

100-153-7571
MOTC-IOT-98-H1EB007

跨河橋梁安全評估之研究



交通部運輸研究所

中華民國 100 年 12 月

100-153-7571
MOTC-IOT-98-H1EB007

跨河橋梁安全評估之研究

著者：邱永芳、謝明志、賴瑞應、林雅雯、林三賢
張嘉賢、廖振程、林炤圭、楊國城、黃進國
羅冠顯、汪書瑜、袁瑜鎡、許師瑜、尤俊傑
唐韻淳、戴可茵

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

跨河橋梁安全評估之研究

/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 978-986-03-1318-5 (平裝)

1. 橋樑工程 2. 施工管理

441.815

100027965

跨河橋梁安全評估之研究

著者：邱永芳、謝明志、賴瑞應、林雅雯、林三賢、張嘉賢、廖振程
林紹圭、楊國城、黃進國、羅冠顯、汪書瑜、袁瑜鎂、許師瑜
尤俊傑、唐韻淳、戴可茵

出版機關：交通部運輸研究所

地址：10548 台北市敦化北路 240 號

網址：www.ihmt.gov.tw (中文版>中心出版品)

電話：(04)26587176

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 台北市中山區松江路 209 號 F1•電話：(02)25180207

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

GPN：1010004945

ISBN：978-986-03-1318-5 (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

跨河橋梁安全評估之研究

交通部運輸研究所

GPN : 1010004945

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：跨河橋梁安全評估之研究			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN 978-986-03-1318-5 (平裝)	政府出版品統一編號 1010004945	運輸研究所出版品編號 100-153-7571	計畫編號 98-H1EB007
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：國立臺灣海洋大學 計畫主持人：林三賢 研究人員：張嘉峰、廖振程、林炤圭、楊國誠、汪書瑜、袁瑜鎂、許師瑜、尤俊傑、唐韻淳、戴可茵、黃進國、羅冠顯、汪書瑜、袁瑜鎂 地址：20224 基隆市北寧路 2 號 聯絡電話：02-24622192		研究期間 自 98 年 10 月 至 100 年 12 月
關鍵詞：跨河橋梁、沉箱基礎、樁基礎、安全評估、破壞包絡線			
摘要： 臺灣地區橋梁分布於臺灣地區各大河系，近年來因河水沖刷，造成部分河系的橋基平時裸露數公尺，更遑論颱風豪雨來臨時，所侵襲的橋梁災害。為確保橋梁之結構與營運安全，本計畫配合「跨河橋梁安全預警系統之建立研究」的整合與分工，建立了橋梁基礎結構沖刷安全評估模式。藉由本基礎結構安全評估模式之建立，期能進行國內各橋梁的相關警戒及行動指標分析與訂定橋梁安全評估程序。本計畫除藉由案例橋梁資料進行分析模式驗證外，也探討保護工法失敗後或者材料劣化時對橋梁沖刷之影響，對橋梁於中長期受沖刷之安全與維護管理有相當助益。			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
100 年 12 月	320	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： <input type="checkbox"/> 密 <input type="checkbox"/> 機密 <input type="checkbox"/> 極機密 <input type="checkbox"/> 絕對機密 （解密條件： <input type="checkbox"/> 年 <input type="checkbox"/> 月 <input type="checkbox"/> 日解密， <input type="checkbox"/> 公布後解密， <input type="checkbox"/> 附件抽存後解密， <input type="checkbox"/> 工作完成或會議終了時解密， <input type="checkbox"/> 另行檢討後辦理解密） <input checked="" type="checkbox"/> 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: Safety Evaluation of River-crossing Bridges			
ISBN(OR ISSN) ISBN 978-986-03-1318-5 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010004945	IOT SERIAL NUMBER 100-153-7571	PROJECT NUMBER 98-H1EB007
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Yung-fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: Ming-jyh Hsieh PRINCIPAL STAFF: Jui-ying Lai , Ya-wen Lin PHONE: (04) 26587170 FAX: (04) 26564418			PROJECT PERIOD FROM October 2009 TO December 2011
RESEARCH AGENCY: SINOTECH ENGINEERING CONSULTANTS, INC. PRINCIPAL INVESTIGATOR: San-shyan Lin PROJECT STAFF: Chia-Feng Chang , Jen-Cheng Liao , Jaw-Guei Lin, Shih-Yu Hsu , Chin-Kuo Huang , Guan-Suan Luo , Shu-Yu Wang , Yu-Mei Yuan ADDRESS: 2, PEI-NING RD., KEELUNG 20224, Taiwan, R.O.C. PHONE: (02) 24622192			
WORDS: Crossed-river Bridge, Caisson Foundation, Pile Foundation, Safety Evaluation, Failure Envelope			
ABSTRACT:			
<p>Due to the serious erosion problem of almost all Taiwan rivers, the crossed-river bridges are subjected to scour problem heavily and the foundation of bridge exposed above the river bed for several meters in ordinary day, not to mention in flooding period after the heavy rain of typhoon or severe thunder storm, several disasters of broken bridge have occurred within these couple years. In order to ensure the safety of bridge structure and transportations, this project, as a sub-project of "The study on establishment of river-crossing bridges safety precaution system", focus on establishing an evaluation model about the safety of scoured bridge foundation. The model takes into account the hydraulic characteristics and field monitoring data of the river, the effectiveness of protection facilities and conditions of the bridge material will also be considered. Through the model, the mechanism of the failure of the bridge system due to the scour can then be analyzed and the guideline of the disaster monitoring and precaution procedure can then be established, and also the maintenance of the bridge after the severe foundation erosions can be evaluated.</p>			
DATE OF PUBLICATION December 2011	NUMBER OF PAGES 320	PRICE 300	CLASSIFICATION <input type="checkbox"/> RESTRICTED <input type="checkbox"/> CONFIDENTIAL <input type="checkbox"/> SECRET <input type="checkbox"/> TOP SECRET <input checked="" type="checkbox"/> UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

跨河橋梁安全評估之研究

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
目錄	III
圖目錄	VII
表目錄	XIV
第一章 前 言	1-1
1.1 計畫源起	1-1
1.2 計畫範圍與目的	1-1
1.3 與其他子計畫之關連性	1-2
1.4 計畫工作內容	1-4
第二章 文獻資料蒐集	2-1
2.1 橋梁耐洪安全評估相關文獻	2-1
2.2 國內橋梁封橋作業研究資料彙整	2-6
2.3 小結	2-12
第三章 沖刷破壞橋梁資料彙整與分析	3-1
3.1 歷年破壞橋梁案例彙整	3-1
3.2 橋梁破壞資料分析	3-18
第四章 影響橋墩沖刷因子分析	4-1
4.1 影響橋墩沖刷因子彙整	4-1
4.2 橋墩沖刷因子分析	4-19
第五章 橋梁沖刷基礎破壞類型分析	5-1
5.1 影響既有橋梁基礎穩定之因素	5-1

5.2	上部結構破壞	5-5
5.3	下部結構破壞-樁基礎及沉箱基礎	5-7
第六章	分析模式建立	6-1
6.1	流速與水流作用力資料收集	6-1
6.1.1	公路橋樑設計規範之水流力規定	6-1
6.1.2	河川的水流特性	6-2
6.2	小結構物受水流作用之附近流場與流體力的數值模擬	6-32
6.3	橋梁基礎結構分析模式建立	6-41
6.3.1	沉箱極限分析模式	6-42
6.3.2	基樁極限分析模式建立	6-50
6.3.3	有限元素分析法	6-58
6.3.4	振動分析模式建立	6-62
6.4	保護工法及材料劣化對基礎結構影響評估	6-65
6.4.1	保護工法對橋梁沖刷之影響	6-65
6.4.2	材料劣化對基礎結構影響	6-67
6.5	沖刷影響因子參數分析	6-67
6.6	基礎破壞包絡線分析	6-68
6.7	橋梁安全評估警戒值、行動值分析	6-71
6.7.1	國內相關封橋規定研析	6-71
6.7.2	警戒值及行動值分析	6-72
第七章	案例分析	7-1
7.1	案例橋梁-國道 1 號及 3 號大甲溪橋	7-1
7.1.1	國道 1 號及 3 號大甲溪橋基本概況	7-1
7.1.2	地形及地質	7-7
7.1.3	氣候及水文	7-9

7.1.4 橋址現況	7-12
7.1.5 基礎耐洪能力分析	7-18
7.1.6 沖刷影響因子參數分析	7-41
7.1.7 基礎破壞包絡線分析	7-44
7.1.8 橋梁安全評估警戒值及行動值分析	7-45
7.1.9 河床有無保護工對橋梁基礎耐洪能力探討	7-46
7.1.10 材料劣化對基礎結構影響分析	7-47
7.1.11 漂流木撞擊力分析	7-47
7.1.12 水流作用力變化影響分析	7-49
7.1.13 Plaxis 有限元素分析	7-50
7.1.14 振動分析	7-52
7.2 沉箱分析案例	7-55
7.2.1 橋梁基本資料	7-55
7.2.2 橋梁土層狀況	7-60
7.2.3 二維水理分析資料—僅部份護坦保護	7-61
7.2.4 橋梁沉箱基礎耐洪承載能力分析—僅部份護坦保護	7-63
7.2.5 二維水理分析資料—全部護坦保護	7-72
7.2.6 橋梁沉箱基礎耐洪承載能力分析—全護坦保護	7-75
7.2.7 沉箱傾覆分析	7-75
第八章 橋梁安全評估程序研擬	8-1
第九章 結論與建議	9-1
9.1 結論	9-1
9.2 建議	9-2
參考文獻	參-1
附錄一 FLOW-3D 的理論基礎與功能介紹	附錄 1-1

附錄二	期中期末報告審查意見處理情形表	附錄 2-1
附錄三	期末報告簡報資料	附錄 3-1
附錄四	國道 1 號及 3 號大甲溪橋不同水流流速、水位高度與沖刷深度下，橋梁基礎耐洪分析成果	光碟片
附錄五	台 1 線大甲溪橋、台 61 西濱大甲溪橋、高鐵大甲溪橋、台鐵縱貫線(海線)大甲溪橋、台鐵縱貫線(山線)大甲溪橋及重建工程后豐大橋不同水流流速、水位高度與沖刷深度下，橋梁基礎耐洪分析成果	光碟片

圖 目 錄

圖 1.1 與各子計畫關係示意圖	1-3
圖 1.2 研究流程圖	1-5
圖 1.3 第一期預定進度甘特圖	1-6
圖 1.4 第二期預定進度甘特圖	1-7
圖 2.1 公路總局(2010)封橋標準作業流程圖	2-8
圖 2.2 颱洪期間封橋作業應變流程圖(林呈，2005).....	2-11
圖 3.1 橋梁損害照片	3-18
圖 3.2 2007 年~2009 年橋梁阻斷資料統計	3-19
圖 3.3 1998 年~2005 年受沖刷橋梁基礎類型資料	3-19
圖 4.1 橋墩沖刷機制示意圖(Melville and Coleman,2000)	4-2
圖 4.2 局部沖刷深度與水流流速(Melville & Coleman, 2000)	4-3
圖 4.3 局部沖刷深度與水流流速(Melville, 1998)	4-5
圖 4.4 沖刷深度隨時間變化圖(Melville and Chiew, 1999)	4-6
圖 4.5 影響橋梁沖刷因子與橋梁基礎結構安全之關係	4-20
圖 5.1 2009 年莫拉克颱風期間橋梁沖刷受損原因流程圖(蔡清標、林呈 等，2010)	5-3
圖 5.2 2009 年莫拉克颱風期間橋梁受漂流木影響受損流程圖(蔡清標、 林呈等，2010).....	5-4
圖 5.3 2009 年莫拉克颱風期間受損橋梁標高與長度分布圖(邱永芳等， 2011)	5-5
圖 5.4 上部結構破壞示意圖	5-6
圖 5.5 后豐大橋斷橋前後比較	5-7
圖 5.6 旗山橋斷橋	5-7
圖 5.7 沉箱基礎沖刷前後示意圖	5-8

圖 5.8 群樁基礎沖刷前後示意圖	5-8
圖 6.1 明渠水流的水流特性圖	6-2
圖 6.2 不同雷諾數之穩定流中光滑圓柱之水流型態	6-7
圖 6.3 光滑圓柱的拖曳力係數與雷諾數的關係圖	6-8
圖 6.4 光滑圓柱的拖曳力係數與雷諾數的關係圖(Schewe, 1983).....	6-8
圖 6.5 光滑圓柱於不同雷諾數的壓力與剪應力分佈圖(Achenbach, 1968)	6-9
圖 6.6 光滑圓柱於不同雷諾數的壓力分佈以及分離點位置圖 (Achenbach, 1968)	6-9
圖 6.7 通過橋墩的渠流分類圖	6-16
圖 6.8 濁水溪流速觀測及加速度時序圖(2009 年 8 月~2010 年 9 月)	6-30
圖 6.9 物理模型側視圖	6-33
圖 6.10 渠流到物理外形及尺寸示意圖	6-34
圖 6.11 網格邊界條件設定圖	6-34
圖 6.12 渠流道斷面位置示意圖	6-34
圖 6.13 $u=300\text{cm/s}$ ，各斷面值點 z 方向之速度分佈圖	6-35
圖 6.14 $u=500\text{cm/s}$ ，各斷面值點 z 方向之速度分佈圖	6-35
圖 6.15 $u=700\text{cm/s}$ ，各斷面值點 z 方向之速度分佈圖	6-36
圖 6.16 $u=900\text{cm/s}$ ，各斷面值點 z 方向之速度分佈圖	6-36
圖 6.17 位於 $z=200\text{cm}$ 斷面，各種流速下之流線平面圖.....	6-36
圖 6.18 位於 $z=1000\text{cm}$ 斷面，各種流速下之流線平面圖.....	6-36
圖 6.19 卡門渦街示意	6-37
圖 6.20 位於 $z=1000\text{cm}$ 斷面，不同流速之壓力分佈圖.....	6-37
圖 6.21 流速為 900cm/s ，不同斷面之壓力分佈圖.....	6-37
圖 6.22 流速為 900cm/s ，不同斷面之壓力分佈圖.....	6-38

圖 6.23 圓柱體附近無因次軸向速度分布示意圖($U=3\text{m/s}$, $h=4\text{m}$) 6-40
圖 6.24 圓柱體附近無因次軸向速度分布示意圖($U=9\text{m/s}$, $h=4\text{m}$) 6-40
圖 6.25 圓柱體附近無因次軸向速度分布示意圖($U=3\text{m/s}$, $h=10\text{m}$)	.. 6-40
圖 6.26 圓柱體附近無因次軸向速度分布示意圖($U=9\text{m/s}$, $h=10\text{m}$)	.. 6-41
圖 6.27 模式建立規劃流程圖 6-42
圖 6.28 沉箱基礎/土壤/水流互制示意圖 6-46
圖 6.29 沉箱圓形基礎之有效接觸面積 6-47
圖 6.30 圓形基礎之 α 與 e/r 之關係圖 6-47
圖 6.31 沉箱結構水平變位分析 6-48
圖 6.32 樁受側向載重之理論解(張有齡,1937) 6-54
圖 6.33 樁受側向載重之理論解(Reese 與 Matlock,1956) 6-56
圖 6.34 群樁基礎受力機制圖 6-57
圖 6.35 PLAXIS 耐洪分析流程 6-60
圖 6.36 PLAXIS 二維基樁分析模式 6-61
圖 6.37 PLAXIS 二維沉箱分析模式 6-61
圖 6.38 衝擊試驗示意圖 6-63
圖 6.39 橋梁基礎破壞包絡線示意圖 6-70
圖 6.40 基礎破壞包絡線流程 6-70
圖 6.41 橋梁警戒值與行動值分析流程 6-74
圖 6.42 橋梁警戒值與行動值示意圖 6-74
圖 7.1 國道 1 號跨大甲溪橋地理位置示意 7-2
圖 7.2 國道 1 號跨大甲溪橋 7-3
圖 7.3 國道 1 號大甲溪橋主河道行水區 7-3
圖 7.4 國道 1 號大甲溪橋 P13 橋墩樁帽裸露 7-3
圖 7.5 國道 1 號大甲溪橋 P15 橋墩裸露 7-3

圖 7.6 國道 1 號大甲溪橋河床狀況.....	7-3
圖 7.7 國道 1 號大甲溪橋下游潛堰.....	7-4
圖 7.8 國道 1 號大甲溪橋 P12 橋墩	7-4
圖 7.9 國道 3 號跨大甲溪橋位置示意圖	7-5
圖 7.10 TYPE M 橋墩正、側視圖	7-6
圖 7.11 國道 3 號大甲溪橋北端主河道行水區	7-6
圖 7.12 國道 3 號大甲溪橋 P20 橋墩基礎淘刷	7-6
圖 7.13 國道 3 號大甲溪橋南端主河道行水區	7-6
圖 7.14 國道 3 號大甲溪橋 P24 橋墩樁帽裸露.....	7-6
圖 7.15 國道 3 號大甲溪橋 P24 橋墩水位尺.....	7-7
圖 7.16 國道 3 號大甲溪橋 P26~P27 橋墩間現況.....	7-7
圖 7.17 國道 3 號大甲溪橋 P23 橋墩沖刷坑.....	7-7
圖 7.18 國道 3 號大甲溪橋 P21 橋墩監測儀器	7-7
圖 7.19 國道 3 號大甲溪橋 P24 橋墩監測儀器	7-7
圖 7.20 國道 3 號大甲溪橋 P28 橋墩監測儀器	7-7
圖 7.21 國道 1 號跨大甲溪橋周邊地質與斷層圖	7-8
圖 7.22 國道 1 號跨大甲溪橋周邊地質與斷層圖	7-8
圖 7.23 大甲河流域計畫流量分配圖.....	7-11
圖 7.24 大甲溪各河段計畫洪峰流量分配區	7-13
圖 7.25 國道 1 號歷年河道航照圖.....	7-15
圖 7.26 國道 3 號歷年河道航照圖.....	7-15
圖 7.27 河口至國道 3 號高速公路河道沖淤變化圖	7-16
圖 7.28 歷年大甲溪河道累積沖淤量變化圖(馬鞍壩以下河道).....	7-17
圖 7.29 大甲溪橫斷面圖位置示意.....	7-17
圖 7.30 斷面 9-1(國道 1 號大甲溪橋)河床斷面圖	7-18

圖 7.31 斷面 23-1(國道 3 號大甲溪橋)河床斷面圖	7-18
圖 7.32 國道 1 號大甲溪橋斷面圖.....	7-20
圖 7.33 國道 1 號大甲溪橋 P12E 斷面圖(上部結構).....	7-21
圖 7.34 國道 1 號大甲溪橋 P12E 斷面圖(下部結構).....	7-22
圖 7.35 國道 1 號大甲溪橋 P12E 斷面圖(拓寬段).....	7-24
圖 7.36 國道 1 號大甲溪橋 P12E 基樁平面配置圖(拓寬段)	7-23
圖 7.37 國道 1 號大甲溪橋 P12E 材料參數	7-25
圖 7.38 國道 1 號大甲溪橋地質鑽探資料	7-26
圖 7.39 國道 3 號大甲溪橋斷面圖.....	7-28
圖 7.40 國道 3 號大甲溪橋 P24L 斷面圖	7-29
圖 7.41 國道 3 號大甲溪 P24L 基礎配置圖	7-30
圖 7.42 國道 3 號大甲溪橋 P24L 基樁斷面圖	7-31
圖 7.43 國道 3 號大甲溪橋 P24L 承載資料	7-32
圖 7.44 國道 3 號大甲溪橋 P24L 尺寸資料	7-33
圖 7.45 國道 3 號大甲溪橋 P24L 承載分析成果(水位高度 2m)	7-41
圖 7.46 國道 3 號大甲溪橋 P24L 承載分析成果(水位高度 4m)	7-42
圖 7.47 國道 3 號大甲溪橋 P24L 承載分析成果(水位高度 10m).....	7-42
圖 7.48 國道 3 號大甲溪橋 P24L 承載分析成果(水位高度 2m vs.4m)	7-43
圖 7.49 國道 3 號大甲溪橋 P24L 承載分析成果(水位高度 2m vs.10m)	7-43
圖 7.50 國道 3 號大甲溪橋 P24L 破壞包絡線(水位表示)	7-44
圖 7.51 國道 3 號大甲溪橋 P24L 破壞包絡線面.....	7-45
圖 7.52 國道 3 號大甲溪橋 P24L 警戒值與行動值破壞包絡線面	7-46
圖 7.53 國道 3 號大甲溪橋 P24L 受不同漂流木水流作用力破壞包絡線 面	7-48

圖 7.54 國道 3 號大甲溪橋 P24L 不同水流作用力破壞包絡線面	7-50
圖 7.55 Plaxis 元素模型	7-51
圖 7.56 未沖刷時基樁應力分布狀況.....	7-51
圖 7.57 沖刷後基樁應力分布狀況.....	7-51
圖 7.58 SAP2000 分析模型	7-54
圖 7.59 北部某公路橋位置示意圖.....	7-56
圖 7.60 北部某公路橋平面及斷面圖	7-57
圖 7.61 北部某公路橋橋墩斷面配筋圖	7-58
圖 7.62 北部某公路橋橋墩斷面配筋圖	7-59
圖 7.63 北部某公路橋地質資料	7-60
圖 7.64 北部某公路橋河道斷面二維流場有限元素網格分割圖	7-62
圖 7.65 沉箱基礎橋墩之耐洪分析示意圖	7-64
圖 7.66 沉箱平移與旋轉	7-65
圖 7.67 沉箱之旋轉中心	7-66
圖 7.68 情況 1($h_{left}/D > 1.3$)沉箱側向土壓分佈圖	7-67
圖 7.69 案例橋梁護坦施作前後照片	7-74
圖 7.70 沉箱斷面資料	7-77
圖 7.71 沉箱傾覆分析破壞包絡面.....	7-77
圖 7.72 沉箱承載分析破壞包絡面.....	7-78
圖 7.73 沉箱傾覆分析與承載分析破壞包絡面關係圖	7-78
圖 8.1 橋梁基礎耐洪穩定計算分析流程圖	8-2
圖 8.2 橋梁基礎破壞包絡線分析流程圖	8-3
圖 8.3 橋梁基礎破壞警戒值及行動值分析流程圖	8-4
圖 8.4 橋梁基礎破壞警戒值及行動值的判定圖	8-4
圖附 1.1 體積比函數 $F(x, y, z; t)$	附錄 1-4

圖附 1.2 數值造波器	附錄 1-5
圖附 1.3 數值模擬流程圖	附錄 1-8

表 目 錄

表 2-1 橋梁最小淨空(資料來源：公路排水設計規範)	2-6
表 3-1 1998 年至 2001 年國內橋基或橋基保護工受損情形一覽表(林 呈，2002)	3-3
表 3-2 2008 年辛樂克颱風橋梁阻斷資訊一覽表	3-10
表 3-3 2008 年哈格比颱風橋梁阻斷資訊一覽表	3-10
表 3-4 2008 年薔蜜颱風橋梁阻斷資訊一覽表	3-11
表 3-5 2009 年莫拉克颱風橋梁阻斷資訊一覽表	3-13
表 4-1 影響橋梁沖刷的因素(Melville and Coleman,2000)	4-2
表 4-2 影響橋梁耐洪能力的因素(公路總局,2010)	4-11
表 4-3 影響橋梁耐洪能力的因素(唐治平等, 2000)	4-12
表 4-4 影響橋梁耐洪能力的因素(陳清泉等人, 1998)	4-12
表 4-5 影響橋梁耐洪能力的因素(陳振川等人, 2007)	4-13
表 6-1 k_s 建議值(Zegzhda,1938)	6-11
表 6-2 k_s 建議值(Ackers,1938)	6-11
表 6-3 與渠流相關的 Manning 係數參考值(譯自 Chow, 1959)	6-13
表 6-4 與非滿管流相關的 Manning 係數參考值 (譯自 Chow, 1959)	6-15
表 6-5 依公路橋樑設計規範試算的水流作用力(單位： kgf/m)	6-23
表 6-6 試算範圍的雷諾數	6-23
表 6-7 試算範圍的福祿數	6-24
表 6-8 試算範圍的拖曳作用力($C_D = 0.5, \rho = 998$)	6-26
表 6-9 本研究與橋樑規範的拖曳作用力比值($C_D = 0.5, \rho = 998$)	6-26
表 6-10 試算範圍的慣性作用力($C_D = 0.5, \rho = 998$, 加速度 $0.001Um/s^2$)	6-26

表 6-11 試算範圍的慣性作用力($C_D = 0.5, \rho = 998$, 加速度 $0.01Um/s^2$)	6-27
表 6-12 本研究與橋樑規範的水流力比值($C_D = 0.5, \rho = 998$, 加速度 $0.001Um/s^2$)	6-27
表 6-13 本研究與橋樑規範的水流力比值($C_D = 0.5, \rho = 998$, 加速度 $0.01Um/s^2$)	6-27
表 6-14 本研究與橋樑規範的拖曳作用力比值($C_D = 0.5, \rho = 1200$)	6-28
表 6-15 本研究與橋樑規範的水流總作用力比值($C_D = 0.5, \rho = 1200$, 加速度 $0.001Um/s^2$)	6-28
表 6-16 本研究與與橋樑規範的水流總作用力比值($C_D = 0.5, \rho = 1200$, 加速度 $0.01Um/s^2$)	6-28
表 6-17 濁水溪流速觀測資料平均加速度絕對值比較表($ dU/dt $)	6-32
表 6.18 基礎底面之形狀影響因素	6-43
表 6.19 支承力因素	6-43
表 6-20 沈箱容許承载力之安全係數(公路橋梁設計規範, 2009)	6-45
表 6-21 沈箱地盤反力係數與地層反力上限值	6-49
表 6-22 各國承载力規範比較(砂土層)	6-52
表 6-23 各國承载力規範比較(黏土層)	6-52
表 6-24 各基樁最大表面摩擦阻力及端點極限承载力(tf/m^2 , 砂性土層)	6-52
表 6-25 容許垂直承载力之安全係數(公路橋梁設計規範, 2009)	6-53
表 6-26 Chang(1937)基樁側向力學分析	6-59
表 6-27 橋墩固有頻率(HT 方向)	6-63
表 6-28 健全度判斷基準	6-64
表 6-29 國內常用保護工法彙整(廖清標等人 2011)	6-66
表 6-30 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(廖清標等人 2011).....	6-66
表 7-1 石岡壩以上集水區年最大二日平均降雨頻率分析成果.....	7-10
表 7-1 大甲溪流域各分析控制點重現期距別洪峰流量表	7-12
表 7-2 石岡壩至國道 1 號大甲溪橋河段各頻率年防洪流量分析成果	7-13
表 7-3 國道 1 號大甲溪橋至河口各頻率年防洪流量分析成果.....	7-13
表 7-4 國道 1 號大甲溪橋 P12E 橋墩基本資料表	7-19
表 7-5 國道 3 號大甲溪橋 P24L 橋墩基本資料表	7-27
表 7-6 群樁慣性矩計算表	7-38
表 7-7 材料劣化對基礎結構影響分析結果.....	7-47
表 7-8 漂流木衝擊力分析結果	7-48
表 7-9 漂流木掛淤拖曳力分析結果	7-49
表 7-10 水流作用力分析結果.....	7-50
表 7-11 某濁水溪橋橋墩振動試驗資料.....	7-52
表 7-12 橋墩固有頻率指標表	7-52
表 7-13 P32R 橋墩推估沖刷深度與健全度指標關係	7-54
表 7-14 P33R 橋墩推估沖刷深度與健全度指標關係	7-55
表 7-15 沉箱基礎資料.....	7-56
表 7-16 二維水理演算成果(僅部份橋墩施作護坦保護).....	7-63
表 7-17 P7 橋墩各重現期距之耐洪能力(僅部份橋墩施作護坦保護)	7-72
表 7-18 二維水理演算成果(全護坦保護).....	7-73
表 7-19 P7 橋墩各重現期距之耐洪能力(全護坦保護).....	7-75
表 7-20 傾覆分析沉箱相關資料	7-76

第一章 前 言

1.1 計畫源起

臺灣地區由於地形南北狹長加以山脈南北綿延，河川分佈大多為東西走向，在山高河短的情形下，河川大都具有坡陡水急的特性，因此在颱風過境時常因為山區大量降雨引發洪水而造成河床沖刷或河堤沖毀等水害，並進而造成跨河構造物的損壞。如 2008 年卡玫基颱風造成 4 座橋梁橋基裸露及一座橋梁達警戒水位而封閉橋梁；辛樂克颱風使得牛眠橋因溪水暴漲淘刷造成 A1 橋台受損橋面板掉落；后豐大橋 P2 橋墩沖毀，北上 S2 及 S3 橋面板破損，通報有 2 部車落橋；五虎寮橋 P3 橋墩流失，橋面板 S3 及 S4 塌陷等 8 座橋梁損壞；2009 年莫拉克颱風造成全台 107 座橋梁於颱風期間封閉，且其中有 53 座橋梁損毀，造成民眾生命財產損失事件。

有鑑於此，為了提供橋梁安全預警系統、檢測方法、安全評估及橋梁維護等，交通部乃責成運輸研究所推動整合型計畫-「跨河橋梁安全預警系統之建立研究」，藉由產官學界以合作研究方式，期能對國內橋梁耐洪防災有所助益。

1.2 計畫範圍與目的

本研究計畫為交通部運輸研究所整合型計畫「跨河橋梁安全預警系統之建立研究」中之子計畫五「跨河橋梁安全評估之研究」，主要為配合其他子計畫的統計分析、現場觀測、數值演算與水工模型試驗的成果，建立受沖刷橋梁基礎耐洪安全評估模式。

本計畫主要的研究範圍定位在針對在洪水作用下發生河床沖刷之橋梁基礎依據監測或演算所得的參考資料進行安全評估，並界定在不包含受土石流作用下導致河床淤積之橋梁基礎與地震之作用。分析的橋梁基礎類型主要為針對臺灣地區跨河橋梁常使用之沉箱基礎與樁基礎。而研討之標的案例則依據整合型計畫之規劃乃以大甲溪流域之國道 1 號大甲溪橋及國道 3 號大甲溪橋為對象。

由於過往常發生在洪水作用下，因為橋梁基礎受沖刷造成橋梁破壞事件而導致民眾生命財產損失的事件，因此本研究除建立受沖刷橋梁基礎耐洪安全評估模式外，也嘗試藉由其他相關子計畫之成果，進行相關警戒及行動指標分析與研擬橋梁安全評估程序，以達到對受沖刷橋梁於近遠程之安全與維護管理能有所助益。

1.3 與其他子計畫之關連性

交通部運輸研究所整合型計畫「跨河橋梁安全預警系統之建立研究」共包含以下 10 個子計畫(交通部運輸研究所，2009)：

1. 子計畫一「橋河共治區基本資料調查研究」：基本資料調查與整理。
2. 子計畫二「莫拉克颱風造成主要橋梁損壞之現地調查及災因分析」：橋梁損壞調查與分析：。
3. 子計畫三「3.1 河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究」及「3.2 橋墩沖刷計算模式之建立研究」：河川水理分析。
4. 子計畫四「建立橋梁監測系統之研究」：橋梁監測系統的建立與施作。
5. 子計畫五「跨河橋梁安全評估之研究」：受沖刷橋梁基礎耐洪安全評估模式。
6. 子計畫六「訂定跨河橋梁橋基沖刷檢測作業規範(草案)之研究」：訂定橋梁安全檢測作業規範。
7. 子計畫七「跨河橋梁保護工法之研究」：最佳保護工法之研究。
8. 子計畫八「橋梁安全保護法規檢討之研究」：針對現有規範進行檢討。
9. 子計畫九「研發抗磨耗、抗衝擊及耐久性橋墩材料之研究」：工程材料之研發。
10. 子計畫十「跨河橋梁安全預警系統之建立研究及整合作業」：整合所有子計畫之研究成果，建置安全預警與通報系統。

如前所述，本子計畫五主要任務為分析跨河橋梁因洪水作用導致橋梁基礎沖刷時之橋梁基礎安全穩定問題。由於洪水作用期間，可能改變橋梁基礎結構所受外力的主要環境因素有橋墩附近沖刷深度的改變、水流流速改變及水位高度改變。因此為了能評估颱風期間橋梁基礎之安全性，本計畫需借助於子計畫三「3.1 河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究」及「3.2 橋墩沖刷計算模式之建立研究」與子計畫四「建立橋梁監測系統之研究」所提供之橋梁橋墩基礎處之沖刷深度資料、水流流速資料及水位高度資料，作為本研究分析模式之輸入條件，才能進行分析橋梁基礎結構的安全性。

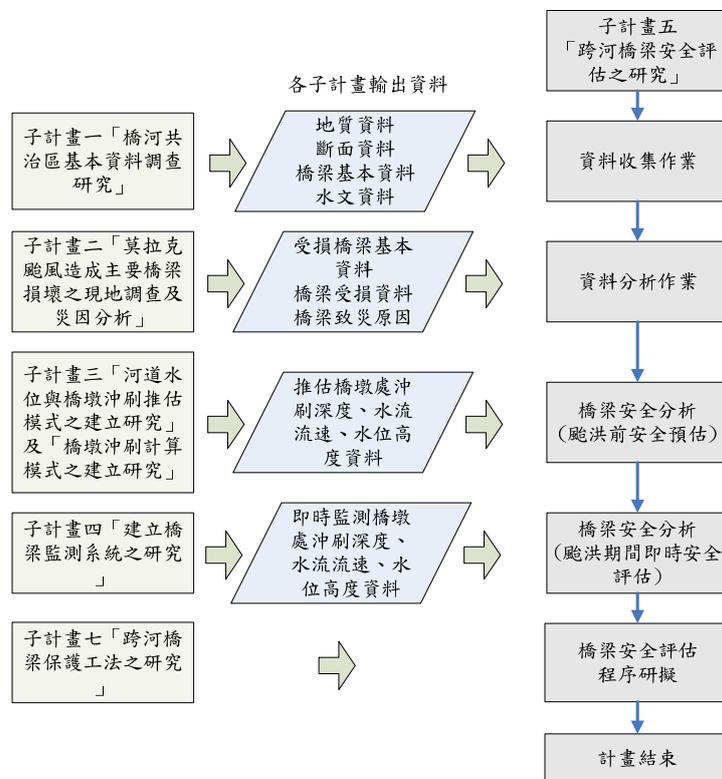


圖 1.1 與各子計畫關係示意圖

子計畫三係利用中央氣象局降雨預報、水利署雷達降雨與觀測資料，經由水文水理分析推估橋梁橋墩基礎處之沖刷深度、水流流速與水位高度，因此如能提供即時性或預報性資料的話，結合本研究之安全評估模式應可以針對橋梁基礎結構之安全性進行預估，並提供作為後續封橋警戒分析之利用。而子計畫四為藉由監測儀器之設置，於颱風期間即時監測橋墩處之沖刷深度、水流流速與水位高度，同樣地，

可以結合本研究之安全評估模式針對橋梁基礎結構之安全性進行即時性之分析。相關其他子計畫與本研究計畫之關連性如圖 1.1 所示。

1.4 計畫工作內容

本計畫主要研究對象為針對臺灣地區跨河橋梁經常使用之沉箱基礎與樁基礎，研討之標的案例則依據整合型計畫規劃設定為大甲溪流域之國道 1 號大甲溪橋及國道 3 號大甲溪橋。

依據合約文件資料本計畫執行期限為 98/11/1~100/12/31 共分為 2 期，各期工作項目如下：

第一期(98/10/1-99/12/31)

1. 歷年沖刷破壞之橋梁資料彙整
2. 破壞機制分析
3. 影響沖刷因子分析
4. 沉箱基礎結構破壞模式建立
5. 樁基礎結構破壞模式建立
6. 振動分析模式建立
7. 分析模式驗證
8. 保護工法及材料劣化對基礎結構影響評估

第二期(100/1/1-100/12/31)

1. 沖刷影響因子參數分析
2. 容許沖刷深度、水流流速、水位高度破壞包絡線分析
3. 橋梁安全評估警戒值、行動值分析
4. 研擬橋梁安全評估程序

各期計畫之研究流程如圖 1.2 所示，圖 1.3 及圖 1.4 為各期計畫之甘特圖。

另外為配合整合型計畫「跨河橋梁安全預警系統之建立研究」中預警系統之模擬運作，於工作期間中另依據業主指示與所提供資料，針對石岡壩下游台 1 線大甲溪橋、台 61 西濱大甲溪橋、高鐵大甲溪橋、台鐵縱貫線(海線)大甲溪橋、台鐵縱貫線(山線)大甲溪橋及重建工程后

豐大橋，依據子計畫三「河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究」所提供之水流流速、沖刷深度及水位高度，進行橋梁基礎之耐洪安全計算。

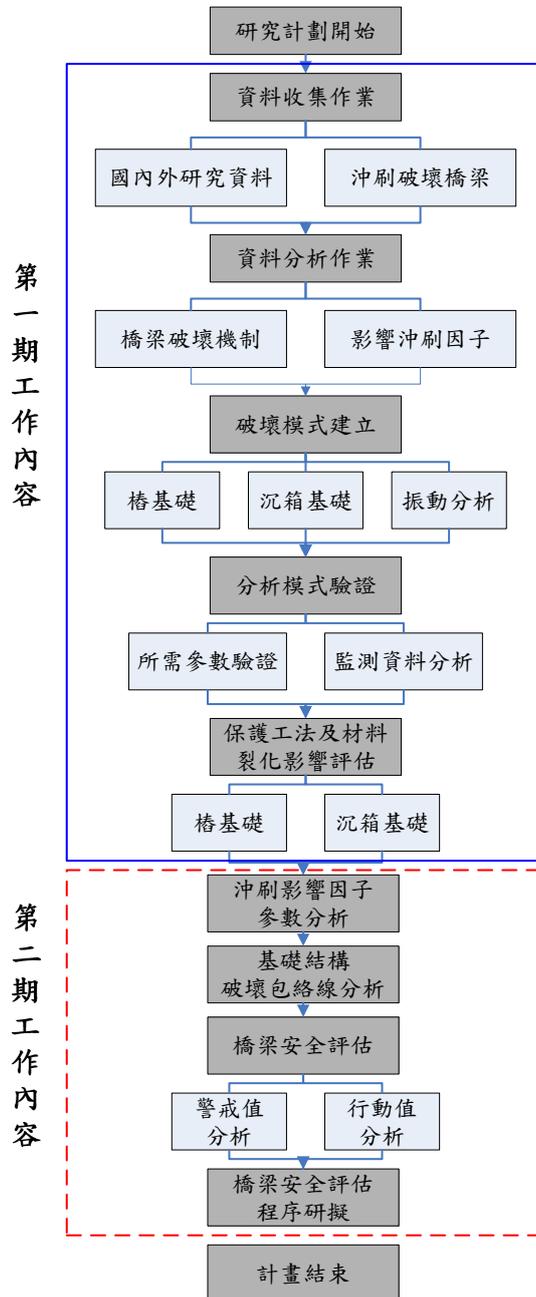


圖 1.2 研究流程圖

第一期(98/10/1~99/12/31)預定進度甘特圖(Gantt Chart)

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	備註
歷年沖刷破壞之橋梁資料彙整	■														
破壞機制分析		■													
影響沖刷因子分析			■												
沉箱基礎結構破壞模式建立			■												
樁基礎結構破壞模式建立				■											
振動分析模式建立					■										
分析模式驗證										■					
保護工法及材料劣化對基礎結構影響評估											■				
第1次期中報告				※											
第2次期中報告									※						
第3次期中報告														※	
工作進度估計百分比(累積數)	5	8	15	20	25	30	35	40	50	60	70	80	90	100	
預定查核點	第1季：99/2/26 提送第1次期中報告														
	第2季：無														
	第3季：99/7/29 提送第2次期中報告														
	第4季：99/12/29 提送第3次期中報告														
<p>說明：(1)工作項目請視計畫性質及需要或依研究計畫綱要說明訂定。預定進度以粗線表示其起訖日期。</p> <p>(2)「工作進度百分比」欄係為配合管考作業所需，累積百分比請視工作性質就以下因素擇一估計訂定：①工作天數②經費之分配③工作量之比重④擬達成目標之具體數字。</p> <p>(3)每季之「預定查核點」，請在條形圖上標明※號，並在「預定查核點」欄具體註明關鍵性工作要項。</p>															

圖 1.3 第一期預定進度甘特圖

第二期(100/10/1~100/12/31)預定進度甘特圖(Gantt Chart)

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
沖刷影響因子參數分析	■												
容許沖刷深度、水流流速、水位高度破壞包絡線分析	■												
橋梁安全評估警戒值、行動值分析				■									
研擬橋梁安全評估程序							■						
第4次期中報告						※							
期末報告											※		
工作進度估計百分比(累積數)	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100		
預定查核點	第1季：無												
	第2季：100/6/28 提送第4次期中報告												
	第3季：無												
	第4季：100/11/28 提送期末報告												
說明：(1)工作項目請視計畫性質及需要或依研究計畫綱要說明訂定。預定進度以粗線表示其起訖日期。 (2)「工作進度百分比」欄係為配合管考作業所需，累積百分比請視工作性質就以下因素擇一估計訂定：①工作天數②經費之分配③工作量之比重④擬達成目標之具體數字。 (3)每季之「預定查核點」，請在條形圖上標明※號，並在「預定查核點」欄具體註明關鍵性工作要項。													

圖 1.4 第二期預定進度甘特圖

第二章 文獻資料蒐集

為了解國內外對橋梁基礎耐洪安全評估之方法，本計畫乃蒐集及彙整目前國內外相關橋梁沖刷課題之研究資料與相關文獻，以利後續分析模式建立之參考，另外也彙整國內相關橋梁封橋作業研究資料，作為後續橋梁安全評估警戒及行動值分析之利用。以下分別針對國內外橋梁安全評估與國內橋梁封橋作業研究做說明。

2.1 橋梁耐洪安全評估相關文獻

有關國外針對橋梁墩柱與基礎之沖刷研究報告的收集，主要包含美國 FHWA 及 NHI(National Highway Institute)兩組織之資料，如 FHWA 與 NHI(2001)共同出版之“Evaluating Scour at Bridges”，內容主要說明橋梁因應河川沖刷之設計、評估與檢測技術，其內容包含了沖刷基本概念與定義、河床長期之沉積與沖蝕作用、橋梁抗沖刷設計、一般沖刷、橋墩局部沖刷評估、橋台局部沖刷評估、沖刷案例、沖刷評估、潮汐沖蝕分析、沖刷檢測等。另外，NHI(2001)的” Bridge Scour and Stream Instability Countermeasure” 與 Briaud 等(2003)的” Complex Pier Scour and Contraction Scour in Cohesive Soils” 等研究，其研究內容主要集中於沖刷現象及學理影響分析、水力計算分析模式與沖刷深度評估，及跨河橋梁沖刷防治工法研析。

針對探討受沖刷後橋梁基礎結構之破壞模式與安全性之研究，在近年則有多篇相關文獻發表於國際會議中，如 Liang et al.(2009)；Calappi 與 Miller(2009)、Keaton 與 Mishra(2009)、Sheppard 與 Glasser(2009)、Briaud et al.(1999)、Briaud et al.(2004)等皆針對橋梁基礎沖刷深度之評估提出相關分析模式與經驗公式。

由於我國的河川坡陡水急與目前所收集國外相關文獻的研究對象河川的屬性不同，因此研究的內容並不相同，同時也因為各自任務的不同而有許多參與研究的單位，其成果並不一定適用。目前國內有關於橋梁基礎與沖刷之研究主要集中於沖刷現象及學理影響分析、水力

計算分析模式與沖刷深度評估，以及跨河橋梁沖刷防治工法研析，而相關研究計畫委託單位包含交通部科技顧問室、交通部運輸研究所、交通部公路總局、交通部臺灣區國道高速及公路局交通部高速鐵路工程局等，其中以交通部公路總局委託執行的研究計畫較多，相關文獻重要內容簡述如下。

1. 交通部運輸研究所委託林呈等人(1998)「本省西部重要河川橋梁橋基災害分析與橋基保護工法資料庫系統之建立」之探討主題包含探討歷年西部地區河川中下游之河床下降與砂石開採問題與因應對策；建立賀伯颱風洪峰水位資料檔及數十座橋梁之歷年河程高程變化資料檔；針對西部地區數十座河川橋梁之沖刷成因進行現場調查、監測分析，以探討橋梁及橋基保護工之災害原因與災害模式；將國內歷年來所施作之橋基保護工法予以分類歸納，分析各種工法之優缺點與適用地質條件，並進行災因之統計分析；建立 84 年枯水期至 86 年洪汛期間之本省西部地區河川橋梁橋基保護工資料庫系統綜合查詢表；提出歷年來本省河川橋梁所遭遇之洪水災害型態；研提預防橋基沖刷之應注意事項；提出施作橋基保護工所應注意的相關問題；針對具沖刷潛勢之橋梁提出技術面與制度面因應之道及建議事項。
2. 行政院公共工程委員會(1999)「跨河構造物防治沖刷之技術與策略研究—應用剛性或柔性攔砂堰作為橋基保護方法之評估探討」，主要為提出用於防治局部沖刷與一般沖刷之各種橋基保護工法之適用比較；研提有關剛性攔砂堰與柔性攔砂堰之分析比較，以作為規劃設計攔砂堰時之具體的參考指引；提出兩岸高灘地之佈置考量事項及高灘地護岸工程之規劃設計作業流程圖，以為設計各種橋基保護工法之用；研提剛性攔砂堰與柔性攔砂堰工程之相關設計考量，以作為設計階段或日後完工養護歲修之工作參考指引；提出剛性攔砂堰與柔性攔砂堰完工後是否發揮攔阻砂石、保護橋基之效用評估表；建立剛性與柔性攔砂堰之沖刷災損流程圖；針對 84 年至 87 年間、作為橋基保護工之剛性與柔性攔砂堰的沖刷災害，進行十餘個

- 個案的分析；綜合歸納相關的水力沖刷災害成因，提出跌水或水躍沖刷之發生機理與流程；建構有關自然河道與施作橋基保護工後分別發生側向侵蝕之機制與流程，並提出攔砂堰發生滲流與管湧之成因及相關防治措施；提出施作橋基保護工前後，導水路開挖與回填過程所可能衍生之沖刷災況。
3. 交通部科技顧問室委託王仲宇等人(1999)「橋梁設計維修支援系統之建立－腐蝕、地震、河川沖蝕之潛勢分析及相關技術整合」之河川沖蝕部份主要有河道與橋基沖蝕成因之概論、建立河川與橋梁之沖刷潛勢分析表、頭前溪、濁水溪及高屏溪流域之沖刷潛勢分析等。
 4. 交通部公路總局委託林呈等人(2002)「臺灣河流之沖刷對橋梁基礎與道路邊坡之影響及因應對策研究」之主要研究內容為彙整常用於規劃設計橋基保護工之水理計算法，並結合現場調查及國內外工法蒐集等研究方式，完成橋基保護工水理計算之參考手冊、橋基及公路下邊坡坡腳之沖刷防治支援系統及橋梁設計之水力指引。其餘彙整前人對河川明渠水力學與基本泥砂力學之研究成果，並結合橋基沖刷與公路下邊坡坡腳沖刷災害之現場調查資料，完成適用於工務段之水理訓練手冊及橋基與公路下邊坡坡腳保護設計之參考資料外，並針對橋梁與河川水利資料庫、沖刷防治決策支援系統及橋梁設計水力指引之內容予以補充，以完成系統之建立與手冊之撰寫。
 5. 交通部公路總局委託王仲宇等人(2004)「高、快速公路橋梁鄰近區域之自然災害度潛勢分析」之沖刷災害部份，主要在探討沖刷災害相關因子，利用現有沖刷評估方法，說明評估後之處理原則，並針對沖刷潛勢提出評估流程與因應對策。
 6. 交通部公路總局委託林呈等人(2004)「跨河橋梁訂定封橋水位」之主要研究內容為蒐集、分析流域水文資料，現場勘查、測繪各河川橋梁之斷面圖，彙整橋址附近航照圖，建立分析與計算橋梁封橋水位，建立橋梁預警系統。其中，並涵蓋橋址河床特性之掌握、橋址河床高程測量、河床變動趨勢研判、水理分析、橋基容許裸露結構分析、洪水預警水位建立等。

7. 交通部公路總局委託林呈等人(2005)「河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究」，為針對跨河橋梁之橋墩及其基礎防洪設計及維護管理進行探討研究，以提供橋梁工程師於從事規劃設計及管理維護時有一個可依循之準則，進而瞭解並重視跨河橋梁設計及維護安全措施上所應注意之問題及應採行之因應策略。其工作項目主要為完成相關規範準則及資料之整理研判、國內重要河川沖刷案例之回顧、河川沖刷與地形、地質之關係、河川沖刷回淤及封橋水位、跨河橋梁佈設原則、跨越土石流橋梁之因應對策與案例探討、橋梁暨河川水利資料網路查詢系統之建置；針對橋墩及其基礎沖刷理論與應用、橋墩結構分析設計與沖刷深度之應用、基礎保護工法分析與設計等分析探討，並搭配各現場案例深入說明；最後，針對跨河橋梁檢測及維修補強設計及施工方法進行探討；並研擬考量主動式及被動式之橋梁沖刷監測預警系統。
8. 交通部公路總局委託陳清泉等人(2005)「河川橋梁沖刷並補強後之安全評估」，其目的針對臺灣重要河系橋梁之橋基沖刷損壞情形，進行安全評估報告。期望藉以逐步改善臺灣地區河川橋梁沖刷問題，建立一套完整實用的橋梁沖刷補強後安全評估標準。以便能依據臺灣河川特性與沖刷情形，與適合本土地質環境特性之研究成果，研判重要橋梁之安全與使用性。
9. 交通部運輸研究所委由國立臺灣科技大學生態與防災工程研究中心(2006)「交通工程防災預警系統建立之研究」針對橋梁受洪水沖刷部分提出相關沖刷災害預防、沖刷災害緊急應變提出相關建議。
10. 蔡益超(2006)提出以考慮靜力平衡來計算耐洪能力之安全係數，其優點在於不必以結構分析程式進行基礎結構安全計算。
11. 交通部公路總局委託陳振川等人(2007)「橋梁監測預警系統及沖刷保護措施及補強等策略之研究」，此計畫之目的為提供公路與河川主管機關擬訂相關政策與河川治理計畫及保護工法補強作業之參考，包括橋梁防災管理、橋梁資料建立、檢測、安全評估、維修補強及優選排序等相關資訊，以作為未來橋梁沖刷管理之依據。其內

容包括基本資料建立與檢測、橋梁耐洪能力初步評估表、耐洪能力快速計算評估、橋梁遭沖刷之補強優選排序原則、補強方法與設計、橋梁沖刷監測系統、封橋作業及緊急搶通、沖刷安全管理系統，及主管單位執行計畫之建議。

12. 交通部高速鐵路工程局委託臺灣營建研究院(2007)「鐵路橋梁過河沖刷段橋墩與基礎結構系統檢測技術之研究」，利用非破壞檢測方式針對橋梁的沖刷深度，進行現地檢測試驗，並對受沖刷基礎結構建立相關數值分析模式。
13. 交通部公路總局委託臺灣營建研究院(2009)「臺灣地區橋梁安全檢查、評估及監測執行政序之訂定」，針對案例橋梁受沖刷基礎結構安全評估建立考量沖刷深度、水位高度及洪水流速之分析模式。
14. 交通部臺灣區國道高速公路局委託國家地震中心(2009)「高科技橋梁檢測系統建置試辦計畫(期中報告)」，建立即時沖刷深度、水流流速水位高度監測系統，及利用 MIDAS/GTS 建立基礎三維分析模式。
15. 交通部臺灣區國道高速公路局委託臺灣營建研究院(2010)「國道 3 號濁水溪橋沖刷監測之研究」，建立即時沖刷深度、水流流速水位高度監測系統，及建立能考量沖刷深度、水位高度及洪水流速變化之基樁耐洪分析模式與基礎破壞包絡線，並應用於莫拉克颱風中藉由即時量測之沖刷深度、水流流速與水位高度資料，結合基礎破壞包絡線即時評估橋梁基礎之安全性。
16. 交通部臺灣區國道高速公路局委託臺灣營建研究院(2011)「國道 3 號濁水溪橋後續沖刷監測之研究」，於凡納比颱風中藉由持續沖刷深度、水流流速水位高度監測系統資料，結合基礎破壞包絡線，即時評估橋梁基礎之安全性，並藉由歷次颱風洪水沖刷深度監測資料，建構適用於該橋之基礎沖刷深度評估公式。

2.2 國內橋梁封橋作業研究資料彙整

有關國內橋梁封橋作業的相關研究報告資料與其評析方式，資料彙整如下說明。

1. 交通部(2009)「公路排水設計規範」，跨河橋梁梁底最低高程與設計水位間之最小梁底淨空規定，其應考慮水路出水高度、橋梁沉陷量、橋梁河床長期淤積趨勢或通航所需高度，相關規定如表 2-1 所示，其也為橋梁管理單位早期考量封橋水位的參考。

表 2-1 橋梁最小淨空(資料來源：公路排水設計規範)

水路種類	最小梁底淨空(m)
中央及直轄市管河川	1.5
縣(市)管河川	1.2
區域排水路	1.0
其他水路	0.8

2. 交通部公路總局(2010)「封橋封路標準作業程序」，其目的為橋梁及公路於發生災害或有發生災害危險之虞時，循標準作業程序及時封閉橋梁及公路，保障用路人生命財產安全，並使公路運輸功能所遭受損害減至最低程度，標準作業流程如圖 2.1，其相關警戒與封橋時機為：

(1) 警戒時機

- a. 列為重點監控之橋梁：當氣象局發布陸上颱風警報或上游集水區發布大豪雨特報時。
- b. 其他橋梁：養路單位巡查或網路監看上游河川管理單位水位站及雨量站資料、氣象局雨量站等資料，經認定有需要時。
- c. 接獲用路人、當地居民、警政單位或上游水利設施管理單位放水通報，經養路單位勘查、認定需要者。
- d. 列為重點監控之道路路段：包括先前災害尚未修復之路基缺口、具坍方潛勢尚未辦理坡面防護之上邊坡及位於河流攻擊

岸之路段，經氣象局發布陸上颱風警報或上游集水區發布大豪雨特報時。

(2) 封橋時機

a. 各橋梁之警戒水位及封橋水位如后：

(a) 列為重點監控之橋梁：警戒水位及封橋水位依現場狀況檢討、分析後訂定。但颱風豪雨過後應重新檢討。

(b) 其他橋梁：設定警戒水位為距梁底淨空 1.5 公尺；而封橋水位為距梁底淨空 1.0 公尺。

上述水位得依現地狀況檢討分析後訂定警戒及封橋水位。

b. 下列情形橋址水位未達封橋水位時如有需要仍得提前辦理封橋：

(a) 橋梁欄杆、伸縮縫有變位，橋台、橋墩有傾斜、下陷及土石淹沒之異常狀況或其他部位有異樣時。

(b) 觀察橋基附近水流流況如有特殊流況(如橋梁上下游側突然產生水躍、繞流、跌水及向源或側向侵蝕...等)或有異常河床變動時。

(c) 橋梁上游如有水位站之水位雨量資訊於過去數小時內水位急遽上漲且上游集水區持續降下豪雨。

(d) 夜間無法辨識水流狀況時亦得以封橋。

封橋標準作業流程圖(SOP)

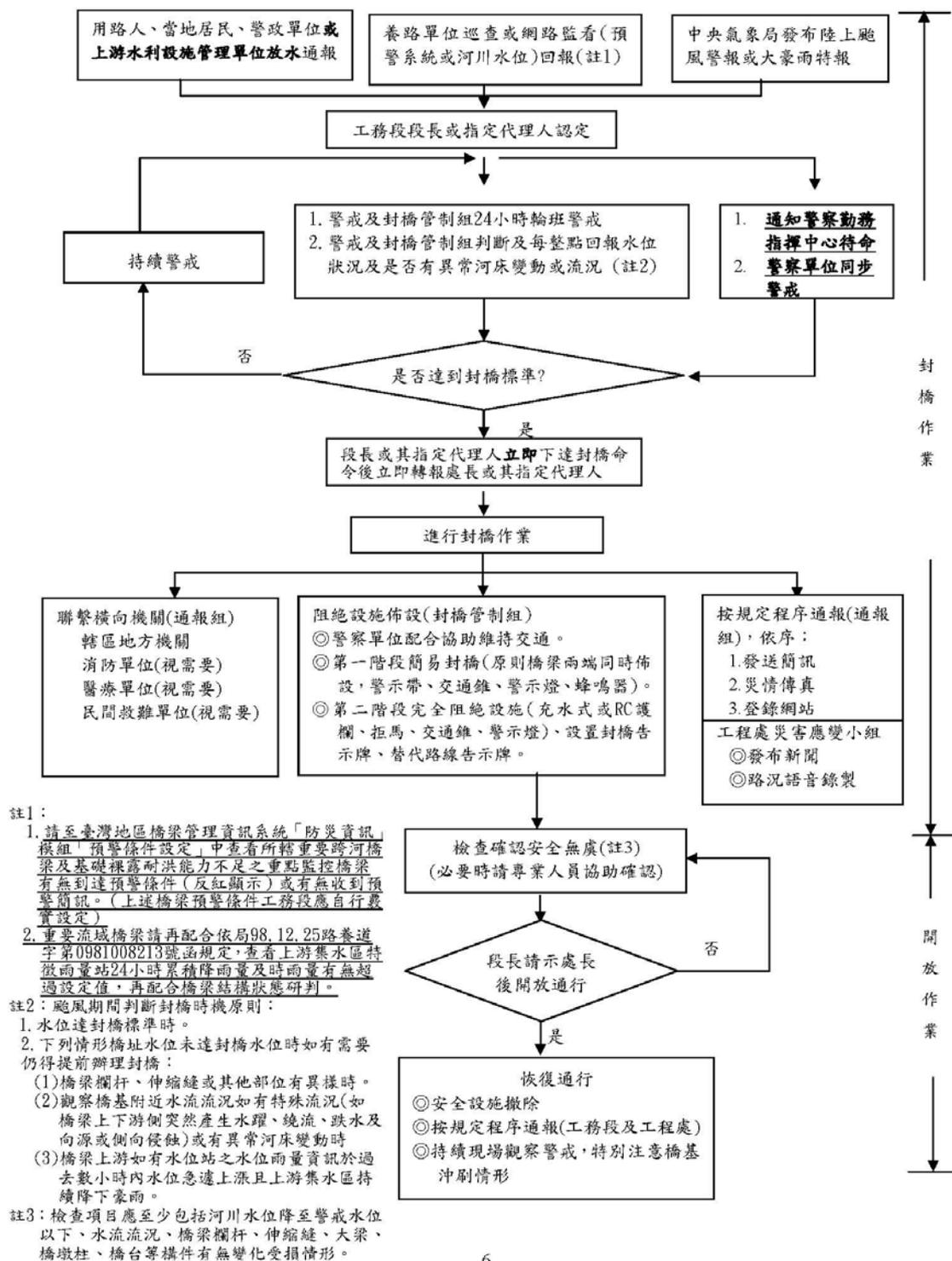


圖 2.1 公路總局(2010)封橋標準作業流程圖

3. 交通部公路總局委託陳清泉等人(2005)「河川橋梁沖刷並補強後之安全評估」，及交通部公路總局委託陳振川等人(2007)「橋梁監測預警系統及沖刷保護措施及補強等策略之研究」，其針對橋梁基礎耐洪安全評估為：

$$FS = \frac{\text{基礎極限承載力}}{\text{基礎軸向荷載}} \dots\dots\dots(2.1)$$

上式中，當 $FS < 1.0$ 則表示橋梁基礎安全有疑慮，而針對封橋判斷依據則規定為，依下列條件進行綜合研判以決定是否採取封橋作業：

(1) 現場狀況異常：

洪水位、水流流況突變、橋面欄杆相對變為、伸縮縫異常變為、浮木貨櫃等大型漂流物撞擊橋體等，其為當通知派員巡查回報，由橋梁環境條件，於洪水期間記錄洪水位及流況(如主河道變遷、異常水躍、漩渦等)並對橋梁相關構件實施檢測，必要時量測沖刷深度，及確認並記錄洪水期前檢測記錄之橋梁異狀、變化，以檢察出橋梁耐洪能力的變異，並依現場經驗做初步斷，來實施適當的對策。

(2) 監測資料異常：

利用即時沖刷監測裝置，評估橋梁現況，如監測數值超過行動值，為透過即時準確的沖刷監測系統，搭配事先計算沖刷深度/安全係數對照表，可精確掌握橋梁於洪災當下即時的安全狀況，並建議在擬定預警值與行動值時宜保守，初步以為預警值可訂在安全係數 $FS < 2.5$ ，而行動值則訂在 $FS < 1.75$ 。如欲改善上述預警的準確性，建議將來監測要直接量測及時沖刷深度，如此建議預警值可訂在安全係數 $FS < 2.0$ ，而行動值則訂在 $FS < 1.5$ 。

4. 交通部公路總局委託林呈等人(2005)「河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究」，其建議封橋警戒值與行動值須考慮的重要因素為(相關作業應變流程如圖 2.2 所示)：

- (1) 橋上橋下行車安全與舒適感。
- (2) 結構系統安全性及強度無虞。
- (3) 結構穩定性無虞。

而其針對橋梁橋基沖刷深度、結構體本身沉陷量及傾斜量，所需考量安全的警戒值、行動值的設定需求考量之因素與設定的可能方法為：

(4) 橋基沖刷之警戒值、行動值設定方法

- a. 最大沖刷深度=河床下降量+洪水時之可能最大沖刷深度
- b. 注意值=設計基本容許沖刷深度
- c. 警戒值=設計最大容許沖刷深度
- d. 行動值=危險臨界沖刷深度

(5) 結構系統之傾斜、沉陷警戒值、行動值設定考量

a. 上構簡支預力 I 型梁+場鑄連續鉸接橋面系統

- (a) 警戒值前：簡支預力 I 型梁斷面應力無影響，無立即危險；鉸接板可能有裂痕；影響耐久性、外觀、心理等因素，無立即危險。
- (b) 達警戒值：結構無立即危險，但路面局部下陷，其折角達行車不適之警戒值，仍持續觀測中。
- (c) 達行動值：路面折角影響行車安全且大梁可能落橋，須計算檢討穩定性及強度。

b. 上構連續梁系統

- (a) 警戒值前：上構應力重新分配；為斷面強度可承受，橋面局部下陷，無影響行車安全，且尚在設計相對沉現值內。
- (b) 達警戒值：上構應力重新分配，實際相對沉陷值達設計值、斷面破壞強度之 50% 或影響行車舒適性。

(c) 達行動值：影響行車安全程度，應考慮斷面破壞程度。

5. 交通部臺灣區國道高速公路局委託國家地震中心(2009)「高科技橋梁檢測系統建置試辦計畫」，基礎為考慮容許承载力，利用 MIDAS 軟體進行分析，其建議警戒為 $FS < 1.5$ 而行動值為 $FS < 1.2$ 。

6. 交通部公路總局第五區養護工程處委託中興工程顧問公司(2010)「轄區 9 座牆梁訂定封橋水位」，基礎為考慮容許承载力，其相關沖刷之警戒/行動值建議為：

(1) 警戒水位：以歷史洪水事件統計水位上升速率達封橋水位 2 小時以前之水位。

(2) 行動水位：以沖刷公式推估在何種流量條件下會造成容許沖刷深度消失所相對應之水位。

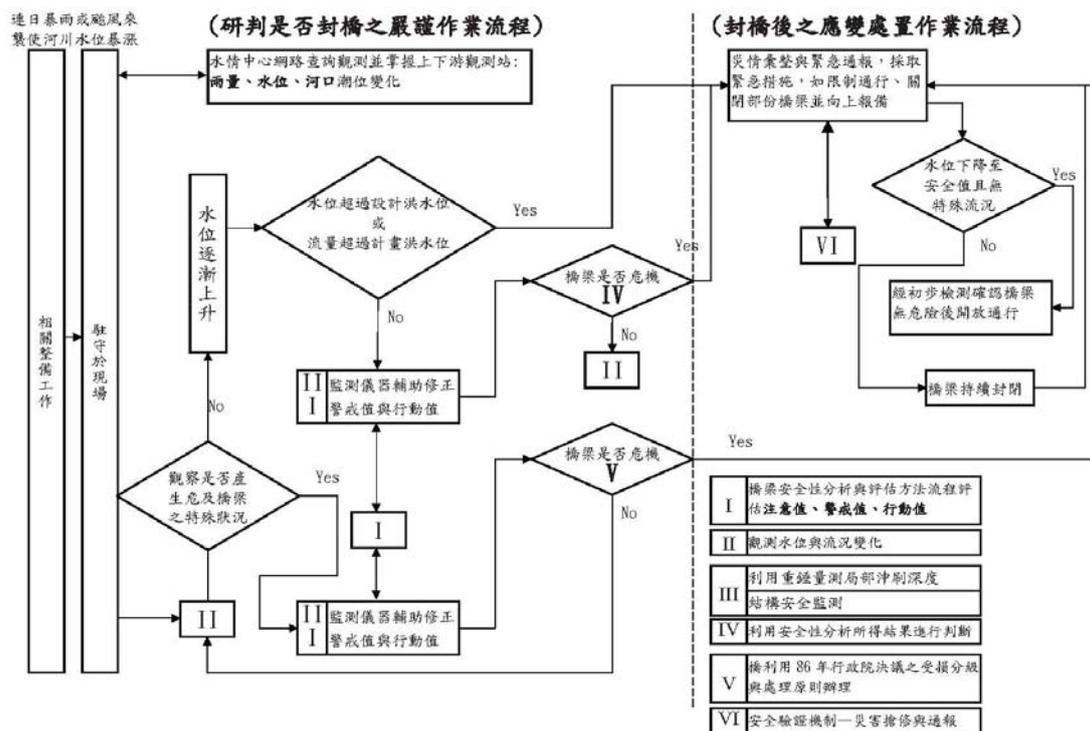


圖 2.2 颶洪期間封橋作業應變流程圖(林呈，2005)

2.3 小結

1. 經由國內外橋梁安全評估文獻資料顯示，相關研究主要為：
 - (1) 影響橋梁沖刷之水理行為探究。
 - (2) 橋梁局部沖刷深度之水工模型試驗及沖刷深度經驗公式建立。
 - (3) 橋梁基礎保護工法對減少橋梁局部沖刷之研析。
 - (4) 利用三維數值分析軟體評估橋梁樁基礎耐洪能力。
 - (5) 利用力學原理計算橋梁基礎沖刷之基礎承載能力。
 - (6) 分析樁基礎沖刷裸露後之基樁力學行為。
2. 經由國內橋梁封橋作業研究文獻資料顯示：
 - (1) 基礎承載力考量分為極限承載力與容許承載力。
 - (2) 封橋警戒、行動值考量之依據，可分類為：
 - a. 以水位高度作為封橋警戒、行動值標準，為目前大多數橋梁採用之方法。
 - b. 以沖刷深度作為封橋警戒、行動值標準，須採用有效且適用之沖刷深度評估方式，或藉由即時沖刷深度之量測/監測。
 - c. 以橋梁耐洪安全係數作為封橋警戒、行動值標準，須結合數值分析建立適宜之耐洪安全評估模式。

第三章 沖刷破壞橋梁資料彙整與分析

本章主要是彙集國內橋梁在颱風洪水沖刷下之橋梁破壞資料並進行分析，資料的主要來源為交通部運輸研究所公路防救災資訊系統、國內相關研究報告資料及由子計畫二「莫拉克颱風造成主要橋梁損壞之現地調查及災因分析」所提供的資料。

3.1 歷年破壞橋梁案例彙整

臺灣地區由於地形南北狹長加以山脈南北綿延，河川分佈大多為東西走向，在山高河短的情形下，河川大都具有坡陡水急的特性，加上中央山脈的高度往往阻滯了雲層的運動，因此在颱風過境時常發生山區大量降雨引發洪水而造成河床沖刷或水位上升等水害，並進而導致跨河橋梁的橋基淘刷與橋梁損壞。

另依據交通部公路總局委託中興大學林呈教授(2005)「河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究」之研究資料顯示，1996年7月31日~1996年8月1日賀伯颱風侵襲臺灣，造成新竹縣內灣支線油羅溪鐵路橋與上坪溪竹東鐵路橋；新竹市北之頭前溪大橋；南投縣信義鄉十八重溪橋、新興橋、陳有蘭溪橋、神和橋、桐子林橋、隆華橋；高雄縣寶來鄉之寶來一號橋、美濃鎮之高美大橋、里港鄉之里港大橋等主要橋梁被沖毀、嚴重下陷或傾斜。另外，如桃園大溪鎮之大溪橋、武嶺橋、北二高大漢溪橋、柑園大橋；高速公路頭前溪橋、大安溪橋、大甲溪橋、中沙大橋；中沙大橋下游之溪洲大橋、西螺大橋、自強大橋；高屏地區之里嶺大橋、高屏大橋等均發生橋基嚴重裸露、危及橋梁安全之情事。探究賀伯颱風過境所造成的重大橋基災害成因，除了賀伯颱風在24(48)小時內帶來破世界紀錄之1748.5 mm(1986.5 mm)雨量(以阿里山地區為例)及洪流高速沖刷外；臺灣西部各主要流域中下游，如大漢溪、頭前溪、中港溪、後龍溪、大安溪、大甲溪、濁水溪、八掌溪、荖濃溪、高屏溪等溪流，大多肇因於歷年來主河道河床面持續下降，致使各大橋梁橋基嚴重裸露而影響橋梁安全。1997年3月下旬起臺灣

進入梅雨季節，其中尤以 1997 年 6 月 10 日前後一週的豪雨、1997 年 8 月 18 日溫妮颱風，及 1997 年 8 月 29 日琥珀颱風所帶來之洪流沖刷，除陸續造成台 8 線新珩橋之沖毀與台 1 線新埤大橋之沉陷外，亦再次造成北二高大漢溪橋、台 1 線頭前溪橋、台 3 線竹東大橋、竹林大橋、中正大橋、中山高大安溪橋與大甲溪橋等橋基的災害。其中，溫妮颱風來襲造成新竹市與竹北市間台 1 線頭前溪橋之橋基嚴重裸露，甚至岌岌可危而實施交通管制達數日之久。另由「河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究」資料顯示 1998 年~2005 年受颱風洪水侵蝕全台計有 14 座橋梁損毀，如表 3-1 所示。

依據交通部運輸研究所公路防救災資訊系統資料顯示 2008 年 7 月 16 日卡玫基颱風造成 4 座橋梁橋基裸露及一座橋梁達警戒水位而封閉橋梁；2008 年 9 月 11 日辛樂克颱風造成牛眠橋因溪水暴漲淘刷造成 A1 橋台受損橋面板掉落；后豐大橋 P2 橋墩於沖毀，北上 S2,S3 橋面板破損,通報二部車落橋；五虎寮橋 P3 橋墩流失，橋面板 S3~S4 塌陷等 8 做橋梁損壞，資料彙整如表 3-2。2008 年 9 月 21 日哈格比颱風造成台 3 線 201K+8 烏溪橋，橋基裸露而封閉橋梁，資料彙整如表 3-3 所示。2008 年 9 月 27 日薔蜜颱風造成全台 29 座橋基裸露，1 座橋梁水位達警戒水位，計 30 座橋於颱風期間封閉，資料彙整如表 3-4。2009 年莫拉克颱風造成全台 107 座橋於颱風期間封閉，其中計 51 座橋梁損毀，資料彙整如表 3-5。

表 3-1 1998 年至 2001 年國內橋基或橋基保護工受損情形一覽表 (林呈, 2005)

