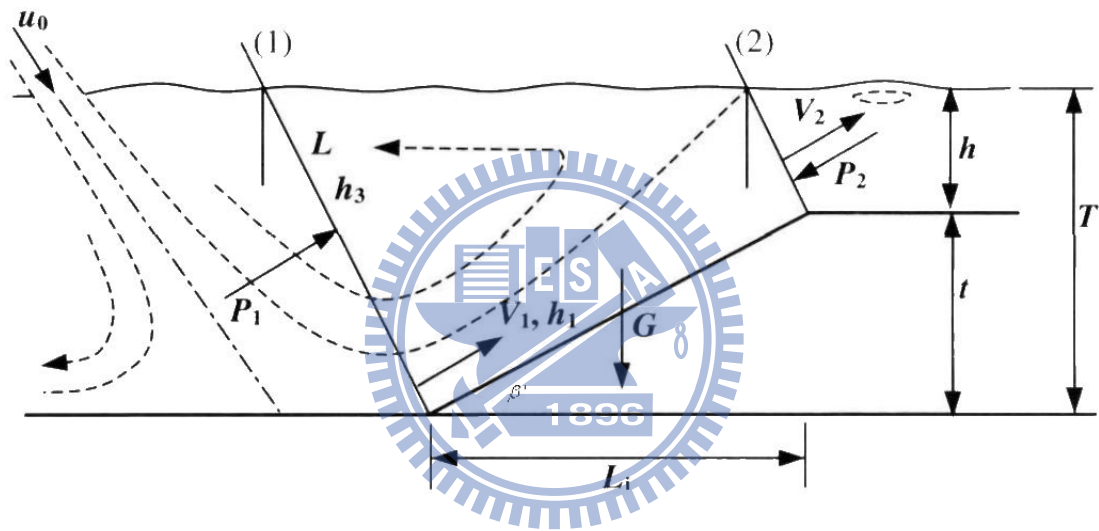


圖 2- 13 水躍發生在逆坡之作用力示意圖(Liu, 2005)

動能方程式

$$P_1 - P_2 - G \sin \beta' = \frac{\gamma q}{g} (V_2 - V_1) \quad (2- 12)$$

$P_1, P_2$ =分別為斷面 1, 2 的靜水壓力

$G$ =選取斷面內單位寬度體積之水重

$\beta'$ =沖刷坑下游測逆坡角度

$V_1, V_2$ =斷面 1, 2 的平均流速

$h_1, h_2$ =斷面 1, 2 的水深

$q$ =單寬流量



## 靜水壓力分佈

$$P_1 = \eta_{P1} \frac{\gamma}{2} h_3^2 \cos \theta \quad (2-13)$$

$$P_2 = \eta_{P2} \frac{\gamma}{2} h_2^2 \cos \theta \quad (2-14)$$

## 重力

$$G = \gamma A \quad (2-15)$$

$$A = \frac{1}{2} (h_3 + h_2) \frac{L_j}{\cos \theta} \quad (2-16)$$

$$L_j = \frac{(\cos \theta)^2}{\sin \theta} (h_3 - h_2) \quad (2-17)$$

$\eta_{P1}, \eta_{P2}$ =壓力修正因子

A=斷面 1,2 中間的面積

$L_i$ =逆坡的水平距離

$h_3$ =潛沒水深

將靜水壓力的分佈與重力代入動能方程式中推導計算後可得下

式

$$Y = \sqrt{h^2 + k_t^2 \frac{q\sqrt{H}}{\sqrt{g}}} \quad (2-18)$$

Y=極限沖刷深度

h=尾水高

$k_t$ =受水流的衝擊與底床的抗沖蝕行為影響的水力因子

H=跌水高度

q=單寬流量

g=重力加速度

由上式可知唯一之未定數為  $k_t^2$ ，由其定義可知其為在此特定形狀下之水流能量折減函數。將水流能量折減之部份視為力量由水體傳遞至岩盤之作用外力，其能量折減之比率受到流體擴散程度影響，同時

隨著沖刷深度之增加而增大。沖刷深度之增加速度則受岩盤條件影響，以 $k_e$ 代表岩盤的沖刷係數，數值愈大則代表岩體抵抗能力愈差， $k_e$ 之值藉由三峽大壩之現地觀測資料迴歸而得，其值示如表 2- 2，再將所得之 $k_t^2$ 代回上式則可據以計算不同流量及跌水高度之沖刷深度。

$$k_t^2 = k_e^2 \left( \frac{T}{h_0 \sin \alpha} \right)^{-m} \quad (2- 19)$$

$k_e$ =岩床的沖刷係數

$$m = 0.5 \left( 1 + \frac{h - 5.5D_j \sin \alpha}{8.3D_j \sin \alpha - 5.5D_j \sin \alpha} \right) \quad (2- 20)$$

$D_j$ =水柱厚

$\alpha$ =入射角

表 2- 2 岩盤沖蝕能力抵抗分類表(Liu, 2005)

分類	岩盤性質	$k_e$	
		範圍	平均值
第一類：高抗沖蝕能力	巨大塊體，無節理，裂隙閉合，無斷層	0.8-2.0	1.4
第二類：中抗沖蝕能力	大塊體，有節理，裂隙開放，有少量填充物	2.0-3.2	2.6
第三類：低抗沖蝕能力	破碎結構，節理發達，裂隙開放，有填充物，有斷層	3.2-4.5	3.9
第四類：極低抗沖蝕能力	破碎結構，節理發達，裂隙開放，有黏土填充物，有斷層	4.5-6.4	5.6

Liu(2005)以三峽大壩作為計算案例，下列表 2- 3、表 2- 4、圖 2- 14 為其計算結果，結果顯示，當尾水深度越深時總沖刷深度(T)也越深，相對的尾水越深消能越大，使沖刷深度(t)隨尾水深度增加而減少，最終達到收斂。

表 2-3 計算三峽大壩下游岩盤沖刷深度(Liu, 2005)

水力參數	$k_e$	總沖刷深度	沖刷深度
$q=174.0 \text{ m}^2/\text{s}$ , $H=97.95 \text{ m}$ ,	3.2	56.77	19.72
$h=37.05 \text{ m}$ ,	3.9	63.05	26.00
$D_j=10.93 \text{ m}$ , $\beta'=36.96$	4.5	68.50	31.45

表 2-4 在  $k_e=3.9$  的情況下總沖刷深度與沖刷深度之間的差異(Liu, 2005)

尾水深(m)	20	30	40	50	60	70	80	90	100
總沖刷深度(m)	57.01	60.54	61.68	60.97	66.57	75.08	84.02	93.24	102.66
沖刷深度(m)	37.01	30.54	21.68	10.97	6.57	5.08	4.02	3.24	2.66

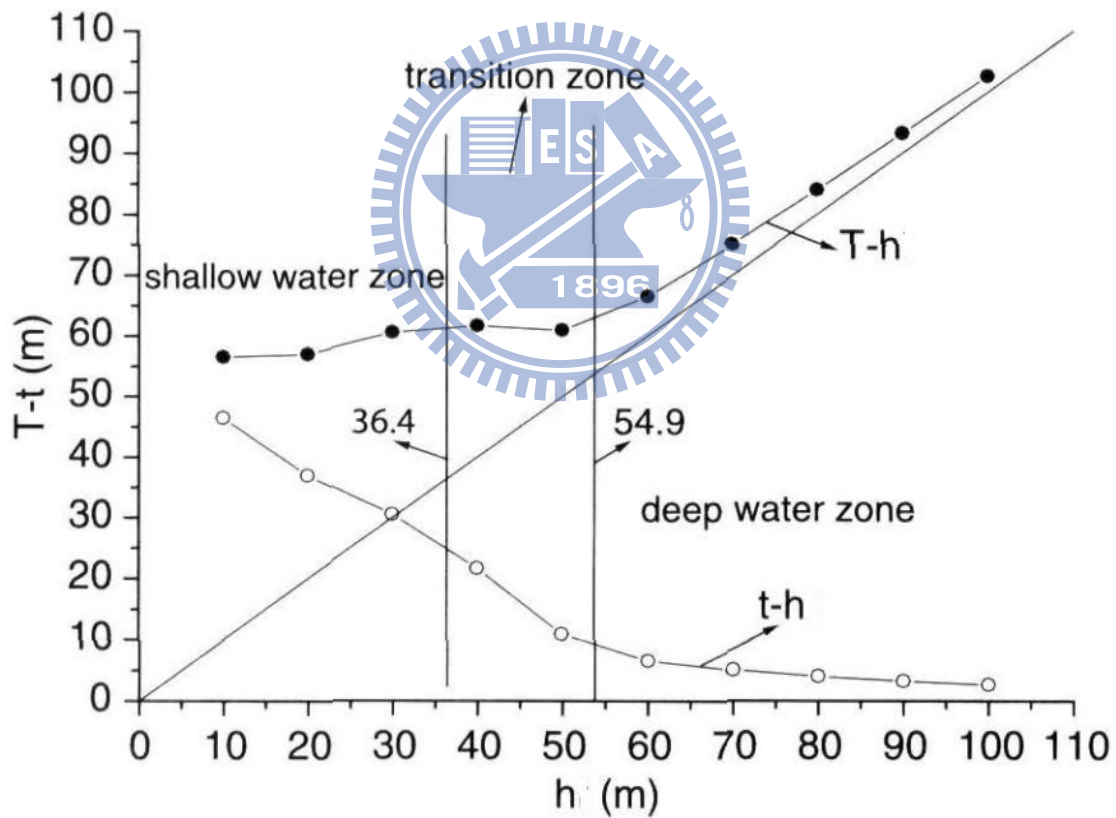


圖 2-14 沖刷深度與尾水深之間的關係(Liu,2005)

由於 Liu(2005)在文章中所歸納出之四種岩石分類主要是以硬岩做為案例歸納而得，因此，對於台灣地區之軟岩不適用。

### 2.3.2.3 地質力學特性

相較無凝聚力顆粒材料可視為單獨之個體，由顆粒直徑及流況之力平衡為準則，以進行沖刷之評估，而岩石材料因具有凝聚力及弱面之影響，則使得問題複雜許多，部份學者藉由地質評分之觀念，提出岩盤沖刷之評估經驗方法。

Spurr(1985)由能量之觀點提出估計沖刷坑深度的方法，如圖 2- 15，他認為任一時間  $t$  時的沖刷深度  $d(t)$ ，乃作用於岩石表面的能量  $E_a$ 、岩石能吸收的阻抗能量  $E_{TH}$ 、以及岩床反射的能量  $E_x$  等三種能量參數的函數，可表示如式(2-21)：

$$d(t) = f(E_a - E_{TH} - E_x) \quad (2- 21)$$

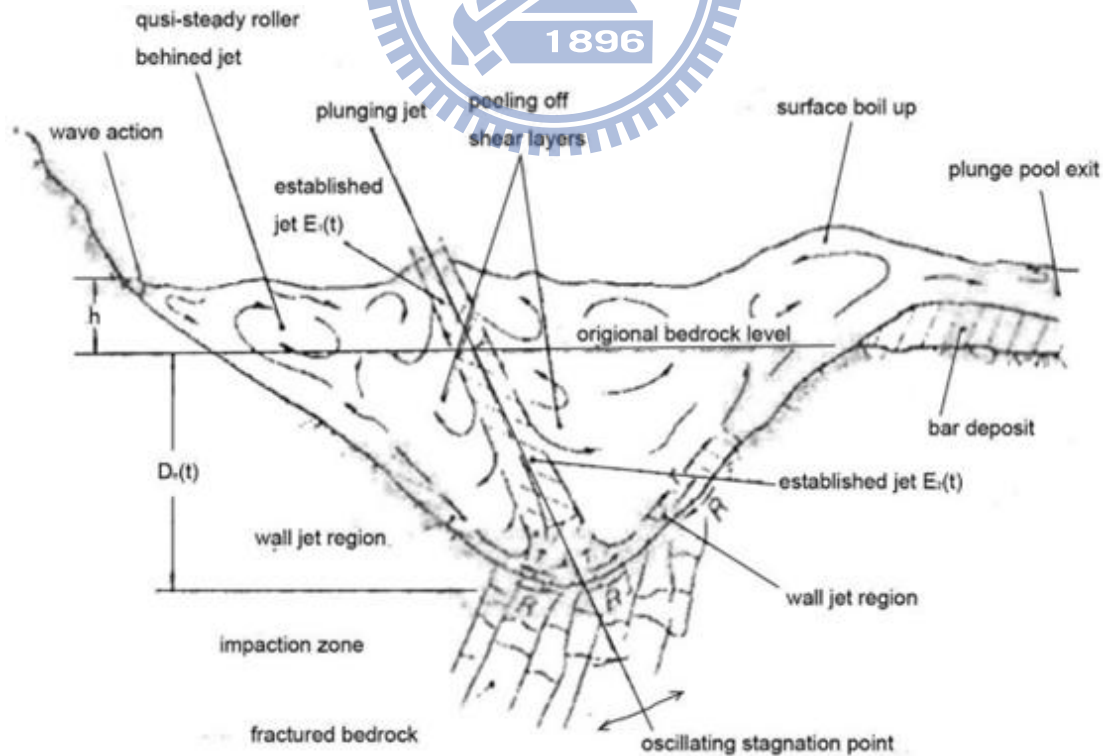


圖 2- 15 發展中沖刷坑水流示意圖(Spurr, 1985)

依照水流能量判斷沖刷，可分為下列兩個狀態：

- I. 初始狀態( $t=t_0$ ):尚未被沖刷的岩石承受了水柱所有的能量，此時的沖刷潛能為最大

$$E_a \equiv E - E_1(t) - E_2(t) > E_{TH} + E_x(t) \quad (2-22)$$

$E$ =水流平均能量

$E_1, E_2$ =因尾水而抵消的平均能量

- II. 平衡狀態( $t=t_e$ ):隨著尾水高度的增加，水柱的能量被削減到小於岩石的抗沖蝕能力時即停止沖刷

$$E_a \approx E - E_1(t_e) - E_2(t_e) \approx E_{TH} \quad (2-23)$$

Spurr(1985)提出之估計沖刷坑深度的方法係基於以下的概念，假如有一個沖刷條件(流量、沖刷坑深度)已知的參考場址，能充分符合一個沖刷深度經驗公式的估計，則可利用此經驗公式來估計另一個研究場址在一沖蝕流量下的沖刷坑平衡深度，再利用能量沖蝕指數(Energy Scour Index, ESI)進行研究場址的沖刷坑深度修正值。整個沖刷坑深度估計流程主要分成以下三個步驟：

1. 選擇參考場址的沖刷坑深度經驗公式：

例如深度估計經驗式之一般型式為

$$Y = K \frac{H^y \cdot q^x \cdot h^w}{g^v \cdot d_m^z} \quad (2-24)$$

$Y$ =平衡沖刷深度

$K$ =常數

$H$ =跌水高度

q=單寬流量

h=尾水深度

g=重力加速度

d<sub>m</sub>=平均顆粒粒徑

## 2. 率定能量沖蝕指標(ESI)：

ESI 係定義為二個場址總侵蝕能量比值再乘以周圍岩體對沖刷坑束制性(confinement)的差異，最後之計算式如下：

$$ESI = \left[ \frac{\left[ \left( \frac{Q_1 H_1}{A_1} \right) - \left( \frac{Y \sigma'_c}{t_e} \right)_1 \right]}{\left[ \left( \frac{Q_2 H_2}{A_2} \right) - \left( \frac{Y \sigma'_c}{t_e} \right)_2 \right]} \right] \cdot \left[ \frac{T_{e1}}{T_{e2}} \right] [F] \quad (2-25)$$

Q=總流量

H=跌水高度

A=水流衝擊面積

Y=平衡沖刷深度

σ'<sub>c</sub>=有效單壓強度

t<sub>e</sub>=達到平衡狀態所需時間

T<sub>e</sub>=水流沖刷時間

F=周圍岩體對沖刷坑束制性差異的估計值(1<F<1.25)



## 3. 計算研究場址的沖刷坑深度

$$Y = K \frac{H^y \cdot q^x \cdot h^w}{g^v \cdot d_m^z} \left( \frac{1}{ESI} \right)^u \quad (2-26)$$

u=1，圓形水柱

u=2，矩形水柱(當噴射水流軌跡路徑很長時，方形水流會趨近於圓柱形)

綜合上述，Spurr(1985)提出以的沖刷坑深度評估方式雖然導入了沖刷能量的概念，但是沖刷深度評估的基礎仍來自於顆粒性材料的沖

刷經驗式，再以能量沖蝕指標(ESI)的方式率定另一場址的沖刷深度，應用上略顯繁複且必須以經驗方式預估沖刷時間等參數後才可以進行評估，為此方法引入相當程度的不確定性。

#### 2.3.2.4 流功

Temple and Moore (1994)年利用單寬流量( $q$ )及跌水高度( $H$ )兩個參數，用以計算流功，並採用美國墾務局觀測資料整理其沖刷之關係，如圖 2- 16。另外，此方法僅適用於垂直跌水形式，因此，稱為垂直跌水沖蝕指數(head cut erodibility index)。

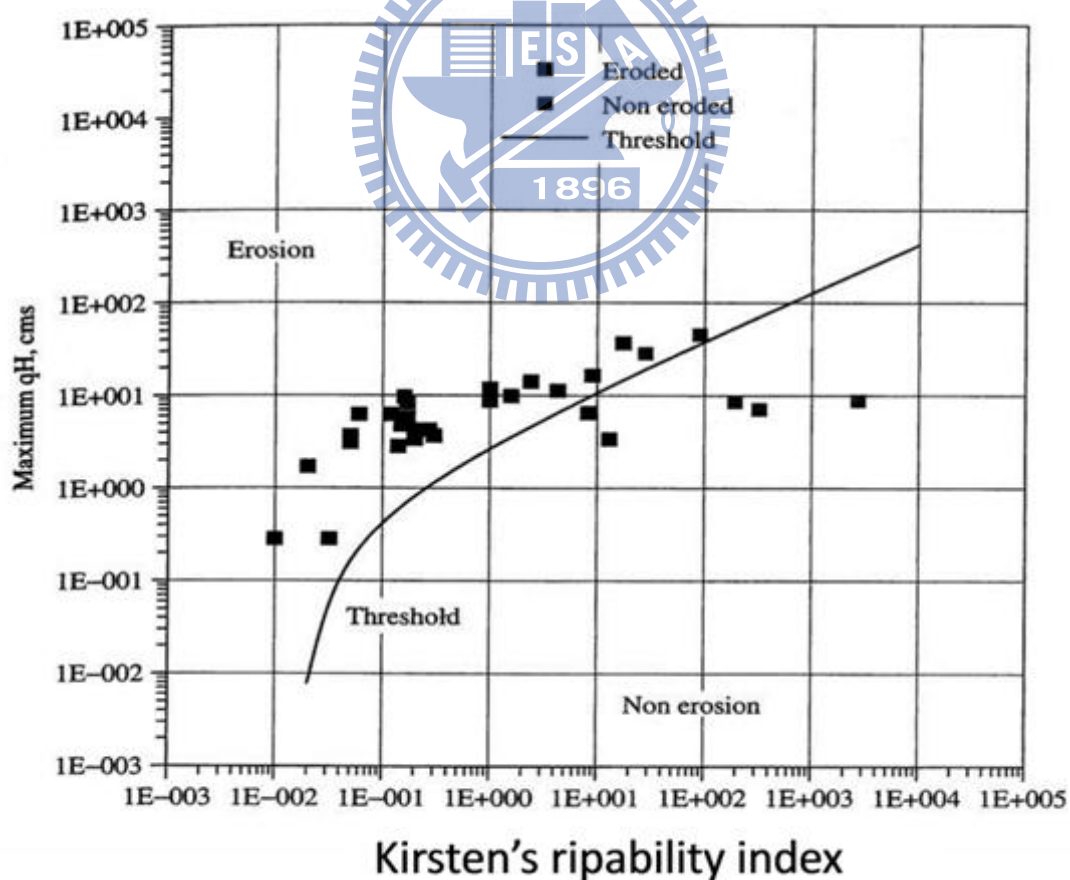


圖 2- 16 岩盤沖刷門檻(Temple and Moore, 1994)



Van Schalkwyk et al.(1995)利用 RMR 分類法來描述地質材料特性，以流功來表示沖擊能力，在此分析中因無法正確掌握跌水擴散及消能效果，因此，假設水流沖擊面積  $A=BH/3$ ，並配合南非 18 處壩址及美國墾務局之現地觀察資料，如圖 2- 17，提供一定性之指標亦稱之為沖蝕能力指數(Erodibility Index)，以此判斷岩盤沖刷的門檻值。

$$P_{vSchalkwyk} = \frac{\gamma_w QH}{A} = \frac{3\gamma_w QH}{BH} = 3\gamma_w q \quad (2- 27)$$

$\gamma_w$ =水單位重

$Q$ =總流量

$H$ =跌水高度

$A$ =水流衝擊面積

$B$ =水流寬度

$q$ =單寬流量

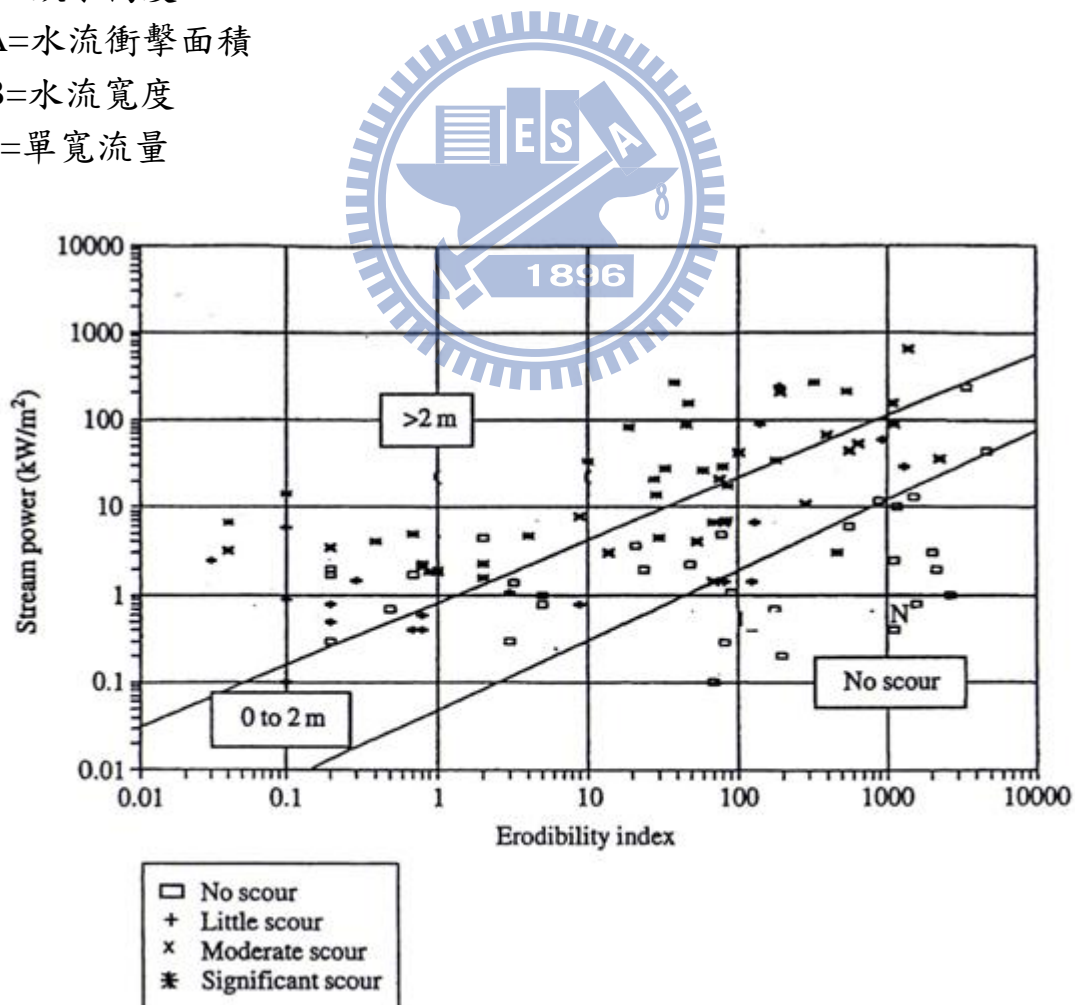


圖 2- 17 岩盤沖刷門檻(Van Schalkwyk et al., 1995)

Annandale(1995, 2006)提出與 Spurr(1985)類似的概念，也是比較岩石的抗沖蝕能力以及水流能量之間的關係，其中岩石的抗沖蝕能力由  $K_h$ (Erodibility index)(Kirsten, 1982)(材料強度的  $M_s$ 、代表顆粒或塊體尺寸的  $K_b$ 、代表弱面或顆粒間抗剪強度  $K_d$ 、代表地盤構造條件的  $J_s$ )表示，如式(2-28)

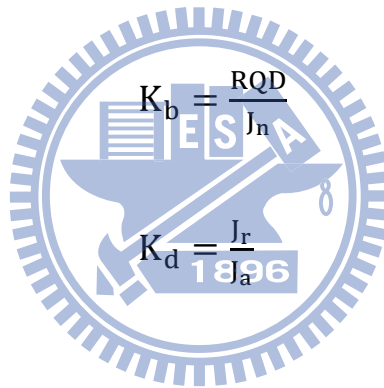
$$K_h = M_s K_b K_d J_s \quad (2-28)$$

$$M_s = C_r \times 0.78 \times UCS^{1.05} \text{ for } UCS \leq 10\text{MPa}$$

$$M_s = C_r \times UCS \text{ for } UCS > 10\text{MPa}$$

$$C_r = \frac{\gamma_s}{27 \times 10^3}$$

$\gamma_s$ =材料單位重



$$K_b = \frac{RQD}{J_n} \quad (2-29)$$

$J_n$ =節理組數參數

$$K_d = \frac{J_r}{J_a} \quad (2-30)$$

$J_r$ =節理面粗糙參數

$J_a$ =節理改變參數

$J_s$ =節理傾向（順向、逆向）、節理傾角（0~90）、節理間距比（1：1、1：2、1：4、1：8）

$K_h$  包含了主要的岩體力學性質(無圍壓縮強度，相對密度，塊體大小，剪力強度，岩體形狀以及不連續面方位)，並以該模式對溢洪道等 150 筆資料進行分類以及紀錄是否發生沖刷情況，將能量消耗對抗沖蝕指數繪出雙對數圖關係，如圖 2- 18，接著用美國墾務局及 Van Schalkwyk 觀測資料進行抗沖蝕指數發生沖蝕時所需之能量消耗門檻值推估。

$$P_c = 0.48K_h^{0.44} \text{ for } K_h \leq 0.1$$

$$P_c = K_h^{0.75} \text{ for } K_h > 0.1 \quad (2-31)$$

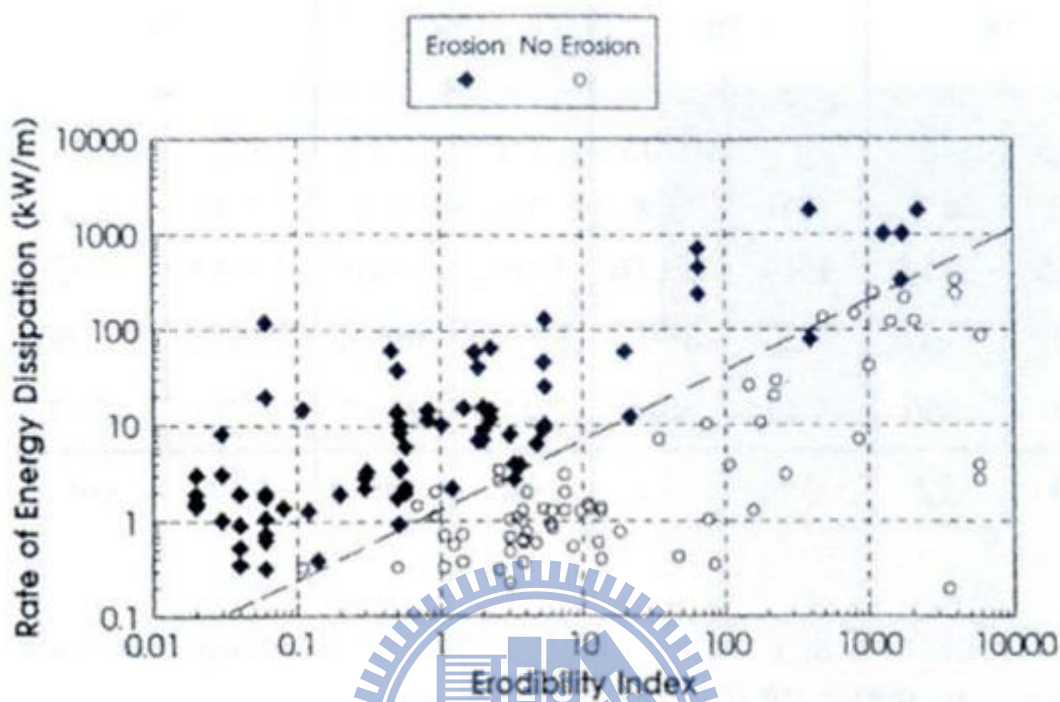


圖 2-18 臨界沖蝕流功與地質評估因子比較圖(Annandale, 2006)

Annadale(2006)進一步延伸其抗沖蝕指數概念到岩石沖刷深度的評估上，此方法之發展係由溢洪道沖刷為出發點，能量之來源為跌水落差，因溢洪道之出水高度固定，隨沖刷深度之增大而尾水深度亦隨之增大，因此消能效果增大，作用於岩盤面之沖刷力降低。而岩盤之沖蝕能力指數一般應為深層岩盤比淺層大，因此可分別建立兩者隨高程變化之關係圖，當兩圖重合時，兩條趨勢線相交之高程即為將來溢洪道沖刷之可能最大深度，其使用方法參考圖 2-19 所示。

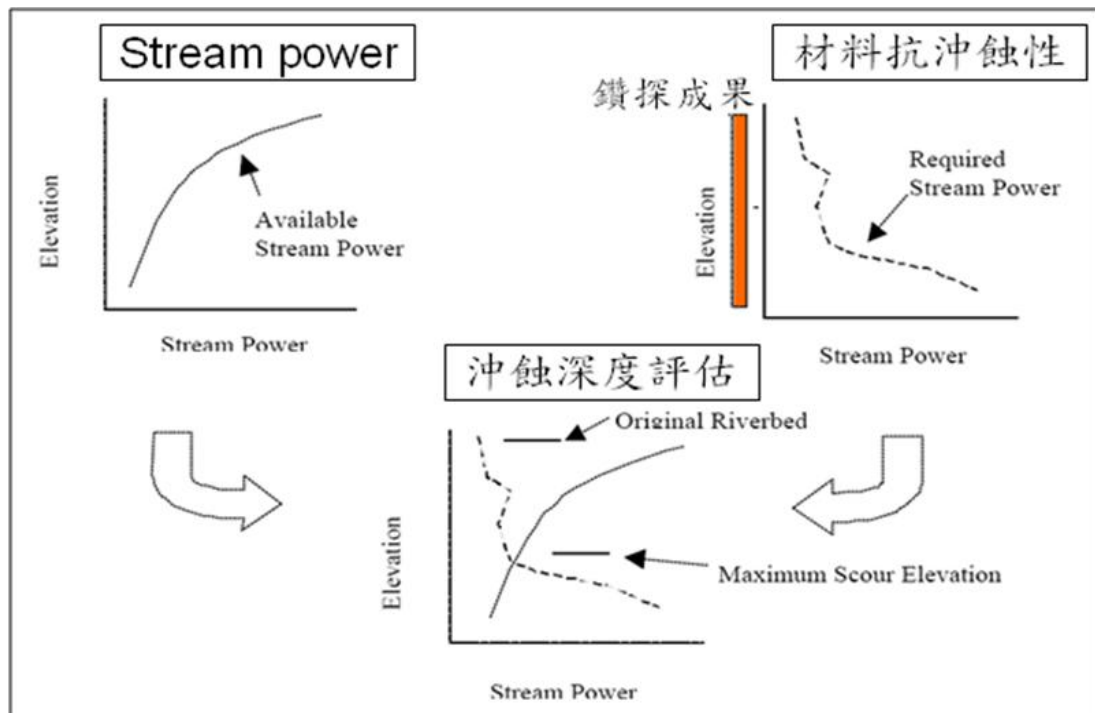


圖 2- 19 溢洪道潛能沖刷深度示意圖(Annandale,2006)

### 2.3.3 沖刷坑底部的壓力波動與壓力差

動態上舉力所造成的破壞顯示動態壓力波動對岩塊的穩定性有很大的影響，當動態上舉力無法再使岩塊脫離時，則達到極限沖刷深度。根據以上的假設，直接探討流體之擴散效應，進行岩盤面上動態波動壓力之估算及探討岩盤中裂隙所造成之放大效應，再據以利用岩塊之力平衡計算沖刷深度，其估算步驟如下：

- (1) 流體的擴散效應
- (2) 流體進入尾水後的消能效應
- (3) 壓力波動在岩體裂隙中傳遞所產生的放大效應
- (4) 岩塊之力平衡分析

### 2.3.3.1 流體的擴散效應

自由流體離開初始之限制邊界後，因流體與周遭介質間之壓力差，流體周邊會因此向外擴散，導致邊緣流速變慢，同時因與空氣之摩擦，呈現微小波浪及渦流現象，將部分空氣以氣泡形式攜帶進入流體中，初期中心位置仍有部分保持原有之流速稱為核心射流(core jet)，若擴散長度過長，則所有之流體與空氣之交互作用，導致以水滴形式向下墜落，此時之長度稱為射流破裂長度(jet break length)，任一斷面之流速皆小於初始流速則稱為擴散射流(developed jet)。

Ervine et al. (1997)提出圓形射流(circular jets)擴散架構如圖 2- 20 所示，並針對其擴散之相關參數建議如下：

$$\frac{L_b}{D_i F_{ri}^2} = \frac{1.05}{(1.14 T_u F_{ri}^2)^{0.82}} \quad (2- 32)$$

$$D_j = D_i + 2 \times 0.38 T_u L_j \quad (2- 33)$$

$L_b$ =射流破裂長度

$D_i$ =射流初始斷面直徑

$F_r$ =射流初始福祿數

$T_u$ =射流擾流強度(turbulence intensity)=0.03(for free over fall)

$D_j$ =射流任意斷面的直徑

$L_j$ =射流軌跡長度

藉由對射流擴散形狀之掌握，利用連續方程式(Continuity equation)及比能公式(Specific energy equation)之應用，則可求得任一斷面之直徑及流速，進而得知其作用力大小。

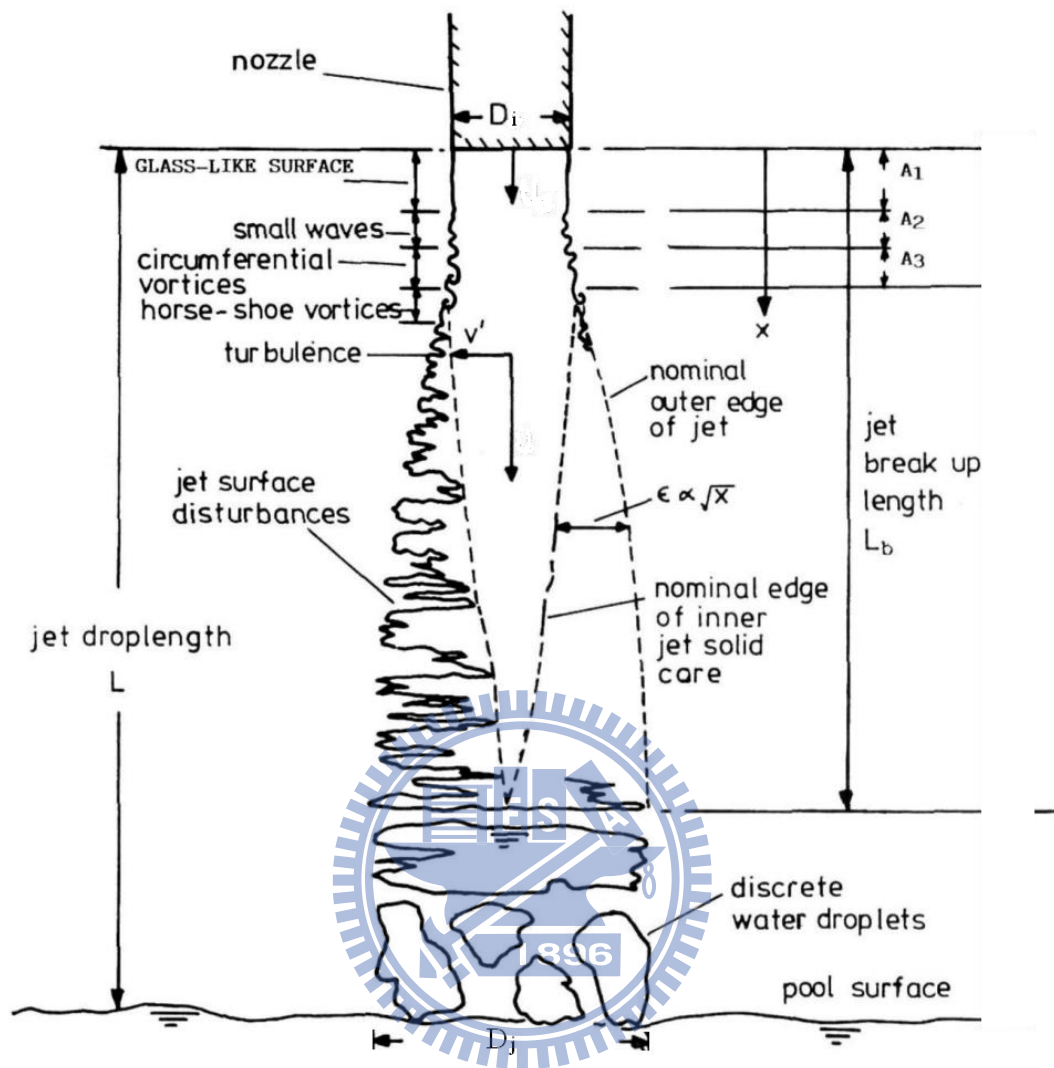


圖 2-20 圓形射流擴散架構圖(Ervine et al., 1997)

