

100-155-7573

MOTC-IOT-98-H1EB009

跨河橋梁保護工法之研究



交通部運輸研究所

中華民國 100 年 12 月

100-155-7573

MOTC-IOT-98-H1EB009

跨河橋梁保護工法之研究

著 者：邱永芳、謝明志、賴瑞應、林雅雯
廖清標、陳昶憲、林秉賢、張慶民
李仲強、黃進國、蔡明邑、羅冠顯

交通部運輸研究所

中華民國 100 年 12 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

跨河橋梁保護工法之研究

/邱永芳等著. --初版.-- 臺北市：交通部運輸研究所，

民 100.12

面；公分

ISBN 978-986-03-1272-0 (平裝)

1. 橋樑工程 2. 生態工法 3. 數值分析

441.8

100027854

跨河橋梁保護工法之研究

著者：邱永芳、謝明志、賴瑞應、林雅雯、廖清標、陳昶憲、林秉賢
張慶民、李仲強、黃進國、蔡明邑、羅冠顯

出版機關：交通部運輸研究所

地址：10548 臺北市敦化北路 240 號

網址：www.ihmt.gov.tw (中文版>中心出版品)

電話：(04)26586789

出版年月：中華民國 100 年 12 月

印刷者：彩霖股份有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 150 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所臺灣技術研究中心網站

定價：300 元

展售處：

交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880

國家書店松江門市：10485 臺北市中山區松江路 209 號 F1•電話：(02) 25180207

五南文化廣場：40042 臺中市中山路 6 號•電話：(04)22260330

GPN：1010004913

ISBN：978-986-03-1272-0 (平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

本著作保留所有權利，欲利用本著作全部或部份內容者，須徵求交通部運輸研究所書面授權。

100

跨河橋梁保護工法之研究

交通部運輸研究所

GPN : 1010004913

定價 300 元

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：跨河橋梁保護工法之研究			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN978-986-03-1272-0 (平裝)	政府出版品統一編號 1010004913	運輸研究所出版品編號 100-155-7573	計畫編號 98-H1EB009
本所主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計畫主持人：謝明志 研究人員：賴瑞應、林雅雯 聯絡電話：04-26587170 傳真號碼：04-26564418	合作研究單位：逢甲大學 計畫主持人：廖清標 研究人員：陳昶憲、林秉賢、張慶民、李仲強、黃進國、蔡明邑、羅冠顯 地址：40724 臺中市西屯區文華路 100 號 聯絡電話：(04)24517250		研究期間 自 98 年 10 月 至 100 年 12 月
關鍵詞：數值模擬、橋墩保護工法、橋墩沖刷			
摘要： 臺灣河川多屬坡陡流急，於洪水期間，橋墩或橋基之河床受到劇烈的沖刷，常導致橋梁傾倒而造成交通中斷的情況。再者由於橋梁為交通運輸與民生活動之重要管道，若因災害發生造成破壞，勢將對災後之聯絡、急難救助與物資運輸造成重大衝擊，嚴重影響救災工作之進行。因此，橋梁保護工法之研究實為當前之重要課題。 然而由於臺灣橋台、橋墩及橋基保護工之現場沖刷問題相當複雜，無法純靠現場調查或數值模擬單方面努力就可以解決，惟有結合水工模型試驗技術，實際了解橋梁保護工法的災害遞移能力及對河床演變之影響，方能針對橋台及橋墩沖刷防治工法相關問題進行妥善之探討。 本計畫全期擬透過數值模擬分析及渠槽試驗，了解橋墩及河道保護工法受水流沖刷破壞成因及規模程度，進而透過水工模型試驗提出橋河共治區橋墩保護工法及其施設方式之建議。整體工作執行內容係由國內、外橋梁保護工法相關研究文獻及橋墩沖刷理論蒐集分析出發，並執行砂質河道橋墩沖刷及石塊衝擊力試驗，深入探討橋河共治區水流流動過程與橋墩沖刷之互制現象，最後以水工模型試驗輔以數值模擬加以驗證，最後提出橋河共治區橋墩保護工法及其施設方式之建議，作為未來相關單位設計橋墩保護工法時之參考。			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
100 年 12 月	330	300	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
機密等級： ☐密 ☐機密 ☐極機密 ☐絕對機密 （解密條件：☐ 年 月 日解密，☐公布後解密，☐附件抽存後解密， ☐工作完成或會議終了時解密，☐另行檢討後辦理解密） ☒普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

**PUBLICATION ABSTRACTS OF RESEARCH PROJECTS
INSTITUTE OF TRANSPORTATION
MINISTRY OF TRANSPORTATION AND COMMUNICATIONS**

TITLE: Research On the Protection of a River-crossing Bridge			
ISBN(OR ISSN) ISBN 978-986-03-1272-0 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010004913	IOT SERIAL NUMBER 100-155-7573	PROJECT NUMBER 98-H1EB009
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Yung-fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: Ming-chih Hsieh PROJECT STAFF: Jui-ying Lai, Ya-wen Lin PHONE: (04) 26587170 FAX: (04) 26564418			PROJECT PERIOD FROM October 2009 TO December 2011
RESEARCH AGENCY: FENG CHIA UNIVERSITY PRINCIPAL INVESTIGATOR: Liao Ching-biau PROJECT STAFF: Chen Chang-Shian, Lin Bing-Shyan, Chang ching-min, Li Chung-Chiang, Chin-Kuo Huang, Ming-I Tsai, Guan-Suan Luo ADDRESS: No.100, Wenhua Rd., Xitun Dist., Taichung 40724, Taiwan (R.O.C.) PHONE: (04) 24517250			
KEY WORDS: numerical model, bridge protection structure, bridge scour.			
ABSTRACT: Most rivers in Taiwan are severely degrading during last two decades due to fast growing in-stream sand mining and construction of water supply or diversion works. Consequently, piers or abutments at bridge crossings are frequently damaged during flood seasons. Suitable countermeasures for scour at a river-crossing bridge is very crucial from the viewpoint of bridge protection structure. The countermeasures at bridge protection structure were studied in this project by employing laboratory experiments and numerical simulations in a two-year period. A numerical model capable of simulating both the profiles at the water surface and at riverbed were developed in this project. The scouring process and the effect of energy dissipation downstream of bridge protection structure were explored in terms of laboratory experiment. Useful relationship for evaluating the scouring process and the guidance to mitigate the scour problems are also proposed. The comparisons of different countermeasures are summarized for the practical engineers.			
DATE OF PUBLICATION December 2011	NUMBER OF PAGES 330	PRICE 300	CLASSIFICATION ☐ RESTRICTED ☐ CONFIDENTIAL ☐ SECRET ☐ TOP SECRET ☒ UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

跨河橋梁保護工法之研究

目 錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	II
目錄.....	III
圖目錄.....	VIII
表目錄.....	XVI
照片目錄.....	XX
第一章 前言.....	1-1
1.1 計畫緣起.....	1-1
1.2 研究目的.....	1-1
1.3 研究範圍與對象.....	1-2
1.4 計畫工作項目.....	1-2
1.5 工作流程及步驟.....	1-3
第二章 國內外橋墩保護工法資料彙整.....	2-1
2.1 國內河川受災機制概述.....	2-1
2.2 橋墩沖刷機制概述.....	2-5
2.2.1 橋墩沖刷模式.....	2-5
2.2.2 側向沖刷.....	2-31
2.2.3 土石流.....	2-35
2.2.4 應用數值模擬分析橋墩沖刷的實際案例.....	2-39

2.3 近年國內橋墩及橋基保護工受損情形	2-43
2.4 國內保護工法資料彙整	2-51
2.5 國外保護工法資料彙整	2-57
2.6 河道沖刷對橋墩保護工法之影響	2-60
第三章 國內外動床理論之回顧	3-1
3.1 泥砂起動問題	3-1
3.2 泥砂顆粒之幾種運動形式	3-4
3.3 推移質輸砂率公式	3-4
3.4 懸移質輸砂率公式	3-7
3.5 總輸砂量公式	3-8
第四章 模型試驗區橋墩上、下游河段調查與分析	4-1
4.1 大甲溪流域概況	4-1
4.2 洪峰流量	4-1
4.3 水工構造物調查	4-3
4.4 河床坡度變化	4-6
4.5 河槽型態	4-6
4.6 河道沖淤高度變化	4-8
4.7 大甲溪流域歷年洪水災害調查	4-18
第五章 建立動床數值模擬各項邊界條件及參數	5-1
5.1 檢定與驗證方法說明	5-2
5.1.1 檢定與驗證颱風洪事件的選取	5-2
5.1.2 檢定與驗證的作法概述(二維水理演算)	5-3
5.2 模擬的基本資料蒐集	5-5

5.3 參數設定	5-6
5.4 檢定工作(95 年 0609 豪雨)	5-10
5.5 驗證結果(98 年莫拉克颱風)	5-14
第六章 模擬河段之各式保護工法數值模擬	6-1
6.1 測試項目說明	6-1
6.1.1 河中砂洲疏濬	6-2
6.1.2 階梯式斷面	6-7
6.2 各種測試項目的模擬結果與比較(Q100 流量)	6-9
6.3 兩種方案各重現期的模擬結果	6-20
第七章 橋墩沖刷及保護工法渠槽試驗及石塊衝擊力試驗	7-1
7.1 試驗設備與布置	7-1
7.1.1 試驗渠槽	7-1
7.1.2 渠槽試驗條件	7-3
7.1.3 試驗橋墩模型	7-3
7.1.4 橋墩保護工法種類	7-4
7.1.5 試驗儀器設備	7-7
7.1.6 實驗布置	7-8
7.1.7 試驗河床質	7-8
7.1.8 試驗流量率定	7-9
7.2 試驗流程	7-10
7.3 試驗成果	7-13
7.3.1 無保護措施	7-13
7.3.2 格籠工法	7-16

7.3.3 砂腸袋工法	7-21
7.3.4 潛堰固床工工法及透水混凝土塊工法	7-24
7.3.5 橋墩開口工法	7-33
7.4 綜合分析與討論	7-37
7.4.1 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎冲刷深度之關係	7-37
7.4.2 不同保護工法下不同相對水流強度對冲刷範圍之關係	7-39
7.5 渠槽試驗成果冲刷公式之修正	7-42
7.6 保護工法適用性評估	7-43
7.7 石塊衝擊力試驗	7-44
7.7.1 試驗目的	7-44
7.7.2 試驗配置	7-45
7.7.3 試驗成果	7-45
第八章 水工模型試驗範圍選定及相似率計算	8-1
8.1 模型範圍選定	8-1
8.2 模型比尺選定	8-1
8.3 模型用砂	8-4
8.4 試驗渠槽與水工模型試驗室之規劃設計及監造	8-6
8.4.1 試驗場棚現況說明	8-6
8.4.2 試驗場棚平面布置規劃	8-7
8.4.3 試驗場棚監造作業	8-11
第九章 水工模型預備與檢定試驗	9-1
9.1 試驗流量率定	9-1

9.2 變量流清水試驗 95 年 0609 豪雨流量	9-2
9.3 變量流加砂試驗 95 年 0609 豪雨流量	9-3
第十章 河道及橋墩保護工法方案試驗	10-1
10.1 方案一:砂洲疏濬 300M 定量流加砂試驗	10-1
10.2 方案二:砂洲疏濬 300M+蛇籠工法定量流加砂試驗	10-5
10.3 方案三:階梯式斷面法定量流加砂試驗	10-6
10.4 方案四:階梯式斷面法+蛇籠工法定量流加砂試驗	10-10
10.5 方案五:階梯式斷面法+蛇籠與既有保護工(拋石)定量流加砂 試驗	10-12
10.6 河道及橋墩保護工法方案試驗結論	10-13
第十一章 橋河共治區橋墩保護工法及其施設方式之建議	11-1
第十二章 結論與建議	12-1
12.1 結論	12-1
12.2 建議	12-2
參考文獻	參-1
附錄一 期中期末報告審查意見處理情形表	附 1-1
附錄二 期末報告簡報資料	附 2-1

圖 目 錄

圖 1.1 工作流程圖	1-4
圖 2.1 泥砂粒徑的沉降速度	2-8
圖 2.2 圓柱形橋墩的局部沖刷與渦流	2-10
圖 2.3 橋墩長度與流向的關係圖	2-11
圖 2.4 常見的橋墩形狀	2-14
圖 2.5 複合型橋墩的沖刷單元	2-18
圖 2.6 KHPIER 因子	2-19
圖 2.7 樁帽等效寬度	2-20
圖 2.8 裸露樁帽的水深與流速分布	2-21
圖 2.9 與水流同向的基樁投影寬度	2-22
圖 2.10 水流偏斜情況下的基樁投影寬度	2-22
圖 2.11 間距因子	2-23
圖 2.12 ADJUSTMENT FACTOR FOR NUMBER OF ALIGNED ROWS OF PILES	2-23
圖 2.13 基樁群高度因子	2-24
圖 2.14 多個圓柱與流向偏斜	2-25
圖 2.15 橋墩攻角係數 ξ_{α} 曲線圖	2-27
圖 2.16 沖刷坑寬度計算示意圖	2-30
圖 2.17 側向沖刷造成河岸崩塌(初始崩塌階段)	2-32
圖 2.18 側向沖刷造成河岸崩塌(平行崩塌階段)	2-34
圖 2.19 HEC-18 的實際分析案例	2-39
圖 2.20 流管分布設定	2-40

圖 2.21 每個流管的流速模擬結果.....	2-41
圖 2.22 三塔斜拉橋布置圖	2-42
圖 2.23 柔性攔砂堰工法示意圖	2-51
圖 2.24 剛性攔砂堰工法示意圖	2-52
圖 2.25 蛇籠工法示意圖	2-53
圖 2.26 拋石工法示意圖	2-53
圖 2.27 混凝土護坦工法示意圖	2-54
圖 2.28 混凝土排置工法示意圖	2-55
圖 2.29 護岸工法示意圖	2-56
圖 2.30 丁壩工法示意圖	2-56
圖 2.31 韓國仁川跨海大橋砂腸管配置示意圖	2-58
圖 3.1 泥砂顆粒受力示意圖	3-2
圖 3.2 希爾茲圖(SHIELDS DIAGRAM).....	3-3
圖 3.3 水流強度函數與輸砂強度函數的關係曲線	3-7
圖 4.1 大甲溪流域水系圖	4-2
圖 4.2 大甲溪流域計畫流量分配圖.....	4-3
圖 4.3 大甲溪大斷面及相關水工構造物平面位置圖	4-4
圖 4.4 大甲溪主河道流路變遷圖	4-7
圖 4.5 民國 72 年河床質平均粒徑與代表粒徑縱斷面變化圖	4-10
圖 4.6 民國 97 年河床質平均粒徑與代表粒徑縱斷面變化圖（護甲層）	4-11
圖 4.7 民國 97 年河床質平均粒徑與代表粒徑縱斷面變化圖（底層）	4-12
圖 4.8 民國 72 年及民國 97 年河床質平均粒徑縱斷面變化比較圖 .	4-13

圖 4.9 各重現期距流量下輸砂量縱斷面變化圖	4-15
圖 4.10 大甲溪流域災害位置圖	4-25
圖 5.1 本計畫的研究架構圖	5-1
圖 5.2 模擬範圍圖	5-2
圖 5.3 檢定與驗證事件選取圖	5-3
圖 5.4 95 年 0609 豪雨流量與水位歷線圖	5-4
圖 5.5 98 年莫拉克颱風流量與水位歷線圖	5-4
圖 5.6 模擬河段河床具粗顆粒(礫石、砂土)	5-7
圖 5.7 各種參數組合的模擬水位與實測水位比對	5-11
圖 5.8 水深模擬變化歷程圖(95 年 0609 豪雨)	5-12
圖 5.9 各種參數組合的模擬水位與實測水位比對	5-14
圖 5.10 水深模擬變化歷程圖(莫拉克颱風)	5-15
圖 6.1 本計畫的研究架構圖	6-1
圖 6.2 臺 1 線大甲溪橋至國到三號橋河段	6-2
圖 6.3 各座橋的斷面地形	6-3
圖 6.4 河中砂洲疏濬寬度 300(M)測試項目	6-4
圖 6.5 河中砂洲疏濬寬度 200(M)測試項目	6-5
圖 6.6 河中砂洲疏濬寬度 100(M)測試項目	6-6
圖 6.7 階梯式斷面測試項目	6-8
圖 6.8 海線鐵路橋上游斷面水位與流速(項目：原始河道地形)	6-10
圖 6.9 海線鐵路橋上游斷面水位與流速(項目：河中砂洲疏濬寬度 100M)	6-11
圖 6.10 海線鐵路橋上游斷面水位與流速(項目：河中砂洲疏濬寬度 200M)	6-11

圖 6.11 海線鐵路橋上游斷面水位與流速(項目：河中砂洲疏濬寬度 300M)	6-12
圖 6.12 海線鐵路橋上游斷面水位與流速(項目：階梯式斷面)	6-12
圖 6.13 海線鐵路橋局部沖刷深度(項目：原始河道地形)	6-13
圖 6.14 海線鐵路橋局部沖刷深度(項目：河中砂洲疏濬寬度 100M)	6-13
圖 6.15 海線鐵路橋局部沖刷深度(項目：河中砂洲疏濬寬度 200M)	6-13
圖 6.16 海線鐵路橋局部沖刷深度(項目：河中砂洲疏濬寬度 300M)	6-14
圖 6.17 海線鐵路橋局部沖刷深度(項目：階梯式斷面)	6-14
圖 6.18 水深等勢圖模擬(平面)(項目：原始河道地形)	6-15
圖 6.19 水深等勢圖模擬項目(3D)(項目：原始河道地形)	6-15
圖 6.20 水深等勢圖模擬(平面)(項目：河中砂洲疏濬寬度 100M) ...	6-16
圖 6.21 水深等勢圖模擬項目(3D)(項目：河中砂洲疏濬寬度 100M)	6-16
圖 6.22 水深等勢圖模擬(平面)(項目：河中砂洲疏濬寬度 200M) ...	6-17
圖 6.23 水深等勢圖模擬項目(3D)(項目：河中砂洲疏濬寬度 200M)	6-17
圖 6.24 水深等勢圖模擬(平面)(項目：河中砂洲疏濬寬度 300M) ...	6-18
圖 6.25 水深等勢圖模擬項目(3D)(項目：河中砂洲疏濬寬度 300M)	6-18
圖 6.26 水深等勢圖模擬(平面)(項目：階梯式斷面)	6-19
圖 6.27 水深等勢圖模擬項目(3D)(項目：階梯式斷面)	6-19
圖 6.28 河中砂洲疏濬寬度 300M 方案(數值模擬建模地形)	6-21
圖 6.29 河中砂洲疏濬寬度 300M 方案(水工試驗鋪設地形)	6-21

圖 6.30 階梯式斷面方案(數值模擬建模地形)	6-22
圖 6.31 階梯式斷面方案(水工試驗鋪設地形)	6-22
圖 7.1 試驗渠槽配置圖	7-2
圖 7.2 試驗橋墩規格示意圖	7-4
圖 7.3 試驗河床質粒徑分布曲線圖	7-9
圖 7.4 V 型堰流量率定曲線圖	7-9
圖 7.5 各試驗流量沖刷時間與沖刷深度之關係圖	7-11
圖 7.6 橋墩沖刷及保護工法渠槽試驗流程圖	7-12
圖 7.7 無保護措施不同相對水流強度下縱斷面沖刷剖面圖(墩徑比=0.4)	7-13
圖 7.8 無保護措施不同相對水流強度下縱斷面沖刷剖面圖(墩徑比=0.7)	7-14
圖 7.9 無保護措施不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷深度比較 圖	7-14
圖 7.10 無保護措施不同相對水流強度下沖刷坑範圍圖(墩徑比=0.4)	7-15
圖 7.11 無保護措施不同相對水流強度下沖刷坑範圍圖(墩徑比=0.7)	7-16
圖 7.12 格籠工法不同相對水流強度下縱斷面沖刷剖面圖(墩徑比=0.4)	7-18
圖 7.13 格籠工法不同相對水流強度下縱斷面沖刷剖面圖(墩徑比=0.7)	7-18
圖 7.14 格籠工法不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷深度比較 圖	7-19
圖 7.15 格籠工法不同相對水流強度下沖刷坑範圍圖(墩徑比=0.4) .	7-20
圖 7.16 格籠工法不同相對水流強度下沖刷坑範圍圖(墩徑比=0.7) .	7-20

圖 7.17 砂腸袋工法不同相對水流強度下沖刷坑範圍圖(墩徑比=0.4)	7-22
圖 7.18 砂腸袋工法不同相對水流強度下沖刷坑範圍圖(墩徑比=0.7)	7-23
圖 7.19 潛堰固床工工法不同相對水流強度下縱斷面沖刷剖面圖(墩徑比 $\eta=0.4$)	7-25
圖 7.20 潛堰固床工工法不同相對水流強度下縱斷面沖刷剖面圖(墩徑比=0.7)	7-25
圖 7.21 潛堰固床工工法不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷深度比較圖	7-26
圖 7.22 潛堰固床工工法不同相對水流強度下沖刷坑範圍圖(墩徑比=0.4)	7-27
圖 7.23 潛堰固床工工法不同相對水流強度下沖刷坑範圍圖(墩徑比=0.7)	7-27
圖 7.24 透水混凝土塊工法不同相對水流強度下縱斷面沖刷剖面圖(墩徑比=0.4)	7-29
圖 7.25 透水混凝土塊工法不同相對水流強度下縱斷面沖刷剖面圖(墩徑比=0.7)	7-29
圖 7.26 透水混凝土塊工法不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷比較圖	7-30
圖 7.27 透水混凝土塊工法不同相對水流強度下沖刷坑範圍圖(墩徑比=0.4)	7-31
圖 7.28 透水混凝土塊工法不同相對水流強度下沖刷坑範圍圖(墩徑比=0.7)	7-31
圖 7.29 橋墩開口工法不同相對水流強度下縱斷面沖刷剖面圖(墩徑比=0.4)	7-34
圖 7.30 橋墩開口工法不同相對水流強度下縱斷面沖刷剖面圖(墩徑比	

=0.7)	7-34
圖 7.31 橋墩開口工法不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷深度比較圖	7-35
圖 7.32 橋墩開口工法不同相對水流強度下沖刷坑範圍圖(墩徑比=0.4)	7-36
圖 7.33 橋墩開口工法不同相對水流強度下沖刷坑範圍圖(墩徑比=0.7)	7-36
圖 7.34 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷深度關係圖(墩徑比=0.4)	7-38
圖 7.35 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷深度關係圖(墩徑比=0.7)	7-38
圖 7.36 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷長度關係圖(墩徑比=0.4)	7-40
圖 7.37 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷長度關係圖(墩徑比=0.7)	7-40
圖 7.38 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷寬度關係圖(墩徑比=0.4)	7-41
圖 7.39 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷寬度關係圖(墩徑比=0.7)	7-41
圖 7.40 石塊衝擊試驗目的說明圖	7-44
圖 7.41 石塊衝擊力試驗配置圖	7-45
圖 8.1 大甲溪試驗河段範圍圖	8-1
圖 8.2 民國 97 年斷面 9 河床質粒徑分布曲線圖	8-4
圖 8.3 原體砂、臨界推移力法及模型用砂級配曲線圖	8-5
圖 8.4 試驗場棚空間現況圖	8-7
圖 8.5 場棚試驗平面空間配置圖	8-9

圖 8.6 蛇籠示意圖	8-10
圖 8.7 水工模型平面空間配置圖	8-11
圖 9.1 流量率定曲線圖	9-1
圖 9.2 模型施放流量歷線圖	9-2
圖 9.3 現地實測水位與模型試驗水位比較圖(3 月 5 日).....	9-4
圖 9.4 現地實測水位與模型試驗水位比較圖(3 月 12 日).....	9-5
圖 9.5 現地實測水位與模型試驗水位比較圖(3 月 20 日).....	9-5
圖 9.6 現地實測水位與模型試驗水位比較圖(3 月 26 日).....	9-6
圖 9.7 模型試驗流路與現地流路比較圖	9-6
圖 9.8 水工模型試驗河中砂洲邊界與現地邊界比較圖	9-7
圖 10.1 臺 1 線大甲溪橋各重現期距最大沖刷深度與經驗公式比較圖	10-3
圖 10.2 海線鐵路橋各重現期距最大沖刷深度與經驗公式比較圖 ...	10-3
圖 10.3 各重現期距流路綜合比較圖	10-4
圖 10.4 臺 1 線大甲溪橋各重現期距最大沖刷深度與經驗公式比較圖	10-8
圖 10.5 海線鐵路橋各重現期距最大沖刷深度與經驗公式比較圖 ...	10-8
圖 10.6 各重現期海線鐵路橋上游斷面圖	10-9
圖 10.7 各重現期距流路綜合比較圖	10-9
圖 11.1 橋河共治方案研擬流程圖	11-2

表 目 錄

表 1-1 第一期預定進度甘特圖(98/10/1~99/12/31).....	1-5
表 1-2 第二期預定進度甘特圖(100/1/1~100/12/31).....	1-6
表 2-1 國內相關災害概述.....	2-1
表 2-2 K1 採用值與流況的關係表	2-8
表 2-3 CSU 公式的橋墩形狀修正係數表.....	2-14
表 2-4 攻擊角與修正係數 K2 之關係表.....	2-15
表 2-5 河床型態修正係數 K3 表	2-15
表 2-6 土石流設計粒徑修正係數建議值表.....	2-37
表 2-7 三塔斜拉橋各橋墩的規模	2-42
表 2-8 三塔斜拉橋各橋墩沖刷的計算成果.....	2-42
表 2-9 國內各地之橋基與保護工的受損情形及受損原因一覽表.....	2-44
表 2-10 美國橋基保護工法使用分布	2-58
表 2-11 紐西蘭橋基保護工法之使用分布	2-60
表 2-12 河道沖刷對橋墩保護工法之影響程度表	2-61
表 2-13 國內常用之橋墩保護工法適用性表.....	2-62
表 3-1 動床相關理論與公式整理表	3-9
表 4-1 大甲溪流域各分析控制點之重現期距洪峰流量表	4-1
表 4-2 水工模型範圍內水工構造物調查表.....	4-5
表 4-3 河口(斷面-1)至石岡壩(斷面-36)歷年河道坡降變化表	4-6
表 4-4 大甲溪河床質平均粒徑與代表粒徑分析成果表	4-8
表 4-5 河床質平均粒徑與代表粒徑分析成果表（97 年）	4-9
表 4-6 水工模型範圍內歷年河道沖淤變化表.....	4-17

表 4-7 歷年災害受損情形	4-19
表 4-8 防洪構造物及跨河構造物歷年受損一覽表	4-22
表 5-1 各重現期的流量(河口控制點).....	5-5
表 5-2 模擬範圍內斷面各重現期的水位.....	5-5
表 5-3 水理演算參數設定	5-7
表 5-4 泥砂相關參數設定值	5-9
表 5-5 檢定的參數組合	5-10
表 5-6 各種參數組合的水位變動範圍與實測水位比對	5-11
表 6-1 各種測試項目表	6-1
表 6-2 各種項目模擬結果比較表(海線鐵路橋，Q100).....	6-10
表 6-3 各種項目模擬結果比較表(台一線大甲溪橋，Q100).....	6-10
表 6-4 河中砂洲疏濬寬度 300M 方案(數值模擬).....	6-23
表 6-5 階梯式斷面方案(數值模擬).....	6-23
表 7-1 渠槽試驗條件.....	7-3
表 7-2 試驗橋墩模型規格表	7-3
表 7-3 無保護措施不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷深度數據 表	7-14
表 7-4 無保護措施不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷長度及寬 度數據表	7-16
表 7-5 格籠工法不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷深度數據表	7-18
表 7-6 格籠工法不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷長度及寬度 數據表	7-20
表 7-7 砂腸袋工法不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷長度及寬 度數據表	7-23

表 7-8 潛堰固床工工法不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷深度數據表	7-25
表 7-9 潛堰固床工工法不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷長度及寬度數據表	7-27
表 7-10 透水混凝土塊工法不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷深度數據表	7-30
表 7-11 透水混凝土塊工法不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷長度及寬度數據表	7-32
表 7-12 透水混凝土塊與潛堰固床工工法之下游側沖刷數據比較表	7-32
表 7-13 橋墩開口工法不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷深度數據表	7-34
表 7-14 橋墩開口工法不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷長度及寬度數據表	7-36
表 7-15 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷深度總表	7-39
表 7-16 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷長度及寬度總表	7-42
表 7-17 石塊衝擊力試驗成果表	7-45
表 8-1 各重現期距水工模型試驗洪峰流量表	8-3
表 8-2 原體與模型間各物理量之比例關係	8-4
表 8-3 原體砂及模型砂粒徑比較表(單位：MM)	8-5
表 10-1 各重現期距最大沖刷深度與經驗公式比較表	10-2
表 10-2 各重現期距沖刷深度與比較表	10-6
表 10-3 各重現期距最大沖刷深度與經驗公式比較表	10-7

表 10-4 各重現期距沖刷深度與比較表	10-11
表 10-5 各重現期距沖刷深度與比較表	10-13

照片目錄

照片 2.1 韓國橋墩保護應用案例	2-57
照片 2.2 韓國仁川跨海大橋橋墩保護應用案例(砂腸管).....	2-58
照片 7.1 試驗橋墩模型照片	7-4
照片 7.2 格籠工法模型照片	7-5
照片 7.3 砂腸袋工法模型照片	7-5
照片 7.4 潛堰固床工法及透水混凝土塊工法模型照片	7-6
照片 7.5 橋墩開口工法模型照片	7-7
照片 7.6 顯示式管路手動矩形閘閥照片	7-7
照片 7.7 雷射測距儀照片	7-8
照片 7.8 數位相機照片	7-8
照片 7.9 無保護措施沖刷前後之照片($D/D^*=0.7$, $V/V_c = 1.1$)...	7-16
照片 7.10 格籠工法試驗布置照片及示意圖	7-17
照片 7.11 格籠工法沖刷前後之照片($D/D^*=0.7$, $V/V_c = 1.1$).....	7-21
照片 7.12 砂腸袋工法試驗布置照片及示意圖	7-22
照片 7.13 砂腸袋工法沖刷前後之照片($D/D^*=0.7$, $V/V_c = 1.1$).7-23	
照片 7.14 潛堰固床工工法試驗布置照片及示意圖	7-24
照片 7.15 潛堰固床工工法沖刷前後之照片($D/D^*=0.7$, $V/V_c = 1.1$)	7-28
照片 7.16 透水混凝土塊工法試驗布置照片及示意圖	7-29
照片 7.17 透水混凝土工法沖刷前後之照片($D/D^*=0.7$, $V/V_c = 1.1$)	7-32
照片 7.18 橋墩開口工法試驗布置照片	7-33

照片 7.19 橋墩開口工法沖刷前後之照片($D/D^*=0.7$, $V/V_c =1.1$)	7-37
照片 8.1 場棚內部清理及磚牆製作	8-12
照片 8.2 既有設備移除	8-12
照片 8.3 整流槽四周磚牆製作	8-12
照片 8.4 尾水回水溝開挖作業	8-12
照片 8.5 水工模型漸變段定床製作及河道護岸磚牆製作	8-12
照片 8.6 尾水路磚牆製作	8-12
照片 8.7 高擋水磚牆率定用閘門製作	8-13
照片 8.8 傾動水槽率定用沉砂池製作	8-13
照片 8.9 傾動水槽組裝作業	8-13
照片 8.10 水工模型底座砂石填充作業	8-13
照片 8.11 西側磚牆補強作業	8-13
照片 8.12 尾水回水溝完工	8-13
照片 8.13 蓄水池清理作業	8-14
照片 8.14 蛇籠製作	8-14
照片 8.15 模型用砂鋪設	8-14
照片 8.16 進水供水道及溢流回水路	8-14
照片 9.1 水準儀量測橋面高程照片	9-4
照片 9.2 電子式高度計量測水位照片	9-4
照片 9.3 水工試驗前客庄堤防照片	9-7
照片 9.4 水工試驗後客庄堤防照片	9-7
照片 10.1 100 年重現期砂洲疏濬 300M 方案退水後照片	10-4
照片 10.2 臺 1 線大甲溪橋下游斷面照片	10-11

第一章 前言

1.1 計畫緣起

臺灣河川多屬坡陡流急，洪水期間，橋墩或橋基附近河床受到劇烈的沖刷，常導致橋梁崩塌斷裂，甚而造成交通中斷。例如 89 年 8 月 27 日碧利斯颱風使高屏溪之高屏大橋第 22 號橋墩基礎受側向洪流淘空下陷，導致橋面塌落，造成 22 人輕重傷及交通中斷數月之事故；90 年 9 月 17 日納莉颱風造成八堵鐵路橋、筏子溪鐵路橋之損壞，南坎溪崁下橋、田底寮橋斷橋及大漢溪武嶺橋下陷等災情；97 年 9 月 14 日辛樂克颱風造成后豐橋斷橋事件，致兩輛汽車墜落大甲溪。以上案例顯示洪流沖刷導致橋墩及橋台基礎之毀壞淘空，實為橋梁破壞之主因。

再者由於橋梁為交通運輸與民生活動之重要管道，若因災害破壞，勢將對災後之聯絡、急難救助與物資運輸造成重大衝擊，嚴重影響救災工作之進行。因此，橋梁保護工法之研究實為當前之重要課題。

1.2 研究目的

河床沖淤演變為天然河川中常見的重要現象，唯河道過度沖刷或淤積，常對各種水工結構物之安全與功能、兩岸土地安定造成負面影響，諸如橋墩、堤防因沖刷過度而破壞或某些河段因大量淤積而導致通水斷面不足等問題。此外若河床高程大幅下降，將使得橋梁基礎在高速洪流沖刷下產生嚴重裸露情形，甚至引起跨河構造物崩塌或下陷斷裂等災情。為此，如何有效施行合宜的橋基保護工以保護橋梁安全，是當前迫切的課題。惟橋台、橋墩及橋基保護工之沖刷問題相當複雜，難依現場調查或數值模擬單方面努力就可以解決，惟有結合水工模型試驗，實際了解橋梁保護工法的災害遞移能力及對河床演變之影響，方能針對橋台及橋墩沖刷防治工法相關問題進行妥善之探討。

1.3 研究範圍與對象

近年來被列為危險的橋梁，大部分非因橋梁上部結構之問題，封橋主因為橋基裸露導致下部之基礎產生問題，由於橋墩除需長期面對河川沖刷外，洪水於橋墩附近還會產生局部沖刷，對基礎之穩定性影響亦非常大。河川上游集水區來水來砂在經過長時間演變後，河道趨於動態平衡狀態，任何人工整治與集水區開發皆會破壞原有平衡。目前上游集水區普遍有過度開發的情況，使得河川原有之平衡遭到破壞，流況勢必因而改變，使原有斷面亦隨之產生變化，增加河川整治與管理難度，惟有在「橋河共治」的治理理念下才能有效降低橋梁與河川構造物災損。有鑑於此，本計畫以大甲溪為研究對象，其研究範圍涵蓋「臺1線大甲溪公路橋」、「海線鐵路橋」與「第二高速公路橋」共4公里河段，管理單位包含交通部公路總局、交通部臺灣鐵路局及交通部臺灣區國道高速公路局等三個橋管單位及河川管理單位經濟部水利署第三河川局。

1.4 計畫工作項目

本計畫之各期工作項目如下：

1.第一期(98/10/1~99/12/31)

- (1)國內、外橋梁保護工法資料彙整。
- (2)河道沖刷對橋墩保護工法之影響分析。
- (3)國內、外動床理論與數模之回顧與研選。
- (4)模型試驗區橋墩上、下游河段調查與分析。
- (5)試驗渠槽規劃、設計及監造。
- (6)渠槽進行砂質河道橋墩沖刷及石塊衝擊力試驗。
- (7)渠槽進行保護工法之沖刷試驗，研評保護工法之適用性。
- (8)水工模型試驗室之規劃、設計監造及測試。

- (9)水工模型試驗範圍選定及相似率計算。
- (10)建立動床數值模擬之各項邊界條件及參數。
- (11)提出各式河道保護工法並進行河道數值模擬，以達成流路穩定之目的。

2. 第二期(100/1/1~100/12/31)

- (1)橋墩沖刷及河道治理相關資料蒐集。
- (2)持續進行砂質河道橋墩沖刷及石塊衝擊力試驗。
- (3)模型預備及檢定試驗。
- (4)橋墩保護工法模型試驗調整。
- (5)模型試驗區內河道及橋墩保護工法方案試驗及適用性評估(至少三個方案)。
- (6)渠槽試驗成果進行沖刷公式之修正。
- (7)依計畫執行成果及經驗，分別針對不同河川特性(如砂質河川、石質河川、多砂河川等)提出橋河共治區橋墩保護工法及其施設方式之建議。

1.5 工作流程及步驟

本計畫擬透過數值模擬分析及渠槽試驗，了解橋墩及河道保護工法受水流沖刷破壞成因及程度，進而透過水工模型試驗提出橋河共治區橋墩保護工法及其施設方式之建議。圖 1.1 為全期擬訂之工作流程，整體執行內容係藉由國內、外橋梁保護工法相關研究文獻及橋墩沖刷理論蒐集分析，透過近年重大橋梁災害紀錄分析，選定研究區域，進行水文、地文及施設結構物資料蒐集。其次進行試驗渠槽規劃設計及監造，並執行砂質河道橋墩沖刷及石塊衝擊力試驗，深入探討橋河共治區水流流動過程與橋墩沖刷之互制現象，最後以水工模型試驗輔以數值模擬加以驗證，提出橋河共治區橋墩保護工法及其施設方式之建

議，作為未來相關單位設計橋墩保護工法時之參考。其各期之預定進度甘特圖如表 1-1 及表 1-2 所示。

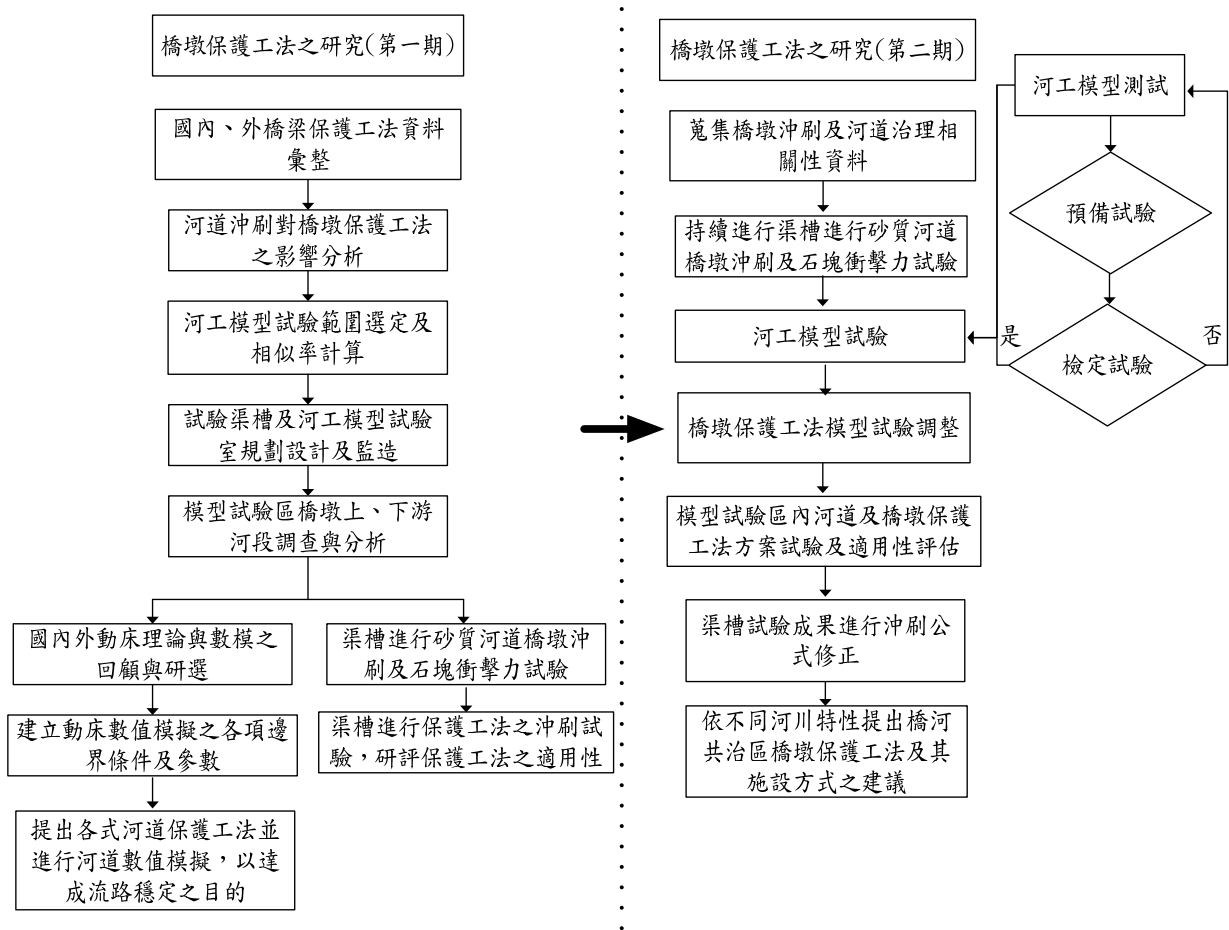


圖1.1 工作流程圖

表1-1 第一期預定進度甘特圖(98/10/1~99/12/31)

工作項目	第1月	第2月	第3月	第4月	第5月	第6月	第7月	第8月	第9月	第10月	第11月	第12月	第13月	第14月	第15月	備註
1.試驗渠槽規劃、設計及監造																
2.水工模型試驗室之規劃、設計及監造																
3.提送渠槽及水工模型試驗規劃報告		※														98/11
4.國內外橋梁保護工法資料彙整																
5.水工模型試驗範圍選定及相似率計算																
6.河道冲刷對橋墩保護工法之影響																
7.第一次期中報告					※											99/02/26
8.國內外動床理論與數模之回顧與研選																
9.模型試驗區橋墩上下游河段調查與分析																
10.第二次期中報告										※						99/07/29
11.渠槽進行砂質河道橋墩冲刷及石塊沖擊力試驗																
12.渠槽進行保護工法之冲刷試驗，研評保護工法之適用性																
13. 建立動床數值模擬之各項邊界條件及參數																
14. 提出各式河道保護工法並進行河道數值模擬																
14.第三次期中報告															※	99/12/29
工作進度估計百分比(累積數)	5	10	15	20	25	35	45	55	65	70	75	80	85	95	100	
預定查核點	第1季:第1次期中報告(99/2/26)															
	第2季:無															
	第3季:第2次期中報告(99/7/29)															
	第4季:第3次期中報告(99/12/29)															

表1-2 第二期預定進度甘特圖(100/1/1~100/12/31)

工作項目	第 1 月	第 2 月	第 3 月	第 4 月	第 5 月	第 6 月	第 7 月	第 8 月	第 9 月	第 10 月	第 11 月	第 12 月	備 註
1.橋墩沖刷及河道治理相關資料蒐集													
2.持續進行砂質河道橋墩沖刷及石塊沖擊力渠槽試驗													
3.模型預備及檢定試驗													
4.橋墩保護工法模型試驗調整													
5.模型試驗區內河道及橋墩保護工法方案試驗及適用性評估													
6.第 4 次期中報告						※							100/06/28
7.渠槽試驗成果進行沖刷公式之修正													
8.依計畫執行成果及經驗，分別針對不同河川特性提出橋河共治區橋墩保護工法及其施設方式之建議													
9.期末報告											※		100/11/28
10.成果報告												※	100/12/20
工作進度估計百分比(累積數)	5	15	20	30	45	55	60	75	80	90	95	100	
預定查核點	第 1 季:無												
	第 2 季:第 4 次期中報告(100/6/28)												
	第 3 季:無												
	第 4 季:期末報告(100/11/28)												

第二章 國內外橋墩保護工法資料彙整

2.1 國內河川受災機制概述

臺灣河川多屬坡陡流急之山地型河溪，溪床沖淤激烈，流路演變快速，加上上游集水區因地質、地形及降雨等因素影響，土砂生產相當旺盛，增加河川之不穩定性。經彙整大甲溪、頭前溪、濁水溪、大安溪、卑南溪、荖濃溪之河川及橋梁典型的災害情形，說明臺灣河川受災原因及災損情況，如表 2-1 所示。表中，臺灣河川因上游來水來砂激烈變化並呈現相當不穩定之流況，使得流路變動造成偏流而直衝河岸，或是主流貼近河岸造成河岸淘刷，或是灘地流失退縮，致使堤岸損毀、土地流失、橋毀路斷、岸坡崩滑、土砂淤積等各種災害。

表2-1 國內相關災害概述

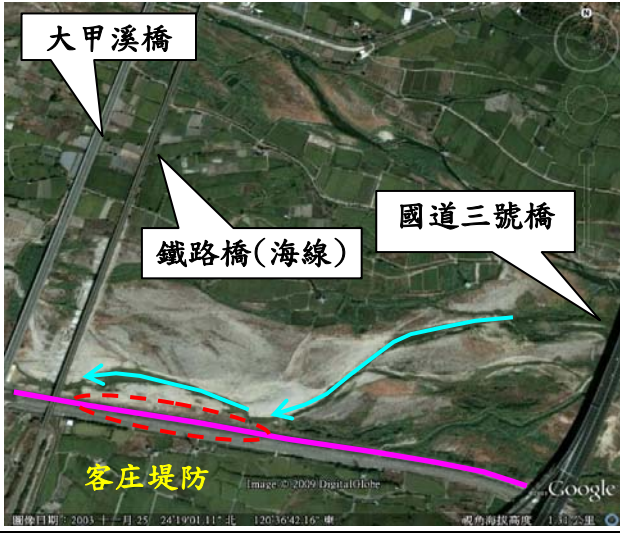
	河川	大甲溪
	河段	國道三號橋到大甲溪橋
	災害概述	國道三號橋下游右岸為高灘地，水流偏向左岸客庄堤防，並集中於左岸沖刷，民國 93 年敏督利颱風曾造成客庄堤防受損。
	河川	大甲溪
	河段	高鐵橋
	災害概述	艾利颱風期間，水流經過豐洲堤防 4K 處後，流路開始偏向右岸，水流集中右岸，沖刷高鐵橋北側高灘地。

表2-1 國內相關災害概述(續)

	河川	大甲溪
	河段	國道一號橋到高鐵橋
災害概述		水流冲刷國道一號橋下游右岸灘地，造成灘地退縮與台地邊緣崩落。其後，受右岸(后里台地)地勢較高的影響，水流偏向左岸豐洲堤防，造成堤防破損。
	河川	大甲溪
	河段	后豐大橋到國道一號橋
災害概述		水流通過後豐大橋，流路逐漸由右岸偏向左岸沖擊灘地，水流緊鄰豐洲堤防低水護岸。其後，水流再度分汊為兩股，其中一股順左岸而行，另一股偏向右岸舊社堤防，造成敏督利颱風期間舊社堤防有受損之紀錄。
	河川	大甲溪
	河段	鐵路橋(山線)到后豐大橋
災害概述		本河段流路多集中於右岸，左岸為灘地；由於水流冲刷右岸，導致敏督利颱風期間正隆護岸有受損之紀錄。

表2-1 國內相關災害概述(續)

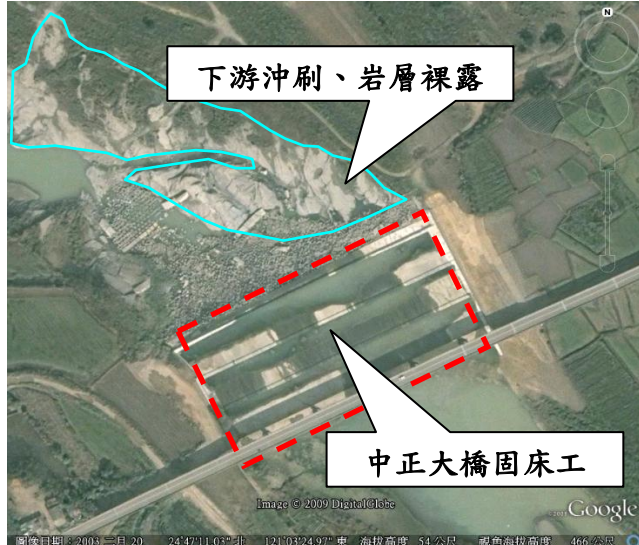
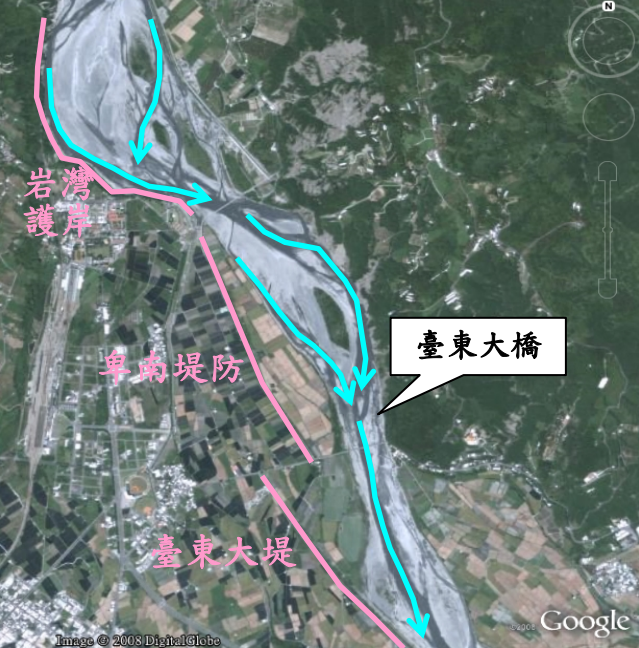
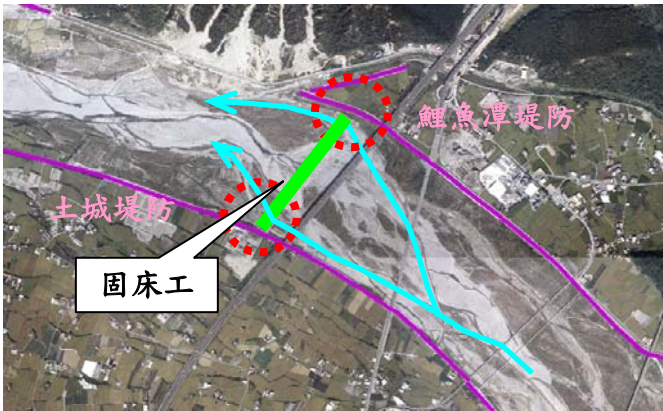
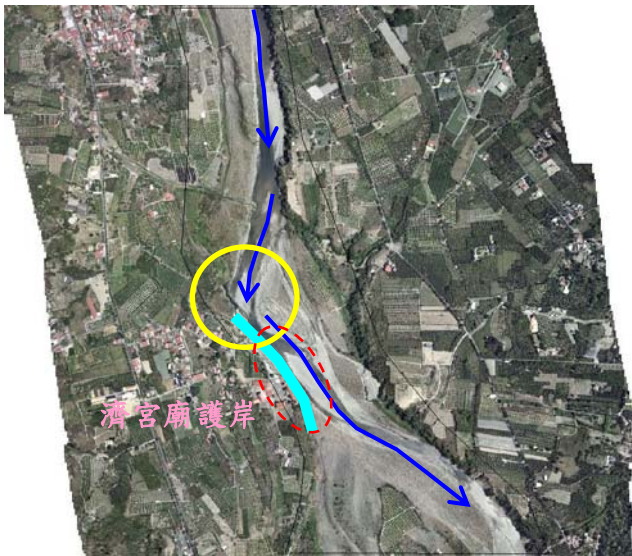
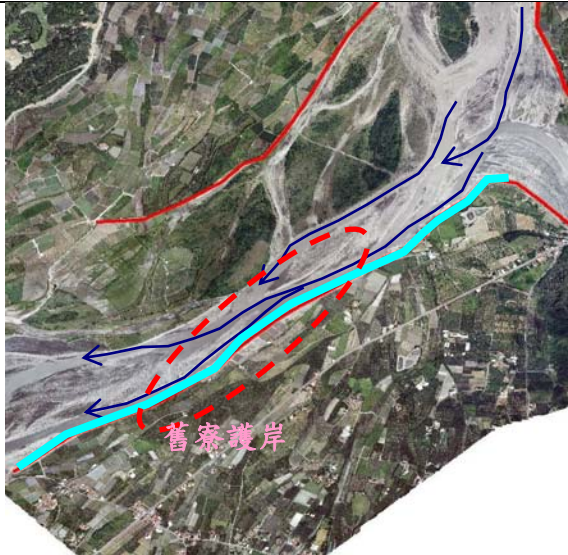
	河川	頭前溪
	河段	中正大橋河段
災害概述		岩盤屬於泥岩層、泥岩與砂岩互層，難耐洪水流長期沖刷切割，故中正大橋下游河道河床嚴重下降，岩盤裸露。近年已多次進行保護工程，然而洪水除了多次沖刷固床工外，河道也逐漸刷深，成為峽谷。 (衛星影像來源：Google Earth)
	河川	濁水溪
	河段	名竹大橋至集集大橋
災害概述		河道蜿蜒，偏向右岸外凸。主流路在名竹大橋至社寮護岸間偏向右岸，沖刷濁水堤防及堤前灘地。 (衛星影像來源：Google Earth)
	河川	卑南溪
	河段	河口至岩灣護岸
災害概述		1.受右岸山崖及岩灣以下河段河幅束縮影響，深槽流路大幅度向左右兩岸擺動。 2.臺東大橋以下，更沿右岸堤腳流竄，每遇洪水，堤防易遭毀損，釀成災情。 3.受災部分以岩灣護岸彎曲段、富源山坡之崩塌以及洪流直衝臺東大堤較為嚴重。 (衛星影像來源：Google Earth)

表2-1 國內相關災害概述(續)

	河川	大安溪
	河段	土城堤防與鯉魚潭堤防
	災害概述	流路多道分岔，接近兩岸堤防；固床工左右岸塌陷處，若遭水流衝破，容易使水流集中，造成側向侵蝕而導致堤防損壞。
	河川	荖濃溪
	河段	濟宮廟護岸河段
	災害概述	1.上游受兩岸台地地形約束，導致水流集中；且左岸岬角頂衝流路，流路偏向右岸直衝濟公廟護岸。 2.護岸位置略呈凹岸，彎道效應水位壅高，流速過大，加劇河床冲刷，造成護岸基腳常遭損毀。 (影像來源：第七河川局)
	河川	荖濃溪
	河段	舊寮護岸河段
	災害概述	1.流路緊貼左岸舊寮護岸，右岸為灘地。 2.由於水流束縮集中於左岸，及荖濃溪與濁口溪匯流後水流直衝，拍擊沖蝕護岸及湧溢頂，暨基腳淘刷沉陷，導致結構破壞。 (影像來源：第七河川局)

2.2 橋墩沖刷機制概述

橋梁墩柱安全之最主要考量在於防止河床高程下降，避免橋墩基礎之裸露而危及橋梁安全。本節著重於橋墩沖刷的機制探討，以及實際量化分析方法。這些內容雖然可在過去的相關報告中查詢，然而，由於研究成果不斷地更新，以及實務分析經驗的累積，許多國外的橋墩沖刷分析手冊內容，亦不斷地進行修正與更新。在美國，分析橋墩沖刷最有系統性的手冊為美國聯邦高速公路署的 Hydraulic Engineering Circular No.18(以下簡稱 HEC-18)。然而，近幾年 HEC-18 就有四個版本，每個版本在橋墩沖刷實務分析作法上，都有很大的改變。本節主要蒐集美國聯邦高速公路署 HEC-18 手冊第三版(1995)與第四版(2001)的內容，並搭配其他文獻，概要說明橋墩沖刷機制以及實務分析作法，作為本計畫後續分析的主要依據。此外，針對特殊的河道特性，如河岸的側向沖刷、土石流等，亦提供量化分析方法。分述如下：

2.2.1 橋墩沖刷模式

具有橋墩的河段，總沖刷量(Total scour)包含長期沖淤量(Long-term aggradation or degradation)、束縮沖刷(Contraction scour)、局部沖刷(Local scour)、深水槽側向位移(lateral migration of the channel)。因此，計算總沖刷量模式，可表示為總沖刷量=長期沖刷量+束縮沖刷+局部沖刷+深水槽側向位移。

1. 長期沖刷量

在單一洪水事件期間，河川可能會在特定位置發生局部沖刷。然而，河川也會在某個較長的河段範圍中，有長期的河床沖刷下降趨勢；本項目的長期沖刷量係考量在橋梁工程壽命內，所發生的長期河床高程下降變化。

2. 束縮沖刷

發生在自然河道或橋梁斷面的束縮沖刷現象，會移除河床與河岸的泥砂。束縮沖刷起因於通水面積的束縮，造成通過橋梁流速與河床剪應力的增加。

實際上，橋梁侵入灘地或河道而導致洪流束縮，係最常見的束縮沖刷情形。束縮沖刷包含清水流束縮沖刷與含砂流束縮沖刷兩種情況；含砂流束縮沖刷係發生在靠近束縮的河段，有泥砂運移的現象；清水流束縮沖刷係發生在靠近束縮的河段，沒有泥砂運移的狀況，或是上游段運移的泥砂過細。含砂流束縮沖刷常出現在洪水流量上升的階段，而沖刷坑的回淤則發生於退水階段。

此外，在中低流量的清水流束縮沖刷，會在高流量時，轉變為含砂流束縮沖刷。這種交替發生的自然情況，往往會在洪水過後的束縮沖刷量測工作中，產生了困難。

從連續方程式的觀點，當流動面積減少，會造成束縮河段平均流速與河床剪應力的增加。因此，束縮河段的沖刷力增加，造成從束縮河段所移除的泥砂量大於進入該河段的量。然而，泥砂大量移除將造成河床下降；而正值河床下降的同時，通水面積便再度恢復增加，流速與剪應力減少，直到達到相對平衡的狀態。亦即，達到進入該河段的泥砂量等於該河段所移除的泥砂量；或是河床剪應力減少，達到沒有泥砂由此河段運移的情況。其他可能造成束縮沖刷的情況包含自然河道束縮、橋梁上下游有河中砂洲形成、漂流木阻塞、河中植物、泥砂淤積形成的自然堤防...等。

束縮沖刷主要採用含砂流束縮沖刷與清水流束縮沖刷兩種基本公式。對於各種水流情況，首需決定位於橋梁上游深水槽或灘地的水流，是否可運移泥砂(含砂流)或是不可運移泥砂(清水流)。接著，按照束縮沖刷的位置(深槽或灘地)，對於各種變化情況，採用適當的束縮沖刷公式進行計算。

為了決定橋梁上游河段的水流是否可運移河床質，必須先計算河床質 D_{50} 的起動流速 v_c ，並與主深槽或橋梁跨距開口上游灘地的平均流速 v ，去進行比較。若 $v > v_c$ ，則河床質不移動，屬於清水流束縮沖刷情況。若 $v < v_c$ ，則河床質移動，屬於含砂流束縮沖刷情況。其中， v_c 的計算方式，如下所示：

$$v_c = \frac{K_s^{1/2} (S_s - 1)^{1/2} D^{1/2} y^{1/6}}{n} \quad (2-1)$$

式中 v_c 為粒徑 D 的臨界流速(m/s)； K_s 為 Shields parameter； S_s 為泥砂比重； y 為水深(m)； D 為粒徑(m)； D_{50} 為中值粒徑(m)； n 為曼寧粗糙係數。

若採用 $K_s = 0.039$ ， $S_s = 2.65$ ， $n = 0.041D^{1/6}$ ，則式(2-1)可表示為：

$$v_c = 6.19y^{1/6}D_{50}^{1/3} \quad (2-2)$$

以下分別說明含砂流與清水流兩種流況下的束縮沖刷公式。

(1)含砂流束縮沖刷(Live-Bed Contraction Scour)

美國聯邦高速公路署 HEC-18 手冊建議可採用 Laursen 在 1960 的修正公式，計算含砂流束縮沖刷：

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{6/7} \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{k_1} \quad (2-3)$$

$$y_s = y_2 - y_0 = \text{平均沖刷深度(m)} \quad (2-4)$$

式中； y_1 為上游主深槽的平均水深(m)； y_2 為束縮斷面的平均水深(m)； y_0 為沖刷前，束縮斷面的原本存在的水深(m)； Q_1 為上游流量(m^3/s)； Q_2 為束縮位置的流量(m^3/s)，本項應等於總流量，除非洪水溢流橋梁，流量被分散。 W_1 為上游主深槽的底部寬度(m)； W_2 為束縮位置主深槽的底部寬度(m)； k_1 如表 2-2 所示。 v_* 為

上游斷面的剪力流速(m/s)($v_* = \sqrt{\tau_0 / \rho} = \sqrt{gy_1 S_1}$)。 ω 為床質材料 D_{50} 的沉降速度(m/s)，可參考圖 2.1。 g 為重力加速度(9.81m/s^2)； S_1 為主深槽的能量坡度(m/m)； τ_0 為底床剪應力(N/m^2)； ρ 為水密度($1,000\text{kg/m}^3$)。

表2-2 K1採用值與流況的關係表

v_* / ω	k_1	底床質傳輸模式
<0.50	0.59	Mostly contact bed material discharge (推移質為主)
0.50~2.0	0.64	Some suspended bed material discharge
>2.0	0.69	Mostly suspended bed material discharge (懸移質為主)

資料來源：Evaluating Scour at Bridges，HEC 18第三版,1995

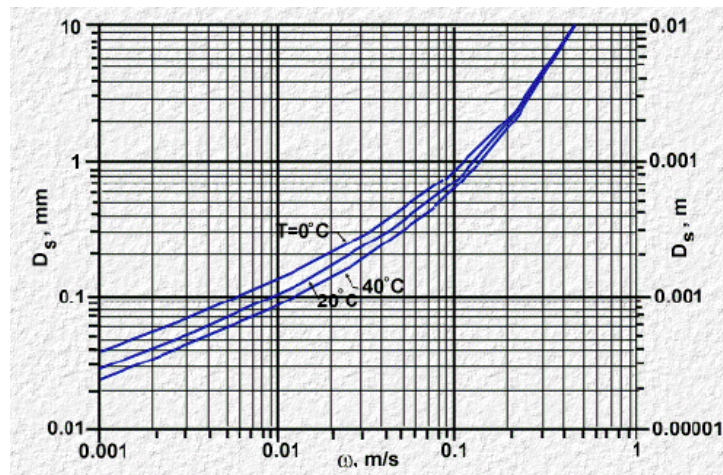


圖2.1 泥砂粒徑的沉降速度

資料來源：Evaluating Scour at Bridges，HEC 18第三版,1995

(2)清水流束縮沖刷(Clear-Water Contraction Scour)

美國聯邦高速公路署 HEC-18 手冊建議可採用以下公式，計算清水流束縮沖刷：

$$y_2 = \left[\frac{n^2 Q^2}{K_s (S_s - 1) D_m W^2} \right]^{3/7} \quad (2-5)$$

$$y_s = y_2 - y_0 = \text{平均沖刷深度(m)} \quad (2-6)$$

式中； y_2 為沖刷後，束縮斷面的平均水深(m)； n 為曼寧粗糙係數； Q 為通過速縮區的流量(m^3/s)； K_s 為 Shield's coefficient； S_s 為泥砂比重； D_m 為平均粒徑(m)($D_{50} = 1.25D_m$)； D_{50} 為中值粒徑(m)； W 為束縮斷面的底寬(m)； y_0 為沖刷前，束縮斷面的原本存在的水深(m)。

若採用 $n = 0.040D_m^{1/6}$ (Strickler's 曼寧粗糙度公制計算法)，且 $S_s = 2.65$ ， $K_s = 0.039$ ，則式(2-5)可表示為：

$$y_2 = \left[\frac{0.025Q^2}{D_m^{2/3}W^2} \right]^{3/7} \quad (2-7)$$

3. 局部沖刷

局部沖刷係指發生在橋墩、橋台、丁壩或河岸等的河床質移除現象。由於水流加速以及水流通過結構所形成的渦流，而導致局部沖刷。局部沖刷也包含清水流與含砂流兩種流況。其中，含砂流局部沖刷是自然的循環過程，沖刷坑在洪水上升階段發生，沖刷坑的回淤在退水階段發生。如圖 2.2 所示，對於像橋墩這種結構物，靠近橋墩的水流會被轉向底床並再度捲起，在結構前端面的周圍產生馬蹄形渦流(horseshoe vortex)；這種渦流會加劇局部流速，與造成沖刷坑的泥砂沖刷。此外，由於水流從橋墩側邊分離所造成的尾跡渦流(wake vortices)也會沖刷底床。

在沖淤過程中，最深的沖刷主要發生在結構物上游面，係因為馬蹄形渦流(horseshoe vortex)所造成的沖刷。從沖刷坑所運移的泥砂通常會向結構物的下游面淤積，造成高程比周圍的河床還高。而尾跡渦流(wake vortices)係藉由水流而向下游傳輸，可以形成若干個相似的縱向沖刷坑。如果有其他下游結構物位於第一座結構物所形成的尾跡渦流(wake vortices)影響範圍中，則這種型態的沖刷就必須要被考量。

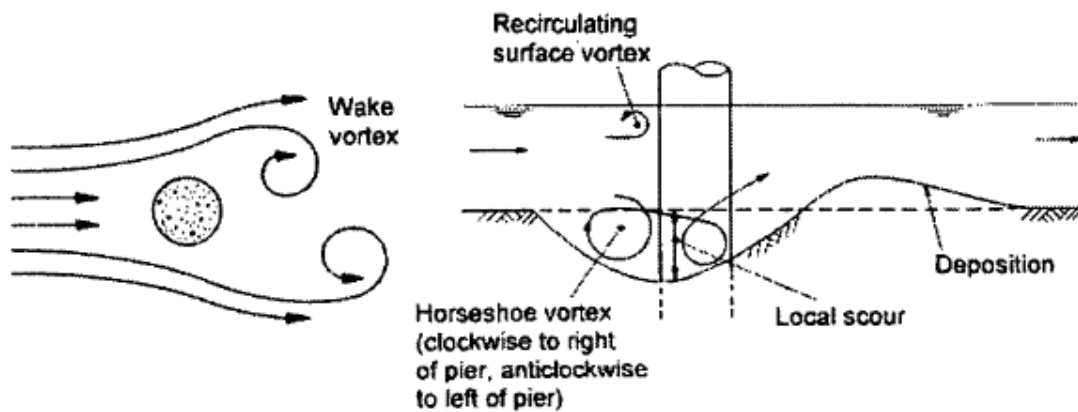


圖2.2 圓柱形橋墩的局部沖刷與渦流

資料來源：Manual on scour at bridges and other hydraulic structures，第35頁

隨著局部沖刷深度的增加，馬蹄形渦流的強度會逐漸降低，從而減少在基礎位置的輸砂率。最後，對含砂流局部沖刷而言，平衡狀態係在泥砂流入與流出之間重新建立，以及沖刷現象的停止。對清水流局部沖刷而言，沖刷停止係發生在當馬蹄形渦流產生的剪應力，等於或小於沖刷坑底部泥砂的臨界剪應力。

(1)影響局部沖刷的各種因子

依據美國聯邦高速公路署 HEC-18 手冊，局部沖刷受以下若干項目影響，概述如下：

①流速

流速越高則沖刷深度越深。故流況屬於超臨界流或亞臨界流，對於其沖刷特性，是有很高的影響性。

②水深

水深增加，會增加沖刷深度的 2 倍或者更高。

③橋墩寬度

橋墩寬度會直接影響沖刷深度。當橋墩寬度增加，沖刷深度隨之增加。然而，橋墩寬度增加，造成沖刷深度增加是有其

限制，當橋墩寬度超過 10 公尺時，通常不會像沖刷公式的預測值那樣深。

④橋墩長度

若橋墩與流向一致，則橋墩長度對沖刷深度並無明顯影響。若橋墩與流向偏斜(如圖 2.3 所示)，則橋墩長度才會對沖刷深度有明顯的影響。例如，橋墩長度增加一倍，會造成沖刷深度增加 30~60%(與攻擊角的角度有關)。

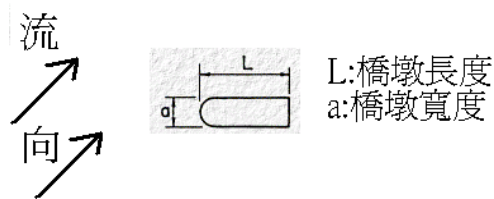


圖2.3 橋墩長度與流向的關係圖

⑤攻擊角的角度

如同前述橋墩長度效應的說明，橋墩或橋台的攻擊角對於局部沖刷有顯著的影響效果。依據 Ahmad 的工作經驗，就如同分析丁壩角度對於壩頭局部沖刷的影響，當結構向下游傾斜 45 度角，最大沖刷深度可減少 20%；反之，當結構向上游傾斜 45 度角，最大沖刷深度會增加 10%。

⑥河床質大小

屬於砂質範圍(sand-size)的河床質對於局部沖刷深度的值較無明顯影響。同樣地，會被水流或渦流所運移的粗顆粒泥砂，也不會影響最大沖刷深度的值，所影響的僅是達到最大沖刷深度的時間。但是，對於粗礫石(coarse gravels)、卵石(cobbles)或塊石(boulders)等非常大顆粒的河床質，則可能會在沖刷坑發生護甲效應。

沉泥(silts)與黏土(clays)等細顆粒河床，也會有如同砂質河床一樣深的沖刷坑。細顆粒材料的凝聚性僅是影響達到最大沖

刷深度的時間。量測砂質河床的沖刷深度係以每小時為單位，且單一洪水事件就可能達到最大沖刷深度。對於細顆粒河床，則需要更久的時間才會達到最大沖刷深度，且可能需要經歷若干場洪水事件。

⑦橋墩與橋台的形狀

橋墩或橋台先端部的形狀，對於沖刷深度有相當的影響。流線型的橋墩前端，可減少馬蹄形渦流的強度，也因此減少橋墩沖刷。流線型的橋墩下游端，可減少尾跡渦流(wake vortices)的強度。

⑧河床型態

砂質河川的河床型態會影響局部沖刷規模。河床型態包含砂紋(ripples)、砂壟(dunes)、平整河床(plane bed)與砂浪(antidunes)等。而河床型態與粒徑分布、水力特性、流體黏滯性有關。在洪水事件的流量上升過程中，河床型態可能由砂壟(dunes)轉變成平整河床(plane bed)或砂浪(antidunes)；在洪水流量減少過程中，河床型態也可能會恢復。此外，當水溫改變或是沉泥(silts)與黏土(clays)等懸移質濃度發生變化時，河床型態也可能改變。當河床型態改變，將影響流速、輸砂率與沖刷特性。

⑨河道結冰或漂流木淤積

河道結冰與漂流木淤積會形同增加橋墩寬度，改變橋墩與橋台的形狀，增加橋台的投影長度，以及導致上下游水位落差，水流猛落；如此便加劇局部沖刷與束縮沖刷。在沖刷公式中，藉由估算漂流木淤積所造成的橋墩寬度增加或橋台長度延長等，以考量漂流木淤積效應。漂流木淤積或是河道結冰所造成的束縮沖刷，可由束縮沖刷公式中，估算其流動阻礙量(橋墩跨距的減少寬度)，以反應對於束縮沖刷的影響。

(2)局部冲刷公式(CSU 公式)

橋墩局部冲刷是粒徑、流況、流體特性與橋墩幾何形狀的函數；局部冲刷大多是以室內實驗的方式進行研究，實測資料較少。由於局部冲刷相關研究很多，目前有很多公式可供運用；然而，這些公式大多是考量在砂質河川的含砂流局部冲刷公式。

美國聯邦高速公路署 HEC-18 手冊，針對各種常用的局部冲刷公式進行比較，並與多年的實測值比對與探討，已建議 CSU 公式(Colorado State University 公式)，可預測高流況情形下(河床型態為平整河床(plane bed)、砂浪(antidunes)、陡渠與深潭(chutes and pools))的冲刷深度。

CSU 公式可用於計算含砂流與清水流的最大橋墩局部冲刷深度，如下所示：

$$\frac{y_s}{y_1} = 2.0K_1K_2K_3K_4 \left(\frac{a}{y_1} \right)^{0.65} Fr^{0.43} \quad (2-8)$$

對於與流向一致的圓形先端部橋墩(round-nose)：

$$\begin{cases} \frac{y_s}{a} \leq 2.4 & \text{for } Fr \leq 0.8 \\ \frac{y_s}{a} \leq 3.0 & \text{for } Fr > 0.8 \end{cases} \quad (2-9)$$

用 y_s/a 來取代，則式(2-8)可表示為：

$$\frac{y_s}{a} = 2.0K_1K_2K_3K_4 \left(\frac{y_1}{a} \right)^{0.35} Fr^{0.43} \quad (2-10)$$

式中； y_s 為冲刷深度(m)； y_1 為橋墩上游的水深(m)； K_1 為橋墩形狀的修正係數； K_2 為攻擊角的修正係數； K_3 為河床型態的修正係數； K_4 為河床護甲現象的修正係數。 a 為橋墩寬度(m)； L 為橋墩長度(m)； Fr_1 為橋墩上游的福祿數($Fr_1 = v_1 / \sqrt{gy_1}$)； v_1 為橋墩

上游的平均流速； g 為重力加速度(9.81m/s^2)。

CSU 公式中，有考量橋墩形狀、攻擊角、河床型態、河床護甲現象等修正係數，分別為 $K_1 \sim K_4$ ，分述如下：

① 橋墩形狀的修正係數 K_1

如圖 2.4 所示，常見的橋墩形狀有方形先端部(square nose)、圓形先端部(round nose)、圓柱形(circular cylinder)、多個圓柱形(group of cylinders)、尖形先端部(sharp nose)等；各種形狀在 CSU 公式所對應修正係數 K_1 ，如表 2-3 所示。

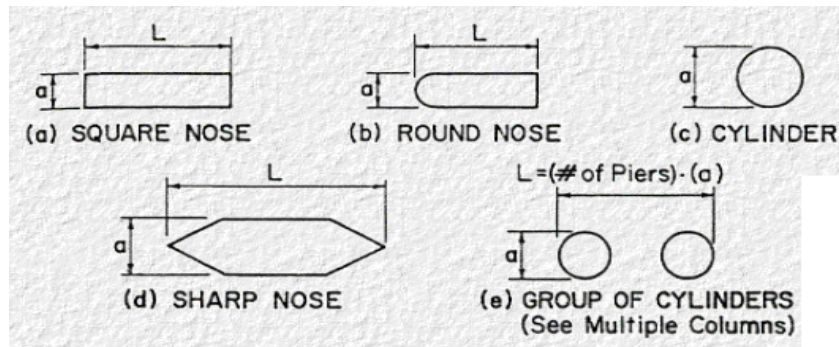


圖2.4 常見的橋墩形狀

資料來源：Evaluating Scour at Bridges，HEC 18第三版,1995

表2-3 CSU公式的橋墩形狀修正係數表

橋墩形狀	橋墩形狀的修正係數 K_1
方形先端部(square nose)	1.1
圓形先端部(round nose)	1.0
圓柱形(circular cylinder)	1.0
多個圓柱形(group of cylinders)	1.0
尖形先端部(sharp nose)	0.9

資料來源：Evaluating Scour at Bridges，HEC 18第三版,1995

② 攻擊角的修正係數 K_2

CSU 公式中，所對應的攻擊角修正係數 K_2 可透過下式計算或查表 2-4。

$$K_2 = \left(\cos \theta + \frac{L}{a} \sin \theta \right)^{0.65} \quad (2-11)$$

如果 L/a 超過 12，在式(2-11)與表 2-4 中，則採用 $L/a = 12$ 之對應值作為最大值。

表2-4 攻擊角與修正係數K2之關係表

攻擊角 θ	$L/a = 4$	$L/a = 8$	$L/a = 12$
0	1.0	1.0	1.0
15	1.5	2.0	2.5
30	2.0	2.75	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.5	3.9	5.0

資料來源：Evaluating Scour at Bridges，HEC 18第三版,1995

③河床型態的修正係數 K_3

CSU 公式中，所對應的河床型態修正係數 K_3 ，可透過表 2-5 查詢。

表2-5 河床型態修正係數K3表

河床型態	砂壟高度	K_3
清水流沖刷(clear-water scour)	—	1.1
平整河床(plane bed)與砂浪(antidune)	—	1.1
小型砂壟(small dunes)	$3.0 > H \geq 0.6$	1.1
中型砂壟(medium dunes)	$9.0 > H \geq 3.0$	1.2~1.1
大型砂壟(large dunes)	$H \geq 9.0$	1.3

資料來源：Evaluating Scour at Bridges，HEC 18第三版,1995

④河床護甲現象的修正係數 K_4

當沖刷坑含有大顆粒時，大顆粒會限制沖刷深度，即護甲效應。河床護甲現象修正係數 K_4 ，用於調整沖刷坑發生護甲現象的沖刷深度；當河床質 D_{50} 大於等於 2.0(mm)，與 D_{95} 大於等於 20(mm)的情況，就必須考量護甲現象。依據 Molinas 幫美國聯

邦高速公路署所作的研究，顯示當接近流速(v_1)小於粒徑 D_{90} 的臨界流速(v_{c90})，以及床質材料有級配，則 D_{90} 將會限制沖刷深度。Mueller 與 Jones 所建立的 K_4 修正係數形式如下：

- a. 若 $D_{50} < 2(mm)$ 或 $D_{95} < 20(mm)$ ，則 $K_4 = 1$ (無護甲效應)
- b. 若 $D_{50} \geq 2(mm)$ 與 $D_{95} \geq 20(mm)$ ，則 $K_4 = 0.4(v_R)^{0.15}$ (有護甲效應)

$$v_R = \frac{v_1 - v_{icD_{50}}}{v_{cD_{50}} - v_{icD_{95}}} > 0 \quad (2-12)$$

$$v_{icD_x} = 0.645 \left[\frac{D_x}{a} \right]^{0.053} v_{cD_x} \quad (2-13)$$

$$v_{cD_x} = K_u y_1^{1/6} D_x^{1/3} \quad (2-14)$$

式中； v_{icD_x} 為橋墩位置，粒徑 D_x (m)，用於初始沖刷的接近流速(m/s)； v_{cD_x} 為粒徑 D_x (m)的泥砂起動臨界流速(m/s)； y_1 為橋墩上游的水深，不包含局部沖刷(m)； v_1 為橋墩上游的接近流速(m/s)； D_x 為粒徑(m)； K_u 為 6.19(公制單位)。 K_4 的最小值為 0.4。

(3)寬橋墩的沖刷公式修正

對於寬橋墩的水槽試驗研究，以及實測觀測資料，指出目前的沖刷公式(包含 CSU 公式)，沖刷深度往往會被高估。對於淺水流流況的寬橋墩，Johnson and Torrico 建議可採用 K_w 因子，修正式(2-8)與(2-10)。

當水深 y 與橋墩寬度 a 的比例小於 0.8，即 $y/a < 0.8$ ；橋墩寬度 a 與河床質 D_{50} 的比例大於 50，即 $a/D_{50} > 50$ ；流況的福祿數為亞臨界流時，則建議應用 K_w 修正式(2-9)與(2-11)； K_w 值如下：

$$K_w = 2.58 \left(\frac{y}{a} \right)^{0.34} Fr_1^{0.65} \quad \text{for } \frac{v}{v_c} < 1 \quad (2-15)$$

$$K_w = 1.0 \left(\frac{y}{a} \right)^{0.13} Fr_1^{0.25} \quad \text{for } \frac{v}{v_c} \geq 1 \quad (2-16)$$

(4) 複合型橋墩的沖刷單元疊加分析法

複合型橋墩如圖 2.5 所示，包含橋墩主幹(pier stem)、樁帽(pile cap)(或稱基腳 footing)、基樁群(pile group)等三部分。由於原基礎經過長時期沖淤及束縮沖刷等，則樁帽有可能在水面以上、恰在水面、在水中或位於河床內。基樁群(pile group)係均勻排列的基樁行列，但在一些實際流況與設計中，為了支撐橋梁，也有可能採用較複雜的基樁群布置。

如圖 2.5 複合型橋墩的相關尺寸； f 為樁帽頂部與橋墩之間距(m)； h_0 為樁帽距離河床以上的高度(m)； h_1 為橋墩主幹距離河床以上的高度(m)($h_1 = h_0 + T$)； h_2 為樁帽距離河床以上的高度(m)，且是從已經計算過橋墩主幹沖刷單元的河床起算($h_2 = h_0 + y_{s\ pier} / 2$)； h_3 為基樁高度(m)，且是從已經計算過橋墩主幹沖刷單元以及樁帽沖刷單元的河床起算； S 為基樁群間距(基樁圓心對圓心)(m)； T 為樁帽的高度(m)； y_1 為初始水深(m)； y_2 為調整水深(m)，且是從已經計算過橋墩主幹沖刷單元的河床起算($y_2 = y_1 + y_{s\ pier} / 2$)； y_3 為調整水深(m)，且是從已經計算過橋墩主幹沖刷單元以及樁帽沖刷單元的河床起算($y_3 = y_1 + y_{s\ pier} / 2 + y_{s\ pc} / 2$)； v_1 為初始接近流速(m/s)； v_2 為考量計算樁帽影響的調整流速(m/s)($v_2 = v_1(y_1 / y_2)$)； v_3 為考量計算基樁群影響的調整流速(m/s)($v_3 = v_1(y_1 / y_2)$)。

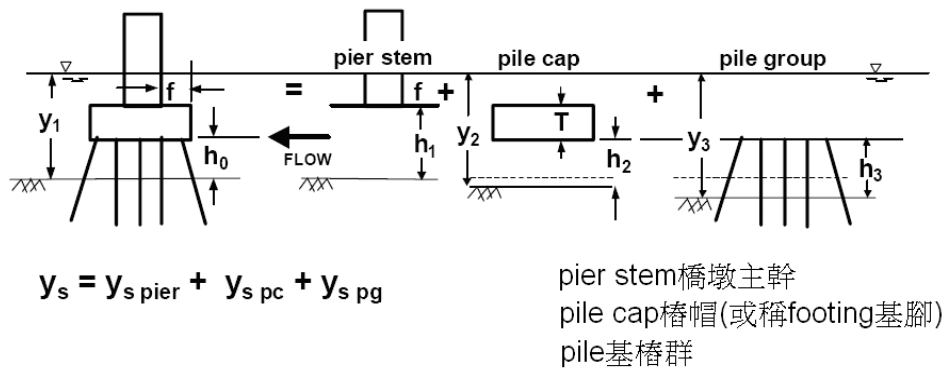


圖2.5 複合型橋墩的沖刷單元

資料來源：Evaluating Scour at Bridges，HEC 18 第四版, 2001

因此，複合型橋墩的沖刷單元疊加為：

$$y_s = y_{s\text{ pier}} + y_{s\text{ pc}} + y_{s\text{ pg}} \quad (2-17)$$

式中； y 為總沖刷深度(m)； $y_{s\text{ pier}}$ 為橋墩主幹的沖刷單元(m)； $y_{s\text{ pc}}$ 為樁帽的沖刷單元(m)； $y_{s\text{ pg}}$ 為基樁群的沖刷單元(m)。

①橋墩主幹沖刷單元計算 $y_{s\text{ pier}}$

對於複合型橋墩沖刷，第一步是先計算橋墩主幹沖刷單元 $y_{s\text{ pier}}$ ，計算公式的型式即為基本橋墩公式。但在複合型橋墩中，橋墩主幹懸於水中，故式(2-8)必須以 $K_{h\text{ pier}}$ 因子作修正。如圖 2.6 所示， $K_{h\text{ pier}}$ 係 h_1/a_{pier} 與 f/a_{pier} 的函數。因此，計算橋墩主幹沖刷單元的公式為：

$$\frac{y_{s\text{ pier}}}{y_1} = K_{h\text{ pier}} \left[2.0K_1K_2K_3K_4 \left(\frac{a_{\text{pier}}}{y_1} \right)^{0.65} \left(\frac{v_1}{\sqrt{gy_1}} \right)^{0.43} \right] \quad (2-18)$$

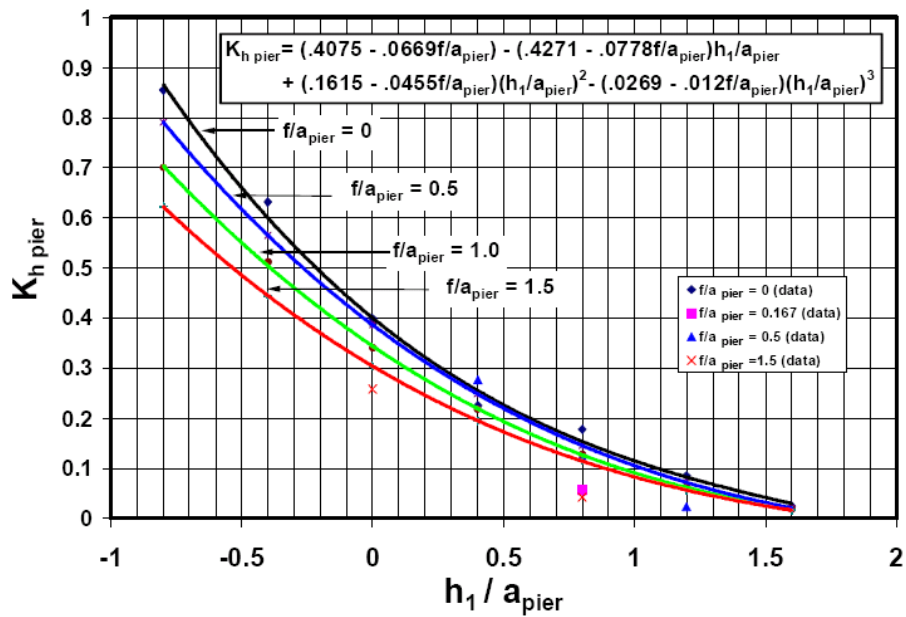


圖2.6 Kh pier 因子

資料來源：Evaluating Scour at Bridges，HEC 18第四版,2001

② 樁帽(或稱基腳)冲刷單元計算

樁帽冲刷單元，分為兩種狀況：樁帽底部在河床以上與暴露在水中(case1)，或是樁帽底部在河床上或是低於河床(case2)。分別說明如下：

a. 樁帽底部在河床以上且暴露在水中(case1)

由於原始設計或是河床經過橋墩主幹冲刷單元而降低，導致樁帽(或稱基腳)的底部在河床以上且暴露在水中。對於樁帽的冲刷單元計算，首先藉由圖 2.7，以 h_2/y_2 與 T/y_2 ，查出等效橋墩寬度 a_{pc}^* 與實際樁帽寬度 a_{pc} 之比例 a_{pc}^*/a_{pc} 。

此外，對於 $y_2 < 0.8a_{pc}^*$ 、福祿數 $v_2/\sqrt{gy_2} < 1$ 與 $a_{pc}^* > 50D_{50}$ 等情況，則仍然要考慮寬橋墩修正因子 K_w 。因此以等效橋墩寬度 a_{pc}^* 、調整水深 y_2 與調整流速 v_2 ，計算樁帽冲刷單元的公式型式為：

$$\frac{y_{spc}}{y_2} = 2.0K_1K_2K_3K_4K_w \left(\frac{a_{pc}^*}{y_2} \right)^{0.65} \left(\frac{v_2}{\sqrt{gy_2}} \right)^{0.43} \quad (2-19)$$

上式與圖 2.7 所有符號的定義，與前述相同。

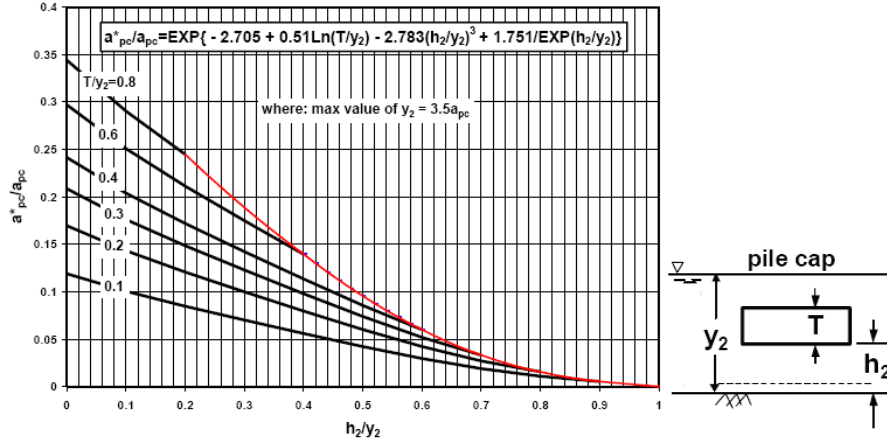


圖2.7 樁帽等效寬度

資料來源：Evaluating Scour at Bridges，HEC 18第四版, 2001

b. 樁帽底部在河床下與低於河床(case2)

樁帽底部在河床下或是低於河床，其作法是把河床以上樁帽的高度視為一個短橋墩。接著，以樁帽寬度 a_{pc} 、裸露的樁帽高度 y_f 、裸露樁帽的平均流速 v_f ，用在橋墩沖刷公式中，以估算樁帽沖刷單元。

裸露樁帽的平均流速 v_f 以下式計算：

$$\frac{v_f}{v_2} = \frac{\ln\left(10.93 \frac{y_f}{k_s} + 1\right)}{\ln\left(10.93 \frac{y_2}{k_s} + 1\right)} \quad (2-20)$$

式中； v_f 為樁帽頂部下方流動區域的平均流速(m/s)。 y_f 為河床到樁帽(或基腳)頂部的高度(m)，且該河床係已經過沖刷

、束縮沖刷、橋墩主幹沖刷($y_f = h_1 + y_{s\ pier} / 2$)。 k_s 為砂粒粗糙度(m)，對於砂粒(sand-size)採用 $k_s = D_{84}$ ，對於 gravel and coarser bed material 採用 $k_s = 3.5D_{84}$ 。公式中其符號定義與前述相同，可參考圖 2.8 各變數的位置。

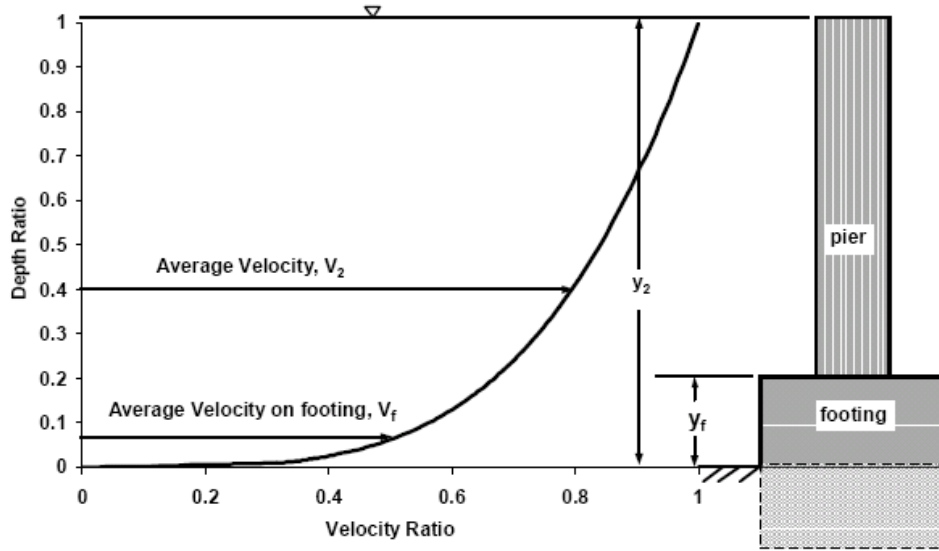


圖2.8 裸露樁帽的水深與流速分布

資料來源：Evaluating Scour at Bridges，HEC 18第四版, 2001

此外，對於 $y_2 < 0.8a_{pc}$ 、福祿數 $v_2 / \sqrt{gy_2} < 1$ 與 $a_{pc} > 50D_{50}$ 等情況，則仍然要考慮寬橋墩修正因子 K_w 。因此，計算樁帽沖刷單元的公式型式為：

$$\frac{y_{spc}}{y_f} = 2.0K_1K_2K_3K_4K_w \left(\frac{a_{pc}}{y_f} \right)^{0.65} \left(\frac{v_f}{\sqrt{gy_f}} \right)^{0.43} \quad (2-21)$$