日期	橋梁名稱	所在路線	所在流域	橋基型式	橋基保護工型式	橋址附近之主要河床質	受災項目	受損原因
1998.3.3	自強大橋	台 19 線	濁水溪	PC 基樁	(橋址) 蛇籠工; (下游側) 刚性堰及蛇籠工	泥砂、沉泥層	(PC 基樁) 橋基	開挖導水路致水流匯聚於導水路而淘深並刷寬河槽
1998.5.9 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	泥砂、大卵石	上部結構	土石流淤積之推移作用
1998.6.7 梅雨季洪水	牛眠橋	台 21 線	眉溪	擴展基腳	無	卵礫砂石	橋梁(上部與下部結構)	擴展基腳之貫入深度相對不足
1998.6.9 梅雨季洪水	自強大橋	台 19 線	濁水溪	PC 基樁	(橋址) 蛇籠工; (下游側) 刚性堰及蛇籠工	細砂、沉泥層	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
1998.8.5 奧托颱風	里嶺大橋	台 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) 刚性堰及蛇籠工	卵礫砂石、沉泥層	(沉箱) 橋基	側向侵蝕引致下游側第十九號之沉箱基礎下陷
1998.10.16 瑞伯颱風	新興大橋	村道 (新竹縣橫山鄉)	油羅溪	沉箱	(橋址) 混凝土護坦 工; (下游側) 混凝土消能堰	卵礫砂石	保護工	跌水冲刷
1998.10.16 瑞伯颱風	油羅溪大橋	台 3 線	油羅溪	沉箱	(橋址) 蛇籠工	卵礫砂石	(沉箱) 橋基、保護工	水躍冲刷、側向侵蝕、流石撞擊磨損
1998.10.16 瑞伯颱風	竹東大橋	台 3 線	上坪溪	沉箱	(橋址) 蛇籠工	卵礫砂石	(沉箱) 橋基、保護工	流石撞擊、磨損水躍冲刷、側向侵蝕
1998.10.16 瑞伯颱風	竹東大橋	縣 123 線	頭前溪	沉箱	橋址) 混凝土護坦工; (下游側) 格地樑	卵礫砂石、沉泥層	下游側保護工	水躍冲刷、側向侵蝕
1998.10.16 瑞伯颱風	中正大橋	竹 48 線	頭前溪	沉箱	(橋址) 混凝土護坦工、導流護岸工; (下游側) 混凝土消能池	泥頁岩、砂岩層、卵礫石	保護工	跌水冲刷、側向侵蝕
1998.10.16 瑞伯颱風	中山高頭前溪橋	中山高速公路	頭前溪	沉箱、全套管基樁(拓建部份)	(橋址) 鼎塊排置工; (下游側) 柔性堰	卵礫砂石、沉泥層	(沉箱及全套管式樁) 橋基、保護工	側向侵蝕

表 3-1(續) 1998 年至 2001 年國內橋基或橋基保護工受損情形一覽表 (林呈, 2005)

日期	橋梁名稱	所在路線	所在流域	橋基型式	橋基保護工型式	橋址附近之主要河床質	受災項目	受損原因
1998.10.16 瑞伯颱風	頭前溪 大橋	台 1 線	頭前溪	沉箱、全套管基 樁 (歷年修復部 份)	(橋址) 蛇籠工、導流護岸 工;(下游側) 柔性堰、護岸 導流工	卵礫砂石、沉泥 層	(沉箱) 橋基、 保護工	側向侵蝕
1998.10.16 瑞伯颱風	舊汶水橋	鄉道 (苗栗縣獅潭鄉)	汶水溪	擴展基腳	無	卵礫砂石、砂岩	橋梁上、下部結 構	擴展基腳之貫入深度相對不足
1998.10.16 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	細砂、粉土、沉 泥	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
1998.10.16 瑞伯颱風	自強大橋	台 19 線	濁水溪	PC 基樁	(橋址) 蛇籠工;(下游側) 剛性堰及蛇籠工	細砂、沉泥層	保護工	束縮沖刷、水躍沖刷
1998.10.16 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	沉泥層、砂頁岩 層	保護工	側向侵蝕
1998.10.16 瑞伯颱風	北里橋	村道 (台東縣麻里鄉)	太麻里溪	沉箱	(橋台四周) 混凝土牆圍繞工	卵礫砂石、片麻 岩	橋台保護工	(橋台伸入河道) 所引起之束縮 沖刷
2000.8.27 碧莉絲颱風	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)	細砂、粉土、沉 泥	橋址及下游側 保護工	填縫料流失、束縮沖刷、向源 侵蝕
2000.8.27 碧莉絲颱風	自強大橋	台 19 線	濁水溪	PC 基樁	(橋址) 蛇籠工;(下游側) 剛性堰及蛇籠工	細砂、沉泥層	保護工	束縮沖刷、向源侵蝕
2000.8.27 碧莉絲颱風	高坪大橋	台 1 線	高屏溪	PC 空心方柱 樁、沉箱	蛇籠工、消能之混凝土塊	砂層夾礫、沉泥 層	橋梁倒塌、蛇籠 工	水躍沖刷→束縮沖刷
2000.11.1 象神颱風	竹東大橋	台 3 線	上坪溪	沉箱	(橋址) 蛇籠工	卵礫砂石	保護工	流石撞擊磨損、水躍沖刷
2000.11.1 象神颱風	里藪大橋	台 22 線	高屏溪	PC 基樁、沉箱	蛇籠工	砂層夾礫、沉泥 層	蛇籠工	水躍沖刷
2001.07.30 桃芝颱風	十八重溪橋	台 21 線 新中橫公路	十八重溪	沉箱基礎	無	板頁岩屑、泥岩 屑、卵礫砂石	A2 橋台崩塌、 橋孔阻塞、上構 位移	土流所造成之挑流效應、堆積 頂托作用

表 3-1(續) 1998 年至 2001 年國內橋基或橋基保護工受損情形一覽表 (林呈, 2005)

日期	橋梁名稱	所在路線	所在流域	橋基型式	橋基保護工型式	橋址附近之主要河床質	受災項目	受損原因
2001.07.30 桃芝颱風	陳有蘭溪橋	台 21 線 新中橫公路	陳有蘭溪	沉箱基礎	無	板頁岩屑、泥岩屑、卵礫砂石	橋梁全部流失	土石流所造成之挑流效應、堆積頂托作用
2001.07.30 桃芝颱風	筆石橋	台 21 線 新中橫公路	筆石溪	沉箱基礎	無	岩塊、卵礫砂石、粉土砂岩層	橋梁上、下部結構	土石流所造成之挑流效應、堆積頂托作用
2001.07.30 桃芝颱風	望鄉橋	台 21 線 新中橫公路	阿里不動溪	沉箱基礎	無	岩塊、卵礫砂石、粉土砂岩層	下游側保護工	土石流所造成之挑流效應、堆積頂托作用
2001.07.30 桃芝颱風	松泉橋	台 21 線 新中橫公路	和社溪	無(單跨徑)	無	岩塊、卵礫砂石、粉土砂岩層	橋梁全部流失	土石流所造成之挑流效應、堆積頂托作用
2001.07.30 桃芝颱風	神和橋	台 21 線 新中橫公路	和社溪	擴展基腳	混凝土包墩	岩塊、卵礫砂石、粉土砂岩層	橋梁全部流失	土石流所造成之挑流效應、堆積頂托作用
2001.07.30 桃芝颱風	愛玉橋	台 21 線 新中橫公路	野溪	無(單跨徑)	無	岩塊、卵礫砂石、粉土砂岩層	橋梁全部流失	土石流所造成之挑流效應、堆積頂托作用
2001.07.30 桃芝颱風	初鄉橋	縣 151 線	東埔?溪	擴展基腳	無	岩塊、卵礫砂石、粉土砂岩層	橋孔阻塞、A1 引道沖毀破壞	土石流所造成之挑流效應、堆積頂托作用
2001.07.30 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	細砂、粉土、沉泥	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。
2001.07.30 桃芝颱風	高美大橋	縣 185 甲線	荖濃溪	沉箱基礎	蛇籠工	卵礫砂石	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致側向侵蝕

表 3-1(續) 1998 年至 2001 年國內橋基或橋基保護工受損情形一覽表 (林呈, 2005)

日期	橋梁名稱	所在路線	所在流域	橋基型式	橋基保護工型式	橋址附近之 主要河床質	受災項目	受損原因
90.07.30 桃芝颱風	瑞草橋	縣 149 線	清水溪	沉箱基礎	無	岩塊、卵礫砂、 石、粉土質砂、 砂岩層	P3、S3、S4 沖毀流失	土石流所造成之撞擊作 用、洪水沖刷
90.07.30 桃芝颱風	瑞興橋	縣 149 線	加走寮溪	沉箱基礎	無	岩塊、卵礫砂石	P1、S1、S2 沖毀流失	土石流所造成之撞擊頂 托作用
90.07.30 桃芝颱風	龍門大橋	投 53 線	清水溪	全套管樁 基礎	無	岩塊、卵礫砂 石、粉土質砂	A1~P6 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	全套管樁 基礎	無	卵礫砂石、粉土 質砂	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) 籠工	細砂、粉土、沉 泥	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	無	卵礫砂石	P10~P12 蛇 籠工沖毀、 橋基嚴重裸 露	橋址上游側左岸高灘地 之崩塌後退而引致側向 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	卵礫砂石	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	卵礫石	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	中沙大橋	國道 1 號	濁水溪	全套管樁 基礎(新) PC 樁基 礎(舊)	托底工法、柔性 堰(固床工)	卵礫石、粉土 質 砂	柔性堰潰決	向源侵蝕(源自於西螺大 橋柔性堰潰決於桃芝颱 風之刷深) 跌水與水躍沖刷發生於 柔性堰下游側

表 3-1(續) 1998 年至 2001 年國內橋基或橋基保護工受損情形一覽表 (林呈, 2005)

日期	橋梁名稱	所在路線	所在流域	橋基型式	橋基保護工型式	橋址附近之主要河床質	受災項目	受損原因
93.7.2~5 敏督利颱風及西南氣流	六龜大橋	台 27 線	荖濃溪	沉箱基礎	無	卵礫砂石、泥頁岩層	P2 下游側下陷	彎道冲刷及水流與橢圓型沉箱具攻角效應之局部冲刷
93.7.2~5 敏督利颱風及西南氣流	里港大橋	台 3 線	荖濃溪	P20~P24 皆為全管樁基礎;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	卵礫砂石層	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
93.7.2~5 敏督利颱風及西南氣流	烏溪橋	台 3 線	烏溪	P1~P8 皆為全管樁基礎; P9~P15 沉箱基礎	P10 周邊施設排樁工法,其他別無	卵礫砂石層、泥頁砂岩層	P9~P11 冲刷裸露 4~6 公尺	彎道冲刷,水流遷移至 P9~P13 之間
93.7.2~5 敏督利颱風及西南氣流	后豐大橋	台 13 線	大甲溪	沉箱基礎	P2~P5 周邊施設混凝土環樁	卵礫砂石層、泥頁砂岩層	P2~P5 冲刷裸露 5~8 公尺	彎道冲刷、及具水流攻角效應之局部冲刷
93.8.26 艾利颱風	油羅溪大橋	台 3 線	油羅溪	沉箱基礎	蛇籠護岸、護坦塊固床工、混凝土塊固床工	卵礫砂石層、泥頁岩層	P5~P6 冲刷裸露達 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冲刷下,淘空護坦工基礎而致局部冲毀
93.8.26 艾利颱風	蘭勢大橋	台 3 線	大安溪	沉箱基礎	無	卵礫石層下覆泥頁岩層、或已出露為泥頁岩層	P9~P12 冲刷深度達 4~7.5 公尺	上游側右岸因卓蘭堤防潰決形成彎道,導引彎曲流路頂冲 P9~P12 之間造成一般冲刷

表 3-1(續) 1998 年至 2001 年國內橋基或橋基保護工受損情形一覽表 (林呈, 2005)

日期	橋梁名稱	所在路線	所在流域	橋基型式	橋基保護工型式	橋址附近之主要河床質	受災項目	受損原因
93.8.26 艾利颱風	篤銘橋	台 8 線	大甲溪	沉箱基礎與橋台	無	卵礫石層、橋台側為破碎岩盤	橋台冲刷翼牆崩陷	上游側彎道之水流頂冲凹岸效應
93.8.26 艾利颱風	龜山橋	台 6 線	後龍溪	沉箱基礎	蛇籠護岸、RC 護坦工	卵礫石砂石層、泥頁岩層	P2 下陷	上游側彎道之水流頂冲凹岸效應
94.7.18~21 海棠颱風及西南氣流	高屏溪舊鐵路橋(屏東縣政府已列為二級古蹟)	舊南鐵路	高屏溪	沉箱基礎	無	砂礫石、砂質河床	P9~P11 冲毀崩落	河岸側向侵蝕所形成之一般冲刷、局部冲刷
94.7.18~21 海棠颱風及西南氣流	國姓橋	台 17 線	曾文溪(感潮河段)	PC 樁基礎	無	砂質粉土、沉泥層	P25~P27 基樁冲刷裸露 13.4~17 公尺	(俟第五區養護工程處委外地形與冲刷深度之細部測量後再行判別)
94.7.18~21 海棠颱風及西南氣流 94.8.5 瑪莎颱風	篤銘橋	台 8 線	大甲溪	沉箱基礎與橋台	無	卵礫石層、橋台側為破碎岩盤	橋台冲刷翼牆崩陷	上游側彎道之水流頂冲凹岸效應
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	卵礫砂石層、泥頁岩層	P4~P6 冲刷裸露 6~14 公尺	攔砂堰之消能工不足、跌水與水躍冲刷造成水流下切於易吸水崩解之泥頁岩而形成峡谷狀

表 3-1(續) 1998 年至 2001 年國內橋基或橋基保護工受損情形一覽表 (林呈, 2005)

日期	橋梁名稱	所在路線	所在流域	橋基型式	橋基保護工型式	橋址附近之主要河床質	受災項目	受損原因
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 之間的 下游側	卵礫砂石層	P7~P8 冲刷 裸露 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	台 3 線	荖濃溪	P20~P24 皆 為全套管 樁基礎,其 餘沉箱基 礎(上游 側)、15 長 之 PC 樁基 礎(下游 側)	鼎型塊、蛇籠護 岸 與固床工	卵礫砂石層	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已使 原 P19~P12 高灘地變成深 槽
94.7.18~21 海棠颱風 及西南氣 流 94.8.5 瑪莎颱風	甲仙大 橋	台 20 線與台 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)	泥頁岩層 (深槽) 卵礫石層 (高灘地)	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側之 跌水與水躍冲刷而致淘空 護坦工基礎引致護坦工之 局部破裂及橋基冲刷

表 3-2 2008 年辛樂克颱風橋梁阻斷資訊一覽表

路線樁號	縣市鄉鎮	附近地名	災害類別及受損情形	管制措施
台 21 線 43K+150	南投縣埔里鎮		橋梁，橋墩位移，橋面版下陷。(牛眠橋)因溪水暴漲淘刷造成 A1 橋台受損，橋面板掉落，已封閉禁止通行。	已規劃投 75 線為替代道路，不辦理搶修
台 13 線 63K+800	臺中縣后里鄉		橋梁，橋基裸露，封閉橋梁。辛樂克颱風造成大甲溪水暴漲，沖刷台 13 線后豐大橋 P2 橋墩於 18：50 沖毀，於 19：00 全面封橋完成，北上 S2,S3 橋面版於 19：10 破損，通報二部車落橋，(傷亡人數)查證中	橋樑損壞，台 13 線后豐大橋 北上，南下辦理封橋作業。
台 20 線 58K+100	高雄縣甲仙鄉		橋梁，橋基裸露，封閉橋梁。P2 橋墩下陷，P2~P3 間橋面版掉落	臨時便道已 10 月 13 強修完成開放通車，限重 20 噸以下車輛通行。
台 18 線 29K+500	嘉義縣番路鄉		橋梁，橋基裸露，封閉橋梁。辛樂克颱風山區豪雨，五虎寮橋 P3 橋墩流失，橋面板 S3~S4 塌陷，道路封閉	車輛暫時改道。
宜 2 0K+863	宜蘭縣礁溪鄉	五峰路	橋梁，橋基裸露，封閉橋梁。路基流失 50 公尺	以警示帶圍繞警示範圍
台 3 線 201K+0	臺中縣霧峰鄉	烏溪橋	橋梁，橋基裸露，封閉橋梁。溪水暴漲水流湍急已到達行動值	通行車輛改為台 63 線中投公路
台 21 線 91K+400	南投縣信義鄉	豐丘村 (豐丘明 隧道後)	橋梁，橋基裸露，封閉橋梁。砂石覆蓋橋面約 100M 長(約 5000m3)，交通中斷	便道單線通車
台 3 線 133K+615	苗栗縣大湖鄉	南湖一、 二橋	橋梁，橋基裸露，封閉橋梁。苗栗大湖台 3 線 133k+615 南湖一二橋 9/14.17：30 因豪大雨已達封橋水位並已封橋全面禁止通行	

資料來源：交通部運輸研究所公路防救災資訊系統

表 3-3 2008 年哈格比颱風橋梁阻斷資訊一覽表

路線樁號	縣市鄉鎮	附近地名	災害類別及受損情形	管制措施
台 3 線 201K+8	南投縣草屯鎮	烏溪	橋梁，橋基裸露，封閉橋梁。據報颱風將帶豪大雨，橋梁看守人員發現烏溪水位驟升，為預防斷橋乃予封橋。	封橋作業

資料來源：交通部運輸研究所公路防救災資訊系統

表 3-4 2008 年薈蜜颱風橋梁阻斷資訊一覽表

路線樁號	縣市鄉鎮	附近地名	災害類別及受損情形	管制措施
中 95-1 0K+0	臺中縣新社鄉	龍安路龍安橋	橋梁，橋基裸露，封閉橋梁。橋台受到道路護岸破損撞擊致破壞	
中 100 0K+0	臺中縣太平市	縣道 136 線中埔二號橋	橋梁，橋基裸露，封閉橋梁。	
中 99 0K+0	臺中縣太平市	中埔三號橋	橋梁，橋基裸露，封閉橋梁。	
台 17 線 162K+630	臺南縣七股鄉	國姓橋	橋梁，橋基裸露，封閉橋梁。水流湍急有危及橋梁安全之虞，封閉橋梁禁止車輛通行	已開放車輛通行。
宜 51 15K+632	宜蘭縣大同鄉		橋梁，橋基裸露，封閉橋梁。宜 51 線 15K+632 處田古爾橋橋台沖刷，有安全之虞，封閉橋梁，以維用路人通行安全	封閉橋梁禁止通行
台 11 乙線 4K+365	台東縣台東市	富源村	橋梁，橋基裸露，封閉橋梁。無	恢復雙線通車
台 3 線 127K+0	苗栗縣大湖鄉		橋梁，橋基裸露，封閉橋梁。原薈蜜颱風後龍溪暴漲，台 3 線 127k 汶水橋封橋，水位現已退並於 97.9.30.10 時 30 分開放通車	雙向交通封閉禁止通行
台 3 線 418K+600	屏東縣里港鄉	里港大橋	橋梁，橋基裸露，封閉橋梁。橋基裸露	排定輪值人員看守及監控
台 3 線 200K+999	南投縣草屯鎮	草屯	橋梁，達警戒水位，封閉橋梁。台 3 線 200K+999~201k+635 烏溪橋山區豪雨水位驟升危及橋墩安全	台 3 線 201k+635 烏溪橋水位現已退卻完成橋檢後於 9/30/0930 開放通車南投段謝哲雄 0934-457814
縣 136 線 34K+650	臺中縣太平市	臺中縣太平市長龍路	橋梁，橋基裸露，封閉橋梁。臺中縣太平市中埔二橋橋基裸露	橋梁封閉三道防護，禁止人車進入
縣 136 線 35K+276	臺中縣太平市		橋梁，橋基裸露，封閉橋梁。臺中縣太平市中埔三橋橋基裸露	設置三道防護，禁止人車進入。
溪洲路 0K+0	宜蘭縣員山鄉	溪洲	橋梁，橋基裸露，封閉橋梁。堤防溢堤，溪水漫流至與浮洲橋銜接之平面道路，水深約達 80CM，致須封閉橋梁禁止通行，以維用路人通行安全	將浮洲橋封閉禁止通行
宜 51 10K+61	宜蘭縣大同鄉	樂水	橋梁，橋基裸露，封閉橋梁。宜 51 線 10K+061 處碼崙橋橋台沖刷，有安全之虞，封閉橋梁，以維用路人通行安全	封閉橋梁禁止通行
縣 145 線 7K+0	彰化縣溪州鄉	溪州鄉與西螺鎮交界處	橋梁，橋基裸露，封閉橋梁。西螺大橋，橋基受沖刷裸露	橋梁封閉

資料來源：交通部運輸研究所公路防救災資訊系統

表 3-4(續) 2008 年薔蜜颱風橋梁阻斷資訊一覽表

路線樁號	縣市鄉鎮	附近地名	災害類別及受損情形	管制措施
台 19 線 98K+633	嘉義縣義竹鄉	厚生橋	橋梁，橋基裸露,封閉橋梁。厚生橋已達封閉水位,橋樑封閉請車輛改道	雙向人車管制,禁止通行
台 9 甲線 8K+250	臺北縣新店市	上龜山橋	橋梁，橋基裸露,封閉橋梁。水位已退,持續觀測	橋樑開放通行
台 28 線 30K+500	高雄縣旗山鎮	旗尾	橋梁，橋基裸露,封閉橋梁。無	
台 16 線 28K+930	南投縣信義鄉	南投縣信義鄉地利村前	橋梁，橋基裸露,封閉橋梁。溪水暴漲,達警戒水位,封閉便橋	便橋開放通行
縣 165 線 15K+680	臺南縣東山鄉	東山鄉	橋梁，橋基裸露,封閉橋梁。青葉橋達警戒水位，封閉橋梁	現場派員警戒
台 1 線 243K+803	雲林縣斗南鎮	斗南	橋梁，橋基裸露,封閉橋梁。水位已退檢查後開放通車	現場派員警戒
宜 20 2K+200	宜蘭縣壯圍鄉	新南	橋梁，橋基裸露,封閉橋梁。鄉道宜 20 線貓里霧罕橋兩端銜接平面道路處淹水無法通行,暫時封閉橋梁禁止通行	以塊狀護欄暫時封閉道路
宜 63 0K+160	宜蘭縣三星鄉	大同	橋梁，橋基裸露,封閉橋梁。宜 63 線泰雅大橋高灘地流失,橋墩沉箱基礎裸露,有安全之虞,故封閉橋梁禁止通行,以維用路人行安全	
台 20 線 22K+782	臺南縣左鎮鄉	光和村	橋梁，橋基裸露,封閉橋梁。平和橋達警戒水位封閉橋樑雙向車道	封閉雙向車道禁止人車通行
台 21 線 258K+200	高雄縣甲仙鄉	甲仙月眉	橋梁，橋基裸露,封閉橋梁。溪水暴漲達警戒水位封橋	橋樑封閉交通阻斷,於 0929AM1020 檢查橋基無受損後開放通車
台 3 線 21K+387	臺北縣板橋市	橫溪橋	橋梁，橋基裸露,封閉橋梁。無	橋樑封閉
台 27 甲線 1K+500	高雄縣六龜鄉	六龜	橋梁，橋基裸露,封閉橋梁。溪水暴漲達警戒水位封橋	橋樑封閉交通阻斷,於 0929AM0930 檢查橋基無受損後開放通車
台 7 丙線 0K+0	宜蘭縣大同鄉		橋梁，橋基裸露,封閉橋梁。蘭陽溪水高漲,達警戒水位,牛鬥橋封閉。	
花 31 0K+0	花蓮縣壽豐鄉	米棧	橋梁，橋基裸露,封閉橋梁。	花 38-1 線米棧大橋因水位上升,有安全之虞,封閉橋梁,以維用路人通行安全
台 20 乙線 3K+170	臺南縣南化鄉	西埔村	橋梁，橋基裸露,封閉橋梁。三錦橋達警戒水位封閉梁橋雙向車道	封閉橋樑雙向車道禁止人車通行

資料來源：交通部運輸研究所公路防救災資訊系統

表 3-5 2009 年莫拉克颱風橋梁阻斷資訊一覽表

路線樁號	縣市鄉鎮	附近地名	災害類別及受損情形
台 21 線 210K+680	高雄縣 那瑪夏鄉	三民鄉	橋梁，預警性封閉。民族橋遭沖毀流失,阻斷交通.
台 21 線 212K+677	高雄縣 那瑪夏鄉	民族	橋梁，預警性封閉。
台 21 線 204K+94	高雄縣 那瑪夏鄉	民生	橋梁，預警性封閉。達卡努娃橋遭沖毀流失,阻斷交通
台 21 線 209K+400	高雄縣 那瑪夏鄉	民權	橋梁，預警性封閉。月兒橋遭沖毀流失,阻斷交通
台 21 線 205K+127	高雄縣 那瑪夏鄉	民生	橋梁，預警性封閉。民生大橋遭沖毀流失,阻斷交通
台 21 線 206K+990	高雄縣 那瑪夏鄉	民權	橋梁，預警性封閉。自強橋遭沖毀流失,阻斷交通
台 3 線 408K+940	高雄縣旗山鎮	新旗尾橋	橋梁，預警性封閉。A2 橋台受堤防潰堤影響遭洪水沖毀，導致 A2 橋台至 P17 橋面版沖毀及 P16~P17 橋面版塌陷，雙向封閉交通。
台 21 線 224K+50	高雄縣甲仙鄉	小林	橋梁，預警性封閉。小林村整村淹?交通阻斷
台 21 線 224K+860	高雄縣甲仙鄉	小林	橋梁，預警性封閉。小林村整村淹?交通阻斷
台 21 線 222K+721	高雄縣甲仙鄉	小林	橋梁，預警性封閉。第十號橋遭沖毀流失交通阻斷
台 21 線 214K+150	高雄縣 那瑪夏鄉	民族	橋梁，預警性封閉。第十四號橋遭沖毀流失,阻斷交通.
台 21 線 217K+917	高雄縣 那瑪夏鄉	錫安山	橋梁，預警性封閉。第十二號橋遭沖毀流失,阻斷交通
台 20 線 137K+700	高雄縣桃源鄉	天池	橋梁，預警性封閉。武雄橋遭沖毀流失,阻斷交通
台 21 線 220K+485	高雄縣甲仙鄉	民治	橋梁，預警性封閉。慈林橋遭沖毀流失,阻斷交通
台 21 線 213K+970	高雄縣 那瑪夏鄉	民族	橋梁，預警性封閉。第十五號橋遭沖毀流失,阻斷交通
台 21 線 218K+612	高雄縣甲仙鄉	民治	橋梁，預警性封閉。第十一號橋遭沖毀流失,阻斷交通
台 21 線 219K+100	高雄縣甲仙鄉	民治	橋梁，預警性封閉。民治橋遭沖毀流失,阻斷交通
台 20 線 103K+852	高雄縣桃源鄉	復興	橋梁，預警性封閉。復興橋遭沖毀流失,阻斷交通
台 20 線 109K+561	高雄縣桃源鄉	梅山口	橋梁，預警性封閉。榮光一橋遭沖毀流失,阻斷交通
台 20 線 109K+688	高雄縣桃源鄉	梅山口	橋梁，預警性封閉。榮光二橋遭沖毀流失,阻斷交通
台 20 線 95K+506	高雄縣桃源鄉	勤和	橋梁，預警性封閉。撒拉啊塢橋遭沖毀流失交通阻斷

資料來源：交通部運輸研究所公路防救災資訊系統

表 3-5(續) 2009 年莫拉克颱風橋梁阻斷資訊一覽表

路線樁號	縣市鄉鎮	附近地名	災害類別及受損情形
台 20 線 98K+976	高雄縣桃源鄉	勤和	橋梁，預警性封閉。勤和橋遭沖毀流失交通阻斷
台 20 線 93K+588	高雄縣桃源鄉	桃源	橋梁，預警性封閉。桃源一橋遭沖毀流失交通阻斷
台 20 線 89K+859	高雄縣桃源鄉	高中	橋梁，預警性封閉。萬年橋 A1 橋台沖毀落 1 墩交通阻斷
台 27 線 15K+833	高雄縣六龜鄉	葫蘆谷	橋梁，預警性封閉。三合橋遭沖毀流失交通阻斷
台 20 線 91K+929	高雄縣桃源鄉	桃源	橋梁，預警性封閉。勝境橋遭沖毀流失交通阻斷
台 27 線 21K+35	高雄縣六龜鄉	中興村	橋梁，預警性封閉。六津橋遭土石流沖毀沖毀流失,阻斷交通.
台 27 甲線 7K+314	高雄縣六龜鄉		橋梁，預警性封閉。六龜四號橋前後引道遭沖毀流失,阻斷交通.
台 27 甲線 8K+70	高雄縣六龜鄉	新威	橋梁，預警性封閉。六龜三號橋遭沖毀流失,阻斷交通.
縣 149 甲線 51K+350	嘉義縣 阿里山鄉	九層巖橋	橋梁，預警性封閉。橋樑傾斜損壞
高 132 8K+840	高雄縣茂林鄉	多納橋	橋梁，預警性封閉。多納橋，橋梁，中斷，封閉橋梁。
高 92 1K+308	高雄縣旗山鎮		橋梁，橋梁沖毀。大州大橋，橋梁，橋梁中斷
台 21 線 79K+894	南投縣水里鄉	水里	橋梁，預警性封閉。壽山橋流失,路基流失 300 公尺,目前行駛人倫便道.
台 3 線 287K+229	嘉義縣番路鄉	吳鳳橋	橋梁，預警性封閉。A2 引道流失
台 20 線 148K+813	台東縣海端鄉	埡口附近	橋梁，預警性封閉。雪峰橋遭沖毀流失,阻斷交通.
台 28 線 30K+500	高雄縣旗山鎮		橋梁，預警性封閉。A1 橋台~P5 間橋梁沖毀，P5~A2 橋台橋面版傾斜。
台 28 線 30K+286	高雄縣旗山鎮		橋梁，預警性封閉。
台 20 線 78K+30	高雄縣六龜鄉	桃源鄉建山村	橋梁，預警性封閉。建山一橋橋面版遭沖毀流失,阻斷交通.
台 20 線 85K+169	高雄縣桃源鄉	桃源鄉高中村	橋梁，預警性封閉。炳才橋橋面版遭沖毀流失,阻斷交通.
台 20 線 78K+987	高雄縣六龜鄉	六龜鄉建山村	橋梁，預警性封閉。建山二橋橋面版遭沖毀流失,阻斷交通.
台 20 線 80K+807	高雄縣六龜鄉	寶來	橋梁，預警性封閉。寶來二橋 A2 橋台遭沖毀流失交通阻斷
台 21 線 235K+585	高雄縣甲仙鄉	甲仙	橋梁，預警性封閉。楠梓仙溪橋 A1 橋台傾斜,A1 橋台兩側翼牆沖毀 90 公尺交通阻斷
台 21 線 236K+650	高雄縣甲仙鄉	甲仙	橋梁，預警性封閉。四德橋 P2~P5 遭沖毀交通阻斷

資料來源：交通部運輸研究所公路防救災資訊系統

表 3-5(續) 2009 年莫拉克颱風橋梁阻斷資訊一覽表

路線樁號	縣市鄉鎮	附近地名	災害類別及受損情形
縣 149 甲線 50K+540	嘉義縣 阿里山鄉	來吉大橋	橋梁，預警性封閉。A2 及橋面版(1 跨)沖毀
台 27 甲線 1K+420	高雄縣六龜鄉	高雄縣六龜鄉	橋梁，橋梁沖毀。六龜大橋 P2 及 S1S2 橋面版遭沖毀流失，阻斷交通。
台 27 線 25K+15	高雄縣六龜鄉	大津村()	橋梁，橋梁沖毀。大津橋原舊橋 P6~P9 鋼便橋 P12~P20 遭沖毀流失，阻斷交通。
台 20 線 58K+700	高雄縣甲仙鄉	甲仙鄉	橋梁，預警性封閉。甲仙便橋橋面版(含 58k+750 無名橋)遭沖毀流失，阻斷交通。
台 20 線 181K+977	台東縣海端鄉	霧鹿至利稻間	橋梁，橋梁沖毀。利稻橋遭洪水沖毀，道路中斷。
台 20 線 83K+863	高雄縣桃源鄉	高中	橋梁，橋梁沖毀。綠茂橋遭沖毀流失，交通便道已完成。
台 24 線 32K+890	屏東縣霧台鄉	伊拉	橋梁，橋梁沖毀。台 24 線第一號橋橋台衝毀 1.便道搶通已完成，但路況仍不理想，車輛務必小心駕駛 2.架設便橋預訂一個月內完成
縣 149 甲線 43K+500	嘉義縣梅山鄉	全仔社橋	橋梁，橋梁沖毀。橋面版位移變形
縣 181 線 15K+700	高雄縣美濃鎮	美濃鎮	橋梁，預警性封閉。A1 橋台前引道基礎沖刷
台 20 線 58K+750	高雄縣甲仙鄉		橋梁，預警性封閉。甲仙便橋遭沖毀流失，阻斷交通。
台 3 線 302K+394	嘉義縣中埔鄉		橋梁，橋梁沖毀。雙孔箱涵式橋樑(中崙 4 號橋)沖毀
台 21 線 237K+987	高雄縣甲仙鄉	甲仙鄉東安村	橋梁，預警性封閉。水位達警戒線
台 21 線 258K+605	高雄縣旗山鎮	旗山鎮大林村	橋梁，預警性封閉。A1.a2 橋台輕微沖刷已修復
台 88 線 10K+349	高雄縣大寮鄉	萬大大橋	橋梁，預警性封閉。橋下達警戒水位。
台 3 線 351K+58	嘉義縣大埔鄉	民權橋	橋梁，預警性封閉。A2 端引道流失無法通行
台 22 線 17K+548	高雄縣旗山鎮	里嶺大橋	橋梁，預警性封閉。因上游堰塞湖潰堤使水位上漲
台 1 線 427K+290	屏東縣新埤鄉	新埤	橋梁，預警性封閉。疑似橋面板下陷經檢查並無安全顧慮恢復通行
台 18 線 28K+836	嘉義縣番路鄉	五虎寮橋	橋梁，預警性封閉。水位達警戒封閉(攔砂壩破損)
台 22 線 17K+548	高雄縣旗山鎮	里嶺大橋	橋梁，預警性封閉。橋下達警戒水位。
台 7 丙線 0K+200	宜蘭縣大同鄉	大同鄉牛鬥	橋梁，預警性封閉。臺 7 丙線 0k+200 牛鬥橋 p6 橋墩基礎因河床下刷，河床保護工損毀，於 98.8.7 PM5 時封閉，預計 98.8.10 12 時開放。
縣 131 線 33K+666	南投縣水里鄉		橋梁，預警性封閉。溪水消退，開放通車

資料來源：交通部運輸研究所公路防救災資訊系統

表 3-5(續) 2009 年莫拉克颱風橋梁阻斷資訊一覽表

台 17 線 162K+630	臺南縣七股鄉	三股	橋梁，預警性封閉。無
台 11 乙線 4K+365	台東縣卑南鄉		橋梁，預警性封閉。台東大橋警戒水位已退
台 16 線 28K+931	南投縣信義鄉	地利村	橋梁，預警性封閉。便橋 A1 橋台砌石與縣府施作擋土牆銜接處掏空下陷
台 3 線 300K+234	嘉義縣中埔鄉	中崙 1 號橋	橋梁，預警性封閉。土石流堆積路面，大水持續不斷達封橋水位
台 8 線 33K+100	臺中縣和平鄉		橋梁，預警性封閉。大甲溪水位持續上漲，橋樑暫時封閉
台 20 甲線 0K+427	台東縣海端鄉	初來	橋梁，預警性封閉。溪水暴漲 P15,P16,P17 橋墩湧水高超過大梁底為維安全封閉橋梁。
縣 145 線 7K+0	彰化縣溪州鄉	西螺大橋	橋梁，預警性封閉。經檢查橋梁無異狀
台 1 線 223K+879	彰化縣溪州鄉	溪州鄉	橋梁，預警性封閉。經檢查無異狀
縣 133 線 5K+905	南投縣國姓鄉	國姓鄉柑子林	橋梁，預警性封閉。南投縣國姓鄉 133 線 5k+905 舊國姓橋，因莫拉克颱風豪大雨致水位持續上漲，且烏溪上游集水區持續降下豪雨，為免危及便橋梁結構及行車安全，本段將於 98 年 8 月 9 日 3 時 30 分封閉橋梁。
台 21 線 25K+744	南投縣國姓鄉	北港村	橋梁，預警性封閉。南投縣國姓鄉台 21 線 25k+744 北港溪橋，因莫拉克颱風豪大雨致水位持續上漲，且上游集水區持續降下豪雨，為免危及便橋梁結構及行車安全，本段將於 98 年 8 月 9 日 11 時 50 分封閉橋梁，視水位消退後再行開放通行。
台 3 丙線 5K+850	南投縣集集鎮	集集	橋梁，預警性封閉。集集大橋溪水暴漲橋樑封閉。
台 3 線 225K+50	南投縣名間鄉		橋梁，預警性封閉。已達封橋水位，封閉橋梁。
台 3 線 418K+600	屏東縣里港鄉	里港	橋梁，預警性封閉。里港大橋已達封橋水位封閉橋梁
台 3 線 201K+8	臺中縣霧峰鄉		橋梁，預警性封閉。無
台 3 線 237K+102	南投縣竹山鎮	竹山	橋梁，預警性封閉。溪水暴漲橋梁封閉
縣 141 線 22K+523	彰化縣二水鄉	二水	橋梁，預警性封閉。
台 3 線 133K+900	苗栗縣大湖鄉		橋梁，預警性封閉。無
縣 159 線 9K+585	嘉義縣新港鄉	月眉	橋梁，預警性封閉。橋梁已逾警戒水位封閉
台 1 線 309K+625	臺南縣官田鄉	新中	橋梁，預警性封閉。達封橋水位封閉橋梁
縣 149 乙線 0K+854	南投縣竹山鎮	桶頭	橋梁，預警性封閉。清水溪溪水暴漲，危及用路人行車安全，進行封閉。

資料來源：交通部運輸研究所公路防救災資訊系統

表 3-5(續) 2009 年莫拉克颱風橋梁阻斷資訊一覽表

台 27 線 40K+50	屏東縣高樹鄉	南華橋	橋梁，預警性封閉。南華橋水位已消退解除封橋
台 1 線 291K+187	臺南縣新營市	新營市	橋梁，預警性封閉。
台 1 線 234K+803	雲林縣斗南鎮		橋梁，預警性封閉。
縣 133 線 2K+708	南投縣國姓鄉		橋梁，預警性封閉。南投縣國姓鄉 133 線 2k+708 福興橋，因莫拉克颱風豪大雨致水位持續上漲，且上游集水區持續降下豪雨，為免危及便橋梁結構及行車安全，本段將於 98 年 8 月 9 日 3 時封閉橋梁。
台 28 線 34K+300	高雄縣美濃鎮		橋梁，預警性封閉。無
台 1 線 277K+595	嘉義縣水上鄉	南靖	橋梁，預警性封閉。無
台 9 線 462K+20	屏東縣獅子鄉	雙流橋	橋梁，預警性封閉。
台 1 線 427K+290	屏東縣新埤鄉	新埤大橋	橋梁，預警性封閉。新埤大橋達封橋水位
縣 151 線 2K+400	南投縣竹山鎮	初鄉	橋梁，預警性封閉。
台 17 線 210K+430	高雄縣梓官鄉	典寶橋	橋梁，預警性封閉。水位上升達警戒線。
台 1 線 364K+50	高雄縣橋頭鄉	橋仔頭橋	橋梁，預警性封閉。已開放通行，撤除封閉。
縣 200 線 14K+100	屏東縣滿州鄉	滿州橋	橋梁，預警性封閉。水位達警戒線
台 84 線 40K+47	臺南縣玉井鄉	玉井	橋梁，預警性封閉。已達封橋水位封閉橋梁
台 1 線 461K+480	屏東縣枋山鄉	楓港橋	橋梁，預警性封閉。
縣 165 線 2K+781	嘉義縣中埔鄉	公館	橋梁，預警性封閉。無
台 26 線 14K+860	屏東縣車城鄉		橋梁，預警性封閉。牡丹水庫洩洪
台 20 線 22K+690	臺南縣左鎮鄉	左鎮	橋梁，預警性封閉。平和橋達封橋水位進行封橋
台 20 乙線 2K+800	臺南縣左鎮鄉	左鎮	橋梁，預警性封閉。三錦橋.九空橋.雙溪橋達警戒水位.進行封橋
台 3 線 133K+615	苗栗縣大湖鄉		橋梁，預警性封閉。
縣 189 線 13K+400	屏東縣潮州鎮	五魁橋	橋梁，預警性封閉。五魁橋已達封橋水位
縣 185 線 59K+700	屏東縣新埤鄉		橋梁，預警性封閉。無

資料來源：交通部運輸研究所公路防救災資訊系統



圖 3.1 橋梁損害照片

3.2 橋梁破壞資料分析

依據交通部運輸研究所公路防救災資訊系統有關 2007 年~2009 年橋梁阻斷資料分析，颱風作用期間導致橋梁封橋交通阻斷計 161 座，而豪雨作用導致橋梁封橋交通阻斷計 14 座，顯示颱風對橋梁造成之影響較顯著，若以縣市區分則為高雄縣 73 座、南投縣 15 座、宜蘭及嘉義各 14 座、屏東縣 13 座、臺中縣及臺南縣各 11 座、台東縣 9 座、苗栗縣 5 座、彰化縣 4 座、臺北縣、花蓮縣及雲林縣各 2 座，其中因受莫拉克颱風影響導致中南部為主要影響區，相關資料如圖 3.2 所示。而由 1998~2009 年資料顯示，臺灣過河段橋梁於颱風作用下橋梁因基礎受洪水沖刷累計共 69 座橋沖毀。其中 1998~2005 年沉箱基礎受沖刷影

響佔 63.9%，樁基礎受沖刷影響佔 26.2%，直接基礎受沖刷影響佔 9.9%，相關資料如圖 3.3 所示。

另經分析橋梁受損害資料顯示，跨河段橋梁在颱風期間因橋墩基礎受洪水沖刷損毀屬局部發生之情況，亦即整座跨河橋梁為數眾多的橋墩基礎中，僅部份橋墩基礎會因洪水作用加上其所處環境因素，使得其受到之流速與沖刷深度較其他橋墩基礎為大，增加其受損害機率，因此針對跨河橋梁安全評估之分析，應針對橋梁個別橋墩基礎結構進行探討，並藉由結合水文水理計算推估之沖刷深度、水流流速、水位高度或是沖刷監測系統所量得的即時沖刷深度、水流流速、水位高度之外在受力條件改變進行安全分析。

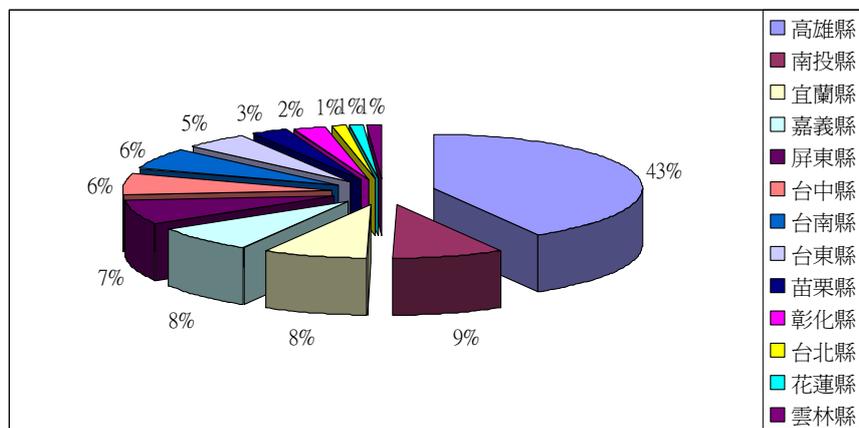


圖 3.2 2007 年~2009 年橋梁阻斷資料統計

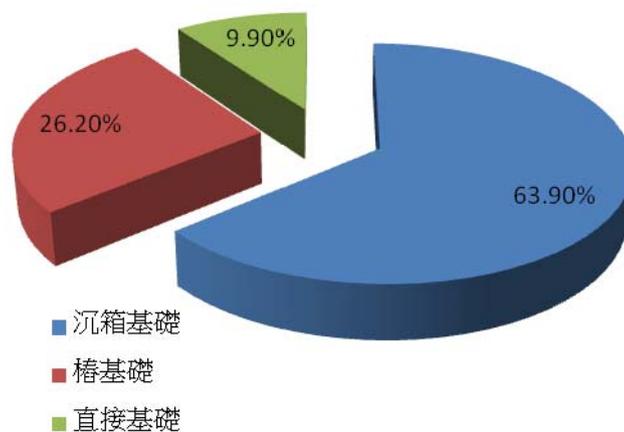


圖 3.3 1998 年~2005 年受沖刷橋梁基礎類型資料

第四章 影響橋墩沖刷因子分析

4.1 影響橋墩沖刷因子彙整

影響橋梁耐洪能力之安全因素大致可分為兩類，其一為河道所造成之沖刷影響，包括橋梁附近影響河床斷面穩定性之因素、河流與橋基保護工之現況；其二則為橋梁構造之耐洪影響，包括橋梁本身影響沖刷深度之相關因素，依據 Melville and Coleman(2000)的研究指出，影響橋梁沖刷的因素可歸類為地形/水理、洪水流動傳輸、河床沉積物與橋梁幾何形狀四大類，其中地形/水理包含流域特性與河川特性等，洪水流動傳輸包含洪水頻率、渠道特性、水流流速、水流深度、沉積物傳輸與土石流等，河床沉積物包含粒徑、黏滯性、地層條件等，橋梁幾何形狀包含墩柱與橋墩之形狀、大小、分佈等共計 57 項，詳細資料如表 4-1 所示。

另外 Raudkivi(1986)，Melville & Coleman(2000)曾針對橋台附近的沖刷情況做探討，認為橋墩的沖刷現象可以分為三個部分：一般沖刷、束縮沖刷以及局部沖刷，如圖 4.1 所示。

1. **一般沖刷(general scour)**：主要是指河道在未設置任何結構物時，水流對渠床沖刷造成高程下降的情況。由於河床中水流驅使泥砂運移，泥砂影響水流結構，兩者相互依存，河床型態永遠處於發展變化的型態。
2. **束縮沖刷(constriction scour)**：指橋墩或橋台興建之後，佔據部分河寬，水流因斷面束縮而形成所謂的「迴水效應」，導致通過橋墩附近的水流流速加快，進而對橋墩附近的河床造成沖刷。
3. **局部沖刷(local scour)**：係指河道由於因橋墩或水工結構物的存在，對於水流產生局部的阻礙與干擾現象，迫使水流在橋墩前方壅水、繞流，流速與流向的劇烈變化，引起渦流和極強的河床面剪應力，進而造成河床局部的沖刷與高程的下降。

表 4-1 影響橋梁沖刷的因素(Melville and Coleman,2000)

一般沖刷影響因子		局部沖刷影響因子			
地形/水理		洪水流動傳輸		河床沉積物	橋梁幾何形狀
流域特性	降雨量 物理特性 -地勢/坡度 -尺寸 -形狀 植被 土壤 -種類 -侵蝕能力	洪水頻率		平均粒徑	橋梁跨度
		渠道學	流速 延時	非均質	橋梁墩柱
		水流速度	平均流速 側向分佈 二次水流 (secondary currents)	黏滯性	
				地層層次	
河川特性	溪谷環境物 河川渠道 -寬度變異 -堤岸寬度 -沖積平原範圍 -橫斷面形狀 -渠道坡降 -渠道侵蝕程度 水力控制 平面形狀 -筆直的 -彎曲的 -辮狀的 -條紋程度 渠道邊界 -堤岸材質 -堤岸坡度 -植生覆蓋	水流深度	主深槽深度 側向分佈	底部岩層 -等級 -侵蝕能力	橋梁橋墩
		沉積物傳輸	底床傳輸率 底床強度 底床傳輸型式		橋梁與河川水流角度 沖刷保護工
		土石流			

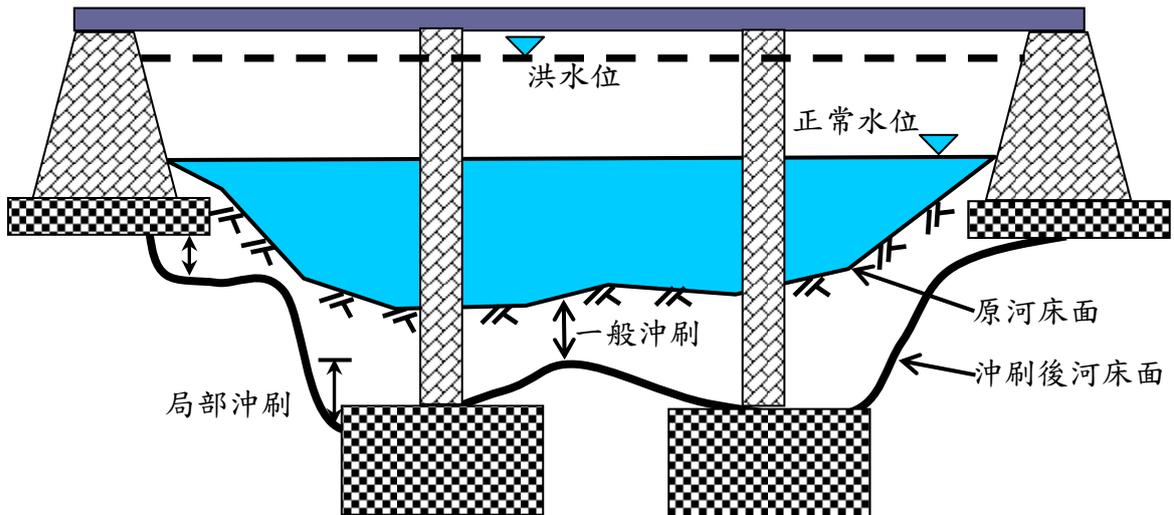


圖 4.1 橋墩沖刷機制示意圖(Melville and Coleman,2000)

其中，局部沖刷(local scour)為影響橋墩沖刷深度的主要因素，一般可將局部沖刷影響因子分為水流條件、底床質特性、橋墩形狀及時間等四方面來討論。影響橋墩局部沖刷深度(d_s)之因素可表示如下(Melville 與 Chiew, 1999)：

$$d_s = f(\rho, \mu, V, y, d_{50}, \sigma_g, \Delta\rho_s, g, V_c, a_p, S_h, A_l, t) \dots\dots\dots(4.1)$$

其中， ρ 為流體密度、 μ 為流體動力黏滯係數、 V 為上游流速、 y 為上游水深、 d_{50} 為底床質中值粒徑、 σ_g 為底床質幾何標準偏差、 $\Delta\rho_s$ 為底床質與流體間之密度差、 g 為重力加速度、 V_c 為底床質起動速度、 a_p 為橋墩寬度、 S_h 和 A_l 為描述橋墩形狀及水流攻角的參數、 t 為特性時間。

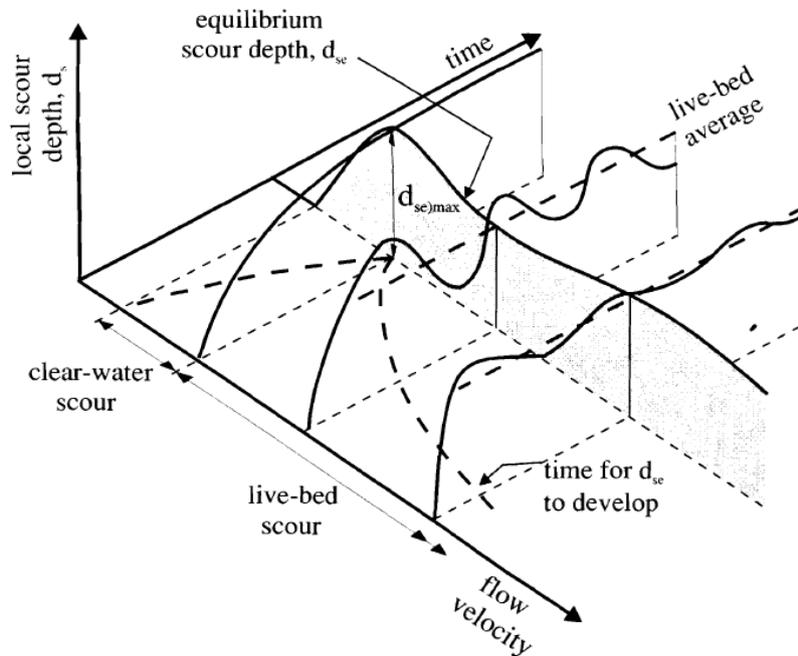


圖 4.2 局部沖刷深度與水流流速(Melville & Coleman, 2000)

橋墩所受的外力作用型式依其橋基是否裸露而分成均勻橋墩斷面及非均勻橋墩斷面兩類，分別說明如下：

1. 均勻橋墩

(1) 水流強度， V/V_c

橋墩局部沖刷依流速大小的不同可以分為清水沖刷及濁水沖刷兩種情況。清水沖刷為流速小於底床質起動速度且上游沒有底床質補充到沖刷坑時的情況。濁水沖刷為流速大於底床質

起動速度且上游有底床質補充到沖刷坑時的情況。橋墩在清水沖刷時其最大沖刷深度會比濁水沖刷大，而且清水沖刷達到平衡所需的時間要比濁水沖刷來的長，如圖 4.2 所示。Shen et al.(1969)指出水流流速並不是影響濁水沖刷深度的主要因素，但 Melville 與 Chiew(1999)指出在臨界起動速度(V_c)時有最大之沖刷深度。濁水沖刷之平均沖刷深度會小於清水沖刷深度，因此橋墩沖刷問題仍以最大清水沖刷深度為主要考慮。

(2) 相對水流深度， y/a_p

定義為水深和橋墩寬度的比值，當此值越小，水深改變會影響沖刷深度。當此值越大，則橋墩迎水面寬度會影響沖刷深度，而與水深較無關係。Raudkivi 和 Ettema(1983)認為 $y/a_p > 3 \sim 4$ 時，水深變化對沖刷的影響可以忽略，此為深水狀態；反之則為淺水狀態。Melville 和 Raudkivi(1996)指出，當 $y/a_p > 1.43$ 時，橋墩局部沖刷深度只和橋墩迎水面寬度有關；而當 $y/a_p < 0.2$ 時，水流深度會影響橋墩局部沖刷深度；當 y/a_p 介於兩者之間時，則水深及橋墩寬度皆會影響局部沖刷深度。

(3) 底床質粗糙度， a_p/d_{50}

當底床質粒徑越大，其抵抗水流沖刷的能力增加，使得最大局部沖刷深度越小。反之底床質粒徑越小，最大沖刷深度會增加。當中值粒徑 $d_{50} < 0.6 \text{ mm}$ 時，在底床會產生沙漣現象，而影響沖刷坑的深度。底床質粗糙度及水流條件會影響臨界起動速度，Raudkivi 和 Ettema(1983)認為當 $a_p/d_{50} > 50$ 時為細顆粒，沖刷深度與粒徑無關；而當 $a_p/d_{50} < 50$ 時，沖刷深度為 a_p/d_{50} 之函數式，且沖刷深度隨 a_p/d_{50} 之減少而變小。

(4) 粒徑的非均勻性， σ_g

底床質粒徑分配不均勻時，會在底床質表面形成甲護層現象(armor)，使得底床質的臨界起動速度增加。因此，橋墩局部

沖刷深度會比均勻粒徑分佈時小。Raudkivi and Ettema(1983)指出在清水沖刷時，橋墩周圍局部沖刷深度隨 σ_g 增大而明顯降低，因為在 $\sigma_g > 1.3$ 時會有甲護現象(armor)產生，其會減少沖刷深度。Baker(1986)認為在濁水沖刷時， σ_g 對於橋墩周圍局部沖刷深度的影響較清水沖刷時來得小；當 $V/V_c > 4$ ，則其影響甚微。Melville(1997)利用 Shields Diagram 決定甲護層產生時的臨界起動速度，受到甲護現象的影響，局部沖刷深度會隨 σ_g 的增加而減少，如圖 4.3 所示。

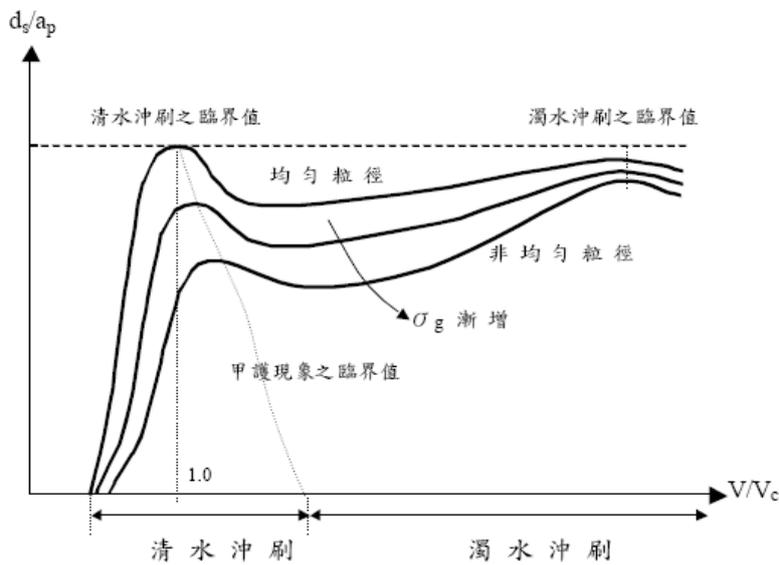


圖 4.3 局部沖刷深度與水流流速(Melville, 1998)

(5) 時間的影響

在清水沖刷時，局部沖刷深度隨時間慢慢增加。在濁水沖刷時，其達到平衡沖刷深度的時間要比清水沖刷來的快；但是濁水沖刷的平衡沖刷深度會因為底床沙丘之運移，而作不規則的振盪(如圖 4.4 所示)。Melville and Chiew(1999)利用實驗研究沖刷達平衡時所需要的時間，其假設沖刷深度在 24 小時的增加量小於 0.05 倍的橋墩寬度時，可視為達到平衡沖刷深度，其可表示為：

$$\frac{d(d_{se})}{dt} \leq \frac{0.05a_p}{24} \dots\dots\dots(4.2)$$

其中， d_{se} 為平衡沖刷深度。

將實驗結果分析後可得沖刷達平衡所需時間的預估公式為：

$$t_e(days) = 48.26 \frac{a_p}{V} \left(\frac{V}{V_c} - 0.4 \right) \quad \frac{y}{a_p} > 6$$

$$t_e(days) = 30.89 \frac{a_p}{V} \left(\frac{V}{V_c} - 0.4 \right) \left(\frac{y}{a_p} \right)^{0.25} \quad \frac{y}{a_p} \leq 6 \quad \dots\dots\dots(4.3)$$

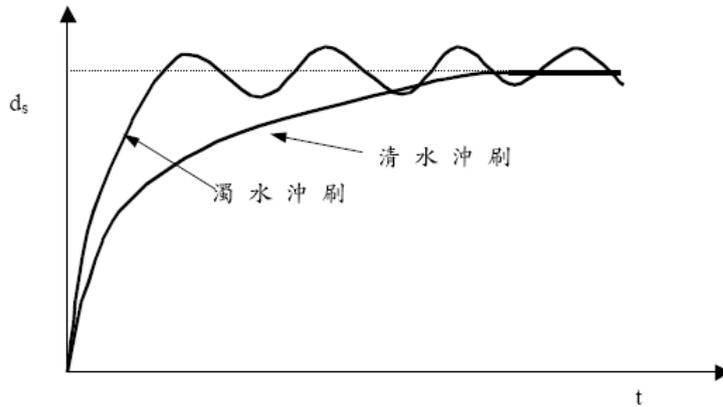


圖 4.4 沖刷深度隨時間變化圖(Melville and Chiew, 1999)

(6) 橋墩的排列方式

對於各種形狀的橋墩而言(除了圓形橋墩)，橋墩縱軸和水流方向所夾的角度定義為水流攻角。水流攻角改變，橋墩寬度與水流在垂直方向的投影面積(橋墩迎水面寬度)會隨之改變，且渦流的形式也會不同。當水流攻角變大時，局部最大沖刷深度會增加。

(7) 橋墩寬度及形狀

前人大多採用圓型橋墩進行橋墩沖刷之實驗研究，其可視為標準橋墩形狀，其它不同形狀的橋墩局部沖刷深度可利用圓形橋墩之局部沖刷公式再加入修正係數。由研究顯示在清水沖刷之臨界狀況時預估公式只和橋墩迎水面寬成正比，且隨著迎水寬變大，沖刷深度也會增加。

2. 非均勻橋墩

當橋基裸露時，可視其為不均勻橋墩，其橋墩周圍局部沖刷深度除受水流條件、底床質特性、橋墩形狀及時間等因子的影響外，更因為橋基的裸露，使其沖刷特性更為複雜。不均勻橋墩依橋基形式的不同可分為橋墩位於較大寬度的橋基之上及群樁兩種形式討論。

(1) 較大寬度的橋基

在橋墩位於較大寬度的橋基之上的研究方面，Jones et al.(1992)利用縮比模型模擬現場不均勻橋墩的沖刷現象並將橋基向上游端延伸，以了解當橋基及橋墩裸露時，橋基頂端位置及延伸橋基長度對局部沖刷深度的影響。實驗結果發現，當橋基位置低於底床時，會減少橋墩局部沖刷深度，延伸橋基前端長度會對橋墩周圍局部沖刷深度造成影響，因此在分析上橋基前端長度可視為一個重要參數。

CSU 公式為設計橋基埋設深度時常用的方法，為了預測不均勻橋墩的最大局部沖刷深度，Jones et al.(1992)修正 CSU 公式以推估不均勻橋墩之局部沖刷深度，其提出三種修正方法：a. 當橋基位置高出 0.1 倍水深時，利用橋基寬度為迎水寬度；反之則利用橋墩寬度為迎水寬度。b. 利用橋墩及橋基寬度權重法決定迎水寬度。c. 利用橋基高於原底床面之高度及橋基頂端高程及底床間的平均流速取代上游水深及上游平均流速。其將上述三種方法和實驗結果比較，推估值之高估範圍約在 1.1 至 3.48 倍，且第二、三種方法所得的結果較第一種方法來的準確。

Melville 及 Raudkivi(1996)分析三種不均勻橋墩之佈置，指出隨橋基頂端高程位置的不同，可以分為橋基頂端位置高於底床(區域 1)、橋基頂端高程位置介於底床和最大局部沖刷深度之間(區域 2)、橋基頂端高程位置低於最大局部沖刷深度(區域 3)三種情況進行分析。由其實驗結果可知第 3 種情況因橋基寬 a_f

位於最大刷深之下，故相似於直徑 a_p 之均勻圓柱橋墩，第 2 種情況能減少沖刷深度，第 1 種情況之沖刷深度會比第 2 種情況來的大，在第 1 及 2 種情況下其沖刷深度主要之影響因素為 a_p/a_f 。當 a_p/a_f 比值較小時，橋基位置改變對局部沖刷深度造成很大的影響。Melville 利用權重因子將非均勻橋墩寬度轉換成等效橋墩寬度，經代入均勻橋墩局部沖刷深度預測公式後發現其和實驗結果相近。

Parola et al.(1996)進行方形不均勻橋墩的沖刷試驗，並利用前人研究之均勻橋墩局部沖刷推估公式預測非均勻橋墩時的局部沖刷深度。隨橋基頂端高程位置的不同，可以分為(區域 1)橋基頂端高程位置高於底床、(區域 2)橋基頂端高程位置介於底床和最大局部沖刷深度之間、(區域 3)橋基頂端高程位置低於最大局部沖刷深度三部分來討論。在區域 1 時，將橋墩和橋基在底床至水面間高度所占比例加以權重，可得到等效橋基高度預測沖刷深度。在區域 2 時，馬蹄型渦流及向下射流與橋基間產生相當複雜的流況，則無法推估其局部刷深。另外 Parola et al.(1996)並改變橋基前端長度進行實驗，當橋基前端長度(L_u)向上游延伸時，橋墩局部沖刷深度越小，此因造成局部刷深的馬蹄型渦流及向下射流受到延伸橋基的阻擋，減緩水流沖刷底床質的能力。

周等(1998)利用不織布製成長條狀模擬不織布蛇籠，針對橋墩在未保護及保護情形之局部沖刷行為進行試驗分析與探討，結果發現設置不織布蛇籠能有效減少橋墩周圍局部沖刷深度，使沖刷坑剖面較為平緩，並使局部最大沖刷深度位置遠離橋墩，減少橋墩損壞。

(2) 群樁

在群樁之研究方面，劉等(1994)進行單、群樁橋墩之清水沖刷試驗研究。單樁部分為以單一圓柱為試驗模型，推求單樁情況下沖刷深度隨時間的變化。群樁部分是利用雙圓柱為試驗模型，依排列方式可分為與水流流向呈縱、橫向排列兩種方式。

經由因次分析可得樁群沖刷時，其影響局部沖刷深度的無因次參數可表示為：

$$\frac{d_s}{a_p} = f\left(\frac{V}{V_c}, \frac{d}{a_p}, \frac{y}{a_p}, \alpha, \beta\right) \dots\dots\dots (4.4)$$

其中， d_s 為局部沖刷深度、 a_p 為橋墩迎水面寬、 V 為上游平均流速、 V_c 為底床質臨界起動速度、 y 為上游水深、 α 為橋墩樁群間縱向淨距與兩橋墩間墩心距之比、 β 為橋墩樁群間橫向淨距與兩橋墩間墩心距之比。

將實驗結果分析後可知，不管單樁或群樁橋墩其局部沖刷深度隨時間的變化皆可利用 Dargahi(1990)的建議將其表示為：

$$\frac{d_s}{d_{se}} = A + B \log\left(\frac{t}{t_e}\right) \dots\dots\dots (4.5)$$

其中， d_{se} 為達平衡時間 t_e 時的平衡沖刷深度、 d_s 為 t 時間的沖刷深度、 A 和 B 為參數。在群樁與迎水面成縱向排列時，於 α 等於 0.1~0.8 時前端橋墩沖刷較同流況下單樁沖刷嚴重，於 α 等於 0.3~0.4 時其沖刷深度最大，可達單樁沖刷深度的 1.2 倍。在群樁與迎水面成橫向排列時，在 β 等於 0.0~0.8 時其墩前局部沖刷深度較單樁為嚴重，且 β 變大其刷深會減小。由於水流的局部束縮效應及馬蹄型渦流的影響，樁群在與迎水面成橫向排列時其局部沖刷深度會較縱向排列時來的嚴重。

Salim and Jones(1998)整理實驗及 USGS 現場資料並與 CSU 公式及中國橋墩局部沖刷公式加以比較，以預估群樁基礎裸露時的局部沖刷深度。當群樁基礎間之樁距為 1~2 倍樁基礎直徑時，可將群樁視為單一基礎，將此單一基礎寬度代入 CSU 公式可預估其局部沖刷深度。當群樁基礎間寬度過大時，則局部沖刷深度之預估無法利用單一基礎加以計算。中國橋墩沖刷公式利用圖表的方式，決定等效橋墩寬度。經由和現場實測資料比較得知，中國橋墩沖刷公式所得預測值較現場實驗資料大，而

CSU 公式所得結果和現場資料較為相近。

Hannah(1978)利用實驗研究群樁在 2 柱、3 柱、4 柱及 6 柱時的沖刷情形，當水流攻角改變時，其沖刷情形也有所差異。影響群樁沖刷主要的機制，增強效應、遮蔽效應、消散渦流及壓縮性馬蹄渦流等。茲說明如下：

a. 增強效應

在群樁沖刷時，水流受到群樁間的相互影響，在前樁後方及後樁前方的底床因沖刷坑的形成而降低了底床高程，使得水流較單柱沖刷時容易帶走底床質。因為在單柱沖刷過程中，沖刷坑下游的坡度較陡而且高程較高，使得底床質相對的較不易被帶走。受到增強效應的影響，前樁為了補充樁後的底床質沖刷，因此會有較大的沖刷深度產生。當群樁間距及水流攻角越大，則增強效應越不明顯。

b. 遮蔽效應

水流受到前樁的阻擋而降低流速，使得後樁上游的沖刷深度較淺。遮蔽效應會隨群樁間距及水流攻角的增加而減少。

c. 消散渦流

Melville(1995)指出消散渦流形成於圓柱型橋墩兩側，當消散渦流向下游傳遞時其強度會慢慢增加。當後樁佈置位於消散渦流行經軌跡時，則沖刷深度會增加，因為其有將底床質帶起的能力。

d. 壓縮性馬蹄渦流

當水流攻角較大而且群樁間距較小時，在樁與樁之間產生的馬蹄型渦流會被壓縮，造成角速度及沖刷能力的增加。

Martin-Vide 等(1998)利用模型試驗模擬清水沖刷之臨界條件下，方形橋墩位於雙圓柱群樁基礎之上，改變不同基礎距底床高度時之沖刷

情形；並利用寬度權重法配合 CSU 公式預測不同基礎位置時之沖刷深度。實驗結果發現這個方法可以準確的預測群樁基礎之局部最大沖刷深度。

目前國內針對既有橋梁耐洪能力之初步評估表主要有 4 種，其目的為由為數眾多的橋梁中快數篩選出有橋梁沖刷潛勢之橋梁，其考量的影響橋梁耐洪能力的因素與建議之配分如下列所示：

1. 公路橋梁耐洪能力初步評估表(公路總局，2010)

考量的影響橋梁耐洪能力的因素包含 15 種因素，如表 4-2。

表 4-2 影響橋梁耐洪能力的因素(公路總局,2010)

項次	項目	配分
1	近年來主河道變遷的情形	10
2	河川整治辦理情形	4
3	近年內主河道河床下降的情形	10
4	鄰近有無採砂	10
5	上游攔河堰	3
6	上游橋梁；下游側具束縮河道之其他構造物	4
7	基礎型式	3
8	基礎裸露程度	10
9	本河川之附近其他橋梁有無沖刷問題	3
10	梁底高程	4
11	阻水比之效應	8
12	橋墩(基)方向與河川流向間之角度(θ°)	4
13	河床軟岩之風化沖蝕	5
14	具側向侵蝕或水躍(或跌水)沖刷的潛在沖刷因素	15
15	其他會影響橋梁沖刷穩定之(異常)現象	7

2. 公路跨河橋樑沖刷潛勢評估表(唐治平等人，2000)

考量的影響橋樑耐洪能力的因素包含 15 種因素，如表 4-3。

表 4-3 影響橋樑耐洪能力的因素(唐治平等人, 2000)

項次	項目	配分
1	近年來主河道變遷的情形	10
2	河川整治辦理情形	4
3	近年內主河道河床下降的情形	10
4	鄰近有無採砂	10
5	上游攔河堰	3
6	上游橋樑；下游側具束縮河道之其他構造物	4
7	基礎型式	3
8	基礎裸露程度	10
9	本橋上下游之橋樑有無沖刷問題	3
10	梁底高程	4
11	阻水比之效應(RA)	8
12	橋墩(基)方向與河川流向間之角度(θ°)	4
13	河床軟岩之風化沖蝕	5
14	具側向侵蝕或水躍(或跌水)沖刷的潛在沖刷因素	12
15	其他會影響橋樑沖刷穩定之(異常)現象	10

3. 公路橋樑安全初步評估表(耐洪能力)(陳清泉等人，1998)

考量的影響橋樑耐洪能力的因素包含 17 種因素，如表 4-4。

表 4-4 影響橋樑耐洪能力的因素(陳清泉等人, 1998)

項次	項目	配分
1	主河道變遷	4
2	河川整治辦理情形	4
3	河川沖刷潛能	5
4	鄰近有無採砂	10
5	上游攔河堰	5
6	上游橋樑	3
7	基礎型式	5
8	橋墩型式	4
9	支承現況	4
10	基礎裸露深度與容許沖刷深度比值 RH	15
11	本河川附近其他橋樑有無沖刷問題	5
12	梁底高程	10
13	阻水面積比 RA(%)	8
14	橋墩方向與河川流向角度	4
15	橋墩形狀	4
16	基礎保護設施	5
17	其他影響橋樑耐洪能力之異常現象	5

4. 橋梁耐洪能力初步評估表(陳振川等人, 2007)

考量的影響橋梁耐洪能力的因素包含 17 種因素, 如表 4-5。

表 4-5 影響橋梁耐洪能力的因素(陳振川等人, 2007)

項次	項目	配分
1	河川環境	主河道變遷
2		河川整治辦理情形
3		河床一般沖刷
4		鄰近有採砂
5		上游有攔河堰
6		下游有攔河堰
7	橋樑配置	橋基保護工現況
8		橋墩型式
9		基礎剩餘長度(Hleft)與原有長度(H)之比值
10		橋墩等值寬度 be(m)
11		橋墩方向與水流方向夾角 θ
12		通水遮斷面積率 RA(%)
13		梁底高程(m)
14		支承狀況與防落長度
15		橋墩形狀
16		其他影響耐洪能力之異常現象