Castillo(1998)沿用 Ervine 之圓形射流成果，考慮溢洪道之束縮效應進行矩形(Rectangular)及水舌(Nappe)形式應用上之擴充，其擴散架構如圖 2-21 所示。射流破裂長度( $L_b$ )則引用針對矩形跌水所提出之關係式  $L_b=6q^{0.32}$ ，將此破裂長度代入式中，以求得矩形跌水條件下之任一斷面之跌水寬度( $D_j$ )。



$$D_j = 2 \times \left(\frac{q}{C_d}\right)^{\frac{2}{3}} \quad (2-34)$$

$$D_j = \frac{q}{\sqrt{2gH}} + 4\varphi\sqrt{D_i}(\sqrt{H} - \sqrt{D_i}) \quad (2-35)$$

$D_j$ =水柱厚

$q$ =單寬流量

$C_d$ =流量係數(Discharge Coefficient) $\approx 2.1$

$g$ =重力加速度

$H$ =跌水高度

$\varphi$ =紊流參數 $\approx 1.07T_u$

$D_i$ =射流初始斷面直徑

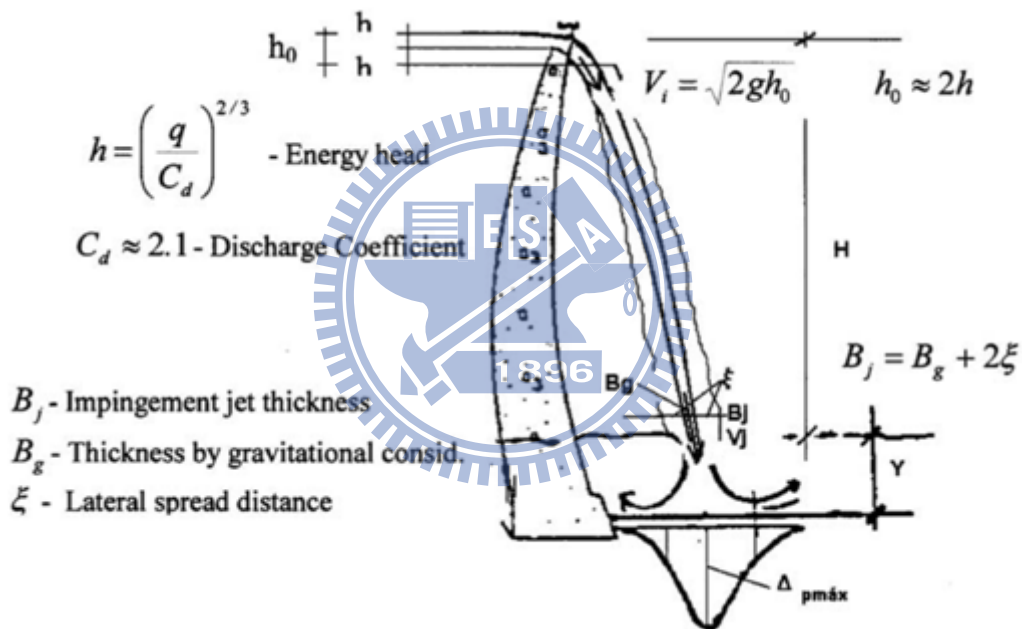


圖 2- 21 矩形射流擴散架構圖(Castillo 2006)

### 2.3.3.2 流體進入尾水的消能效應

#### (1) 平均壓力

流體經過空氣進入靜止之流體時，因貫入速度之影響，導致原有流體向外推移，流體作用面積擴散及邊緣流速變慢(面積擴散程度大



於空氣介質時)，因能量之傳遞引致剪力層(Shear layer)及渦流(Eddy)產生，此種現象可視為能量消滅之過程，也可稱為二維射流擴散(two-dimensional jet diffusion)。中心位置仍有部分面積保持原有之流速，若所有作用面積之流速皆小於原有之流速，此時之長度稱為射流貫入長度  $L_c$  (Jet penetrating length)，可視為射流原始直徑或厚度之函數( $L_c = K_c \times D_i$ )， $K_c$  值之大小介於 3-9 間，其擴散架構如圖 2-22 所示。Bollaert(2003)針對  $K_c$  值等整理以往多位學者相關之研究，如表 2-5 所示。

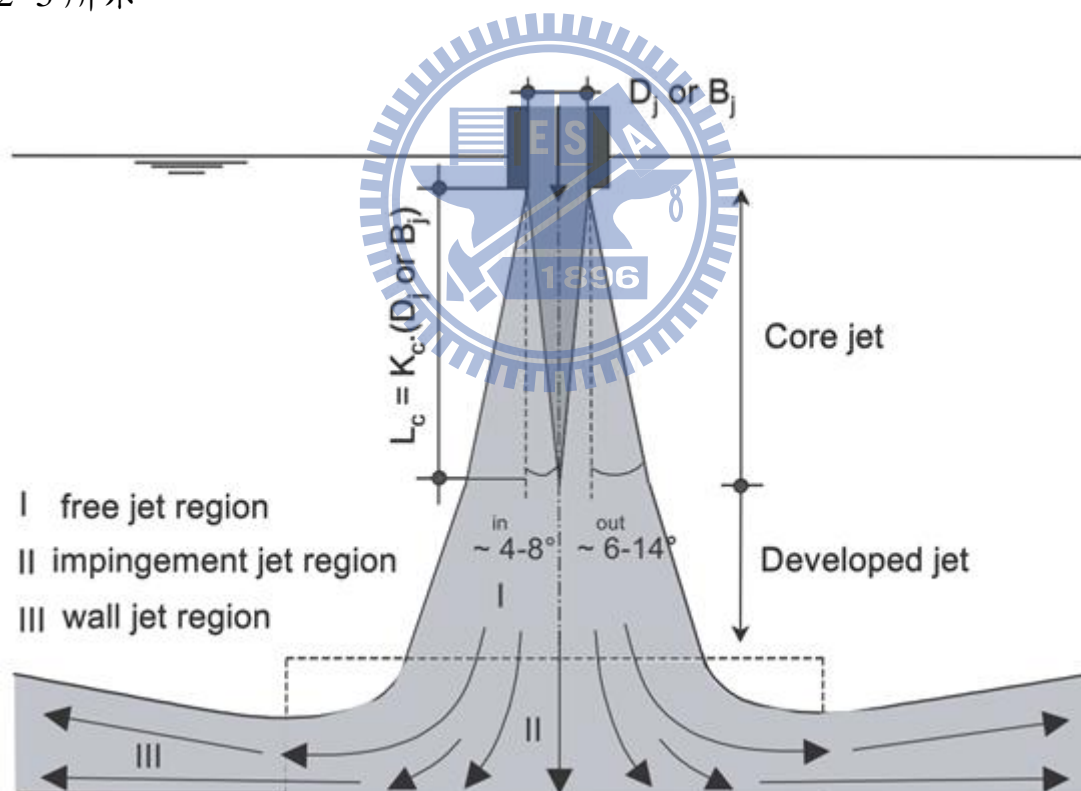


圖 2-22 二維水流擴散行為(Annandale, 2006)

表 2-5 貫入長度  $K_c$  比較表(Annandale, 2006)

Author	Year	$K_c$	水流型態	分析方法
Albertson et al.	1948	5.2	矩形	二維擴散+經驗式
Albertson et al.	1948	6.2	圓形	二維擴散+經驗式
Homma	1953	4.8	圓形	經驗式
Cola	1965	7.18	矩形/潛沒	連續方程式+經驗式
Poreh and Hefez	1967	9	圓形	二維擴散
Hartung and Hausler	1973	5	圓形/沖擊	估計擴散角度
Hartung and Hausler	1973	5	矩形/沖擊	估計擴散角度
Beltaos and Rajaratnam	1973	8.26	矩形	射流慣性
Beltaos and Rajaratnam	1974	5.8-7.4	圓形	射流慣性
Franzetti and Tanda	1987	4.7	圓形/沖擊	二維擴散+經驗式
Franzetti and Tanda	1987	6.03	圓形/潛沒	二維擴散+經驗式
Chee and Yuen	1985	3.3	圓形/沖擊	動量分析
Cui Guang Tao	1985	6.35	矩形/沖擊	經驗式
Ervine and Falvey	1987	4	圓形/沖擊	經驗式+慣性
Ervine and Falvey	1987	6.2	圓形/潛沒	經驗式
Armengou	1991	3.19	矩形/沖擊	經驗式
Bormann and Julien	1991	3.24	矩形/沖擊	射流擴散係數 $C_d$
Ervine et al.	1997	4-5	圓形/沖擊	經驗式

水流衝擊到岩盤後會向四周擴散，隨著水流的擴散，作用在岩盤表面的壓力也隨之降低。Melo(2006)建立一水槽試驗，量測水流擴散後作用於平板上壓力的變化，實驗範圍侷限於，尾水深/水柱厚  $=8.42\sim 18.5$  之間。 $C_p$  為一無因次動態水壓， $x/h$  為正規化值(衝擊點距離/尾水深)。實驗結果顯示當  $x/h$  達到 0.4 時已無動態水壓作用於平板表面，如圖 2- 23，可由此結果表示水流擴散後作用在岩盤表面的波動壓力。

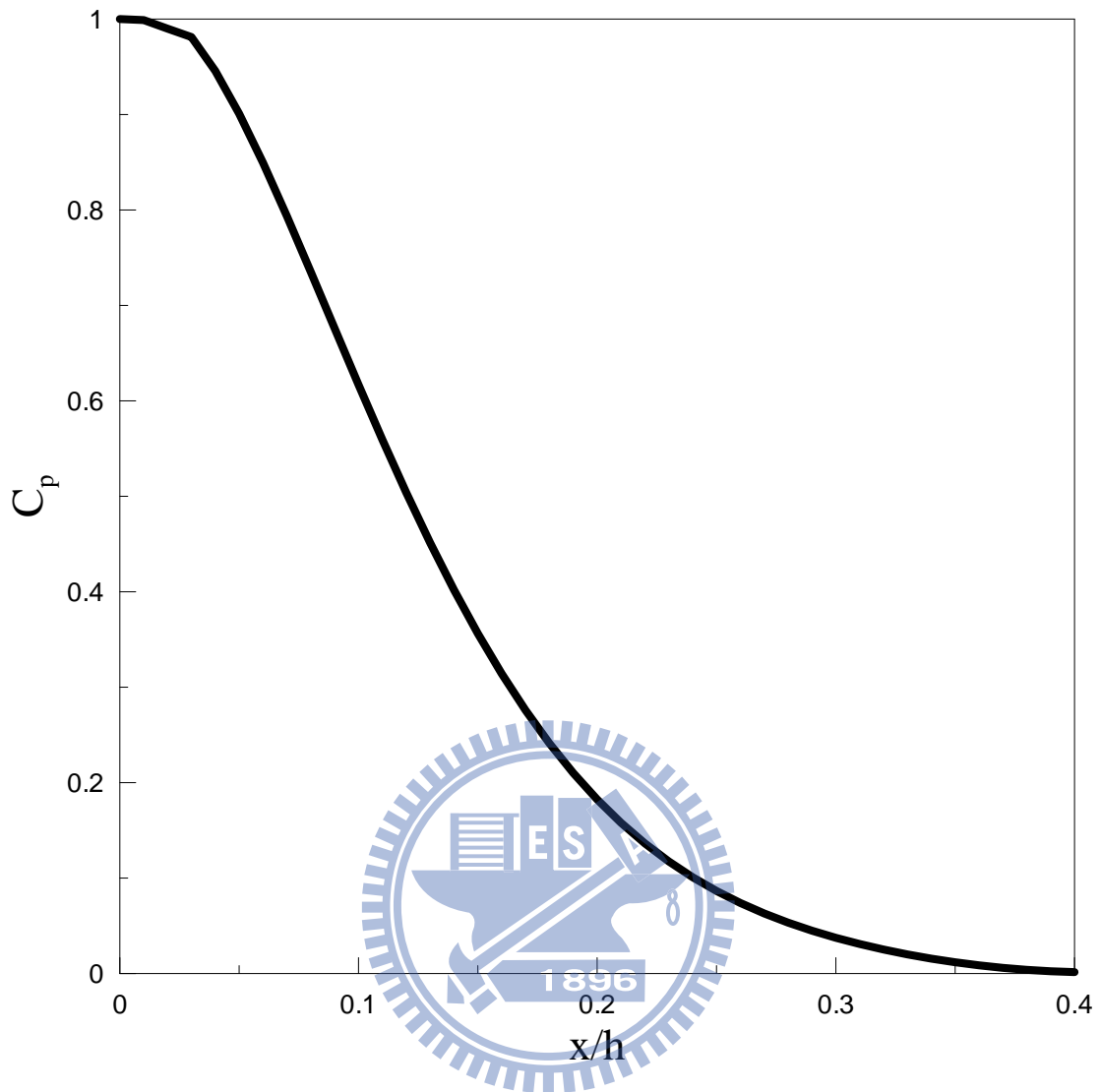


圖 2-23 無因次動態壓力(修改自 Melo, 2006)

一般認為，影響射流作用面積擴散及能量消滅之主要控制因素為尾水高度與射流原始直徑或厚度之比值( $h/D_j$ )。Ervin et al. (1998) 及 Melo (2006)藉由壓力計量測在不同之尾水高度及圓形射流直徑之試驗成果，利用中心位置之壓力值與理論壓力值進行比較，而得到平均壓力係數(Mean pressure coefficient  $C_p$ )，其結果如圖 2-24 所示。當( $h/D_j$ )小於 4 時，則中心點仍可維持核心射流狀態。當( $h/D_j$ )大於 4~6 時，

則射流全部呈現擴散射流狀態，且中心點之壓力值隨水深增加而減少，當比值大於 20 時大部份之能量並未傳遞至底部。

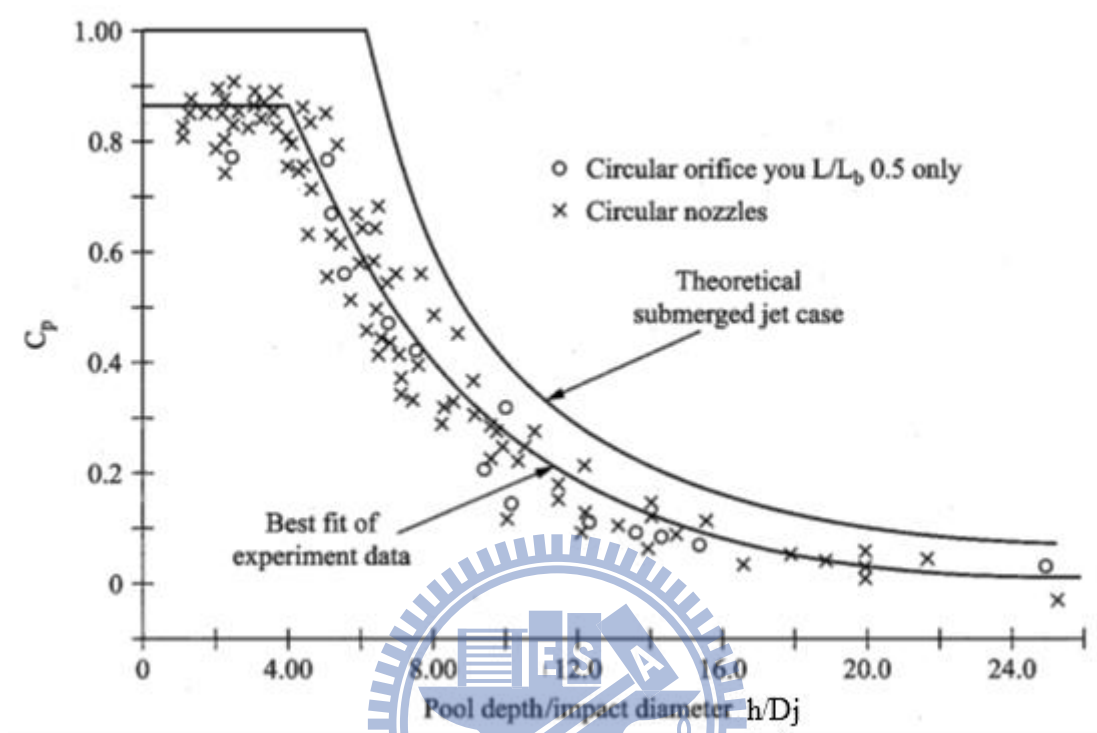


圖 2- 24 圓形射流平均壓力係數與  $h/D_j$  關係圖(Bollaert, 2003)

Castillo(2004)考慮不同的矩型射流破裂長度比，進行一連串正規化消能池深度與矩型水柱之平均動態壓力係數的試驗，結果如圖 2-25、表 2- 6，並提出以下經驗式：

$$C_p = m e^{-n\left(\frac{y}{D_j}\right)} \quad (2- 36)$$

$m, n$  = 射流破裂長度比參數

$D_j$  = 矩型水柱厚度

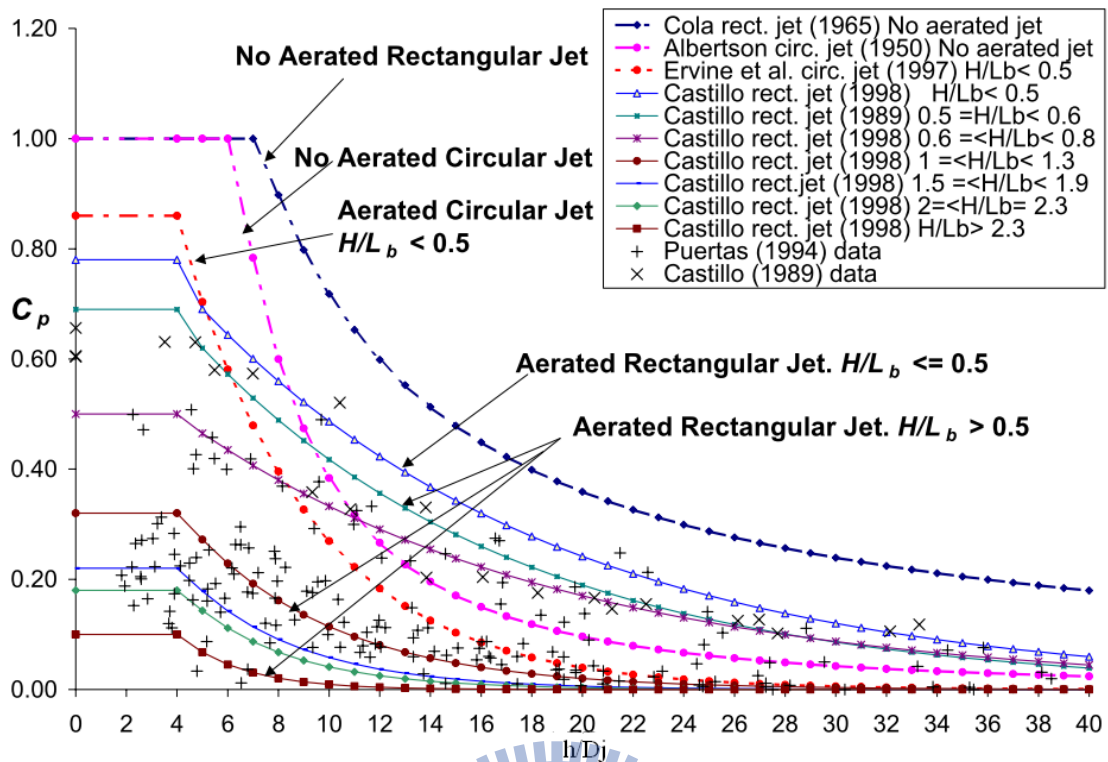


圖 2- 25 射流平均壓力係數與  $h/D_j$  關係圖(Castillo, 2004)

表 2- 6 射流破裂長度比參數(Castillo, 2004)

$L/L_b$	m	n	$C_p(h/D_j < 4)$
0.4-0.5	0.98	0.070	0.78
0.5-0.6	0.92	0.079	0.69
0.6-0.8	0.65	0.067	0.5
1-1.1	0.65	0.163	0.33
1.1-1.3	0.65	0.185	0.31
1.5-1.6	0.55	0.200	0.24
1.8-1.9	0.55	0.250	0.20
2.2-2.3	0.50	0.250	0.18
2.3-3.0	0.50	0.400	0.10

## (2) 波動壓力

受到剪力層(Shear layer)及渦流(Eddy)產生之擾流現象影響，射流所產生之壓力為快速變動之情形，稱為波動壓力(Fluctuating dynamic

pressure)，一般以均方根(Root-mean-square)方式估算其大小，其與理論壓力值之比值稱為波動壓力係數( $C'_p$ )。Bollaert(2003)整理了 Ervine and Falvey(1987)、Castillo and Dolz (1989)及 May and Willoughby (1991)等相關之研究，整理出不同射流型式之壓力係數，如圖 2- 26 顯示，圓形射流之波動壓力係數隨著在( $Y/D_j$ )值增大而增大，當( $Y/D_j$ )值為 7 時達到最大值(約為 0.25)。矩形跌水之尖峰值則於當( $Y/D_j$ )值 12 時達到 0.28。

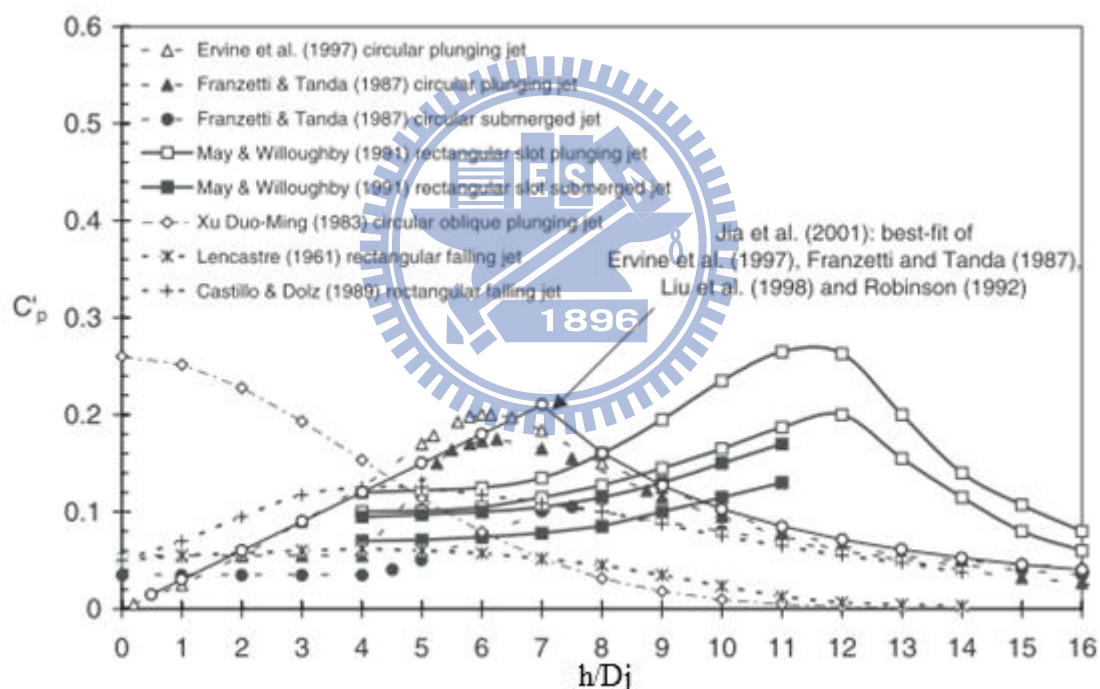


圖 2- 26 射流波動壓力係數與  $h/D_j$  關係圖(Bollaert, 2003)

May and Willoughby (1991), Ervine et al. (1997), Bollaert (2002), Castillo (2004)等學者，發展了許多評估波動動態壓力與正規化消能池深度的關係式：



$$C'_p = a_1 \left(\frac{h}{D_j}\right)^3 + a_2 \left(\frac{h}{D_j}\right)^2 + a_3 \left(\frac{h}{D_j}\right) + a_4 \text{ for } h/D_j \leq 14 \quad (2-37)$$

$$C'_p = a \left(\frac{h}{D_j}\right)^b \text{ for } h/D_j > 14 \quad (2-38)$$

Castillo(2006)整理 Castillo(1989), Puertas(1994), Bollaert(2002)資

料如圖 2- 27。並且認為可利用跌水高度與破裂長度之比值( $H/L_b$ )來進

行分類，如表 2- 7 所示。

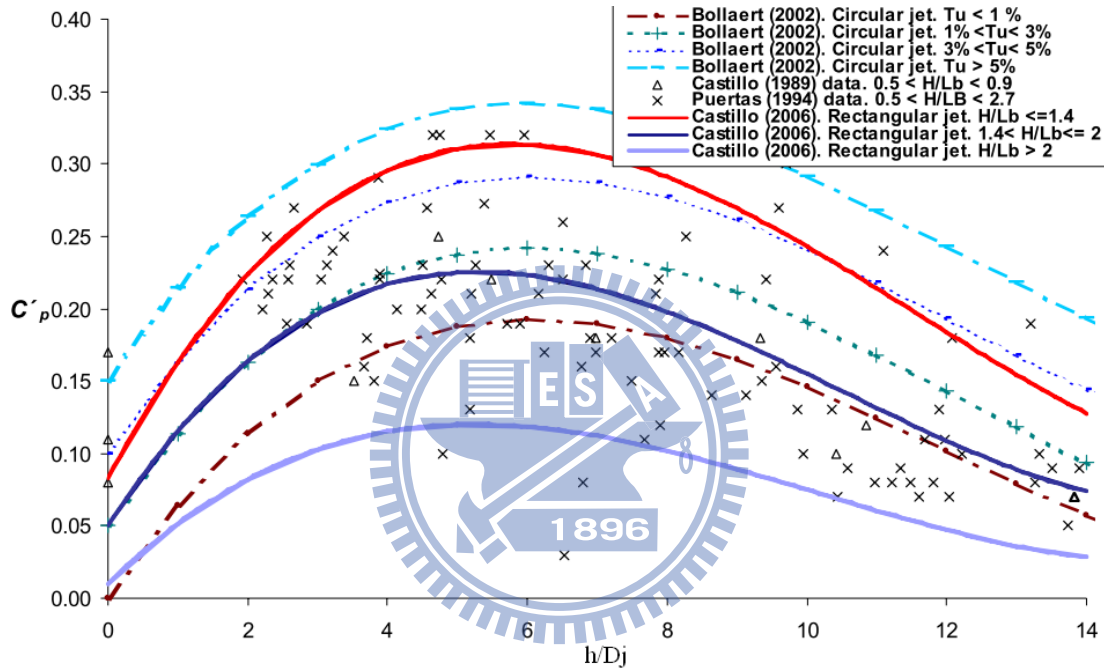


圖 2- 27 射流波動壓力係數與  $h/D_j$  關係圖(Annandale, 2006)

表 2- 7 波動壓力係數與  $H/L_b$  比值關係表(Castillo, 2006)

h/D <sub>j</sub> < 14					
H/L <sub>b</sub>	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	Type of jet
≤ 1.4	0.0003	-0.0104	0.0900	0.083	Compact-Developed-Disintegrated
1.5-2	0.0003	-0.0094	0.0745	0.05	Developed-Disintegrated
> 2	0.0002	-0.0061	0.0475	0.01	Developed-Disintegrated
h/D <sub>j</sub> > 14					
H/L <sub>b</sub>	a		b		Type of jet
≤ 1.4	5.30		-1.045		Compact-Developed-Disintegrated
1.5-2	3.14		-1.422		Developed-Disintegrated
> 2	1.50		-1.500		Developed-Disintegrated



### 2.3.3.3 壓力波動在岩體裂隙中傳遞所產生的放大效應

當岩盤內部有裂隙存在時，水流之沖擊壓力以波傳之方式傳入岩體，此時岩體之壓力會因裂隙形狀及水體之波傳速度而產生在某特定頻率下發生共振效應，產生不同之作用力放大效應。Bollaert(2002)利用金屬版模擬岩體之裂隙，藉由不同型狀之裂隙安排，由裂隙內部及表面之壓力觀測，進行放大效應之試驗，其模擬之裂隙形狀(2D-I joint, I joint, L joint, U joint, D joint)安排如圖 2- 28 所示。由試驗成果顯示，裂隙底部相較於岩體表面之壓力有明顯變化之情形(圖 2- 29)，且尖峰值之出現呈現某一特定頻率( $\Delta t$ )。放大效應在最簡單形狀之 I type 時可達到最大，其值約可 4 倍之平均壓力(或 20 倍之表面波動壓力)，其成果示如圖 2- 30。隨著裂隙形狀之變化，水中氣泡聚集於彎角處，影響裂隙之共振頻率，使得形狀愈複雜之裂隙放大效果愈小，在 D type 或 2D-I type 時，其放大係數僅約為 1~1.5 倍之平均壓力。

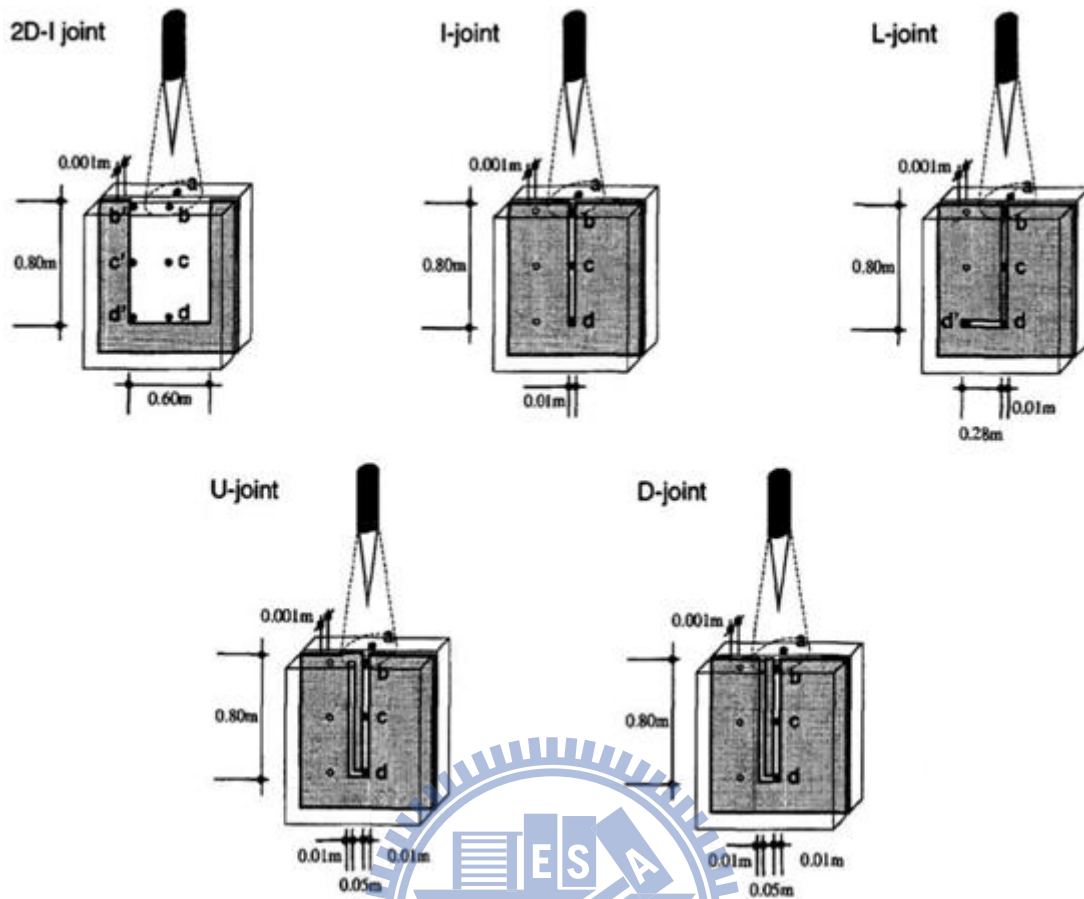


圖 2- 28 不同形式裂隙模擬設施示意圖(Bollaert, 2002)

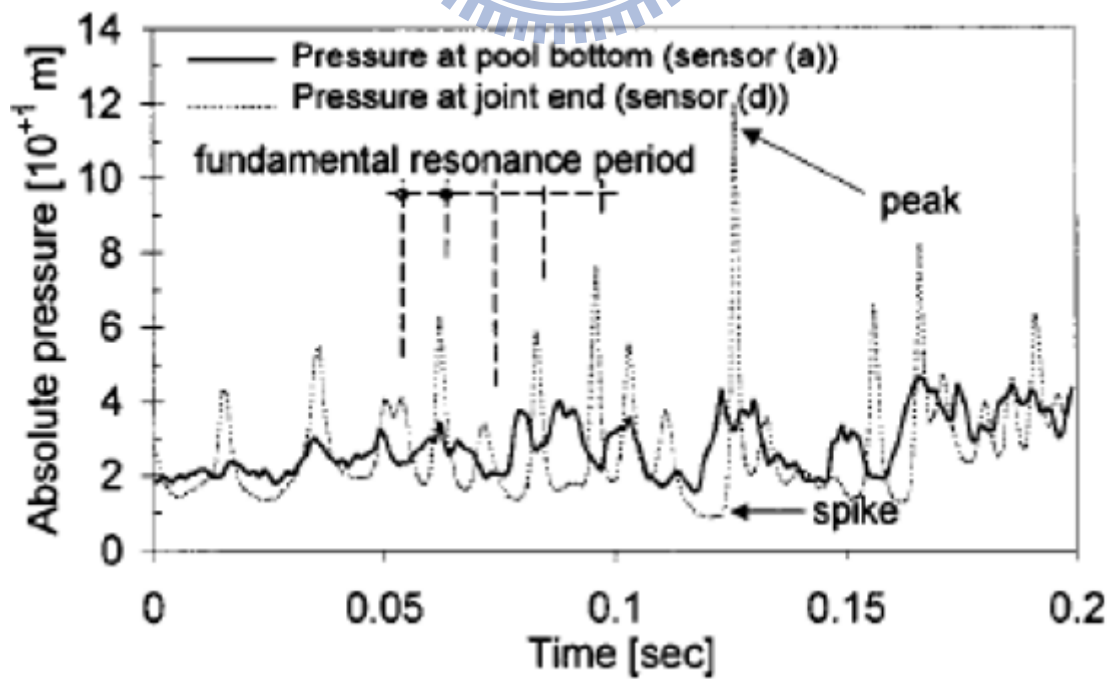


圖 2- 29 岩體表面及裂隙內部波動壓力比較圖(Bollaert, 2002)

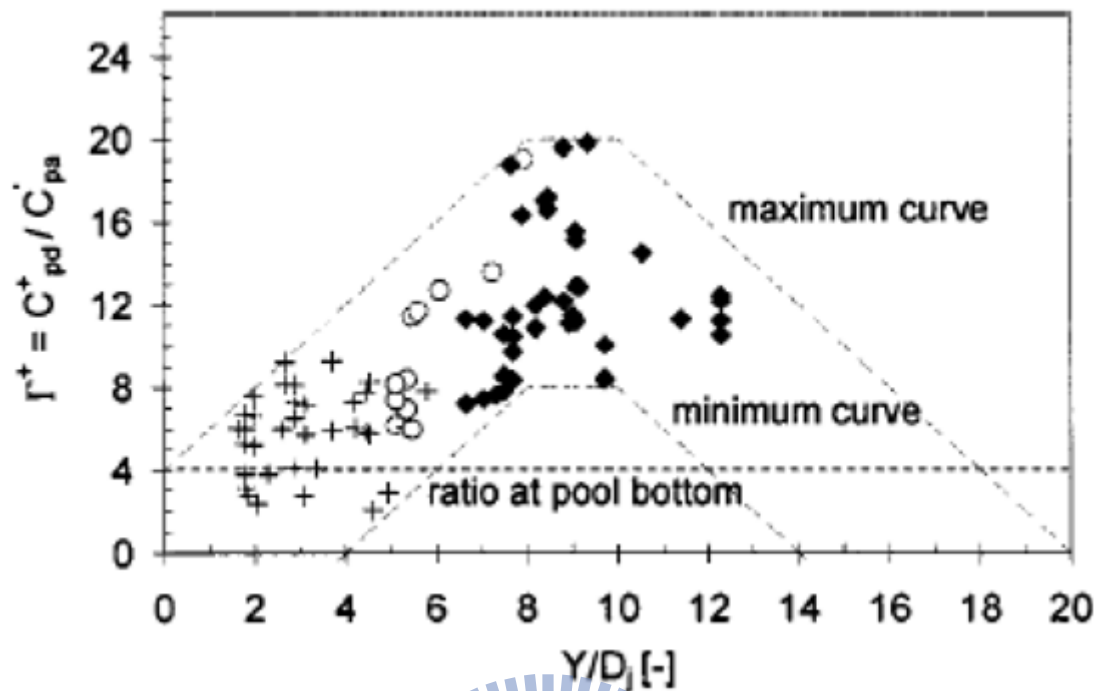


圖 2- 30 裂隙內部波動壓力放大係數圖(Bollaert, 2002)

#### 2.3.3.4 岩塊之力平衡分析

##### (1) 裂隙發展

高速水流沖擊產生之表面衝擊力及波動壓力，傳遞至岩體內部裂隙，因放大效應及時間差，形成對岩體之反覆作用力。若岩體之裂隙尚未完成發展連通，則在裂隙尖端產生應力集中現象。若應力值大於岩體之應力強度(Stress intensity,  $K$ )則岩體破裂，形成裂隙發展之情形，一般以張力型式來描述其破裂行為。Atkinson(1987)針對此現象以式(2-39)來描述沖蝕條件下之材料應力強度。

$$K' = \sigma_w \sqrt{\pi \alpha' f} \quad (2-39)$$

$K'$ =應力強度

$\alpha'$ =裂縫長度

$\sigma_w$ =裂縫內水壓

f=形狀參數

應力強度隨岩石及礦物之種類而有相當大差異，Bollaert, (2002)

利用 Whittaker et al.(1992)之試驗資料進行迴歸，提出地質材料之現地

應力強度與常用之張力強度或壓縮強度之關係式：

$$K_{I, \text{in situ}, T} = (0.105 \text{ to } 0.132)T + (0.054\sigma_i) + 0.5276$$

$$K_{I, \text{in situ}, UCS} = (0.008 \text{ to } 0.010)UCS + (0.054\sigma_i) + 0.42 \quad (2-40)$$

T=張力強度

UCS=無圍壓縮強度

$\sigma_i$ =岩塊內應力

(2) 脆性破壞( $K \geq K_I$ ) 與疲勞性破壞 ( $K < K_I$ )

依據沖蝕應力及裂隙尖端岩體應力強度不同，岩體之破壞形式可分成脆性破壞及延性破壞兩種型式。當作用應力大於岩體裂隙尖端應力強度時，則裂隙之發展及連通快速，在短時間內碎裂成更小之塊體，呈現類似爆炸之現象，稱為脆性破壞。另一種為應力小於岩體裂隙尖端應力強度，則岩體之裂隙並不會發生延伸，而使其能量蓄積於岩體中，因反覆作用力而產生應力腐蝕現象，當材料弱化使應力強度降低至小於沖蝕應力時，則轉變成延性破壞，引致裂隙發展。