上式所有符號的定義，與前述相同。

注意，在本狀況中，河床下降僅止於樁帽位置，亦即複合型橋墩中，僅有橋墩主幹與樁帽是裸露的，而最底層的基樁群尚未裸露。因此，本狀況的複合型橋墩總沖刷量計算，僅包含橋墩主幹影響的沖刷單元 $y_{s\ pier}$ 與樁帽影響的沖刷單元 y_{spc} 。因此，本狀況的複合型橋墩的沖刷單元疊加為：

$$y_s = y_{s\ pier} + y_{spc} \quad (\text{For case2 only}) \quad (2-22)$$

③基樁群沖刷單元計算

如圖 2.9 所示，對於與水流同向的分散基樁群，其投影寬度，可作為基樁群投影寬度 a_{proj} 。然而，對於基樁群與水流流向偏斜的情況時，可採用靠近投影平面兩列(row)與一行(column)範圍內的基樁，分析其投影寬度，如圖 2.10 用粗外框所包含的範圍，作為基樁群投影寬度 a_{proj} 。

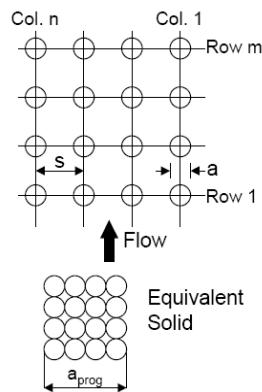


圖2.9 與水流同向的基樁投影寬度

資料來源：Evaluating Scour at Bridges，HEC 18第四版, 2001

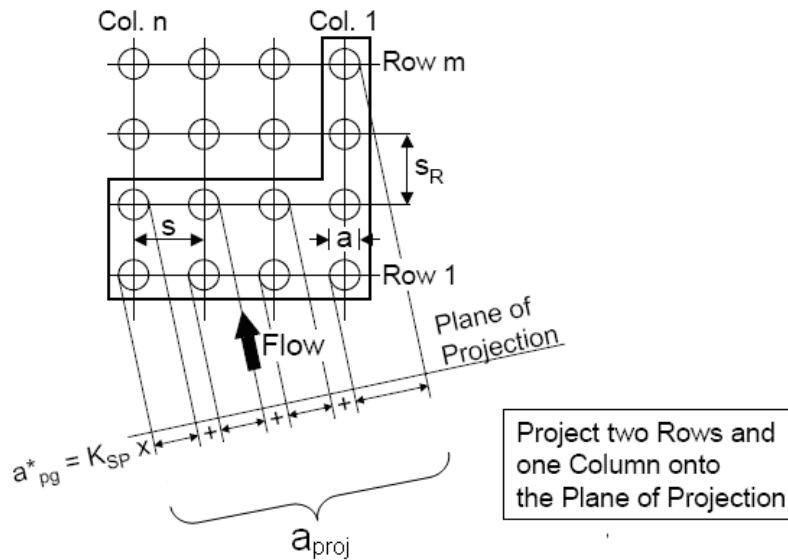


圖2.10 水流偏斜情況下的基樁投影寬度

資料來源：Evaluating Scour at Bridges，HEC 18第四版, 2001

接著，計算等效橋墩有效寬度 a_{pg}^* ； a_{pg}^* 係將基樁群投影寬度

a_{proj} 乘上一個間距因子(spacing factor) K_{sp} ，以及水流同向列因子(aligned rows factor) K_m 。其中， K_{sp} 可由圖 2.11 查得； K_m 可由圖 2.12 查得。

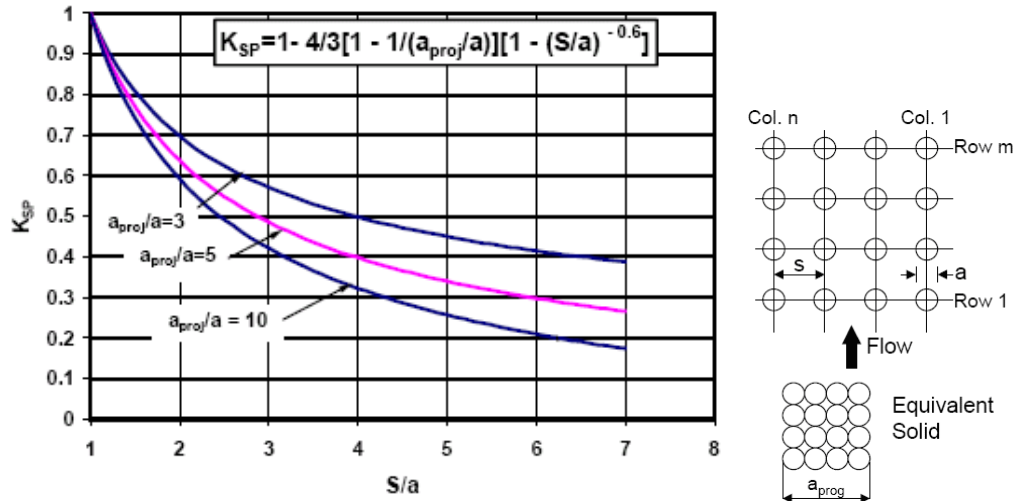


圖2.11 間距因子

資料來源：Evaluating Scour at Bridges，HEC 18第四版,2001

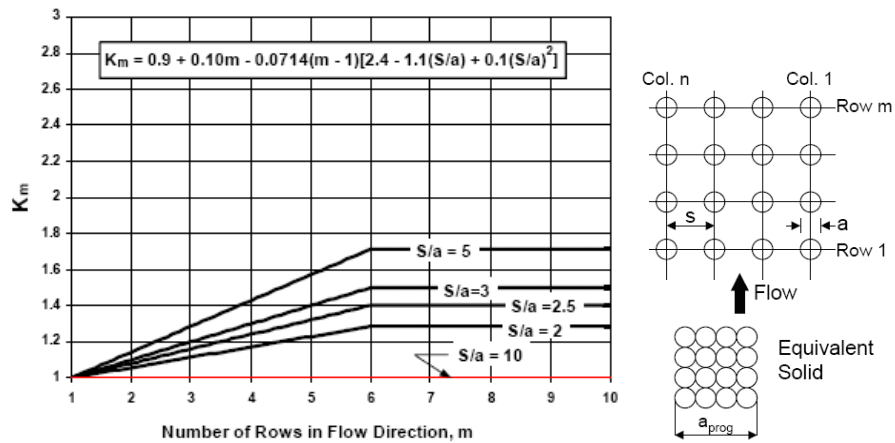


圖2.12 Adjustment factor for number of aligned rows of piles

資料來源：Evaluating Scour at Bridges，HEC 18第四版, 2001

計算基樁群沖刷必須考量基樁群高度因子 K_{hpg} ； K_{hpg} 是 h_3/y_3 的函數(最大值是 $y_{3\max} = 3.5a_{pg}^*$)，可由圖 2.13 查得。此外，前述決定基樁投影寬度過程中，其基樁投影寬度已被投影到

與流向正交的平面，故可省略 CSU 公式的攻擊角修正係數 K_2 。
因此，計算基樁群沖刷單元的公式型式為：

$$\frac{y_{spg}}{y_3} = K_{hpg} \left[2.0K_1K_3K_4 \left(\frac{a_{pg}^*}{y_3} \right)^{0.65} \left(\frac{v_3}{\sqrt{gy_3}} \right)^{0.43} \right] \quad (2-23)$$

上式與圖 2.13 所有符號的定義，與前述相同。

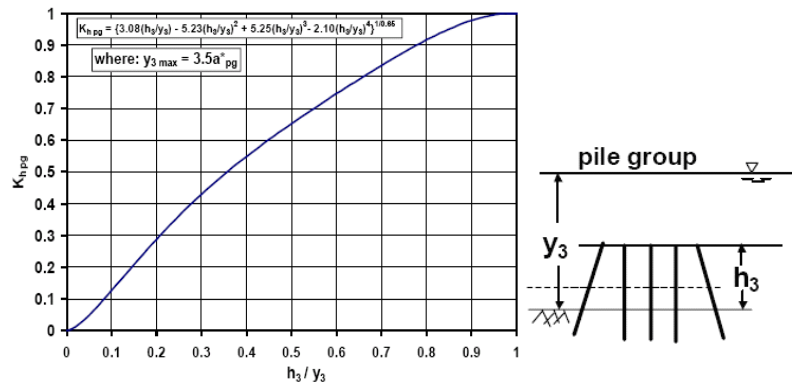


圖2.13 基樁群高度因子

資料來源：Evaluating Scour at Bridges，HEC 18 第四版, 2001

④複合型橋墩總沖刷量計算

依據前述內容，已可求得橋墩主幹影響的沖刷單元 y_{spier} 、
為樁帽影響的沖刷單元 y_{spc} 、為基樁群影響的沖刷單元 y_{spg} 。因
此，複合型橋墩的沖刷可疊加為：

$$y_s = y_{spier} + y_{spc} + y_{spg} \quad (2-24)$$

(5)多個圓柱(Multiple Columns)與流向偏斜的情況

對於多個圓柱與流向偏斜，沖刷深度取決於圓柱的間距；而
攻擊角的修正係數將會小於一般橋墩。

式(2-8)的應用中，若多個圓柱排列間距小於 5 倍直徑寬度，
則 a 值係所有圓柱與其攻擊角正交的總投影寬度，如圖 2.14 所示。
例如，三個 2(m)寬的圓柱並以 10(m)寬的間距排列，故 a 值應介

於 2.0~6.0(m)之間，係取決於攻擊角的角度。這種複合式的橋墩寬度將在式(2-8)中使用，以決定橋墩沖刷深度。對於多個圓柱情況，無論該圓柱形狀為何，式(2-8)中的修正係數 K_1 可設定為 1.0。修正係數 K_2 也等於 1.0，因為藉由橋墩與水流正交的投影面積，則流向偏斜的效果已被考量。

倘若多個圓柱係以 5 倍直徑或是更寬來進行排列，以及該河段沒有漂流木問題時，則可限制沖刷深度的最大值為 1.2 倍的單一圓柱局部沖刷。

若漂流木淤積需要評估，則應考慮多個圓柱與漂流木淤積，形成某種延長的橋墩形式；而適當的 L/a 值與攻擊角將被用來決定表 2-4 中的 K_2 或是式(2-11)。

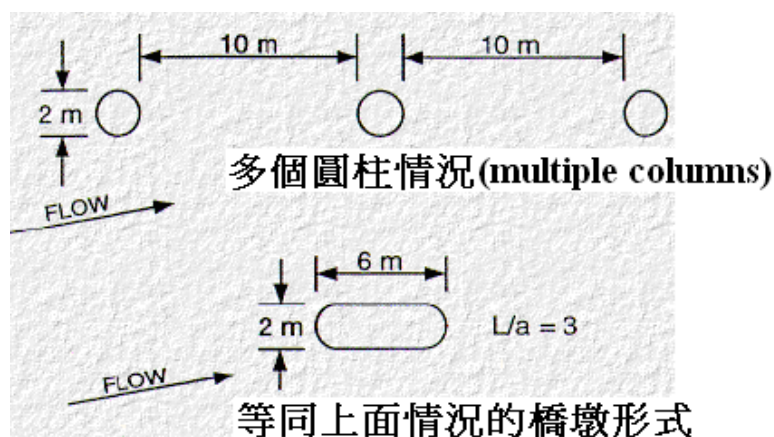


圖2.14 多個圓柱與流向偏斜

資料來源：Evaluating Scour at Bridges，HEC 18第三版,1995

(6)沖刷坑寬度計算

依據民國 98 年交通部頒布之「公路排水設計規範」，附錄 S「橋基沖刷深度估算參考公式」列出以下參考公式。

①沈學汶公式(1966)-適用於砂質含沉滓水流情況

$$h_s / y_1 = 2.5 Fr^{2/5} (D_p / Y_O)^{3/5} \quad (2-25)$$

式中； h_s 為局部沖刷深度(m)； y_1 為橋墩上游側水深(m)； F_r 為福祿數($F_r = V / \sqrt{g \cdot y_1}$)； D_p 橋墩直徑(m)。

然而，依據「河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護之研究(II)」該公式的形式可為：

$$y_s / y_2 = 2.5 Fr^{2/3} (D_p / y_2)^{3/5} \quad (2-26)$$

式中； y_s 為局部沖刷深度(m)； y_2 為墩前水深(m)； D_p 為墩柱迎水寬度(m)； F_r 為墩前水流福祿數($F_r = V_2 / \sqrt{g \cdot y_2}$)。

②Neill公式(1964)

$$h_s / D_p = 1.5 (y_1 / D_p)^{0.3} \quad (2-27)$$

式中； h_s 為局部沖刷深度(m)； y_1 為橋墩上游側水深(m)； D_p 為橋墩直徑(m)。

③Inglis公式(1949)

$$h_s / D_p = 4.2 (y_1 / B)^{0.73} \cdot F_r^{0.52} \quad (2-28)$$

式中； h_s 為局部沖刷深度(m)； y_1 為橋墩上游側水深(m)； D_p 為橋墩直徑(m)； F_r 為福祿數($F_r = V / \sqrt{g \cdot y_1}$)； B 為橋墩迎水面寬度(m)，基腳露出河床者，以基腳迎水寬度計算。

④Breusers et al. 公式(1977)-適用於清、濁水沖刷

$$\frac{h_s}{D_p} = \xi_v \times \left(2.0 \times \tanh \frac{y_1}{D_p} \right) \times \xi_s \times \xi_\alpha \quad (2-29)$$

$$\xi_v = \begin{cases} 0 & \text{for } \frac{V}{V_{cr}} < 0.5 \\ 2 \times \frac{V}{V_{cr}} - 1 & \text{for } 0.5 < \frac{V}{V_{cr}} < 1 \\ 1 & \text{for } \frac{V}{V_{cr}} > 1 \end{cases} \quad (2-30)$$

$$\xi_s = \begin{cases} 1.0 & \text{圓柱形橋墩} \\ 1.2 & \text{矩形橋墩} \\ 0.8 & \text{似橢圓形橋墩} \end{cases} \quad (2-31)$$

$$\xi_\alpha = \begin{cases} 1.0 & \text{圓柱形橋墩} \\ \text{查圖} & \text{矩形橋墩} \end{cases} \quad (2.32)$$

式中； h_s 為局部沖刷深度(m)； y_1 為橋墩上游側平均水深(m)； D_p 為橋墩直徑(m)。 ξ_v 為反應清水或濁水沖刷差異之係數。 V 為墩前未受擾動影響之流速(m/s)； V_{cr} 為墩前未受擾動影響之泥沙臨界啟動流速(m/s)。 ξ_s 為橋墩形狀係數。 ξ_α 為橋墩攻角係數(見圖 2.15)。

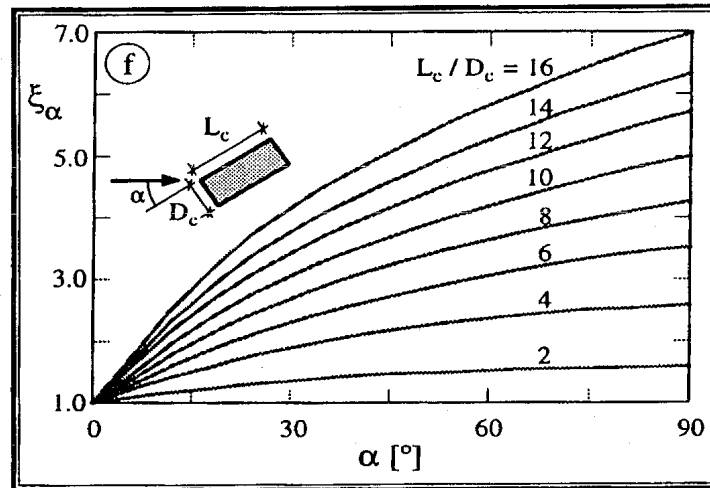


圖2.15 橋墩攻角係數 ξ_α 曲線圖

資料來源：公路排水設計規範

⑤Laursen公式(1958, 1963)-適用於砂質含沉滓水流情況

$$\frac{D_p}{y_1} = 5.5 \times \frac{h_s}{y_1} \times \left[\left(\frac{h_s}{11.5 \times y_1} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right] \text{(濁水沖刷)} \quad (2-33)$$

$$\frac{D_p}{y_1} = 5.5 \times \frac{h_s}{y_1} \times \left[\frac{\left(\frac{h_s}{11.5 \times y_1} + 1 \right)^{1.167}}{\left(\frac{\tau_l}{\tau_c} \right)^{0.5}} - 1 \right] \text{(清水沖刷)} \quad (2-34)$$

式中； h_s 為局部沖刷深度(m)； y_1 為橋墩上游側水深(m)； D_p 為橋墩直徑(m)； τ_c 為臨界底床剪應力(NT/m^2)； τ_l 為臨近上游段之底床剪應力(NT/m^2)。

⑥Melville公式(1998)-適用於濁水沖刷

$$h_s = K_y K_s K_\theta \quad (2-35)$$

$$K_y = \begin{cases} 2.4D_p & \text{for } \frac{D_p}{y_1} < 0.7 \\ 2\sqrt{y_1 \times D_p} & \text{for } 0.7 < \frac{D_p}{y_1} < 5 \\ 4.5y_1 & \text{for } \frac{D_p}{y_1} > 5 \end{cases} \quad (2-36)$$

$$K_s = \begin{cases} \text{原柱形} & 1.0 \\ \text{圓鼻端} & 1.0 \\ \text{方鼻端} & 1.1 \\ \text{尖鼻端} & 0.9 \\ \text{斜向柱} & 1.0 \end{cases} \quad (2-37)$$

$$K_{\theta} = \begin{cases} \left(\frac{L}{B} \sin \theta + \cos \theta \right)^{0.65} & \text{非圓柱形橋墩} \\ 1.0 & \text{圓柱形橋墩} \end{cases} \quad (2-38)$$

式中； h_s 為局部沖刷深度(m)； y_1 為橋墩上游側水深(m)； D_p 為橋墩直徑(m)。 K_y 為深水－結構尺寸比值參數。 K_s 為橋墩形狀參數。 K_{θ} 為橋墩指向(與水流向之夾角 θ)參數。 L 為橋墩順水流方向之長度(m)。 B 為橋墩垂直水流方向之寬度(m)。

⑦修正CSU公式-適用於清、含砂流沖刷

請參考前述第 3 小節「局部沖刷公式(CSU 公式)」內容。

⑧樁群局部沖刷估算公式-適用於含砂流沖刷

請參考前述第 3 小節「複合型橋墩的沖刷單元疊加分析法」內容的說明較為完整。

⑨吳建民公式(1967)

$$1 + 0.116(h_s/y_1) = \frac{1}{1.02} \left[1 + (D_p/2y_1)/1.3(h_s/y_1) \right]^{2/3} \quad (2-39)$$

式中； h_s 為沖刷深度(m)； y_1 為橋墩上游側水深(m)； D_p 為墩柱直徑(m)。

臺灣地區公路工程機構常用公式

$$h_s = K(d_1 - d_2) \quad (2-40)$$

式中； h_s 為沖刷深度(m)。 K 為 1.0~1.5，視河床質大小而異，礫石採 1.0，砂採 1.5。 d_1 為橋梁上游側最高水位(m)。 d_2 為橋梁下游側最低水位(m)。

(7)沖刷坑寬度計算

無凝聚性泥砂的沖刷坑頂寬(從橋墩墩柱邊緣起算)，可經由以下公式計算：

$$W = y_s (K + \cot \theta) \quad (2-41)$$

式中； W 為沖刷坑頂寬(m)(從橋墩墩柱邊緣起算)； y_s 為沖刷深度(m)； K 為沖刷坑底寬與沖刷深度的比例； θ 為泥砂安息角(約 $30^\circ \sim 44^\circ$)。

無凝聚性泥砂的安息角，大約 $30^\circ \sim 44^\circ$ (空氣中)；若沖刷坑底寬等於沖刷深度時，即 $K=1$ ，則無凝聚性泥砂的沖刷坑頂寬可能為 $W = 2.07 \sim 2.80y_s$ 。若假設 $K=0$ ，則沖刷坑頂寬可能為 $W = 1.07 \sim 1.80y_s$ 。因此，沖刷坑頂寬 W 介於 $1.0 \sim 2.8y_s$ ，係取決於沖刷坑底寬以及河床材料。一般而言，較深的沖刷坑，都會有較小的底寬。在水中，無凝聚性泥砂的安息角應小於在空氣中的值；因此，實際應用時，常取 $W = 2.0y_s$ 作為沖刷坑頂寬估算，如圖 2.16 所示。

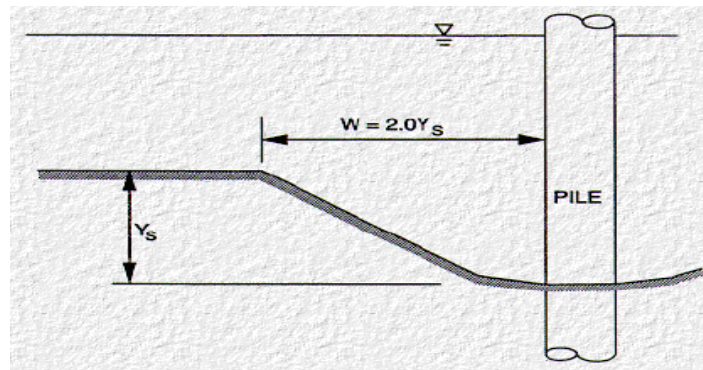


圖2.16 沖刷坑寬度計算示意圖

資料來源：Evaluating Scour at Bridges，HEC 18第三版, 1995

4. 深水槽側向位移

河川系統是不斷的在發生變化，如辮狀河川(braided stream)具有多股深水槽，且深水槽持續在發生位移，其中水深最深的地方多發生在兩股深水槽的匯流處，或是河中砂洲左右兩股流路在下游端的

匯流點；這種沖刷深度大概是平均水深的 1 到 2 倍。橋梁通過辮狀河川，若橋墩或橋台位於兩股深水槽的匯流處，則容易加劇橋刷現象。蜿蜒河川(meandering stream)的河道側向移動靠近橋梁時，會造成凹岸部分受到沖刷，且因為流向的改變，而影響束縮沖刷與局部沖刷。

影響流路側向位移與橋梁穩定關係之因子，包含河川型態、河川的斷面位置、洪水特性、河床與河岸泥砂組成...等。實際上，要預測河川發生改變(如側向位移、河中砂洲變化...)頗為困難。河川發生改變可能是逐步地變化，也有可能在單一洪水事件就發生大規模改變。此外，河川移動的規模與方向並不容易預測。因此，要進一步評估當河川發生變化，橋梁可能的受損位置，也頗為困難。

然而，在評估新橋梁位置或是既有橋梁的保護方法時，對於河川型態可能潛在發生的各種變化，必須納入考量。河川側向位移與河道穩定的保護方案，包含橋梁的變更設計、控制河川工法(丁壩)、河岸拋石保護、監測橋梁附近河道變化等。故應審慎考量位於灘地或河中砂洲橋墩基腳的深度或高程，尤其是靠近深水槽的橋墩。

2.2.2 側向沖刷

河岸側向沖刷的推估係依據 Osman 與 Thorne 在 1988 年所提出的分析方法；側向沖刷過程可分下述為幾個階段：

1. 凝聚性材料河岸的側向沖刷

對於特定水流條件，河岸的側向沖刷與河岸材料的物化性質、孔隙中的鹽類、沖刷流體等有關。增加黏土(clay)含量或是減少土中的鈉離子，可以增加土壤的抗沖性。當水流平均剪應力 τ 超過河岸材料臨界剪應力 τ_c ，側向沖刷才會發生。

考量經過 Δt 時間，側向沖刷的總沖刷量 ΔW 為

$$\Delta W = \frac{223 \times 10^{-4} \tau_c e^{-0.13 \tau_c}}{\gamma} \times \left(\frac{\tau - \tau_c}{\tau_c} \right) \times \Delta t \quad (2-42)$$

式中； ΔW 為側向沖刷的總沖刷量(m)； τ 為水流平均剪應力 (dynes/cm^2)； τ_c 為河岸材料臨界剪應力 (dynes/cm^2)； γ 為土壤容重； Δt 為沖刷時間(min)。

2. 側向沖刷造成河岸崩塌-初始崩塌階段

如圖 2.17 所示，經過底床沖刷下切 Δz ，以及側向沖刷 ΔW ，將造成圖中的土體 BCDEF 崩塌。

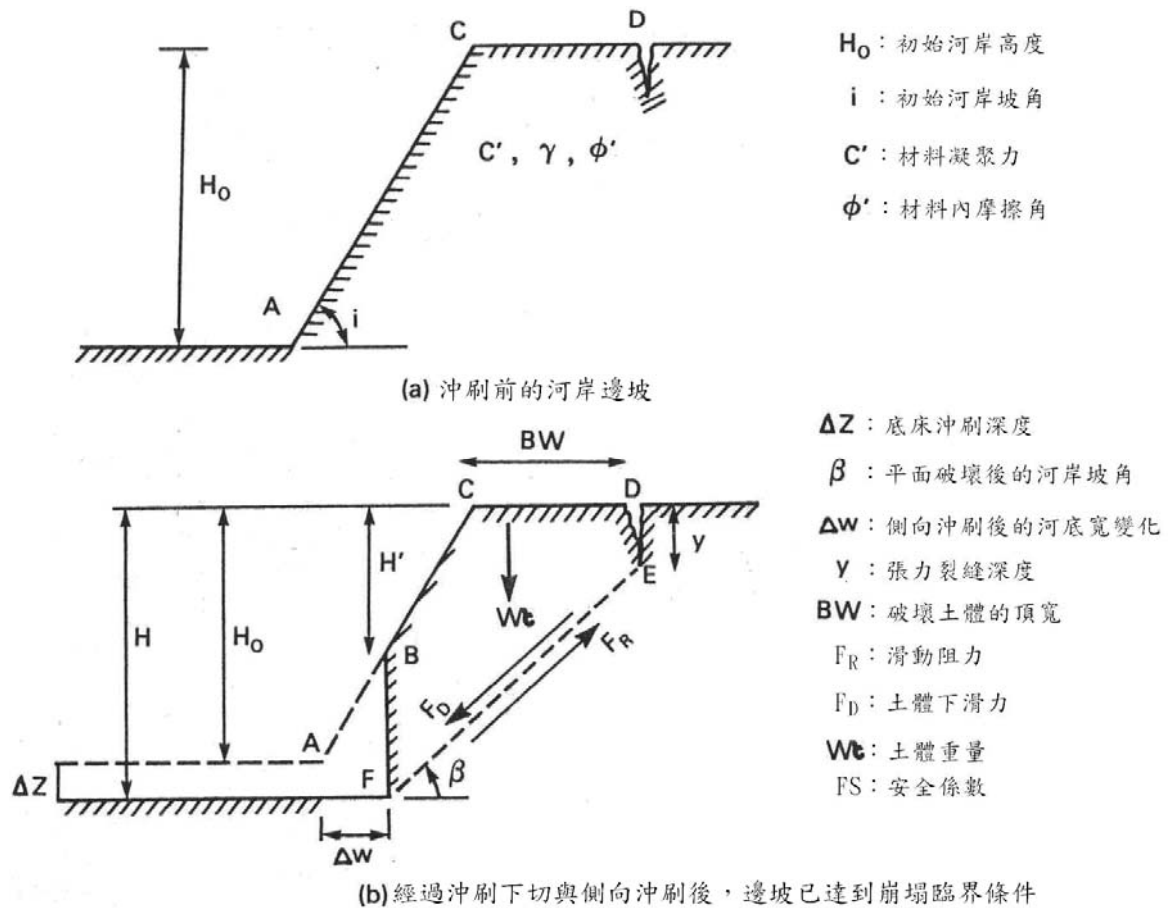


圖2.17 側向沖刷造成河岸崩塌(初始崩塌階段)

資料來源：Riverbank stability analysis. I:Theory，Osman & Thorne(1988)

由圖知安全係數為 $FS = F_R / F_D$ ，其中， F_D 為土體下滑力

($F_D = W_t \sin \beta$)， F_R 為滑動阻力($F_R = c' \cdot \overline{FE} + N \cdot \tan \phi'$)。通過公式整理，可得到土體發生崩塌的臨界高度 H ，如下所示：

$$\frac{H}{H'} = \frac{\frac{\lambda_2}{\lambda_1} + \sqrt{\left(\frac{\lambda_2}{\lambda_1}\right)^2 - 4\left(\frac{\lambda_3}{\lambda_1}\right)}}{2} \quad (2-43)$$

$$\lambda_1 = (1 - K^2)(\sin \beta \cos \beta - \cos^2 \beta \cdot \tan \phi) \quad (2-44)$$

$$\lambda_2 = 2(1 - K) \frac{c}{\gamma H'} \quad (2-45)$$

$$\lambda_3 = \frac{(\sin \beta \cos \beta \cdot \tan \phi - \sin^2 \beta)}{\tan i} \quad (2-46)$$

崩塌土體的頂寬為：

$$BW = \left(\frac{H - y}{\tan \beta} - \frac{H'}{\tan i} \right) \quad (2-47)$$

崩塌土體的體積為：

$$VB = \frac{1}{2} \left(\frac{H^2 - y^2}{\tan \beta} - \frac{H'^2}{\tan i} \right) \quad (2-48)$$

3. 側向沖刷造成崩塌-平行崩塌階段

經過前述的初始崩塌階段後，接著是發生平行崩塌階段，如圖 2.18 所示。

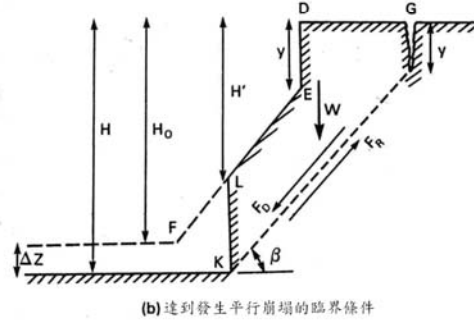
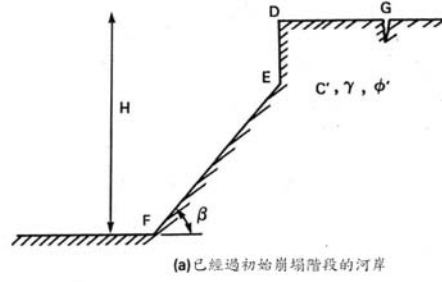


圖2.18 側向沖刷造成河岸崩塌(平行崩塌階段)

資料來源：Riverbank stability analysis. I: Theory, Osman & Thorne(1988)

由圖知安全係數為 $FS = F_R / F_D$ ；其中， F_D 為土體下滑力 ($F_D = W_t \sin \beta$)； F_R 為滑動阻力 ($F_R = c' \cdot \overline{FE} + N \cdot \tan \phi'$)。通過公式整理，可得到土體發生崩塌的臨界高度 H ，如下所示：

$$\frac{H}{H'} = \frac{\frac{\omega_2}{\omega_1} + \sqrt{\left(\frac{\omega_2}{\omega_1}\right)^2 + 4}}{2} \quad (2-49)$$

$$\omega_1 = \cos \beta \sin \beta - \cos^2 \beta \cdot \tan \phi \quad (2-50)$$

$$\omega_2 = 2(1 - K) \frac{c}{\gamma H'} \quad (2-51)$$

崩塌土體的頂寬為：

$$BW = \left(\frac{H - H'}{\tan \beta} \right) \quad (2-52)$$

崩塌土體的體積為：

$$VB = \frac{(H^2 - H'^2)}{2 \tan \beta} \quad (2-53)$$

2.2.3 土石流

土石流水理演算主要包括泥砂體積濃度、流量、流速、流深、設計粒徑及土石流撞擊力等，參考水土保持手冊(2005)分別概述如下：

1. 土石流平衡泥砂體積濃度

土石流平衡泥砂體積濃度 C_D ，可表示為：

$$C_D = \frac{\gamma_w \tan \theta}{(\gamma_s - \gamma_w)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (2-54)$$

式中， ϕ 為泥砂內摩擦角，與泥砂特性及其緊密程度相關，其值介於 $26^\circ \sim 48^\circ$ 之間； θ 為溪床坡度； γ_s 為土粒單位重量； γ_w 為清水單位重量。這裡必須特別注意的是，土石流泥砂體積濃度合理範圍介於 $0.3 \sim 0.9C_*$ (C_* 為堆積土體之最大泥砂體積濃度，介於 $0.6 \sim 0.75$)。此外，因一般山地河溪坡度變化急驟，使在應用式(2-54)時，土石流泥砂體積濃度經常是隨著溪床坡度而變化。惟式(2-54)係基於平衡條件下的土石流流況所建構，而平衡態土石流流況的存在條件是河溪長度必須大於其發展長度，在驟變的溪床坡度下是很難出現的。因此，式(2-54)中溪床坡度應指在土石流流動段約 5~10 倍河寬之溪流長度所對應之平均坡度。

2. 土石流流量

土石流流量 Q_D ，可表為：

$$Q_D = \frac{C_*}{C_* - C_D} Q_p \quad (2-55)$$

式中， Q_D 為土石流流量(cms)。

3. 土石流流深

當土石流流量已知時，將溪流概化為矩形斷面，則其流深可利用曼寧公式予以計算，即

$$h_D = \left(\frac{n_D Q_D}{B S_o^{1/2}} \right)^{3/5} \quad (2-56)$$

式中， S_o 為溪床坡度，當壩上游未淤積土砂時，取 $S_o \approx \tan \theta$ ，惟若壩上游呈部分淤積或淤滿時，則 $S_o \approx \tan \alpha$ (α =計畫淤砂傾角)； n_D 為粗糙係數，其大小與溪流條件相關，一般土石流先端部 $n_D = 0.1 \sim 0.06$ ，後續流 $n_D = 0.06 \sim 0.03$ ，具有襯砌流路工 $n_D = 0.06 \sim 0.03$ ； B 為溪床寬度。按上式計算出的土石流流深，應與土石流流出之設計粒徑(D_E)進行比較，並取較大值作為土石流流深。

4. 土石流流速

土石流平均流速 U_D 可依曼寧經驗公式計算，即

$$U_D = \frac{1}{n_D} h_D^{2/3} S_o^{1/2} \quad (2-57)$$

式中，符號定義與前述相同。

5. 土石流設計粒徑

各式防砂壩壩體應力分析時，必須按土石流可能攜出之最大粒徑($D_{\max}$)進行撞擊力計算，惟因土石流可能攜出之最大粒徑，可能是來自溪床表面堆積物(最單純狀況)，或被淤埋於溪床底部無法測得，或來自兩岸崩塌的產物，具有高度的不確定性，很難透過理論或實測方式予以獲得，即使決定了土石流最大粒徑，亦無法事前加以驗證。目前比較常用的方法，有以溪床表面粒徑調查法，或採用以下公式計算，即

$$D_E = \omega_o \frac{C_D}{C_* - C_D} h_d \quad (2-58)$$

$$\text{且 } 0.5 \text{ m} \leq D_E \leq \min(0.2 B, 3.0 \text{ m}) \quad (2-59)$$

式中， D_E =設計粒徑； ω_o =修正係數，與土石流形成方式相關，其值初步建議如表 2-6 所示：

表2-6 土石流設計粒徑修正係數建議值表

流況條件	建議值
泥流型土石流、無大規模崩塌	$\omega_o=1.0$ ，且不大於 1.0 公尺。
泥流型土石流、具有大規模崩塌	$\omega_o=1.0$ ，且不小於 0.5 公尺。
礫石型土石流、無大規模崩塌	與現場溪床質粒徑分布相關，以不小於 1.0 公尺為原則。
礫石型土石流、具有大規模崩塌	$\omega_o=1.2$ ，且不小於 1.5 公尺。

資料來源：水土保持手冊, 2005

此外，土石流治理經常採用透過性防砂壩作為攔阻其攜出土砂量，故為達到最大的治理效率，透過性防砂壩在尋常時期應保持空庫狀態，以蓄積土石流所攜出的大量土砂礫石；換言之，壩體開口寬度不能阻礙一般山地洪流泥砂顆粒的正常輸移。從輸砂力學得知，山地洪流泥砂輸移有懸浮質及推移質之分，前者是懸浮在水中且與水流同速運動的較細小泥砂顆粒，後者則是沿著河溪底床行進的較大泥砂顆粒，而在山區陡峭的河溪，推移質粒徑達數十公分以上者經常可見，惟它仍遠小於土石流所攜出之最大粒徑。

由泥砂起動觀念，山地洪流最大粒徑等同於一定水流條件下之泥砂起動粒徑，可由謝爾得公式(Shield's formula)求得，即

$$D_s = \frac{\gamma h_w \sin \theta}{(\gamma_s - \gamma)\eta} \quad (2-60)$$

$$D_s \leq D_E \quad (2-61)$$

式中， h_w =山地洪流水深； η =係數(≈ 0.05)。根據蘆田和男與高橋保研究指出，立體格子壩(grid type open dam)的開口寬度必須滿足下列限制條件，即

$$b_{op} / D_s > 2.0 \quad (2-62)$$

式中， b_{op} = 開口寬度。

6. 土石流撞擊

土石流衝擊力係指壩體上游面遭土石流直接撞擊之力量，可分為流體衝擊力和巨礫衝擊力兩種。

(1) 巨礫衝擊力

巨礫衝擊力是屬點的衝擊，為評估混凝土材料的耐撞程度，與混凝土強度和厚度相關，而與壩體整體安定性無關。土石流巨礫衝擊力，屬非彈性碰撞，依日本經驗公式可表為：

$$P_d = 12.0 U_d^{1.24} D_E^2 \quad (2-63)$$

式中； P_d 為巨礫衝擊力(ton)； D_E 設計粒徑(m)。若假設土石流巨礫對壩體混凝土的衝擊屬於完全彈性碰撞時，則土石流巨礫衝擊力可表為：

$$P_d = 20.2 U_d^{1.24} D_E^2 \quad (2-64)$$

(2) 流體衝擊力

流體衝擊力係屬面的衝擊力，與壩體安定性分析相關。土石流流體衝擊力為：

$$P_f = \alpha \frac{\gamma_m}{g} h_d U_d^2 \quad (2-65)$$

式中， P_f 為單位寬土石流流體力(ton/m)； α 為係數($\alpha \cong 1.0$)； γ_m 為土石流單位重(ton/m³)； g 為重力加速度(m/s²)； h_d 為土石流流深(m)； U_d 為土石流流速(m/s)。

2.2.4 應用數值模擬分析橋墩沖刷的實際案例

應用數值模擬分析橋墩沖刷，實務上，大多採用一維、二維或擬二維模式分析。這些模式透過調整網格或是斷面形式，可掌握設置橋墩對於流況變化的影響；但是，對於橋墩微觀的下射水流、馬蹄形渦流等三維流場，則無法模擬。

然而，分析橋墩沖刷問題，並不需要模擬這些微觀的流況。實務的分析方法係透過前述的一維、二維或擬二維模式，掌握設置橋墩後的流況變化，再將這些模擬結果配合橋墩沖刷公式進行計算。相關分析案例分述如下：

1. HEC-18 的實際案例

HEC-18 手冊提供一實際分析案例；如圖 2.19 所示，橋梁長度 198.12 公尺橫跨河道，橋台的形式為溢流式(spill-through)(1V:2H)，橋面板高程 6.71 公尺。共有 6 個橋墩，每個橋墩的形狀為圓形先端部橋墩(round-nose)，橋墩寬度 1.52 公尺，長度 12.19 公尺，並與水流同向。該河段 100 年設計洪水為 849.51(cms)，500 年流量為 1444.16(cms)。

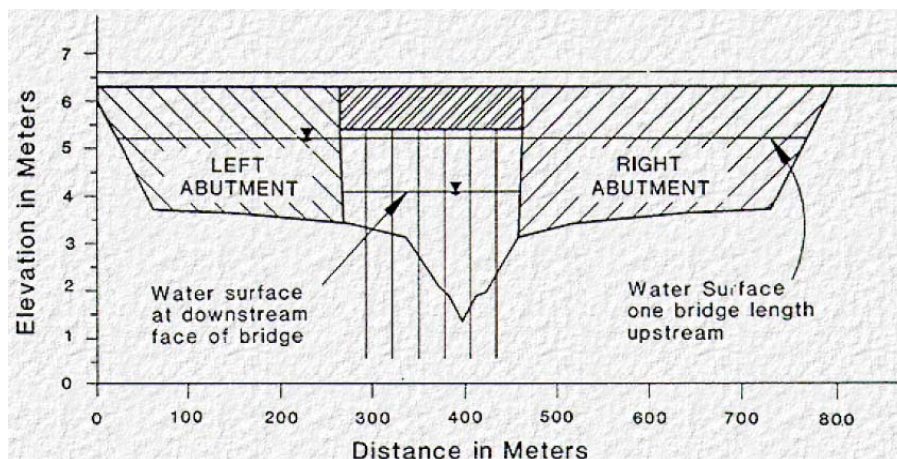
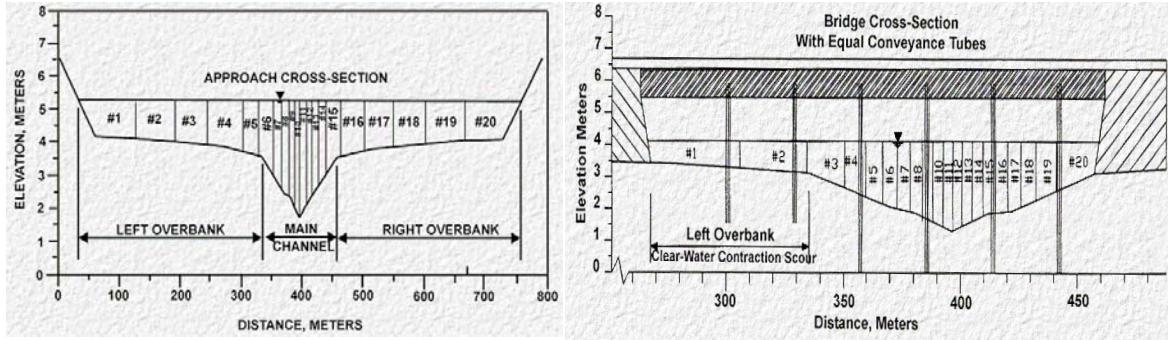


圖2.19 HEC-18的實際分析案例

該案例採用 WSPRO 模式計算河道的水理特性，WSPRO 模式係採用流管(stream tube)的擬二維模式(quasi two-dimensional)。如圖 2.20

所示，該案例共設定 20 個管流進行分析，圖 2.20(a)為 20 個流管在橋梁鄰近河道橫斷面的分布，灘地位置的流管較寬，深水槽較窄。圖 2.20(b) 為流管在橋梁橫斷面的分布，由於河道寬度由 700 公尺束縮到 200 公尺，造成流管寬度均明顯變窄。



(a) 20 個流管在河道橫斷面的

(b) 20 個流管在橋梁橫斷面的

圖 2.20 流管分布設定

圖 2.21 為每個流管的流速分布，由於橋梁斷面束縮，通水面積減少，造成每個流管的流速明顯上升。接著，選取每個流管的水深與流速，進行束縮沖刷分析、橋墩局部沖刷分析。其中，橋墩局部沖刷係採用 CSU 公式計算，以第 12 號流管為例，水深 2.84(m)，流速 3.73(m)，計算福祿數 F_{r1} ：

$$F_{r1} = \frac{v}{\sqrt{gy_1}} = \frac{3.73}{\sqrt{9.81 \times 2.84}} = 0.71 \quad (2-73)$$

對於先端部橋墩(round-nose)、且與水流方向一致、及砂質河川(sand-bed)等考量，則取 $K_1 = K_2 = K_4 = 1.0$ ；對於平整河床(plane-bed)則取 $K_3 = 1.1$ 。CSU 公式計算第 12 號流管如下

$$\frac{y_s}{y_1} = 2.0K_1K_2K_3K_4 \left(\frac{a}{y_1} \right)^{0.65} Fr^{0.43}$$

$$\frac{y_s}{2.84} = 2.0 \times 1 \times 1 \times 1.1 \times 1 \times \left(\frac{1.52}{2.84} \right)^{0.65} \times 0.71^{0.43} \quad (2-74)$$

則橋墩的局部冲刷深度 y_s 為 3.6(m)。

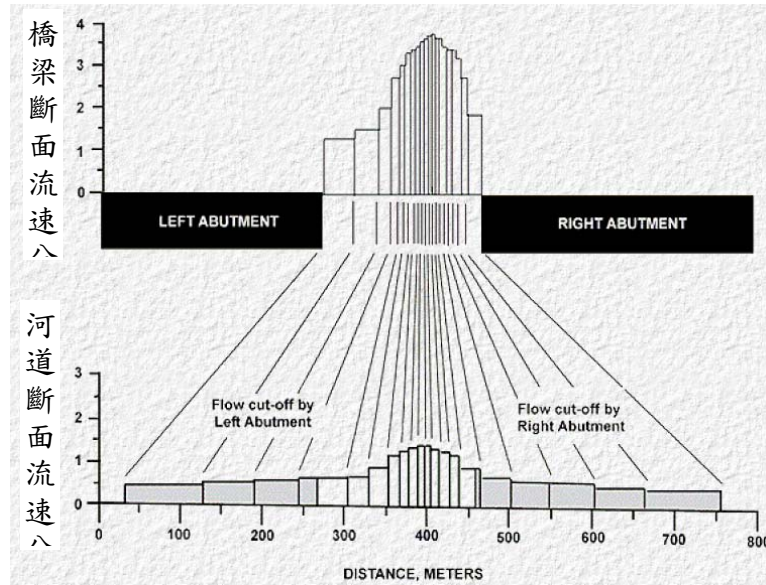


圖 2.21 每個流管的流速模擬結果

2. 跨海大橋複合橋墩潮流作用下局部冲刷深度分析

「跨海大橋複合橋墩潮流作用下局部冲刷深度數值分析」(查雅平, 2007)應用 FESWMS 模式分析一跨海大橋受到潮流作用下的橋墩局部冲刷。該計畫評估三種方案，包含三塔斜拉橋(圖 2.22)、三塔懸索橋、雙塔斜拉橋等，模擬各種方案在大潮時的流場。分析方法首先依據各種方案，將橋墩布置於地形圖上，模擬建橋後橋墩附近的流速與入射角度。接著，由模擬結果再計算各種複合橋墩的冲刷深度。

該計畫採用前述「複合型橋墩冲刷單元疊加分析」進行計算，以三塔斜拉橋方案為例，各座橋墩的規模尺寸如表 2-7 所示；表 2-8 為三塔斜拉橋方案各座橋墩的冲刷深度計算成果。

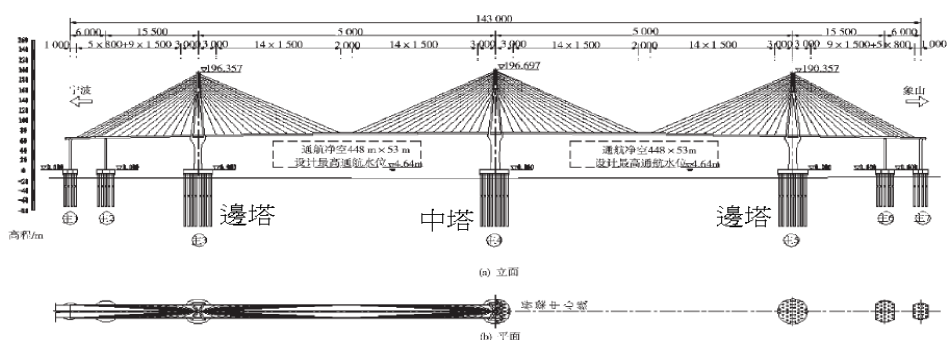


圖2.22 三塔斜拉橋布置圖

資料來源：跨海大橋複合橋墩潮流作用下局部沖刷深度數值分析，查雅平，2007

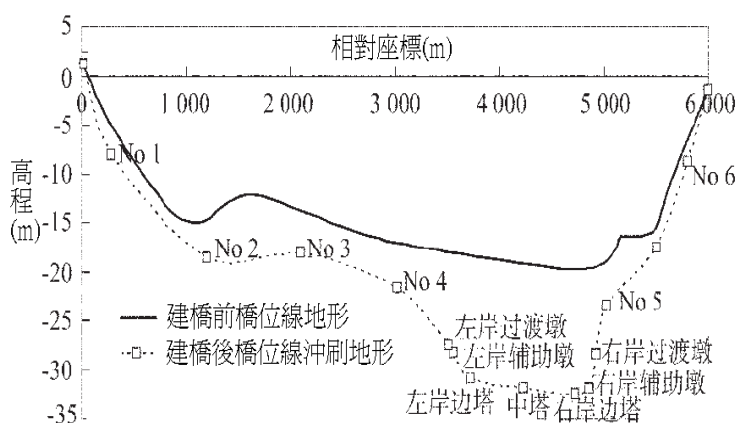
表2-7 三塔斜拉橋各橋墩的規模

三塔斜拉橋	橋墩		承台(樁帽)		樁基(基樁群)	
	長(cm)	寬(cm)	尺寸(m)	高(m)	直徑(cm)	數目(根)
中塔	1700	1700	50×50	10	300	40
邊塔	1400	1400	50×50	10	300	36
輔助墩	2×600	350	41×30	10	300	22
過渡墩	2×600	350	34×25	10	300	18
引橋橋墩	500	260	7×5	10	170	4

資料來源：跨海大橋複合橋墩潮流作用下局部沖刷深度數值分析，查雅平，2007

表2-8 三塔斜拉橋各橋墩沖刷的計算成果

三塔斜拉橋		位置	最大沖刷深度(m)
中塔		中塔	12.81
左岸邊塔		左岸邊塔	12.71
右岸邊塔		右岸邊塔	12.90
左岸輔助墩		左岸輔助墩	10.34
右岸輔助墩		右岸輔助墩	10.25
左岸過渡墩		左岸過渡墩	9.53
右岸過渡墩		右岸過渡墩	8.92
引橋 No.1		引橋 No.1	3.04
引橋 No.2		引橋 No.2	4.05
引橋 No.3		引橋 No.3	4.30
引橋 No.4		引橋 No.4	4.60
引橋 No.5		引橋 No.5	4.59



資料來源：跨海大橋複合橋墩潮流作用下局部沖刷深度數值分析，查雅平，2007

2.3 近年國內橋墩及橋基保護工受損情形

本節主要參考交通部公路總局 94 年「河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究」及 98 年「公路總局莫拉克颱風 52 座受災橋梁災害蒐集與致災原因初步研判」報告調查國內橋墩及橋基保護工的受損情形，其資料彙整如表 2-9，其中包括民國 89 年 8 月 27 日碧利斯颱風的沖刷，造成臺 1 線高屏大橋橋墩 P22 之崩塌，導致橋面塌落高屏溪；民國 90 年 7 月 30 日桃芝颱風造成大規模之土石流災害，導致臺 21 線與 149 縣道沿線及附近多座橋梁毀損或破壞流失；民國 93 年 7 月 2 日敏督利颱風造成濁水溪中沙大橋柔性堰向源侵蝕，致使柔性堰潰決；民國 94 年 7 月 18 日海棠颱風造成大甲溪縱貫山線鐵路橋橋墩 P4~P6 沖刷裸露達 6~14 公尺；民國 97 年 9 月 14 日辛樂克颱風造成后豐橋斷事件，造成兩輛汽車墜落大甲溪；民國 98 年 8 月 6 日莫拉克風災中造成南部眾多橋梁受損及損毀。

表2-9 國內各地之橋基與保護工的受損情形及受損原因一覽表

日期	橋梁名稱	所在路線	所在流域	橋基型式	橋基保護工形式	受災項目	受損原因
87.3.3	自強大橋	臺19線	濁水溪	PC基樁	(橋址)蛇籠工;(下游側)剛性堰及蛇籠工	(PC基樁)橋墩	開挖導水路引致水流匯聚於導水路而淘深並刷寬河槽、側向侵蝕
87.5.9 梅雨季洪水	霍薩溪橋	神木村村道 南投縣信義鄉	出水溪與 郝馬嘎班 溪會合處	沉箱	無	上部結構	土石流淤積之推移作用
87.6.7 梅雨季洪水	牛眠橋	臺21線	眉溪	擴展基腳	無	橋梁(上部結構 與下部結構)	擴展基腳之貫入深度相當不足
87.6.9 梅雨季洪水	自強大橋	臺19線	濁水溪	PC基樁	(橋址)蛇籠工;(下游側)剛性堰及蛇籠工	保護工	梅雨洪水匯聚於導水路而再持續地淘深並刷寬河槽、側向侵蝕
87.8.5 奧托颱風	里嶺大橋	臺22線	高屏溪	沉箱、PC基樁(高灘地之部分橋基)	(橋址)蛇籠工;(下游側)剛性堰及蛇籠工	(沉箱)橋基	側向侵蝕引至下游側第十九號之沉箱基礎下陷
87.10.16 瑞伯颱風	新興大橋	村道 新竹縣橫山道	油羅溪	沉箱	(橋址)混凝土護坦工;(下游側)混凝土消能堰	保護工	跌水沖刷
87.10.16 瑞伯颱風	油羅溪大橋	臺3線	油羅溪	沉箱	(橋址)蛇籠工	(沉箱)橋基、保護工	水躍沖刷、側向侵蝕、流石撞擊磨損
87.10.16 瑞伯颱風	竹東大橋	臺3線	上坪溪	沉箱	(橋址)蛇籠工	(沉箱)橋基、保護工	流石撞擊磨損、水躍沖刷、
87.10.16 瑞伯颱風	竹林大橋	縣123線	頭前溪	沉箱	(橋址)混凝土護坦工;(下游側)格地樑	下游側保護工	水躍沖刷、側向侵蝕
87.10.16 瑞伯颱風	中正大橋	竹48線	頭前溪	沉箱	(橋址)混凝土護坦工;(下游側)混凝土消能池	保護工	跌水沖刷、側向侵蝕

表2-9 國內各地之橋基與保護工的受損情形及受損原因一覽表(續)

日期	橋梁名稱	所在路線	所在流域	橋基型式	橋基保護工形式	受災項目	受損原因
87.10.16 瑞伯颱風	中山高頭前溪橋	國道1號	頭前溪	沉箱、全套管基樁(擴建部分)	(橋址)頂塊排置工;(下游側)柔性堰	(沉箱及全套式樁)橋基、保護工	側向侵蝕
87.10.16 瑞伯颱風	頭前溪大橋	臺1線	頭前溪	沉箱、全套管基樁(歷年修復部分)	(橋址)蛇籠工、倒流護岸工;(下游側)柔性堰、護岸導流工	(沉箱)橋基、保護工	側向侵蝕
87.10.16 瑞伯颱風	舊汶水橋	鄉道(苗栗縣獅潭鄉)	汶水溪	擴展基腳	無	橋梁上、下部結構	擴展基腳之貫入深度相對不足
87.10.16 瑞伯颱風	西螺大橋	縣145線	濁水溪	沉箱	(橋址)蛇籠工;(下游側)柔性堰(含護岸)、蛇籠工	下游側保護工	(中油管線保護工所引起之)束縮沖刷、填縫料吸出流失
87.10.16 瑞伯颱風	自強大橋	臺19線	濁水溪	PC基樁	(橋址)蛇籠工;(下游側)剛性堰及蛇籠工	保護工	側向侵蝕、束縮沖刷、水躍沖刷
87.10.16 瑞伯颱風	心上橋	鄉道(嘉義縣中埔鄉)	八掌溪	反循環基樁	(下游側)柔性堰	保護工	側向侵蝕
87.10.16 瑞伯颱風	北里橋	村道(臺東太麻里鄉)	太麻里溪	沉箱	(橋台四周)混凝土牆圍繞工	橋台保護工	橋台伸入河道所引起之束縮沖刷
89.8.27碧利斯颱風	西螺大橋	縣145線	濁水溪	沉箱	(橋址)蛇籠工;(下游側)柔性堰(含護岸)、蛇籠工	橋址及下游側保護工	填縫料流失、束縮沖刷、向源侵蝕
89.8.27碧利斯颱風	自強大橋	臺19線	濁水溪	PC基樁	(橋址)蛇籠工;(下游側)剛性堰及蛇籠工	保護工	束縮沖刷、向源侵蝕
89.8.27碧利斯颱風	高屏大橋	臺1線	高屏溪	PC空心方柱樁、沉箱	蛇籠工、消能用之混凝土塊	橋梁倒塌、蛇籠工	水躍沖刷→束縮沖刷

表2-9 國內各地之橋基與保護工的受損情形及受損原因一覽表(續)

日期	橋梁名稱	所在路線	所在流域	橋基型式	橋基保護工形式	受災項目	受損原因
98.11.1 象神颱風	竹東大橋	臺3線	上坪溪	沉箱	(橋址)蛇籠工	保護工	流石撞擊磨損、水躍冲刷
98.11.1 象神颱風	里嶺大橋	臺22線	高屏溪	PC基樁、沉箱	蛇籠工	蛇籠工	水躍冲刷
90.07.30 桃芝颱風	十八重溪橋	臺21線 新中橫公路	十八重溪	沉箱基礎	無	A2橋台崩陷、橋孔阻塞、上構位移錯開	土石流所造成之挑流效應、堆積頂托作用
90.07.30 桃芝颱風	陳有蘭溪橋	臺21線 新中橫公路	陳有蘭溪	沉箱基礎	無	橋梁上構全部流失、墩柱受損	土石流所造成之挑流效應、堆積頂托作用
90.07.30 桃芝颱風	筆石橋	臺21線 新中橫公路	筆石溪	沉箱基礎	無	A2橋台與部分橋梁流失	土石流所造成之挑流效應、堆積頂托作用
90.07.30 桃芝颱風	望鄉橋	臺21線 新中橫公路	阿里不動溪	沉箱基礎	無	A2橋台與部分橋梁流失	土石流所造成之挑流效應、堆積頂托作用
90.07.30 桃芝颱風	松泉橋	臺21線 新中橫公路	和社溪	無 (單跨徑)	無	橋梁全部流失	土石流所造成之挑流效應、堆積頂托作用
90.07.30 桃芝颱風	神和橋	臺21線 新中橫公路	和社溪	擴展基腳	混凝土包墩及導流牆	橋梁全部流失	土石流所造成之挑流效應、堆積頂托作用
90.07.30 桃芝颱風	愛玉橋	臺21線 新中橫公路	野溪	無 (單跨徑)	無	橋梁全部被埋淤	土石流所造成之挑流效應、堆積頂托作用
90.07.30桃 芝颱風	初鄉橋	縣15線	東埔蚋溪	擴展基腳	無	橋孔阻塞、A1引道冲毀破壞、梁身破裂	土石流所造成之挑流效應、堆積頂托作用
90.07.30桃 芝颱風	瑞草橋	縣149線	清水溪	沉箱基礎	無	P3、S3、P4冲毀流失	土石流所造成之撞擊作用、洪水冲刷
90.07.30桃 芝颱風	瑞興橋	縣149線	加走寮溪	沉箱基礎	無	P1、S1、S2冲毀流失	土石流所造成之撞擊作用

表2-9 國內各地之橋基與保護工的受損情形及受損原因一覽表(續)

日期	橋梁名稱	所在路線	所在流域	橋基型式	橋基保護工形式	受災項目	受損原因
90.07.30 桃芝颱風	龍門大橋	投53線	清水溪	全套管裝基礎	無	A1~A6橋孔阻塞	土石流之淤積頂托作用而阻塞橋孔
90.07.30 桃芝颱風	中二高濁水溪橋	國道3號	濁水溪	全套管裝基礎	無	P24~P29橋基裸露	河岸崩塌之側向侵蝕、下游河道之砂石開採效應
90.07.30 桃芝颱風	西螺大橋	縣145線	濁水溪	沉箱基礎	(橋址)蛇籠工;(下游側)柔性堰(含護岸)、蛇籠工	下游側保護工	柔性堰中間段沖失,深槽河床高程再下降2~4公尺,橋基裸露更為嚴重
90.07.30 桃芝颱風	高美大橋	縣184乙線	荖濃溪	沉箱基礎	蛇籠工	P10~P12蛇籠工沖毀、橋基嚴重裸露	橋址上游側左岸高灘地之崩塌後退而引至側向侵蝕
90.07.30 桃芝颱風	筏子溪鐵路橋	山線鐵路	筏子溪	沉箱基礎	無	A2橋台及路堤翼牆沖損破壞	束縮沖刷(橋台與路堤伸入河道影響通水寬度)
90.07.30 桃芝颱風	東門橋	縣136線	旱溪	擴展基腳	無	P3橋墩倒塌、S3崩落	束縮沖刷(低水護岸之設置)、局部沖刷(水流攻角效應)
93.7.2~5 敏督利颱風及西南氣流	六龜大橋	臺27線	荖濃溪	沉箱基礎	無	P2下游側下陷	彎道沖刷及水流與橢圓形沉箱具攻角效應之局部沖刷
93.7.2~5 敏督利颱風及西南氣流	里港大橋	臺3線	荖濃溪	P20~P24皆為全管裝基礎;其餘沉箱基礎(上游側)、15長之PC樁基礎(下游側)	鼎型塊、蛇籠工護岸與固床工	上游側右岸持續崩塌而影響基礎裸露	上游側右岸持續崩塌後退,水流將會由P19~P12之間的高灘地繞流通過

表2-9 國內各地之橋基與保護工的受損情形及受損原因一覽表(續)

日期	橋梁名稱	所在路線	所在流域	橋基型式	橋基保護工形式	受災項目	受損原因
93.7.2~5 敏督利颱風 及西南氣流	中沙大橋	國道1號	濁水溪	全套管裝 基礎(新) PC樁基礎(舊)	托底工法、柔性堰(固床工)	柔性堰潰決	向源侵蝕(源自於西螺大 橋柔性堰潰決於逃之颱 風之刷深)跌水與水躍沖 刷發生於柔性堰下游側
93.7.2~5 敏督利颱風 及西南氣流	烏溪橋	臺3線	烏溪	P1~P8皆 為全套管 裝基礎 ;P9~P15沉 箱基礎	P10周邊施設排樁 工法,其他別無	P9~P11沖刷裸露 4~6公尺	彎道沖刷、及具水流攻角 效應之局部沖刷
93.8.26 艾莉颱風	油羅溪大 橋	臺3線	油羅溪	沉箱基礎	蛇籠護岸、護坦工 、混凝土塊固床工	P5~P6沖刷裸露 達8.5~9.5公尺	護坦工下游端插入河床 內之深度不足,於洪水之 跌水與水躍沖刷下,淘空 護坦工基礎而至局部沖 毀
93.8.26 艾莉颱風	篤銘橋	臺8線	大甲溪	沉箱基礎 與橋台	無	橋台沖刷翼牆崩 陷	上游側彎道之水流頂沖 凹岸效應
93.8.26 艾莉颱風	蘭勢大橋	臺3線	大安溪	沉箱基礎	無	P9~P12沖刷深度 達4~7.5公尺	上游側右岸因卓蘭堤防 潰決形成彎道,導引彎曲 流路頂衝P9~P12之間造 成一般沖刷
93.8.26 艾莉颱風	龜山橋	臺6線	後龍溪	沉箱基礎	蛇籠護岸、PC護坦 工	P2下陷	上游側彎道之水流頂沖 凹岸效應

表2-9 國內各地之橋基與保護工的受損情形及受損原因一覽表(續)

日期	橋梁名稱	所在路線	所在流域	橋基型式	橋基保護工形式	受災項目	受損原因
94.7.18~21 海棠颱風及 西南氣流	高屏溪舊 鐵路橋	舊南鐵路	高屏溪	沉箱基礎	無	P9~P11沖毀崩落	河岸側向侵蝕所形成之 一般沖刷、局部沖刷
94.7.18~21 海棠颱風及 西南氣流、 94.8.5 瑪莎颱風	甲仙大橋	臺20線與臺21線 共線	旗山溪	擴展基腳(淺 基礎)	RC護坦工(尾端 設有尾檻、惟無 消能工)	P3之淺基礎已局 部淘空	RC護坦工無消能設施, 無法減煞護坦工下游測 之跌水與水躍沖刷而致 淘空護坦工基礎引致護 坦工之局部破裂及橋基 沖刷
94.7.18~21 海棠颱風及 西南氣流、 94.8.5 瑪莎颱風	縱貫山線 鐵路(雙 軌)大甲 溪橋	縱貫山線鐵路	大甲溪	沉箱基礎	攔砂堰	P4~P6沖刷裸露 達6~14公尺	攔砂堰之消能工不足、跌 水與水躍沖刷造成水流 下切於易吸水崩解之泥 頁岩而形成峽谷狀
94.7.18~21 海棠颱風及 西南氣流、 94.8.5 瑪莎颱風	南迴鐵路 知本溪橋	南迴鐵路	知本溪	沉箱基礎	鼎型塊陣列佈設 於P1~P7； P8~P11的下游 側	P7~P8沖刷裸露 達7~ 8.2公尺	P7~P8之間原為未施設 保護工之高灘地而形成 弱勢面、下游河道有採砂
94.7.18~21 海棠颱風及 西南氣流、 94.8.5 瑪莎颱風	里港大橋	臺3線	荖濃溪	P20~P24皆 為全套管裝 基礎;其餘沉 箱基礎(上游 側)、PC樁基 礎(下游側)	鼎型塊、蛇籠護 岸與固床工	上游側右岸持續 崩塌而影響基礎 裸露	上游側右岸持續崩退已 使原P19~P12高灘地變 成深槽

表2-9 國內各地之橋基與保護工的受損情形及受損原因一覽表(續)

日期	橋梁名稱	所在路線	所在流域	橋基型式	橋基保護工形式	受災項目	受損原因
98.8.6 莫拉克颱風	新旗尾橋	臺28線	旗山溪	樁基礎	-	S17橋面版傾斜 ；S18與A2橋台 流失	沖刷損毀
98.8.6 莫拉克颱風	旗尾橋	臺28線	旗山溪	沉箱基礎	-	均已流失	沖刷損毀
98.8.6 莫拉克颱風	雙園大橋	臺17線	高屏溪	樁基礎	-	S2~S16流失約 459公尺	沖刷損毀
98.8.6 莫拉克颱風	建山二橋	臺20線	荖濃溪	無	-	橋面版均已流失	土石流沖毀
98.8.6 莫拉克颱風	寶來二橋	臺20線	荖濃溪	樁基礎	-	A2橋台及S6沖 毀	土石流沖毀
98.8.6 莫拉克颱風	四德橋	臺21線	旗山溪	直接基礎	-	S2~S4流失200公 尺	沖刷損毀
98.8.6 莫拉克颱風	月兒橋	臺21線	旗山溪	無	-	均已流失	沖刷損毀
98.8.6 莫拉克颱風	民生大橋	臺21線	旗山溪	直接基礎	-	均已流失	沖刷損毀
98.8.6 莫拉克颱風	六龜大橋	臺27甲線	荖濃溪	沉箱基礎	-	S1~S3流失約 115.5公尺	沖刷損毀
98.8.6 莫拉克颱風	六龜三號 橋	臺27甲線	荖濃溪	無	-	均已流失	沖刷損毀
98.8.6 莫拉克颱風	新發大橋	臺27線	荖濃溪	直接基礎	-	均已流失	沖刷損毀

資料來源：1.河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究,2005,交通部公路總局

2.公路總局莫拉克颱風52座受災橋梁災害蒐集與致災原因初步研判,2009,交通部公路總局

2.4 國內保護工法資料彙整

本節主要蒐集國內常見之各種橋墩保護工法，依據交通部公路總局 94 年「河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究」報告內容，一般臺灣西部地區橋梁所使用之橋基保護工型式可分類為：柔性攔砂堰工法、剛性攔砂堰工法、蛇籠工法、拋石工法、混凝土護坦工法、混凝土排置工法及河道治導工法等，其各工法說明概述如下：

1. 柔性攔砂堰工法

柔性攔砂堰工法係利用數量相當多之巨大混凝土長方塊以鋼筋連結相鄰兩列並交錯排開(間距為 50cm 最為頻繁)，長方塊邊長一般介於 2~5m 之間(如圖 2.23)。此工法通常構築於跨河橋梁下游不遠處，一般柔性攔砂堰各混凝土塊之上游至下游端頂面高程大多採用逐階下降，惟攔砂堰下游處須設置消能池(護坦工)，以防止因跌水造成下游河床沖刷，使得堰體崩壞。

柔性攔砂堰適用於礫石型河床，此工法具有攔阻砂石，達到河床砂石回淤之功能，間接達到河床整治的效果，惟柔性攔砂堰之興建涵蓋區域較廣，工程經費較高。

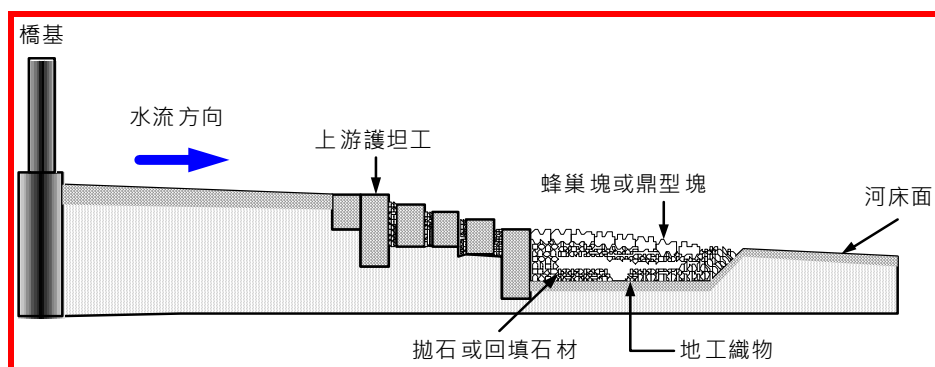


圖2.23 柔性攔砂堰工法示意圖

2. 剛性攔砂堰工法

剛性攔砂堰工法所採用之基礎型式大致分為基樁式及重力式兩種，所謂基樁式主要的剛性堰體是以樁基礎作支撐，重力式即是採

用堰體自重座落在堅固之河床上(如圖 2.24)。此工法主要可穩定河床，防止河床下降，因此僅能防止河床一般沖刷，雖穩固河床可減緩河道坡降、降低流速，間接達到消滅橋墩周邊局部沖刷深度。此外，剛性堰後方消能池之消能效率及穩定性，則為此保護工設計之重點，若消能池遭沖刷破壞，將產生向源侵蝕，導致上游端堰體破壞或基礎掏空，堰體上游河床質流失，進而危及上游橋梁，此現象之沖刷情形將比未施作保護工之自然河道更為嚴重。故剛性攔砂堰消能池尾端下方之截水牆施設，將延長地下水滲流與管湧之路徑。並可防止下游河床因跌水、水躍沖刷而下降，甚至產生向源侵蝕，以防護堰體的基腳免於掏空而傾毀。

剛性攔砂堰適用於卵礫石河床或泥頁岩石河床，此工法使用年限較長具有全面攔阻砂石，達到河床砂石回淤之功能，間接達到河床整治的效果，惟易造成下游砂源填補不足，導致下游河床下降，且工程經費較高、施工上較為困難。

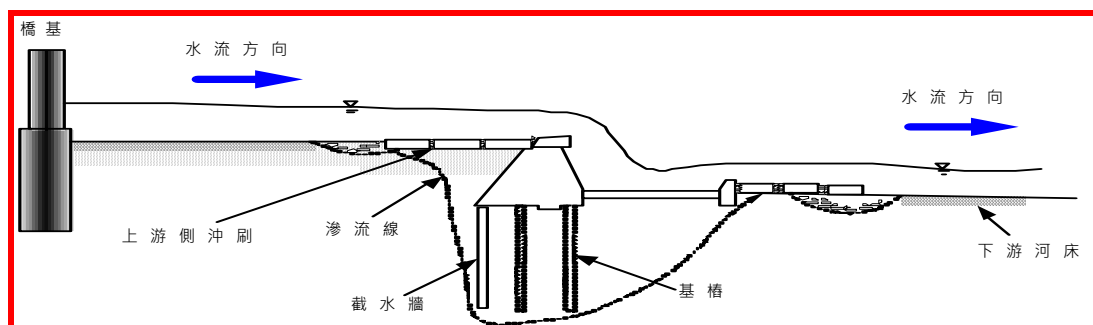


圖2.24 剛性攔砂堰工法示意圖

3. 蛇籠工法

蛇籠工法係利用鍍鋅鐵絲，經由人工或機械編織而成之金屬網目，再內包卵石所構成之長條石籠(如圖 2.25)。一般普遍使用於橋基保護、堤防護坡與公路邊坡穩定等。國內常見之型式大致可分為甲種與乙種蛇籠工，兩者最大的差異為甲種蛇籠之斷面近似於橢圓狀，尺寸為 $60\text{cm} \times 100\text{cm}$ ，而乙種蛇籠則為 $40\text{cm} \times 67\text{cm}$ ，至於兩者之間隔網目則皆相同。其中以甲種蛇籠工用於國內橋基保護、堤防護

坡(基)與公路邊坡穩定之情況較為普遍。

蛇籠工法適用於一般砂質河川，可改善水流流況，並可搭配其它保護工法一同使用，惟蛇籠工易遭流動之卵礫石撞擊磨損且卵礫石料源尋覓不易，成本逐漸提高。

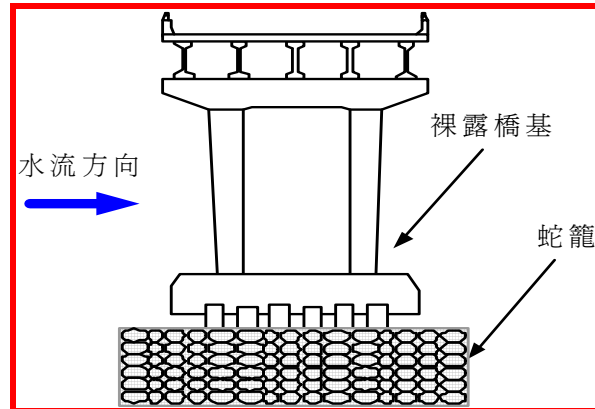


圖2.25 蛇籠工法示意圖

4. 拋石工法

拋石工法係利用具有相當重量之卵石、岩塊、混凝土碎塊等，鋪設於遭沖蝕之河床或已裸露之橋基周邊範圍，其拋石保護工法可發揮近似護甲層的作用，可減緩或防止已沖刷之河床繼續刷深，甚至促進砂石淤積(如圖 2.26)。惟拋石個體與個體間無連結性，所能發揮之整體性護床或護基功效較差，除非拋石之體積或重量甚大，否則在較高的流速下甚易被沖失。因此本工法較適用於河道較為寬廣、水深不大、坡小流緩(流速小於 1.5m/s 以下)之砂質河床。

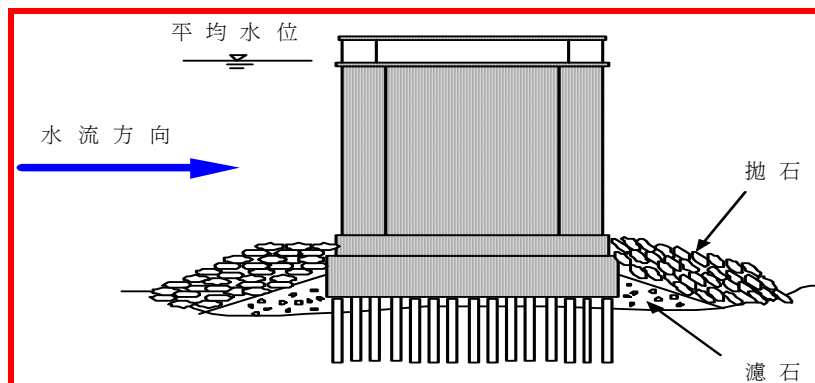


圖2.26 拋石工法示意圖

5. 混凝土護坦工法

混凝土護坦工在河床上鋪設帶狀或片狀之(鋼筋)混凝土版，此工法可防止河床沖刷，倘被沖刷，有此覆蓋亦可防止沖刷擴大，緩和流速，防止橋基及護岸破壞(如圖 2.27)。一般而言，混凝土護坦工可鋪設於早期施作之蛇籠工、鼎形塊、混凝土方塊、異形塊或回填拋石之上，混凝土層所埋設的鋼筋亦可使用已廢棄之鋼軌或型鋼。

混凝土護坦工法施工簡單且工期較短，可立即保護橋基穩定及安全，惟護坦上下游容易產生河床沖刷，於設計時應加強上下游河床保護，此工法適用於卵礫石及軟弱岩層河床。

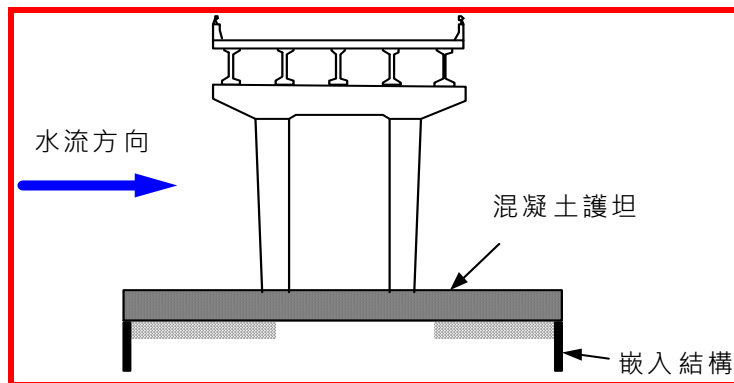


圖2.27 混凝土護坦工法示意圖

6. 混凝土排置工法

混凝土排置工法與鼎塊排置工法及混凝土(長)方塊工法雷同，均無連結成群體而各自獨立，通常沿橋址拋放異形塊於全部深槽區或局部堆置於橋基周邊(如圖 2.28)。若為維持取水之穩定，尚需考量滲漏之影響；若為保護橋梁之安全，則對於橋墩處因束縮造成流速增加或沖蝕應特別注意；若為穩定河道，則利用混凝土塊排置之設計方向挑流調整主流於河道中。

混凝土塊排置工法施工容易且容許變位傾斜，發揮柔性保護河床之能力，可立即保護橋基穩定及安全，惟局部施作易使未受保護

區刷深，並導致塊體沉陷流失，設計時可用鋼筋加以連結，以增加整體抗沖能力，此工法適用於卵礫石河床。

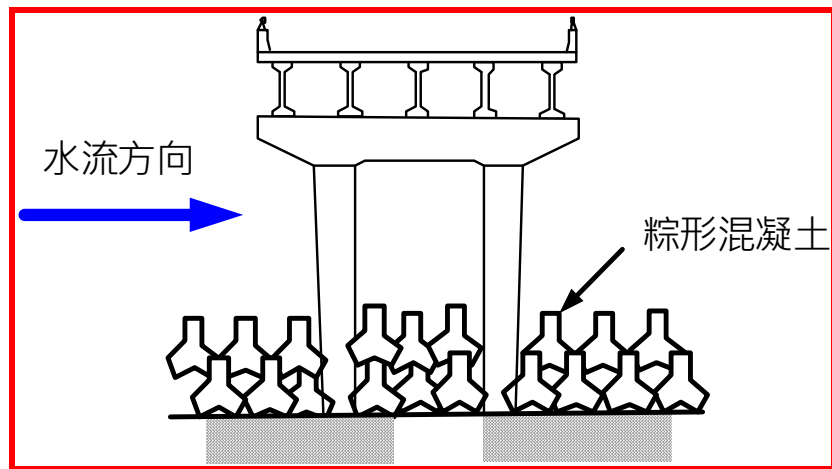


圖2.28 混凝土排置工法示意圖

7. 河道治導工法

河道治導工可因應卵礫石或砂質河床，施設護岸工或丁壩工，若設置得宜，可調整河道流向，避免洪流直衝橋基保護工或河岸，達到保護橋梁或堤防安全。一般河道治導工法可分類為：護岸工及丁壩工，其各工法說明概述如下：

(1) 護岸工

凡於天然河川之岸側或河堤臨水面構築人工構造物以抵擋水流之衝擊，防止河岸(堤)因水流沖刷作用產生淘空崩坍，以保護河岸或堤身之安全，並深入河底構築之保護工程均廣義的稱為護岸工(如圖 2.29)。其構造型式可分為緩坡式、陡坡式及直立式等。護坡坡面與水平面所成之夾角小於安息角之護岸稱為緩坡式護岸；護坡坡面與水平面所成之夾角大於安息角之護岸稱為陡坡式護岸，護岸構造採直立者稱為直立式護岸。另護岸構造一般係由護坡、基腳及護腳三部分所構成，各部分材料可依所需功能選用，而設計時往往以不同材料混合使用以求經濟有效之目的。

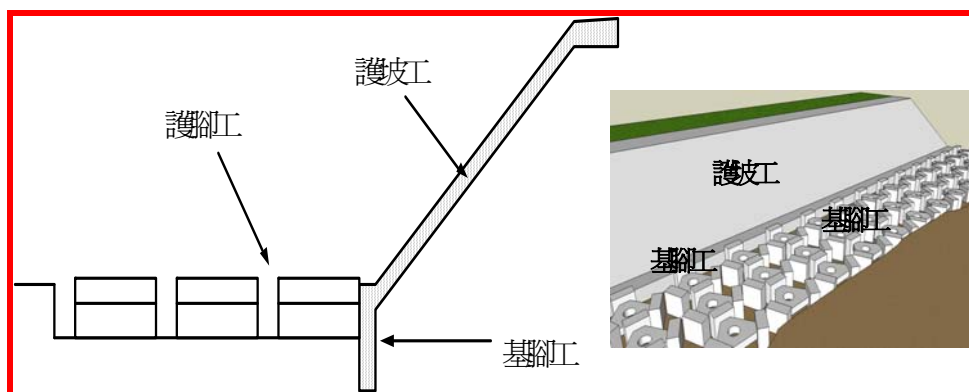


圖2.29 護岸工法示意圖

(2) 丁壩工

丁壩係為將壩之根部深埋於堤外，而壩身自堤防突出而直伸入水流之水工構造物，藉此達到掛淤造灘或挑流等目的，並可用於防治河岸崩退(側向侵蝕)，間接達到保護橋梁(基)或攔砂堰、固床工等構造物之安全(如圖 2.30)。丁壩依作用可分為護岸丁壩與挑流丁壩；依結構可分為不透水丁壩與透水丁壩；依工法可分為排樁丁壩、鉛絲蛇籠丁壩、拋石丁壩、混凝土丁壩等。丁壩種類相當繁多，諸如排列方式、結構、壩高、間距等，因各河道條件不同而有所差異。

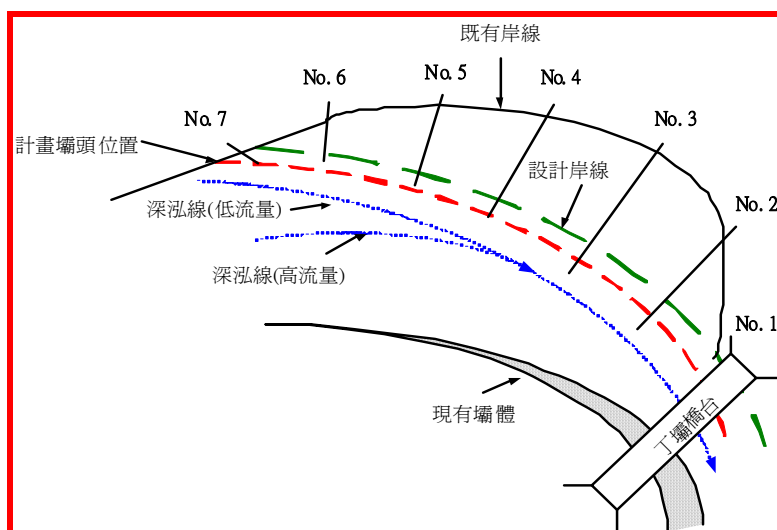


圖2.30 丁壩工法示意圖

2.5 國外保護工法資料彙整

1. 織物模板

織物模板是利用高強度織布縫製雙層結構織袋狀物，袋體空間灌注混泥土或植生基材填充固定結構，可做為邊坡、河岸、防蝕堤防等坡面保護，不同組織形式可作為結構穩定或植生綠化之需求。織物模板具有擴張強度大、透水性佳、輕質、方便施工、填充植生基材可綠化環境、地面貼附性佳及填充水泥砂漿可護坡護岸等特性。國內大多應用於區域排水護岸及渠底保護，國外亦有應用於橋墩保護實際案例(詳如照片 2.1)。



照片2.1 韓國橋墩保護應用案例

資料來源：盟鑫工業股份有限公司

2. 砂腸管

砂腸管為兼具透水(Infiltration)與保留土壤(Soil Retention)之袋體，在水力填充後，袋中水分迅速排除，保留於內部之土壤成為一穩定之地工織物－土壤複合體，在河川，水庫淤泥整治工程中可發揮極大的環保效益。砂腸管材料為地工合成物(Geosynthetics)織造而成之高拉力纖維透水管狀袋體，其纖維主要成分為聚丙烯(polypropylene 簡稱 PP)透水織布，摺疊後體積、重量皆小，運送輕

便，將袋體於現場展開後連接水力輸送管路填充現地疏浚之泥砂，可作為護堤(Dike)、碎波堤(Breakwater)、丁壩(groin)及邊坡保護(Slop Protection)等。至今於韓國亦有應用於跨海大橋橋墩保護應用實例，詳如圖 2.31 與照片 2.2 所示。



圖2.31 韓國仁川跨海大橋砂腸管配置示意圖



照片2.2 韓國仁川跨海大橋橋墩保護應用案例(砂腸管)

資料來源：盟鑫工業股份有限公司

除此之外，根據美國橋梁管理單位於 1995 年調查 220,000 座橋梁結果(Parker et al.,1998)顯示共 8,662 座橋梁有使用橋基保護工法，其保護工法使用比例如表 2-10 所示，表中顯示拋石工法為使用比例最高之保護工法，其次為蛇籠工法，除此之外消波塊及丁壩亦普遍被使用。

表2-10 美國橋基保護工法使用分布

橋基保護工法	橋梁數目	百分比(%)	備註
拋石	5,913	68.26	拋石工法
自行入水拋石	72	0.83	拋石工法
混凝土漿砌石	27	0.31	混凝土護坦工或護岸工
岩塊蛇籠工	567	6.55	蛇籠工法
其他柔性護岸工	37	0.43	護岸工(河道治導工)
河道襯砌工	253	2.92	護坦工或護岸工
混凝土襯墊(護坦)	51	0.59	混凝土護坦工法
混凝土填充袋	97	1.12	-

表2-10 美國橋基保護工法使用分布(續)

橋基保護工法	橋梁數目	百分比(%)	備註
拋岩塊護岸	79	0.91	護岸工(河道治導工)
丁壩工、彎道堰	420	4.85	護岸工(丁壩工)
(淺)基礎擴座	778	8.98	—
混凝土塊連結	6	0.07	混凝土塊排置工法
彎曲型導流板	1	0.01	—
犧牲替代樁	22	0.25	—
導流板	6	0.07	
堤防	43	0.50	護岸工(河道治導工)
攔砂堰、固床工	83	0.96	剛、柔性攔砂堰工法
摻土水泥	7	0.08	—
橋樁	1	0.01	河道治導工
水流阻滯設施	35	0.40	河道治導工
增加橋梁跨距	2	0.02	—
橫向支撐柱	5	0.06	臨時結構工法
橋梁安全警示裝置	22	0.25	—
現制交通流量、封閉橋梁	111	1.28	—
其他	24	0.28	—
總計	8,662	100	

資料來源：1.彙整自Parker et al.,1998

2.交通部公路總局，河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究(第二冊)，2005

Macky(1990)將紐西蘭所使用的橋基保護工法依其經費比例加以統計整理，其結果顯示於表 2-11。表中顯示大部分經費皆利用在拋石及蛇籠等工法。此外，紐西蘭亦常使用塊石堆置而成之固床工或攔砂堰保護橋址，並使用堤防或護岸控制河流流向。

表2-11 紐西蘭橋基保護工法之使用分布

橋基保護工法	百分比(%)(依經費而定)
拋石搭配其他保護工	33.4
雷諾籠	17.3
拋石	14.1
拋石搭配蛇籠	5.5
托底工法	2.9
導流牆	2.8
蛇籠	1.3
蛇籠搭配其他保護工	1.1
植生	0.23
其他	6.8
可忽略之保護措施	14.6

資料來源：1.摘自Macky,1990

2.交通部公路總局，河川橋梁之橋墩(台)冲刷保護工法之研究(第二冊)，2005

2.6 河道冲刷對橋墩保護工法之影響

水流、河床、橋墩及保護工之互制作用係為一動態過程，施設橋墩保護工時必然會影響河道流況，進而造成橋墩附近河床改變。故橋墩保護工須以全河道之河床穩定為考量。然而，保護工法之選用常因地制宜，且與水流狀況息息相關，並無萬能保護工法可適用於所有橋址。

一般而言，在河床嚴重下降之橋墩下游常以布置剛性攔砂堰或柔性攔砂堰(含跌水消能工)為主。束縮冲刷則採保護導流槽、護坦等工法。側向侵蝕嚴重則以丁壩挑流或以導流堤整順流路，並配合護岸工以確保邊坡穩定。橋墩局部冲刷之保護工法則以拋石、蛇籠工、鼎塊、包墩或混凝土圍繞為主。以濁水溪上中沙大橋之保護工為例，其上游採三腳空心塊丁壩挑水工，橋墩則以蛇籠層保護，橋墩間為保護導流槽，下游並設置護坦及柔性攔砂堰。其河道冲刷對各工法之影響程度及適用性詳如表 2-12 及表 2-13 所示。

表2-12 河道沖刷對橋墩保護工法之影響程度表

橋墩保護工法	河道沖刷對橋墩保護工法之影響程度			
	局部 沖刷	束縮 沖刷	一般沖刷 (縱向)	一般沖刷 (側向)
柔性攔砂堰工法	○	○	●	△
剛性攔砂堰工法	○	○	●	△
蛇籠工法	○	X	X	X
拋石工法	○	●	○	●
混凝土護坦工法	○	○	○	●
混凝土塊排置工法	○	○	○	●
不透水丁壩	○	△	△	●
透水丁壩	○	△	△	●
護岸工	△	○	△	△
備註： ●：影響程度小 ○：影響程度中 △：影響程度大 X：不適用				

表2-13 國內常用之橋墩保護工法適用性表

橋墩保護 工法	適用河川特性								
	適用地形	河川形態	河川規模	河彎半徑	流速	河床質	漂流物	河岸邊坡	洪水平原
柔性攔砂堰 工法	不適河口	V	V	V	V	礫砂質	V	V	V
剛性攔砂堰 工法	不適河口	V	V	V	V	礫石	V	V	V
蛇籠工法	V	V	V	V	慢	V	少	V	V
拋石工法	適陵區及河口	V	V	V	V	礫石	V	陡峭、平穩	V
混凝土護坦 工法	適陵區和平原	V	V	V	慢	砂質	V	陡峭、平穩	V
混凝土塊排 置工法	V	V	V	V	慢	礫石	V	陡峭、平穩	V
不透水丁壩	適陵區及河口	不適直線型	寬廣型	小	V	V	V	V	V
透水丁壩	適陵區及河口	不適直線型	寬廣型	小	慢	砂質	少	V	V
護岸工	V	V	V	V	V	V	V	V	V
備註：V：適用各種河川特性									

第三章 國內外動床理論之回顧

在具有一定泥砂組成的河床面上，因水流強度增加，而使床面泥砂由靜止狀態轉入運動，這種現象稱為泥砂起動，相應的臨界水流條件稱為泥砂起動條件。由於泥砂開始運動，底床的幾何形狀亦隨之變動，稱為動床。其動床相關理論分述如下：

3.1 泥砂起動問題

若河床上的泥砂粒徑較粗，水流未達到泥砂起動條件，河床就不會發生沖刷；反之，當泥砂達到起動條件時，則沖刷現象將迅速發展，但當沖刷達到一定程度後，水流條件不足以使泥砂繼續起動，沖刷現象便隨之停止。此外，若河床由非均勻泥砂組成，則細粒料能夠起動被沖走，粗粒料將留下來，形成一個覆蓋層。當覆蓋層達到一定厚度後，足以保護下層泥砂不再被沖走，沖刷便隨之停止。