另根據交通部運輸研究所委託中興大學林呈教授(1998)「本省西部重要河川橋梁橋基災害分析與橋基保護工資料庫系統之建立」報告資料所載, 目前國內所常遭遇之受損原因可大致分為 16 種, 節錄報告內容如下:

1. 砂石濫盜(超)開採

砂石濫盜開採對橋基與橋基保護工的最重要負面影響, 即為因河床的下降而導致橋基的嚴重裸露與橋基保護工的崩毀或受損。這是由於多數河段之砂石濫肆開採形成處處的採砂坑, 這些採砂坑的存在, 使得上游隨洪流運動的卵礫砂石大量沈積於採砂坑內; 而採砂坑下游處之河床砂石來源的補充相對減少, 復因洪流通過採砂坑下游端時之水深由大變小, 而產生水流加速及沖刷下游河床, 因而造成多數河段河床高程下降。

2. 一般沖刷(general scour)

廣義之一般沖刷係指不論有無橋墩(或水中結構物)之設置, 水

流對河床沖刷所造成河段之高程下降的情形，其可分為短期或長期的沖刷。短期之一般沖刷為在單一個、或連續數個緊接的洪水沖刷下，所形成的河床下降，此一類型之沖刷成因包括：河川砂石的開採、水流之聚合與河道淨寬的不足、辮狀河道中之深槽移動、及底床型式之遷移。長期之一般沖刷為具相當長之時間尺度，其成因亦與河川取水工或堰壩之設立造成輸砂來源的減少及下游側的放水沖刷、長期高流速的自然侵蝕、河川砂石開採、或橋基保護工之不當設置、截彎取直導致河床坡度的增加、河川地上進行墾植或動物之放牧養、郊野都市化後之逕流增加...等因素息息相關。

3. 局部沖刷(local scour)

由於橋墩或水中結構物的存在對水流產生局部阻礙或干擾的現象，並進而造成橋基周邊局部河床之沖刷侵蝕與高程下降的情形。若就橋基或橋台的局部沖刷來說，則專指橋基或橋台對水流的干涉作用，而在墩台周邊形成強烈下降流、馬蹄型渦流、迴流區、尾跡渦流、及局部沖刷坑的現象。

4. 束縮沖刷(constriction scour)或保護工未合攏

束縮沖刷一般係指橋梁的引道與橋台延伸進入河川之洪水平原內以致佔據部分之河寬，或由於橋基(或墩)之設置形成阻水效應，造成水流之通水斷面束縮，因而導致迴水(backwater)效應，通過橋址處之流速大為增加，進而對河床所衍生之沖刷現象。另由於已施作保護工之區域是為抵抗洪流沖刷之強勢面，而未合攏(或缺口)段則為抵禦沖刷之弱勢面，且為宣洩大量洪流的必經通道，此一情形近似橋梁之引道大幅延伸佔據河寬般，因而亦具有束縮沖刷的效應存在。

5. 跌水或水躍沖刷(scour caused by free overfall or hydraulic jump)

橋基保護工可形成一近似阻牆的作用，雖在上游側可發揮淤積砂石的功用；然而在下游側卻由於保護工最頂面與原河床面間存在相當的落差，因而再促使水流加速沖擊河床，引致跌水或水躍沖

刷、形成沖刷坑。若是在橋址下游不遠處之主河道上曾經或刻正進行大規模之砂石開採行為，由於採砂坑的效應及跌水或水躍沖刷的聯合作用，將促使河床坡度大幅改變、及橋址下游處之大量砂石流失情形更為嚴重，進而向源侵蝕導致保護工的破護及橋基的再次裸露。

6. 向源侵蝕(head cutting or headward erosion)

係專指河床受水流的侵蝕作用為由下游往上游方向發展之謂，其常伴隨某些外在條件發生，而非水流沖刷下直接形成的結果。如中下游河段因一般沖刷造成河床下降，亦造成河川上游段的坡度調整及高程變化；束縮沖刷或保護工未合攏形成缺口導致深槽向上游側發展延伸；跌水或水躍沖刷造成沖刷坑的擴大延伸至橋址或橋基保護工施作處；側向高灘地弱勢面(未施作保護工)的侵蝕形成水流繞道，向上(下)游側刷深河床；河道通水斷面嚴重不足形成水流加快、沖刷潛能增加，導致向上游側刷深河床；其他如河床上的軟岩風化沖蝕與河道匯流也可能會造成向源侵蝕的現象。

7. 側向侵蝕(lateral erosion)

側向侵蝕是指水流朝岸側方向侵蝕的情形。由於一般沖刷所造成之(縱向)河床刷深，亦常衍生出側(橫)向侵蝕的情形，其最顯著之特徵為主河道深槽區變寬，或主河道兩岸高灘地因沖蝕崩塌而流失。不可否認的是，大量砂石開採所形成採砂坑效應，除了造成主河道河床高程的下降外，亦常因採砂坑之順水流方向的坑壁於浸水或洪水沖蝕後，即行崩塌流走，這也是側向侵蝕的一種特殊過程。

就橋基與橋基保護工而言，側向侵蝕的發生成因，除上述廣義之一般沖刷及水流沖蝕施作保護工與未施作保護工之交界弱勢面外，其他可能的因素尚包含跌水沖刷或向源侵蝕、通水斷面不足、位於河道轉彎處、軟岩風化沖蝕、河道匯流...等。

8. 大尺度二次流侵蝕(erosion caused by large-scale secondary flow)

係專指由於保護工的施作造成側向侵蝕，或由於洪汎期前保護

工未合攏形成束縮沖刷，再導致平行於橋軸或結構物軸線之水流沿結構物上游面流動而刷深河床的情形。另外一種情形是水流過彎時亦會形成橫向水流沖刷河床的二次流機制，惟本文中將其視為較小規模的二次流，並劃分為河道轉彎的類型。

9. 通水斷面或寬度不足

一般在河道窄縮處，或即使是寬廣的河床但是主河道或深槽區的寬度僅佔整個河寬的小部分時，相對來說，就容易形成通水斷面不足或通水寬度太小的情形，其結果常導致洪峰水位暴漲水流加速的情形，因而也常伴隨著形成一般沖刷、局部沖刷、束縮沖刷、或側向侵蝕等致災因素。如主河道的深槽化，迫使大部分洪流集中在深槽區內，當洪水位逐漸上升階段時，深槽區兩岸側之高灘地亦因緊臨洪水而被沖蝕崩塌，乃漸發展為側向侵蝕的致災模式。或因通水寬度不足，且兩岸皆已施設堤防或導流工或有延伸進入河道之引道與橋台，即兩岸皆已受侷限，洪水通過橋址時甚易造成水流速度的加快，益增局部沖刷的潛能。

10. 流石或流木之撞擊與磨損

在高速洪流的作用下河床上之卵礫砂石常會被帶動翻滾，以懸浮載或推移載的方式往河川下游輸送，其中尤以山區或卵礫石層所構成之河床上所施建之橋基或橋基保護工，最易受到流石的直接撞擊與磨損、甚至毀壞。另外一種情形是在湍急洪流的水面附近亦常伴隨著高速運動的流木，此對於西部地區中下游河段已大幅下降之河床，且以 PC 基樁作為橋梁之橋基者莫不構成極大的威脅。

11. 橋址位於河川彎道處

天然河道的形成常反應出對於存在水流運動與泥砂運移的環境條件下之一種精細適應的過程，換言之，沖積河流通常經由其自我調整機制(self-regulatory mechanism)來因應環境的變化。這些變化將改變河川之近似自然平衡狀態，而後在重新建立平衡的過程中，河川會改變其本身的坡降、粗糙度、底床質粒徑、橫斷面形狀

或彎道(蜿蜒)型式等因素，以適應新的條件。在現存之約束條件下，經由一種或多種因素的調整，使河川保持其輸砂能力與上游的泥砂供給之間的平衡。大多數的河流是具有河彎形態，且其尺寸係沿河道而發生改變。易言之，彎曲河川乃具有沿河道改變幾何狀態、曲率、及水流漸變的特徵。

12.河床軟岩之風化與沖蝕

本省西部多數流域中、下游的河床質，在早期的砂石開採階段大都是由卵礫砂石層所構成，厚度一般是介於數公尺至數十公尺之間。惟近十餘年砂石的過量開採、或濫盜採、與洪水沖刷，而導致許多流域之主河道河床持續下降至今日岩盤裸露的地步。這些淺層岩盤大都是由成岩時間較短且強度較低之泥(頁)岩層、或砂岩層、或泥(頁)岩與砂岩互層所構成，它們在乾燥條件或壓密狀態下可展現相當堅硬的質地。因砂石開採、河床下降形同部分解壓作用；又因乾旱季節時為乾燥風化狀態、豐水季節及洪水期間係浸沒在水中之濕潤狀態，在這樣乾溼交互變化的影響下，乃產生風化與回脹崩解的現象。

13.河道匯流於橋址或橋梁附近上下游

係指於河流的支流與支流交會處、或於支流與本(幹)流會合處所形成之水流匯聚現象，由於每一分支流於洪峰時均有其貢獻的流量，此乃是河道匯流後流量增加的原因。就匯流後之河道兩岸側已受制約(如已設置堤防)、或河道已深槽化的情形來說，常導致水位的抬升、或流速的變大而益增沖刷的潛能，因而可能形成一般沖刷或向源侵蝕之河床下降、或側向侵蝕之岸側灘地的崩塌流失；而於匯流處更易造成附近構造物周圍之局部沖刷的加劇。

14.橋基貫入深度相對不足

由於河川水理的特性，國內的橋梁在興建時，當時無論是處在沖淤平衡段或是淤積段之主河道，河床高程都較高，但經過長時間的水流力作用後，河床大都有大幅下降的情形。使得在當時利用較

淺之沉箱橋基或擴展基腳所構成之穩固橋基，在河床高程大幅下降下，橋基突出河川，使橋基之穩定性有不足之慮，嚴重者尚須進行橋基保護。

15. 導水路之開挖、挑水

此為在河川中進行各種工事所常需進行的前置作業，其中尤以沿橋址之某區段施作橋基保護工時將水流挑向另一未施作保護工，而已開挖導水路的區段或高灘地帶，當工程施作期間遭逢豪雨颱風而未及完工復原，洪水乃匯聚於相對較深槽的導水路，而使人工開挖之導水路寬度因側向侵蝕而變寬，且因縱向刷深而更形深槽化，除了可能造成河流改道外，甚至導致未施作保護工之區段或高灘地帶的橋基益為嚴重裸露，乃至於引致橋基或橋基保護工的災害。

另外，一般施作完成橋基保護工後，會在橋址處再對原先為施工而開挖引水的導水路進行回填，但由於回填作業一般僅限於橋址附近(雖然亦有全面回填者)，對於一相對已深槽化的導水流路而言，局部回填段以外的下游區域，在豪雨颱風中很可能因回填段與未回填段交界處之落差而引致跌水沖刷或側向侵蝕，終再形成向源侵蝕刷深河床，而引起橋基災害。

16. 尾跡渦流沖刷(wake vortex scour)

一般而言，尾跡渦流的沖刷並不會對橋基的穩定性或河床刷深構成威脅；然而，當一座橋毗鄰另一座橋而建時、或同一座橋梁之兩相鄰橋基由於過於接近或是具有較大之迎水面積及大攻角時，尾跡渦流的沖刷將是重要的一項考慮因素，尤其在二座橋基所產生的尾跡渦流交會處附近尾跡渦流的沖刷效應將會大幅的提升。國內目前尚無因此一沖刷機制而發生嚴重災況者。

4.2 橋墩沖刷因子分析

彙整國外影響沖刷因子資料可歸類為地形/水理、洪水流動傳輸、河床沉積物與橋梁幾何形狀四大類共 57 細項(Melville 與 Coleman, 2000)，另國內目前對橋梁耐洪能力初步評估所考量的影響因素則計 15~17 項因子，包含近年來主河道變遷的情形、河川整治辦理情形、近年內主河道河床下降的情形、鄰近有無採砂、上游攔河堰、上游橋梁、下游側具束縮河道之其他構造物、基礎型式本橋上下游之橋梁有無沖刷問題、阻水比之效應、橋墩(基)方向與河川流向間之角度、河床軟岩之風化沖蝕、具側向侵蝕或水躍(或跌水)沖刷的潛在沖刷因素、其他會影響橋梁沖刷穩定之(異常)現象等。

經由上述影響沖刷因子資料，各不同沖刷因子對橋梁基礎之影響最終將反映表現在橋梁基礎結構處，河床沖刷深度的改變、流速的改變及水位高度的改變。彙整影響橋梁沖刷因子與橋梁基礎結構安全之關係，如圖 4.5 所示，進而影響橋梁基礎於颱風期間的穩定性。

另外，由於目前政府相關單位建置的橋梁即時沖刷監測系統中，沖刷深度、水流流速及水位高度等資料為監測之項目，因此針對橋梁沖刷耐洪之安全評估模式建立，亦將考量沖刷深度、水流流速及水位高度變化等三項因素的影響。

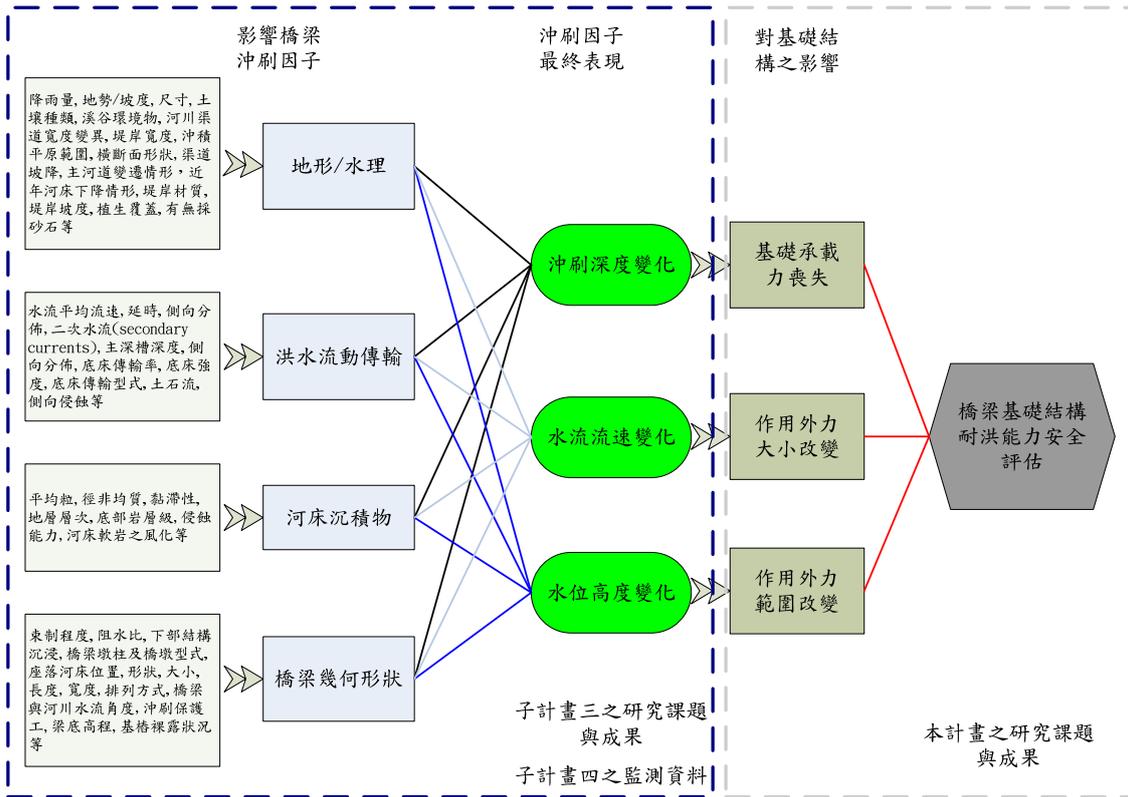


圖 4.5 影響橋梁沖刷因子與橋梁基礎結構安全之關係

第五章 橋梁沖刷基礎破壞類型分析

5.1 影響既有橋梁基礎穩定之因素

針對受沖刷之橋梁，要探討影響既有橋梁基礎的穩定，首先便是分析造成橋梁基礎外在受力條件變化的改變因素，經由前兩章資料分析可知：

1. 在地形/水理、洪水流動傳輸、河床沉積物與橋梁幾何形狀之影響下，同一跨河橋梁之各橋墩基礎處之沖刷深度也不儘相同。
2. 各不同沖刷因子對橋梁基礎之影響最終將反映表現在橋梁基礎結構處，河床沖刷深度的改變、流速的改變及水位高度的改變。
3. 沖刷深度的變化為影響橋梁基礎承載能力的改變，水流流速則為影響作用於基礎結構上之水流作用力大小，而水位高度的變化則為影響水流作用力分佈的範圍。

由橋梁受損害資料顯示，跨河段橋梁在颱風期間因橋墩基礎受洪水沖刷損毀屬於局部發生之情況，也就是說整座跨河橋梁為數眾多的橋墩基礎中，僅有部份橋墩基礎會因洪水作用加上其所處環境因素，使其受到之流速作用與沖刷深度較其他橋墩基礎為大，而增加其受損害機率。

另由子計畫二「莫拉克颱風造成主要橋梁損壞之現地調查及災因分析」資料顯示，莫拉克颱風期間橋梁沖刷受損原因可歸類為束縮沖刷導致河床質受局部沖刷流失；跌水沖刷導致河床沖刷坑形成、向源侵蝕導致河床局部或全面下降衍生河道深槽化；側向侵蝕導致局部河道深槽化；流石撞擊與磨損導致橋梁結構局部受損；位於河川彎道處或挑水效應處導致凹岸水流加速凸岸水流變緩，挑水側加速被挑水處減速；水流攻角效應導致水流向阻水面積加大橋基下游側局部沖刷加劇；高水位及水位置橋梁上構導致橋梁穩定性降低等，如圖 5.1。因此主要亦為影響橋樑基礎處沖刷深度、水流流速及水位高度的改變。

而針對莫拉克颱風期間橋梁受漂流木影響受損原因可分為漂流木

隨洪水掛淤橋墩導致橋柱迎水面積驟增，墩柱所受水壓力增加及橋墩基礎局部沖刷加劇；漂流木隨洪水掛淤橋面板，導致橋面板迎水面積驟增，橋體所受水壓力增加及橋面板下方形成下射水流，加劇河道沖刷；橋梁結構受漂流木衝擊導致混凝土保護層破損及鋼筋裸露等如圖 5.2。因此主要為導致影響橋樑基礎處額外側向作用力之增加。

另外，由邱永芳等(2011)「莫拉克風災回顧與沉思」資料顯示，分析荖濃溪 25 座橋，旗山溪 21 座橋、隘寮溪 1 座橋及高屏溪 1 座橋共 48 橋，其中破壞橋梁長度小於 50m 者佔 65%，破壞橋梁標高為 400m~700m 佔 56%，如圖 5.3，其中標高 300m 以上及支流處橋梁橋梁破壞現象多為高度複合因素造成橋梁破壞，如強降雨、土石淤積、土石流沖毀、河道蜿蜒度、崩塌地與堰塞湖等，而標高 300m 以下至標高 150m 則為土石流衝擊、漂流木掛淤等，而標高 150m 以下多數為過大洪水沖刷損毀。

因此針對本研究主要探討為颱風洪水期間橋梁基礎受沖刷之安全，洪水所導致橋梁基礎沖刷深度、水流流速及水位高度變化為影響既有橋梁基礎穩定之主要因素。然而從相關的文獻回顧中，我們也發現所有的災損評估仍然僅止於破壞機制的討論，不論是定性或定量的分析都仍極度匱乏，其原因應是影響橋樑安全的因素非常多，而且其中有許多都具有隨機性，但對建置評估模式而言，仍因為缺少足夠實測資料與經驗公式而造成了相當大的困難度。

目前本計畫有關橋梁受沖刷基礎破壞類型之研析仍定位在探討橋梁基礎結構之穩定問題，由於橋梁結構主要區分為上部結構包含橋面板、帽梁及相關附屬設施等，橋梁下部結構則包含墩柱、橋墩及基礎結構等，以下就分上部結構及下部結構說明颱風洪水沖刷導致之橋梁破壞的類型。

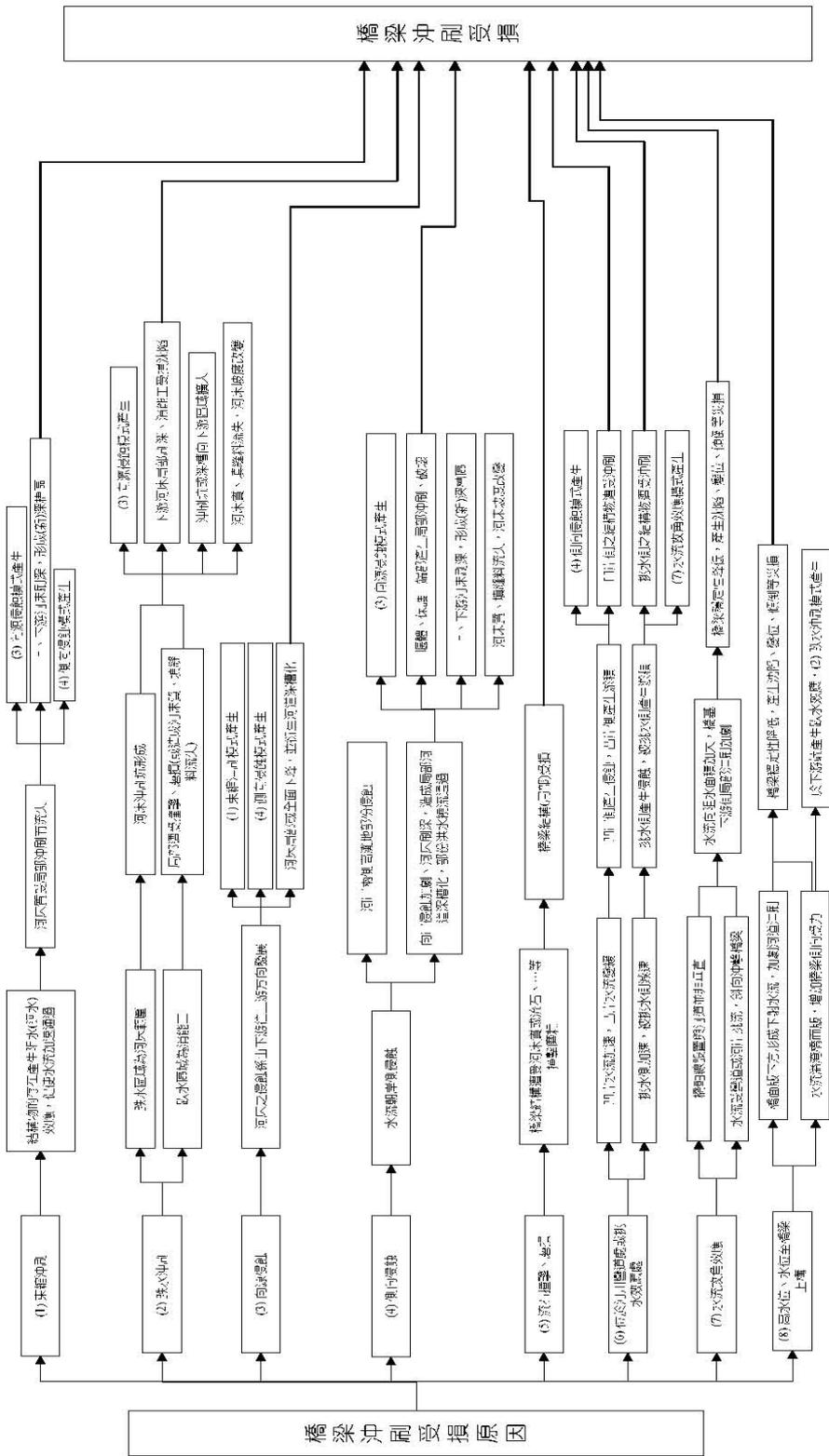


圖 5.1 2009 年莫拉克颱風期間橋梁冲刷受损原因流程圖
(蔡清標、林呈等，2010)

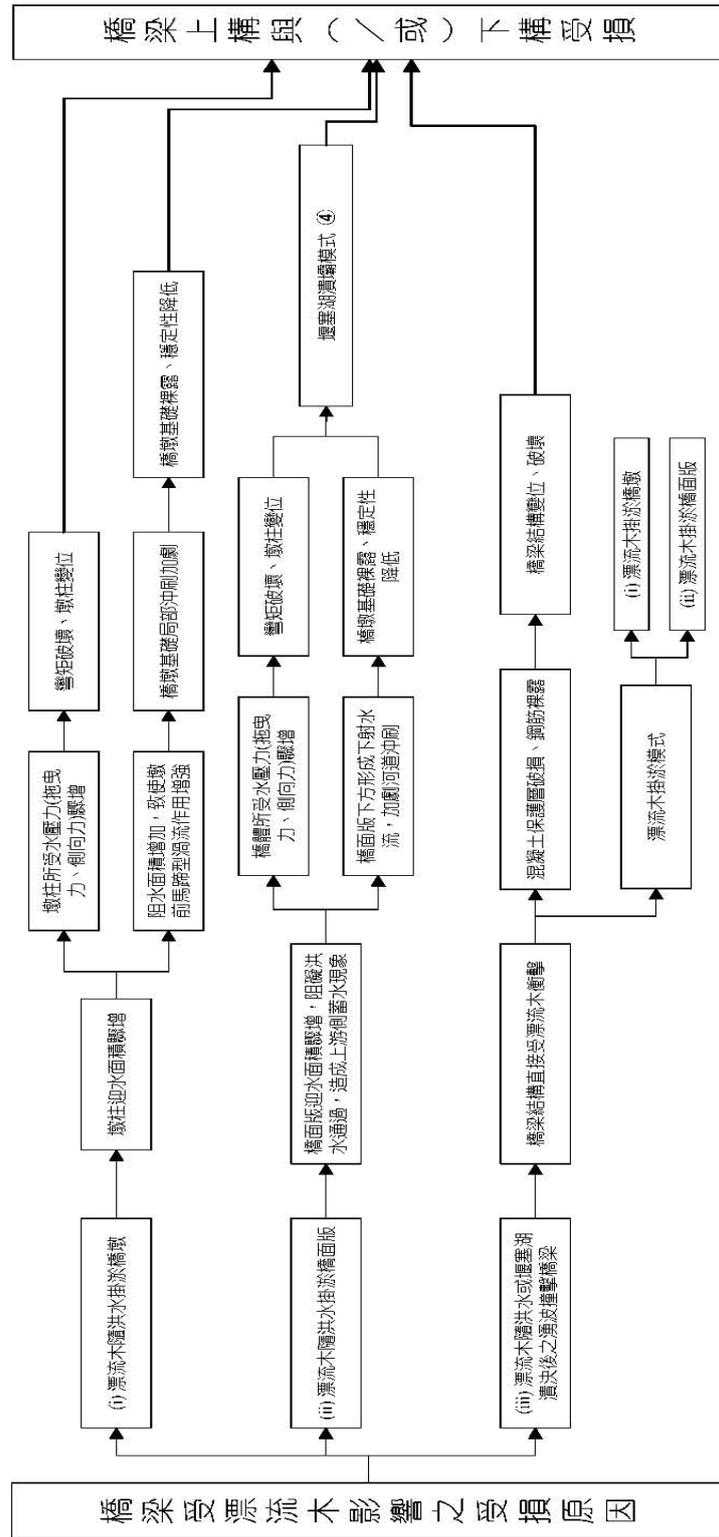


圖 5.2 2009 年莫拉克颱風期間橋梁受漂流木影響受損流程圖
(蔡清標、林呈等，2010)

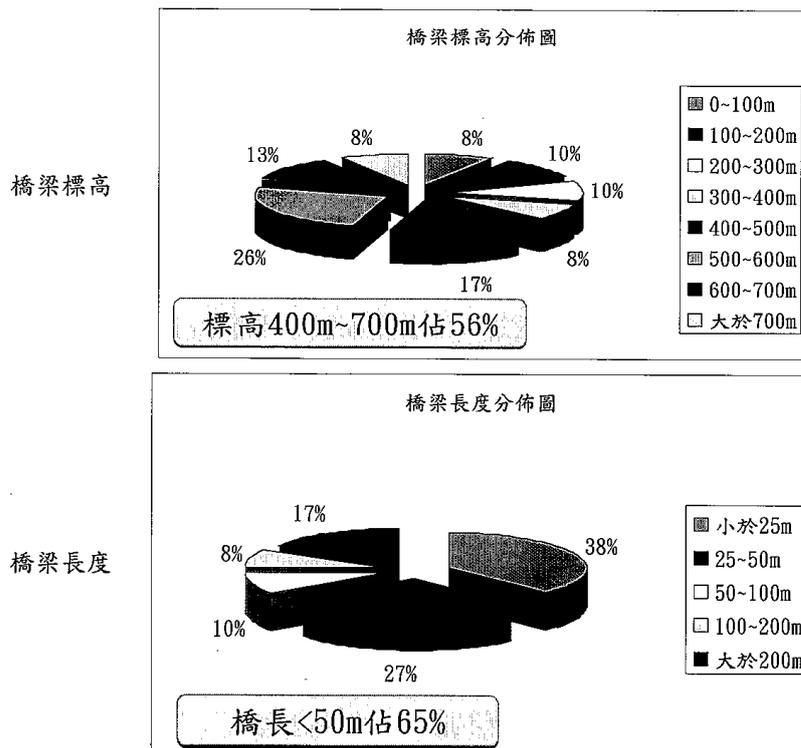


圖 5.3 2009 年莫拉克颱風期間受損橋梁標高與長度分布圖

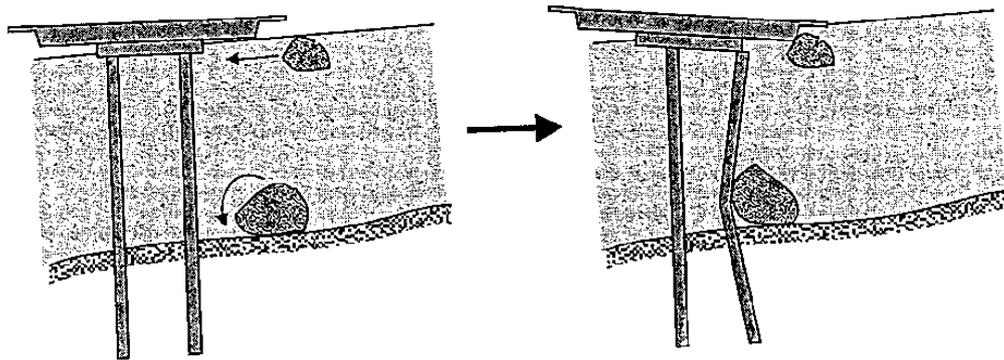
(邱永芳等，2011)

5.2 上部結構破壞

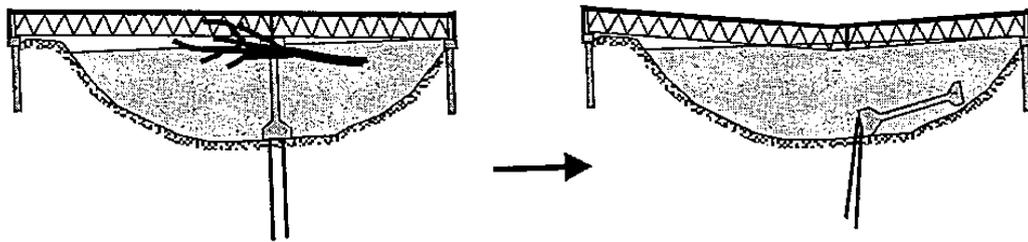
依據 Melville 與 Coleman(2000)的資料顯示，於颱風、洪水作用期間橋梁上部結構的破壞機制主要為橋梁下部結構破壞導致橋面版掉落及水流夾帶之漂流物如樹木及滾石造成上部結構受損，如圖 5.4，而經由彙整國內橋梁於颱風、洪水作用期間破壞之案例資料，顯示上部結構破壞多為下部基礎結構損壞所導致之落橋破壞。

有關漂流木對橋樑安全的影響，目前認知的有兩個部份：其一是大量漂流木以相當的速度撞擊橋墩或上部結構，此部份應可以集中的衝擊力形式來模擬；其二是大量漂流木卡在上部結構與下部結構的交界面，此種情形一般有兩個考慮：首先是漂流木群造成上部結構受水流作用的面積加大，因此下部結構會在上端部承受到一個較大的水平推力與彎矩，其次是它會造成橋面版以下的通水面積減小，而導致流速加大。如果上述推論屬實，則前者可用一符合實際情況的水流作用

力來模擬，後者則以較大的流速(利用水流通過束縮堰口的理論計算)來模擬。目前所建置的推估模式應足以勝任。然而，本研究團隊也注意到實際上當橋樑結構卡到大量的漂流木時，由於紊流流場的緣故，上部結構與下部結構的上端點可能受到的是振盪型水平作用力，而非一個確定性的水平作用力，此種情形又將涉及橋樑墩柱的材料疲乏問題，相當複雜。可惜的是，目前尚找不到相關的論述與實測資料。圖 5.5 及圖 5.6 分別為后豐大橋斷橋前後比較及旗山橋斷橋的照片。



(a) Boulder impact



(b) Debris rafting/impact

(資料來源：Melville 與 Coleman，2000)

圖 5.4 上部結構破壞示意圖



橋面版(970623)



橋面版掉落(970915)

圖 5.5 后豐大橋斷橋前後比較

資料來源：張嘉峰博士



圖 5.6 旗山橋斷橋

資料來源：交通部運輸研究所公路防救災資訊系統

5.3 下部結構破壞-樁基礎及沉箱基礎

國內過河段橋梁基礎結構型式主要分為樁基礎與沉箱基礎，當橋梁基礎結構因河床沖刷土壤流失、基礎結構裸露導致之基礎破壞可區分為：

1. 沉箱基礎破壞

沉箱基礎結構受沖刷前後土壤流失之受力情況如圖 5.7 所示，而沉箱基礎因橋墩沖刷所導致之破壞可區分為橋墩基礎土層流失導

第六章 分析模式建立

6.1 流速與水流作用力資料收集

經由第 4 章沖刷因子分析可知，水流流速為影響作用於橋梁基礎結構上水流作用力大小，因此如何將水流流速轉換為作用外力，亦為本計畫須詳加考量，以下先針對流速與水流作用力資料收集進行相關文獻收集，以供後續分析模式建立之利用。

6.1.1 公路橋樑設計規範之水流力規定

依公路橋樑設計規範第 3.18 節有流水、漂流物等作用力的規定中，指出『所有橋墩及其他易受流水及漂流物等衝擊之結構，其設計須足以抵抗由此等作用力所引起之最大應力』。相關規定分述如下：

1. 流水壓力

流水對於橋墩之作用壓力應假定流速係按二次拋物線分佈且水壓係按三角形分佈，依下式計算之

$$P_{avg} = 52.5K(V_{avg})^2 \quad \text{或} \quad 515K(V_{avg})^2 \dots\dots\dots(6.1)$$

式中， P_{avg} 為平均流水壓力(kgf/m² 或 Pa)； V_{avg} 為平均水流速(m/sec)，以流量速率除以流水面積計算之； K 為水流作用力常數。平頭墩用 1.4，圓頭墩用 0.7，尖頭墩其角度為 30°或小於 30°者用 0.5。

最大流水壓力 P_{max} 為上式計得之平均流水壓力 P_{avg} 之二倍。流水壓力以自水位面頂部為 P_{max} 變化到流線為零處之三角形方式分佈。流水力可以流水壓(考量壓力分佈方式)與流經橋墩面積之乘積計得。若水位面頂部高程較梁底為高時，流水力對於上部結構之影響亦應考量，此時上部結構所受之流水壓力可取為 P_{max} 按均勻分佈之方式作用之。

2. 流水壓力分量

若水流方向與其流經之結構物表面非成垂直，或有河岸遷移或河岸曲折變化之虞時，對於流水壓力方向分力之影響應予考量。

3. 漂流物對橋墩之影響

若預估將有大量之漂流物會流經橋墩時，在設計橋跨與橋梁構件時，應考量其效應。漂流物之整體尺寸須依所選橋墩位置、工址情況及漂流物上溯之源頭而定。若預估水流面會遭大量漂流物所阻擋時，則水位、流速及流水壓力的增高，以及沖刷深度加深的可能性等須加以評估。

6.1.2 河川的水流特性

河川的水流由於具備與大氣接觸的自由水面，因此屬於明渠水流(open channel flow, 簡稱渠流)的範疇，水的流動主要是受到重力(gravity)作用而自上游往下游流動。圖 6.1 顯示當渠流為平行流(parallel flow)，流速分布均勻且渠道坡降甚小時的水流特性。渠流的水面線可視為水力梯度線(hydraulic grade line)，而水深則相當於壓力水頭。

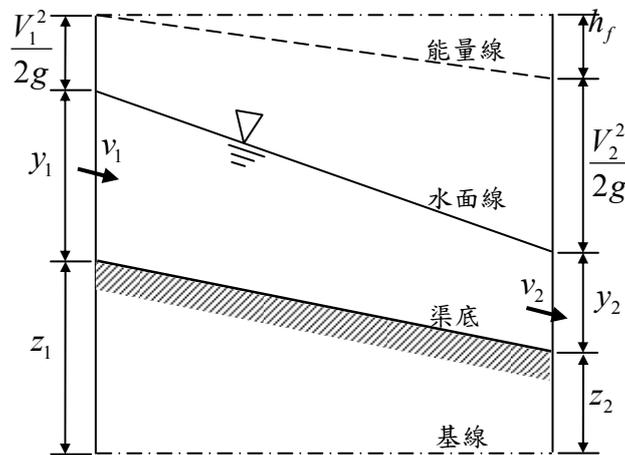


圖 6.1 明渠水流的水流特性圖

易任(1974)指出渠流具有下列的特性：

1. 自由水面之位置經常改變
2. 水深與斷面隨流量、渠底坡度而改變。
3. 渠槽形狀不一，天然河流之河槽變化尤甚。
4. 岸壁及底床的粗糙度(roughness)變化甚大。
5. 不易藉由實驗獲得可靠資料。
6. 憑藉經驗處理者居多。

相關要素分別整理如下：

1. 渠道斷面之幾何要素

渠道的幾何要素是指與渠流有關的渠道斷面性質，包含下列 10 個要素：

- (1) 水流深度 y (depth of flow)：指從自由水面算起至渠道斷面最低處的垂直距離，此一要素在渠道坡度極緩時常與水流斷面深度 d 通用。
- (2) 水流斷面深度 d (depth of flow section)：指垂直於水流方向的水深。亦即渠道的容水高度。例如某一傾角為 θ 的渠道，其水流深度 y 等於水流斷面深度 d 除以 $\cos \theta$ 。
- (3) 水位(stage)：指自由水面高程，即基線(datum)以上至自由水面的垂直距離。
- (4) 水面寬度 T (top width)：為自由水面處的渠面寬度。
- (5) 水流面積 A (water area)：為垂直於水流方向的渠道斷面積。
- (6) 潤濕周邊 P (wetted perimeter)：為垂直於水流方向之渠道橫斷面積上，水與渠壁接觸之總長度。
- (7) 水力半徑 R (hydraulic radius)：為水流面積 A 與潤濕周邊 P 的比值，即 $R = A/P$ 。

- (8) 水力深度 D (hydraulic depth)：為水流面積 A 與水面寬度 T 的比值，即 $D = A/T$ 。
- (9) 臨界渠流計算之斷面因素 Z (section factor for critical-flow computation)：為水流面積 A 與水力深度 D 的平方根的乘積，即 $Z = A\sqrt{D} = A^{3/2}T^{-1/2}$ 。
- (10) 等速流計算之斷面因素 (section factor for uniform-flow computation)：為水流面積 A 與水力半徑 R 的 $2/3$ 次方的乘積，即 $AR^{2/3}$ 。

2. 渠流的類型：依水深對時間與空間的關係可以分為

- (1) 定量流 (steady flow，或稱恆流 permanent flow) 與變量流 (unsteady flow，non-permanent flow 或 variable flow)

定量流是指渠流的流動情形不隨時間而變，即渠流的水力特性要素如水深、流速等雖然沿渠道個點未必一致，但依不同時間而言並無變異者。變量流則指渠流的水力特性隨時間而變者，例如洪水、波浪、湧浪等。渠道支流匯流以及渠道內因閘門突關或流量突變時所生之湧浪，水位瞬時驟變，尤為顯著。或者上下游兩個蓄水池內的水位不能固定，水深隨時間快速改變時，渠流也會成為變量流。然而變量流的實際問題僅有少數狀況能夠解決，一般均以簡化的方式估算。

- (2) 定量等速流 (steady uniform flow，或稱為均勻流) 與變量等速流 (unsteady uniform flow)

定量等速流是以空間記錄水流的標準，即渠流的水深、流速、比降等，循渠流方向各點均保持均一不變者，其水面線與渠底平行，及水面比降等於渠底坡度。等速流的存在必須要渠道本身為整齊劃一，斷面不變的稜柱形渠槽 (prismatic channel，即定形渠槽)，且建築於地面固定的斜坡上，一般天然河道很難滿足此一條件。變量等速流的形成在於水深隨時間而改變，但循渠道方向的不同位置處，維持流速不變。此種情形甚少發生，

因此一般等速流指的是定量等速流。

- (3) 定量變速流(steady non-uniform flow，或稱變速流 varied flow)與變量變速流(unsteady non-uniform flow)

當水流之水深及其它水力要素如斷面、流速、比降等循渠流方向的各測點均不相同者，稱為定量變速流，例如由攔水壩抬升的迴水曲線(backwater curve)。變量變速流可發生於洪水、波浪及湧浪等，但為方便稱呼，一般所謂的變速流多是指定量變速流。變速流又可以分為緩變速流(gradually varied flow)及急變速流(rapidly varied flow)。

3. 渠流的狀態(state of flow)

渠流狀態可視為渠流之特性，係受到水的黏滯性(viscosity)及與重力相關渠流慣性力的影響。

- (1) 黏滯性影響與雷諾數(Reynolds number)

流體的粘滯性對水流形式的影響甚大，當不需要考慮黏性時，流體被稱為非黏性流體，而當需要考慮流體的粘性影響時，流體的運動均為粘性流(viscous flow)。粘性流又依其運動型態分為層流(laminar flow，亦稱為線流 stream line flow)與亂流(turbulent flow，亦稱為紊流)，介於其間的則稱之為過渡流(transitional flow)。而反應流體粘滯性對流體運動影響程度的參數一般以雷諾數來表示，定義如下：

$$\text{Re} = \frac{VL}{\nu} \dots\dots\dots(6.2)$$

式中， V 為平均流速； L 為特性長度，一般以水力半徑 R (hydraulic radius)、水力均深 D (hydraulic mean depth) 或水深 y 表之； $\nu = \mu/\rho$ 為水的運動黏滯性(kinematic viscosity)；而 μ 為水的動黏滯性(dynamic viscosity)。

當 Re 值甚小時，水流為層流，反之較大時則偏於紊流情況。在層流的情況下，摩擦因數 f 與 Re 之一次方成反比，如下

所示：

$$f = \frac{\kappa}{\text{Re}} \dots\dots\dots(6.3)$$

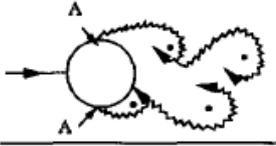
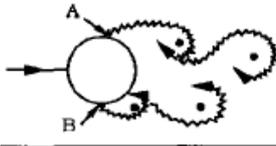
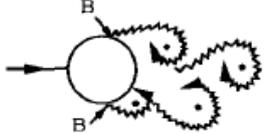
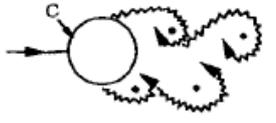
因此可得

$$\kappa = f \cdot \text{Re} = \frac{8gR^2S_f}{vV} \dots\dots\dots(6.4)$$

式中， κ 為一無因次的組合式，依渠道斷面之形狀而變。在紊流的情況下， f 與 Re 並非成一次方反比，而且具有複雜的關係，必須以試驗研究之。

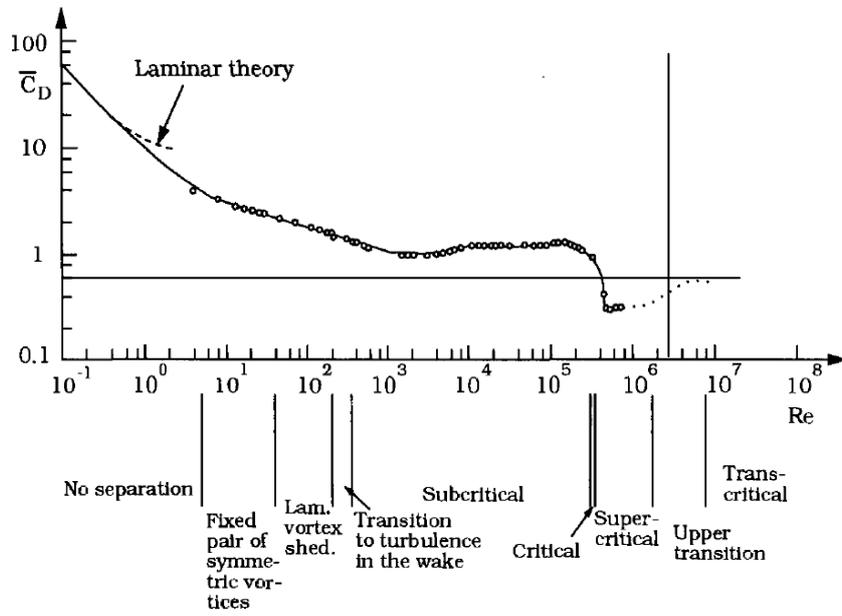
圖 6.2 顯示一穩定流流經一光滑圓柱時，由於雷諾數的改變所可能產生的流況。圖 6.3 至圖 6.6 係摘錄自 Sumer and Fredsøe(1997)，圖 6.3 中的節線是取自 Oseen-Lamb 的層流理論，量測的資料中 $40 < \text{Re} < 5 \times 10^5$ 取自於 Wieselsberger，而 $\text{Re} > 10^5$ 取自於 Schewe (1983)，除去 Schewe 的資料以外的圖是摘錄自 Schlichting(1979)；圖 6.4 則取自 Schewe(1983)的圖。從圖 6.3 中可以看到拖曳力係數 \bar{C}_D 隨著 Re 值增加到 300 前單調地降低，但是之後則在 $300 < \text{Re} < 3 \times 10^5$ 之間，即亞臨界流的範圍內保持約 1.2 的定值。當 $\text{Re} = 3 \times 10^5$ 時， \bar{C}_D 開始發生快速地變化，其快速地降低到大約 2.5 的值，並在 $3.5 \times 10^5 < \text{Re} < 1.5 \times 10^6$ 之間保持微小的變化。此種劇烈的變化稱為拖曳力的轉折點(drag crisis)，其原因應與由於當 Re 介於該範圍時，圓柱所受的壓力有明顯減小而且縮小範圍的情形，如圖 6.5 所示。此時由於摩擦引致的拖曳力所佔整體拖曳力的比例相當地低，因此在分析中可以忽略。圖 6.5 分別顯示 $\text{Re} = 1 \times 10^5$ (亞臨界流範圍)及 $\text{Re} = 8.5 \times 10^5$ (超臨界流範圍)的壓力分佈圖，圖中也顯示分離點的位置，由於分離點從 $\phi_s = 78^\circ$ ($\text{Re} = 1 \times 10^5$ ，層流分離)移動到 $\phi_s = 140^\circ$ ($\text{Re} = 8.5 \times 10^5$ ，紊流分離)，拖曳力明顯地降低。也就是當水流從亞臨界流改變到超臨界流時，會造成在依個相當窄

的尾流中有負的壓力，因此而明顯地減低拖曳力。而當水流從超臨界流改變到上界過渡流(upper transition)時， \bar{C}_D 會再次升高並在 $Re > 4.5 \times 10^6$ 時保持在 0.5 左右(transcritical 狀態)。

a)		No separation. Creeping flow	$Re < 5$
b)		A fixed pair of symmetric vortices	$5 < Re < 40$
c)		Laminar vortex street	$40 < Re < 200$
d)		Transition to turbulence in the wake	$200 < Re < 300$
e)		Wake completely turbulent. A: Laminar boundary layer separation	$300 < Re < 3 \times 10^5$ Subcritical
f)		A: Laminar boundary layer separation B: Turbulent boundary layer separation; but boundary layer laminar	$3 \times 10^5 < Re < 3.5 \times 10^5$ Critical (Lower transition)
g)		B: Turbulent boundary layer separation; the boundary layer partly laminar partly turbulent	$3.5 \times 10^5 < Re < 1.5 \times 10^6$ Supercritical
h)		C: Boundary layer com- pletely turbulent at one side	$1.5 \times 10^6 < Re < 4 \times 10^6$ Upper transition
i)		C: Boundary layer comple- tely turbulent at two sides	$4 \times 10^6 < Re$ Transcritical

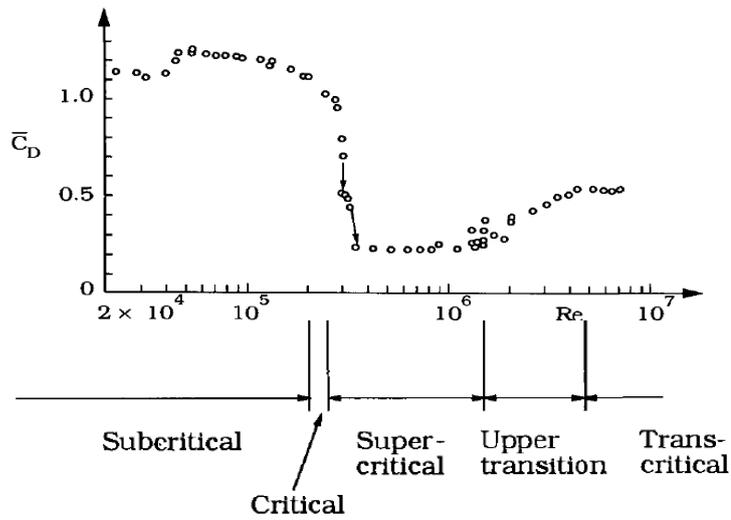
(資料來源；Sumer and Fredsøe，1997)

圖 6.2 不同雷諾數之穩定流中光滑圓柱之水流型態



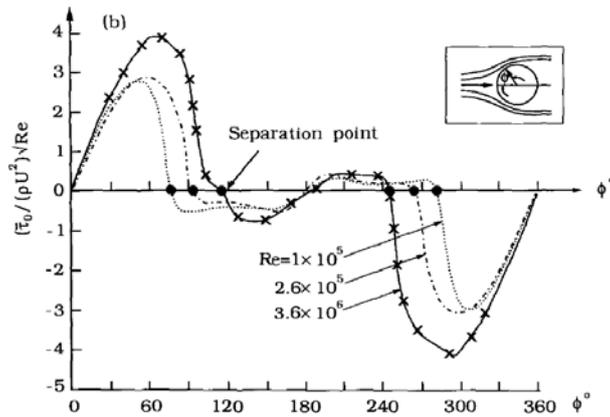
(資料來源；Sumer and Fredsøe，1997)

圖 6.3 光滑圓柱的拖曳力係數與雷諾數的關係圖



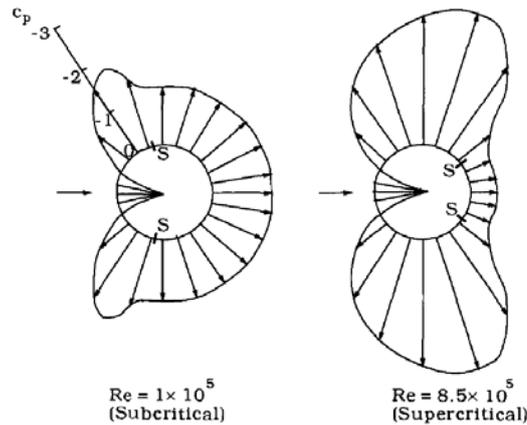
(資料來源；Sumer and Fredsøe，1997)

圖 6.4 光滑圓柱的拖曳力係數與雷諾數的關係圖(Schewe, 1983)



(資料來源；Sumer and Fredsøe，1997)

圖 6.5 光滑圓柱於不同雷諾數的壓力與剪應力分佈圖(Achenbach, 1968)



(資料來源；Sumer and Fredsøe，1997)

圖 6.6 光滑圓柱於不同雷諾數的壓力分佈以及分離點位置圖 (Achenbach, 1968)

(2) 重力影響與福祿數(Froude number)

重力對渠流流況的影響一般以慣性力與重力的比值來表示，也就是福祿數，

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gL}} \dots\dots\dots(6.5)$$

福祿數 Fr 為一無因次參數，可以此數值的大小判別水流的狀況。

在渠流中，計算 Fr 的特性長度一般都以水力均深 D 來表

示。 D 值是渠道斷面積除以水面寬度，意即單位寬度的過水斷面，都渠道斷面為矩形時，水力均深 D 等於水深 y 。

當 $Fr = 1$ 時， $V = \sqrt{gD}$ ，此時的渠流處於臨界狀況(critical flow)，其流速稱為臨界流速。當 $Fr < 1$ 時，即 V 小於 \sqrt{gD} ，此時的渠流稱為亞臨界流(subcritical flow)，重力對渠流的影響較慣性力為大，因此流速較慢，又稱為緩流(tranquil flow)。當 $Fr > 1$ 時，即 V 大於 \sqrt{gD} ，此時的渠流稱為超臨界流(supercritical flow)，重力對渠流的影響較慣性力為小，因此流速甚高，又稱為急流或射流(rapid flow, shooting flow or torrential flow)。

4. 流速的近似分佈(velocity distribution approach)

(1) Prandtl 混合理論

根據 Prandtl(1926)的混合理論(Yang, 1996)

$$u = \left(8.5 + 5.75 \log \frac{y}{k_s} \right) U_* \dots\dots\dots (6.6a)$$

及

$$u = \left(5.5 + 5.75 \log \frac{yU_*}{\nu} \right) U_* \dots\dots\dots (6.6b)$$

式中， u 為底床上方 y 距離處的流速； $U_* = \sqrt{gDS}$ 為剪力速度； D 為水流深度； S 為坡度； ν 為動黏性係數； k_s 為由 Schlichting(1935)所定義的等值粗糙度(equivalent roughness)。式(6.6a)適用於用於粗糙邊界紊流而式(6.6b)則適用於光滑邊界紊流之深度方向流速分佈。上二式可藉由對不同渠道斷面形狀進行積分而得到平均流速 V 與剪力速度 U_* 或粗糙度 k_s 間的關係，例如對於矩形粗糙斷面的渠流而言，其關係可表為：

$$\frac{V}{U_*} = 6.25 + 5.75 \log \frac{R}{k_s} \dots\dots\dots (6.7)$$

式中， R 為水力半徑(hydraulic radius)。有關 k_s 值，對於剛性邊界。參考 Zegzhda(1938)建議如表 6-1；Ackers(1958)建議如表 6-2 所示。而沙床渠道，則有下列不同建議：

$$k_s = d_{65} \quad (\text{Einstein, 1950}) ;$$

$$k_s = d_{90} \quad (\text{Meyer-Peter and Müller, 1948}) ;$$

$$k_s = d_{85} \quad (\text{Simons and Richardson, 1966}) 。$$

表 6-1 k_s 建議值(Zegzhda,1938)

k_s 值	說 明
0.0010	非常光滑的混凝土表面，用水泥漿及加強的膨脹止水材與其他接縫材料來提高表面沖水
0.0016	內嵌混凝土的潤滑鐵管，具有非常平滑處理、止水與接合
0.0016-0.0049	經過平滑處理的砂漿
0.0038	一般的混凝土，表面用水泥沙漿處理，或用木模版製作的混凝土箱(表面不處理或粗糙表面)
0.0082	沒做特殊接縫處理的小口徑短長度的混凝土管
0.014	粗製的混凝土管
0.01 or 0.033	沒有處理的水泥沙漿

*資料來源：Yang(1996)，單位：呎

表 6-2 k_s 建議值(Ackers,1938)

k_s 值	說 明
0.0005	混凝土(以不具表面不規則性的塗油鐵模整體澆鑄的塊體)
0.002	木製管、平版槽、及混凝土(以鐵模整體澆鑄的單塊體、人工拌合、或旋轉式拌合機預鑄的管); 用鏟刀抹平的表面;上釉的排水管
0.005	上釉的磚造結構(粗糙表面或水泥沙漿表面整體建造)
0.01	以灰漿進行接管黏合的預鑄管
0.02	碎石級配
0.01	直且均勻的土坡渠道

*資料來源：Yang(1996)，單位：呎

(2) Chezy 理論

Chezy 所建議的關係式如下所示

$$\tau_o = \frac{1}{8} f \rho V^2 \dots\dots\dots (6.8)$$

式中， τ_o 為沿著邊界的剪應力； ρ 為流體的密度。 τ_o 、 U_* 與 R 間的關係可表示如下

$$U_* = \left(\frac{\tau_o}{\rho} \right)^{1/2} (gRS)^{1/2} \dots\dots\dots(6.9)$$

從上二式可得

$$V = C(RS)^{1/2} \dots\dots\dots(6.10)$$

而 $C = 8\gamma/f\rho$ 為 Chezy 係數。在 Chezy 公式中的粗糙度的因次為 $L^{1/2}/T$ ，由於粗糙度應該只是 L 的函數而不是 T 的函數，因此一般已無因次化的 Chezy 係數 $C' = C/\sqrt{g}$ 來討論

(3) Manning 理論

Manning 公式是最常用在渠流的公式

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (\text{公制}) \dots\dots\dots(6.11)$$

同樣地，Manning 的粗糙度係數 n 的因次為 $T/L^{1/3}$ ，由於粗糙度 n 應該只是 L 的函數而不是 T 的函數，因此一般以無因次化的 Manning 係數來討論

$$n' = \frac{n}{g^{1/2}} = L^{1/6} \dots\dots\dots(6.12)$$

Chow(1959)針對不同的渠道表面與形狀提出 Manning 係數的建議值如表 6-3 所示。表 6-4 為與非滿管流相關的 Manning 係數參考值。

表 6-3 與渠流相關的 Manning 係數參考值(譯自 Chow, 1959)

渠道的形式與說明	Manning 係數(n)參考值		
	最小	一般	最大
天然河川 - 次要河川(洪水期的頂部寬度<100 ft)			
1. 主要渠道 Main Channels			
a. 潔淨、平整的直線河渠、有完整的台階、沒有裂縫或深潭	0.025	0.030	0.033
b. 如上所述, 但有少量的石頭和雜草	0.030	0.035	0.040
c. 潔淨、彎曲、有一些深潭及淺灘	0.033	0.040	0.045
d. 如上所述, 但有少量的石頭和雜草	0.035	0.045	0.050
e. 如上所述, 但有較低的台階、有無效率的坡度及斷面	0.040	0.048	0.055
f. 如上所述, 但有更多的石頭	0.045	0.050	0.060
g. 功能不良的河段、雜草叢生、有深潭	0.050	0.070	0.080
h. 非常雜草叢生的河段、有深潭、或分洪河道有非常多的樹木或灌木叢	0.075	0.100	0.150
2. 山區河川 Mountain streams: 渠道內沒有植被, 邊坡一般都很陡, 沿著河畔的草木覆蓋了高灘地			
a. 底床是卵礫石及少量的大塊石	0.030	0.040	0.050
b. 底床是卵石及大量的大塊石	0.040	0.050	0.070
3. 洪水平原 Floodplains			
a. 草原, 沒有灌木叢			
1. 短草	0.025	0.030	0.035
2. 長草	0.030	0.035	0.050
b. 耕作區域			
1. 沒有作物	0.020	0.030	0.040
2. 長滿一列列的作物	0.025	0.035	0.045
3. 長滿一片作物	0.030	0.040	0.050
c. 灌木叢			
1. 零星散佈的灌木叢, 長滿了雜草	0.035	0.050	0.070
2. 冬冬季節裡較稀疏的灌木叢與樹木	0.035	0.050	0.060
3. 夏夏季節裡較稀疏的灌木叢與樹木	0.040	0.060	0.080
4. 冬冬季節裡中到高密度的灌木叢	0.045	0.070	0.110
5. 夏夏季節裡中到高密度的灌木叢	0.070	0.100	0.160
d. 樹木			
1. 夏夏季節裡高密度的筆直柳樹	0.110	0.150	0.200
2. 有殘株的開闢土地, 沒有新樹苗	0.030	0.040	0.050
3. 如上所述, 但有極濃密的新樹苗	0.050	0.060	0.080
4. 高密度的林地, 有少數的倒樹及矮木叢、洪水水位在樹枝以下	0.080	0.100	0.120
5. 如上所述, 但洪水水位可以碰到樹枝	0.100	0.120	0.160
4. 人工挖鑿渠道 Excavated or Dredged Channels			
a. 直線均勻的土槽渠道			
1. 潔淨、剛剛清除過	0.016	0.018	0.020
2. 潔淨、日曬與淋以後	0.018	0.022	0.025
3. 礫石、均勻斷面且潔淨	0.022	0.025	0.030
4. 有短草及少數的雜草	0.022	0.027	0.033
b. 彎曲且功能不良的土槽渠道			
1. 沒有植被	0.023	0.025	0.030
2. 草地、有部分雜草	0.025	0.030	0.033
3. 濃密的雜草或深渠道中有水草	0.030	0.035	0.040
4. 土渠底床及卵石邊壁	0.028	0.030	0.035
5. 鋪石底床及雜草邊壁	0.025	0.035	0.040
6. 卵石底床及潔淨邊壁	0.030	0.040	0.050
c. 挖土機開挖渠道			
1. 沒有植被	0.025	0.028	0.033
2. 邊壁有輕度的雜草	0.035	0.050	0.060
d. 石版			
1. 平滑且均勻	0.025	0.035	0.040
2. 鋸齒狀且不規則	0.035	0.040	0.050

表 6-3 (續) 與渠流相關的 Manning 係數參考值 (譯自 Chow, 1959)

渠道的形式與說明	Manning 係數(n)參考值		
	最小	一般	最大
4. 人工挖鑿渠道 Excavated or Dredged Channels			
e. 沒有定期維護的渠道，長滿雜草及灌木叢			
1. 濃密且和水深一樣高的雜草	0.050	0.080	0.120
2. 乾淨的底床，但邊壁有灌木叢	0.040	0.050	0.080
3. 如上所述，有很高的洪水位	0.045	0.070	0.110
4. 濃密的灌木叢及較高的台階	0.080	0.100	0.140
5. 人工構建渠道 Lined or Constructed Channels			
a. 水泥			
1. 整齊的表面	0.010	0.011	0.013
2. 漿砌表面	0.011	0.013	0.015
b. 木造			
1. 刨平、沒處理	0.010	0.012	0.014
2. 刨平、用木餾油處理	0.011	0.012	0.015
3. 未刨平	0.011	0.013	0.015
4. 合板	0.012	0.015	0.018
5. 加襯防水布	0.010	0.014	0.017
c. 混凝土			
1. 鏟刀抹平	0.011	0.013	0.015
2. 自平	0.013	0.015	0.016
3. 用礫石在底床砌平	0.015	0.017	0.020
4. 不粉光	0.014	0.017	0.020
5. 沙漿粉光，良好分區	0.016	0.019	0.023
6. 沙漿粉光，起伏狀分區	0.018	0.022	0.025
7. 在良好挖掘的岩石上	0.017	0.020	
8. 在不規則挖掘的岩石上	0.022	0.027	
d. 混凝土底床自平，以及兩側邊壁為			
1. 沙漿漿砌單一尺寸塊石	0.015	0.017	0.020
2. 沙漿漿砌隨機尺寸塊石	0.017	0.020	0.024
3. 水泥漿砌卵石，石膏粉光	0.016	0.020	0.024
4. 水泥漿砌卵石	0.020	0.025	0.030
5. 乾砌卵石或亂石	0.020	0.030	0.035
e. 沙礫石底床，兩側邊壁為			
1. 造型混凝土	0.017	0.020	0.025
2. 隨機漿砌石頭	0.020	0.023	0.026
3. 乾砌卵石或亂石	0.023	0.033	0.036
f. 磚造結構			
1. 上釉	0.011	0.013	0.015
2. 水泥粉光	0.012	0.015	0.018
g. 砌石鋪面			
1. 漿砌卵石	0.017	0.025	0.030
2. 乾砌卵石	0.023	0.032	0.035
h. 方石襯砌或石頭鋪面	0.013	0.015	0.017
i. 瀝青			
1. 平滑	0.013	0.013	
2. 粗糙	0.016	0.016	
j. 內面生長植物	0.030		0.500

表 6-4 與非滿管流相關的 Manning 係數參考值 (譯自 Chow, 1959)

管的型式與說明	Manning 係數(n)參考值		
	最小	一般	最大
a. 光滑銅管	0.009	0.010	0.013
b. 鋼管			
1. 焊接	0.010	0.012	0.014
2. 螺旋及鉚接	0.013	0.016	0.017
c. 鑄鐵:			
1. 有塗布	0.010	0.013	0.014
2. 未塗布	0.011	0.014	0.016
d. 熟鐵管、鍛鐵管			
1. 黑鐵管	0.012	0.014	0.015
2. 鍍鋅管	0.013	0.016	0.017
e. 浪型金屬管			
1. 部分浸沒	0.017	0.019	0.021
2. 完全浸沒	0.021	0.024	0.030
f. 水泥管			
1. 光滑表面	0.010	0.011	0.013
2. 漿砌表面	0.011	0.013	0.015
g. 混凝土管			
1. 涵管，直的且沒有岩石碎屑	0.010	0.011	0.013
2. 涵管，有彎曲及連接且有部分岩石碎屑	0.011	0.013	0.014
3. 拋光	0.011	0.012	0.014
4. 下水道，直的，有人孔或入口等	0.013	0.015	0.017
5. 未拋光，鐵模製造	0.012	0.013	0.014
6. 未拋光，細木板模製造	0.012	0.014	0.016
7. 未拋光，粗木板模製造	0.015	0.017	0.020
h. 木製管:			
1. 木條	0.010	0.012	0.014
2. 夾板壓製，上塗料	0.015	0.017	0.020
i. 黏土管			
1. 一般排水瓦管	0.011	0.013	0.017
2. 上釉污水管	0.011	0.014	0.017
3. 上釉污水管，有人孔或入口等	0.013	0.015	0.017
4. 上釉污水管，有開放式接合	0.014	0.016	0.018
j. 磚造管			
1. 上釉的	0.011	0.013	0.015
2. 用水泥沙漿做襯裡	0.012	0.015	0.017
3. 衛生污水管，沾滿了污泥，有彎曲及連接	0.012	0.013	0.016
4. 倒置鋪放污水管，有光滑底床	0.016	0.019	0.020
5. 漿砌卵石或水泥沙漿	0.018	0.025	0.030

6.1.3 渠流通過橋墩之狀況

渠流通過橋墩時的水流情況，參考易任(1975)的整理，渠流可以分為 A、B 及 C 三類，如圖 6.7 所示。其目的在區分橋墩上游、橋墩處及橋墩下游的水流狀況。目前美國設計橋墩的方法大致有 Yarnell 的能量法及 Koch and Carstanjen 的動量法。

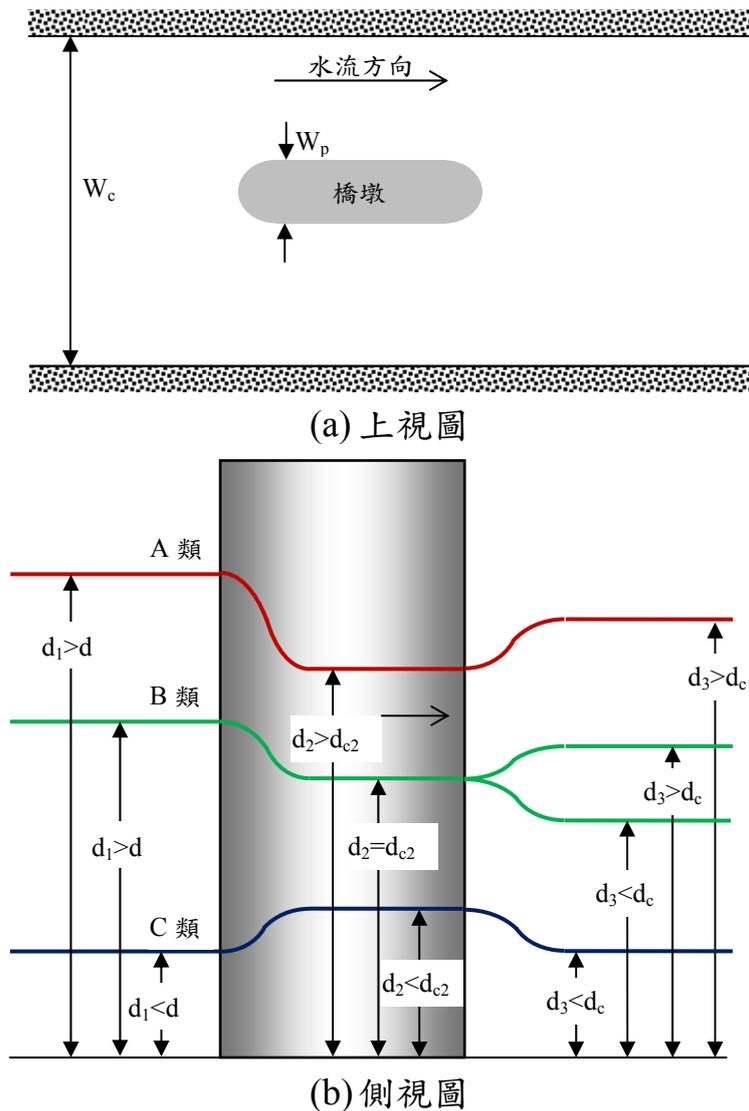


圖 6.7 通過橋墩的渠流分類圖

Yarnell 的能量法主要是用在 A 類及 B 類的渠流。

1. A 類渠流方程式：

$$H_s = 2K(K + 10\omega - 0.6)(\alpha + 15\alpha^4) \frac{V_3^2}{2g} \dots\dots\dots(6.13)$$

式中， H_s 為束縮段上游水面至下游水面的落差(ft)； K 為試驗之橋墩形狀係數； ω 為速度水頭與束縮段下游水深的比值； α 為水平束縮比； V_3 為束縮段下游的流速(ft/s)。不同形式橋墩有不同的 K 值，Yarnell 透過試驗求得的各種 K 值如下所示：

半圓形之橋墩鼻頭與尾端	$K = 0.9$
稜形(Lens-shaped)之橋墩鼻頭與尾端 (尾端由兩條半徑為 2 倍墩寬的弧線組成)	$K = 0.9$
雙圓柱體橋墩連有膜版者	$K = 0.95$
雙圓柱體橋墩無膜版者	$K = 1.05$
90°之三角形鼻頭與尾端	$K = 1.05$
方形鼻頭與尾端	$K = 1.25$

2. B 類渠流方程式：

$$L_B = [0.5 + K_B(5.5\alpha^3 + 0.8)] \frac{V_1^2}{2g} \dots\dots\dots(6.14)$$

式中， L_B 為橋墩鼻頭損失(ft)； V_1 為束縮段上游的流速(ft/s)； C_B 為橋墩鼻頭損失係數； K_B 為橋墩鼻頭形狀係數。不同橋墩形狀，經 Yarnell 透過試驗求得的各種 K_B 值如下所示：

方形之橋墩鼻頭	$K_B = 5$
圓形之橋墩鼻頭	$K_B = 1$

Koch and Carstanjen 的動量法較適於解 B 類及 C 類的渠流，其假設上游的總動量減去進口處損失的動應等於橋墩間斷面的總動量，亦等於下游總動量減去作用於下游阻擋面上的靜水壓力。

其動量方程式為

$$P_1 - P_p + \frac{Q^2}{gA_1^2}(A_1 - A_p) = P_2 + \frac{Q^2}{gA_2^2} = P_3 - P_p + \frac{Q^2}{gA_3^2} \dots\dots\dots(6.15)$$

式中， Q 為流量(cfs)； P_1 、 P_2 、 P_3 及 P_p 依序分別表示上游斷面、橋墩斷面、下游斷面以及橋墩尾端的總靜水壓力(lb)； A_1 、 A_2 、 A_3 及 A_p 依序分別表示上游斷面、橋墩斷面、下游斷面以及橋墩尾端的面積(ft²)。