高速水流沖擊對岩體因抽離行為而產生沖蝕之效應，依據岩體裂隙之發展情形不同，可以分成以下兩種步驟：

a. 若裂隙之發展尚未完全使岩塊與岩體脫離時，裂隙之波動壓力導

致裂隙增加，稱為水力破裂(Hydraulic jacking or hydraulic wedging)。Whipple et al(2000)研究河道沖蝕時用以描述塊石沖擊岩盤面對沖蝕之影響說明如圖 2-5，認為過程中可能先需小裂縫經水力推張擴大為破裂面，隨著河床顆粒逐漸地透過磨蝕作用沖蝕弱面，再加上物理或化學風化作用，讓弱面完全擴展連通，最後終於導致獨立岩塊之鬆動、脫離。將塊石沖擊改變為水流沖擊亦可利用該說明其作用。岩床面受力衝擊時，瞬時的高動量傳遞造成不均勻的應力作用，而使得垂直向及水平向的裂隙逐漸延伸發展。

- b. 當裂隙之發展使岩塊與岩體完全脫離時，岩體裂隙之向上波動壓力若能克服岩塊之重量及側邊之摩擦力時，稱為完整岩塊(Intact Rock)之分離。

### (3) 力平衡模式

應用波動壓力對完整岩塊穩定性之計算，其力學架構示如所示圖 2-31。藉由理想化之邊界假設，由其力平衡計算，可求得穩定塊體所需之厚度，若岩塊厚度大於穩定所需之厚度，則岩塊不會發生移動。若岩塊厚度小於穩定所需之厚度，則岩塊發生向上之移動，沖蝕之現象便發生。Bollaert(2002)利用淨向上力之觀念，假設塊體之形狀為立方體，如圖 2-32 所示在單位時間  $\Delta t$  時，塊體向上運動所作之功可以

力平衡關係，並推導出塊體之厚度與波動壓力之關係，如式(2-41)：

$$h_{up} = \left[ 2 \frac{(x_b + 2z_b)}{c} \right]^2 \frac{1}{2g \cdot x_b^4 \cdot z_b^2 \cdot \gamma_s^2} \left[ C_I \cdot g \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot x_b^2 - (\gamma_s - \gamma_w) \cdot x_b^2 \cdot z_b - F_{sh} \right]^2 \quad (2-41)$$

$h_{up}$ =塊體可抬升高度

$x_b$ =x 方向塊體長度

$z_b$ =z 方向塊體長度

$g$ =重力加速度

$\gamma_s$ =材料單位重

$C_I$ =動力脈衝係數

$\gamma_w$ ：水單位重

$F_{sh}$ =作用於岩塊上之剪力

雖然藉由波動壓力係數之應用，可對沖蝕深度提供一力學模型，但工程實務上因需對邊界進行簡化，對於岩盤因無法完全掌握其塊體之形狀，而使其方法應用範圍受限，因此僅較適用於混凝土底板之穩定性分析。

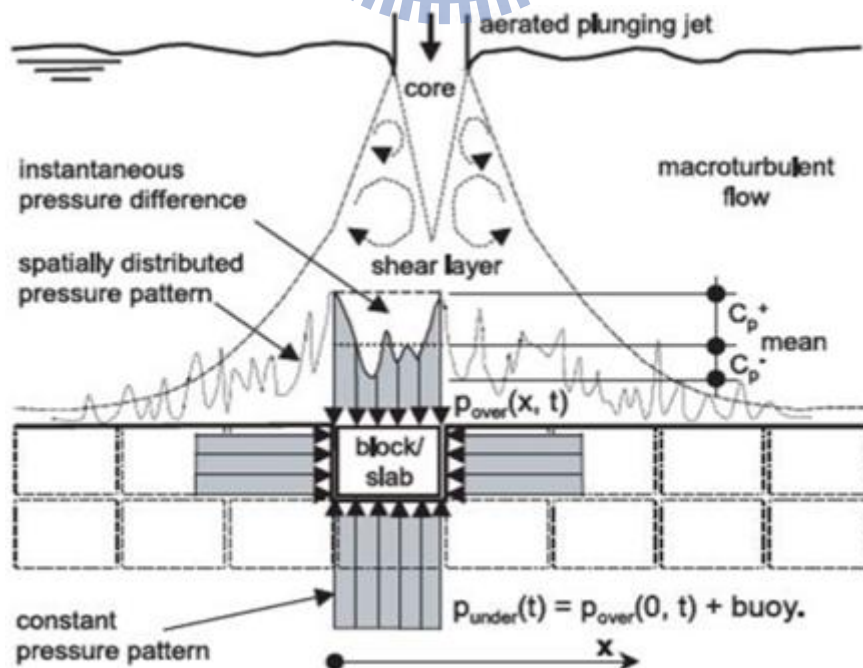


圖 2- 31 塊體破壞型式之力學架構圖(Bollaert, 2002)



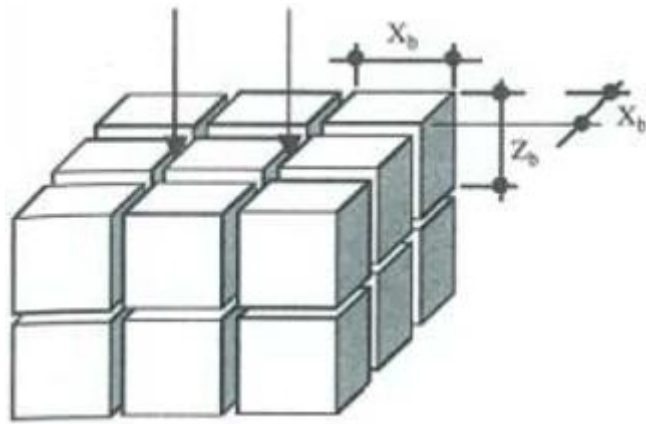


圖 2- 32 Bollaert 塊體之形狀示意圖(Bollaert, 2002)

由於壓力波動造成節理內部的壓力大於表面的壓力，因此當水流持續作用下塊體將被帶離，若地層為水平且節理發達，則會呈現剝皮(peeling off)的現象，沖刷過程如圖 2- 33。

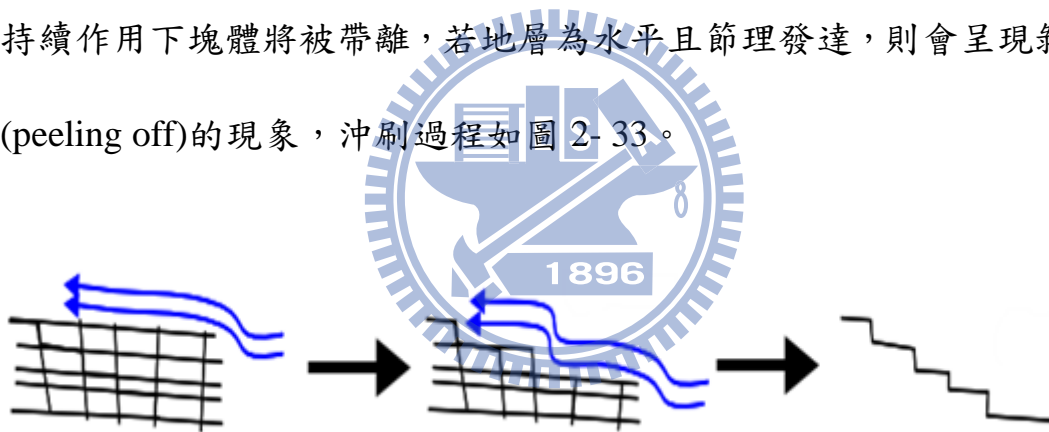


圖 2- 33 剝皮法(peeling off)沖刷示意圖(Bolleart, 2005)

#### 2.4 台灣目前處理沖刷坑之方式

目前國內對於攔河堰下游的岩盤沖刷評估方法尚未有具體有效之研究成果，台灣目前處理沖刷的方式尚屬消極，大多數在攔河堰下游新增一小型靜水池或護坦，當岩盤在新的靜水池或護坦下游繼續沖刷時，則繼續新增新的靜水池或護毯，如此被動的方式並未真正解決岩



盤沖刷的問題；因此需要詳細了解攔河堰下游沖刷坑形成的機制，並有系統的建立沖刷坑形成機制，以及整合過去學者的研究結果，以提出評估沖刷坑深度與形狀的方法，如此可在岩盤被沖刷前預先知道未來沖刷坑會如何形成，與最終沖刷坑的深度及形狀，並做工程上的處理，以達到主動與積極的處理方式。

## 2.5 小結

本研究將採用 Annandale(2006)、Bollaert(2003)與 Melo(2006)的方法，並稍加修正後以流功與岩盤抗沖蝕能力之間的關係計算沖刷坑深度，計算結果可視為該岩盤的極限沖刷深度，以及利用水流能量衰減計算沖刷坑形狀；管理單位可依該深度預先進行工程上保護，以防止下游岩盤的沖刷而影響攔河堰堰體的穩定性。

### 第三章 攔河堰下游軟弱岩盤沖刷

#### 3.1 攔河堰下游軟弱岩盤沖刷坑形成機制

一般攔河堰之基礎型式可分為固定式(fixed type)及浮式(floating type)兩種。固定式主要用於覆土層深度淺之地質條件藉由開挖直接將基礎座落在岩盤上，浮式基礎則將基礎座落在覆土層上，藉由樁基礎或沉箱提高其承载力，而本研究中所探討的攔河堰型式為固定式。

首先，溢洪道與攔河堰最大的差異在於，溢洪道的水流是由近似靜止狀態再經由溢洪道流往下游，且下游一般都有施做靜水池與消能設施以減少水流的衝擊；而攔河堰剛興建時的水流是由上游河道直接通過攔河堰堰面到下游，上下游落差最多約 10 m，因此幾乎未施做靜水池與消能設施。

攔河堰興建完後(如圖 3-1)水流從攔河堰進入岩盤時在混凝土基礎與岩盤的交界面產生沖刷坑。由於混凝土表面摩擦力與粗糙度較岩盤小，因此產生的剪力與雷諾數也較小；當水流進入岩盤後因雷諾數的驟變，產生紊流，並作用在岩盤上，使得岩盤表面材料破碎而被帶至下游，於是在混凝土與岩盤的交界面下游處開始形成局部的沖刷坑，如圖 3-2、圖 3-3。

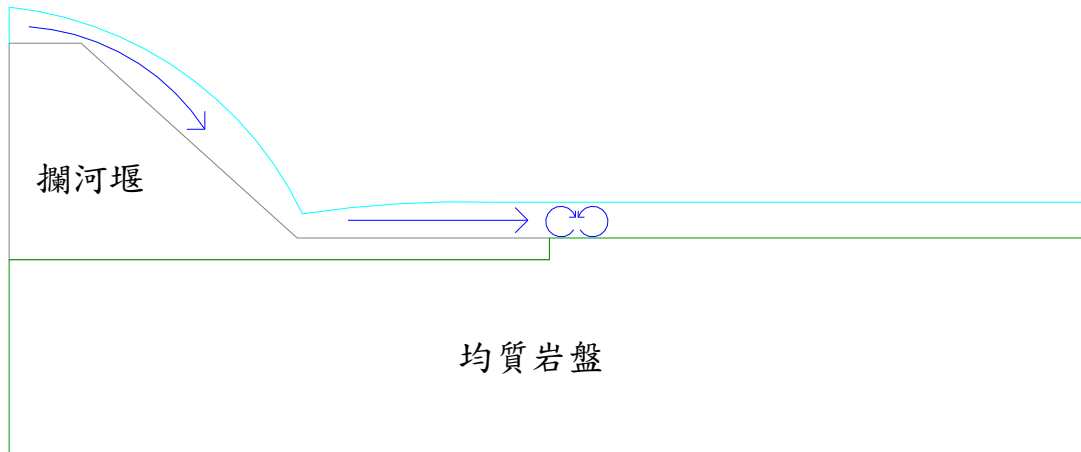


圖 3-1 攔河堰下游沖刷示意圖(一)

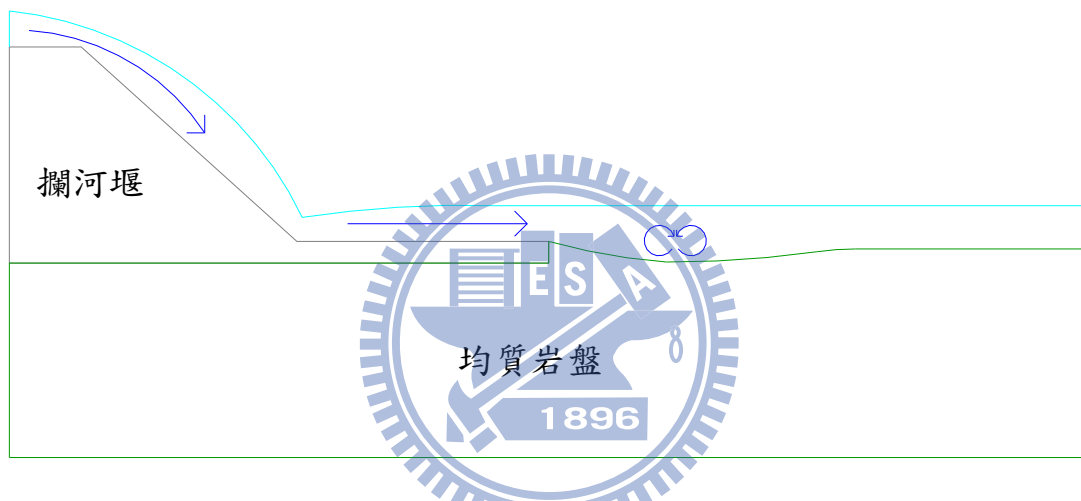


圖 3-2 攔河堰下游沖刷示意圖(二)



圖 3-3 觸口堰增設第二階護坦(20080509)

在水流持續作用的情況下，沖刷坑也持續發展，隨著沖刷坑深度的增加，沖刷的機制也隨著改變。原本以水平紊流所造成的沖刷為主，但由於岩盤面與攔河堰混凝土已不在同一高程，因此水流在離開混凝土後會經過一跌水的距離才到達下游水面與岩盤，此現象稱為 head cut，如圖 3-4、圖 3-5。

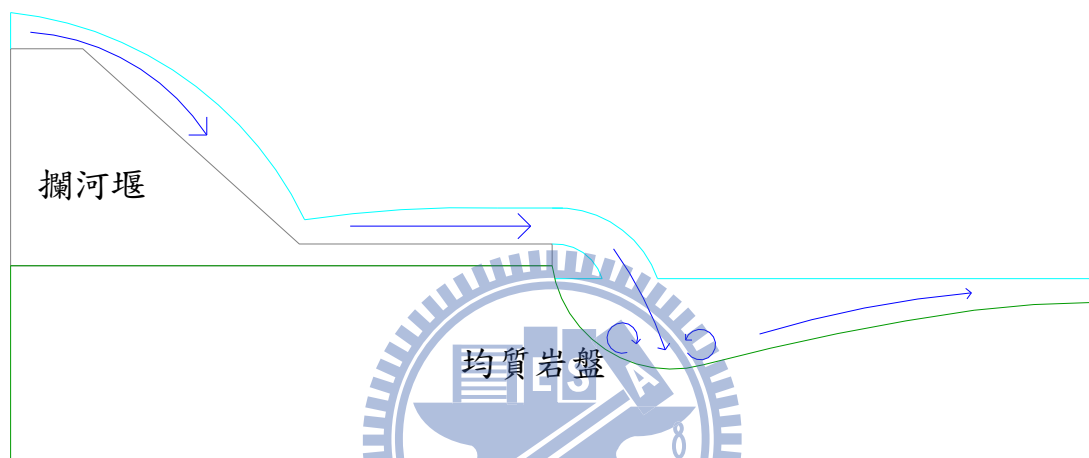


圖 3-4 攔河堰下游沖刷示意圖(三)



圖 3-5 觸口堰增設第二階護坦後之沖刷(20081007)

當沖刷機制轉變為 head cut 之後，水流進入下游的尾水後會向四周擴散形成渦流，沖刷坑深度會快速增加，其中上游面的渦流會造成攔河堰基礎的沖刷，進而影響堰體的穩定性；而下游面的渦流則會造成下游河道的沖刷。當洪水來時，水深明顯大於沖刷坑深度，因此，在沖刷坑產生水躍的行為，如圖 3-6，而水流經過水躍之後能量受到削減，若岩盤的抗沖蝕能力不足(如軟弱岩石)則水流仍有足夠的能量使下游岩盤繼續沖刷，此時的沖刷行為呈現剝皮(peeling off)的方式，如圖 3-7，使得沖刷坑下游側的逆坡坡角無法穩定，而當洪水退去後沖刷坑的形狀將成為淺碟型，如圖 3-8，此時因尾水深度的不足而導致水流無法在沖刷坑內消能，使得水流直接沖刷下游抗沖蝕能力較弱的岩盤，而使河道深槽化；接著沖刷坑繼續受到垂直射流的沖刷，最終沖刷坑的形狀開始發展為深槽型，如圖 3-9、圖 3-10。

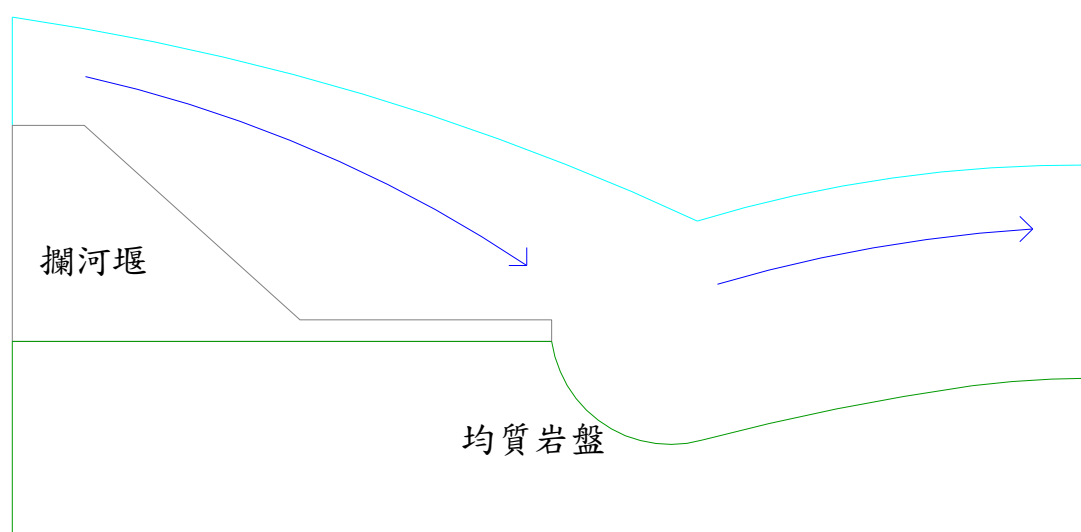


圖 3-6 攔河堰下游沖刷示意圖(四)

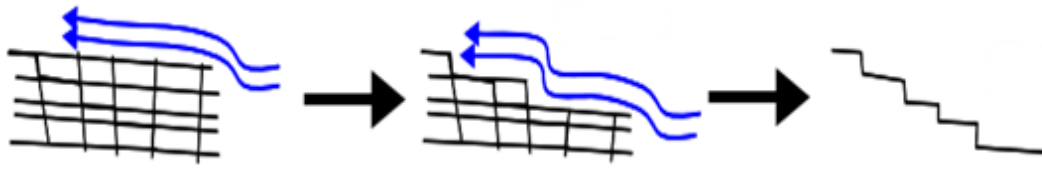


圖 3-7 剝皮法(peeling off)沖刷示意圖(Bolleart, 2005)

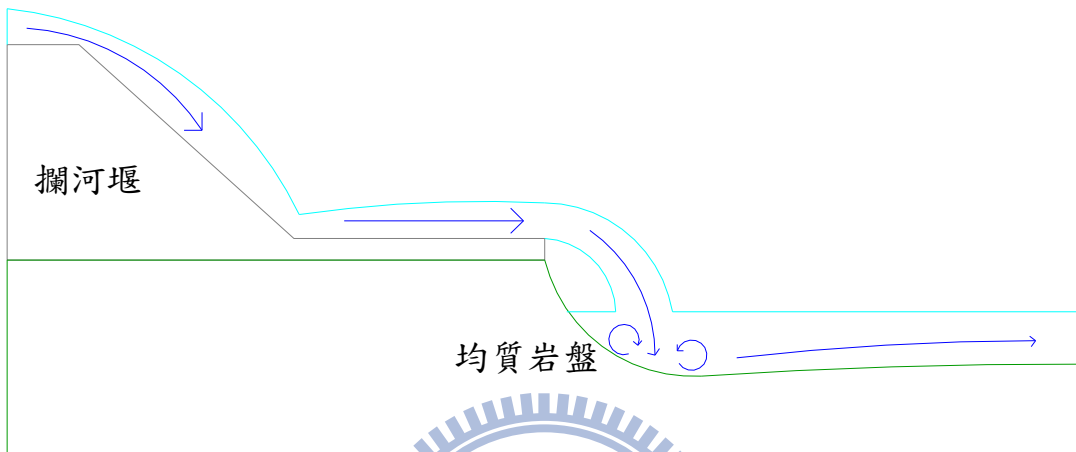


圖 3-8 攔河堰下游沖刷示意圖(五)

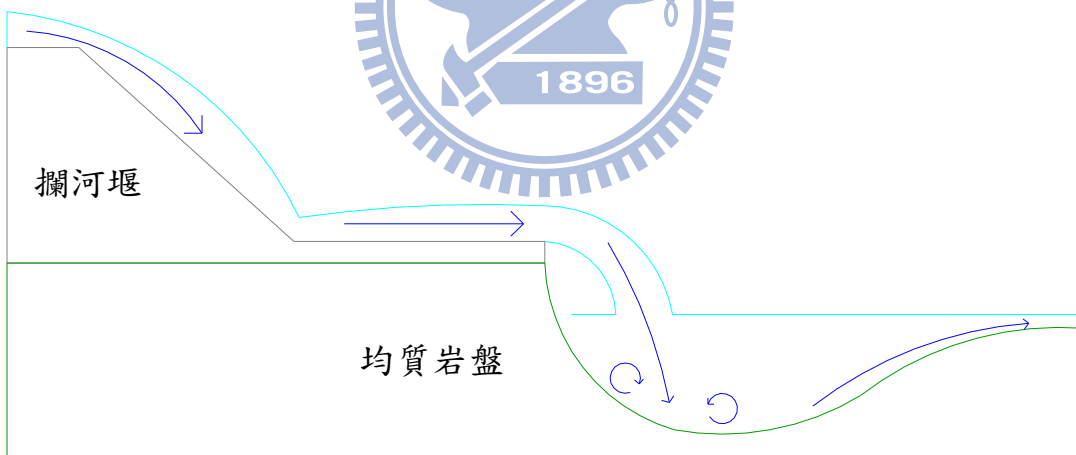


圖 3-9 攔河堰下游沖刷示意圖(六)





圖 3- 10 觸口堰下游沖刷情況(20050729)

### 3.2 沖刷坑形成演算流程

本文擬利用 Annandale(2006)的建議，即當岩盤所受的流功大於岩盤的抗沖蝕能力，則岩盤將產生沖刷，以建立計算攔河堰下游沖刷坑的深度與形狀的演算法。依照前一節所描述的沖刷坑形成機制，沖刷坑的深度與形狀的演算程序(其中沖刷深度除能量法外，亦考慮力平衡加以計算)，如圖 3- 11 所示。



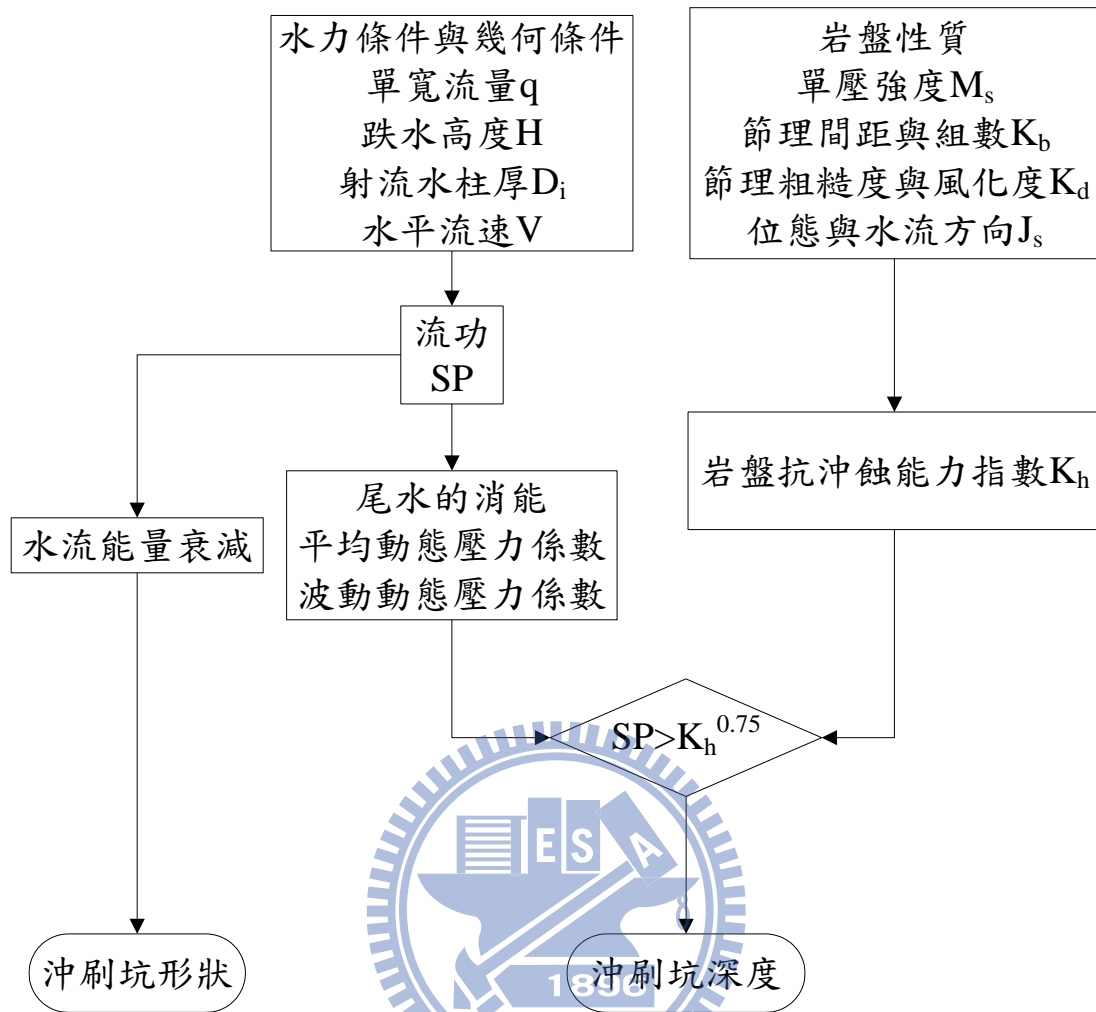


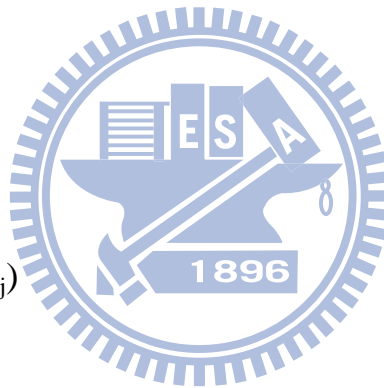
圖 3- 11 沖刷流程分析步驟

首先依照各攔河堰的水流條件計算流功，本文以 Annandale (2006) 計算流功的方式為主體，再經過修改後所計算的流功表示水流能量。接著計算岩盤的抗沖蝕能力(可由 Annandale 的公式代入  $K_h$  計算得到)，當流功大於岩盤抗沖蝕能力表示水流可讓下游岩盤產生沖刷，若流功小於抗沖蝕能力則表示下游岩盤不會沖刷。下游岩盤受水流沖刷之後，會因為力平衡的關係而收斂，最終收斂的結果即為極限沖刷深度。

攔河堰形狀的計算則採用 Melo(2006)所提出射流作用於平板的動

態壓力。當射流接觸到岩盤後會產生擴散，隨著水流的擴散作用於岩盤上的壓力也隨之減小，使用與計算深度相同的觀念，當水流擴散後的流功小於沖刷門檻後即不會再沖刷，如此可大略繪出沖刷坑形狀。若攔河堰下游有兩種以上岩性時也可依照 Annandale (2006) 的方法分別計算各岩層的沖刷深度後再繪出沖刷坑形狀。如前一節所描述，主要形成沖刷坑的水流條件為垂直射流的型態，另外洪水時也會使下游河道沖刷；為計算水流的流功，需要下列參數：

1. 單寬流量( $q$ )
2. 跌水距離( $H$ )
3. 尾水深( $Y$ )
4. 射流水柱厚( $D_j$ )
5. 水平流速( $V$ )



透過上述的參數可計算作用於水面的流功，接著水流進入尾水後的消能則需要利用平均動態壓力係數( $C_p$ )及波動動態壓力係數( $C_p'$ )進行折減，折減後的流功即為作用於沖刷坑底部岩盤的流功。流功的計算將於以下小節說明。

### 3.2.1 射流至沖刷坑底部之流功計算方式

水流離開攔河堰後，經過一跌水距離( $H$ )才到達尾水面，接著利用位能轉換為動能的觀念計算水流作用於尾水面的流功。射流流功計算

方式依 hydropower potential 之計算公式計算(Annandale, 2006)；

$$P_{\text{jet}} = \gamma_w QH \quad (3-1)$$

射流流功衝擊於岩體上，作用於表面的能量可用流功除以衝擊面積，即為單位面積的流功

$$P_{\text{jet}} = \frac{\gamma_w QH}{A} \quad (3-2)$$

$P_{\text{jet}}$  = 射流的總流功

$\gamma_w$  = 水流單位重

$Q$  = 總流量

$H$  = 跌水高度

$A$  = 水流衝擊面積

射流落下後為求得落點的位置因此必須計算射流的落距以及軌跡長度如此即可得到落點的水平距離(圖 3-12)。

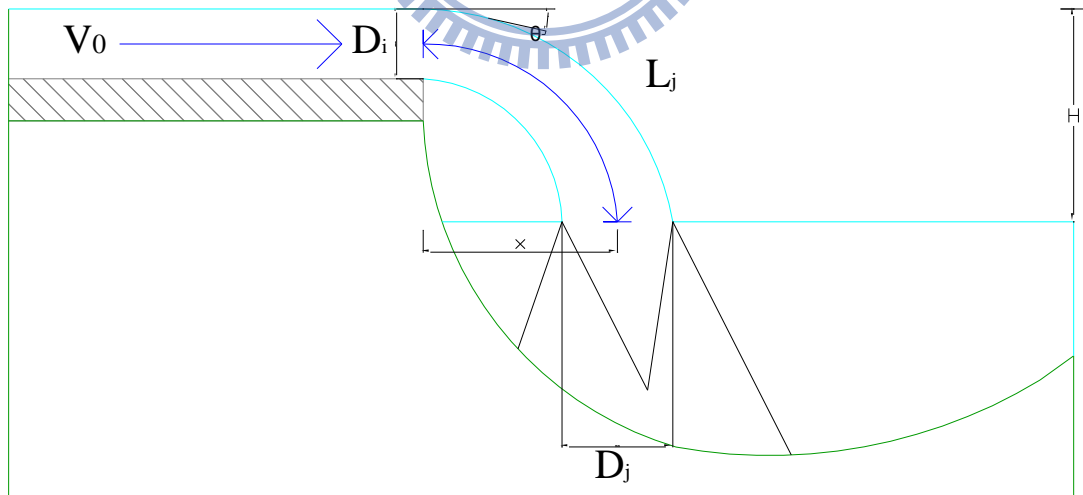


圖 3-12 水流離開堰體進入消能池之示意圖

(1) 水流垂直落距

$$H = x \tan \theta - \frac{x^2}{K_2[4(D_i+h_v)(\cos \theta)^2]} \quad (3-3)$$

H=垂直距離

x=水平距離

$\theta$ =射出夾角

$K_2$ =空氣含量係數

$D_i$ =初始射流水柱厚

$$h_v = \frac{V_i^2}{2g}$$

(2) 水柱軌跡長  $L_j$ (Annandale, 2006)

$$L_j = \int_0^x \sqrt{1 + \left\{ \tan \theta - \frac{2x}{K_2[4(D_i+h_v)(\cos \theta)^2]} \right\}^2} dx \quad (3-4)$$

(3) 水平距離(Annandale, 2006)

$$x = \left[ \tan \theta + \sqrt{(\tan \theta)^2 + \frac{-z}{K_2[(D_i+h_v)(\cos \theta)^2]}} \right] 2K_2(D_i + h_v)(\cos \theta)^2 \quad (3-5)$$

(4) 射流破裂長度

射流離開束制邊界後，因射流與周遭介質間之壓力差，射流周邊會因此向外擴散，導致邊緣流速變慢，同時因與空氣之摩擦，將部分空氣以氣泡形式攜入射流中。初期中心位置仍有部分保持原有之流速稱為核心射流(core jet region)，若擴散長度夠長，則所有之流體與空氣之交互作用，導致射流以水滴形式向下墜落，此時之長度稱為射流破裂長度( $L_b$ :jet break length)，任一斷面之流速皆小於初始流速則稱為擴散射流，如圖 3- 13。

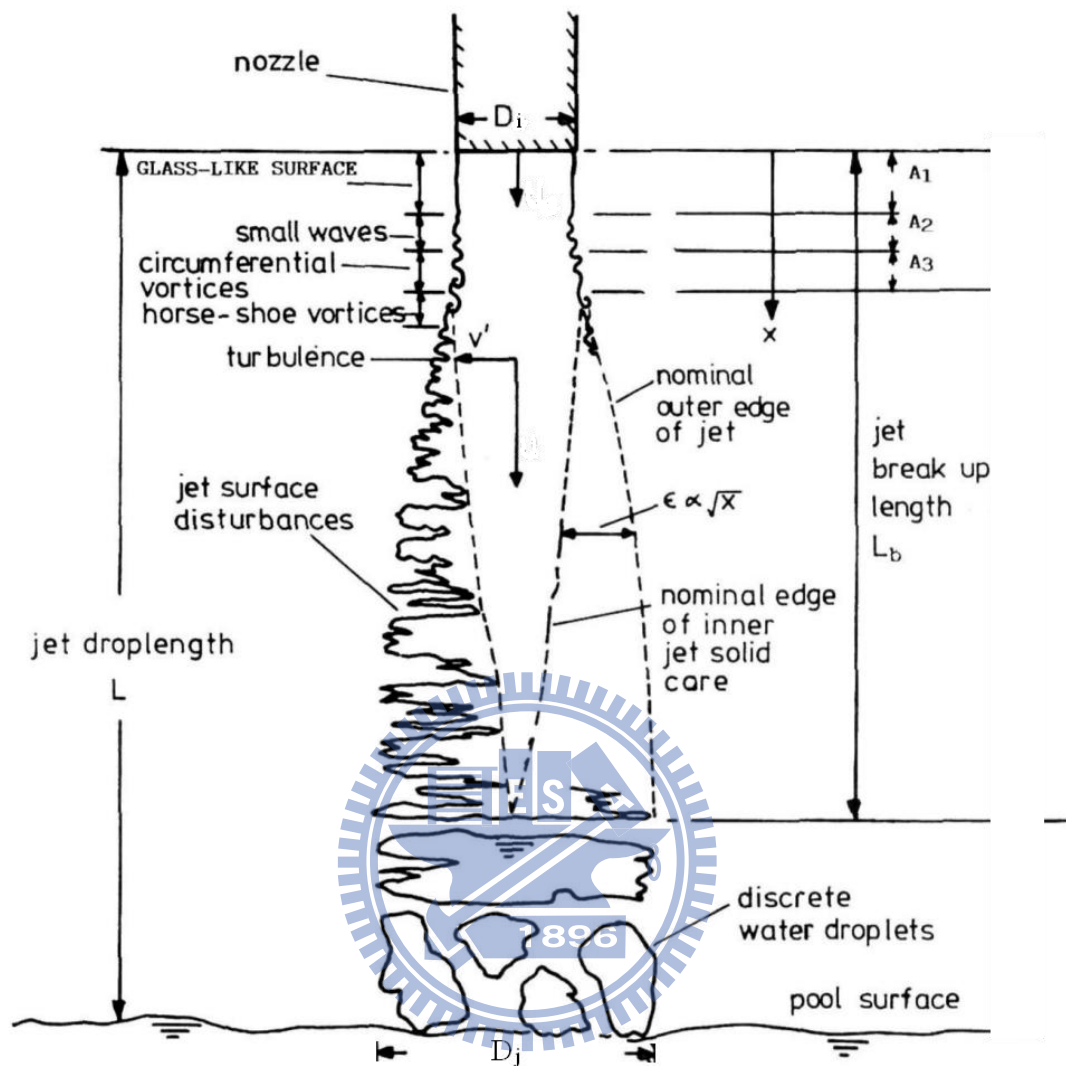


圖 3- 13 水流離開溢洪道之破裂長度示意圖(修改 Ervine et al, 1997)

Ervine et al.(1997)提出圓形射流擴散架構，並針對其擴散之相關參數建議如下：

(5) 射流破裂長度(Ervine et al, 1997)

$$L_b = \frac{1.05 \times D_i \times F_{ri}^2}{(1.14 \times T_u \times F_{ri}^2)^{0.82}} \quad (3-6)$$

(6) 射流水柱擴散厚度(Ervine et al, 1997)

$$D_j = D_i + 2 \times 0.38 \times (T_u \times L) \quad (3-7)$$

$L_b$ =射流破裂長度

$D_i$ =射流水柱厚

$F_r$ =射流初始福祿數

$T_u=0.03$ (Free Overfall)

$D_j$ =射流水柱擴散厚度

$L$ =射流軌跡長度

### (7) 射流流功在尾水的消散

射流自水面進入尾水之後，流功會隨著尾水的深度衰減，尾水的平均動態壓力可以利用平均動態壓力係數  $C_p$  (Mean dynamic pressure coefficient) 加以估計，而波動動態壓力則可利用波動動態壓力係數  $C_p'$  (Fluctuating dynamic pressure coefficient) 加以估計；在尾水中動態