河床面上通常以泥砂起動流速或是泥砂起動拖曳力表達泥砂起動條件，分述如下：

1. 泥砂起動流速公式

影響泥砂起動的力包含促使泥砂起動的力(水流推力 F_D 與上舉力 F_L)，以及抗拒泥砂起動的力(泥砂重力 W 與泥砂顆粒間的粘結力 N)，如圖 3.1 所示。其泥砂動力平衡方程式如下：

$$F_D \cdot K_1 d + F_L \cdot K_2 d = W \cdot K_3 d + N \cdot K_4 d \quad (3-1)$$

$$\text{其中，水流推力 } F_D = C_D A \frac{\rho u_b^2}{2} \quad (3-2)$$

$$\text{上舉力 } F_L = C_L A \frac{\rho u_b^2}{2} \quad (3-3)$$

$$\text{泥砂重力 } W = (\gamma_s - \gamma) V_s \quad (3-4)$$

$$\text{粘結力 } N = \gamma(h_c + h)A \quad (3-5)$$

式中， d = 泥砂粒徑， $K_1 d$ 、 $K_2 d$ 、 $K_3 d$ 、 $K_4 d$ 分別為 F_D 、 F_L 、

W 、 N 的相應力臂， C_D = 阻力係數， C_L = 上舉力係數， u_b = 作用於砂粒上的流速， h = 水深， h_c = 與大氣壓力相應的水柱高， V_s = 泥砂體積， γ_s = 泥砂的比重， γ = 水的比重。式(3-1)，經過化簡後可求得臨界流速 u_{bc} ：

$$u_{bc} = \left(\frac{2K_3 a_3}{K_1 C_D a_1 + K_2 C_L a_2} \right)^{1/2} \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} g d + \frac{K_4 a_4}{K_3 a_3} g(h_c + h) \right]^{1/2} \quad (3-6)$$

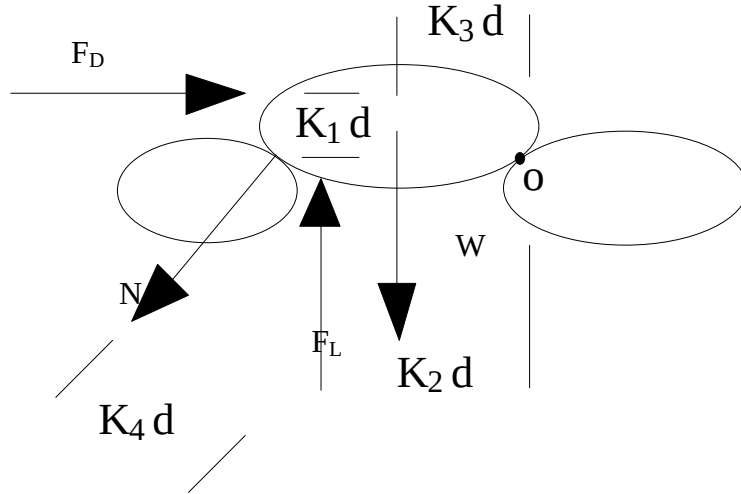


圖3.1 泥砂顆粒受力示意圖

若採用指數流速分布公式 $u = (1 + m)(y/h)^m U$ ，以及作用流速的特徵高度 $y = \alpha d$ ，將式(3-6)中的臨界流速 u_{bc} 轉化為垂線平均臨界流速 U_c ，即為起動流速，其公式如下：

$$U_c = C_1 \left(\frac{h}{d} \right)^m \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} g d + C_2 g(h_c + h) \right]^{1/2} \quad (3-7)$$

在不考慮粘性底層影響的條件下， C_1 、 C_2 均為常數，必須憑藉實測資料確定。

2. 泥砂起動拖曳力公式

起動拖曳力為泥砂處於起動狀態的床面剪應力，其值等於單位面積床面上的水體重量在水流方向的分力，即

$$\tau_0 = \gamma h S = \rho U_*^2 \quad (3-8)$$

式中， S = 坡度； ρ = 水的密度； U_* = 摩阻流速。希爾茲(Shields)

採用對數流速分布公式，並且取作用流速之特徵高度 $y = \alpha K_s = \alpha d_s$ ，將公式(3-7)整理得

$$\theta_c = f(\text{Re}_*) \quad (3-9)$$

$$\text{其中，砂粒雷諾數 } \text{Re}_* = \frac{U_* d}{\nu} \quad (3-10)$$

$$\text{臨界相對拖曳力(希爾茲數)} \theta_c = \frac{\tau_{oc}}{(\gamma_s - \gamma)d} \quad (3-11)$$

式中， τ_{oc} = 起動拖曳力； ν = 運動粘滯度。如圖 3.2 所示，希爾茲圖(Shields Diagram)具有以下幾個規律：

(1) 砂粒雷諾數 Re_* 是量度粘性底層厚度和砂粒直徑比值大小的無因次參量。粘性底層厚度為 $\delta = 11.6\nu/U_*$ 。因此，砂粒雷諾數可寫為 $\text{Re}_* = 11.6d/\delta$ 。當砂粒雷諾數 $\text{Re}_* = 11.6$ 時， $d/\delta = 1.0$ ，即泥砂粒徑 d 與粘性底層厚度 δ 相等，此時泥砂最容易起動， $\theta_c = 0.03$ 。

(2) 當泥砂更細，由於粘性底層之隱蔽作用(床面光滑)，需要更大的水流拖曳力才能使之運動，此時 $\theta_c = 0.1\text{Re}_*^{-0.3}$ 。

(3) 當 $\text{Re}_* > 11.6$ 時，隨著泥砂粒徑的加大，加強了泥砂顆粒的穩定性，使之起動的臨界拖曳力也需要相應加大。當 $\text{Re}_* > 1000$ 之後， θ_c 接近常數，其上限值為 0.06，下限值為 0.04，與砂粒雷諾數無關。

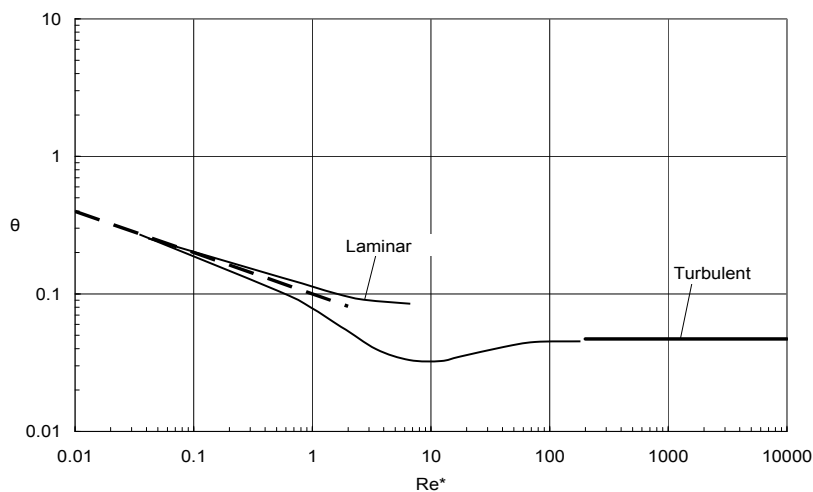


圖3.2 希爾茲圖(Shields Diagram)

3.2 泥砂顆粒之幾種運動形式

泥砂顆粒按其運動形式的不同，可以分為接觸質、躍移質、層移質及懸移質等四個部分。其中，接觸質、躍移質及層移質又統稱為推移質(bed load)。

1. 接觸質

在滑動過程中，由於河床表面高低不平，往往會轉化為滾動，惟無論屬於何種形式，其運動中經常與河床保持接觸。

2. 躍移質

以跳躍前進之泥砂稱之。

3. 層移質

當水流拖曳力作用於鬆散粒狀材料組成之河床時，並不僅侷限於河床表面，而是可以深入床面以下各層的泥砂，使其相互接觸且層層地移動或滾動，速度由上而下漸次遞減，稱之。

4. 懸移質

當泥砂顆粒自床面躍起的過程中，有可能遇到向上的漩渦，並被帶入離床面更高的流區中，而呈懸浮狀隨水流上下移動，稱為懸移質。

3.3 推移質輸砂率公式

在一定的水流及床質組成條件下，單位時間內通過通水斷面的推移質組成條件下，單位時間內通過通水斷面的推移質數量，稱為推移質輸砂率。研究推移質輸砂率包含以流速為主的形式、考量拖曳力為主的形式、能量平衡觀點及統計法則等四種方式，分述如下：

1. 以流速為主要參變數的公式

影響推移質輸砂率強度的主要水力因素是水流流速。流速愈大，則推移質輸砂率愈大，如岡恰洛夫公式與列維公式，簡述如下：

(1) 岡恰洛夫推移質輸砂率公式

$$g_b = 2.08d(U - U_c)\left(\frac{U}{U_c}\right)^3\left(\frac{d}{h}\right)^{\frac{1}{10}} \quad (3-12)$$

式中， g_b = 單寬推移質輸砂率； U_c = 泥砂起動之水流平均流速； U = 水流垂線平均速度； d = 泥砂粒徑； h = 水深。

(2) 列維公式

$$g_b = 2d(U - U_c)\left(\frac{U}{\sqrt{gd}}\right)^3\left(\frac{d}{h}\right)^{\frac{1}{4}} \quad (3-13)$$

式中， g_b = 寬推移質輸砂率； U_c = 泥砂起動之水流平均流速； U = 水流垂線平均速度； d = 泥砂粒徑； h = 水深； g = 重力加速度。

2. 以拖曳力為主要參變數的公式

水流作用於底床的拖曳力愈大，則推移質輸砂率愈大。從拖曳力觀點出發的公式，如 DuBoys 與 Meyer-Peter 公式，簡述如下：

(1) DuBoys

$$g_b = \psi\tau_o(\tau_o - \tau_c) \quad (3-14)$$

$$\tau_c = f(\gamma_s - \gamma)d \quad (3-15)$$

$$\tau_o = \gamma hs \quad (3-16)$$

式中， g_b = 單寬推移質輸砂率； τ_c = 起動拖曳力； f = 摩擦係數； τ_o = 拖曳力； ψ = 泥砂輸移的特性係數； γ_s = 泥砂的比重， γ = 水的比重； d = 泥砂粒徑； h = 水深； s = 坡降。

(2) Meyer-Peter(1934)公式

$$\gamma \frac{Q_b}{Q} \left(\frac{K_b}{K_{bs}}\right)^{3/2} hS = 0.047(\gamma_s - \gamma)D + 0.25\left(\frac{\gamma}{g}\right)^{1/3} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right)^{2/3} g_b^{2/3} \quad (3-17)$$

式中， γ = 水的比重； Q = 通水斷面之流量； Q_b = 通過與河床相應的通水面積之流量； K_b = 河床阻力係數； K_{bs} = 河床平整情況

下的砂粒阻力係數； h = 水深； s = 坡降； γ_s = 泥砂的比重； g = 重力加速度； g_b = 單寬推移質輸砂率。

3. 以能量平衡觀點的公式

水流為維持泥砂處於推移狀態，必然要消耗一部分有效能量。既然水流能量與推移質運動有關，就可以從能量平衡觀點來研究推移質輸砂率。拜格諾(Bagnold)從水流功率理論，推導出單寬推移質輸砂率為：

$$g_b = \frac{\tau_o U}{g \tan \alpha} \frac{U_* - U_{*c}}{U_*} \left[1 - \frac{5.75 U_* \log \left(\frac{0.4h}{md} \right) + \omega}{U} \right] \quad (3-18)$$

式中， g_b = 單寬推移質輸砂率； g = 重力加速度； τ_o = 拖曳力； U = 平均流速； U_* = 摩阻流速； U_{*c} = 起動摩阻流速； h = 水深； d = 泥砂粒徑； $\tan \alpha$ = 摩擦係數； $m = 1.4(U_*/U_{*c})^{0.6}$ ； ω = 泥砂沉降速度。

3. 以統計法則的公式

由於推移質運動的隨機性質，愛因斯坦(Einstein)認為應該用統計學的觀點來討論大量泥砂顆粒在一定水流條件下的運動過程。河床表面的泥砂及推移質組成一個不可分割的整體，它們之間存在不斷的交換，推移質輸砂率實質上決定於砂粒在床面之停留時間。愛因斯坦(Einstein)均勻砂推移質輸砂率公式為：

$$1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-B_*\psi - \frac{1}{\eta_o}}^{B_*\psi - \frac{1}{\eta_o}} e^{-t^2} dt = \frac{A_*\Phi}{1 + A_*\Phi} \quad (3-19)$$

$$\text{其中，推移質輸砂強度函數 } \Phi = \frac{g_b}{\rho_s d \sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{\rho} g d}} \quad (3-20)$$

$$\text{水流強度函數 } \psi = \frac{(\gamma_s - \gamma)d}{\gamma h' S} = \frac{1}{\theta'} \quad (3-21)$$

愛因斯坦的推移質輸砂率公式與試驗成果的比較見圖 3.3。這個公式表達了推移質輸砂強度函數 Φ 與水流強度函數 ψ 的關係。水流強度愈大， ψ 值越小， Φ 值愈大，推移質輸砂強度愈大。

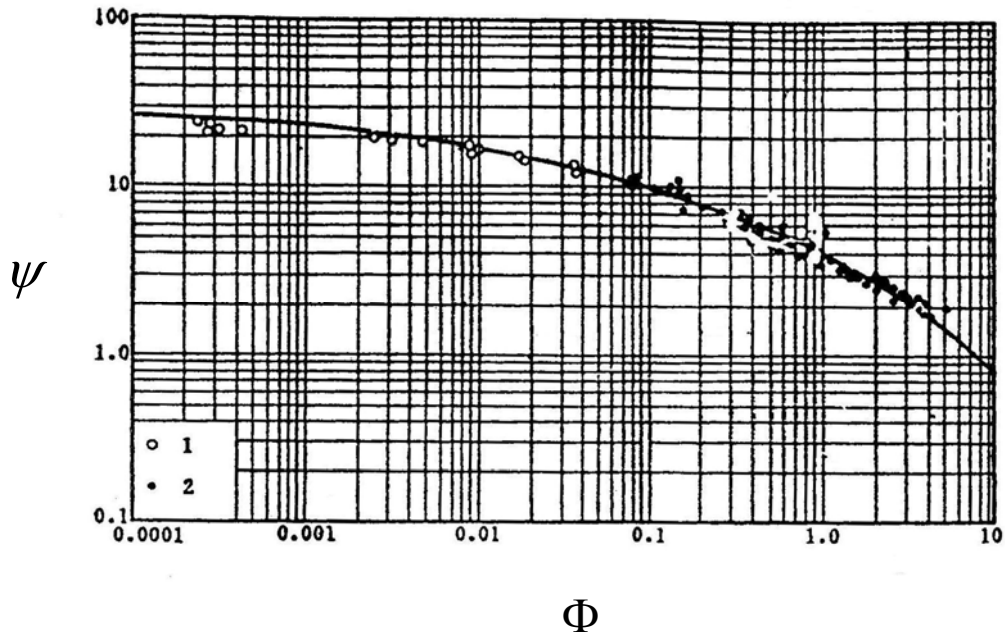


圖3.3 水流強度函數與輸砂強度函數的關係曲線

3.4 懸移質輸砂率公式

沖積平原河流攜帶懸移質的數量，往往為推移質的數十倍或數百倍。山區河流，因推移質數量稍大，這一比值相對減小，但也達數十倍以上。天然河流中的床砂、推移質、懸移質係由非均勻粒徑組成。其中以懸移質的非均勻性為最大。

以紊動擴散理論表達二維水、砂兩相流在恆定、均勻、平衡情況下懸移質質量平衡的基本方程式，如下所示：

$$\omega \bar{S} + \varepsilon_{sy} \frac{\partial \bar{S}}{\partial y} = 0 \quad (3-22)$$

式中， ω 為泥砂沉速； $\bar{S}$ 為懸移質含砂量； ε_{sy} 為懸移質擴散係數； y 為垂向坐標軸。

為了解二維均勻流懸移質含砂量分布，奧布賴恩-勞斯假設 ω 沿水深為定值，以及泥砂紊動擴散係數 ε_{sy} 等於相應的動量紊動擴散係數 ε_m 。而動量紊動擴散係數 ε_m 可根據卡曼-普蘭特爾對數流速公式求得。對公式(3-22)積分可得懸移質含砂量 S 沿水深分布的方程式：

$$\frac{S}{S_a} = \left[\frac{h}{y} - 1 \middle/ \frac{h}{a} - 1 \right]^{\frac{\omega}{kU_*}} \quad (3-23)$$

式中， S 為懸移質含砂量； S_a 為 y 軸某一定值 a 處的含砂量； ω/kU_* 為懸浮指標。它在實質上代表重力作用(ω)與紊動擴散作用(kU_*)的對比關係。懸浮指標的數值愈大，表明重力作用在與紊動擴散作用的對比中愈強，懸移質含砂量在垂線上的分布越不均勻；反之，懸浮指標愈小，則表明重力作用在與紊動擴散作用的對比中愈弱，懸移質含砂量在垂線上的分布越均勻。

3.5 總輸砂量公式

總輸砂量係指前述推移質輸砂率與懸移質輸砂率之和，如柯貝(Colby)公式：

$$g_s = [1 + (k_1 k_2 - 1) 0.01 k_3] g_{s1} \quad (3-24)$$

式中， g_{s1} = 總輸砂量， k_1 = 水溫校正係數， k_2 = 細顆粒影響校正係數， k_3 = 粒徑校正係數， g_{s1} = 柯貝推移質關係曲線所得到的未校正輸砂量。

表3-1 動床相關理論與公式整理表

項目	公式	說明
泥砂起動流速	$U_c = C_1 \left(\frac{h}{d}\right)^m \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} gd + C_2 g(h_c + h)\right]^{1/2}$	考慮水流推力、上舉力、泥砂重力所導出的起動流速公式
泥砂起動拖曳力	希爾茲圖(Shields Diagram)為砂粒雷諾數 Re_* 與臨界相對拖曳力 θ_c 的關係曲線 $\theta_c = f(Re_*)$	希爾茲圖可用於判斷泥砂處於起動狀態的床面剪應力
推移質輸砂率公式	岡恰洛夫公式 $g_b = 2.08d(U - U_c)\left(\frac{U}{U_c}\right)^3\left(\frac{d}{h}\right)^{1/10}$	岡恰洛夫公式與列維公式是考量流速為主要參變數的公式
	列維公式 $g_b = 2d(U - U_c)\left(\frac{U}{\sqrt{gd}}\right)^3\left(\frac{d}{h}\right)^{1/4}$	
	DuBoys 公式 $g_b = \psi\tau_o(\tau_o - \tau_c)$	DuBoys 公式與 Meyer-Peter 公式是考量拖曳力為主要參變數的公式
	Meyer-Peter 公式 $\gamma \frac{Q_b}{Q} \left(\frac{K_b}{K_{bs}}\right)^{3/2} hS = 0.047(\gamma_s - \gamma)D + 0.25\left(\frac{\gamma}{g}\right)^{1/3} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right)^{2/3} g_b^{2/3}$	
	拜格諾(Bagnold)公式 $g_b = \frac{\tau_o U}{g \tan \alpha} \frac{U_* - U_{*c}}{U_*} \left[1 - \frac{5.75U_* \log\left(\frac{0.4h}{md}\right) + \omega}{U} \right]$	拜格諾公式是從能量平衡觀點出發所推導的公式
懸移質輸砂率公式	愛因斯坦(Einstein)公式 $1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-B_*\psi - \frac{1}{\eta_o}}^{B_*\psi - \frac{1}{\eta_o}} e^{-t^2} dt = \frac{A_*\Phi}{1 + A_*\Phi}$	愛因斯坦公式是從統計法則觀點出發所推導的公式
	奧布賴恩-勞斯公式 $\frac{S}{S_a} = \left[\frac{\frac{h}{y} - 1}{\frac{h}{a} - 1} \right]^{\frac{\omega}{\kappa U_*}}$	
總輸砂量公式	柯貝(Colby)公式 $g_s = [1 + (k_1 k_2 - 1)0.01k_3]g_{s1}$	柯貝公式多用於砂質河床

第四章 模型試驗區橋墩上、下游河段調查與分析

本章主要參考經濟部水利署大甲溪治理規劃報告及相關研究報告內容，探討大甲溪流域概況及水工模型試驗區內各重現期距洪峰流量、水工構造物調查、河床坡度變化、河槽型態、河道沖淤高度變化及歷年洪災，以瞭解計畫區內河段特性及獲得水工模型試驗基本資料，茲簡述如下：

4.1 大甲溪流域概況

大甲溪上游發源於雪山山脈之次高山及中央山脈之南湖大山等群嶽，幹流由東往西橫貫臺中市境，於大甲與清水間注入臺灣海峽。本流域位處臺灣島中西部，面積 1,244 平方公里，全長 124 公里。流域下游是由馬鞍寮以下至河口間之溪段，幹流流出馬鞍寮後，河谷開始展寬、河床內汊道分歧，幹流再轉向北流經過東勢、石岡後轉向西流，始進入平原地帶，如圖 4.1。

4.2 洪峰流量

大甲溪流域各分析控制點之重現期距洪峰流量表，如表 4-1，流域計畫流量分配圖，如圖 4.2。本水工模型試驗區範圍位於大甲溪下游段(斷面 6~斷面 13)，故選取河口控制點之各重現期距洪峰流量作為後續水工模型試驗流量設定參數。

表4-1 大甲溪流域各分析控制點之重現期距洪峰流量表

重現期 距(年)	控制點						
	河口	石岡壩	天冷	橫流溪 匯流前	東卯溪 匯流前	裡冷溪 匯流前	十文溪 匯流前
200	11500	9800	8840	8490	7850	7590	7560
100	10300	8800	8000	7630	7050	6820	6790
50	8900	7600	6900	6590	6090	5890	5870
25	7570	6430	5820	5570	5160	4980	4960
10	5900	5000	4500	4330	4010	3870	3850
5	4500	3800	3400	3290	3040	2940	2930

註：單位為立方公尺/秒；()內為相對比流量(立方公尺/秒/平方公里)。

資料來源：經濟部水利署「大甲溪流域聯合整體治理規劃檢討成果報告（94年）」



圖4.1 大甲溪流域水系圖

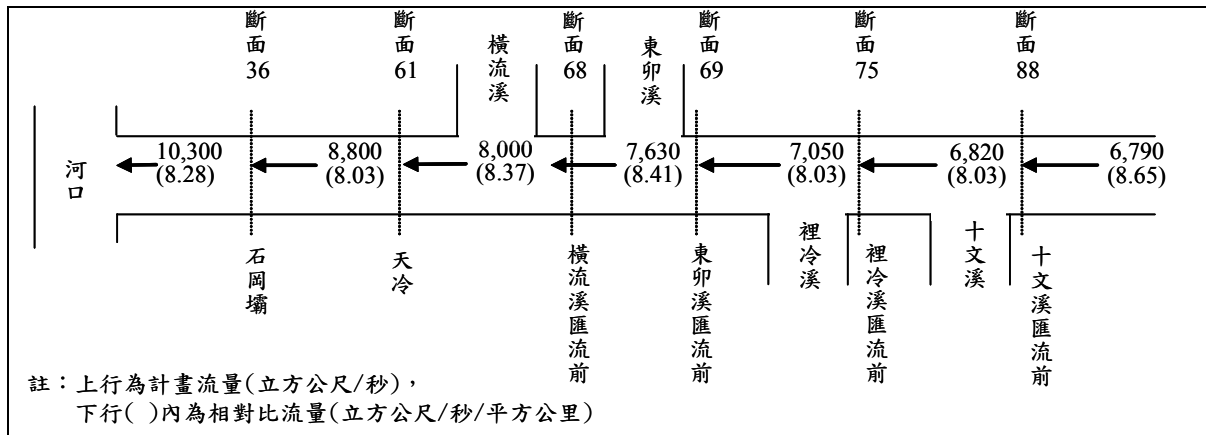
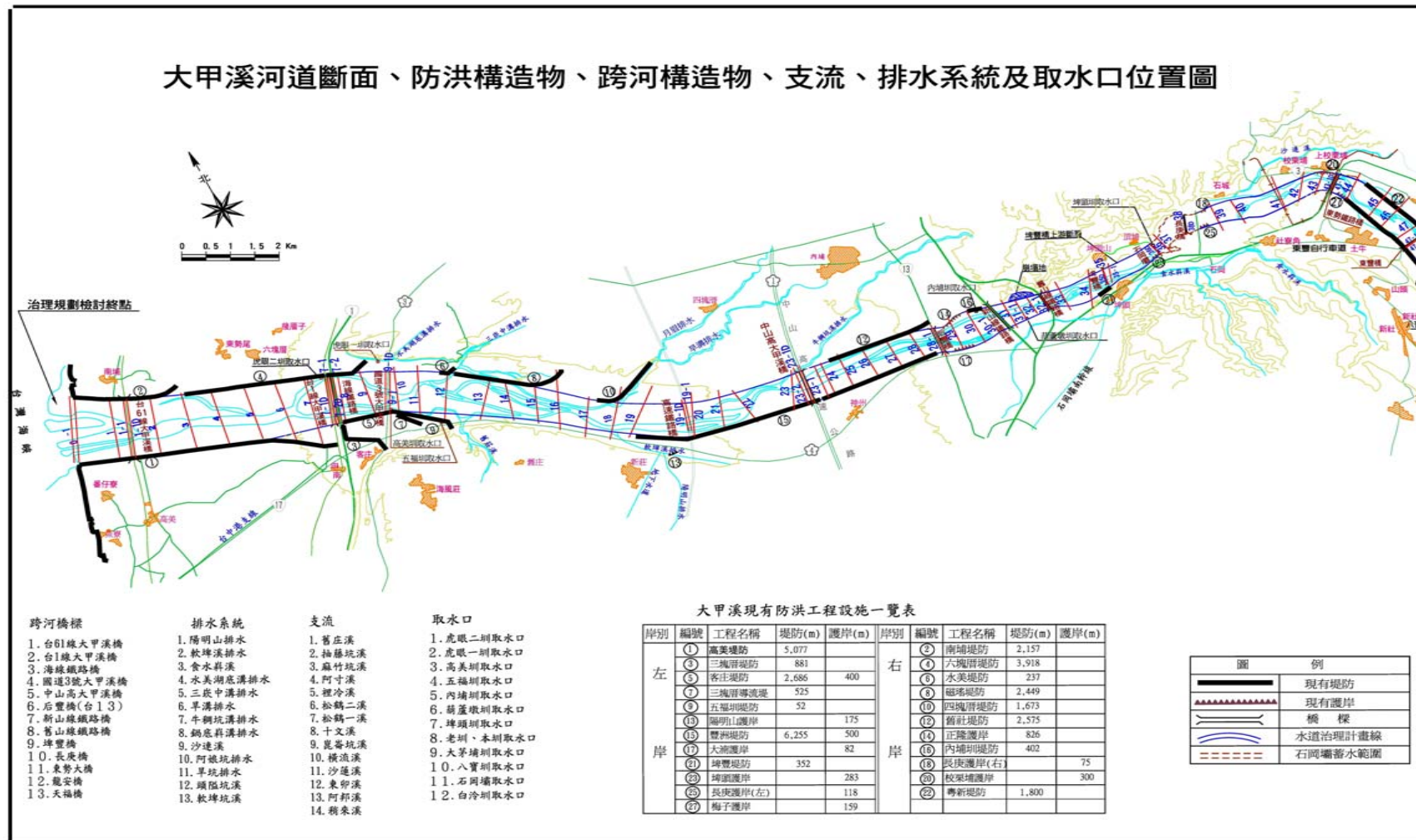


圖4.2 大甲溪流域計畫流量分配圖

4.3 水工構造物調查

本計畫水工模型範圍自臺1線大甲溪橋下游（斷面6）起至第二高速公路橋上游（斷面13）止，全長約4公里。本河段內之順向構造物與橫向構造物相關位置，詳如圖4.3，其中河川左岸橫向構造物包括高美堤防、三塊厝堤防、客庄堤防、三塊厝導流堤、五福圳堤防；右岸橫向構造物包括六塊厝堤防、水美堤防、磁瑤堤防等。另由下游往上游之橫向構造物則依序為臺1線大甲溪橋、海線鐵路橋及第二高速公路橋，詳如表4-2。



資料來源：經濟部水利署「大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(1/4)」，97.06。

圖4.3 大甲溪大斷面及相關水工構造物平面位置圖

表4-2 水工模型範圍內水工構造物調查表

防洪構造物調查資料					
左 岸			右 岸		
護岸名稱	里 程	護岸型態	護岸名稱	里 程	護岸型態
高美堤防	0K+000~0K+989	漿砌卵石	六塊厝堤防	0K+000~3K+918	漿砌卵石
	0K+989~2K+878	RC 護坡			
	2K+878~3K+460	RC 護坡			
	3K+460~4K+299	漿砌卵石			
	4K+299~4K+602	RC 護坡			
	4K+602~5K+077	漿砌卵石			
三塊厝堤防	0K+000~0K+881	漿砌卵石			
客庄堤防	0K+000~2K+686	RC 護坡	水美堤防	0K+000~0K+237	漿砌卵石
三塊厝導流堤	0K+000~0K+525	漿砌卵石	磁璠堤防	0K+000~2K+449	漿砌卵石
五福圳堤防	0K+000~0K+052	漿砌卵石			
跨河構造物調查資料					
調查項目	臺 1 線大甲溪橋		海線鐵路橋		第二高速公路橋
斷面編號	7-1		7-2		9-1
樁號	5k+384		5k+511		6k+574
橋長(m)	1,321		1,126		2,850
橋墩(m)	2.0		2.5		2.45,2.6
橋寬(m)	25		35		13.4
橋面高程(m)	66.96-66.99		66.46-66.48		100.04-112.17
梁底高程(m)	64.65		65.42-65.49		97.84-109.97

資料來源：經濟部水利署「大甲溪治理規劃檢討(天輪壩至河口河段)」,99.03

4.4 河床坡度變化

依據民國前 7 年（臺灣堡圖）、民國 82 年、87 年、89 年、91 年、93 年、94 年及 97 年河床平均高程資料，分析河口(斷面-1)至石岡壩(斷面-36)河段歷年河道坡降變化情形，詳如表 4-3 所示，由表得知歷年河床坡度約為 1/88 至 1/94 間，為一坡陡急流河川，在九二一地震前河床縱坡降並無明顯變化，約為 1/94 至 1/93，但與民國前 7 年（臺灣堡圖）相較，河床坡度略緩；九二一地震後，受斷層通過石岡壩下游處之影響，東側局部地層抬升，河床坡度變陡，約為 1/89，敏督利颱風後本河段雖多處橋梁有沖刷情形，但整體而言，坡度無明顯變化。

表4-3 河口(斷面-1)至石岡壩(斷面-36)歷年河道坡降變化表

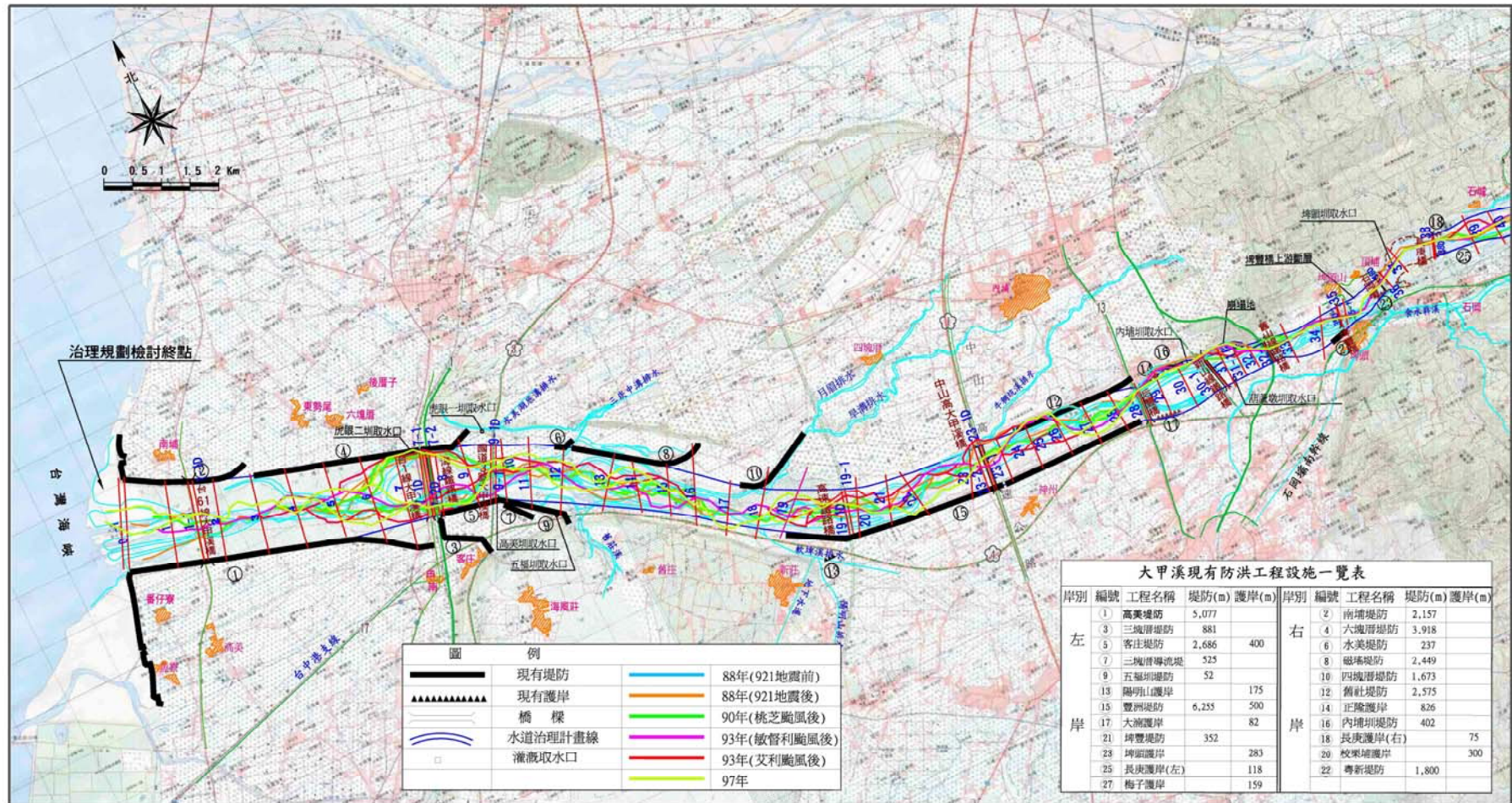
河段 \ 年期	臺灣堡圖 (民國前 7 年)	82 年	87 年	89 年 (九二一 地震後)	91 年 8 月	93 年 7 月 (敏督利 颱風後)	94 年 4 月	97 年 3 月
河口-石岡壩 (長約 23 公里)	1/88	1/94	1/93	1/89	—	—	1/88	1/88

資料來源：經濟部水利署「大甲溪治理規劃檢討(天輪壩至河口河段)」,99.03

4.5 河槽型態

比較九二一地震前(民國 88 年 4 月)、九二一地震後(民國 88 年 4 月)、桃芝颱風後(民國 90 年 11 月)、敏督利颱風後(民國 93 年 7 月)及艾利颱風後(民國 93 年 11 月)五個時期之衛星影像圖，分析大甲溪河口(斷面-1)至中山高大甲溪橋(斷面 23-1)河槽流路變遷狀況，詳如圖 4.4 所示。本河段屬辮狀河槽，河道中有多處河心砂洲，其中於臺 1 線大甲溪橋(斷面 7-1)有較大型河中砂洲。流路於低流量時沿既有河槽辮狀分流。流路於高流量下受河道高灘地地勢影響，於中山高大甲溪橋(斷面 23-1)下游偏向左岸，至臺 1 線大甲溪橋(斷面 7-1)處受河中砂洲影響分為兩路後合流出河口。因此於敏督利及艾利颱風時，中山高大甲溪橋下游左岸之豐洲堤防、右岸之固床工及國道四號路基受沖刷損毀，臺 1 線大甲溪橋上游左岸之客庄堤防受河中砂洲分流沖刷損毀。

大甲溪主河道流路變遷圖



資料來源：經濟部水利署「大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(1/4)」，97.06。

圖4.4 大甲溪主河道流路變遷圖

4.6 河道沖淤高度變化

1. 河床質縱斷變化

大甲溪曾於民國 72 年辦理斷面 68 以下河段之河床質採樣分析調查，就本計畫水工模型試驗河段之河床質採樣分析結果詳如表 4-4 及圖 4.5 所示。此段河床粒徑組成之縱向變化不大，各斷面河床底質平均粒徑在 76.8 mm 至 102.8 mm 間，砂質含量約在 17.8%~20%之間。

另外於民國 97 年辦理斷面 93 以下河段之河床質採樣，其各採樣試坑將分為護甲層及底層進行粒徑分析。本計畫水工模型試驗河段之各試坑平均粒徑分析成果則詳見表 4-5。其各斷面河床底質平均粒徑在 40.7 mm 至 105.5 mm 間，砂質含量約在 17.4 %~33.6%之間。

圖 4.6 及圖 4.7 則為此次河床質採樣結果之護甲層、底層粒徑變化。由此次採樣分析成果可知，於河口至石岡壩段護甲層之平均粒徑介於 81 mm~136 mm 之間；於河口至石岡壩段底層之平均粒徑介於 41 mm~106 mm 之間。而石岡壩下游主深槽或高灘地/河中砂洲之粒徑差異有限。

民國 72 年與 97 年河床質變化比較分析如圖 4.8，由此圖及表 4-5、表 4-6 皆顯示，因大甲溪坡度陡、流速快，河床質粒徑並無明顯往下游粒徑愈小之趨勢。故本計畫係採用民國 97 年河床質採樣成果做為水工模型模型用砂之依據。

表4-4 大甲溪河床質平均粒徑與代表粒徑分析成果表

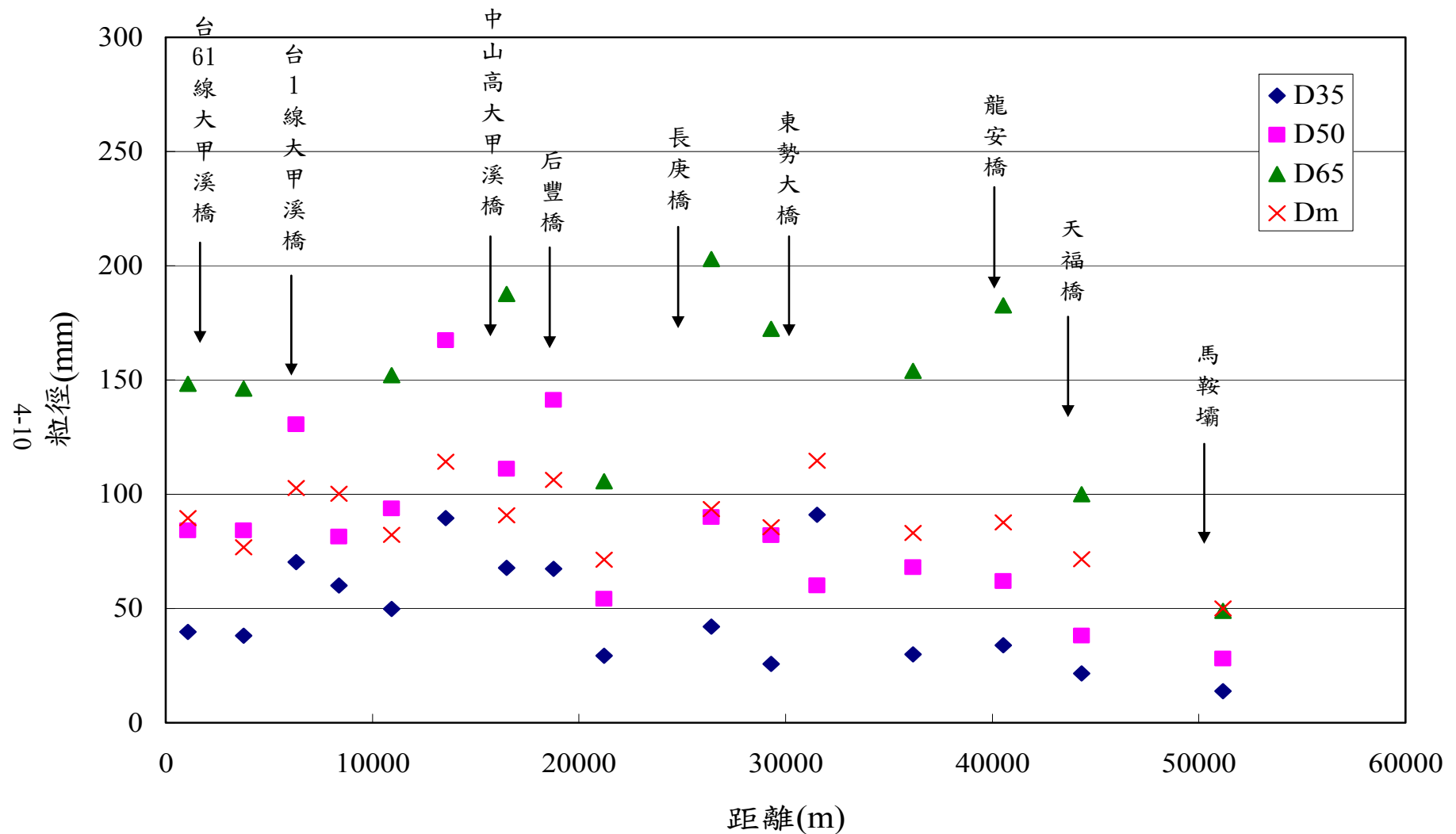
斷面	代表粒徑 (mm)			平均粒徑 Dm (mm)	泥砂含量(%)
	D35	D50	D65		
5	38.1	84.2	146.3	76.8	20.0
9	70.3	130.6	—	102.8	17.8
13	60.1	81.3	—	100.3	18.3

資料來源：經濟部水利署「大甲溪流域聯合整體治理規劃檢討成果報告」,94.06

表4-5 河床質平均粒徑與代表粒徑分析成果表（97年）

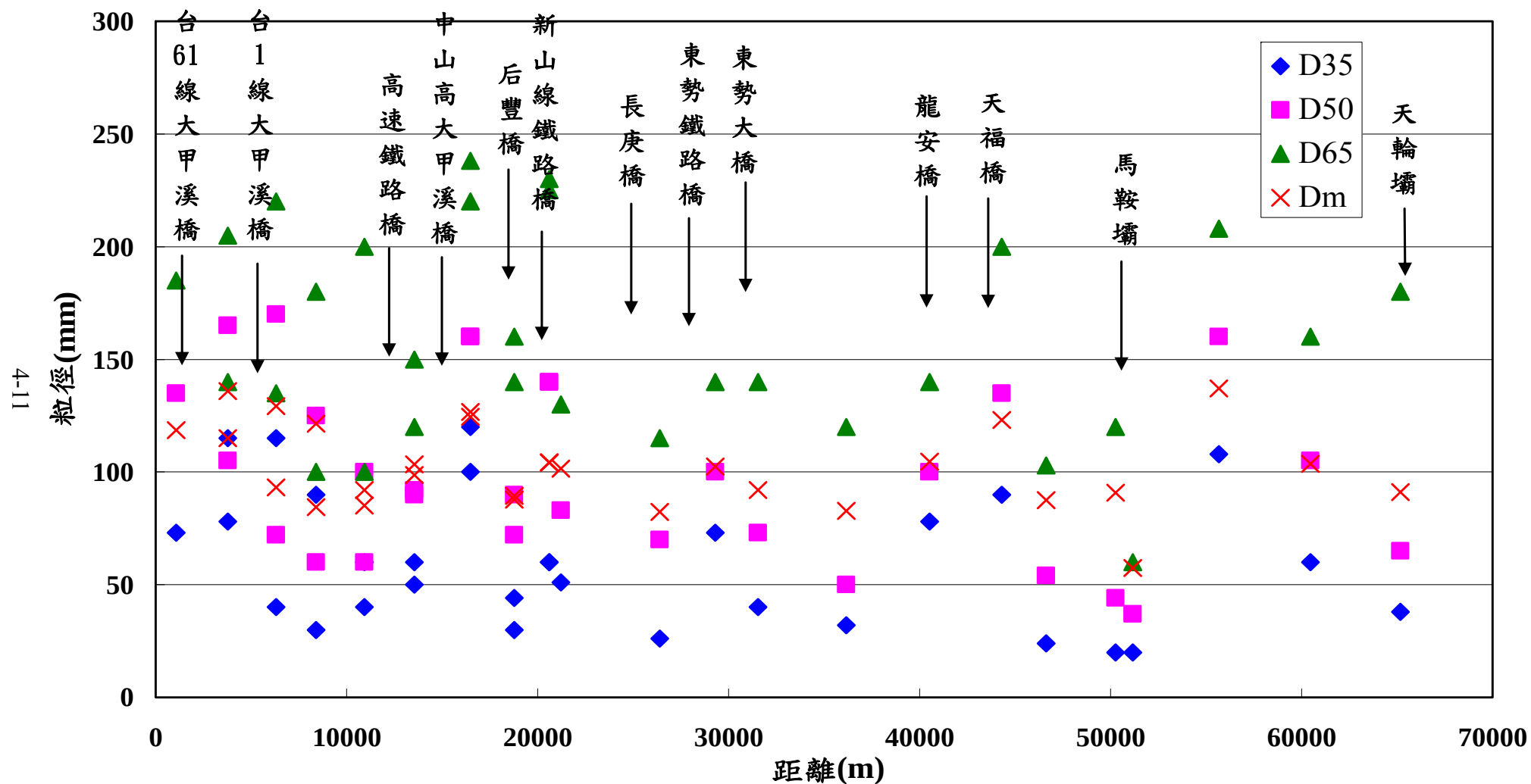
試坑編號	平均粒徑 Dm(mm)	各代表粒徑(mm)									最大粒徑 (mm)	粒徑4.76以下砂 質含量(%)
斷面	Dm(mm)	D10	D20	D30	D35	D40	D50	D65	D75	D90		
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		
13(護甲層)	84.4	0.6	5	22	30	40	60	100	130	210	210	19.9
13(底層)	50.5	2.3	6	13	18	22	33	50	70	125	170	17.4
13 左(護甲層)	121.5	5	45	80	90	110	125	180	215	300	300	9.7
13 左(底層)	86.2	0.6	6	21	30	41	62	100	135	210	210	18.9
9 右(護甲層)	93.1	2	12	30	40	50	72	135	195	295	300	15.8
9 右(底層)	40.7	0.5	2	4	5	8	16	40	60	105	180	33.6
9(護甲層)	129.2	0.4	50	93	115	130	170	220	275	320	320	13.0
9(底層)	104.3	0.3	0.7	40	50	68	100	175	200	290	290	23.9
5 右(護甲層)	115.1	0.6	47	68	78	88	105	140	180	240	240	12.9
5 右(底層)	97.9	0.5	10	40	51	69	100	160	230	320	320	18.4
5 左(護甲層)	135.8	0.3	74	100	115	130	165	205	230	305	310	15.2
5 左(底層)	105.5	0.3	20	70	88	100	125	200	265	320	320	18.6
平均粒徑計算不包含 >12"之粒料 平均粒徑計算方式： $Dm = \sum_{p=0}^{p=100} d \cdot \Delta P / \sum_{p=0}^{p=100} \Delta P$ d=各篩號間平均粒徑(以相鄰兩個篩號粒徑相乘再開平方得之，單位公釐) ΔP=各篩號停留百分率(%)												

資料來源：經濟部水利署「大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(2/4)」，98.07



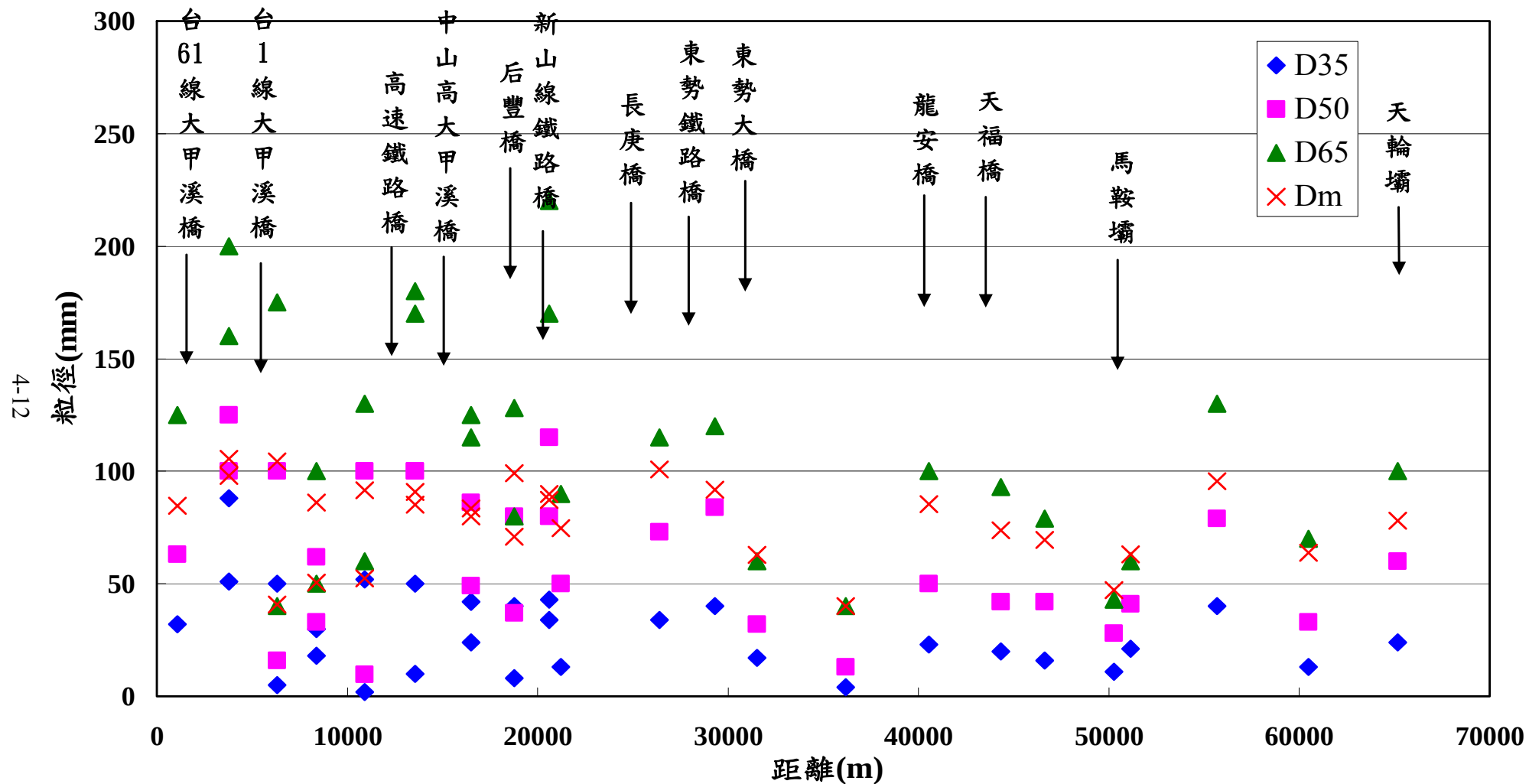
資料來源：經濟部水利署「大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(2/4)」，98.07

圖4.5 民國72年河床質平均粒徑與代表粒徑縱斷面變化圖



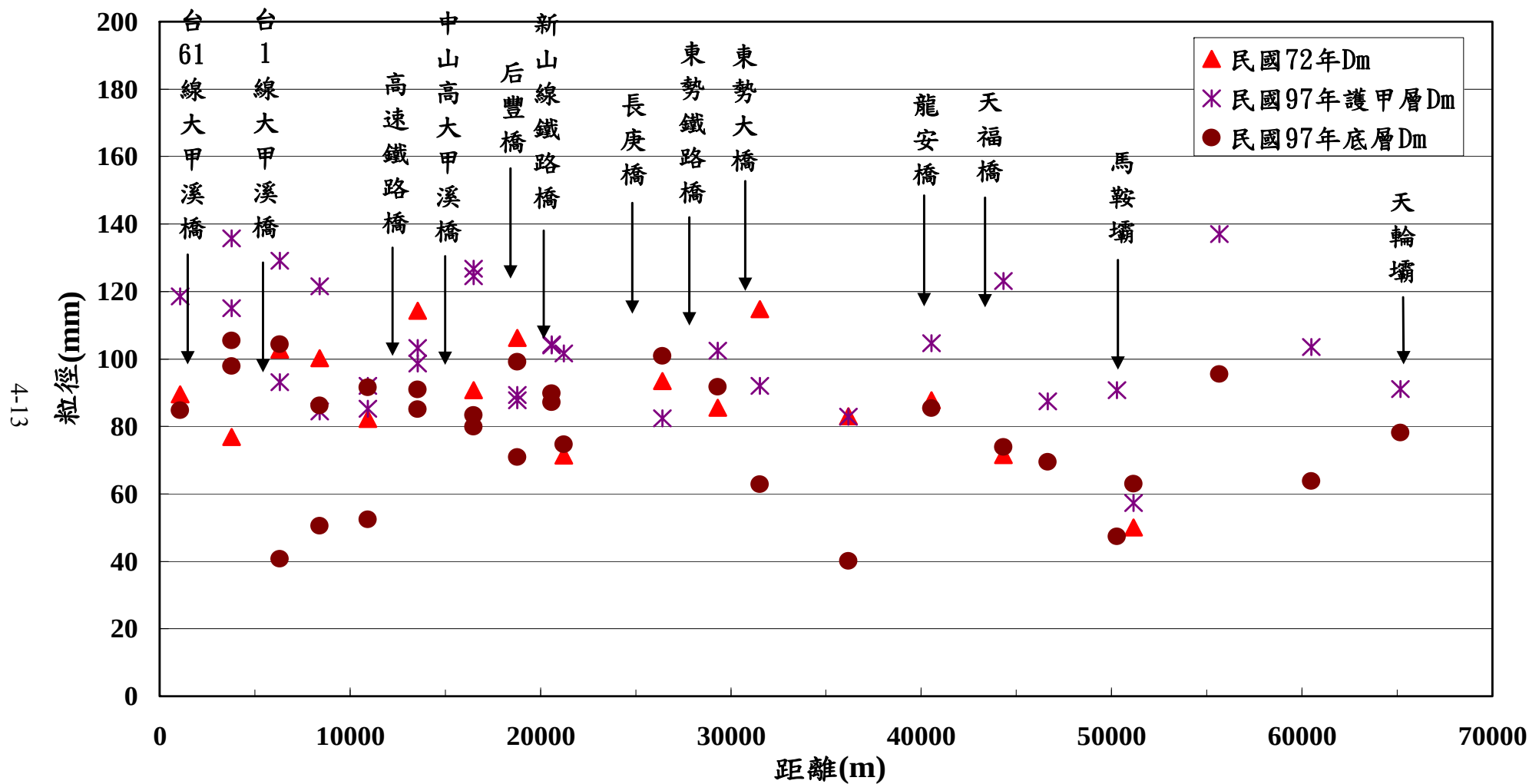
資料來源：經濟部水利署「大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(2/4)」，98.07

圖4.6 民國97年河床質平均粒徑與代表粒徑縱斷面變化圖（護甲層）



資料來源：經濟部水利署「大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(2/4)」，98.07

圖4.7 民國97年河床質平均粒徑與代表粒徑縱斷面變化圖（底層）



資料來源：經濟部水利署「大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(2/4)」，98.07

圖4.8 民國72年及民國97年河床質平均粒徑縱斷面變化比較圖

2. 河道輸砂能力分析

大甲溪屬急流河川，且為卵礫石河床，因此本計畫採用 Schoklitsch 公式計算河道推移質輸砂能力，計算公式如下：

$$q_c = 0.26 \times \left[\left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)^{\frac{5}{3}} \right] \times d^{\frac{3}{2}} \times s^{-\frac{7}{6}} \quad (4-1)$$

$$Q_s = 2500 \times s^{\frac{3}{2}} \times (Q - B \times q_c) \quad (4-2)$$

Q_s 為推移質輸砂量，kg/sec；

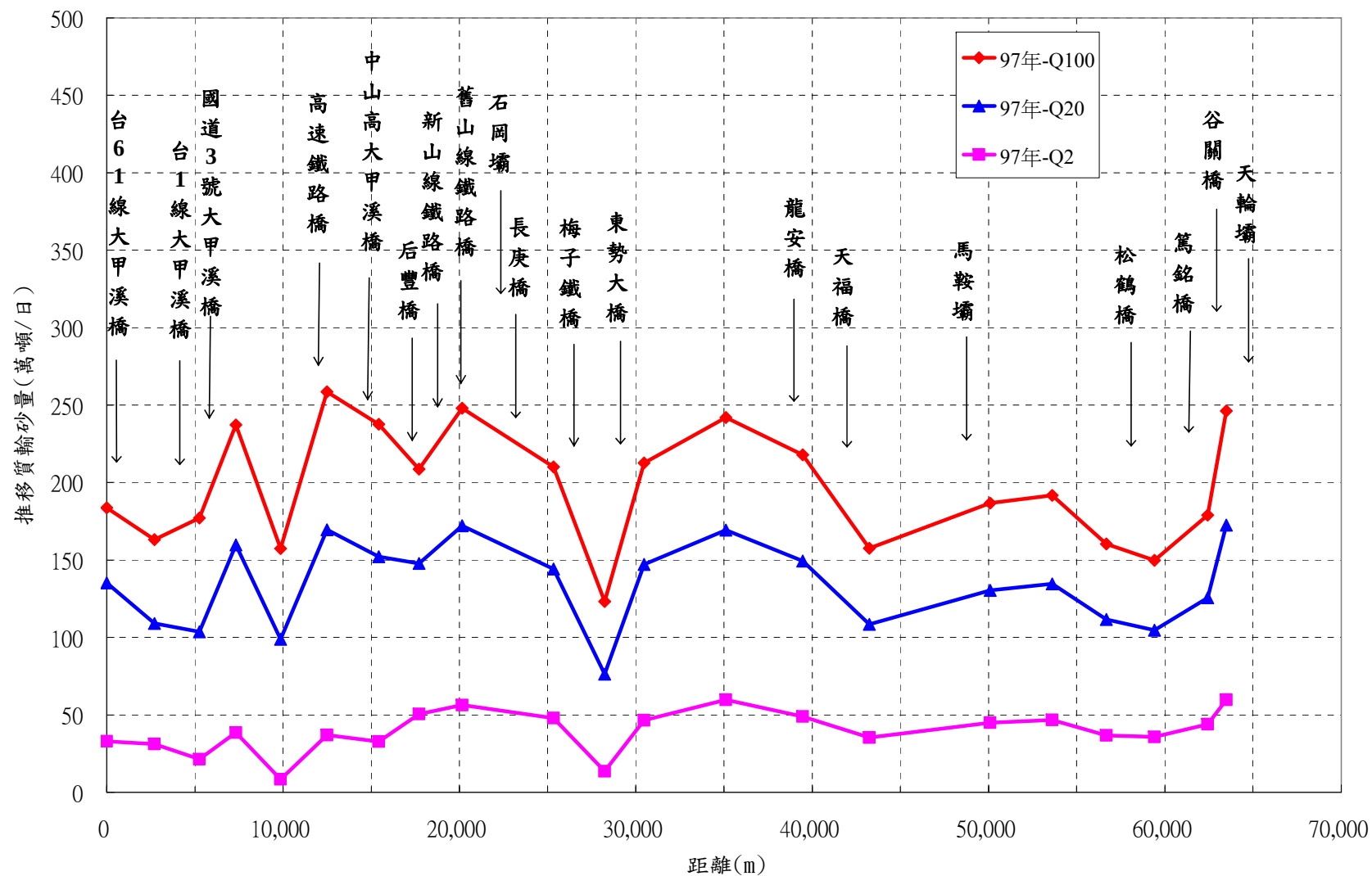
q_c 為單位河寬之推移質臨界啟動流量，cms/m；

Q 為河川流量，cms； S 為河床坡降；

B 為河床斷面寬，m； d 為河床質中值粒徑(D_{50})，m。

推估各重現期距洪峰流量下河道推移質輸砂能力變化如圖 4.9。由於大甲溪河床質沿河道縱斷面變化無一定趨勢且變化不大，以及馬鞍壩以上河段缺少河床質採樣紀錄，因此採用表 4-5 中各斷面代表粒徑之平均值作為全河段河道推移質輸砂能力之計算依據。

然而，本計畫擬以國道 3 號大甲溪橋上游處之各重現期距輸砂量作為水工模型試驗加砂之依據，圖中顯示，2 年、20 年及 100 年重現期距輸砂量分別為 38 萬噸/日、154 萬噸/日及 230 萬噸/日。



資料來源：經濟部水利署「大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(2/4)」，98.07

圖4.9 各重現期距流量下輸砂量縱斷面變化圖

3. 河道沖淤高度變化

依據民國 82 年、民國 87 年、民國 89 年、民國 91 年、民國 93 年、民國 94 及民國 97 年大甲溪河道斷面資料，整理水工模型範圍內歷年河道沖淤變化情形詳如表 4-6。

民國 82 年迄今，大甲溪河道沖淤明顯受自然災害（九二一地震、桃芝颱風、敏督利颱風）及採砂活動影響。綜觀而論，試驗河段於民國 82 年至 89 年間在臺 1 線大甲溪橋以上 3 公里有橋梁固床工維持河床穩定，其餘地點皆呈現沖刷狀態。

於民國 94 年至 97 年間，因受河道上游河床沖刷影響，水流挾帶泥沙沉積至臺 1 線大甲溪橋下游斷面 6 以下，平均河床上升高度約在 0.6 至 3.5 公尺之間；斷面 7 至斷面 15 間，則無明顯沖淤行為，屬於沖淤互見情況。

表4-6 水工模型範圍內歷年河道沖淤變化表

斷面編號	河心距 (m)	平均河床高程(m)							平均河床高程差(m)						
		82 年	87 年	89 年 九二一 地震後	92	93 年 敏督利 颱風後	94 年	97 年	87-82	89-87	93-92	94-89	94-93	94-92	97-94
0	445	7.44	3.69	2.72	-	-	2.13	2.83	-3.75	-0.97	-	-0.59	-	-	0.70
1	1068	13.09	9.80	6.35	-	-	8.23	9.36	-3.29	-3.45	-	1.88	-	-	1.13
1-1 西濱公路橋(上)	1375	15.97	13.90	13.26	-	-	12.67	13.57	-2.07	-0.64	-	-0.59	-	-	0.90
2	1762	19.59	17.29	16.96	-	-	15.99	16.76	-2.30	-0.33	-	-0.97	-	-	0.77
3	2442	27.07	22.71	19.48	-	-	21.77	22.74	-4.36	-3.23	-	2.30	-	-	0.97
4	3087	33.43	28.66	26.66	-	-	26.63	28.86	-4.77	-2.00	-	-0.02	-	-	2.23
5	3777	38.54	36.58	34.12	-	-	32.92	36.37	-1.96	-2.46	-	-1.20	-	-	3.45
6	4467	43.44	46.72	44.22	-	-	43.30	43.93	3.28	-2.50	-	-0.91	-	-	0.63
7	5021	50.28	53.12	48.58	-	-	50.88	50.75	2.84	-4.54	-	2.29	-	-	-0.13
7-1 大甲溪公路橋	5384	55.38	58.50	55.24	-	-	55.19	54.49	3.12	-3.26	-	-0.05	-	-	-0.70
7-2 海線鐵路橋(上)	5511	59.27	58.21	57.15	-	-	56.82	56.18	-1.06	-1.06	-	-0.33	-	-	-0.64
8	5781	60.76	60.00	60.31	-	-	58.00	57.61	-0.76	0.31	-	-2.31	-	-	-0.39
9	6313	66.38	66.89	66.24	-	-	64.85	64.60	0.51	-0.65	-	-1.39	-	-	-0.25
9-1 第二高速公路橋	6574	70.08	69.85	69.32	-	-	70.41	70.79	-0.23	-0.52	-	1.09	-	-	0.38
10	6865	74.20	73.14	72.76	-	-	71.72	71.00	-1.06	-0.38	-	-1.03	-	-	-0.72
11	7372	79.44	77.94	76.11	-	-	75.57	75.98	-1.50	-1.83	-	-0.54	-	-	0.41
12	7918	85.30	84.41	80.90	-	-	81.38	81.77	-0.89	-3.51	-	0.48	-	-	0.39
13	8394	91.49	92.12	90.56	-	-	89.49	88.03	0.63	-1.56	-	-1.07	-	-	-1.46
14	8925	95.71	96.48	96.10	-	-	94.88	94.65	0.77	-0.38	-	-1.22	-	-	-0.23
15	9583	105.09	103.12	98.74	-	-	100.44	100.72	-1.97	-4.38	-	1.69	-	-	0.28

資料來源：經濟部水利署「大甲溪治理規劃檢討(天輪壩至河口河段)」，99.03。

4.7 大甲溪流域歷年洪水災害調查

歷年來遭受嚴重洪水災害係以民國 52 年葛樂禮颱風、民國 90 年桃芝颱風及民國 93 年敏督利颱風及艾利颱風為最。

民國 52 年葛樂禮颱風造成多處下游靠近河口之防洪構造物毀損，如高美堤防、六塊厝堤防及三塊厝堤防等。民國 90 年及 93 年造成防洪及跨河構造物毀損，其中以石岡壩至下游出海口災損最嚴重，如受損防洪構造物有：正隆護岸、豐洲堤防、舊社堤防及客庄堤防等；受損橋梁包括：后豐橋、新、舊山線鐵路橋等。以下列舉大甲溪流域歷年重要災害概述及各防洪構造物及跨河構造物歷年受損情形如表 4-7~4-8 所示，另大甲溪流域災害位置如圖 4.10 所示。

表4-7 歷年災害受損情形

時間	災害名稱	災損情形
民國 48 年 8 月 7 日	八七水災	農作物被害面積約 2,129.6 公頃，土地流失約 1,034.3 公頃，埋沒約 1,185.3 公頃，當時之損失金額約 160,769,700 元。
民國 52 年 9 月 11 日	葛樂禮颱風	大湳護岸舊社堤防決口流失計 380 公尺，六塊厝堤防、高美堤防、三塊厝堤防計損壞 280 公尺。
民國 70 年 7 月 19 日	莫瑞颱風	淹水面積約 225 公頃，損失金額約 91,630,000 元。
民國 83 年 8 月 8 日	道格颱風	造成后里區舊社堤防決堤 500 公尺。
民國 88 年 9 月 21 日	九二一地震	主要發生地點為車籠埔斷層和大茅埔-雙冬斷層在東勢一帶匯集，造成此區垂直位移最為明顯，地震強度由中心向東西兩側遞減，其震災涵蓋範圍包含臺中市東勢區、石岡區、豐原區、和平區等地。九二一大地震除造成流域內多項道路、水利及電廠設施破壞，災害情形分述如下： (1)道路設施：造成大甲溪流域內公路邊坡大型崩塌災害，其中以臺八線(中部橫貫公路)谷關至德基間破壞最為嚴重。 (2)水利設施：石岡壩為九二一地震災害最嚴重之水庫，此次地震造成石岡壩右岸重力壩及第 16、17、18 號溢洪道閘門毀損，其餘溢洪道及排砂道則由於地盤隆起、擠壓等之影響，而產生壩體與閘墩局部開裂、閘門無法開啟、閘門傳動軸變形、進水口及頭水隧道損壞等，致使石岡壩原有之引水及調蓄功能嚴重受損。德基水庫於九二一地震局部受損，依據經濟部九二一及一〇二二大地震後水庫安全複查成果報告，其損壞情形主要為集水區邊坡新增多處大面積崩塌，大幅增加水庫淤積量及影響水庫設施安全。 (3)電廠設施：大甲溪沿岸水力發電設施受邊坡崩塌及河道淤積影響，而受損之設施計有馬鞍調整池、天輪調整池、谷關壩及青山分廠等設施，災損修復費用計 1,487 百萬元。 (4)其他： a.谷關電廠附近河床淤積，上升約 12 公尺。 b.崩塌地 3,020 處，總面積 3,716.7 公頃，崩塌土方量約 9,276.52 萬立方公尺，主要集中於石岡壩至德基水庫範圍內。 e.土壤液化造成兩處堤防塌陷，有石岡區下坑溪護岸及沙連溪下游石圍橋附近護岸；地層隆起造成堤防斷裂、扭曲或位移，有南勢堤防、土牛護堤、東勢特一號路堤、新科橋護岸及隆橋護岸等，總計河堤及海堤共 12 處損壞。 g.大甲溪堤防損壞共計 1,500 公尺。

表4-7 歷年災害受損情形(續)

時間	災害名稱	災損情形
民國 90 年 7 月 30 日	桃芝颱風	由於九二一地震產生崩落之土石移入大甲溪，而桃芝颱風帶來洪水使大量土石下移，造成博愛橋河道遭土石淤積至樑底高，河道產生新的蜿蜒，致使洪水溢堤漫淹兩側住家及臺 8 線，客庄堤防段基腳遭受水流沖刷，馬鞍壩上游至青山分廠間，兩岸支流、野溪、坑溝等均產生大量土石匯入大甲溪，使河床淤高 2-3m 以上，其中又以谷關發電廠尾水出口淤積達 9m 最嚴重。依據臺電當時估計重建谷關電廠所需費用約 90 億元。流域內之崩塌地面積擴大為 3,716.70 公頃，崩塌土方量約 9,276.52 萬立方公尺，崩塌區域集中於天輪壩上游至德基壩下游範圍內。有關大甲溪流域堤防護岸及橋梁受損情形概述如下： (1)豐洲低水護岸因受到上游護岸挑流形成有角度之水流流路斜向沖擊高灘地而形成彎岸。 (2)舊山線鐵路橋(單軌)因受到洪水集中通過及橋墩局部沖刷致使主河道流路通過處之橋墩受損。
民國 93 年 7 月 1 日至 4 日	敏督利颱風(七二水災)	造成大甲溪流域非常嚴重損害，流域內崩塌及土石流在數量與規模均顯著成長，造成臺 8 線谷關至德基間柔腸寸斷，部分路段路基完全流失，難以修復，而大量土石流入大甲溪中，使河床抬升約 10m，不僅造成兩岸居民遭受洪氾，亦使沿線水力發電廠遭洪水災害無法發電，以馬鞍壩至天輪壩間為最嚴重淤積河段，以松鶴部落及谷關溫泉區為代表。上游地區林務局所管轄之區域，林道受損嚴重之外，另外東卯溪、阿邦溪及十文溪等等皆爆發嚴重之土石流災情。有關大甲溪流域堤防護岸損毀的情形概述如下： (1)豐洲低水護岸在桃芝颱風後形成之彎岸在水流持續沖刷形成之側向侵蝕影響持續向左岸退後至露出護岸，使水流直接接觸護岸。 (2)舊社堤防水流受對岸彎岸挑流形成有角度之流路沖擊深度未夠之堤腳持續沖刷，致使堤體被淘刷而破損約 550m。 (3)國道 1 號下游側右岸水流沿潛堰固床工之法線方向沖擊北岸高灘地，因地勢以及慣性力影響水流走向而沖刷形成彎岸。 (4)豐洲堤防 4k 處水流受對岸彎岸挑流形成有角度之流路沖擊深度未夠之堤腳，持續沖刷致使堤體被淘空而破損約 300m。 (5)客庄堤防水流沖擊堤腳導致堤防破損 500m 及石城護岸沖毀 150 公尺及南勢堤防損毀 350 公尺。 (7)新山線鐵路橋(雙軌)主河道橋墩右岸沖深且逼近橋台。 (8)后豐橋北側主流河道橋墩外圍 RC 護牆破損。

表4-7 歷年災害受損情形(續)

時間	災害名稱	災損情形
民國 93 年 8 月 23 日	艾利颱風	災害發生造成松鶴一溪暴發土石流，下游松鶴部落遭致掩埋，部落五、六鄰七十一戶住家只剩下兩戶，松鶴派出所也淹水兩層樓且大幅傾斜，部落對外聯絡的三條橋梁完全中斷，松鶴社區上游防洪缺口洪水溢流，造成最大淹水深度約 120 公分，平均淹水深度約 60 公分，而淹水範圍約 2.4 公頃。馬鞍壩至天輪壩區間受艾利颱風影響造成上游集水區土石持續大量下移主河道，淤積量約為 716 萬立方公尺，平均淤積高度約 3.58 公尺，亦造成大甲溪發電廠自德基、青山、谷關、天輪、新天輪以迄馬鞍，沿線共 110 萬瓩之裝置容量，均無法運轉發電，影響供電品質，另外抽藤坑溪支流煙寮坑溪及暗影坑溪發生土石流，造成中和村親水公園遭掩埋、護岸等相關結構物損毀及土石淤積河床，臺 8 線遭掩埋於阿邦溪沖積扇數十公尺下，造成溪床中大量土石淤積，危害下游臺電高壓電塔、麗陽營區、臺 8 線及松鶴部落之安全，並影響大甲溪主河道之流路。有關大甲溪流域堤防護岸及橋梁受損情形概述如下： (1)豐洲低水護岸水流受上游護岸挑流形成有角度之流路沖擊深度未夠之堤腳，持續沖刷致使堤體被淘空而破損約 200m。 (2)舊社堤防因敏督利颱風時受損處未修復而擴大破損約 600m。 (3)國道 1 號下游側右岸水流持續沖刷使彎岸退後、曲率變小。 (4)豐洲堤防 4k 處因敏督利颱風時受損處未修復而擴大破損約 550m。 (5)高鐵大甲溪橋北岸水流受對岸彎岸挑流形成有角度之流路沖擊高灘地，並由於地勢以及慣性力影響水流走向，使高灘形成彎岸。 (6)豐洲堤防 6k 處水流受對岸彎岸挑流形成有角度之流路沖擊深度未夠之堤腳，持續沖刷致使堤體被淘空而破損約 260m。 (7)后豐橋主河道橋墩基礎刷深。
民國 94 年 7 月 18 日至 20 日	海棠颱風	(1)造成臺 8 線 28 公里處，裡冷及長青兩便橋，遭到暴漲的溪水沖毀。 (2)后豐橋橋墩外圍 RC 護牆受損。
民國 94 年 8 月 4 日至 6 日	馬莎颱風	造成施工中之大甲溪梅子護岸工程受損約 280 公尺，谷關路段土石崩塌，通往谷關分廠的明隧道斷成二截，其中約有二、三十公尺的明隧道滑落大甲溪；臺八線中橫公路東卯便橋，遭洪水沖毀。
民國 95 年 6 月 9 日	0609 豪雨	(1)新山線鐵路橋(雙軌)主河道橋墩護牆刷深裸露約 1.5m。(2)后豐橋橋墩填土及保護工流失。

資料來源：經濟部水利署，大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(1/4)，97.06

表4-8 防洪構造物及跨河構造物歷年受損一覽表

構造物名稱	發生時間	發生原因	災害情形
防洪構造物			
高美堤防	民國 52 年 9 月 11 日	葛樂禮颱風	洪水暴漲沖刷堤防導致損壞約 140m，位置約為 1k+740~1k+880 處。
六塊厝堤防	民國 52 年 9 月 11 日	葛樂禮颱風	洪水暴漲沖刷堤防導致損壞約 40m，位置約為 1k+800~1k+840 處。
三塊厝堤防	民國 52 年 9 月 11 日	葛樂禮颱風	洪水暴漲沖刷堤防導致損壞約 100m。
國道 1 號下游側右岸	民國 93 年 7 月 1 日至 4 日	敏督利颱風 (七二水災)	水流沿潛堰固床工之法線方向沖擊北岸高灘地，因地勢以及慣性力影響水流走向而沖刷形成彎岸。
	民國 93 年 8 月 23 日	艾利颱風	水流持續沖刷使彎岸退後、曲率變小。
	民國 94 年 8 月 4 日至 6 日	馬莎颱風	水流沿著繞過潛堰北側之流路持續沖刷北側高灘地，致使高灘地持續受沖刷而形成彎岸。
客庄堤防	民國 93 年 7 月 1 日至 4 日	敏督利颱風 (七二水災)	水流沖擊堤腳導致堤防破損 500m
高鐵大甲溪橋北岸	民國 93 年 8 月 23 日	艾利颱風	水流受對岸彎岸挑流形成有角度之流路沖擊高灘地，並由於地勢以及慣性力影響水流走向，使高灘形成彎岸。
豐洲低水護岸	民國 90 年 7 月 30 日	桃芝颱風	因受到上游護岸挑流形成有角度之水流流路斜向沖擊高灘地而形成彎岸。
	民國 93 年 7 月 1 日至 4 日	敏督利颱風 (七二水災)	在桃芝颱風後形成之彎岸在水流持續沖刷形成之側向侵蝕影響持續向左岸退後至露出護岸，使水流直接接觸護岸。
	民國 93 年 8 月 23 日	艾利颱風	水流受上游護岸挑流形成有角度之流路沖擊深度未夠之堤腳，持續沖刷致使堤體被淘空而破損約 200m。
	民國 94 年 8 月 4 日至 6 日	馬莎颱風	水流受上游護岸挑流形成有角度之流路沖擊已受損之護岸，持續沖刷淘空堤體繼而沖刷後方高灘地並形成彎岸。
豐洲堤防 4k 處	民國 93 年 7 月 1 日至 4 日	敏督利颱風 (七二水災)	水流受對岸彎岸挑流形成有角度之流路沖擊深度未夠之堤腳，持續沖刷致使堤體被淘空而破損約 300m。
	民國 93 年 8 月 23 日	艾利颱風	因敏督利颱風時受損處未修復而擴大破損約 550m。

表4-8 防洪構造物及跨河構造物歷年受損一覽表(續)

構造物名稱	發生時間	發生原因	災害情形
防洪構造物			
豐洲堤防 6k 處	民國 93 年 8 月 23 日	艾利颱風	水流受對岸彎岸挑流形成有角度之流路沖擊深度未夠之堤腳，持續沖刷致使堤體被淘空而破損約 260m
舊社堤防	民國 52 年 9 月 11 日	葛樂禮颱風	洪水暴漲越堤造成決口流失 200m，決口位置為舊社堤防 0k+840~11+040 處。
	民國 83 年 8 月 8 日	道格颱風	洪水暴漲越堤造成決口流失 500m。
	民國 93 年 7 月 1 日至 4 日	敏督利颱風 (七二水災)	水流受對岸彎岸挑流形成有角度之流路沖擊深度未夠之堤腳持續沖刷，致使堤體被淘刷而破損約 550m。
	民國 93 年 8 月 23 日	艾利颱風	敏督利颱風時舊社堤防受損處尚未進行修復，因受到洪水持續沖刷而擴大破損約 600m。
大湳護岸	民國 52 年 9 月 11 日	葛樂禮颱風	洪水暴漲越堤造成決口流失 180m，決口位置約為大南護岸 0k+000~0k+180 處。
東勢特一號路堤	民國 88 年 9 月 21 日	九二一地震	地震導致路堤破裂長約 1000m。
土牛護堤	民國 88 年 9 月 21 日	九二一地震	地震導致護堤破裂長約 350m。
梅子護岸	民國 94 年 8 月 4 日至 6 日	馬莎颱風	溪水暴漲造成施工中護岸工程受損約 280m。
石城護岸	民國 93 年 7 月 1 日至 4 日	敏督利颱風 (七二水災)	溪水暴漲造成護岸沖毀 150 公尺。
南勢堤防	民國 88 年 9 月 21 日	九二一地震	地震導致堤防破裂長約 150m。
	民國 93 年 7 月 1 日至 4 日	敏督利颱風 (七二水災)	溪水暴漲造成堤防損毀約 350m。

表4-8 防洪構造物及跨河構造物歷年受損一覽表(續)

構造物名稱	發生時間	發生原因	災害情形
跨河構造物			
后豐橋	民國 93 年 7 月 1 日至 4 日	敏督利颱風 (七二水災)	北側主流河道橋墩外圍 RC 護牆破損。
	民國 93 年 8 月 23 日	艾利颱風	主河道橋墩基礎刷深。
	民國 94 年 7 月 18 日至 20 日	海棠颱風	主河道橋墩外圍 RC 護牆受損。
新山線鐵路橋(雙軌)	民國 93 年 7 月 1 日至 4 日	敏督利颱風 (七二水災)	主河道橋墩右岸沖深且逼近橋台。
	民國 95 年 6 月 9 日	0609 豪雨	主河道橋墩護牆刷深裸露約 1.5m。
舊山線鐵路橋	民國 90 年 7 月 30 日	桃芝颱風	因受到洪水集中通過及橋墩局部沖刷致使主河道流路通過處之橋墩受損。
后豐鐵馬道	民國 95 年 6 月 9 日	0609 豪雨	全長約 382m 的大甲溪花樑鋼橋二根橋墩損壞橋墩填土及保護工流失。
埤豐橋	民國 88 年 9 月 21 日	九二一地震	因地震造成上游端河床隆起，致使埤豐橋位於斷層帶上之三孔橋梁產生橋墩嚴重斷裂並落橋之情形。
長庚大橋	民國 88 年 9 月 21 日	九二一地震	因受到板塊錯動河床擠壓緣故，長庚大橋於石岡端端部二孔橋面落橋，東勢端引道及附近橋孔略有上升，部分橋面亦受到擠壓破裂。
東勢大橋(東豐大橋)	民國 88 年 9 月 21 日	九二一地震	因受到地震影響造成南北端引道擋土牆龜裂及多處橋墩損毀，上部結構往上游側偏移，每根大梁均自支承處脫落，部分大梁有折斷現象，造成嚴重損壞。
龍安橋	民國 88 年 9 月 21 日	九二一地震	因地震緣故造成部分結構嚴重受損，橋址附近兩端邊坡有崩塌現象。
東卯便橋	民國 94 年 8 月 4 日至 6 日	馬莎颱風	受到溪水暴漲造成東卯便橋沖毀。
裡冷便橋	民國 94 年 7 月 18 日至 20 日	海棠颱風	受到溪水暴漲造成裡冷便橋沖毀。
長青便橋	民國 94 年 7 月 18 日至 20 日	海棠颱風	受到溪水暴漲造成長青便橋沖毀。

資料來源：經濟部水利署，大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(1/4)，97.06



資料來源：經濟部水利署，大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(1/4)，97.06

圖4.10 大甲溪流域災害位置

第五章 建立動床數值模擬各項邊界條件及參數

依據本計畫的研究架構(圖 5.1)，橋河共治包含橋墩局部工法以及河道整治工法；其中，橋墩局部工法係透過渠槽試驗(斷面試驗)測試若干方案；而河道整治工法係透過數值模擬測試若干方案。最後，整合這兩項所得到的方案成果，於水工模型試驗(平面試驗)進行模擬。

數值模擬在本計畫中的重點，係以水理演算初步測試河道整治工法的水理特性，例如設置工法後的水深分布、流向變化...等，並藉由數模所測試工法的相關布置提供給水工模型試驗進行擺設。而設置工法後的河道沖刷、橋墩沖刷、河岸側向侵蝕、甚至流路變遷...等特性，係透過水工模型試驗進行分析。

本計畫採用美國國家計算水科學中心(National Center for Computational Hydroscience and Engineering, NCCHE)發展的二維河川水理演算模式 CCHE2D 作為數值模式分析工具。數值模擬範圍與水工模型試驗範圍一致，上游邊界為大甲溪斷面 13、下游邊界為大甲溪斷面 5，長度約 4,800(m)，橫向構造物包含臺 1 線大甲溪橋、海線鐵路橋、國道三號橋等三座橋梁，如圖 5.2 所示。

橋河共治 = 橋墩局部工法 + 河道整治工法

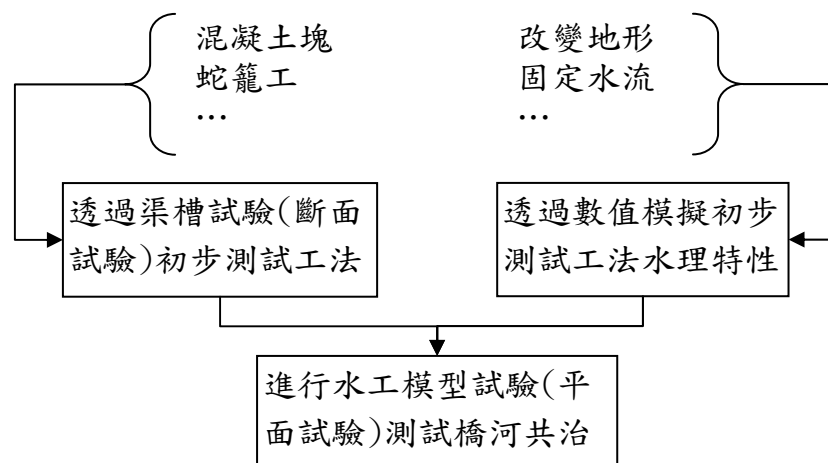


圖5.1 本計畫的研究架構圖



圖5.2 模擬範圍圖

5.1 檢定與驗證方法說明

5.1.1 檢定與驗證颱風事件的選取

模式的檢定與驗證係選取真實颱風事件進行模擬；模式檢定驗證所建構的河道地形包含民國 94 年 11 月水利署第三河川局以及民國 99 年交通部運輸研究所港灣技術研究中心的大甲溪河道數值地形 (DTM)。因此，檢定與驗證應選取近年所發生的颱風事件為宜，如圖 5.3 所示。

大甲溪石岡壩到河口之間，有完整水位資料紀錄者為臺 1 線大甲溪橋站，該水位站係從民國 94 年開始有水位紀錄。分析該水位站近幾年的水位變化，顯示河道水位有大幅抬升的兩個颱風事件分別為 95 年的 0609 豪雨，以及 98 年莫拉克颱風。

依據大甲溪石岡壩的放流量資料，95 年 0609 豪雨的最大時流量約 3,201(cms)，對應大甲溪治理規劃檢討報告所公告的流量，該流量約為 2 年重現期的洪水量。98 年莫拉克颱風的最大時流量約 5,410(cms)，該流量約為 10 年重現期的洪水量。因此，這兩場歷史颱風可分別作為模式的檢定與驗證。

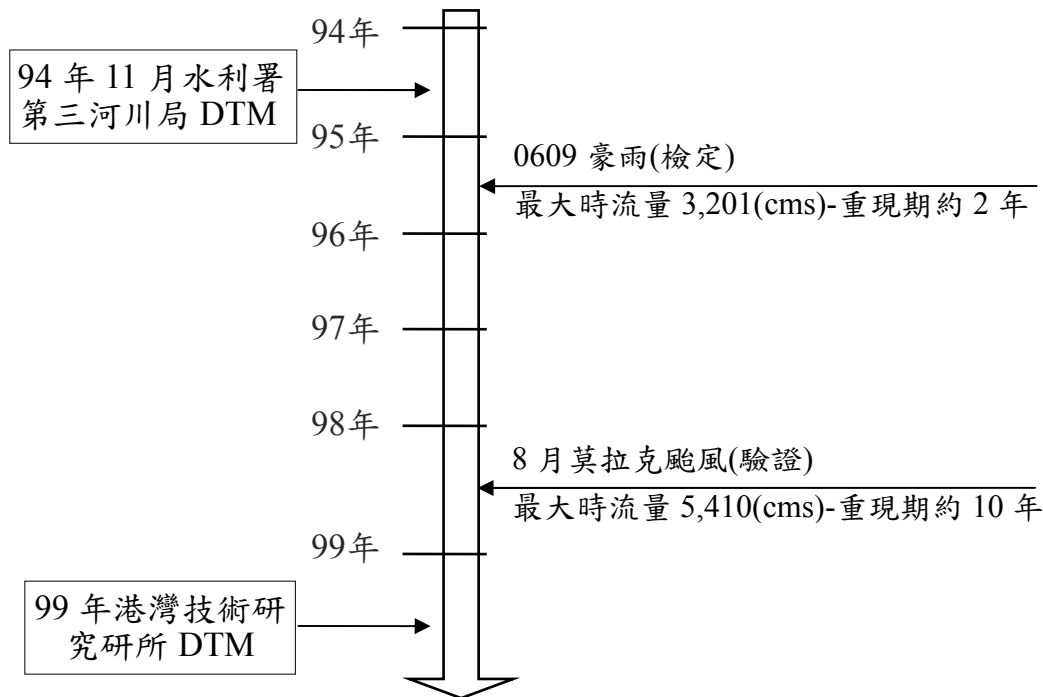


圖5.3 檢定與驗證事件選取圖

5.1.2 檢定與驗證的作法概述(二維水理演算)

前項說明 95 年的 0609 豪雨作為檢定，98 年莫拉克颱風作為驗證。進行河道數值模擬需要設定邊界條件，邊界條件又可分為上游邊界與下游邊界；上游邊界條件係給定流量歷線，下游邊界條件係給定水位歷線。為了比對模擬的水位是否與實際水位一致，通常也必須要蒐集特定斷面的水位紀錄。

在模擬範圍內(斷面 5~斷面 13 之間)，颱洪事件的流量可採用石岡壩實際放流量作為上游邊界的流量設定。颱洪事件在臺 1 線大甲溪橋有詳細水位紀錄，藉由該實測水位與模擬的水位進行比對，以分析模擬結果與實際情況的吻合程度。此外，對於下游邊界(斷面 5)的水位設

定，可依據實際流量，對應到斷面 5 各重現期流量下的水位進行設定，作為下游邊界水位控制。

95 年的 0609 豪雨石岡壩流量歷線與臺 1 線大甲溪橋水位歷線如圖 5.4 所示，98 年莫拉克颱風流量歷線與水位歷線如圖 5.5 所示。

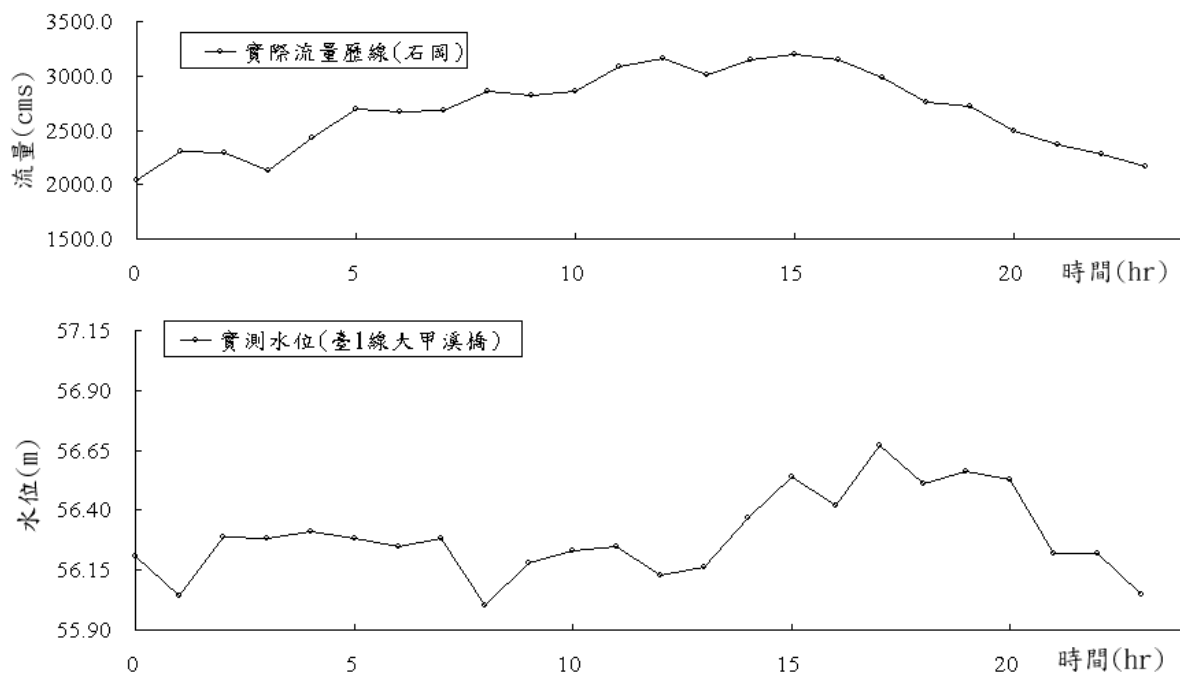


圖5.4 95年0609豪雨流量與水位歷線圖

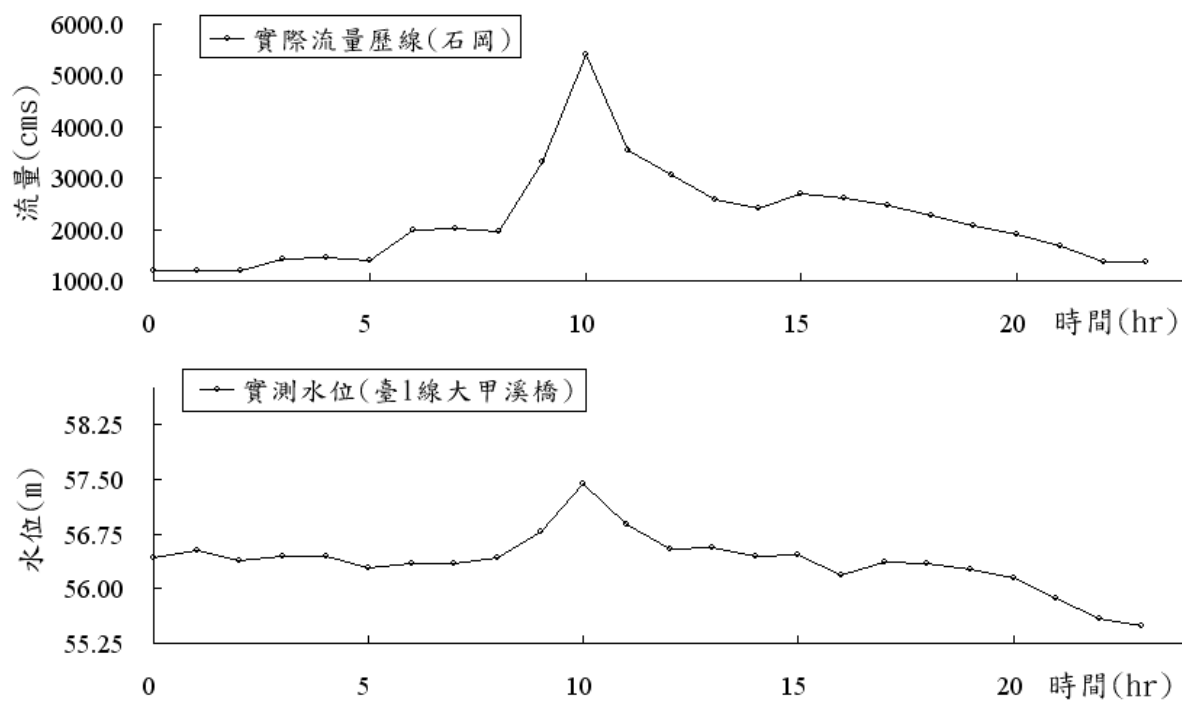


圖5.5 98年莫拉克颱風流量與水位歷線圖

5.2 模擬的基本資料蒐集

本計畫蒐集建構模擬所需的相關項目包括流量資料、水位資料及河道地形，分述如下：

1. 流量資料

流量資料包含 95 年 0609 豪雨的時流量、98 年莫拉克颱風的時流量以及大甲溪治理規劃檢討報告所公告的流量資料(表 5-1)。

表5-1 各重現期的流量(河口控制點)