6.1.4 樁柱式結構物的流體力計算理論

有關橋墩在洪水期間所受的流體力，在公路設計規範中僅假設水流流速呈二次拋物線分佈且水壓力係按三角形分佈，而以式(6.1)計算水流對橋墩之作用壓力。然而由以上各節的資料整理可以發現水流通過橋墩時的狀態並非那麼單純，尤其是在洪水時期的水流速度及水位的變化。為了瞭解水流力的變化，本節利用靜止樁柱式結構物受到單向水流作用的解析方式來求解其水流作用力。

考慮單向勢能流流經一圓形斷面，對結構物的作用力計算。假設未受結構物影響之流速為 $U(t)$ ，圓形斷面的半徑為 a ，則所求解流場的邊界值問題可寫出如下控制方程式如下：

$$\nabla^2\Phi(x, \theta, z, t) = \frac{\partial^2\Phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial\Phi}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial^2\Phi}{\partial\theta^2} + \frac{\partial^2\Phi}{\partial z^2} = 0 \dots\dots\dots(6.16)$$

其中 $u_r = -\frac{\partial\Phi}{\partial r}$ ， $u_\theta = -\frac{1}{r} \frac{\partial\Phi}{\partial\theta}$ ， $u_z = -\frac{\partial\Phi}{\partial z}$ 。

邊界條件為：

$$u_r(a, \theta, t) = -\frac{\partial\Phi}{\partial r} \Big|_{r=a} = 0 \dots\dots\dots(6.17)$$

滿足邊界值問題之解可寫為

$$\Phi(r, \theta, t) = U(t)r \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) \cos\theta \dots\dots\dots(6.18)$$

由於上式之解中只考慮一個高程斷面，因此無高程 z 之函數，此解代入控制方程式和邊界條件均可滿足。

利用所得到之勢函數即可以計算流體壓力，然後再對結構物表面積分計算作用力。由柏努利方程式計算在結構物表面 (a, θ) 以及遠離結構物之軸線位置 $(l, 0)$ ，經整理移項則作用於結構物表面之壓力表示式可寫為：

$$p(a, \theta) - p(l, 0) = \rho \left[\frac{U^2}{2} (1 - 4 \sin^2 \theta) + (2a \cos \theta - l) \frac{dU}{dt} \right] + O\left(\frac{a}{l}\right)^2$$

.....(6.19)

上式係忽略 $(a/l)^2$ 項以上之階次。作用在結構物上的在入射流速方向(x方向)上的力可表為

$$\begin{aligned} F &= \int_0^{2\pi} \{p(a, \theta) - p(l, 0)\} \cos \theta \cdot a \cdot d\theta \\ &= \int_0^{2\pi} \rho a \cos \theta \left[\frac{U^2}{2} (1 - 4 \sin^2 \theta) + (2a \cos \theta - l) \frac{dU}{dt} \right] d\theta \dots\dots\dots(6.20) \\ &= F_D + F_I \end{aligned}$$

上式之計算結果可分成兩部份。其中一項與速度平方有關的稱為定常項(steady term)表為

$$F_D = \int_0^{2\pi} \left[\frac{\rho U^2}{2} (1 - 4 \sin^2 \theta) \right] \cos \theta \cdot a \cdot d\theta = 0 \dots\dots\dots(6.21)$$

此項就勢能流理論而言由於流場前後對稱，故而流體作用力計算結果為零。然而就真實流體來說，由於粘滯性的影響，物體後方產生尾跡(wake)導致物體前後壓力不對稱，因此產生物體受力。若考慮真實流體則定常項之流體作用力為

$$\begin{aligned} F_D &= 2 \int_0^{\theta_s} \left[\frac{\rho U^2(t)}{2} (1 - 4 \sin^2 \theta) \right] \cos \theta \cdot a \cdot d\theta + 2 \int_{\theta_s}^{\pi} p_{wake} a \cdot \cos \theta \cdot d\theta \\ &= \rho U^2(t) a \left[\int_0^{\theta_s} (1 - 4 \sin^2 \theta) \cos \theta d\theta + \int_{\theta_s}^{\pi} \frac{P_{wake}}{\frac{1}{2} \rho U^2(t)} \cos \theta \cdot d\theta \right] \end{aligned}$$

.....(6.22)

式中 θ_s 為停滯點角度； P_{wake} 為尾跡的壓力。由於物體後方所產生的尾跡，其壓力只有由試驗量得，因此若引入經驗係數 C_D ，則式(6.22)可改寫為：

$$F_D = C_D \rho a \frac{U^2}{2} \dots\dots\dots(6.23)$$

上式即稱為拖曳力(drag force)； C_D 為拖曳力係數(drag coefficient)。

至於式(6.20)中另外一項為非定常項(unsteady term)，此項和加速度有關

$$F_I = \int_0^{2\pi} \left[\rho(2a \cos \theta - \ell) \frac{dU}{dt} \right] \cos \theta \cdot a \cdot d\theta = 2 \cdot \rho \pi a^2 \frac{dU}{dt} \dots\dots\dots(6.24)$$

上式即稱為慣性力(inertial force)，此式又可表為

$$F_I = C_M \cdot \rho \nabla \frac{dU}{dt} = (1 + C_A) \cdot \rho \nabla \cdot \frac{dU}{dt} \dots\dots\dots(6.25)$$

式中 C_A 為附加質量係數(added mass coefficient)，其值和結構物之形狀有關。若為圓形斷面， C_A 值為 1； ∇ 為單位高度之圓柱體積，即 πa^2 。式(6.25)包含流體流動受到結構物之阻擋需克服的力，以及流體流經過結構物時需繞過結構物產生流場的變化所造成的流體作用力。由以上之說明可之知，單向流流經圓形斷面時，流體之作用力包括一和流速平方項有關的拖曳力，以及和流體加速度有關的慣性力。

根據以上的推導，考慮一半徑為 a 的圓形斷面在靜止的理想流體中運動，速度為 $V(t)$ ，要求解由於物體的運動所造成流體作用在物體上的作用力。相對應於這個問題的邊界值問題可表示如下：

$$\nabla^2 \Phi(r, \theta, t) = 0 \dots\dots\dots(6.26)$$

邊界條件為

$$-\frac{\partial \Phi}{\partial r} \Big|_{r=a} = V(t) \cdot \cos \theta \dots\dots\dots(6.27)$$

而所得的解可寫出為

$$\Phi(r, \theta, t) = V(t) \frac{a^2}{r} \cos \theta \dots\dots\dots(6.28)$$

流體作用在物體上相對於 $r = \ell (\ell \gg a)$ ， $\theta = 0$ 處的壓力可表為

$$p(a, \theta) = \rho \left[\left(\frac{\partial \Phi}{\partial r} \right)_{r=a} - \left(\frac{\partial \Phi}{\partial r} \right)_{r=\ell, \theta=0} \right] \dots\dots\dots(6.29)$$

流體作用力則可為物體表面積分求得

$$F_I = \int_0^{2\pi} p(a, \theta) \cos \theta \cdot a \cdot d\theta = \rho \pi a^2 \frac{dV(t)}{dt} = 1 \cdot \rho \nabla \frac{dV(t)}{dt} \dots\dots\dots(6.30)$$

由於係考慮非黏性流體，因此式(6.30)之流體作用力只有慣性力部份。若考慮真實流體，則需再加上拖曳力部份。值得說明的是此時流體作用力為物體運動所擾動流場引致的力，即為前節所說的附加質量力，而此時附加質量係數為一個單位， $C_A = 1.0$ 。實際上造成物體運動要加諸於物體的力則為

$$\bar{F}_I = \bar{m}_0 \frac{dV}{dt} + C_A \cdot \rho \nabla \cdot \frac{dV(t)}{dt} = \left(\frac{\rho_s}{\rho} + C_A \right) \cdot \rho \nabla \cdot \frac{dV(t)}{dt} \dots\dots\dots(6.31)$$

式中， \bar{m}_0 為物體之質量， ρ_s 為物體之密度。若物體的密度和流體相同，則與前節流體通過靜止物體作用其上的作用力相同。在此值得一提的，由於這個相對運動問題的分析，更能使得流體作用力的來源在觀念上更加清楚。

綜合上述討論歸納得：

1. 理想流體流經靜止的物體，流體速度為 $U(t)$ ，作用在物體上之力為

$$F = (1 + C_A) \rho \nabla \frac{dU}{dt} \dots\dots\dots(6.32)$$

若考慮實際流體則為

$$F = C_D \cdot D \cdot \frac{\rho U^2}{2} + (1 + C_A) \cdot \rho \nabla \cdot \frac{dU}{dt} = F_D + F_I \dots\dots\dots(6.33)$$

2. 若流體原為靜止，而物體運動其中，物體速度為 $V(t)$ ，理想流體作用在物體上之作用力為

$$F = C_A(\rho \nabla) \cdot \frac{dV}{dt} \dots\dots\dots(6.34)$$

若為實際流體需另加拖曳力則總力變為

$$F = C_D \cdot D \cdot \frac{\rho V^2}{2} + C_A(\rho \nabla) \cdot \frac{dV}{dt} \dots\dots\dots(6.35)$$

6.1.5 樁柱式結構物的流體力計算例

為了瞭解小結構物受到水流作用所承受的流體力，本小節以國道3號高速公路跨越大甲溪的2號橋的相關資料來進行試算。依照現地的調查，橋墩墩柱的寬度為3.7m，考慮的水深介於1m~12m而水流的平均流速變化範圍介於3m/s至9m/s之間。

1. 如果以如式(6.36)所示公路橋樑設計規範的流水壓力計算

$$P_{avg} = 52.5K(V_{avg})^2 \dots\dots\dots(6.36)$$

由於， $V_{avg} = 3 \sim 9 (m/s)$ ，而圓頭墩的水流作用力常數 $K = 0.7$ ，則 P_{avg} 介於 $330.75 kgf/m^2$ 至 $2976.75 kgf/m^2$ 之間。而依規範所述，最大流水壓力 P_{max} 為 P_{avg} 的2倍，並沿水深方向呈線性變化，因此橋墩受到水流壓力的作用力為 $F = P_{max} \cdot h/2$ ，所以依公路橋樑設計規範的水流作用力將如表6-5所示。

表 6-5 依公路橋樑設計規範試算的水流作用力(單位：kgf/m)

水深 (m)	平均流速 (m/s)						
	3	4	5	6	7	8	9
1	1223.78	2175.60	3399.38	4895.10	6662.78	8702.40	11013.98
2	2447.55	4351.20	6798.75	9790.20	13325.55	17404.80	22027.95
3	3671.33	6526.80	10198.13	14685.30	19988.33	26107.20	33041.93
4	4895.10	8702.40	13597.50	19580.40	26651.10	34809.60	44055.90
5	6118.88	10878.00	16996.88	24475.50	33313.88	43512.00	55069.88
6	7342.65	13053.60	20396.25	29370.60	39976.65	52214.40	66083.85
7	8566.43	15229.20	23795.63	34265.70	46639.43	60916.80	77097.83
8	9790.20	17404.80	27195.00	39160.80	53302.20	69619.20	88111.80
9	11013.98	19580.40	30594.38	44055.90	59964.98	78321.60	99125.78
10	12237.75	21756.00	33993.75	48951.00	66627.75	87024.00	110139.75
11	13461.53	23931.60	37393.13	53846.10	73290.53	95726.40	121153.73
12	14685.30	26107.20	40792.50	58741.20	79953.30	104428.80	132167.70

2. 雷諾數的計算

如式(6.37)所示，雷諾數的計算式可以表示如下

$$Re = \frac{VL}{\nu} = \frac{\rho VL}{\mu} \dots\dots\dots(6.37)$$

其中，在 20°C 時水的動黏滯性係數值 μ 為 $0.001(kg/m \cdot s)$ ，而 ρ 為 $998(kg/m^3)$ ，因此相關水位及流速的雷諾數可由計算而得，結果如表 6-6 所示。一般當雷諾數小於 2300 時，流體運動屬於層流，而當雷諾數大於 4000 時，則屬於紊流的範圍，因此由表 6-6 可以看到本節所討論的流體運動均屬於紊流的範圍。

表 6-6 試算範圍的雷諾數

水深 (m)	平均流速 (m/s)						
	3	4	5	6	7	8	9
1	2.99E+06	3.99E+06	4.99E+06	5.99E+06	6.99E+06	7.98E+06	8.98E+06
2	5.99E+06	7.98E+06	9.98E+06	1.20E+07	1.40E+07	1.60E+07	1.80E+07
3	8.98E+06	1.20E+07	1.50E+07	1.80E+07	2.10E+07	2.40E+07	2.69E+07
4	1.20E+07	1.60E+07	2.00E+07	2.40E+07	2.79E+07	3.19E+07	3.59E+07
5	1.50E+07	2.00E+07	2.50E+07	2.99E+07	3.49E+07	3.99E+07	4.49E+07
6	1.80E+07	2.40E+07	2.99E+07	3.59E+07	4.19E+07	4.79E+07	5.39E+07
7	2.10E+07	2.79E+07	3.49E+07	4.19E+07	4.89E+07	5.59E+07	6.29E+07
8	2.40E+07	3.19E+07	3.99E+07	4.79E+07	5.59E+07	6.39E+07	7.19E+07
9	2.69E+07	3.59E+07	4.49E+07	5.39E+07	6.29E+07	7.19E+07	8.08E+07
10	2.99E+07	3.99E+07	4.99E+07	5.99E+07	6.99E+07	7.98E+07	8.98E+07
11	3.29E+07	4.39E+07	5.49E+07	6.59E+07	7.68E+07	8.78E+07	9.88E+07
12	3.59E+07	4.79E+07	5.99E+07	7.19E+07	8.38E+07	9.58E+07	1.08E+08

3. 福祿數的計算

如式(6.38)所示，福祿數的計算式可以表示如下

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gD}} \dots\dots\dots(6.38)$$

經代入相關的平均流速及水深後可以得到相對的福祿數如表 6-7 所示。一般當福祿數小於 1 時，渠流屬於亞臨界流；等於 1 時為臨界流；而大於 1 時為超臨界流。因此由表 6-7 中可以看出，表中以陰影區別的水流及水位配對屬於超臨界流的形式。

表 6-7 試算範圍的福祿數

水深 (m)	平均流速 (m/s)						
	3	4	5	6	7	8	9
1	0.96	1.28	1.60	1.92	2.24	2.56	2.87
2	0.68	0.90	1.13	1.36	1.58	1.81	2.03
3	0.55	0.74	0.92	1.11	1.29	1.48	1.66
4	0.48	0.64	0.80	0.96	1.12	1.28	1.44
5	0.43	0.57	0.71	0.86	1.00	1.14	1.29
6	0.39	0.52	0.65	0.78	0.91	1.04	1.17
7	0.36	0.48	0.60	0.72	0.85	0.97	1.09
8	0.34	0.45	0.56	0.68	0.79	0.90	1.02
9	0.32	0.43	0.53	0.64	0.75	0.85	0.96
10	0.30	0.40	0.51	0.61	0.71	0.81	0.91
11	0.29	0.39	0.48	0.58	0.67	0.77	0.87
12	0.28	0.37	0.46	0.55	0.65	0.74	0.83

4. 計算單向流對圓形斷面結構物之作用力的討論

如圖 6.3 及圖 6.4 的分析，以及表 6-6 顯示本節所考慮的流體狀態幾乎都處於 transcritical 流的狀態，因此本節選取 $C_D = 0.5$ 為參考值。

若橋墩所受水流力為以實際流體單向流通過靜止圓形斷面結構物的型式，則其產生之水流總作用力可以式(6.33)進行計算

$$F = C_D \cdot D \cdot \frac{\rho U^2}{2} + (1 + C_A) \cdot \rho \nabla \cdot \frac{dU}{dt} = F_D + F_I \dots\dots\dots(6.33)$$

式中， $C_D = 0.5$ ； $D = 2a = 3.7m$ 為圓柱直徑， ρ 為流體密度假設為 998；若為圓形斷面， $C_A = 1$ ； $\nabla = \pi a^2 \cdot 1 = \pi(3.7/2)^2 = 11.045m^3$ 為單

位高度之圓柱體積， $U(t)$ 為水流的平均速度。由於式(6.33)中 F_I 為水流加速度的函數，如果考慮定常流的話， F_I 項將因為水流沒有加速度而等於0，而僅存在 F_D 。表6-8顯示考慮的水深介於1m~12m而水流的平均流速變化範圍介於3m/s至9m/s之間圓形柱體所受的拖曳作用力，與表6-5由公路橋樑設計規範所建議的計算值相比大約是3.39倍左右(如表6-9所示)。在慣性力的部分，如考量速度變化率為0.001及0.01倍的平均流速時，表6-10及表6-11顯示其試算的慣性作用力，表6-12顯示如果速度變化率為0.001倍平均流速時，水流總作用力約為橋樑規範的3.41至3.45倍；而表6-13顯示如果速度變化率為0.01倍平均流速時，水流總作用力約增加為橋樑規範的3.57至3.92倍。顯示橋樑所受總水流作用力如果考慮水流的拖曳力的話，除了柱體的尺寸及水流速度外，水流所引致的拖曳係數影響甚大，而該係數也與柱體的形狀有關；如果考慮水流的慣性力的話，則除了柱體的尺寸外，水流的加速度扮演了很重要的角色。表6-9、表6-12及表6-13顯示拖曳力與橋樑規範水流力的比值不受流速及水深的影響，而慣性力如果考慮加速度為速度的函數的話，其大小僅與流速有關，與水深無關。

如果考量河川水流的速度並非一成不變的事實，以上的比較顯示流速變化率必須加以考量，且適當的拖曳係數 C_D 值應為多少亦需有所檢討。後續如能從其他相關計畫中收集流速、水位及應力的量測資料，將設法進行檢討。

由於發生洪災時，水的密度可能因為夾帶泥沙而升高，為了解水的密度的提高對水流總作用力的影響，表6-14至表6-16分別顯示考慮水體比重為 $\rho=1200$ 時定常流及考慮速度變化率分別為0.001及0.01倍平均流速時的水流總作用力約為橋樑規範流體力的比值。這三個比值表顯示水體的密度明顯地關係到水流總作用力的大小。

表 6-8 試算範圍的拖曳作用力($C_D = 0.5, \rho = 998$)

水深 (m)	平均流速 (m/s)						
	3	4	5	6	7	8	9
1	4154.18	7385.20	11539.38	16616.70	22617.18	29540.80	37387.58
2	8308.35	14770.40	23078.75	33233.40	45234.35	59081.60	74775.15
3	12462.53	22155.60	34618.13	49850.10	67851.53	88622.40	112162.73
4	16616.70	29540.80	46157.50	66466.80	90468.70	118163.20	149550.30
5	20770.88	36926.00	57696.88	83083.50	113085.88	147704.00	186937.88
6	24925.05	44311.20	69236.25	99700.20	135703.05	177244.80	224325.45
7	29079.23	51696.40	80775.63	116316.90	158320.23	206785.60	261713.03
8	33233.40	59081.60	92315.00	132933.60	180937.40	236326.40	299100.60
9	37387.58	66466.80	103854.38	149550.30	203554.58	265867.20	336488.18
10	41541.75	73852.00	115393.75	166167.00	226171.75	295408.00	373875.75
11	45695.93	81237.20	126933.13	182783.70	248788.93	324948.80	411263.33
12	49850.10	88622.40	138472.50	199400.40	271406.10	354489.60	448650.90

表 6-9 本研究與橋樑規範的拖曳作用力比值($C_D = 0.5, \rho = 998$)

水深 (m)	平均流速 (m/s)						
	3	4	5	6	7	8	9
1	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
2	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
3	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
4	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
5	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
6	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
7	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
8	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
9	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
10	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
11	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
12	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39

表 6-10 試算範圍的慣性作用力($C_D = 0.5, \rho = 998$, 加速度 $0.001U \text{ m/s}^2$)

水深 (m)	平均流速 (m/s)						
	3	4	5	6	7	8	9
1	64.38	85.84	107.31	128.77	150.23	171.69	193.15
2	128.77	171.69	214.61	257.53	300.46	343.38	386.30
3	193.15	257.53	321.92	386.30	450.69	515.07	579.45
4	257.53	343.38	429.22	515.07	600.91	686.76	772.60
5	321.92	429.22	536.53	643.84	751.14	858.45	965.75
6	386.30	515.07	643.84	772.60	901.37	1030.14	1158.90
7	450.69	600.91	751.14	901.37	1051.60	1201.83	1352.06
8	515.07	686.76	858.45	1030.14	1201.83	1373.52	1545.21
9	579.45	772.60	965.75	1158.90	1352.06	1545.21	1738.36
10	643.84	858.45	1073.06	1287.67	1502.28	1716.90	1931.51
11	708.22	944.29	1180.37	1416.44	1652.51	1888.59	2124.66
12	772.60	1030.14	1287.67	1545.21	1802.74	2060.27	2317.81

表 6-11 試算範圍的慣性作用力($C_D = 0.5, \rho = 998$, 加速度 $0.01U m/s^2$)

水深 (m)	平均流速 (m/s)						
	3	4	5	6	7	8	9
1	643.84	858.45	1073.06	1287.67	1502.28	1716.90	1931.51
2	1287.67	1716.90	2146.12	2575.34	3004.57	3433.79	3863.01
3	1931.51	2575.34	3219.18	3863.01	4506.85	5150.69	5794.52
4	2575.34	3433.79	4292.24	5150.69	6009.13	6867.58	7726.03
5	3219.18	4292.24	5365.30	6438.36	7511.42	8584.48	9657.54
6	3863.01	5150.69	6438.36	7726.03	9013.70	10301.37	11589.04
7	4506.85	6009.13	7511.42	9013.70	10515.98	12018.27	13520.55
8	5150.69	6867.58	8584.48	10301.37	12018.27	13735.16	15452.06
9	5794.52	7726.03	9657.54	11589.04	13520.55	15452.06	17383.57
10	6438.36	8584.48	10730.60	12876.72	15022.84	17168.95	19315.07
11	7082.19	9442.93	11803.66	14164.39	16525.12	18885.85	21246.58
12	7726.03	10301.37	12876.72	15452.06	18027.40	20602.75	23178.09

表 6-12 本研究與橋樑規範的水流力比值($C_D = 0.5, \rho = 998$, 加速度 $0.001U m/s^2$)

水深 (m)	平均流速 (m/s)						
	3	4	5	6	7	8	9
1	3.45	3.43	3.43	3.42	3.42	3.41	3.41
2	3.45	3.43	3.43	3.42	3.42	3.41	3.41
3	3.45	3.43	3.43	3.42	3.42	3.41	3.41
4	3.45	3.43	3.43	3.42	3.42	3.41	3.41
5	3.45	3.43	3.43	3.42	3.42	3.41	3.41
6	3.45	3.43	3.43	3.42	3.42	3.41	3.41
7	3.45	3.43	3.43	3.42	3.42	3.41	3.41
8	3.45	3.43	3.43	3.42	3.42	3.41	3.41
9	3.45	3.43	3.43	3.42	3.42	3.41	3.41
10	3.45	3.43	3.43	3.42	3.42	3.41	3.41
11	3.45	3.43	3.43	3.42	3.42	3.41	3.41
12	3.45	3.43	3.43	3.42	3.42	3.41	3.41

表 6-13 本研究與橋樑規範的水流力比值($C_D = 0.5, \rho = 998$, 加速度 $0.01U m/s^2$)

水深 (m)	平均流速 (m/s)						
	3	4	5	6	7	8	9
1	3.92	3.79	3.71	3.66	3.62	3.59	3.57
2	3.92	3.79	3.71	3.66	3.62	3.59	3.57
3	3.92	3.79	3.71	3.66	3.62	3.59	3.57
4	3.92	3.79	3.71	3.66	3.62	3.59	3.57
5	3.92	3.79	3.71	3.66	3.62	3.59	3.57
6	3.92	3.79	3.71	3.66	3.62	3.59	3.57
7	3.92	3.79	3.71	3.66	3.62	3.59	3.57
8	3.92	3.79	3.71	3.66	3.62	3.59	3.57
9	3.92	3.79	3.71	3.66	3.62	3.59	3.57
10	3.92	3.79	3.71	3.66	3.62	3.59	3.57
11	3.92	3.79	3.71	3.66	3.62	3.59	3.57
12	3.92	3.79	3.71	3.66	3.62	3.59	3.57

表 6-14 本研究與橋樑規範的拖曳作用力比值($C_D = 0.5, \rho = 1200$)

水深 (m)	平均流速 (m/s)						
	3	4	5	6	7	8	9
1	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08
2	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08
3	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08
4	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08
5	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08
6	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08
7	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08
8	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08
9	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08
10	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08
11	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08
12	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08

表 6-15 本研究與橋樑規範的水流總作用力比值($C_D = 0.5, \rho = 1200$ ，加
速度 $0.001U m/s^2$)

水深 (m)	平均流速 (m/s)						
	3	4	5	6	7	8	9
1	4.14	4.13	4.12	4.11	4.11	4.11	4.10
2	4.14	4.13	4.12	4.11	4.11	4.11	4.10
3	4.14	4.13	4.12	4.11	4.11	4.11	4.10
4	4.14	4.13	4.12	4.11	4.11	4.11	4.10
5	4.14	4.13	4.12	4.11	4.11	4.11	4.10
6	4.14	4.13	4.12	4.11	4.11	4.11	4.10
7	4.14	4.13	4.12	4.11	4.11	4.11	4.10
8	4.14	4.13	4.12	4.11	4.11	4.11	4.10
9	4.14	4.13	4.12	4.11	4.11	4.11	4.10
10	4.14	4.13	4.12	4.11	4.11	4.11	4.10
11	4.14	4.13	4.12	4.11	4.11	4.11	4.10
12	4.14	4.13	4.12	4.11	4.11	4.11	4.10

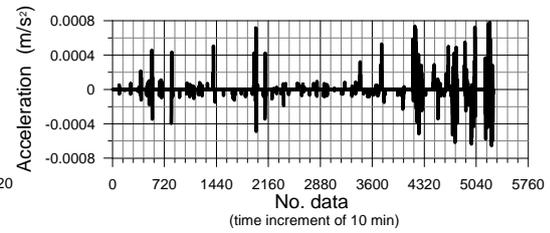
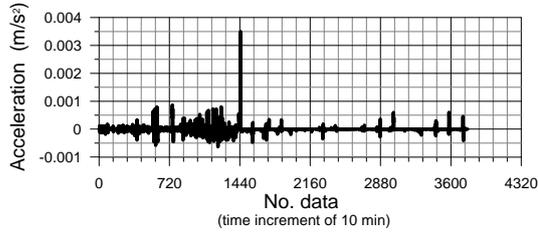
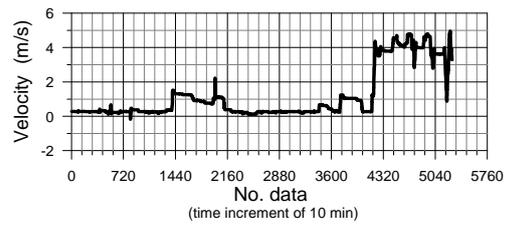
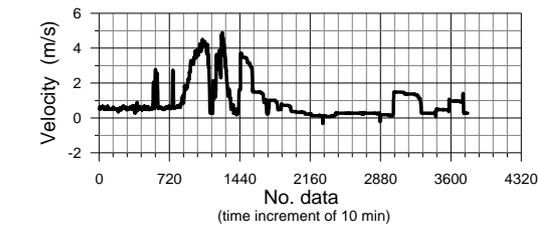
表 6-16 本研究與與橋樑規範的水流總作用力比值
($C_D = 0.5, \rho = 1200$ ，加速度 $0.01U m/s^2$)

水深 (m)	平均流速 (m/s)						
	3	4	5	6	7	8	9
1	4.71	4.56	4.46	4.40	4.35	4.32	4.29
2	4.71	4.56	4.46	4.40	4.35	4.32	4.29
3	4.71	4.56	4.46	4.40	4.35	4.32	4.29
4	4.71	4.56	4.46	4.40	4.35	4.32	4.29
5	4.71	4.56	4.46	4.40	4.35	4.32	4.29
6	4.71	4.56	4.46	4.40	4.35	4.32	4.29
7	4.71	4.56	4.46	4.40	4.35	4.32	4.29
8	4.71	4.56	4.46	4.40	4.35	4.32	4.29
9	4.71	4.56	4.46	4.40	4.35	4.32	4.29
10	4.71	4.56	4.46	4.40	4.35	4.32	4.29
11	4.71	4.56	4.46	4.40	4.35	4.32	4.29
12	4.71	4.56	4.46	4.40	4.35	4.32	4.29

有關橋樑設計規範中的流體力公式(式 6.1)的來源已不易考證，但其所建議之係數應仍屬於由現場觀測或者水工模型試驗所得之經驗值。如果以式(6.33)單向水流中靜止圓柱所受作用力的公式型式來檢討式(6.1)中橋樑規範之水流力的話，可以發現式(6.1)中少考慮了流速的變化，因此推論應係將水流視為均勻流的假設下所得之經驗公式。據此，以式(6.33)之拖曳力公式換算則其 C_D 值大約在 0.04 左右，其值遠小於 transcritical 流的參考 C_D 值(=0.5)，研判可能原因之一為圖 6.3 之拖曳係數值是在管流中求得的，在明渠流中是否會有很大的變化則尚待檢討。不過，總括而言，式(6.1)未考慮流速變化的假設條件是否適用於我國的河川則應該進行檢討。

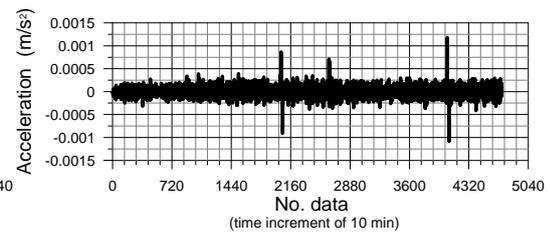
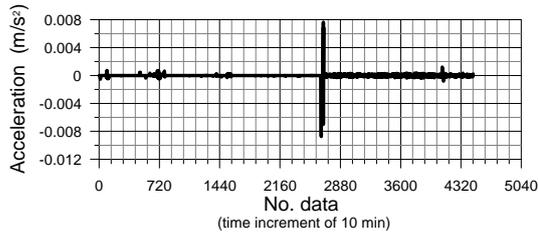
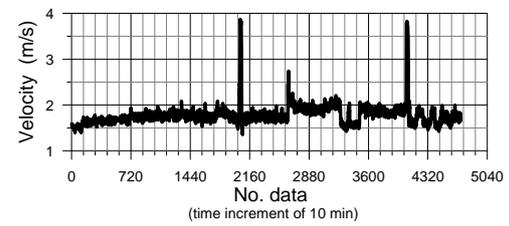
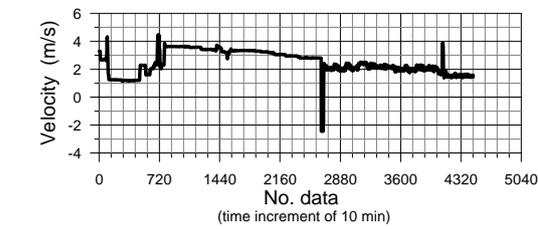
由於我國的河川在暴雨狀況下均有坡陡流強的情形，流速的變化可能無法忽略，為此特收集濁水溪自 2009 年 8 月至 2010 年 9 月共計 14 個月的流速觀測紀錄。圖 6.8 分別顯示觀測期間各月份的流速變化以及速率變化量，由於流速的觀測是以 10 分鐘平均，圖 6.8 中的流速變化出現劇烈變化的部份可能是暴雨所致。最大流速 6.697 m/s 發生在 2010 年 9 月 21 日 18:40，在該時期大約有 15 個小時流速大於 4 m/s ，期間大約有 1 個小時流速大於 6 m/s 。而在 2010 年 9 月 19 日左右亦大約有 20 個小時流速大於 6 m/s 。表 6-17 列出觀測期間各月之最大、最小、與平均加速度絕對值與其標準差及信賴區間值，最大加速度發生在 2010 年 7 月，為 0.010482 m/s^2 。

由於缺乏足夠的實地觀測資料，本研究無法以更為周全的流速變化資料檢討橋墩所受水流力，且有關跨河橋樑之橋墩附近受不同水流作用力所產生的拖曳作用，以及拖曳係數 C_D 的適切參考值亦非本計畫之工作內容以及經費所能負擔。如能獲取更詳盡的資料，或許本試算會更為接近實際情形。



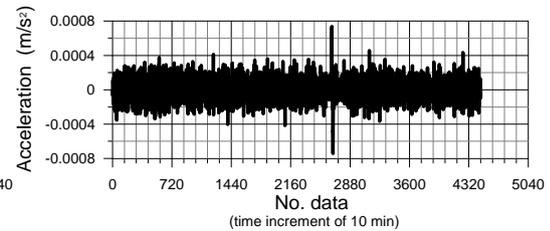
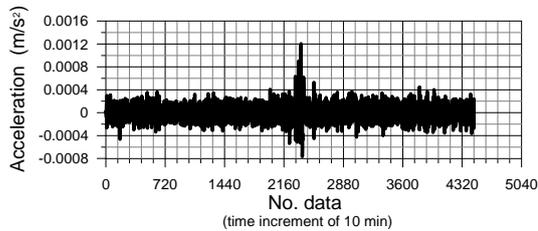
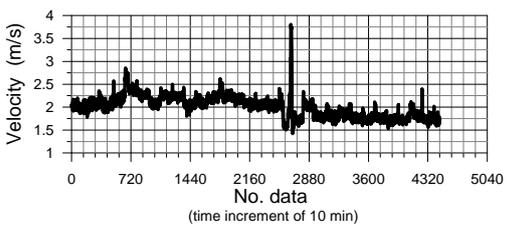
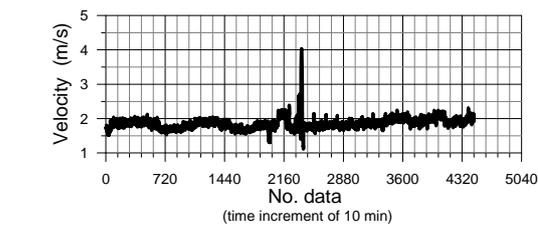
(a) 2009 年 8 月

(b) 2009 年 9 月



(c) 2009 年 10 月

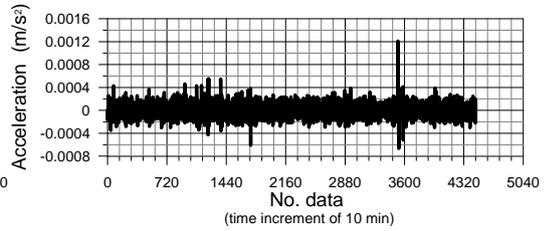
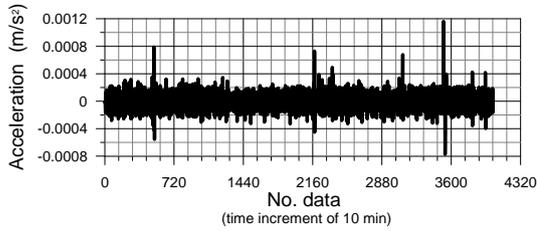
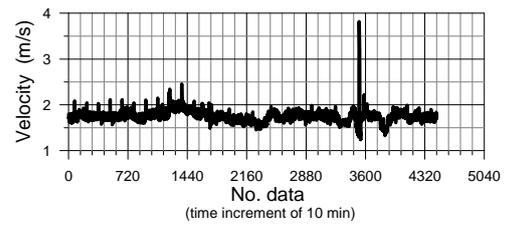
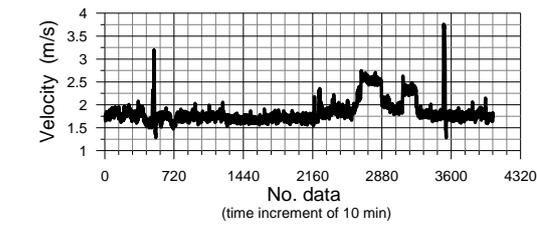
(d) 2009 年 11 月



(e) 2009 年 12 月

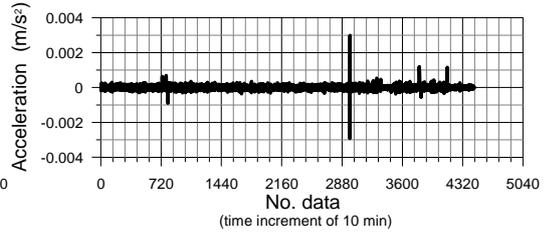
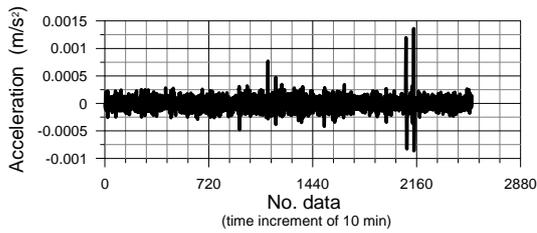
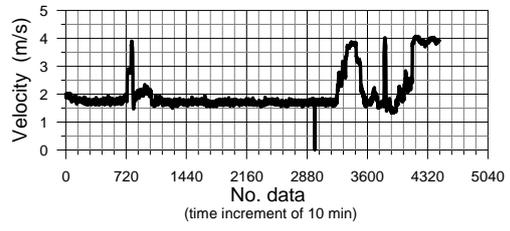
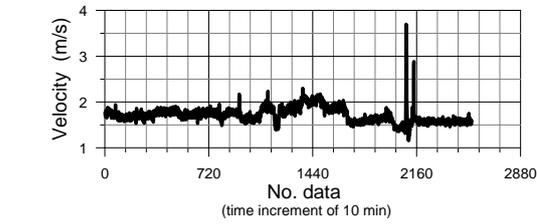
(f) 2010 年 1 月

圖 6.8 濁水溪流速觀測及加速度時序圖(2009 年 8 月~2010 年 9 月)



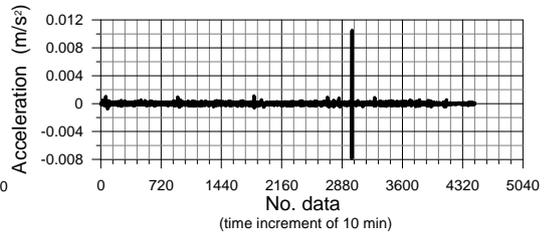
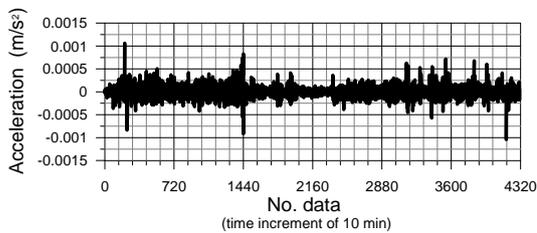
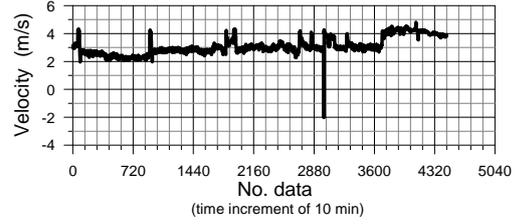
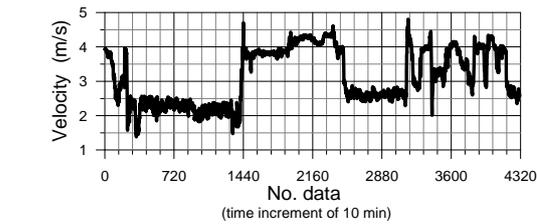
(g) 2010 年 2 月

(h) 2010 年 3 月



(i) 2010 年 4 月

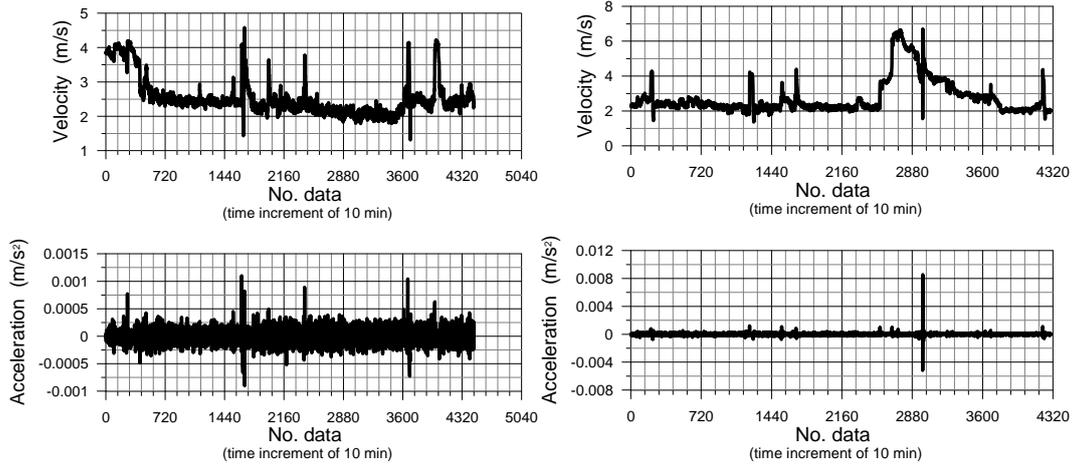
(j) 2010 年 5 月



(k) 2010 年 6 月

(l) 2010 年 7 月

圖 6.8(續) 濁水溪流速觀測及加速度時序圖(2009 年 8 月~2010 年 9 月)



(m) 2010 年 8 月

(n) 2010 年 9 月

圖 6.8(續) 濁水溪流速觀測及加速度時序圖(2009 年 8 月~2010 年 9 月)

表 6-17 濁水溪流速觀測資料平均加速度絕對值比較表($|dU/dt|$)

月份	平均加速度 (m/s^2)	標準差 (m/s^2)	信賴區間 (m/s^2)	最大加速度 (m/s^2)	最小加速度 (m/s^2)
200908	0.00004459	0.00011683	0.00000373	0.003498	0.000630
200909	0.00001535	0.00006739	0.00000182	0.000782	0.000655
200910	0.00005071	0.00024042	0.00000705	0.007647	0.008747
200911	0.00008014	0.00007935	0.00000226	0.001180	0.001088
200912	0.00009342	0.00008204	0.00000241	0.001205	0.000765
201001	0.00009090	0.00007222	0.00000212	0.000738	0.000742
201002	0.00008817	0.00007645	0.00000236	0.001160	0.000775
201003	0.00008660	0.00007488	0.00000220	0.001212	0.000665
201004	0.00008417	0.00008651	0.00000337	0.001360	0.000862
201005	0.00008737	0.00009843	0.00000289	0.002982	0.002923
201006	0.00008563	0.00008751	0.00000261	0.001063	0.001042
201007	0.00010438	0.00021543	0.00000633	0.010482	0.007862
201008	0.00010504	0.00009273	0.00000272	0.001100	0.000902
201009	0.00010689	0.00018360	0.00000549	0.008562	0.005163

6.2 小結構物受水流作用之附近流場與流體力的數值模擬

由於小結構物受水流作用時，其可能受到流體力直接作用的慣性力，以及因結構物的存在引發其與水流間的交互作用而產生的拖曳力，因此在考慮小結構物的作用力時可能必須考慮往復性水流水粒子運動因結構物存在而產生的變化，尤其是水深方向的變化。本研究擬嘗試採用以體積分率法(Fractional Volume of Fluid ,VOF)為解算技術的

FLOW-3D 作為初步評估的工具，並檢討增加考慮各物理量的水深變化對流體力計算的差異性與必要性，以及如何應用。與 FLOW-3D 相關的理論及功能說明未免影響計畫的主題，節錄於附錄一中。以下僅就與本研究相關之數值模擬流程設定略述於下：

1. 建立及讀入計算模型

設直徑 D 為 370cm，高 H 為 1494cm 之圓柱(如圖 6.9)豎立於河道中央，其底部與河床接觸，模擬河水深度(h)為 1000cm 的流場。本研究採用 PRO/E 繪圖軟體，建立 3D 之幾何模型，並匯出 STL 格式之圖檔，供 FLOW-3D 讀取。

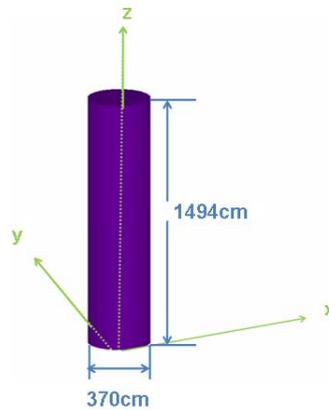


圖 6.9 物理模型側視圖

2. 網格系統與邊界條件設定

沿 x 方向的均勻流繞依固定圓柱體流動， u 為均勻流之流速，選取之流速分別為 3m/s、5m/s、7m/s、9m/s，另外搭配五個斷面點分別為 $h/5$ 、 $2h/5$ 、 $3h/5$ 、 $4h/5$ 、 h 做搭配運算。本文計算採用多重網格建立法，相關設定如圖 6.10 至圖 6.12 所示。設定條件說明如下：

1. 初始條件(Initial condition)

在 $t=0$ 時，整個流場唯一均勻流場， $u=U_{\infty}$ 。

2. 邊界條件(Boundary condition)

- (1) 流場入口：均勻流以 U_{∞} 之流速平行 X 軸流入， $u=U_{\infty}$
- (2) 流場出口：下游出口為了保持流體質量守恆，故將邊界設定為

固定壓力，即邊界 $P = P_{\infty} = 1.013 \times 10^6$

(3) 流場上下兩側：設定為連續面(Continuative);下側底床設定為無滑動之剛體壁面(Wall)

(4) 流場左右兩側：設定為連續面(Continuative)

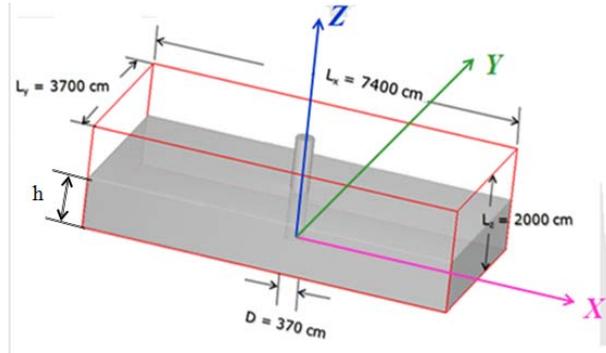


圖 6.10 渠流到物理外形及尺寸示意圖

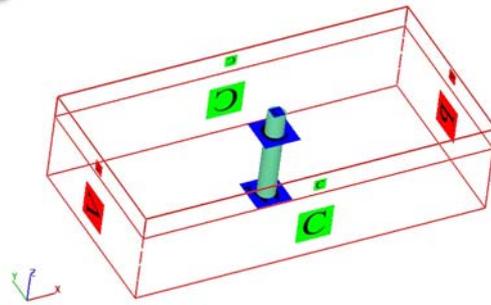


圖 6.11 網格邊界條件設定圖

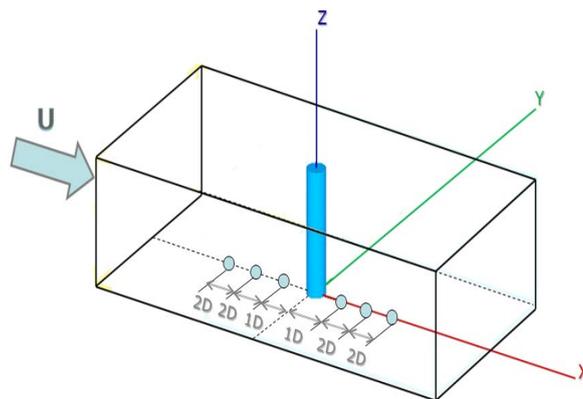


圖 6.12 渠流道斷面位置示意圖

3. 初步率定的數值計算

通過 Flow-3D 模擬計算，得到整個計算區域流場情況，在時間為 10 秒時取 Data 處理。其中圖 6.13 至圖 6.16 顯示了流場水平剖面的速度分布等值圖，從圖上可以看出，流速在柱前迎流方向達到一個最小值，之後水流由圓柱兩側繞過，從而增加了兩側的流速。在柱側偏後區域，流速達到最大。如下列所示之圖形選取同時刻沿柱長方向五個斷面的質點其速度分布圖。可以發現，在相同時間下，位於不同斷面處的質點，其速度的分布也有差異。此外，經由計算可以得知本文之雷諾數範圍為 $9.9 \times 10^6 < Re < 3 \times 10^7$ ，因此，下述流場的慣性力遠大於黏滯力，故僅在及靠近圓柱前側附近需要考慮黏滯效應，且圓柱後方則因流體分離而形成尾流，此時若雷諾數小於 107 可以看到卡門渦街(可參考圖 6.13，當 $z=1000\text{cm}$ 時)。卡門渦街起因流體流經阻流體時，流體從阻流體兩側剝離，形成交替的渦流。這種交替的渦流，使阻流體兩側流體的瞬間速度不同。流體速度不同，阻流體兩側受到的瞬間壓力也不同，因此使阻流體發生振動。振動頻率與流體速度成正比，與阻流體的正面寬度成反比。

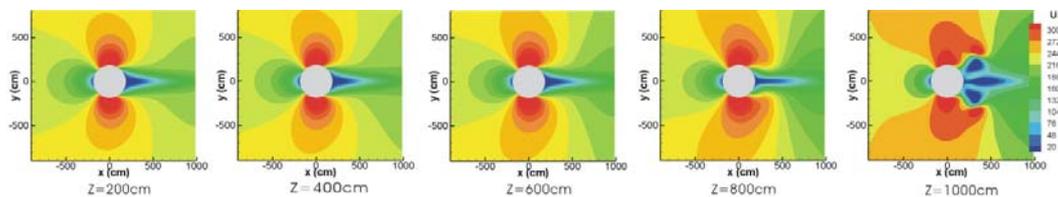


圖 6.13 $u=300\text{cm/s}$ ，各斷面值點 z 方向之速度分佈圖

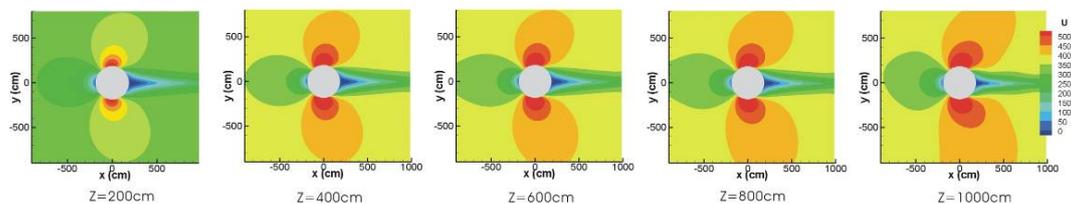


圖 6.14 $u=500\text{cm/s}$ ，各斷面值點 z 方向之速度分佈圖

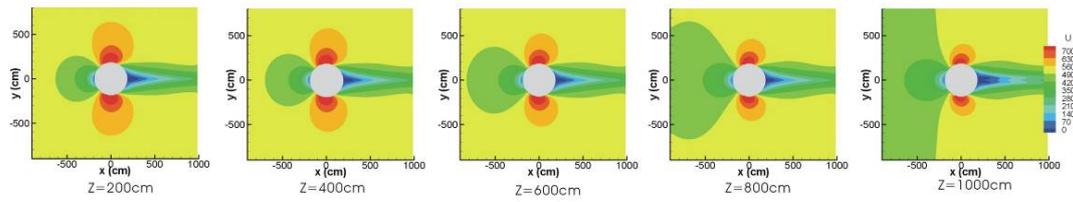


圖 6.15 $u=700\text{cm/s}$ ，各斷面值點 z 方向之速度分佈圖

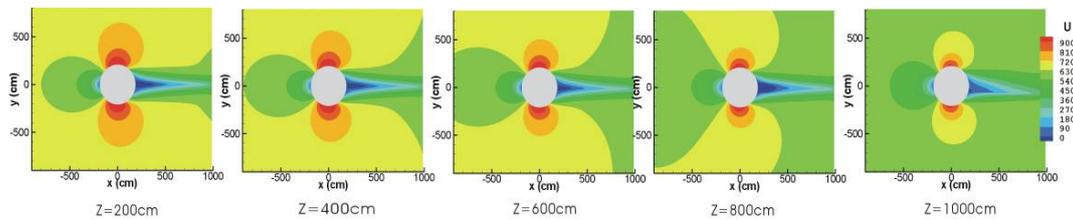


圖 6.16 $u=900\text{cm/s}$ ，各斷面值點 z 方向之速度分佈圖

圖 6.17 及圖 6.18 是固定其斷面高度，以不同流速流經圓柱的流線變化，值得討論的是圓柱前後的水流結構。水流遇到樁柱後被迫改變方向，大部分水流從柱側兩旁流過，但是在靠近柱腳處附近($z=200\text{cm}$)可以看到部分水流有一定的逆向回流。圖 6.17 可看出流速越大，尾流區之渦旋就越大並且越扎實。而圖 6.18 只看出部分水流有回流，其原因有可能是水流表面之平均流速較小。

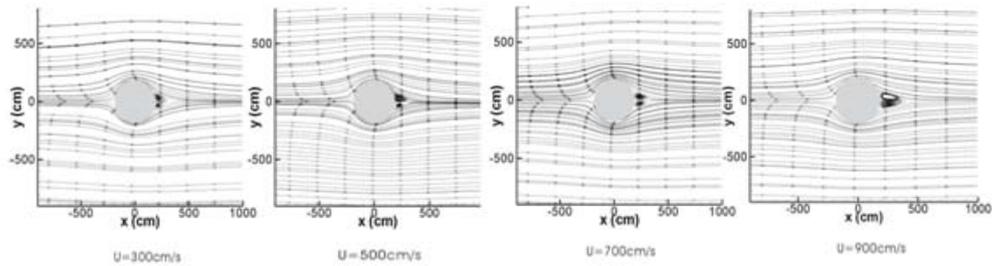


圖 6.17 位於 $z=200\text{cm}$ 斷面，各種流速下之流線平面圖

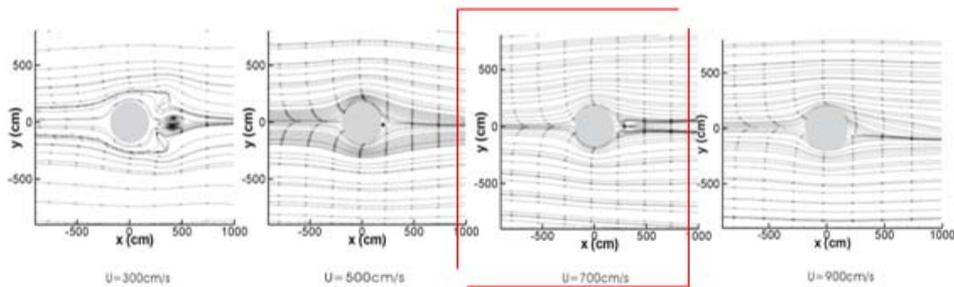


圖 6.18 位於 $z=1000\text{cm}$ 斷面，各種流速下之流線平面圖

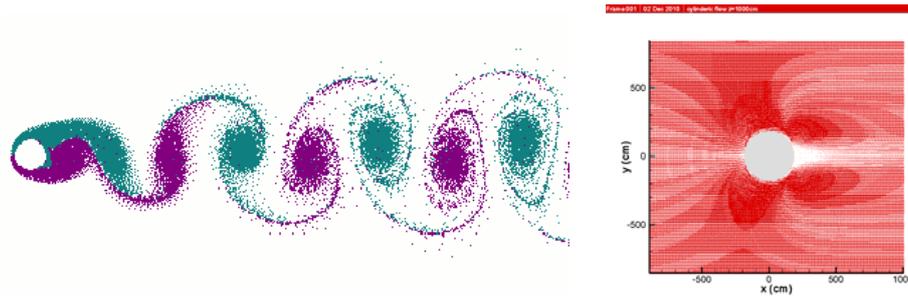


圖 6.19 卡門渦街示意

由於渦旋消耗本分能量使得尾流中壓力減低，在這種情況下，流體繞流時受斷面和渦流的阻隔，未能在物體背面重新匯合，壓力未能完全恢復，使得物體前後壓力分佈不對稱因而產生阻力。繞流阻力可分為摩擦阻力以及壓力阻力，前者源於流體的黏滯性，後者則歸因於流動的分離，然而在所有流動分離的繞流中，壓力阻力佔總阻力的 95% 以上。而在高流速條件下，壓力分佈也有增大的趨勢，如圖 6.20。由圖 6.21 可看出壓力隨著 z 方向往下而增大。

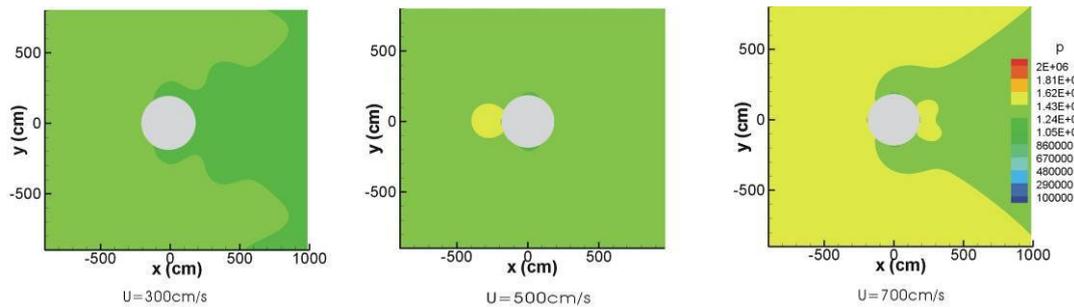


圖 6.20 位於 $z=1000\text{cm}$ 斷面，不同流速之壓力分佈圖

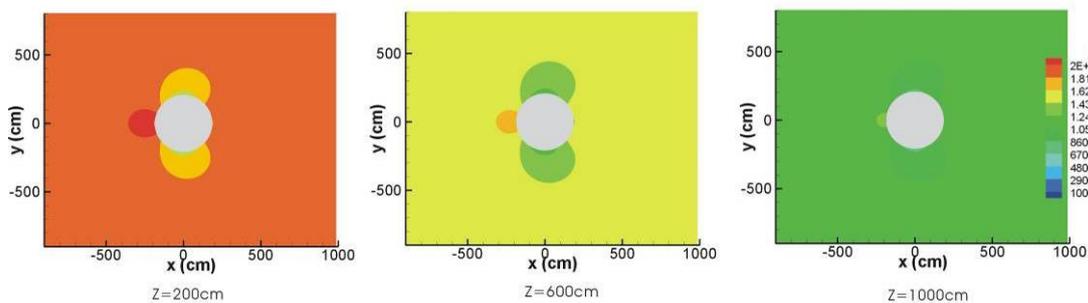


圖 6.21 流速為 900cm/s ，不同斷面之壓力分佈圖

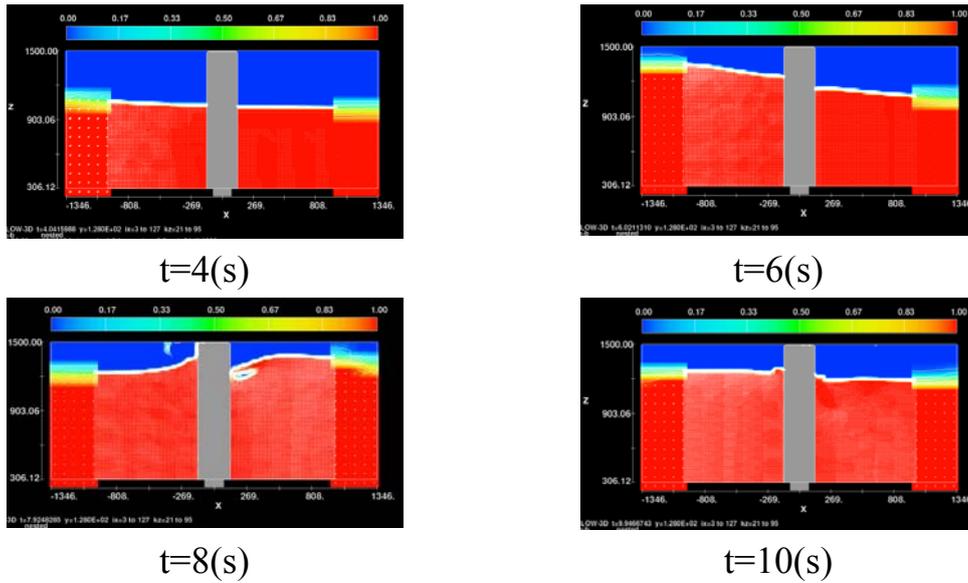


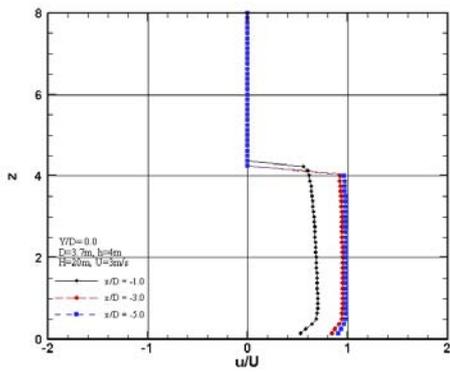
圖 6.22 流速為 900cm/s，不同斷面之壓力分佈圖

圖 6.23 為當速度為 3m/s，水深為 4m 時，在圓柱附近之無因次軸向速度分佈。由圖(a)可知於上游處 $x/D = -3.0$ 及 $x/D = -5.0$ 時之水位高度變化不大；於 $x/D = -1.0$ 時，會發現水位上升大約 0.5m，故越靠近圓柱前端其湧水現象越趨明顯。此外，在 $x/D = -1.0$ 的位置時，無因次速度比約為 0.5，故其速度是原始速度的 0.5 倍，並且相對於 $x/D = -5.0$ 的位置所測得的速度還小，原因是在 $x/D = -1.0$ 所受回流的影响較大。由圖(b)可知水位高度於下游處 $x/D = -5.0$ 至 $x/D = -3.0$ 及 $x/D = -1.0$ 時之水位高度明顯漸漸地降低。且圓柱下游的流速開始有明顯的變化，並且越靠近圓柱速度變化就越大。

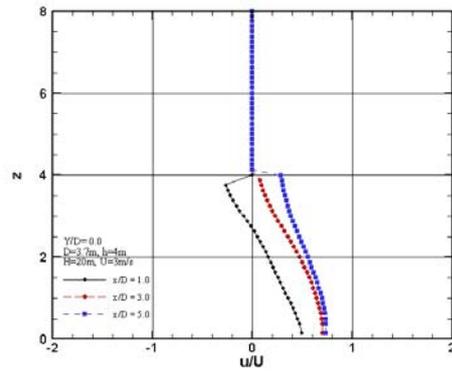
圖 6.24 為當速度為 9m/s，水深為 4m 時，在圓柱附近之無因次軸向速度分佈。由圖(a)可知於上游處 $x/D = -3.0$ 至 $x/D = -5.0$ 位置時的水位高度有些為上升；於 $x/D = -1.0$ 時，會發現水位上升大約為 5.3m，故同樣地越靠近圓柱前端其湧水現象越趨明顯；但與圖 6.23(速度為 3m/s，水深為 4m)相比，水位高度變化明顯高出許多，由此可知流速越快，圓柱體上游之湧水現象更為顯著。由圖(b)可知水位高度於下游處 $x/D = 5.0$ 至 $x/D = 3.0$ 及 $x/D = 1.0$ 時之水位高度明顯漸漸地升高。而流速隨著與圓柱的距離越遠越大。

圖 6.25 為當速度為 3m/s，水深為 10m 時，在圓柱上游處附近之無因次軸向速度分佈。由圖(a)可知於 $x/D = -3.0$ 及 $x/D = -5.0$ 時之水位高度變化不大；於 $x/D = -1.0$ 時，會發現水位上升大約 0.2m，越靠近圓柱前端其湧水現象越趨明顯，但是與圖 6.23 相比，水位上升幅度較小。此外， $x/D = -1.0$ 之無因次速度比於水深為 10m 時與水深 $h=4m$ 並無太大差別，由此可推論在速度較小時，水深對於回流的影响並不大大。而由圖(b)則發現在 $x/D = 1.0$ 時，由於流場內的動量傳遞越來越差，導致在壁面附近以及靠近自由液面處之流動產生分離而回流，越接近圓柱後方流場越複雜，此外還可以看出在 $x/D = 5.0$ 時的水位比 $x/D = 1.0$ 時之水位高出約 0.4m，這是因為當水流通過圓柱會先產生湧水現象，經湧水後部分水位會產生像下射流，因而導致在圓柱體後方的流量減少，使得水位下降。

圖 6.26 為當速度為 9m/s，水深為 10m 時，在圓柱上游處附近之無因次軸向速度分佈。由圖(a)可知於 $x/D = -3.0$ 及 $x/D = -5.0$ 時之水位高度略為增加；於 $x/D = -1.0$ 時，會發現水位上升大約 1m，越靠近圓柱前端其湧水現象越趨明顯。與圖 6.24(速度為 9m/s，水深為 4m)相比，相同速度，水深越深，則相比之下其圓柱前端湧水較不明顯。與圖 6.25(速度為 3m/s，水深為 10m)相比，相同水深，不同速度，可得知速度越大，則越靠近圓柱前端其湧水現象越趨明顯。此外，在 $x/D = -1.0$ 的位置時，無因次速度比約為 0.5，故其速度是原始速度的 0.5 倍，並且相對於 $x/D = -5.0$ 的位置所測得的速度還小，原因是在 $x/D = -1.0$ 所受回流的影响較大。由圖(b)中看出在圓柱體下游時的水位比所設定之初始條件之水位低了約 1.5m，這是因為當水流通過圓柱會先產生湧水現象，經湧水後部分水位會產生像下射流，因而導致在圓柱體後方的流量減少，使得水位下降。

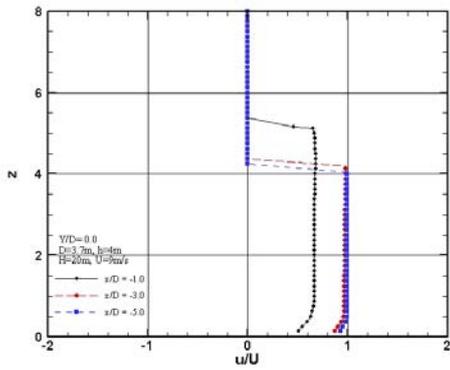


(a) 上游端

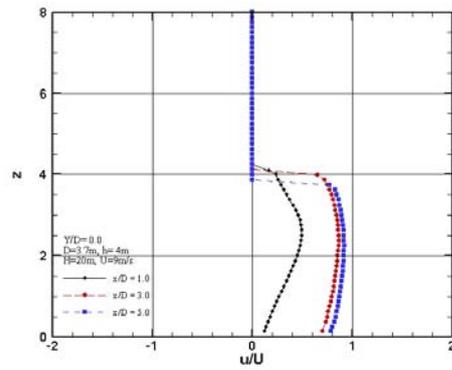


(b) 下游端

圖 6.23 圓柱體附近無因次軸向速度分布示意圖($U=3\text{m/s}$, $h=4\text{m}$)

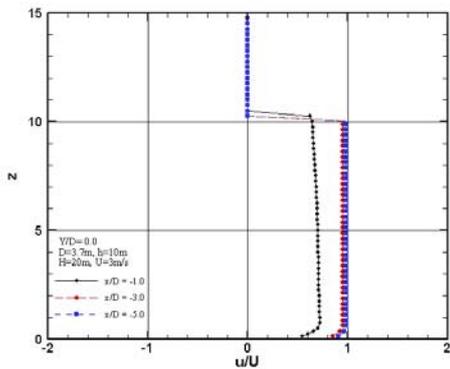


(a) 上游端

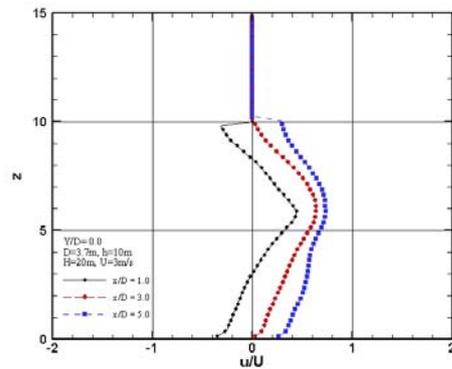


(b) 下游端

圖 6.24 圓柱體附近無因次軸向速度分布示意圖($U=9\text{m/s}$, $h=4\text{m}$)

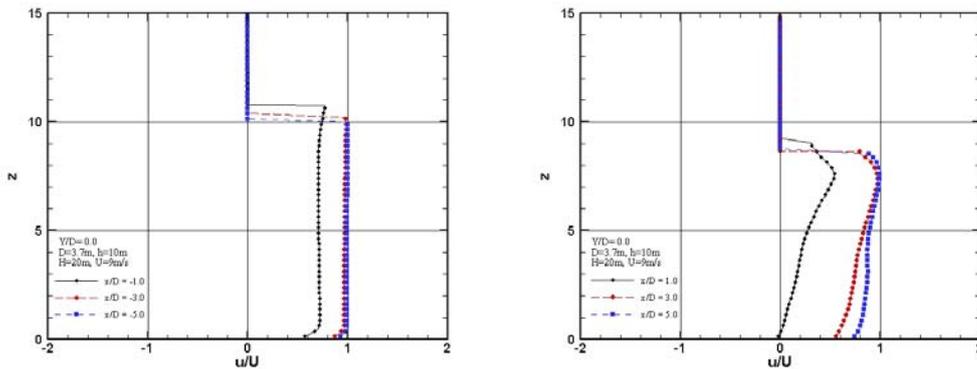


(a) 上游端



(b) 下游端

圖 6.25 圓柱體附近無因次軸向速度分布示意圖($U=3\text{m/s}$, $h=10\text{m}$)



(a) 上游端

(b) 下游端

圖 6.26 圓柱體附近無因次軸向速度分布示意圖($U=9\text{m/s}$, $h=10\text{m}$)

利用 Flow 3D 計算流體模擬軟體，對不同速度下，圓柱型橋墩周圍的流場形態進行了模擬研究，並可輕易地得到圓柱周圍的速度與壓力分佈。透過速度、水位和壓力的變化驗證，可清楚地看到流場的變化情形，與理論分析之現象間有極佳的一致性，可做為橋墩在不同流場條件下的最佳分析工具。

因為水流流速為影響作用於橋梁基礎結構上水流作用力大小，因此如何將水流流速轉換為作用外力，亦為往後須詳加考量之目標。除再藉由作用外力的時間序列關係，進行相關文獻驗證，以供後續分析模式建立之利用。

6.3 橋梁基礎結構分析模式建立

本研究範圍為針對在颱風洪水作用下導致河床沖刷之橋梁基礎，不包含受土石流作用下導致河床淤積之橋梁基礎與地震力之作用，分析的橋梁基礎類型主要為針對臺灣地區跨河橋梁常使用之沉箱基礎與樁基礎。

經由 4.3 節橋梁沖刷因子分析及 5.1 節影響既有橋梁基礎穩定因素分析，顯示在颱風洪水作用下橋梁基礎處之沖刷深度、水流流速與水位高度之變化，為直接攸關既有橋梁基礎的穩定。

而沉箱基礎因橋墩基礎沖刷所導致之破壞可區分為橋墩基礎土層

流失導致基礎承载力破壞、橋墩與裸露沉箱受洪水之側向水流力作用所導致之傾覆破壞及受洪水之側向水流力作用之滑移破壞。樁基礎裸露導致的基礎結構破壞模式可區分為基礎土層流失導致基礎承载力破壞、側向水流力作用所導致基樁剪力與彎矩破壞。

因此於本研究中將建構能綜合考量沖刷深度、水流流速與水位高度變化影響之橋梁基礎結構耐洪能力分析模式，分析方法將分別採極限分析法與有限元素分析法，其中極限分析法為參考現行公路橋梁設計規範(2009)相關規定進行，因此其相關研究成果主要作為整合型計畫「跨河橋梁安全預警系統採用方法為之建立研究」中災害預警系統於颱風期間橋梁基礎即時安全評估利用，而有限元素分析法則作為了解橋梁基礎結構/土壤/水流互制行為之參考，於本研究中擬採用 PLAXIS 有限元素軟體進行二維分析。模式建立規劃流程如圖 6.27 所示。