壓力作用於岩盤表面的單位面積流功如下式：

$$P_{jet} = (C_p + C_p') \frac{\gamma_w Q H}{A} \quad (3-8)$$

$C_p$ =平均動態壓力係數

$C_p'$ =波動動態壓力係數

### (8) 平均動態壓力係數

Castillo(2004)考慮不同的矩型射流破裂長度比，進行一連串正規化消能池深度( $h/D_j$ )與矩型水柱之平均動態壓力係數( $C_p$ )的試驗，結果如圖 3- 14 及表 3- 1，其中以改變射流軌跡長/射流破裂長度( $L/L_b$ )的比值觀察平均動態壓力係數的變化，並提出以下經驗式：

$$C_p = m e^{-n \left( \frac{h}{D_j} \right)} \quad (3-9)$$

$m, n$ =射流破裂長度比參數(見)

$D_j$ =矩型水柱厚度



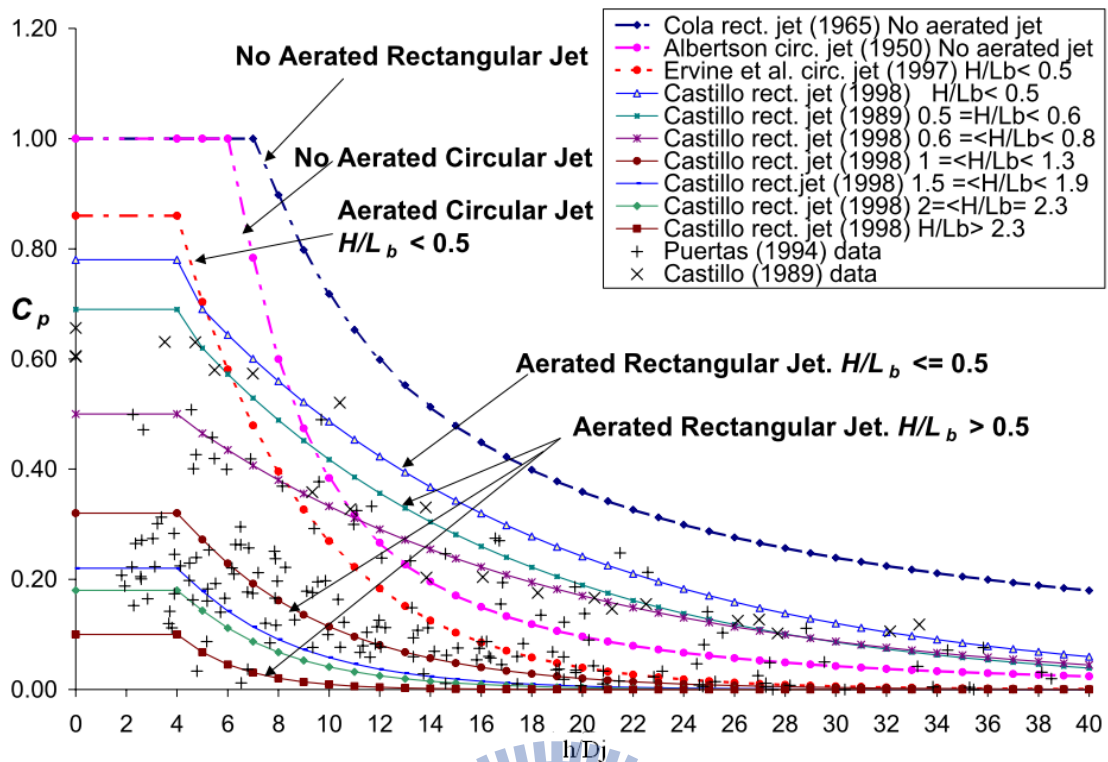


圖 3-14 正規化消能池深度、平均動態壓力係數在不同射流破裂長度比之函數關係圖(Castillo, 2004)

表 3-1 射流破裂長度比參數(Castillo, 2006)

$L/L_b$	$m$	$n$	$C_p(h/D_j < 4)$
<0.5	0.98	0.070	0.78
0.5-0.6	0.92	0.079	0.69
0.6-0.8	0.65	0.067	0.5
1.0-1.3	0.65	0.174	0.32
1.5-1.9	0.55	0.225	0.22
2.0-2.3	0.50	0.250	0.18
>2.3	0.50	0.400	0.10

### (9) 波動動態壓力係數

May and Willoughby (1991), Ervine et al. (1997), Bollaert (2002), Castillo (2004)等學者，發展了許多評估波動動態壓力與正規化消能池深度的方法，其中 Bollaert (2002)評估波動動態壓力與正規化消能池

深度的關係式：

$$C'_p = a_1 \left(\frac{h}{D_j}\right)^3 + a_2 \left(\frac{h}{D_j}\right)^2 + a_3 \left(\frac{h}{D_j}\right) + a_4 \quad \text{for } h/D_j \leq 14$$

$$C'_p = a \left(\frac{h}{D_j}\right)^b \quad \text{for } h/D_j > 14 \quad (3-10)$$

Castillo(2006)整理 Castillo (1989), Puertas (1994), Bollaert(2002)資料成圖 3- 15。其中以改變跌水高度/射流破裂長度(H/L<sub>b</sub>)的比值觀察波動動態壓力係數的變化，如表 3- 2 所示。

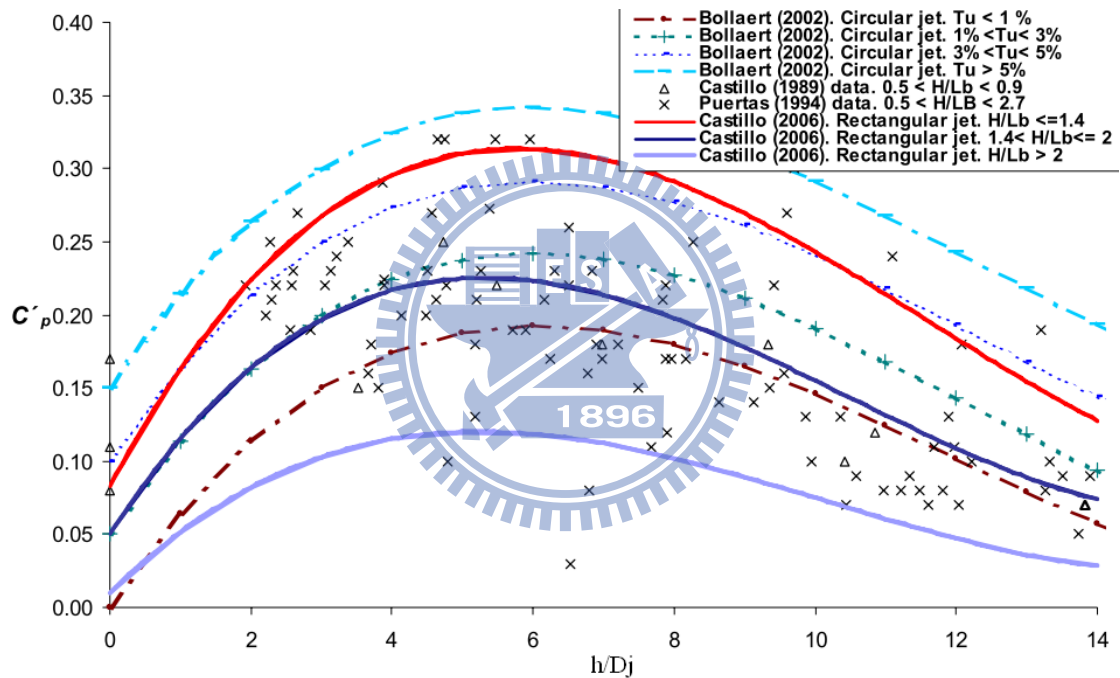


圖 3- 15 正規化消能池深度與波動動態壓力係數之函數關係圖

(Bollaert, 2002)

表 3-2 波動動態壓力係數與  $H/L_b$  比值關係表(Castillo, 2006)

h/D <sub>i</sub> <14					
H/L <sub>b</sub>	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	Type of jet
≤1.4	0.0003	-0.0104	0.0900	0.083	Compact-Developed-Disintegrated
1.5-2	0.0003	-0.0094	0.0745	0.05	Developed-Disintegrated
>2	0.0002	-0.0061	0.0475	0.01	Developed-Disintegrated
h/D <sub>i</sub> >14					
H/L <sub>b</sub>	a		b		Type of jet
≤1.4	5.30		-1.045		Compact-Developed-Disintegrated
1.5-2	3.14		-1.422		Developed-Disintegrated
>2	1.50		-1.500		Developed-Disintegrated

### 3.2.2 岩盤抗沖蝕指數 $K_h$

Annandale 修正 Kirsten(1982)發展的抗沖蝕指數  $K_h$ ，試圖建立一套仿照岩體品質評分系統(Q-system)之抗沖蝕指數(erodibility index) 抗沖蝕指數( $K_h = M_s K_b K_d J_s$ )為四項參數的乘積，這四項參數分別為  $M_s$ (材料強度)、 $K_b$ (顆粒/塊體尺寸)、 $K_d$ (弱面抗剪強度)、與  $J_s$ (地盤構造條件)，各參數依不同條件給予不同之指定值。Annandale 修正後的詳細計算方式如附錄一。

Annandale 計算了一、兩百處不同河道之抗沖蝕指數，又依不同河道流況(如陡降、水躍、河床坡度突然改變、均勻明渠)依明渠流體力學理論計算各處河道之能量消耗，並記錄現場是否發生沖蝕，將單位面積流功與抗沖蝕能力指數繪出雙對數圖關係，如圖 3-16，進而推估對應特定抗沖蝕指數條件恰發生沖蝕時所需之能量消耗門檻

值：

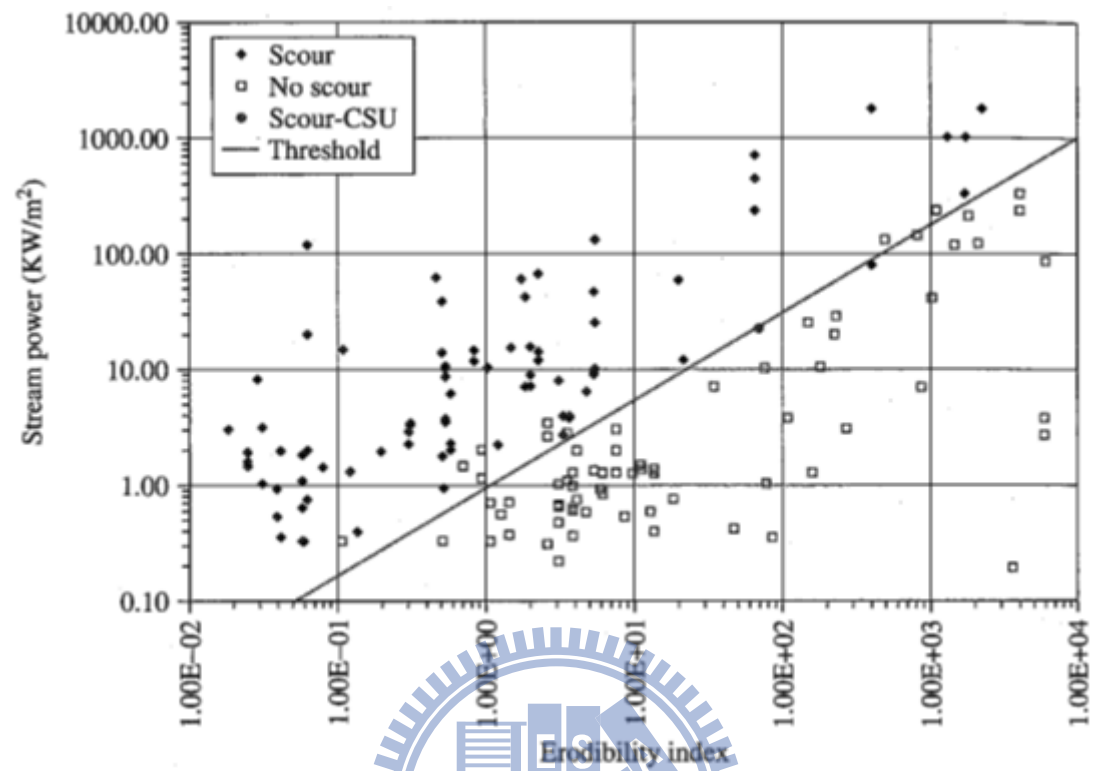


圖 3- 16 單位面積流功與抗沖蝕能力指數圖(Annandale, 1995)

### 3.2.3 水躍消能

洪水時能量的消耗主要是以水躍的方式，如圖 3- 17。

Henderson(1966)指出，水躍的能量消耗率可以利用計算 Energy Loss 的方式定量。

$$\Delta E = y_1 + \frac{V_1^2}{2g} - y_2 - \frac{V_2^2}{2g} \quad (3- 11)$$

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left( \sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right) \quad (3- 12)$$

$$\Delta E = y_1 + \frac{q^2}{2gy_1^2} - \frac{y_1}{2} \left( \sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right) - \frac{4q^2}{2gy_1^2 \left( \sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right)^2} \quad (3- 13)$$

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}} \quad (3-14)$$

$\Delta E$ =水躍的能量損失(水躍時作用於岩盤上的能量)

$y_1$ =上游水深

$y_2$ =下游水深

$q$ =單寬流量

$V_1$ =上游流速

$V_2$ =下游流速

$Fr$ =福祿數

由上述的式子計算產生水躍時消耗的能量，以此判斷岩盤是否會繼續沖刷，在下游河道單位面積平均流功，是由水流單位重、單寬流量、單位長度平均水頭損失三者相乘。

$$P_{available} = \gamma q \frac{\Delta E}{L} \quad (3-15)$$

$L$ =有效水躍長度

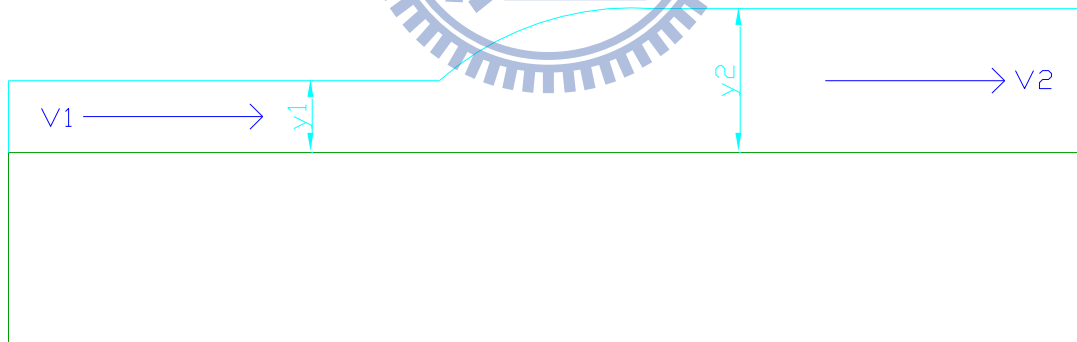


圖 3-17 水躍示意圖

### 3.2.4 力平衡沖刷坑深度公式推導

Liu(2005)將沖刷坑簡化為圖 3-18，並以動量平衡的觀念推導沖刷坑深度。因為射流壓力分佈的不同，在沖刷坑下游側會形成一逆坡，

當射流到達沖刷坑底部後，會隨著逆坡往下游流動，因此在逆坡的入口與出口分別假設斷面 1 與斷面 2，而沿著逆坡方向的動量方程式表示如下：

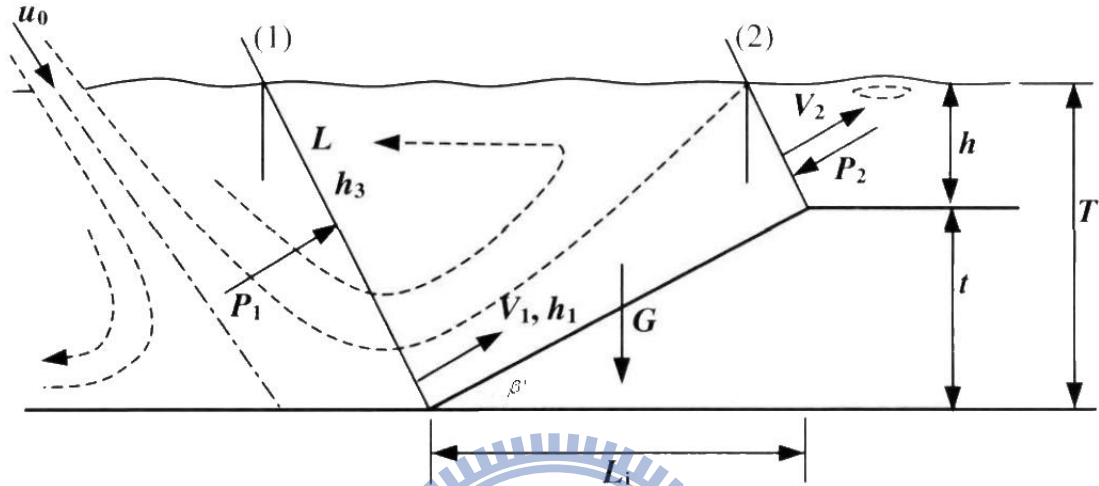


圖 3-18 沖刷坑示意圖(Liu, 2005)

動量方程式

$$P_1 - P_2 - G \sin \beta' = \frac{\gamma q}{g} (V_2 - V_1) \quad (3-16)$$

$P_1, P_2$ =分別為斷面 1, 2 的靜水壓力

$G$ =選取斷面內單位寬度體積之水重

$\beta'$ =沖刷坑下游測逆坡角度

$V_1, V_2$ =斷面 1, 2 的平均流速

$h_1, h_2$ =斷面 1, 2 的水深

$q$ =單寬流量

$$P_1 = \eta_{P1} \frac{\gamma}{2} h_3^2 \cos \beta' \quad (3-17)$$

$$P_2 = \eta_{P2} \frac{\gamma}{2} h_2^2 \cos \beta' \quad (3-18)$$

$$G = \gamma A \quad (3-19)$$

$$A = \frac{1}{2} (h_3 + h_2) \frac{L_j}{\cos \beta'} \quad (3-20)$$

$$L_j = \frac{(\cos \beta')^2}{\sin \beta'} (h_3 - h_2) \quad (3-21)$$



$\eta_{P1}, \eta_{P2}$ =壓力修正因子

$A$ =斷面 1,2 中間的面積

$L_i$ =逆坡的水平距離

$h_3$ =潛沒水深

假設 $\eta_{P1} \approx \eta_{P2} = \eta_P$

$$\left(\frac{h_3}{h_2}\right)^2 = 1 + \frac{2qV_2}{(\eta_P-1) \cos \beta' gh_2^2} - \frac{2qV_1}{(\eta_P-1) \cos \beta' gh_2^2} \quad (3-22)$$

將 $V_2 = \alpha''V_1$ 代入式(3-23)，得到式(3-24)

$$\left(\frac{h_3}{h_2}\right)^2 = 1 + \frac{2qV_1(\alpha-1)}{(\eta_P-1) \cos \beta' gh_2^2} \quad (3-23)$$

將 $V_1 = \varphi_1\sqrt{2gH}$ ,  $h_3 = \frac{Y}{\cos \beta'}$ ,  $h_2 = \frac{h}{\cos \beta'}$ 代入式(3-24)，可推導得到式

(3-25)

$$Y = \sqrt{h^2 + \frac{2\sqrt{2}\varphi_1(\alpha-1) \cos \beta' q\sqrt{H}}{(\eta_P-1) \sqrt{g}}} = \sqrt{h^2 + k_t^2 \frac{q\sqrt{H}}{\sqrt{g}}} \quad (3-24)$$

$$k_t^2 = \frac{2\sqrt{2}\varphi_1(\alpha-1) \cos \beta'}{(\eta_P-1)} = k_s^2 \varphi_1 \quad (3-25)$$

$k_t$ =受水流的衝擊與底床的抗沖蝕行為影響的水力因子

$k_s$ =定義岩盤的沖刷係數跟幾何、力學性質、裂縫形式以及底床的膠結情況有關

$\varphi_1$ =水流的擴散性質

射流進入尾水後分為三個部分，首先第一個部分為潛沒射流區，在這區域流速呈線性衰減，接著第二個部分為衝擊區，在這區域內射流衝擊沖刷坑，流速迅速降低，但壓力急遽增加，最後第三個部分為反射區，在這區域內水流迅速擴散並沿著逆坡往下游流動。

由於尾水深度的深淺會影響到射流的發展情況，因此可將水深分為深水區以及淺水區，如圖 3- 19、圖 3- 20：

深水區( $h > 8.3D_j \sin \beta'$ ),  $m=1.0$

$D_j$  = 水柱厚

在水柱到達坑底前已完全發展

$$v \propto \frac{1}{x}, \quad b \propto x$$

$b$  = 在任意  $x$  處水柱厚度的一半

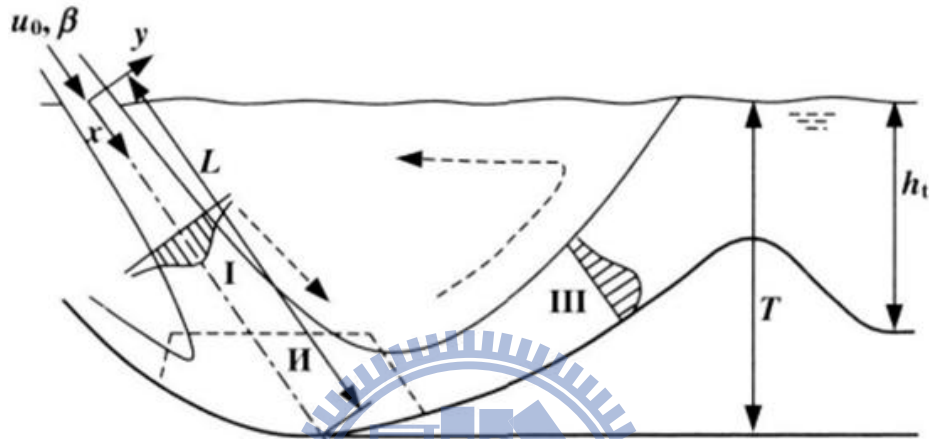


圖 3-19 深水區示意圖(Liu, 2005)

淺水區( $h < 5.5D_j \sin \beta'$ ),  $m=0.5$

在核心水流完全發展前已到達坑底

$$v \propto \frac{1}{\sqrt{x}}, \quad b \propto x$$

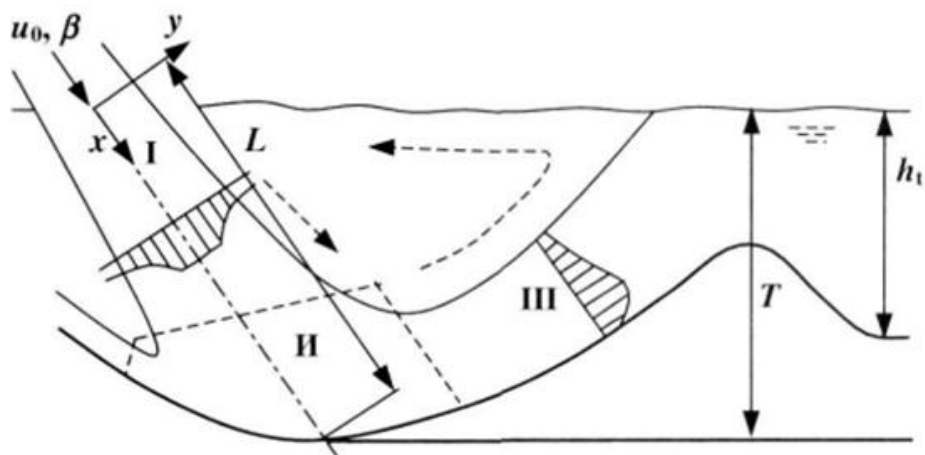


圖 3-20 淺水區示意圖(Liu, 2005)

結合上兩式得到

$$\frac{v}{v_0} \propto \left(\frac{x}{D_j}\right)^{-m}, \quad \frac{b}{D_j} \propto \frac{x}{D_j}$$

$u_0 = \varphi_0 \sqrt{2gH}$ , ( $0.75 < \varphi_0 < 0.95$ ) 進入速尾水前的流速

$\varphi_0$ =速度係數

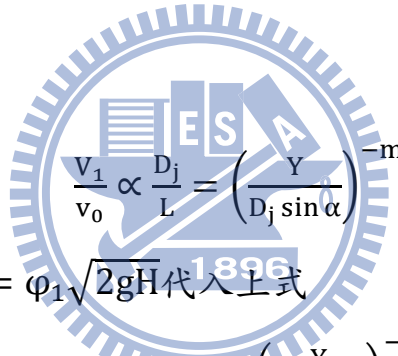
當  $h < 5.5D_j \sin \alpha$   $m=0.5$

當  $h > 8.3D_j \sin \alpha$   $m=1$

當  $5.5D_j \sin \beta' < h < 8.3D_j \sin \beta'$  時使用內插求得  $m$

$$m = 0.5 \left( 1 + \frac{h - 5.5D_j \sin \alpha}{8.3D_j \sin \alpha - 5.5D_j \sin \alpha} \right) \quad (3-26)$$

決定水力參數  $\varphi_1$



$$\frac{v_1}{v_0} \propto \frac{D_j}{L} = \left( \frac{Y}{D_j \sin \alpha} \right)^{-m} \quad (3-27)$$

將  $v_0 = \varphi_0 \sqrt{2gH}$  及  $V_1 = \varphi_1 \sqrt{2gH}$  代入上式

$$\varphi_1 = C_0 \varphi_0 \left( \frac{Y}{D_j \sin \alpha} \right)^{-m} \quad (3-28)$$

$C_0$ =係數

$$k_t^2 = k_s^2 \varphi_1 = k_e^2 \left( \frac{Y}{D_j \sin \alpha} \right)^{-m} \quad (3-29)$$

$k_e$ =岩盤的沖刷係數

當  $\alpha=0$  時,  $k_t$  不成立。

將  $k_t^2 = k_e^2 \left( \frac{Y}{D_j \sin \alpha} \right)^{-m}$  代回先前推導出來的沖刷坑計算式中

$$Y = \sqrt{h^2 + k_e^2 \left( \frac{Y}{D_j \sin \alpha} \right)^{-m} \frac{q\sqrt{H}}{\sqrt{g}}} \quad (3-30)$$

$k_e$  為 Liu(2005)用案例所歸納出來, 其中的案例皆以硬岩為主, 並

不適用於本研究的軟岩上，由敘述性的岩體描述決定  $k_e$ ，其值將因人而異，因此本研究擬採用可客觀決定的  $K_h$  函數  $f(K_h)$  取代  $k_e$ ，如下式

$$k_e^2 = f(K_h) \quad (3-31)$$

$$Y = \sqrt{h + f(K_h) \left( \frac{Y}{D_j \sin \alpha} \right)^{-0.5} \frac{q\sqrt{H}}{\sqrt{g}}} \quad (3-32)$$

當  $K_h$  越大表示岩體越不易被沖刷，因此  $f(K_h)$  越小才反映出沖刷量越少；相對的，當  $K_h$  越小表示岩體越容易被沖刷，因此  $f(K_h)$  越大才能反映出沖刷量越大。根據此趨勢， $f(K_h)$  的通式可表示為

$$k_e^2 = f(K_h) = a(K_h)^{-b} \quad (3-33)$$

其中  $a$ ， $b$  皆為常數，可由案例標定得到。

### 3.2.5 沖刷坑形狀評估

依據 Melo(2006)年的研究結果(實驗範圍侷限於，尾水深/水柱厚 = 8.42~18.5 之間)，結果顯示  $x/h$ (衝擊點距離/尾水深)達到 0.4 即無動態水壓作用於平板表面，如圖 3-21，由此判斷水流影響範圍為 0.4 倍的尾水深。評估方式首先是利用作用於岩盤面的射流流功，接觸岩盤後流功隨著圖 3-21 的衰減曲線衰減，如此可得到擴散後各點的流功，接著與岩盤沖刷啟動門檻比較，得到各點深度，即為沖刷坑形狀。詳細計算過程如下範例所示。

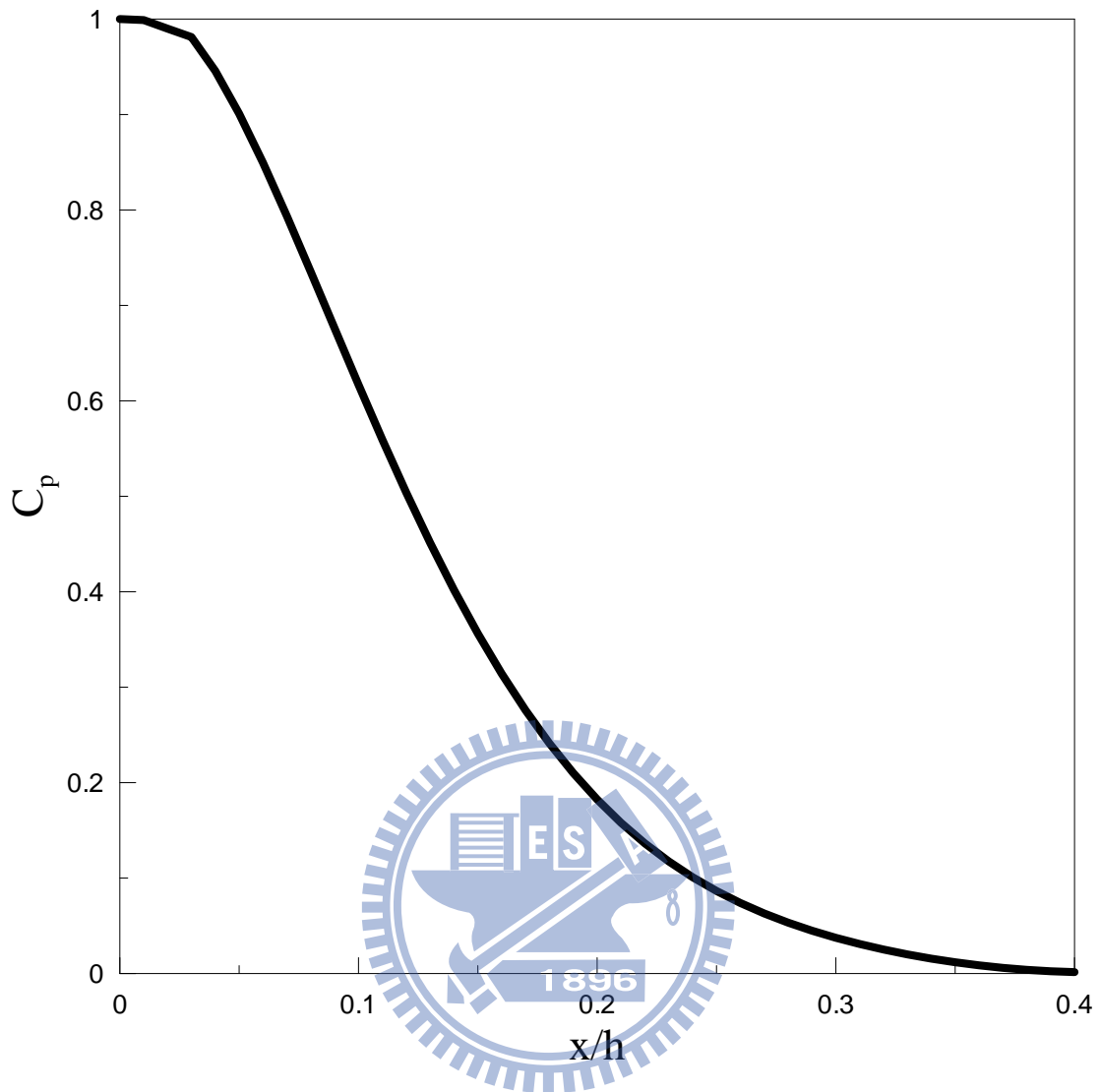


圖 3- 21 無因次動態壓力(修改自 Melo, 2006)

### 3.3 範例計算

攔河堰下游的岩盤有不同的位態、岩性及強度，因此產生的沖刷坑形狀也不相同。由於不同的岩性有不同的  $K_h$ ，因此在相同的水流條件下，不同的岩性也會產生不同的沖刷坑形狀。

#### (1) 計算步驟

1. 計算水流流功，計算方式如圖 3- 22。

2. 岩盤的  $K_h$  以現地觀察量測得到，並換算成與流功相同的單位。
3. 利用不同尾水深度有不同流功衰減量的方式，以試誤法求得尾水深度。
4. 在同一岩性下採用 Melo(2006)影響範圍為 0.4 倍尾水深，若有不同岩性時，則採用  $K_h$  求深度的方式，故可藉由上述條件評估冲刷坑形狀。

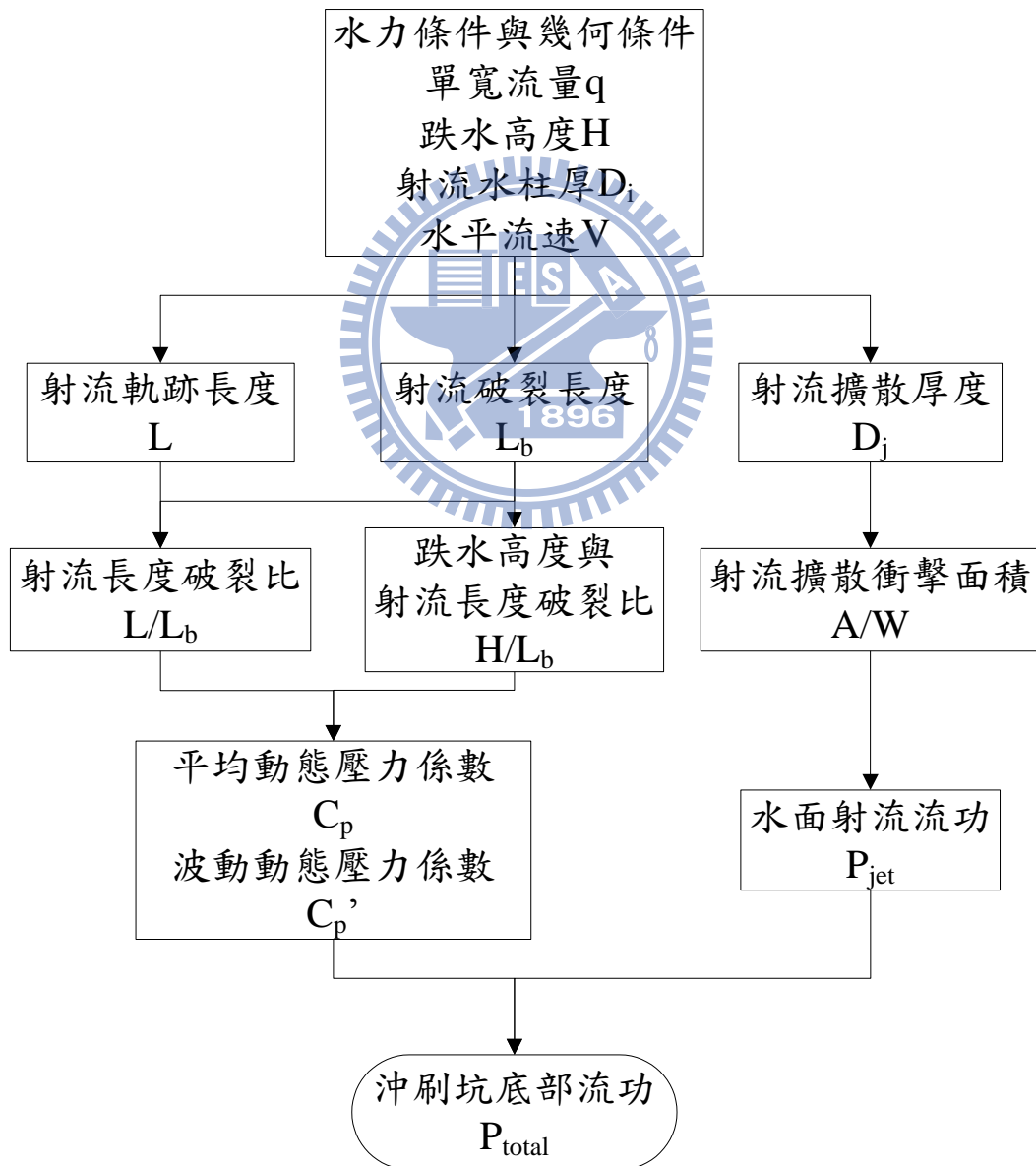


圖 3- 22 流功計算流程圖



## (2) 範例計算

本章一開始提到沖刷坑的演進過程，在這一節將利用本研究的方法計算各個過程的結果。為了計算方便，本範例的參數皆為假設值，並以這些參數進行沖刷坑演進的計算。

攔河堰高 2 m，岩盤為均質均向性，並假設其岩盤的  $K_h$  為 100

$$SP = K_h^{0.75} = 100^{0.75} = 31.62 \text{ kW/m}^2$$

水流條件則可分為常時與洪水兩個部分進行假設，如表 3-3：

表 3-3 範例水流參數

常時流量	洪水流量
單寬流量 5 m <sup>2</sup> /s	單寬流量 50 m <sup>2</sup> /s
上游水深 1 m	上游水深 5 m
上游流速 5 m/s	上游流速 10 m/s
下游水深 1 m	下游水深 8 m
跌水高度 1 m	下游流速 5 m/s

詳細計算過程如附錄二

攔河堰興建完成後開始受水流沖刷，如圖 3-23。

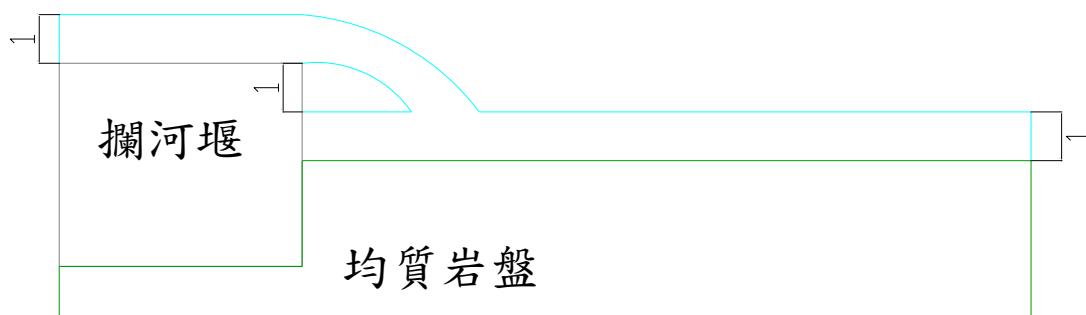


圖 3-23 攔河堰沖刷演進(一)