重現期	100 年	50 年	25 年	20 年	10 年	5 年	2 年
流量(cms)	10,300	8,900	7,570	7,300	5,900	4,500	2,600

資料來源：大甲溪治理規劃檢討（天輪壩下游至河口河段）

2. 水位資料

模擬範圍內，大甲溪治理規劃檢討報告所公告的水位資料(表 5-2)。

表5-2 模擬範圍內斷面各重現期的水位

斷面	100 年	50 年	25 年	20 年	10 年	5 年	2 年
5	38.03	37.69	37.31	37.22	36.78	36.14	35.10
6	46.14	45.83	45.61	45.55	45.32	45.03	44.45
7	54.23	54.01	53.65	53.59	53.26	52.85	52.23
7-1 大甲溪公路橋（下）	58.08	57.77	57.45	57.39	57.06	56.67	56.07
7-1 大甲溪公路橋（上）	59.42	59.05	58.67	58.59	58.14	57.65	56.86
7-2 海線鐵路橋（下）	59.65	59.39	59.06	58.99	58.62	58.30	57.65
7-2 海線鐵路橋（上）	61.36	60.75	60.38	60.30	59.84	59.34	58.55
8	62.01	61.57	61.26	61.18	60.73	60.28	59.59
9	68.33	68.19	67.98	67.93	67.64	67.28	66.42
9-1 第二高速公路橋（下）	73.50	73.26	73.00	72.92	72.60	72.15	71.19
9-1 第二高速公路橋（上）	75.63	75.26	74.88	74.80	74.21	73.72	72.60
10	75.71	75.34	74.98	74.90	74.36	73.89	72.80
11	79.37	79.07	78.77	78.71	78.31	77.78	77.41
12	84.91	84.39	83.65	83.51	82.81	82.26	81.61
13	93.45	93.45	93.45	93.45	93.45	93.45	93.45

資料來源：大甲溪治理規劃檢討（天輪壩下游至河口河段）

3. 河道地形

模擬 95 年 0609 豪雨係採用 94 年 11 月水利署第三河川局河道數值地形(DTM)。模擬莫拉克颱風係採用 99 年交通部運輸研究所港灣技術研究中心的河道數值地形(DTM)。並將臺 1 線大甲溪橋、海線鐵路橋及國道三號橋之橋墩設定於模擬的河道地形。

5.3 參數設定

包含水理演算參數與泥砂參數兩項，分述如下：

1. 水理演算參數

水理演算參數如表 5-3 所示，大部分的參數係依據現有資料或考慮的模擬現象進行設定，例如重力加速度固定 $9.8(m/sec^2)$ 、運動黏滯係數固定 $0.000001(m^2/sec)$ 、Von Karman constant 固定 0.41 等。

一般而言，水理演算參數的河床糙度(Bed Roughness)會直接反應水流阻力；因糙度越大，河床阻力越大，流速減低，而水位抬升。因此，在模式檢定中，可調整河床糙度，使得模擬水位能夠趨近合理的水位值。

過去大甲溪設定河床糙度的相關計畫，如「大甲溪治理規劃檢討(天輪壩下游至河口河段)」進行一維水理演算所採用的河床糙度為 0.04，可作為本計畫檢定河床糙度的參考。此外，如圖 5.6 所示，河床大多由礫石、砂土等粗顆粒所組成，因此河床糙度的檢定值可再增加為 0.05 進行測試。



圖5.6 模擬河段河床具粗顆粒(礫石、砂土)

表5-3 水理演算參數設定

項目	設定值	說明
Time steps (sec)	10	演算時間間距 $\Delta t = 10(\text{sec})$
History file	360	每演算360個步驟(step)(1小時)，自動記錄模擬結果。 $360(\text{step}) \times 10(\text{sec}/\text{step}) = 3600(\text{sec}) = 1(\text{hr})$
Bed Roughness	檢定0.04與0.05兩種。	河床糙度會直接反應水流阻力；糙度越高，河床阻力越大，流速減低，而水位抬升。
Turbulence Model	Parabolic Eddy Viscosity Model	拋物線渦流粘滯係數公式。
Turbulent viscosity coefficient	1.0	設定5就代表由前項Parabolic Eddy Viscosity Model算出來結果，再乘上5倍，放大紊流效應。通常可設為1。
Wall slipness coefficient	0.7	建議值
Depth to consider dry(m)	0.15	此為乾點與濕點的水深分界，當節點水深高於0.15(m)，則以濕點的方式進行計算。
Time Iteration Method	Method 1	Method 1、Method 2、Method 3，分別代表低、中、高的疊代數目。當第二項的 Δt 越大，則此值也隨之加大。
重力加速度	$9.8(\text{m}/\text{sec}^2)$	建議值
Von Karman constant	0.41	建議值
運動黏滯係數	$0.000001(\text{m}^2/\text{sec})$	建議值

2. 泥砂參數

泥砂參數如表 5-4 所示，部分參數亦依據現有資料或考慮的模擬現象加以設定，如輸砂模式採用同時考量推移質與懸浮質輸砂的模組、泥砂比重固定 2.65、最大淤積與沖刷限制在 ± 90 公尺等。

動床模擬過程中，當河床受到沖刷或淤積所造成的地形改變，會立即反應在水位的模擬值；因此，在模式檢定中，可調整與河床變化有關的參數，使得模擬水位能夠趨近合理的水位值。依據「CCHE2D Sediment Transport Model」(Weiming Wu, 2001)推移質與懸浮質對於河床的改變可表示為：

$$(1 - p') \frac{\partial z_{bk}}{\partial t} = \alpha \omega_{sk} (C_k - C_{*k}) + \frac{1}{L_t} (q_{bk} - q_{b*k}) \quad (5-1)$$

式中； p' 為孔隙率； $\partial z_{bk} / \partial t$ 為底床隨時間的改變量； ω_{sk} 為泥砂沉降速度； C_k 為深度平均的懸移質濃度； C_{*k} 為深度平均的懸移質平衡濃度； q_{bk} 為推移質的輸砂率； q_{b*k} 為推移質的平衡輸砂率； α 為 Adaptation Factor for suspended load； L_t 為 Adaptation Length of bed-material load 與模式中給定的 L_b 為 Adaptation Length of bedload，兩者在實質上有些差異。

上式可看出對於懸移質濃度變化造成底床改變，係由 α 值所調控；而推移質輸砂率變化造成底床改變，係由 L_t 值(或 L_b 值)所調控。此外，針對 α 值與 L_b 值，過去相關模擬已得到應用的經驗。依據「CCHE2D Sediment Transport Model」(Weiming Wu, 2001)， L_b 值應為泥砂運移、床型與渠道幾何型態的函數；若床型主要為砂丘(sand dune)的型態，則 L_b 值採用砂丘的長度，約為 7.3 倍的水深。若床型主要為交互沙洲(alternate bar)的型態， L_b 值採用交互沙洲的長度，大約是 6.3 倍的渠道寬度。對於 α 值，過去通過理論公式計算， α 值通常會大於 1；然而，實際應用的 α 值多小於 1。例如 Han et al.(1980)與 Wu and Li(1992)建議，沖刷強烈 α 值可採用 1，淤積強烈 α 值可採用 0.25，弱的沖刷與淤積可採用 0.5。

本模擬河段河床大多由礫石、砂土等粗顆粒所組成，此種河道的河床變動(沖刷或淤積)主要係以推移質運移為主；懸浮質大多隨水流移動到下游，對於河床變動的影響較小；因此，輸砂參數中，係以調控推移質的 L_b 值為主要檢定項目。而與懸浮質有關的 α 值則採用 1.0。

對於 L_b 值的設定，若考量河床包含交互沙洲(alternate bar)的型態，則 L_b 值可採用交互沙洲長度，大約是 6.3 倍的深槽寬度。本河段主深槽寬窄不一，寬度約 150~240(m)，因此 L_b 值共測試 1000、1500 兩種。

表5-4 泥砂相關參數設定值

項目	設定值	備註
Number of Bed Layers	3	建議值
Minimum Mixing Layer Thickness	0.2	建議值
輸砂模式 (Transport Model)	Total load as Bed load plus Suspended load Model	同時考量推移質與懸浮質輸砂的模式。
Sediment Simulation Mode	Fast bed change with unsteady flow	變量流情況下的輸砂計算
Adaptation Length for Bedload (L_b)	檢定1000與1500兩種。	此值與推移質輸砂量變化，所造成的底床變化有關。
Adaptation Factor for suspended load (α)	1.0	沖刷強烈 α 值可採用1.0
Schmidt number	1.0	與泥砂的紊流擴散項有關。
泥砂比重	2.65	建議值
Time steps to adjust flow	1	
Erosion/Deposition limit	0.01	為避免泥砂沖淤過於劇烈的設定值。
Erodibility	YES	底床沖刷
最大沖刷厚度	-90(m)	
最大淤積厚度	+90(m)	

3. 檢定的參數組合

本計畫將各種參數組合的水位變化模擬結果，與臺 1 線大甲溪橋的實測水位變化進行比對，找出符合實際水位變化趨勢的參數組合。前述已說明水理演算參數主要檢定河床糙度，檢定值包含 0.04 與 0.05 兩種；泥砂參數主要檢定 L_b 值，檢定值包含 1000 與 1500 兩種。因此，共包含四種參數組合進行模擬測試，如表 5-5 所示。

表5-5 檢定的參數組合

檢定組別	河床糙度	L_b 值
1	0.04	1000
2	0.04	1500
3	0.05	1000
4	0.05	1500

5.4 檢定工作(95 年 0609 豪雨)

以 95 年 0609 豪雨作為模式檢定案例，檢定前述四種參數組合，找出符合實際水位變化趨勢者。如圖 5.7(a)所示，95 年 0609 豪雨流量介於 2,000~3,000(cms)之間，大約為 2 年重現期的洪水量。將各種參數組合的模擬水位與實測水位比對，表示於圖 5.7(b)。以下說明相關特性：

- 1.圖 5.7(a)為實際流量歷線，圖 5.7(b)黑線為臺 1 線大甲溪橋的實測水位歷線。整體而言，實測水位會隨著流量起伏變化，但在局部時間的實測水位仍略有偏移的情況，其原因為本模擬河段的河寬較寬，當流量從 2000(cms)上升至 3000(cms)過程中，寬河道造成水位上升較不明顯。
- 2.各組參數的模擬水位有下列特性：
 - (1)在 L_b 值同為 1000 情況下，比較兩種河床糙度；糙度 0.05 的模擬水位比糙度 0.04 的模擬水位高約 0.00~0.17(m)。
 - (2)在 L_b 值同為 1500 情況下，比較兩種河床糙度；糙度 0.05 的模擬水位比糙度 0.04 的模擬水位高約 0.10~0.21(m)。
 - (3)在河床糙度同為 0.04 情況下，比較兩種 L_b 值； L_b 值 1000 的模擬

水位比 L_b 值 1500 的模擬水位高約 0.00~0.25(m)。

(4)在河床糙度同為 0.05 情況下，比較兩種 L_b 值； L_b 值 1000 的模擬水位比 L_b 值 1500 的模擬水位高約 0.00~0.11(m)。

3.各組參數的水位變化均符合實際流量與實測水位的起伏變化趨勢。表 5-6 為各種參數組合的水位最大值與實測水位最大值比對。依據圖 5.7 與表 5-6，建議採用第 4 組參數(河床糙度 0.05， L_b 值 1500)，作為後續分析的參數設定。

4.第 4 組參數的模擬結果，並配合地理資訊系統(GIS)呈現河道水深變化，如圖 5.8 所示。

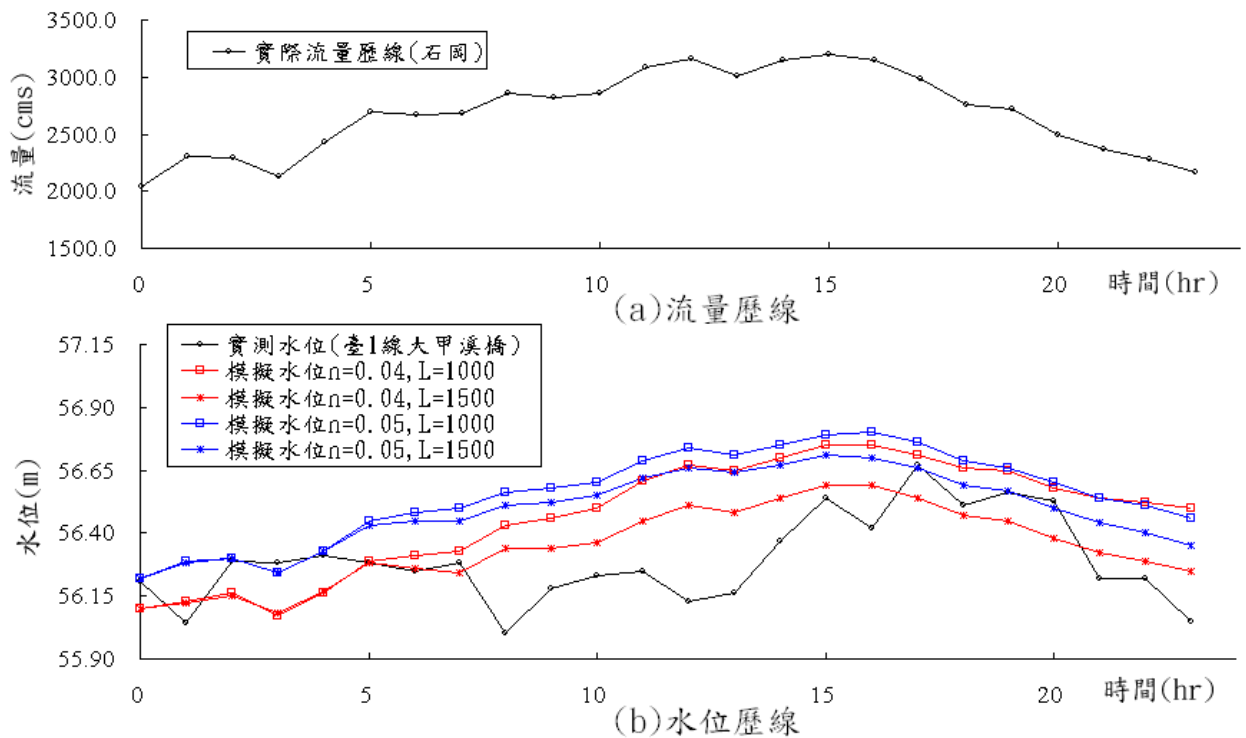


圖5.7 各種參數組合的模擬水位與實測水位比對

表5-6 各種參數組合的水位最大值與實測水位最大值比對

組別	(河床糙度， L_b 值)	水位最大值(m)		
		模擬值	實測值	誤差
1	(0.04，1000)	56.75	56.67	0.08
2	(0.04，1500)	56.59	56.67	-0.08
3	(0.05，1000)	56.80	56.67	0.13
4	(0.05，1500)	56.71	56.67	0.04

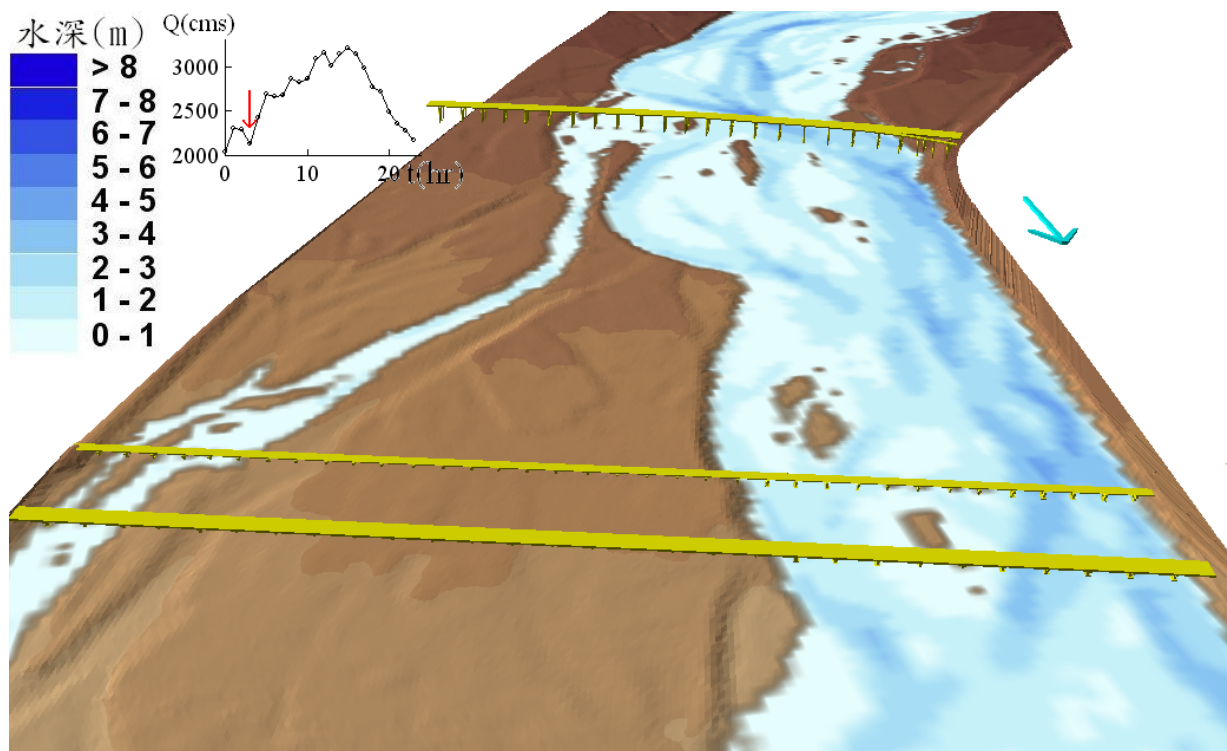


圖5.8 水深模擬變化歷程圖(95年0609豪雨)

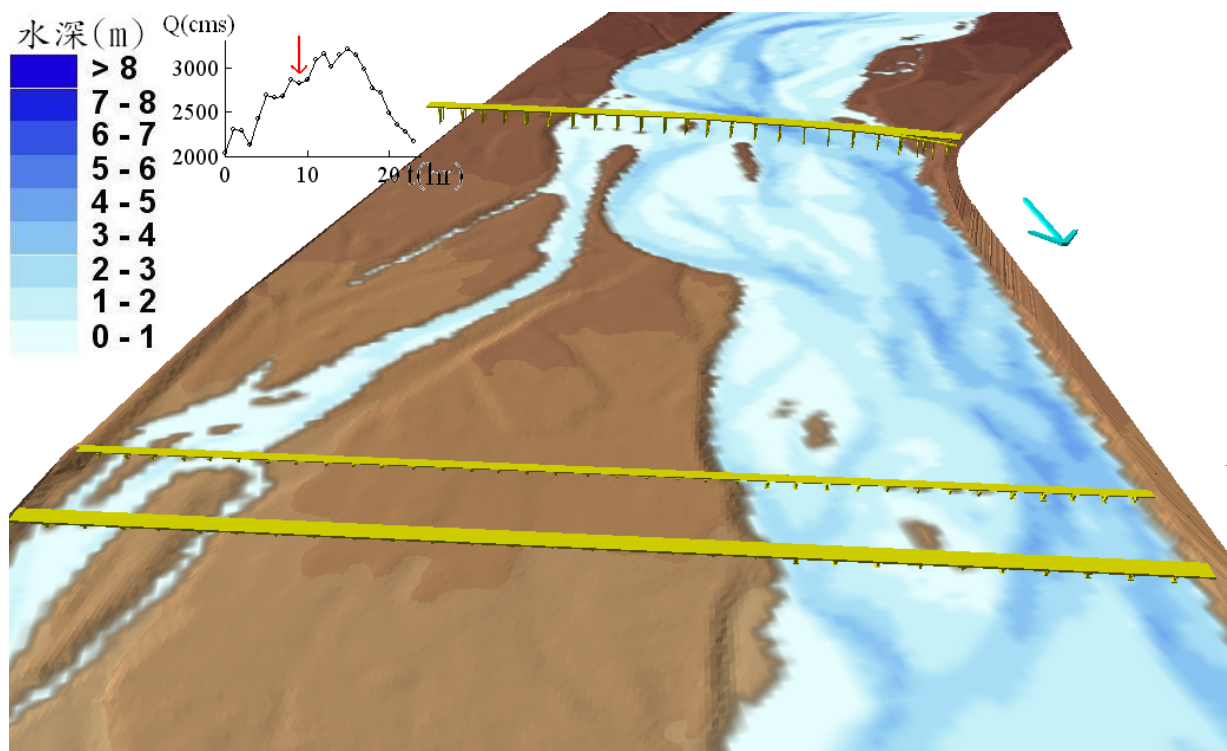


圖5.8 水深模擬變化歷程圖(95年0609豪雨)(續)

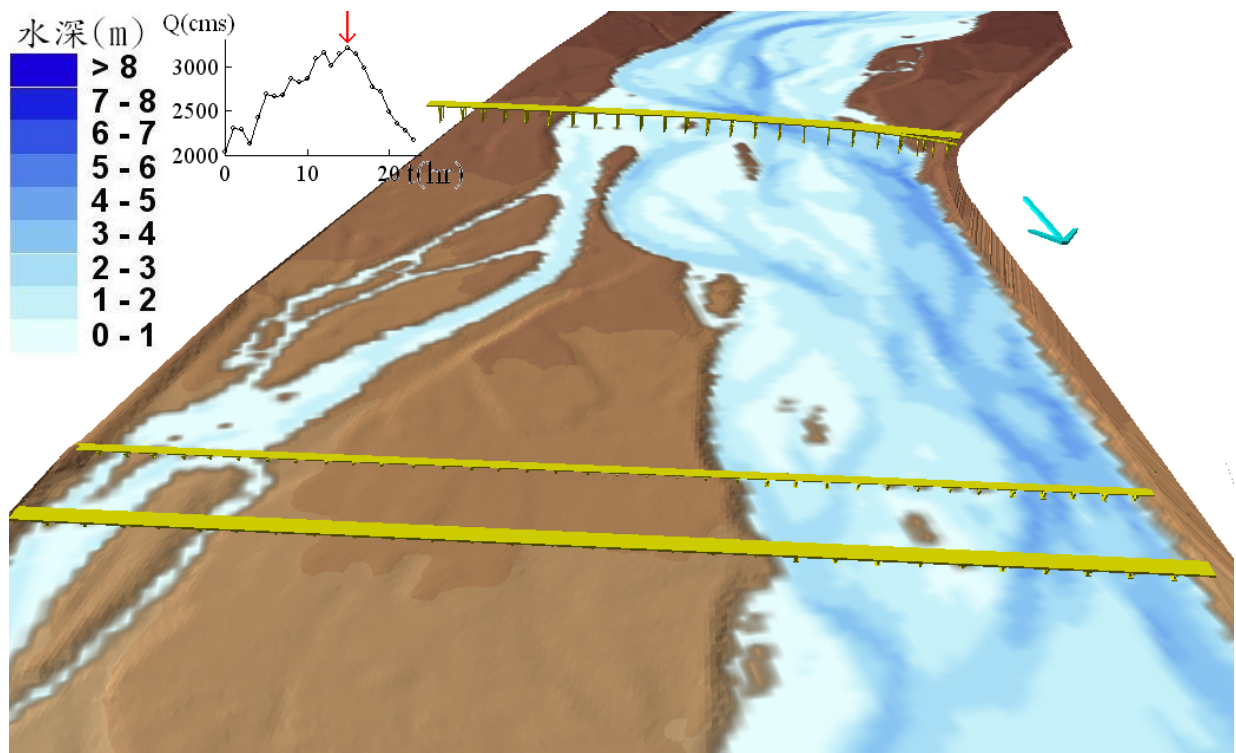


圖5.8 水深模擬變化歷程圖(95年0609豪雨)(續)

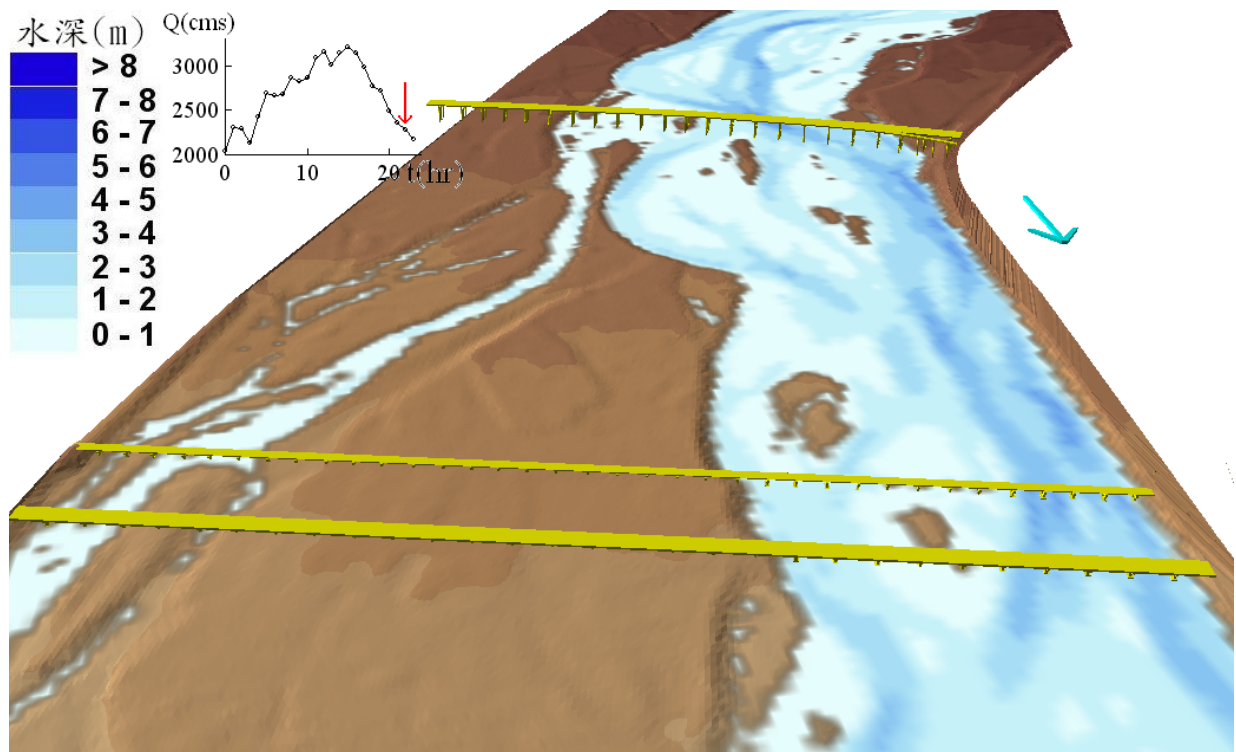


圖5.8 水深模擬變化歷程圖(95年0609豪雨)(續)

5.5 驗證結果(98 年莫拉克颱風)

以 98 年莫拉克颱風作為模式驗證案例。以前小節所檢定的參數進行設定，模擬水位變化，再以莫拉克颱風的實測水位作為驗證。如圖 5.9(a)所示，98 年莫拉克颱風流量大多集中於 1,000~2,000(cms)之間；但 98 年 8 月 9 日下午 4 時出現時流量的最大值 5,410(cms)，該流量大約為 10 年重現期的洪水量。圖 5.9(b)黑線為臺 1 線大甲溪橋的實測水位歷線，整體而言，實測水位會隨著流量起伏變化。

圖 5.9(b)藍線為採用河床糙度 0.05 及 L_b 值 1500 的水位模擬結果，並與實測水位比對，模擬水位仍符合實際流量與實測水位的起伏變化趨勢。實測水位最大值為 57.44(m)，模擬水位最大值為 57.38(m)，誤差為 0.06(m)。因此，透過莫拉克颱風，已驗證採用河床糙度 0.05 及 L_b 值 1500 的模擬結果仍可符合實際水位變化情況。

莫拉克颱風模擬結果，並配合地理資訊系統(GIS)呈現河道水深變化，如圖 5.10 所示。

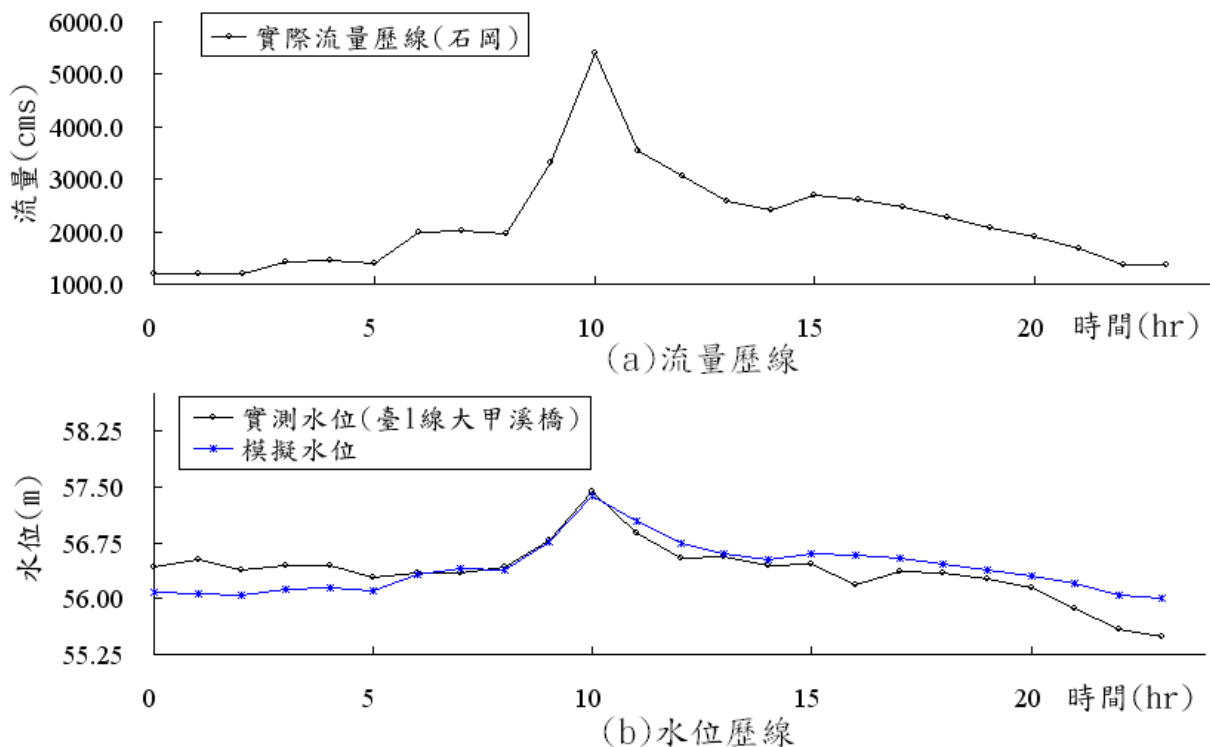


圖5.9 各種參數組合的模擬水位與實測水位比對

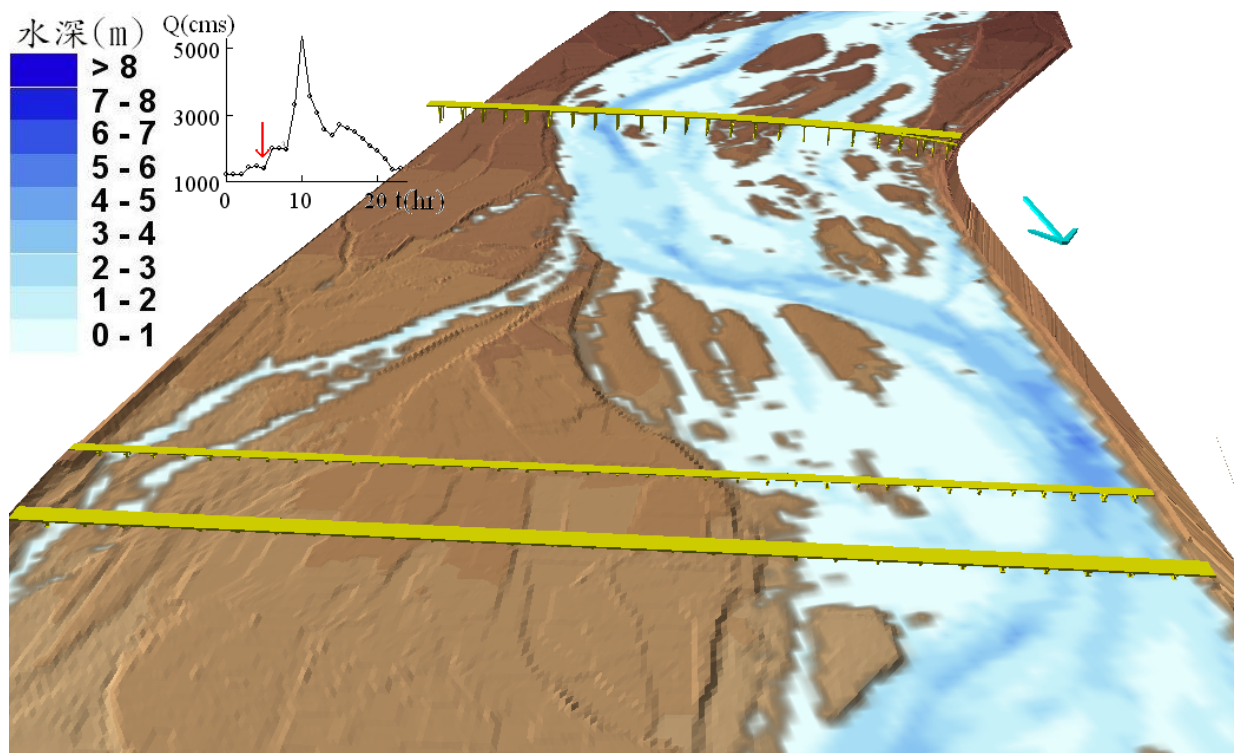


圖5.10 水深模擬變化歷程圖(莫拉克颱風)

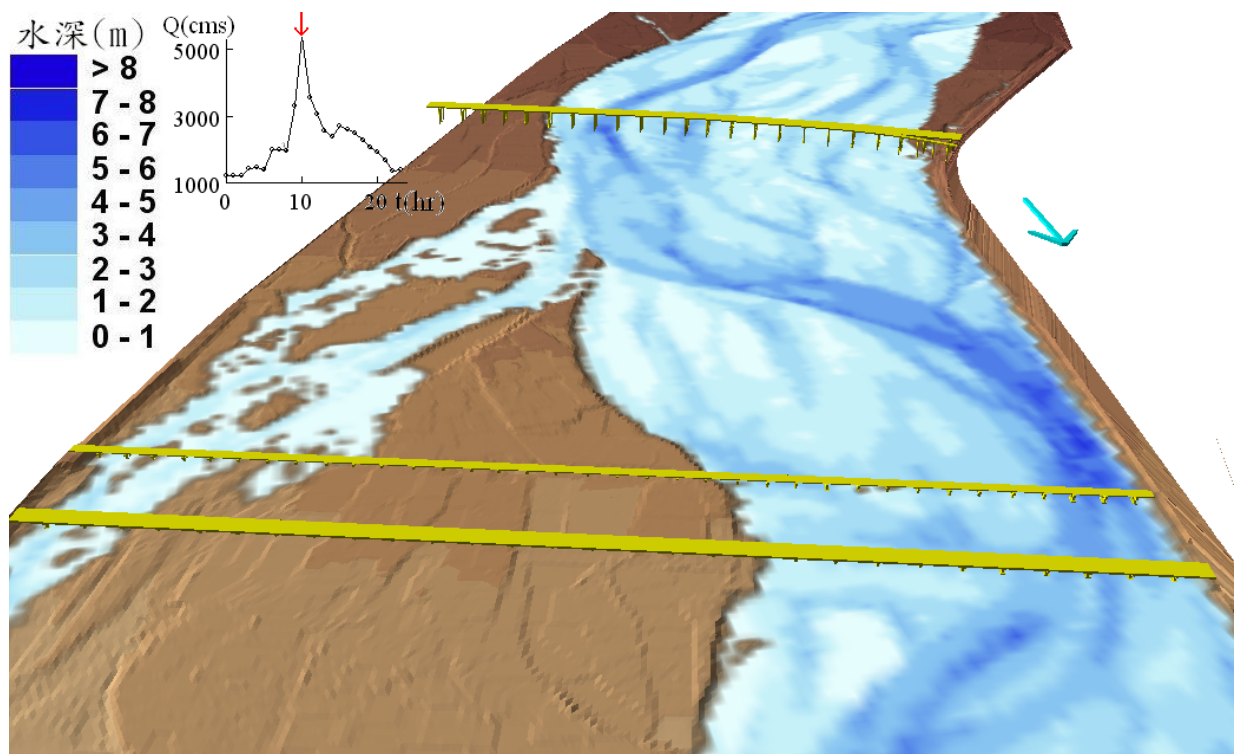


圖5.10 水深模擬變化歷程圖(莫拉克颱風)(續)

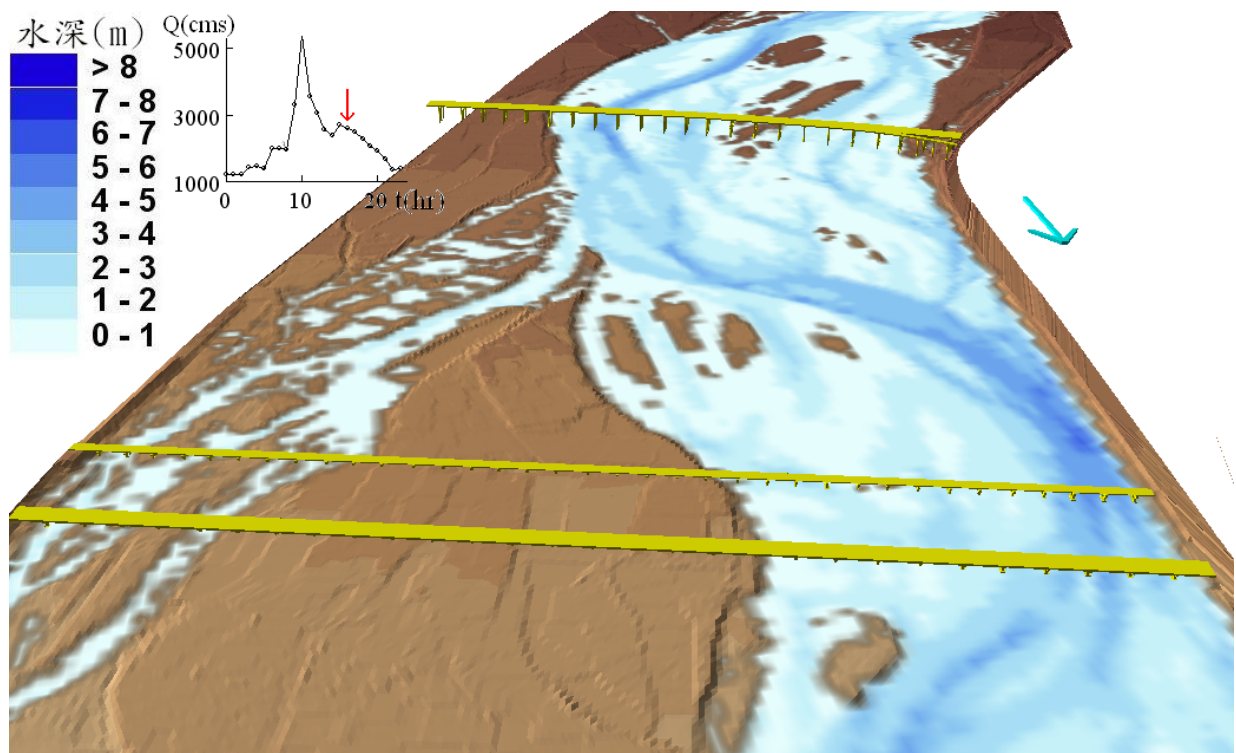


圖5.10 水深模擬變化歷程圖(莫拉克颱風)(續)

第六章 模擬河段之各式保護工法數值模擬

如圖 6.1 所示，本計畫水工模型試驗的工法測試，包含橋墩局部工法與河道整治工法的組合。其中，河道整治工法係透過數值模擬初步測試工法的水理特性；例如測試設置工法後的水深分布、流速變化...等，並藉由數模所測試工法的相關布置提供給水工模型試驗進行擺設。而設置工法後的河道沖刷、橋墩沖刷、河岸側向侵蝕、甚至流路變遷...等特性，係透過水工模型試驗進行分析。

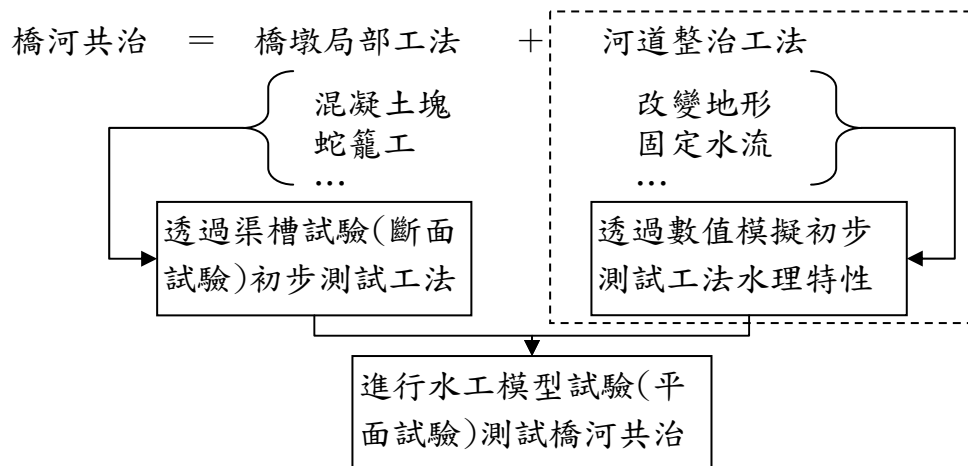


圖6.1 本計畫的研究架構圖

6.1 測試項目說明

本計畫測試的河道整治工法係以改變河道地形為主的工法，包含河中砂洲疏濬與營造階梯式斷面兩種方案，其中河中砂洲疏濬又包含疏濬寬度 100(m)、200(m)及 300(m)等項目。各種測試項目並與原始河道地形的模擬結果比對，如表 6-1 所示。以下說明各種測試項目的布設內容。

表6-1 各種測試項目表

測試項目	內容
0	原始河道地形(對照組)
1	河中砂洲疏濬寬度 100m
2	河中砂洲疏濬寬度 200m
3	河中砂洲疏濬寬度 300m
4	階梯式斷面

6.1.1 河中砂洲疏濬

圖 6.2 顯示國道三號橋河段河寬 750(m)，至海線鐵路橋與臺 1 線大甲溪橋河段，河道地形包含一河中砂洲，該河中砂洲將河道左岸寬度束窄為 450~490(m)。由於寬度窄縮，造成流路易朝左岸(南岸)偏流，並造成左岸堤防損毀的案例；此外，流路通過海線鐵路橋與臺 1 線大甲溪橋南岸的橋墩，也是容易發生橋墩局部沖刷之位置。

圖 6.3(a)為國道三號橋位置的斷面形狀，左岸堤防與右岸高灘地之間寬度 750(m)為主要通水斷面。圖 6.3(b)與圖 6.3(c)為海線鐵路橋與大甲溪橋斷面，河中砂洲將左岸通水寬度縮窄為 450~490(m)；右岸雖有另一流路，但僅在高流量期間才有水流通過。

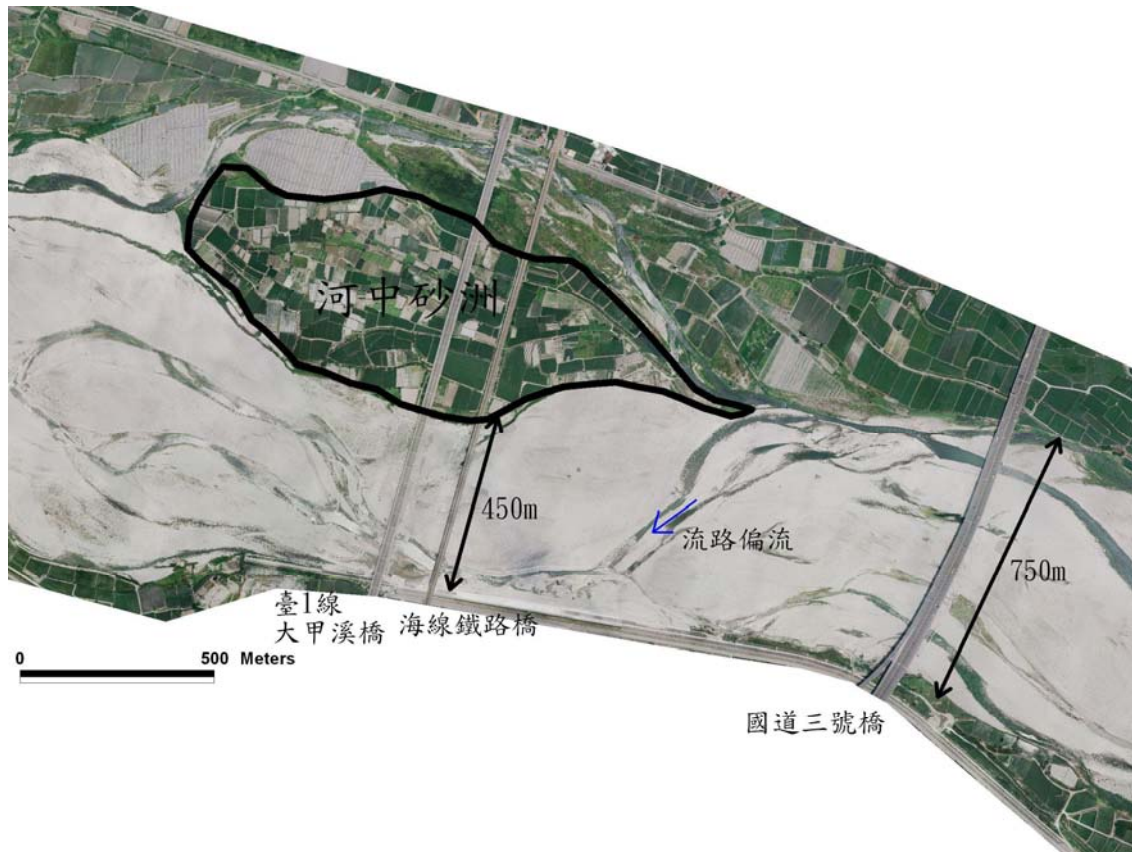
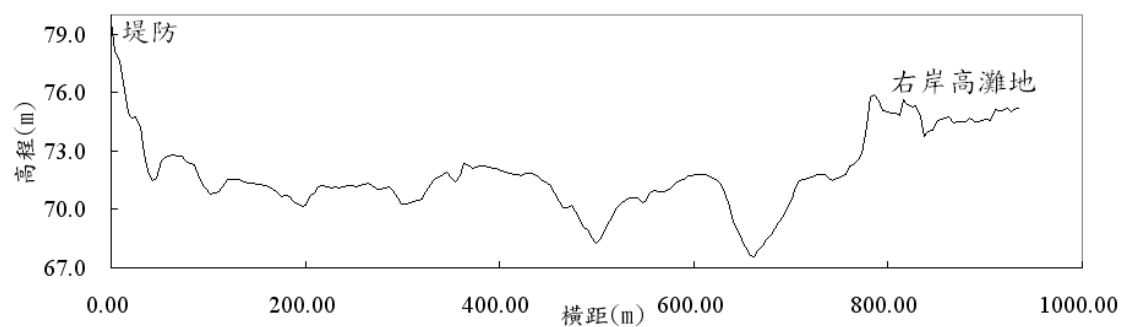
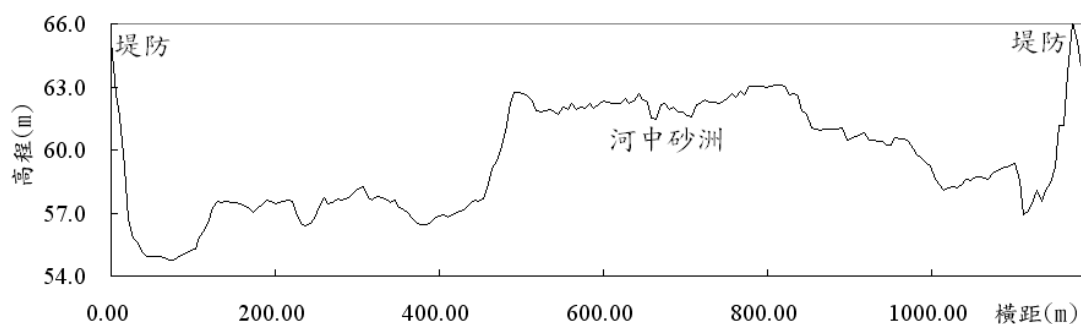


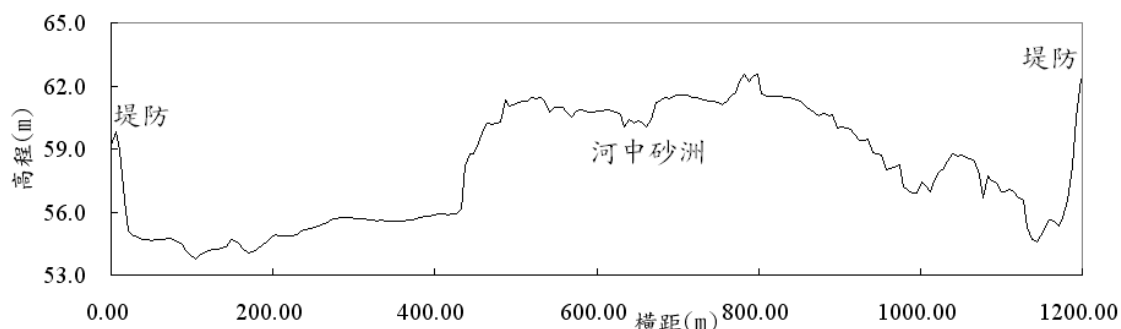
圖6.2 臺1線大甲溪橋至國道三號橋河段



(a)國道三號橋斷面



(b)海線鐵路橋斷面

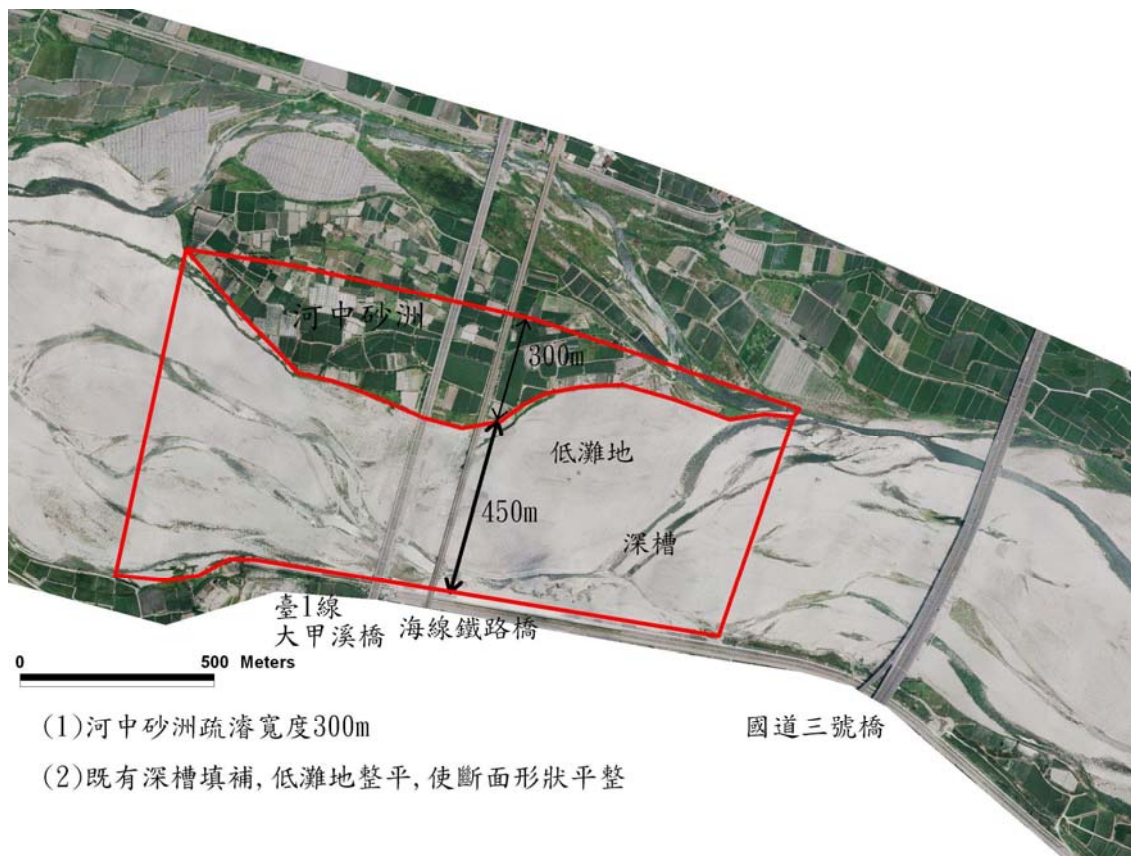


(c)臺 1 線大甲溪橋斷面

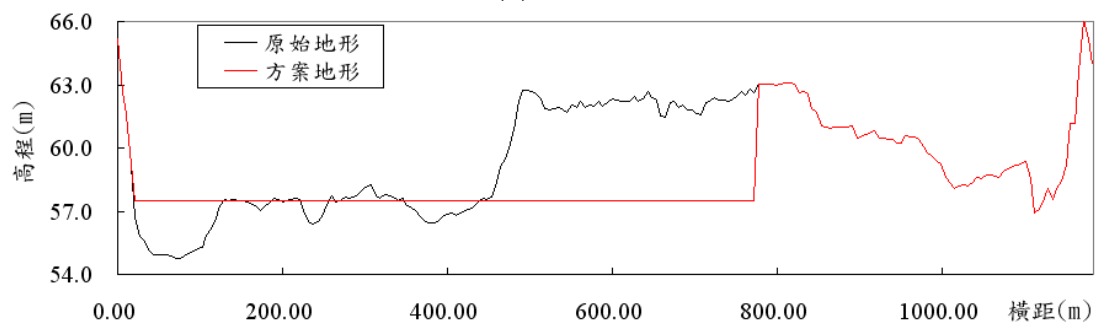
圖6.3 各座橋的斷面地形

由於河中砂洲縮窄通水寬度，因此，本計畫測試河中砂洲邊灘進行局部疏濬，共測試三種不同疏濬寬度，包含疏濬寬度 300(m)、200(m)及 100(m)，配置圖分別如圖 6.4~圖 6.6 所示。

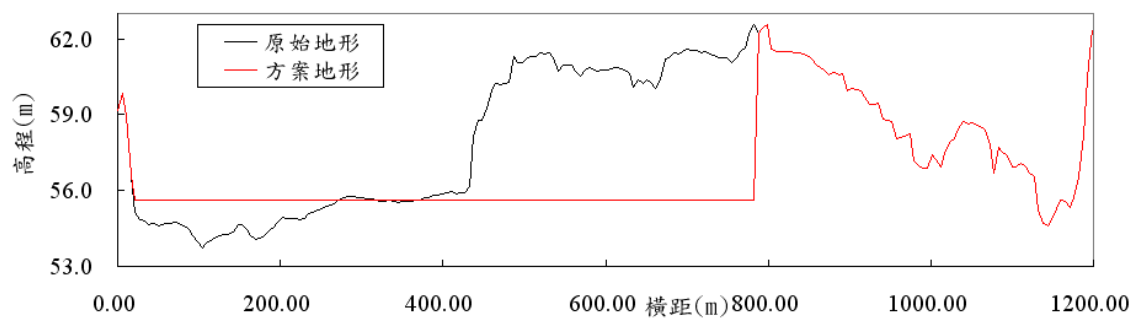
以圖 6.4 為例，河中砂洲疏濬寬度 300(m)，使左岸恢復 750(m)的通水寬度。對於偏流嚴重的深槽，則以土砂填補。既有低灘地亦予以整平，避免低灘地之地形起伏改變水流流向。圖 6.4(a)與圖 6.4(b)分別為海線鐵路橋與大甲溪橋之方案斷面形狀；顯示河中砂洲拓寬 300(m)、深槽填補、低灘地整平，使通水斷面平整。



(a)配置圖

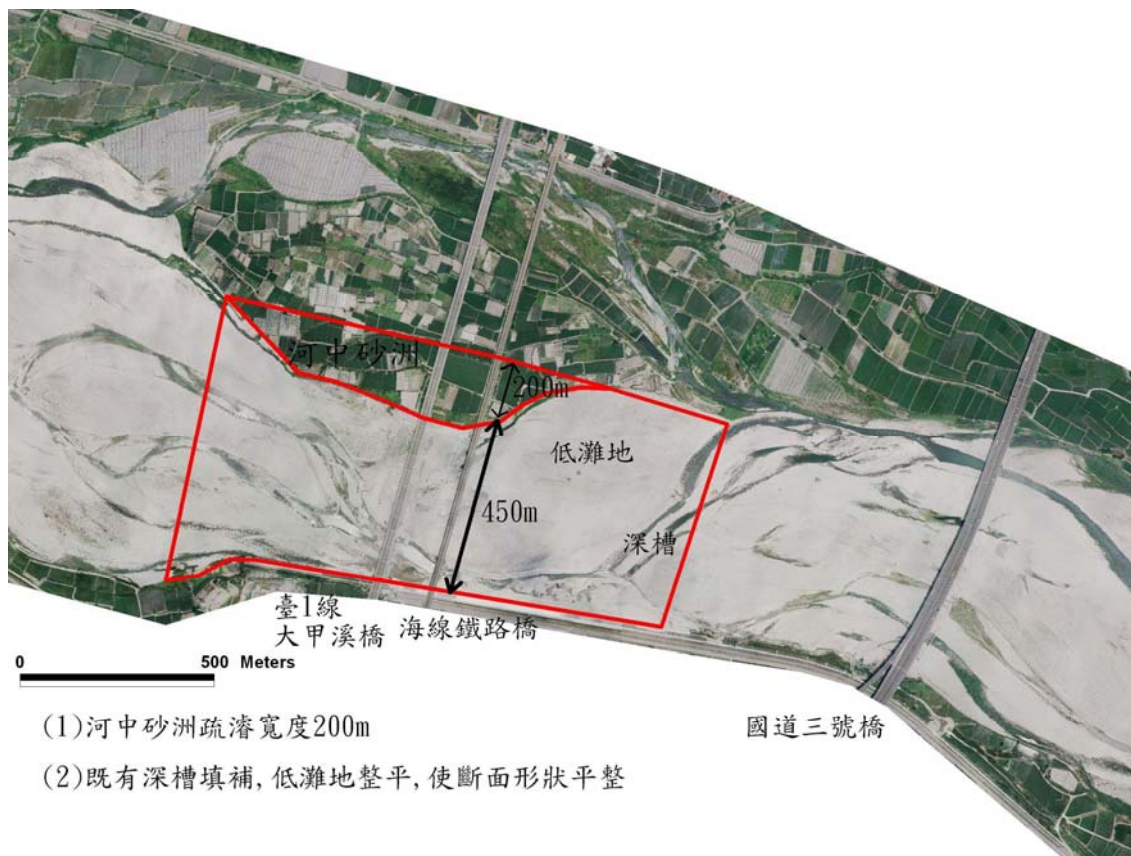


(b)海線鐵路橋斷面

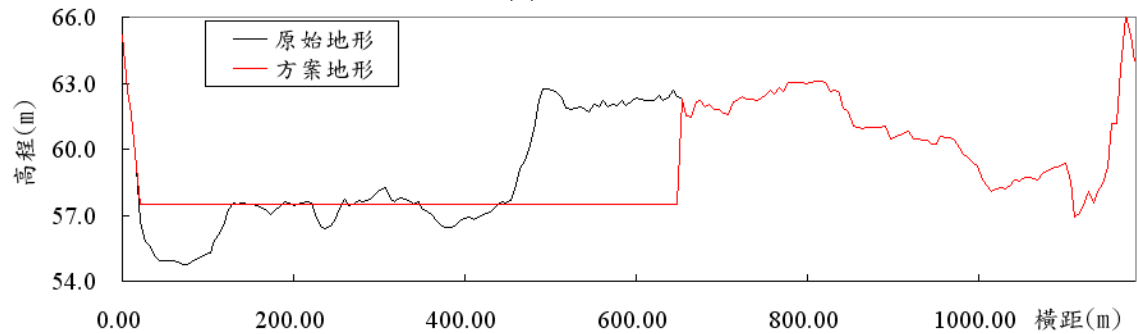


(c)臺1線大甲溪橋斷面

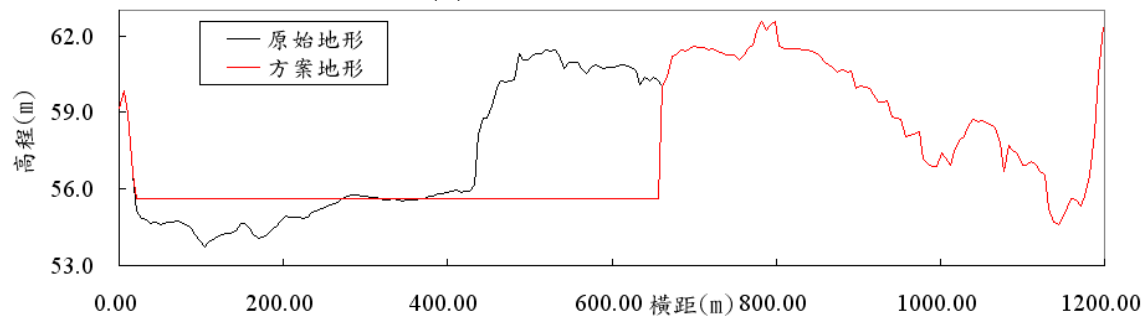
圖6.4 河中砂洲疏濬寬度300(m)測試項目



(a)配置圖

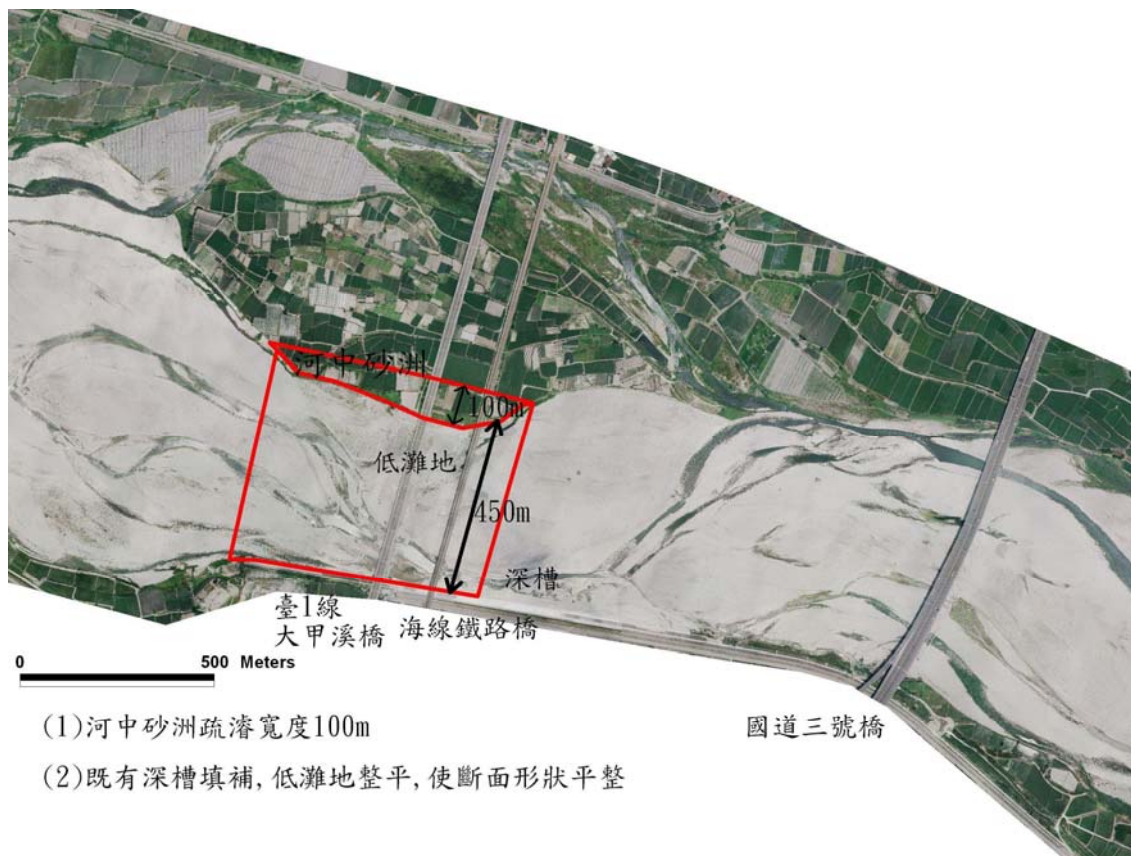


(b)海線鐵路橋斷面

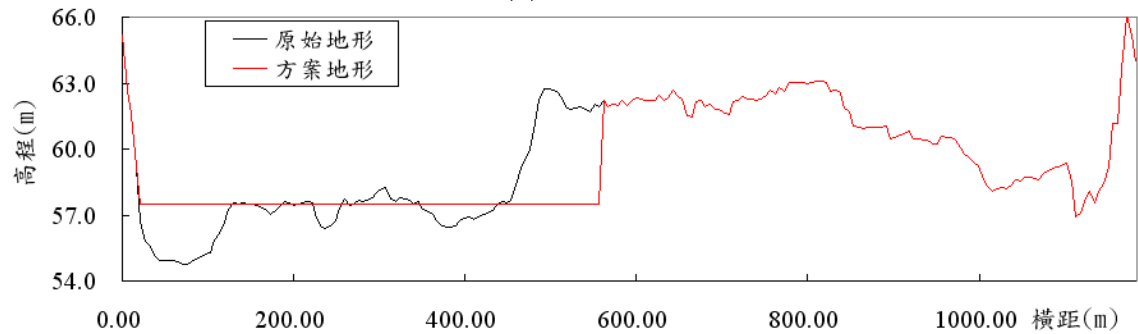


(c)臺1線大甲溪橋斷面

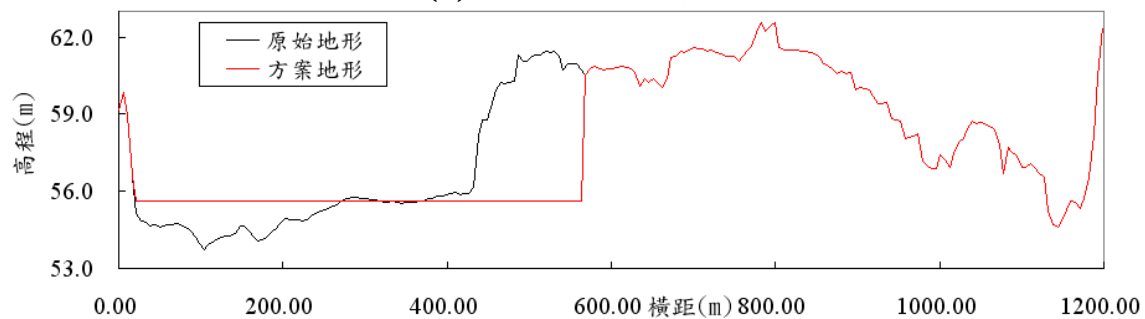
圖6.5 河中砂洲疏濬寬度200(m)測試項目



(a)配置圖



(b)海線鐵路橋斷面



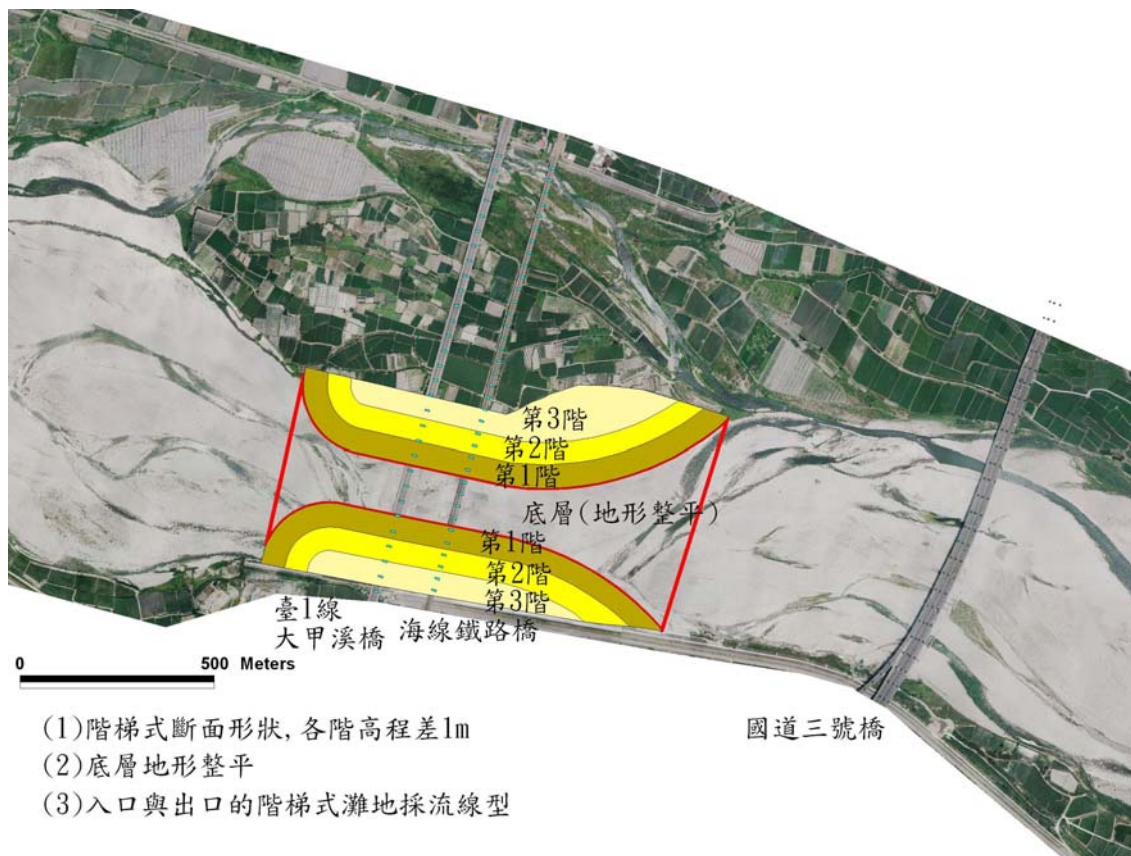
(c)臺1線大甲溪橋斷面

圖6.6 河中砂洲疏濬寬度100(m)測試項目

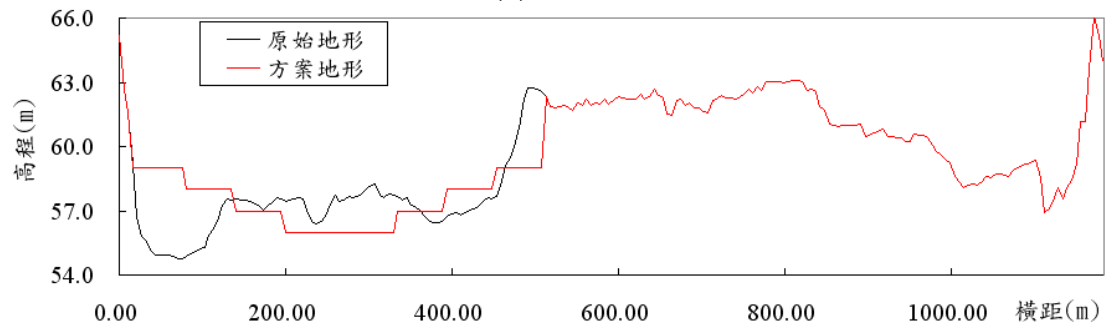
6.1.2 階梯式斷面

本方案係透過河道整理，將通水斷面整理為階梯式斷面形式。階梯式形式將斷面劃分為若干階，常流水期間，水流匯集於階梯式斷面的底層，固定流路。洪水期間流量增加，水流由底層逐漸漫淹至高階位置。階梯式斷面會造成水流較為集中，發生沖刷的橋墩位置較為固定，以便橋墩局部保護工法的布設。

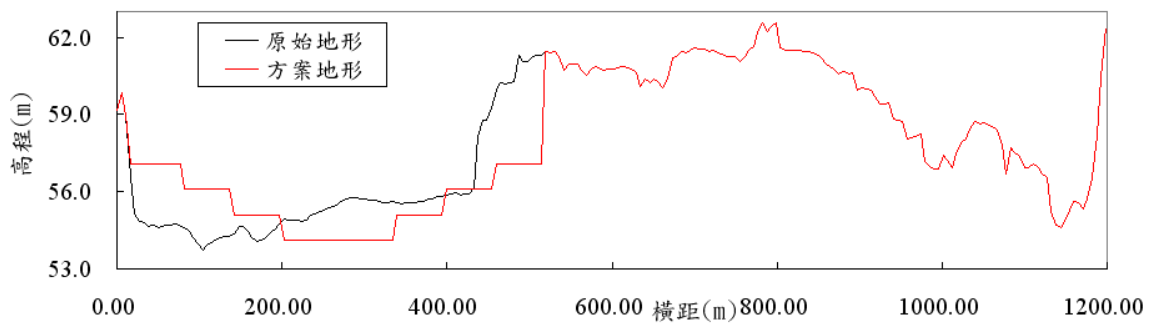
圖 6.7(a)為本方案的配置圖，包含左岸階梯式灘地、右岸階梯式灘地與底層等部分。階梯式灘地採 3 台階，各台階橫向寬度 60(m)，且各台階高程差 1(m)。在原始河道地形中，流路寬度約 100~130(m)之間，因此，階梯式斷面的底層寬度採用 130(m)，且底層地形予以整平，避免地形起伏改變水流流向。左右兩岸階梯式灘地在入口與出口位置，均採用流線型引導水流，避免水流直接衝擊灘地。圖 6.7(b)與圖 6.7(c)分別為海線鐵路橋與臺 1 線大甲溪橋之方案斷面形狀。



(a) 配置圖



(b) 海線鐵路橋断面



(c) 臺1線大甲溪橋断面

圖6.7 階梯式断面測試項目

6.2 各種測試項目的模擬結果與比較(Q100 流量)

大甲溪河道保護標準為 100 年重現期洪水量，本計畫以 100 年重現期流量對各種測試項目進行模擬分析，並比較各種方案的改善效果。圖 6.8~圖 6.12 為各種測試項目在海線鐵路橋上游的斷面水位與流速分布，水位整合於表 6-2 的第二欄；流速最大值以 V_{peak} 表示，整合於表 6-2 的第四欄。此外，採用修正 CSU 公式計算橋墩局部沖刷深度；圖 6.13~圖 6.17 為各種測試項目在海線鐵路橋的局部沖刷深度，其最大值並整合於表 6-2 的第六欄。同理，臺 1 線大甲溪橋的水位、流速與橋墩局部沖刷深度等，整合於表 6-3。

表 6-2 及表 6-3 顯示，對於河中砂洲疏濬方案，疏濬寬度 100m 方案的改善效果較不明顯；疏濬寬度 200m 方案已明顯降低流速與橋墩局部沖刷；疏濬寬度 300m 方案的改善效果與疏濬寬度 200m 方案接近，顯示疏濬寬度 300m 方案的改善效果應已趨近一穩定狀態。此外，由於模擬河段上游河寬維持 750(m)，當河中砂洲疏濬寬度 300m 可在海線鐵路橋與臺 1 線大甲溪橋的斷面恢復為 750(m)之通水寬度。因此，河中砂洲疏濬寬度 300m 方案建議於水工模型試驗予以進行測試。

對於階梯式斷面方案，該方案與原始河道地形的模擬結果接近，流速與橋墩局部沖刷的降低效果較不明顯。然而，階梯式斷面方案會引導水流集中於固定流路，發生沖刷的橋墩位置較固定，以便橋墩局部保護工法的布設。因此，階梯式斷面方案建議於水工模型試驗予以進行測試。

各種測試項目的水深等勢圖模擬結果，如圖 6.18~圖 6.27 所示。圖 6.18 與圖 6.19 顯示原始河道地形的深槽偏流至左岸。圖 6.20~圖 6.25 顯示河中砂洲疏濬方案，洪水通過海線鐵路橋與臺 1 線大甲溪橋的水流較平整。圖 6.26 與圖 6.27 顯示階梯式斷面方案，水流集中於階梯式斷面的底層位置。

表6-2 各種項目模擬結果比較表(海線鐵路橋，Q100)

項目	水位 (m)	改變 量	Vpeak (m/s)	改變 量	局部沖刷 深度(m)	改變 量
原始河道地形	62.5	—	5.49	—	4.75	—
河中砂洲疏濬寬度 100m	62.4	-0.1	5.14	-0.35	4.43	-0.32
河中砂洲疏濬寬度 200m	61.5	-1.0	4.24	-1.25	3.76	-0.99
河中砂洲疏濬寬度 300m	61.2	-1.3	4.11	-1.38	3.61	-1.14
階梯式斷面	62.1	-0.4	5.46	-0.03	4.65	-0.10

註：局部沖刷深度採用修正CSU公式計算

表6-3 各種項目模擬結果比較表(臺1線大甲溪橋，Q100)

項目	水位 (m)	改變 量	Vpeak (m/s)	改變 量	局部沖刷 深度(m)	改變 量
原始河道地形	60.0	—	6.40	—	5.04	—
河中砂洲疏濬寬度 100m	59.9	-0.1	5.70	-0.70	4.60	-0.44
河中砂洲疏濬寬度 200m	59.3	-0.7	4.95	-1.45	4.01	-1.03
河中砂洲疏濬寬度 300m	59.0	-1.0	4.60	-1.80	3.88	-1.16
階梯式斷面	59.7	-0.3	7.04	+0.64	5.20	+0.16

註：局部沖刷深度採用修正CSU公式計算

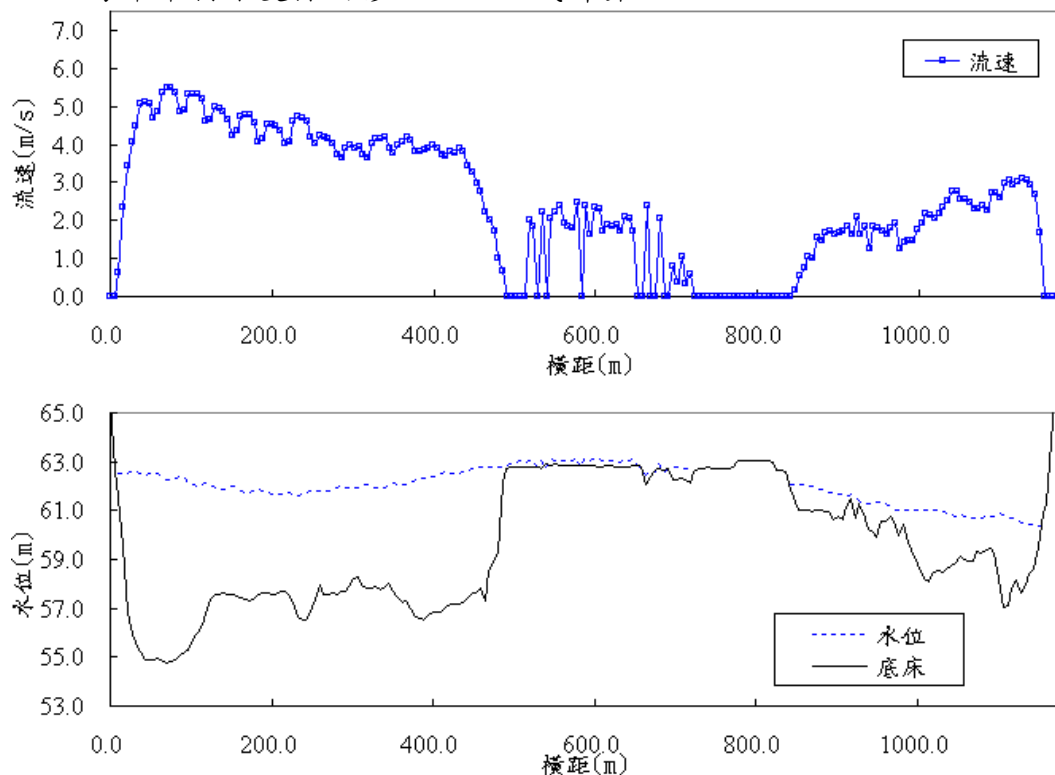


圖6.8 海線鐵路橋上游斷面水位與流速(項目：原始河道地形)

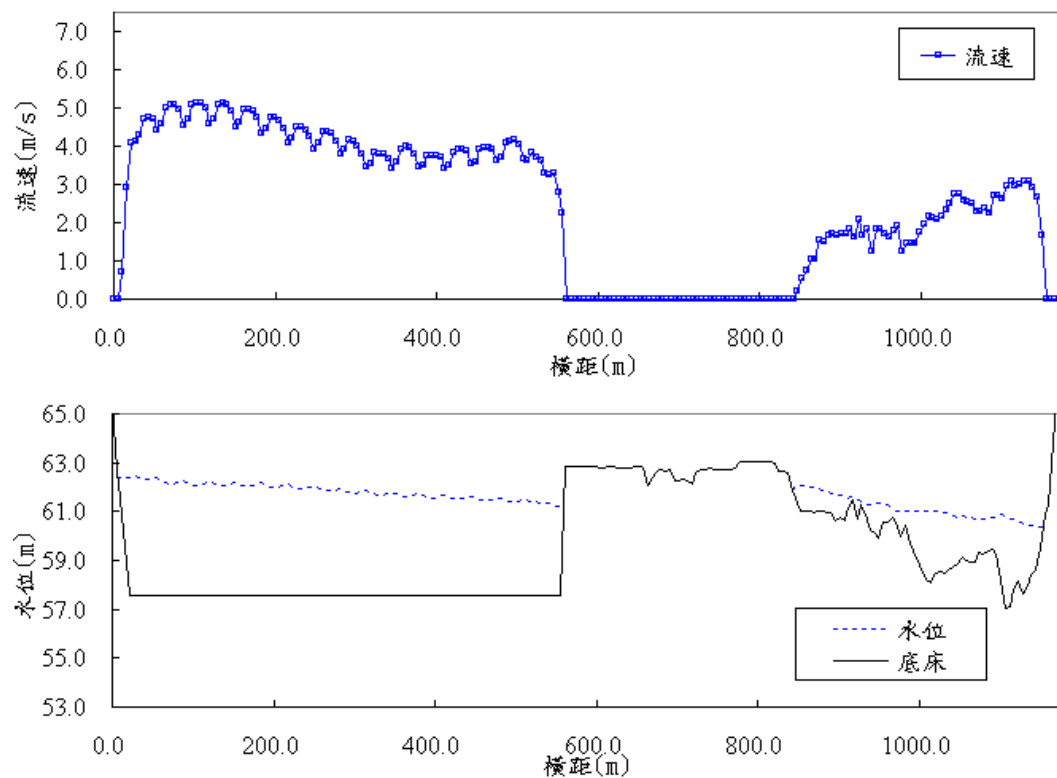


圖6.9 海線鐵路橋上游斷面水位與流速(項目：河中砂洲疏濬寬度100m)

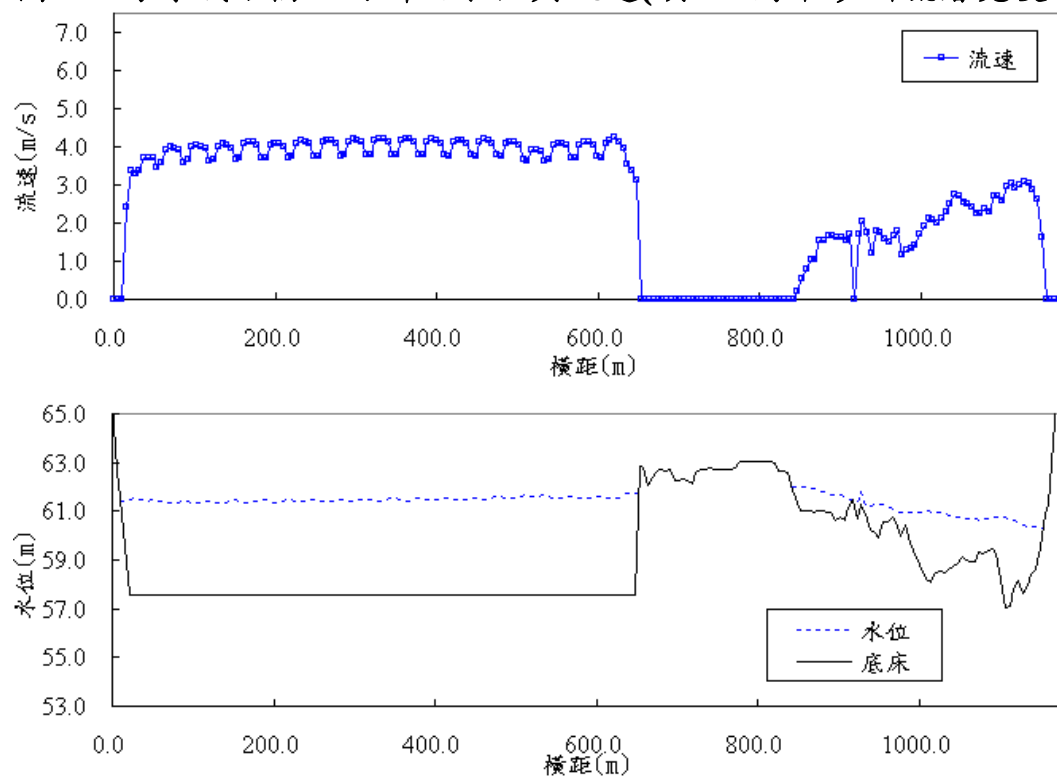


圖6.10 海線鐵路橋上游斷面水位與流速(項目：河中砂洲疏濬寬度200m)

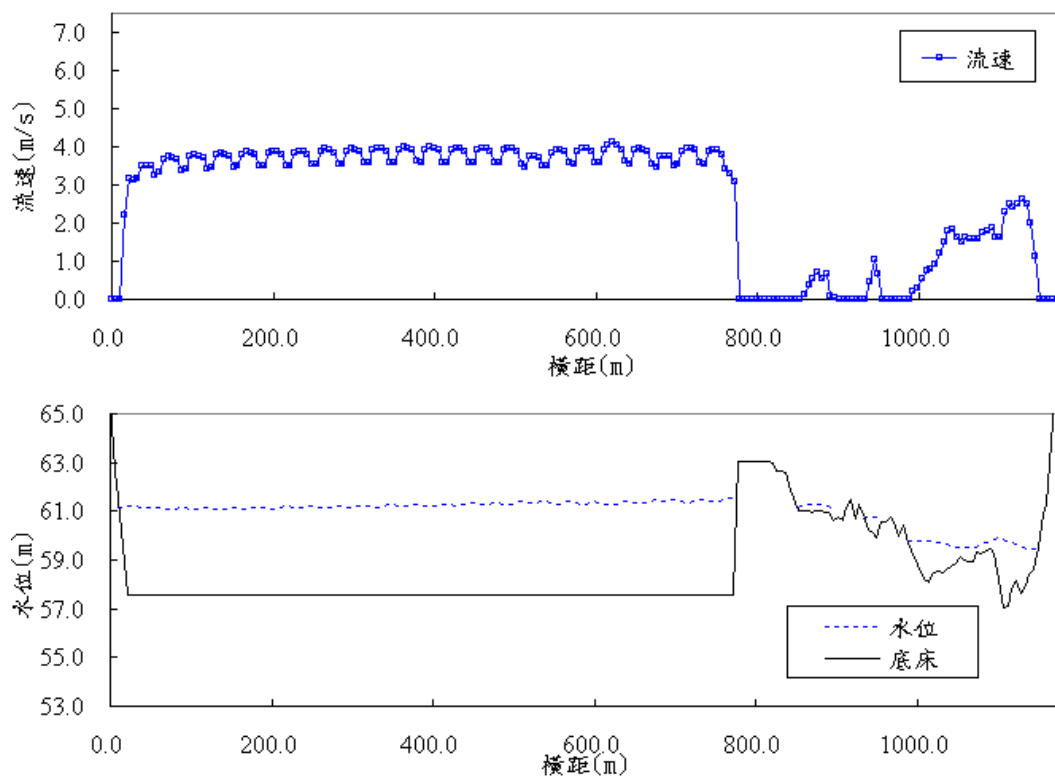


圖6.11 海線鐵路橋上游斷面水位與流速(項目：河中砂洲疏濬寬度300m)