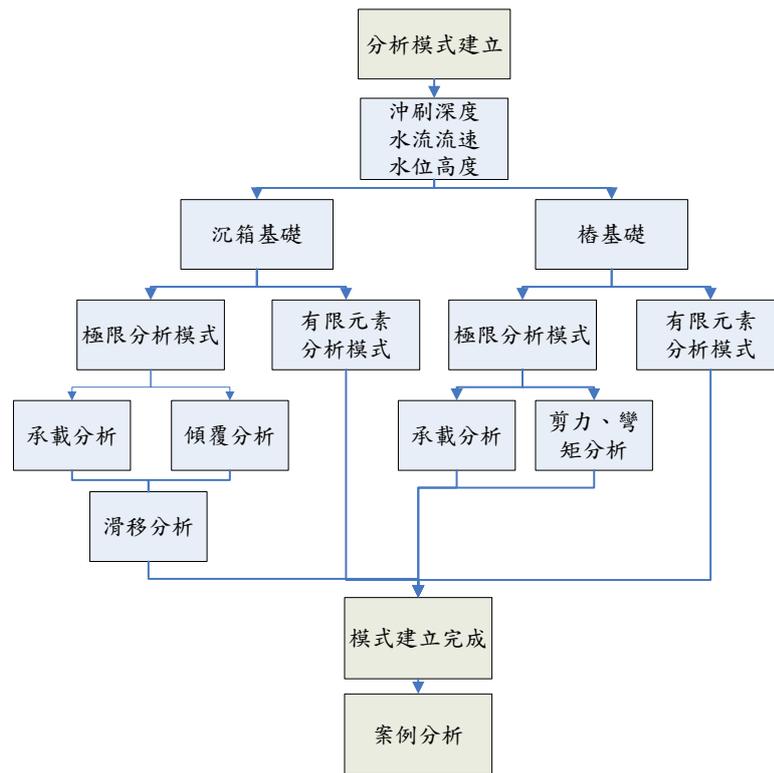


圖 6.27 模式建立規劃流程圖

6.3.1 沉箱極限分析模式

依據公路橋梁設計規範(2009)第五章基礎篇資料，沉箱基礎結構基

礎垂直極限承载力、水平極限承载力之計算方式為：

1. 垂直極限承载力

沉箱之垂直載重一般考量由沉箱底面之垂直反力所承受，其垂直極限承载力之評估方式為：

$$q_u = \alpha c N_c + r_2 D_f N_q + 0.5 \beta r_1 B N_r \dots\dots\dots (6.34)$$

式中， q_u 為基礎底面地層之極限承载力(tf/m^2)， c 為基礎底面下土壤之凝聚力(tf/m^2)， r_1 為基礎底面下土壤之有效單位重(tf/m^3)， r_2 為基礎底面以上土壤之平均有效單位重(tf/m^3)， B 為基礎寬度(m)， D_f 為基礎之有效埋置深度(m)， α, β 為基礎底面形狀影響因素，如表 6.18， N_c, N_q, N_r 為承载力因素，如表 6.19。

表 6.18 基礎底面之形狀影響因素

基礎底面形狀 形狀因素	條形	正方形 或圓形	矩形或 長圓形
α	1.0	1.3	1+0.3B/D
β	1.0	0.6	1-0.4 B/D

註：B 為沉箱基礎之寬度(m)，D 為沉箱基礎之長度(m)。

表 6.19 承载力因素

ϕ	N_{c_r}	N_{q_r}	N_r
0	5.14	1.0	0.0
5	6.49	1.6	0.1
10	8.34	2.5	0.4
15	10.97	3.9	1.2
20	14.83	6.4	2.9
25	20.71	10.7	6.8
26	22.25	11.8	7.9
28	25.79	14.7	10.9
30	30.13	18.4	15.1
32	35.47	23.2	20.8
34	42.14	29.4	28.7
36	50.55	37.7	40.0
38	61.31	48.9	56.1
40 以上	75.25	64.1	79.4

2. 容許垂直承載力

沉箱基礎之垂直容許承載力，除依下列公式估算外，並應檢核其垂直容許承載力之上限值，以避免產生過量沉陷：

$$q_a = \frac{1}{FS} (q_u - \gamma_2 D_f) + \gamma_2 D_f \dots\dots\dots(6.35)$$

式中， q_a 為基礎底面地層之容許承載力(tf/m²)。

3. 水平極限承載力

沉箱基礎之水平極限承載力，以沉箱正前方地層之水平反力與沉箱底面之摩擦阻力綜合考慮，依下列公式估算：

沉箱基礎之水平極限承載力

$$\sigma_p = \sigma'_z K_p + 2c\sqrt{K_p} \dots\dots\dots(6.36)$$

$$\sigma_{PE} = \sigma'_z K_{PE} + 2c\sqrt{K_{PE}} \dots\dots\dots(6.37)$$

式中， σ_p 為平時地表下 z 深度處之被動土壓力(tf/m²)， σ_{PE} 為地震時地表下 z 深度處之被動土壓力(tf/m²)， σ'_z 為地表下 z 深度處之有效垂直覆土壓力(tf/m²)， K_p 為平時之被動土壓力係數， K_{PE} 為地震時被動土壓力係數， c 為土層之凝聚力(tf/m²)。

4. 沉箱底面之摩擦阻力

$$R_f = W_A \tan \delta + AC_a \dots\dots\dots(6.38)$$

式中， R_f 為沉箱基礎板底面之摩擦阻力(tf)， W_A 為作用於沉箱基礎板底面之有效垂直載重(tf)， δ 為基礎板底面與地層間之摩擦角(°)， A 為基礎板底面與地層之有效接觸面積(m²)， C_a 為基礎板底面與地層之有效附著力(tf/m²)。

5. 安全係數

沈箱容許承載力之安全係數如表 6-20 之規定。沈箱基礎之水平極限承載力，以沈箱正前方之水平反力與沈箱底面之摩擦阻力綜合

考慮。

表 6-20 沈箱容許承载力之安全係數(公路橋梁設計規範，2009)

考慮因素	載重組合	常時載重
垂直承载力		3.0
水平抗力		1.5
底面抗剪力		1.5

6.3.1.1 沉箱傾覆分析模式建立

評估沉箱傾覆穩定為利用下式

$$W_A \cdot \bar{x} = P_L \cdot \bar{y} \dots\dots\dots(6.39)$$

式中， W_A ：作用於沉箱基礎板底面之垂直合力(t/m)， P_L 為作用於沉箱壁體之水平合力(t/m)， \bar{x} 為垂直合力作用力臂(m)， \bar{y} 為垂直合力作用力臂(m)。其中沉箱受垂直與水平側向力作用關係如圖 6.28 所示，由冲刷因子影響分析可知，冲刷深度的變化為影響橋梁基礎承载能力的改變，水流流速則為影響作用於基礎結構上之水流作力力大小，而水位高度的變化則為影響水流作用力分佈的範圍，因此在考量此三因素作用下，沉箱基礎結構/水流/土壤互制關係可由圖 6.28 所示。於極限平衡分析作用下則可將式(6.39)修改為下式：

$$\begin{aligned} & W_1 \cdot \frac{D_1}{2} + W_2 \cdot \frac{D_1}{2} + F_V \cdot \frac{D_1}{2} + \frac{1}{3} P_p \cdot (L_2 - SC) \\ & = \frac{1}{3} P_a \cdot (L_2 - SC) + F_W \cdot [(L_2 - SC) + \frac{2}{3} (W_L + SC)] \dots\dots\dots(6.40) \\ & + WF \cdot (\frac{1}{2} LW + L_1 + L_2) \end{aligned}$$

式中， W_1 為橋墩自重(需考量水之浮力作用)， W_2 為沉箱自重(需考量水之浮力作用)， F_V 為垂直載重， F_W 為水流作用力， P_a 為主動土壓力， P_p 為被動土壓力， L_1 為橋墩高度， L_2 為沉箱高度， SC 為冲刷深度， W_L 為水位高度， r 為土壤單位重， k_a 為主動土壓係數， k_p 為主動土壓係數， WF 為風力， LW 為上部結構高度。 P_a 及 P_p 可以由以下公式計算而得

$$P_a = \frac{1}{2} \times K_a \times (\gamma - 1) \times (L_2 - SC)^2 \times D_1$$

$$P_p = \frac{1}{2} \times K_p (\gamma - 1) \times (L_2 - SC)^2 \times D_1$$

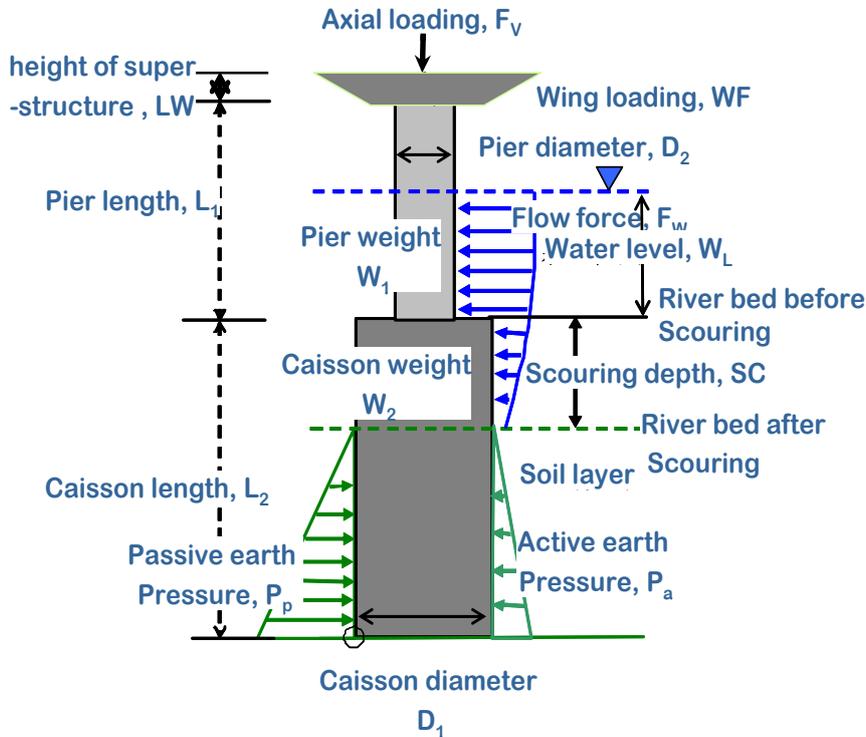


圖 6.28 沉箱基礎/土壤/水流互制示意圖

6.3.1.2 沉箱承載分析模式建立

沉箱受側向水流作用力作用會導致沉箱承受偏心載重，使得沉箱底部與土層之有效接觸面積減少，因此針對沉箱承載分析須先求得沉箱底部有效接觸面積，再分析其承載安全，偏心量 e 可由求得沉箱底部傳入土壤之彎矩 M 與軸力 P 計算，其偏心量 e 。

$$e = M / P \dots\dots\dots(6.41)$$

圓形沉箱承受偏心載重時，其有效接觸面積 A_{eff} 可依下式計算(如圖 6.29 所示)，依此有效接觸面積乘以 q_u 即可算出其極限承載力。

$$A_{eff} = r^2 (\alpha - \cos \alpha \sin \alpha) \dots\dots\dots(6.42)$$

式中， r 為沉箱半徑， α 為接觸面積之半圓周角(rad)，其值與偏心率 e/r

有關，詳圖 6.30 所示。

承載安全係數為

$$FS = \frac{Q_c}{P} \dots\dots\dots(6.43)$$

式中， Q_c 為沉箱容許承載力，其中 $Q_c = q_a \times A_{eff}$ ， P 為軸向載重。

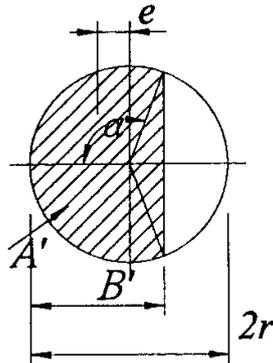


圖 6.29 沉箱圓形基礎之有效接觸面積

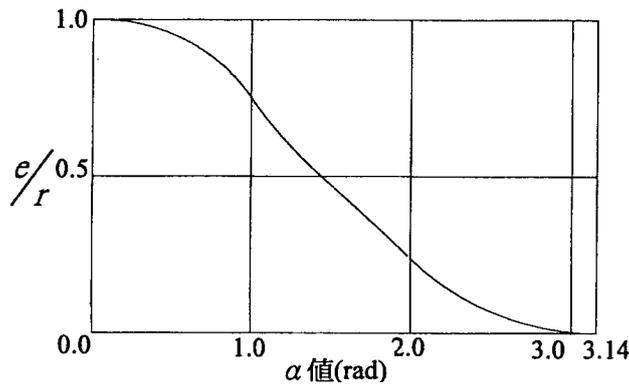


圖 6.30 圓形基礎之 α 與 e/r 之關係圖

6.3.1.3 沉箱滑移分析模式建立

評估沉箱滑移穩定為利用下式

$$P_p + W_A \tan \delta + AC_a = P_a + F_L \dots\dots\dots(6.44)$$

式中， P_p 為作用於沉箱壁體前之被動土壓力(tf)， W_A 為作用於沉箱基礎板底面之有效垂直載重(tf)， δ 為基礎板底面與地層間之摩擦角($^\circ$)， A 為基礎板底面與地層之有效接觸面積(m^2)， C_a 為基礎板底面與地層之有效附著力(tf/ m^2)， P_a 為作用於沉箱壁體後之主動土壓力(tf)， F_L 為作用

於沉箱壁體後之水平合力(tf)

6.3.1.4 沉箱水平變位分析模式建立

依據建築物基礎構造設計規範(2001)及公路橋梁設計規範(2009)，沉箱於設計地盤面之容許水平變位不得大於沉箱寬度之1%，且以5cm為限，旋轉角則須小於0.005rad，且不超出上部結構物之容許變位量為限。水平變位分析方式如下。

沉箱受力後之斷面、地層反力及變位得依據彈性基礎之有限梁理論分析，其結構分析模式如圖6.31所示，沉箱係以彈性梁模擬，沉箱周圍及底面之地層則均視為支承彈簧，為模擬實際地層之應力-應變行為，地層宜假設為完全之彈塑性體(如圖6.31所示)，地層等值彈簧之地盤反力係數及地層反力上限值可就沉箱尺寸、地層彈性係數及地層特性參照表6-21推求。至於結構計算所需之電腦程式，目前已甚普遍，一般用於結構分析之程式即可用於求解沉箱之變位量，及其所受之彎矩及剪力值。

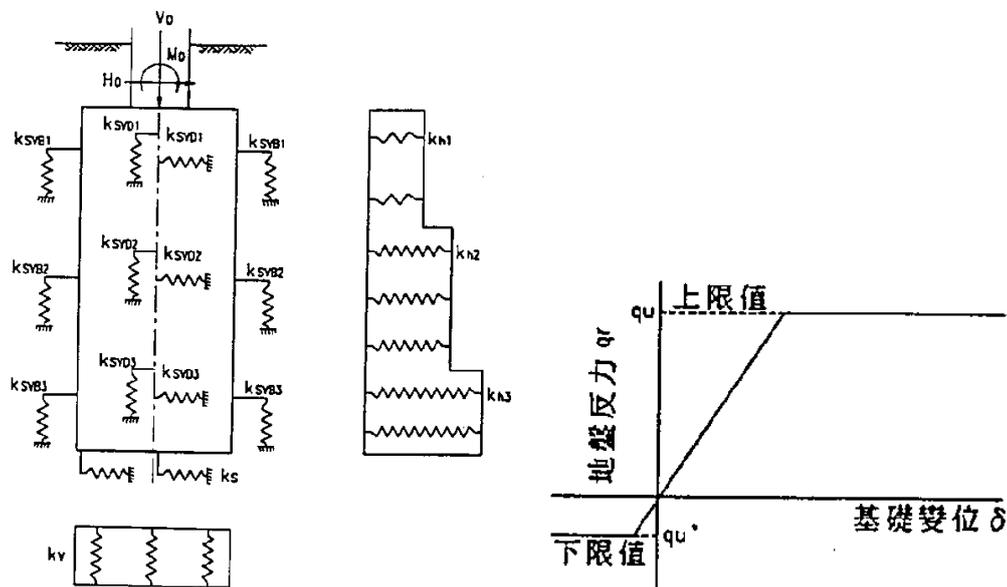


圖 6.31 沉箱結構水平變位分析

表 6-21 沈箱地盤反力係數與地層反力上限值

位置	向	地盤反力係數	地層反力容許上限值 (tf/m ²)
沉箱底面	垂直	$k_v = k_{v0}(B_v/30)^{-\frac{3}{4}}$	取式(解 6.4-8)計算值與圖-解 6.4-3 圖示值之較小值
	水平	$k_s = 0.3k_v$	$R_f = (c_u A + N \tan \delta) / FS$
沉箱正前方	水平	$k_H = \alpha_k k_{H0}(B_H/30)^{-\frac{3}{4}}$	$\sigma_{ka} = \sigma_p / FS$
	垂直	$k_{SVB} = 0.3k_H$	砂質土 $f = \min[0.1N, 0.5(\sigma'_0 \tan \sigma'), 5] / FS$ 黏性土 $f = \min[0.5S_u, 10] / FS$
沉箱側面	水平	$k_{SHD} = 0.6\alpha_k k_{H0}(D_H/30)^{-\frac{3}{4}}$	砂質土 $f = \min[0.1N, 0.5(\sigma'_0 \tan \sigma'), 5] / FS$ 黏性土 $f = \min[0.5S_u, 10] / FS$

表 6-21 中

k_v =基礎底面垂直地盤反力係數(kgf/cm³)

k_H =基礎前面水平地盤反力係數(kgf/cm³)

k_s =基礎底面水平剪力地盤反力係數(kgf/cm³)

k_{SVB} =基礎前面垂直剪力地盤反力係數(kgf/cm³)

k_v =基礎側面水平剪力地盤反力係數(kgf/cm³)

k_{SHD} =基礎側面垂直剪力地盤反力係數(kgf/cm³)

k_{v0} =相當於直徑 30 公分平鈹載重試驗所得之垂直地盤反力係數 (kgf/cm³)，以現地試驗或室內試驗所得之變形模數推估時，得依下式估算， $k_{v0} = (1/30)\alpha E_o$ 。

k_{H0} =相當於直徑 30 公分平鈹試驗所求得之水平地盤反力係數 (kgf/cm³)，以現地試驗或室內試驗所得之變形模數推估時，得依下式估算， $k_{H0} = (1/30)\alpha E_o$ 。

E_o =地盤變形模數(kgf/cm²)。

α =地盤反力係數推估用係數。

α_k =考慮地層為彈塑性體之修正係數，無背填灌漿之情形取 1.0，

有背填灌漿之情形取 1.5。

B_v = 沉箱底面積之等值寬度(cm)，基礎底面形狀為圓形時，等於直徑，其他形狀時，依下式計算， $B_v = \sqrt{A_v}$ ， A_v = 沉箱底面積(cm^2)。

B_H = 與水平側向載重方向正交之等值基礎寬度(cm)，依下式求算， $B_H = B_e (\leq \sqrt{B_e L_e})$ 。

D_H = 沉箱側面之等值基礎寬度(cm)，依下式求算， $D_H = D_e (\leq \sqrt{B_e L_e})$ 。

L_e = 沉箱之有效深度(cm)

B_e, D_e = 基礎有效正面寬及有效側面寬(cm)，依下列公式計算：

1. 長方形斷面： $B_e = B, D_e = D$
2. 長圓形(1)： $B_e = 0.8B, D_e = D - 0.2B$
3. 長圓形(2)： $B_e = B - 0.2D, D_e = 0.8D$
4. 圓形斷面： $B_e = 0.8B, D_e = 0.8B$

6.3.2 基樁極限分析模式建立

依據公路橋梁設計規範(2009)及建築物基礎構造設計規範(2001)，樁基礎結構基礎垂直承載力、側向支承力之計算方式為：

1. 垂直承載力

基樁之垂直承載力可視為由樁底土壤提供的點承力(point bearing capacity)和樁身周圍土層所提供的摩擦力(skin frictional resistance)兩者所貢獻，其計算公式如下：

$$Q_u = Q_b + Q_s = q_b A_b + f_s A_s \dots\dots\dots(6.45)$$

式中， Q_u 為基樁極限承載力， Q_b 為樁底之極限承載力， Q_s 為樁表面之摩擦阻力， q_b 為樁底之單位面積承載力， f_s 為樁身之單位面積摩擦力， A_b 為樁底斷面積， A_s 為樁身之表面積。

對樁底之極限承載力公式之求法，目前世界各國的工程規範均明文規定採用標準貫入試驗以及圓錐貫入試驗值來推估基樁之極限承載力。此乃由於貫入裝置前端之形狀均類似基樁，與基樁貫入之機制相當，而且一般現地鑽探多半有進行標準貫入試驗或圓錐貫入試驗，因此在工程實務上常利用貫入試驗資料來推估基樁之垂直承載力。就標準貫入試驗經驗而言，Meyerhof(1976)提出以下的建議式：

打擊式基樁：

$$q_b = 40N \text{ (tf/m}^2\text{)} \dots\dots\dots(6.46)$$

$$f_s = 0.2N \text{ (tf/m}^2\text{)} \dots\dots\dots(6.47)$$

鑽掘式基樁：

$$q_b = 12N \text{ (tf/m}^2\text{)} \dots\dots\dots(6.48)$$

$$f_s = 0.1N \text{ (tf/m}^2\text{)} \dots\dots\dots(6.49)$$

由於各地地域性不同，使得各國之經驗關係也有所差異，有關各國估算砂土與黏土層基樁承載力之規定見表 6-22 及表 6-23。根據我國內政部建研所編訂之建築技術規則建築構造編基礎構造設計規範(2001)中，建議基樁受壓之容許承載力可由式(6.50)來計算，其中表 6-24 為規範中規定之經驗係數，而表 6-25 為垂直承載力安全係數之要求。

樁身極限摩擦力則是由基樁與土壤之間的互制作用所產生。至於單位面積摩擦力之求法，其一般式為：

$$f_s = c_a + K\sigma'_v \tan \varphi \dots\dots\dots(6.50)$$

式中， c_a 為基樁與土壤間之黏結力， K 為側向土壓力係數， σ'_v 為垂直向之有效應力， φ 為基樁與土壤間之摩擦角。

表 6-22 各國承載力規範比較(砂土層)

規範名稱	樁身摩擦		樁尖承載
	打入式		打入式
日本建築基礎構造設計指針	$N/3$		$30N < 1800 t/m^2$
日本道路橋示方書	$0.2N < 10 t/m^2$		$30N (N < 40)$
日本國鐵建造物設計標準	$0.3N + 3 < 15 t/m^2$		砂質土 $30N < 1000 t/m^2$ 砂礫 $30N < 1500 t/m^2$
日本港灣構造物設計基準	$N/5$		$30N$
AASHTO			
加拿大基礎工程規範	$0.2N$		$40N$
基礎構造設計規範(1988年)	$0.2N$		$40N$
現行建築技術規則	$0.2N$		$40N$
基礎構造設計規範(2001年)	$N/3 < 15$		$30N$
基礎構造設計規範(2001年)	$q_c < 50$ $50 < q_c < 1200$ $q_c > 1200$	$q_c/60$ $q_c/100$ $q_c/150$	$0.5q_{ca}$

表 6-23 各國承載力規範比較(黏土層)

規範名稱	樁身摩擦	樁尖承載
	打入式	打入式
日本建築基礎構造設計指針	(1) βC_u ; (2) N	$6C_u$
日本道路橋示方書	(1) C_u ; (2) $N < 15$	$3q_u$
日本國鐵建造物設計標準	(1) C_u ; (2) $N < 15$	硬黏土 $4.5q_u$; 軟岩 $10N$
日本港灣構造物設計基準	C_u	$6C_u$; ($C_u < 10$)

表 6-24 各基樁最大表面摩擦阻力及端點極限承載力(tf/m^2 ,砂性土層)

施工法 支撐力	打入式基樁	鑽掘式基樁	植入式基樁	
			預鑽孔工法	中掘工法
FS	$N/3$ (≤ 15)	不使用皂土液 $N/3 (\leq 15)$ 使用皂土液 $N/5 (\leq 10)$	$N/5$ (≤ 15)	1.5
qb	$30N$	$7.5N$	$25N$	$25N$

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} = \frac{Q_s}{FS_1} + \frac{Q_b}{FS_2} \dots\dots\dots(6.51)$$

式中， Q_a 為單樁之容許垂直承載力， Q_u 為基樁極限承載力， Q_b 為樁底之極限承載力， Q_s 為樁表面之摩擦阻力， FS 為總承載力之安全係數， FS_1 為表面摩擦力之安全係數， FS_2 為樁尖承載力之安全係數。

表 6-25 容許垂直承載力之安全係數(公路橋梁設計規範，2009)

承載力推估方法 載重狀況	樁載重試驗	承載力推估公式	
	FS	FS_1	FS_2
平時	2	3	3

2. 側向支承力

依據建築物基礎設計規範，基樁承受側向載重時，其容許之側向支承力應不致使樁體各部分之應力超過材料之容許應力值，且樁頂部之變位不得超過建築物所容許之側向變位，該側向變形應考慮群樁間之相互影響及樁頭之束制條件，而依據公路橋梁設計規範(2009)基樁容許水平變位在長期設計基盤面應低於 1%樁徑且小於 10mm。其中，基樁受側向載重之理論解可依據張有齡(1937)(如圖 6.32)及 Reese 與 Matlock(1956)(如圖 6.33)提出的分析方式進行，求得基樁之彎矩及剪力值。

變形曲線之 微分方程式		$EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} = 0$ $EI \frac{d^4 y_2}{dx^4} + P = 0$ $P = kDy_2$ H : 樁水平作用力(kg) M_t : 樁預作力矩(kg-cm) D : 樁徑(cm)	E : 彈性係數(kg-cm ²) I : 樁之斷面面積矩(cm ⁴) K : 水平地盤反力係數(kg/cm ³) h : $H_0 M_1$ 作用基樁頂離地面高程 $\beta = \sqrt[4]{kD/4E}$ (cm ⁻¹) $h_0 = \frac{M_t}{H}$ (cm)	
樁之狀態		埋入地中之樁(h=0)		
變形曲線圖 彎曲力矩圖		(1)基本情形	(2)樁頂拘束情形	(3)樁頂自由情形
a	變形曲線 y(cm)	$y = -\frac{H}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} [(1 + \beta h_0) \cos \beta x - \beta h_0 \sin \beta x]$	$y = \frac{H}{4EI\beta^3} e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x)$	$y = \frac{H}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} \cos \beta x$
b	樁頂位移量 delta(cm)	$\delta = \frac{H}{2EI\beta^3} + \frac{M_t}{2EI\beta^2} = \frac{1 + \beta h_0}{2EI\beta^3} H$	$\delta = \frac{H}{4EI\beta^3} = \frac{\beta H}{KD}$	$\delta = \frac{H}{2EI\beta^3} = \frac{2\beta H}{KD}$
c	地表位移量 f(cm)	$f = \delta$	$f = \delta$	$f = \delta$
d	樁頂傾斜角 alpha(rad)	$\alpha = -\frac{H}{2EI\beta^2} + \frac{M_t}{EI\beta} = \frac{1 + 2\beta h_0}{2EI\beta^2} H$	$\alpha = 0$	$\alpha = \frac{H}{2EI\beta^2}$
e	樁各部份之彎曲 力矩 M(kg·cm)	$M = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} [\beta h_0 \cos \beta x + (1 + \beta h_0) \sin \beta x]$	$M = -\frac{H}{2\beta} e^{-\beta x} (\sin \beta x - \cos \beta x)$	$M = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} \sin \beta x$
f	樁各部份之剪力 s(kg)	$s = -He^{-\beta x} [\cos \beta x - (1 + 2\beta h_0) \sin \beta x]$	$s = -He^{-\beta x} \cos \beta x$	$s = -He^{-\beta x} - \sin \beta x$
g	樁頂彎曲力矩 M0(kg·cm)	$M_0 = -M_t = -Hh_0$	$M_0 = \frac{H}{2\beta}$	$M_0 = 0$
h	地中部份 l m 點 處之彎曲力矩 Mm(kg·cm)	$M_m = -\frac{H}{2\beta} \sqrt{(1 + 2\beta h_0)^2 + 1} \cdot \exp(\beta l m)$	$M_m = -\frac{H}{2\beta} e^{-\pi/2} = -0.2079M_0$	$M_m = -\frac{H}{\beta} e^{-\pi/4} \sin \frac{\pi}{4} = -0.3224 \frac{H}{\beta}$
i	l m(cm)	$l m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h_0}$	$l m = \frac{\pi}{2\beta}$	$l m = \frac{\pi}{4\beta}$
j	第 1 不動點深度 l(cm)	$l = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1 + \beta h_0}{\beta h_0}$	$l = \frac{3\pi}{4\beta}$	$l = \frac{\pi}{2\beta}$
k	角為 D 之深度 L = (cm)	$L = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} [-(1 + 2\beta h_0)]$	$L = \frac{\pi}{\beta}$	$L = \frac{3\pi}{4\beta}$

圖 6.32 樁受側向載重之理論解(張有齡,1937)

樁之狀態		突出地面之樁(h>0)		
		(1)基本情形	(2)樁頂拘束情形	(3)樁頂自由情形
變位曲線圖 彎曲力矩圖				
a	變形曲線 y(cm)	$y1 = \frac{H}{6EI\beta^3} \{ \beta^3 x^3 + 3\beta^3 (h + h_0)x^2 - 3[1 + 2\beta(h + h_0)]\beta x + 3[1 + \beta(h + h_0)] \}$ $y2 = \frac{H}{2EI\beta^2} e^{-\beta x} \{ [1 + \beta(h + h_0)] \cos \beta x - \beta(h + h_0) \sin \beta x \}$	$y1 = \frac{H}{12EI\beta^3} [2\beta x^3 - 3(1 - \beta h)\beta^2 x^2 - 6\beta^2 h x + 3(1 + \beta h)]$ $y2 = \frac{H}{4EI\beta^3} e^{-\beta x} [(1 + \beta h) \cos \beta x + (1 - \beta h) \sin \beta x]$	$y1 = \frac{H}{6EI\beta^3} [-3(1 + 2\beta h)\beta x + 3(1 + \beta x^3 + 3\beta^3 h x^2)]$ $y2 = \frac{H}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} [(1 + \beta h) \cos \beta x - \beta h \sin \beta x]$
b	樁頂位移量 δ (cm)	$\delta = \frac{(1 + \beta h)^3 + 1/2}{3EI\beta^3} H + \frac{(1 + \beta h)^2}{2EI\beta^2} M_t$	$\delta = \frac{(1 + \beta h)^3 + 2}{12EI\beta^3} H$	$\delta = \frac{(1 + \beta h)^3 + 1/2}{3EI\beta^3} H$
c	地表位移量 f(cm)	$f = \frac{1 + \beta(h + h_0)}{2EI\beta^3} H$	$f = \frac{1 + \beta h}{4EI\beta^3} H$	$f = \frac{1 + \beta h}{2EI\beta^3} H$
d	樁頂傾斜角 α (rad)	$\alpha = \frac{(1 + \beta h)^2}{2EI\beta^2} H + \frac{1 + \beta h}{EI\beta} M_t$	$\alpha = 0$	$\alpha = \frac{(1 + \beta h)^2}{2EI\beta^2} H$
e	樁各部份之彎 曲力矩 M(kg·cm)	$M1 = -H(x + h) - M_t = -H(x + h + h_0)$ $M2 = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} \{ \beta(h + h_0) \cos \beta x + [1 + \beta(h + h_0)] \sin \beta x \}$	$M1 = \frac{H}{2\beta} [-2\beta x + (1 - \beta h)]$ $M2 = -\frac{H}{2\beta} e^{-\beta x} [(1 - \beta h) \cos \beta x - (1 + \beta h) \sin \beta x]$	$M1 = -H(x + h)$ $M2 = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} [\beta h \cos \beta x + (1 + \beta h) \sin \beta x]$
f	樁各部份之剪 力 s(kg)	$S1 = -H$ $S2 = -He^{-\beta x} \{ \cos \beta x - [1 + 2\beta(h + h_0)] \sin \beta x \}$	$S1 = -H$ $S2 = -He^{-\beta x} (\cos \beta x - \beta h \sin \beta x)$	$S1 = -H$ $S2 = -He^{-\beta x} [\cos \beta x - (1 + 2\beta h) \sin \beta x]$
g	樁頂彎曲力矩 M_0 (kg·cm)	$M_0 = -M_t = -Hh_0$	$M_0 = \frac{1 + \beta h}{2\beta} H$	$M_0 = 0$
h	地中部份 l m 點 處之彎曲力矩 M_m (kg·cm)	$M_m = -\frac{H}{2\beta} \sqrt{[1 + 2\beta(h + h_0)]^2 + 1} \cdot \exp(-\beta \ell m)$	$M_m = -\frac{H}{2\beta} \sqrt{1 + (\beta h)^2} \cdot \exp(-\beta \ell m)$	$M_m = -\frac{H}{2\beta} \sqrt{(1 + 2\beta h)^2 + 1} \cdot \exp(-\beta \ell m)$
i	ℓm (cm)	$\ell m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta(h + h_0)}$	$\ell m = \frac{H}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{\beta h}$	$\ell m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h}$
j	第 1 不動點深 度	$\ell = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1 + \beta(h + h_0)}{\beta(h + h_0)}$	$\ell = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \left(\frac{\beta h + 1}{\beta h - 1} \right)$	$\ell = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1 + \beta h}{\beta h}$

圖 6.32(續) 樁受側向載重之理論解(張有齡,1937)

		樁頂自由	樁頂之回轉受拘束時	備註
地盤反力係數之分佈		$\beta = \left(\frac{K_h D}{4EI}\right)^{1/4} \quad (\text{m}^{-1} \cdot \text{cm}^{-1}) \quad \eta = \left(\frac{n_h}{EI}\right)^{1/5} \quad (\text{m}^{-1} \cdot \text{cm}^{-1})$ $K_h = \text{水平地盤反力係數} \quad (\text{t}/\text{m}^2/\text{cm} \cdot \text{kg}/\text{cm}^3)$ $L = \text{樁長} \quad EI = \text{樁的彎曲剛性} \quad (\text{t}/\text{m}^2 \cdot \text{kg}/\text{cm}^2)$ $n_h = \frac{K_h D}{x} \quad (\text{t}/\text{m}^2/\text{cm} \cdot \text{kg}/\text{cm}^3) \quad D = \text{樁直徑}$		
常數 $K_h D = \text{CONST}$	樁頂之彎曲力矩 M_0	0	$\frac{H}{2\beta}$	Chang(1937)
	地中最大部分彎曲力矩 M_{\max}	$0.3224 \frac{H}{\beta}$	$0.104 \frac{H}{\beta}$	
	樁頂之水平位移 Y_0	$\frac{H}{2EI\beta^3} = \frac{2H\beta}{K_h D}$	$\frac{H}{4EI\beta^3} = \frac{H\beta}{K_h D}$	
	M_{\max} 之發生點之深度 L_m	$\frac{\pi}{4\beta} = \frac{0.785}{\beta}$	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$	
	第1不動點之深度 L_0	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$	$\frac{3\pi}{4\beta} = \frac{2.356}{\beta}$	
隨深度變化 $n_h = \text{CONST}$	樁頂之彎曲力矩 M_0	0	$0.92 \frac{H}{\eta}$	Reese and Matlock(1956)
	地中最大部分彎曲力矩 M_{\max}	$0.78 \frac{H}{\eta}$	$0.26 \frac{H}{\eta}$	
	樁頂之水平位移 Y_0	$\frac{2.4H}{EI\eta^3} = \frac{2.4H\eta^2}{-n_h}$	$\frac{0.93H}{EI\eta^3} = \frac{0.93H\eta^2}{n_h}$	
	M_{\max} 之發生點之深度 L_m	$\frac{1.32}{\eta}$	$\frac{2.15}{\eta}$	
	第1不動點之深度 L_0	$\frac{2.42}{\eta}$	$\frac{3.10}{\eta}$	

圖 6.33 樁受側向載重之理論解(Reese 與 Matlock,1956)

6.3.2.1 基樁承載分析模式建立

參考交通部臺灣區國道高速公路局(2010)「國道3號濁水溪橋沖刷監測之研究」與交通部公路總局(2005)「河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究」，樁基礎耐洪承載能計分析方能計分析方式，其中群樁基礎受力之機制如圖 6.34，基樁所受之軸向力除垂直載重造成的力外，尚包含側向力(包括風力·水流力)引致的彎矩對樁造成之軸力。

在沖刷河床面各樁所受之軸壓力可由下式計算：

$$P_{total} = P_v \pm P_M \dots\dots\dots(6.52)$$

式中， P_v 為總垂直載重造成之各樁軸力(需考量水浮力之作用)， P_M 為

側向力(包括風力·水流力)引致的彎矩對樁造成之軸力，計算到河床面。 P_{total} 為 $P_v + P_M$ 在邊樁會有最大值為承载力檢核利用， P_{total} 為 $P_v - P_M$ 在近端為檢核基樁拉力利用。

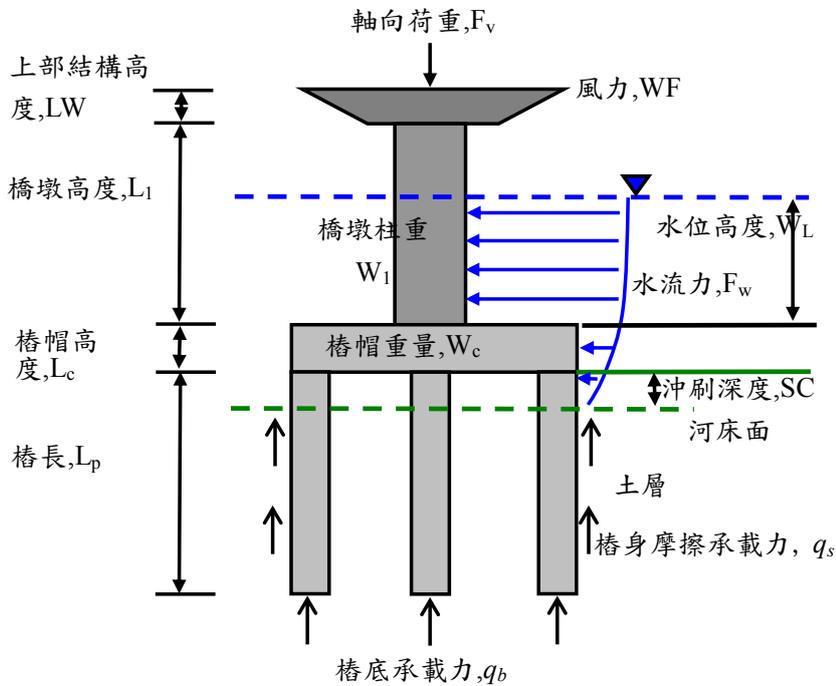


圖 6.34 群樁基礎受力機制圖

總垂直載重造成之各樁軸力 P_v 可由下式計算：

$$P_v = \left(\frac{P}{n \times m} \right) \dots \dots \dots (6.53)$$

式中， P 為計算到河床面之垂直載重， n 為行車方向之基樁數量， m 為垂直行車方向之基樁數量。

側向力(包括風力·水流力)引致的彎矩對樁造成之軸力 P_M 可由下式計算：

$$P_M = \frac{MY}{I} A_a \dots \dots \dots (6.54)$$

式中， M 為所有側向力對河床面之彎矩， Y 為樁帽中心沿垂直行車向到最邊樁之距離， A_a 為單樁底部之面積， I 為群樁之慣性矩。

M 之計算方式如下：

$$M = WF \left(\frac{LW}{2} + L_1 + L_c + SC \right) + F_p \left(\frac{W_L}{2} + SC \right) + F_h \left(\frac{L_c}{2} + SC \right) + F_l (SC/2) \quad \dots\dots\dots (6.55)$$

式中， WF 為風作用力， F_p 為水作用在橋墩之合力， F_h 為水作用在樁帽之合力， F_l 為水作用在基樁之合力， LW 為風作用力重心至橋墩頂部之距離， L_1 為橋墩高度， L_c 為樁帽高度， SC 為沖刷深度。

則樁基礎耐洪承載能力計算為：

$$FS = \frac{Q_a}{P_{total}} \dots\dots\dots (6.56)$$

式中， Q_a 為基礎容許承載力， P_{total} 為 P_v 與 P_M 之和，在邊樁會有最大值。

6.3.2.2 基樁剪力及彎矩分析模式建立

依據公路橋梁設計規範(2009)與建築技術規則建築構造篇基礎構造設計規範(2001)第 5.3.3 節基礎側向支承力分析建議利用 Chang(1937)年分析理論進行樁頭處彎矩、剪力之計算，相關計算公式如表 6-26。

6.3.3 有限元素分析法

上述建立的分析模式為依據規範規定所建立之極限分析模式，而為進一步瞭解橋梁基礎結構受沖刷之結構/土壤/水流之互制關係，於本研究中採用有限元素分析軟體 PLAXIS 進行二維有限元計算。其耐洪分析方式分別針對沉箱基礎與樁基礎，如圖 6.35

而有關數值分析所需之沖刷深度、水流流速及水位高度則由子計畫 3 所提供，以進行橋梁基礎結構力學行為分析，包含基礎應力分佈、基礎位移變化等。利用 PLAXIS 建立之有限元素模式如圖 6.36、圖 6.37 所示。

表 6-26 Chang(1937)基樁側向力學分析

1.	變形曲線 $y(\text{cm})$	$y_1 = \frac{H}{12EI\beta^3} (2\beta x^3 - 3(1 - \beta h)\beta^2 x^2 - 6\beta^2 hx + 3(1 + \beta h))$ $y_2 = \frac{H}{4EI\beta^3} e^{-\beta x} ((1 + \beta h) \cos \beta x + (1 - \beta h) \sin \beta x)$
2.	樁頂位移量 $\delta(\text{cm})$	$\delta = \frac{(1 + \beta h)^3 + 2}{12EI\beta^3} H$
3.	地表位移量 $f(\text{cm})$	$f = \frac{1 + \beta h}{4EI\beta^3} H$
4.	樁頂傾斜角 $\alpha(\text{rad})$	$\alpha = 0$
5.	樁各部份之彎曲力矩 $M(\text{kg} \cdot \text{cm})$	$M_1 = \frac{H}{2\beta} (-2\beta x + (1 - \beta h))$ $M_2 = \frac{H}{2\beta} e^{-\beta x} ((1 - \beta h) \cos \beta x - (1 + \beta h) \sin \beta x)$
6.	樁各部份之剪力 $s(\text{kg})$	$S_1 = -H$ $S_2 = -He^{-\beta x} (\cos \beta x - \beta h \sin \beta x)$
7.	樁頂彎曲力矩 $M_0(\text{kg} \cdot \text{cm})$	$M_0 = \frac{1 + \beta h}{2\beta} H$
8.	地中部份 l_m 點處之彎 曲力矩 $M_m(\text{kg} \cdot \text{cm})$	$M_m = \frac{H}{2\beta} \sqrt{1 + (\beta h)^2} \cdot e^{-\beta l_m}$
9.	$l_m(\text{cm})$	$l_m = \frac{H}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{\beta h}$

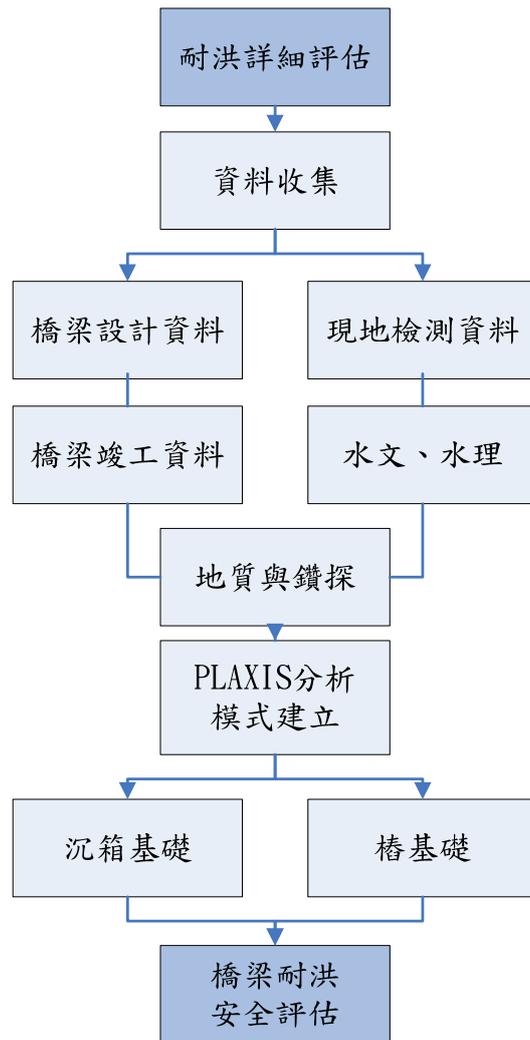


圖 6.35 PLAXIS 耐洪分析流程

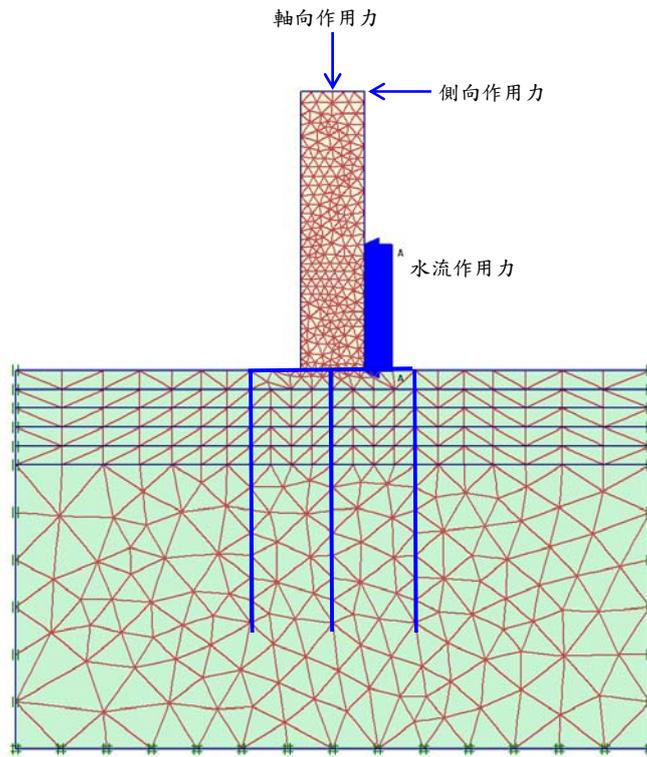


圖 6.36 PLAXIS 二維基樁分析模式

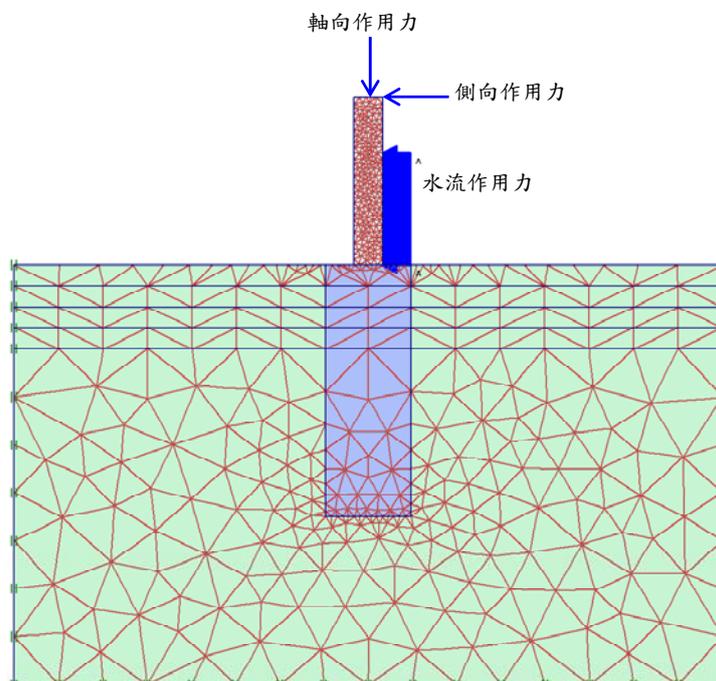


圖 6.37 PLAXIS 二維沉箱分析模式

6.3.4 振動分析模式建立

由於相關振動量測與資料分析為子計畫四「建立橋梁監測系統之研究」之工作內容，其目的為探討橋墩基礎受沖刷導致基礎裸露，其橋墩基礎自然頻率之變化，期望藉由量測橋墩基礎本身之自然振動頻率之改變，探討橋墩受沖刷基礎裸露之橋梁情況，而另依據子計畫六「訂定跨河橋梁橋基沖刷檢測作業規範(草案)之研究」中指出，橋梁振動訊號經由頻譜分析後，其頻譜圖之尖峰所在頻率通常即為該結構之自然頻率，而對應之振幅則代表結構受外力激發該頻率振動反應等級，此兩數值皆與結構整體勁度相關，因此可反映結構受損情形。

由於本研究有關振動分析部分，係提供子計畫四經由現地量測現況橋墩之振動頻率作為橋梁狀態之評估利用，經由蒐集國內外文獻資料，目前主要為日本鐵道研究所西村昭彥博士(2001)利用現地衝擊振動測試的方法，經由評估 1000 座受沖刷標的物，建構日本現行之橋梁基礎健全度指標分析方式，評估受沖刷橋梁基礎之健全性。其健全度指標為：

$$\text{健全度指標}(\alpha) = \frac{\text{實際量得頻率}}{\text{固有頻率標準值}}$$

上式中固有頻率標準值係指橋梁完工時，橋墩基礎未受沖刷時橋梁之固有振動頻率。

而有關橋梁有頻率標準值的計算方式，為西村昭彥博士(2001)針對不同橋墩基礎，以一重約 30 kg 的重錘撞擊橋墩，使橋墩產生振動，並記錄下振動之歷時，如圖 6.38 所示。經過多次相關試驗後，並利用振動分析程式，建構可考量不同土層參數變化、基礎型式、橋墩尺寸及上部結構梁重量等之橋梁固有振動頻率分析方式，所包含橋梁基礎型式為直接基礎、樁基礎與沉箱基礎，如表 6-27 所示，在當現地地層參數已知之狀況下，則可藉此公式進行橋墩固有振動振動頻率之計算。因此利用健全度指標可判斷結構物是否需要維修，如表 6-28 所示。

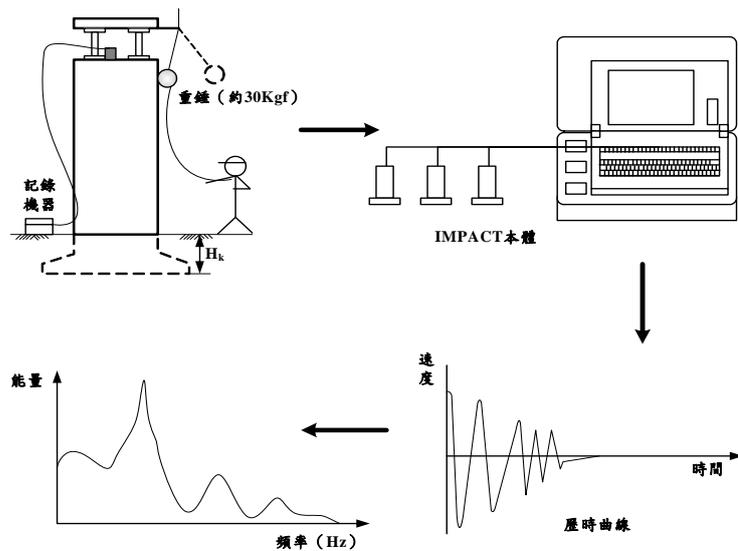


圖 6.38 衝擊試驗示意圖

表 6-27 橋墩固有頻率(HT 方向)

基礎形式	固有振動頻率公式(Hz)
樁基礎	$F = 35.0 \times \frac{(B^3 \div L)^{0.15} \times (D^3 \times N^{0.25} \times n)^{0.1}}{(W_h \times t^2)^{0.25}}$ <p>B：橋軸直角方向寬度(m) L：橋墩高(m) D：樁直徑(m) n：基樁數 t：第一個不動點距離+橋墩高</p> $t = 35.5 \times \frac{D^{15/16}}{N^{0.25}}$ <p>N：加權平均數</p> $N = \sum_{i=1}^k \left[\frac{N_i}{L_i} \right] \div \sum_{i=1}^k \left[\frac{l_i}{L_i} \right] \cdot l_i$ <p>l_i：i層之層厚(m) L_i：i層之深度(m) N_i：i層之N值</p>
沈箱基礎	$F = 11.83 \times \frac{N^{0.183}}{W_h^{0.285} \times H_k^{0.059}}$ <p>H_k：沈箱入土部分長度(m)</p>
直接基礎	$F = 23.73 \times \frac{B^{0.238} \times N_k^{0.111}}{W_h^{0.058} \times H_d^{0.319}}$ <p>W_h：梁重(tf) H_d：基礎出土部分長度 N_k：基盤N值</p>

表 6-28 健全度判斷基準

健全度指標	判定評分		處理方式
0.70 以下	A	(A1)	可能由異常外力造成，必須在做其他詳細檢測，和進行後續修補與補強。
0.85 以下		(A2)	必須討論既有基礎是否滿足現行車流量所需
0.86 以上	B 以上		安全無虞

而有關健全度指標之分類，係西村昭彥博士(2001)針對具橋墩基礎沖刷試驗對象，結合過往災害調查資料分析而得。

因此於本研究中有關振動分析除參考西村昭彥博士(2001)的健全度指標評估方式，作為現況橋墩基礎狀態評估之標準外，並藉由以標準值 0.7 為標準，進行橋墩基礎容需沖刷深度之推估。

其相關利用方式可分為三類：

1. 未有橋墩基礎固有頻率標準值資料及未進行現地振動試驗

由於國內既有跨河橋梁大多未有新建完成後之固有頻率標準值資料，因此在未有相關資料及進行現地振動試驗時，則可利用西村昭彥博士(2001)的固有頻率標準值計算方式計算橋墩基礎固有頻率，及以健全度標準值 0.7 為標準，藉由反算推估橋墩基礎容需沖刷深度。

2. 未有橋墩基礎固有頻率標準值資料但有進行橋墩基礎現地振動試驗

可藉由 SAP2000 建構現況橋墩基礎振動分析模型，並藉由現地振動試驗結果進行土壤參數修正，最後參考橋梁竣工資料之河床面高程，進行橋墩基礎固有頻率分析，作為健全度指標評估之利用，及以健全度標準值 0.7 為標準，推估橋墩基礎容需沖刷深度。

3. 有橋墩基礎固有頻率標準值資料及有進行橋墩基礎現地振動試驗

可直接利用西村昭彥博士(2001)的健全度評估方式，進行現況橋梁健全度指標評估，及以健全度標準值 0.7 為標準，推估橋墩基

礎容需冲刷深度。

有關橋墩基礎健全度評估與 SAP2000 振動分析之利用方式，於第七章將藉由案例分析進行說明。

最後有關利用現地橋墩基礎振動量測作為橋梁耐洪安全評估之利用尚屬研究階段，因此有關跨河段橋梁基礎之耐洪安全評估，於本研究中仍以依據現行公路橋梁設計規範(2009)規定之檢核方式為標準，並以本研究建構之基礎破壞包絡線作為橋梁基礎安全警戒值及行動值分析之利用。

6.4 保護工法及材料劣化對基礎結構影響評估

6.4.1 保護工法對橋梁冲刷之影響

有關保護工法對橋梁冲刷之影響為整合型計畫中子計畫 7「跨河橋梁保護工法之研究」的主要研究內容，於本研究中則為利用子計畫 7 所提供具橋基保護工法與不具橋基保護工法所得出之水流流速、冲刷深度與水位高度變化資料，以評估在相同橋梁基礎結構下，具橋基保護工法與不具橋基保護工法間基礎耐洪能力之差異。

由子計畫 7 提供的資料顯示，國內西部地區橋梁所使用之橋基保護工法可分為柔性攔砂堰、剛性攔砂堰、蛇籠工法、拋石工法、混凝土固床工法、混凝土排置工法等，其各工法之優缺點如表 6-29，而不同保護工法其主要為影響冲刷深度的改變，在相同水流作用下，無保護措之冲刷深度 > 潛堰固床工法之冲刷深度 > 透水混凝土塊工法之冲刷深度 > 格籠工法之冲刷深度 > 橋墩開口工法之冲刷深度。

由於本研究建立之分析模式考量冲刷深度、水流流速及水位高度變化的影響，因此後續藉由國道 3 號大甲溪橋 P24L 橋墩案例，利用子計畫 7 提供之冲刷深度變化之資料，分析無保護措與施作保護工法對橋梁基礎耐洪安全評估之差異。

子計畫 7 提供相關試驗成果如表 6-30 所示。

表 6-29 國內常用保護工法彙整(廖清標等人 2011)

工法種類	優點	缺點	適用地點
柔性攔砂堰	攔阻砂石，達到河床砂石回淤功能	興建涵蓋區域較廣，工程經費較高	礫石型河床
剛性攔砂堰		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	卵礫石河床或泥頁岩石河床
蛇籠工法	可改善水流通過的流況，且易搭配其它保護工法	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	一般砂質河床
拋石工法	可防止以沖刷之河床繼續刷深，甚至促進砂石淤積	拋石個體與個體間無連結性，所能發揮之整體性能較差	河到寬廣、水深不大、坡小流緩之砂質河床
混凝土固床工法	施工簡單且工期較短	固床工上下游易造成河床沖刷	卵礫石及軟弱岩層河床
混凝土排置工法	施工容易且容許變位傾斜，發揮柔性保護河床之功能	局部施作易使未受保護區刷深，並導致塊體沉陷流失	卵礫石河床

表 6-30 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(廖清標等人 2011)

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
潛堰固床工法之 沖刷深度	$D / D^* = 0.4$	0.02	0.72	1.04
	$D / D^* = 0.7$	0.28	0.82	1.46
透水混凝土塊工 法	$D / D^* = 0.4$	0.04	0.60	0.92
	$D / D^* = 0.7$	0.26	0.92	1.32
橋墩開口工法之 沖刷深度	$D / D^* = 0.4$	0.04	0.20	0.26
	$D / D^* = 0.7$	0.12	0.96	1.12

D:橋墩直徑；D*:基礎直徑

6.4.2 材料劣化對基礎結構影響

有關材料劣化對基礎結構影響為子計畫 9「研發抗磨耗、抗衝擊及耐久性橋墩材料之研究」的研究內容，由其目前研究資料可知受颱風影響，其橋梁基礎結構受洪水作用會產生混凝土磨耗長期而言會導致基礎有效斷面積減損，而且當磨耗深度達保護層厚度時，鋼筋裸露則進一步導致鋼筋鏽蝕。

因此於本研究中將藉由國道 3 號大甲溪橋 P24L 橋墩案例，依據子計畫 3「河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究」及「橋墩沖刷計算模式之建立研究」與子計畫 4「建立橋梁監測系統之研究」所提供之橋梁橋墩基礎處之沖刷深度資料、水流流速資料及水位高度資料，探討於此外力條件作用下混凝土磨耗基礎有效斷面積減損對橋梁基礎穩定分析之影響。

6.5 沖刷影響因子參數分析

經由 4.3 節橋梁沖刷因子分析可知各不同沖刷因子對橋梁基礎之影響最終將反映表現在橋梁基礎結構處，河床沖刷深度的改變、流速的改變及水位高度的改變，其中沖刷深度的變化為影響橋梁基礎承載能力的改變，水流流速則為影響作用於基礎結構上之水流作用力大小，而水位高度的變化則為影響水流作用力分佈的範圍。

而由子計畫二「莫拉克颱風造成主要橋梁損壞之現地調查及災因分析」資料顯示，莫拉克颱風期間橋梁沖刷受損原因可歸類為束縮沖刷導致河床質受局部沖刷流失；跌水沖刷導致河床沖刷坑形成、向源侵蝕導致河床局部或全面下降衍生河道深槽化；側向侵蝕導致局部河道深槽化；流石撞擊與磨損導致橋梁結構局部受損；位於河川彎道處或挑水效應處導致凹岸水流加速凸岸水流變緩，挑水側加速被挑水處減速；水流攻角效應導致水流向阻水面積加大橋基下游側局部沖刷加劇；高水位及水位置橋梁上構導致橋梁穩定性降低等。因此主要亦為影響橋梁基礎處沖刷深度、水流流速及水位高度的改變。

另外，由於目前政府相關單位建置的橋梁即時沖刷監測系統中，沖刷深度、水流流速及水位高度等資料為監測之項目，因此當洪水來臨時之沖刷深度、水流流速、水位高度則為攸關即時評估橋梁耐洪安全能力、封橋與否之重要指標。

其分析方式以樁基礎耐洪承載能力為例，其耐洪安全係數表示為：

$$\begin{aligned}
 FS &= \frac{Q_a}{P_{total}} = \frac{Q_a}{P_v + P_M} = \frac{Q_a}{P_v + \frac{MY}{I} A_a} \\
 &= Q_a \cdot \left[P_v + \frac{YA_a}{I} (WF(\frac{LW}{2} + L_1 + L_c + SC) + F_p(\frac{W_L}{2} + SC) \dots\dots\dots(6.57) \right. \\
 &\quad \left. + F_h(\frac{L_c}{2} + SC) + F_l(SC/2)) \right]^{-1}
 \end{aligned}$$

式中， P_v 為總垂直載重造成之各樁軸力， P_M 為側向力(包括風力·水流力)引致的彎矩對樁造成之軸力，計算到河床面， M 為所有側向力對河床面之彎矩， Y 為樁帽中心沿垂直行車向到最邊樁之距離， A_a 為單樁底部之面積， I 為群樁之慣性矩， WF 為風作用力， F_p 為水作用在橋墩之合力， F_h 為水作用在樁帽之合力， F_l 為水作用在基樁之合力， LW 為風作用力重心至橋墩頂部之距離， L_1 為橋墩高度， L_c 為樁帽高度， SC 為沖刷深度。

因此後續藉由國道 3 號大甲溪橋 P24L 橋墩案例，改變沖刷深度、水流流速、水位高度單位刻度之變化，探討於颱風洪水作用下，三個因子對橋梁耐洪能力安全係數變化之影響。

6.6 基礎破壞包絡線分析

沖刷深度、水流流速及水位高度為攸關既有橋梁基礎安全評估之重要指標，因此本研究中藉由改變沖刷深度、水流流速及水位高度，分析橋梁基礎結構破壞時之容許最大沖刷深度，建構基礎破壞包絡線。

其分析方式為利用本研究所建構的極限分析方式，以樁基礎耐洪承載能力為例，其耐洪安全係數表示為：

$$FS = \frac{Q_a}{P_{total}} \dots\dots\dots(6.58)$$

以平衡狀態下考量即 $FS = 1.0$ ，則式(6.58)可表示為：

$$\begin{aligned} Q_a &= P_{total} = P_v + P_M \\ &= P_v + \frac{MY}{I} A_a \\ &= P_v + \frac{YA_a}{I} (WF(\frac{LW}{2} + L_1 + L_c + SC) + F_p(\frac{W_L}{2} + SC) \dots\dots\dots(6.59) \\ &\quad + F_h(\frac{L_c}{2} + SC) + F_l(SC/2)) \end{aligned}$$

式中， P_v 為總垂直載重造成之各樁軸力， P_M 為側向力(包括風力·水流力)引致的彎矩對樁造成之軸力，計算到河床面， M 為所有側向力對河床面之彎矩， Y 為樁帽中心沿垂直行車向到最邊樁之距離， A_a 為單樁底部之面積， I 為群樁之慣性矩， WF 為風作用力， F_p 為水作用在橋墩之合力， F_h 為水作用在樁帽之合力， F_l 為水作用在基樁之合力， LW 為風作用力重心至橋墩頂部之距離， L_1 為橋墩高度， L_c 為樁帽高度， SC 為沖刷深度。

因此，藉由不同水流流速及水位高度的變化組合下，即可求得在平衡狀態下之容許最大沖刷深度，其橋梁基礎破壞包絡線分析流程，如圖 6.39 所示。成果示意如圖 6.40 所示意，則位於破壞包絡線上方表示基礎結構處於危險狀態，而位於破壞包絡線下方表示基礎結構處於安全狀態，因此假設當於颱風洪水期間現地即時監測之水位高度為 4m、流速為 15m/s，若現地即時監測之即時沖刷深度小於 8.0m 則基礎結構處於安全範圍，若現地即時監測之即時沖刷深度大於 8.0m 則基礎結構處於危險狀態。

後續將藉由國道 3 號大甲溪橋 P24L 橋墩案例，依據子計畫 3「河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究」及「橋墩沖刷計算模式之建

立研究」與子計畫 4「建立橋梁監測系統之研究」所提供之橋梁橋墩基礎處之沖刷深度資料、水流流速資料及水位高度資料，進行基礎破壞包絡線分析與利用說明。

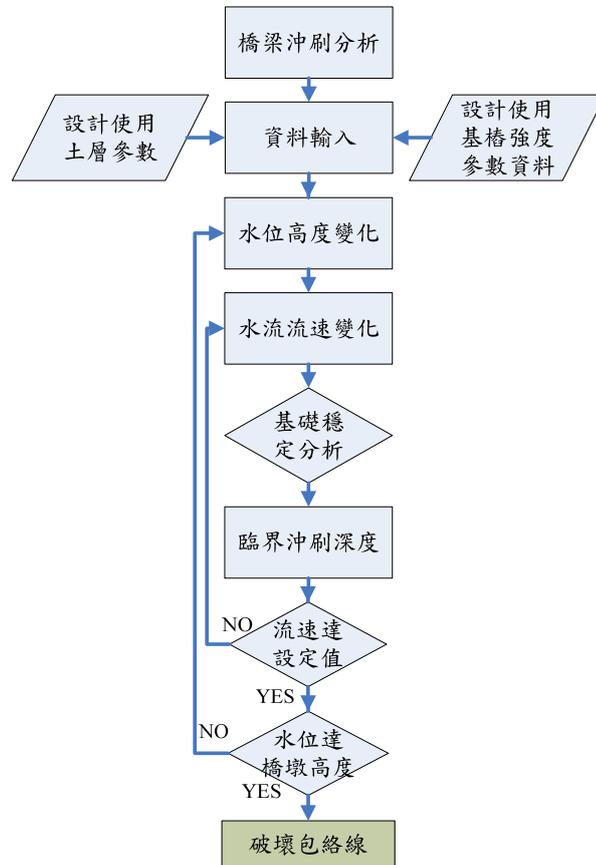


圖 6.39 基礎破壞包絡線流程

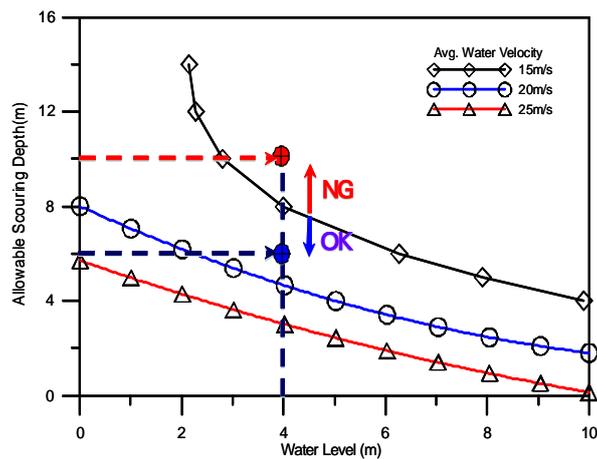


圖 6.40 橋梁基礎破壞包絡線示意圖

6.7 橋梁安全評估警戒值、行動值分析

6.7.1 國內相關封橋規定研析

依據 2.2 結彙整目前國內封橋相關規定與研究建議可知，交通部公路總局(2010)「封橋封路標準作業程序」，為採用水位高度作為橋梁安全評估封橋之標準，起採用之警戒與行動水位高度為：

1. 列為重點監控之橋梁：

- (1)警戒水位及封橋水位依現場狀況檢討、分析後訂定。
- (2)颱風豪雨過後應重新檢討。

2. 其他橋梁：

- (1)警戒水位：距梁底淨空 1.5 公尺。
- (2)封橋水位：距梁底淨空 1.0 公尺。

交通部公路總局委託陳清泉等人(2005)「河川橋梁沖刷並補強後之安全評估」，及交通部公路總局委託陳振川等人(2007)「橋梁監測預警系統及沖刷保護措施及補強等策略之研究」，考慮基礎極限承载力下，則建議在擬定預警值與行動值時宜保守，初步以為預警值可訂在安全係數 2.5，而行動值則訂在 1.75。如欲改善上述預警的準確性，建議將來監測要直接量測及時沖刷深度，如此建議預警值可訂在安全係數 2.0，而行動值則訂在 1.5。

交通部公路總局委託林呈等人(2005)「河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究」，其針對橋梁橋基沖刷深度所需考量安全的警戒值、行動值為；(a)最大沖刷深度=河床下降量+洪水時之可能最大沖刷深度，(b)注意值=設計基本容許沖刷深度，(c)警戒值=設計最大容許沖刷深度，(d)行動值=危險臨界沖刷深度。

交通部公路總局第五區養護工程處委託中興工程顧問公司(2010)「轄區 9 座牆梁訂定封橋水位」，基礎為考慮容許承载力，其相關沖刷之警戒/行動值建議為(1)警戒水位：以歷史洪水事件統計水位上升速率

達封橋水位 2 小時以前之水位；(2)行動水位：以沖刷公式推估在何種流量條件下會造成容許沖刷深度消失所相對應之水位。

交通部臺灣區國道高速公路局委託國家地震中心(2009)「高科技橋梁檢測系統建置試辦計畫(期中報告)」，基礎為考慮容許承载力，其建議警戒、行動值為，(1)警戒值： $FS=1.5$ ，(2)行動值： $FS=1.2$ 。

因此經由國內橋梁封橋作業研究文獻資料顯示，基礎承载力考量分為極限承载力與容許承载力；而封橋警戒、行動值考量之依據，可分類為，(1)以水位高度作為封橋警戒、行動值標準，為目前大多數橋梁採用之方法，(2)以沖刷深度作為封橋警戒、行動值標準，須採用有效且適用之沖刷深度評估方式，或藉由即時沖刷深度之量測/監測，(3)以橋梁耐洪安全係數作為封橋警戒、行動值標準，須結合數值分析建立適宜之耐洪安全評估模式。

6.7.2 警戒值及行動值分析

依據第 3 章沖刷破壞橋梁資料彙整分析、第 4 章影響橋墩沖刷因子分析及第 5 章橋樑沖刷基壞類型分析資料可知，各不同沖刷因子對橋梁基礎之影響最終將反映表現在橋梁基礎結構處，河床沖刷深度的改變、流速的改變及水位高度的改變，其中沖刷深度的變化為影響橋梁基礎承载能力的改變，水流流速則為影響作用於基礎結構上之水流作用力大小，而水位高度的變化則為影響水流作用力分佈的範圍，因此沖刷深度、水流流速及水位高度為直接影響橋梁於颱風期間安全的因素，故在橋梁安全評估警戒值、行動值的分析需能包含上述三因素的綜合作用。

而由本研究所建構於平衡狀態下的基礎破壞包絡線分析方式則綜合可考量沖刷深度、水流流速及水位高度的作用，因此在結合由子計畫 3「河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究」及「橋墩沖刷計算模式之建立研究」與子計畫 4「建立橋梁監測系統之研究」所提供之橋梁橋墩基礎處之沖刷深度資料、水流流速資料及水位高度資料，及並利用本研究建立平衡狀態下(即 $FS=1.0$)之橋梁基礎破壞包絡線，即可即

時評估橋梁基礎之安全性。

本研究警戒值與行動值分析，可同時考量水流流速、沖刷深度及水位高度三者之變化，由於目前國內並無相關橋梁於颱風期間之長期監測資料，因此在考量颱風期間沖刷深度資料、水流流速資料及水位高度與橋梁基礎土地層資料之變異性，目前初步採用國家地震中心建議的安全係數，初步建議分別建構 $FS=1.2$ 及 $FS=1.5$ 之橋梁基礎破壞包絡線為參考，其警戒值與行動值分析相關流程如圖 6.41 所示，分析成果示意如圖 6.42，則藉由子計畫 3「河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究」及「橋墩沖刷計算模式之建立研究」與子計畫 4「建立橋梁監測系統之研究」所提供之橋梁橋墩基礎處之沖刷深度資料、水流流速資料及水位高度資料，當資料位於基礎警戒值破壞包絡面下方時，則橋梁基礎處於穩定狀態，而當資料超出基礎警戒值破壞包絡面上方時，則進入橋梁警戒應變狀態，若持續之沖刷深度、水流流速及水位高度變化導致進入基礎行動值破壞包絡面時，則進入橋梁行動應變狀態。