在常時流量的水流條件下，經過計算，如表 3-4，平衡尾水深將達到 8 m，沖刷深度為 7 m，如圖 3-24。

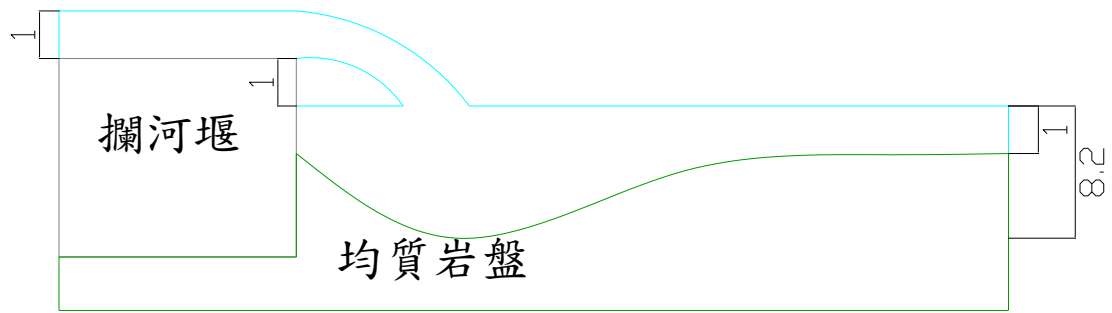


圖 3-24 攔河堰沖刷演進(二)

沖刷坑形成後，受到洪水的沖刷在攔河堰下游側形成水躍，因水躍的沖刷使得沖刷坑下游側的岩盤受沖刷後趨於平緩，如圖 3-25；水躍計算結果如表 3-5。



圖 3-25 攔河堰沖刷演進(三)

由於沖刷坑下游側的岩盤趨於平緩，使得尾水深無法蓄積，造成沖刷坑進一步的下刷，此時再採用常時流量計算，但跌水高度增加為 7 m，依照此條件計算，平衡尾水深為 18 m，如圖 3-26，沖刷坑形狀計算如表 3-6。若攔河堰下游岩盤的抗沖蝕能力仍無法抵抗跌水消能後的流功時，有可能造成沖刷坑下游側逆坡進一步的沖刷而向下游延伸，進而造成河道的下刷，使河道深槽化，如圖 3-27。

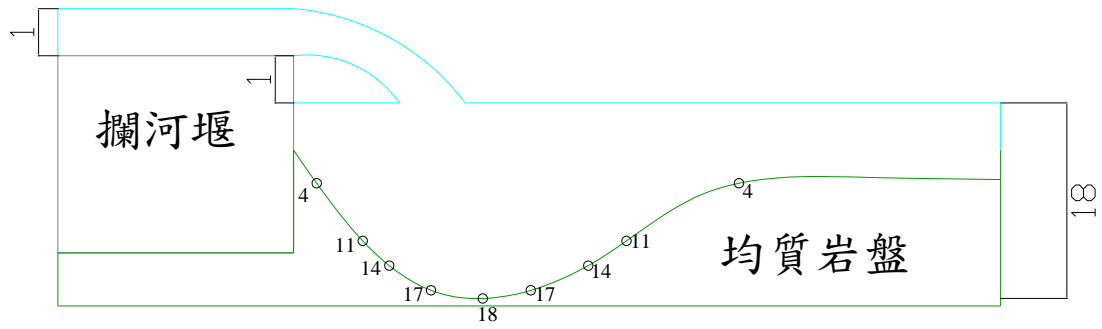


圖 3-26 攔河堰沖刷演進(四)



圖 3-27 攔河堰下游沖刷引起之河道深槽化(八掌溪仁義潭攔河堰，攝於 20110615)

表 3- 4 流功計算範例

單寬流量	$q$	5 m <sup>2</sup> /s	5 m <sup>2</sup> /s
跌水高度	$H$	1 m	7 m
尾水深	$h$	8.1 m	18 m
射流水柱厚	$D_i$	1 m	1 m
水平流速	$V$	5 m/s	5 m/s
正規化消能池深度	$h/D_i$	8.1	18
射流軌跡長度	$L$	2.85 m	10.29 m
射流破裂長度	$L_b$	10.04 m	10.04 m
射流破裂長度比	$L/L_b$	0.28	1.02
跌水高度與射流長度破裂比	$H/L_b$	0.1	0.697
射流水柱擴散厚度	$D_j$	1.06 m	1.23 m
射流擴散衝擊面積	$A/W$	1.3 m	1.34 m
水面射流流功	$P_{jet}$	37.76 kW/m <sup>2</sup>	255.55 kW/m <sup>2</sup>
平均動態壓力係數	$C_p$	0.556	0.035
波動動態壓力係數	$C_p'$	0.280	0.091
沖刷坑底部流功	$P_{total}$	31.57 kW/m <sup>2</sup>	31.60 kW/m <sup>2</sup>
岩盤抗沖蝕能力指數	$K_h$	100	100
岩盤沖刷啟動門檻流功	$P_{threshold}$	31.62 kW/m <sup>2</sup>	31.62 kW/m <sup>2</sup>

表 3-5 水躍計算範例

$y_1$ (m)	$q$ ( $m^2/s$ )	$Fr_1$	$\Delta E$	$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	$L$ (m)	流功 ( $kW/m^2$ )	岩盤沖刷啟動門檻 ( $kW/m^2$ )
5	50	1.428	0.823	10	10	41.15	31.62

表 3-6 形狀計算範例

$x/h$	$C_p$	流功	尾水深
-0.4	0	0	0
-0.35	0.01	2.5555	0
-0.3	0.04	10.222	0
-0.25	0.09	22.9995	0
-0.2	0.18	45.999	4
-0.15	0.36	91.998	11
-0.1	0.62	158.441	14
-0.05	0.9	229.995	17
0	1	255.555	18
0.05	0.9	229.995	17
0.1	0.62	158.441	14
0.15	0.36	91.998	11
0.2	0.18	45.999	4
0.25	0.09	22.9995	0
0.3	0.04	10.222	0
0.35	0.01	2.5555	0
0.4	0	0	0

$x/h$ : 正規化與沖擊點的距離/尾水深

$C_p$ : 無因次動態水壓

#### 第四章 案例研究

在經濟部水利署水利規劃試驗所委託交通大學防災中心執行的”設置攔河堰引致岩盤沖刷之機制與評估研究”計畫，曾對台灣西部八座攔河堰進行研究，從北到南依序為：後村攔河堰、義興壩、石岡壩、龍泉圳、集集攔河堰、觸口攔河堰、東口攔河堰、甲仙攔河堰，其中除東口攔河堰未有明顯沖刷外，其餘皆有明顯沖刷現象，因此，本研究將針對前述七座攔河堰(如表 4- 1)受水流沖擊後所發展出的沖刷坑深度與形狀，以本論文第三章所提出的方法加以計算。

表 4- 1 攔河堰基本資料表(設置攔河堰引致岩盤沖刷之機制與評估研究, 2010)

編號	名稱	興建時間	所在河系	目前用途	壩高(m)	壩長(m)	堰壩形式
1	後村攔河堰 (已沖毀)	民國 72 年	大漢溪	已沖毀	3	556.3	混凝土重力式堰 靜水池式消能工
2	義興壩	民國 62 年	大漢溪	攔砂壩 淤積嚴重	25.5	100	混凝土重力壩 靜水池式消能工
3	石岡壩	民國 66 年	大甲溪	公共給水 農業用水	21.4	240	混凝土重力式堰 靜水池及階梯式消能工
4	龍泉圳攔河堰	民國 71 年	烏溪	農業用水	3	80	混凝土重力式堰 混凝土塊護床工
5	集集攔河堰	民國 90 年	濁水溪	公共給水 農業用水	15	352.5	混凝土重力式堰 靜水池及水泥護坦
6	觸口攔河堰	民國 88 年	八掌溪	公共給水	1.5	72	自由溢流堰 增設多階靜水池
8	甲仙攔河堰	民國 88 年	旗山溪	公共給水	7	120	混凝土重力式堰 靜水池式消能工



#### 4.1 結合 Annandale、Bollaert 與 Melo 方法計算沖刷坑深度與形狀

首先說明各攔河堰的基本資料、岩石種類與性質及岩層露頭分布，接著由現地調查的資料將各岩性的  $K_b$  值求出；水流流量則採用經濟部水利署水文年報中與各攔河堰最接近的流量站的歷史最大洪峰流量，並利用各河川之水理分析得到上游水深、下游尾水深與流速，最後用 Annandale 與 Bollaert 的流功計算方式計算沖刷坑深度，以及採用 Melo 的方法計算沖刷坑形狀。

##### 1. 後村攔河堰

後村攔河堰位於大漢溪上游距離鳶山堰 6 公里處，於民國 72 年完工，主要用途為供應灌溉農業用水，並用以提供板新及石門地區公共給水。後村攔河堰堰址所在大漢溪河道寬闊，河寬近 1 公里。民國 93 年 8 月艾利颱風，後村攔河堰堰體遭洪水侵蝕流失約 100 公尺長，並形成深 15 公尺之深水河槽。

##### (1) 岩石種類及性質

後村攔河堰附近之地層為中新世南莊層，以白色及白灰色層狀細粒至粗粒砂岩、砂頁岩薄互層為主，夾有深灰色頁岩及煤層。砂岩膠結疏鬆，具有交錯層、波痕、砂棒等構造，並含有多量之碳質物或煤線，屬於濱海環境之沉積。後村攔河堰堰址主要岩性以極厚層砂岩、極厚層砂頁岩互層兩者的互層所組成，地層位態約為 N68E/53，地層

走向與水流流向大致平行。

透過現地的調查將後村攔河堰堰址附近的地層分布繪製如圖 4-1，以及各岩層的抗沖刷能力。河道側岸的砂頁岩薄互層表面受高度風化之影響，抗沖蝕能力指數  $K_h$  量測值幾乎小於 1，因此洪水或豪雨時河岸的風化層很容易被沖蝕。但實際上影響岩盤下切的河道底床砂頁岩薄互層，未受乾濕循環影響，單壓強度及節理間距的評分都會較高， $K_h$  值大約 20，另外砂岩的部分  $K_h$  值大約為 400。堰前被沖刷的岩層主要為砂岩與砂頁岩互層，因此針對此兩種岩層進行分析。

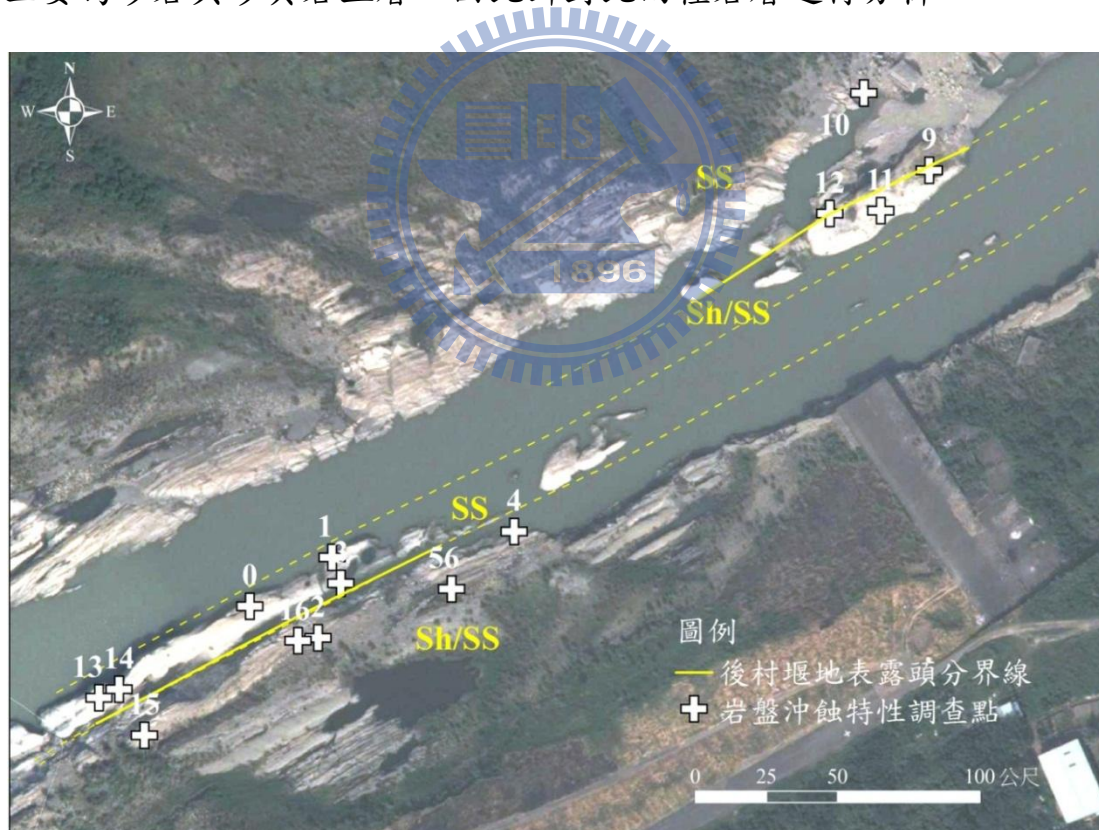


圖 4-1 後村攔河堰岩石露頭分布圖

後村攔河堰沖刷演進示意圖，如圖 4-2，圖 1 為後村攔河堰的上視圖，切 AA'剖面，圖 2 為 AA'的地質剖面圖，圖 3 為後村攔河堰下游

岩盤開始受沖刷後沖刷坑發展情況，圖 4 為水流持續沖刷下，沖刷坑的形狀趨勢。

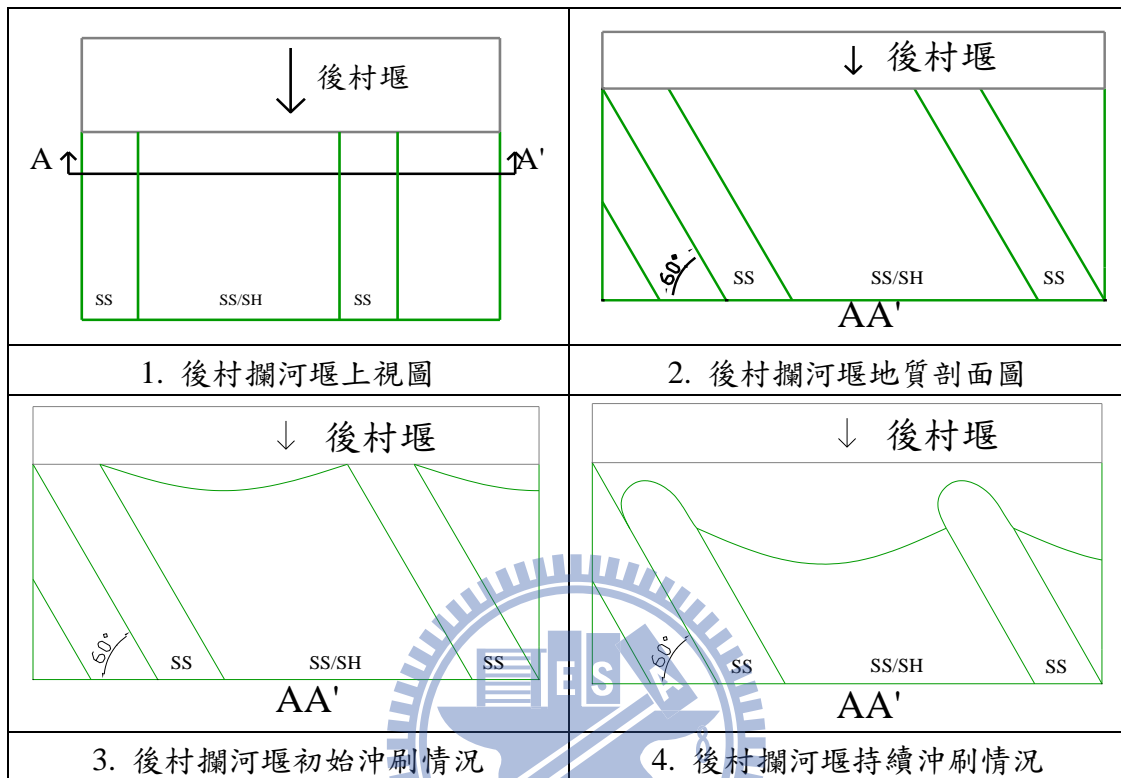


圖 4-2 後村攔河堰下游岩盤沖刷演進

## (2) 水文參數

距離後村攔河堰最近的流量站為三鶯橋流量站，最大瞬時流量為 5720 cms (1972/8/17)，換算為單寬流量約為  $10 \text{ m}^2/\text{s}$ 。分析結果如表 4-2。

後村攔河堰堰址下游的岩盤主要為厚層砂岩與砂頁岩互層，各岩層平均的  $K_h$  與沖刷啟動門檻為：

$$\text{砂岩 SP} = K_h^{0.75} = 400^{0.75} = 89.4 \text{ kW/m}^2$$

$$\text{砂頁岩互層 SP} = K_h^{0.75} = 20^{0.75} = 9.5 \text{ kW/m}^2$$

後村攔河堰的計算初始條件為堰體與下游岩盤高差 3m，在最大流量下，下游尾水深為 1.5m，因此剩餘的跌水高度為 1.5m

### (3) 計算結果

在相同的水流條件下且長期穩定沖刷，當岩層為砂岩時，不會沖刷，但在砂頁岩互層中尾水深必須到 20 m 才能平衡，沖刷深度為 18.5 m，由結果可大略繪出沖刷坑形狀，虛線部分為本研究所預估的沖刷情況，如圖 4-3，與目前現地沖刷形狀相當類似，如圖 4-4。

攔河堰水流為全斷面溢流，且假設全斷面溢流的水流流功是相同的，在垂直壩軸的剖面圖中，則會因為水流擴散的作用使得流功隨著距離的增加而衰減，衰減程度如表 4-3，並造成各點承受不同的流功，針對各點流功再評估各點的沖刷深度為何，以此修正沖刷形狀。

由於後村攔河堰破壞已 7 年，其中也經歷過許多颱風所造成的洪水，沖刷型態已不屬於本研究所模擬的射流沖刷，目前後村攔河堰的岩盤沖刷可能是受到其他自然因素(風化、顆粒撞擊、磨蝕等…)的影響，因此與本研究模擬的結果無法完全相符，但由於岩石本身的抗沖蝕能力關係，在沖刷的趨勢上是相同的。



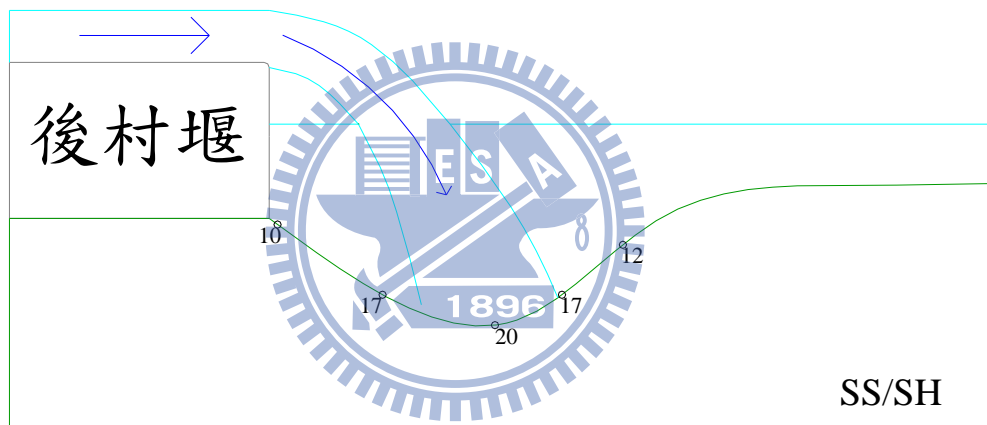
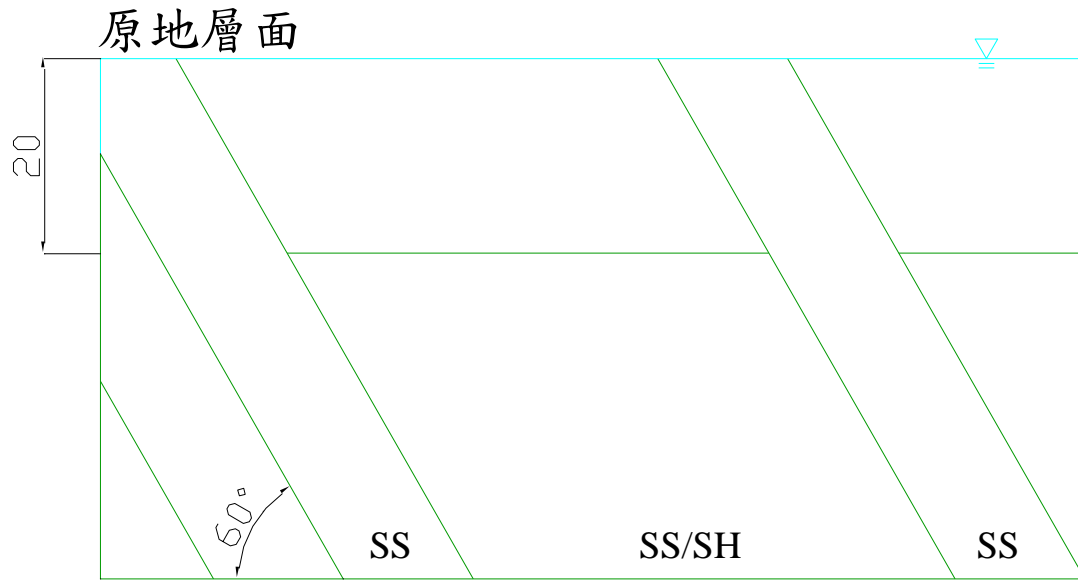


圖 4-3 後村攔河堰沖刷深度與形狀示意圖



圖 4-4 後村攔河堰現地沖刷狀況

表 4-2 後村攔河堰沖刷評估參數及計算結果

單寬流量	$q$	$10 \text{ m}^2/\text{s}$	$10 \text{ m}^2/\text{s}$
跌水距離	$H$	$1.5 \text{ m}$	$1.5 \text{ m}$
平衡尾水深	$Y$	$20 \text{ m}$	$0 \text{ m}$
射流水柱厚	$D_j$	$1 \text{ m}$	$1 \text{ m}$
水平流速	$V$	$10 \text{ m/s}$	$10 \text{ m/s}$
正規化消能池深度	$Y/D_j$	20	0
射流軌跡長度	$L$	$3.08 \text{ m}$	$3.08 \text{ m}$
射流破裂長度	$L_b$	$12.54 \text{ m}$	$12.54 \text{ m}$
射流破裂長度比	$L/L_b$	0.25	0.25
跌水高度與射流長度破裂比	$H/L_b$	0.04	0.04
射流水柱擴散厚度	$D_{out}$	$1.07 \text{ m}$	$1.07 \text{ m}$
射流擴散衝擊面積	$A/W$	$1.75 \text{ m}$	$1.75 \text{ m}$
水面射流流功	$P_{jet}$	$27.97 \text{ kW/m}^2$	$27.97 \text{ kW/m}^2$
平均動態壓力係數	$C_p$	0.242	-
波動動態壓力係數	$C_p'$	0.079	-
沖刷坑底部流功	$P_{total}$	$9 \text{ kW/m}^2$	$- \text{ kW/m}^2$
岩盤抗沖蝕能力指數	$K_h$	20	400
岩盤沖刷啟動門檻流功	$P_{threshold}$	$9.5 \text{ kW/m}^2$	$89.4 \text{ kW/m}^2$

表 4-3 後村攔河堰沖刷形狀計算結果

x/h	C <sub>p</sub>	流功	尾水深 (砂岩)	尾水深 (砂頁岩互層)
-0.4	0	0.00	0	0
-0.35	0	0.00	0	0
-0.3	0	0.00	0	0
-0.25	0.005	0.14	0	0
-0.2	0.025	0.70	0	0
-0.15	0.09	2.52	0	0
-0.1	0.45	12.59	0	10
-0.05	0.87	24.33	0	17
0	1	27.97	0	20
0.05	0.87	24.33	0	17
0.1	0.56	15.66	0	12
0.15	0.3	8.39	0	0
0.2	0.16	4.48	0	0
0.25	0.08	2.24	0	0
0.3	0.04	1.12	0	0
0.35	0.017	0.48	0	0
0.4	0	0.00	0	0

x/h: 正規化與沖擊點的距離/尾水深

C<sub>p</sub>: 無因次動態水壓



## 2. 義興壩

義興壩建造於大漢溪主流，位於石門水庫上游約 3 公里處。義興壩於民國 55 年 12 月竣工，壩長 100 公尺，主要為一混凝土重力式格籠壩及混凝土重力式溢流壩所組成之防砂壩。義興壩於民國 58 年淤滿，於是進行義興防砂壩加高工程，並於民國 62 年完工。民國 93 年艾利颱風造成上游山坡地嚴重沖刷，導致淤砂量達到極限。因此自民國 94 年起逐年進行義興壩清淤工作。

### (1) 岩石種類及性質

義興壩址之基層岩盤為木山層，以厚層之白灰色、黃灰色及白色，細粒至粗粒砂岩為主，夾有灰色頁岩，或細粒砂岩及頁岩之互層，偶夾有薄煤層。砂岩大部份為正石英砂岩，含少量之粘土礦物，淘選頗佳，有交錯層和漣痕，部份露頭有生物擾痕如砂棒等沉積構造並含有煤線，頁岩則為深灰色，含多量之碳質物及煤碎片。在壩基與壩址下游主要以極厚層塊狀砂岩為主。義興壩附近地層位態約為 N16E/8N，地層走向與水流流向大致平行。

透過現地的調查將義興壩壩址附近的地層分佈繪製如圖 4-5，以及各岩層的抗沖刷能力。

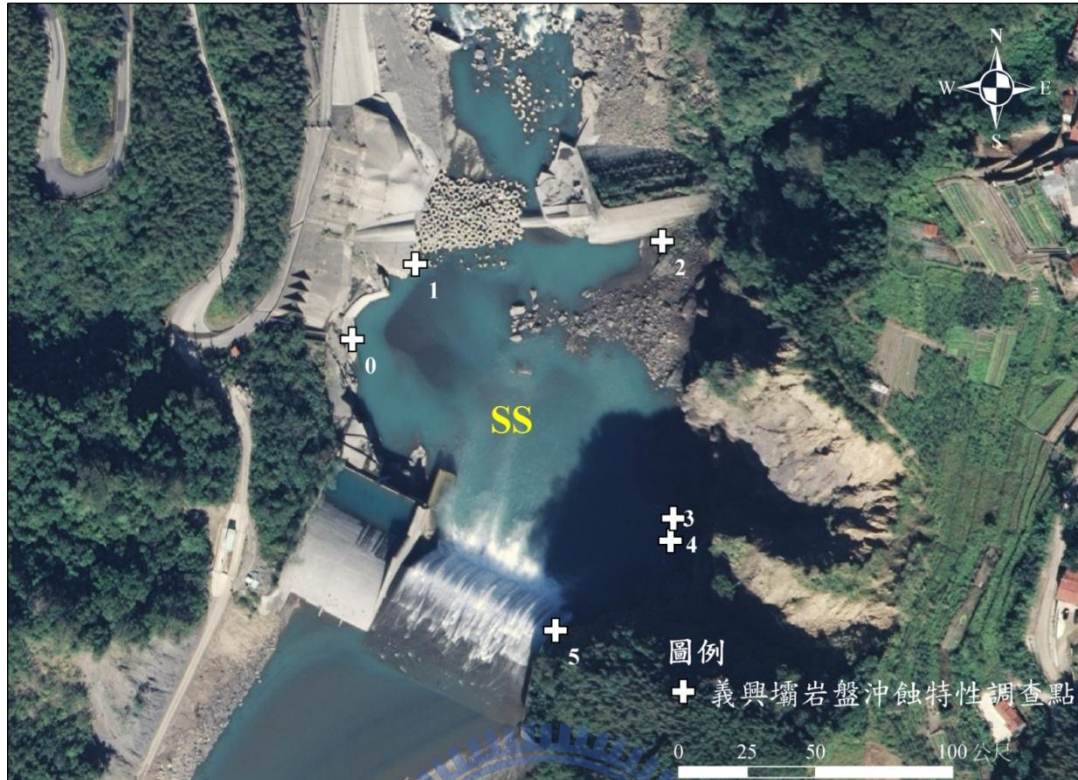


圖 4-5 義興壩岩石露頭分布圖

義興壩沖刷演進示意圖，如圖 4-6 圖 1 為義興壩尚未沖刷的地質剖面圖，圖 2 為義興壩下游岩盤開始受沖刷後的沖刷坑發展情況，圖 3 為水流持續沖刷下，沖刷坑的形狀趨勢。

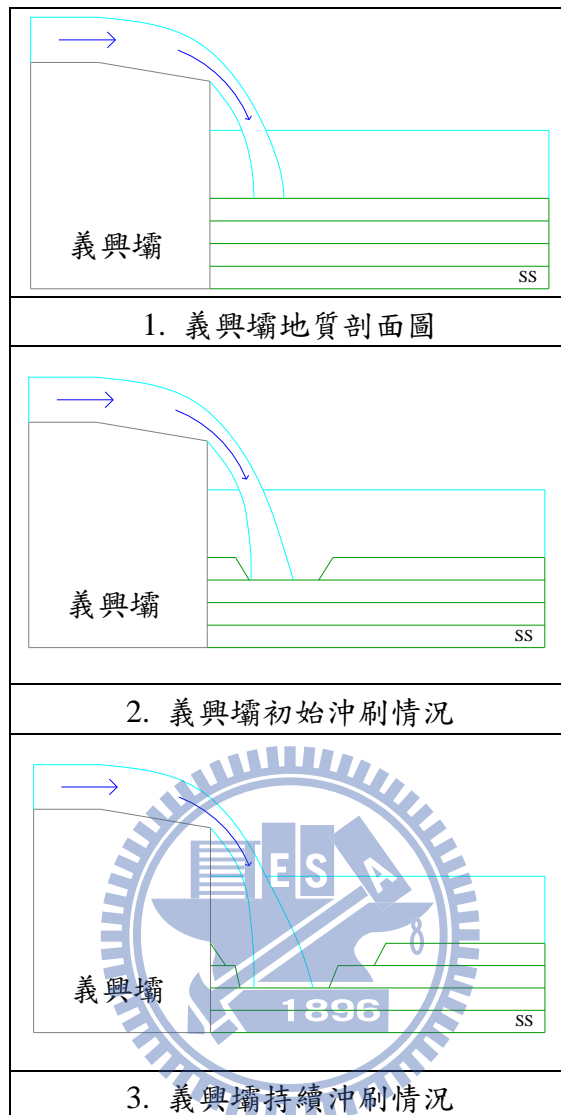


圖 4-6 義興壩下游岩盤沖刷演進

## (2) 水文參數

民國 93 年敏督利颱風最大瞬時流量為 8527 cms，此流量為義興壩歷史最大洪峰流量，壩頂單寬流量約為  $57.6 \text{ m}^2/\text{s}$ 。分析結果如表 4-4。

義興壩壩址下游的岩盤主要為極厚層砂岩，砂岩平均的  $K_h$  與沖刷啟動門檻為：

$$\text{砂岩SP} = K_h^{0.75} = 2130^{0.75} = 313.5 \text{ kW/m}^2$$

### (3) 計算結果

根據民國 97 年的地形量測資料，如圖 4-8，與流量資料搭配，並經過計算與修正後，當尾水深達到 30 m 時，水流接觸到岩盤時所產生的流功為  $312.24 \text{ kW/m}^2$ ，略低於岩盤沖刷啟動門檻  $313.5 \text{ kW/m}^2$ ，而目前的深度與民國 60 年的地形測量資料相比，約刷深了 17m，地形測量資料中顯示下游水深加上沖刷坑深度剛好約等於 30 m，與計算的結果相等。另外因為水流擴散的作用使得流功隨著距離的增加而衰減，衰減程度如表 4-5，由此衰減的結果可進一步修正沖刷坑形狀，如圖 4-7，並將圖 4-7 繪入圖 4-8 中與實際現地量測得到之地形相比較。比較結果，雖然在深度上估計值與現地實際量測值相當接近，但沖刷坑形狀由於現地水流變異性大，無法與本研究採用單一流量計算的方式直接比較，因此造成沖刷坑形狀的部分差異較大。

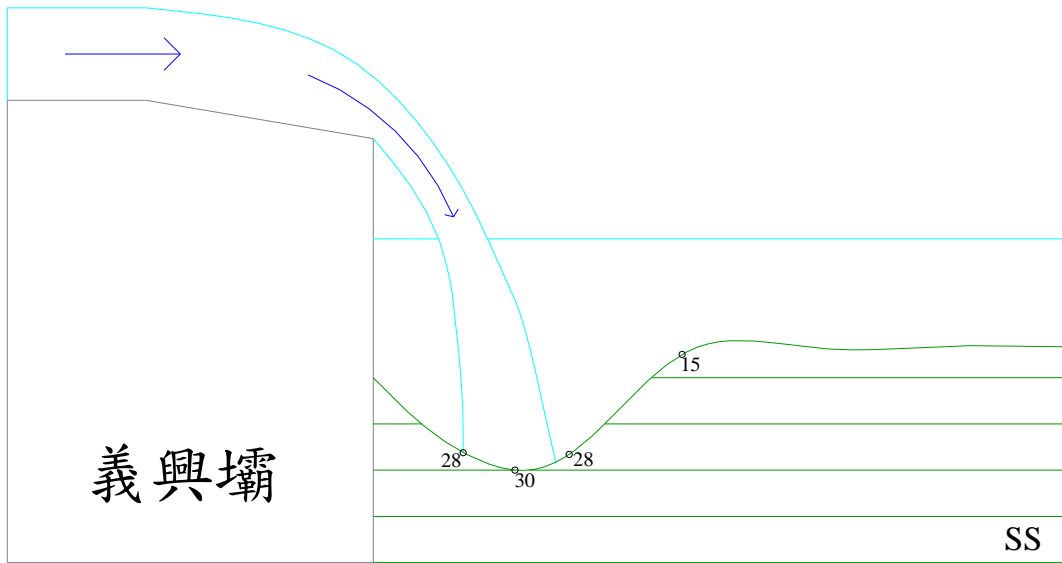


圖 4-7 義興壩沖刷深度與形狀示意圖

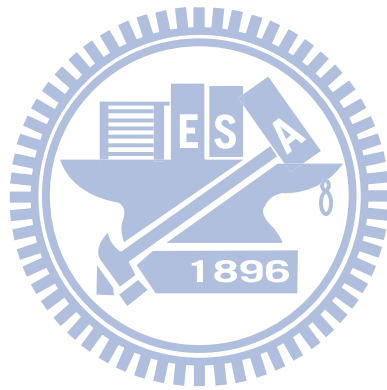


表 4-4 義興壩沖刷評估參數及計算結果

單寬流量	$q$	$56.7 \text{ m}^2/\text{s}$
跌水距離	$H$	$8.0 \text{ m}$
平衡尾水深	$Y$	$30 \text{ m}$
射流水柱厚	$D_j$	$3.0 \text{ m}$
水平流速	$V$	$18.4 \text{ m/s}$
正規化消能池深度	$Y/D_j$	10
射流軌跡長度	$L$	$23.85 \text{ m}$
射流破裂長度	$L_b$	$21.84 \text{ m}$
射流破裂長度比	$L/L_b$	1.09
跌水高度與射流長度破裂比	$H/L_b$	0.366
射流水柱擴散厚度	$D_{out}$	$3.54 \text{ m}$
射流擴散衝擊面積	$A/W$	$4.73 \text{ m}$
水面射流流功	$P_{jet}$	$940.47 \text{ kW/m}^2$
平均動態壓力係數	$C_p$	0.118
波動動態壓力係數	$C_p'$	0.214
沖刷坑底部流功	$P_{total}$	$312.24 \text{ kW/m}^2$
岩盤抗沖蝕能力指數	$K_h$	2130
岩盤沖刷啟動門檻流功	$P_{threshold}$	$313.5 \text{ kW/m}^2$

表 4-5 義興壩沖刷形狀計算結果

x/h	C <sub>p</sub>	流功	尾水深 (極厚層砂岩)
-0.4	0	0.00	0
-0.35	0.01	0.00	0
-0.3	0.04	0.00	0
-0.25	0.09	4.70	0
-0.2	0.18	23.51	0
-0.15	0.36	84.64	0
-0.1	0.62	423.21	0
-0.05	0.9	818.21	28
0	1	940.47	30
0.05	0.9	818.21	28
0.1	0.62	526.66	15
0.15	0.36	282.14	0
0.2	0.18	150.48	0
0.25	0.09	75.24	0
0.3	0.04	37.62	0
0.35	0.01	15.99	0
0.4	0	0.00	0

x/h: 正規化與沖擊點的距離/尾水深

C<sub>p</sub>: 無因次動態水壓



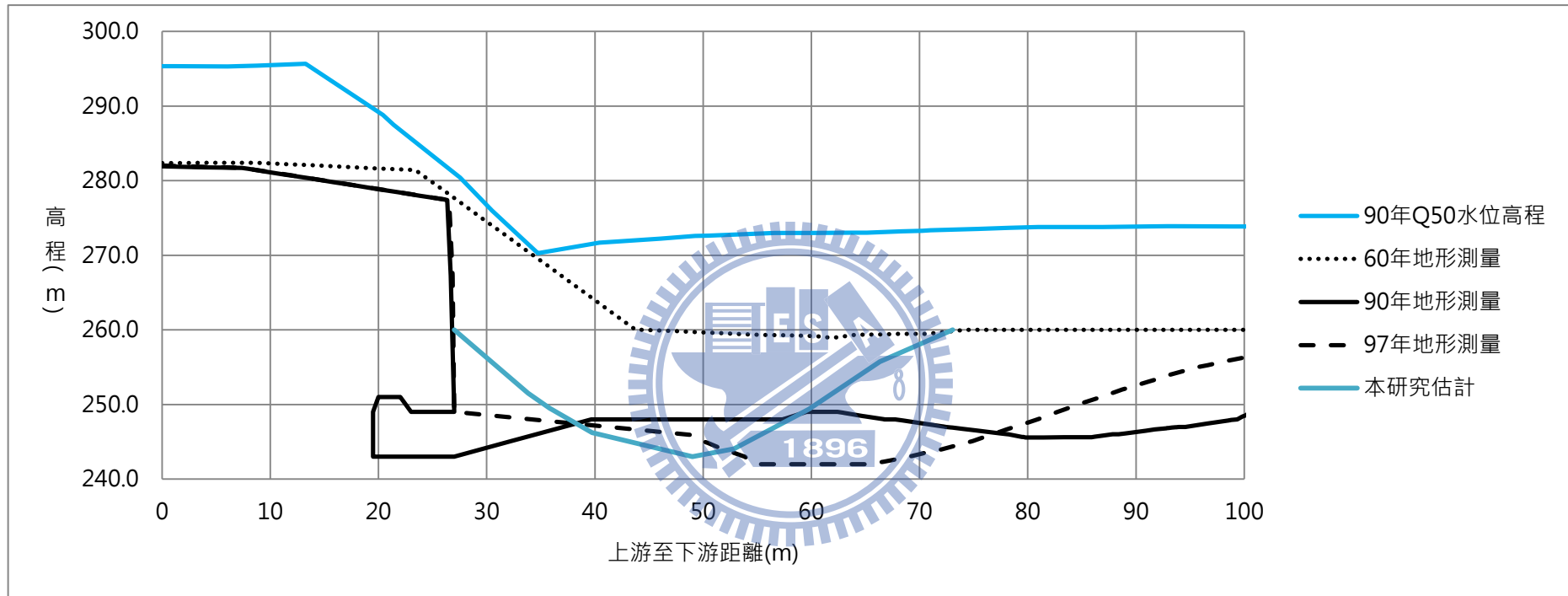


圖 4-8 義興壩沖刷坑剖面圖(設置攔河堰引致岩盤沖刷之機制與評估研究, 2010)