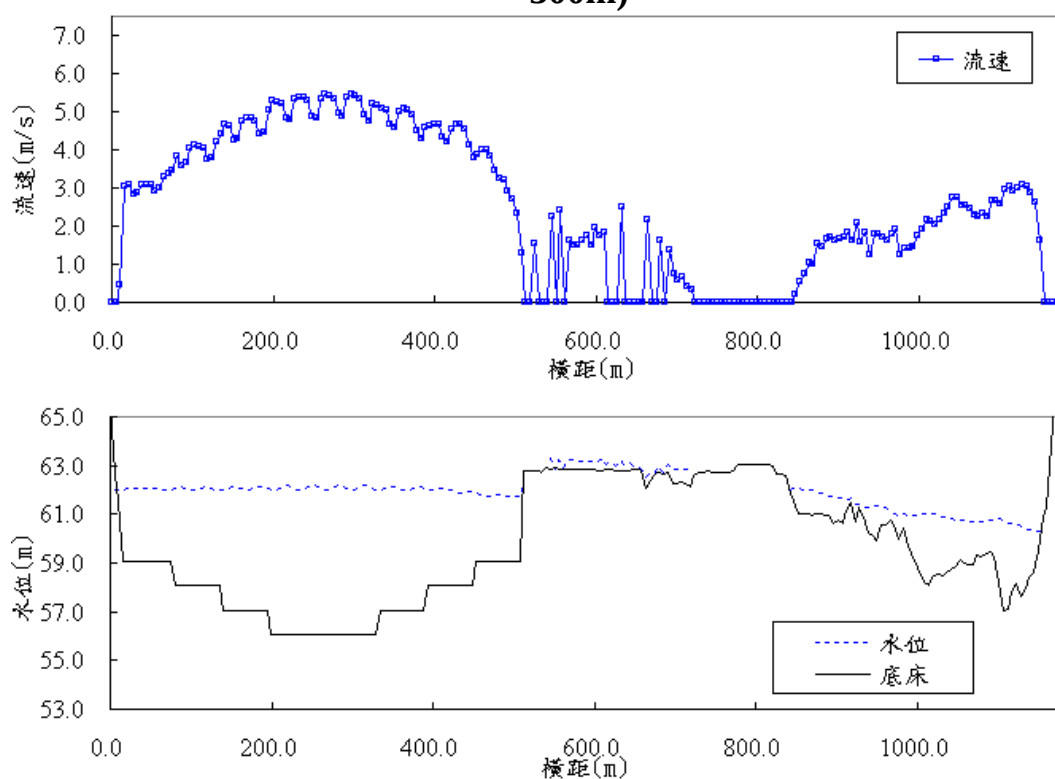


圖6.12 海線鐵路橋上游斷面水位與流速(項目：階梯式斷面)

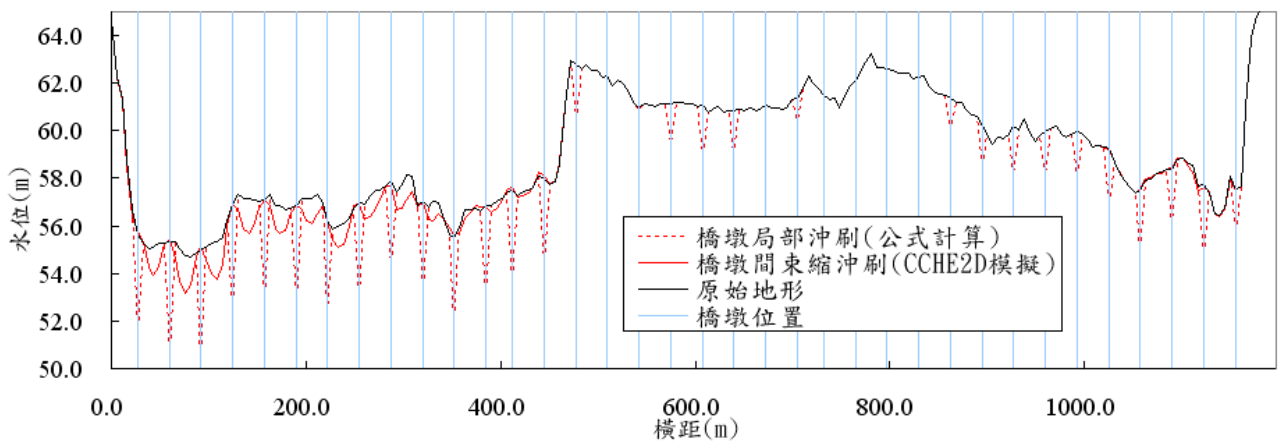


圖6.13 海線鐵路橋局部沖刷深度(項目：原始河道地形)

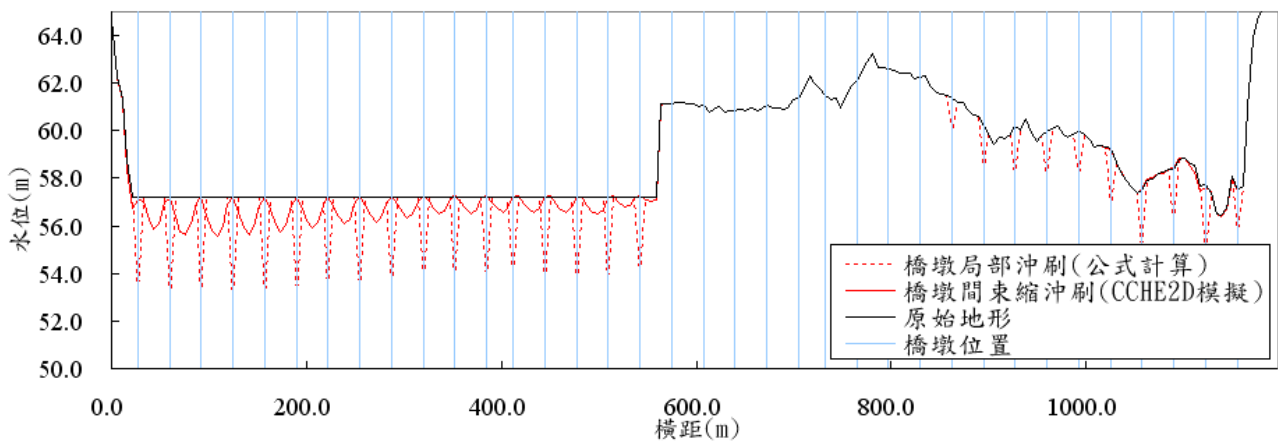


圖6.14 海線鐵路橋局部沖刷深度(項目：河中砂洲疏濬寬度100m)

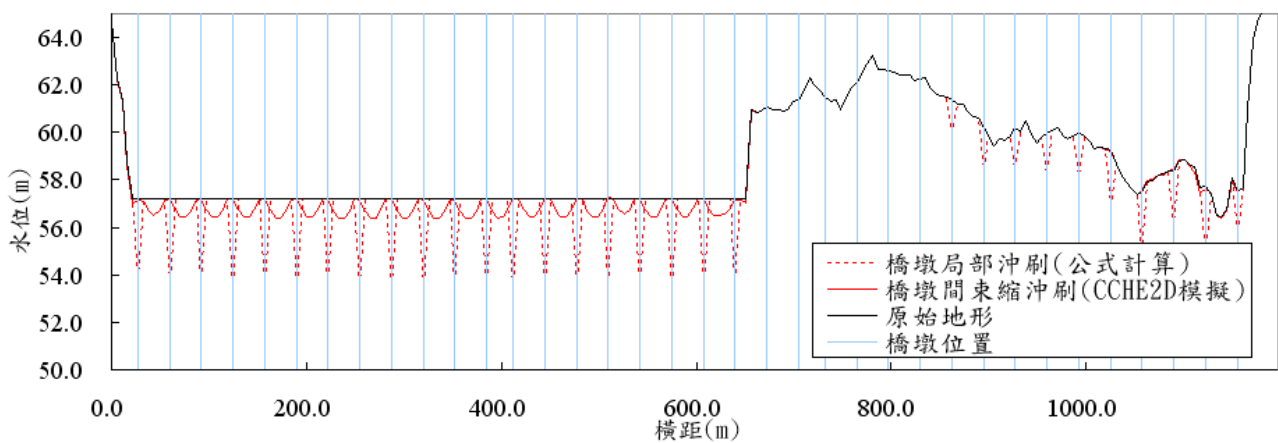


圖6.15 海線鐵路橋局部沖刷深度(項目：河中砂洲疏濬寬度200m)

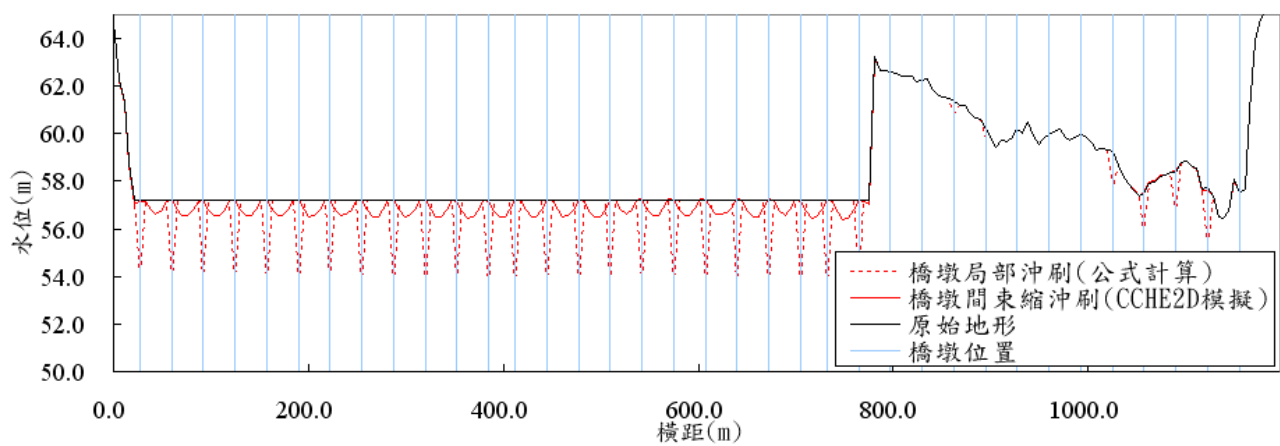


圖6.16 海線鐵路橋局部冲刷深度(項目：河中砂洲疏濬寬度300m)

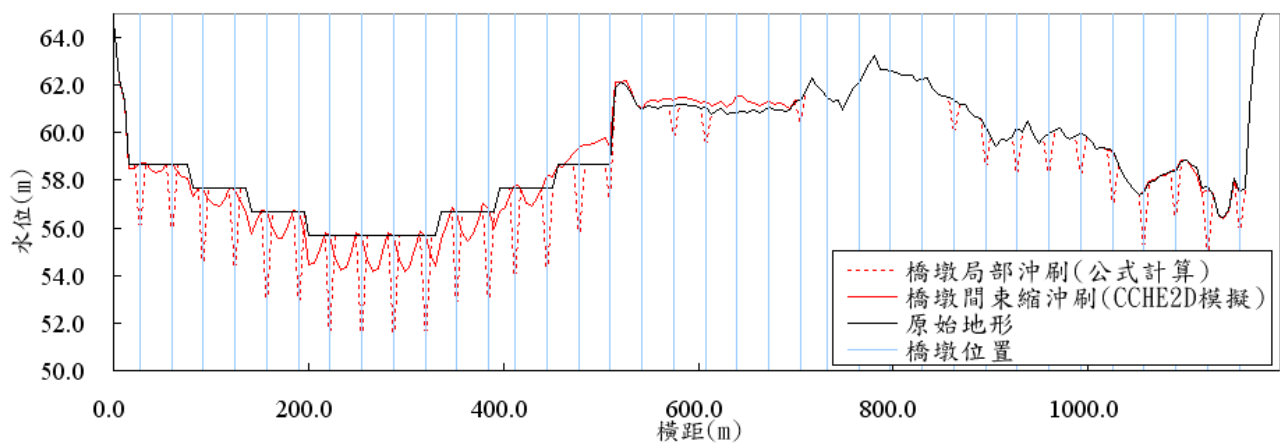


圖6.17 海線鐵路橋局部冲刷深度(項目：階梯式斷面)

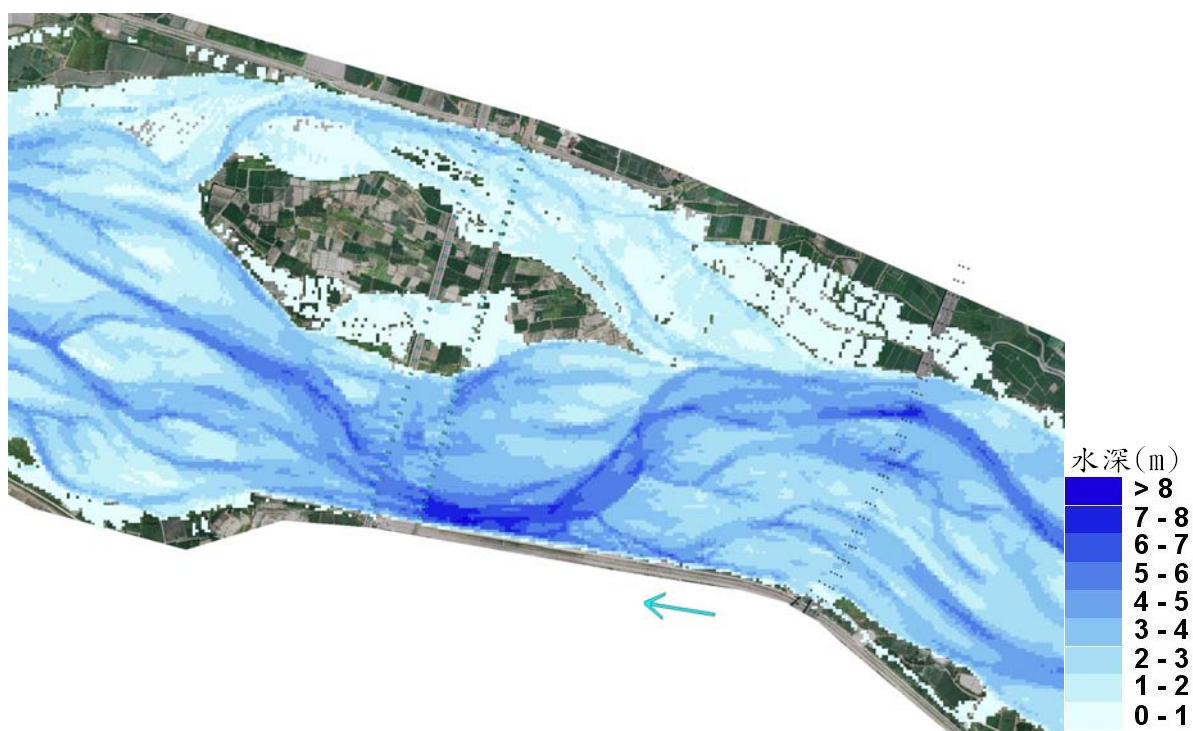


圖6.18 水深等勢圖模擬(平面)(項目：原始河道地形)

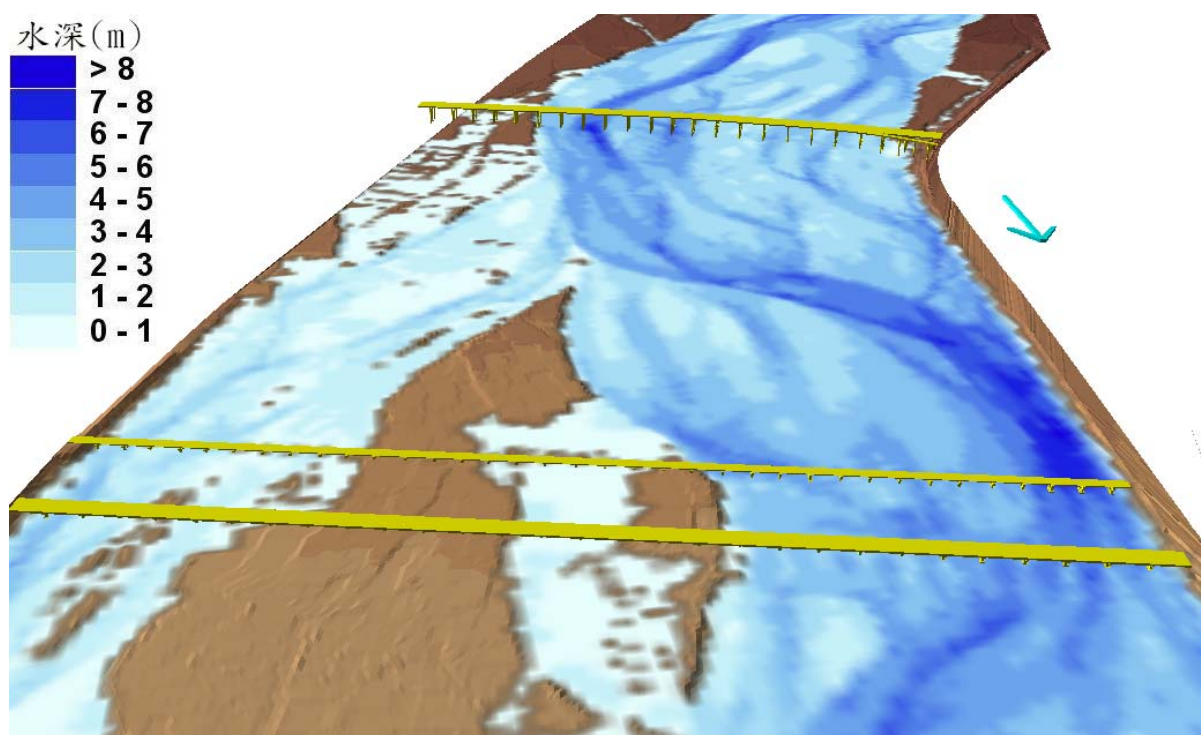


圖6.19 水深等勢圖模擬(3D)(項目：原始河道地形)

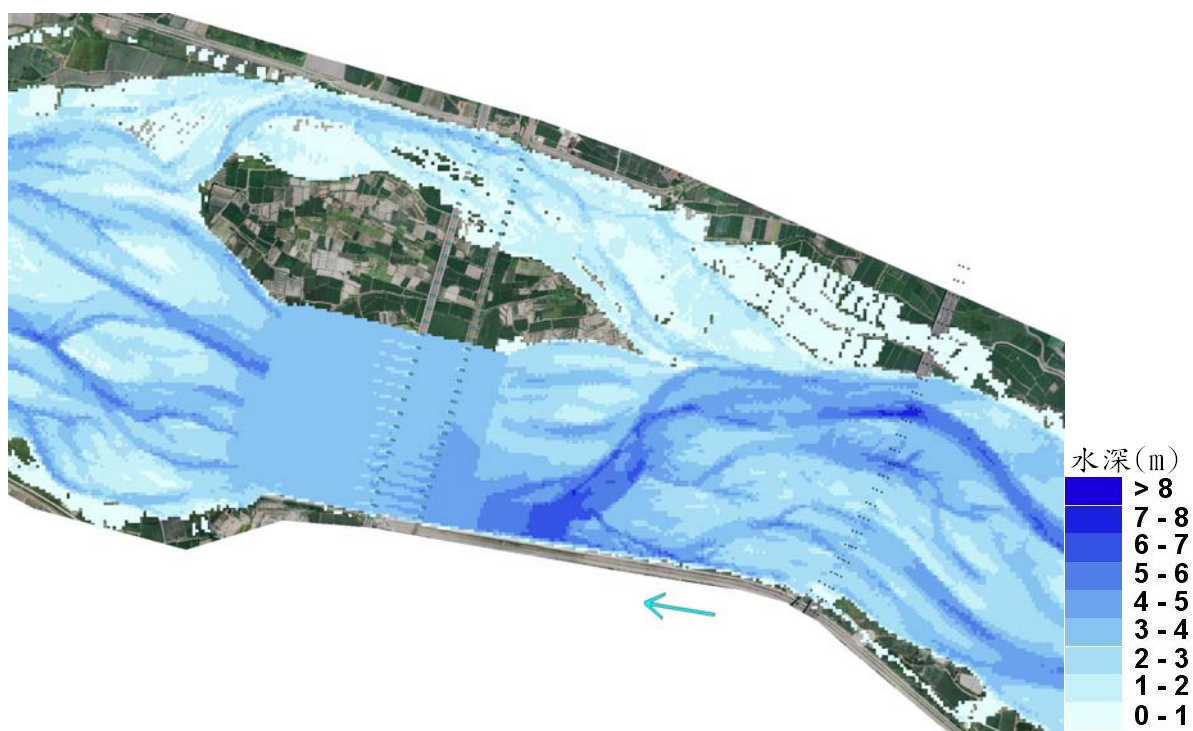


圖6.20 水深等勢圖模擬(平面)(項目：河中砂洲疏濬寬度100m)

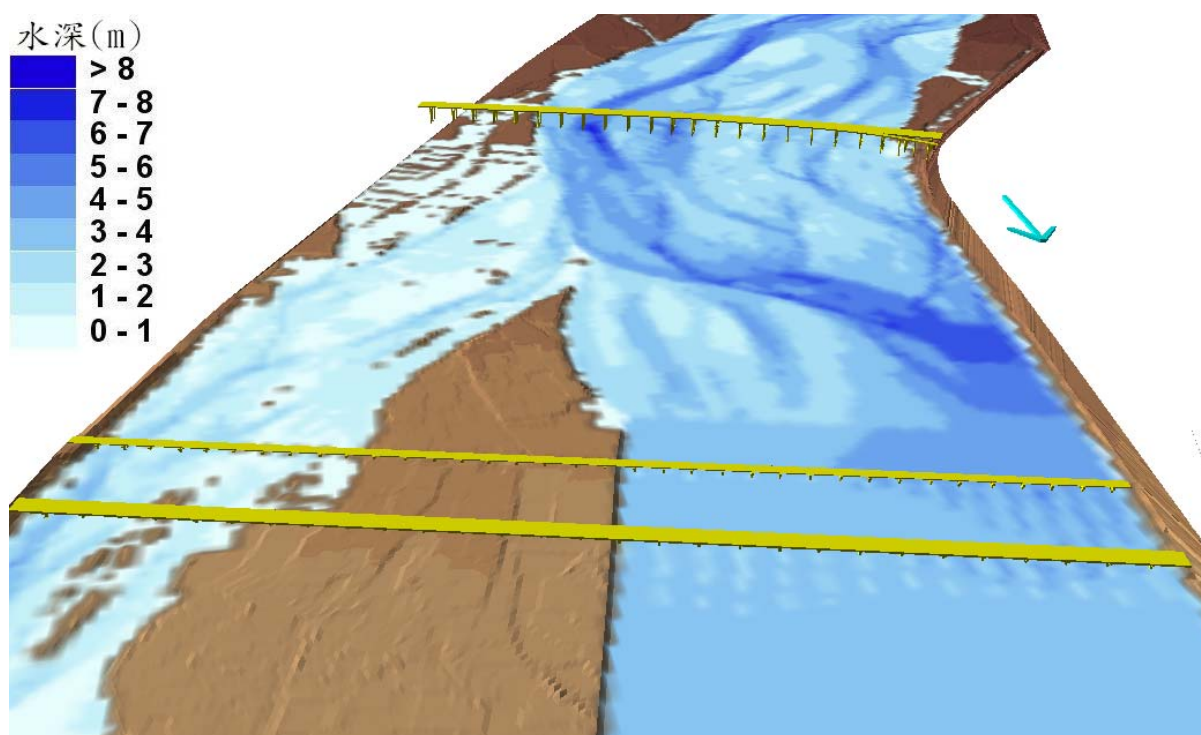


圖6.21 水深等勢圖模擬(3D)(項目：河中砂洲疏濬寬度100m)



圖6.22 水深等勢圖模擬(平面)(項目：河中砂洲疏濬寬度200m)

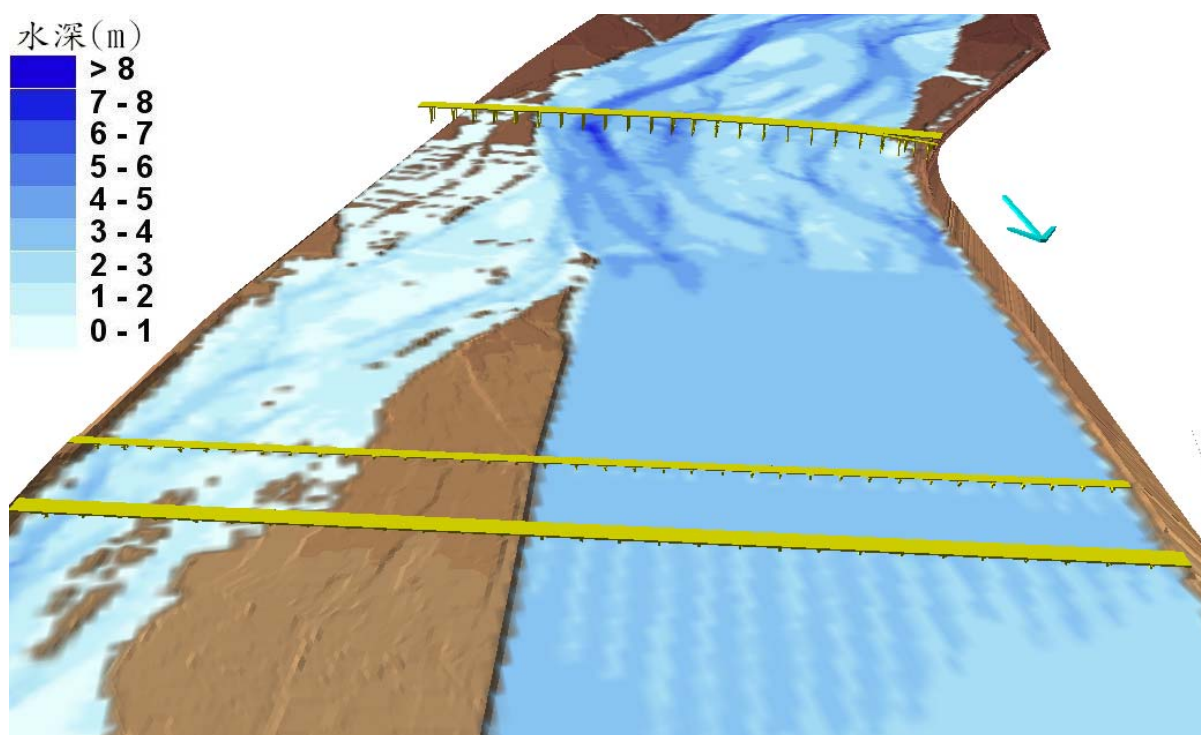


圖6.23 水深等勢圖模擬(3D)(項目：河中砂洲疏濬寬度200m)

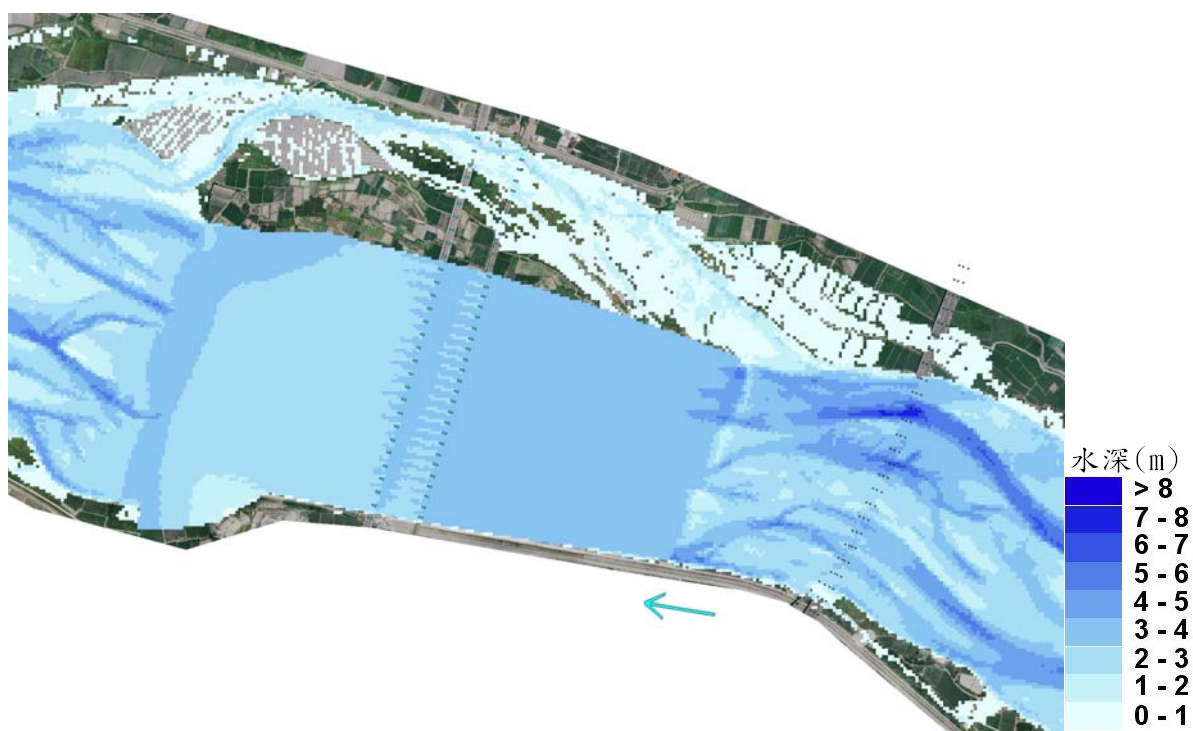


圖6.24 水深等勢圖模擬(平面)(項目：河中砂洲疏濬寬度300m)

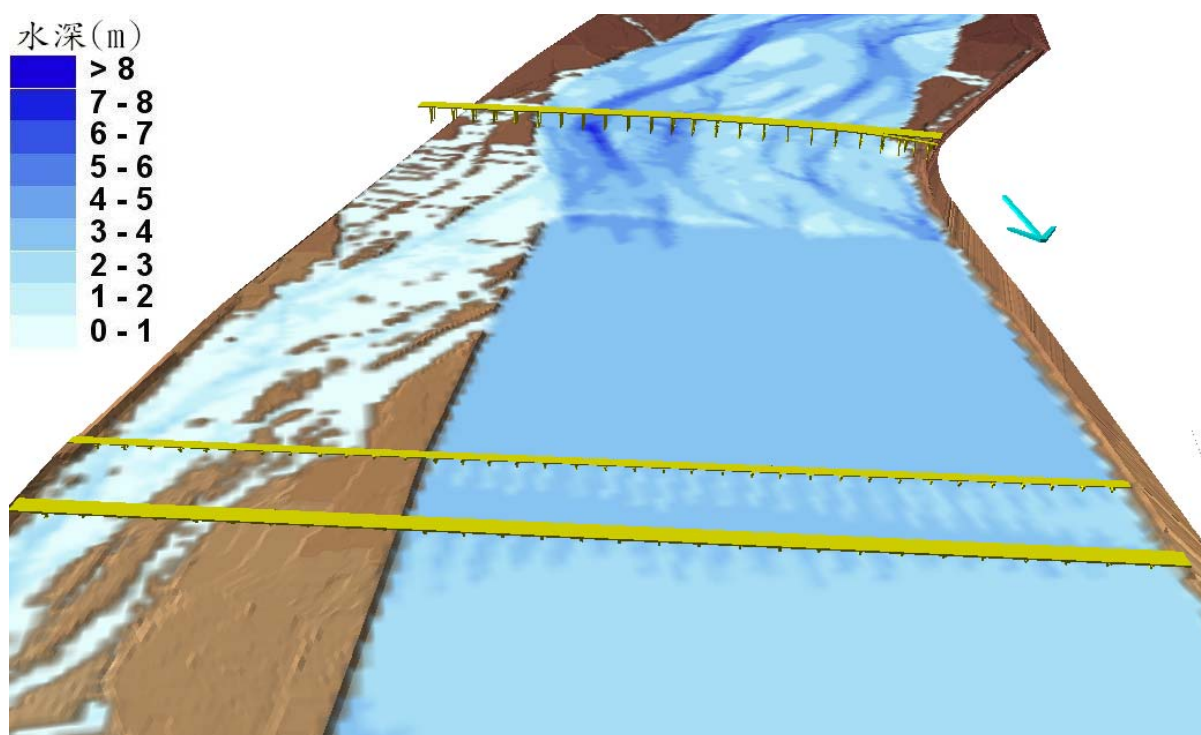


圖6.25 水深等勢圖模擬(3D)(項目：河中砂洲疏濬寬度300m)

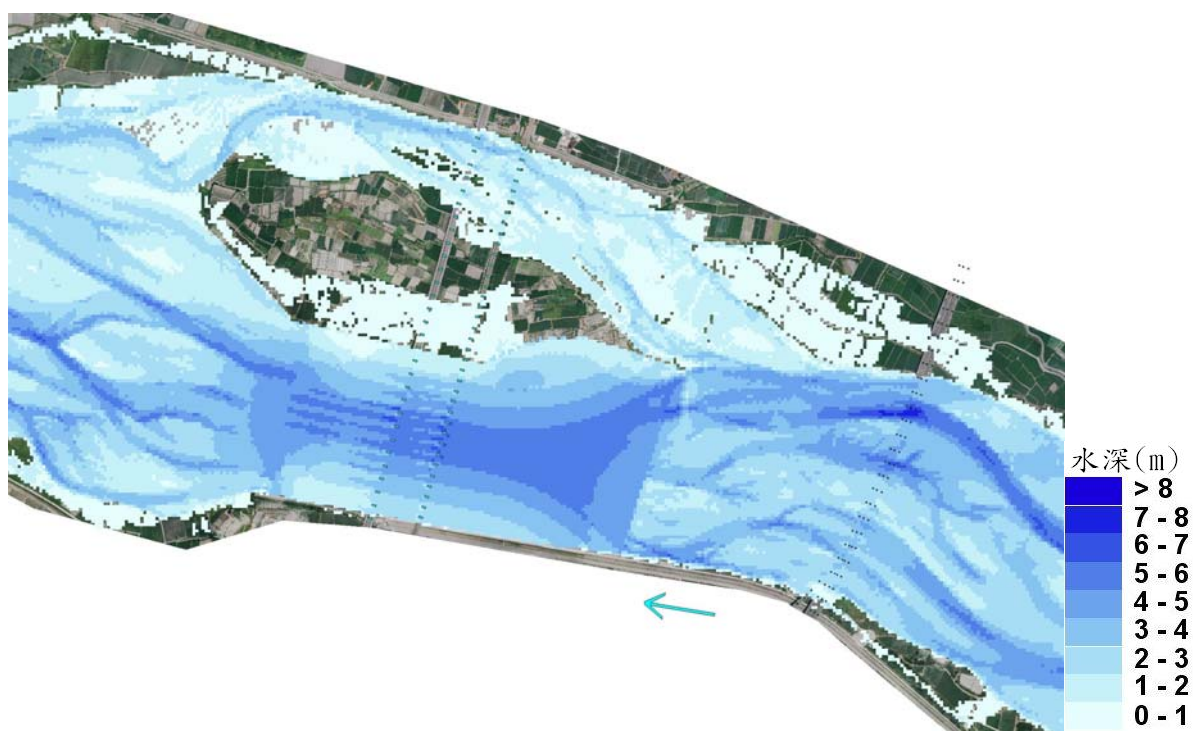


圖6.26 水深等勢圖模擬(平面)(項目：階梯式斷面)

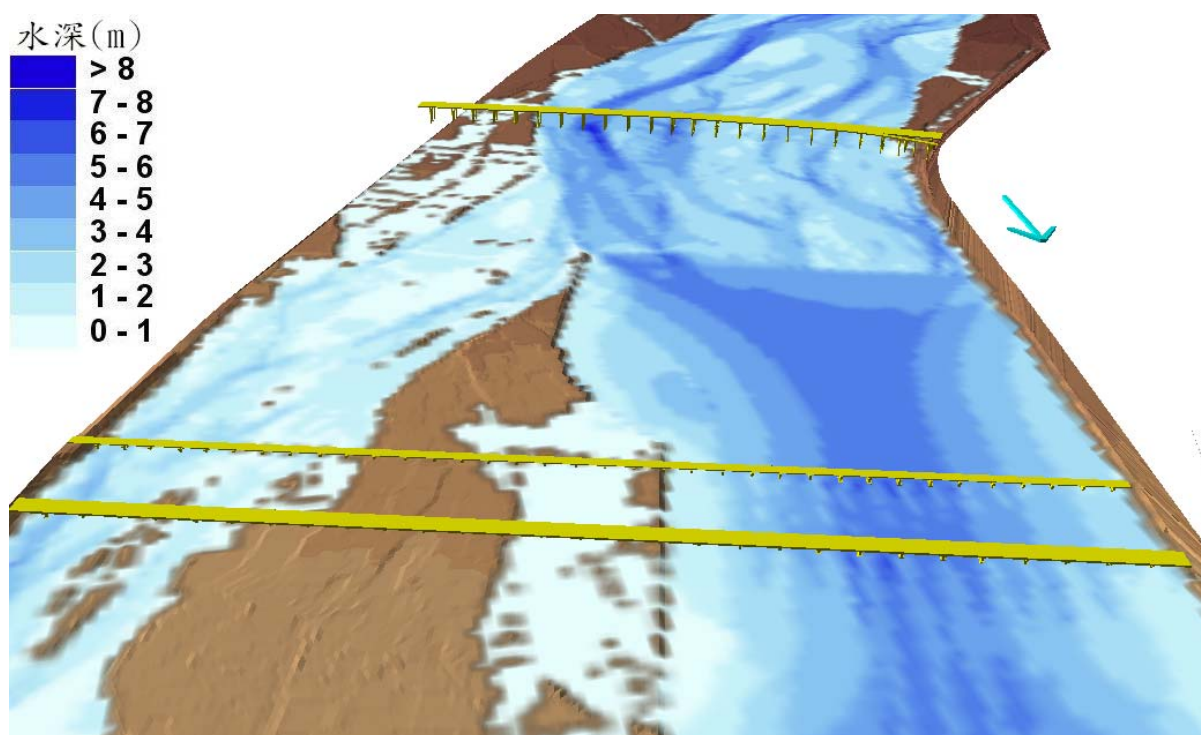


圖6.27 水深等勢圖模擬(3D)(項目：階梯式斷面)

6.3 兩種方案各重現期的模擬結果

依據前述各種測試項目的模擬結果，本計畫已選取河中砂洲疏濬寬度 300m 與階梯式斷面兩種方案作為水工模式試驗鋪設地形。圖 6.28 與圖 6.29 分別為河中砂洲疏濬寬度 300m 方案，數值模擬建模地形與水工試驗鋪設完成的地形。圖 6.30 與圖 6.31 分別為階梯式斷面方案，數值模擬建模地形與水工試驗鋪設完成的地形。

表 6-4 與表 6-5 分別為河中砂洲疏濬寬度 300m 方案與階梯式斷面方案，數值模擬各重現期洪水流況，並分別採用修正 CSU 公式、沈學汶公式、Laursen 公式、Inglis 公式、Melville 公式與 Neill 公式，計算橋墩局部沖刷深度。

對於河中砂洲疏濬寬度 300m 方案，在河道整理範圍內的橋墩(海線鐵路橋 P36~P13，臺 1 線大甲溪橋 P29~P11)由於各墩之墩前水理特性接近，故各墩計算的橋墩局部沖刷深度均接近；表 6-4 係採用本方案橋墩局部沖刷深度最大值者。

對於階梯式斷面方案，階梯式斷面的底層為水流集中處，該範圍內的橋墩(海線鐵路橋 P30~P27，臺 1 線大甲溪橋 P25~P22)係本方案橋墩局部沖刷深度最大值的位置，且位於底層各墩的橋墩局部沖刷深度均接近；表 6-5 係採用本方案橋墩局部沖刷深度最大值者。

這兩種方案的水工模型，分別以各重現期洪水沖刷，並量測橋墩沖刷深度。表 6-4 與表 6-5 的數值模擬計算結果與水工模型試驗量測值的比較詳述於第十章。

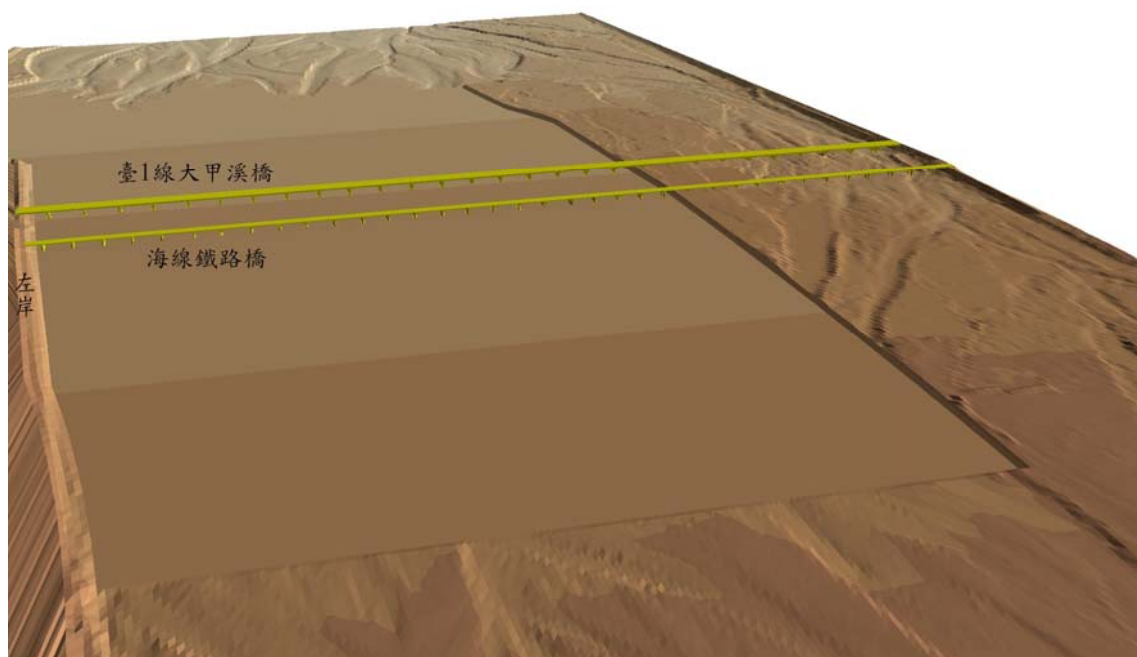


圖6.28 河中砂洲疏濬寬度300m方案(數值模擬建模地形)

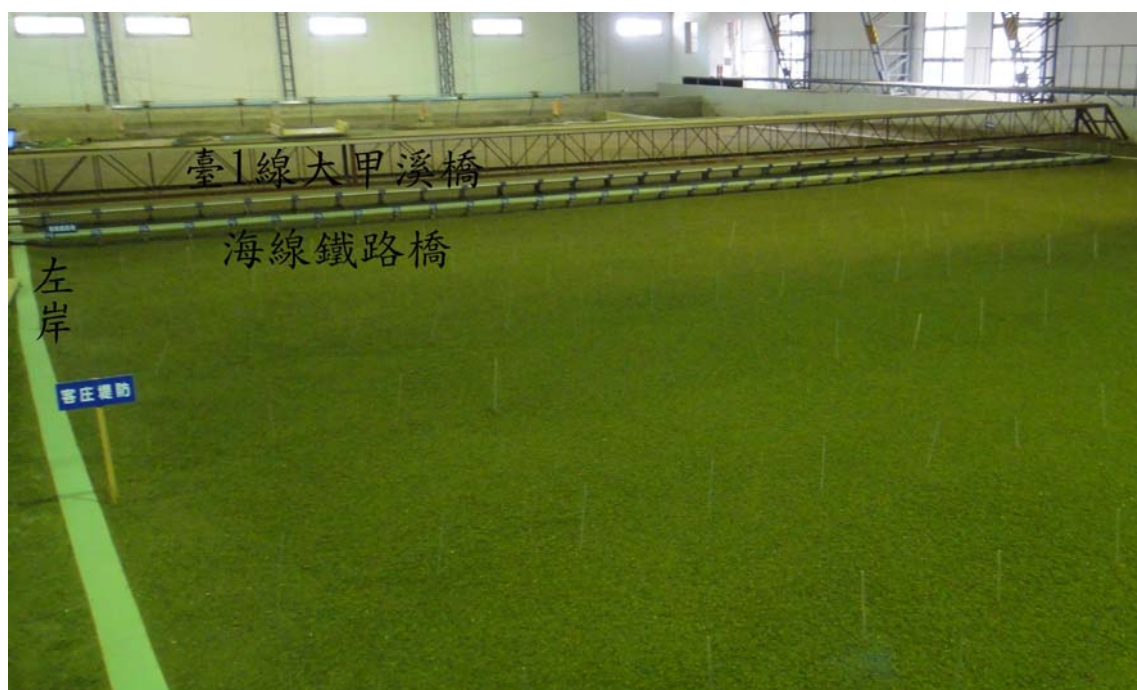


圖6.29 河中砂洲疏濬寬度300m方案(水工試驗鋪設地形)

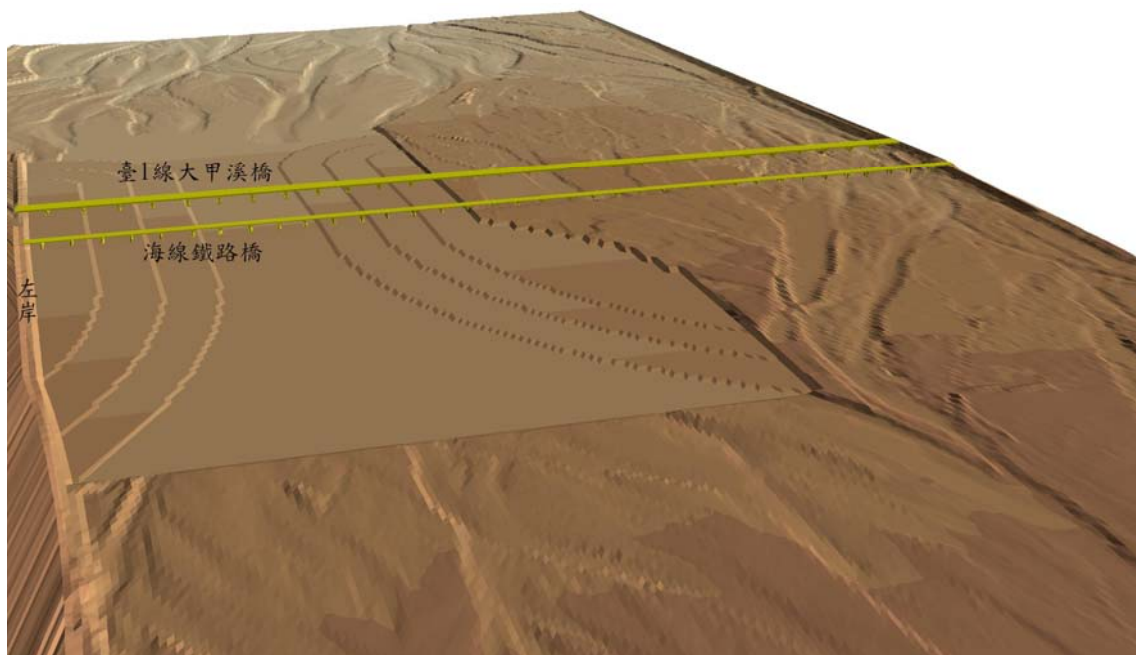


圖6.30 階梯式斷面方案(數值模擬建模地形)



圖6.31 階梯式斷面方案(水工試驗鋪設地形)

表6-4 河中砂洲疏濬寬度300m方案(數值模擬)

臺 1 線大甲溪橋，局部沖刷深度(m)							
重現期	修正 CSU 公式	沈學汶 公式	Laursen 公式	Inglis 公式	Melville 公式	Neill 公式	沖刷公式 平均值
2	2.33	6.38	3.20	6.99	5.83	5.43	5.03
10	3.17	8.00	4.00	10.28	7.28	6.20	6.49
20	3.42	8.48	4.20	11.37	7.70	6.41	6.93
50	3.69	8.99	4.50	12.57	8.16	6.64	7.43
100	3.88	9.36	4.60	13.44	8.46	6.78	7.75
海線鐵路橋，局部沖刷深度(m)							
重現期	修正 CSU 公式	沈學汶 公式	Laursen 公式	Inglis 公式	Melville 公式	Neill 公式	沖刷公式 平均值
2	2.29	6.30	3.30	6.93	5.94	5.49	5.04
10	3.00	7.81	4.00	10.02	7.37	6.25	6.41
20	3.21	8.23	4.30	11.00	7.80	6.46	6.83
50	3.44	8.69	4.50	12.08	8.25	6.68	7.27
100	3.61	9.01	4.70	12.86	8.56	6.83	7.60

表6-5 階梯式斷面方案(數值模擬)

臺 1 線大甲溪橋，局部沖刷深度(m)							
重現期	修正 CSU 公式	沈學汶 公式	Laursen 公式	Inglis 公式	Melville 公式	Neill 公式	沖刷公式 平均值
2	3.68	8.99	4.50	12.56	8.17	6.64	7.42
10	4.50	10.55	5.30	16.53	9.55	7.30	8.96
20	4.71	10.93	5.40	17.52	9.83	7.42	9.30
50	4.92	11.34	5.60	18.64	10.17	7.58	9.71
100	5.17	11.80	5.80	19.94	10.56	7.75	10.17
海線鐵路橋，局部沖刷深度(m)							
重現期	修正 CSU 公式	沈學汶 公式	Laursen 公式	Inglis 公式	Melville 公式	Neill 公式	沖刷公式 平均值
2	3.38	8.61	4.50	11.92	8.24	6.68	7.22
10	4.08	10.03	5.30	15.56	9.70	7.36	8.67
20	4.26	10.38	5.50	16.52	10.03	7.51	9.03
50	4.44	10.76	5.70	17.60	10.44	7.70	9.44
100	4.65	11.18	6.00	18.80	10.87	7.89	9.90

第七章 橋墩沖刷及保護工法渠槽試驗及石塊衝擊力試驗

本試驗係針對固定橋墩基礎下，以三種不同流量、五種保護工法(格籠工法、砂腸袋工法、潛堰固床工工法、透水混凝土塊工法、橋墩開口工法)及兩種非均勻橋墩型式($D/D^*=0.4$ 、 0.7)，進行室內渠槽試驗(斷面試驗)，藉以了解非均勻橋墩於不同流量及不同保護工法情況下，局部最大沖刷深度及沖刷範圍之關係，並研評保護工法之適用性。其中試驗流量分別為 0.0045cms 、 0.0065cms 及 0.0079cms ，所對應之相對水流強度(V/V_c)為 0.95 、 1.1 及 1.25 。

7.1 試驗設備與布置

本試驗所使用之設備位於逢甲大學水利工程與資源保育學系水工試驗室，試驗渠槽為中型循環玻璃渠槽，此節將就試驗渠槽、渠槽試驗條件、試驗橋墩模型、橋墩保護工法種類、試驗儀器設備、實驗布置、試驗河床質及試驗流量率定等項目說明如下：

7.1.1 試驗渠槽

試驗渠槽相關資料如下：

1. 試驗渠槽

渠槽全長 13.6m 、寬 0.5m 、深 0.75m ，渠槽側壁之材質為強化透明玻璃，以利於試驗進行時之觀測。渠槽尾端有一尾水閘門(tailwater gate)，用以控制試驗水深。

2. 供水系統

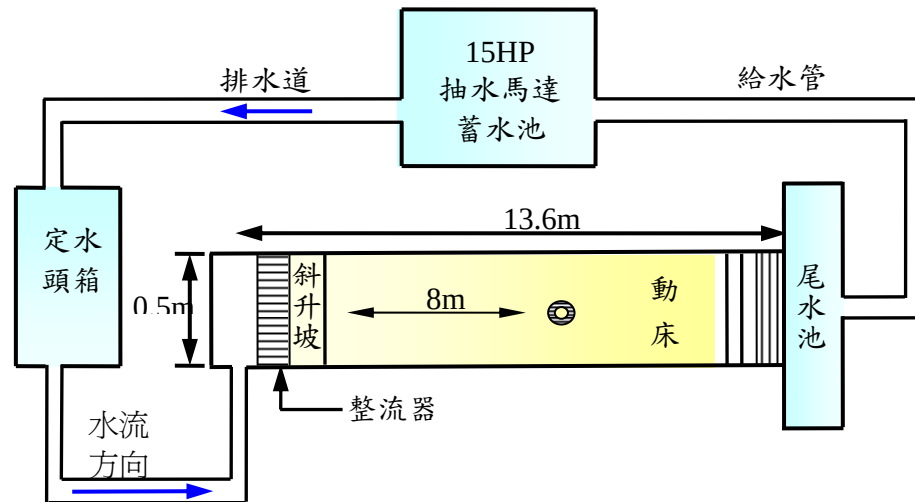
以 15HP (Horse Power)之抽水馬達從蓄水池中抽水，經由給水管送至定水頭箱，以供應水量至渠槽中。水流經渠槽後流入尾水池，再經由排水道流進蓄水池，形成一供水循環系統。而定水頭箱

上緣有一溢流管，可將多餘之水量輸送至尾水池。

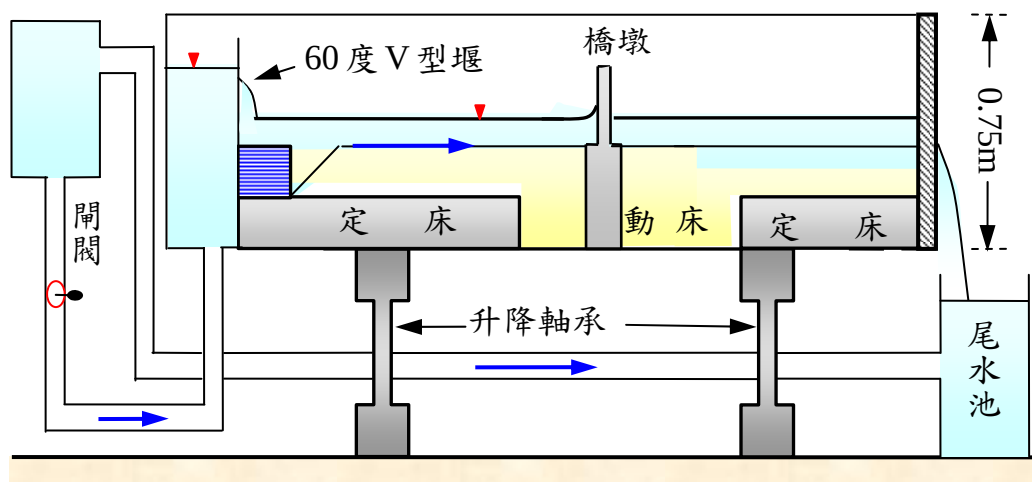
3. 流量控制

定水頭箱至渠槽間設有一顯示式管路手動矩形閘閥，可控制流量流至渠槽中。流槽前端有一 60 度之 V 型堰(V-type weir)，以供量測試驗時之流量。

渠槽整體主要配置如圖 7.1 所示。



頂視圖(plan view)



(b)側視圖(side view)

圖7.1 試驗渠槽配置圖

7.1.2 渠槽試驗條件

本試驗泥砂中值粒徑為 $d_{50} = 0.62\text{mm}$ 之均勻底床質的條件下，分別改變 3 種不同流量 Q ，2 種橋墩及 5 種不同橋墩保護工法，進行定量流非均勻橋墩沖刷試驗，試驗條件詳如表 7-1 所示。

表7-1 渠槽試驗條件

D/D^*	Q (cms)	工法
0.4 0.7	0.0045	無保護措施
	0.0065	格籠工法
	0.0079	砂腸袋工法
		潛堰固床工工法
		透水混凝土塊工法 橋墩開口工法

7.1.3 試驗橋墩模型

由於臺灣西部主要河川之橋梁，其墩徑比(D/D^*)大多介於 0.4 至 0.7 之間，因此本試驗採用兩種非均勻橋墩，其基礎直徑皆為 5cm，橋墩直徑分別為 2cm 與 3.5cm，橋墩墩徑比(D/D^*)分別為 0.4、0.7。兩種橋墩與基礎均為圓柱形狀且橋墩與基礎之中心位置相重疊，而材質則為實心木材製成。其非均勻橋墩規格、示意圖及照片詳如表 7-2、圖 7.2 及照片 7.1 所示。

表7-2 試驗橋墩模型規格表

墩徑比 D/D^*	橋墩直徑 D (cm)	基礎直徑 D^* (cm)
0.4	2	5
0.7	3.5	5

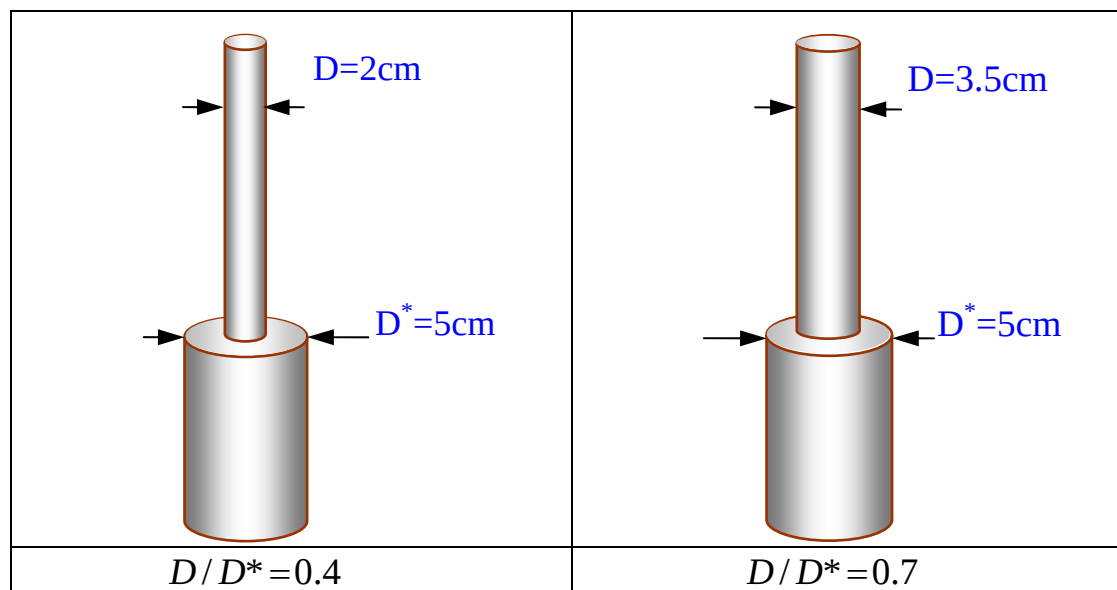
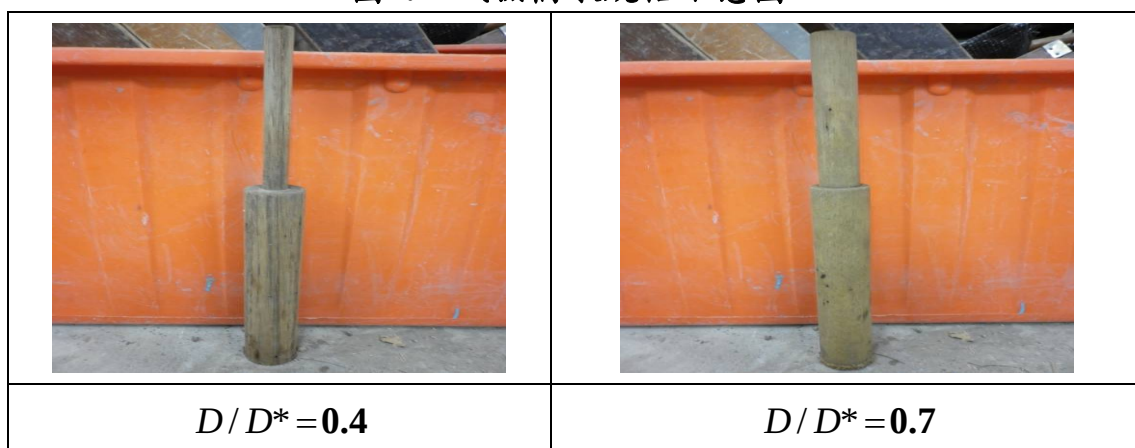


圖7.2 試驗橋墩規格示意圖



照片7.1 試驗橋墩模型照片

7.1.4 橋墩保護工法種類

本試驗選用 5 種橋墩保護工法(格籠工法、砂腸袋工法、潛堰固床工工法、透水混凝土塊工法及橋墩開口工法)，研評其工法之適用性，以下針對設置原因及設置方式說明如下：

1. 格籠工法

(1)設置原因

加勁格網主要成分為高強度聚酯纖維束(PET)編織而成，其覆蓋率為 49.3%，開孔率為 50.7%，單一肋條抗拉強度為 127.7kN/m 。本試驗利用加勁格網包覆石塊以增加河床糙率，可

降低沖刷，同時防止拋石流失。

(2)設置方式

格籠內部以拋石粒徑 10mm 之塊石填充至厚度 10mm 並置放於橋墩周圍，其設置範圍約 4 倍基礎寬度(200mm)。格籠工法模型如照片 7.2 所示。



照片7.2 格籠工法模型照片

2. 砂腸袋工法

(1)設置原因

砂腸袋主要成分為聚丙烯(polypropylene 簡稱 PP)透水織布，係為高拉力纖維透水管狀袋體，兼具透水與保留土壤之功用，可作為護堤、碎波堤、丁壩及邊坡保護等。本試驗特將此工法應用於橋墩保護，研評砂腸袋工法之適用性。

(2)設置方式

砂腸袋以模型用砂填充至厚度 10mm 並置放於橋墩周圍，其設置範圍約 4 倍基礎寬度(200mm)。砂腸袋工法模型如照片 7.3 所示。



照片7.3 砂腸袋工法模型照片

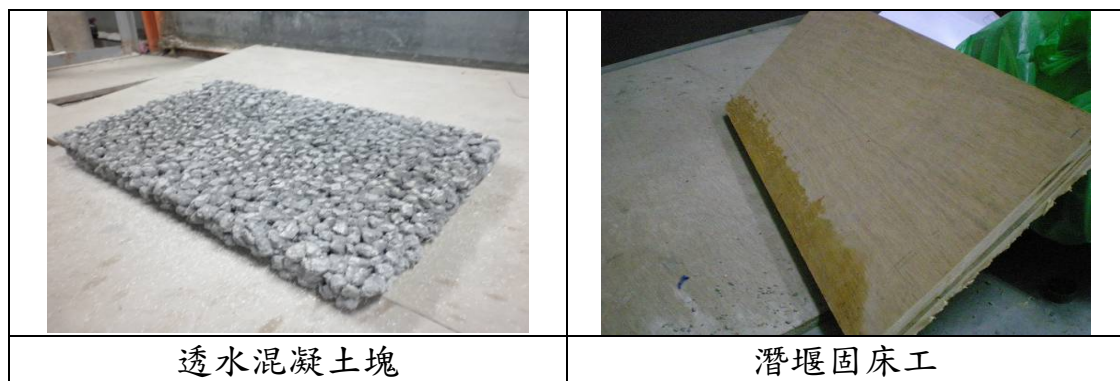
3. 潛堰固床工工法及透水混凝土塊工法

(1)設置原因

潛堰固床工具有攔阻砂石，達到河床砂石回淤之功能。惟潛堰固床工下游側易因跌水造成下游河床沖刷，故擬設置透水混凝土塊替代透水固床工與之比較，研評潛堰固床工工法及透水混凝土塊工法之適用性。

(2)設置方式

本試驗潛堰固床工及透水混凝土塊尺寸皆為長 50cm、寬 31cm、高 1cm 並埋設距離橋墩下游 10cm 處，使其高於原始河床面 1cm。其中，潛堰固床工係以木板製作；透水混凝土塊則以通過 3/8 號篩石頭 10.49 公斤、水 1.23 公斤及石灰 3.8 公斤配比製成，孔隙率為 30%。潛堰固床工法及透水混凝土塊工法模型如照片 7.4 所示。



照片 7.4 潛堰固床工法及透水混凝土塊工法模型照片

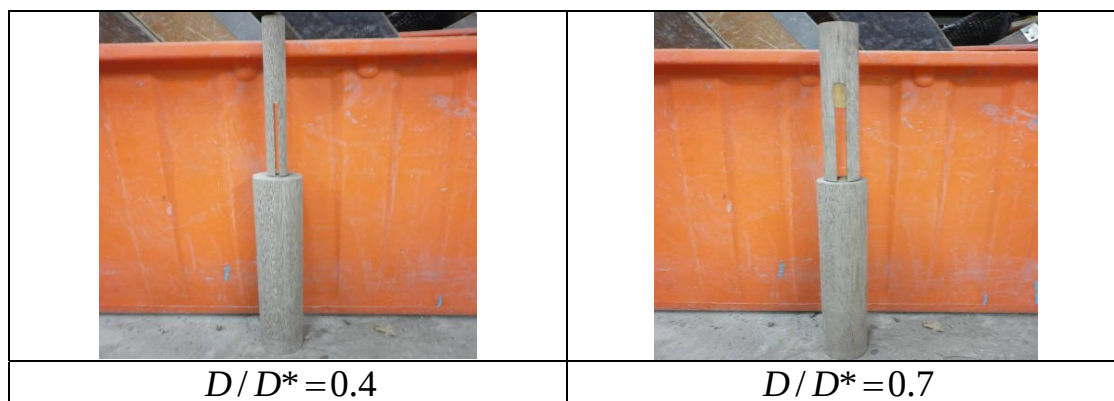
4. 橋墩開口工法

(1)設置原因

當水流通過墩柱，會產生向下射流與馬蹄形渦流，造成局部沖刷現象。故本試驗將橋墩設置一矩形開口使水流直接穿透橋墩，以降低向下射流及馬蹄形渦流能量，減少橋墩周圍局部沖刷。

(2)設置方式

本試驗係將橋墩上設置一矩形開口，其開口寬度為橋墩直徑的 20%，擬藉此減輕向下射流能量而降低沖刷深度及沖刷坑範圍。橋墩開口工法模型如照片 7.5 所示。



照片7.5 橋墩開口工法模型照片

7.1.5 試驗儀器設備

1. 顯示式管路手動矩形閘閥

本試驗流量係由 V 型堰之流量率定曲線計算求得，同時記錄所對應之顯示式管路手動矩形閘閥開度數值，其閘閥上可顯示 0~12,000 數字，代表閘閥開度，可確實達到試驗條件的設定。其顯示式管路手動矩形閘閥如照片 7.6 所示。



照片7.6 顯示式管路手動矩形閘閥照片

2. 雷射測距儀

利用雷射測距儀量測縱斷面沖刷剖面圖及沖刷坑範圍。其雷射測距儀如照片 7.7 所示。



照片7.7 雷射測距儀照片

3. 數位照相機

利用數位相機進行試驗過程拍照及攝影，記錄試驗現況。其數位相機如照片 7.8 所示。



照片7.8 數位相機照片

7.1.6 實驗布置

為使水流進入試驗區段時能保持平順穩定，於三角形缺口堰下游處擺設消波塊消能，同時設置整流板以減低水位波動，再以吸管製成之蜂巢式整流器減緩水流紊亂程度，使水流平順進入試驗區段。動床試驗區段全長為 12.7m，試驗區段尾端設置一壓克力尾水板，以防止泥砂流入尾水池。

7.1.7 試驗河床質

為瞭解非均勻橋墩沖刷之機制，減少因護甲作用所造成沖刷深度的不準確性，故於渠槽中鋪設 30cm 厚之越南細砂，而河床質粒徑用 #20、#30、#40 號篩所篩出之三種泥砂粒徑加以混和，中值粒徑 d_{50} 為 0.62mm，底床質幾何標準偏差 σ_g 約為 1.29，屬於均勻泥砂，粒徑分布如圖 7.3 所示。

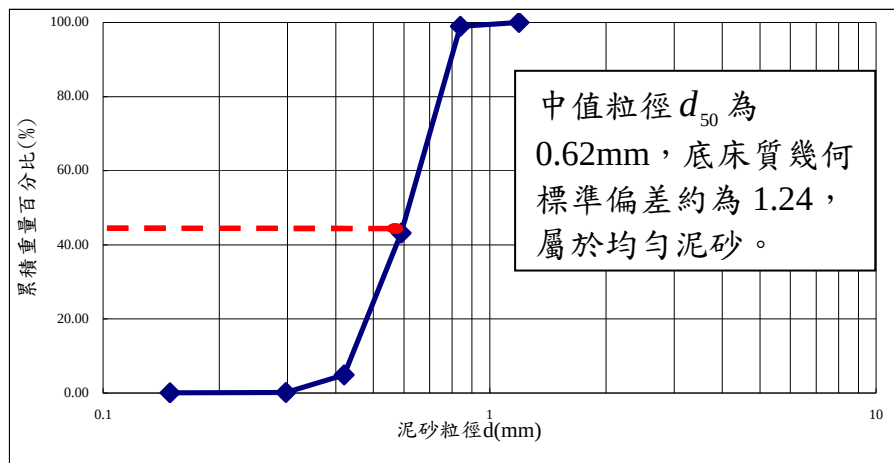


圖7.3 試驗河床質粒徑分布曲線圖

7.1.8 試驗流量率定

本試驗之流量係由給水管上之閘閥所控制，水流從定水頭箱經由給水管輸送到渠槽中，再流至 V 型堰，並藉由 V 型堰計算流量公式率定流量。其本試驗渠槽 V 型堰之流量率定公式及 V 型堰流量率定曲線如下：

$$Q = 0.0003H^{2.1807} \quad (7-1)$$

式中， Q = 流量(cms)、 H = V 型堰溢流水深(cm)

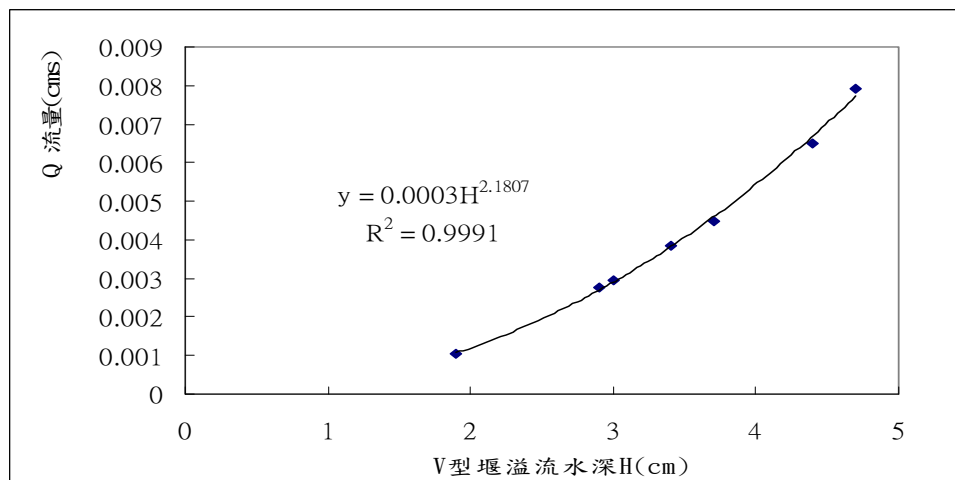


圖7.4 V型堰流量率定曲線圖

7.2 試驗流程

橋墩沖刷及保護工法渠槽試驗流程如圖 7.6 所示，其試驗流程說明如下：

1. 試驗儀器測試及流量率定

2. 試驗橋墩安置

在進行沖刷試驗前，先將試驗用橋墩置於渠槽動床試驗段，使其與渠槽兩側邊壁等距離，並確定試驗用橋墩保持鉛垂。

3. 底床質鋪設

試驗所選用之底床質主要為越南細砂，屬於均勻粒徑。為確保試驗的準確性，在每一次試驗前均將底床質充分攪拌並均勻鋪設於渠槽中，再以木板整平。整平完成後，再利用雷射測距儀量測底床剖面，確定底床平整性。

4. 試驗流量控制

利用閘閥控制，將流量控制在研究範圍，直到試驗完成，再將閘閥控制關閉。試驗區段尾端設置 0.5cm 高之壓克力尾水板，藉以抬升水位與防止泥砂流入尾水池。

5. 試驗沖刷時間選定

試驗沖刷時間之選定，以無保護措施之橋墩沖刷試驗(墩徑比=0.7)中，每隔一小時量測其墩前沖刷深度，其各試驗流量沖刷時間與沖刷深度之關係如圖 7.5。由圖中得知在沖刷時間 5~6 小時間，向下刷深跡象已有大幅減緩之趨勢，故選定 6 小時作為往後每組試驗的沖刷時間。

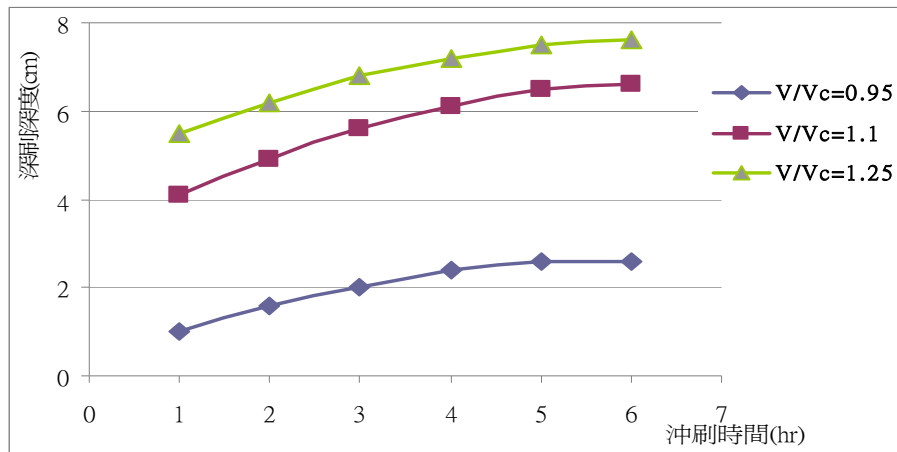


圖7.5 各試驗流量冲刷時間與冲刷深度之關係圖

6. 量測其冲刷深度與範圍

待 6 小時冲刷試驗結束後，關閉流量閘閥並以雷射測距儀量測縱斷面冲刷剖面圖及冲刷坑範圍，其量測間隔為 1cm。

7. 改變試驗流量並重複試驗步驟 3~6。
8. 更換橋墩模型並重複試驗步驟 3~7。
9. 更換橋墩保護工法並重複試驗步驟 3~8。

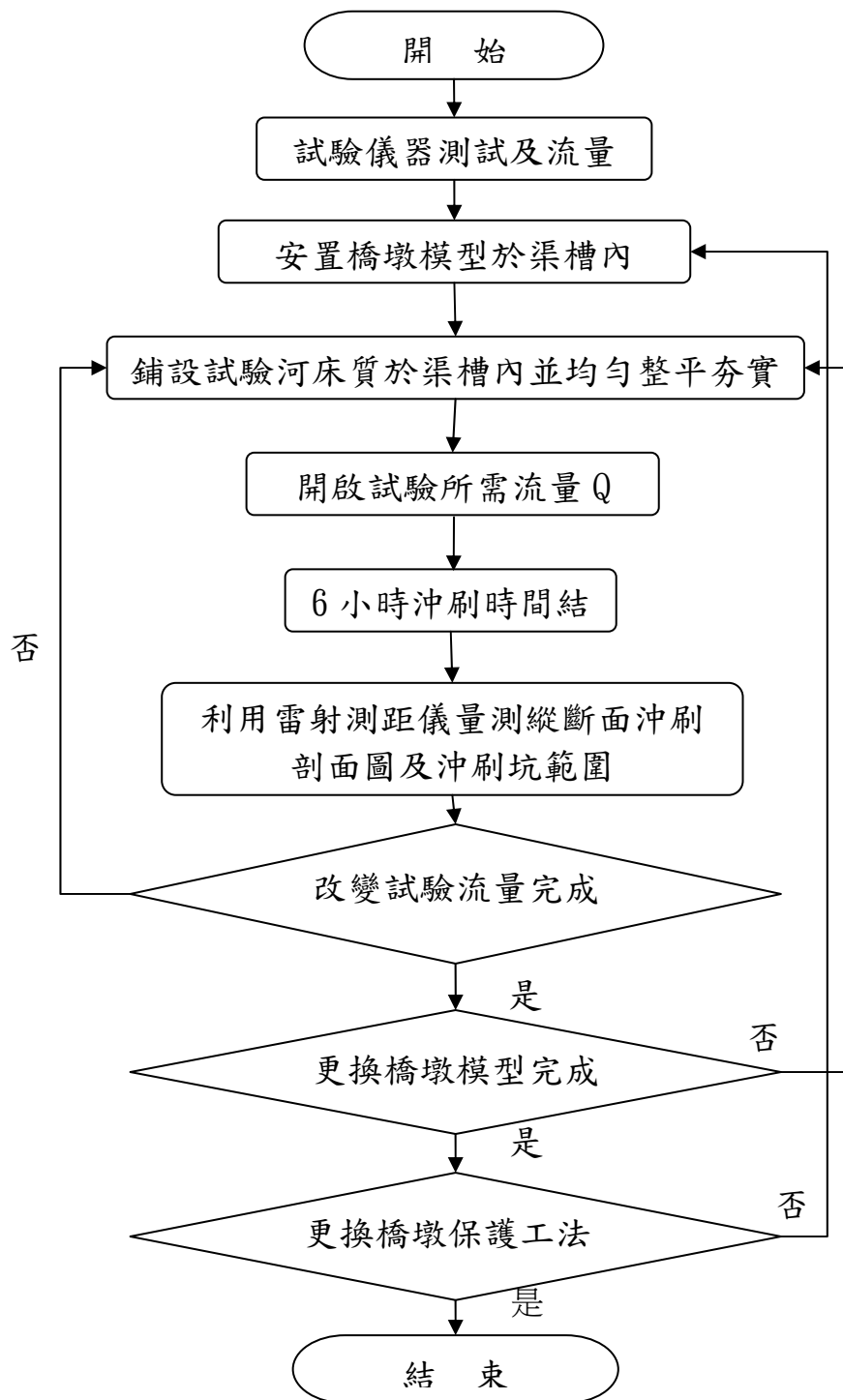


圖7.6 橋墩沖刷及保護工法渠槽試驗流程圖

7.3 試驗成果

7.3.1 無保護措施

圖 7.7 及圖 7.8 分別為墩徑比 0.4 和 0.7 之非均勻橋墩於三種相對水流強度($V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25)時之縱斷面沖刷剖面圖，圖中是以橋基迎水面寬度($D^*=5\text{cm}$)為 x 、 y 軸之尺度無因次化，其中 $x=0$ 為橋基中心， $y=0$ 為原始河床高程； x 軸為無因次相對基礎沖刷長度(x/D^*)， y 軸為無因次相對基礎沖刷深度(d_s/D^*)，其試驗成果如下：

1. 當 $V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25 時，墩徑比 0.4 墩前無因次相對基礎沖刷深度分別為 0.04 、 1.02 、 1.16 。
2. 當 $V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25 時，墩徑比 0.7 墩前無因次相對基礎沖刷深度分別為 0.52 、 1.32 、 1.52 。

故墩前無因次相對基礎沖刷深度亦隨著 V/V_c 及墩徑比增大而有增加趨勢，其不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷深度數據表及比較圖詳如表 7-3 及圖 7.9 所示。

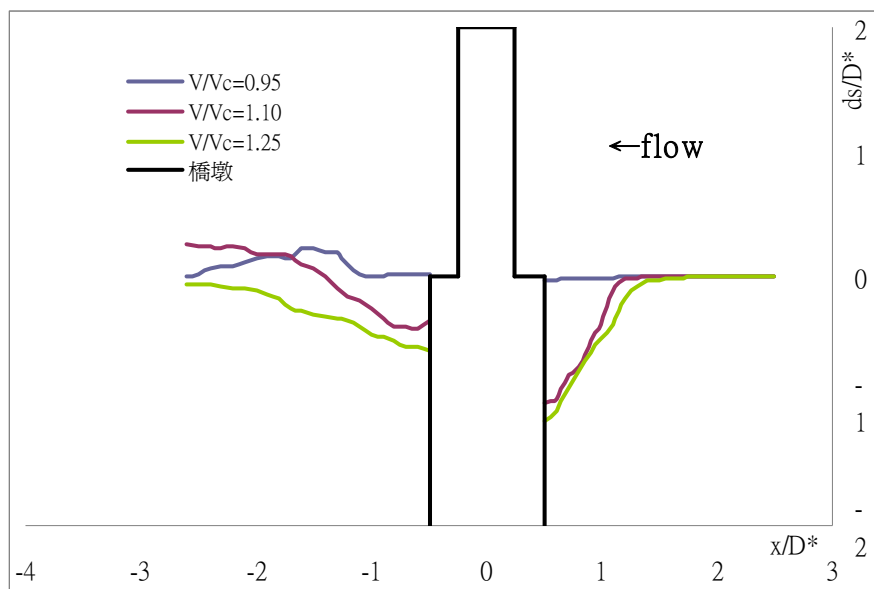


圖 7.7 無保護措施不同相對水流強度下縱斷面沖刷剖面圖
(墩徑比=0.4)

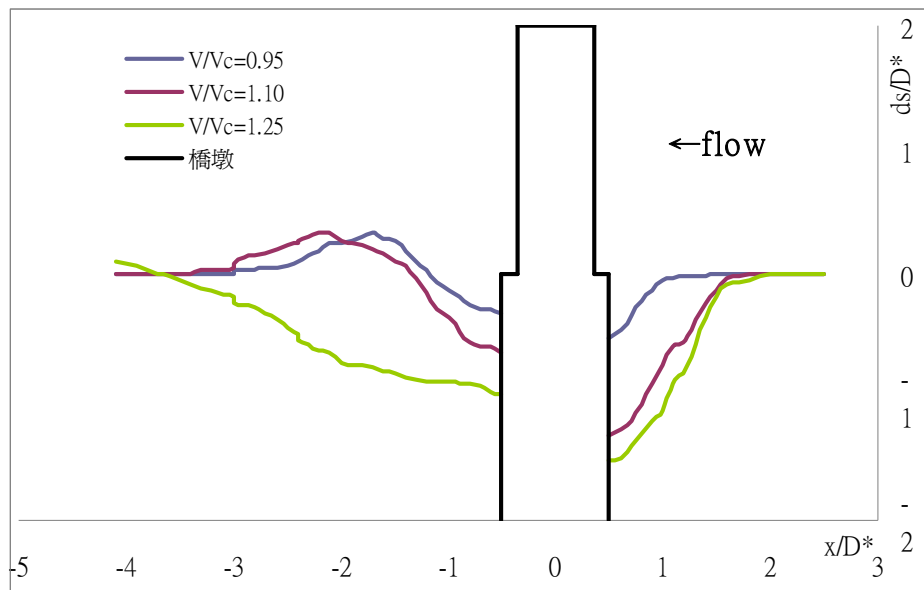


圖7.8 無保護措施不同相對水流強度下縱斷面沖刷剖面圖
(墩徑比=0.7)

表7-3 無保護措施不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷深度
數據表

無保護措施 (d_s / D^*)	$V / V_c = 0.95$	$V / V_c = 1.1$	$V / V_c = 1.25$
$D / D^* = 0.4$	0.04	1.02	1.16
$D / D^* = 0.7$	0.52	1.32	1.52

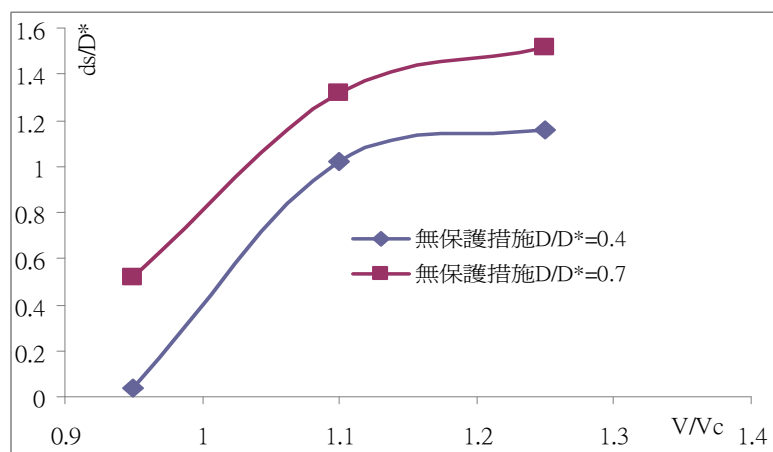


圖7.9 無保護措施不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷深度
比較圖

圖 7.10 及圖 7.11 分別為墩徑比 0.4 和 0.7 之非均勻橋墩於三種相對水流強度($V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25)時之沖刷坑範圍圖。圖中以基礎寬度($D^*=5\text{cm}$)為 x 、 y 軸之尺度無因次化，以 $x=0$ ， $y=0$ 為橋墩基礎中心，其中 y 軸為無因次相對基礎沖刷寬度(w/D^*)， x 軸為無因次相對基礎沖刷長度(x/D^*)，其試驗成果如下：

1. 當 $V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25 時，墩徑比 0.4 無因次相對基礎沖刷長度分別為 2.24、3.10、4.66，無因次相對基礎沖刷寬度分別為 1.90、2.80、3.31。
2. 當 $V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25 時，墩徑比 0.7 無因次相對基礎沖刷長度分別為 2.30、3.50、7.38，無因次相對基礎沖刷寬度分別為 1.96、3.22、3.64。

故沖刷坑範圍亦隨著 V/V_c 及墩徑比增大而有增加趨勢。其不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷長度及寬度數據表及沖刷前後之照片($D/D^*=0.7$ ， $V/V_c=1.1$)如表 7-4 及照片 7.9 所示。

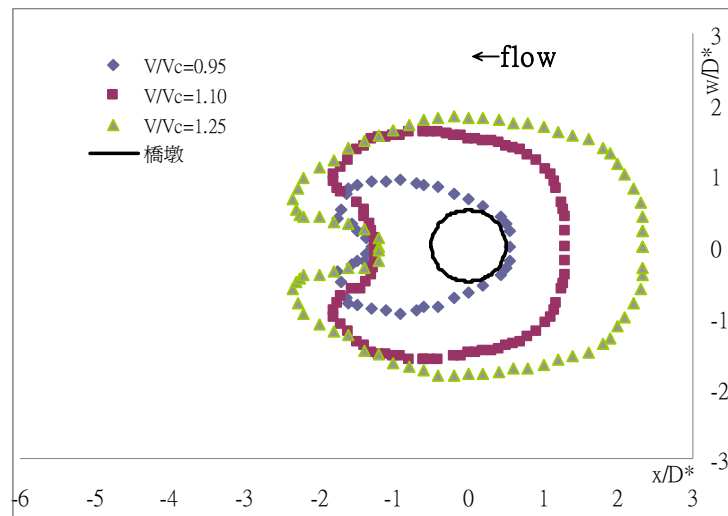


圖7.10 無保護措施不同相對水流強度下沖刷坑範圍圖(墩徑比=0.4)

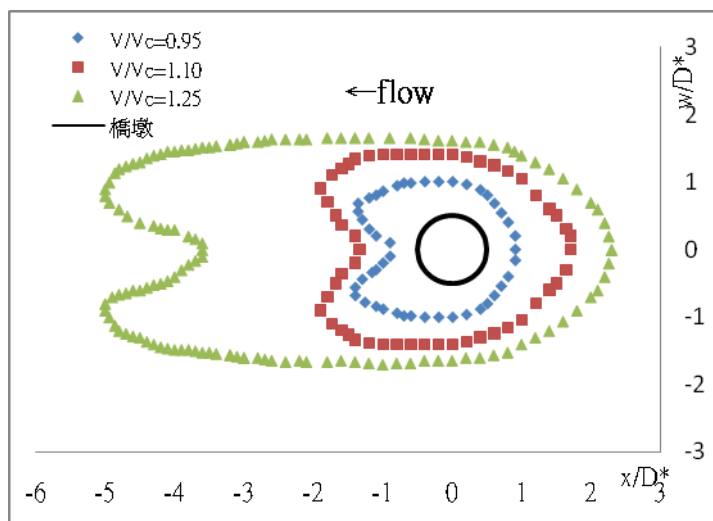
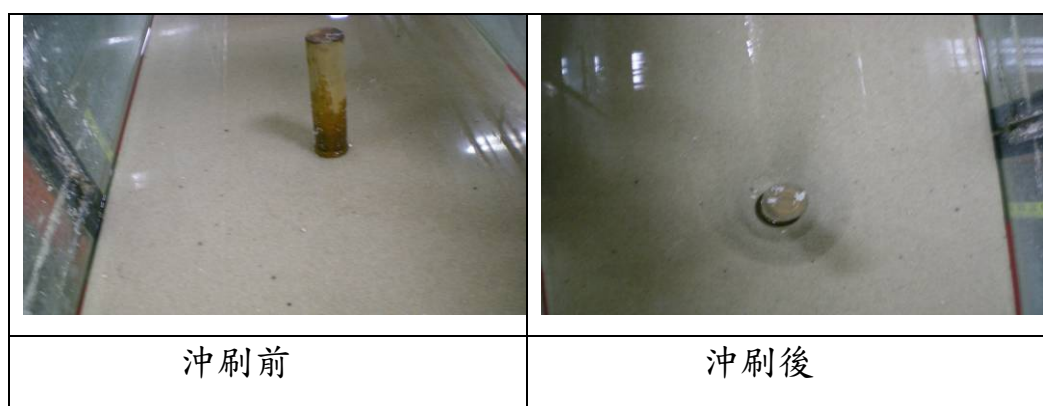


圖7.11 無保護措施不同相對水流強度下沖刷坑範圍圖(墩徑比=0.7)

表7-4 無保護措施不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷長度及寬度數據表

無保護措施	$V/V_c = 0.95$		$V/V_c = 1.1$		$V/V_c = 1.25$	
	x/D^*	w/D^*	x/D^*	w/D^*	x/D^*	w/D^*
$D/D^* = 0.4$	2.24	1.90	3.10	2.80	4.66	3.31
$D/D^* = 0.7$	2.30	1.96	3.50	3.22	7.38	3.64



照片7.9 無保護措施沖刷前後之照片($D/D^* = 0.7$, $V/V_c = 1.1$)

7.3.2 格籠工法

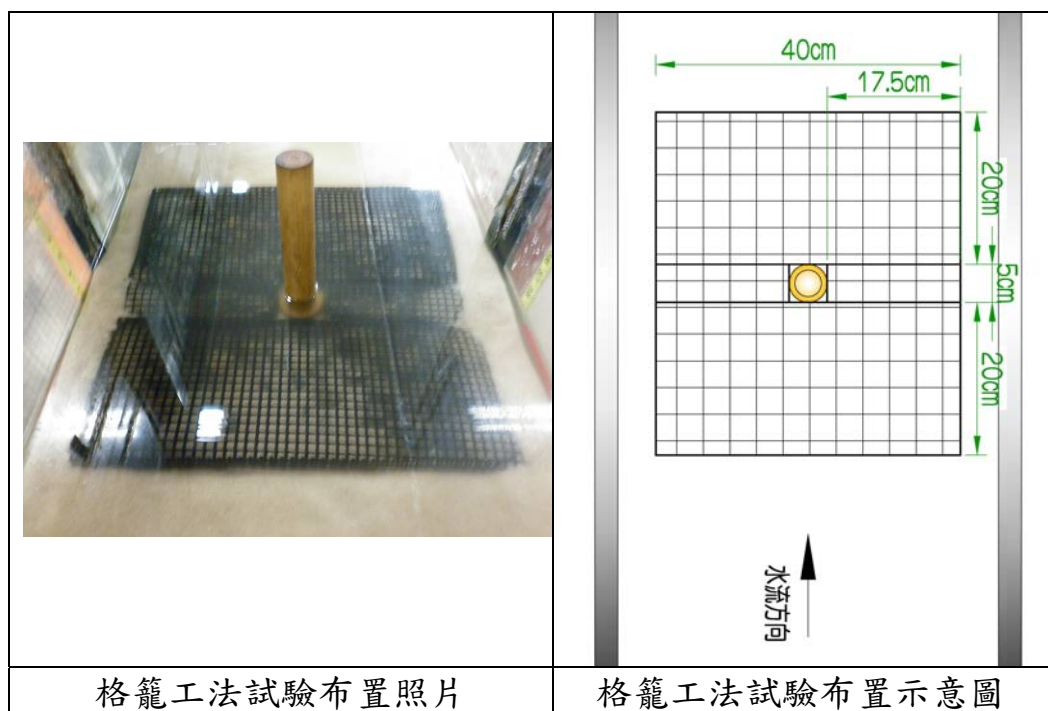
本試驗是於橋墩前後及兩側各埋置兩塊格籠，其尺寸分別為長40cm、寬20cm、高1cm及長17.5cm、寬5cm、高1cm，詳如照片7.10

所示。

圖 7.12 及圖 7.13 分別為墩徑比 0.4 和 0.7 之非均勻橋墩於三種相對水流強度($V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25)時之縱斷面沖刷剖面圖，圖中是以橋基迎水面寬度($D^*=5\text{cm}$)為 x 、 y 軸之尺度無因次化，其中 $x=0$ 為橋基中心， $y=0$ 為原始河床高程； x 軸為無因次相對基礎沖刷長度(x/D^*)， y 軸為無因次相對基礎沖刷深度(d_s/D^*)，其試驗成果如下：