後續藉由國道 3 號大甲溪橋 P24L 橋墩案例，依據子計畫 3「河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究」及「橋墩沖刷計算模式之建立研究」與子計畫 4「建立橋梁監測系統之研究」所提供之橋梁橋墩基礎處之沖刷深度資料、水流流速資料及水位高度資料，進行警戒值及行動值分析作說明。而相關警戒及行動應變狀態之作為，則屬子計畫「跨河橋梁安全預警系統之建立研究及整合作業」之研究內容，不在此贅述。

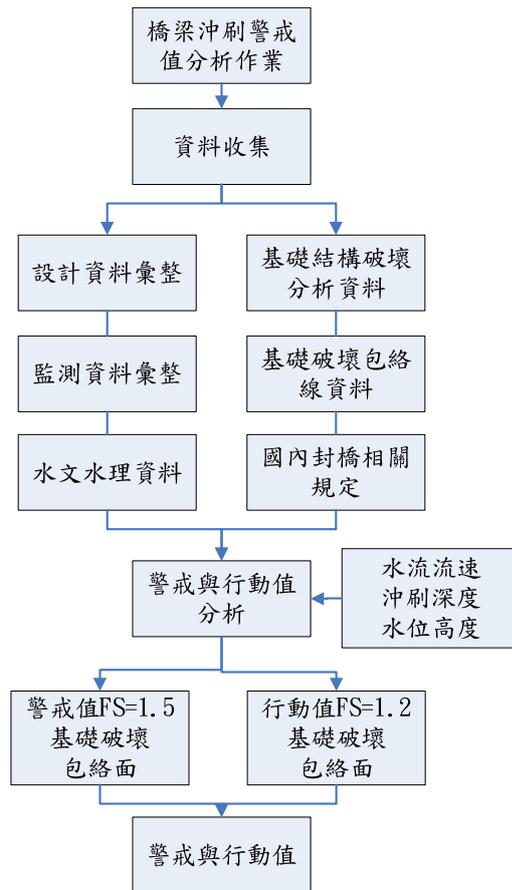


圖 6.41 橋梁警戒值與行動值分析流程

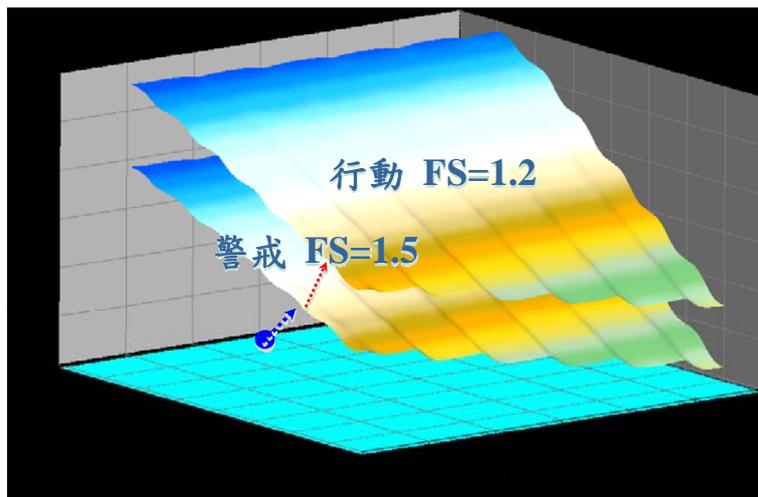


圖 6.42 橋梁警戒值與行動值示意圖

第七章 案例分析

本整合型研究計畫「跨河橋梁安全預警系統之建立研究」之標的
案例橋梁為國道 1、3 號跨大甲溪橋，橋梁耐洪安全評估所需之外力輸
入條件水流流速、沖刷深度及水位高度，則依據子計畫 3「河道水位與
橋墩沖刷推估模式之建立研究」與「橋墩沖刷計算模式之建立研究」
之研究成果提供。

為配合整合型計畫「跨河橋梁安全預警系統之建立研究」中預警
系統之模擬運作，於本期工作期間中另依據業主指示與所提供資料，
針對台 1 線大甲溪橋(沉箱)、台 61 西濱大甲溪橋(沉箱)、高鐵大甲溪橋
(基樁)、台鐵縱貫線(海線)大甲溪橋(沉箱)、台鐵縱貫線(山線)大甲溪橋
(沉箱)及重建工程后豐大橋(基樁)，依據子計畫 3「河道水位與橋墩沖
刷推估模式之建立研究」所提供之水流流速、沖刷深度及水位高度，
進行橋梁基礎之耐洪安全計算，此部分計算之成果則列於附錄八(光碟
片)中。

7.1 案例橋梁-國道 1 號及 3 號大甲溪橋

本整合型計畫主要為針對國道 1 號及 3 號橫跨大甲溪橋及其所處
流域，以下將先就國道 1 號及 3 號橫跨大甲溪橋基本資料進行彙整，
後續並依據子計畫 4 監測儀器之配置位置，先針對裝設監測儀器之橋
墩進行耐洪評估。

7.1.1 國道 1 號及 3 號大甲溪橋基本概況

1. 國道 1 號大甲溪橋

- (1) 橋梁地理位置：國道 1 號跨大甲溪橋位置從 163 K+543 起至 164
K+592 止，總長約 1,049 m，為國道 1 號跨大甲溪後銜接臺中系
統交流道的重要橋梁，橋梁橫跨於臺中縣后里鄉與神岡鄉境
內，如圖 7.1 所示。
- (2) 橋梁設計資料：國道 1 號跨大甲溪橋跨數 30 跨，橋跨除橋頭橋

尾部分外，其餘跨徑長皆為 35m，上部結構之橋面版型式為預力 I 型梁構造，如圖 7.2 所示，原橋與拓寬部分之墩柱皆為單柱式。下部結構原橋基礎為沈箱式，拓寬部分為樁基礎，樁長約 18m。

(3) 橋梁現況：研究團隊於 99 年 1 月 12、13 日進行現勘作業。茲摘要說明現勘所見如下：

- a. 主河道行水區目前位於 P13 至 P14 橋墩處，如圖 7.3，P13 及 P14 橋墩樁帽皆已露出約 30cm，如圖 7.4，應於颱洪後已對樁帽周圍進行拋石保護基礎安全。
- b. 目前樁帽裸露最嚴重為 P15 擴建橋墩(南下側)，裸露長度約為 1m，如圖 7.5。
- c. 目前河床土料為礫石居多，如圖 7.6，橋址下游約 100m 處有設置 10 階潛堰，如圖 7.7，故大幅降低潛堰上游河床沖刷之情形。
- d. 於 P12 擴建橋墩(北上側)有水位尺及監測儀器架設，如圖 7.8。



圖 7.1 國道 1 號跨大甲溪橋地理位置示意



圖 7.2 國道 1 號跨大甲溪橋



圖 7.3 國道 1 號大甲溪橋主河道行水區



圖 7.4 國道 1 號大甲溪橋 P13 橋墩樁帽裸露



圖 7.5 國道 1 號大甲溪橋 P15 橋墩樁帽裸露



圖 7.6 國道 1 號大甲溪橋河床狀況



圖 7.7 國道 1 號大甲溪橋下游潛堰 圖 7.8 國道 1 號大甲溪橋 P12 橋墩

2. 國道 3 號大甲溪橋

- (1) 橋梁地理位置：國道 3 號跨大甲溪橋位置從 165 K+279 起至 168 K+129 止，總長約 2,850 m，為銜接國道 2 號大甲系統交流道與中港系統交流道間之重要橋梁，橋梁橫跨於臺中縣外埔鄉與清水鎮境內，如圖 7.9 所示。
- (2) 橋梁設計資料：國道 3 號跨大甲溪橋跨數北上線為 68 跨，南下線為 66 跨，跨徑長約 43 m 至 50 m 左右。上部結構之橋面版型式為預力箱型梁構造，橋墩型式從 TYPE A 至 TYPE M(如圖 7.10 所示)共計 14 種。橋梁基礎除北上線 P35 至 P61 與南下線 P32 至 P59 為直接基礎外，其餘以樁基礎型式構築，樁長為 20m，其型式因樁數之不同，可分為 TYPE A 至 TYPE F 共計 6 種，其分佈之位置，北上線從 P12R 至 P34R，南下線從 P9L 至 P31L。
- (3) 橋梁現況：研究團隊於於 99 年 1 月 12、13 日進行現勘作業。茲摘要說明現勘所見如下：
 - a. 主河道行水區北端目前位於 P19 至 P20 橋墩處，樁帽側面混凝土保護層以受水流沖擊剝落，如圖 7.11，且 P20 橋墩下游側已淘刷至基樁部份，如圖 7.12。
 - b. 主河道行水區南端主要目前位於 P24 至 P25 橋墩處，如圖 7.13，P24 橋墩下游側樁帽遭沖刷已裸露約 1.5m，如圖 7.14，

另 P24 橋墩上游側有水位尺以供洪流時判斷水位使用，如圖 7.15。

- c. P26 至 P27 橋墩間有微量水流通過，並有設置鼎形塊以保護河床減少沖刷，如圖 7.16，判斷主河道之前位置可能於此處，但因設置鼎形塊後移往 P24 至 P25 橋墩處並向下刷深。
- d. P23 橋墩處有一完整之橢圓沖刷坑，已沖刷至樁帽位置，如圖 7.17。
- e. 於 P21、P24 及 P28 橋墩有監測儀器架設，監測主機及訊號線路皆裝設於下游側以減少洪流沖擊，再將監測儀器延樁帽拉至上游側前端，如圖 7.18、圖 7.19 及圖 7.20 (儀器高公局委託國家地震中心裝設)。



圖 7.9 國道 3 號跨大甲溪橋位置示意圖

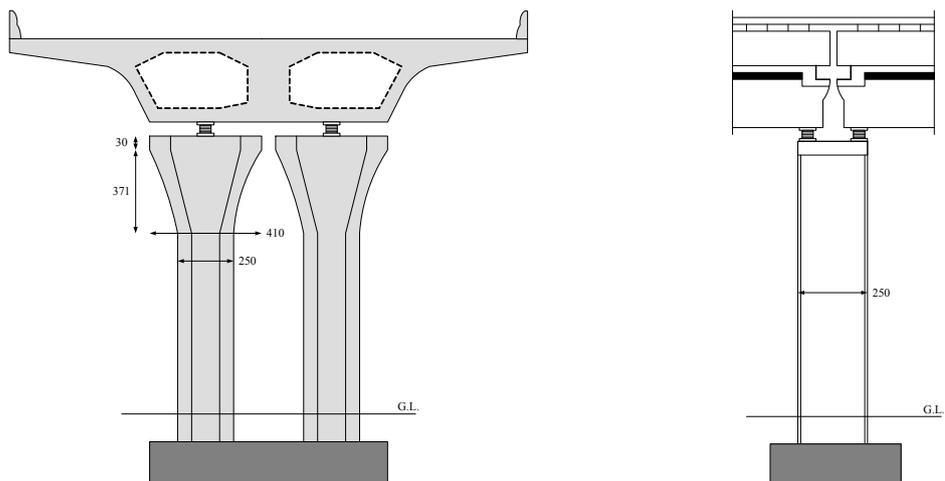


圖 7.10 TYPE M 橋墩正、側視圖



圖 7.11 國道 3 號大甲溪橋北端主河道行水區



圖 7.12 國道 3 號大甲溪橋 P20 橋墩基礎淘刷



圖 7.13 國道 3 號大甲溪橋南端主河道行水區



圖 7.14 國道 3 號大甲溪橋 P24 橋墩樁帽裸露



圖 7.15 國道 3 號大甲溪橋 P24 橋墩水位尺



圖 7.16 國道 3 號大甲溪橋 P26~P27 橋墩間現況



圖 7.17 國道 3 號大甲溪橋 P23 橋墩冲刷坑



圖 7.18 國道 3 號大甲溪橋 P21 橋墩監測儀器



圖 7.19 國道 3 號大甲溪橋 P24 橋墩監測儀器



圖 7.20 國道 3 號大甲溪橋 P28 橋墩監測儀器

7.1.2 地形及地質

本案標的橋梁位置主要位於大甲溪河床，國道 1 號跨大甲溪橋北為紅土台地堆積層，南側為臺中盆地北緣沖積扇，如圖 7.21 所示。國道 3 號跨大甲溪橋北為紅土台地堆積層與頭嵙山層礫岩，後經沖積層後接南端之紅土台地堆積層與頭嵙山層礫岩，如圖 7.22 所示。兩橋所跨大甲溪主要以卵礫石及砂堆積而成之現代沖積層，為本區之主要地

層，現代沖積層中卵礫石含量較高，屬砂質礫石層。橋梁於南北端沿岸紅土台地堆積層之沉積時間距今約一百萬年前，由層理不明顯的礫石所組成，有些台地在礫石層的頂部發育有紅色的黏土向上漸變為紅土。另國道 3 號跨河橋之頭嵙山層礫岩，其內混合著海相、半鹹水相和淡水相各種化石群。由於地殼的變動，頭嵙山層發生褶皺而隆起成山，地層經過不斷的風化、侵蝕，使得原本膠結就鬆的岩層被雨水沖蝕而成無數的蝕溝，平時少有水流的深溝成為佈滿大小礫石的石河，若遇大雨，大小礫石常隨雨水傾瀉而下，易造成災害。



圖 7.21 國道 1 號跨大甲溪橋周邊地質與斷層圖

資料來源：地震地質與活動斷層查詢系統

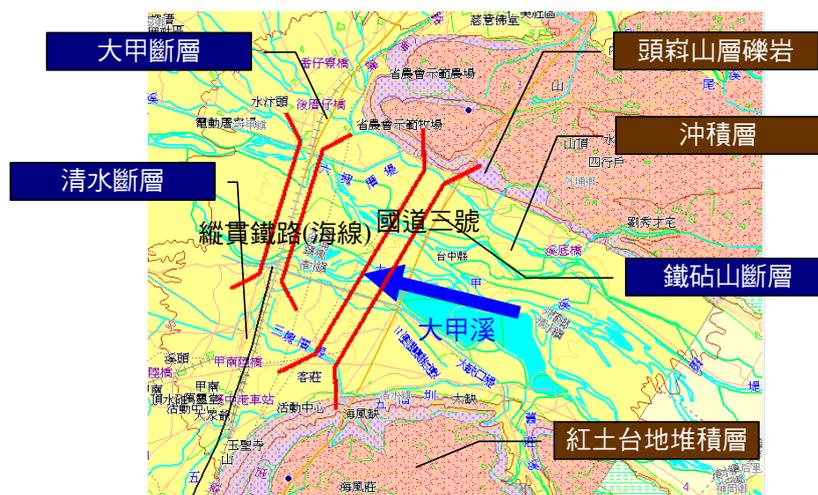


圖 7.22 國道 3 號跨大甲溪橋周邊地質與斷層圖

資料來源：地震地質與活動斷層查詢系統

7.1.3 氣候及水文

大甲溪流域地形複雜，流域呈現亞熱帶、暖溫帶到冷溫帶等各個不同之氣候帶。流域東西狹長，地表起伏量大，因此氣候差異頗大。參考「大甲溪流域聯合整體治理規劃檢討」報告資料，一般性氣象水文說明如下：

1. 流域概況

大甲溪位於臺灣中西部，為臺灣本島主要河川之一，全長 140 公里，流域面積 1,235.73 平方公里，年平均流量約 31 立方公尺/秒，主要支流有七家灣溪、有勝溪、南湖溪、志樂溪、匹亞桑溪、小雪溪、鞍馬溪、馬崙溪、稍來溪、十文溪、東卯溪、橫流溪、麻竹坑溪及沙連河等。發源於中央山脈之雪山(海拔 3,884 公尺)及南湖大山(海拔 3,740 公尺)等群嶽之間，北鄰大安溪，南界烏溪，流域多屬山嶺與台地約佔 90%，平地僅 10%。由東向西流經梨山、佳陽至遠見，河幅較寬廣，以下則成帶形，經谷關、白冷、馬鞍寮至東勢流入平原，在梧棲北側頭北厝注入臺灣海峽。

大甲溪的發源地海拔超過 3,500 公尺，河川坡度陡急，平均坡降為百分之二點六，因此富含豐富的水力資源，係臺灣水力資源最豐沛的河川。加上大甲溪河谷兩側又係堅硬的岩層，因此具有興建水壩的良好條件。由東至西，目前共建有德基水庫、青山水庫、谷關水庫、天輪水庫、馬鞍水庫、石岡水壩等水庫，除了提供民生用水外，其水力發電功能亦為大甲溪水資源利用之重心。

2. 氣溫

大甲溪年平均氣溫隨標高之增加而遞減，由攝氏 14.6 度增至 22.6 度，以 12 月至翌年 2 月為低溫期，以 1 月為最低；夏季 6 月至 8 月為高溫期，以 7 月為最高。另流域內年平均相對濕度大約在 70~80%之間，下游區域以 6 月至 11 月為低溼期，中上游區域以 10 月至 4 月為低溼期。

3. 雨量

大甲溪流域降雨量南北差異不大，隨地形變化東西向空間降雨差異較大，年降雨差距可達 2,500 公釐以上。據統計流域年平均降雨量 2,372 公釐，降雨量以 5 至 10 月為最多，因流域此時處於迎風地帶，雨量頗豐，同時因天氣炎熱造成對流旺盛導致雷雨益增。而到了 7、8 月多颱風季節，更會受氣流影響挾帶大量颱風雨。每年 11 月至翌年 4 月則為乾早期，因處於東北季風背風地帶，故雨量甚少，乾早期的雨量約僅維持在全年雨量之 25% 左右。以分佈情形而言，下游沿海及盆地區則在 1,500~2,000mm 左右。石岡壩以上集水區年最大二日平均降雨各重現期距暴雨量如表 7-1 所示。

表 7-1 石岡壩以上集水區年最大二日平均降雨頻率分析成果

單位：毫米

重現期距 (年)	82 年治理規劃 成果	89 年治理規劃 檢討成果	92 年聯合整體 治理規劃	94 年大甲溪流 域聯合整體治 理規劃檢討
2	247	254	256	226
5	336	342	342	334
10	392	399	396	412
20	445	451	445	493
50	512	517	506	606
100	561	565	550	697
200	610	613	593	793

資料來源：經濟部水利署水利規劃試驗所，「大甲溪流域聯合整體治理規劃檢討」，2005/9

4. 流量

大甲溪中下游的水文站共有 6 個，根據歷年測站之月平均流量顯示，大甲溪流域各河川流量以 5-10 月屬豐水期，從 11 月後至次年 4 月屬枯水期，河川流量明顯下降。

5. 洪水量

大甲溪流域歷次洪峰流量分析，計有民國 64 年「石岡壩原設計」、民國 79 年「石岡壩安全評估計畫」、民國 82 年「大甲溪治理規劃報告」、民國 86 年「大甲溪高灘地調查使用研究規劃報告」、民

國 87 年「石岡壩第二次安全評估」、民國 88 年「石岡壩提高防汛時期常水位之可行性研究」、民國 89 年「大甲溪 921 地震災後治理規劃檢討」、民國 92 年「大甲溪流域聯合整體治理規劃」、民國 92 年「大甲溪河川區域勘測報」及民國 94 年「大甲溪治理規劃檢討（河口至天輪壩下游河段）」等，上述報告中洪峰流量採用值分析方式均以實測流量紀錄與石岡壩洩洪紀錄等推估石岡壩各重現期距洪峰流量，再以面積比方式各控制點各重現期距之洪峰流量。

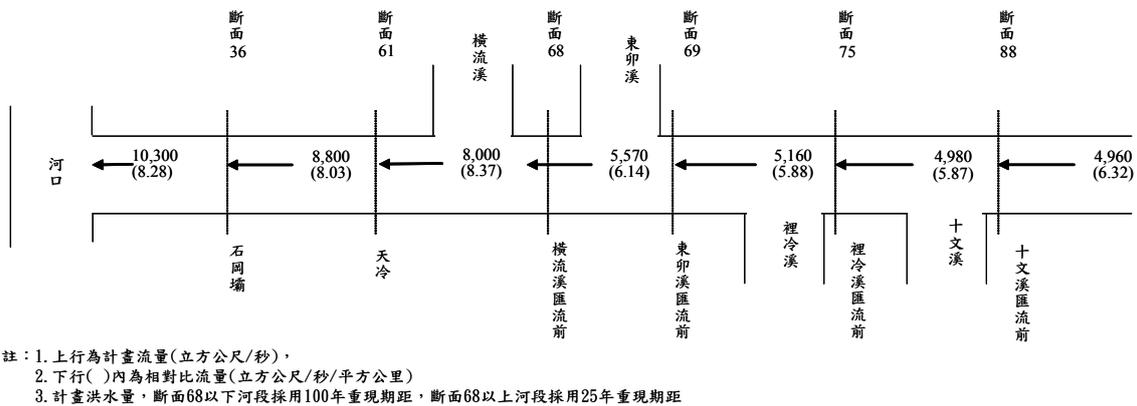


圖 7.23 大甲溪流域計畫流量分配圖

依據民國 94 年「大甲溪治理規劃檢討（河口至天輪壩下游河段）」計畫，大甲溪流域之各分析控制點各重現期距別洪峰流量及計畫流量分配圖詳圖 7.23 及表 7-2 所示，其中斷面 68(橫流溪匯流前)以下河段已公告 100 年重現期距洪峰流量為計畫流量，斷面 68(橫流溪匯流前)以上河段於水利規劃試驗所現階段研擬之實施計畫以 25 年重現期距洪峰流量為計畫流量。

6. 大甲溪河口潮位

大甲溪河口並無設置潮位站，而距離計畫區最近之潮位站為臺中港潮位站。臺中港從 1991 年 1 月起由港灣技術研究所於臺中港四號碼頭與蓄水池棧橋間設置自記式潮位站。記錄期間最高潮位發生於 2001 年 9 月 18 日納莉颱風侵台時期，潮位達到+3.04 m。

表 7-2 大甲溪流域各分析控制點重現期距別洪峰流量表

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
	1244.1 km ²	1095.4 km ²	955.5 km ²	907.4 km ²	877.6 km ²	848.4 km ²	784.8 km ²
200	11,500	9,800	8,840	8,490	7,850	7,590	7,560
	(9.24)	(8.95)	(9.25)	(9.36)	(8.95)	(8.95)	(9.63)
100	10,300	8,800	8,000	7,630	7,050	6,820	6,790
	(8.28)	(8.03)	(8.37)	(8.41)	(8.03)	(8.03)	(8.65)
50	8,900	7,600	6,900	6,590	6,090	5,890	5,870
	(7.15)	(6.94)	(7.22)	(7.26)	(6.94)	(6.94)	(7.48)
25	7570	6430	5820	5570	5160	4980	4960
	(6.08)	(5.87)	(6.09)	(6.14)	(5.88)	(5.87)	(6.32)
20	7,300	6,200	5,600	5,370	4,970	4,800	4,780
	(5.87)	(5.66)	(5.86)	(5.92)	(5.66)	(5.66)	(6.09)
10	5,900	5,000	4,500	4,330	4,010	3,870	3,850
	(4.74)	(4.56)	(4.71)	(4.77)	(4.56)	(4.56)	(4.91)
5	4,500	3,800	3,400	3,290	3,040	2,940	2,930
	(3.62)	(3.47)	(3.56)	(3.63)	(3.47)	(3.47)	(3.73)
2	2,600	2,200	1,980	1,910	1,760	1,710	1,700
	(2.09)	(2.01)	(2.07)	(2.10)	(2.01)	(2.01)	(2.17)

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：水規所「大甲溪流域聯合整體治理規劃檢討成果報告」，2005。

7.1.4 橋址現況

1. 河川特性

(1) 本河段長約 7.7 公里，河床平均坡度約 1/80，平均河床寬約 500 公尺，除石岡壩至舊山線鐵路橋間河床已刷深至岩盤出露外，其餘河段河床質平均粒徑為約在 105mm 上下之粗礫石河床，依據泥沙起動公式及河道特性，初步估算本河段河道起動流速亦約在 3.6m/s 上下。而因本河段為陡坡河道，故河道流況以臨界及超臨界流況為主。檢算本河段之各頻率年防洪流量下之臨界流速，如表 7-3 所示。本河段河床變動之控制流量約在 2,400cms 左右，即未達 2 年重現期距洪水。若超過此一流量時，則河床變動量將加大。

表 7-3 石岡壩至國道 1 號大甲溪橋河段各頻率年防洪流量分析成果

頻率年 (年)	流量 (cms)	河道寬度 (m)	單寬流量 (cms/m)	臨界流速 (m/s)
100	10300	500	20.60	5.87
50	8900	500	17.80	5.59
25	7570	500	15.14	5.30
20	7300	500	14.60	5.23
10	5900	500	11.80	4.87
5	4500	500	9.00	4.45
2	2600	500	5.20	3.71

資料來源：大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(1/4)

- (2) 國道 1 號至河口段：本河段長約 15.7 公里，河床平均坡度約 1/100，平均河床寬約 750 公尺，河床質平均粒徑為約在 105mm 上下之粗礫石河床，依據泥沙起動公式及河道特性，初步估算本河段河道起動流速亦約在 3.6m/s 上下。而本河段為除河口附近外，其餘河道流況以臨界及超臨界流況為主。檢算本河段之各頻率年防洪流量下之臨界流速，如表 7-4 所示。本河段河床變動之控制流量約在 3,500cms 左右，介於 2 年及 5 年重現期距洪水間，若流量超過 3,500cms 以上時，河床變動量將加大。大甲溪各河段計畫洪峰流量分配如圖 7.24。

表 7-4 國道 1 號大甲溪橋至河口各頻率年防洪流量分析成果

頻率年 (年)	流量 (cms)	河道寬度 (m)	單寬流量 (cms/m)	臨界流速 (m/s)
100	10300	750	13.73	5.13
50	8900	750	11.87	4.88
25	7570	750	10.09	4.63
20	7300	750	9.73	4.57
10	5900	750	7.87	4.26
5	4500	750	6.00	3.89
2	2600	750	3.47	3.24

資料來源：大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(1/4)

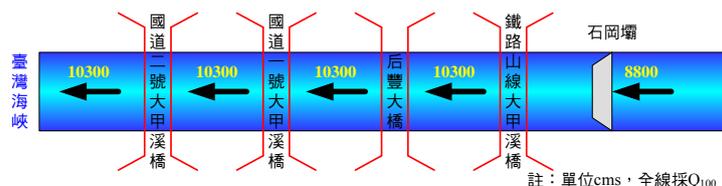
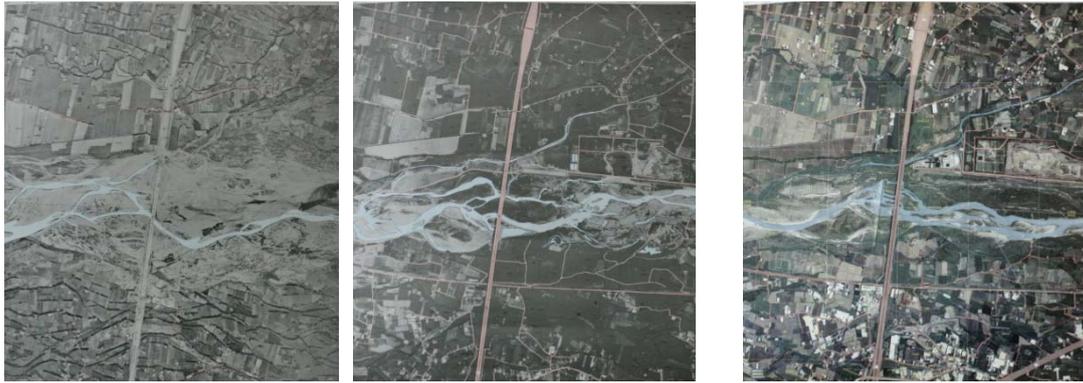


圖 7.24 大甲溪各河段計畫洪峰流量分配區

2. 河道變遷現況

- (1) 河道坡降變化：依據民國前 7 年(臺灣堡圖)、民國 82 年、87 年、89 年、92 年、93 年、94 年及 97 年大甲溪河床平均高程資料，分析歷年河床坡降變化情形可知現況河床坡度約為 1/80 至 1/95 間，為一坡陡急流河川，河口至石岡壩段(包含國道 1 號與 3 號跨大甲溪橋梁)於 921 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；921 地震後，受斷層通過石岡壩下游處影響，東側局部地層抬升，河床坡度變陡，約為 1/89，艾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。
- (2) 主河道流路變遷：就國道 1 號與 3 號自民國 66 年、民國 74 年與民國 92 年間的河道航測圖照片觀察之結果，圖 7.25 為國道 1 號歷年河道航照圖；圖 7.26 為國道 3 號歷年河道航照圖。以下即就河口至國道 1 號大甲溪橋與國道 1 號大甲溪橋至石岡壩進行說明：
 - a. 河口至國道 1 號大甲溪橋：本河段屬辮狀河槽，河道中有多處河心沙洲，其中於台 1 線大甲溪橋有較大型河中沙洲。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，於中山高大甲溪橋下游偏向左岸，至台 1 線大甲溪橋處受河中沙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、中山高大甲溪橋下游右岸之固床工及國道四號路基受沖刷損毀，台 1 線大甲溪橋上游左岸之客庄堤防受河中沙洲分流沖刷損毀。
 - b. 國道 1 號大甲溪橋至石岡壩：本河段主深槽較為明確，無辮狀分歧，流路主要受地勢影響，而近年來，由后豐橋至中山高大甲溪橋之主槽呈 S 狀彎曲，因此於敏督利及艾利颱風時，位於凹岸處之正隆護岸、豐洲堤防前低水護岸及舊社堤防均遭受洪水淘刷損毀。

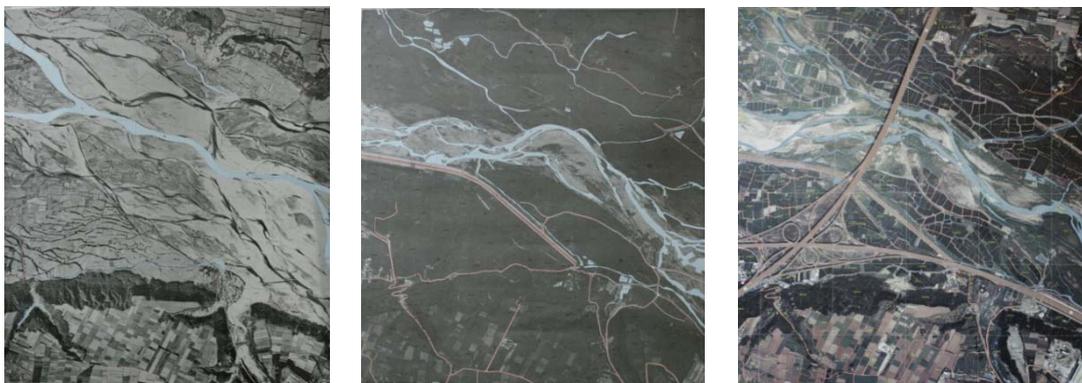


(a)67年1月1日

(b)74年9月10日

(c)92年7月22日

圖 7.25 國道 1 號歷年河道航照圖



(a)66年11月1日

(b)74年7月6日

(c)92年7月22日

圖 7.26 國道 3 號歷年河道航照圖

3. 河道沖淤變化

民國 82 年迄今，大甲溪河道沖淤明顯受自然災害(921 地震、桃芝颱風、敏督利颱風)及人為活動影響。綜觀而論，河口至國道 1 號高速公路橋間河段，河道在自然條件下多呈沖刷情況；國道 1 號高速公路橋至埤豐橋斷層瀑布，受橋梁保護工及河岸崩塌影響，河床略有淤積(歷年之河道沖淤狀況如圖 7.27 與圖 7.28 所示)。以河口至石岡壩河段於民國 82 年至 89 年間呈現持續沖刷狀態，河道累計沖刷量約 4,900 萬立方公尺，本河段在台 1 線大甲溪橋以上 3 公里及中山高大甲溪橋至石岡壩間有橋梁固床工維持河床穩定，其餘地點皆為沖刷，以斷面 15 至斷面 22 間(如圖 7.29 所示)沖刷深度 2 至 8 公尺最為嚴重，介於國 1 大甲溪橋與國 3 大甲溪橋間。

於民國 89 年至 94 年間，除高速鐵路橋(斷面 19-1)外，平均河床高度持續下降中，其下降程度為 0.01~7.64 公尺之間，其中以新山線鐵路橋，受下游內埔圳攔河堰遭敏督利颱風沖毀及河道本身泥岩地質條件易受沖刷影響，河床高程嚴重下降，現況橋墩沈箱已裸露。另受 921 地震後石岡壩處地層抬昇，其下游因局部河川坡度變陡、流速變快，造成石岡壩下游至舊山線鐵路橋間之河道刷深情況明顯。

於民國 94 年至 97 年間，因受河道上游河床沖刷影響，水流挾帶泥砂沉積至台 1 線大甲溪橋下游斷面 6 以下，平均河床高度上升高度約在 0.6 至 3.5 公尺之間，在斷面 7 至斷面 24(國道 1 號大甲溪橋附近)間，無明顯沖淤行為，屬於沖淤互見情況，但因斷面 28(后豐橋)附近橋梁相關工程的施工影響導致河床明顯淘刷情況，平均河床高度下降深度最大可達 5.6 公尺，而針對此區間內的斷面 9(國道 3 號)與斷面 23(國道 1 號)橫斷面而言，則可更進一步的以斷面 9-1(如圖 7.30 所示)及 23-1(如圖 7.31 所示)來瞭解其在不同年度下的沖淤狀況。另外在后豐橋上游至石岡壩仍因河道本身泥岩地質條件持續維持沖刷情狀，甚至在斷面 35-1 平均河床高度下降深度可達 8.6 公尺，此河段總沖刷量約 273 萬立方公尺，平均沖刷深度約 0.64 公尺。

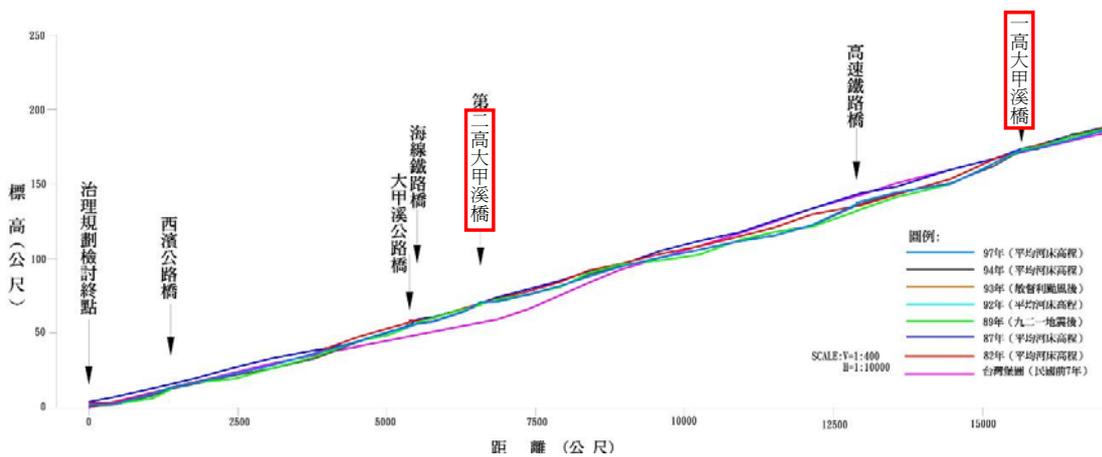


圖 7.27 河口至國道 3 號高速公路河道沖淤變化圖

資料來源：大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(1/4)

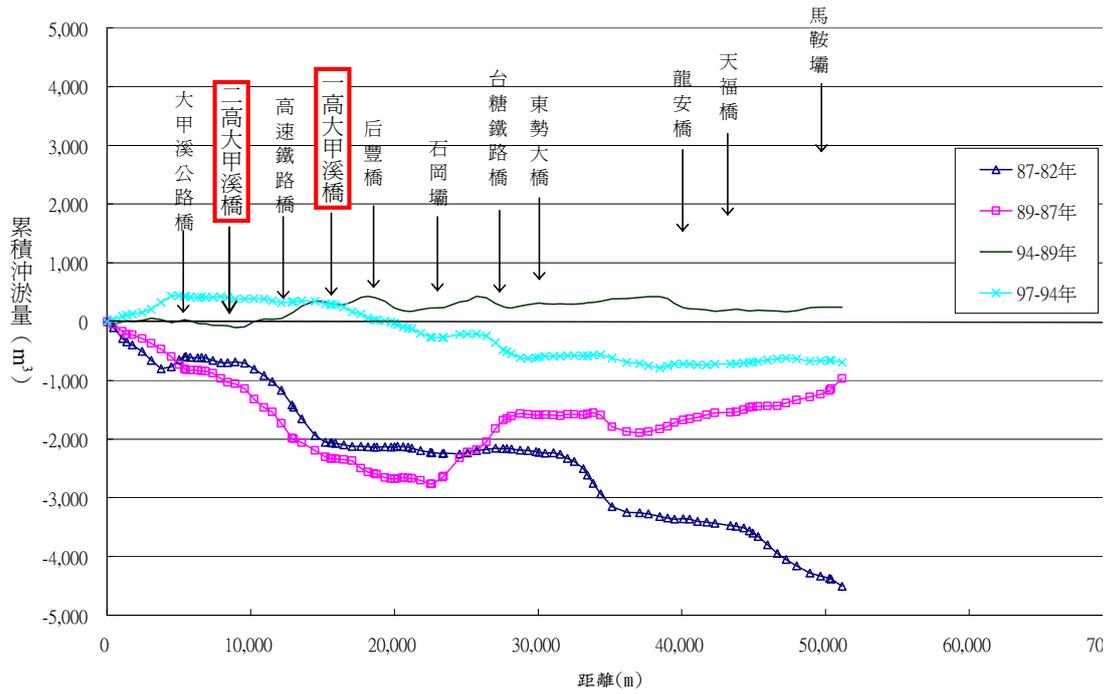


圖 7.28 歷年大甲溪河道累積沖淤量變化圖(馬鞍壩以下河道)

資料來源：大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(1/4)

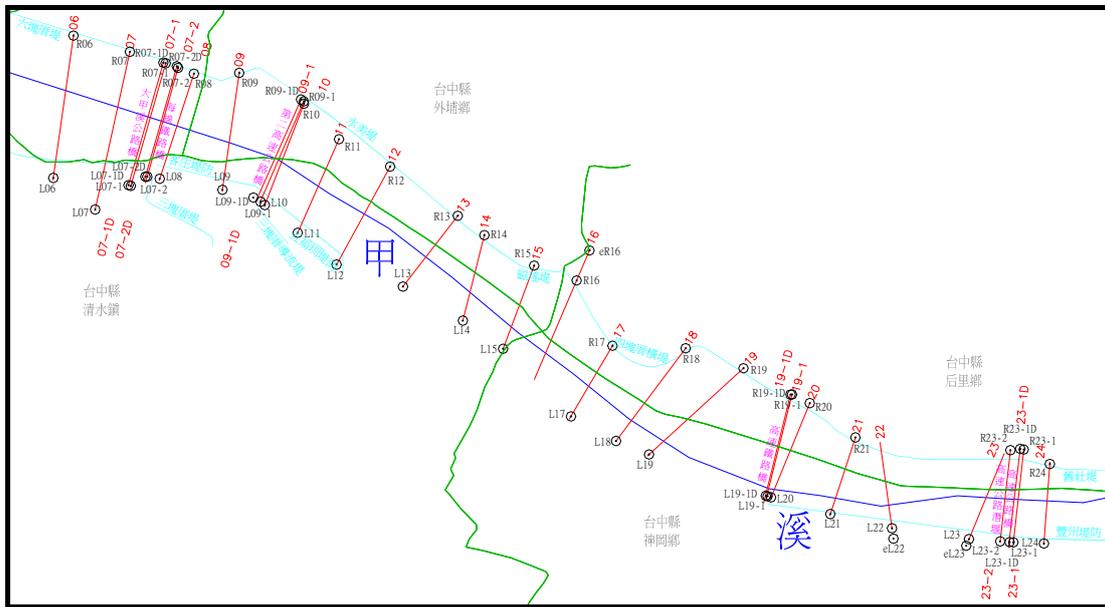


圖 7.29 大甲溪橫斷面圖位置示意

資料來源：大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(1/4)

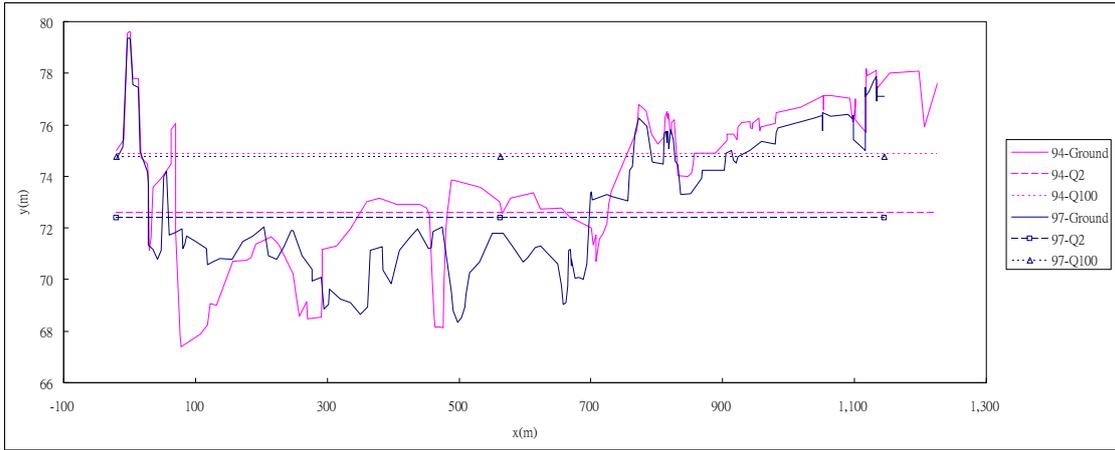


圖 7.30 斷面 9-1(國道 1 號大甲溪橋)河床斷面圖

資料來源：大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(1/4)

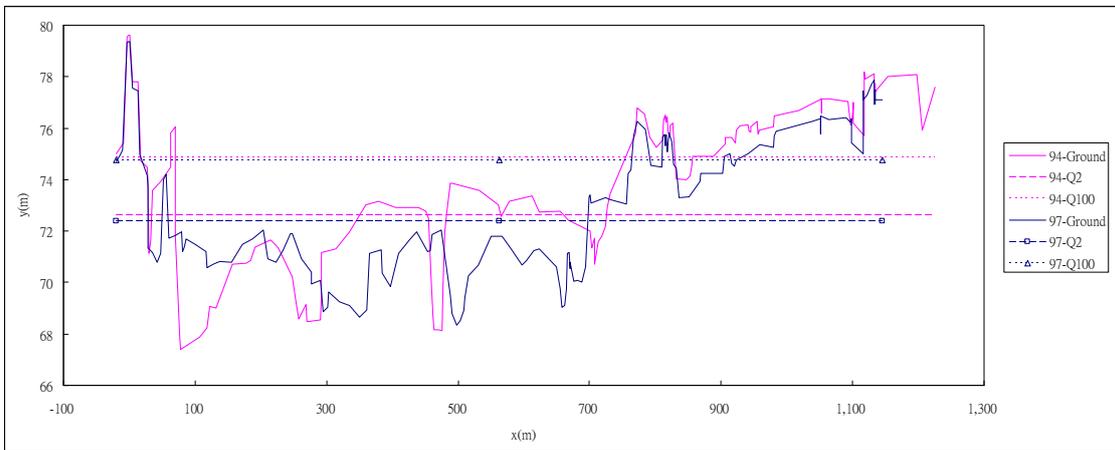


圖 7.31 斷面 23-1(國道 3 號大甲溪橋)河床斷面圖

7.1.5 基礎耐洪能力分析

依據交通部臺灣區國道高速公路局委託國家地震中心之「高科技橋梁檢測系統建置試辦計劃」資料顯示，選取國道 1 號跨大甲溪橋 P12E 橋墩及國道 3 號跨大甲溪橋 P24L 橋墩具沖刷監測儀器配置處之橋墩進行基礎耐洪能力評估，俾利後續結合監測資料進行模試驗證與研析。

7.1.5.1 橋梁設計資料收集

1. P12E 橋墩說明

國道 1 號跨大甲溪橋斷面資料如圖 7.32 所示，圖 7.33、圖 7.34 為 P12E 上部結構及下部結構斷面圖，由資料顯示國道 1 號大甲溪

橋於主線部份因進行耐震補強，因此於基礎部份採取擴座補樁方式進行補強，並於原主線兩側施作拓建部份，拓建部份則採取 2×2 之樁基礎(如圖 7.35)，圖 7.36 為拓建部份斷面圖，橋墩高度 10.88m，樁帽厚度 2.8m，樁帽大小為 5.4×5.4m，樁長 18m，樁徑 1.2m，相較於主線之基礎結構，顯示拓建部份之基礎結構規模與耐洪強度相較於主線部份基礎為小，因此於橋梁於颱風期間之耐洪能力將取決於拓建部份基礎之穩定性，因此於國道 1 號跨大甲溪橋之耐洪評估將針對拓建部份基礎 P12E 進行研析，相關混凝土材料參數詳圖 7.37，國道 1 號跨大甲溪土層鑽探資料如圖 7.38 所示，顯示其地層為砂質/沉泥質礫石層。P12E 基本資料如表 7-5。

表 7-5 國道 1 號大甲溪橋 P12E 橋墩基本資料表

不透風護欄高(m)	0.87
箱型梁與橋面板高(m)	2.16
上部荷重(ton)	628.96
橋墩跨徑(m)	35
橋墩高度(m)	10.88
橋墩寬(m)	2
橋柱斷面積(m ²)	3.14
橋墩重量(ton)	96.53
樁帽長度(m)	5.4
樁帽寬度(m)	5.4
樁帽高度(m)	2.8
基樁直徑(m)	1.2
基樁長度(m)	18
基樁數量(m)	4
基樁慣性矩	10.578
橋墩水流作用力常數	0.7
樁帽水流作用力常數	1.4
基樁水流作用力常數	0.7
最外側基樁至樁帽外側距離	1.7

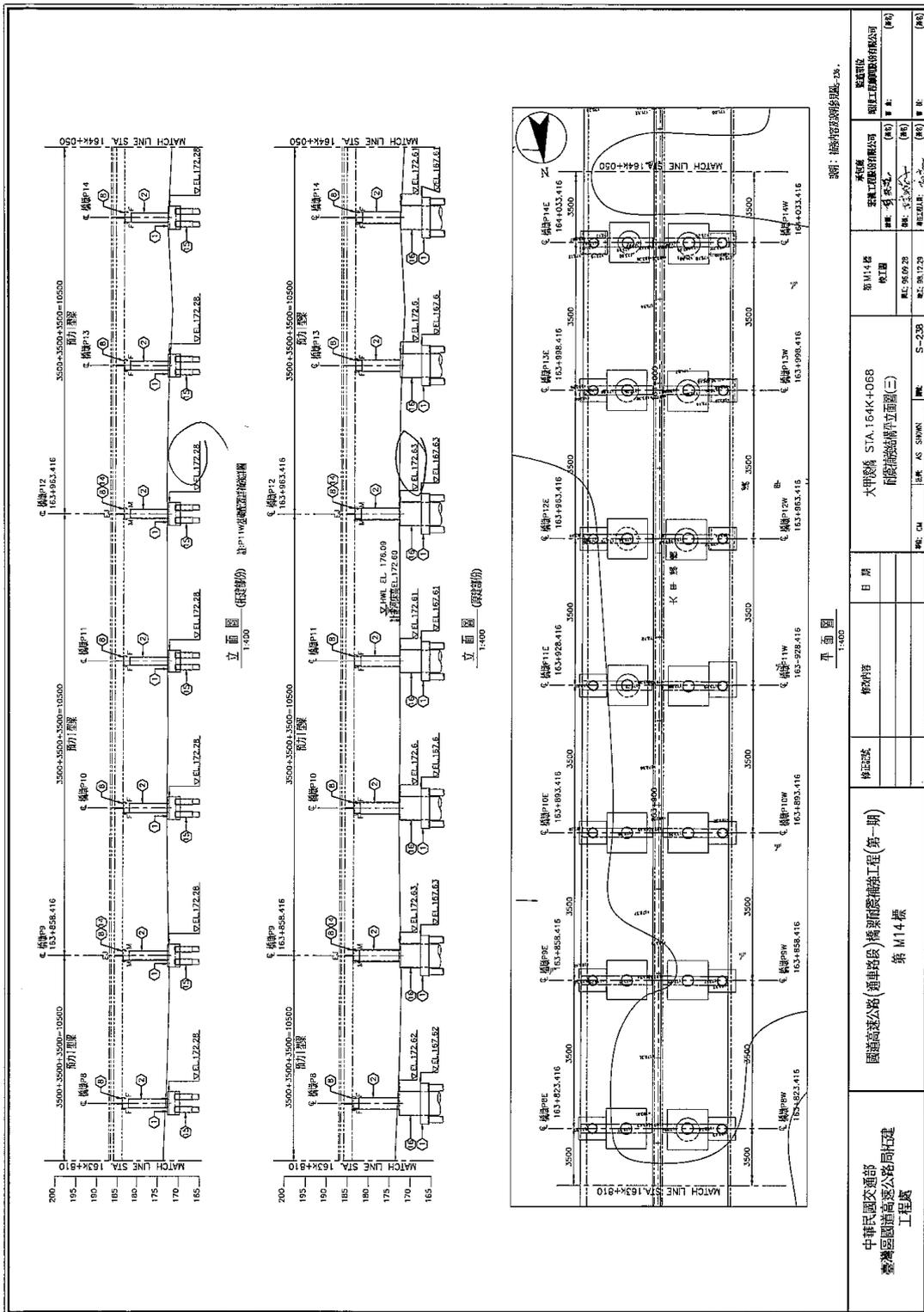


圖 7.32 國道 1 號大甲溪橋斷面圖

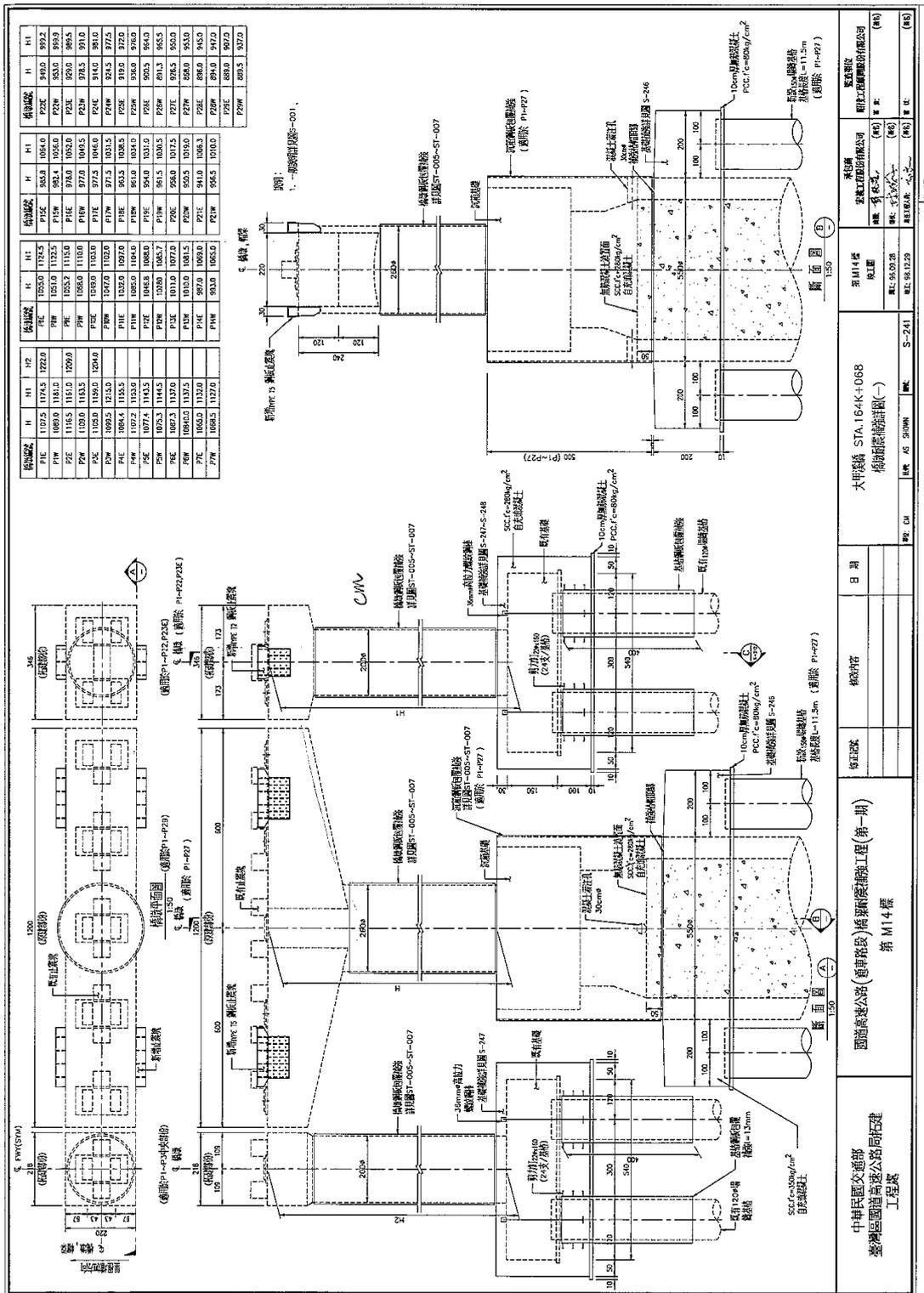
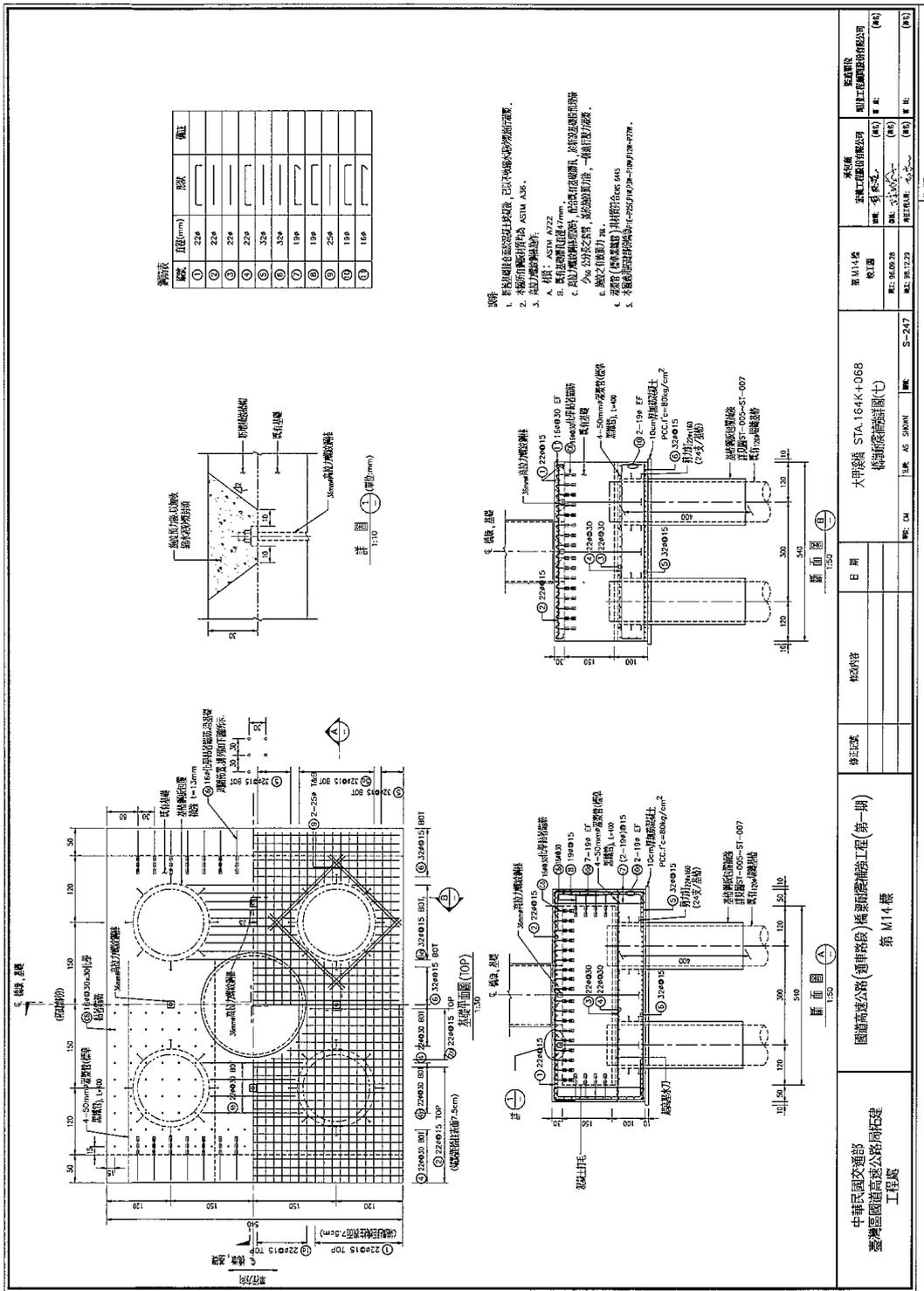


圖 7.34 國道 1 號大甲溪橋 P12E 斷面圖(下部結構)



號碼	直徑(mm)	除數	備註
①	22#		
②	22#		
③	22#		
④	22#		
⑤	32#		
⑥	32#		
⑦	19#		
⑧	19#		
⑨	25#		
⑩	19#		
⑪	19#		

- 說明
1. 非加勁的圓形基礎其基礎，已以不確定的形勢而設。
 2. 基礎的鋼筋採用 ASTM A615。
 3. 採用鋼筋編號如下：
 - A. 鋼筋直徑 22
 - B. 鋼筋直徑 19
 - C. 鋼筋直徑 25
 - D. 鋼筋直徑 32
 4. 鋼筋(鋼筋編號)以附圖的代號
 5. 鋼筋的直徑以附圖的代號

中華民國交通部 臺灣區國道高速公路工程處	國道高速公路(通車段)橋樑工程(第一期) 第 M14 標	修正日期	修正內容	日期	大甲溪橋 STA. 164K+068 橋樑補強圖(七)	承辦處	監工處	監理處	監理員
						宏業工程股份有限公司	第一工程處	第一工程處	第一工程處
						監理員	監理員	監理員	監理員
						監理員	監理員	監理員	監理員

圖號: S-247
比例: 1:50
日期: 82.12.29

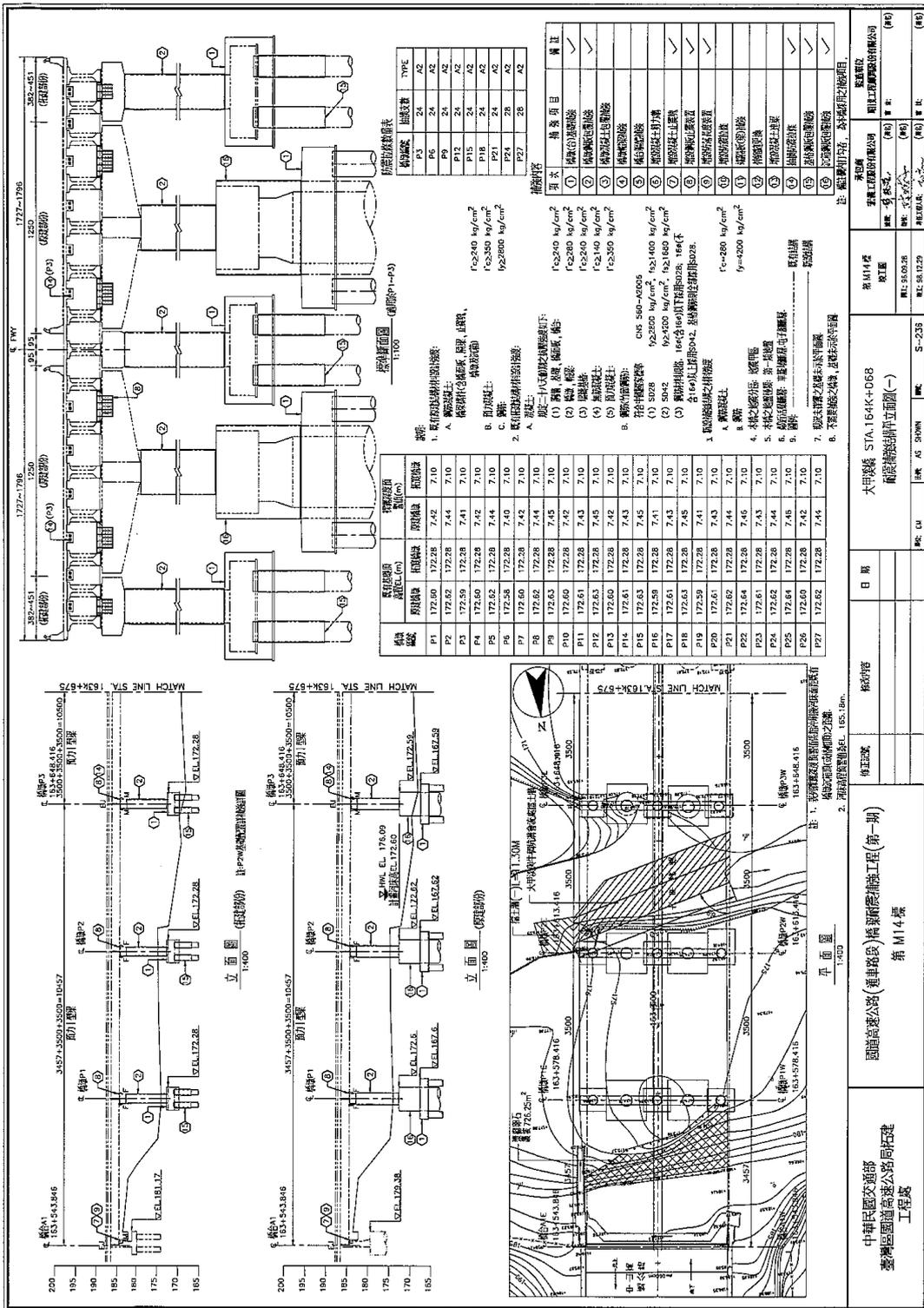


圖 7.37 國道 1 號大甲溪橋 P12E 材料參數

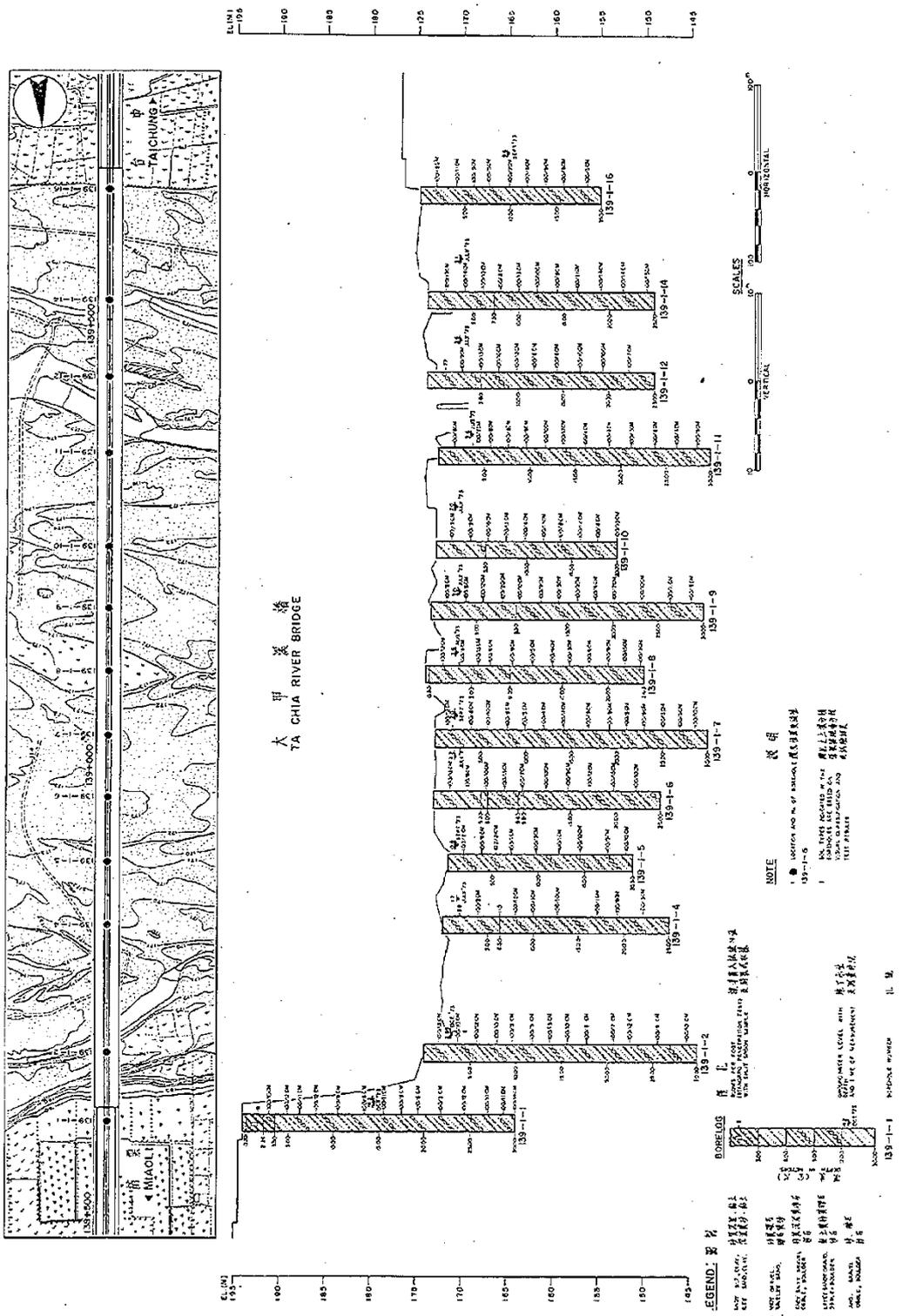


圖 7.38 國道 1 號大甲溪橋地質鑽探資料

2. P24L 橋墩說明

國道 3 號跨大甲溪橋斷面資料如圖 7-39 所示，圖 7-40 為 P24L 結構斷面圖，由資料顯示橋墩柱高 29.607m，樁帽大小為 12×11m，樁帽厚度 3m，樁長 20m，樁徑 1.5m。P24L 基本資料如表 7-6。

表 7-6 國道 3 號大甲溪橋 P24L 橋墩基本資料表

不透風護欄高(m)	0.75
箱型梁與橋面板高(m)	2.4
上部荷重(ton)	1669.5
橋墩跨徑(m)	45
橋墩高度(m)	29.607
橋墩寬(m)	2.5
橋柱斷面積(m ²)	11.16
橋墩重量(ton)	853.776
樁帽長度(m)	13
樁帽寬度(m)	11
樁帽高度(m)	3
基樁直徑(m)	1.5
基樁長度(m)	20
基樁數量(m)	8
基樁慣性矩	477.31
橋墩水流作用力常數	0.7
樁帽水流作用力常數	1.4
基樁水流作用力常數	0.7
最外側基樁至樁帽外側距離	1.5

本圖係根據交通部公路局頒布之
橋樑設計規範(或相關)之規定。

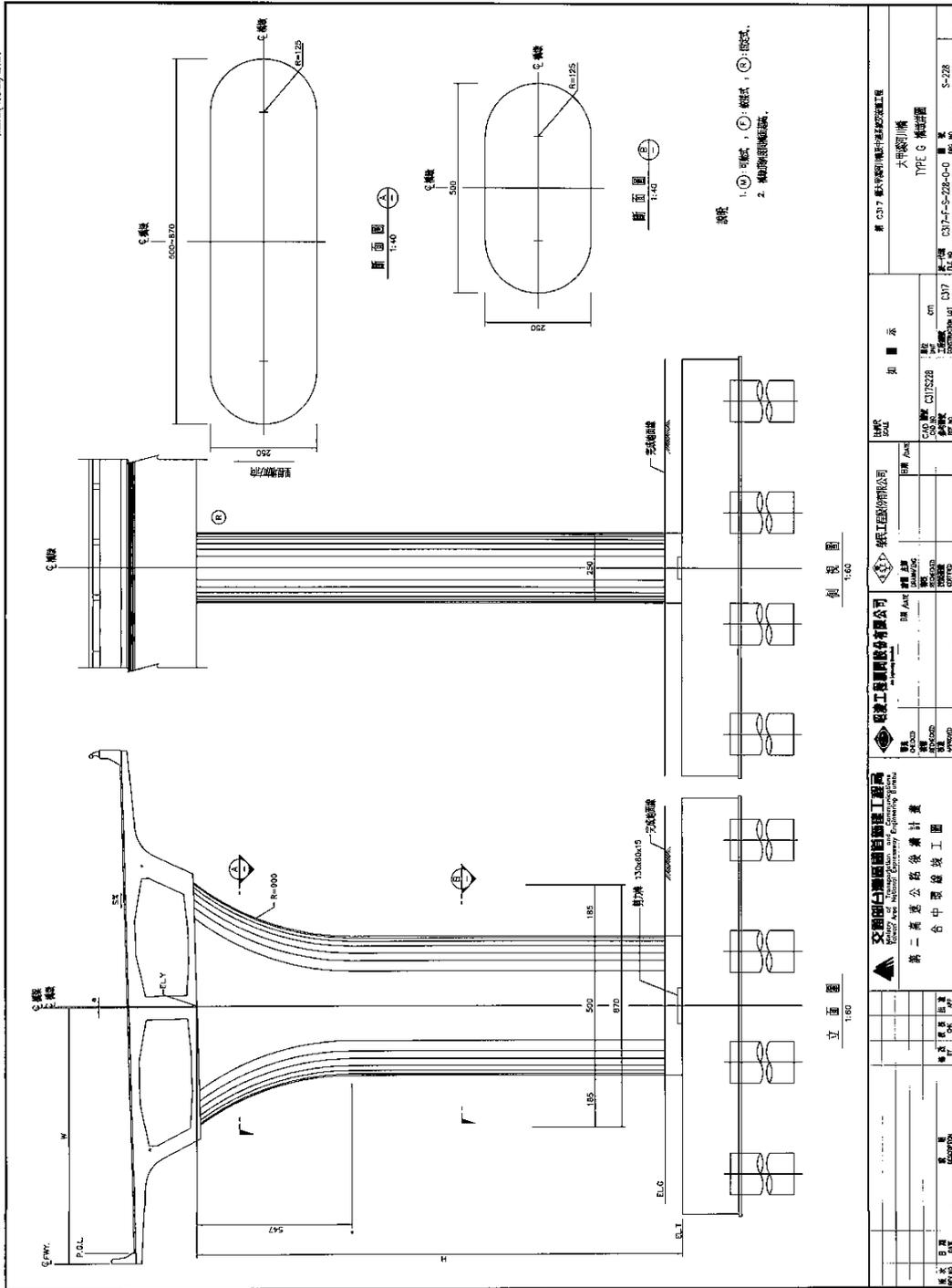


圖 7.40 國道 3 號大甲溪橋 P24L 斷面圖

7.1.5.2 國道 3 號大甲溪橋 P24L 耐洪能力研析

基樁耐洪承載力分析依據 6.3.2.1 節之方式進行，分析考量之水流流速、沖刷深度及水位高度則依據子計畫 3「河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究」與子計畫「橋墩沖刷計算模式之建立研究」所提供。

依據子計畫 3 模擬莫拉克颱風之降雨於大甲溪流域，所提供國道 3 號大甲溪橋 P24L 之最大水流流速為 3.614m/s，沖刷深度為樁帽底下 2.403m，水位高度為樁帽頂部以上 1.86m。以下為依據此條件分析橋梁之耐洪能力。