### 3. 石岡壩

石岡壩位於大甲溪中游於民國 66 年 10 月 15 日竣工，為大甲溪流域最下游水庫。主要為調節尖峰發電尾水與河川水資源，並提供台中地區公共用水。民國 88 年九二一大地震造成石岡壩壩址地層隆起，導致壩體損毀，緊急修復工作已於民國 90 年 12 月底完工。接著民國 93 年敏督利颱風將副壩中央沖毀，於民國 95 年 12 月底完成中央排水道，中央排水道完工後因水流能量集中且持續性沖刷，造成中央排水道下游形成明顯的沖刷坑。

#### (1) 岩石種類及性質

石岡壩附近之地層為卓蘭層，其岩層由砂岩、粉砂岩、泥岩、及頁岩之互層組成，岩性單調重覆，無顯著之指準層可將其再細分為較小岩層單位。本層之砂岩多呈淡青灰色或淡灰色，以細粒為主，有時含有炭質小片及富含雲母質，砂岩層厚多在 1~5 公尺之極厚層砂岩，常呈現鐵染。夾於砂岩中之泥岩或頁岩呈青灰色或深灰色，層厚多為 0.2~0.5 公尺，但亦常成厚層夾於塊狀砂岩之中。

經由現場調查，石岡壩堰前地質可區分為：(1)砂岩偶夾頁岩(SS)、(2)厚層頁岩(Sh)、(3)層狀砂岩(LSS)、(4)極厚層砂岩(MSS)。石岡壩附近的地層位態約為 N45E/50S，地層走向與水流流向夾角約 20 度。地層分布繪製如，以及各岩層的抗沖刷能力。

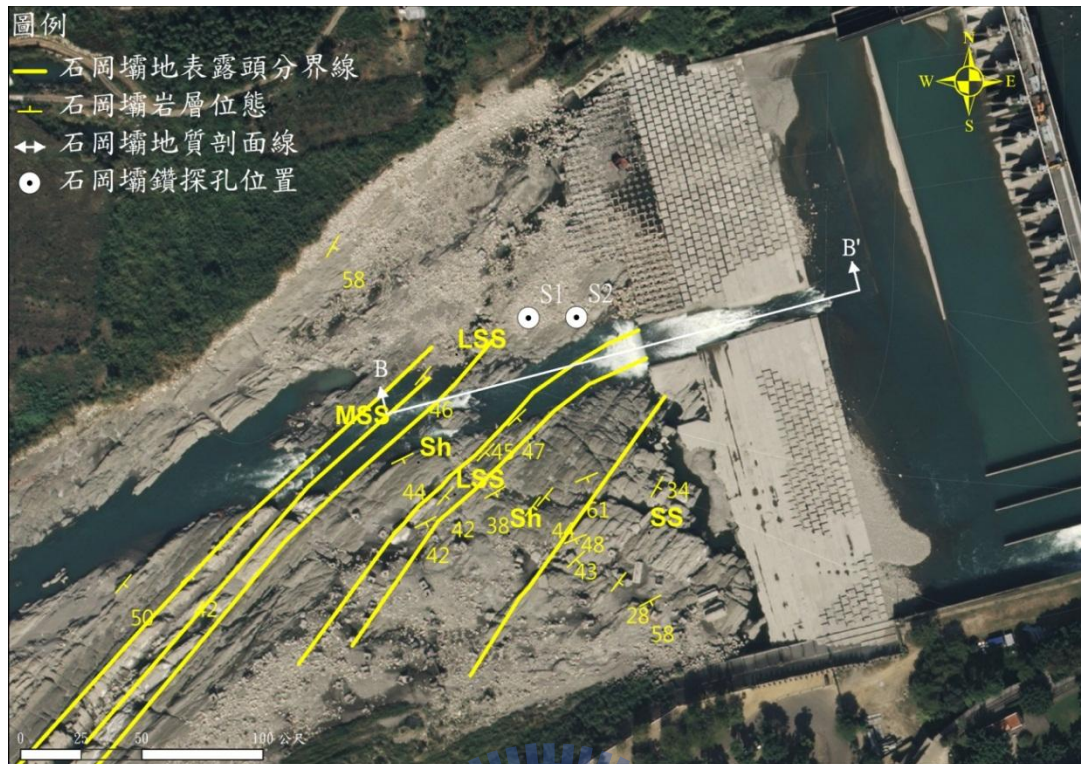


圖 4-9 石岡壩岩石露頭分布圖

石岡壩沖刷演進示意圖，如，圖 1 為石岡壩的上視圖，切 AA'剖面，圖 2 為 AA'的地質剖面圖，圖 3 為石岡壩下游岩盤開始受沖刷後沖刷坑發展情況，圖 4 為水流持續沖刷下，沖刷坑的形狀趨勢。

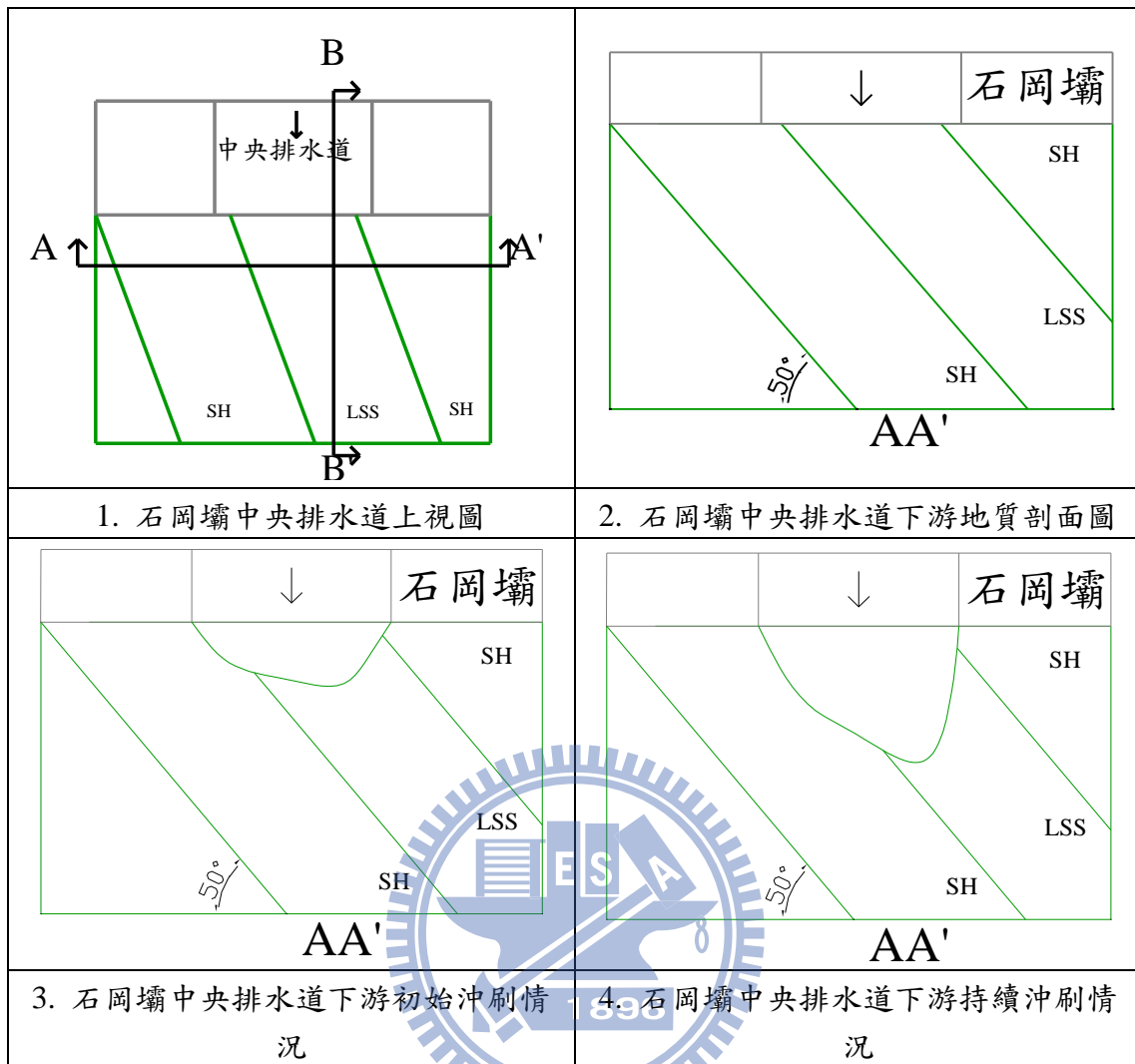


圖 4- 10 石岡壩下游岩盤沖刷演進

## (2) 水文參數

石岡壩的沖刷分為兩種型態，首先第一種為常時流量的情況下(現地量測水深與流速並推估單寬流量約為  $1 \text{ m}^2/\text{s}$ )，水流全部由中央排水道排放至下游，因此中央排水道下游有明顯的沖刷坑出現；另外一種情況為汛期時的洪水(98 年莫拉克颱風的流量為 5261 cms，此流量為石岡壩歷史最大洪峰流量，單寬流量約為  $23.4 \text{ m}^2/\text{s}$ )，此時的水流狀

況為全斷面溢流，在通過副壩尾端時，會在副壩下游產生水躍的行為，此時的水流沖刷的對象轉變為沖刷坑下游側的逆波，因此必須計算水躍後的流功是否能造成岩盤的沖刷。常時流量分析結果如，洪水的分析結果如。

石岡壩中央排水道下游的主要岩層為層狀砂岩(LSS)與厚層頁岩(Sh)，各岩層平均的  $K_h$  與沖刷啟動門檻為：

$$\text{層狀砂岩 } SP = K_h^{0.75} = 42^{0.75} = 16.5 \text{ kW/m}^2$$

$$\text{厚層頁岩 } SP = K_h^{0.75} = 65^{0.75} = 22.9 \text{ kW/m}^2$$

### (3) 計算結果

在常時流量的情況下，沖刷坑深度在層狀砂岩可達到 12 m，在厚層頁岩的部分則可達到 9 m，水流對沖刷坑的影響範圍為水流沖擊點周圍 1.2 m，而因水流擴散的作用使得流功隨著距離的增加而衰減，衰減程度如，由此衰減的結果可進一步修正沖刷坑形狀。

由於石岡壩每年皆有進行歲修工程，常常在沖刷坑未發展完全即受到工程的回填或保護，因此，在現地無法量測到與模擬相近的結果。

表 4-6 石岡壩沖刷評估參數及計算結果

單寬流量	$q$	$1 \text{ m}^2/\text{s}$	$1 \text{ m}^2/\text{s}$
跌水距離	$H$	4 m	4 m
平衡尾水深	$Y$	12 m	9 m
射流水柱厚	$D_j$	1 m	1 m
水平流速	$V$	1 m/s	1 m/s
正規化消能池深度	$Y/D_j$	12	9
射流軌跡長度	$L$	5.60 m	5.60 m
射流破裂長度	$L_b$	6 m	6 m
射流破裂長度比	$L/L_b$	0.93	0.93
跌水高度與射流長度破裂比	$H/L_b$	0.67	0.67
射流水柱擴散厚度	$D_{out}$	1.13 m	1.13 m
射流擴散衝擊面積	$A/W$	1.14 m	1.14 m
水面射流流功	$P_{jet}$	$34.55 \text{ kW/m}^2$	$34.55 \text{ kW/m}^2$
平均動態壓力係數	$C_p$	0.291	0.356
波動動態壓力係數	$C_p'$	0.184	0.269
沖刷坑底部流功	$P_{total}$	$16.41 \text{ kW/m}^2$	$21.59 \text{ kW/m}^2$
岩盤抗沖蝕能力指數	$K_h$	42	65
岩盤沖刷啟動門檻流功	$P_{threshold}$	$16.5 \text{ kW/m}^2$	$22.9 \text{ kW/m}^2$

表 4-7 石岡壩沖刷形狀計算結果

x/h	C <sub>p</sub>	流功	尾水深 (層狀砂岩)	尾水深 (厚層頁岩)
-0.4	0	0	0	0
-0.35	0.01	0.3455	0	0
-0.3	0.04	1.382	0	0
-0.25	0.09	3.1095	0	0
-0.2	0.18	6.219	0	0
-0.15	0.36	12.438	0	0
-0.1	0.62	21.421	5	0
-0.05	0.9	31.095	11	7
0	1	34.55	12	9
0.05	0.9	31.095	11	7
0.1	0.62	21.421	5	0
0.15	0.36	12.438	0	0
0.2	0.18	6.219	0	0
0.25	0.09	3.1095	0	0
0.3	0.04	1.382	0	0
0.35	0.01	0.3455	0	0
0.4	0	0	0	0

x/h: 正規化與沖擊點的距離/尾水深

C<sub>p</sub>: 無因次動態水壓

表 4-8 石岡壩水躍參數評估及計算結果

流況	y <sub>1</sub> (m)	q (m <sup>2</sup> /s)	Fr <sub>1</sub>	ΔE	γ (kN/m <sup>3</sup> )	L (m)	流功 (kW/m <sup>2</sup> )	岩盤沖刷啟動門檻 (kW/m <sup>2</sup> )
中央排水道	5.0	54.4	1.5	0.497	10	10	26.53	16.5
副壩	2.2	23.3	2.5	0.61	10	10	14	16.5



洪水時，分別計算了中央排水道下游側的水躍能量消耗與副壩下游側的水躍能量消耗，結果經果水躍的消能後，中央排水道下游發生水躍時作用於岩盤上的流功為  $26.53 \text{ kW/m}^2$ ，而下游層狀砂岩的沖刷門檻值為  $16.5 \text{ kW/m}^2$ ，厚層頁岩的沖刷門檻值為  $22.9 \text{ kW/m}^2$ ，表示水流在水躍時仍足以對下游岩盤造成沖刷；但在副壩下游的能量僅有  $14 \text{ kW/m}^2$ ，已不足以對岩盤造成沖刷；由上述的結果可判斷在中央排水道下游側於洪水時所產生的水躍還會持續對層狀砂岩與厚層頁岩進行沖刷，也因此下游河道會沿著中央排水道下游的層狀砂岩與厚層頁岩持續下刷，持續下刷的結果會造成沖刷坑下游側的逆坡趨於平緩，如。而在現地觀察測量的部分，民國 94 年時，因尚未興建中央排水道，故在下游側並未有沖刷坑形成，如圖 4-12；民國 95 年興建中央排水道之後，於民國 96 年量測的地形圖中可以發現，有明顯的下刷行為，如圖 4-13；最後在民國 98 年的地形測量中，可以在中央排水道下游側發現明顯的沖刷坑，沖刷深度約為 8 m，如圖 4-14。

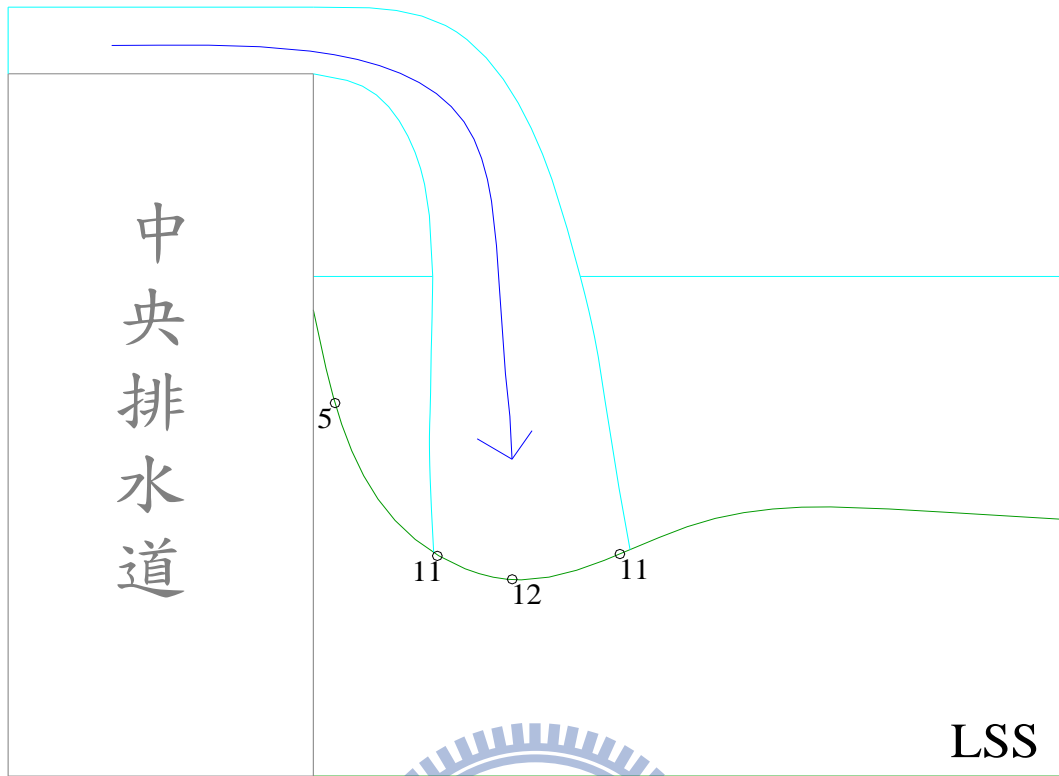


圖 4-11 石岡壩沖刷深度與形狀示意圖

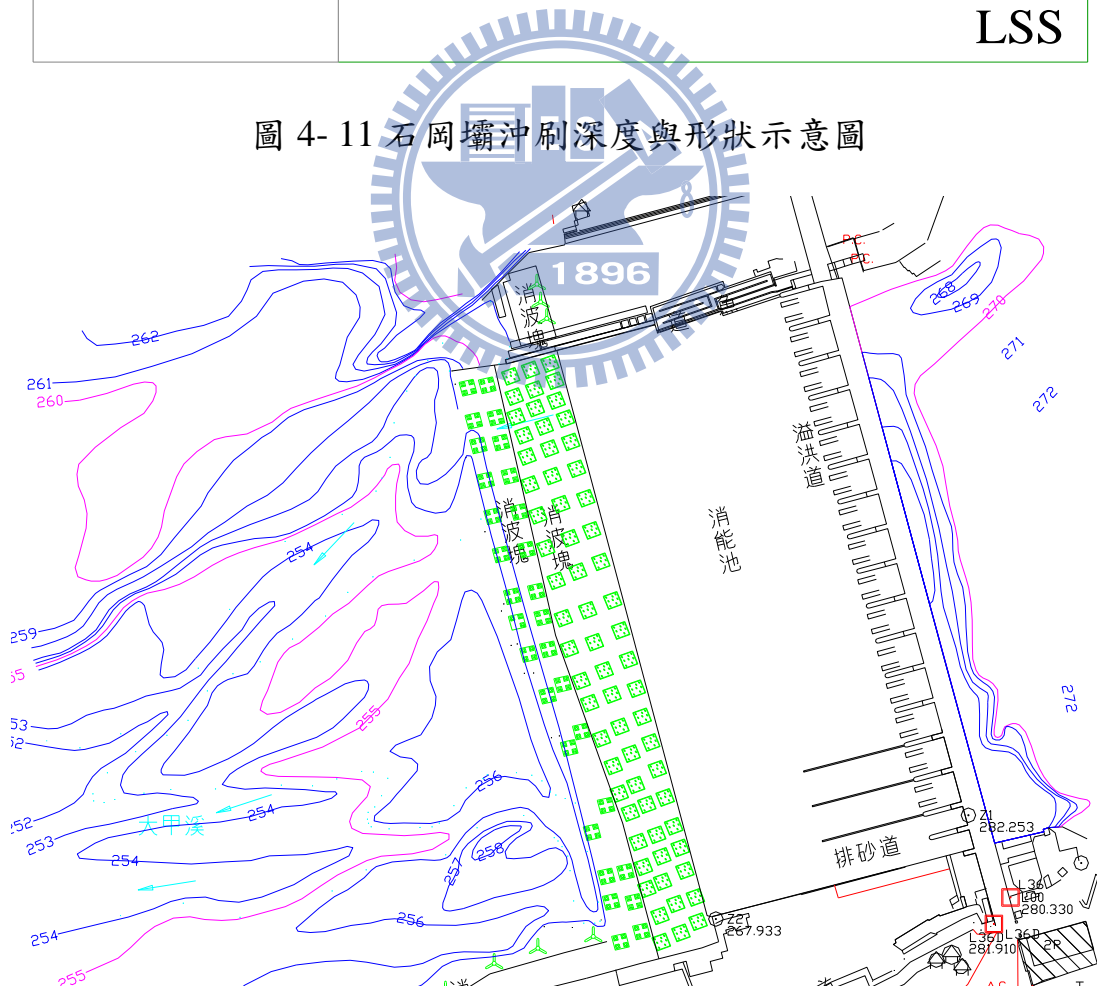


圖 4-12 民國 94 年地形測量圖

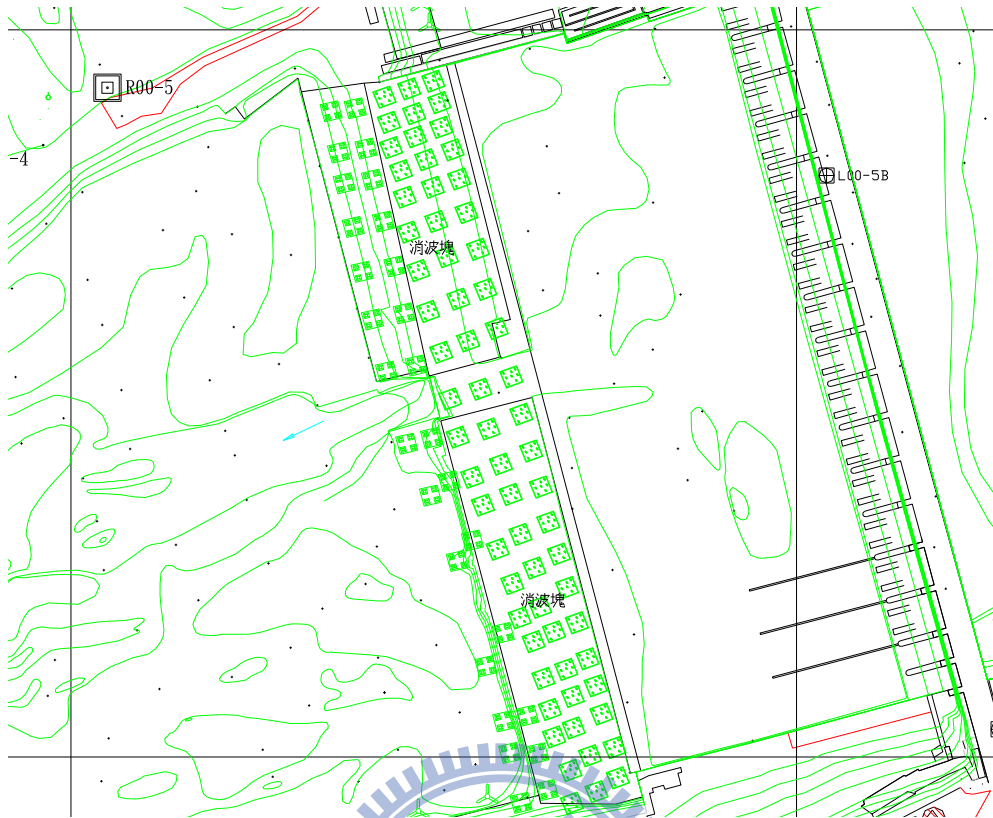


圖 4-13 民國 96 年地形測量圖

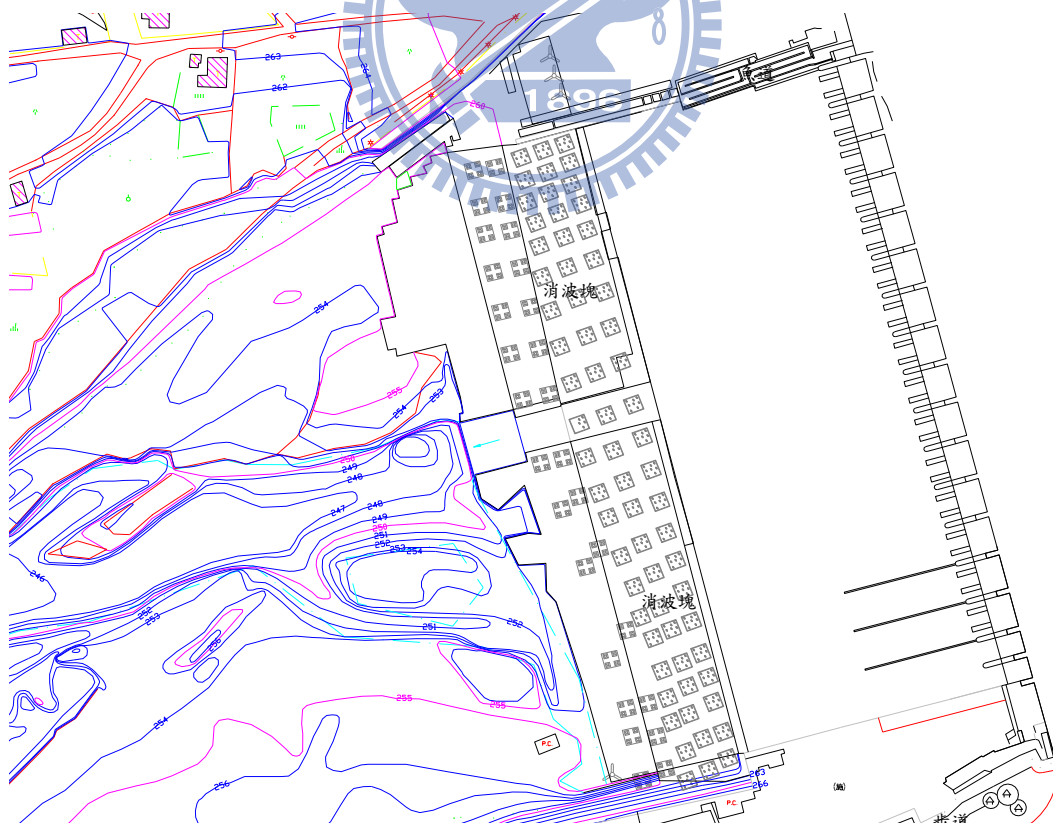


圖 4-14 民國 98 年地形測量圖

#### 4. 龍泉圳攔河堰

龍泉圳攔河堰位於烏溪中游，於民國 71 年完工。主要為提供附近農業灌溉用水，最初下游利用混凝土塊作為護床工，後來堰體損毀，修復時於堰體下游加建一靜水池作為消能用，而原堰體高 3 m，在增建一靜水池後，跌水高約剩 1.5 m。

##### (1) 岩石種類及性質

根據現地勘查，攔河堰堰址屬中期中新世猴洞坑層與中期中新世之福隆原層，猴洞坑層以塊狀頁岩組成，偶夾薄層砂岩之砂頁岩互層，福隆園層岩性以厚層塊狀砂岩及砂頁岩互層為主。此區域主要之地層以猴洞坑層為主，岩性大部份由灰黑色塊狀頁岩組成，部份頁岩內夾 0.1~0.3 公尺薄層細粒緻密砂岩而成為砂頁岩互層。

龍泉圳攔河堰附近的地層位態約為 N2W/80N，地層傾向與水流流向相反。地層分布繪製如圖 4-15，以及各岩層的抗沖刷能力。

龍泉圳攔河堰沖刷演進示意圖，如圖 4-16，圖 1 為龍泉圳攔河堰的地質剖面圖，圖 2 為龍泉圳攔河堰下游岩盤開始受沖刷後沖刷坑發展情況。

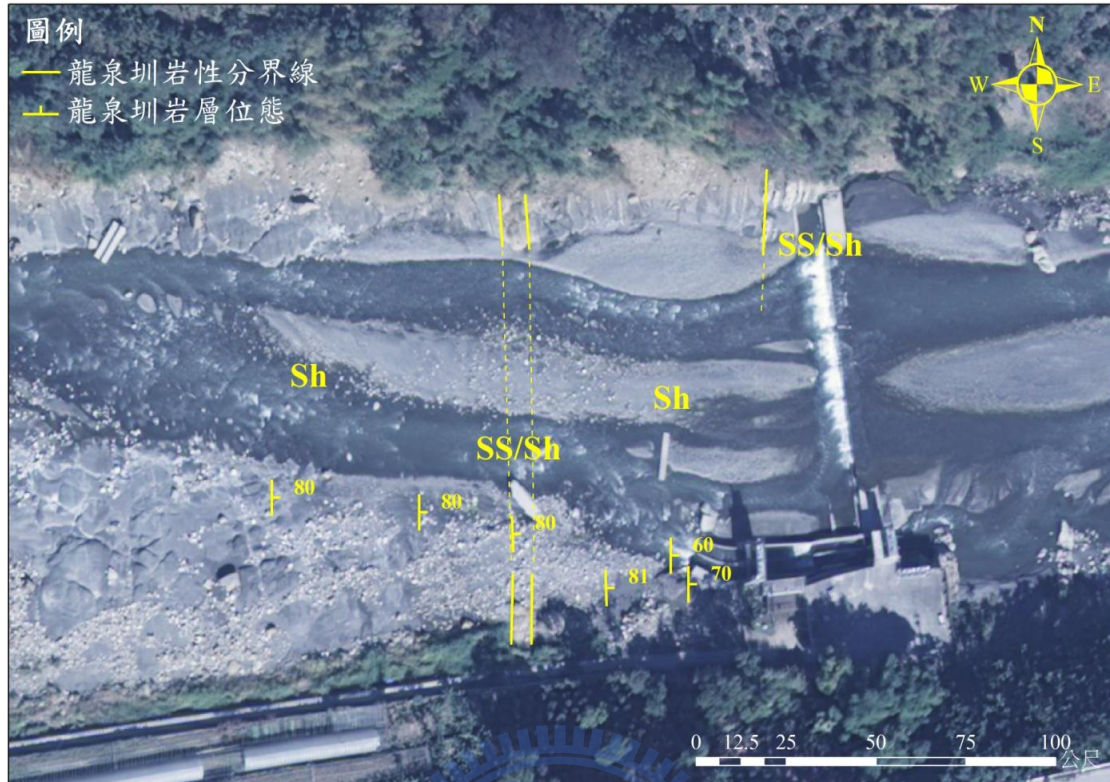


圖 4- 15 龍泉圳攔河堰岩石露頭分布圖

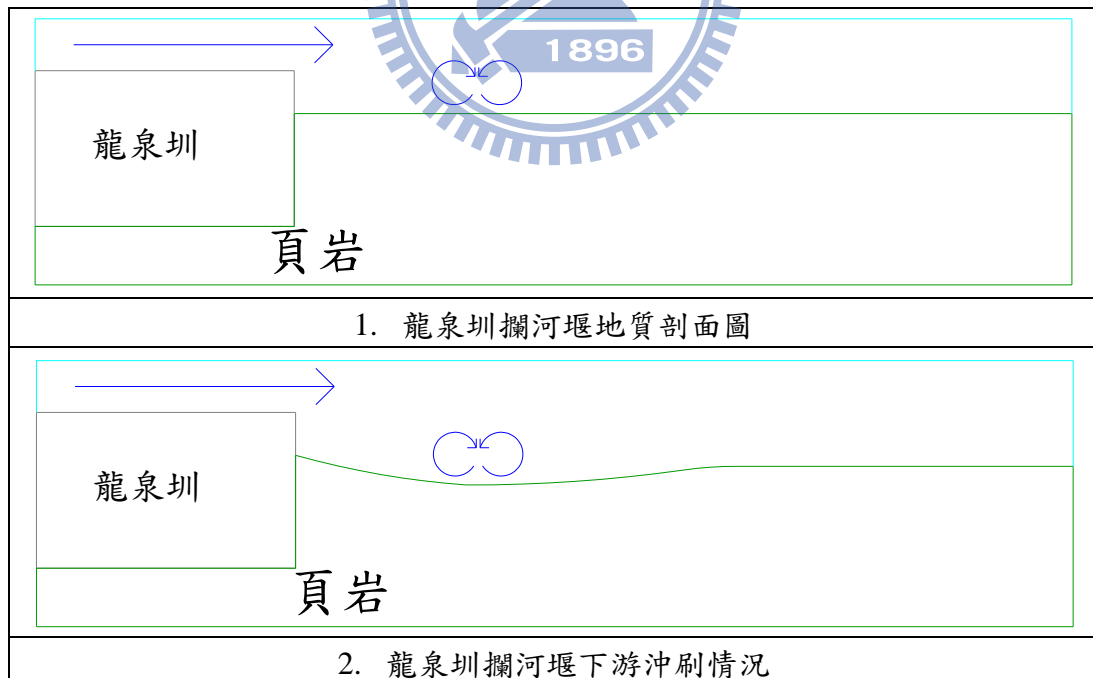


圖 4- 16 龍泉圳攔河堰下游岩盤沖刷演進



## (2) 水文參數

在平均流量下，水流皆由左岸排砂道流往下游，並未經過攔河堰堰頂，並不會對攔河堰下游岩盤造成沖刷，因此，龍泉圳下游的沖刷坑無法發展；而龍泉圳攔河堰的流量在歷史記錄中，最大瞬時流量為 4510 cms (2001/07/30)，換算為單寬流量為  $56 \text{ m}^2/\text{s}$ ；在此流量下，下游尾水深為 6m，明顯高於堰體本身，此時的水流沖刷型態與本研究所探討之垂直射流不同，因此，無法以此模式進行計算。另外，在現場的調查中，也並未發現有明顯的沖刷坑存在。若流量較小，使下游尾水深小於 1.5 m 時，仍可採用本研究之方法計算沖刷坑深度與形狀。

龍泉圳攔河堰堰體下游的岩盤主要以頁岩為主，頁岩平均的  $K_h$  與沖刷啟動門檻為：

$$\text{頁岩 SP} = K_h^{0.75} = 150^{0.75} = 42.9 \text{ kW}$$

## (3) 計算結果

因龍泉圳的沖刷型態無法發展成垂直射流的沖刷型態，故僅計算水躍時的消能；計算水躍時消耗的能量約為  $10.07 \text{ kW}/\text{m}^2$ ，如表 4-9，與岩盤的沖刷啟動門檻相比  $42.9 \text{ kW}/\text{m}^2$ ，明顯小許多，因此，判斷龍泉圳攔河堰下游岩盤在歷史最大洪峰的流量下不會受到水躍沖刷。

表 4-9 龍泉圳攔河堰水躍參數評估及計算結果

流況	$y_1$ (m)	$q$ ( $m^2/s$ )	$Fr_1$	$\Delta E$	$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	$L$ (m)	流功 ( $kW/m^2$ )	岩盤沖刷啟動門檻 ( $kW/m^2$ )
最大歷史洪峰	6.0	56	1.1	0.183	10	10	10.07	42.9





## 5. 集集攔河堰

集集攔河堰堰址位於濁水溪中游，於民國 90 年 6 月完工，其間並遭受集集大地震的嚴重影響而進行工程修復。

### (1) 岩石種類及性質

根據現地調查，堰址屬於更新世卓蘭層，以青灰色至淡灰色泥質細粒至粗粒混濁砂岩、粉砂岩，砂質頁岩及砂頁岩互層所組成。砂岩單層厚度約 0.1~0.5 公尺，部份砂岩常複合形成 1~2 公尺的厚砂岩，砂岩的沉積構造以平行層理、低角度交錯層理、圓丘狀交錯層理、大型交錯層理、波狀與壓扁狀層理為主。夾於砂岩之中的砂質頁岩呈灰黑色，層厚多為 0.2~0.5 公尺，亦有厚層頁岩 5~8 公尺夾於塊狀砂岩間。而集集攔河堰堰址及下游側大致可細分成層狀砂岩、砂頁岩互層與呈現塊狀之極厚層砂岩 3 種岩性。