1. 當 $V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25 時，墩徑比 0.4 墩前無因次相對基礎沖刷深度分別為 0.02 、 0.22 、 0.26 。
2. 當 $V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25 時，墩徑比 0.7 墩前無因次相對基礎沖刷深度分別為 0.24 、 0.82 、 0.92 。

故墩前無因次相對基礎沖刷深度亦隨著 V/V_c 及墩徑比增大而有增加趨勢，其不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷深度數據表及比較圖詳如表 7-5 及圖 7.14 所示。



照片 7.10 格籠工法試驗布置照片及示意圖

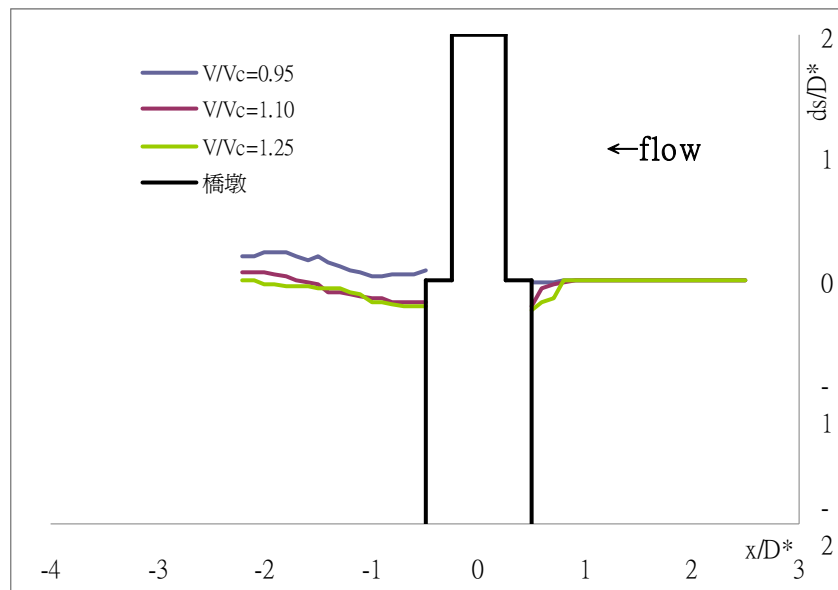


圖7.12 格籠工法不同相對水流強度下縱斷面沖刷剖面圖(墩徑比=0.4)

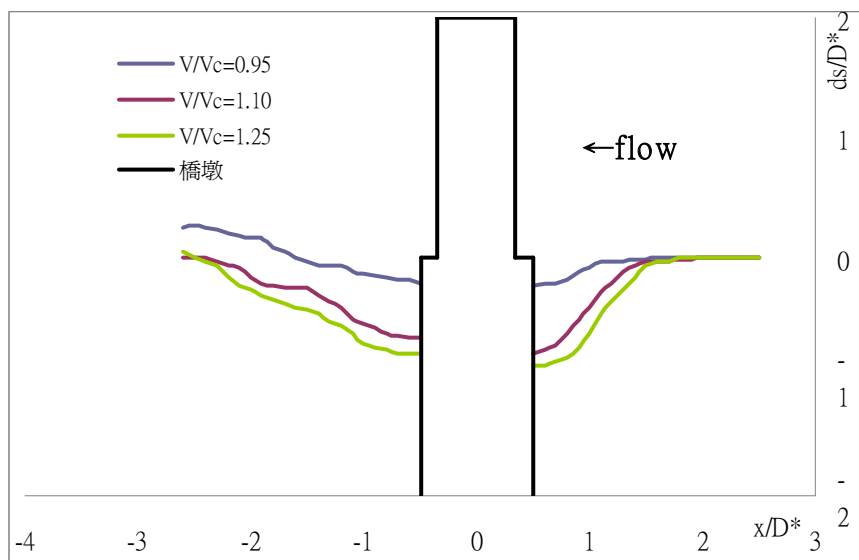


圖7.13 格籠工法不同相對水流強度下縱斷面沖刷剖面圖(墩徑比=0.7)

表7-5 格籠工法不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷深度數據表

格籠工法 (ds/D^*)	$V/V_c = 0.95$	$V/V_c = 1.1$	$V/V_c = 1.25$
$D/D^* = 0.4$	0.02	0.22	0.26
$D/D^* = 0.7$	0.24	0.82	0.92

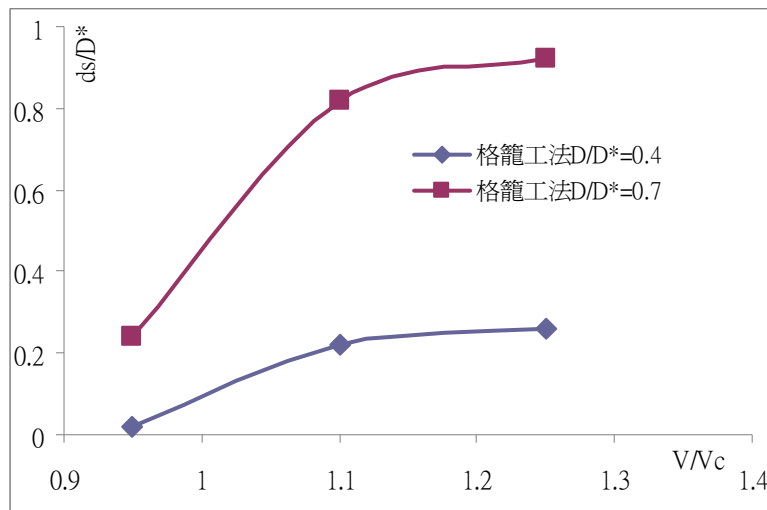


圖7.14 格籠工法不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷深度比較圖

圖 7.15 及圖 7.16 分別為墩徑比 0.4 和 0.7 之非均勻橋墩於三種相對水流強度($V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25)時之沖刷坑範圍圖，以基礎寬度($D^*=5\text{cm}$)為 x 、 y 軸之尺度無因次化，以 $x=0$ ， $y=0$ 為橋墩基礎中心，其中 x 軸為無因次相對基礎沖刷長度(x/D^*)， y 軸為無因次相對基礎沖刷寬度(w/D^*)，其試驗成果如下：

1. 當 $V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25 時，墩徑比 0.4 無因次相對基礎沖刷長度分別為 2.18、3.26、3.62，無因次相對基礎沖刷寬度分別為 1.72、2.24、3.06。
2. 當 $V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25 時，墩徑比 0.7 無因次相對基礎沖刷長度分別為 2.60、3.86、5.60，無因次相對基礎沖刷寬度分別為 2.12、3.00、4.00。

故沖刷坑範圍亦隨著 V/V_c 及墩徑比增大而有增加趨勢。其不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷長度及寬度數據表及沖刷前後之照片($D/D^*=0.7$ ， $V/V_c=1.1$)如表 7-6 及照片 7.11 所示。

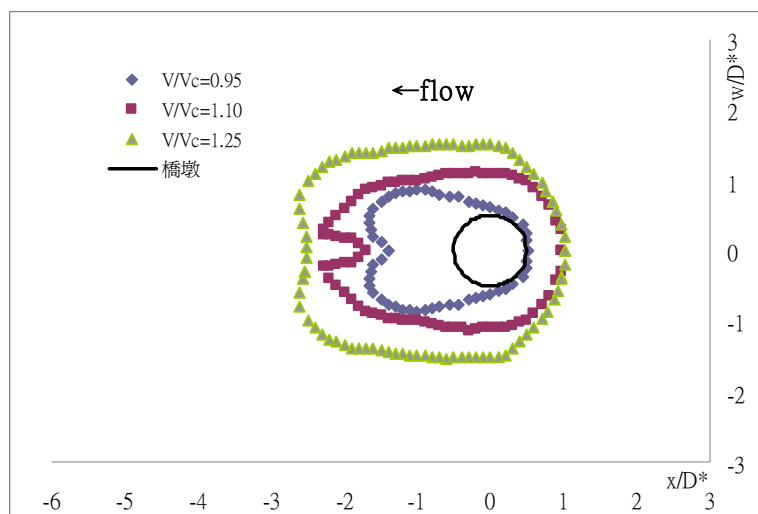


圖7.15 格籠工法不同相對水流強度下冲刷坑範圍圖(墩徑比=0.4)

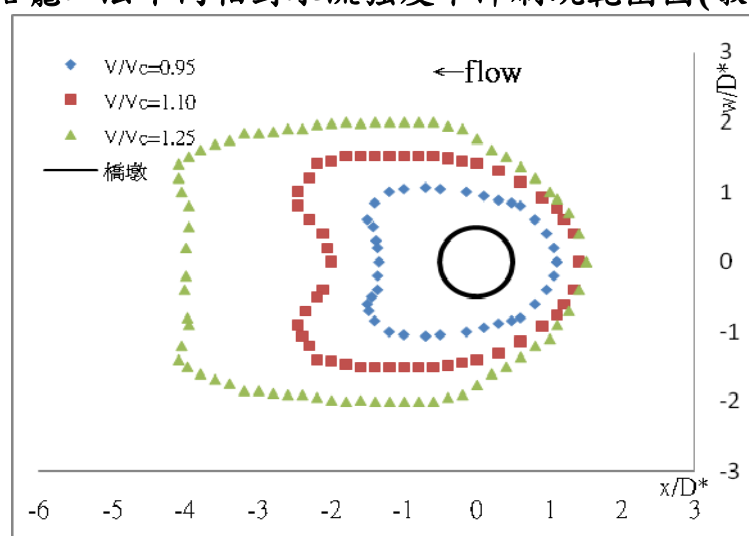


圖7.16 格籠工法不同相對水流強度下冲刷坑範圍圖(墩徑比=0.7)

表7-6 格籠工法不同相對水流強度下無因次相對基礎冲刷長度及寬度數據表

格籠工法	$V/V_c = 0.95$		$V/V_c = 1.1$		$V/V_c = 1.25$	
	x/D^*	w/D^*	x/D^*	w/D^*	x/D^*	w/D^*
$D/D^* = 0.4$	2.18	1.72	3.26	2.24	3.62	3.06
$D/D^* = 0.7$	2.60	2.12	3.86	3.00	5.60	4.00



照片7.11 格籠工法沖刷前後之照片($D/D^*=0.7$ ， $V/V_c=1.1$)

7.3.3 砂腸袋工法

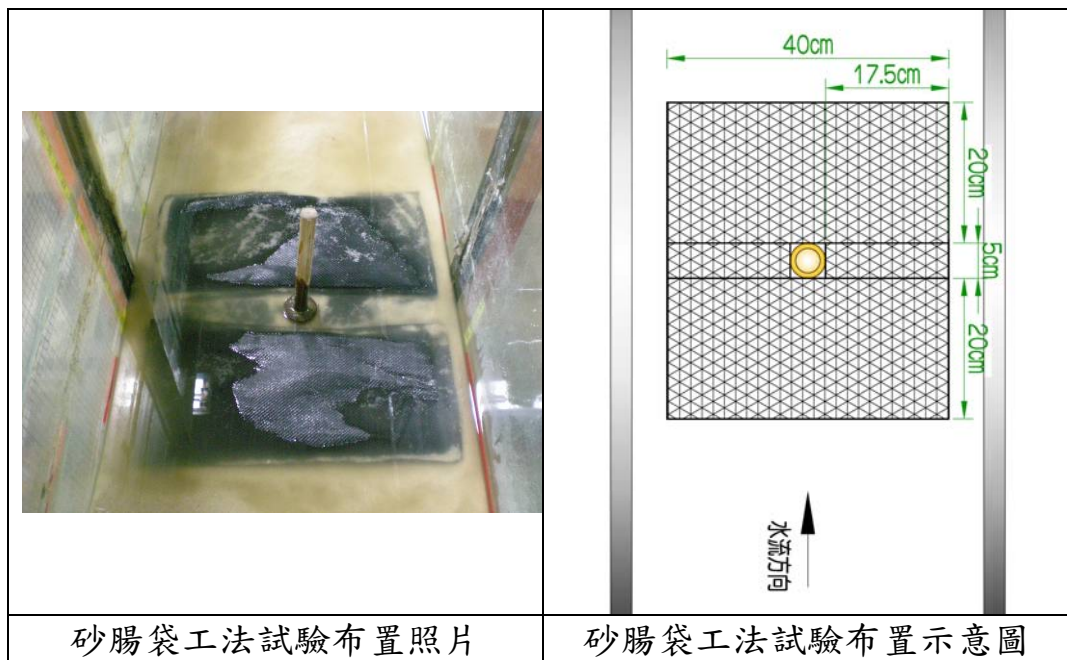
本試驗是於橋墩前後及兩側河床下 1 cm 處各埋設兩塊砂腸袋，其尺寸分別為長 40cm、寬 20cm、高 1cm 及長 17.5cm、寬 5cm、高 1cm，埋設位置詳如照片 7.12 所示。

圖 7.17 及圖 7.18 分別為墩徑比 0.4 和 0.7 之非均勻橋墩於三種相對水流強度($V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25)時之沖刷坑範圍圖，以基礎寬度($D^*=5\text{cm}$)為 x 、 y 軸之尺度無因次化，以 $x=0$ ， $y=0$ 為橋墩基礎中心，其中 x 軸為無因次相對基礎沖刷長度(x/D^*)， y 軸為無因次相對基礎沖刷寬度(w/D^*)，其試驗成果如下：

1. 當 $V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25 時，墩徑比 0.4 無因次相對基礎沖刷長度分別為 2.20、3.62、5.06，無因次相對基礎沖刷寬度分別為 1.72、3.10、3.16。
2. 當 $V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25 時，墩徑比 0.7 無因次相對基礎沖刷長度分別為 2.70、5.72、6.86，無因次相對基礎沖刷寬度分別為 3.00、4.12、5.12。

故沖刷坑範圍亦隨著 V/V_c 及墩徑比增大而有增加趨勢。其不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷長度及寬度數據表及沖刷前後之照片($D/D^*=0.7$ ， $V/V_c=1.1$)如表 7-7 及照片 7.13 所示。

此外，經試驗結果顯示，砂腸袋工法於本次試驗中並無沉陷，故判定為無任何向下刷深之情形，係因砂腸袋內填砂石使得透水性較差，對於向下射流及馬蹄形渦流具有消能之作用。



照片7.12 砂腸袋工法試驗布置照片及示意圖

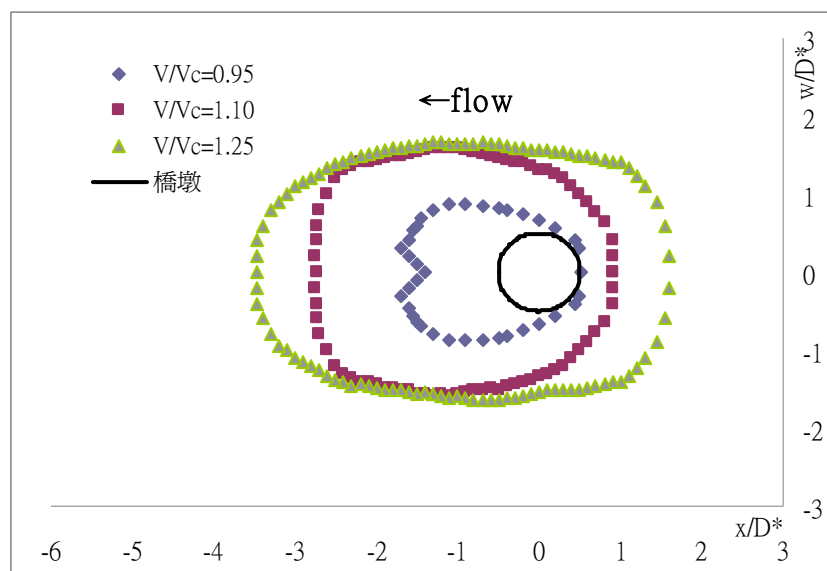


圖7.17 砂腸袋工法不同相對水流強度下沖刷坑範圍圖(墩徑比=0.4)

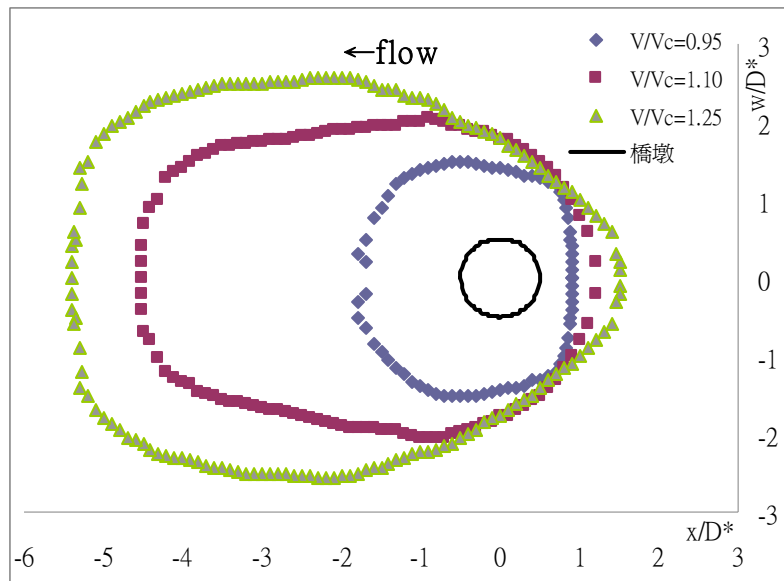


圖7.18 砂腸袋工法不同相對水流強度下沖刷坑範圍圖(墩徑比=0.7)

表7-7 砂腸袋工法不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷長度及寬度數據表

砂腸袋工法	$V/V_c = 0.95$		$V/V_c = 1.1$		$V/V_c = 1.25$	
	x/D^*	w/D^*	x/D^*	w/D^*	x/D^*	w/D^*
$D/D^* = 0.4$	2.20	1.72	3.62	3.10	5.06	3.16
$D/D^* = 0.7$	2.70	3.00	5.72	4.12	6.86	5.12



照片7.13 砂腸袋工法沖刷前後之照片($D/D^* = 0.7$ ， $V/V_c = 1.1$)

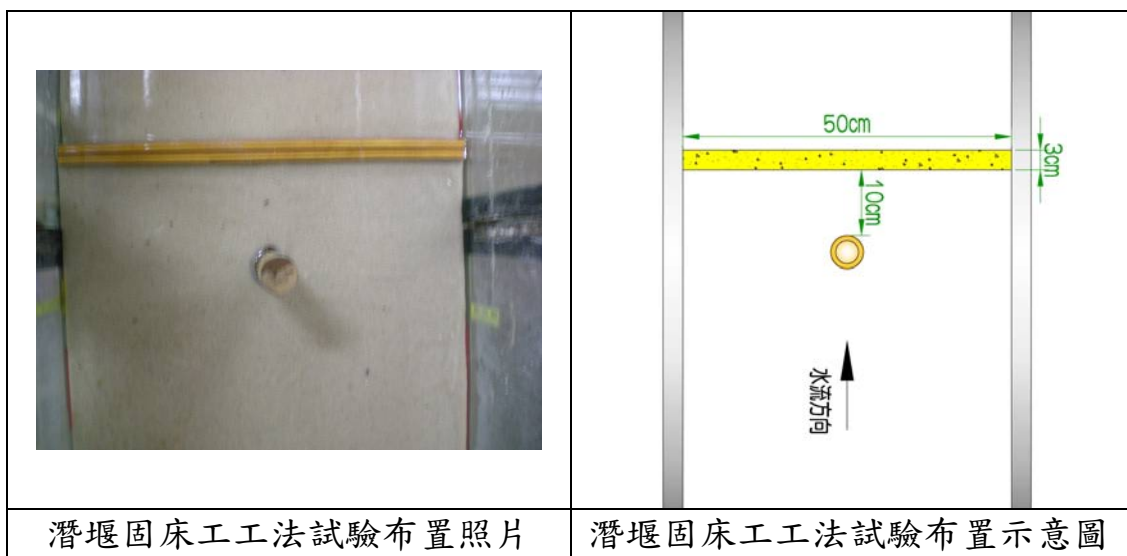
7.3.4 潛堰固床工工法及透水混凝土塊工法

本試驗是在橋墩下游側 10cm 處埋設一塊長 50cm、寬 3cm、高 31cm 之不透水擋板模擬潛堰固床工之試驗，並使之裸露高於原始河床面 1cm，其工法布置詳如照片 7.14。

圖 7.19 及圖 7.20 分別為墩徑比 0.4 和 0.7 之非均勻橋墩於三種相對水流強度($V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25)時之縱斷面沖刷剖面圖，圖中是以橋基迎水面寬度($D^*=5\text{cm}$)為 x 、 y 軸之尺度無因次化，其中 $x=0$ 為橋基中心， $y=0$ 為原始河床高程； x 軸為無因次相對基礎沖刷長度(x/D^*)， y 軸為無因次相對基礎沖刷深度(d_s/D^*)，其試驗成果如下：

1. 當 $V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25 時，墩徑比 0.4 墩前無因次相對基礎沖刷深度分別為 0.02、0.72、1.04。
2. 當 $V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25 時，墩徑比 0.7 墩前無因次相對基礎沖刷深度分別為 0.28、0.82、1.46。

故墩前無因次相對基礎沖刷深度亦隨著 V/V_c 及墩徑比增大而有增加趨勢，其不同相對水流強度下相對基礎沖刷深度數據表及比較圖詳如表 7-8 及圖 7.21 所示。



照片 7.14 潛堰固床工工法試驗布置照片及示意圖

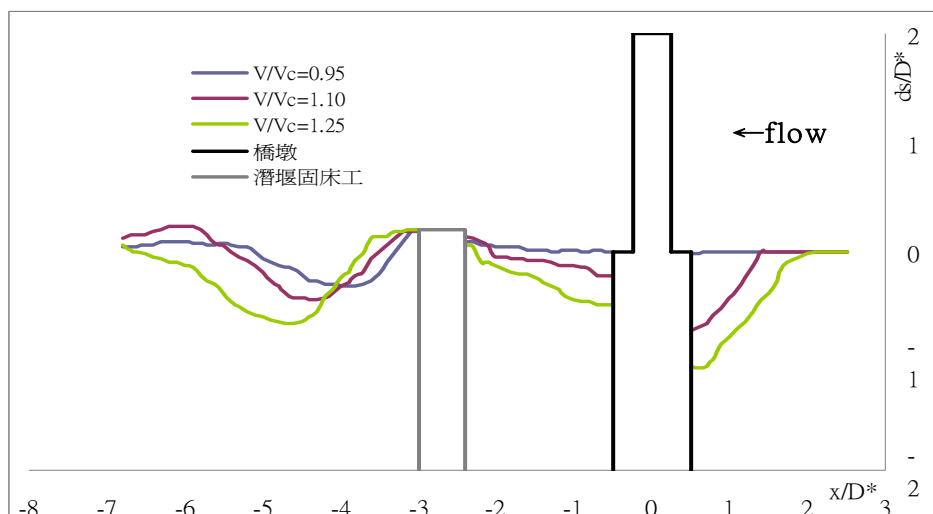


圖7.19 潛堰固床工工法不同相對水流強度下縱斷面沖刷剖面圖
(墩徑比=0.4)

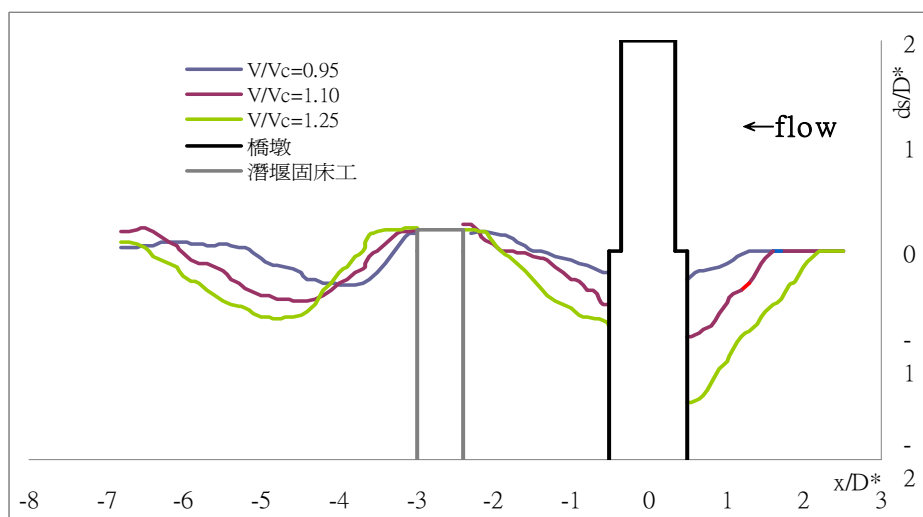


圖7.20 潛堰固床工工法不同相對水流強度下縱斷面沖刷剖面圖
(墩徑比=0.7)

表7-8 潛堰固床工工法不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷
深度數據表

潛堰固床工工法 (ds/D^*)	$V/V_c = 0.95$	$V/V_c = 1.1$	$V/V_c = 1.25$
$D/D^* = 0.4$	0.02	0.72	1.04
$D/D^* = 0.7$	0.28	0.82	1.46

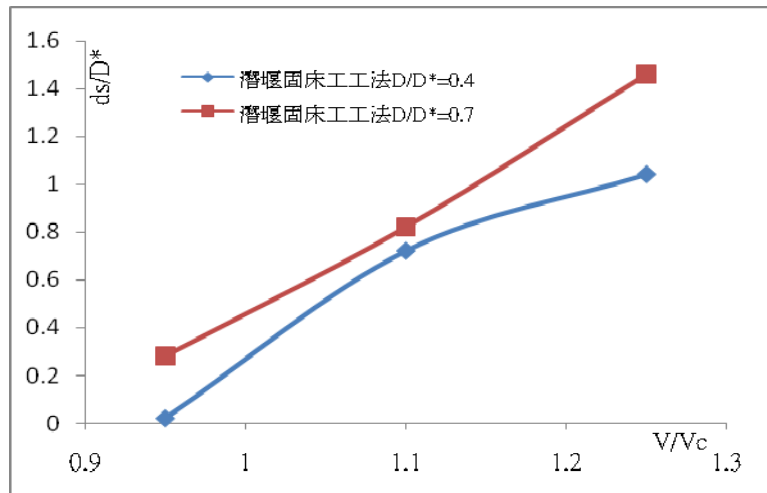


圖7.21 潛堰固床工工法不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷深度比較圖

圖 7.22 及圖 7.23 分別為墩徑比 0.4 和 0.7 之非均勻橋墩於三種相對水流強度($V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25)時之沖刷坑範圍圖，以基礎寬度($D^*=5\text{cm}$)為 x 、 y 軸之尺度無因次化，以 $x=0$ ， $y=0$ 為橋墩基礎中心，其中 x 軸為無因次相對基礎沖刷長度(x/D^*)， y 軸為無因次相對基礎沖刷寬度(w/D^*)，其試驗成果如下：

1. 當 $V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25 時，墩徑比 0.4 無因次相對基礎沖刷長度分別為 1.70、3.26、4.10，無因次相對基礎沖刷寬度分別為 1.28、2.54、3.20。
2. 當 $V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25 時，墩徑比 0.7 無因次相對基礎沖刷長度分別為 2.20、3.50、4.30，無因次相對基礎沖刷寬度分別為 2.12、2.60、4.40。

故沖刷坑範圍亦隨著 V/V_c 及墩徑比增大而有增加趨勢。其不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷長度及寬度數據表及沖刷前後之照片($D/D^*=0.7$ ， $V/V_c=1.1$)如表 7-9 及照片 7.15 所示。

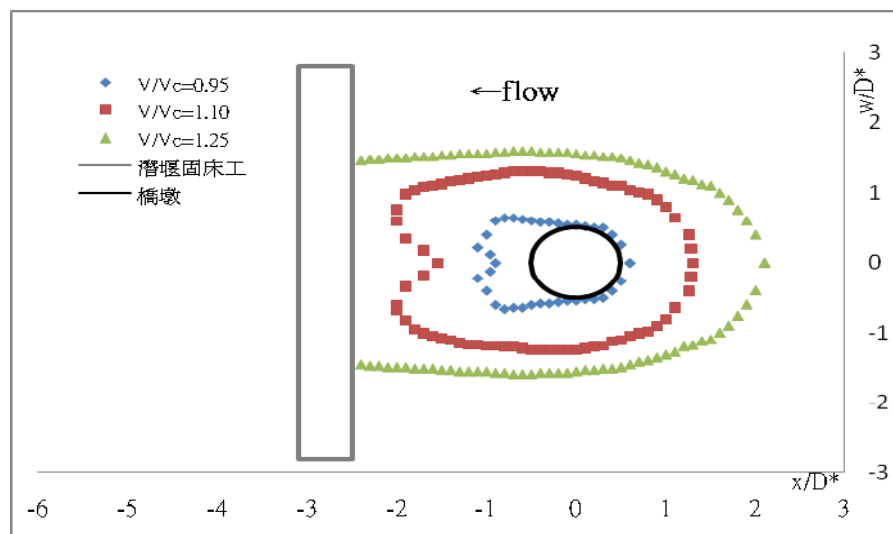


圖7.22 潛堰固床工工法不同相對水流強度下冲刷坑範圍圖(墩徑比=0.4)

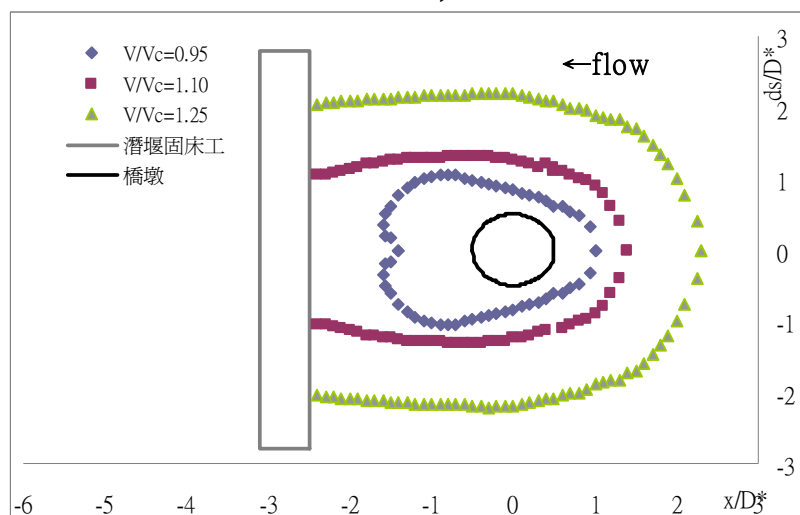
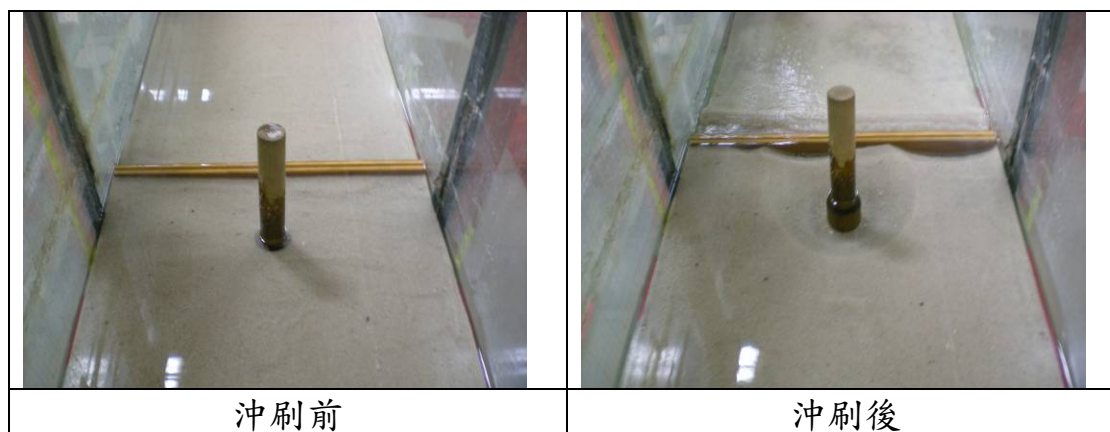


圖7.23 潛堰固床工工法不同相對水流強度下冲刷坑範圍圖(墩徑比=0.7)

表7-9 潛堰固床工工法不同相對水流強度下無因次相對基礎冲刷長度及寬度數據表

潛堰固床工工法	$V/V_c = 0.95$		$V/V_c = 1.1$		$V/V_c = 1.25$	
	x/D^*	w/D^*	x/D^*	w/D^*	x/D^*	w/D^*
$D/D^* = 0.4$	1.70	1.28	3.26	2.54	4.10	3.20
$D/D^* = 0.7$	2.20	2.12	3.50	2.60	4.30	4.40



照片7.15 潛堰固床工工法冲刷前後之照片($D/D^*=0.7$ ， $V/V_c=1.1$)

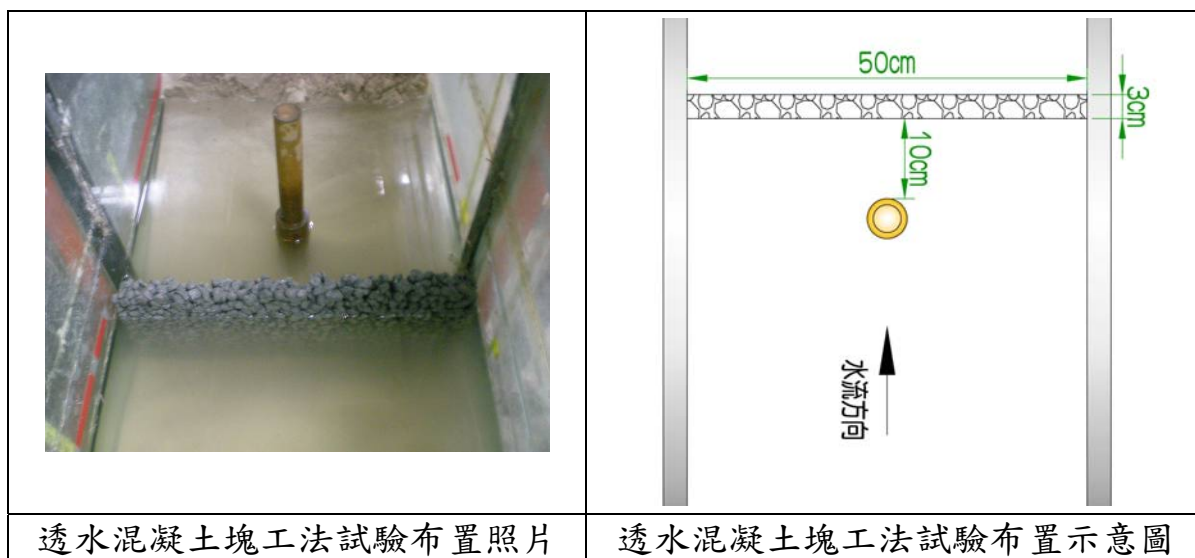
由實驗結果得知潛堰固床工工法會造成固床工下游側跌水冲刷現象，故特以透水混凝土塊進行試驗比較其跌水冲刷程度。

此試驗使用之透水混凝土塊(孔隙率=0.3)尺寸及設置位置皆與潛堰固床工工法相同，其工法布置詳如照片 7.16。

圖 7.24 及圖 7.25 分別為墩徑比 0.4 和 0.7 之非均勻橋墩於三種相對水流強度($V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25)時之縱斷面冲刷剖面圖，圖中是以橋基迎水面寬度($D^*=5\text{cm}$)為 x 、 y 軸之尺度無因次化，其中 $x=0$ 為橋基中心， $y=0$ 為原始河床高程； x 軸為無因次相對基礎冲刷長度(x/D^*)， y 軸為無因次相對基礎冲刷深度(d_s/D^*)，其試驗成果如下：

1. 當 $V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25 時，墩徑比 0.4 墩前無因次相對基礎冲刷深度分別為 0.04 、 0.60 、 0.92 。
2. 當 $V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25 時，墩徑比 0.7 墩前無因次相對基礎冲刷深度分別為 0.26 、 0.92 、 1.32 。

故墩前無因次相對基礎冲刷深度亦隨著 V/V_c 及墩徑比增大而有增加趨勢，其不同相對水流強度下無因次相對基礎冲刷深度數據表及比較圖詳如表 7-10 及圖 7.26 所示。



照片7.16 透水混凝土塊工法試驗布置照片及示意圖

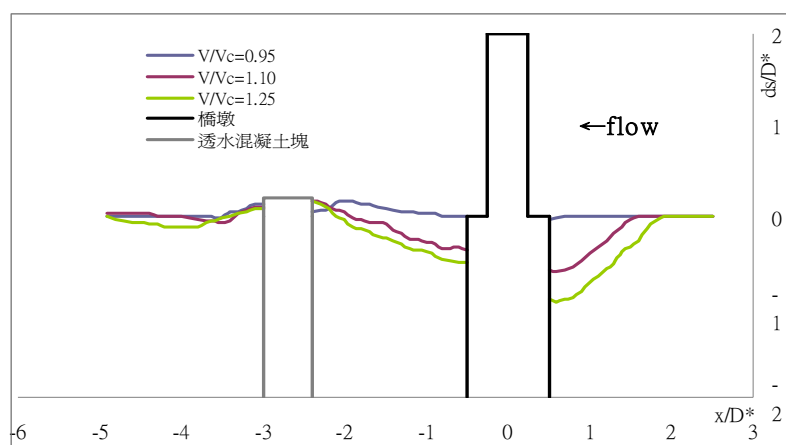


圖7.24 透水混凝土塊工法不同相對水流強度下縱斷面沖刷剖面圖
(墩徑比=0.4)

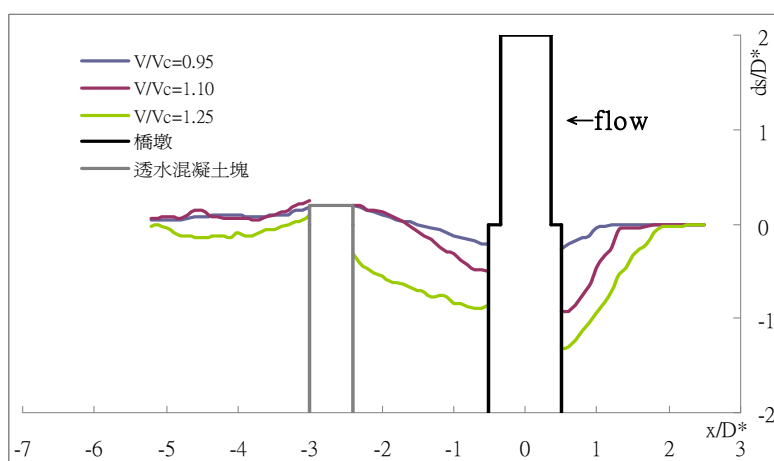


圖7.25 透水混凝土塊工法不同相對水流強度下縱斷面沖刷剖面圖
(墩徑比=0.7)

表7-10 透水混凝土塊工法不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷
深度數據表

透水混凝土塊工法 (ds/D^*)	$V/V_c = 0.95$	$V/V_c = 1.1$	$V/V_c = 1.25$
$D/D^* = 0.4$	0.04	0.60	0.92
$D/D^* = 0.7$	0.26	0.92	1.32

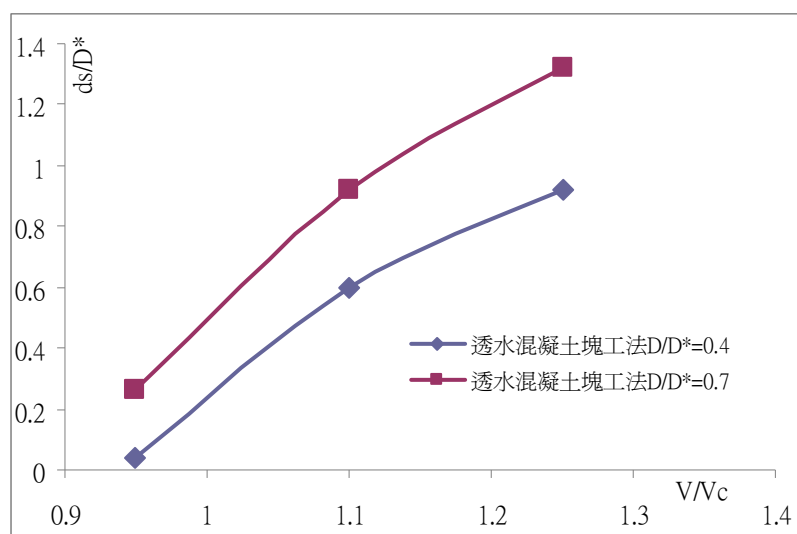


圖7.26 透水混凝土塊工法不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷
比較圖

綜合上述潛堰固床工工法與透水混凝土工法之試驗成果，顯示透水混凝土工法於水流強度較小時，其保護效果比潛堰固床工好。

圖 7.27 及圖 7.28 分別為墩徑比 0.4 和 0.7 之非均勻橋墩於三種相對水流強度($V/V_c = 0.95$ 、 1.1 、 1.25)時之沖刷坑範圍圖，以基礎寬度($D^* = 5\text{cm}$)為 x 、 y 軸之尺度無因次化，以 $x=0$ ， $y=0$ 為橋墩基礎中心，其中 x 軸為無因次相對基礎沖刷長度(x/D^*)， y 軸為無因次相對基礎沖刷寬度(w/D^*)，其試驗成果如下：

1. 當 $V/V_c = 0.95$ 、 1.1 、 1.25 時，墩徑比 0.4 無因次相對基礎沖刷長度分別為 1.70、3.68、3.90，無因次相對基礎沖刷寬度分別為 1.32、2.60、3.32。

2.當 $V/V_c = 0.95$ 、 1.1 、 1.25 時，墩徑比 0.7 無因次相對基礎沖刷長度分別為 2.90 、 3.70 、 4.30 ，無因次相對基礎沖刷寬度分別為 2.32 、 2.62 、 4.24 。

故沖刷坑範圍亦隨著 V/V_c 及墩徑比增大而有增加趨勢。其不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷長度及寬度數據表及沖刷前後之照片 ($D/D^* = 0.7$ ， $V/V_c = 1.1$) 如表 7-11 及照片 7.17 所示。

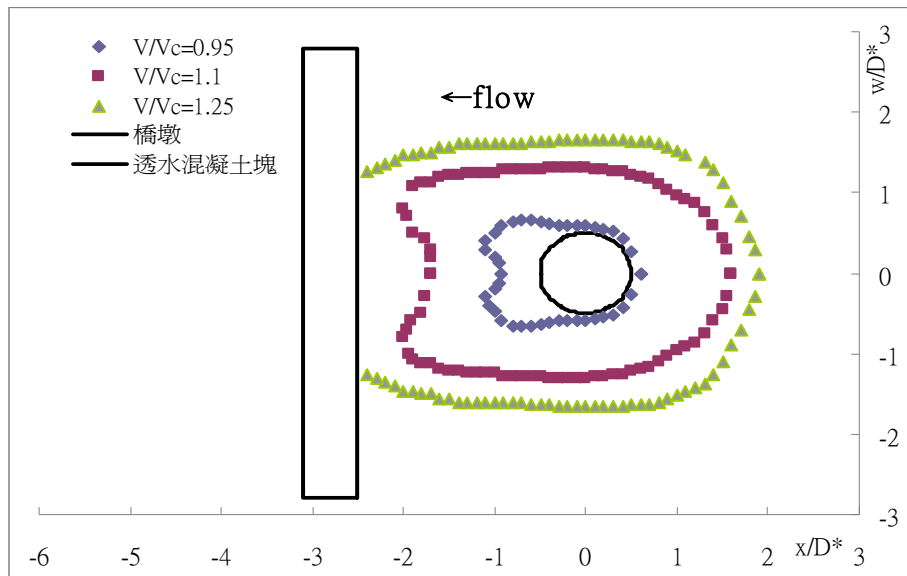


圖7.27 透水混凝土塊工法不同相對水流強度下沖刷坑範圍圖
(墩徑比=0.4)

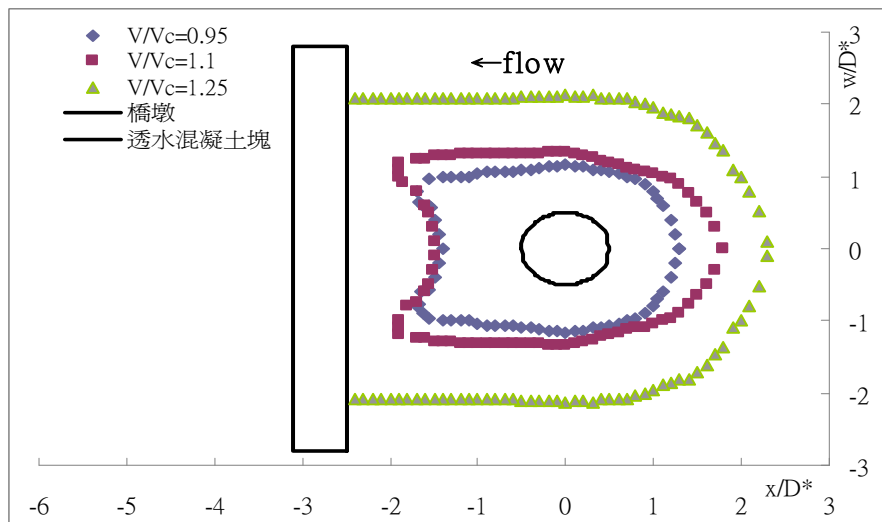


圖7.28 透水混凝土塊工法不同相對水流強度下沖刷坑範圍圖
(墩徑比=0.7)

表7-11 透水混凝土塊工法不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷
長度及寬度數據表

透水混凝土工法	$V/V_c = 0.95$		$V/V_c = 1.1$		$V/V_c = 1.25$	
	x/D^*	w/D^*	x/D^*	w/D^*	x/D^*	w/D^*
$D/D^* = 0.4$	1.70	1.32	3.68	2.60	3.90	3.32
$D/D^* = 0.7$	2.90	2.32	3.70	2.62	4.30	4.24



照片7.17 透水混凝土工法沖刷前後之照片($D/D^* = 0.7$ ， $V/V_c = 1.1$)

表 7-12 為透水混凝土工法與潛堰固床工工法下游側沖刷程度比較表，表中顯示於固定試驗條件下，潛堰固床工工法下游側沖刷深度皆大於透水混凝土塊工法，且隨著 V/V_c 增大，差值越大。

表 7-12 透水混凝土塊與潛堰固床工工法之下游側沖刷數據比較表

固床工下游側跌水最大沖刷深度(cm)	$V/V_c = 0.95$	$V/V_c = 1.1$	$V/V_c = 1.25$
透水混凝土塊($D/D^* = 0.4$)	0.1	0.4	0.6
潛堰固床工($D/D^* = 0.4$)	1.6	2.2	3.3
差值(潛堰固床工-透水混凝土塊)	1.5	1.8	2.7
透水混凝土塊($D/D^* = 0.7$)	0.2	0.4	0.7
潛堰固床工($D/D^* = 0.7$)	1.7	2.4	3.2
差值(潛堰固床工-透水混凝土塊)	1.5	2	2.5

7.3.5 橋墩開口工法

本試驗係將於橋墩上設置一矩形開口，其開口寬度為墩徑 20%，擬藉此減輕向下射流能量而降低沖刷深度及沖刷坑範圍，其工法布置詳如照片 7.18。

圖 7.29 及圖 7.30 分別為墩徑比 0.4 和 0.7 之非均勻橋墩於三種相對水流強度($V/V_c=0.95、1.1、1.25$)時之縱斷面沖刷剖面圖，圖中是以橋基迎水面寬度($D^*=5\text{cm}$)為 $x、y$ 軸之尺度無因次化，其中 $x=0$ 為橋基中心， $y=0$ 為原始河床高程； x 軸為無因次相對基礎沖刷長度(x/D^*)， y 軸為無因次相對基礎沖刷深度(d_s/D^*)，其試驗成果如下：

1. 當 $V/V_c=0.95、1.1、1.25$ 時，墩徑比 0.4 墩前無因次相對基礎沖刷深度分別為 0.04、0.20、0.26。
2. 當 $V/V_c=0.95、1.1、1.25$ 時，墩徑比 0.7 墩前無因次相對基礎沖刷深度分別為 0.12、0.96、1.12。

故墩前無因次相對基礎沖刷深度亦隨著 V/V_c 及墩徑比增大而有增加趨勢，其不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷深度數據表及比較圖詳如表 7-13 及圖 7.31 所示。



照片 7.18 橋墩開口工法試驗布置照片

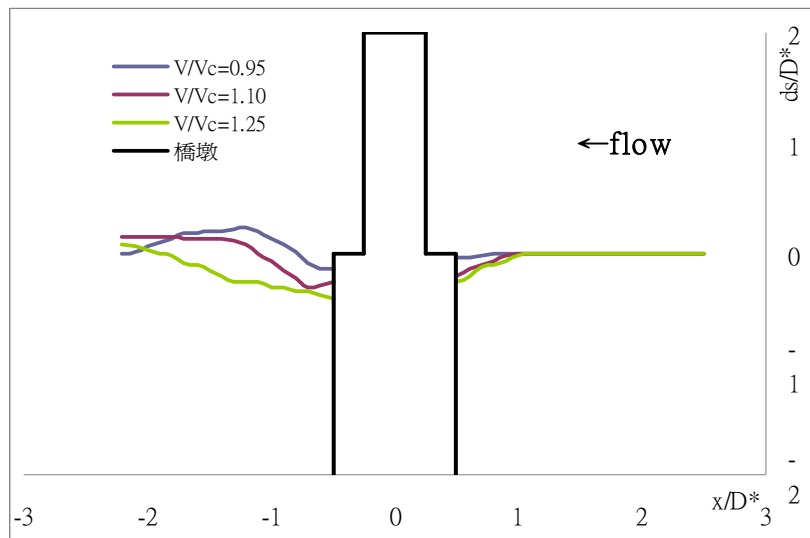


圖7.29 橋墩開口工法不同相對水流強度下縱斷面沖刷剖面圖
(墩徑比=0.4)

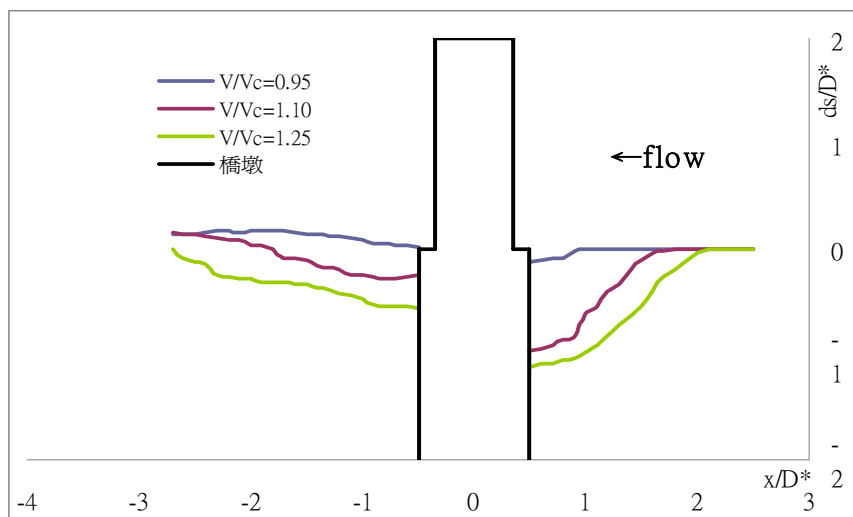


圖7.30 橋墩開口工法不同相對水流強度下縱斷面沖刷剖面圖
(墩徑比=0.7)

表7-13 橋墩開口工法不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷深度
數據表

橋墩開口工法 (ds/D^*)	$V/V_c = 0.95$	$V/V_c = 1.1$	$V/V_c = 1.25$
$D/D^* = 0.4$	0.04	0.20	0.26
$D/D^* = 0.7$	0.12	0.96	1.12

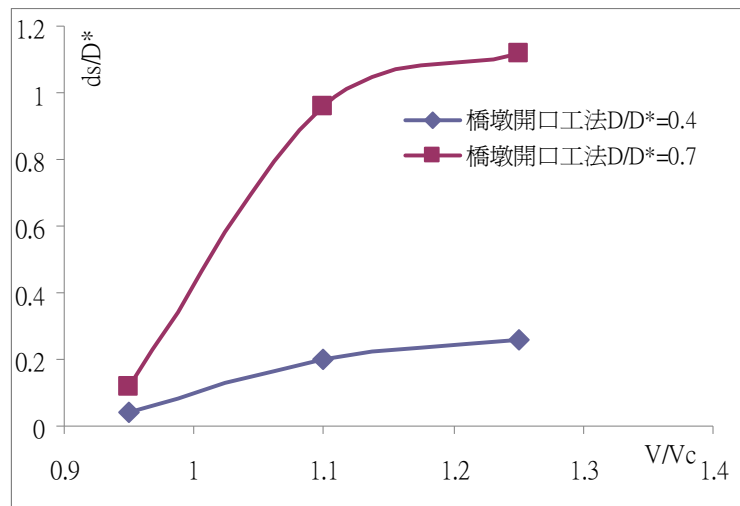


圖7.31 橋墩開口工法不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷深度比較圖

圖 7.32 及圖 7.33 分別為墩徑比 0.4 和 0.7 之非均勻橋墩於三種相對水流強度($V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25)時之沖刷坑範圍圖，以基礎寬度($D^*=5\text{cm}$)為 x 、 y 軸之尺度無因次化，以 $x=0$ ， $y=0$ 為橋墩基礎中心，其中 x 軸為無因次相對基礎沖刷位置(x/D^*)， y 軸為無因次相對基礎沖刷長度(w/D^*)，其試驗成果如下：

- 1.當 $V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25 時，墩徑比 0.4 無因次相對基礎沖刷長度分別為 1.98、2.54、2.90，無因次沖刷相對基礎寬度分別為 1.40、1.78、1.96。
- 2.當 $V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25 時，墩徑比 0.7 無因次相對基礎沖刷長度分別為 2.00、3.60、4.60，無因次沖刷相對基礎寬度分別為 1.60、2.80、4.40。

故沖刷坑範圍亦隨著 V/V_c 及墩徑比增大而有增加趨勢。其不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷長度及寬度數據表及沖刷前後之照片($D/D^*=0.7$ ， $V/V_c=1.1$)如表 7-14 及照片 7.19 所示。

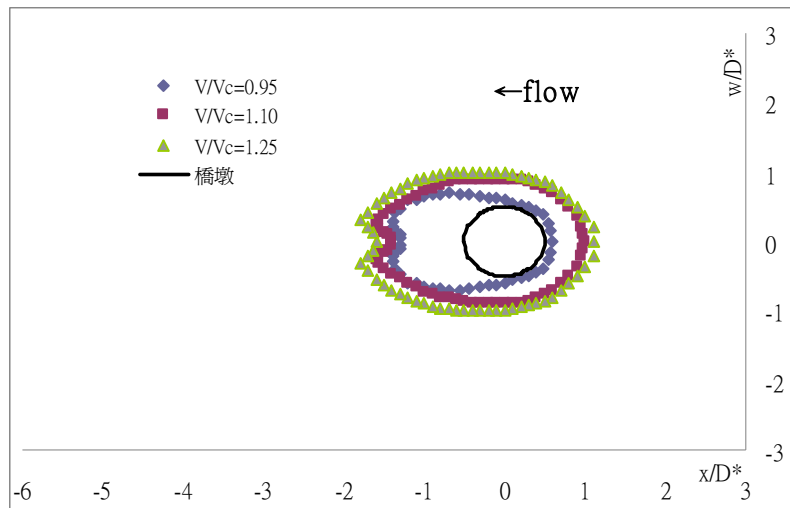


圖7.32 橋墩開口工法不同相對水流強度下沖刷坑範圍圖(墩徑比=0.4)

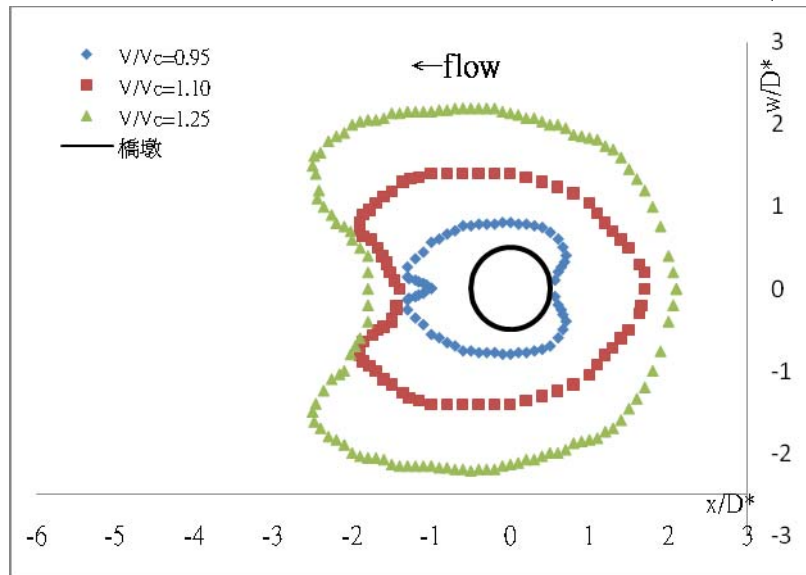


圖7.33 橋墩開口工法不同相對水流強度下沖刷坑範圍圖(墩徑比=0.7)

表7-14 橋墩開口工法不同相對水流強度下無因次相對基礎沖刷長度及寬度數據表

橋墩開口工法	$V/V_c = 0.95$		$V/V_c = 1.1$		$V/V_c = 1.25$	
	x/D^*	w/D^*	x/D^*	w/D^*	x/D^*	w/D^*
$D/D^* = 0.4$	1.98	1.40	2.54	1.78	2.90	1.96
$D/D^* = 0.7$	2.00	1.60	3.60	2.80	4.60	4.40



照片7.19 橋墩開口工法冲刷前後之照片($D/D^*=0.7$ ， $V/V_c=1.1$)

7.4 綜合分析與討論

7.4.1 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎冲刷深度之關係

圖 7.34 與圖 7.35 分別為不同保護工法下，墩徑比 0.4 和 0.7 之非均勻橋墩於三種相對水流強度($V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25)時之無因次相對基礎冲刷深度關係圖，圖中是以橋基迎水面寬度($D^*=5\text{cm}$)為 y 軸之尺度無因次化，其中 x 軸為相對水流強度(V/V_c)，y 軸為無因次相對基礎冲刷深度(d_s/D^*)。經比較，假設工法皆無損壞情況下，當最大試驗流量時 ($V/V_c=1.25$)，不論墩徑比為 0.4 或 0.7，砂腸袋均無向下刷深之情況，故判定砂腸袋工法保護效果最佳，其次依序為橋墩開口工法、格籠工法、透水混凝土塊工法、潛堰固床工工法、無保護措施，其不同保護工法下，不同相對水流強度對無因次相對基礎冲刷深度數據如表 7-15 所示。

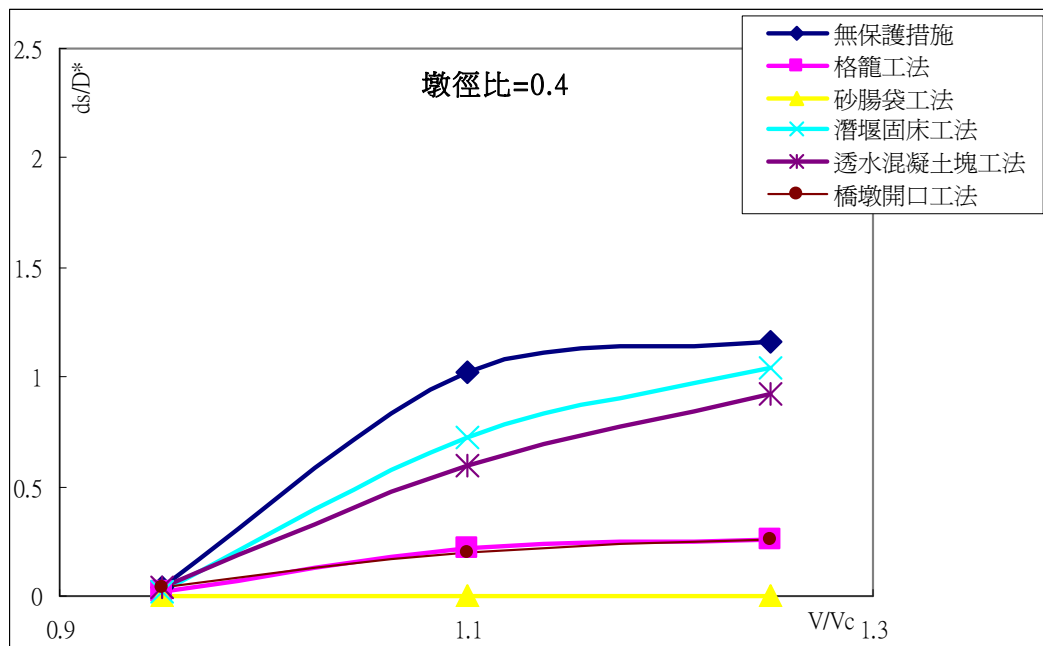


圖7.34 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷深度關係圖(墩徑比=0.4)

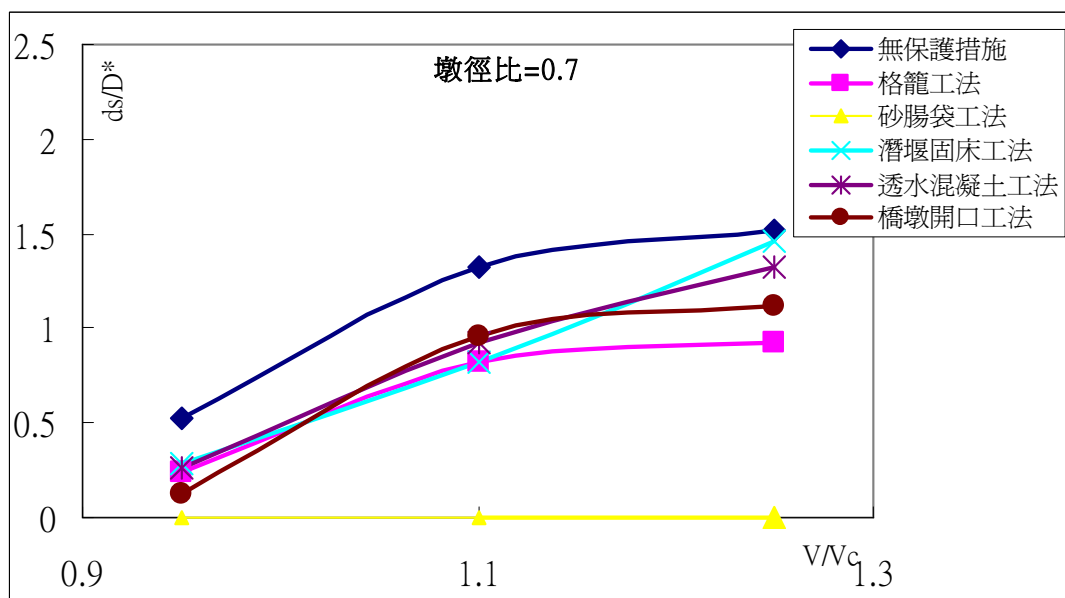


圖7.35 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷深度關係圖(墩徑比=0.7)

表7-15 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷深度總表

無因次相對基礎沖刷深度 (d_s/D^*)		$V/V_c = 0.95$	$V/V_c = 1.1$	$V/V_c = 1.25$
無保護措施	$D/D^* = 0.4$	0.04	1.02	1.16
	$D/D^* = 0.7$	0.52	1.32	1.52
格籠工法	$D/D^* = 0.4$	0.02	0.22	0.26
	$D/D^* = 0.7$	0.24	0.82	0.92
砂腸袋工法	$D/D^* = 0.4$	0	0	0
	$D/D^* = 0.7$	0	0	0
潛堰固床工工法	$D/D^* = 0.4$	0.02	0.72	1.04
	$D/D^* = 0.7$	0.28	0.82	1.46
透水混凝土工法	$D/D^* = 0.4$	0.04	0.60	0.92
	$D/D^* = 0.7$	0.26	0.92	1.32
橋墩開口工法	$D/D^* = 0.4$	0.04	0.20	0.26
	$D/D^* = 0.7$	0.12	0.96	1.12

7.4.2 不同保護工法下不同相對水流強度對沖刷範圍之關係

圖 7.36~圖 7.39 分別為不同保護工法下，墩徑比 0.4 和 0.7 之非均勻橋墩於三種相對水流強度($V/V_c = 0.95$ 、1.1、1.25)時之無因次相對基礎沖刷長度及寬度關係圖，圖中是以橋基迎水面寬度($D^* = 5\text{cm}$)為 y 軸之尺度無因次化，其中 x 軸為為相對水流強度(V/V_c)，y 軸分別為無因次相對基礎沖刷長度(x/D^*)及無因次相對基礎沖刷寬度(w/D^*)。經綜合比較顯示，於不同試驗流量下，不論墩徑比為 0.4 或 0.7，其橋墩沖刷坑範圍由小至大依次為橋墩開口工法>格籠工法>無保護措施 >砂腸袋工法，另潛堰固床工工法與透水混凝土塊工法因其沖刷坑範圍受到工法阻隔，故不予比較。砂腸袋工法沖刷範圍皆大於無工法，係因水流流經橋墩產生之向下射流受到砂腸袋消能作用，使水流能量往四處擴散造成淺層沖刷。其不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷長度及寬度如表 7-16 所示。

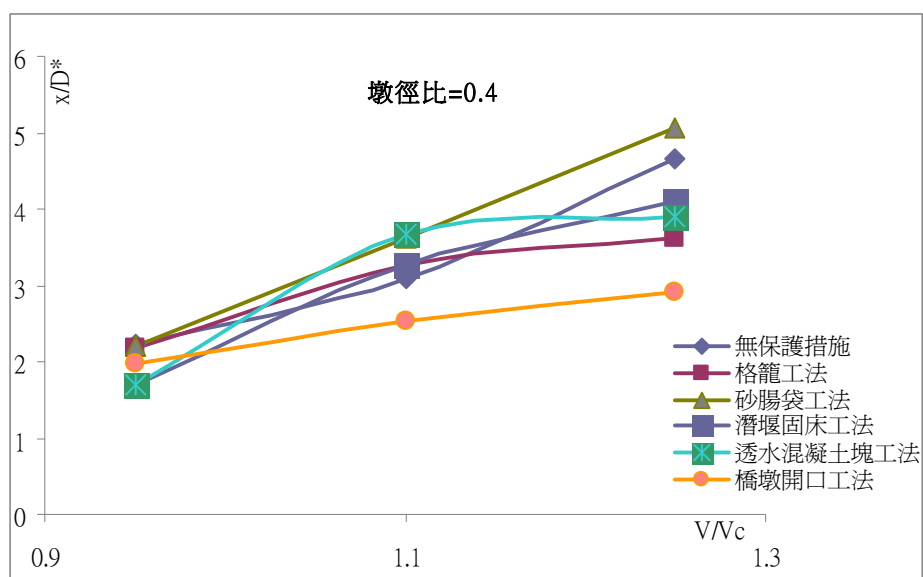


圖7.36 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷長度關係圖(墩徑比=0.4)

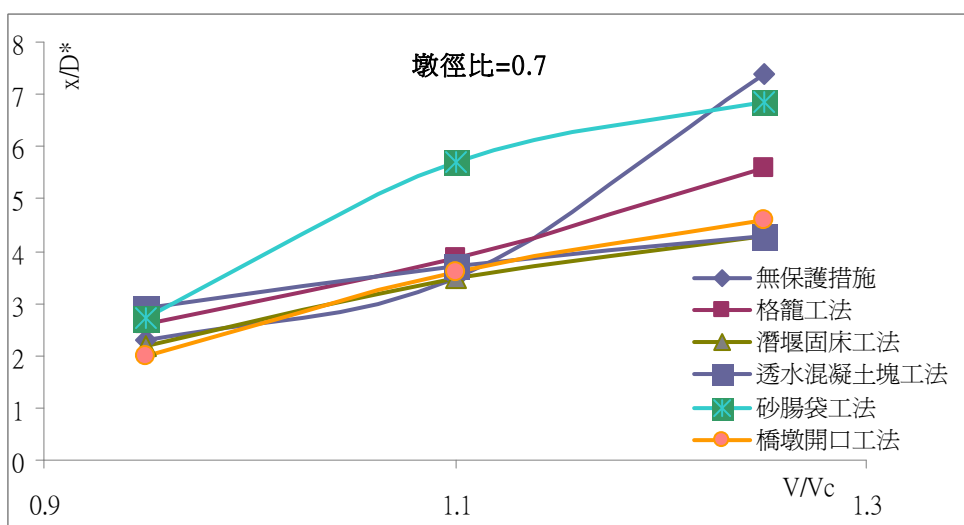


圖7.37 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷長度關係圖(墩徑比=0.7)

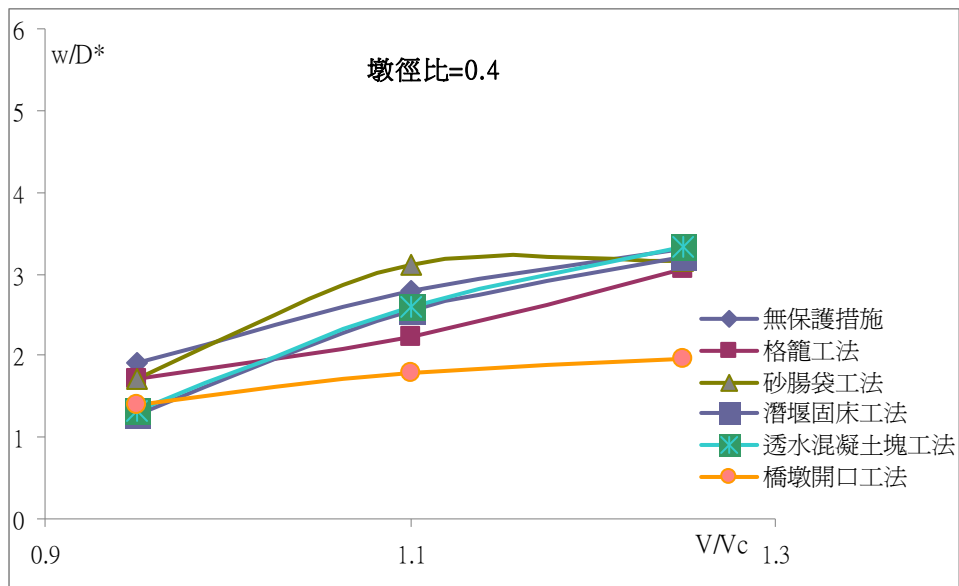


圖7.38 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷寬度關係圖(墩徑比=0.4)

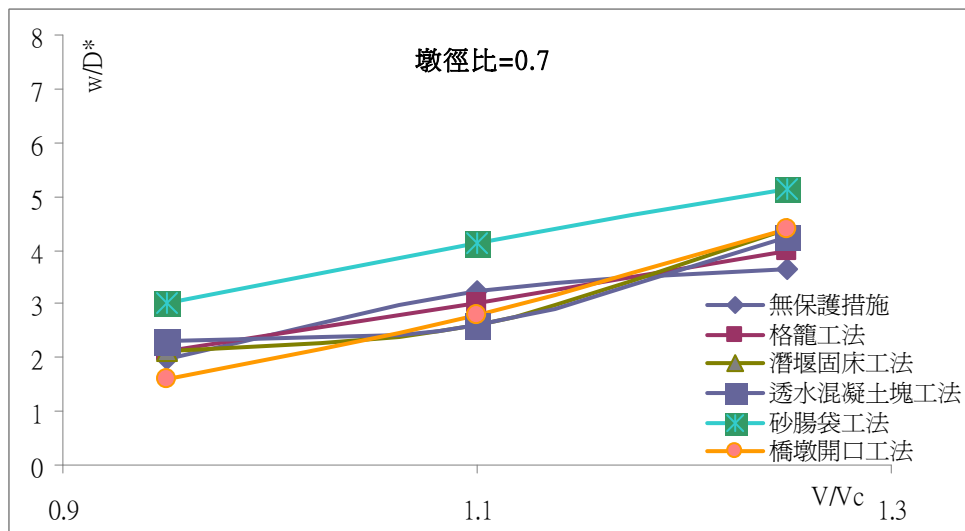


圖7.39 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷寬度關係圖(墩徑比=0.7)

表7-16 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷長度及寬度總表

工法種類	墩徑比	V/V _c = 0.95		V/V _c = 1.1		V/V _c = 1.25	
		x/D*	w/D*	x/D*	w/D*	x/D*	w/D*
無保護措施	D/D* = 0.4	2.24	1.90	3.10	2.80	4.66	3.31
	D/D* = 0.7	2.30	1.96	3.50	3.22	7.38	3.64
格籠工法	D/D* = 0.4	2.18	1.72	3.26	2.24	3.62	3.06
	D/D* = 0.7	2.60	2.12	3.86	3.00	5.60	4.00
砂腸袋工法	D/D* = 0.4	2.20	1.72	3.62	3.10	5.06	3.16
	D/D* = 0.7	2.70	3.00	5.72	4.12	6.86	5.12
潛堰固床工工法	D/D* = 0.4	1.70	1.28	3.26	2.54	4.10	3.20
	D/D* = 0.7	2.20	2.12	3.50	2.60	4.30	4.40
透水混凝土塊工法	D/D* = 0.4	1.70	1.32	3.68	2.60	3.90	3.32
	D/D* = 0.7	2.90	2.32	3.70	2.62	4.30	4.24
橋墩開口工法	D/D* = 0.4	1.98	1.40	2.54	1.78	2.90	1.96
	D/D* = 0.7	2.00	1.60	3.60	2.80	4.60	4.40

7.5 渠槽試驗成果沖刷公式之修正

由上述之分析結果可發現橋墩沖刷深度與橋基迎水面寬度、底床質粒徑、水深及墩徑比呈現一定關係，將其結果進行回歸分析，推求各因子與沖刷深度之關係，獲得以下回歸式：

$$\frac{d_s}{d_{50}} = 130 \left(\frac{h}{D^*} \right)^{9.02} \left(\frac{D}{D^*} \right)^{1.84}, R^2 = 0.81 \quad (7-1)$$

式中； d_s 為沖刷深度(cm)； d_{50} 為河床質中值粒徑(cm)； h 為墩前水深(cm)； D^* 為橋基迎水面寬度(cm)； D 為橋墩直徑(cm)。

由迴歸分析結果得知，在固定橋基墩徑下，水深、橋墩直徑與沖刷深度呈現正比關係，即前兩者之值越大，橋墩沖刷深度越大，惟此經驗公式仍需透過現地沖刷實測資料，相互驗證。

7.6 保護工法適用性評估

本節將針對格籠工法、砂腸袋工法、潛堰固床工工法、透水混凝土塊工法及橋墩開口工法試驗成果進行適用性評估，惟本次試驗皆為不加砂之沖刷試驗且不考慮水流攻角、石頭或漂流木及工法損壞影響下，評估保護工法之保護效果、經濟性、施工難易度及耐久性等，其各評估項目評估成果分述如下：

1. 保護工法保護效果評估

依據上節保護工法渠槽試驗成果顯示，假設工法皆無損壞之情況下，其工法保護效果依序為砂腸袋工法、橋墩開口工法、格籠工法、透水混凝土塊工法、潛堰固床工工法，惟橋墩開口將造成橋墩強度下降，故需增加墩徑將使實際之防沖刷效果，恐較本次試驗數值差。

2. 保護工法經濟性評估

保護工法經濟性評估主要依據保護工法之經費預估，其中橋墩開口工法係屬新建橋墩，故費用最高，其次依序為潛堰固床工工法、透水混凝土塊工法、格籠工法、砂腸袋工法。

3. 保護工法施工難易度評估

本項目主要考量現地施工難易度，由於橋墩開口工法係屬新建橋墩，故難度最高，其次依序為潛堰固床工工法、透水混凝土塊工法、格籠工法、砂腸袋工法。

4. 保護工法耐久性評估

保護工法耐久性評估則考量材料特性，以可抗沖蝕及抗磨損為主要考量因素(耐用年限)，因潛堰固床工工法係以鋼筋混凝土製成，其穩定性與耐久性最佳，其次依序為橋墩開口工法、透水混凝土塊工法、格籠工法、砂腸袋工法。

經由上述評估成果，砂腸袋工法較適用於海堤或低流速的堤防

護岸，橋墩開口工法不適用於既有橋梁，潛堰固床工係全斷面結構，非本計畫探討的保護工法。故水工模型試驗採用蛇籠工法測試。

7.7 石塊衝擊力試驗

7.7.1 試驗目的

土石流衝擊力係指橋墩上游面遭土石流直接撞擊之力量，可分為流體衝擊力和巨礫衝擊力兩種，巨礫衝擊力是屬點的衝擊，為評估混凝土材料的耐撞程度，與混凝土強度和厚度相關，而與橋墩整體安定性無關。然而，前人所推導土石流巨礫撞擊力公式，可瞭解到皆由碰撞理論(完全彈性碰撞)所導出，惟橋墩因衝擊發生結構破壞係不符合彈性碰撞假定，故研擬石塊衝擊力試驗規劃，並建置試驗儀器，求得非彈性碰撞下之衝擊力公式，最後利用由各頻率年之流速，推算可攜帶粒徑大小，推算橋墩承受之巨礫撞擊。石塊衝擊試驗目的說明詳如

圖 7.40 所示。

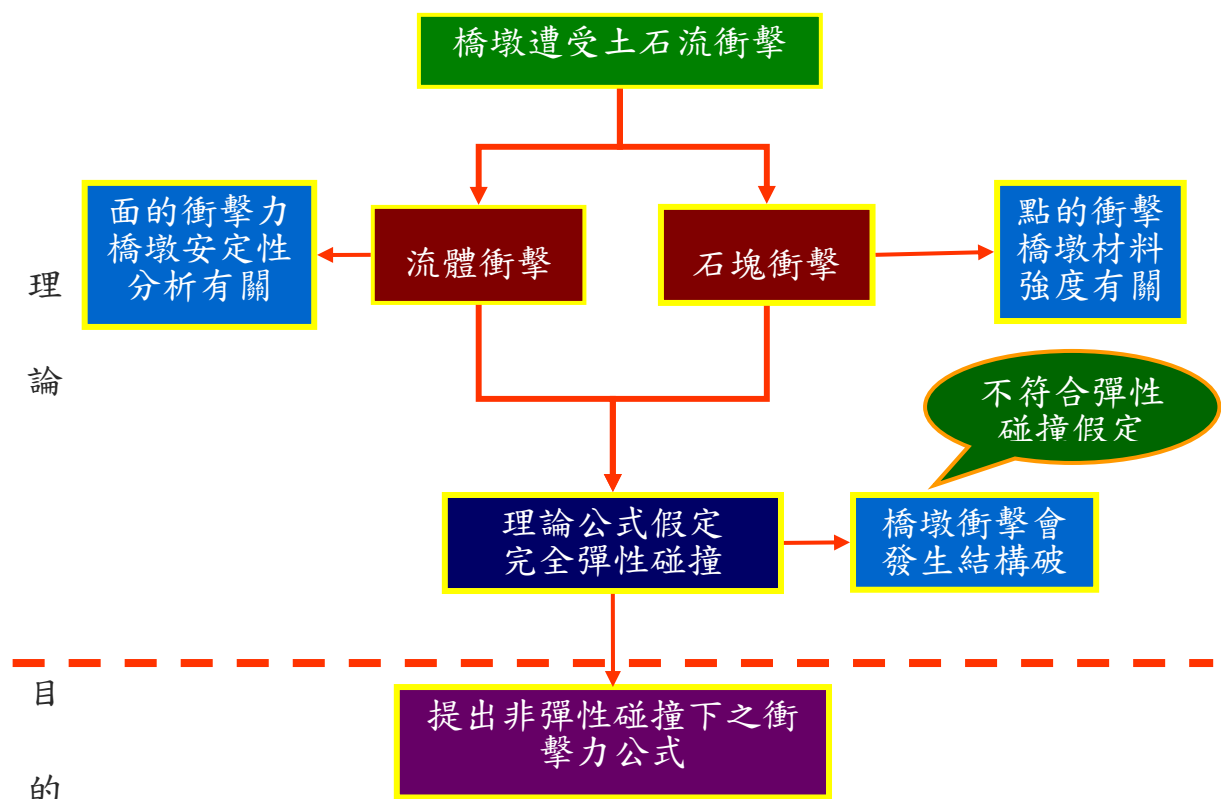


圖 7.40 石塊衝擊試驗目的說明圖

7.7.2 試驗配置

利用自由落體原理，將石塊提高至一定高度，以位能轉換成動能撞擊荷重計，試驗配置如圖 7.41 所示。

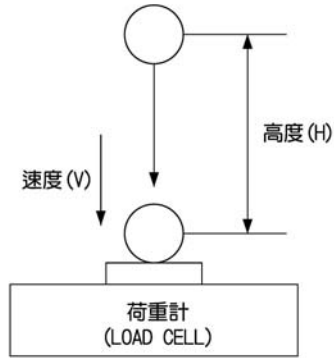


圖7.41 石塊衝擊力試驗配置圖

7.7.3 試驗成果

由前人所推導土石流石塊撞擊力公式，其公式結構皆包含撞擊速度與石塊粒徑，故本次石塊撞擊試驗係分別採用 0.1m、0.15m、0.2m、0.25m 四種石塊粒徑，並以 1.4m/s、2.4 m/s 及 3.1 m/s 速度撞擊荷重計，成果如表 7-16 所示。

表7-17 石塊衝擊力試驗成果表

石塊衝擊力 (ton)	石塊撞擊速度 (m/s)	石塊粒徑 (m)
0.20	1.4	0.1
0.40	1.4	0.15
0.80	1.4	0.2
1.30	1.4	0.25
0.40	2.4	0.1
0.90	2.4	0.15
1.60	2.4	0.2
2.50	2.4	0.25
0.50	3.1	0.1
1.20	3.1	0.15
2.20	3.1	0.2
3.20	3.1	0.25

由上表之試驗結果將其進行回歸分析，推求各因子與衝擊力之關係，獲得以下回歸式：

$$P_d = 1.39 U_d^{1.23} D_E^{2.03} \quad (7-2)$$

式中； P_d 為石塊衝擊力(ton)； U_d 為石塊撞擊速度(m/s)； D_E 為石塊粒徑(m)。

由迴歸分析結果得知，石塊衝擊力與石塊撞擊速度、石塊粒徑呈現正比關係，即前兩者之值越大，石塊衝擊力越大，惟前端係數會依現地土石流情況而有所不同。

第八章 水工模型試驗範圍選定及相似率計算

8.1 模型範圍選定

本計畫以大甲溪為研究對象，其水工模型試驗範圍涵蓋「臺 1 線大甲溪公路橋」、「海線鐵路橋」與「第二高速公路橋」共 4 公里範圍做為研究河段，包含交通部公路總局、交通部臺灣鐵路局及交通部臺灣區國道高速公路局等三個橋管單位，其大甲溪試驗河段範圍如圖 8.1 所示。

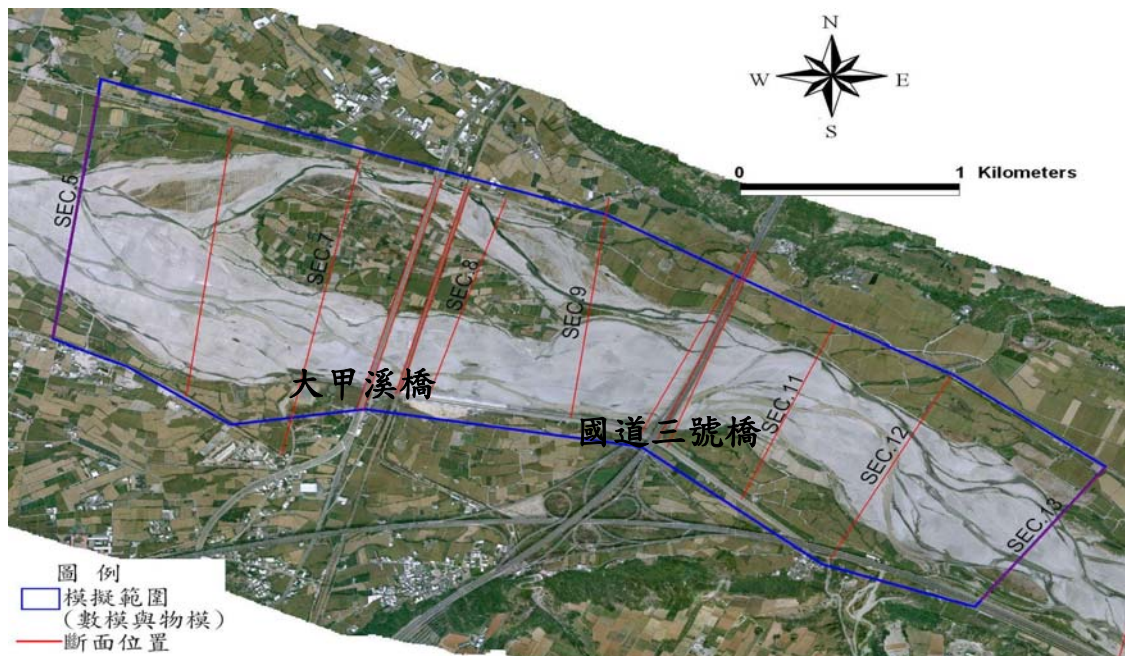


圖8.1 大甲溪試驗河段範圍圖

8.2 模型比尺選定

在確定模型平面比例尺時，既要考慮試驗水深必須大於 1.5cm，且試驗粒徑須大於 0.1mm，免得因薄層流或砂質顆粒因縮尺而小至粘粒，導致泥砂運動特性異於原型，必然影響模型試驗的準確度。因此，為較準確地研究河道底床泥砂沖淤變化，從而較真實地反映其沖刷深度，本模型與原體須滿足幾何相似及運動相似性外還必須滿足動力相似，由明渠水流現象，原體受慣性力及重力影響較其他因素(表面張力、

黏滯力及彈性力)顯著，故動力相似率以福祿數定律為基準，研擬其相關參數尺度分述如下：

1. 水平及垂直比尺

根據模型試驗場地大小，水平比例尺(L_r)和垂直比例尺(H_r)分別為：

$$L_r = \frac{L_m}{L_p} = \frac{1}{81} \quad (8-1)$$

$$H_r = \frac{H_m}{H_p} = \frac{1}{81} \quad (8-2)$$

式中， L_m 為模型平面尺度； L_p 為原型平面尺度； H_m 模型垂直尺度； H_p 原型垂直尺度。

2. 水流運動相似

按水流運動方程和連續方程，可得

(1)流速比尺(重力相似條件)

$$u_r = H_r^{1/2} = \frac{1}{9} \quad (8-3)$$

(2)水流時間比尺

$$t_r = L_r / u_r = \frac{1}{9} \quad (8-4)$$

上式表明模型放水試驗 1 小時，約為現場原型 9 小時。

(3)坡度比尺

$$S_r = H_r / L_r = 1 \quad (8-5)$$

(4)流量比尺

$$Q_r = L_r H_r^{3/2} = \frac{1}{59,049} \quad (8-6)$$

以大甲溪流域石岡壩下游各重現期距洪峰流量資料，換算本次水工模型試驗流量如下表 8-1 所示。然而本次試驗最大流量為 100 年重現期距洪峰流量為 10,300cms，模型洪峰流量為 0.174cms。

表8-1 各重現期距水工模型試驗洪峰流量表

重現期距(年)	2 年	5 年	10 年	20 年	25 年	50 年	100 年	200 年
現況洪峰流量 (cms)	2,600	4,500	5,900	7,300	7,570	8,900	10,300	11,500
模型洪峰流量 (cms)	0.044	0.076	0.100	0.124	0.128	0.151	0.174	0.195

資料來源：經濟部水利署

3. 糙率比尺(阻力相似條件)

$$n_r = H_r^{1/6} \left(\frac{H_r}{L_r} \right)^{1/2} = \frac{1}{2.08} \quad (8-7)$$

4. 雷諾數比

$$\text{Re}_r = \frac{\text{Re}_0}{\text{Re}_m} = \frac{V_r R_r}{\nu_r} = H_r^{\frac{3}{2}} = \frac{1}{729} \quad (8-8)$$

5. 河床質粒徑比尺

根據目前比較常用的臨界推移力公式，即

$$\frac{\tau_c}{\gamma_w (S_s - 1) D} = f_1 \left(\frac{u_* D}{\nu} \right) \quad (8-9)$$

式中， τ_c = 臨界起動剪應力 ($= \gamma_w h S_o$)； S_s = 比重。當 $R_{e*} = u_* D / \nu \geq 70$ 時， $f_1 \approx 0.05$ 。由於本試驗係在陡坡高速水流的狀況下進行，故顆粒剪力雷諾數 $R_{e*} \geq 70$ ，且因 $(\gamma_s)_r = (\gamma_s - \gamma_w)_r = 1$ ，故由上式可得推移質粒徑比尺為

$$(D_2)_r = H_r (S_o)_r = \frac{H_r^2}{L_r} = \frac{1}{81} \quad (8-10)$$

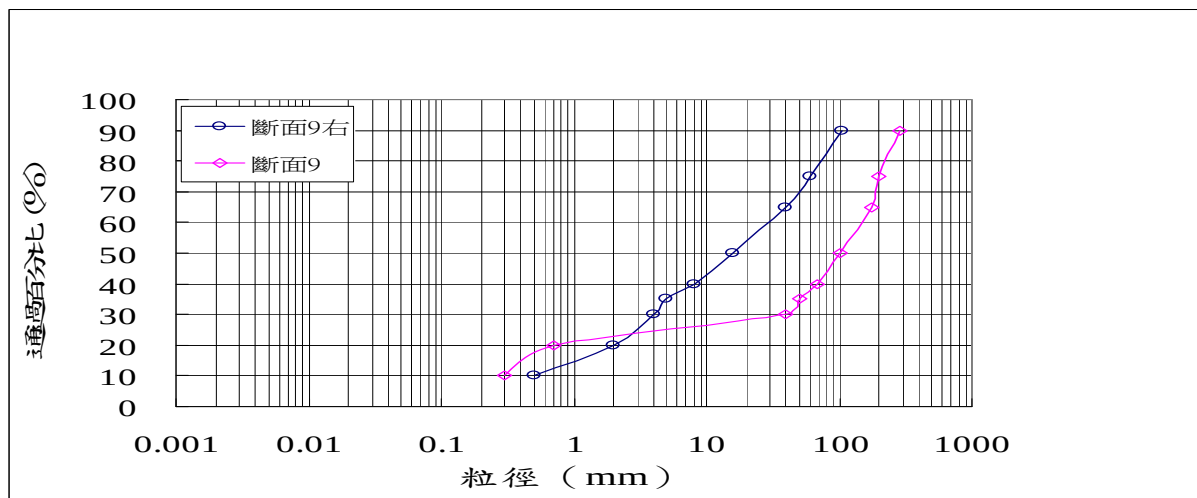
根據以上計算結果，其各項相關物理量比尺關係如表 8-2 所示。

表8-2 原體與模型間各物理量之比例關係

模 型 比 例	長 度	流 速	時 間	流 量	糙 率	雷諾數	河床質 粒徑
關係式	L_r	$L_r^{1/2}$	$L_r^{1/2}$	$L_r^{5/2}$	$L_r^{1/6}$	$L_r^{3/2}$	L_r
比 例	$\frac{1}{81}$	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{59,049}$	$\frac{1}{2.08}$	$\frac{1}{729}$	$\frac{1}{81}$

8.3 模型用砂

經由民國 72 年與 97 年河床質變化比較分析結果(詳第四章第六小節)，因大甲溪坡度陡、流速快，河床質粒徑並無明顯往下游粒徑越小之趨勢，故本計畫採用民國 97 年河床質採樣成果做為水工模型用砂之依據。根據水利署民國 97 年河床質採樣地點介於斷面 6 及斷面 12 之間，僅有斷面 9 河床質採樣資料，其河床質採樣點粒徑分布曲線圖詳如圖 8.2 所示。其臨界推移力法所推算之模型砂粒徑詳如表 8-3 所示



資料來源：經濟部水利署「大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(2/4)」，98.07

圖8.2 民國97年斷面9河床質粒徑分布曲線圖

表8-3 原體砂及模型砂粒徑比較表(單位：mm)