1. 橋梁下部結構受力分析

(1) 軸向載重分析

a. 上部結構荷載

上部結構靜載重包含橋面板、箱型梁及其他附屬設施之重量，依據設計圖說資料及表 7-6 所彙整資料，上部結構荷載為 1669.5t。

b. 下部結構載重

由圖 7-40 可知，橋墩長度為 29.607m，其中橋墩上半部斷面漸變段長度 5.47m，則橋墩體積計算如下：

漸變段斷面長度變化範圍為 5m~8.7m，取其平均值進行漸變段斷面積計算則為

$$(6.85 - 2.5) \times 2.5 + 1.25 \times 1.25 \times \pi = 15.79 \text{ m}^2$$

非漸變段橋墩斷面積計算則為

$$2.5 \times 2.5 + 1.25 \times 1.25 \times \pi = 11.16 \text{ m}^2$$

則橋墩體積為

$$15.79 \times 5.47 + 11.16 \times 24.137 = 355.74 \text{ m}^3$$

假設鋼筋混凝土單位重為 2.4t/m³，則橋墩重量為

$$355.74 \times 2.4 = 853.776 \text{ ton}$$

橋墩浮力，依據子計畫 3 提供資料水位高度為樁帽頂部以上 1.86m，則浸水部分橋墩之浮力為

$$11.16 \times 1.86 \times 1 = 20.76 \text{ ton}$$

樁帽重量，依據圖 7-41 與表 7-6 資料樁帽長度 13m，寬度 11m，高度 3m，則樁帽重量為

$$13 \times 11 \times 3 \times 2.4 = 1029.6 \text{ ton}$$

$$\text{樁帽之浮力為 } 13 \times 11 \times 3 \times 1 = 429 \text{ ton}$$

裸露基樁重量，依據圖 7-41 與表 7-6 基樁直徑 1.5m，長度 20m，基樁數量 8 支，而由子計畫 3 提供模擬莫拉克颱風之降雨於大甲溪流域資料，其沖刷深度為樁帽底下 2.403m。因此裸露基樁重量為

$$(1.5 \times 1.5 \times \pi / 4) \times 2.403 \times 8 \times 2.4 = 81.53 \text{ ton}$$

裸露基樁浮力為

$$(1.5 \times 1.5 \times \pi / 4) \times 2.403 \times 8 \times 1 = 33.97 \text{ ton}$$

因此下部結構總荷重為

$$(853.776 + 1029.6 + 81.53) - (20.76 + 429 + 33.97) = 1481.176 \text{ ton}$$

c. 總垂直載重

總垂直載重造成之各樁軸力 P_v 可由下式計算：

$$P_v = \left(\frac{P}{n \times m} \right)$$

其中， P 為計算到河床面之垂直載重； n 為行車方向之基樁數量； m 為垂直行車方向之基樁數量。

由上述資料，P24L 計算到河床面之垂直載重

$$P = 1669.5 + 1481.176 = 3150.676 \text{ ton}$$

由基樁數量為 8 支，因此，總垂直載重造成之各樁軸力

$$P_v = 3150.676/8 = 393.83 \text{ ton}$$

(2) 風力分析

依交通部公路總局(2006)「橋梁監測預警系統及沖刷保護措施及補強策略之研究」與公路橋梁設計規範(2009)，考量颱風豪雨期間之風速為高風速，則單位面積所受風壓為 $390 \text{ kgf/m}^2 = 0.39 \text{ tf/m}^2$ ，此時因風大，不必考慮車輛活載重，而橋體受風面積以受風面積的高度(含梁高、橋面高與不透風欄杆高與隔音牆高度)乘以相鄰兩跨平均跨徑。由圖 7-40 與表 7-6，P24L 相鄰兩跨之平均跨徑為 45 m；箱型梁與橋面版高 2.54 m；不透風護欄高為 0.75m。因此，風作用力 $F_w = 0.39 \times (2.4 + 0.75) \times 45 = 55.28 \text{ ton}$

(3) 水流作用力計算

根據交通部頒布之公路橋梁設計規範當中的第 3.18 節，流水對於橋墩之作用壓力依下式計算之：

$$P_{avg} = 52.5K(V_{avg})^2 \dots\dots\dots(6.1)$$

其中， P_{avg} 為壓力 (kgf/m^2)； V_{avg} 為水流速度(m/sec)； K 為常數，平頭墩用 1.4，尖頭墩其角度為 30° 或少於 30° 者用 0.5，圓頭墩用 0.7。

依據子計畫 3 提供之水流流速為 3.614m/s，沖刷深度為樁帽底下 2.403m，水位高度為樁帽頂部以上 1.86m，則橋墩水流作用力為：

$$(52.5 \times 0.7 \times 3.614 \times 3.614 \times 2.5 \times 1.86) / 1000 = 2.23 \text{ ton}$$

樁帽水流作用力

$$(52.5 \times 1.4 \times 3.614 \times 3.614 \times 11 \times 3) / 1000 = 31.68 \text{ ton}$$

裸露基樁水流作用力

$$(52.5 \times 0.7 \times 3.614 \times 3.614 \times 1.5 \times 2.403 \times 8) / 1000 = 13.84 \text{ ton}$$

(4) 側向力引致的彎矩對樁造成之軸力分析

側向力(包括風力·水流力)引致的彎矩對樁造成之軸力 P_M 可由下式計算：

$$P_M = \frac{MY}{I} A_a$$

其中， M 為所有側向力對河床面之彎矩； Y 為樁帽中心沿垂直行車向到最邊樁之距離； A_a 為單樁底部之面積； I 為群樁之慣性矩。

由圖 7-41 與表 7-6 可知， $Y=1.5$ ， $A_a = \frac{\pi}{4} \times 1.5^2 = 1.77 \text{ m}^2$ ， I 之計算方式如下，計算結果為 $I=267.5 \text{ m}^4$ (詳表 7-7)。

$$I = \sum_{j=1}^{n \times m} I_j$$

$$I_j = I_a + A_a d_j^2$$

$$I_a = \frac{1}{4} \pi \left(\frac{D}{2} \right)^4 \text{ (圓形樁)}$$

$$I_a = \frac{1}{12} BL^3 \text{ (矩形樁)}$$

其中， d_j 為各樁沿垂直行車向到樁帽中心之距離； I_a 為單樁之慣性矩； D 為樁直徑； B 為基樁行車向長度； L 為基樁垂直行車向長度。

表 7-7 群樁慣性矩計算表

基樁	$I_a (m^4)$	$A_a (m^2)$	$d_j (m)$	$I_j (m^4)$	$I (m^4)$
基樁 1	0.2485	1.77	5	44.5	
基樁 2	0.2485	1.77	0	0.2485	
基樁 3	0.2485	1.77	5	44.5	
基樁 4	0.2485	1.77	5	44.5	
基樁 5	0.2485	1.77	5	44.5	
基樁 6	0.2485	1.77	5	44.5	
基樁 7	0.2485	1.77	0	0.2485	
基樁 8	0.2485	1.77	5	44.5	
合計					267.5

M之計算方式如下：

$$M = WF \left(\frac{LW}{2} + L_1 + L_c + SC \right) + F_p \left(\frac{W_L}{2} + SC \right) + F_h \left(\frac{L_c}{2} + SC \right) + F_l (SC/2) \quad (6.55)$$

其中， WF 為風作用力； F_p 為水作用在橋墩之合力； F_h 為水作用在樁帽之合力； F_l 為水作用在基樁之合力； LW 為風作用力重心至橋墩頂部之距離； L_1 為橋墩高度； L_c 為樁帽高度； SC 為沖刷深度； h_w 為風作用力重心至橋墩頂部之距離。

因此依據上述資料，

$$\begin{aligned} M &= 55.28 \times ((2.4 + 0.75)/2 + 29.607 + 3 + 2.403) + 2.23 \\ &\quad \times ((1.86/2) + 3 + 2.403) + 31.68 \times (3/2 + 2.403) + \\ &\quad 13.84 \times 2.403/2 \\ &= 2179.62 \text{ ton} - m \end{aligned}$$

因此，側向力(包括風力·水流力)引致的彎矩對樁造成之軸力：

$$P_M = (2179.62 \times (13/2 - 1.5) \times 1.77) / 267.5 = 72.11 \text{ ton}$$

(5) 沖刷河床面各樁所受之軸壓力分析

參考圖 6.34，在沖刷河床面各樁所受之軸壓力可由下式計算：

$$P_{total} = P_v + P_M$$

其中， P_v 為總垂直載重造成之各樁軸力； P_M 為側向力(包括風力·水流力)引致的彎矩對樁造成之軸力，計算到河床面； P_{total} 為 P_v 與 P_M 之和，在邊樁會有最大值。則在沖刷河床面各樁所受之軸壓力：

$$P_{total} = 393.83 + 72.11 = 465.94 \text{ ton}$$

2. 基礎容許承载力

由 P24L 基樁所在位置土層為粉土質礫石層(GM)，依基礎構造設計規範之規定，可以下式計算基樁承载力

$$f_s = N/3 (\leq 15)$$

$$q_b = 7.5\bar{N}$$

依據子計畫 3 提供基樁沖刷裸露 2.403 m，此時之樁長為 17.597 m，其基樁承载力為

$$Q_u = 662.68 + 1243.85 = 1906.53 \text{ ton}$$

$$Q_a = 1906.53/3 = 653.51 \text{ ton}$$

式中 Q_u 為極限承载力； Q_a 為容許承载力。

3. 基礎耐洪能力計算

依據上述分析結果，則 P24L 的安全性

(1) 考量土層極限承载力下為，極限承载耐洪指標

$$FS = \frac{1906.53}{465.94} = 4.09$$

(2) 考量土層容許承载力下為，容許承载耐洪指標

$$FS = \frac{653.51}{465.94} = 1.4$$

4. 基礎彎矩剪力分析

依據公路橋梁設計規範(2009)與建築技術規則建築構造篇基礎構造設計規範(2001)第 5.3.3 節基礎側向支承力分析建議利用 Chang(1989)年分析理論進行樁頭處彎矩、剪力之計算，相關計算公式如表 6-26。

依據子計畫 3 模擬莫拉克颱風之降雨於大甲河流域，所提供國道 3 號大甲溪橋 P24L 之最大水流流速為 3.614m/s，沖刷深度為樁帽底下 2.403m，水位高度為樁帽頂部以上 1.86m。

則基樁頂彎矩為

$$M_0 = \frac{1 + 0.21 \times 2.403}{2 \times 0.21} \times 12.88 = 46.14 \text{ ton-m}$$

$$\text{基樁剪力為 } V = \frac{55.28 + 2.23 + 31.68}{8} + 1.73 = 12.88 \text{ ton}$$

由分析結果顯示 P24L 所受的彎矩為 46.14 ton-m 小於設計之基樁容許彎矩值 485 ton-m；剪力為 12.88 ton 小於設計之基樁剪力強度 118 ton。

7.1.5.3 國道 1 號大甲溪橋 P12E 耐洪能力研析

依據子計畫 3 模擬莫拉克颱風之降雨於大甲河流域，所提供國道 1 號大甲溪橋 P12E 之最大水流流速為 3.0m/s，沖刷深度為樁帽底下 3.2m，水位高度為樁帽頂部以上 1.8m。

則依據 7.1.5.2 節之橋梁基礎耐洪分析程序可得 P12E 的安全性

1. 考量土層極限承载力下為，極限承載耐洪指標，

$$F.S. = \frac{1261.04}{307.33} = 4.1$$

2. 考量土層容許承载力下為，容許承載耐洪指標，

$$F.S. = \frac{420.34}{307.33} = 1.37$$

7.1.6 沖刷影響因子參數分析

水流流速、沖刷深度、水位高度為直接影響橋梁基礎穩定的因素，為了解三因子變化對橋梁耐洪能力改變之影響，本節利用國道3號大甲溪橋 P24L 為例進行計算，依據子計畫4即時監測資料之研析與後續警戒值及行動值分析利用，對橋梁基礎於水流流速、水位高度及沖刷深度不同變化下之耐洪能力，假設水流流速變化為1m/s~13m/s，變化量為1m/s；水位高度變化為1m~10m，變化量為1m；沖刷深度變化為1m~10m，變化量為1m。圖7.45~圖7.47為不同水位高度下之分析成果，由資料顯示隨流速增加安全係數降低，而沖刷深度的改變對橋梁耐洪安全係數的影響較明顯。圖7.48及圖7.49分別比較水位高度2m及4m、2m及10m橋梁耐洪安全係數的變化，顯示不同水位高度之橋梁基礎耐洪安全係數分布非成線性相關，因此傳統僅利用水位高度變化作為橋梁封橋之標準可能較無法反映橋樑之狀況。詳細的分析資料詳附錄八。

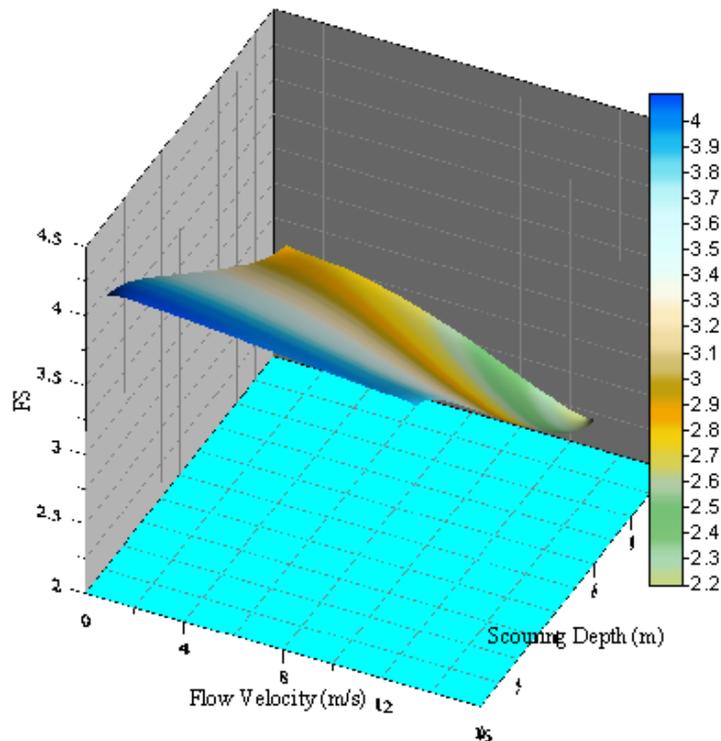


圖 7.45 國道 3 號大甲溪橋 P24L 承載分析成果(水位高度 2m)

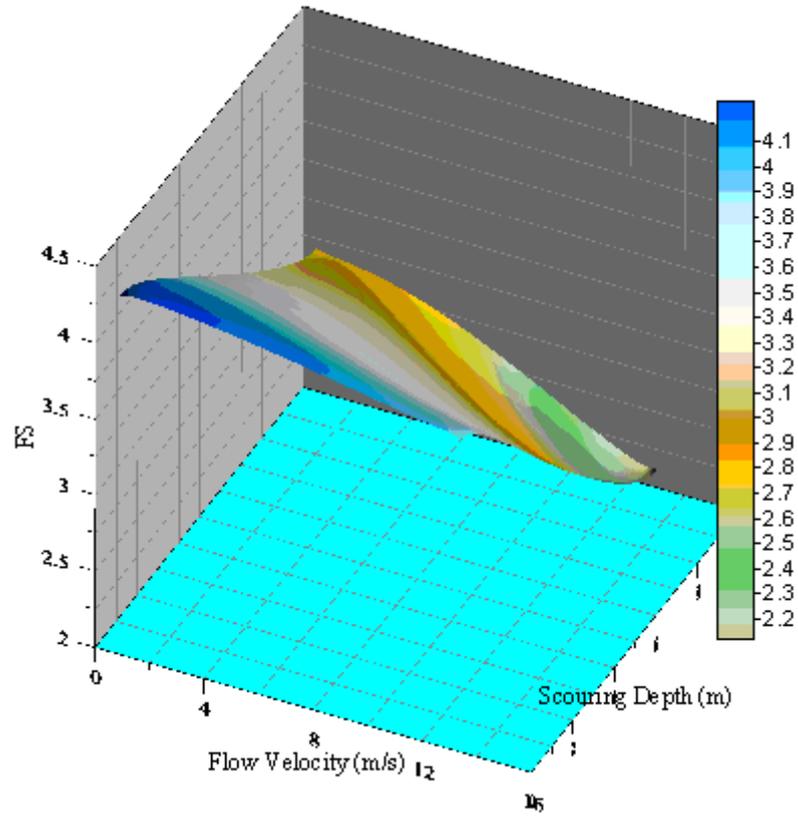


圖 7.46 國道 3 號大甲溪橋 P24L 承載分析成果(水位高度 4m)

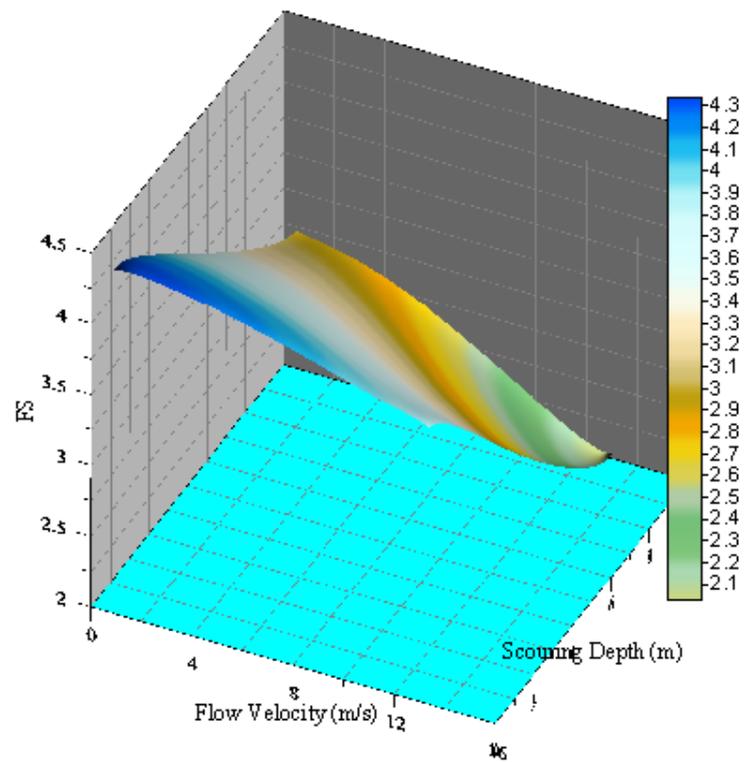


圖 7.47 國道 3 號大甲溪橋 P24L 承載分析成果(水位高度 10m)

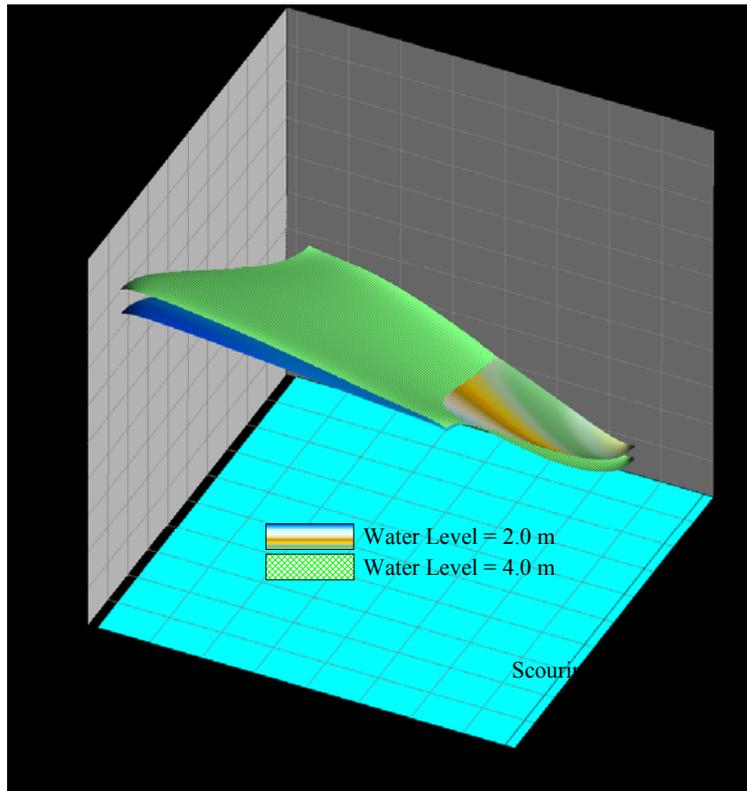


圖 7.48 國道 3 號大甲溪橋 P24L 承載分析成果(水位高度 2m vs.4m)

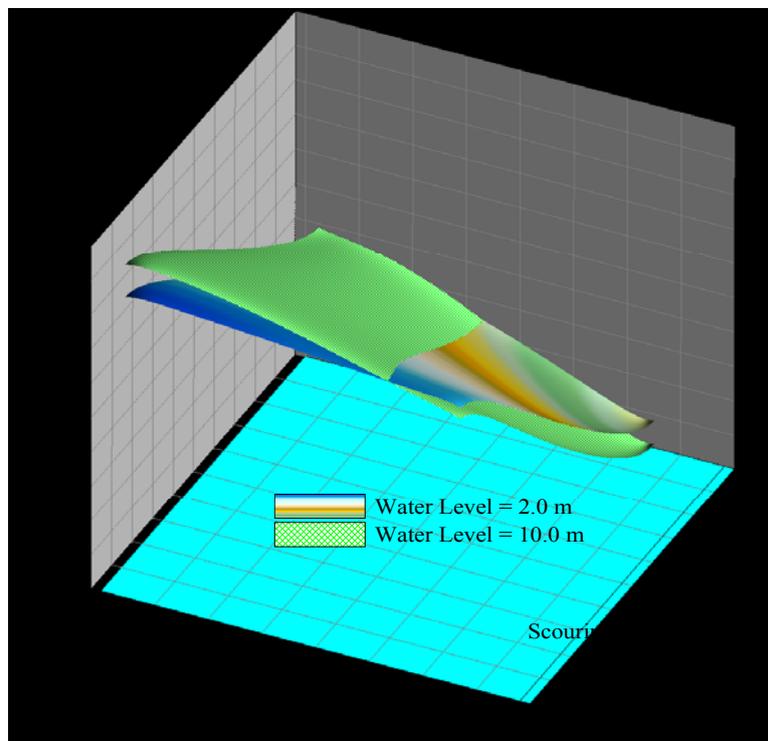


圖 7.49 國道 3 號大甲溪橋 P24L 承載分析成果(水位高度 2m vs.10m)

7.1.7 基礎破壞包絡線分析

本節藉由針對改變沖刷深度、水流流速及水位高度，分析橋梁基礎結構破壞時之容許最大沖刷深度，建構容許承載耐洪指標 $FS = 1.0$ 時之基礎破壞包絡線，以供後續子計畫 4 即時監測資料判讀及封橋警戒值與行動值分析之利用，分析案例為國道 3 號大甲溪橋 P24L，計算流程如圖 6.39 所示。

圖 7.50 及圖 7.51 分別為基礎破壞包絡線之 2D 與 3D 表示方式，有圖中可知隨水流流速的增加，容許沖刷深度變化相對於水位高度的增加會大幅降低。依據子計畫 3 模擬莫拉克颱風之降雨於大甲溪流域，所提供國道 3 號大甲溪橋 P24L 之最大水流流速為 3.614m/s，沖刷深度為樁帽底下 2.403m，水位高度為樁帽頂部以上 1.86m，將其資料繪於圖 7.50 上，顯示其值位於水流流速 4m/s 破壞包絡線下方，橋梁基礎處於安全狀態，若在水流流速與水位高度不變情況下，尚可容需約 5.6m 的沖刷。

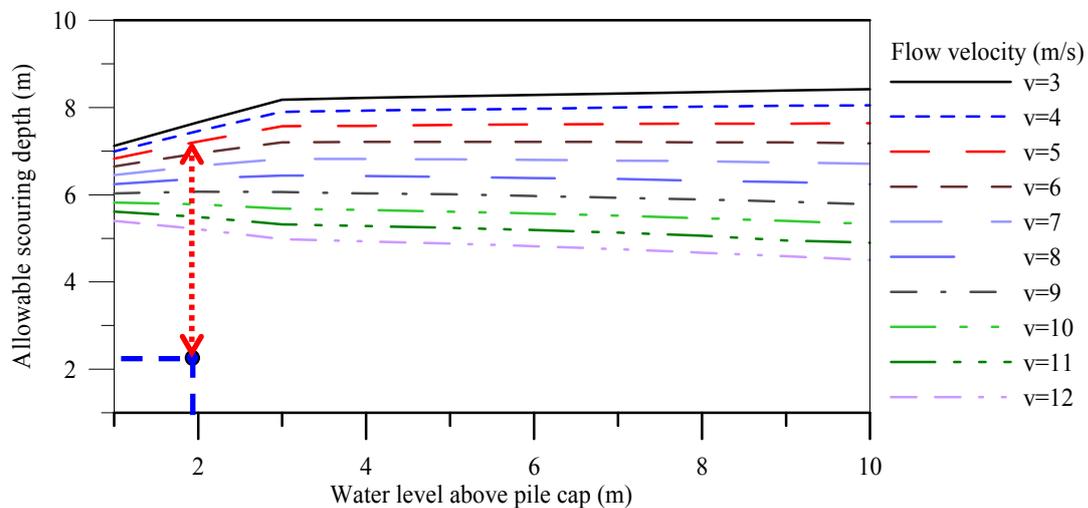


圖 7.50 國道 3 號大甲溪橋 P24L 破壞包絡線(水位表示)

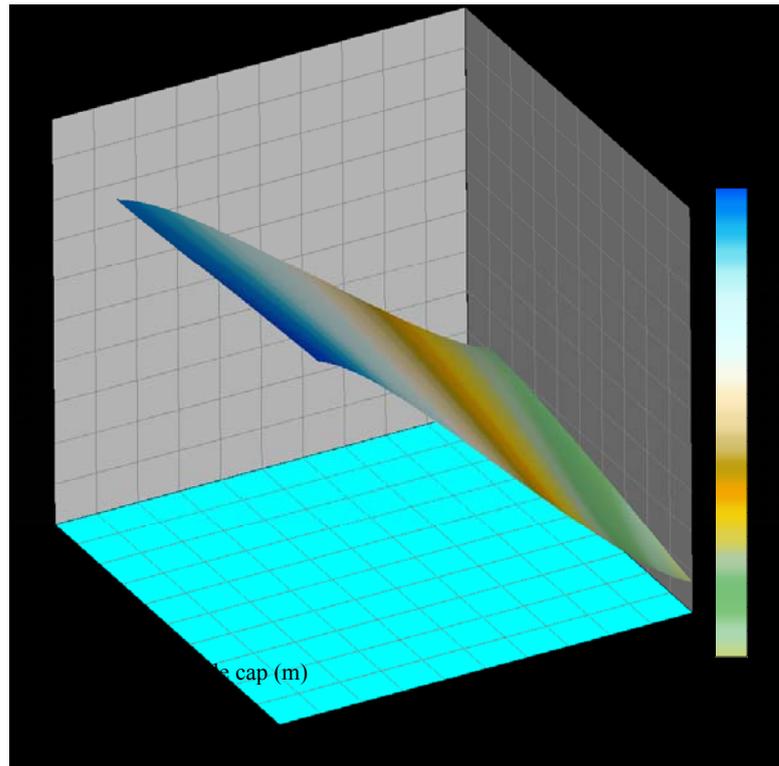


圖 7.51 國道 3 號大甲溪橋 P24L 破壞包絡線面

7.1.8 橋梁安全評估警戒值及行動值分析

警戒值與行動值則在考量颱風期間沖刷深度資料、水流流速資料及水位高度，即時監測資料、預估資料及橋梁基礎土地層資料之變異性，初步建議分別建構 $FS = 1.5$ 與 $FS = 1.2$ 之橋梁基礎破壞包絡線為參考，依據子計畫 3 模擬莫拉克颱風之降雨於大甲溪流域，所提供國道 3 號大甲溪橋 P24L 之最大水流流速為 3.614m/s ，沖刷深度為樁帽底下 2.403m ，水位高度為樁帽頂部以上 1.86m ，將其資料繪於圖 7.52，途中原點位於警戒值壞包絡面下方目前橋梁處於安全狀態，於颱風期間後續可藉由子計畫 3 的預估資料或子計畫 4 的即時監測資料所提供的沖刷深度、水流流速及水位高度資料，作為判斷橋梁基礎之安全與緊急應變狀態。

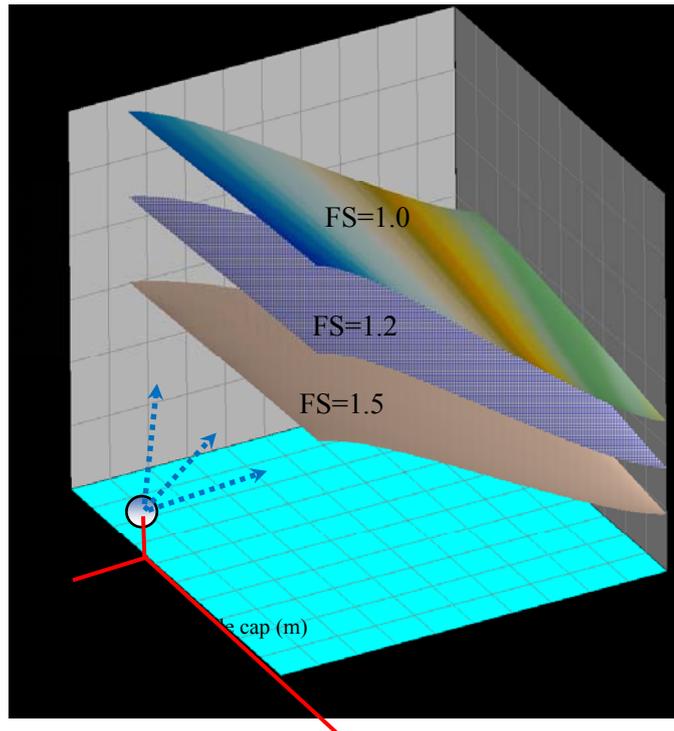


圖 7.52 國道 3 號大甲溪橋 P24L 警戒值與行動值破壞包絡線面

7.1.9 河床有無保護工對橋梁基礎耐洪能力探討

子計畫 7「跨河橋梁保護工法之研究」的研究成果指出保護工法其主要為影響沖刷深度的改變，在相同水流作用下，無保護措之沖刷深度(1) > 潛堰固床工法之沖刷深度(0.71) > 透水混凝土塊工法之沖刷深度(0.59) > 格籠工法之沖刷深度(0.22) > 橋墩開口工法之沖刷深度(0.2)。

而依據子計畫 3 模擬莫拉克颱風之降雨於大甲河流域，所提供國道 3 號大甲溪橋 P24L 之最大水流流速為 3.614m/s，沖刷深度為樁帽底下 2.403m，水位高度為樁帽頂部以上 1.86m。

因此假設在水流流速及水位高度不變下，依據子計畫 7 成果則：

1. 在無保護措之沖刷深度為 2.403m 下，容許承載耐洪指標 1.4。
2. 具潛堰固床工法之沖刷深度為 1.71m，容許承載耐洪指標 1.42。
3. 具透水混凝土塊工法之沖刷深度為 1.42m，容許承載耐洪指標 1.43。
4. 具格籠工法之沖刷深度 0.53m，容許承載耐洪指標 1.49。
5. 具橋墩開口工法之沖刷深度 0.48m，容許承載耐洪指標 1.5。

7.1.10 材料劣化對基礎結構影響分析

依據子計畫 9「研發抗磨耗、抗衝擊及耐久性橋墩材料之研究」的研究內容可知受颱風影響，其橋梁基礎結構受洪水作用會產生混凝土磨耗，長期而言會導致基礎有效斷面積減損，而且當磨耗深度達保護層厚度時，鋼筋裸露則進一步導致鋼筋鏽蝕。

而依據子計畫 3 模擬莫拉克颱風之降雨於大甲河流域，所提供國道 3 號大甲溪橋 P24L 之最大水流流速為 3.614m/s，沖刷深度為樁帽底下 2.403m，水位高度為樁帽頂部以上 1.86m。

因此假設斷面積減損變化率為 2%~10%，由分析結果顯示其對基礎結構材料強度的影響較穩定顯著。

表 7-8 材料劣化對基礎結構影響分析結果

	斷面積減損變化率					
	0%	2%	4%	6%	8%	10%
極限承載耐洪指標	4.09	4.12	4.14	4.17	4.19	4.22
容許承載耐洪指標	1.36	1.37	1.38	1.39	1.40	1.41
基樁容許剪力強度 (ton)	118	115.64	113.28	110.92	108.56	106.2

7.1.11 漂流木撞擊力分析

依據子計畫六「訂定跨河橋梁橋基沖刷檢測作業規範(草案)之研究」提供資料，若預估將有大量之漂流物會流經橋墩時，在進行橋基穩定分析時，應考量其效應。漂流物之整體數量應考量所選取工址情況與推測漂流物之源頭等因素，若預估水流面會遭大量漂流物所阻擋時，水位、流速、流水壓力將因而增高，且沖刷深度加深的可能性亦須加以評估。依據日本「道路橋示方書」之規定，漂流物對橋基之衝擊力的估算方式為：

$$P = 0.1W_w \cdot v \text{ (ton)}$$

式中， W_w 為流木之重量(ton)， v 為表面流速。

因此參考子計畫 3 模擬莫拉克颱風之降雨於大甲河流域，所提供國道 3 號大甲溪橋 P24L 之最大水流流速為 3.614m/s，沖刷深度為樁帽

底下 2.403m，水位高度為樁帽頂部以上 1.86m 資料，並利用上述漂流物衝擊力分析方式，假設漂流木重量變化為 2ton~10ton，則分析結果如表 7-9 所示，顯示隨漂流木重量增加，容許耐洪指標降低。圖 7.53 為不同漂流木作用力之破壞包絡面圖。

表 7-9 漂流木衝擊力分析結果

漂流木重量									
承載力分析	2 ton	3 ton	4 ton	5 ton	6 ton	7 ton	8 ton	9 ton	10 ton
極限承載耐 洪指標	4.09	4.089	4.087	4.085	4.084	4.083	4.081	4.079	4.078
容許承載耐 洪指標	1.363	1.363	1.362	1.361	1.36	1.36	1.36	1.359	1.358

另外參考交通部公路總局 (2005)「河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究」報告建議，漂流木掛淤拖曳力的估算方式為：

$$F_D = C_D \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_{avg}^2 \cdot A_b$$

式中， C_D 為拖曳力係數， V_{avg} 為水流流速， A_b 為掛淤面積。

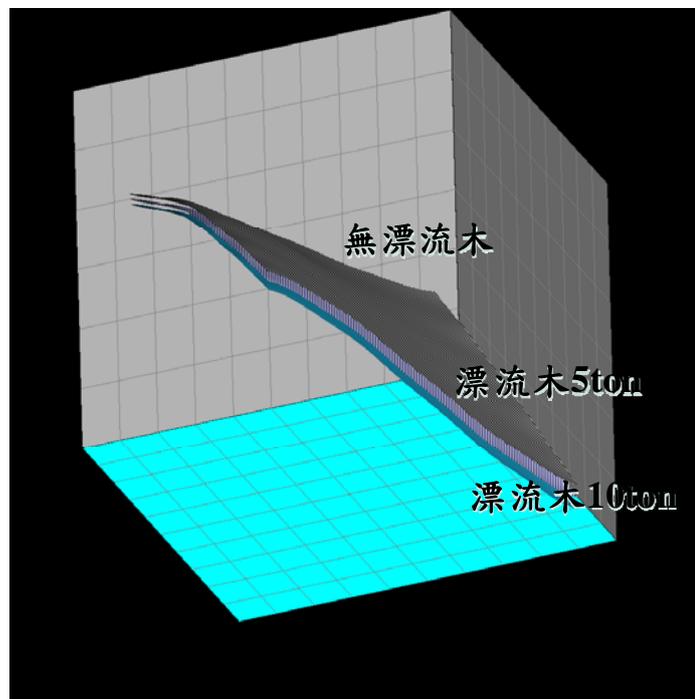


圖 7.53 國道 3 號大甲溪橋 P24L 受不同漂流木水流作用力破壞包絡線面

同樣參考子計畫 3 模擬莫拉克颱風之降雨於大甲溪流域，所提供國道 3 號大甲溪橋 P24L 之最大水流流速為 3.614m/s，沖刷深度為樁帽底下 2.403m，水位高度為樁帽頂部以上 1.86m 資料，並利用上述漂流木掛淤拖曳力分析方式，假設掛淤面積變化為 1 m²~10m²，則分析結果如表 7-10 所示，顯示隨漂流木掛淤面積增加，容許耐洪指標降低。

表 7-10 漂流木掛淤拖曳力分析結果

漂流木掛淤面積									
承載力分析	2 m ²	3 m ²	4 m ²	5 m ²	6 m ²	7 m ²	8 m ²	9 m ²	10 m ²
極限承載耐 洪指標	4.079	4.073	4.066	4.059	4.053	4.046	4.039	4.033	4.026
容許承載耐 洪指標	1.359	1.357	1.355	1.353	1.351	1.348	1.346	1.344	1.342

7.1.12 水流作用力變化影響分析

水流經橋梁基礎結構為一複雜之結構/水流互制作用問題，目前有關水流作用力的計算皆為依據交通部「公路排水設計規範(2009)」規定。而由本研究第 6.1 及 6.2 節水流作用力研析可知，水流經橋梁基礎結構之水流作用力與規範訂定的計算方式有差異，為了解水流作用力變化對橋梁耐洪能力安全評估的影響，初步假設水流作用力變化為現行規範規定的 1~7 倍以探討其變化。

因此參考子計畫 3 模擬莫拉克颱風之降雨於大甲溪流域，所提供國道 3 號大甲溪橋 P24L 之最大水流流速為 3.614m/s，沖刷深度為樁帽底下 2.403m，水位高度為樁帽頂部以上 1.86m 資料，並改變水流作用力大小，則表 7-11 為水流作用力分析結果，由資料可知隨水流作用力增加，容許耐洪指標明顯降低，圖 7.54 為不同水流作用力之基礎破壞包絡面，由資料可知其容許沖刷深度變化量達 5m。

表 7-11 水流作用力分析結果

承載力分析	水流作用力						
	1 倍	2 倍	3 倍	4 倍	5 倍	6 倍	7 倍
極限承載耐洪指標	4.093	4.05	4.0	3.96	3.92	3.88	3.84
容許承載耐洪指標	1.364	1.35	1.34	1.32	1.3	1.29	1.28

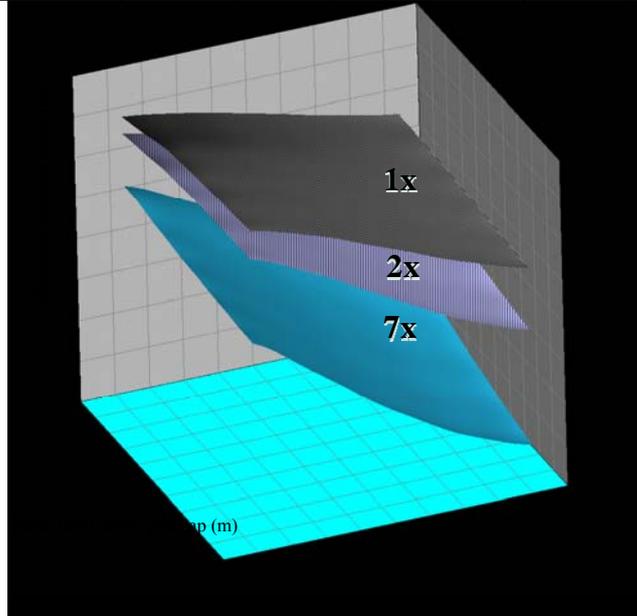


圖 7.54 國道 3 號大甲溪橋 P24L 不同水流作用力破壞包絡線面

7.1.13 Plaxis 有限元素分析

本節利用有限元素分析軟體 Plaxis，針對國道 3 號大甲溪橋 P24L 橋墩進行受沖刷基樁受力行為分析，元素左右邊界距樁帽距離為 50m，初步假設水流流速為 7m/s，水位高度為樁帽以上 5m，沖刷深度為距樁帽底以下 3m，局部沖刷影響範圍參考 Liang(2009)研究基礎受沖刷後土層應力變化的影響範圍考量為 5 倍基樁直徑 7.5m。

圖 7.55 為 P24L 有限元素模型，圖 7.56 及圖 7.57 分別為受水流流速 7m/s，水位高度 5m 作用無沖刷及沖刷 3m 之基樁應力分析結果，顯示未受沖刷前樁帽仍提供結構上部之承載貢獻，而沖刷後基樁裸露樁帽變成額外之荷載作用於基樁，造成樁帽與基樁間產生應力集中現象。

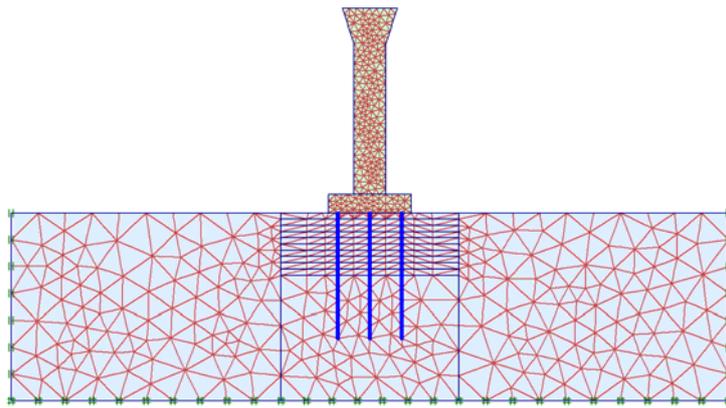


圖 7.55 Plaxis 元素模型

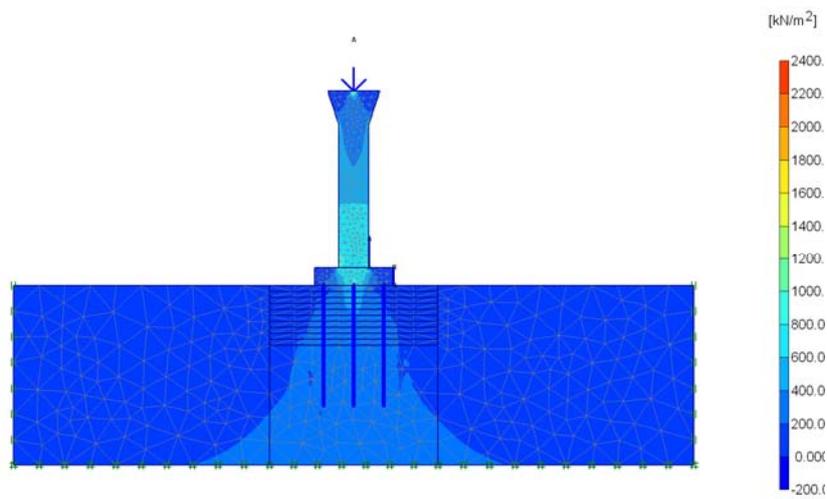


圖 7.56 未沖刷時基樁應力分布狀況

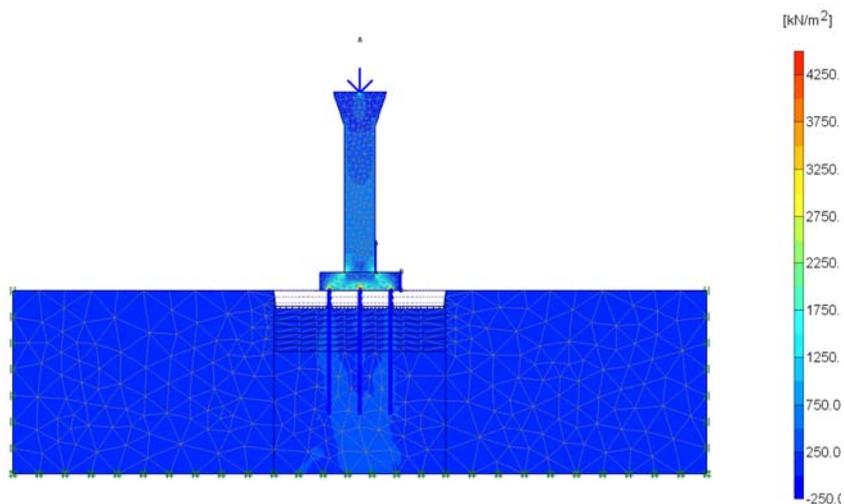


圖 7.57 沖刷後基樁應力分布狀況

7.1.14 振動分析

振動分析藉由蒐集現地振動量測資料，並利用西村昭彥(2001)橋梁基礎構造物健全度分析方式，進行裸露橋基礎之健全度分析。由於目前並無其他子計畫提供之案例橋梁國道 1、3 號大甲溪橋的振動量測資料，因此研究團隊藉由蒐集到之某國道濁水溪橋 P32R 橋墩及 P33R 橋墩之振動試驗資料進行分析。其相關試驗分析資料如表 7-12 所示。

表 7-12 某濁水溪橋橋墩振動試驗資料

項次	墩柱編號	分析方向	頻率(Hz)
1	P32R	EW	2.75
2	P32R	EW	2.26
3	P32R	EW	2.43
4	P33R	EW	3.99
5	P33R	EW	3.69
6	P33R	EW	3.84

由蒐集資料顯示，P32R 橋墩高度為 14.94m，橋墩迎水面寬度 2.5m，基樁直徑 1.5m，基樁數 6 支，梁重 1176t，土壤 N 直皆大於 50，橋墩振動試驗時基樁沖刷深度為 2.9m。

P33R 橋墩高度為 11.8m，橋墩迎水面寬度 2.5m，基樁直徑 1.5m，基樁數 9 支，梁重 1250t，土壤 N 直皆大於 50，經現場勘查結果，橋墩振動試驗時基礎無沖刷情形。

將上述橋墩設計資料利用西村昭彥(2001)方析方式，可得 P32R 及 P33R 橋墩固有頻率，如表 7-13。

表 7-13 橋墩固有頻率指標表

項次	墩柱編號	橋墩高度(m)	橋墩迎水面寬度(m)	基樁直徑(m)	基樁數(支)	土壤 N 值	梁重(t)	基礎沖刷深度(t)	固有頻率(Hz)
1	P32R	14.94	2.5	1.5	6	50	1176	2.9	2.37
2	P33R	11.8	2.5	1.5	9	50	1250	0	2.85

利用上述固有頻率計算與實際量得之頻率，可計算其橋梁基礎健全度指標：

$$\text{健全度指標}(\alpha) = \frac{\text{實際量得頻率}}{\text{固有頻率標準值}}$$

由於現地振動試驗 P32R 橋墩頻率介於 2.26Hz 至 2.75Hz，計算得健全度指標介於 0.95 至 1.16 之間。P33R 橋墩頻率介於 3.69Hz 至 3.99Hz，計算得健全度指標介於 1.29 至 1.40 之間。兩橋墩依據健全度判斷基準判定為安全無虞狀況。

若依據西村昭彥(2001)，健全度指標若低於 0.7 以下時，建議則為「可能由異常外力造成，必須在做其他詳細檢測，和進行後續修補與補強」。因此將使用固有頻率公式於上述兩座橋墩，將基樁沖刷深度增加以降低橋墩振動頻率，使健全度指標低於 0.7 以下，以推估基礎沖刷至深度多少時有可能產生危險。

計算結果如表 7-14 及表 7-15，顯示 P32R 及 P33R 橋墩分別於基樁沖刷深度至 12m 與 9m 時，健全度指標將低於 0.7。

由於本案例有進行現地振動量測，依據竣工圖說以及現況調查資料建置該墩 SAP2000 模型(如圖 7.58 所示)，進行振動模態分析，並參考 P32R 橋墩現場三次量測頻率平均為 2.48Hz 之結果，進行 SAP2000 模型土層參數修正，修正後 SAP2000 模型分析結果顯示自然振動頻率為 2.46Hz，與現場量測結果相比誤差為 0.8%，確認該模型可模擬現場情形。

而依前述固有頻率公式推算沖刷至 12m 處為 1.64Hz，健全度指標將低於 0.7。因此改變 SAP2000 模型沖刷深度設定至 12m 處，進行振動模態分析結果，顯示自然振動頻率為 1.62Hz，與依據西村昭彥(2001)公式計算結果相比誤差為 1.2%，初步顯示西村昭彥(2001)之橋梁健全度指標評估方式可利用於橋墩在不同沖刷情形下之健全度評估。

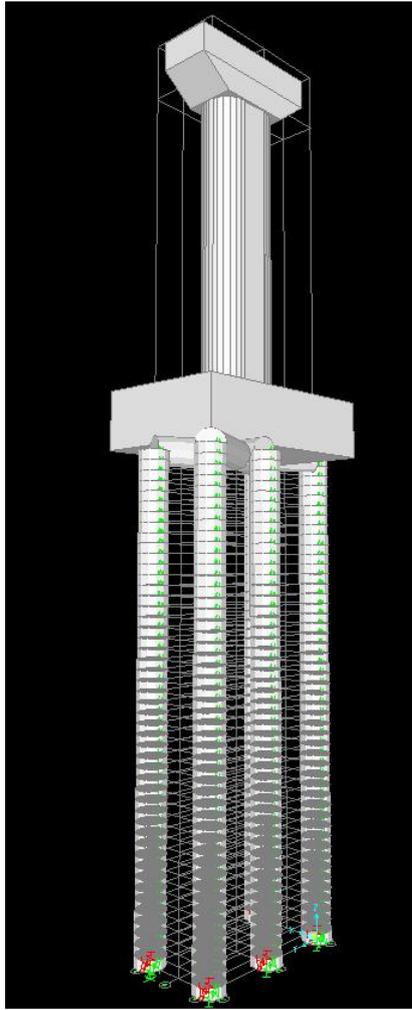


圖 7.58 SAP2000 分析模型

表 7-14 P32R 橋墩推估沖刷深度與健全度指標關係

項目	橋墩編號	基樁沖刷深度 (m)	推估頻率 (Hz)	健全度指標
1	P32R	1	2.07	0.87
2	P32R	2	2.01	0.85
3	P32R	3	1.96	0.83
4	P32R	4	1.92	0.81
5	P32R	5	1.88	0.79
6	P32R	6	1.84	0.78
7	P32R	7	1.80	0.76
8	P32R	8	1.76	0.74
9	P32R	9	1.73	0.73
10	P32R	10	1.70	0.72
11	P32R	11	1.67	0.71
12	P32R	12	1.64	0.69

表 7-15 P33R 橋墩推估沖刷深度與健全度指標關係

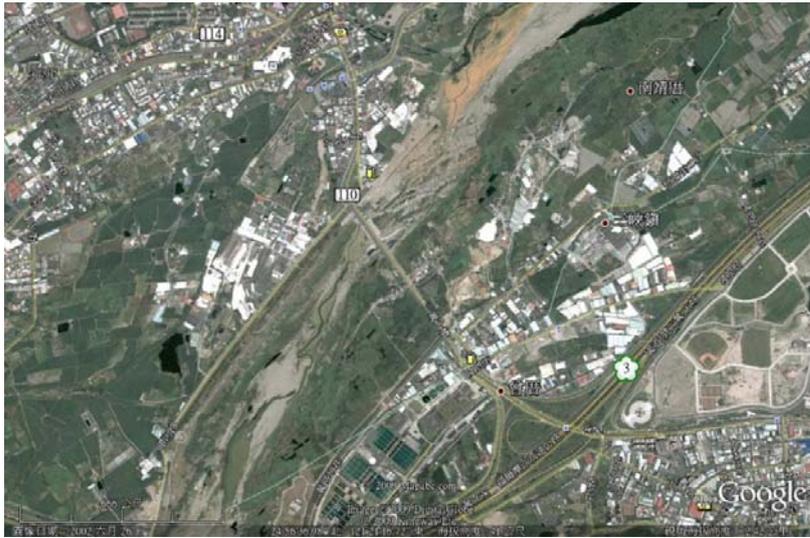
項目	橋墩編號	基樁沖刷深度 (m)	推估頻率 (Hz)	健全度指標
1	P33R	1	2.38	0.84
2	P33R	2	2.31	0.81
3	P33R	3	2.25	0.79
4	P33R	4	2.19	0.77
5	P33R	5	2.13	0.75
6	P33R	6	2.08	0.73
7	P33R	7	2.03	0.71
8	P33R	8	1.99	0.70
9	P33R	9	1.94	0.68

7.2 沉箱分析案例

本節藉由本研究收集具水理二維分析之沉箱案例進行橋梁沉箱耐洪能力分析。

7.2.1 橋梁基本資料

本案例為北部某公路橋為橫跨大漢溪之橋梁，其地理位置如圖 7.59 所示，其中上游側橋梁於民國 75 年 5 月竣工，下游側橋梁於民國 80 年 8 月竣工，橋長 578 m，橋寬 15 m，橋梁結構型式為預力 I 型梁，橋梁跨數 19 跨，其基礎型式為沉箱式結構基礎，橋梁平面及斷面資料如圖 7.60 所示，橋墩及沉箱配筋圖如圖 7.61 及圖 7.62 所示。

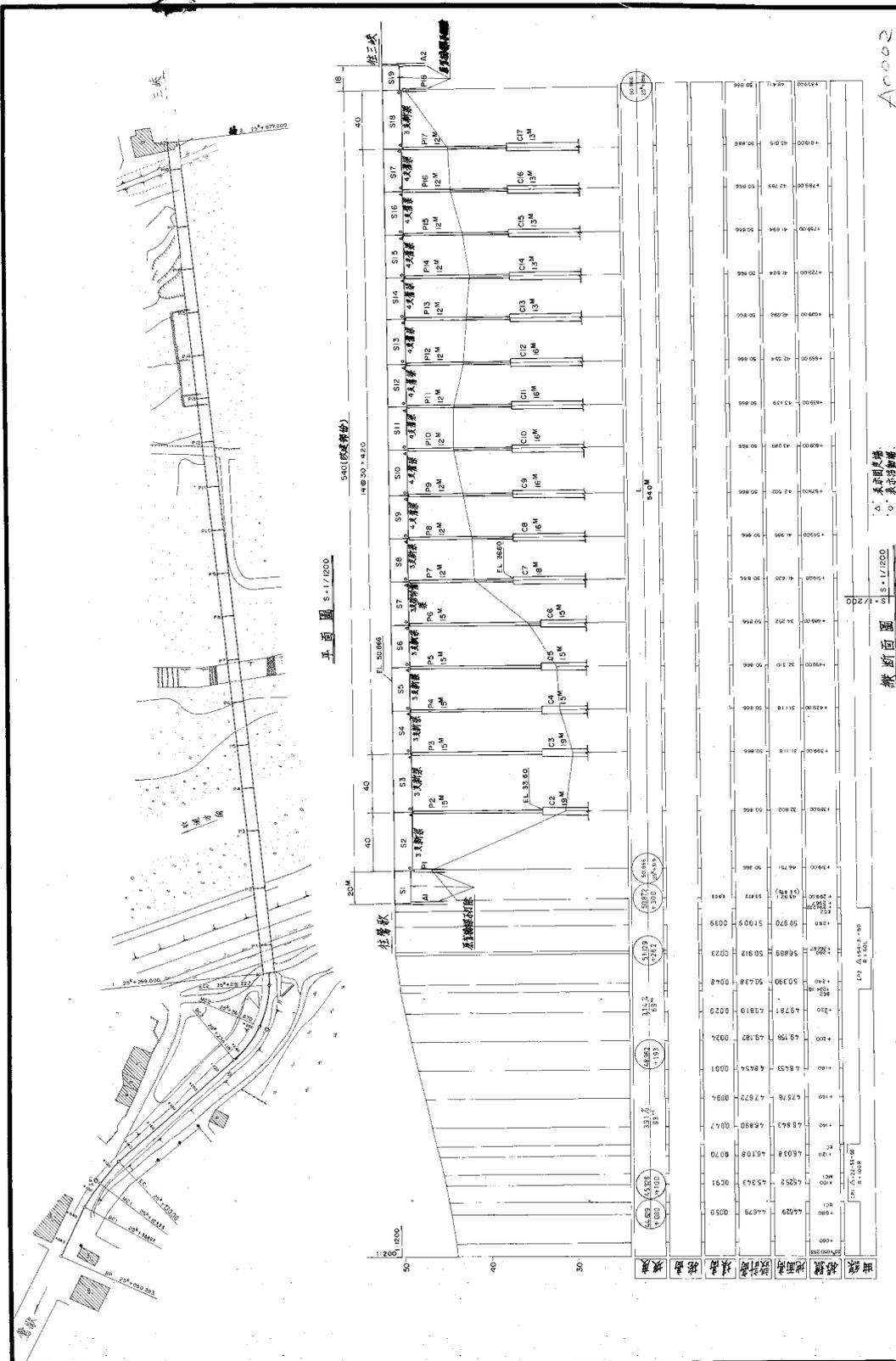


(資料來源：google earth)

圖 7.59 北部某公路橋位置示意圖

表 7-16 沉箱基礎資料

橋墩編號	沉箱長度(m)	橋墩長度(m)
P2	19	15
P3	19	15
P4	15	15
P5	15	15
P6	15	15
P7	18	12
P8	16	12
P9	16	12
P10	16	12
P11	16	12
P12	16	12
P13	13	12
P14	13	12
P15	13	12
P16	13	12
P17	13	12



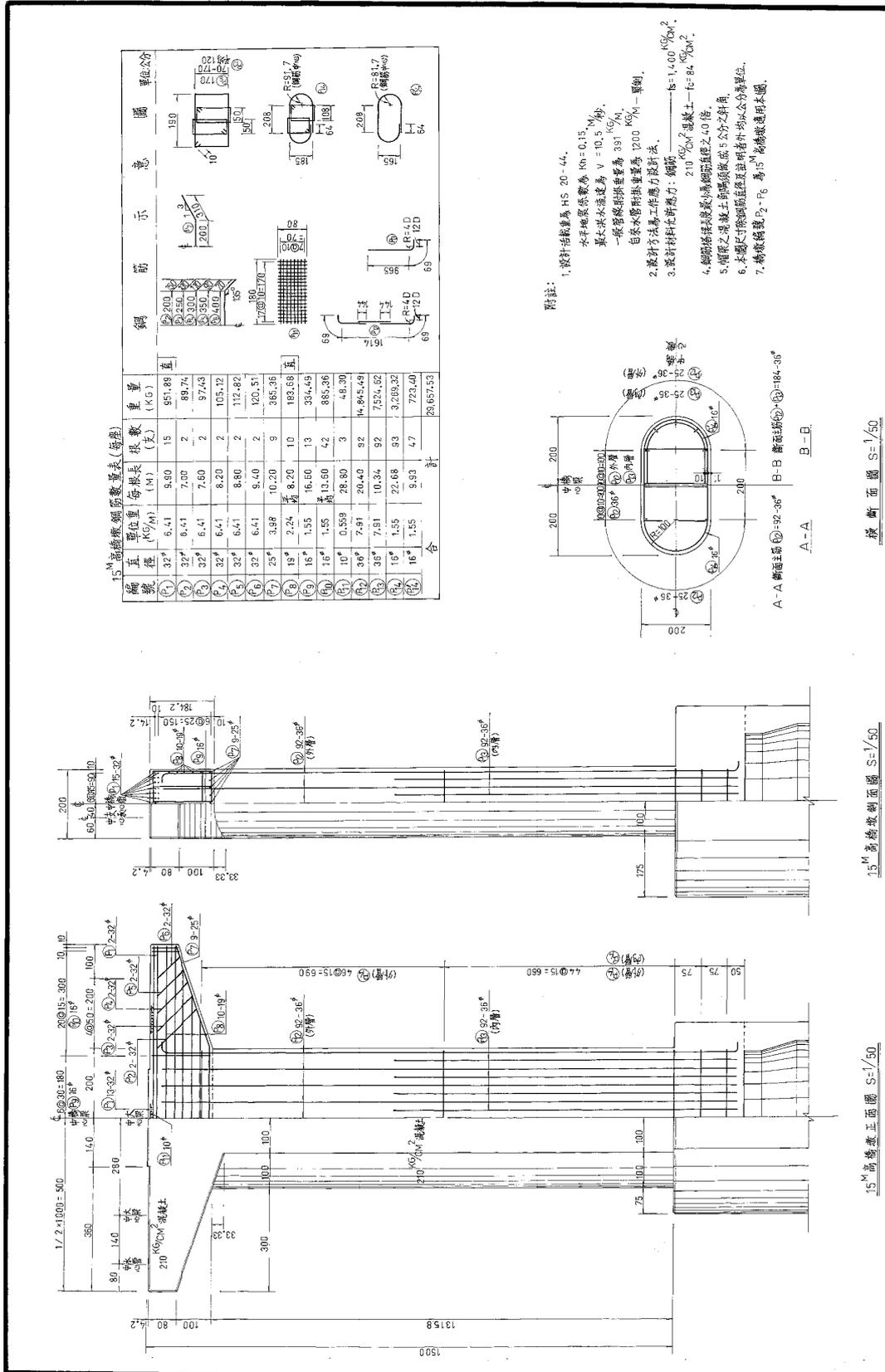


圖 7.61 北部某公路橋橋墩斷面配筋圖

每座沉箱鋼筋數量表 (13° 沉箱)

編號	直徑 (mm)	單位量 (kg)	每根長 (m)	根數 (支)	重量 (kg)	鋼筋示意圖
①	32 ϕ	6.41	5.51	50	1765.46	
②	32 ϕ	6.41	5.55	98	3485.40	
③	18 ϕ	1.55	2.08	121	340.10	
④	18 ϕ	0.944	4.72	4079	3876.74	
⑤	18 ϕ	1.55	15.70	7	170.35	
⑥	25 ϕ	3.08	3.40	23112	1031.17	
⑦	25 ϕ	3.08	2.90	112	1242.70	
⑧	18 ϕ	1.55	17.87	10	276.99	
⑨	18 ϕ	1.55	17.05	10	264.28	
⑩	22 ϕ	3.05	18.35	23	1287.23	
⑪	22 ϕ	3.05	16.59	23	1163.79	
⑫	28 ϕ	5.06	18.88	30	2965.48	
⑬	32 ϕ	6.41	17.18	30	2607.62	
⑭	32 ϕ	6.41	19.68	41	5722.10	
⑮	28 ϕ	5.06	19.44	41	5722.17	
⑯	28 ϕ	3.48	11.10	112	4947.84	
⑰	18 ϕ	0.944	0.53	1526	205.46	
⑱	18 ϕ	2.24	3.06	112	983.48	
⑲	18 ϕ	0.944	0.53	926	127.63	
⑳	18 ϕ	2.24	3.60	112	903.17	
合計					24443.71	
13 ϕ		374.18		22 ϕ	2451.04	
18 ϕ	1401.72			25 ϕ	1426.52	
18 ϕ	3276.44			28 ϕ	5473.40	
				32 ϕ	15546.63	

每座沉箱鋼筋數量表 (13° 沉箱)

編號	直徑 (mm)	單位量 (kg)	每根長 (m)	根數 (支)	重量 (kg)	鋼筋示意圖
①	32 ϕ	6.41	5.51	50	1765.46	
②	32 ϕ	6.41	5.55	98	3485.40	
③	18 ϕ	1.55	2.08	121	340.10	
④	18 ϕ	0.944	4.72	4079	3876.74	
⑤	18 ϕ	1.55	15.70	7	170.35	
⑥	25 ϕ	3.08	3.40	23112	1031.17	
⑦	25 ϕ	3.08	2.90	112	1242.70	
⑧	18 ϕ	1.55	17.87	10	276.99	
⑨	18 ϕ	1.55	17.05	10	264.28	
⑩	22 ϕ	3.05	18.35	23	1287.23	
⑪	22 ϕ	3.05	16.59	23	1163.79	
⑫	28 ϕ	5.06	18.88	30	2965.48	
⑬	32 ϕ	6.41	17.18	30	2607.62	
⑭	32 ϕ	6.41	19.68	41	5722.10	
⑮	28 ϕ	5.06	19.44	41	5722.17	
⑯	28 ϕ	3.48	11.10	112	4947.84	
⑰	18 ϕ	0.944	0.53	1526	205.46	
⑱	18 ϕ	2.24	3.06	112	983.48	
⑲	18 ϕ	0.944	0.53	926	127.63	
⑳	18 ϕ	2.24	3.60	112	903.17	
合計					24443.71	
13 ϕ		374.18		22 ϕ	2451.04	
18 ϕ	1401.72			25 ϕ	1426.52	
18 ϕ	3276.44			28 ϕ	5473.40	
				32 ϕ	15546.63	

每座沉箱鋼筋數量表 (13° 沉箱)

編號	直徑 (mm)	單位量 (kg)	每根長 (m)	根數 (支)	重量 (kg)	鋼筋示意圖
①	32 ϕ	6.41	5.51	50	1765.46	
②	32 ϕ	6.41	5.55	98	3485.40	
③	18 ϕ	1.55	2.08	121	340.10	
④	18 ϕ	0.944	4.72	4079	3876.74	
⑤	18 ϕ	1.55	15.70	7	170.35	
⑥	25 ϕ	3.08	3.40	23112	1031.17	
⑦	25 ϕ	3.08	2.90	112	1242.70	
⑧	18 ϕ	1.55	17.87	10	276.99	
⑨	18 ϕ	1.55	17.05	10	264.28	
⑩	22 ϕ	3.05	18.35	23	1287.23	
⑪	22 ϕ	3.05	16.59	23	1163.79	
⑫	28 ϕ	5.06	18.88	30	2965.48	
⑬	32 ϕ	6.41	17.18	30	2607.62	
⑭	32 ϕ	6.41	19.68	41	5722.10	
⑮	28 ϕ	5.06	19.44	41	5722.17	
⑯	28 ϕ	3.48	11.10	112	4947.84	
⑰	18 ϕ	0.944	0.53	1526	205.46	
⑱	18 ϕ	2.24	3.06	112	983.48	
⑲	18 ϕ	0.944	0.53	926	127.63	
⑳	18 ϕ	2.24	3.60	112	903.17	
合計					24443.71	
13 ϕ		374.18		22 ϕ	2451.04	
18 ϕ	1401.72			25 ϕ	1426.52	
18 ϕ	3276.44			28 ϕ	5473.40	
				32 ϕ	15546.63	

每座沉箱鋼筋數量表 (13° 沉箱)

編號	直徑 (mm)	單位量 (kg)	每根長 (m)	根數 (支)	重量 (kg)	鋼筋示意圖
①	32 ϕ	6.41	5.51	50	1765.46	
②	32 ϕ	6.41	5.55	98	3485.40	
③	18 ϕ	1.55	2.08	121	340.10	
④	18 ϕ	0.944	4.72	4079	3876.74	
⑤	18 ϕ	1.55	15.70	7	170.35	
⑥	25 ϕ	3.08	3.40	23112	1031.17	
⑦	25 ϕ	3.08	2.90	112	1242.70	
⑧	18 ϕ	1.55	17.87	10	276.99	
⑨	18 ϕ	1.55	17.05	10	264.28	
⑩	22 ϕ	3.05	18.35	23	1287.23	
⑪	22 ϕ	3.05	16.59	23	1163.79	
⑫	28 ϕ	5.06	18.88	30	2965.48	
⑬	32 ϕ	6.41	17.18	30	2607.62	
⑭	32 ϕ	6.41	19.68	41	5722.10	
⑮	28 ϕ	5.06	19.44	41	5722.17	
⑯	28 ϕ	3.48	11.10	112	4947.84	
⑰	18 ϕ	0.944	0.53	1526	205.46	
⑱	18 ϕ	2.24	3.06	112	983.48	
⑲	18 ϕ	0.944	0.53	926	127.63	
⑳	18 ϕ	2.24	3.60	112	903.17	
合計					24443.71	
13 ϕ		374.18		22 ϕ	2451.04	
18 ϕ	1401.72			25 ϕ	1426.52	
18 ϕ	3276.44			28 ϕ	5473.40	
				32 ϕ	15546.63	

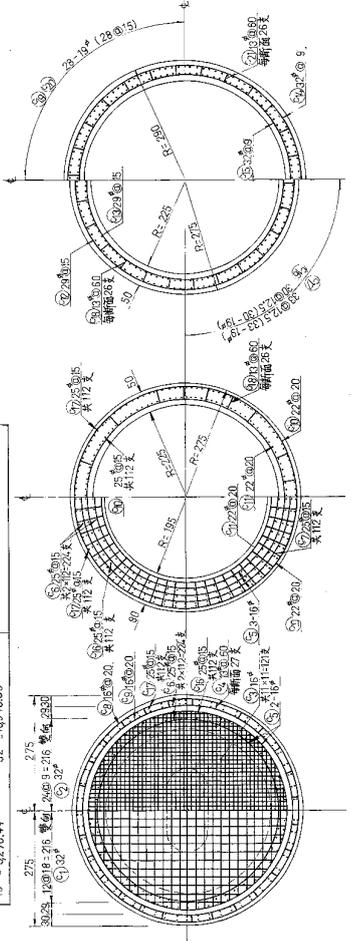
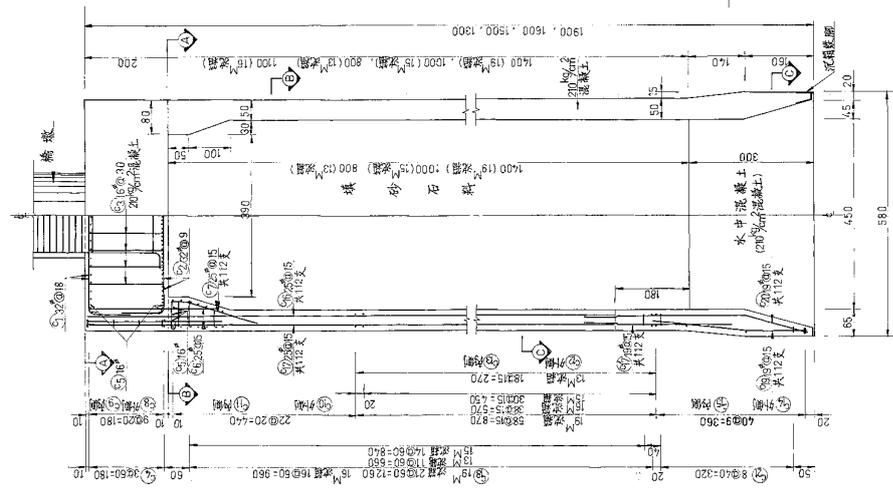


圖 7.62 北部某公路橋橋墩斷面配筋圖

7.2.2 橋梁土層狀況

依據公路總局提供之地質資料(詳圖 7.63)，顯示該橋所在位置之地層狀況依次為粗粒卵石夾塊石、風化砂岩、砂質頁岩或縞狀砂質頁岩，經由比對河床斷面資料、現勘資料與河床沖刷潛勢分析結果，可知橋梁墩柱 P3~P7 之沉箱基礎上方粗粒卵石夾塊石層已被沖刷流失，其中 P5~P7 間部分風化砂岩層亦已受侵蝕，由 P5 及 P6 間河床斷面高程變化資料顯示，民國 88~98 年間岩層受侵蝕變化約 2.35 m，平均每年約 24 cm。

目前行水深槽區主要位於橋墩柱 P6~P8 間，其中墩柱 P6 有包墩保護，故後續將先針對橋梁墩柱 P7 進行耐洪能力評估。由於地層斷面資料並無相關土層材料參數，本研究將依據徐景祥(2005)岩石基礎承載能力資料進行相關分析作業。