集集堰下游地層位態約為 N20W/40N。附近的地層分布繪製如圖 4-17。

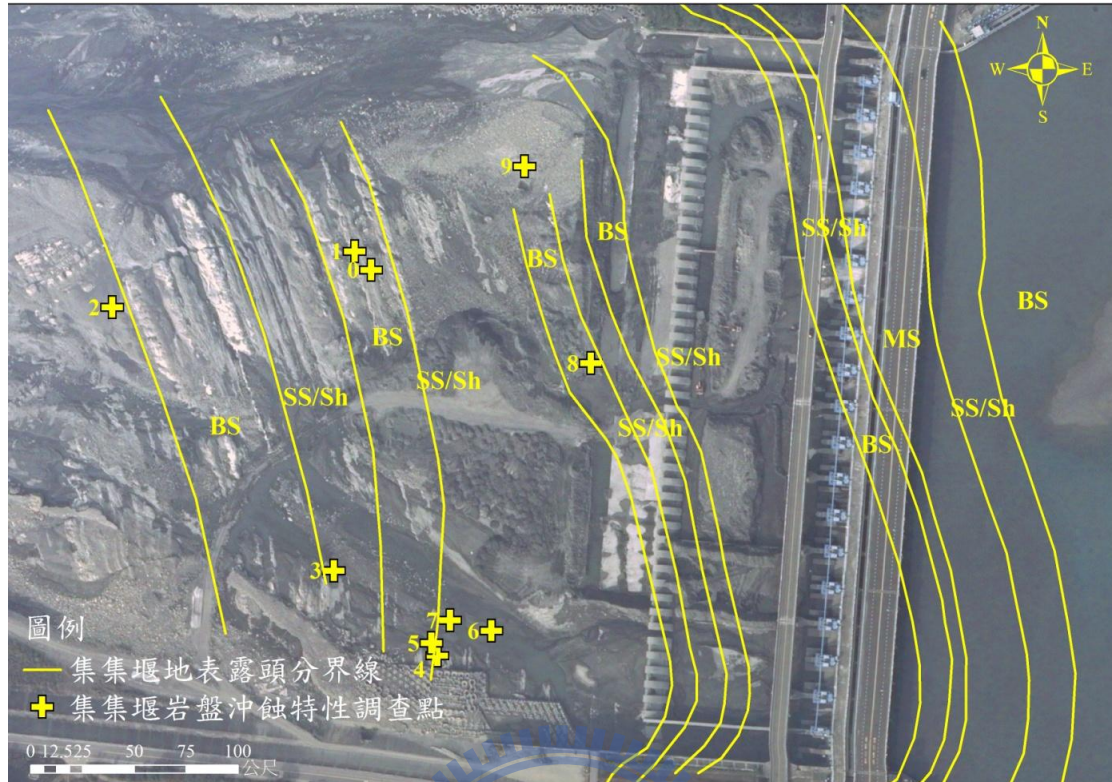


圖 4- 17 集集攔河堰岩石露頭分布圖

集集攔河堰沖刷演進示意圖，如圖 4- 18，圖 1 為集集攔河堰的上視圖，切 AA' 以及 BB' 剖面，圖 2 為 BB' 剖面的地質剖面圖，圖 3 與圖 4 為集集攔河堰下游岩盤開始受沖刷後沖刷坑發展情況，圖 5 與圖 6 為水流持續沖刷下，沖刷坑的形狀趨勢。

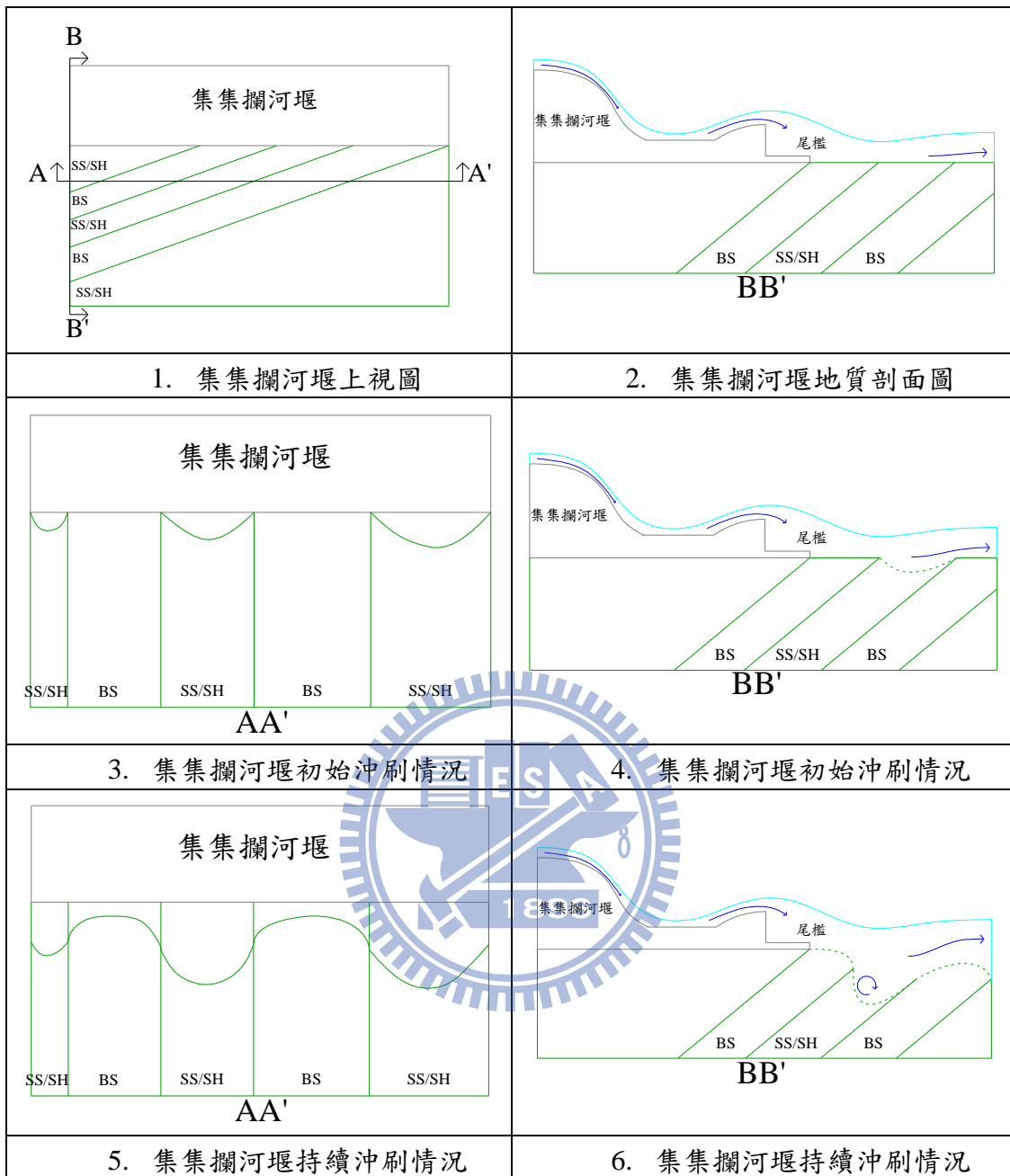


圖 4-18 集集攔河堰下游岩盤沖刷演進

## (2) 水文參數

民國 97 年卡玫基颱風最大流量為 10906 cms，此流量為集集攔河堰歷史最大洪峰流量，單寬流量約為  $33.7 \text{ m}^2/\text{s}$ 。但在此流量下，下游尾水深為 4m，此高度高於尾檻與下游岩盤之間的跌水高度，因此，

集集攔河堰在最大洪峰流量下的沖刷型態並非本研究所假設之垂直射流，故在集集攔河堰僅探討水躍是否對下游岩盤造成沖刷。若流量較小，使下游尾水深低於尾檻時，仍可採用本研究之方法計算沖刷坑深度與形狀。

集集攔河堰下游主要的岩層為層狀砂岩與砂頁岩互層，各岩層平均的  $K_h$  與沖刷啟動門檻為：

$$\text{層狀砂岩 } SP = K_h^{0.75} = 650^{0.75} = 128.73 \text{ kW}$$

$$\text{砂頁岩互層 } SP = K_h^{0.75} = 10^{0.75} = 5.6 \text{ kW}$$

### (3) 計算結果

水流經過尾檻後也會產生水躍的消能作用，因此也必須計算集集攔河堰的水躍消能。計算結果如表 4-10。

水流經過水躍時所消耗的能量全部作用於岩盤上，計算後得到能量約為  $62.25 \text{ kW/m}^2$ ，能量明顯小於層狀砂岩的  $128.7 \text{ kW/m}^2$ ，但與砂頁岩互層的  $5.6 \text{ kW/m}^2$  相比仍大出許多。由射流計算的結果與水躍計算的結果判斷砂頁岩互層極難穩定，而層狀砂岩僅受射流沖刷的影響，因此沖刷結果類似圖 4-19 中層狀砂岩較突出，而砂頁岩互層深度較深的情況。當水流繼續往下游流動時則會繼續沖刷砂頁岩互層，而形成河道的沖刷。

表 4- 10 集集攔河堰水躍參數評估及計算結果

岩性	y1 (m)	q (m <sup>2</sup> /s)	Fr1	$\Delta E$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	L (m)	流功 (kW/m <sup>2</sup> )	岩盤沖刷啟動門檻 (kW/m <sup>2</sup> )
砂頁岩互層	3	33.7	1.7	1.88	9.81	10	62.25	5.6
層狀砂岩	3	33.7	1.7	1.88	9.81	10	62.25	128.7

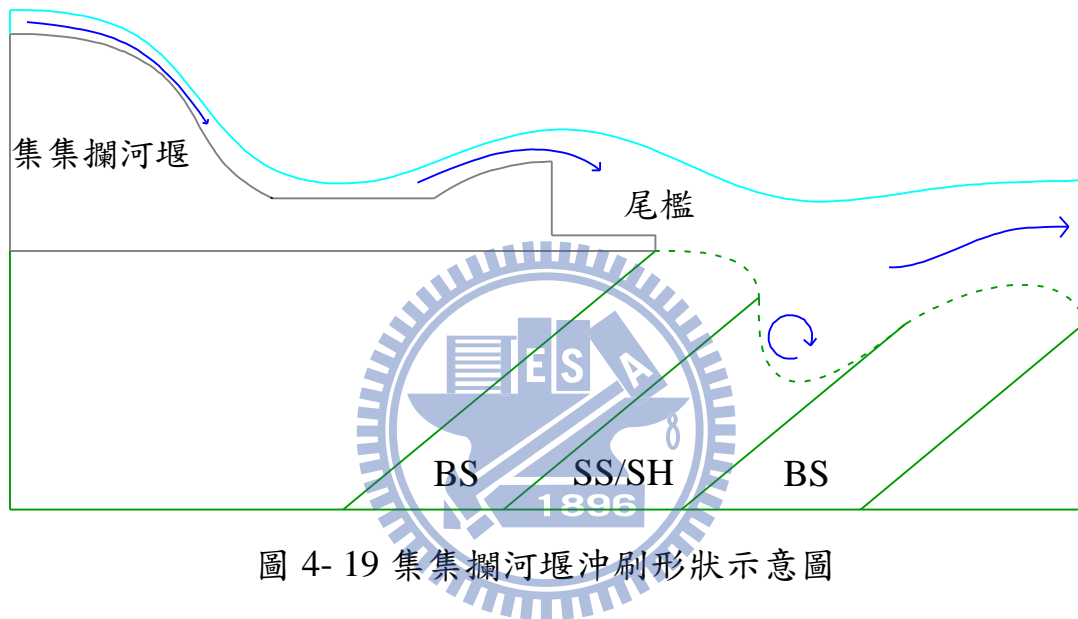


圖 4- 19 集集攔河堰沖刷形狀示意圖

## 6. 觸口攔河堰

觸口攔河堰於民國 88 年 5 月 7 日完成，位於八掌溪中上游，壩體型式為自由溢流堰。觸口攔河堰完工後曾多次進行保護及修復工程，由最初之自由溢流堰及靜水池，至民國 98 年 7 月修復後計有堰體、2 道溢流道及 4 階靜水池，但於民國 98 年八八水災後多數被沖毀淹埋，民國 100 年 1 月修復時於沖毀處埋設涵管予以導流，並於涵管上覆蓋大量土石以阻斷上游水流繼續沖刷下游岩盤。

### (1) 岩石種類及性質

觸口攔河堰堰址地層屬上新世之六重溪層，地層可比對於中北部之卓蘭層，岩性以泥質砂岩、砂頁岩互層、及砂質頁岩為主，礦物主要為石英、方解石、長石、黏土，含有孔蟲、貝類為主密集層和分散產狀化石。觸口攔河堰堰址及附近區域之岩性大致以泥質粉砂岩與泥岩組成為主。

觸口堰附近的地層位態約為 N60E/10N，地層走向與水流流向大致平行。附近的地層分布繪製如圖 4-20。

觸口攔河堰沖刷演進示意圖，如圖 4-21，圖 1 為觸口攔河堰的地質剖面圖，圖 2 為觸口攔河堰下游岩盤開始受沖刷後沖刷坑發展情況，圖 3 為水流持續沖刷下，沖刷坑的形狀趨勢。



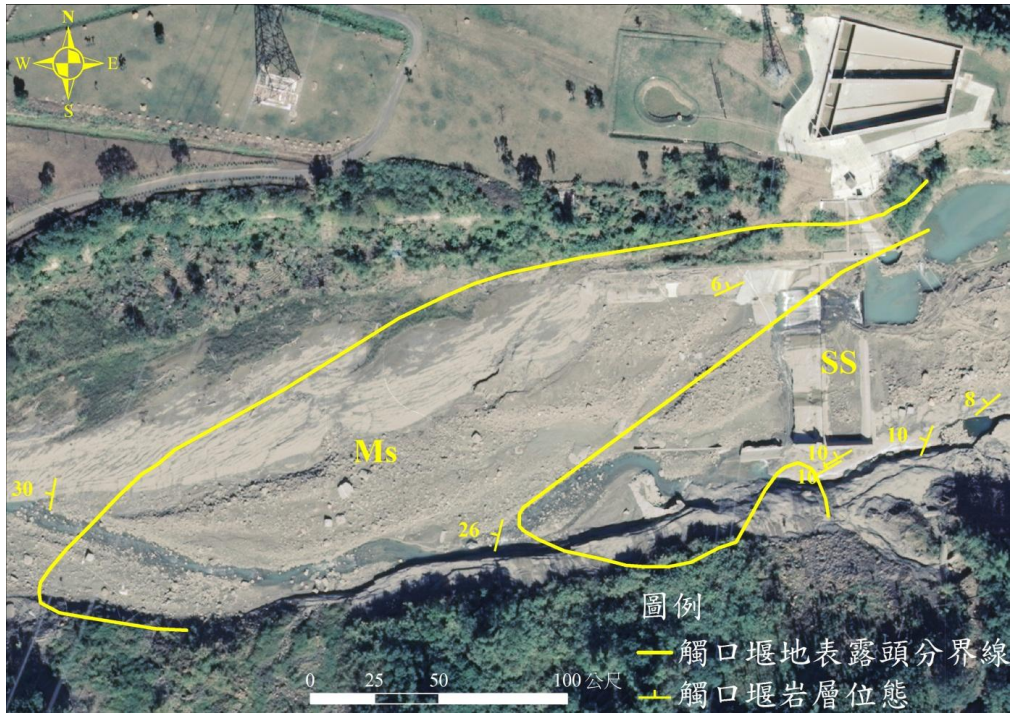


圖 4- 20 觸口攔河堰岩石露頭分布圖

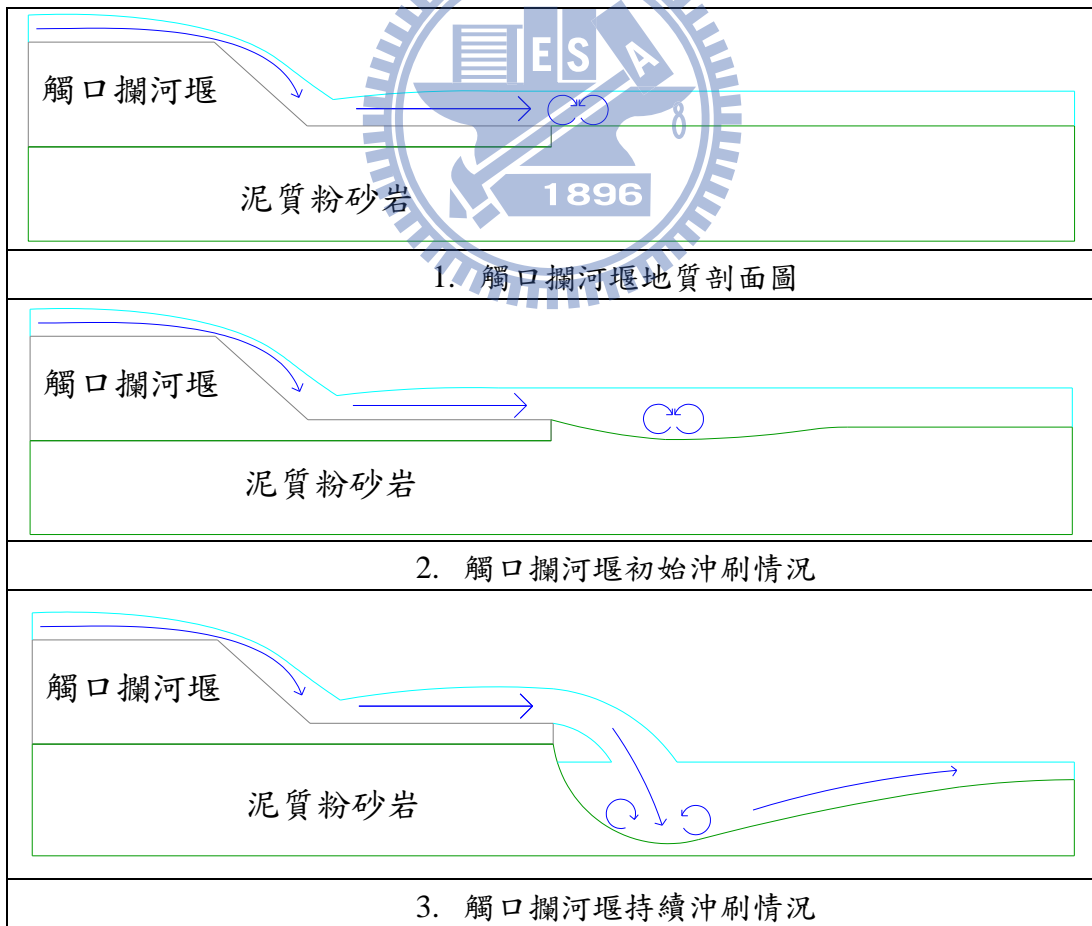


圖 4- 21 觸口攔河堰下游岩盤沖刷演進



## (2) 水文參數

八掌溪觸口流量站歷年紀錄最大瞬時流量為 2510 cms (1990/08/20)，換算單寬流量約為，下游尾水深約為 4m。分析結果如表 4-11。

觸口攔河堰下游主要的岩層為厚層泥岩與泥質粉砂岩，各岩層平均的  $K_h$  與沖刷啟動門檻為：

$$\text{泥質粉砂岩 } SP = K_h^{0.75} = 286 = 69.5 \text{ kW}$$

## (3) 計算結果

觸口攔河堰與龍泉圳攔河堰非常相似，兩者皆為低矮攔河堰(原始堰高皆為 1.5m)，且下游均僅有一種岩性；但在龍泉圳攔河堰左岸有設置一取水口與排砂道，在常時流量情況下水流皆由排砂道排往下游，並不會通過堰頂，故對攔河堰下游岩盤的衝擊較小，不易發展成明顯的沖刷坑；而在觸口攔河堰，雖然在右岸也有設置取水工，但並未有排砂道將水流排往下游，因此，水流皆經過堰頂直接沖刷下游岩盤，使下游岩盤容易發展出明顯沖刷坑。

計算結果顯示，在長期穩定的最大洪峰流量下泥質粉砂岩需要 18m 的尾水深才能平衡，此時的沖刷深度為 14m，而水流對沖刷坑的影響範圍為水流沖擊點周圍 2 m。而因水流擴散的作用使得流功隨著距離的增加而衰減，衰減程度如表 4-12，由此衰減的結果可進一步

修正沖刷坑形狀，如圖 4-22。現地沖刷情況與模擬的結果，沖刷趨勢是相同的，如圖 4-23，只是現地的沖刷坑受到上游的顆粒堆積與靜水池的施工而消失。

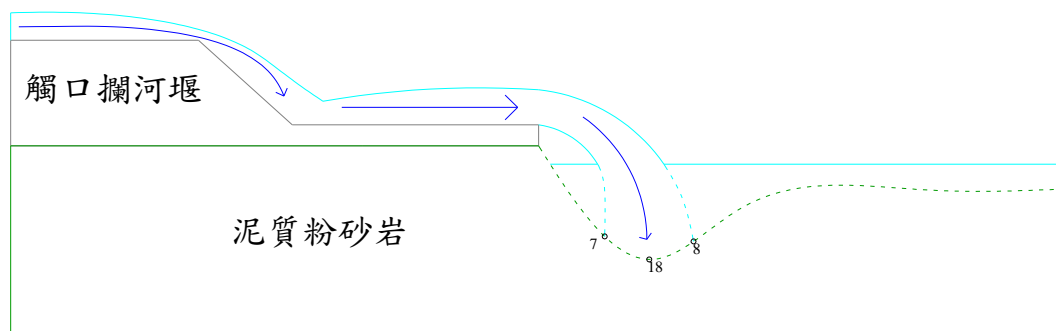


圖 4-22 觸口攔河堰沖刷深度與形狀示意圖

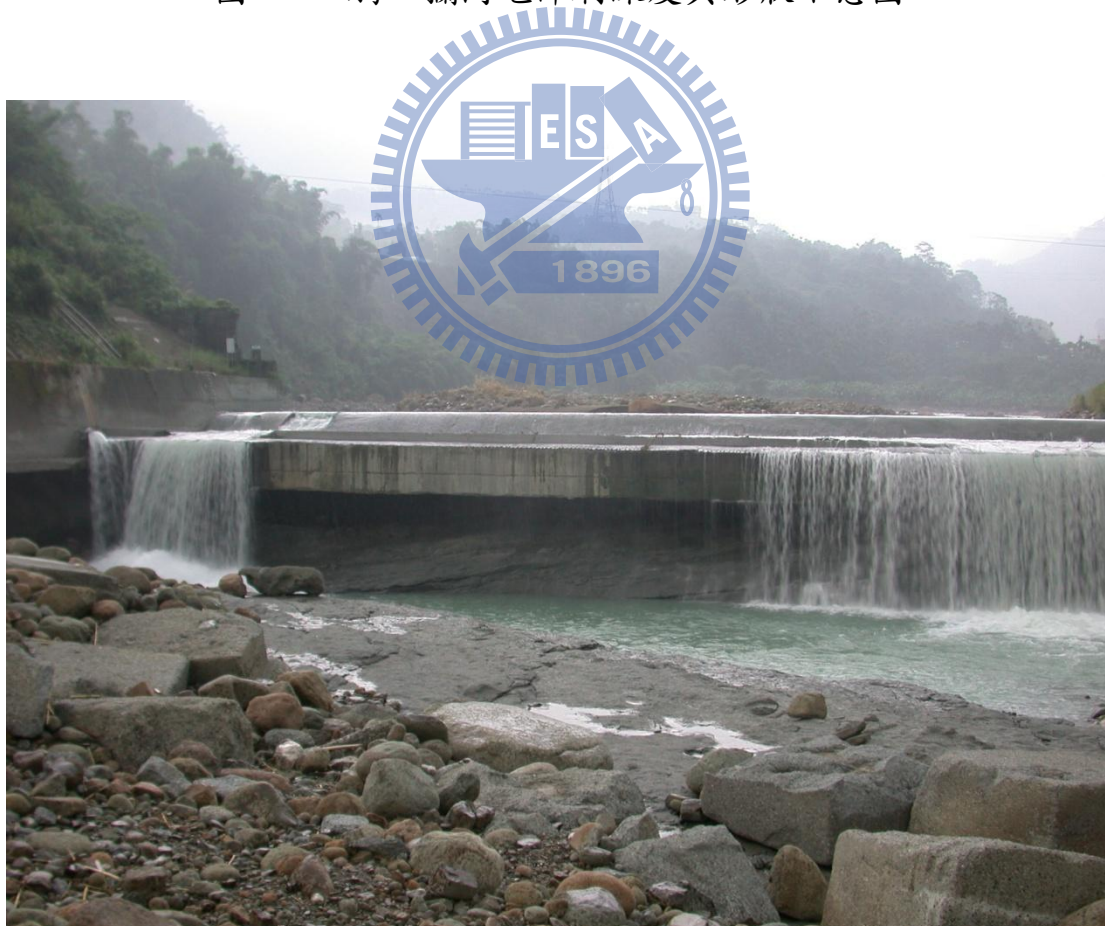


圖 4-23 觸口攔河堰下游沖刷坑(攝於 20050729)

表 4- 11 觸口攔河堰沖刷評估參數及計算結果

單寬流量	$q$	$34.8 \text{ m}^2/\text{s}$
跌水距離	$H$	$1 \text{ m}$
平衡尾水深	$Y$	$18 \text{ m}$
射流水柱厚	$D_j$	$2 \text{ m}$
水平流速	$V$	$17.4 \text{ m/s}$
正規化消能池深度	$Y/D_j$	$9$
射流軌跡長度	$L$	$7.32 \text{ m}$
射流破裂長度	$L_b$	$18.68 \text{ m}$
射流破裂長度比	$L/L_b$	$0.39$
跌水高度與射流長度破裂比	$H/L_b$	$0.05$
射流水柱擴散厚度	$D_{out}$	$2.17 \text{ m}$
射流擴散衝擊面積	$A/W$	$3.84 \text{ m}$
水面射流流功	$P_{jet}$	$89 \text{ kW/m}^2$
平均動態壓力係數	$C_p$	$0.512$
波動動態壓力係數	$C_p'$	$0.259$
沖刷坑底部流功	$P_{total}$	$68.62 \text{ kW/m}^2$
岩盤抗沖蝕能力指數	$K_h$	$286$
岩盤沖刷啟動門檻流功	$P_{threshold}$	$69.5 \text{ kW/m}^2$

表 4-12 觸口攔河堰沖刷形狀計算結果

x/h	$C_p$	流功	尾水深 (泥質粉砂岩)
-0.4	0	0.00	0
-0.35	0	0.00	0
-0.3	0	0.00	0
-0.25	0	0.00	0
-0.2	0	0.00	0
-0.15	0.01	0.89	0
-0.1	0.3	26.70	0
-0.05	0.85	75.65	7
0	1	89.00	18
0.05	0.9	80.10	8
0.1	0.6	53.40	0
0.15	0.35	31.15	0
0.2	0.2	17.80	0
0.25	0.1	8.90	0
0.3	0.05	4.45	0
0.35	0.02	1.78	0
0.4	0	0.00	0

x/h: 正規化與沖擊點的距離/尾水深

$C_p$ : 無因次動態水壓

## 7. 甲仙攔河堰

甲仙攔河堰於民國 88 年 4 月完工，位於高雄縣甲仙鄉旗山溪，新甲仙大橋上游約 400 公尺處。甲仙攔河堰壩高 7 公尺，長約 120 公尺，為混凝土重力式堰。主要功能以輸水隧道將旗山溪豐水期之剩餘水量引入南化水庫。

### (1) 岩石種類及性質

甲仙攔河堰堰址地層屬中新世之鹽水坑頁岩，地層可比對於中北部之桂竹林層，岩性上鹽水坑頁岩以深灰色頁岩為主，偶夾黃灰色砂岩或泥質砂岩，常呈凸鏡狀向兩端尖滅。砂岩多半具有平行層理，偶有波痕和交錯層理。

甲仙堰附近岩層位態約為 N45E/36S，水流流向與地層傾向相同，大約夾 10 度，屬於順向河類型。附近的地層分布繪製如圖 4-24。

甲仙攔河堰沖刷演進示意圖，如圖 4-25，圖 1 為甲仙攔河堰的地質剖面圖，圖 2 為甲仙攔河堰下游岩盤開始受沖刷後沖刷坑發展情況，圖 3 為水流持續沖刷下，沖刷坑的形狀趨勢。





圖 4- 24 甲仙攔河堰岩石露頭分布圖



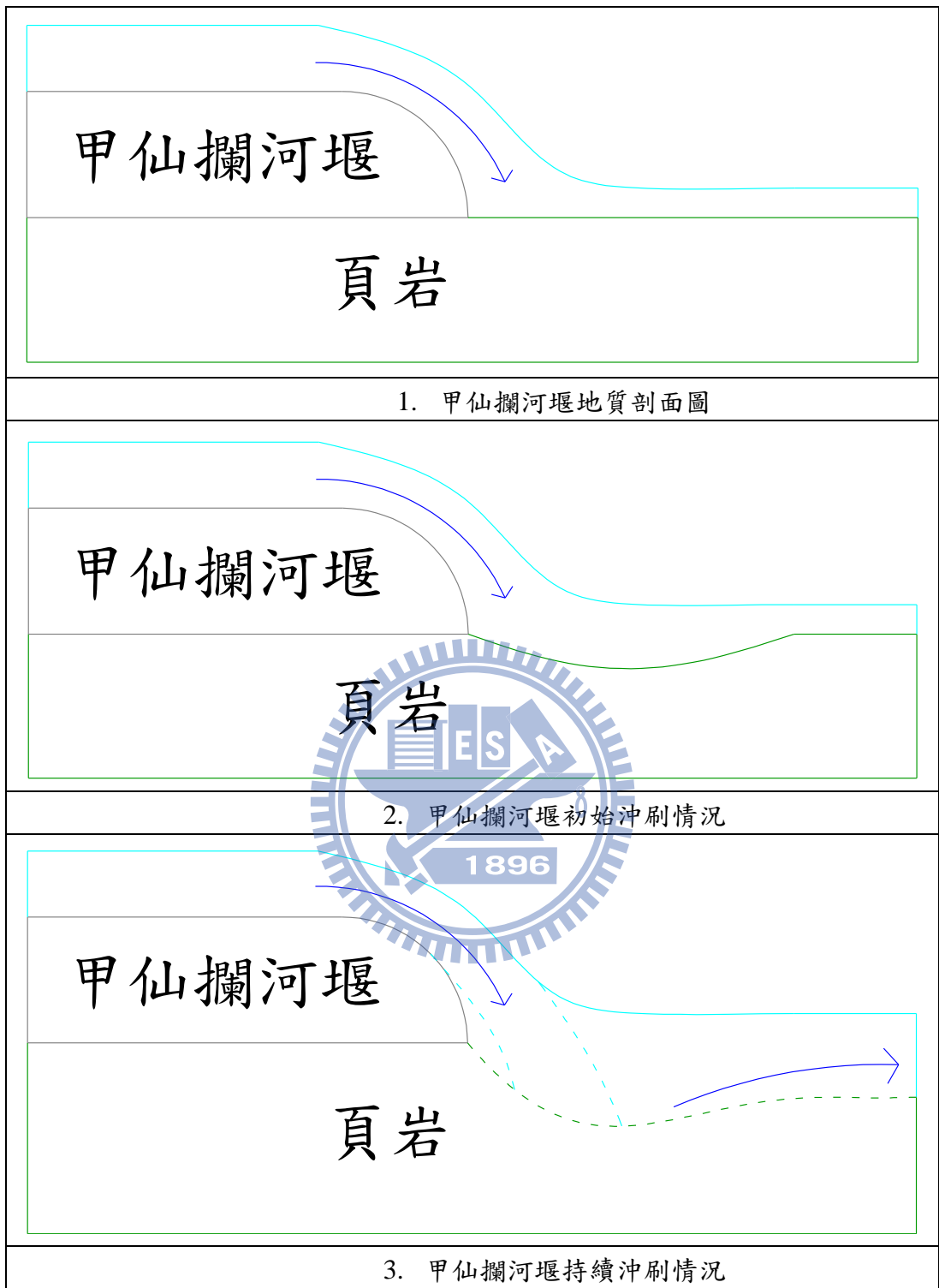


圖 4-25 甲仙攔河堰下游岩盤沖刷演進

## (2) 水文參數

而距離甲仙攔河堰最近的旗山溪楠峰橋流量站歷年紀錄最大瞬時流量為 5750 cms (1959)，換算單寬流量約為  $48 \text{ m}^2/\text{s}$ ，在此流量下，下游尾水深為 6m。分析結果如表 4- 13。

甲仙攔河堰的主要岩層為極厚層頁岩，岩層平均的  $K_h$  與沖刷啟動門檻為：

$$\text{極厚層頁岩 SP} = K_h^{0.75} = 250^{0.75} = 62.9 \text{ kW}$$

## (3) 計算結果

甲仙攔河堰在右岸有一取水工與排砂道，常時流量下水流皆由排砂道流往下游，並未經過堰頂，故對下游岩盤並未直接衝擊，僅有在洪水來時，水流才會通過堰頂流往下游，衝擊岩盤；由於攔河堰下游岩盤受衝擊時間不多，以致無法發展成明顯的沖刷坑。

甲仙攔河堰在歷史最大洪峰流量的長期沖刷下，經過計算，並不會對下游岩盤造成沖刷，因為在最大流量下，下游尾水深有 6m，而堰體本身高度僅 7m，此時跌水高度只剩 1m，水流作用於岩盤的流功較岩盤沖刷啟動門檻低，因此不會對下游岩盤造成沖刷。現地的沖刷坑因上游卵礫石的堆積而不明顯，如圖 4- 26。



圖 4- 26 甲仙攔河堰下游沖刷坑(攝於 20090822)



表 4- 13 甲仙攔河堰沖刷評估參數及計算結果

單寬流量	$q$	48 m <sup>2</sup> /s
跌水距離	$H$	1 m
平衡尾水深	$Y$	0 m
射流水柱厚	$D_j$	7 m
水平流速	$V$	4 m/s
正規化消能池深度	$Y/D_j$	0
射流軌跡長度	$L$	4.98 m
射流破裂長度	$L_b$	20.71 m
射流破裂長度比	$L/L_b$	0.24
跌水高度與射流長度破裂比	$H/L_b$	0.05
射流水柱擴散厚度	$D_{out}$	7.11 m
射流擴散衝擊面積	$A/W$	7.69 m
水面射流流功	$P_{jet}$	61.24 kW/m <sup>2</sup>
平均動態壓力係數	$C_p$	-
波動動態壓力係數	$C_p'$	-
沖刷坑底部流功	$P_{total}$	- kW/m <sup>2</sup>
岩盤抗沖蝕能力指數	$K_h$	250
岩盤沖刷啟動門檻流功	$P_{threshold}$	62.9 kW/m <sup>2</sup>

## 4.2 改良 Liu 的方法計算沖刷坑深度

Liu(2005)由現地觀測資料歸納得到  $k_e$ ， $k_e$  值代表岩盤之抗沖蝕能力，如表 4- 14， $k_e$  值愈大則表示岩體抗沖蝕能力愈差。本研究嘗試以較為客觀的  $K_h$  取代  $k_e$ ，因此將提出  $k_e$  與  $K_h$  之間的關係式，首先先從 Liu 的  $k_e$  岩性描述中推估可能的  $K_h$  值，下列將估算及說明四種分類其相對的  $K_h$  值：

表 4- 14 岩盤沖刷分類表(Liu, 2005)

分類	岩盤性質	$k_e$	
		範圍	平均值
第一類：高抗沖蝕能力	巨大塊體，無節理，裂隙閉合，無斷層	0.8-2.0	1.4
第二類：中抗沖蝕能力	大塊體，有節理，裂隙開放，有少量填充物	2.0-3.2	2.6
第三類：低抗沖蝕能力	破碎結構，節理發達，裂隙開放，有填充物，有斷層	3.2-4.5	3.9
第四類：極低抗沖蝕能力	破碎結構，節理發達，裂隙開放，有黏土填充物，有斷層	4.5-6.4	5.6

Type I : High erosion resistance

Ms:100~250 (100~250 MPa 硬岩~極硬岩)

Kb:100(塊體尺寸 2\*2\*2，無節理)

Kd:5.33 (Jr：節理保持緊密狀態，節理面呈階梯狀；Ja：緊密接合，

堅硬，無軟弱填充物可侵入填充)

Js:1.14

$K_h \doteq 60000 \sim 150000$

Type II : Mid erosion resistance

Ms: 100~250 (100~250 MPa 硬岩~極硬岩)

Kb:65(塊體尺寸 1\*1\*1，一組節理/裂隙，附加不規則節理)

Kd:3 (Jr：節理粗糙或不規則，成波浪狀；Ja：節理面無風化，僅表面有污跡)

Js:1.14

Kh $\approx$ 20000~60000

Type III : Low erosion resistance

Ms:60~350 (60~350 MPa 硬岩~極硬岩)

Kb:38(塊體尺寸 0.5\*0.5\*0.5，兩組節理/裂隙，附加不規則節理)

Kd:0.33 (Jr：節理張開；Ja：無軟弱過壓密黏土礦物填充；破碎岩石可能填充其中)

Js:1.14

Kh $\approx$ 1500~20000

Type IV : Extra low erosion resistance

Ms: 60~200 (60~200 MPa 硬岩~極硬岩)

Kb:25(塊體尺寸 0.5\*0.5\*0.5，三組節理/裂隙，附加不規則節理)

Kd:0.25 (Jr：節理張開；Ja：軟弱或低摩擦性黏土礦物附著且有少量膨脹性黏土填充)

Js:1.14

Kh $\approx$ 400~1500



根據 Liu(2005)的分類描述中將四種岩性以  $K_h$  表示，每一類型的岩性分別代表某一區間的  $K_h$ ，接著回歸出  $K_h$  與  $k_e$  之間的關係，如圖 4-27。

$$Y = \sqrt{h^2 + k_e^2 \left(\frac{Y}{D_j \sin \alpha}\right)^{-0.5} \frac{q\sqrt{H}}{\sqrt{g}}} = \sqrt{h^2 + f(K_h) \left(\frac{Y}{D_j \sin \alpha}\right)^{-0.5} \frac{q\sqrt{H}}{\sqrt{g}}} \quad (4-1)$$

$$k_e^2 = f(K_h) = a(K_h)^{-b} \quad (4-2)$$

$$a = 70000, b = 2$$

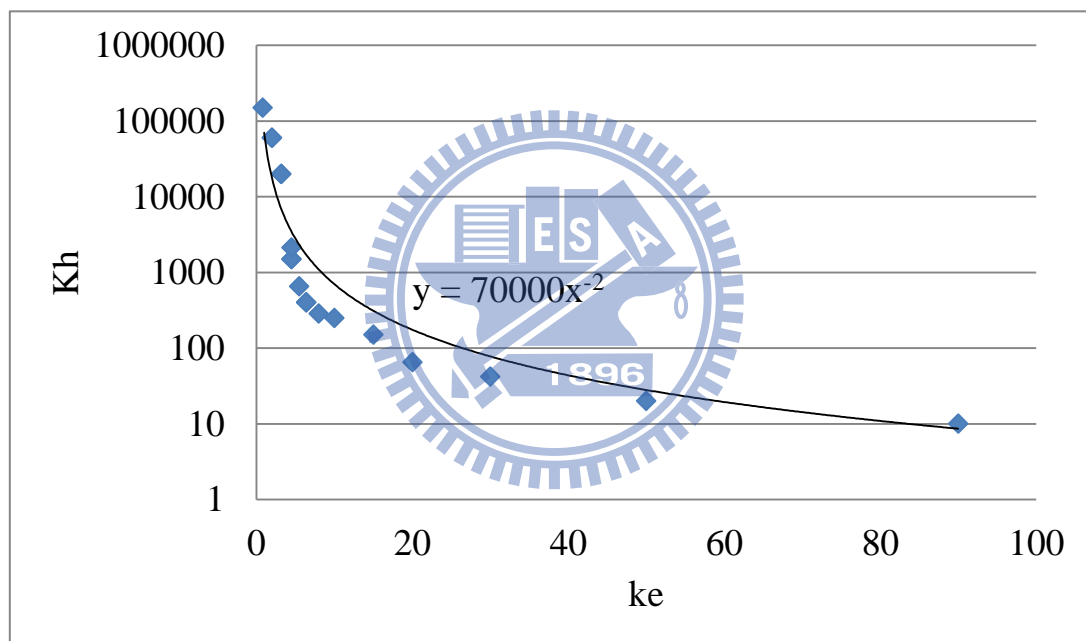


圖 4-27  $K_h$ - $k_e$  關係圖( $K_h$  以 log 表示)