粒徑 砂樣	D ₁₀	D ₂₀	D ₃₀	D ₄₀	D ₅₀	D ₆₅	D ₇₅	D ₉₀
原體砂	0.3	0.7	40	68	100	175	200	290
臨界推移力法	0.004	0.009	0.49	0.84	1.23	2.16	2.47	3.58
模型用砂	0.21	0.33	0.52	0.83	1.25	2.07	2.76	4.04

由於本計畫係研究底床泥砂沖刷為主的動床模型，最主要須滿足泥砂運動的相似性。底床砂顆粒被水流沖起後可以懸浮和推移形態運動，分別遵循其相應之運動規律，惟對於有河中砂洲產生之多砂河段，其河道變化大多與推移質運移有關，即推移質主導河床變形。故本模型主要考慮推移質的影響，其懸浮質則忽略不計。

根據上述臨界推移力法求得模型用砂之粒徑，分別按其所佔原體停留百分比，繪成模型用砂之粒徑曲線，最後將粒徑以#4、#16、#30、#50、#100等篩號篩分析後，再依模型用砂之停留百分比混合均勻，做為試驗用河床質及加砂用，採用之模型用砂如表8-3及圖8.3。

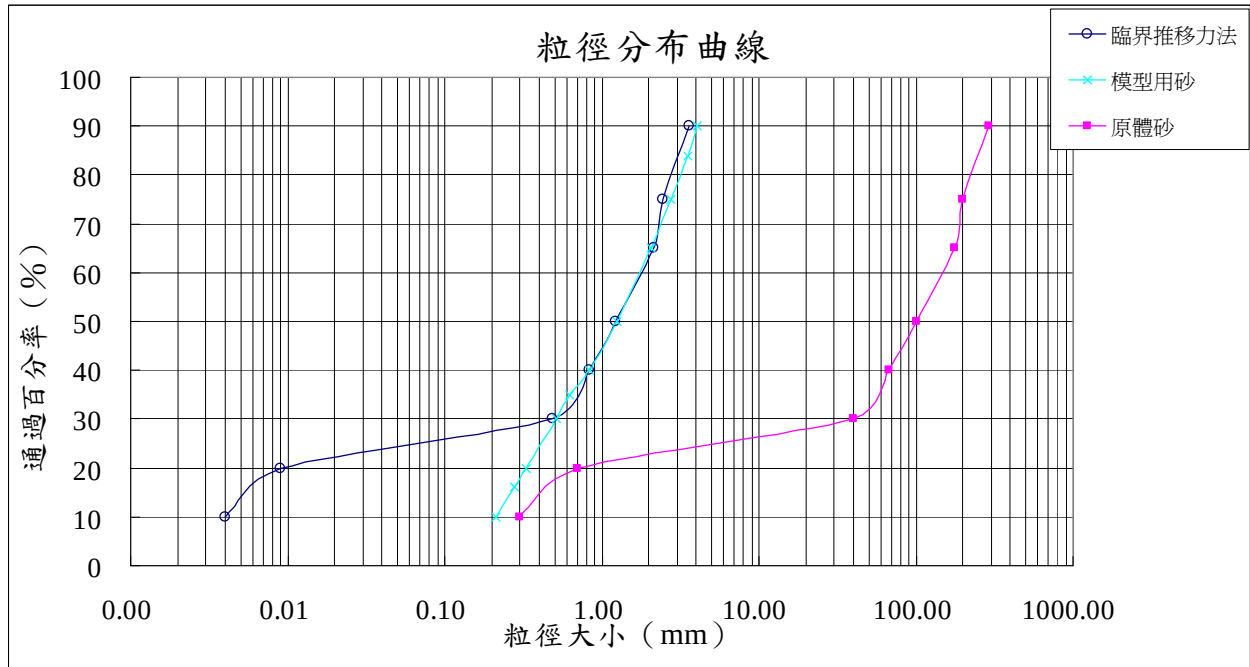


圖8.3 原體砂、臨界推移力法及模型用砂級配曲線圖

8.4 試驗渠槽與水工模型試驗室之規劃設計及監造

水工模型試驗主要在模擬大甲溪河段各重現期洪水量的河床沖淤變化情形，並擬定各種橋梁及河道保護工法或改良工法進行試驗，以探討各種工法或改良工法對於橋梁及河道穩定的改善情形。據此，本計畫按試驗場地、供水設備及使用材料等因素擬定具體之規劃及設計，其試驗渠槽與水工模型試驗室規劃及設計報告已於民國 98 年 12 月 24 日及民國 99 年 2 月 9 日通過交通部運輸研究所港灣技術研究中心審查。以下則針對試驗場棚現況、試驗場棚平面布置規劃及水工模型製作及規劃設計進行說明。

8.4.1 試驗場棚現況說明

本系統將設於交通部運輸研究所港灣技術研究中心第一試驗場棚，場棚內可試驗空間長 68.5m、寬 42.5m，試驗場棚空間現況如圖 8.4 所示。場棚外之蓄水池設有抽水機，最大抽水量為 0.2cms，其進水管路為 12 吋，惟此抽水機已不堪使用。場棚內部則設有斷面渠槽實驗設備(含造波機、移動式觀測平台、尾水路等)、平面海工試驗區(含堆積土砂、造波設備、試驗器材及試驗走道等)，其中斷面渠槽實驗設備應將造波機移除，原斷面渠槽磚牆亦全數拆除，其區域將設置水工模型整流槽；平面海工試驗區應將造波機全數移除，該區域內堆積土砂及磚牆一併清除，其區域將另做磚牆以區隔傾動渠槽(斷面渠槽)及水工模型試驗範圍；場棚東側走道則維持現狀，惟其走道下之觀測平台(原 7m 寬)需配合模型建置僅保留 2.5m 寬，其餘予以拆除。

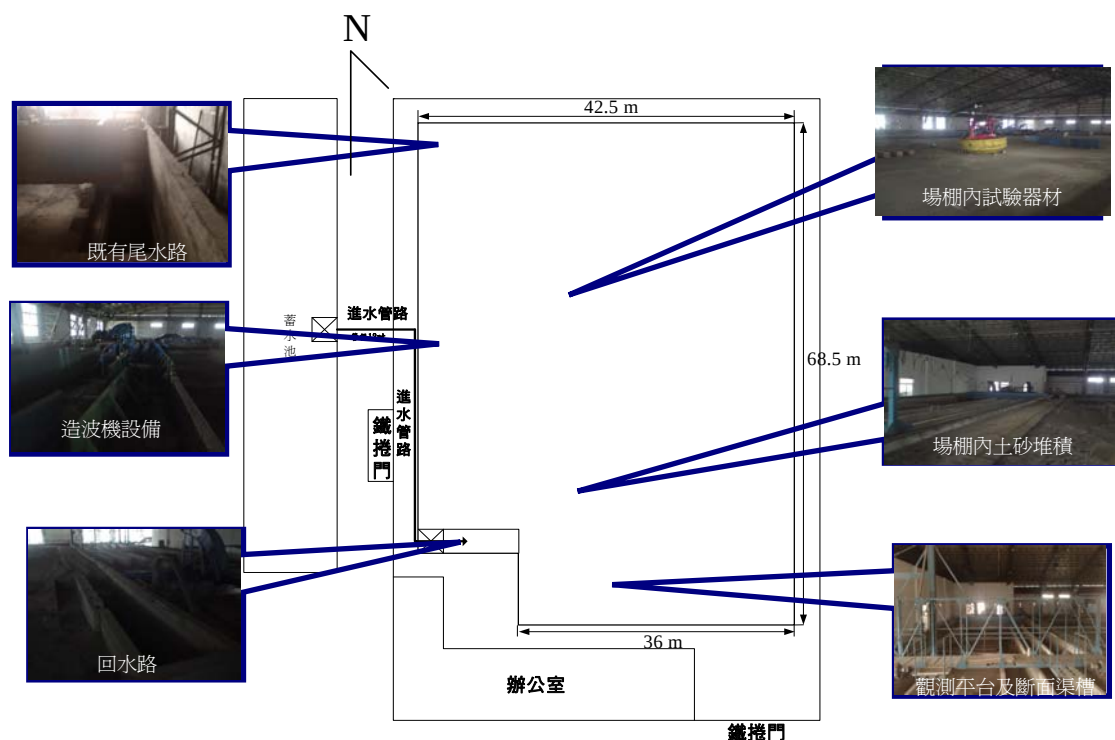


圖8.4 試驗場棚空間現況圖

8.4.2 試驗場棚平面布置規劃

本試驗設備系統建置包含抽水機及管路系統、傾動水槽系統、水工模型 1.2cms 定水頭箱、水工模型整流槽、手動可調蝶型尾水閘及供水、溢流、尾水、回水 14 吋管道溝系統及水工模型等 7 部分，其試驗場棚平面空間配置如圖 8.5 所示。其各試驗設備系統內容概述如下：

1. 抽水機及管路系統規劃

抽水機擬採用五組 $16\text{ m}^3/\text{min}$ (0.266cms) 低轉速(880rpm)低馬力低噪音抽水機(50HP×8P 三相 220V 大同或東元同等級馬達)，各大抽水機各自獨立安裝自動灌水系統，並以 5 支 14 吋供水管路管接入水工模型定水頭箱，而其中一支管分成二支各裝 12 吋和 14 吋蝶閘切換接入傾動水槽定水頭箱。機架平台上建蓋烤漆板屋，屋頂為弧形隔熱烤漆機焊製，烤漆板四面外牆，南北兩面各裝 1 個三尺百葉通氣窗，並裝兩支 40w 照明日光燈組。

2. 傾動水槽系統規劃

傾動水槽定水頭箱規劃不鏽鋼溢流堰消能靜水能力達 0.2cms，溢流水使用 14 吋 PVC 管接入原有回水池，並使用 PVC 管(12 吋×10mm)後接 2 支 8 吋管接軟管至傾動水槽。其傾動水槽內部長 15m、寬 80cm、深 80cm，流量以閘閥精密控制，水槽後方則設置磚牆靜水池及電動閘閥，以利回水及率定流量之用。

3. 水工模型定水頭箱規劃

水工模型定水頭規劃不鏽鋼溢流堰消能靜水能力達 1.2cms，溢流水全部流入原有回水池，全部使用不鏽鋼材料之消能整流設施，供水量由人機介面操控不鏽鋼閘閥，經不鏽鋼矩形導水箱流落。

4. 水工模型整流槽及手動可調蝶型尾水閥規劃

整流槽四面建置 1.2m 高磚牆，其內設置人機介面操控閘閥落水不鏽鋼消能靜水蓋箱，並於整流槽內設置流量率定閘閥。水工模型試驗尾水段則設置手動可調蝶型尾水閥以調整高度控制水位。

5. 供水、溢流、尾水、回水 14 吋管道溝系統規劃

場棚南北兩側原有水槽通往蓄水池之回水管基礎上開挖，全用 #4 鋼筋及 3000psi 預拌水泥依圖施工，而後上蓋活動 12mm 鋼板蓋板。

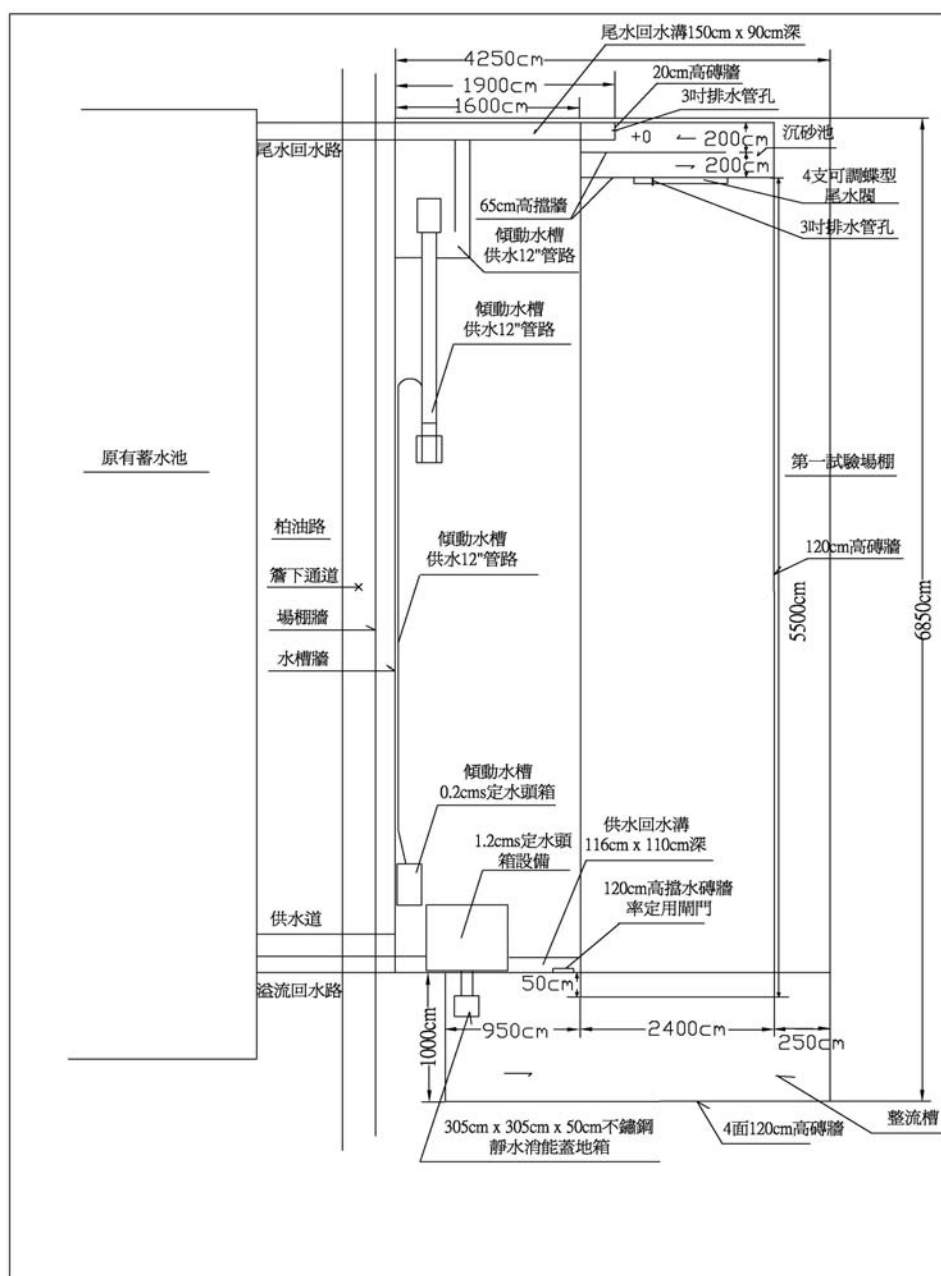


圖8.5 場棚試驗平面空間配置圖

6. 水工模型規劃

(1)水工模型四周磚牆(含整流槽)及平面放樣

本模型左右兩側護岸最大距離約 2,345cm，護岸最大高度約 100cm，試驗區長度約為 5,500cm，故選定本次水工模型製作場地以長 5,900 cm、寬 2,400cm 為界，並於預定試驗場地兩側及整流

槽四周建置 120cm 高磚牆(0.5B 磚牆)，磚牆以水泥砂漿粉刷。隨後依據模型水平比例尺 1/81，按地形圖各等高線，繪於地面相關位置上進行放樣，並依試驗需求區分為漸變段、試驗段及尾水段。

(2) 水工模型建置-漸變段

水工模型漸變段部分則設置溢流堰，其堰長度約 2,400cm、寬度為 50cm、溢流堰高度及形狀依本中心提供之實測地形測量資料製作，係為定床。溢流口處亦增設整流設施(蛇籠)，以穩定水流。其蛇籠係以 ST 鐵網(#2cm)包覆 8 分卵石，兩側以角鋼固定，長度與溢流堰同長、厚度為 4cm，高度 120cm。蛇籠示意圖如圖 8.6 所示。

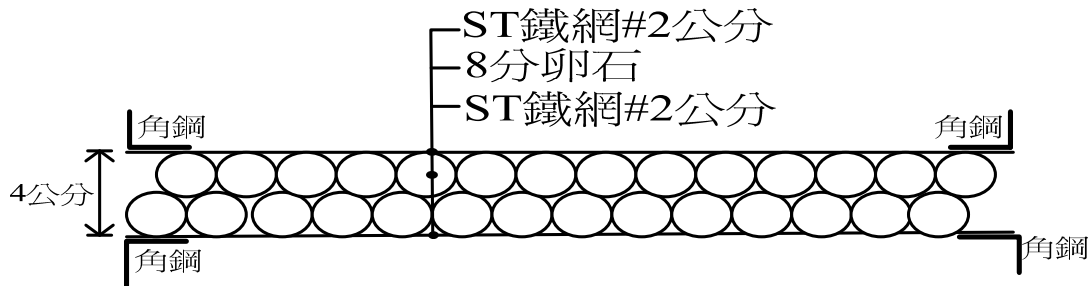


圖8.6 蛇籠示意圖

(3) 水工模型建置-試驗段

水工模型試驗段部分則根據水利署第三河川局於民國 97 年 3 月所量測之大甲溪水系大斷面測量資料，作為 HEC-RAS 之地形資料，再根據大甲溪河川治理計畫相關參數進行水理分析，估算 200 年重現期流量下之可能沖刷深度約為 7.41m(換算模型尺寸約為 9.15cm)。故本水工模型試驗以河道深槽以下可容許沖刷深度約 20m(換算模型尺寸約為 25cm)範圍內作為本次動床模型試驗區，其餘區域視為模型底座，係以砂作為填充物。另為防止模型試驗區尾端地形遭受水流入滲而坍塌，故於模型尾端之地形採用定床製作，其定床範圍長度為 50cm。

(4) 水工模型建置-尾水段

水工模型尾水段部分則設置手動可調蝶形尾水閘，以控制下游水位高度，其蝶形尾水閘上游設置一小型沉砂池，其長 300cm、寬則與河道同寬，以作為初步沉砂之用，尾水閘後則為大沉砂池，其長 2,400cm、寬 400cm，內部設置 65cm 高擋牆，並於沉砂池尾端設置 20cm 高磚牆與尾水回水溝銜接，其水工模型平面空間配置圖如圖 8.7 所示。

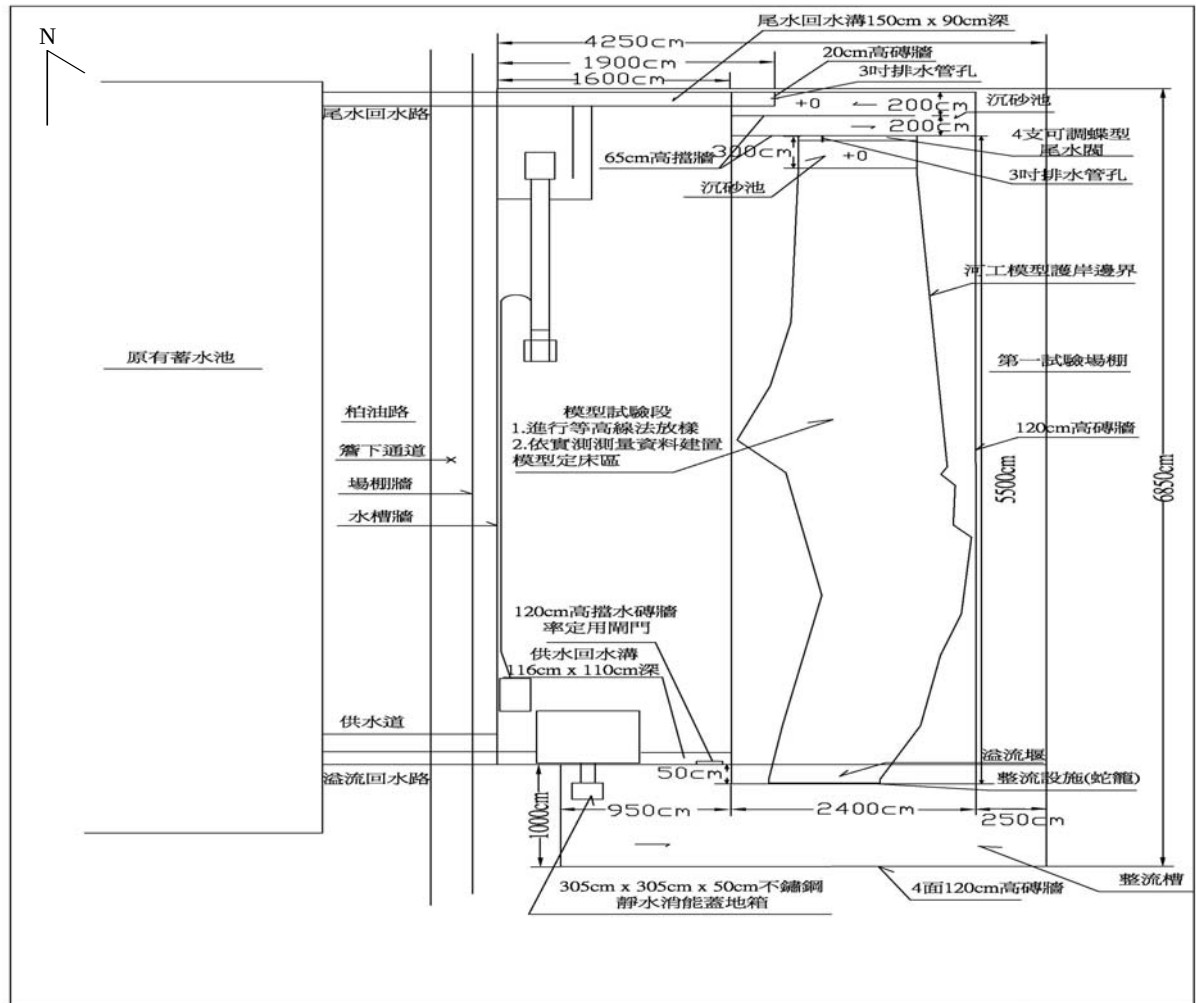


圖 8.7 水工模型平面空間配置圖

8.4.3 試驗場棚監造作業

試驗場棚監造項目包含抽水機及管路系統、傾動水槽系統、水工模型定水頭箱、水工模型整流槽及手動可調蝶型尾水閘、供水、溢流、尾水、回水 14 吋管道溝系統及水工模型，其試驗場棚監造過程記錄照

片詳如照片 8.1～照片 8.16 所示。



照片8.1 場棚內部清理及磚牆製作



照片8.2 既有設備移除



照片8.3 整流槽四周磚牆製作



照片8.4 尾水回水溝開挖作業



照片8.5 水工模型漸變段定床製作及
河道護岸磚牆製作



照片8.6 尾水路磚牆製作



照片8.7 高擋水磚牆率定用閘門製作



照片8.8 傾動水槽率定用沉砂池製作



照片8.9 傾動水槽組裝作業



照片8.10 水工模型底座砂石填充作業



照片8.11 西側磚牆補強作業



照片8.12 尾水回水溝完工



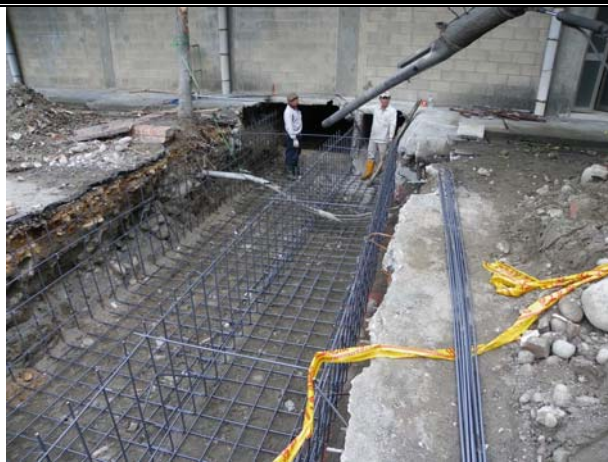
照片8.13 蓄水池清理作業



照片8.14 蛇籠製作



照片8.15 模型用砂鋪設



照片8.16 進水供水道及溢流回水路

第九章 水工模型預備與檢定試驗

依據前第八章水工模型試驗範圍選定及相似率計算之基礎布置下，本章進行水工模型預備與檢定試驗，試驗順序流程分別為試驗流量率定、變量流清水試驗 95 年 0609 豪雨流量及變量流加砂試驗 95 年 0609 豪雨流量，以下分述各項試驗目的、條件、過程及結果：

9.1 試驗流量率定

本試驗之流量係由定水頭箱上之閘閥所控制，水流從定水頭箱經由矩形管路送到整流槽中，利用整流槽水位上升高度計算水體體積，並除以所需時間推算流量。本試驗流量率定公式及流量率定曲線如下：

$$y = 0.0024x - 0.0063 \quad (9-1)$$

式中， y = 流量(cms)、 x = 矩型堰開口高度(mm)

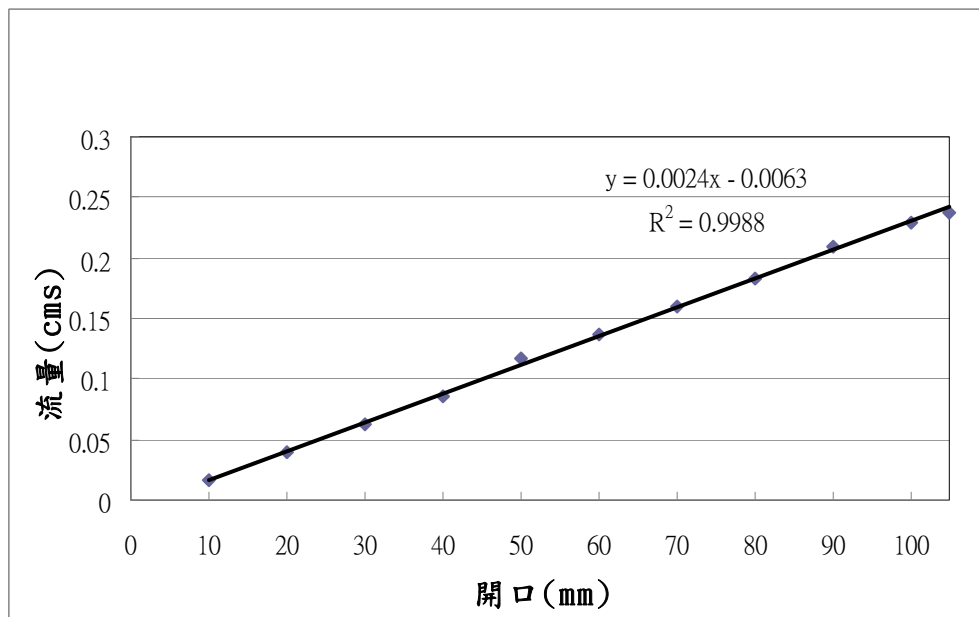


圖9.1 流量率定曲線圖

9.2 變量流清水試驗 95 年 0609 豪雨流量

1. 模型試驗目的

本項試驗主要目的是為了解以民國 94 年 11 月地形鋪設後，若發生 95 年 0609 豪雨流量下，通過各斷面及橋梁時在模型所呈現之水位是否會有漫淹至高灘地情況及了解清水流況下泥砂被沖走量體，作為估算加砂試驗之加砂量體，故先進行 95 年 0609 豪雨清水流量模擬。

2. 模型試驗條件

(1) 試驗前鋪設 94 年 11 月地形。

(2) 上游不加砂之變量流清水試驗，歷線與時間如圖 9.2 所示(現場時間平均約 23.4 小時、模型時間平均約 2.6 小時)。

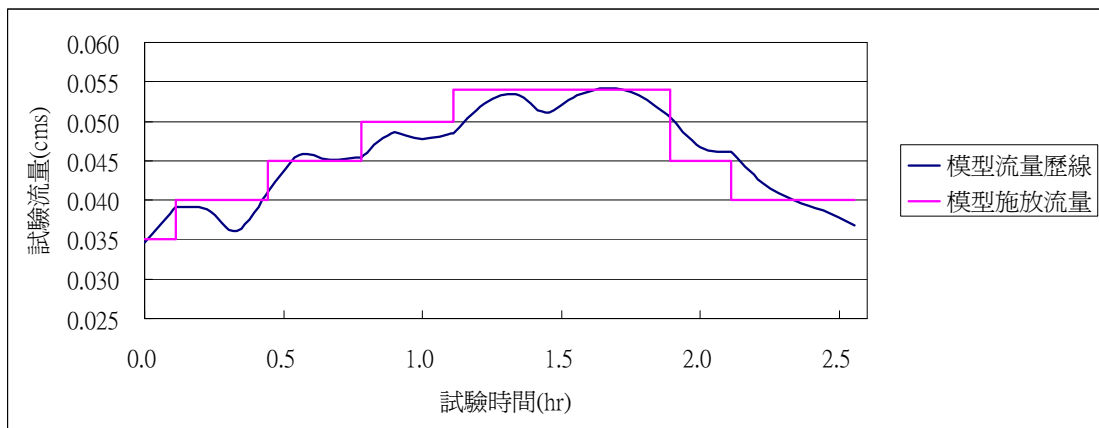


圖9.2 模型施放流量歷線圖

3. 模型試驗過程

模型試驗前先施放小流量濕潤河床，隨即上游施放相當於現場 95 年 0609 豪雨之清水流量，試驗結束時關閉上游流量。

4. 模型試驗結果

經統計清水試驗收砂量約 1800 公斤。

9.3 變量流加砂試驗 95 年 0609 豪雨流量

1. 模型試驗目的

本項試驗主要目的是為了解以民國 94 年 11 月地形鋪設後，若發生 95 年 0609 豪雨流量下，檢驗通過臺 1 線大甲溪橋梁時所呈現水位是否會與歷史紀錄相吻合，且同時了解歷年沖刷較嚴重區段是否能由模型反應。然而本次試驗主要採取水位作為檢定項目，係因水位變化係由流體力及摩擦阻力等綜合作用下轉化而成，且又有實測資料可供比對，故進行 95 年 0609 豪雨加砂流量模擬，並量測水位資料。

2. 模型試驗條件

- (1)試驗前鋪設 94 年 11 月地形。
- (2)上游加砂之變量流試驗，其流量歷線與前項清水試驗相同。
- (3)模型上游 2.6 小時加砂量約 1800 公斤(參考前次清水試驗收砂量約 1800 公斤)。

3. 模型試驗過程

模型試驗前先施放小流量濕潤河床，隨即上游施放相當於現場 95 年 0609 豪雨之清水流量，並量測臺 1 線大甲溪橋左岸深槽水位高程，待試驗結束時關閉上游流量。水位量測前先以水準儀量測橋面高程，並以橋面高程作為基準點，利用電子式高度計量測水面高程，其過程詳見照片 9.1~9.2 所示。



照片9.1 水準儀量測橋面高程照片



照片9.2 電子式高度計量測水位照片

4. 模型試驗結果

試驗水位量測結果詳如圖 9.3 所示，模擬 95 年 0609 豪雨之加砂流量，檢驗通過臺 1 線大甲溪橋時，在模型所呈現平均水位約為 47.59 公分，與歷史紀錄相差 1.05 公分(實測水位依模型率換算之平均水位約為 48.64 公分)，本次試驗收砂量約 2,100 公斤。

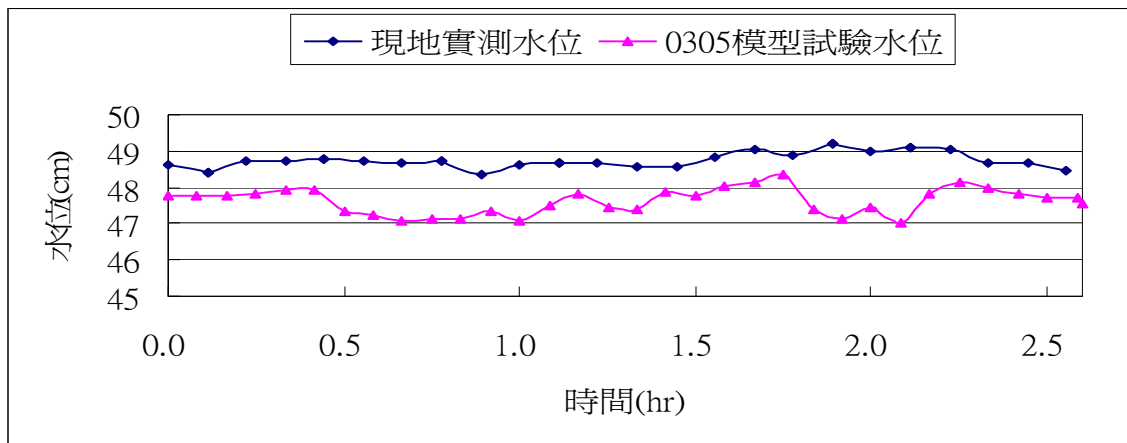


圖9.3 現地實測水位與模型試驗水位比較圖(3月5日)

因試驗水位與歷史紀錄誤差甚大，故進行試驗水位量測斷面局部加糙(粒徑從新篩分析級配)，其試驗水位量測結果詳如圖 9.4 所示，在模型所呈現平均水位約為 47.73 公分，與歷史紀錄相差 0.91 公分(實測水位依模型率換算之平均水位約為 48.64 公分)，本次試驗收砂量約 2,150 公斤。雖水位誤差有縮小情況，但效果仍不顯著。

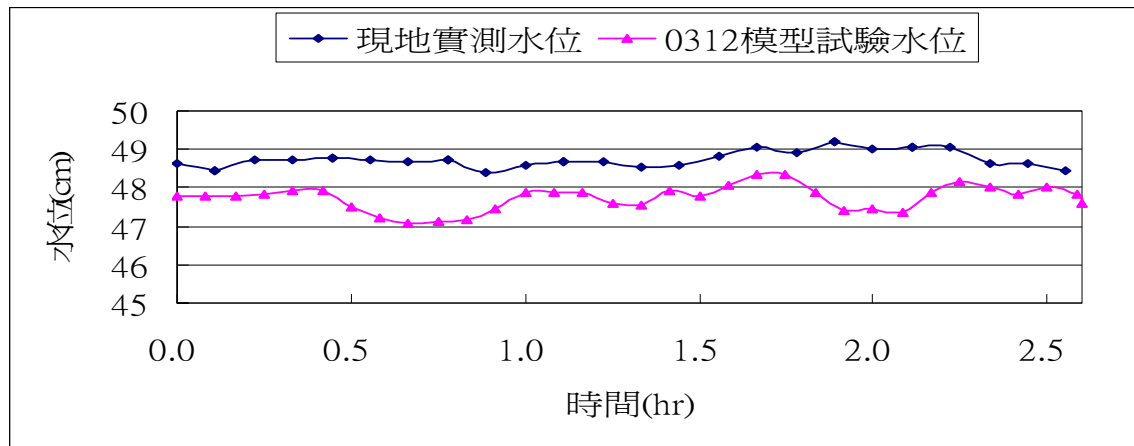


圖9.4 現地實測水位與模型試驗水位比較圖(3月12日)

有鑒於無法針對所有斷面進行加糙，且經由前兩次試驗之收砂量皆大於 1,800 公斤，由此可見因加砂量不足造成下游沖刷嚴重，使得水位誤差無顯著縮小，故本次試驗條件之加砂量提高為 2,250 公斤，並考慮整體滲流量約 0.05cms 下，即提高試驗流量 0.05cms，其試驗水位量測結果詳如圖 9.5 所示，在模型所呈現平均水位約為 48.52 公分，與歷史紀錄接近(實測水位依模型率換算之平均水位約為 48.64 公分)，本次試驗收砂量約 2,400 公斤。

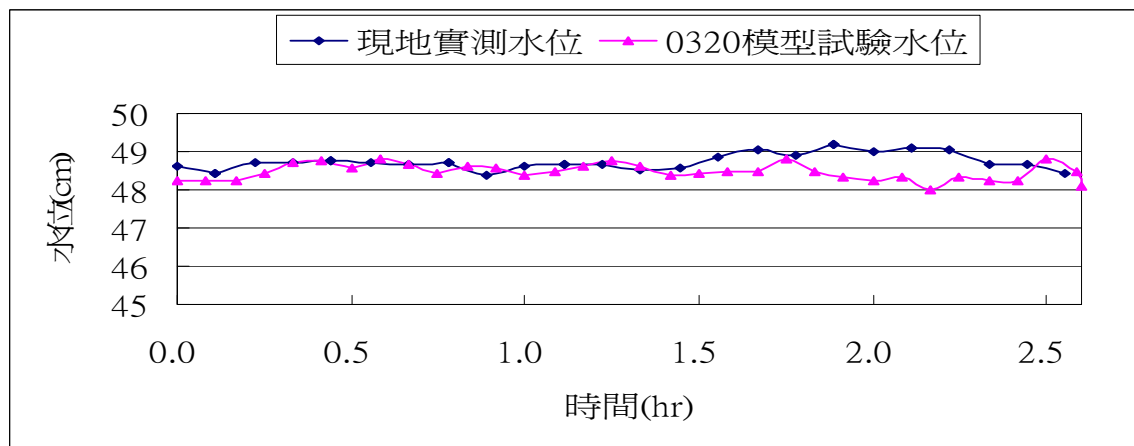


圖9.5 現地實測水位與模型試驗水位比較圖(3月20日)

為求慎重起見，重覆上次試驗條件，惟加砂量提高至 2,400 公斤，其試驗水位量測結果詳如圖 9.6 所示，在模型所呈現平均水位約為 48.50 公分，與歷史紀錄接近(實測水位依模型率換算之平均水位約為 48.64 公分)，本次試驗收砂量約 2,600 公斤。

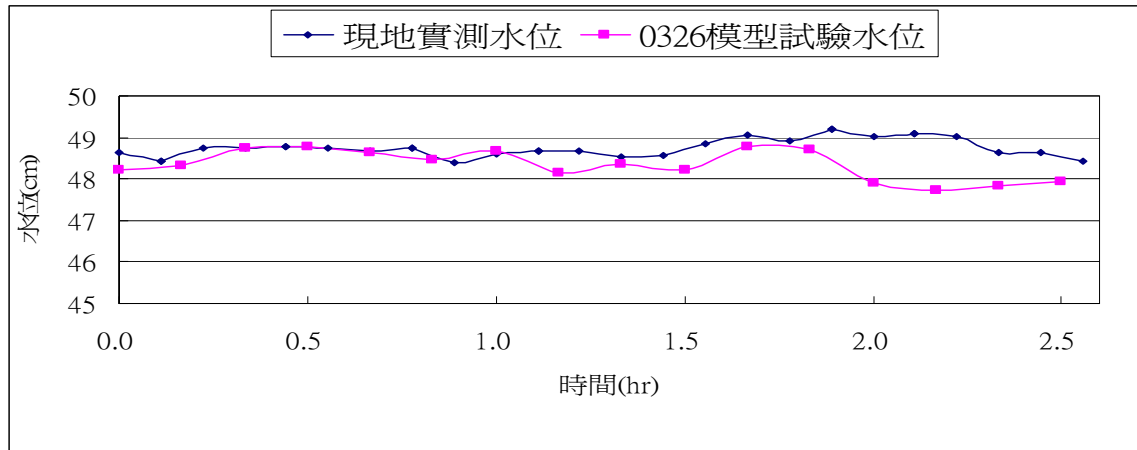


圖9.6 現地實測水位與模型試驗水位比較圖(3月26日)

此外，現地因河中砂洲之影響，流路分為兩股，其試驗結果與實際流路相似，其模型試驗流路與現地流路比較圖詳如圖 9.7 所示。

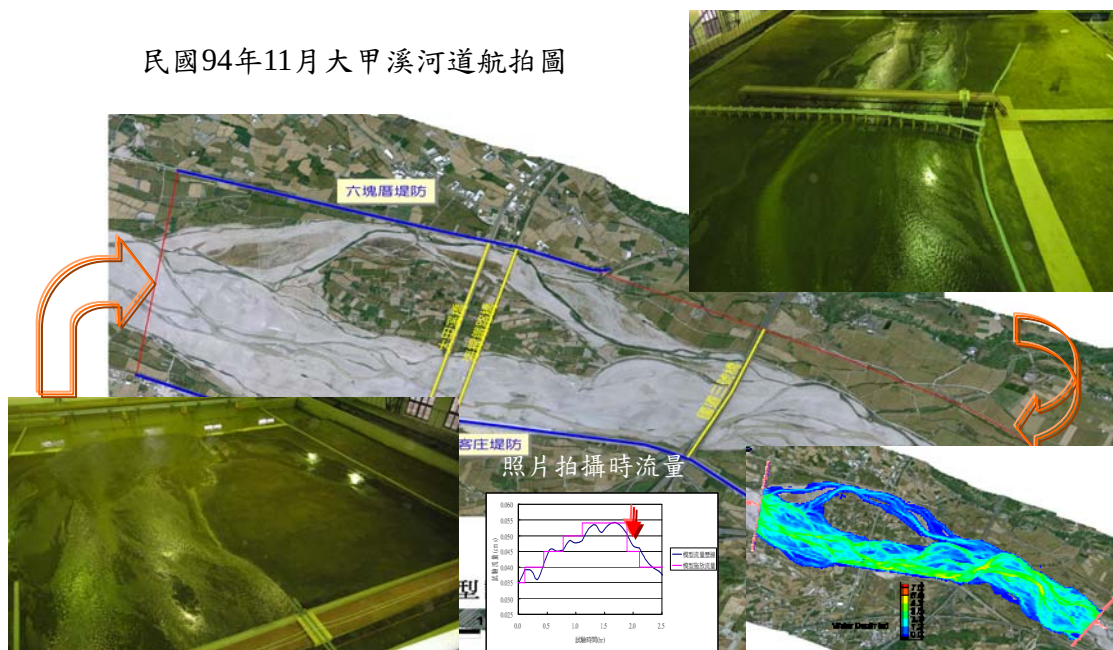
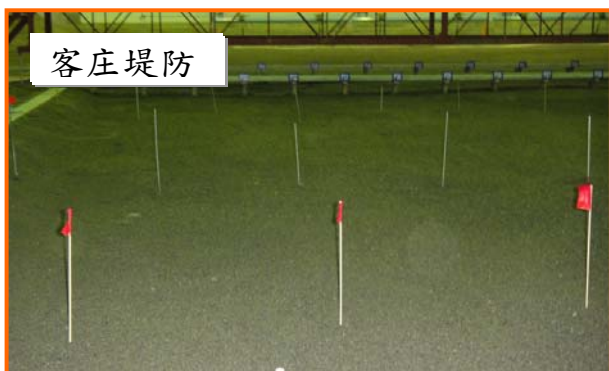


圖9.7 模型試驗流路與現地流路比較圖

另外，模型沖刷深度較嚴重區段位置為客庄堤防邊坡沖刷，其試驗結果與實際沖刷區段一致，其模型客庄堤防試驗前後照片詳如照片 9.3~9.4 所示，且水工模型試驗河中砂洲邊界坐落於海線鐵路橋 22~21 號橋墩位置，其試驗與實際相符(詳圖 9.8 所示)。



照片9.3 水工試驗前客庄堤防照片



照片9.4 水工試驗後客庄堤防照片



河中砂洲邊界坐落於海線鐵路橋22~21號橋墩位置，試驗與實際相符



圖9.8 水工模型試驗河中砂洲邊界與現地邊界比較圖

第十章 河道及橋墩保護工法方案試驗

本項試驗主要目的是為了解以民國 99 年 7 月實測地形鋪設後，改變臺 1 線大甲溪橋上下游地形(砂洲疏濬 300 米與階梯式斷面法)，以不同重現期距(2 年、10 年、20 年、50 年與 100 年)檢驗通過臺 1 線大甲溪橋及海線鐵路橋沖刷深度與流路變化，研判可能沖刷較嚴重區段及位置後，鋪設蛇籠工法比較其工法效益。

10.1 方案一:砂洲疏濬 300m 定量流加砂試驗

1. 模型試驗條件

- (1)試驗前鋪設 99 年 7 月地形。
- (2)上游施放相當於現場 2 年、10 年、20 年、50 年與 100 年之重現期距流量，其加砂量分別為 150 公斤、550 公斤、750 公斤、1000 公斤、1200 公斤，共進行 5 組試驗。
- (3)模型試驗時間為 0.5 小時。

2. 模型試驗過程

模型試驗前先施放小流量濕潤河床，隨即於上游施放相當於現場 2 年、10 年、20 年、50 年與 100 年之重現期距流量，待試驗結束關閉上游流量後，量測各橋橋墩沖刷深度以及模型斷面地形，了解各橋墩沖刷深度與流路變化趨勢。

3. 模型試驗結果

(1)沖刷深度分析

臺 1 線大甲溪橋與海線鐵路橋各重現期橋墩最大沖刷深度與經驗公式估算之沖刷深度比較詳如表 10-1 所示，其成果說明如下：

①當重現期距為 2 年、10 年、20 年、50 年與 100 年時，臺 1 線大

甲溪橋發生最大沖刷深度橋墩分別為 P21、P22、P23、P21、P20，最大沖刷深度分別為 2.96m、2.40m、2.96m、6.32m、6.24m。

②當重現期距為 2 年、10 年、20 年、50 年與 100 年時，海線鐵路橋發生最大沖刷深度橋墩分別為 P23、P27、P27、P26、P22，最大沖刷深度分別為 3.92m、4.64m、4.40m、4.56m、4.48m。

表10-1 各重現期距最大沖刷深度與經驗公式比較表

臺 1 線大甲溪橋，局部沖刷深度(m)									
重現期	橋墩編號	水工試驗 沖刷深度(m)	修正 CSU 公式	沈學汶 公式	Laursen 公式	Inglis 公式	Melville 公式	Neill 公式	沖刷公式 平均值
2	P21	2.96	2.33	6.38	3.20	6.99	5.83	5.43	5.03
10	P22	2.40	3.17	8.00	4.00	10.28	7.28	6.20	6.49
20	P23	2.96	3.42	8.48	4.20	11.37	7.70	6.41	6.93
50	P21	6.32	3.69	8.99	4.50	12.57	8.16	6.64	7.43
100	P20	6.24	3.88	9.36	4.60	13.44	8.46	6.78	7.75
海線鐵路橋，局部沖刷深度(m)									
重現期	橋墩編號	水工試驗 沖刷深度(m)	修正 CSU 公式	沈學汶 公式	Laursen 公式	Inglis 公式	Melville 公式	Neill 公式	沖刷公式 平均值
2	P23	3.92	2.29	6.30	3.30	6.93	5.94	5.49	5.04
10	P27	4.64	3.00	7.81	4.00	10.02	7.37	6.25	6.41
20	P27	4.40	3.21	8.23	4.30	11.00	7.80	6.46	6.83
50	P26	4.56	3.44	8.69	4.50	12.08	8.25	6.68	7.27
100	P22	4.48	3.61	9.01	4.70	12.86	8.56	6.83	7.60

圖 10.1 與圖 10.2 分別為臺 1 線大甲溪橋與海線鐵路橋各重現期橋墩最大沖刷深度與經驗公式比較圖，圖中顯示，以各種經驗公式估算各重現期沖刷深度皆隨著重現期增大，沖刷深度變化將趨於穩定，其試驗結果亦同，且本試驗所量測最大沖刷深度大多落在各種經驗公式範圍內，少數較經驗公式低，推測與流路變為多股有關。此外，本次試驗結果亦與各種經驗公式相互比較，試驗值與 Laursen 公式計算值較為接近，惟此經驗公式之適用性仍需透過現地沖刷實測資料，相互驗證。

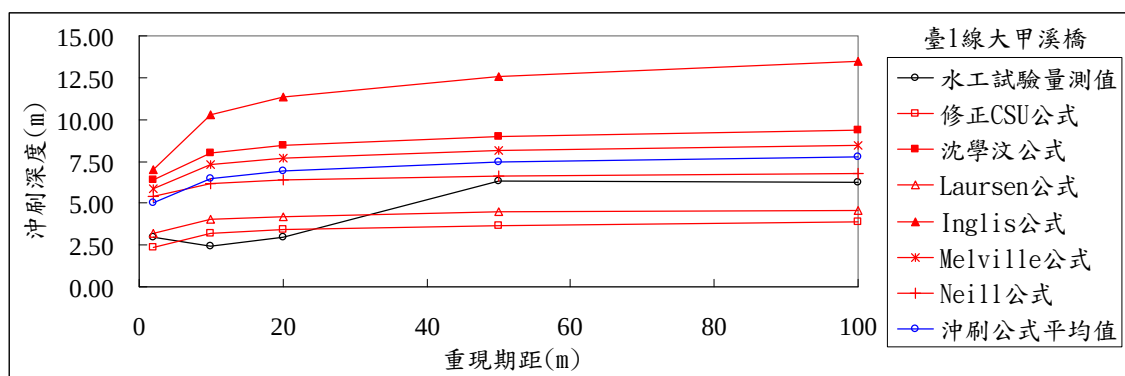


圖10.1 臺1線大甲溪橋各重現期距最大冲刷深度與經驗公式比較圖

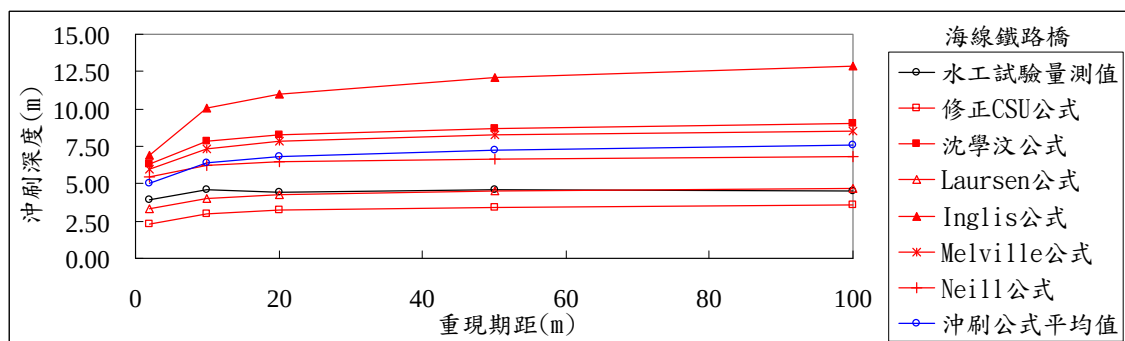


圖10.2 海線鐵路橋各重現期距最大冲刷深度與經驗公式比較圖

(2)流路分析

各重現期距流路綜合比較詳如圖 10.3 所示，由圖可歸納以下結果：

- ①各重現期流路並無一定規律。
- ②2 年重現期流路有偏向右岸之趨勢。
- ③10 年重現期主深槽分成兩股，導致臺 1 線大甲溪橋冲刷深度較 2 年重現期來的淺。
- ④20 年重現期主深槽分成兩股，導致臺 1 線大甲溪橋冲刷深度與 2 年重現期相當。
- ⑤50 年與 100 年重現期僅有一股較明顯之主深槽，流路較趨中且相近。



圖10.3 各重現期距流路綜合比較圖

(3)保護效益分析

由本次試驗結果得知，經由砂洲疏濬後，各重現期流路並無一定規律，但臺1線大甲溪橋與海線鐵路橋於100年重現期距下最大沖刷深度分別為6.24m與4.48m，皆屬於安全範圍內，且經由河中砂洲邊緣清淤，使得通水斷面增加，流速降低下，可有效改善客庄堤防易遭洪流沖刷之現況(詳如照片10.1)，故以本方案(砂洲疏濬300m)已兼顧保護橋梁與護岸之安全。



照片10.1 100年重現期砂洲疏濬300m方案退水後照片

10.2 方案二:砂洲疏濬 300m+蛇籠工法定量流加砂試驗

1. 模型試驗條件

- (1)試驗前鋪設 99 年 7 月地形。
- (2)上游施放相當於現場 50 年之重現期距流量，其加砂量為 1000 公斤。
- (3)於臺 1 線大甲溪橋與海線鐵路橋橋墩周圍埋設蛇籠保護工法(臺 1 線大甲溪橋:P20~P23 處；海線鐵路橋：P22~P27 處)。
- (4)模型試驗時間為 0.5 小時。

2. 模型試驗過程

於臺 1 線大甲溪橋與海線鐵路橋橋墩周圍埋設蛇籠保護工法後，先施放小流量濕潤河床，隨即上游施放相當於現場 50 年之重現期距流量，待試驗結束時關閉上游流量後，量測各橋橋墩沖刷深度以及模型斷面地形，了解各橋墩沖刷深度與流路變化趨勢。

3. 模型試驗結果

由前次試驗得知，臺 1 線大甲溪橋最大沖刷區位落在 P20~P23 處，海線鐵路橋則是在 P22~P27 處，故本次試驗主要比較上述橋墩埋設蛇籠保護工之前後效益，詳如表 10-2 所示。表中顯示，臺 1 線大甲溪橋無埋設蛇籠保護工時，最大沖刷深度達 6.32m；有埋設蛇籠保護工時，最大沖刷深度則為 3.04m，有效降低沖刷深度達 3.28m。海線鐵路橋無埋設蛇籠保護工時，最大沖刷深度達 4.56m；有埋設蛇籠保護工時，最大沖刷深度則為 3.68m，有效降低沖刷深度達 0.88m。因天然河川之流路變化無法預期，且難以控制，故砂洲疏濬 300m 搭配蛇籠工法時，建議全河段橋墩皆設置蛇籠保護工，或於沖刷深度較大處再加一安全範圍設置蛇籠保護工，以確保其保護效果。

表 10-2 各重現期距沖刷深度與比較表

臺 1 線大甲溪橋			
重現 期距	橋墩 編號	水工模型沖刷深度(m)	
		無保護工	有保護工
50	P20	2.64	2.72
	P21	6.32	0.4
	P22	5.04	2.56
	P23	0.4	3.04
海線鐵路橋			
重現 期距	橋墩 編號	水工模型沖刷深度(m)	
		無保護工	有保護工
50	P22	0.96	0.4
	P23	1.84	0.64
	P24	1.44	2.32
	P25	3.12	2.4
	P26	4.56	3.68
	P27	1.2	3.36

10.3 方案三:階梯式斷面法定量流加砂試驗

1. 模型試驗條件

- (1)試驗前鋪設 99 年 7 月地形。
- (2)上游施放相當於現場 2 年、10 年、20 年、50 年與 100 年之重現期距流量，其加砂量分別為 150 公斤、550 公斤、750 公斤、1000 公斤、1200 公斤，共進行 5 組試驗。
- (3)模型試驗時間為 0.5 小時。

2. 模型試驗過程

模型試驗前先施放小流量濕潤河床，隨即上游施放相當於現場 2 年、10 年、20 年、50 年與 100 年之重現期距流量，待試驗結束關閉上游流量後，量測各橋橋墩沖刷深度以及模型斷面地形，了解各橋墩沖刷深度與流路變化趨勢。

3. 模型試驗結果

(1) 沖刷深度分析

臺 1 線大甲溪橋與海線鐵路橋各重現期橋墩最大沖刷深度與經驗公式估算之沖刷深度比較詳如表 10-3 所示，試驗成果說明如下：

①當重現期距為 2 年、10 年、20 年、50 年與 100 年時，臺 1 線大甲溪橋發生最大沖刷深度橋墩分別為 P22、P24、P24、P24、P23，最大沖刷深度分別為 4.32m、7.36m、6.72m、6.00m、6.96m。

②當重現期距為 2 年、10 年、20 年、50 年與 100 年時，海線鐵路橋發生最大沖刷深度橋墩分別為 P28、P24、P24、P28、P21，最大沖刷深度分別為 5.76m、5.52m、3.76m、6.16m、4.64m。

表 10-3 各重現期距最大沖刷深度與經驗公式比較表

台一線大甲溪橋，局部沖刷深度(m)									
重現期	橋墩編號	水工試驗 沖刷深度(m)	修正 CSU 公式	沈學汶 公式	Laursen 公式	Inglis 公式	Melville 公式	Neill 公式	沖刷公式 平均值
2	P22	4.32	3.68	8.99	4.50	12.56	8.17	6.64	7.42
10	P24	7.36	4.50	10.55	5.30	16.53	9.55	7.30	8.96
20	P24	6.72	4.71	10.93	5.40	17.52	9.83	7.42	9.30
50	P24	6.00	4.92	11.34	5.60	18.64	10.17	7.58	9.71
100	P23	6.96	5.17	11.80	5.80	19.94	10.56	7.75	10.17
海線鐵路橋，局部沖刷深度(m)									
重現期	橋墩編號	水工試驗 沖刷深度(m)	修正 CSU 公式	沈學汶 公式	Laursen 公式	Inglis 公式	Melville 公式	Neill 公式	沖刷公式 平均值
2	P28	5.76	3.38	8.61	4.50	11.92	8.24	6.68	7.22
10	P24	5.52	4.08	10.03	5.30	15.56	9.70	7.36	8.67
20	P24	3.76	4.26	10.38	5.50	16.52	10.03	7.51	9.03
50	P28	6.16	4.44	10.76	5.70	17.60	10.44	7.70	9.44
100	P21	4.64	4.65	11.18	6.00	18.80	10.87	7.89	9.90

圖 10.4 與圖 10.5 分別為臺 1 線大甲溪橋與海線鐵路橋各重現期橋墩最大冲刷深度與經驗公式比較圖，圖中顯示，本試驗所量測最大冲刷深度大多落在各經驗公式範圍內，惟以各經驗公式估算各重現期冲刷深度皆隨著重現期增大，冲刷深度變化將趨於穩定，本試驗結果顯示 2 年與 10 年重現期橋墩冲刷深度相較於其他重現期大，係因低重現期水面寬度較小，導致水流集中，單寬流量較大，使得橋墩冲刷深度較大，各重現期海線鐵路橋上游斷面水面寬度詳如圖 10.6 所示。此外，本次試驗結果亦與各種經驗公式相互比較，試驗值與 Laursen 公式計算值較為接近，惟此經驗公式之適用性仍需透過現地冲刷實測資料，相互驗證。

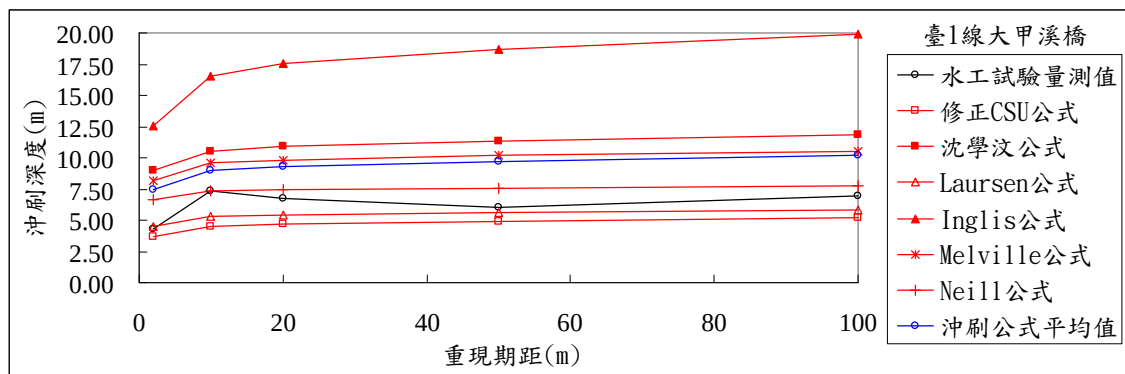


圖10.4 臺1線大甲溪橋各重現期距最大冲刷深度與經驗公式比較圖

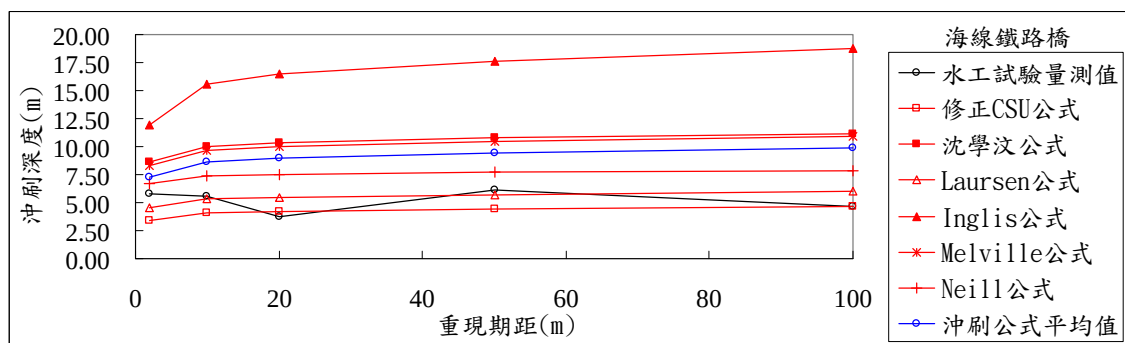


圖10.5 海線鐵路橋各重現期距最大冲刷深度與經驗公式比較圖

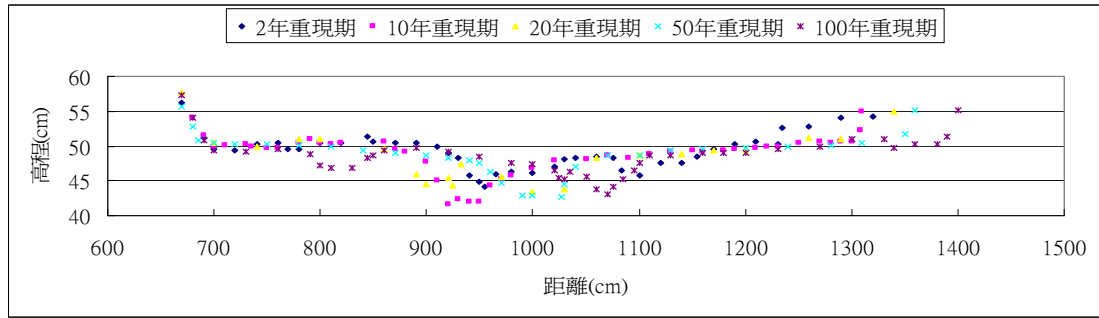


圖10.6 各重現期海線鐵路橋上游斷面圖

(2)流路分析

各重現期距流路綜合比較詳如圖 10.7 所示，由圖中顯示流經海線鐵路橋與臺 1 線大甲溪橋各重現期流路僅有一股較明顯之主深槽，流路較趨中且相近。

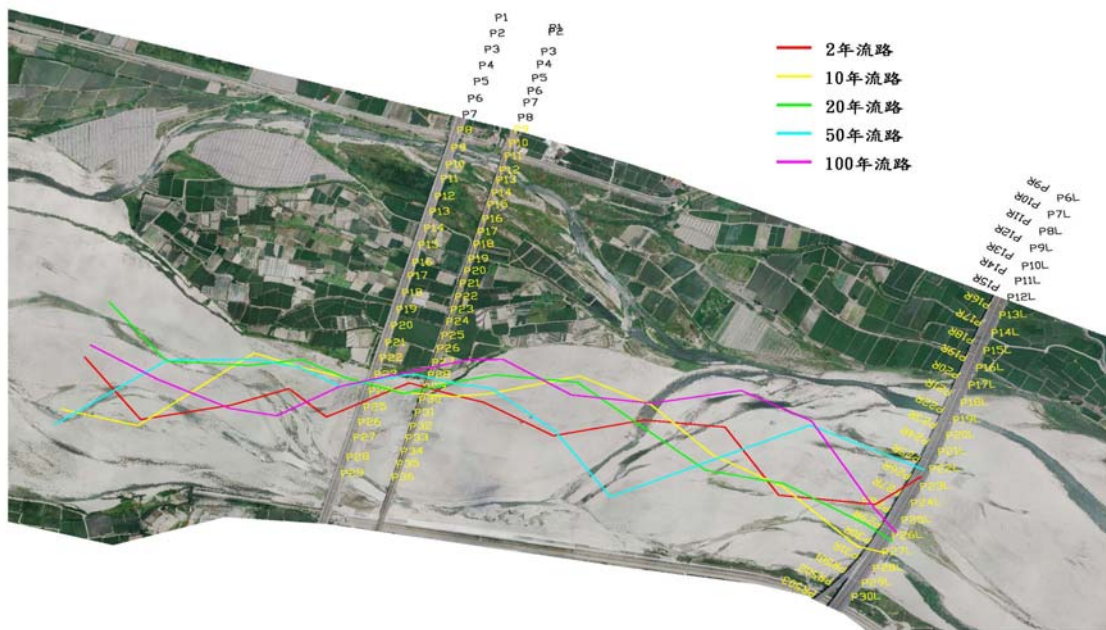


圖10.7 各重現期距流路綜合比較圖

(3)保護效益分析

由本次試驗結果得知，地形經由階梯式斷面修改後，各重現期流路已較趨中且相近，惟於低重現期下，因水面寬度較小，水流相對集中，使得臺 1 線大甲溪橋與海線鐵路橋於 10 年重現期距下最大沖刷深度分別達到 7.36m 與 5.52m，故需利用橋墩保護工法加強保護，以達到保護橋梁之目的。

10.4 方案四:階梯式斷面法+蛇籠工法定量流加砂試驗

1. 模型試驗條件

- (1)試驗前鋪設 99 年 7 月地形。
- (2)上游施放相當於現場 10 年之重現期距流量，其加砂量為 550 公斤。
- (3)於臺 1 線大甲溪橋與海線鐵路橋橋墩周圍埋設蛇籠保護工(階梯式斷面全面鋪設)。
- (4)模型試驗時間為 0.5 小時。

2. 模型試驗過程

於臺 1 線大甲溪橋與海線鐵路橋橋墩周圍埋設蛇籠保護工後，先施放小流量濕潤河床，隨即上游施放相當於現場 10 年之重現期距流量，待試驗結束關閉上游流量後，量測各橋橋墩沖刷深度以及模型斷面地形，了解各橋墩沖刷深度與流路變化趨勢。

3. 模型試驗結果

由前次試驗得知，臺 1 線大甲溪橋最大沖刷區位落在 P22~P25 處，海線鐵路橋則是在 P21~P28 處，故本次試驗主要比較上述橋墩埋設蛇籠保護工之前後效益，詳如表 10-4 所示。表中顯示，臺 1 線大甲溪橋無埋設蛇籠保護工時，最大沖刷深度達 7.36m；有埋設蛇籠保護工時，最大沖刷深度則為 7.12m，並無明顯有效降低沖刷深度，係因河道束縮，水流集中，受到保護工之影響產生水躍現象，造成嚴重沖刷。海線鐵路橋無埋設蛇籠保護工時，最大沖刷深度達 5.52m；有埋設蛇籠保護工時，最大沖刷深度則為 4.08m，有效降低沖刷深度達 1.44m。故階梯式斷面法搭配蛇籠工法時，工法下游易產生超臨界流，造成水躍現象，使得保護工易遭受破壞。

表10-4 各重現期距沖刷深度與比較表

臺 1 線大甲溪橋			
重現 期距	橋墩 編號	沖刷深度(m)	
		無保護工	有保護工
10	P22	0.40	2.80
	P23	2.88	4.64
	P24	7.36	4.96
	P25	7.12	7.12
海線鐵路橋			
重現 期距	橋墩 編號	沖刷深度(m)	
		無保護工	有保護工
10	P21	0.24	0.40
	P22	0.48	0.56
	P23	2.32	0.56
	P24	5.52	4.08
	P25	3.84	3.44
	P26	3.84	2.72
	P27	2.48	1.28
	P28	2.56	2.96



照片10.2 臺1線大甲溪橋下游斷面照片

10.5 方案五:階梯式斷面法+蛇籠與既有保護工(拋石)定量流加砂試驗

1. 模型試驗條件

- (1)試驗前鋪設 99 年 7 月地形。
- (2)上游施放相當於現場 10 年之重現期距流量，其加砂量為 550 公斤。
- (3)於臺 1 線大甲溪橋與海線鐵路橋橋墩周圍埋設蛇籠保護工與現地既有保護工(拋石)。
- (4)模型試驗時間為 0.5 小時。

2. 模型試驗過程

於臺 1 線大甲溪橋與海線鐵路橋橋墩周圍埋設蛇籠保護工及現地既有保護工後，先施放小流量濕潤河床，隨即上游施放相當於現場 10 年之重現期距流量，待試驗結束關閉上游流量後，量測各橋橋墩沖刷深度以及模型斷面地形，了解各橋墩沖刷深度與流路變化趨勢。

3. 模型試驗結果

由方案三之試驗得知，臺 1 線大甲溪橋最大沖刷區位落在 P22~P25 處，海線鐵路橋則是在 P21~P28 處，故本次試驗主要比較上述橋墩埋設蛇籠保護工及既有保護工(拋石)之前後效益，詳如表 10-5 所示。表中顯示，臺 1 線大甲溪橋無埋設蛇籠保護工時，最大沖刷深度達 7.36m；有埋設蛇籠保護工與既有保護工(拋石)時，最大沖刷深度則為 1.3m，已可有效降低沖刷深度，甚至因既有保護工(拋石)之影響，產生淤積之情況；海線鐵路橋無埋設蛇籠保護工時，最大沖刷深度達 5.52m；有埋設蛇籠保護工與既有保護工(拋石)時，最大沖刷深度則為 3.5m，有效降低沖刷深度達 2.02m，故階梯式斷面法搭配蛇籠工與現地既有保護工(拋石)時，既有保護工已發揮固床之功用，使得臺 1 線大甲溪橋上游呈現淤積情況。

表10-5 各重現期距沖刷深度與比較表

臺 1 線大甲溪橋			
重現 期距	橋墩 編號	沖刷深度(m)	
		無保護工	有保護工
10	P22	0.40	1.3
	P23	2.88	-1.7
	P24	7.36	-2
	P25	7.12	-0.8
海線鐵路橋			
重現 期距	橋墩 編號	沖刷深度(m)	
		無保護工	有保護工
10	P21	0.24	-0.2
	P22	0.48	1.7
	P23	2.32	3.5
	P24	5.52	3.5
	P25	3.84	-2.3
	P26	3.84	-3.1
	P27	2.48	-2.7
	P28	2.56	-1.4

註：-淤積

10.6 河道及橋墩保護工法方案試驗結論

本計畫水工模型試驗，共測試五種方案(砂洲疏濬 300m、砂洲疏濬 300m+蛇籠工法、階梯式斷面、階梯式斷面+蛇籠工法及階梯式斷面+蛇籠與既有保護工)，試驗結果顯示：

- (1)階梯式斷面或階梯式斷面+蛇籠工法，試驗結果雖流心可在預期位置，惟邊坡會有沖刷形成不穩定情況，另主深槽沖刷深度亦較大。
- (2)階梯式斷面+蛇籠與既有保護工，因既有保護工已發揮固床之功用，使得臺 1 線大甲溪橋上游呈現淤積情況，可大幅改善主深槽持續刷深之情況。
- (3)砂洲疏濬 300m 可得良好保護效果，雖各重現期流心不一，但臺 1 線大甲溪橋與海線鐵路橋最大沖刷深度皆在安全範圍，可不設橋梁保護工，故為最佳方案。

第十一章 橋河共治區橋墩保護工法及其施設方式之建議

河床流路與沖淤演變是天然河川中常見的重要現象，為此往往對各種水工結構物及橋梁之安全與功能造成影響，故如何分別針對不同河川特性，以「橋河共治」的治理理念下，有效降低災損，是當前迫切的課題。故擬透過本計畫之執行，提出橋河共治區橋墩保護工法及其施設方式之建議。圖 11.1 為橋河共治方案研擬流程圖，其方案研擬主要係由國內、外橋梁保護工法相關研究文獻及橋墩沖刷理論蒐集分析出發，透過近年重大橋梁災害紀錄分析，選定研究區域，進行水文、地文及施設結構物資料蒐集，其次利用數值模擬深入探討橋河共治區水流流動過程與橋墩沖刷之互制現象，檢討既有河道內橋墩沖刷值是否在安全範圍內，若屬於安全範圍內則無須採行任何保護工法；反之，若屬於危險範圍內，則需檢討河道寬度，並以數值模擬反覆測試檢討橋墩沖刷值，以求得最佳河道寬度，作為河道疏濬或徵收之依據。若現地條件若皆為公有地，則以河道疏濬即可達到保護效果，不需配置橋墩保護工法，最後輔以水工模型試驗驗證並檢討橋墩沖刷情況，確定橋河共治方案；反之，若為私有地，將增加徵收之難度，則需研擬橋墩保護工法(如:拋石、蛇籠、護坦工法、結構補強或拆除重建等)，其工法需先以渠槽(斷面)試驗進行測試，最後輔以水工模型試驗、二維或三維水理分析驗證並檢討橋墩沖刷情況，確定橋河共治方案。

然而，上述橋河共治方案研擬流程，涉及橋梁管理單位以及河川管理單位，必須權責分工，方能達到預期成效。如需設置橋墩保護工法，應由橋梁管理單位辦理；如需增設堤防保護工法，則由河川管理單位辦理；如橋梁上、下游 500m 以內河道需疏濬，可經河川管理單位許可後，由橋管單位自行辦理，或橋管單位行文委託河川管理單位辦理；橋梁上、下游 500m 以外則由橋管單位洽請河川管理單位辦理。

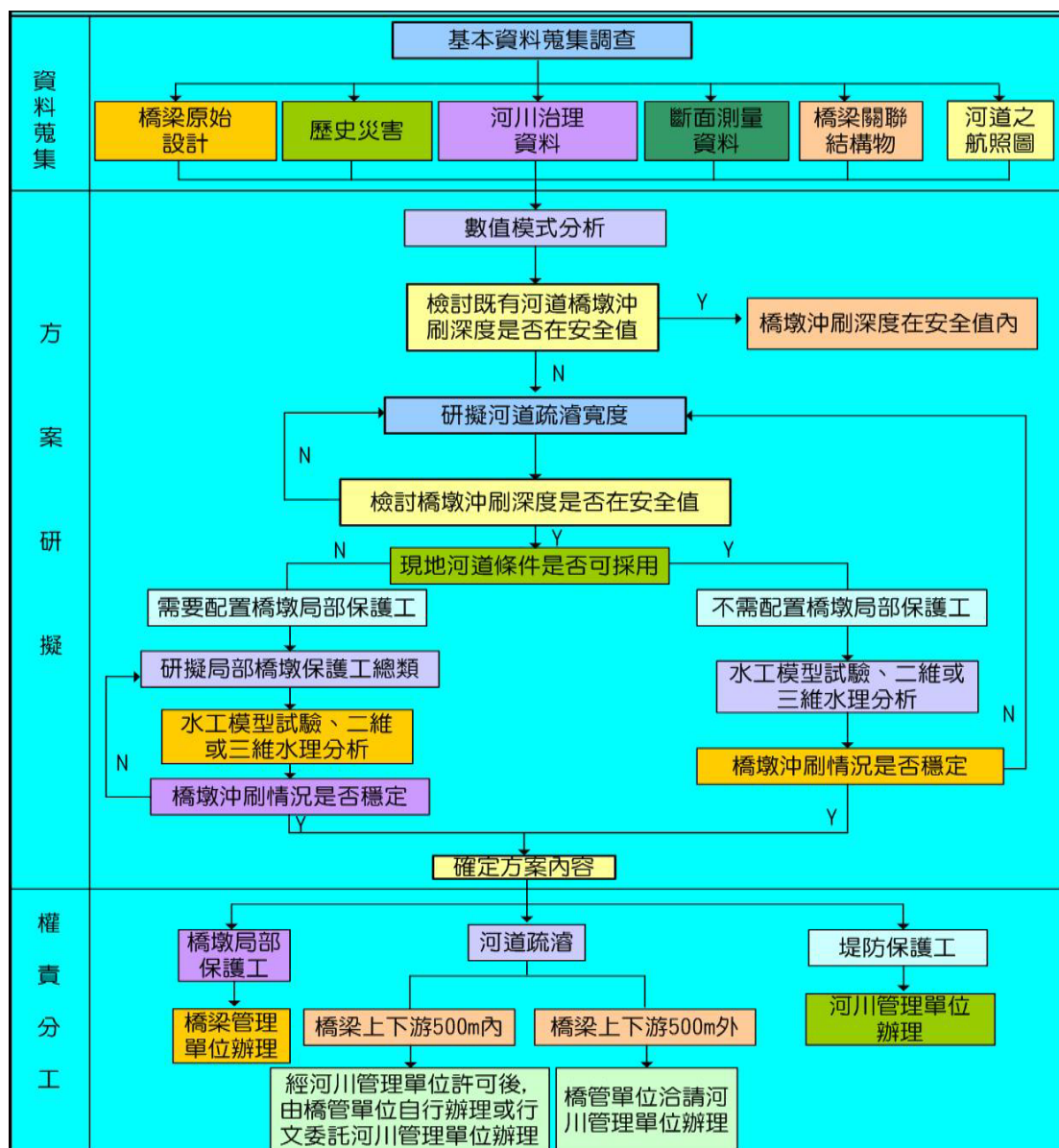


圖11.1 橋河共治方案研擬流程圖

第十二章 結論與建議

12.1 結論

- 1.本計畫渠槽試驗皆為不加砂且不考慮水流攻角、石頭或漂流木及工法損壞之沖刷試驗，其試驗工法保護效果依序為砂腸袋工法、潛堰固床工工法、蛇籠工法、透水混凝土塊工法。其中，砂腸袋工法僅適合用於海堤或低流速的堤防護岸，潛堰固床工工法屬於全斷面結構，非本計畫所探討的橋墩局部保護工。因此，本計畫建議採用蛇籠工法與透水混凝土塊工法，並以蛇籠工法布設於水工模型試驗進行測試。
- 2.由渠槽試驗成果進行回歸分析，求得橋墩沖刷深度與橋基迎水面寬度、底床質粒徑、水深及墩徑之關係式如下：

$$\frac{d_s}{d_{50}} = 130 \left(\frac{h}{D^*} \right)^{0.02} \left(\frac{D}{D^*} \right)^{1.84}, R^2 = 0.81 \quad (12-1)$$

式中； d_s 為沖刷深度(cm)； d_{50} 為河床質中值粒徑(cm)； h 為墩前水深(cm)； D^* 為橋基迎水面寬度(cm)； D 為橋墩直徑(cm)。

- 3.由石塊衝擊力試驗求得石塊衝擊力與流速及石塊粒徑之關係式如下：

$$P_d = 1.39 U_d^{1.23} D_E^{2.03} \quad (12-2)$$

式中； P_d 為石塊衝擊力(ton)； U_d 為石塊撞擊速度(m/s)； D_E 為石塊粒徑(m)。

- 4.本研究研擬橋河共治區橋墩保護方案之流程，係先以數值模擬檢討橋梁安全，若屬於危險橋梁時，則需研擬河道疏濬，以不需配置橋墩保護工法為前提下達到預期保護效果，若疏濬有其困難甚或不可行時，則需研擬橋墩保護工法，其工法需先以渠槽(斷面)試驗進行測試，最後輔以水工模型試驗、二維或三維水理分析驗證並檢討橋墩沖刷情況，以確定橋河共治方案。
- 5.本計畫水工模型試驗，共測試五種方案，試驗結果顯示階梯式斷面或

階梯式斷面+蛇籠工法，經水工模型試驗結果雖流路可在預期位置，惟階梯式斷面邊坡會有沖刷形成不穩定情況，另主深槽沖刷深度亦較大。砂洲疏濬 300m 已可達到良好保護效果，雖各重現期流路並無一定規律，但臺 1 線大甲溪橋與海線鐵路橋最大沖刷深度皆屬於安全範圍內，並非一定要施設橋梁保護措施，故本案即為最佳方案。

6. 橋梁及河川管理單位不一，欲達橋河共治目標需各單位配合辦理，本計畫研究結果之橋河共治方案研擬流程圖(圖 11.1)可供參考。

12.2 建議

1. 本計畫已完成橋梁沖刷水工模型實驗室設計、監造工作。有鑑於斷面地形及水位量測便利性，應考慮增建移動式觀測平台。此外，為順利完成水工模型檢定與驗證工作，建議長期觀測或蒐集各主要河系橋梁水位資料，可作為未來橋梁沖刷水工模型實驗室重要參考資料。
2. 橋河共治應由相關單位成立任務小組共同研究，可參考本計畫之橋河共治方案研擬流程圖(圖 11.1)辦理。若現地條件能以河道疏濬即可達到保護效果，則不需配置橋墩保護工法；反之，若因其他因素無法疏濬河道，則需研擬橋墩保護工法(如:拋石、蛇籠、護坦工法、結構補強或拆除重建等)，其工法需先以渠槽(斷面)試驗進行測試，最後輔以水工模型試驗、二維或三維水理分析驗證並檢討橋墩沖刷情況，確定橋河共治方案。

參 考 文 獻

1. 防洪工程規劃講義，臺灣省水利局，民國 70 年 4 月。
2. 濁水溪水系本流治理規劃報告，經濟部水利署第四河川局，民國 85 年 12 月。
3. 橋台及橋墩沖刷防治工法之探討(一)，交通部科技顧問室，民國 88 年 8 月。
4. 橋台及橋墩沖刷防治工法之探討(二)，交通部科技顧問室，民國 90 年 12 月。
5. 河道水工構造物保護工法試驗研究(第二年)，經濟部水利署水利規劃試驗所，民國 91 年 6 月。
6. 河道穩定及護岸保護工法研究(第一年工作報告)，經濟部水利署水利規劃試驗所，民國 91 年 8 月。
7. 草嶺堰塞湖長期水資源規劃-草嶺堰塞湖水工模型動床試驗及動床水理分析，經濟部水利署水利規劃試驗所，民國 91 年 6 月。
8. 大安河流域聯合整體治理規劃，經濟部水利署水利規劃試驗所，民國 92 年 2 月。
9. 跨河橋梁水文水理考量準則及注意事項，交通部臺灣區國道新建工程局，民國 92 年 5 月。
10. 實用河川工程，蕭慶章，科技圖書股份有限公司，民國 92 年。
11. 複雜河系沖淤模式 NETSTARS V2.0 使用者技術手冊，致遠管理學院資訊管理學系研究報告，民國 93 年 9 月。
12. 河道深槽沖淤量測及預測模擬變化潛勢評估(2/3)，經濟部水利署水利規劃試驗所，民國 93 年 12 月。
13. 大甲河流域聯合整體治理規劃檢討，經濟部水利署水利規劃試驗所，民國 94 年 12 月。
14. 河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究(第一冊)，交通部公路總局，民國 94 年 12 月。
15. 河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究(第二冊)，交通部公路

- 總局，民國 94 年 12 月。
16. 河川橋梁之橋墩(台)冲刷保護工法之研究(第三冊)，交通部公路總局，民國 94 年 12 月。
 17. 大安、大甲溪災害原因調查及治理對策檢討與改善，經濟部水利署第三河川局，民國 94 年 12 月。
 18. 卑南溪治理規劃檢討報告，經濟部水利署第八河川局，民國 94 年 12 月。
 19. 荖濃溪、隘寮溪河道疏濬與河床穩定研究(1/2)，經濟部水利署第七河川局，民國 95 年 12 月。
 20. 河川高灘地淤積砂石開採可行性評估研究，經濟部水利署，民國 96 年 2 月。
 21. 高屏溪水系荖濃溪上游段治理規劃報告(未核定初稿)，經濟部水利署水利規劃試驗所，民國 96 年 6 月。
 22. 多砂河川流路變遷穩定工法之研究(1/2)，經濟部水利署水利規劃試驗所，民國 97 年 2 月。
 23. 大甲溪河段輸砂特性試驗研究(1/3)，經濟部水利署水利規劃試驗所，民國 97 年 12 月。
 24. 大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(1/4)，經濟部水利署水利規劃試驗所，民國 97 年 6 月。
 25. 大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(2/4)，經濟部水利署水利規劃試驗所，民國 98 年 6 月。
 26. 大甲溪治理規劃檢討(天輪壩至河口河段)，經濟部水利署水利規劃試驗所，民國 99 年 3 月。
 27. 土木工事設計要領，九州地方整備局，2006 年。
 28. 安倍川水系河川整備計畫(大臣管理區間)，日本國土交通省中部地方整備局靜岡河川事務所，2008 年。
 29. 治河與防洪(中國工程師手冊水利類第六篇)，謝瑞麟，中國土木水利工程學會。
 30. Ashida, K."On river bed variation and stable channels in alluvial streams", Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute,

Japan, Vol.14, Part1.(1964).

31. Baker, C. J., "Theoretical Approach to the prediction of scour around bridge piers," Journal of Hydraulics Research, Vol.18, No.1, pp.1~12(1980).
32. Baker, C. J., "New design equations for scour around bridge piers," Journal of the Hydraulics Division.,ASCE, Vol.107, No. HY4, pp.507~511(1981).
33. Breusers, H.N., and Raudkivi, A.J., "Scouring," IAHR Hydraulic Structure Design Manual, Vol.2, Belkema(1991).
34. Chiew, Y. M., "Scour protection at bridge piers," J.Hydr. Engrg., ASCE, Vol.118, No.9, pp.1260~1269 (1993).
35. Dargahi, B., "Controlling mechanism of local scouring," J.Hydr. Engrg., ASCE, Vol.116, No.10, pp.1197~1214 (1990).
36. Gill, M.A., "Bed erosion in rectangular long contraction", J. of the Hydraulics Div., ASCE, Vol.107, No.3, pp.273-294, 1981.
37. Hannah C. R., "Scour at pile groups," Ph.D, Department of civil engineering University of Canterbury Christchurch New Zealand(1978).
38. Jones J. S., Kilgore R. T., and Mistichelli M. P., "Effects of footing location on bridge pier," J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol.118, No.2, pp.280~290(1992).
39. Julien, P. Y., Erosion and sedimentation , Cambridge University Press, New York, USA(1995).
40. Komura, S., "Equilibrium depth of scour in long contraction", J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol.92, No.5.(1966)
41. Lagasse, P.F., M.S. Byars, L.W. Zevenbergen and P.E. Clopper, Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures, FHWA, National Highway Institute, Report No. HEC-23, Arlington, Virginia, USA (1997).

42. Lausen,E.M. and Toch, A. ,”Scour around bridge piers and abutments”, Bulletin No. 4, Iowa Highways Research Board, Ames, Iowa (1956).
43. Lausen,E.M. ,”Scour at bridge crossings”, Bulletin No. 8, Iowa Highways Research Board, Ames, Iowa (1958).
44. Liu, C. L., Shieh, C. L., Hwang, J. K. and Wang, T.S., "Desilting at Fishway Entrance of Sabo Dam with Bottom Panels", Pro. of the International Symposium on Fishways '90 in Gifu, Japan, pp. 469-476, (1990).
45. Melville, B.W., and Sutherland, A.J., “Design method for local scour at bridge piers,” J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol.114, No.10, pp.1210-1226(1988).
46. Melville B.W., and Raudkivi A. J., “Effects of foundation geometry on bridge pier scour,” J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol.122, No.4, pp.203~209(1996).
47. Martin-Vide J. P.,Hidalgo C., and Bateman A., “Local scour at piled bridge foundations,” J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol.124, No4, pp439~444(1998).
48. Melville, B. W. and Chiew, Y. M., “Time scale for local scour at bridge piers,” J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol.125, No.1, pp. 59~65(1999).
49. Melville, B.W. and S.E. Coleman , Bridge Scour, Water Resources Publications, Colorado, USA (2000).
50. Neill, C.R., Guide to Bridge Hydraulics, Roads and Transportation Association of Canada, University of Toronto Press. 191pp.(1973)
51. Odgaard, A.J. and Kennedy, J.F. , "Analysis of Sacramento River Bend Flows ,and Development of a New Method for Bank Protection", IIHR Report, No.241, (1982).

52. Odgaard, A.J. and Kennedy, J.F. , "River-bend Protection by Submerged Vanes", J. of Hyd. Div.,Proc. of ASCE, Vol.109, HY8,(1983).
53. Odgaard, A.J. and Mosconi, C.E. , "Streambank Protection by Submerged Vanes", J. of Hyd. Eng., Proc. of ASCE, Vol.113(4),(1987).
54. Odgaard, A.J. and Wang, Y., "Sediment Management with Submerged Vanes. I :Theory", J.of Hyd . Eng.,Proc. of ASCE, Vol. 117(3), pp.267-283,(1991).
55. Odgaard, A.J. and Wang, Y., "Sediment Management with Submerged Vanes. II :Application", J.of Hyd . Eng., Proc. of ASCE, Vol. 117(3), pp. 284-302,(1991).
56. Parola A. C.,Mahavadi S. K., Brown B. M. and Khoury A. E., "Effects of rectangular foundation geometry on local pier scour," J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol.122 No.1, pp35~40(1996).
57. Raudkivi A. J. and Ettema R., "Effect of sediment gradation on clear water scour ," J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol.109, No.3, pp338~349(1983).
58. Raudkivi, A. J., "Clear-water scour at cylindrical piers," J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol.109, No.3, pp338~350 (1983).
59. Raudkivi, A. J., "Founctional trends of scour at bridge piers," J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol.112, No.3, pp1~13(1986).
60. Salim M., and Jones J. S., "Effect of exposed pile foundations on local pier scour, "National conference on Hydraulic Engineering ", ASCE. pp.1814~1819 (1998).
61. Shen, H. W., Schneider, V. R. and Karaki, S. S., "Mechanics of local scour", U.S. Dept. of Commerce, National Bureau of Standards, Institute for Applied Technology(1966).
62. Vittal, N., Kothiyari, U. C. and Haghighat, M., "Clear-water scour

around bridge pier group,” J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol.120,
No.11, pp.1308-1318 (1994).

附錄一

期中期末報告審查意見處理情形表

交通部運輸研究所合作研究計畫

第 1 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
一、中興大學 林教授 呈：		
1.以大區域範圍之水工試驗所進行之橋基周邊沖刷量測，受限於所用之 1/100 比例尺之限制，是否能清楚展現橋基周邊之沖刷流況(含深度)？可否考慮局部橋址附近之比尺試驗？(如 1/25 比尺)。	1.感謝指教。考量試驗場地大小、流量設備及試驗目的，模型最大比尺為 1/81，經討論後則採以 1/81 比例尺作為水工試驗條件。	同意。
2.歷年受災是因為一般沖刷所引致，另本校盧昭堯教授亦有於此一河段量測一般沖刷之初步成果，應於動床實驗中納入此一重大之沖刷因子。	2.遵照辦理。未來試驗會將盧昭堯教授研究成果納入，作為檢定及驗證參考資料之依據。	同意。
3.各座橋址處及上下游側之河床已佈設歷次之保護工，應予詳細瞭解及納入實驗佈置中，以求反應現實狀況。(另這些保護工亦與歷次洪水交互作用，影響河道變遷)。	3.遵照辦理。未來將補充調查試驗橋梁上下游側已設置之保護工，並納入水工模型試驗布置中。	同意。
4.本人歷年以歸納出國內外多家之局部沖刷深度之高估或低估情形(詳本人之公路總局相關報告)，建議應予納入考量評估(除了原內容中所提之 CSU 公式，貴團隊在未經多次國內案例驗證下，建議勿使用如 P3-10 可正確地預測高流況情形下的沖刷深度之用語)	4.遵照辦理。文中用詞不當之敘述，將於第二次期中報告中修正，另未來試驗成果亦將會參考林教授所蒐集之國內外多家之局部沖刷深度公式，進行比較討論。	同意。
5.橋台之沖刷部分建議於附錄中為之，且加註位於河道內之橋台之保護乃是違反現行水利法規，應予避免使用。	5.遵照辦理。針對橋台沖刷之相關敘述，因違反現行水利法規，已於報告本文中刪除。	同意。
6.請瞭解歷次洪水災因、流量規模、流路變遷(含第 3 項所施設之保護工)，並予以周全納入水工試驗中。務必注意歷年重大災因之洪水規模	6. 遵照辦理。將補充調查歷次洪水災因、流量規模、流路變遷，並納入水工模型試驗中。	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

第 1 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
是否常大於 Q10。		
7.請再瞭解三河局是否已有最新之河道斷面測量資料，俾利納入水工試驗佈置中，另為反應執行期間之河床變動而反應出與現況或水工試驗結果不同，研究團隊是否有其他之因應作為？	7.感謝指教。港研中心將會提供最新航拍資料以供水工模型試驗之用。且於執行期間密切注意河床變動，並適時調整水工模型布置。以求試驗成果與實際情況一致。	同意。
8.請研究團隊盡量以務實面切入本計畫，多瞭解河道變遷及評估既有保護措施之良劣。	8.遵照辦理。將補充調查試驗區現況，並評估既有保護措施之良劣。	同意。
9.第三河川局已針對此一河段擬進行河道整理(挖深中央河道、挖方用於培厚灘地)，請一併瞭解及納入試驗中。	9.遵照辦理。已與第三河川局索取相關資料，未來將作為水工模型布置之依據。	同意。
二、交通大學 周教授 憲德：		
1.本計畫對於數值模擬及石塊撞擊力之分析較少著墨，宜再補充。	1.感謝指教。數值模擬及石塊撞擊力之分析係屬於後續執行工作項目，未來將於各期報告書中詳細補充說明。	同意。
2.動床實驗是否加砂，請說明。	2.感謝指教。水工模型試驗將於後續報告中補充說明，且此試驗係為加砂試驗。	同意。
3.模型比尺選定在河床質粒徑比尺方面，懸浮質與推移質之比尺分別為 32/100 及 1/100，可能造成試驗懸浮質較推移質為粗之情形，宜再檢討。	3.感謝指教。由於本計畫係研究底床泥砂沖刷為主的動床模型，主要須滿足泥砂運動的相似性。底床砂顆粒被水流沖起後可以懸浮和推移形態運動，分別遵循其相應之運動規律。惟對於有河中砂洲產生之多砂河段，其河道變化大多與推移質運移有關，即推移質主導河床變形。故本模型主要考慮推移質的影響，其懸浮質則忽略不計。	同意。
4.河道模型之上下游邊界，如砂洲之變化，應加以考慮，此河段側向侵蝕明顯，故流路的穩定是一重點。	4.感謝指教。水工模型上下游邊界將選取近年流路較為穩定之河段作為河道模型之上下游邊界。	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

第 1 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
三、本所港研中心 張前所長 金機：		
1.保護工法：介紹國內保護工法外建議增加相關方法之成效、優缺點及過去失敗案例。	1.遵照辦理。已於報告中補充彙整近年國內橋墩及橋基保護工受損情形。	同意。
2.模型試驗 (1)比尺太大無法模擬河床質之黏滯性及壓密現象。 (2)底床質雖分懸浮質及推移質相似比尺，但對河床混合粒料未說明如何處理。 (3)試驗結果無驗證程序，試驗結果可信度應作說明。 (4)建議分大、小兩種比尺進行試驗，大比尺做水流特性及沖淤之定性試驗；小比尺做刷深近似定量試驗。	2.感謝指教。考量試驗場地大小及試驗目的，經討論後則採以 1/81 比例尺作為水工試驗條件。另河床混合粒料部分，將於比尺決定後，依照 97 年水利署河床質採樣成果，進行河床粒料縮尺，其處理方式已於第五章加以說明。試驗結果驗證程序亦屬於後續工作項目，將於後續報告中說明。針對大、小兩種比尺進行試驗，因考量試驗場地限制，僅可擇一進行試驗。	同意。
3.模型製作 (1)100 m 一個斷面，在較重要河段似乎不足；5 m 等高線相差太大。 (2)模型製作建議採用等高線而非網格。	3.遵照辦理。模型製作將採用等高線法，另斷面選取將於比尺確定後於試驗河段選取 20~30 斷面，對於河道變化較大之河段則內插斷面製作試驗河道地形。	同意。
4.保護工法除橋墩基礎穩定外，應針對橋墩間距對沖淤影響辦理試驗。	4.感謝指教。本計畫水工模型係針對橋基保護工法對於橋墩沖刷保護功能探討，並以現地橋梁進行試驗，恐無法對於橋墩間距對於沖淤之影響進行試驗。	同意。
5.流路變遷可能造成更嚴重破壞，模型試驗如何處理流路變遷影響？	5.感謝指教。本次水工模型試驗將透過檢定及驗證等步驟，提高水工試驗之可信度，最後布置保護工法以不同洪峰流量進行橋墩沖刷定性探討。	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

第 1 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
四、交通部科技顧問室 許技正 書王：		
6.是否考量在防汛期來臨前，於擇定之試驗加以完成，以免明年施作完成時，本案合約已屆期，將失去試驗之意義。	6.感謝指教提供寶貴意見。本案並無考量於汛期前完成所有試驗。	同意。
7.道變化較屬動態，因此除了對工法探討之外，對於河道變化導致保護工之應用成效影響，宜予以考量。	7.感謝指教。本試驗研究係以橋河共治區為對象，故亦會針對橋河共治區內河道變化進行探討。	同意。
8.每次颱風過後，應考量進行現地工法成效影響評估。	8.感謝指教。本案於試驗期間若適逢颱風事件，亦會蒐集颱風洪流量資料。	同意。
9.試驗宜與現地條件趨於一致，此為試驗成功應用與否之關鍵。	9.遵照辦理。試驗前將補充調查試驗橋梁上下游側現況，並納入水工模型試驗布置中。	同意。
五、本所港研中心 林副研究員 雅雯：		
1.建議研究團隊於試驗區段、試驗規劃、模型規劃、方案提出等工作項目執行時，需注意試驗目的、研究目的，以達到本計畫目標。	1.遵照辦理。後續報告將針對試驗目的、研究目的，詳述試驗區段、試驗規劃、模型規劃、方案提出等。	同意。
六、本所港研中心 謝科長明志：		
1.表 4-1 中之 Q25 及 Q50 值請更正	1.感謝指教提供寶貴意見。文中 Q25 及 Q50 值有誤已全數修正。	同意。
七、本所港研中心 邱主任永芳：		
1.建議研究團隊於試驗區段、試驗規劃、模型規劃、方案提出等工作項目執行時，需注意試驗目的、研究目的，以達到本計畫目標。	1.遵照辦理。後續報告將針對試驗目的、研究目的，詳述試驗區段、試驗規劃、模型規劃、方案提出等。	同意。
2.研究團隊保護工如何施作？建議從河道去瞭解河性，進而配置整條河道保護工。	2.遵照辦理。後續報告將詳加說明試驗河段河性，並針對河性提出合適之保護工法進行測試。	同意。
3.研究團隊除了試驗施作外，應將成果與數值模擬結果互相比對、驗證。此外，亦應對照中興顧問所做數值模擬結果。	3.遵照辦理。	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

第 1 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
4.預備實驗時間往往超過整體實驗時間一半，請多注意時間上監控。	4.遵照辦理。	同意。
5.在實際地形上，港研中心會提供最新航拍(比尺為 1/1000)以供水工模型試驗。	5.感謝指教並提供寶貴資料。	同意。

**交通部運輸研究所合作研究計畫
第2次期中報告審查意見處理情形表**

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
一、經濟部水利署 謝前副署長 勝彥：		
1.本計畫提及河道整治工法，請考慮主深槽通過橋梁之河性。過去工法常切斷主深槽流路而致保護工法不易維持，未來請不要輕易改變深槽之特性，將重點集中在主深槽附近橋墩之保護可能較為簡單。	1.感謝委員提供寶貴意見。本計畫提及河道整治工法方案，除將考慮主深槽通過橋梁之河性，以不改變深槽之特性，將重點集中在主深槽附近橋墩之保護為原則，進行工法之設計外，將試圖以河道整理方式將深槽改變，並針對深槽附近橋墩進行保護方案可行性評估。	同意
二、成功大學 黃教授 進坤：		
1.報告中之照片，請加印日期。	1.遵照辦理。報告中之相片將會將標註日期或說明來源出處。	同意
2.本計畫是否針對土石流對橋墩的影響進行深入探討？因為水流冲刷與土石流破壞有所不同。	2.感謝委員提供寶貴意見。本計畫並無針對土石流對橋墩的影響進行深入探討，僅針對石塊撞擊特性進行試驗及探討。	同意
3.試驗渠道以縱向坡度為零來試驗，和現場差異極大，是否要模擬現場條件。	3.感謝委員提供寶貴意見。改變縱向坡度將改變水流流速及泥砂起動流速，故本試驗以無因次化相對水流強度(水流流速/泥砂起動流速)作為試驗流量控制因子，即使以縱向坡度為零來進行試驗，亦可得到預期成果。	同意。
4.保護工法之水工模型試驗上，若依模型率而言，泥砂顆粒比重不易模擬，而影響保護工法。成效的檢討，請考慮泥砂的因素，使其在保護工法中可以顯示出來。	4.感謝委員提供寶貴意見。水工模型試驗上，泥砂顆粒比重確實不易模擬，故於試驗初期將進行水工模型預備試驗及檢定試驗，使其試驗結果能與現況趨勢相符。	同意。
三、中興工程顧問社 余副理 信遠：		
1.按本計畫研究的題目應該很實務，建議將研究重點放在河川特性與保護工法相結合上，即在哪種河性條件下選擇哪種保護工法為宜，以及該如何布置保護工，例如：布置之位置、高程、範圍等，以供設計者參考。至於選擇「台1線	1.感謝委員提供寶貴意見。本計畫研究河段為大甲溪，故其河道保護工法之研擬將利用數值模式模擬布置之位置、高程、範圍，選取最佳方案，並於水工模型進行驗證，進而探討工法之可行性。	同意。

**交通部運輸研究所合作研究計畫
第2次期中報告審查意見處理情形表**

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
大甲溪公路橋」、「海線鐵路橋」與「第二高速公路橋」共4公里範圍之河段進行水工模型試驗，應為驗證所提出之保護工法合宜性。		
2.工程實務上進行水工模型試驗前，應先有原河道之二維水理分析及保護工之基本設計；原河道水理分析之參數設定依據實測水位、流速加以驗證，水工模型之河床糙度則須調整至符合原河道水理分析之水位或流速後，再行佈設橋墩及保護工進行水工模型試驗驗證。以目前已完成的期中報告內容，尚看不到原河道之二維水理分析及保護工之基本設計，如透過簡化之渠槽數模或試驗求得參數，再將其應用到複雜之河道上時，是否會有失真情形，建議應有所說明。	2.感謝委員提供寶貴意見。依據本計畫的研究架構(P6-1)，橋河共治包含橋墩局部工法以及河道整治工法；其中，橋墩局部工法係透過渠槽試驗(斷面試驗)測試若干方案，並研評方案可行性；而河道整治工法將透過數值模擬測試。最後，整合這兩項所得到的方案成果，於水工模型試驗(平面試驗)進行模擬。	同意。
3.第十一章，渠槽模擬橋墩下游有無設置堰體兩種案例，模擬設堰後之水流因堰前水深增加、流速減慢，對橋基之沖刷將減少符合一般常理，但實務上在幾場洪水後堰前就會淤滿，其對橋墩周圍之沖刷與未設置下游堰體之沖刷行為是一樣的，設置下游堰體之唯一功能就是固床，避免堰前河床下降。渠槽模擬有無設置下游堰體之結果，意義不大，提供參考。	3.感謝委員提供寶貴意見。原章節係以數值模式模擬渠槽流況及工法進行測試，經檢討，數值模式主要針對現況河道保護方案進行模擬，故原章節全數刪除。	同意。
4.其他文字上的修正建議： (1)P.2-7 (五)混凝土護坦工	4. (1)遵照辦理。原 P.2-7 (五)混凝土護坦工	同意。

**交通部運輸研究所合作研究計畫
第2次期中報告審查意見處理情形表**

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
法：為抵抗水流沖擊及避免混凝土護坦之流失，使用於河川上之混凝土板厚度均相當厚，至少數十公分至數公尺，建議刪除「且厚度達8~10 cm 以上之構造稱之」，以免造成誤解。 (2)P.2-9 丁壩工：「丁壩工係將壩之根部深埋於河(堤)岸內，而壩身自河(堤)岸突出．．」，建議使用法定名詞，將“河(堤)岸內”改為堤外、“河(堤)岸”改為“堤防”。 (3)P.2-11：橋基沖刷監測為橋梁安全管理之工作，是否可歸類為保護工法，請確認。 (4)P.9-8：「模擬結果顯示．．；與實測資料比對，糙度係數n為0.005與實測值接近」，應改為「模擬結果顯示．．；與實測資料比對，Kinematic eddy viscosity 為0.005與實測值接近」。	法，已刪除「且厚度達8~10 cm 以上之構造稱之」之敘述。P2-50 (2)遵照辦理。原 P.2-9 丁壩工之敘述已依照委員意見全數修正。P2-52 (3)遵照辦理。原 P2-11 橋基沖刷監測項目不屬於保護工法，故已移除。P2-54 (4)感謝委員提供寶貴意見。原章節係以數值模式模擬渠槽流況進行測試，經檢討，數值模式主要針對現況河道進行模擬，故原章節全數刪除。	
四、本所港研中心 張前所長 金機：		
1.1.文章敘述應有根據，子標題應一致。 (1) P.1-2：「近年來河床開採砂石之活動...加劇...，主要河道河床高程大幅下降...」，目前部分河川已禁止開採砂石，報告中的敘述應有資料佐證。 (2)P.2-1：「橋梁墩柱“橫互”	1. (1)遵照辦理。P1-2：「近年來河床開採砂石之活動...加劇...，主要河道河床高程大幅下降...」之敘述不當，已修正。P1-1 (2)遵照辦理。 P2-1：「橋梁墩柱“橫互”	同意。

**交通部運輸研究所合作研究計畫
第 2 次期中報告審查意見處理情形表**

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
於河川上...」，建議本頁的敘述再加以修飾。 (3)P.2-9：國外保護工法分為：(1)織物橫板(2)砂腸管(3)美國(4)紐西蘭，子標題請一致。此外，表 2-2 美國保護工法使用百分比中，監測佔 76.22%，有無作配套措施？	於河川上...」之敘述不當，已修正。P2-1 (3)遵照辦理。原 P.2-9 子標題請不一致，已全數修正，另原表 2-2 監測不屬於保護工法項目也一併移除。P2-53	
2.研究主題為橋梁保護工法，針對國內橋梁災損情形應選擇指標性橋梁其保護工法及災損作較詳細之描述，探討分析。P.2-14~20 僅彙整過去調查研究，如未加分析，如何提出最佳工法。	2.遵照辦理。本文除了彙整過去調查研究調查資料外，亦增列河道沖刷對國內常用之工法影響評估及適用性評估，詳表 2-12 及 2-13。	同意。
3.其他文字上的修正建議： (1)「長期沖淤變化“並不包含”單一洪水事件間...。」文中的“並不包含”是否應改為“非”？ (2)「...束縮沖刷起因於通水面積的束縮，造成通過橋梁“流量”的增加...。」，流量會增加嗎？建議改為“流速”。 (3)D50 非平均粒徑。	3. (1)遵照辦理。文中敘述已修正。P2-5 (2)遵照辦理。文中敘述誤植已修正。P2-6 (3)遵照辦理。文中敘述誤植已修正。P2-7~P2-8	同意。
4.模型試驗 (1)模型底質粒徑，應說明如何處理(並非床質與懸浮質)混合粒徑問題。	4. (1)感謝委員提供寶貴意見。模型用砂係根據臨界推移力法求得模型用砂之粒徑，按其各別所佔原體停留百分比，繪成模型用砂粒徑曲線，將粒徑篩分析後分別為 #4、#16、#30、#50、#100，再依模型用砂之停留	同意。

**交通部運輸研究所合作研究計畫
第 2 次期中報告審查意見處理情形表**

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
(2) 模型預備試驗應選擇原型歷史紀錄流量與地形重現作為驗證。(簡報已呈現在數值計算中，但未在水工試驗驗證) (3) 模型採用 1/81 不足以探討河床局部沖淤現象。建議大範圍採 1/81，局部(小範圍)橋墩上下應採更小縮尺。	百分比混合均勻，做為試驗用河床質及加砂用。其模型用砂級配圖詳圖 8.3。P8-5 (2)模型預備試驗及檢定試驗屬第二年度工作項目，其內容將於後續報告中呈現。 (3)考量試驗場地及試驗儀器(抽水設備)效能，無法採用更小縮尺進行試驗。	
5.利用 0.5mW，0.75mH 試驗作為數值模擬驗證只能作為基礎研究，此項研究應為最基礎之試驗與數值模擬研究，不足以作為實務研究	5.感謝委員提供寶貴意見。原章節係以數值模式模擬渠槽流況進行測試，經檢討，數值模式主要針對現況河道進行模擬，故原章節全數刪除。	同意。
6.P.6-6 里程與樁號(表 6-4)應一致。	6.感謝委員提供寶貴意見。誤植部分已修正。P4-5	同意。
五、本所港研中心 朱副主任 金元：		
1.工作流程圖各審查點要完成之項目應清楚。	1.感謝委員提供寶貴意見。已於第一章增列計畫預定進度甘特圖，輔助說明各審核點應完成之項目。	同意。
2.P.2-1 只有關於河川堤防或護岸災害，並無橋梁受災機制，致災原因請彙整。	2.感謝委員提供寶貴意見。P2-1 已修正為國內河川收災機制概述，另橋墩冲刷機制另於 P2-5 加以說明。	同意。
3.保護工法除分為國內外以外，請亦按橋梁、河岸分類。	3.感謝委員提供寶貴意見。本報告彙整國內橋基保護工形式除了河道治導工法外，多以直接保護橋墩為主要目的，而河道治導工法亦獨立一小節加以探討。	同意。
4.P.2-9 國外保護工法請按國別之保護工法論述。美國之資料、紐西蘭之資料太舊，這幾年都沒有新的研究？應有新舊資料比較工法。	4.感謝委員提供寶貴意見。本計畫彙整橋墩保護工法多屬一般性橋墩保護工法為主，對於國內外新工法之後續將持續蒐集。	同意。
5.P.2-11 表 2-2 大部分費用花在監測，監測是否為工法？	5.感謝委員提供寶貴意見。原 P2-11 橋基冲刷監測項目不屬於保護工法，故已移除。P2-54	同意。

**交通部運輸研究所合作研究計畫
第 2 次期中報告審查意見處理情形表**

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
6.保護工法希望能輔以圖片或斷面圖。	6.遵照辦理。所有工法已增列示意圖輔以說明。P2-47~P2-52	同意。
7.第二章之資料除了彙整，還應加以分析後做小結。	7.遵照辦理。已增列河道沖刷對國內常用之工法影響評估及適用性評估，詳表 2-12 及 2-13。P2-56~P2-57	同意。
8.P.3-3，Formula 粒徑符號應確認，式 3-3 及式 3-4 沖刷公式上游的位置？	8.感謝委員提供寶貴意見。粒徑符號敘述誤植部分已修正。另式 3-3 及式 3-4 沖刷公式上游的位置係指計算區域上游位置。	同意。
9.很多引用資料、參考文獻都未列來源，應補充。	9.遵照辦理。參考文獻已全數補充。	同意。
六、本所港研中心 謝科長 明志：		
1.P.6-5 圖幅範圍為東勢到高美出海口，但 P.6-4 提到計畫水工模型範圍僅臺 1 線至國道 3 號約 4 km，是否可再增加一圖，詳細放大這 4 km 的斷面及水工構造物位置，好使讀者更容易了解相關內容。	1.感謝委員提供寶貴意見。本文已增列表 4-3 加以說明本計畫河段內之防洪構造物及跨河構造物等相關資料，使讀者更容易了解相關內容。P4-5	同意。
2.P.6-15 之表 6-8 及 P.6-18 之表 6-9 中，災情資料只到民國 95 年，盼能增加新資料。	2.遵照辦理。後續將在持續蒐集大甲溪相關報告，將資料從新彙整加以補充。	同意。
3.新增資料若能加入模型試驗範圍內橋墩沖刷及保護工歷年受損情況，則可用性會更高。	3.遵照辦理。本計畫已蒐集彙整大甲溪跨河構造物歷年受損情形如表 4-8。P4-24	同意。
4.圖 8-6 中，有民國 85、92、97 年航照，及灘地崩退(側向沖蝕)之明顯變化，但民國 92 年至 97 年五年期間，若能詳加收集更細膩的資料，如在何時、何種洪水條件(如重現期、流速、水位、沖刷等)引致何種程度的災害，可在模擬上做很好的驗證。	4.遵照辦理。後續將持續蒐集相關資料以作為水工模型或數模上驗證資料。	同意。
5.數模中，主要以攔河堰設置為主，但此工法並非最佳工法，	5.感謝委員提供寶貴意見。後續將增列其他工法進行測試。如橋墩開口工法、格籠工	同意。

**交通部運輸研究所合作研究計畫
第 2 次期中報告審查意見處理情形表**

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
後續是否有工法改進，搭配或新方法尚待模擬，以期得到最佳配置。	法及砂腸袋工法等，如 P7-1。	
七、本所港研中心 林副研究員 雅雯：		
1.河道整治工法應先建立目標，如主河槽位於幾座橋墩中間，不同橋墩間之流速比，流速相差多大。目前河道類型歸類，如瓣狀分流(右岸有高灘地)，水流集中單槽...等。	1.遵照辦理。河道整治工法將先以數值模式模擬，比較流速差異，以選取較適當之方案。	同意。
2.簡報 P.38 糙度增加、降低水流，是否考量磨損速率，糙度減少或糙度增加範圍減少時，對流速的影響。	2.感謝委員提供寶貴意見。數值模擬與水工模型皆無法模擬保護工法之損毀情況，但會針對所提出之工法通盤比較後，研擬較可行之方案。	同意。
3.簡報 P.36 堰體設置條件，距離橋墩 25 cm、75 cm，堰高度 1 cm，非實際尺寸，建議於報告中補充敘述，以了解實際堰體設置情形。	3.感謝委員提供寶貴意見。簡報內容所提之方案係為數模工法測試方案，經檢討，數值模式主要針對現況河道進行模擬，故原章節全數刪除。	同意。
4.第 10 章為設置堰體及糙度增加之影響，僅分析資料並無結論(小結)。	4.感謝委員提供寶貴意見。原章節所提之方案係為數模工法測試方案，經檢討，數值模式主要針對現況河道進行模擬，故原章節全數刪除。	同意。
5.臺灣颱風期間前後颱風時間接近，如何在一個颱風後接續新颱風前，橋基裸露時快速利用橋基保護工法保護橋墩。	5.感謝委員提供寶貴意見。橋基保護工法可略分為緊急搶修工法或者長時期保護工法，若在一个颱風後接續新颱風時，僅能以緊急搶修方式進行維護。	同意。
八、交通部臺灣區 國道高速公路局 蔡 世榮：		
1.簡報第 8 頁，模型試驗區橋墩上下游河段調查與分析，「石岡壩至高速公路局」高速公路橋係代表國 1 或國 3 橋梁？請加註國道別橋號。	1.感謝委員提供寶貴意見。本章節已將高速公路橋統一稱為第二高速公路橋。	同意。
2.國 4 神岡高架橋屬沿河興建構造物，橋梁冲刷型式，請考量側向冲刷，並研究保護工法。	2.感謝委員提供寶貴意見。本計畫主要針對「台 1 線大甲溪公路橋」、「海線鐵路橋」與「第二高速公路橋」進行保護工法之研	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫
第 2 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
	擬，國 4 神岡高架橋並非在本計畫研究範圍。	

交通部運輸研究所合作研究計畫

第 3 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
一、中央大學 周教授 憲德：		
1.橋墩開口工法宜考慮水流攻角及浮木、石頭卡住之效應。	1.感謝委員提供寶貴意見。本次試驗條件皆為清水沖刷且不考慮水流攻角、石頭或漂流木及工法損壞影響下，評估非均勻橋墩於不同流量及不同保護工法情況，局部最大沖刷深度及沖刷範圍之關係。	同意。
2.墩徑比係以沉箱基礎為定值，但工程上常有包墩情形，即沉箱基礎變大，若基礎裸露時，可能引致更大的沖刷深度，且沖刷歷程亦隨尺寸不同有不同平衡時間，宜再檢討分析。	2.感謝委員提供寶貴意見。本次渠槽試驗僅針對固定沉箱基礎下墩徑比為 0.4 與 0.7 下探討保護工法效益，若考慮包墩之情況，則試驗條件應更改為固定橋墩直徑下，改變基礎直徑進行比較，另平衡時間係採用最大試驗流量下平衡時間作為本試驗各組試驗時間。	同意。
3.格籠工法應考慮粒料被吸出而掏空之情形，選擇合適粒材。應說明	3.感謝委員提供寶貴意見。本次試驗條件並不考慮工法損壞影響下之保護效益，且以本試驗之水流條件並無粒料被吸出之情形。	同意。
4.二維數值模式建議就橋址上下游之流速分布及沖刷深度進行比較，並可就高工局(2009)莫拉克颱風時在大甲溪實測沖刷歷程進行模擬。	4.感謝委員提供寶貴意見。數值模擬係針對工法測試之水力分布進行初步模擬，水位係依據台 1 線大甲溪橋實測資料進行比對。	同意。
二、成功大學 黃教授 進坤：		
5.圖 6.43 丁壩壩頭與流速加速的影響於模擬中是否可以模擬出來，因為壩頭沖刷坑會影響下游橋墩沖刷。	5.感謝委員提供寶貴意見。經與委辦單位討論，此方案已不列入本計畫測試項目。	同意。
6.格籠工法試驗中照片 7.10 為全寬布置，但照片 7.11 中呈現僅布置在橋四周，不知以何種布置請說明。	6.感謝委員提供寶貴意見。本工法皆採用全寬布置，因本工法設置高程皆與砂面同高，故照片 7.11 僅看到四周布置蛇籠工法	同意。
7.各種工法請繪製其布置示意	7.感謝委員提供寶貴意見。已於文中工法	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

第 3 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
圖。	繪製示意圖及相關尺寸，以利區別。。	
8.V/Vc=1.25 時是否有加砂補充	8.感謝委員提供寶貴意見。文中已於(P7-3)說明其試驗條件，所有工法測試皆為定量流不加沙沖刷試驗。	同意。
三、中興工程顧問 陳副理 正忠：		
1.砂腸袋工法常用於海堤及邊坡，適用於清水如海堤，惟若布置於河川易受樹枝等尖銳物破壞，建議納入考量。	1.感謝委員提供寶貴意見。砂腸袋雖易受樹枝等尖銳物破壞，但維護經費較其他工法低，可作為臨時性保護工法。	同意。
2.固床工應將耐久性列入重要考量，以符實務需求。	2.感謝委員提供寶貴意見。各工法耐久性比較將於後續工法比較中加以說明。	同意。
3.橋梁保護工法除比較各方法優劣，實務上亦有針對主要標的，由強漸弱布置，亦請納入考量。	3.感謝委員提供寶貴意見。本報告初步僅針對各工法保護效益進行比較，並針對保護效果較佳之工法進行水工試驗。	同意。
4.P.3-3 圖 3-2 不清楚請修正。	4.感謝委員提供寶貴意見。P.3-3 圖 3-2 已修正。	同意。
5.P.5-16 輸砂模擬選用 $n=0.03\sim0.05$ 之原則為何? $n=0.06$ 會不會比較好?	5.感謝委員提供寶貴意見。水理演算成果與台 1 線大甲溪橋實測水位比對係採用 0.05 較為接近。	同意。
四、交通部科技顧問室 陳小姐 文婷：		
1.建議 P.1-4 流程圖檢定試驗的「是」宜移置左側，避免誤屬河工模型測試之判斷。	1.遵照辦理。以依照委員意見修改如(P.1-4)。	同意。
2.美國聯邦高速公路署手冊建議宜統一修正為美國聯邦高速公路署 HEC-18 手冊。另請補充第 3 與第 4 版之年份為何?	2.委員提供寶貴意見。文中已修正美國聯邦高速公路署 HEC-18 手冊之敘述，同時並寫上年份。	同意。
3.P.2-49 中 2.4 及 2.5 節建議予以確認民國 94~99 年是否有較新的保護工法，若有請補充說明。	3.委員提供寶貴意見。後續若有蒐集到相關保護工法將會補充說明。	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

第 3 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
4.請說明 P.2-33 中 2.2.3 節土石流之各公式的主要引用依據。	4.委員提供寶貴意見。文中已說明各土石流之公式係參考水土保持手冊內容。	同意。
5.請於往後報告中增加該次報告之結論。	5.委員提供寶貴意見。待期末報告審查完畢後將會增加該次報告之結論。	同意。
6.請針對 P.5-28 輸砂模擬比對結果進行說明。	6.委員提供寶貴意見。經與委辦單位討論，數值模擬僅針對工法測試之水理分布進行模擬。	同意。
7.P.2-35 中表 2-6 引用水土保持手冊，請補充年份。	7.委員提供寶貴意見。已補充水土保持手冊年份如(表 2-6)。	同意。
8.整份報告請予以詳細檢閱補充圖表之引用出處，並統一放置位置及格式。	8.辦理。整份報告將詳細檢閱補充圖表之引用出處，並統一放置位置及格式。	同意。
9.議可衡酌針對現有橋梁監測計畫的橋梁保護工法型式是否符合實地需要，請研究單位予以參研後提出建議。	9.委員提供寶貴意見。本報告僅針對大甲溪下游(台一線大甲溪橋、海線鐵路橋及國道三號橋)進行橋河共治區工法測試，最後提出橋河共治區保護建議。	同意。
10.單位衡酌保護工法難易度、經濟性、耐久性、是否接平均權重來綜合考量，亦或主要採某種性質，輔以其他性質來提出較佳保護工法。	10.員提供寶貴意見。本報告試驗工法比較，僅採以初步比較工法難易度、經濟性、耐久性以及試驗成果，提出後續水工試驗所採用之橋樑保護工法。	同意。
五、本所港研中心 朱副主任 金元：		
1.數值模擬分成主河道控制及橋墩保護，兩者一並考慮得出最好結果。	1.委員提供寶貴意見。	同意。
2.模型進行時，團隊設計潛堰工法無補充砂源，與實際情況不符，建議下結論前先從工法適用性探討，也說明假設性有期限限制條件為何。	2.辦理。本報告將詳述本試驗條件及其限制條件。	同意。
六、本所港研中心 謝科長 明志：		
1.在河道保護工法數值模擬及各種保護工法設置的渠槽試驗，各種成果表達都很明確，	1.委員肯定。	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

第3次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
此點值得肯定。		
2.-7 及表 4-8 描述大甲溪石岡壩下游歷年災害，是否可在圖上標示受災區位，以對未來水工模型試驗參考之用。	2.委員提供寶貴意見。已補充大甲溪流域重點災害位置圖及照片輔助說明。	同意。
3.模型製作將於近期驗收，並開始進行測試，但尚未見到經由渠槽試驗及數值模擬成果所擬定的試驗方案，請研究團隊盡速規劃辦理。	3.委員提供寶貴意見。後續將盡速擬定試驗方案進行水工試驗。	同意。
七、本所港研中心 林研究員 雅雯：		
1.畫保護工法配置目的為橋河共治區主河槽控制、河形控制，避免橋基沖刷，但方案 1-D，方案 2-C 設置後水流流速水位皆影響不大，好像效用不大，亦沒符合設置目的。	1.委員提供寶貴意見。本方案希望保護工法之設置以不影響水理(水位或流速)為原則，故若能不改變水理條件下，又能達到主深槽控制，即是可採用之方案。	同意。
2.試驗有設置保護工法應與沒設置情況比較，而非在比較墩徑比。	2.委員提供寶貴意見。本試驗除了比較墩徑比對於沖刷深度之影響外，亦有固定墩徑比下比較各保護工法沖刷深度。	同意。
3.工法的機制水流情況、透水性請說明。以了解為何格籠與砂腸袋之保護最佳，以便得知何種機制水流情況、透水性、設置高度等情況保護機制為最佳，因為工法眾多無法比較。	3.委員提供寶貴意見。本次試驗條件係為初步試驗，故皆為清水沖刷且不考慮水流攻角、石頭或漂流木及工法損壞影響下，評估非均勻橋墩於不同流量及不同保護工法情況，局部最大沖刷深度及沖刷範圍之關係。	同意。
八、本所港研中心 賴研究員 瑞應：		
1.保護工法的數值模擬是否有考慮到對既有橋墩的影響，會不會河道保護好，反而對既有橋墩造成影響。	1.委員提供寶貴意見。本團隊在保護工法規劃上會綜合考量，以達到橋河共治之目標。	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

第 4 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
一、成功大學 黃教授 進坤：		
1.沖刷試驗為何水流流速會大於 Vc 值？	1.委員提供寶貴意見。本試驗皆為不加砂試驗，並非皆為清水沖刷試驗，文中誤值部分已修正，	同意。
2.設置前後斷面比較圖中，請標出使用之法，以利區別。	2.辦理。已於文中工法繪製示意圖及相關尺寸，以利區別。	同意。
3.固床工以動床的效應較佳，而試驗中僅是清水試驗，因此在下結論時請增列本試驗條件。	3.委員提供寶貴意見。已於保護工法適用性評估中說明本試驗皆屬於不加砂之沖刷試驗。	同意。
二、中興工程顧問 陳副理 正忠：		
1.固床工法，無論墩徑比多大，採用不透水擋板均設於下游側 10 cm，擋板設置距離是否應與墩徑比有關？是否有最佳距離？	1.委員提供寶貴意見。本試驗僅初步探討透水性與非透水性潛堰固床工法保護效果，故設置條件皆設為下游側 10 cm，並無針對設置位置進行探討。	同意。
2.P.7-31 就沖刷深度而言，透水混凝土工法比潛堰固床工好，應補充說明特別於水流強度較小時，沖刷長度與寬度卻比潛堰固床工大；再觀察砂腸袋工法沖刷長度與寬度較大，但無任何刷深；是否皆有以沖刷範圍(長度與寬度)換取深度之現象？是否可加以利用？	2.感謝委員提供寶貴意見。文中已補充透水混凝土工法保護效果於水流強度較小時，比潛堰固床工好。另由試驗中亦發現若水流流經橋墩產生之向下射流受到保護工法之消能作用，將使水流能量往四處擴散造成淺層沖刷，使得沖刷範圍增大。	同意。
3.橋墩開口工法，目前僅考慮減輕沖刷，但設計時因有承載能力或耐震能力之考量，是否會較難實施？	3.感謝委員提供寶貴意見。橋墩開口工法雖能減輕橋墩沖刷，惟在施工時，仍需克服承載能力與耐震能力。	同意。
三、本所港研中心 朱副主任 金元：		
1.簡報中的提到，「臺灣地區河川多屬坡陡流急，於洪水期間橋墩或橋基之河床受到劇烈的沖刷，常導致橋梁傾倒而造成交通中斷的情況」，請注意就臺灣橋梁倒塌原因在文字上之描述。	1.感謝委員提供寶貴意見，文中敘述已重新論述。	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

第 4 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
2.提出保護工法方案有 A、B、C 三案，比較其內容應該是在通水斷面積改變，通水斷面積增加則流速下降，反之則相反，若是只有單獨考量通水斷面積大小，藉由數模事先分析效益不大，請說明尚有考量哪些因素。	2.感謝委員提供寶貴意見。 (1)各種河道整治方案係比較整治前與整治後，水位、流速及橋墩沖刷深度等項的改善效果；另流量、流路變化亦是應考量的因素。 (2)對於河中砂洲疏濬方案，疏濬寬度 100m 改善效果不明顯、疏濬寬度 200m 改善效果顯著，而疏濬寬度 300m 與寬度 200m 的改善效果接近；顯示疏濬寬度 300m 的改善效果應已趨近一穩定狀態。	同意。
3.後續正式工法考量只有針對格籠、砂腸袋，請說明為何效果較好之潛堰、橋墩開口工法無列入考量。	3.感謝委員提供寶貴意見。文中僅考慮格籠作為正式試驗之工法，係考量其保護效果較佳、施工難度較低、價格也較為低廉，雖其工法耐久性不佳，但維護經費亦相對較低	同意。
四、本所港研中心 謝科長 明志：		
1.河道整治工法，表列推算數據應以 B 法較佳，特別是挖方量大時，效果較佳，但從圖示上，深槽回填量看似都固定，所以挖方極大時，多餘土方如何處置，會是一個問題，現場操作可行性如何？應予考量。	1.感謝委員提供寶貴意見。若挖方極大時，多餘土方可採現今水利署即採即售做法，將土砂出售，有利於經費之籌措。	同意。
2.河道整治，是否會產生新的深槽區，位置在哪裡？會使哪一位置的橋墩喪失支撐力應是重點，建議數值模擬的時間再予延長，以推估較長期的變化及影響。	2.感謝委員提供寶貴意見。河道整治後，流心可能產生變化，唯沖刷深度可能減少，唯其深槽位置無法從數模求得，僅能從水工模型中求得大致位置。	同意。
3.後續研究，橋墩保護工法，主要採用格籠及砂腸袋，但在現場，這兩樣材料都易滲漏或破裂，而試驗室內不太會有這些破壞現象，故試驗結果能否在現地適用，請考慮。	3.感謝委員提供寶貴意見。本試驗之成果係以材料無破壞之前提下進行各種保護工試驗，於現地施作時仍需考量材料強度(抗磨損及抗沖蝕)，以符實需。	同意。
五、交通部 公路總局 郭工程師 瑞乾		

交通部運輸研究所合作研究計畫

第 4 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
1.簡報 P.10 新深槽區無論寬度 50 m、100 m、150 m，深度皆為 3 m 左右，請問為何定值為 3 m，對於分析有何影響？	1.感謝委員提供寶貴意見。 (1)經檢討，開挖新深槽方案會加劇流速與沖刷深度，故本方案已不採用。 (2)該方案係固定新深槽深度的前提下，再測試不同新深槽的寬度；新深槽寬度越小，束縮水流加劇流速與沖刷深度的情況也越趨明顯。	同意。
2.簡報 P.45 試驗編號 4 ~ 6，河道整治工法為何選定 B4？	2.感謝委員提供寶貴意見。選定 B4 係考量上下游通水寬度之一致性，避免河道束縮，流速加快導致嚴重沖刷之情形。	同意。
3.簡報 P.25 方案 B 缺點，砂洲有可能為私有地(EX：台北淡水河中興橋下砂洲及為私有地)，會有徵收問題。	3.感謝委員提供寶貴意見。砂洲確實有可能為私有地，將增加徵收之難度，然而文中提出灘地開挖之方案，係以水理觀點出發，若能增加通洪斷面，即能有效減緩橋墩沖刷之情況。	同意。
4.無論方案 A 及方案 B，經通洪後，地形地貌改變之影響，是否納入後續研究。	4.感謝委員提供寶貴意見。針對地形地貌改變之影響將以水工模型試驗概估地貌改變後流路可能流經位置。	同意。
5.有無考量清淤+新主深槽兩個方案同時數值模擬？	5.感謝委員提供寶貴意見。經檢討，河道改善方案採以灘地開挖 300 米以及複式斷面法，進行數值模擬，其模擬成果於第六章中加以說明。	同意。
六、本所港研中心 林研究員 雅雯：		
1.請研究團隊列表說明方案 A、B、C 對流速局部沖刷、束縮沖刷的影響增加量，建議補充說明三個方案對主深槽位置及主深槽控制維持情形。	1.感謝委員提供寶貴意見。主深槽位置將以水工模型求得，並於文中繪製流路變化。	同意。
2.方案 A 深槽開挖深度約 3 m，比原主深槽深，深槽壁斜率是否太陡，請考量。	2.感謝委員提供寶貴意見。方案 A 經檢討其保護效果不佳，已刪除。	同意。
3.上游是否利用短期結構物如丁壩事先改變水流，以達到主河槽控制目的。	3.感謝委員提供寶貴意見。文中所採用之方案皆能引導水流流經主深槽，故無須以丁壩事先改變水流。	同意。
4.目前是否有進行正式試驗，對主河槽控制情形為何？請說明。	4.感謝委員提供寶貴意見。正式試驗已於第十章加以說明試驗成果。	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

第 4 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
5.砂洲清淤可能遭受耕作農民反對，是否利用逐漸主河槽改變，砂洲自然側向侵蝕，達到主河槽居河道中，主河槽控制目的。	5.感謝委員提供寶貴意見。經檢討，砂洲疏濬保護效果最好，惟能遭受耕作農民反對，這須透過相關部會一同努力。	同意。
七、本所港研中心 賴研究員 瑞應：		
1.報告中相關試驗圖片請標示水流方向以利閱讀。第六章相關斷面圖左右錯置，請修正。	1.遵照辦理。文中照片將補充水流方向。	同意。
2.相關河道整治工法考量未來施作可行性，請補充經濟性及施工難易度的評估比較。	2.感謝委員提供寶貴意見。文中提出之河道改善工法(砂洲疏濬)，保護效果最佳，惟其施作可行性，仍須透過相關部會一同努力。	同意。
3.第七章各保護工法的比較圖建議以彩色繪製以利閱讀。	3.遵照辦理。成果報告將以彩色圖展示成果。	同意。
4.報告有很多部份格式不符本中心出版品格式要求，請修正。	4.遵照辦理。報告全文將以港研中心出版品格式修正。	同意。
八、本所港研中心 黃助理研究員 茂信：		
1.有關河段之各式保護方式數值模擬，應以表展示主河槽於各時間之變化量及其與水工模型之比對。	1.感謝委員提供寶貴意見。文中數值模擬無法模擬三維地形之變化，故無法與水工模型之比對。	同意。
2.本案建議保護工法為清淤及開挖模式，而非築堤，於數值模擬若設定固定邊界，是否妥適。	2.感謝委員提供寶貴意見。固定邊界係設定於兩岸堤防位置；而河道整治方案所改變的河道地形，仍屬動床模擬範圍。	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
一、中央大學 周教授 憲德：		
1.模型試驗在不同回歸期下之流路及型態宜與現況流路進行量化比對，以供改善方案及數值模擬參考。	1.感謝委員提供寶貴意見。模型試驗流路及型態與現況流路已與檢定試驗結果進行量化比對，後續試驗因地形配置已與現地地形不同，故本試驗流路無法與現況流路進行量化比對，僅能提供數值模擬參考。	同意。
2.本河段之流路似乎與水利單位及排、取水工之位置有關，反之本計畫之改善工法是否會改變或造成用水單位之取水問題，請一併考量。	2.感謝委員提供寶貴意見。本計畫提供之方案，後續將依指導意見一併考量本河段之排、取水工，進行修正。	同意。
1.由 Q10 之模型試驗可知鐵路橋附近束縮流況最明顯，且以 P.28~P.32 最嚴重，但本報告僅針對 P.28~P.22 以下，請予檢核。就橋梁生命週期之維護，建議也考量現有鐵路橋之抗洪抗沖刷能力，並有改建加寬鐵路橋及台一線公路橋跨距之方案。	1.感謝委員提供寶貴意見。經試驗結果顯示，河中砂洲疏濬方案，P.22~P.27 橋墩沖刷較為明顯，階梯式斷面則是 P.21~P.28 橋墩沖刷較為明顯，故本報告僅針對 P.22~P.28 進行探討。另本報告橋梁保護工法屬臨時性保護措施，保護年限與材料特性有關，不適以橋梁生命週期進行探討。	同意。
2.砂腸袋之抗磨蝕及日照脆化(劣化)應予考慮。另局部保護工法之效能與水流速度有關，在高速水流下蛇籠或砂腸袋可能會產生扭轉糾結現象，需予以考量。	2.感謝委員提供寶貴意見。因各工法之使用有其限制，故亦於結論中說明其適用性，如砂腸袋工法較適用於海堤或低流速的堤防護岸；橋墩開口工法不適用於既有橋梁，潛堰固床工適合於全斷面結構保護等說明。	同意。
3.由圖 7.6 沖刷時間為 6hr，應未達沖刷平衡，亦即會低估最大沖刷深度。	3.感謝委員提供寶貴意見。本試驗沖刷時間選定係因 6hr 過後，沖刷深度已有大幅減緩之趨勢(圖 7.5 所示)，故選定 6hr 為後續試驗的沖刷時間。	同意。
二、中興工程顧問社 陳副理 正忠：		
1.河川治理確為最好的橋墩保護工法，對於基礎裸露嚴重之情況，本研究所建議之保護工法如：蛇籠工法與透水混凝土	1.感謝委員提供寶貴意見。對基礎裸露保護工法，除本研究試驗工法外，亦增列結構補強或拆除重建等方法之探討(P.11-1)。	同意。

**交通部運輸研究所合作研究計畫
期末報告審查意見處理情形表**

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
工法等，並無法提供因基樁裸露而損失之摩擦力，應採用結構補強或拆除重建方法，建請補充說明。		
2.橋河共治方案未來建議由橋梁或河川管理單位主導？圖11.1所建議之流程，類似一般研究流程，實際助益不大，建請依據河川特性及沖刷狀況，結合本研究6-9章之結論，提供更明確之建議。	2.感謝委員提供寶貴意見。橋河共治方案因涉橋梁安全，建議由橋梁管理單位主導，另圖11.1所建議之流程，為對國內各橋梁皆可採之流程，非僅針對本研究之試驗河段。	同意。
3.本研究第2章列舉許多沖刷深度計算經驗公式，本研究表10-1、10-3選擇其中3種與實驗結果比較，然而沈學汶公式結果明顯高於其他結果，是否適合作為比較與探討，建請補充說明。	3.感謝委員提供寶貴意見。第十章將增列各種沖刷公式予以比較，並依試驗結果提適合大甲溪之沖刷公式以供參採。	同意。
三、林同棧工程顧問 邱經理 志晃：		
1.2.2 節羅列許多沖刷機制與公式，非常詳盡，惟似與後續數值模擬及試驗相關性較低，建議可以渠槽之試驗條件試算，再與沖刷結果作比較，或可得各公式之通用情形，作為國內相關設計之參考。	1.感謝委員提供寶貴意見。本文將增列各種沖刷公式與試驗值相比較，以提適用於本計畫河段公式以供參採。	同意。
2.第7章，依近年洪災經驗，漂流木之撞擊亦為常見，是否可以類似本報告巨礫撞擊力公式推導？(將粒徑轉化體積為比重之關係式)	2.感謝委員提供寶貴意見。巨礫撞擊力公式係屬點撞擊，漂流木之撞擊多屬面撞擊，故無法轉換。	同意。
3.第7章橋墩開口將造成橋墩強度下降，將需增加墩徑，故實際之防沖刷效果，將較報告中數值為差，建議增加此部分論	3.感謝委員提供寶貴意見。已於文中補充橋墩開口將造成橋墩強度下降，故需增加墩徑將使實際之防沖刷效果，恐較本試驗數值差之論述(P.7-41)。	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
述。		
4.第 7 章保護工法之經濟性比較，建議以橋梁全生命週期成本來比較，而不單以興建成本作比較，建請納入各保護工之使用年限，及維修經費以計算橋梁於生命週期內之總經費來比較。	4.感謝委員提供寶貴意見。本報告橋梁保護工法屬臨時性保護措施，保護年限將與材料特性有關，不適以橋梁生命週期進行探討。	同意。
四、中興工程顧問 余經理 信遠：		
1.本報告能將試驗成果驗證沖刷試驗公式，作法值得肯定，為沖刷公式應不限於所列之三種，建議再增加其他沖刷公式(如：Hanch、Neill、Jain、Chitale、Melville—等)之比較，以利工程師瞭解各沖刷公式之適用性，可作未來選用之參考。	1.感謝委員提供寶貴意見。第十章將增列各種沖刷公式予以比較，並依試驗結果提適合大甲溪之沖刷公式以供參採。	同意。
2.第十章各方案之橋墩有保護工與無保護工沖刷深度比較，其中有若干橋墩在有保護工時沖刷深反而大於無保護工時(如：表 10-2 之 P23、P24、P27，表 10-4 之 P23)，應具體說明可能之原因，並有具體建議，如保護工施作之必要性，或其保護範圍應多大，才能減少沖刷深度，避免發生反效果。	1.感謝委員提供寶貴意見。無橋墩保護工時，易於河道內產生深槽，使深槽持續刷深，非深槽區域沖刷則較不明顯；有保護工時，雖全面性保護，但水流經保護工時，易產生超臨界流，使得原先沖刷不明顯區域，產生沖刷。惟若保護得宜，亦可將整體沖刷深度控制在安全範圍內。	同意。
3.第 11-2 頁流程圖：建議在方案研擬時增加一條路線，以二維或三維水理分析決定是否需要再增加橋墩局部保護工。(主要理由：水工模型試驗成本較	2.感謝委員提供寶貴意見。已於圖中說明可透過水工模型試驗、二維或三維水理分析擇一驗證工法之成效。	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
高，並非所有橋梁管理單位有足夠預算執行)		
五、本所港研中心 朱副主任 金元：		
1.P.7-10 與 P.7-11 中橋墩墩徑的定義，請說明之。	1.感謝委員提供寶貴意見。文中已說明圖中係以基礎寬度($D^*=5\text{cm}$)為 x、y 軸之尺度無因次化，以 $x=0$, $y=0$ 為橋墩基礎中心，故圖中圓圈即為橋墩基礎寬度($D^*=5\text{cm}$)。	同意。
2.僅以水位來驗證此試驗之成果稍嫌不足，建議加入比對地形或斷面變化之差異性較為合適，請於建議中說明日後試驗時應量測項目及方案。	2.感謝委員提供寶貴意見。本試驗之檢定項目，除採水位資料比對外，亦對沖刷區位、流路及地形變化加以比較(P.9-5~P.9-7)。	同意。
3.在第 12 章中，建議說明各保護工現況、實施情形與相關缺失，而後再提出本計畫採用之方案，如此敘述較能使文章更為順暢。	3.感謝委員提供寶貴意見。本報告第二章已說明國內常用保護工法優缺點及災害蒐集，進而提出本計畫採行修正工法進行試驗，故第十二章僅針對本次試驗成果加以說明。	同意。
4.報告書請依本中心出版格式要求修訂之。	4.感謝委員提供寶貴意見。後續報告書修訂將依港灣技術研究中心之出版格式要求修訂。	同意。
六、本所港研中心 謝科長 明志：		
1.本研究在河道整治上，試驗得到不錯的成果，方案內疏濬 300m，不加保護工，其沖刷深度都在安全範圍內，為目前各配置的最佳方案，而對於挖方餘土的處置，研究團隊也提出現行水利署即採即售作法，顯示研究團隊也用心於實際可行的做法，這些皆值得肯定。	1.感謝委員肯定。	同意。
2.第五章中，採用 4 種參數組合進行檢定工作，P.5-10 圖 5.7 為檢定成果與實測水位之比較，據此結果進行驗證，得圖 5.9 的成果圖，該圖結果趨勢及最高水位都近似，但卻是採	2.感謝委員提供寶貴意見。本計畫已調整模式中橋墩設置方式，並重新進行檢定(0609 豪雨)與驗證(莫拉克颱風)；經檢討顯示採用 $n=0.05$, $L=1500$ 組的模擬水位與 0609 豪雨最高水位誤差 0.04m；與莫拉克颱風最高水位誤差 0.06m，故採用 $n=0.05$, $L=1500$ 進行	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
用 $n=0.04$, $L=1000$ 該組參數，但在檢定時，此組結果卻是與實測值在趨勢及最高水位不盡吻合，為何採用這組來驗證？	後續分析。	
3.第十章的水工試驗，共執行四個方案，各方案的試驗條件，及沖刷深度量測的橋墩，不盡相同，為何如此選用，考慮何在，請說明。	3.感謝委員提供寶貴意見。本試驗之方案為河中砂洲疏濬 300m 以及階梯式斷面，其中配置河中砂洲疏濬之目的，係藉由通洪能力增加，以降低流速進而減緩橋墩沖刷情同意況；配置階梯式斷面之目的，係引導水流，平時水流皆在最低階流動，洪水來時才漫灘至高階灘地，最後以水工模型試驗驗證工法之適用性。	同意。
七、本所港研中心 賴研究員 瑞應：		
1.報告中相關數值模擬及試驗圖片請標示水流方向以利閱讀。	1.感謝提供寶貴意見。文中將補充說明水流方向以及左右岸之敘述，方便閱讀。	同意。
2.第七章 7.5 小節之渠槽試驗成果所回歸之沖刷公式及第 7.7 小節之石塊衝擊力試驗所回歸之衝擊力公式，僅將迴歸結果公式列出，並無其他論述，相當可惜，建議應與目前常用之公式做一比較探討，或許未來可以提供工程界參考應用。	2.感謝提供寶貴意見。第七章 7.5 小節之渠槽試驗成果所回歸之沖刷公式，仍需透過現地沖刷實測資料，相互驗證。另由前人所推導土石流石塊撞擊力公式，其公式結構皆含撞擊速度與石塊粒徑，惟本次石塊衝擊力試驗所回歸之衝擊力公式，其前端係數會依現地土石流情況而有所不同。	同意。
3.報告圖之資料來源建議置放於圖名之下。報告有很多部份格式不符本中心出版品格式要求，請修正。	3.感謝提供寶貴意見。後續報告書修訂將依港灣技術研究中心之出版格式要求修訂。	同意。
八、本所港研中心 林研究員 雅雯：		
1.簡報 P.26、P.31，有無施設蛇籠保護工，沖刷深度情形，蛇籠保護工布設範圍，深度等建議於報告中補充說明，另沖刷深度較深之位置似乎施設前	1.感謝提供寶貴意見。文中已補充蛇籠保護工布設範圍，另本試驗沖刷深度係量測墩前沖刷，屬於定點量測，無法以斷面形式相互比較沖刷情形。	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：跨河橋梁保護工法之研究

合作研究單位：逢甲大學

參與審查人員及其所提之意見	研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
後有明顯變化，建議以斷面圖說明蛇籠之位置，沖刷深度比較情形。		
2.簡報 P.16，平面圖與斷面圖建議修改，左右上下一致。	2.感謝提供寶貴意見。平面圖與斷面圖將以文字加以說明，方便閱讀。	同意。
3.報告 P.11-2 流程圖，橋墩沖刷深度不在安全值，即進行河道疏濬，在現實上是否可行，建議考量。	3.感謝提供寶貴意見。文中說明若橋墩沖刷深度不在安全值，即研擬河道疏濬寬度，並非立即進行疏濬作業，求得適當寬度之後若在現實上並不可行，則以施設保護工法保護。	同意。
九、台灣區國道高速公路局 蘇工程師 昭憲：		
1.簡報 P.33 流程圖中最下一欄，權責分工關於橋梁上、下游 500m「內外」之敘述似乎誤植了，請修正之。	1.感謝提供寶貴意見。文中誤植部分已修正。	同意。
十、國家災害科技防救中心 鄧博士 敏政：		
1.台一線大甲溪橋 Q100 數值局部沖刷深度為 4.7m，但水工模型試驗於 P20 沖刷深度增大為 6.24m，請再檢視各重現期距流量與實驗值比對。	1.感謝提供寶貴意見。台一線大甲溪橋 Q100 數值局部沖刷深度為 4.7m，係採用 CSU 公式計算求得，後續將增列各種沖刷公式予以比較，並依試驗結果提供適合大甲溪之沖刷公式以供參採。	同意。
2.Q50 重現期距水工模型，加入保護工最大沖刷深度增加部分，請補充說明。	2.感謝提供寶貴意見。無橋墩保護工時，易於河道內產生深槽，使得深槽持續刷深，非深槽區沖刷則較不明顯；有保護工時，雖全面性保護，但水流經保護工時，易產生超臨界流，使得原先沖刷不明顯區域，產生沖刷。惟若保護得宜，亦可將整體沖刷深度控制在安全範圍內。	同意。

附錄二

期末報告簡報資料

一、前言

計畫緣起
研究目的
工作進度

台灣地區河川多屬坡陡流急，於洪水期間，橋墩或橋基之河床受到劇烈的沖刷，常導致橋梁傾倒而造成交通中斷得情況

- 賀伯颱風造成高屏溪高美大橋損壞
- 碧利斯颱風造成高屏大橋損壞
- 桃芝颱風造成陳有蘭溪仁和橋斷橋
- 辛樂克颱風造成后豐大橋斷橋
- 莫拉克颱風造成雙園大橋斷橋

近年來被列為危險的橋梁，大部分非因橋梁上部結構之問題，封橋主因為橋基裸露導致下部之基礎產生問題而被封橋，因此橋梁保護工法之研究實為當前之重要課題。

5

壹、前言

計畫緣起
研究目的
工作進度

本計畫的重點：利用數模與物模分析橋河共治的概念。

本計畫的分析架構：

橋河共治 = 橋墩局部工法 + 河道整治工法

【混凝土塊
蛇籠工
...】

透過渠槽試驗(斷面試驗)
測試較佳工法

【改變地形
固定水流
...】

透過數值模擬測試
較佳工法

↓

進行水工模型試驗(平面試驗)測試橋河共治

6

跨河橋梁保護工法之研究第四次期中報告審查意見(Ⅱ)

審查意見	意見回覆與處理狀況
3. 後續研究，橋墩保護工法，主要採用格籠及砂腸袋，但在現場，這兩樣材料都易滲漏或破裂，而試驗室內不太會有這些破壞現象，故試驗結果能否在現地適用，請考慮。	感謝委員提供寶貴意見。本試驗之成果係以材料無破壞之前提下進行各種保護工試驗，於現地施作時仍需考量材料強度(抗磨損及抗沖蝕)，以符合實際需求。
4. 無論方案A及方案B，經通洪後，地形地貌改變之影響，是否納入後續研究。	感謝委員提供寶貴意見。針對地形地貌改變之影響需以水工模型試驗概估地貌改變後流路可能流經位置，本計畫實驗結果亦顯示地形地貌之改變情況。
5. 橋墩開口工法，目前僅考慮減輕沖刷，但設計時因有承載能力或耐震能力之考量，是否會較難實施？	感謝委員提供寶貴意見。橋墩開口工法雖能減輕橋墩沖刷，惟在施工時，仍需克服承載能力與耐震能力，既有橋梁有改建上實質之困難，故經本計畫檢討結果不建議採用。

3

簡報大綱

- 壹. 前言
- 貳. 模擬河段之各式保護工法數值模擬
- 參. 水工模型試驗
- 肆. 橋河共治區橋墩保護工法及施設方式之建議
- 伍. 結論與建議



一、前言

計畫緣起

研究目的

工作進度

台灣地區河川多屬坡陡流急，於洪水期間，橋墩或橋基之河床受到劇烈的沖刷，常導致橋梁傾倒而造成交通中斷得情況

賀伯颱風造成高屏溪高美大橋損壞

碧利斯颱風造成高屏大橋損壞

桃芝颱風造成陳有蘭溪仁和橋斷橋

辛樂克颱風造成后豐大橋斷橋

莫拉克颱風造成雙園大橋斷橋

近年來被列為危險的橋梁，大部分非因橋梁上部結構之問題，封橋主因為橋基裸露導致下部之基礎產生問題而被封橋，因此橋梁保護工法之研究實為當前之重要課題。

5

壹、前言

計畫緣起

研究目的

工作進度

本計畫的重點：利用數模與物模分析橋河共治的概念。

本計畫的分析架構：

橋河共治 = 橋墩局部工法 + 河道整治工法

混凝土塊
蛇籠工
...

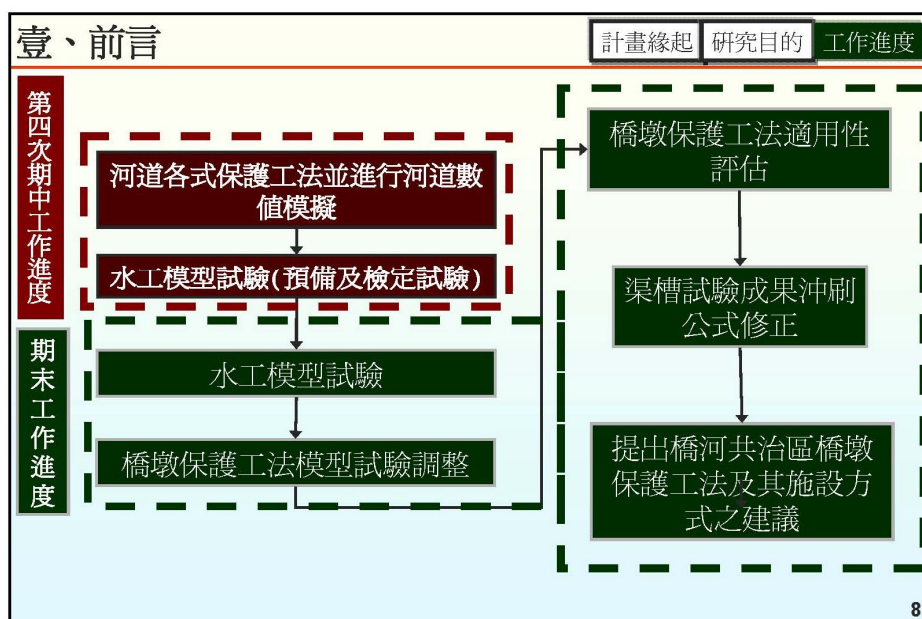
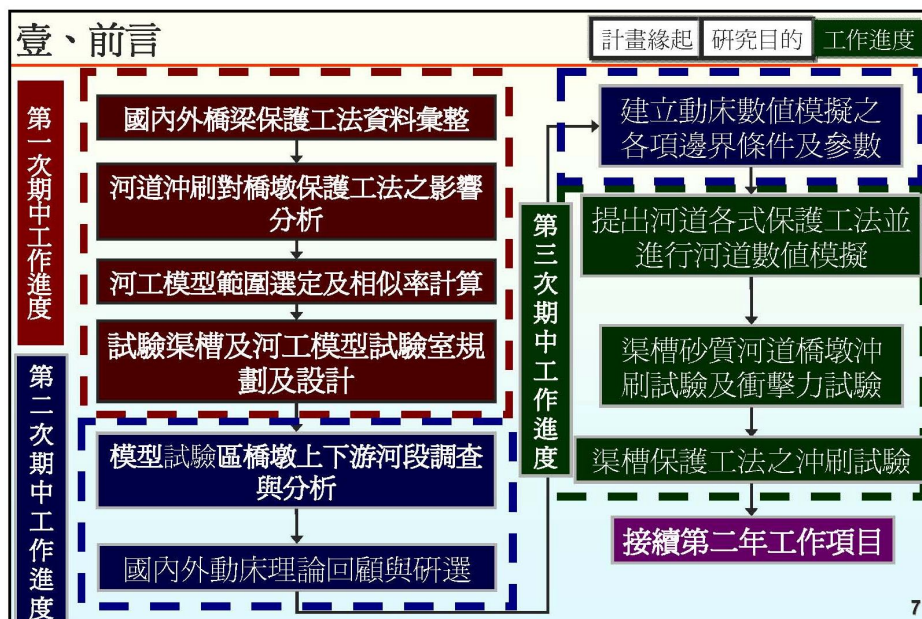
改變地形
固定水流
...

透過渠槽試驗(斷面試驗)
測試較佳工法

透過數值模擬測試
較佳工法

進行水工模型試驗(平面試驗)
測試橋河共治

6



貳、模擬河段之各式保護工法數值模擬

河道特性說明：

(1)上游河寬**750(m)**，河中砂洲將左岸(南岸)通水寬度束窄為**450(m)**。

(2)流路易朝**左岸偏流**。

(3)流路偏流為堤防沖刷、橋墩沖刷位置。



貳、模擬河段之各式保護工法數值模擬

河道特性說明：

(1)上游河寬**750(m)**，河中砂洲將左岸(南岸)通水寬度束窄為**450(m)**。

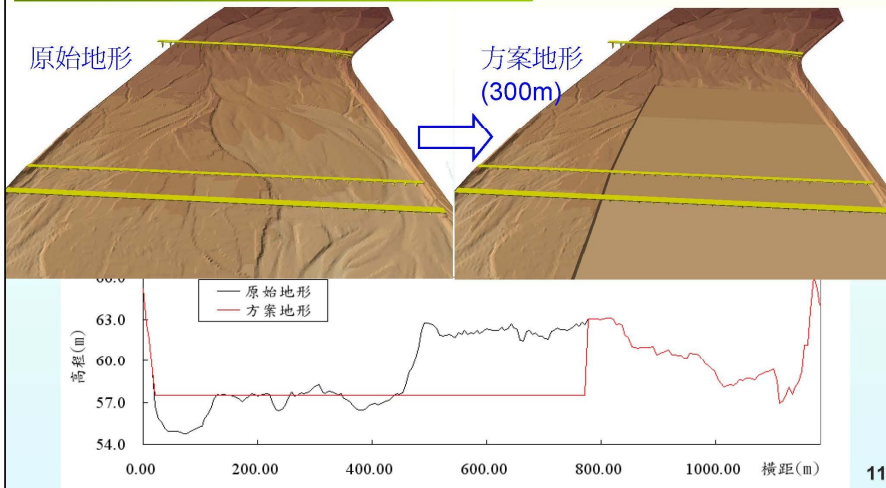
(2)流路易朝**左岸偏流**。

(3)流路偏流為堤防沖刷、橋墩沖刷位置。



貳、模擬河段之各式保護工法數值模擬

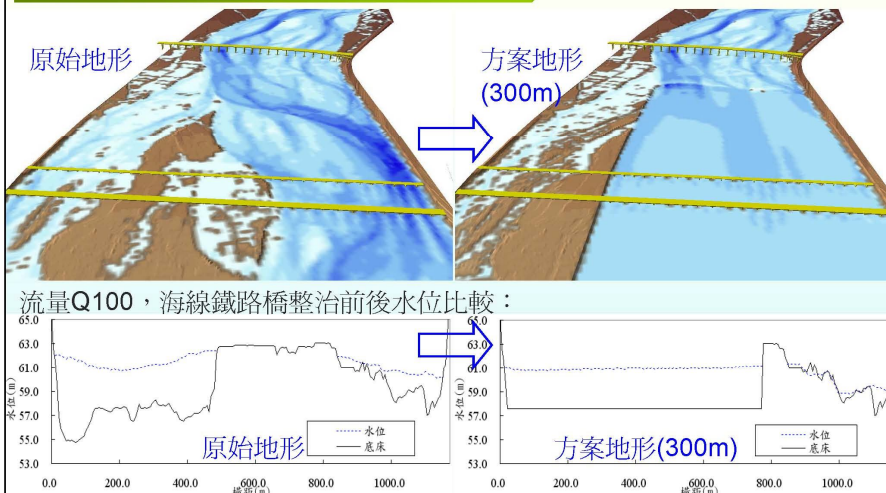
方案1、河中砂洲疏濬 300、200、100m 整治前後地形比較：



11

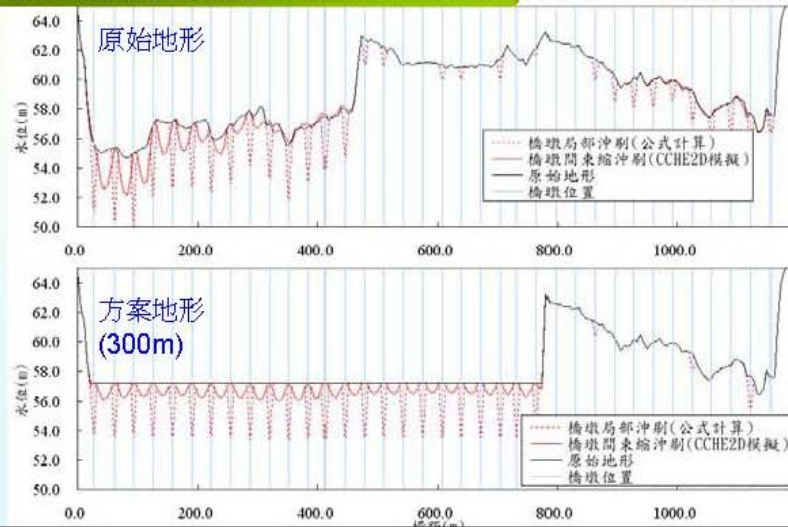
貳、模擬河段之各式保護工法數值模擬

方案1、河中砂洲疏濬 300、200、100m 流量Q100，模擬水深分布比較：



貳、模擬河段之各式保護工法數值模擬

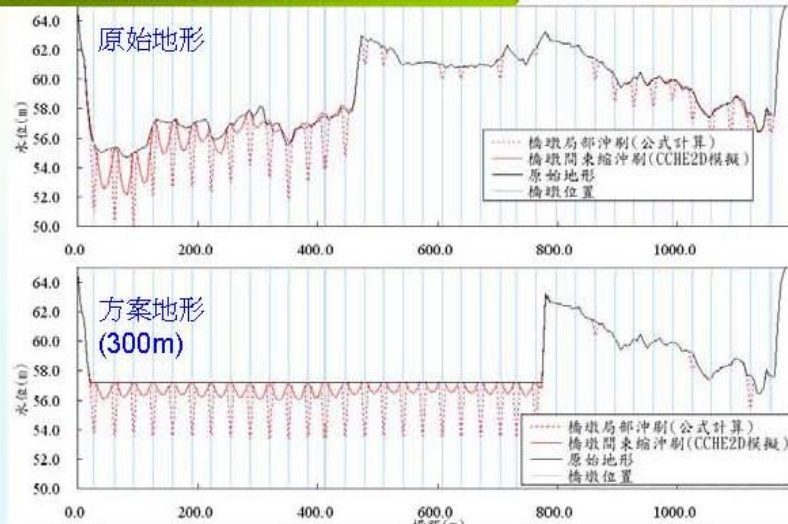
方案1、河中砂洲疏濬 300、200、100m 流量Q100，海線鐵路橋沖刷比較



13

貳、模擬河段之各式保護工法數值模擬

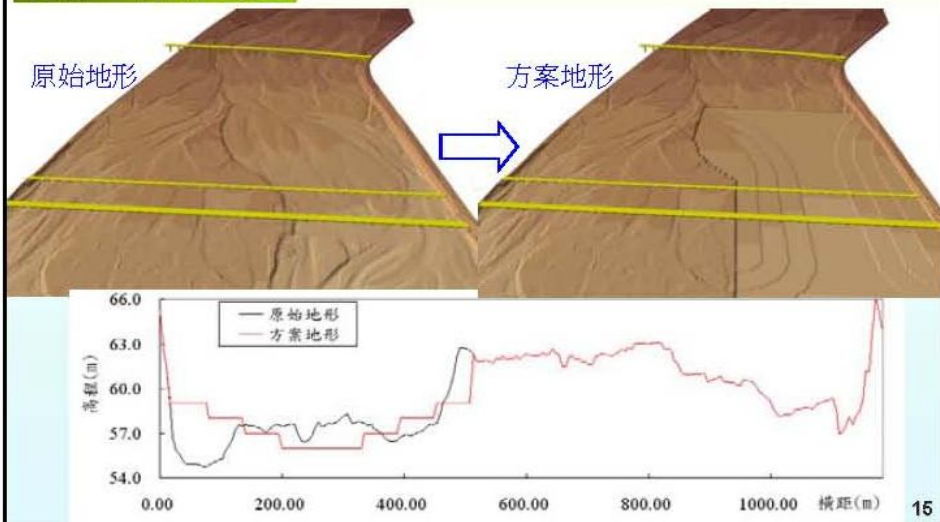
方案1、河中砂洲疏濬 300、200、100m 流量Q100，海線鐵路橋沖刷比較



13

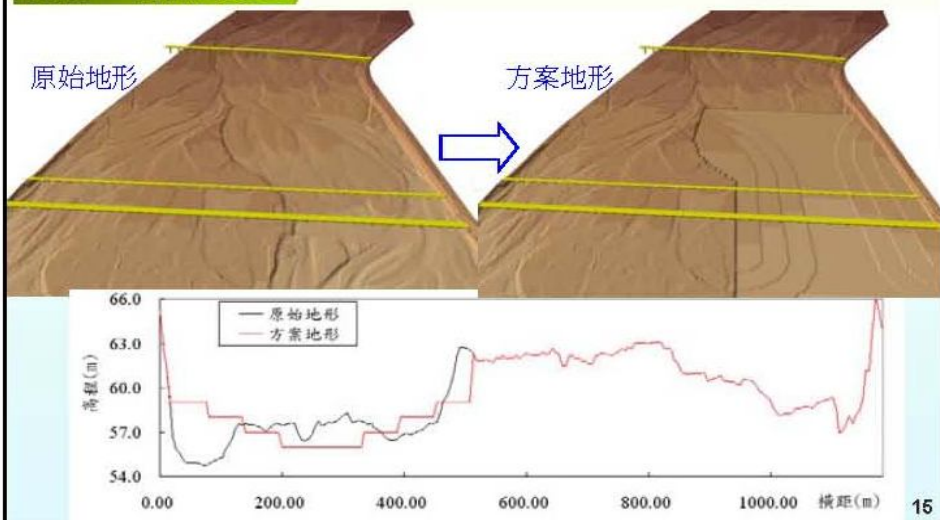
貳、模擬河段之各式保護工法數值模擬

方案2、階梯式灘地 整治前後地形比較：



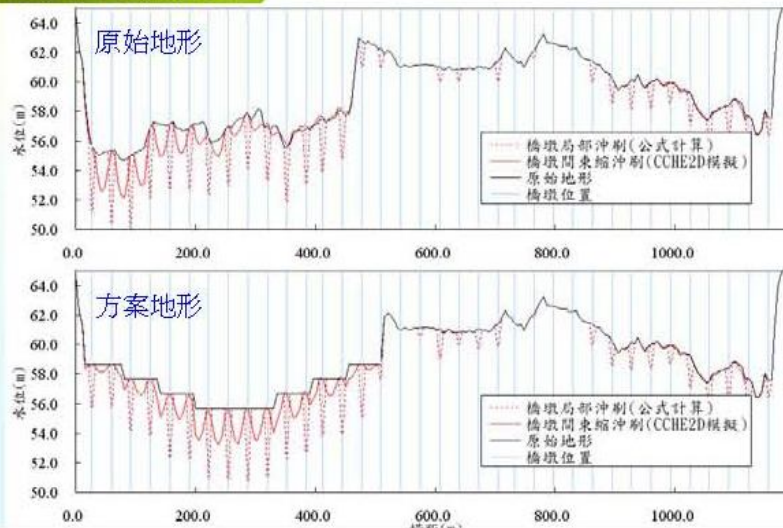
貳、模擬河段之各式保護工法數值模擬

方案2、階梯式灘地 整治前後地形比較：



貳、模擬河段之各式保護工法數值模擬

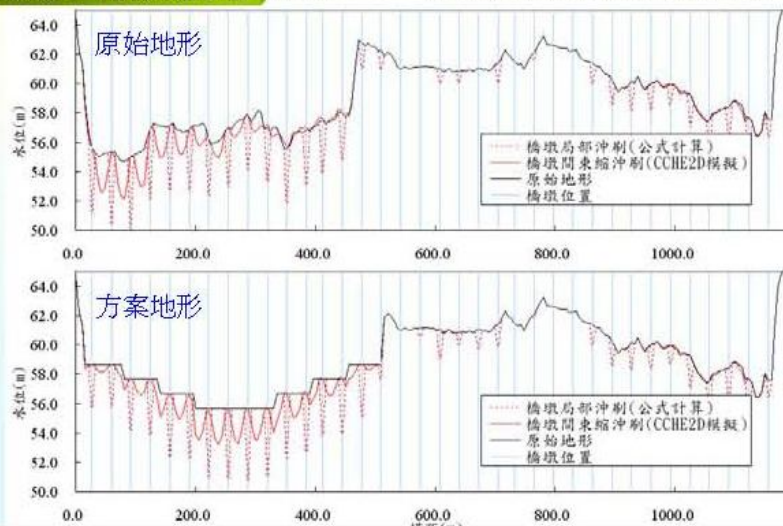
方案2、階梯式灘地 流量Q100，海線鐵路橋整治前後沖刷比較；



17

貳、模擬河段之各式保護工法數值模擬

方案2、階梯式灘地 流量Q100，海線鐵路橋整治前後沖刷比較；



17

貳、模擬河段之各式保護工法數值模擬

原始地形與兩種方案地形的模擬成果比較表：

台一線大甲溪橋，Q100	水位 (m)	改變 量	Vpeak (m/s)	改變 量	局部沖刷 深度(m)	改變 量
原始河道地形	58.3	—	9.5	—	6.08	—
河中砂洲疏濬寬度100m	58.6	+0.3	8.7	-0.8	5.91	-0.17
河中砂洲疏濬寬度200m	58.7	+0.4	6.6	-2.9	4.93	-1.15
河中砂洲疏濬寬度300m	58.6	+0.3	6.1	-3.4	4.68	-1.40
階梯式斷面	58.5	+0.2	9.1	-0.4	6.37	+0.29

19

參、水工模型試驗

水工模型試驗流程



20

參、水工模型試驗

試驗條件

- 1.以2年、10年、20年、50年、100年重現期距流量進行試驗
- 2.河道工法:河中砂洲邊緣疏濬300m

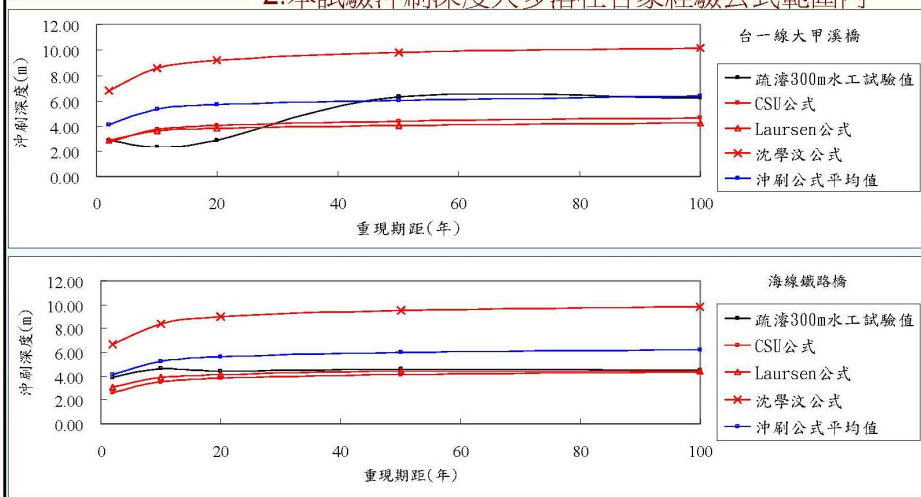
台一線大甲溪橋						
重現期距	橋墩編號	水工試驗冲刷深度(m)	數值模擬之冲刷深度(m)			
			CSU公式	Laursen公式	沈學汶公式	平均值
2	P21	2.96	2.8	2.9	6.8	4.17
10	P22	2.40	3.8	3.7	8.6	5.36
20	P23	2.96	4.1	3.9	9.2	5.73
50	P21	6.32	4.4	4.1	9.8	6.10
100	P20	6.24	4.7	4.3	10.2	6.40
海線鐵路橋						
重現期距	橋墩編號	水工試驗冲刷深度(m)	數值模擬之冲刷深度(m)			
			CSU公式	Laursen公式	沈學汶公式	平均值
2	P23	3.92	2.6	3.1	6.7	4.13
10	P27	4.64	3.5	3.9	8.4	5.27
20	P27	4.40	3.8	4.1	9.0	5.63
50	P26	4.56	4.1	4.4	9.5	6.00
100	P22	4.48	4.4	4.4	9.9	6.23

21

參、水工模型試驗

綜合分析-冲刷深度

- 1.冲刷深度隨重現其增大有趨緩趨勢
- 2.本試驗冲刷深度大多落在各家經驗公式範圍內



參、水工模型試驗

綜合分析-客庄堤防

- 1.以100年重現期距流量(10300cms)進行試驗
- 2.河中砂洲邊緣清淤300m
- 3.試驗結果:



經由河中砂洲邊緣清淤，使得通水斷面增加，流速降低下，可有效改善客庄堤防易遭洪流沖刷之現況

23

參、水工模型試驗

綜合分析-流路分析

由本次試驗顯示：

- 1.各重現期流路並無一定規律
- 2.2年重現期主深槽偏向右岸
- 3.10年重現期主深槽已分成兩股，導致台一線太甲溪橋沖刷深度較2年重現期來的淺
- 4.20年重現期主深槽已分成兩股，導致台一線太甲溪橋沖刷深度與2年重現期相當
- 5.50年與100年重現期僅有一股較明顯之主深槽，流路已較趨中且相近

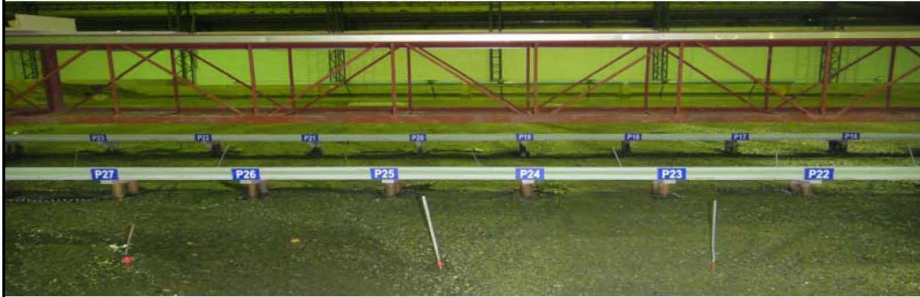


24

參、水工模型試驗

試驗條件

- 1.以50年重現期距流量(8900cms)進行試驗
- 2.河中砂洲邊緣疏濬300m+橋墩保護工法(蛇籠工法)
- 3.因台一線大甲溪橋最大沖刷區位落在P20~P23處，海線鐵路橋則是在P22~P27處，故橋墩保護工法鋪設位置則以上述橋墩為主。

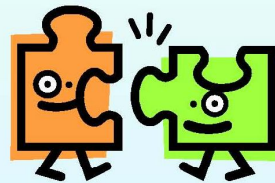


25

參、水工模型試驗

台一線大甲溪橋			
重現期距	橋墩編號	水工試驗沖刷深度(m)	
		無保護工	有保護工
50	P20	2.64	2.72
	P21	6.32	0.4
	P22	5.04	2.56
	P23	0.4	3.04
海線鐵路橋			
重現期距	橋墩編號	水工試驗沖刷深度(m)	
		無保護工	有保護工
50	P22	0.96	0.4
	P23	1.84	0.64
	P24	1.44	2.32
	P25	3.12	2.4
	P26	4.56	3.68
	P27	1.2	3.36

- 1.台一線大甲溪橋無埋設蛇籠工時，最大沖刷深度達6.32m；有埋設時，最大沖刷深度則為3.04m，有效降低沖刷深度2m
- 2.海線鐵路橋無埋設蛇籠工時，最大沖刷深度達4.56m；有埋設時，最大沖刷深度則為3.68m，有效降低沖刷深度0.88m。



26

參、水工模型試驗

試驗條件

- 1.以2年、10年、20年、50年、100年重現期距流量進行試驗
- 2.河道工法:階梯式灘地

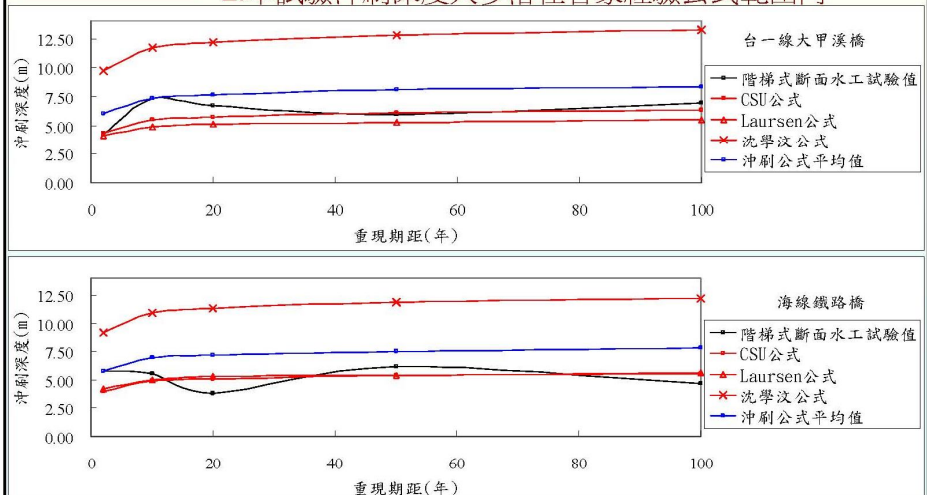
台一線大甲溪橋						
重現期距	橋墩編號	水工試驗冲刷深度(m)	數值模擬之數值模擬(m)			
			CSU公式	Laursen公式	沈學汶公式	平均值
2	P22	4.32	4.37	4.10	9.69	6.05
10	P24	7.36	5.49	4.90	11.70	7.36
20	P24	6.72	5.71	5.10	12.13	7.65
50	P24	6.00	6.12	5.30	12.80	8.07
100	P23	6.96	6.37	5.50	13.23	8.37
海線鐵路橋						
重現期距	橋墩編號	水工試驗冲刷深度(m)	數值模擬之數值模擬(m)			
			CSU公式	Laursen公式	沈學汶公式	平均值
2	P28	5.76	3.99	4.20	9.20	5.80
10	P24	5.52	4.87	5.00	10.91	6.93
20	P24	3.76	5.04	5.30	11.31	7.22
50	P28	6.16	5.36	5.40	11.85	7.54
100	P21	4.64	5.56	5.60	12.22	7.79

27

參、水工模型試驗

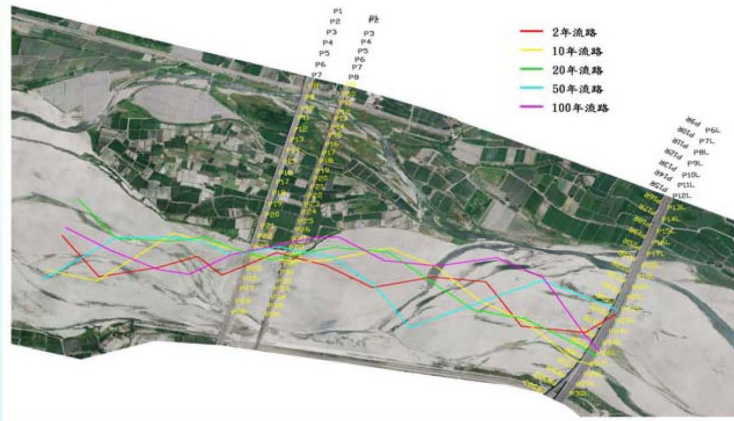
冲刷深度分析

- 1.低重現期冲刷深度較大，係水流集中單寬流量大所致
- 2.本試驗冲刷深度大多落在各家經驗公式範圍內



參、水工模型試驗

因受階梯式灘地影響，水流易順著灘地邊緣前進且集中，使流經海線鐵路橋與台一線大甲溪橋各重現期流路僅有一股較明顯之主深槽，流路較趨中且相近。



29

參、水工模型試驗

試驗條件

- 1.以10年重現期距流量(5900cms)進行試驗
- 2.階梯式灘地+橋墩保護工法(蛇籠工法)



30

參、水工模型試驗

台一線大甲溪橋			
重現期距	橋墩編號	水工試驗沖刷深度(m)	
		無保護工	有保護工
10	P22	0.40	2.80
	P23	2.88	4.64
	P24	7.36	4.96
	P25	7.12	7.12
海線鐵路橋			
重現期距	橋墩編號	水工試驗沖刷深度(m)	
		無保護工	有保護工
10	P21	0.24	0.40
	P22	0.48	0.56
	P23	2.32	0.56
	P24	5.52	4.08
	P25	3.84	3.44
	P26	3.84	2.72
	P27	2.48	1.28
	P28	2.56	2.96

表中顯示，台一線大甲溪橋無埋設蛇籠工時，最大沖刷深度達7.36m；有埋設時，最大沖刷深度則為7.12m，未明顯有效降低沖刷深度，係因河道束縮，水流集中，產生水躍現象，故未能有效減低沖刷深度。



31

參、水工模型試驗

結論

本計畫水工模型試驗結果顯示

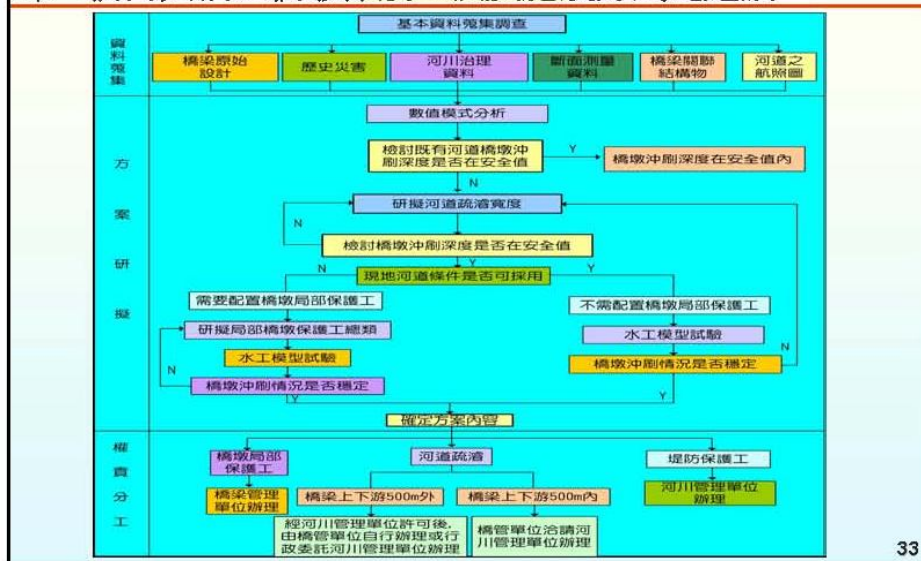
- (1)階梯式斷面或階梯式斷面+蛇籠工法，經試驗結果雖流心可在預期位置，惟邊坡會有沖刷形成不穩定情況，另主深槽沖刷深度亦較大。
- (2)砂洲疏濬300m可得良好保護效果，雖各重現期流心不一，但台一線大甲溪橋與海線鐵路橋最大沖刷深度皆在安全範圍，可不設橋梁保護工。



- 1.增加通洪斷面，以不配置橋墩保護工所需河道寬度，即為最佳方案。
- 2.若疏濬有困難或不可行時，則需研擬保護工法，其工法先以渠槽(斷面)試驗進行測試，最後以水工模型試驗檢討橋墩沖刷情況，以確定橋河共治方案。

32

肆、橋河共治區橋墩保護工法及施設方式之建議



33

肆、橋河共治區橋墩保護工法及施設方式之建議

橋梁基礎保護涉及結構工程、大地工程和水利工程領域，故各單位（橋梁及河川管理單位）需充分配合與協調，以達預期保護效果

橋河共治要點(草案)

為確保台灣地區既有及新建重要橋梁與重要橋梁上下游河段之安全，特定本要點。

橋河
共治
要點
(草案)
內容



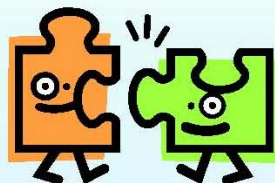
- 1.名詞定義
- 2.任務編組
- 3.小組任務
- 4.執行方式
- 5.檢查內容
- 6.改善措施
- 7.執行分工
- 8.經費籌措

34

伍、結論與建議

結論一

本計畫渠槽試驗為不加砂且不考慮水流攻角、石頭或漂流木及工法損壞。其中，砂腸袋工法較適用於海堤或低流速的堤防護岸，橋墩開口工法不適用於既有橋梁，潛堰固床工係全斷面結構，非本計畫探討的保護工法。故水工模型試驗採用蛇籠工法測試。



35

伍、結論與建議

結論二

本計畫水工模型試驗，共測試四種方案(砂洲疏濬300m、砂洲疏濬300m+蛇籠工法、階梯式斷面、階梯式斷面+蛇籠工法)，試驗結果顯示

(1)階梯式斷面或階梯式斷面+蛇籠工法，經試驗結果雖流心可在預期位置，惟邊坡會有沖刷形成不穩定情況，另主深槽沖刷深度亦較大。

(2)砂洲疏濬300m可得良好保護效果，雖各重現期流心不一，但台一線大甲溪橋與海線鐵路橋最大沖刷深度皆在安全範圍，可不設橋梁保護工，故為最佳方案。



36

伍、結論與建議

結論三

本研究研擬橋河共治區橋墩保護方案之流程，係先以數值模擬檢討橋梁安全，若沖刷過大，則研擬河道疏濬，優先考量以不配置橋墩保護工所需寬度，若疏濬有困難或不可行時，則需研擬保護工法，其工法先以渠槽(斷面)試驗進行測試，最後以水工模型試驗檢討橋墩沖刷情況，以確定橋河共治方案。

結論四

橋梁及河川管理單位不一，欲達橋河共治目標需各單位配合辦理，本計畫研究結果之橋河共治方案流程圖可作為參考。

37

伍、結論與建議

建議一

本計畫已完成水工模型實驗。為增進斷面地形及水位量測便利性及準確性，應考慮增建移動式觀測平台。此外，為順利完成水工模型檢定與驗證，建議長期觀測或蒐集各主要河系橋梁水位資料，作為未來水工模型實驗之參考。

建議二

為確保橋梁及橋梁段河川安全，應由相關單位組成任務小組，依本計畫研擬之橋河共治要點(草案)辦理。先以數值模擬檢討橋梁安全，並以渠槽(斷面)試驗或水工模型試驗驗證工法可行性，並由橋梁及河川管理單位依權責分工，以達預期保護效果

38

謝謝聆聽 敬請指教

39