得到  $K_h$  與  $k_e$  之間的關係後，將 7 個攔河堰下游岩盤的  $K_h$  轉換成  $k_e$ ，接著代入 Liu(2005)的公式中計算沖刷深度，如表 4-15，並與前一節使用 Annandale(2006)方法計算的沖刷深度進行比較，如表 4-16。

表 4- 15 沖刷參數與沖刷深度(Liu)

位置	$K_h$	$k_e$	h (m)	$D_j$ (m)	$\alpha$ ( $^\circ$ )	q ( $m^2/s$ )	H (m)	T (m)	t (m)
後村堰	20	40.29	1.5	1	37.6	10	0.5	24	22.5
	400	10.32	1.5	1	37.6	10	0.5	8	6.5
義興壩	2130	4.83	10	3	48.5	56.7	8	22	12
石岡壩	42	28.76	3	1	83.2	1	4	13	10
	65	23.58	3	1	83.2	1	4	11	8
觸口堰	286	12.02	4	2	34.4	34.8	1	20	16

表 4- 16 沖刷參數與沖刷深度(Annandale)

位置	T (m)	t (m)	h (m)	$D_j$ (m)	$\alpha$ ( $^\circ$ )	q ( $m^2/s$ )	H (m)	$K_h$	f( $K_h$ )
後村堰	20	18.5	1.5	1	37.6	10	0.5	20	2697.74
	0	0	1.5	1	37.6	10	0.5	400	26.73
義興壩	30	20	10	3	48.5	56.7	8	2130	64.23
石岡壩	12	9	3	1	83.2	1	4	42	783.95
	9	6	3	1	83.2	1	4	65	381.89
觸口堰	18	14	4	2	34.4	34.8	1	286	277.24

表 4- 17 Annandale 與 Liu 沖刷深度比較

位置	岩性	t (m)	t (m)	實際
		Annandale	Liu	
後村堰	砂頁岩互層	18.5	22.5	<10
	厚層砂岩	0	6.5	
義興壩	極厚層砂岩	20	12	17
石岡壩	層狀砂岩	9	10	5
	厚層頁岩	6	8	
觸口堰	泥質粉砂岩	14	16	<10

由表 4- 17 的比較結果發現，兩者之間評估的攔河堰下游岩盤沖刷深度皆相當接近。因此透過  $K_h$  與  $k_e$  的轉換是可計算沖刷坑深度。

### 4.3 影響參數分析

依照 Liu(2005)所提出的公式，探討各參數的重要性；首先以石岡壩的參數為例，假設一組參數，如式(4-3)。為探討不同參數重要性，一次改變一參數，其他參數則固定不變；參數範圍參考前一節的案例。計算結果如圖 4- 28、圖 4- 29、圖 4- 30、圖 4- 31、圖 4- 32、圖 4- 33。

$$T = \sqrt{3^2 + 30^2 \times \left( \frac{T}{1 \times \sin\left[\frac{\pi \times 80}{180}\right]} \right)^{-0.5} \times \frac{1 \times \sqrt{4}}{\sqrt{9.81}}} \quad (4-3)$$

各參數範圍如下：

尾水深(h)：0~10 m

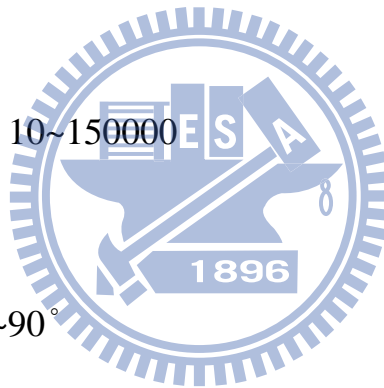
岩盤抗沖蝕能力( $K_h$ )：10~150000

水柱厚( $D_j$ )：0.1~5 m

水流入射角( $\alpha$ )：10°~90°

單寬流量(q)：1~90 m<sup>2</sup>/s

跌水高度(H)：1~10 m



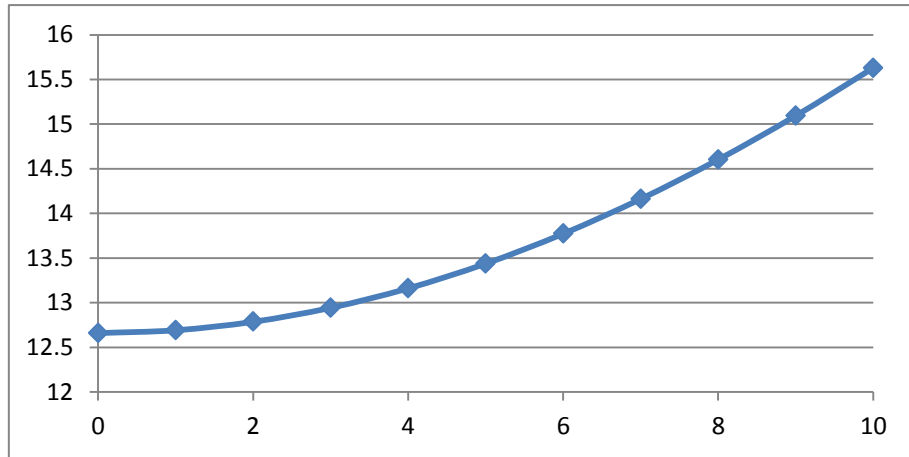


圖 4- 28 影響參數分析-尾水深

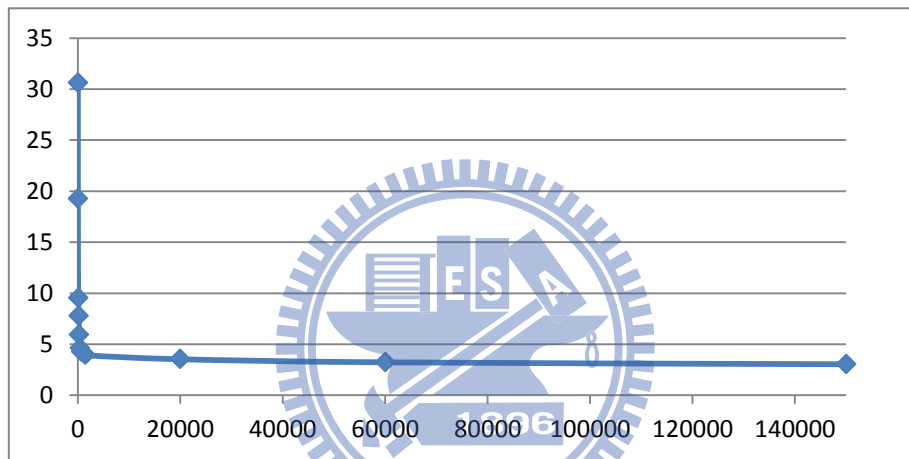


圖 4- 29 影響參數分析-岩盤抗沖蝕指數

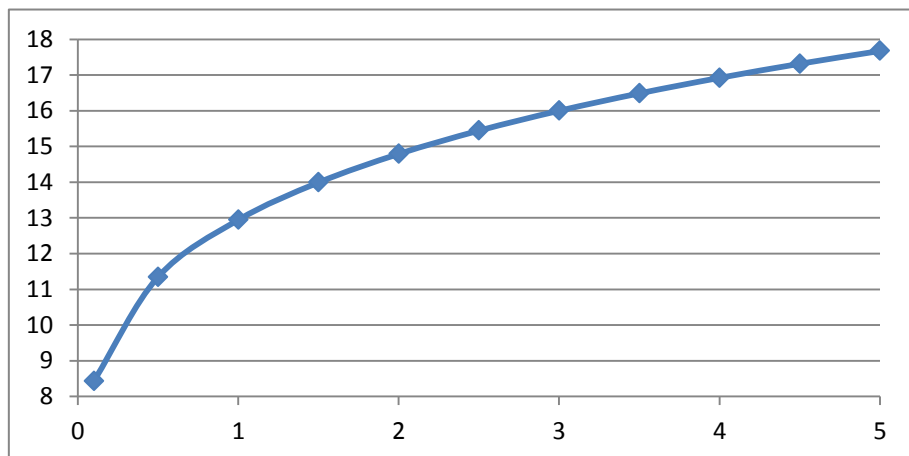


圖 4- 30 影響參數分析-水柱厚

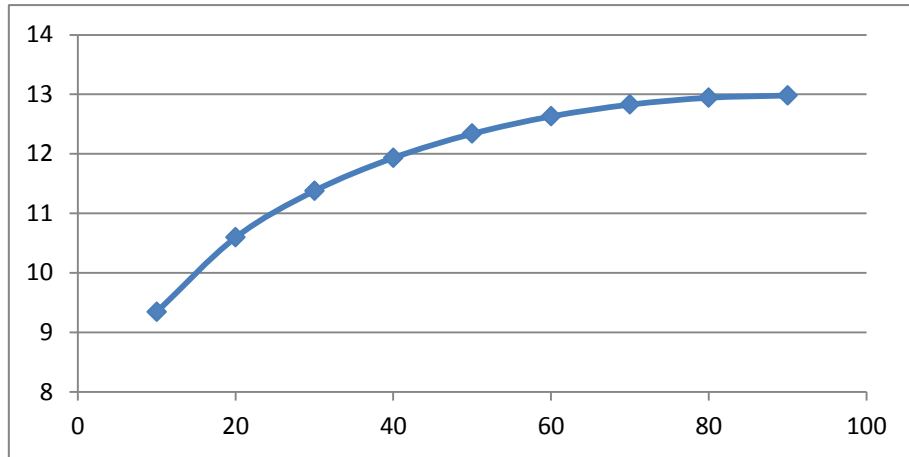


圖 4- 31 影響參數分析-水流入射角

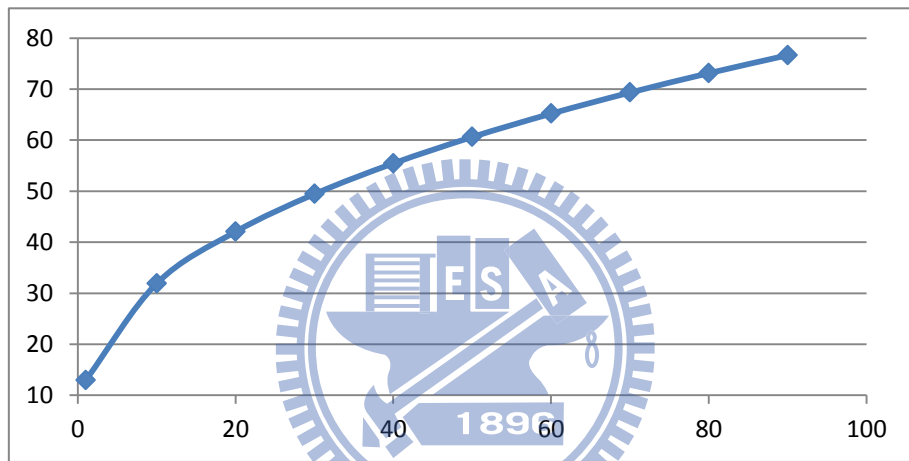


圖 4- 32 影響參數分析-單寬流量

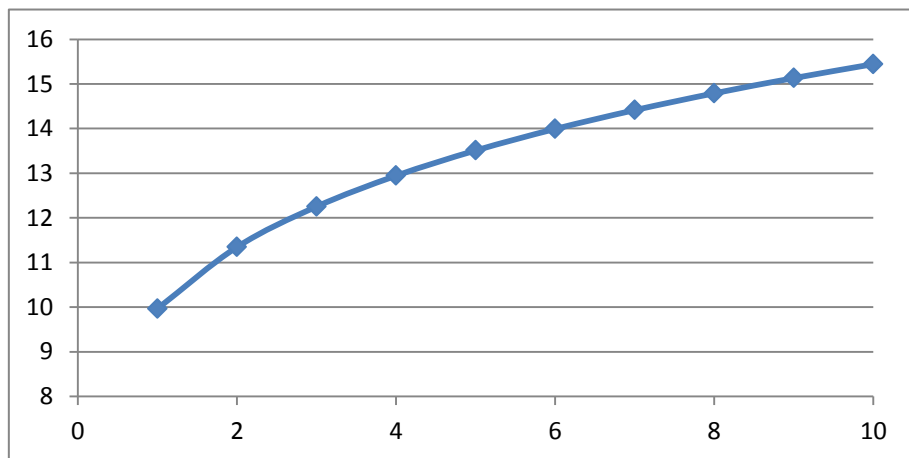


圖 4- 33 影響參數分析-跌水高度

以各參數的最大值與最小值所計算出的沖刷坑深度差距進行比較，沖刷坑深度差距越大表示該參數的影響越大，反之則影響越小；比較結果如表 4- 18。

表 4- 18 影響參數比較表

重要性	參數	最大值	最小值	差距
1	單寬流量(q)	76.63	12.94	63.69
2	岩盤抗沖蝕能力( $K_h$ )	30.61	3.04	27.57
3	水柱厚( $D_j$ )	17.67	8.43	9.24
4	跌水高度(H)	15.44	9.97	5.47
5	水流入射角( $\alpha$ )	12.98	9.35	3.63
6	尾水深(h)	15.63	12.66	2.97

在上述的參數中，水柱厚、單寬流量以及尾水深為相依的參數，因流量越大時，流速若不變則水柱厚會相對提高，下游尾水深也相對的提高，故可將第一項、第三項以及第六項的影響參數視為與總流量(Q)相關的參數。而岩盤抗沖蝕能力( $K_h$ )則是僅次於總流量之後第二重要的參數；此參數主要是反映現地岩盤的抗沖蝕能力，當  $K_h$  越高表示岩盤抗沖蝕能力越好越不易被沖刷；相反的，當  $K_h$  越低表示岩盤抗沖蝕能力越差越容易被沖刷。



## 第五章 結論與建議

### 5.1 結論

本研究為探討攔河堰下游軟弱岩石沖刷坑形狀與深度，蒐集了許多相關的文獻，進行整理與分類，接著將 Annandale (2006)所提出計算水面流功的方式，再加上 Bollaert(2003)所提出計算尾水消能的方式，以及 Melo(2006)所提出的動態水壓衰減曲線，加以整合之後，提出評估攔河堰下游軟弱岩石沖刷坑形狀與深度的分析方法，並以實際案例進行試算；接著由  $K_h$  與  $k_e$  之間的轉換結果帶入 Liu(2005)所提出的公式中計算沖刷坑深度，並與上述三位學者整合之方式所計算出的沖刷坑深度結果進行比較，得到結論如下：

1. 攔河堰下游軟弱岩石沖刷坑形狀與水流的水柱厚與入射角相關，以結合 Annandale 的流功以及 Melo 的能量衰減方法計算沖刷坑形狀。當水流距離衝擊點的距離越遠時所剩下的流功就越少，若衰減的流功小於沖刷門檻時即表示不會沖刷。以此觀念分別計算上游側與下游測的沖刷範圍，即可計算出沖刷坑的形狀；影響範圍為衝擊點周圍 0.4 倍尾水深的距離內。若攔河堰下游有兩種以上的岩性，則可分別計算各岩層的沖刷深度來評估沖刷坑形狀。現有的國內、外文獻並未有評估軟弱岩石沖刷坑形狀之方法，本論文首先提出可估算軟弱岩石沖刷坑形狀之方法。

2. 探討 Liu(2005)計算沖刷坑深度的公式中，影響沖刷坑深度之重要參數可歸納為：1. 單寬流量( $q$ )、2. 岩盤抗沖蝕指數( $K_h$ )、3. 水柱厚( $D_j$ )、4. 跌水高度( $H$ )、5. 水流入射角( $\alpha$ )、6. 尾水深( $h$ )。
3. 將 Liu(2005)提出之岩石分類轉換為  $K_h$  之後，再加上現地的資料所提出  $K_h$  與  $k_e$  之間的轉換迴歸出的公式為

$$Y = \sqrt{h^2 + f(K_h) \left( \frac{Y}{D_j \sin \alpha} \right)^{-0.5} \frac{q\sqrt{H}}{\sqrt{g}}} \quad (5-1)$$

$$k_e^2 = f(K_h) = a(K_h)^{-b} = 70000(K_h)^{-2} \quad (5-2)$$

可用於計算攔河堰下游軟弱岩盤沖刷深度。

## 5.2 建議

1. 現地流量隨時間變化，任一時間的流量皆不相同。當洪水來時，流量會先增加，達到最大值之後開始降低，並非一直保持最大流量；但在本研究中並未考慮時間因素，因此在計算過程中採用的流量為歷史最大流量，並以歷史最大流量的情況下持續沖刷，所得到的沖刷結果。因一場洪水事件中並非全時段其流功皆大於沖刷門檻，故可採用單一事件的流量歷線將時間因素加入，以表示任一時間的水流條件皆不相同，因此可找出某一時段內的流功大於沖刷門檻，如此表示才能更接近現地的情況。
2. 計算出的沖刷坑深度與形狀無法以現地資料來驗證，除了義興壩與石岡壩有進行地形測量外，其餘攔河堰皆缺乏相關資料。即使

有地形測量資料也無法保證沖刷坑內完全為水流所沖刷的沖刷坑，也許沖刷坑內有經由水流所攜帶下來的卵礫石或泥沙淤積。可利用室內實驗加以佐證，或是以現地的長期量測來觀察沖刷坑的深度以及變化。

3. 在案例研究中有些攔河堰在歷史最大流量的情況下因下游尾水深大於堰體與下游岩盤之間的高程差，使得水流型態並非本研究所探討之垂直射流，因此無法使用本研究之方法計算沖刷坑深度與形狀；但當水流流量較小時，下游尾水深小於堰體與下游岩盤之間的高程差，此時的水流型態即為本研究探討之射流型態，仍可使用本研究之方法計算沖刷坑深度與形狀。未來可針對特定攔河堰不同流量條件下，分別計算其沖刷坑深度與形狀，以避免下游尾水深大於堰體與下游岩盤之間的高程差。
4. 現地攔河堰下游岩盤的沖刷，除了會在堰前產生局部沖刷坑之外，往往也會判隨著下游河道的下刷，使河道深槽化。這部分需計算水流經過跌水消能後剩餘的流功以及水流在下游河道對岩盤作用之流功，並以此流功與下游岩盤之沖刷啟動門檻相比較，以判斷是否能繼續對下游岩盤造成沖刷。

## 參考文獻

1. Aihua, Li and Peiqing, Liu (2010). "Mechanism of rock-bed scour due to impinging jet." *Journal of Hydraulic Research*, 48(1): 14-22.
2. Akhmedov, T. H., (1988). "Calculation of the depth of scour in rock downstream of a spillway." *International Water Power and Dam Construction*, 40(12): pp. 25-27.
3. Annandale, G.W., (1995). "ERODIBILITY." *Journal of Hydraulic Research*, 33(4): pp. 471-494.
4. Annandale, G. W., (2006). "Scour technology." McGraw Hill, New York.
5. Atkinson, B. K., (1987). "Fracture mechanics of rock." Academic Press, London.
6. Beltaos, S., (1976). "Oblique impingement of plane turbulent jets." *Journal of the Hydraulics Division*, 102(9): pp. 1177-1192.
7. Beltaos, S. and N. Rajaratnam, (1977). "Impingement of Axisymmetric Developing Jets." *Journal of Hydraulic Research*, 15(4): pp. 311-326.
8. Bollaert, E., (2002). "Transient water pressure in joints and formation of rock scour due to high-velocity jet impact." in Lausanne, EPFL.
9. Bollaert, E., and A. J. Schleiss, (2003). "Scour of rock due to the impact of plunging high velocity jets Part I: A state-of-the-art review." *Journal of Hydraulic Research*, 41(5): pp. 451-464.
10. Bollaert, E., (2004). "A comprehensive model to evaluate scour formation in plunge pools." *International Journal on Hydropower & Dams*. 11(1): pp. 94-101.
11. Bollaert, E., and A. J. Schleiss, (2005). "Physically based model for evaluation of rock scour due to high-velocity jet impact." *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 131(3): pp. 155-167.
12. Bollaert, E., (2010). "A prototype scaled rock scour prediction model." *The 30th Annual USSD Conference Sacramento, California*, pp. 1269-1283.
13. Bollaert, E., (2010). "Physics of rock scour: The power of the bubble." *Proceedings of the Fifth International Conference on Scour and Erosion*, pp. 21-40.
14. Bormann, E., and Julien, P. Y., (1991). "Scour Downstream of Grade-control Structures." *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 117(5): pp. 579-594.
15. Castillo E. L. G., (2006). "Aerated jets and pressure fluctuation in plunge pools." *Proceedings of the Seventh International Conference on Hydroscience and Engineering*, Philadelphia, PA.
16. Cheng, M.-H., Liao, J.-J., Pan, Y.-W., Li, G.-W., Huang, M.-W., Lo, W.-H., and Hsu, S.-T., (2010). "Soft-rock scouring processes

- downstream of weirs.” Proceedings of the Fifth International Conference on Scour and Erosion, pp. 724-733.
17. Ervine, D. A., and Falvey, H. T., (1987). "Behavior of Turbulent Water Jets in the Atmosphere and in Plunge Pools." Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 83(2): pp. 295-314.
  18. Ervine, D. A., Falvey, H. T., and Withers, W., (1997). "Pressure fluctuations on plunge pool floors." Journal of Hydraulic Research, 35(2): 257-279
  19. Fahlbusch, F. E., (1994). "Scour in Rock Riverbeds Downstream of Large Dams." Hydropower & Dams 1(4): pp. 30-32.
  20. Fiorotto, V., and Rinaldo, A., (1992). "Fluctuating Uplift and Lining Design in Spillway Stilling Basins." Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 118(4): pp. 578-596.
  21. Hoffmans, G. J. C. M., (1998). "Jet Scour in Equilibrium Phase." Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 124(4): pp. 430-437.
  22. Kirsten, H. A. D., (1982). "Classification system for excavation in natural materials." Civil Engineer in South Africa, 24(7): pp. 293-308.
  23. Kirsten, H. A. D., Moore, J. S., Kirsten, L. H., and Temple, D. M., (2000). "Erodibility criterion for auxiliary spillways of dams." International Journal of Sediment Research, 15(1): pp. 93-107.
  24. Liu, P.Q., (2005). "A new method for calculating depth of scour pit caused by overflow water jets." Journal of Hydraulic Research, 43(6): pp. 696-702.
  25. Manso, P., E. Bollaert, and A. Schleiss, (2007). "Impact pressures of turbulent high-velocity jets plunging in pools with flat bottom." Experiments in Fluids, 42(1): pp. 49-60.
  26. Mason, P. J., and Arumugam, K., (1985). "Free jet scour below dams and flip buckets." Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 111(2): pp. 220-235.
  27. Mason, P.J., (1989). "Effects of Air Entrainment on Plunge Pool Scour." Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 115(3): pp. 385-399.
  28. Martins, R., (1973). "Contribution to the knowledge on the scour action of free jets on rocky river beds." Proceedings of the 11th Congress on Large Dams, Madrid, pp. 799-814.
  29. Martins, R. (1975). "Scouring of rocky river beds by free jet spillways." International Water Power and Dam Construction, 27(4): pp. 152-153.
  30. Melo, J.F., Pinheiro, A.N., and Ramos, C.M., (2006). "Forces on Plunge Pool Slabs: Influence of Joints Location and Width." Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 132(1): pp. 49-60.
  31. Spurr, K.J.W., (1985). "Energy approach to estimating scour downstream of a large dam." International Water Power and Dam Construction, 37(7): pp. 81-89.
  32. Stein, O.R., Julien, P.Y., and Alonso, C.V., (1993). "Mechanics of

- jet scour downstream of a headcut.” *Journal of Hydraulic Research*, 31(6): pp. 723-738.
33. Temple, D. and Moore, J., (1994). “Headcut advance prediction for earth spillways.” *Transactions of the ASABE*, 40(3): 557-562.
  34. Tregnaghi, M., (2008). “*Local scouring at bed sills under steady and unsteady conditions.*” [Tesi di dottorato].
  35. Van Schalkwyk, A., Jordaan, J.M., and Dooge, N., (1995). “The Erodibility of Different Rock Formations under Varying Flow Conditions.” Water Research Commission, Report.
  36. Whipple, K.X., Snyder, N.P., and Dollenmayer, K., (2000). “Rate and processes of bedrock incision by the upper Ukak river since the 1912 Novarupta ash flow in the valley of Ten Thousand Smokes, Alaska”, *Geology*, 28(9): pp.835-838.
  37. Whittaker, B. N., Singh, R. N., and Sun, G., (1992). “Rock fracture mechanics: Principles, design, and applications.” Amsterdam and New York.
  38. 經濟部水利署水利規劃試驗所，2008，「臺灣西部多砂河川沖淤模式研發及復育研究計畫」
  39. 經濟部水利署水利規劃試驗所，2009，「設置攔河堰引致岩盤沖刷之機制與評估研究(1/2)」
  40. 經濟部水利署水利規劃試驗所，2010，「設置攔河堰引致岩盤沖刷之機制與評估研究(2/2)」





## 附錄一

### 抗沖蝕能力指數( $K_h$ )估算依據

#### 1、材料強度參數(mass strength number, $M_s$ )

岩體材料評估強度的代表參數是無圍壓縮強度(UCS)， $M_s$  值計算

方式如下，也可採用附表 1- 1：

$$M_s = C_r \times 0.78 \times UCS^{1.05} \quad \text{for } UCS \leq 10\text{MPa} \quad (1)$$

$$M_s = C_r \times UCS \quad \text{for } UCS > 10\text{MPa} \quad (2)$$

UCS：無圍壓縮強度(MPa)

$$C_r = \frac{g\rho_r}{27 \times 10^3}$$

$g$ ：重力加速度( $9.81 \text{ m/s}^2$ )

$\rho_r$ ：岩塊密度( $\text{kg/m}^3$ )



附表 1- 1 岩石材料強度評分表(Annandale, 1995,2006)

材料強度數值( $M_s$ )		
岩石硬度	無圍壓縮強度-UCS(MPa)	材料強度數值, $M_s$
極軟岩	< 1.7	0.87
	1.7~3.3	1.86
軟岩	3.3~6.6	3.95
	6.6~13.2	8.39
硬岩	13.2~26.4	17.70
極硬岩	26.4~53.0	35.0
	53.0~106.0	70.0
極堅硬硬岩	> 212.0	280.0



## 2、顆粒或塊體尺寸參數( $K_b$ )

$K_b$  由鑽探取得之岩心岩石品質指標(RQD)與節理組數參數  $J_n$  來定義：

$$K_b = \frac{RQD}{J_n} \quad (3)$$

當沒有鑽孔取樣時，RQD 值可以用經驗公式推得：

$$RQD = 105 - \frac{10}{(J_x \cdot J_y \cdot J_z)^{0.33}} \quad (4)$$

$J_x$ 、 $J_y$ 、 $J_z$  分別為 x, y, z 三個方向上每公尺出現的節理組數。節理組數參數  $J_n$  非直接使用節理組數的值，必須查附表 1-2，當 RQD 越大、節理組數越少則  $K_b$  越大，即岩體越完整抗侵蝕能力越高。

附表 1-2 節理組數參數評分表(Annandale, 1995,2006)

節理組數值( $J_n$ )	
節理組數	$J_n$
完整岩石或有少數節理與裂隙	1.00
一組節理/裂隙	1.22
一組節理/裂隙，附加不規則節理	1.50
兩組節理/裂隙	1.83
兩組節理/裂隙，附加不規則節理	2.24
三組節理/裂隙	2.73
三組節理/裂隙，附加不規則節理	3.34
四組節理/裂隙	4.09
多組複合節理/裂隙	5.00

### 3、弱面抗剪強度參數( $K_d$ )

$K_d$  值由岩體的節理面粗糙參數(joint roughness number,  $J_r$ )與節理改變參數(joint alteration number,  $J_a$ )來定義：

$$K_d = \frac{J_r}{J_a} \quad (5)$$

節理面粗糙參數  $J_r$ (附表 1-3)表示不連續面分離的兩個面間間的粗糙度，受到不連續面的形狀影響。判斷上依據節理的兩面是否分離，之後再考慮不同的接觸面形狀。

節理面狀態參數  $J_a$ (附表 1-4)與不連續面的空隙內填充材料有關，如植生、鏽染、凝聚性或非凝聚性材料填充，會影響到不連續面的磨擦力。評分上先依據節理分離的程度，後再檢視空隙的填充材料性質。

附表 1-3 節理面粗糙參數評分表(Annandale, 1995,2006)

節理分離程度	節理面狀態	$J_r$
挖掘過程中，節理/裂隙保持緊密狀態	階梯狀節理/裂隙	4.0
	粗糙或不規則，成波浪狀	3.0
	平滑波浪狀	2.0
	摩擦過之平面，成波浪狀	1.5
	粗糙或不規則，成平面狀	1.5
	平滑平面狀	1.0
	摩擦過之平面，成平面狀	0.5
挖掘過程中，節理/裂隙保持張開狀態	挖掘後，節理呈現張開狀或呈現相當程度之有效溝槽厚度使得節理/裂隙無法閉合	1.0
	有粉碎或細微粉碎黏土	1.0

附表 1- 4 節理面狀態參數評分表(Annandale, 1995,2006)

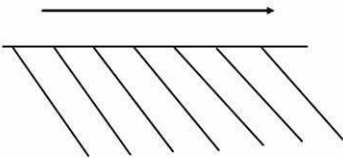
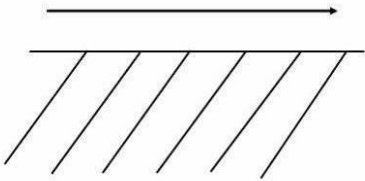
節理面間描述	不同節理開口程度之風化數值( $J_a$ )		
	1.0 (mm)	1.0~5.0 (mm)	5.0 (mm)
緊密接合，堅硬，無軟弱填充物可侵入填充	0.75	--	--
節理面無風化，僅表面有污跡	1.0	--	--
節理面輕微風化，無軟弱填充物、無凝聚性岩石礦物或是破碎岩石填充	2.0	2.0	4.0
無軟弱之輕微黏土質的無凝聚性材料填充	3.0	6.0	10.0
無軟弱過壓密黏土礦物填充；破碎岩石可能填充其中	3.0	3.0	10.0
軟弱或低摩差性黏土礦物附著且有少量膨脹性黏土填充	4.0	8.0	13.0
有適量之軟弱過壓密黏土礦物填充；破碎岩石可能填充其中	4.0	8.0	13.0
有粉碎或細微粉碎(膨脹性)黏土填充；破碎岩石可能填充其中	5.0	10.0	18.0

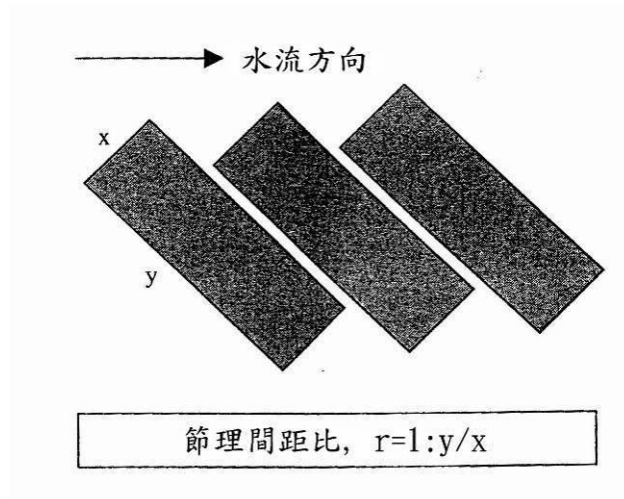
#### 4、地盤構造條件參數( $J_s$ )

相對地盤構造參數  $J_s$ (附表 1- 5)的影響因素包括：水流流向與岩床層面傾向、傾角的相對關係、以及岩塊形狀。

岩塊的形狀因素採用節理間距比(ratio of joint spacing,  $r$ )來代表，可由水流與岩層之縱剖面，如附圖 1- 1，看兩個方向的岩塊長度比值  $y/x$  來作  $r$  的計算，其中  $y/x$  值最大取到 8。 $r$  參數能反應出岩石河床材料受到侵蝕時，瘦長的塊體較等邊的塊體抗侵蝕能力高的行為。

附表 1-5 地盤構造條件參數評分表(Annandale, 1995,2006)

地盤構造條件參數					
節理之傾向(單位：度)	層面之傾角(單位：度)	節理間距比，r			
		1:1	1:2	1:4	1:8
180/0	垂直 90	1.14	1.20	1.24	1.26
順向 	89	0.78	0.71	0.65	0.61
	85	0.73	0.66	0.61	0.57
	80	0.67	0.60	0.55	0.52
	70	0.56	0.50	0.46	0.43
	60	0.50	0.46	0.42	0.40
	50	0.49	0.46	0.43	0.41
	40	0.53	0.49	0.46	0.45
	30	0.63	0.59	0.55	0.53
	20	0.84	0.77	0.71	0.67
	10	1.25	1.10	0.98	0.90
	5	1.39	1.23	1.09	1.01
1	1.50	1.33	1.19	1.10	
0/180	水平 0	1.14	1.09	1.05	1.02
逆向 	-1	0.78	0.85	0.90	0.94
	-5	0.73	0.79	0.84	0.88
	-10	0.67	0.72	0.78	0.81
	-20	0.56	0.62	0.66	0.69
	-30	0.50	0.55	0.58	0.60
	-40	0.49	0.52	0.55	0.57
	-50	0.53	0.56	0.59	0.61
	-60	0.63	0.68	0.71	0.73
	-70	0.84	0.91	0.97	1.01
	-80	1.26	1.41	1.53	1.61
	-85	1.39	1.55	1.69	1.77
-89	1.50	1.68	1.82	1.91	
180/0	垂直-90	1.14	1.20	1.24	1.26



附圖 1- 1 岩塊長度比值  $y/x$  示意圖(Annandale, 1995,2006)

上述的流功以及  $K_h$  計算出來後，當水流流功的能量大於由  $K_h$  轉換得來的流功時即表示會沖刷，相反的，當水流流功的能量小於或等於  $K_h$  所轉換得到的流功時則不會沖刷。

由此以上觀念可計算出沖刷深度，由於尾水的關係，當下游沖刷坑深度越來越深時，尾水深度也會越來越深，當尾水深度增加的同時，尾水可消耗的能量也同時增加，因此當水流經過尾水的消能後所剩餘的流功小於或等於  $K_h$  即表示水流的能量不足以產生沖刷行為。

## 附錄二

本研究採用 Mathematica 計算 Annandale(2006)所提出之水面射流流功，下列公式為本研究在程式中計算用之式子。前四個參數為可變參數，需輸入後才能計算。

q =  
“單寬流量”

D0 =  
“水柱厚”

v =  
“射流水平速度”

H =  
“跌水高度”

g = 9.81  
“重力加速度”

$h = \frac{v^2}{2 \times g}$

“速度水頭”

$\theta = 0.0001$   
“射出角度”

x1 = 0  
“射出位置”

$$x2 = \left( \tan\left[\frac{\pi \times \theta}{180}\right] + \sqrt{\tan\left[\frac{\pi \times \theta}{180}\right]^2 - \frac{-H}{0.75 \times (D0 + h) \times \cos\left[\frac{\pi \times \theta}{180}\right]^2}} \right) \times 2 \times 0.75 \times (D0 + h) \times \cos\left[\frac{\pi \times \theta}{180}\right]^2$$

“射流的水平距離”

$$T = \sqrt{\frac{2 \times x2}{g}}$$

“射流飛行時間”

$$v2 = g \times T$$

“射流垂直速度”

$$\alpha = N[\text{ArcTan}\left[\frac{v2}{v}\right]/\text{Degree}]$$

“射流入射角”

$$V = \sqrt{v^2 + v2^2}$$

“流速”

L

$$= ((D0 + h)0.75\text{ArcCsch}[\frac{2(D0 + h)0.75}{x2\text{Sec}[\frac{\pi \times \theta}{180}]^2 - 2(D0 + h)0.75\text{Tan}[\frac{\pi \times \theta}{180}]}]\text{Cos}[\frac{\pi \times \theta}{180}]^2 + \frac{1}{4}(x2 - (D0 + h)0.75\text{Sin}[2\frac{\pi \times \theta}{180}])) \sqrt{\frac{\text{Sec}[\frac{\pi \times \theta}{180}]^2 (x2^2\text{Sec}[\frac{\pi \times \theta}{180}]^2 + 4(D0 + h)0.75((D0 + h)0.75 - x2\text{Tan}[\frac{\pi \times \theta}{180}]))}{(D0 + h)^2 0.75^2}}$$

$$- ((D0 + h)0.75\text{ArcCsch}[\frac{2(D0 + h)0.75}{x1\text{Sec}[\frac{\pi \times \theta}{180}]^2 - 2(D0 + h)0.75\text{Tan}[\frac{\pi \times \theta}{180}]}]\text{Cos}[\frac{\pi \times \theta}{180}]^2 + \frac{1}{4}(x1 - (D0 + h)0.75\text{Sin}[2\frac{\pi \times \theta}{180}])) \sqrt{\frac{\text{Sec}[\frac{\pi \times \theta}{180}]^2 (x1^2\text{Sec}[\frac{\pi \times \theta}{180}]^2 + 4(D0 + h)0.75((D0 + h)0.75 - x1\text{Tan}[\frac{\pi \times \theta}{180}]))}{(D0 + h)^2 0.75^2}}$$

“射流軌跡長”

$$Lb = 6 \times q^{0.32}$$

“射流破裂長度”

$$L/Lb$$

“軌跡長/破裂長度”

$$H/Lb$$

“跌水高度/破裂長度”

$$Dj = D0 + 2 \times 0.38 \times 0.03 \times L$$

“射流水柱擴散厚度”

$$A = \frac{Dj}{\text{Sin}[\frac{\pi \times \alpha}{180}]}$$

“衝擊面積”

$$SP = \frac{9.81 \times q \times H}{A}$$

“水面射流流功”