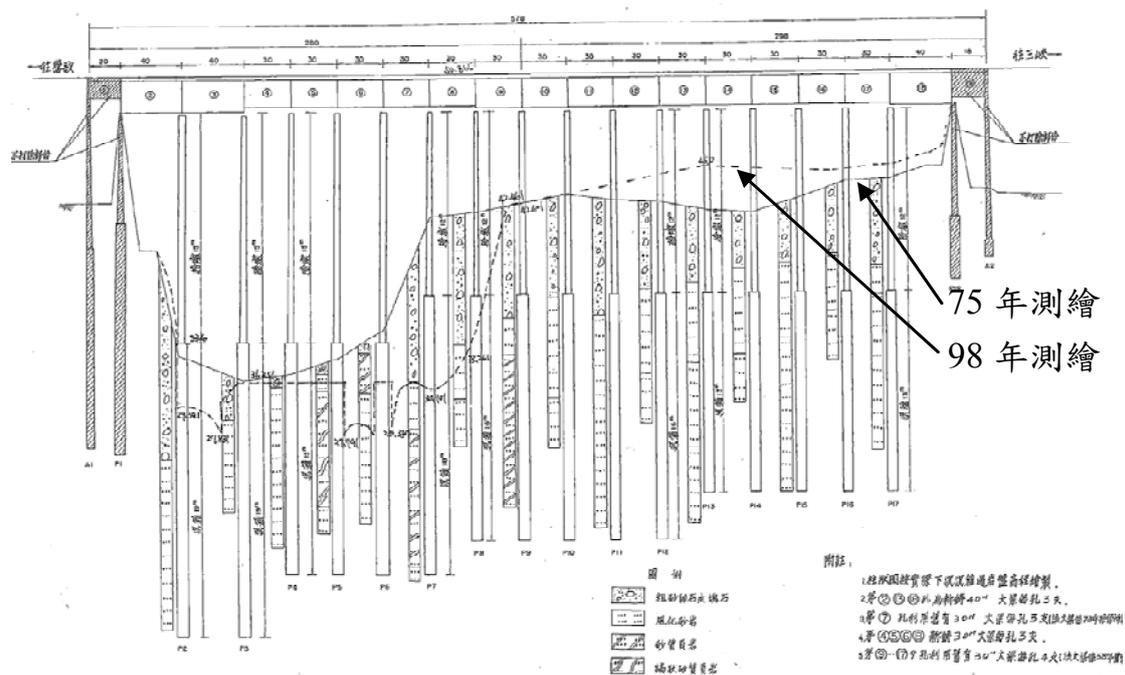


圖 7.63 北部某公路橋地質資料

7.2.3 二維水理分析資料—僅部份護坦保護

依據公路總局提供之報告資料顯示，二維水理分析為使用美國運輸公路局 (Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation) 所發展之「水面有限元素法模擬系統」(Finite Element Surface-Water Modeling System: Two-Dimensional Flow in a Horizontal Plane, 簡稱 FESWMS) 進行模擬其輸入條件為

1. 模擬範圍

自該上游 500 m 處至下游 650 m 處，長度約 1,150m。

2. 輸入參數

(1) 斷面

採用經濟部水利署最新大斷面測量資料，配合新斷面測量資料。

(2) 粗糙度(曼寧 n 值)

除依「大漢溪治理規劃檢討報告(由石門都市計畫界起至三峽河匯流口止)」之建議採用 $n=0.035$ 外，經現場勘查得知該下方 P03~P06 橋墩間有護坦保護，故護坦保護段之曼寧 n 值改採 0.025。

(3) 起算水位

依一維水理分析，於斷面 62.3 之模擬成果 EL.37.48 m 作為下游起算水位。

(4) 流量

依民國 82 年「大漢溪治理規劃檢討報告(由石門都市計畫界起至三峽河匯流口止)」之水文分析成果，採用計畫流量 9,600 cms 作為上游入流量。

(5) 網格切割

針對該橋全河道斷面進行模擬，其全河道有限元素網格分

割圖詳如圖 7.64。然根據測量結果得知，該橋目前僅有 P02~P08 橋墩座落於河道深槽中，其餘橋墩則座落於高灘地上，且經一維水理分析結果，目前 100 年重現期距洪水位均位於河道深槽。因此僅針對低水河槽之橋墩進行分析，故將局部河道斷面計算平面切割成 4,960 個網格與 10,136 個節點，其中為反應橋墩對水位之影響，並將橋梁附近分割為更細之網格。

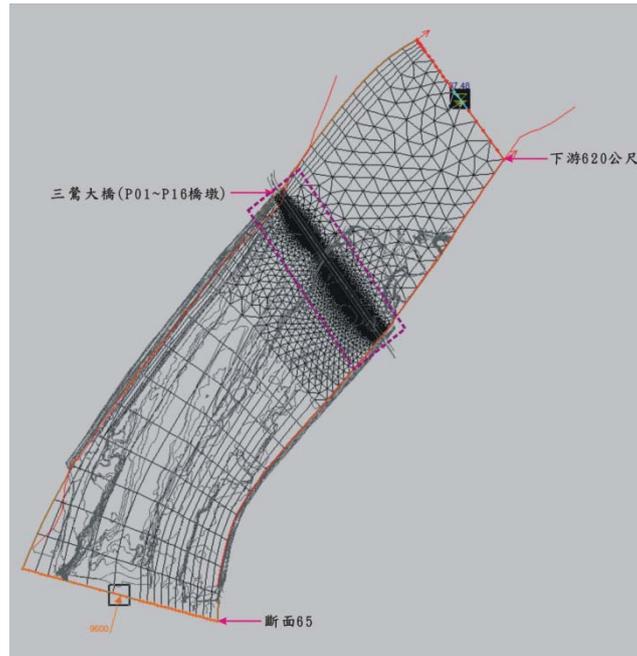


圖 7.64 北部某公路橋河道斷面二維流場有限元素網格分割圖

二維水理之演算成果詳表 7-17，而由公路總局資料顯示，一維水理於橋梁斷面平均流速為 6.13 m/s，與二維水理相較，各橋孔間流速除鄰護岸側之 S02 及 S09 外，其流速約在 5~7.5 m/s，顯示二維水理分析之水位與一維水理分析之流速約略相當。墩前水位則有相當明顯局部壅高效果，相較一維模式平均墩前水位 39.29 m 而言，各橋墩二維模式墩前水位 41.60~42.10 m，局部壅高效果相當明顯，一維模式平均墩後水位 38.27 m，相較二維模式墩後水位 37.40~40.00 m 約略相當，而各橋墩間水位變異極大，愈接近河道中心橋墩，其墩前墩後水位落差愈為明顯。

表 7-17 二維水理演算成果(僅部份橋墩施作護坦保護)

結構物	橋墩編號	流量 (cms)	曼寧 n 值	墩前流速 (m/s)	墩後流速 (m/s)	墩前水位 (m)	墩後水位 (m)	前後水位差 (m)	備註
橋墩	P02	9,600	0.035	0.96	0.95	41.80	40.00	1.80	
	P03	9,600	0.025	2.0	2.0	41.70	38.20	3.50	護坦保護
	P04	9,600	0.025	2.0	2.0	41.60	37.40	4.20	護坦保護
	P05	9,600	0.025	2.0	2.0	42.00	38.30	3.70	護坦保護
	P06	9,600	0.025	2.0	2.0	41.90	39.15	2.75	護坦保護
	P07	9,600	0.035	2.0	2.0	42.00	39.10	2.90	
	P08	9,600	0.035	1.3	1.3	42.10	40.00	2.10	
橋孔	S02	9,600	0.035	3.5	3.5	-	-	-	
	S03	9,600	0.025	5.0	5.0	-	-	-	護坦保護
	S04	9,600	0.025	6.0	6.5	-	-	-	護坦保護
	S05	9,600	0.025	6.5	7.5	-	-	-	護坦保護
	S06	9,600	0.035	6.3	6.7	-	-	-	
	S07	9,600	0.035	5.6	6.2	-	-	-	
	S08	9,600	0.035	5.3	6.0	-	-	-	
	S09	9,600	0.035	2.0	2.3	-	-	-	

7.2.4 橋梁沉箱基礎耐洪承載能力分析—僅部份護坦保護

耐洪能力分析依據 6.3.1 節分析方式進行，各計算過程說明如下：

1. 沉箱外力分析

當橋墩受到如圖 7.65 之各種載重後，沉箱將產生平移加上旋轉，如 7.66 所示，此時亦可如 7.67 所示，假設有一旋轉中心，此乃平移加上旋轉後沒有位移之點，如能知此點的位置，即可求得沉箱側面土反力的分佈。旋轉中心之位置與參數 h_{left}/D 關係密切，其中 h_{left} 為沖刷後沉箱之剩餘長度，而 D 為沉箱之直徑，旋轉中心之求取，需分下列三種情況：

(1) $h_{left}/D > 1.3$ ：此時旋轉中心位置位於由底部起算 $h_{left}/3$ 的位置。

所以沖刷河床面之水平位移 $xc1$ 為沉箱底位移 $xc2$ 的兩倍，而

沉箱上方與沉箱底之側土壓亦呈 2：1 之關係。

- (2) $0.3 < h_{left}/D < 1.3$ ：當 h_{left}/D 由 1.3 降至 0.3 時，旋轉中心將由 $h_{left}/3$ 線性降至 0。
- (3) $h_{left}/D < 0.3$ ：當 h_{left}/D 小於 0.3 時，旋轉中心將降至沉箱底以下。
- (4)

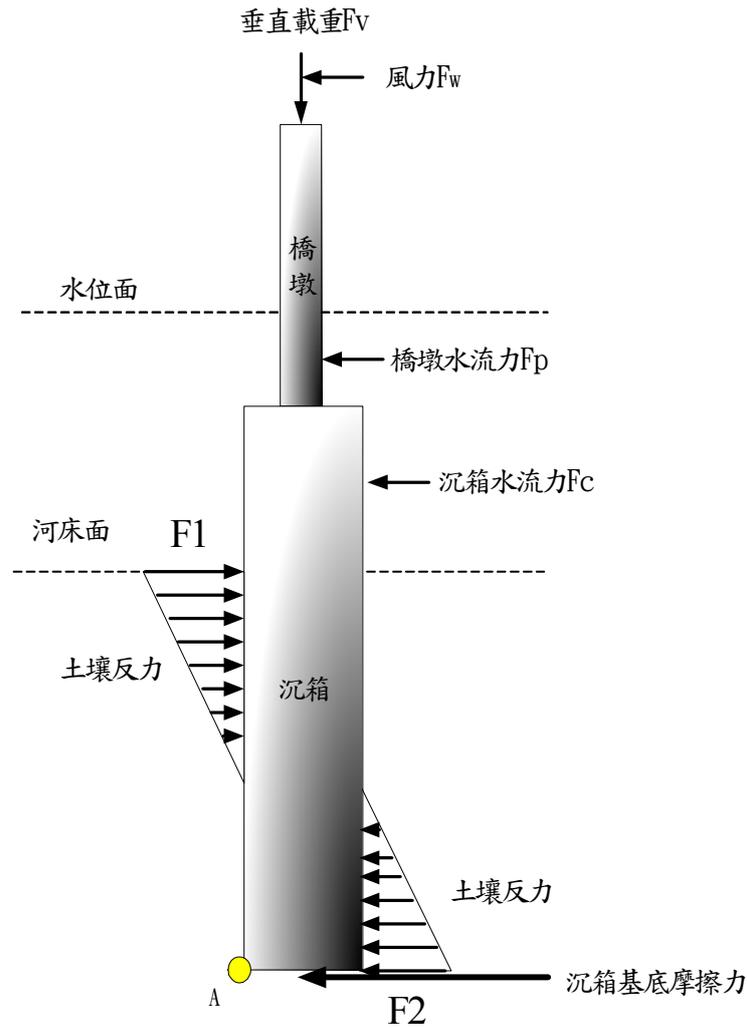


圖 7.65 沉箱基礎橋墩之耐洪分析示意圖

資料來源：公路總局「橋梁監測預警系統及沖刷保護措施及補強等策略之研究」

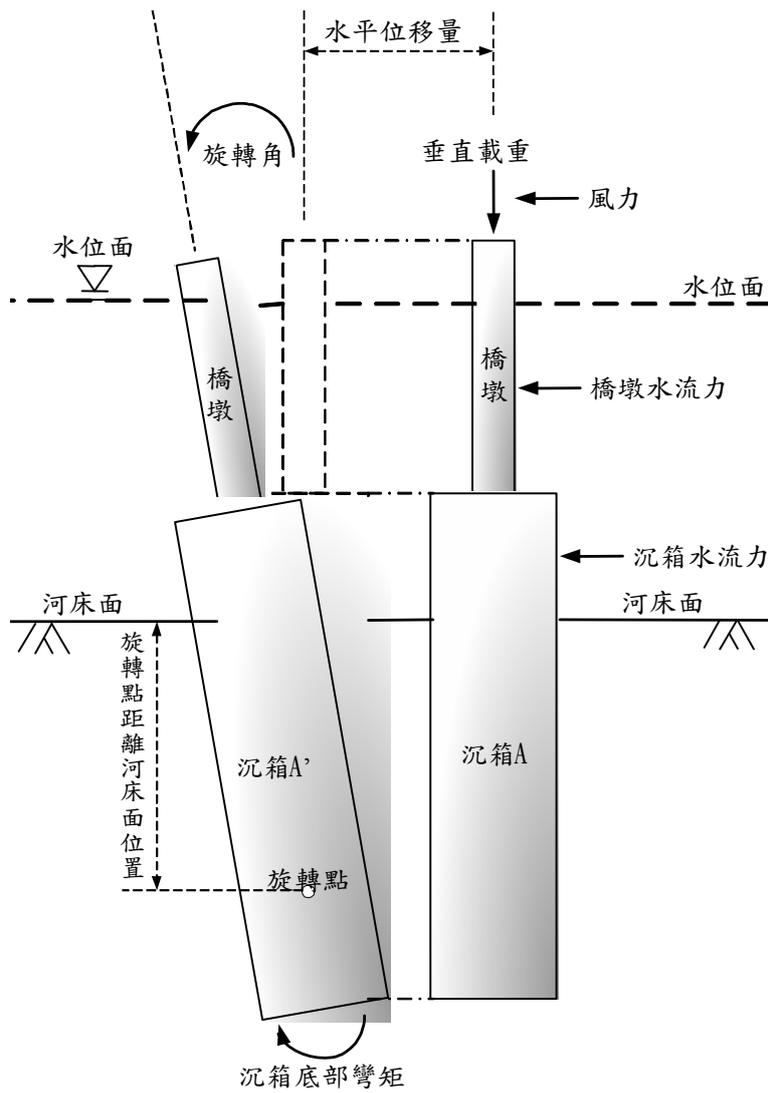


圖 7.66 沉箱平移與旋轉

資料來源：公路總局「橋梁監測預警系統及沖刷保護措施及補強等策略之研究」

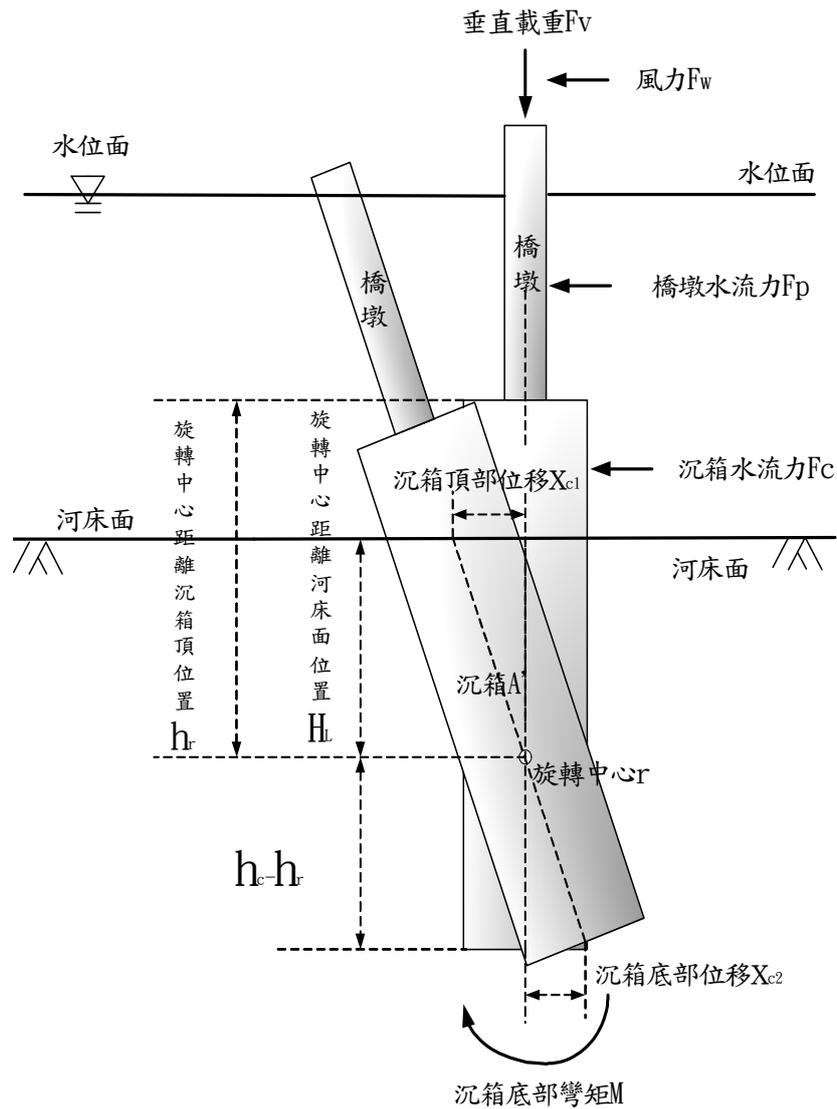


圖 7.67 沉箱之旋轉中心

資料來源：公路總局「橋梁監測預警系統及沖刷保護措施及補強等策略之研究」

經由民國 98 年河床斷面測繪資料圖 7.63 顯示，河床高程為 30.701 m，再由圖 7.61 可知，墩柱 P7 沉箱之直徑為 5.8 m，其基礎頂部高程為 36.6 m、底部高程為 18.6 m，因此，墩柱 P7 沉箱埋入岩層深度為 12.101 m，假設洪水時之沖刷深度為 0.5 m，則沉箱沖刷後之剩餘長度為 11.601 m，因此， $h_{left}/D = 11.601/5.8 = 2 > 1.3$ ，故可利用上述情況 1 之分析方式計算墩柱 P7 之耐洪能力，其沉箱側向土壓分佈如圖 7.68 所示。

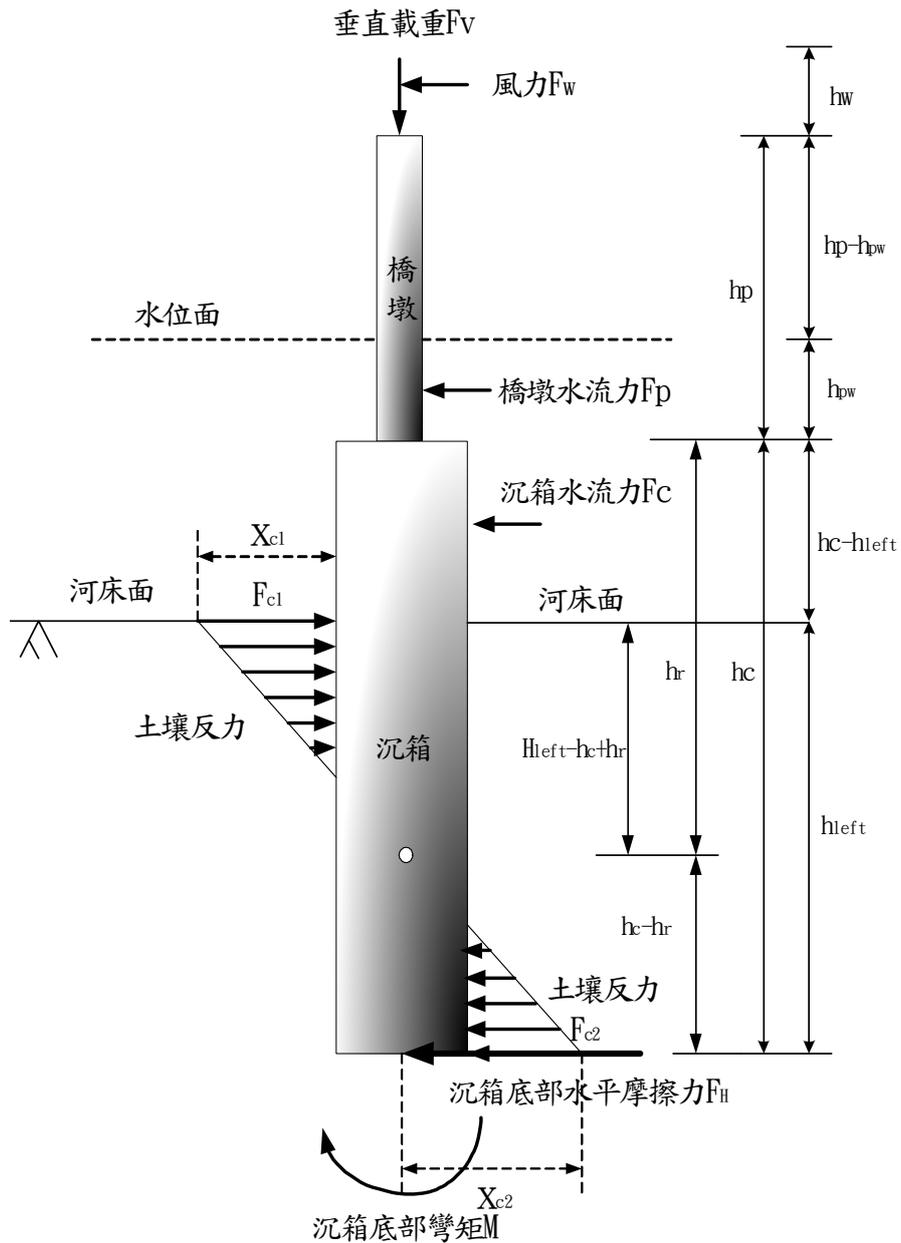


圖 7.68 情況 1($h_{left}/D > 1.3$)沉箱側向土壓分佈圖

資料來源：公路總局「橋梁監測預警系統及沖刷保護措施及補強等策略之研究」

此時，旋轉中心位於由沉箱底部算起 $h_{left}/3$ 的位置，其沖刷河床面之沉箱水平位移 x_{c1} 、沉箱底水平位移 x_{c2} ，土壤反力 F_{c1} 、 F_{c2} ，沉箱底部水平摩擦力 F_H 之計算式如下：

$$x_{c2} = \frac{1}{2} x_{c1} \dots\dots\dots (7.1)$$

$$F_{c1} = K_H \times D \times x_{c1} \dots\dots\dots(7.2)$$

$$F_{c2} = K_H \times D \times x_{c2} \dots\dots\dots(7.3)$$

$$F_H = K_S \times A_P \times x_{c2} \dots\dots\dots(7.4)$$

- 式中， K_H ：土壤水平地盤反力係數(tf/m³)
 K_S ：沉箱底部水平摩擦彈簧之地盤反力係數(tf/m³)
 A_P ：沉箱底部的斷面積(m²)
 F_{c1} ：河床面單位深度之土反力(tf/m)
 F_{c2} ：沉箱底部單位深度之土反力(tf/m)
 F_H ：沉箱底部水平摩擦力(tf)

而由 $\sum F_x = 0$ 列出下式：

$$F_w + F_p + F_c - \frac{1}{2}(2F_{c2})\left(\frac{2}{3}h_{left}\right) + \frac{1}{2}F_{c2}\left(\frac{1}{3}h_{left}\right) + F_H = 0 \dots\dots(7.5)$$

- 式中， F_w ：風作用力之合力
 F_p ：作用在橋墩之水流力合力
 F_c ：作用在沉箱之水流力合力

由式(7.5)可解得 x_{c1} ，並進一步求得各作用力。

而沉箱底面之總彎矩 M 可計算如下：

$$M = F_w(h_w + h_p + h_c) + F_p\left(\frac{h_{pw}}{2} + h_c\right) + F_c\left(\frac{h_c + h_{left}}{2}\right) - \frac{1}{2}F_{c2}h_{left}^2 \dots\dots\dots(7.6)$$

- 式中： h_w ：為風力重心至橋墩頂部之距離
 h_p ：為橋墩高度
 h_c ：為沉箱長度
 h_{pw} ：為橋墩水面下長度

依據圖 7.60 可知，橋梁墩柱 P7 之橋墩長 12 m，寬 2 m，沉箱長 18 m，直徑 5.8 m，其左右兩跨跨度皆為 30 m，而由水理分析資料可得該橋各洪水頻率重現期之洪水位，首先以 Q_{100} 之洪水位 39.29 m 為分析水位高程，其對應之洪水流速為 5.5 m/sec，並假設鋼筋混凝土單位重為 2.5 t/m^3 ，進行各作用力之計算如下。

(1) 靜載重

靜載重主要包括橋梁上構與設施的重量、帽梁、橋柱、樁帽、基樁與樁帽上覆土的重量(如果有的話)。上構與設施的重量與橋面寬度，以及橋墩左右兩跨平均跨度的乘積成正比，將此乘積，即柱之載重面積乘以橋梁單位面積上構與設施的重量，就可求得應加在柱頂的垂直載重。

由設計圖可知，30 m 長橋面版之每跨靜重 345 tf(含欄杆及公共設施重量)。

(2) 活載重

活載重即車輛活載重，根據交通部公路橋梁設計規範，以 HS 20-44 載重設計之。然因國內車輛載重超過此值不少，因此目前新設計的橋梁大多增加 30%，本研究以此為標準。

車輛活載重有兩種，即貨車載重與車道載重。計算貨車載重加在橋墩之力量時，要取貨車擺放位置最嚴重的情況。計算車道載重時，除加上均佈載重外，另在支承上要加集中載重 14750 kgf。上述貨車載重與車道載重引致之支承反力要取大值。此外，橋墩所承受之車道數如為三車道，其軸力可折減為 90%，四車道及以上，可折減為 75%。

由設計圖可知，活載重計算考慮為貨車載重 HS 20-44 並加計 30%，則加在橋墩之重量為： $(29.75 \times 1.3) \times 2 \times 2 = 154.7(\text{tf})$

(3) 風力

依據公路橋梁設計規範(2009)，風力應考慮兩種情況，其一為高風速時，單位面積所受風壓桁架及拱為 580 kgf/m^2 ，梁為 390

kgf/m²，不必考慮車輛活載重；其二為中風速時，要考慮車輛活載重及作用在車列的風力 240 kgf/m，作用高度在橋面以上 1.8 m，然此時應加計作用在橋體上之風力，因風速較小，取高風速時風壓的 0.3 倍計算。

而橋體受風面積以受風面積的高度乘以相鄰兩跨平均跨徑，而受風面積高度包括梁高、橋面高與不透風欄杆高與隔音牆高度。

由設計圖可知，受風面積高度為 3 m。因此，風力 F_w 為：

$$0.39 \times 30 \times 3 = 35.1(\text{tf})$$

(4) 水流壓力

根據交通部頒布之公路橋梁設計規範第 3.18 節，水流對於橋墩之作用壓力依下式計算之，就基礎為已裸露的沉箱而言，要計算沉箱所受之流水作用力，再將其作用在沉箱上。考量橋墩與沉箱皆為圓頭，故水流作用力常數 K 皆取 0.7，再由設計圖可知，橋墩寬 2 m，高 (h_p) 12 m，浸水深 (h_{pw}) 為 39.29-36.6=2.69 m，沉箱高 (h_c) 18m，沖刷後之剩餘長度 (h_{left}) 為 30.701-18.6-0.5=11.601 m。則橋墩、沉箱所受之水流力 F_p、F_c 如下：

$$\text{橋墩水流力 } F_p = 52.5 \times 0.7 \times 5.552 \times 2 \times 2.69 / 1000 = 5.98(\text{tf})$$

$$\text{沉箱水流力 } F_c = 52.5 \times 0.7 \times 5.552 \times 5.8 \times (18 - 11.601) / 1000 = 41.26(\text{tf})$$

(5) 橋墩與沉箱重量

由設計資料可得橋墩及沉箱之尺寸，假設沉箱內填砂石料之土重為 1.8 tf/m³，則橋墩、沉箱之重量計算如下：

橋墩重量：

$$(29.57 + 7.14159 \times (12 - 1.8 - 0.33)) \times 2.5 - 2.69 \times 7.14159 \times 1 \\ = 230.93(\text{tf})$$

沉箱重量：

$$[(5.82 - 4.52) \times \pi / 4] \times 18 \times 2.5 + (4.52 \times \pi / 4) \times 18 \times 1.8 - (5.82 \times \pi / 4) \times 18 \times 1 = 5$$

12.97(tf)

(6) 其他載重

由於橋梁墩柱 P7 現況為已沖刷至岩層面，因此沉箱並無側向土壓力作用，而樁入岩層之沉箱則考慮為點承載，並忽略其摩擦承載。

綜上所述，沉箱底面之總彎矩 M 可利用式(5.7)計算，軸力 P 則為作用於橋墩之垂直載重(含橋梁之靜載、活載)，橋墩重量與沉箱重量之和。

$$\begin{aligned} M &= 35.1 \times (3+12+18) + 5.98 \times (2.69/2+18) + 41.26 \times (18+11.601)/2 \\ &= 1884.66(\text{tf}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

$$P = (345+154.7) + 230.93 + 512.97 = 1243.6(\text{tf})$$

2. 沉箱極限承載力分析

求得沉箱底部傳入土壤之彎矩 M 與軸力 P 後，可求其偏心距 e

$$e = M/P = 1884.66/1243.6 = 1.52(\text{m})$$

圓形沉箱承受偏心載重時，其有效接觸面積 A_{eff} 可依下式計算(如圖 6.29 所示)，依此有效接觸面積乘以 q_u 即可算出其極限承載力。

$$A_{eff} = r^2 (\alpha - \cos \alpha \sin \alpha)$$

式中， r 為沉箱半徑； α 為接觸面積之半圓周角(rad)，其值與偏心率 e/r 有關，詳圖 6.30 所示

由偏心距 $e=1.52(\text{m})$ ，沉箱半徑 $r=5.8/2=2.9$ ，查圖 6.30 得 $\alpha=1.39$ ，則有效接觸面積 A_{eff} 計算如下：

$$A_{eff} = 2.9^2 (1.39 - \cos 1.39 \sin 1.39) = 10.20(\text{m}^2)$$

由圖 7.63 可知橋墩 P7 之承載層為風化砂岩，採保守考量，假設砂岩完全風化則風化係數為 0.2(即強度折減 80%)，故其單壓強度為 $1950 \times 0.2 = 390(\text{t}/\text{m}^2)$ ，則沉箱之極限承載力為

$$Q_c = 390 \times 10.20 = 3978.91(\text{tf})$$

3. 橋墩耐洪能力計算

由式(6.89)，橋墩 P7 之耐洪能力安全係數為：

$$FS = \frac{Q_c}{P} = \frac{3978.91}{1243.6} = 3.20$$

由分析結果顯示 P7 橋墩在條件為最大洪水流速為 5.55 m/sec、水位標高 39.29 m、洪水時之沖刷深度為 0.5 m 時，耐洪能力安全係數分析為 3.20。另依據不同洪水回歸週其分析結果如表 7-18

表 7-18 P7 橋墩各重現期距之耐洪能力(僅部份橋墩施作護坦保護)

水理分析模式	洪水頻率	洪水位(m)	平均流速(m/s)	岩層沖刷深度(m)	安全係數 FS
一維現況水理分析	Q ₂	33.96	3.0	0.5	5.27
	Q ₅	35.82	3.8		4.8
	Q ₂₀	37.84	4.8		4.05
	Q ₅₀	38.82	5.3		3.34
	Q ₁₀₀	39.29	5.55		3.2
	Q ₂₀₀	40.34	5.88		2.79
二維水理分析	Q ₁₀₀	42.00	2.0	0.5	5.24
	Q ₁₀₀	42.00	6.2 (採 S7 橋孔流速)		2.62

7.2.5 二維水理分析資料—全部護坦保護

依據公路局 99 年 11 月資料，案例橋梁原河床已經沖刷導致岩層裸露，惟橋梁管理單位已針對該橋跨河段橋墩全面施做護坦保護工(如圖 7.69)，而公路局針對全面施做護坦保護之二維水理之演算成果詳表 7-19。

而由公路總局資料顯示，一維現況水理於橋梁上下斷面平均流速為 7.11m/s，一維與二維水理相較，各橋孔間流速除鄰護岸側之 S02 及 S09 外，其流速約在 5.0~7.8m/s，顯示二維水理分析之水位與一維水理分析之流速約略相當。墩前水位則有相當明顯局部壅高效果，相較一維模式平均墩前水位 39.80m 而言，各橋墩二維模式墩前水位 41.60

~42.20m，局部壅高效果相當明顯，一維模式平均現況墩後水位36.69m，相較二維模式墩後水位37.00~40.00m約略相當，而各橋墩間水位變異極大，愈接近河道中心橋墩，其墩前墩後水位落差愈為明顯。

表 7-19 二維水理演算成果(全護坦保護)

結構物	橋墩編號	流量 (cms)	曼寧 n 值	墩前流速 (m/s)	墩後流速 (m/s)	墩前水位 (m)	墩後水位 (m)	前後水位差 (m)	備註
橋墩	P02	9,600	0.025	2.1	1.5	41.70	39.50	2.20	護坦保護
	P03	9,600	0.025	2.0	2.0	41.60	37.70	3.90	護坦保護
	P04	9,600	0.025	2.0	2.0	41.70	37.00	4.70	護坦保護
	P05	9,600	0.025	2.0	2.0	42.00	37.00	5.00	護坦保護
	P06	9,600	0.025	2.0	2.0	42.00	38.00	4.00	護坦保護
	P07	9,600	0.025	2.0	2.0	42.20	39.0	3.20	護坦保護
	P08	9,600	0.025	1.5	1.5	42.00	40.00	2.00	護坦保護
	橋孔	S02	9,600	0.025	4.0	4.0	-	-	-
S03		9,600	0.025	5.5	5.5	-	-	-	護坦保護
S04		9,600	0.025	6.0	7.0	-	-	-	護坦保護
S05		9,600	0.025	7.0	7.8	-	-	-	護坦保護
S06		9,600	0.025	7.0	7.8	-	-	-	護坦保護
S07		9,600	0.025	6.0	6.5	-	-	-	護坦保護
S08		9,600	0.025	5.0	6.0	-	-	-	護坦保護
S09		9,600	0.025	2.2	2.2	-	-	-	護坦保護



圖 7.69 案例橋梁護坦施作前後照片

7.2.6 橋梁沉箱基礎耐洪承載能力分析—全護坦保護

橋梁耐洪能力分析則依據 7.2.4 節方式計算，其中依據公路局資料顯示，於橋墩施作全護坦保護後一維水理分析資料 Q_{100} ，其洪水位為 39.8 m 對應之洪水流速為 5.5 m/sec，則其橋墩 P7 之耐洪能力安全係數為：

$$FS = \frac{Q_c}{P} = \frac{4106.7}{1239.96} = 3.31$$

另依上述步驟分別計算各重現期洪水頻率下，依一維水理模式、二維水理模式分析所得之洪水位與洪水流速，進行橋墩 P7 之耐洪能力分析，其分析結果如表 7-20 所示。

表 7-20 P7 橋墩各重現期距之耐洪能力(全護坦保護)

水理分析模式	洪水頻率	洪水位(m)	平均流速(m/s)	岩層沖刷深度(m)	安全係數 FS
一維現況水理分析	Q_2	34.2	3.3	0	5.09
	Q_5	35.92	4.1		4.88
	Q_{20}	38.15	4.9		4.16
	Q_{50}	39.27	5.3		3.51
	Q_{100}	39.8	5.5		3.31
	Q_{200}	40.87	5.77		2.87
二維水理分析	Q_{100}	42.20	2.0		5.2
	Q_{100}	42.20	6 (採 S7 橋孔流速)		2.36

經分析具部份護坦保護之橋墩與全護坦保護橋墩之耐洪能力顯示，全護坦保護橋墩其洪水位相較於具部份護坦保護橋墩為高，惟具全護坦保護橋墩無沖刷之疑慮，則其耐洪能力相較於具部份護坦保護之橋墩為大。

7.2.7 沉箱傾覆分析

傾覆分析依據 6.3.1.1 節方式計算，沉箱外力計算則如上節所述，圖 7.70 資料顯示沉箱其河床面與沉箱表面高程一致，沉箱長度 12m，沉箱上部橋柱長 10m，由地層斷面資料顯示覆土深度 8.5m 為卵礫石夾

砂層，其下為灰色沉泥質砂岩，另由沉箱上部橋柱長 10m，因此分析中假設洪水之最大水面與橋柱長一致為 10m，由於地層斷面資料並無相關土層材料參數，因此本研究依據 DAS(1990)之建議假設卵礫石夾砂層單位中為 1.93t/m^3 ，摩擦角為 33° 。沉箱相關資料如表 7-21 所示。

表 7-21 傾覆分析沉箱相關資料

受風高度	3 m
沉箱內徑	5.4 m
沉箱外徑	6 m
沉箱高	12 m
橋墩高	10 m
橋墩長	5.4 m
橋墩寬	2.2 m
靜載重	308.73 ton
活載重	148.75 ton
風力	23.4 ton
主動土壓係數	0.3
被動土壓係數	3.39
橋墩重量	225.72 ton
沉箱重量	345.84 ton

當水流流速為 4m/s ，水位高度為 5m 、沖刷深度為 4m ，則橋墩水流作用力為

$$52.5 \times 0.7 \times 4 \times 4 / 1000 \times 5 \times 2.2 = 6.47 \text{ ton}$$

沉箱處水流作用力為

$$52.5 \times 0.7 \times 4 \times 4 / 1000 \times 6 \times 4 = 14.11 \text{ ton}$$

主動土壓作用力為

$$0.93 \times 8 \times 0.3 \times 8 / 2 \times 6 = 53.58 \text{ ton}$$

被動土壓作用力為

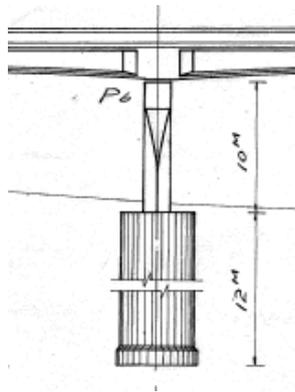
$$0.93 \times 8 \times 3.39 \times 8 / 2 \times 6 = 605.28 \text{ ton}$$

則沉箱傾覆穩定計算為

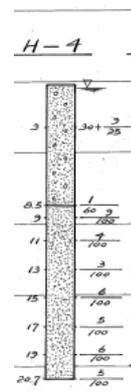
$$FS = \frac{(308.73 + 225.72 + 345.84) \times ((6/2) - 0.92) + (605.28 \times ((12 - 4)/3))}{(23.4 \times (3/2 + 12 + 10) + 6.47 \times (5/2 + 12) + 14.11 \times (4/2 + (12 - 4)) + 53.58 \times ((12 - 4)/3))}$$

$$= \frac{3445.08}{927.7} = 3.7$$

另假設水流流速變化為 6m/s~9m/s；水位高度變化為 2m~8m，計算其最大容許沖刷深度，圖 7.71 為傾覆分析結果，圖 7.72 為承載分析結果，由資料可知隨水流流速增加，基礎容許沖刷深度變小，其中在低水流流速時傾覆分析之容許沖刷深度相較承載分析為大，然而當高水流流速時傾覆分析之容許沖刷深度相較承載分析為小，如圖 7.73。

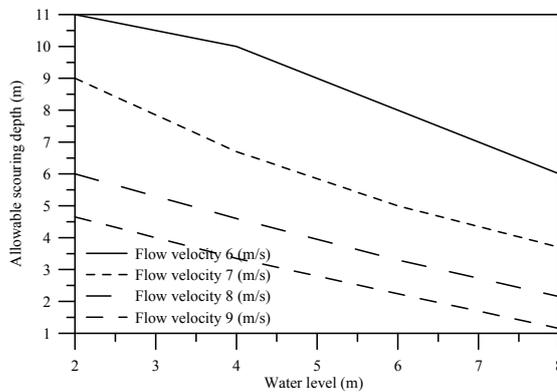


(a) 斷面圖

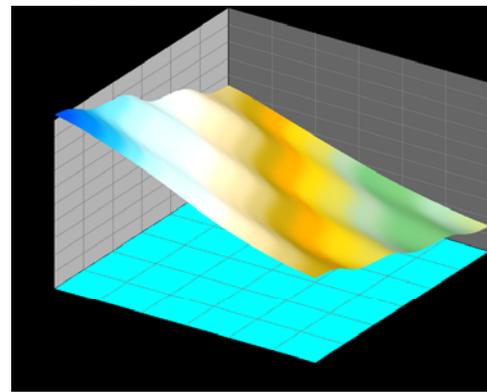


(b) 鑽孔資料

圖 7.70 沉箱斷面資料



(a)



(b)

圖 7.71 沉箱傾覆分析破壞包絡面

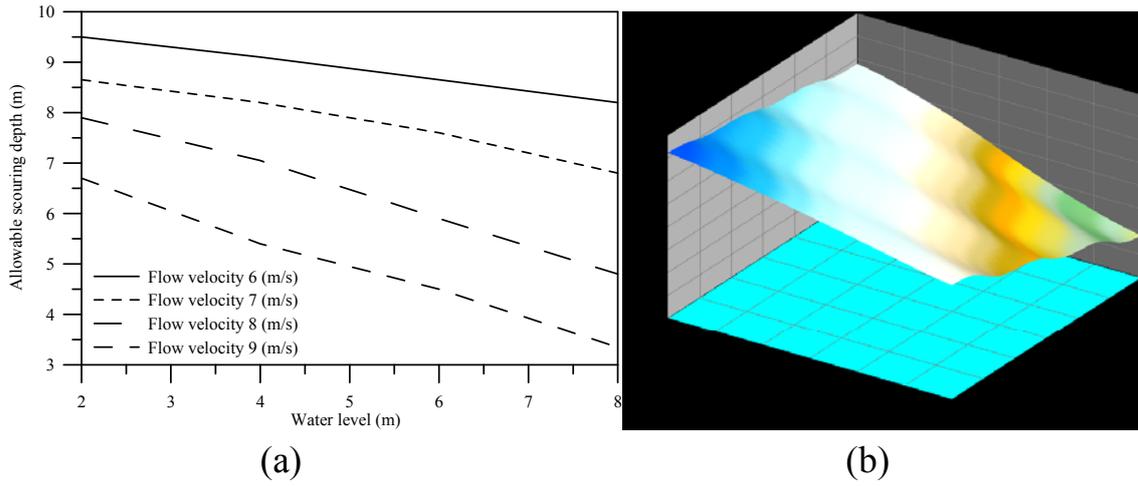


圖 7.72 沉箱承載分析破壞包絡面

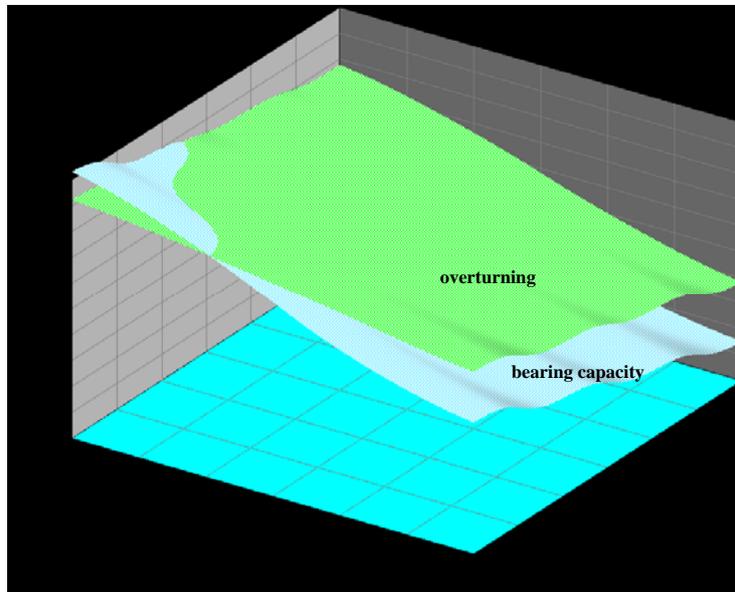


圖 7.73 沉箱傾覆分析與承載分析破壞包絡面關係圖

第八章 橋梁安全評估程序研擬

本章節為依據本研究建立的跨河橋梁耐洪安全評估模式，研擬相關利用本研究模式分析之程序，而有關災害應變之程序則為子計畫十「跨河橋梁安全預警系統之建立研究及整合作業」的研究內容，在此不在贅述。以下針對利用本研究的安全評估模式程序進行說明。

1. 安全評估模式適用範圍

研究範圍為針對在颱風洪水作用下導致河床沖刷之橋梁基礎，不包含受土石流作用下導致河床淤積之橋梁基礎與地震之作用，分析的橋梁基礎類型主要為針對臺灣地區跨河橋梁常使用之沉箱基礎與樁基礎。

2. 依據規範

依據規範包含：交通部公路橋梁設計規範(2009)、交通部公路排水設計規範(2009)及建築基礎構造規範(2001)。

3. 安全評估模式所需參數資料

(1) 橋梁基本資料

a. 樁基礎

不透風護欄高(m)	橋墩重量(ton)
箱型梁與橋面板高(m)	樁帽長度(m)
上部荷重(ton)	樁帽寬度(m)
橋墩跨徑(m)	樁帽高度(m)
橋墩高度(m)	基樁直徑(m)
橋墩寬(m)	基樁長度(m)
橋柱斷面積(m ²)	基樁數量(m)
基樁慣性矩	基樁水流作用力常數
橋墩水流作用力常數	最外側基樁至樁帽外側距離
樁帽水流作用力常數	混凝土單位重(t/m ³)
承載層土壤單位重(t/m ³)	承載層土壤摩擦角
承載層土壤凝聚力	

b. 沉箱基礎

主動土壓力係數(k_a)	混凝土單位重(t/m^3)
被動土壓力係數(k_p)	不透風護欄高(m)
沉箱基礎底面之形狀因素(α)	箱型梁與橋面板高(m)
沉箱基礎底面之形狀因素(β)	上部荷重(ton)
沉箱支承力因素(N_c)	橋墩跨徑(m)
沉箱支承力因素(N_q)	橋墩高度(m)
沉箱支承力因素(N_r)	橋墩寬(m)
承載層土壤單位重(t/m^3)	橋柱斷面積(m^2)
承載層土壤摩擦角	承載層土壤凝聚力
沉箱內填充物單位重(t/m^3)	沉箱寬(m)
橋墩重量(ton)	沉箱長度(m)
沉箱高度(m)	橋墩水流作用力常數
沉箱水流作用力常數	

(2) 水理資料

	沖刷深度(m)
水流流速(m/s)	a 基樁為樁帽底以下 b 沉箱為沉箱頂部以下
水位高度(m)	a 基樁為樁帽頂以上 b 沉箱為沉箱頂部以上

4. 耐洪穩定分析

依據 6.3 節，橋梁基礎耐洪穩定計算分析流程如下圖所示。

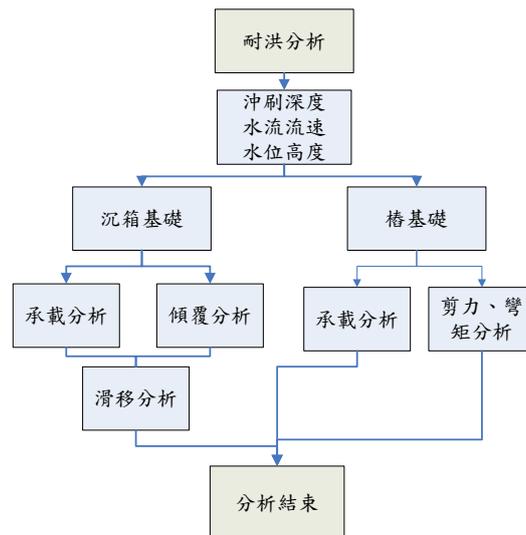


圖 8.1 橋梁基礎耐洪穩定計算分析流程圖

5. 基礎破壞包絡線分析

依據 4.之耐洪分析模式，藉由不同水流流速及水位高度的變化組合，可求得在平衡狀態下($FS = 1.0$)之容許最大沖刷深度，分析流程如下圖所示。

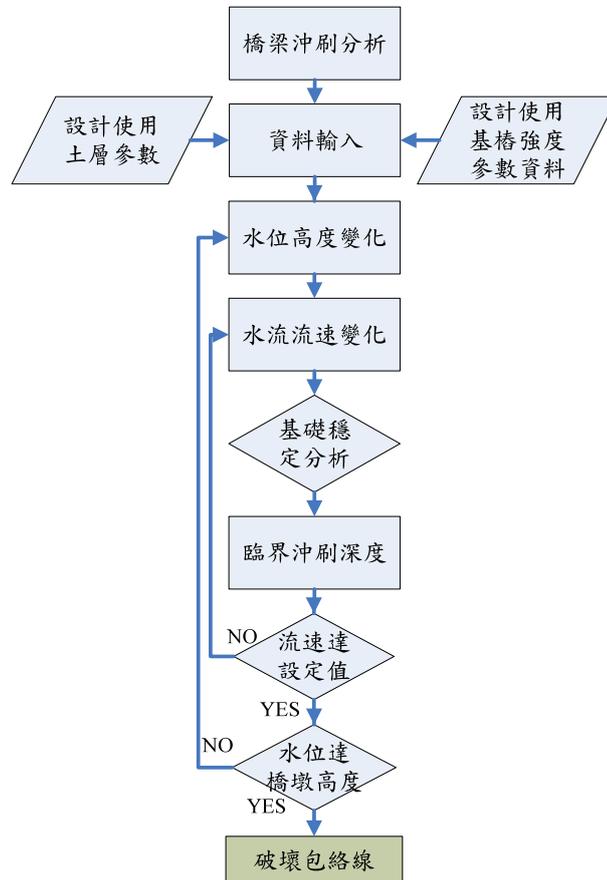


圖 8.2 橋梁基礎破壞包絡線分析流程圖

6. 警戒值及行動值分析

依據前項基礎破壞包絡線分析建構 $FS = 1.5$ 之警戒值基礎破壞包絡線，及 $FS = 1.2$ 之行動值基礎破壞包絡線，分析流程如下圖所示。並藉由沖刷深度資料、水流流速資料及水位高度資料，當資料位於基礎警戒值破壞包絡面下方時，則橋梁基礎處於穩定狀態，而當資料超出基礎警戒值破壞包絡面上方時，則進入橋梁警戒應變狀態，若持續之沖刷深度、水流流速及水位高度變化導致進入基礎行動值破壞包絡面時，則進入橋梁行動應變狀態。

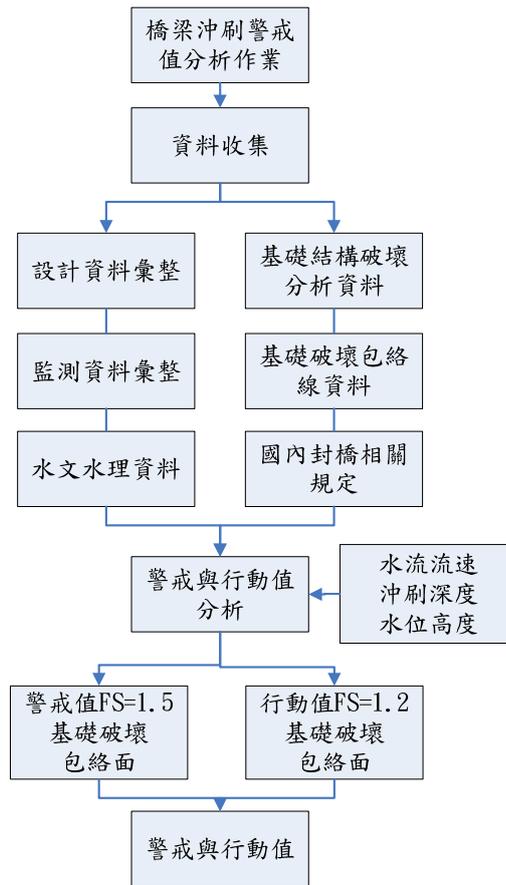


圖 8.3 橋梁基礎破壞警戒值及行動值分析流程圖

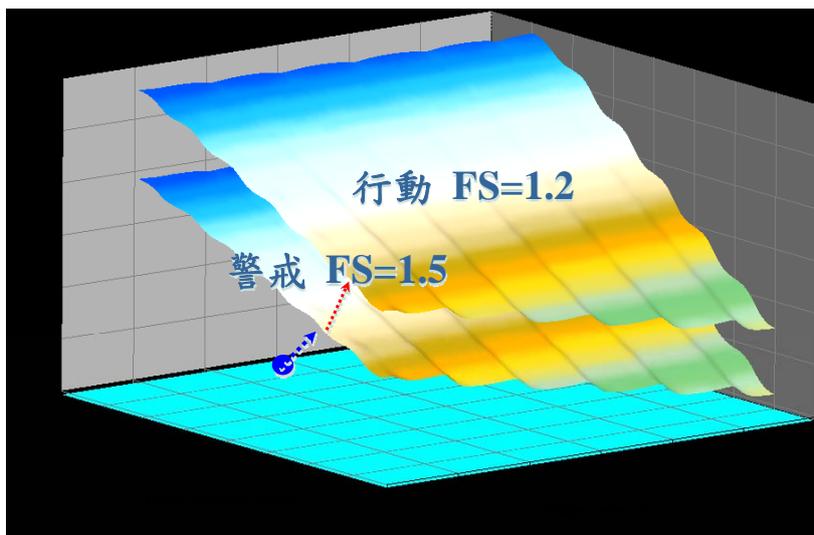


圖 8.4 橋梁基礎破壞警戒值及行動值的判定圖

第九章 結論與建議

9.1 結論

本研究已依規定完成期末工作內容，相關成果彙整如下：

1. 1998~2009 年資料顯示，臺灣過河段橋梁於颱風作用下橋梁因基礎受洪水沖刷累計共 69 座橋沖毀。其中 1998~2005 年沉箱基礎受沖刷影響佔 63.9%，樁基礎受沖刷影響佔 26.2%，直接基礎受沖刷影響佔 9.9%。
2. 經分析橋梁受損害資料顯示，跨河段橋梁在颱風期間因橋墩基礎受洪水沖刷損毀屬局部發生之情況，亦即整座跨河橋梁為數眾多的橋墩基礎中，僅部份橋墩基礎會因洪水作用加上其所處環境因素，使得其受到之流速與沖刷深度較其他橋墩基礎為大，增加其受損害機率。
3. 經由影響沖刷因子資料，各不同沖刷因子對橋梁基礎之影響最終將反映表現在橋梁基礎結構處，河床沖刷深度的改變、流速的改變及水位高度的改變，進而影響橋梁基礎於颱風期間的穩定性。
4. 依據子計畫 3 模擬莫拉克颱風之降雨於大甲溪流域，所提供國道 3 號大甲溪橋 P24L 之最大水流流速為 3.614m/s，沖刷深度為樁帽底下 2.403m，水位高度為樁帽頂部以上 1.86m，其橋梁基礎極限承載耐洪指標為 4.09，容許承載耐洪指標為 1.4。
5. 依據子計畫 3 模擬莫拉克颱風之降雨於大甲溪流域，所提供國道 1 號大甲溪橋 P12E 之最大水流流速為 3. m/s，沖刷深度為樁帽底下 3.2m，水位高度為樁帽頂部以上 1.8m，其橋梁基礎極限承載耐洪指標為 4.1，容許承載耐洪指標為 1.47。
6. 經由 P24L 影響沖刷因子參數分析，顯示不同水位高度之橋梁基礎耐洪安全係數分布非成線性相關，因此傳統僅利用水位高度變化作為橋梁封橋之標準可能較無法反映橋樑之狀況。

7. 由 P24L 基礎破壞包絡線分析可知，隨水流流速的增加，容許沖刷深度變化，相對於水位高度的增加會大幅降低。
8. 針對案例沉箱基礎承載及傾覆穩定分析可知，隨水流流速增加，基礎容許沖刷深度變小，其中在低水流流速時傾覆分析之容許沖刷深度相較承載分析為大，然而當高水流流速時傾覆分析之容許沖刷深度相較承載分析為小。
9. 本研究警戒值與行動值分析，可同時考量水流流速、沖刷深度及水位高度三者之變化，由於目前國內並無相關橋梁於颱風期間之長期監測資料，因此在考量颱風期間沖刷深度資料、水流流速資料及水位高度與橋梁基礎土地層資料之變異性，目前初步採用國家地震中心建議的安全係數，初步建議分別建構 $FS = 1.2$ 及 $FS = 1.5$ 之橋梁基礎破壞包絡線為參考，改變水流作用力大小，由資料可知隨水流作用力增加，容許耐洪指標明顯降低，其容許沖刷深度變化量達 5m。
10. 案例分析成果包含國道 1、3 號大甲溪橋案例分析，及另外為配合整合型計劃「跨河橋梁安全預警系統之建立研究」中預警系統之模擬運作，依據業主指示與所提供資料，針對台 1 線大甲溪橋、台 61 西濱大甲溪橋、高鐵大甲溪橋、台鐵縱貫線(海線)大甲溪橋、台鐵縱貫線(山線)大甲溪橋及重建工程后豐大橋，針對子計畫三「河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究」所提供之水流流速、沖刷深度及水位高度，進行橋梁基礎之耐洪安全計算，相關成果已上傳供預警系統利用，分析資料如附錄六。

9.2 建議

橋梁耐洪安全評採用之極限分析模式可綜合考量水流流速、沖刷深度及水位高度的變化影響，而由沖刷影響參數分析成果可知，相對於水位高度變化的影像，水流流速與沖刷深度變化對橋梁耐洪能力的影響較顯著，由於目前水作用力為皆依據交通部公路橋梁設計規範(2009)規定，加以相關基礎結構/水流/土層為一三維力學互制作用課題，因次建議後續研究課題為：

1. 水流作用力研析:目前水流作用力為依據交通部公路橋梁設計規範(98)規定，無法反映基礎結構/水流/土層互制作用課題
2. 整合水流作用力沿基礎結構力量分佈資料，探討基礎穩定與目前規範建議方式之差異性比較及反覆水流作用力下橋梁基礎力學行為分析。
3. 不同基礎破壞模式耦合分析，建構基礎受沖刷臨界穩定組構關係。

參考文獻

1. 王仲宇、唐治平、蔣偉寧、莊秋明、林呈、周憲德等(1999)，「橋梁設計維修支援系統之建立－腐蝕、地震、河川沖蝕之潛勢分析及相關技術整合」，交通部科技顧問室。
2. 王仲宇等(2004)，「高、快速公路橋梁鄰近區域之自然災害度潛勢分析」，交通部公路總局。
3. 林呈等(1998)，「本省西部重要河川橋梁橋基災害分析與橋基保護工法資料庫系統之建立」，交通部運輸研究所。
4. 林呈等(2002)，「臺灣河流之沖刷對橋梁基礎與道路邊坡之影響及因應對策研究」，交通部公路總局。
5. 林呈等(2004)，「跨河橋梁訂定封橋水位」，交通部公路總局。
6. 林呈等(2005)，「河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究」，交通部公路總局。
7. 陳清泉、蔡益超、田堯彰、李鴻源(1998)「公路橋梁安全初步檢測及評估實例作業及校正研究計劃」，交通部科技顧問室。
8. 陳清泉、李鴻源、張國震、謝尚賢、李有豐、單信瑜(2005)，「河川橋梁沖刷並補強後之安全評估」，交通部公路總局。
9. 陳振川、蔡益超、張國鎮(2007)，「橋梁監測預警系統及沖刷保護措施及補強等策略之研究」，交通部公路總局。
10. 唐治平、蔣偉寧、莊秋明、林呈、周憲德、施建志(2000)，「橋梁設計維修之系統之建立」，交通部科技顧問室。
11. 蔡益超(2006)，「橋梁耐洪能力評估」，中華技術，第 71 期，財團法人中華顧問工程司。
12. 易任，(1974)，渠道水力學(上下兩冊)，東方出版社。
13. 中興工程顧問社(2002)，「橋基跌水或水躍沖刷防治設計指引」。
14. 行政院公共工程委員會(1999)，「跨河構造物防治沖刷之技術與策

- 略研究—應用剛性或柔性攔砂堰作為橋基保護方法之評估探討」，經濟部水利署水利規劃試驗所。
15. 中興工程顧問有限公司(2005)，「大甲溪流域聯合整體式理規劃檢討」，經濟部水利署水利規劃試驗所。
 16. 中興工程顧問有限公司(2008)，「大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究」，經濟部水利署水利規劃試驗所。
 17. 財團法人臺灣營建研究院(2005)，「高速公路橋梁延壽評估及案例分析委託研究計劃」，交通部臺灣地區國道高速公路局。
 18. 財團法人臺灣營建研究院(2008)，「臺灣地區橋梁安全檢查、評估及監測執行程序之訂定—安全檢測報告書」，交通部公路總局。
 19. 財團法人臺灣營建研究院(2007)，「鐵路橋梁過河沖刷斷橋墩與基礎結構系統檢測技術之研究」，交通部高速鐵路局。
 20. 財團法人臺灣營建研究院(2010)，「國道 3 號濁水溪橋沖刷監測之研究」，交通部臺灣區國道高速公路局。
 21. 財團法人臺灣營建研究院(2011)，「國道 3 號濁水溪橋沖刷後續監測之研究」，交通部臺灣區國道高速公路局。
 22. 國家地震中心(2009)，「高科技橋梁檢測系統建置試辦計劃(期中報告)」，交通部臺灣區國道高速公路局。
 23. 國立臺灣科技大學生態與防災工程研究中心(2006)，「交通工程防災預警系統建立之研究」交通部運輸研究所。
 24. 交通技術標準規範公路類公路工程(2009)，公路橋樑設計規範，交通部頒佈。
 25. 內政部營建署(2001)，建築物基礎構造設計規範。
 26. 徐景祥(2005)“淺談岩石基礎之承載能力” 臺灣公路工程, 31(9), pp. 2-12.
 27. 周憲德、戴華鎧、陳世清(1998)“不織布蛇籠對橋墩局部沖刷之效應分析”，第九屆水利工程研討會論文集, F21-F30.

28. 劉長齡、詹元豪、黃進坤(1994)，”橋墩單樁與樁群之沖刷研究”，第七屆水利工程研討會論文集。
29. Baker, R. E.(1986)“Local scour at bridge piers in non-uniform sediment.” *Report No. 402*, The University of Auckland, New Zealand, 91pp.
30. Briaud, J.L., Ting, F., Chen, H.C., Gudavalli, S.R., Perugu, S., and Wei, G.(1999)“SRICOS : prediction of scour rate in cohesive soils at bridge piers”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 125, pp. 237-246.
31. Briaud, J.L., Chen, H.C., Li, Y., Nurtjahyo, P., and Wang, J.(2003)“Complex pier scour and contraction scour in cohesive soils”, *Transportation Research Board*.
32. Briaud, J.L., Chen, H.C., Li, Y., and Nurtjahyo,(2004)“SRICOS-EFA method for complex piers in fine-grained soils”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 130(11), pp. 1180-1294.
33. Calappi, T., and Miller, C.,(2009)“Impact of grain size characterization on the froehlich pier scour equation”, *GSP No. 186*, ASCE, pp.490-497.
34. Chakrabarti, S.K.,(1987). *Hydrodynamics of OffShore Structures*, Computational Mechanics Publications, Southampton Boston.
35. Chang, Y. L.(1937)“Discussion on-Lateral pile-loading tests.” *Trans.*, ASCE, 102, pp.272-278.
36. Dargahi B.(1990)“Controlling Mechanism of Local Scouring”, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 116(10), pp.1197-1214.
37. Dean, R.G., R.A. Dalrymple, and R.T. Hudspeth,(1974). *Analysis of Wave Project I and Wave Project II data*, Coastal and Oceanographic Engineering Laboratory, University of Florida, Gainesville, Florida, Subject Report No.4
38. FHWA,(2001), *Evaluating Scour At Bridges* , Fourth Edition.
39. Garrison, C.J. and R. Stacey,(1977). “Wave Loads on North Sea Gravity Platforms : A Comparison of Theory and Experiment,”

Proceedings of the OffShore Technology Conference, Houston, Paper No. OTC 2794, Vol.1, pp. 513-524.

40. Hannah, C. R.(1978)“Scour at pile groups.” *Report No. 78-3*, University of Canterbury, New Zealand, 92pp.
41. Jones J. S., Kilgore R. T., & Mistichelli, M. P.(1992), “Effects of Footing Location on Bridge Pier,” *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 118(2), pp.280-290.
42. Keaton, J., and Mishra, S. K.,(2009)“Evaluating scour at bridge foundation on rock : status of NCHRP project 24-29”, *GSP No. 186*, ASCE, pp.497-505.
43. Liang, F., Bennett, C. R., Parsons, R. L., Han, J., and Lin, C.,(2009)“ A literature review on behavior of scoured piles under bridge”, *GSP No. 186*, ASCE, pp.482-489.
44. Martin-Vide J. P., Hidalgo C., and Bateman A.(1998)“Local scour at piled bridge foundations,” *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 124(4), pp439-444.
45. McIver, P. and D.V. Evans,(1987). “Approximation of Wave Forces on Cylinder Arrays,”*Applied Ocean Research*, Vol.6, No.2, pp. 101-107.
46. Melville, B. W., and Raudkivi, A. J.(1996), “Effects of Foundation Geometry on Bridge Pier Scour”, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 122(4), pp.203-209.
47. Melville, B. W.(1997)“Pier and abutment scour- An integrated approach.” *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 123(2), pp.125-136.
48. Melville, B. W., and Chiew, Y. M.(1999), “Time scale for Local Scour at Bridge Piers”, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 125(1), pp. 59-65.
49. Melville, B. W., and Coleman, S. E.(2000), *Bridge Scour*, Water Resources Publicationa, 546p.
50. Meyerhof, G. G.(1976)“Bearing capacity and settlement of pile foundation.” *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE,

- 102(3), pp.195-227.
51. NHI(2001), “Bridge scour and stream instability countermeasures-experience, selection, and design guidance”, *NHI 01-003*, NHI, USA.
 52. Parola, A. C., Mahavadi, S. K., Brown B. M., and Khoury, A. El.(1996), “Effects of Rectangular Foundation Geometry on Local Pier Scour”, *Journal of Hydraulic Engineering*, pp.35-40.
 53. Raudkivi, A. J., and Ettema, R.(1983)“Clear-Water Scour at Cylindrical Piers,” *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 111(4), pp.713-731.
 54. Raudkivi, A. J.(1986)“Functional trends of scour at bridge piers.” *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 112(1), pp. 1-13.
 55. Salim M., and Jones J. S.,(1998), “Effect of exposed pile foundations on local pier scour, “ *National conference on Hydraulic Engineering*, ASCE. pp.1814~1819.
 56. Shen, H. W., Schneider, V. R., and Karaki, S.(1969), “Local Scour around Bridge Piers,” *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 95(6), pp.1919-1940.
 57. Sheppard, D. M., and Glasser, T.,(2009)“Local scour at bridge piers with complex geometries”, *GSP No. 186*, ASCE, pp.506-513.
 58. Sumer, B.M. and J. Fredsøe,(1997). *Hydrodynamics around Cylindrical Structures, Advanced Series on Ocean Engineering*, World Scientific, 530 pp.
 59. Yamamoto, T., A. Yoshida, and T. Ijima,(1980). “Dynamics of Elastically Moored Floating Objects,” *Applied Ocean Research*, Vol.2, No.2, pp.85-92.
 60. Yang, C.T.,(1996). *Sediment Transport – Theory and Practice*, The McGraw-Hill Companies, Inc., 396 pages.

附錄一

FLOW-3D 的理論基礎與功能介紹

FLOW-3D 的理論基礎與功能介紹

FLOW-3D 是國際知名流體力學大師 Dr. Hirt, C.W. 畢生之作，從 1985 年正式推出後，其計算流體自由水面複雜運動之 VOF 運算技術，以及在工程實務問題上的模擬與計算準確度皆受到使用者的好評，目前已經廣泛地應用於航太工業(Aerospace)、鑄造(Casting)、噴墨(Inkjets)、船舶(Maritime)、水利與環境工程(Water and Environment)及微機電工程(MEMS Applications)等相關研究。

1. FLOW-3D 的理論基礎

FLOW-3D 所使用之理論方程式簡述如下

(1) 質量連續方程式(Continuity Equation)：

$$V_F \frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(\rho u A_x) + \frac{\partial}{\partial y}(\rho v A_y) + \frac{\partial}{\partial z}(\rho w A_z) = R_{DIF} \dots\dots\dots(\text{附 1.1})$$

其中， ρ 為流體密度。等號右項為紊流衍生擴散項，可表為

$$R_{DIF} = \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \nu_p A_x \frac{\partial \rho}{\partial x} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \nu_p A_y \frac{\partial \rho}{\partial y} \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \nu_p A_z \frac{\partial \rho}{\partial z} \right\} \dots\dots\dots(\text{附 1.2})$$

式(附 1.2)僅適用於紊流模式中，在計算非均勻密度流體時不可或缺之項目。

(2) 動量方程式(Momentum Equation)

由三個運動方向(x, y, z)所組成的 Navier-Stokes 方程式為

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u A_x \frac{\partial u}{\partial x} + v A_y \frac{\partial u}{\partial y} + w A_z \frac{\partial u}{\partial z} \right\} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + G_x + f_x - b_x \dots\dots\dots(\text{附 1.3})$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u A_x \frac{\partial v}{\partial x} + v A_y \frac{\partial v}{\partial y} + w A_z \frac{\partial v}{\partial z} \right\} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + G_y + f_y - b_y \dots\dots\dots(\text{附 1.4})$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ uA_x \frac{\partial w}{\partial x} + vA_y \frac{\partial w}{\partial y} + wA_z \frac{\partial w}{\partial z} \right\} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + G_z + f_z - b_z \dots\dots$$

..... (附 1.5)

式中， (G_x, G_y, G_z) 為三個方向的重力加速度分量； (b_x, b_y, b_z) 為流體流經多孔性介質 (porous media) 或多孔性阻隔板 (porous baffle plate) 時，各個方向因流量損失 (flow losses) 所引致之拖曳力分量 (drag force)，如式 (附 1.6) 至 (附 1.8) 所示。 (f_x, f_y, f_z) 為各方向的黏滯力分量 (viscous force) 可表示為

$$\rho V_F f_x = - \left\{ \frac{\partial}{\partial x} (A_x \tau_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (A_y \tau_{xy}) + \frac{\partial}{\partial z} (A_z \tau_{xz}) \right\} \dots\dots\dots (附 1.6)$$

$$\rho V_F f_y = - \left\{ \frac{\partial}{\partial x} (A_x \tau_{xy}) + \frac{\partial}{\partial y} (A_y \tau_{yy}) + \frac{\partial}{\partial z} (A_z \tau_{yz}) \right\} \dots\dots\dots (附 1.7)$$

$$\rho V_F f_z = - \left\{ \frac{\partial}{\partial x} (A_x \tau_{xz}) + \frac{\partial}{\partial y} (A_y \tau_{yz}) + \frac{\partial}{\partial z} (A_z \tau_{zz}) \right\} \dots\dots\dots (附 1.8)$$

其中

$$\tau_{xx} = -2\mu \left\{ \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{1}{3} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) \right\} \dots\dots\dots (附 1.9)$$

$$\tau_{yy} = -2\mu \left\{ \frac{\partial v}{\partial y} - \frac{1}{3} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) \right\} \dots\dots\dots (附 1.10)$$

$$\tau_{zz} = -2\mu \left\{ \frac{\partial w}{\partial z} - \frac{1}{3} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) \right\} \dots\dots\dots (附 1.11)$$

$$\tau_{xy} = -\mu \left\{ \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right\} \dots\dots\dots (附 1.12)$$

$$\tau_{xz} = -\mu \left\{ \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right\} \dots\dots\dots (附 1.13)$$

$$\tau_{yz} = -\mu \left\{ \frac{\partial v}{\partial z} + R \frac{\partial w}{\partial y} \right\} \dots\dots\dots(\text{附 1.14})$$

式中 μ 為黏滯係數； τ_{ii} ($i = x, y, z$) 表正向應力； τ_{ij} ($i, j = x, y, z; i \neq j$) 為剪應力。

2. FLOW-3D 之主要特色

大致簡述如下

(1) 多重區塊結構式網格系統(Multi-Block Structure Grid System)

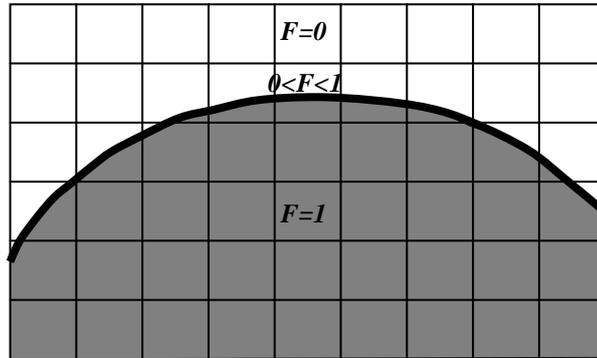
FLOW-3D 以有限差分法為基礎，使用簡單的矩形(2D)或六面體(3D)的結構式網格系統。在建立網格系統上，FLOW-3D 採用連結型(Linked Blocks)及巢狀型(Nested Blocks)之多重網格系統，對於較複雜的幾何形狀或物理量變化較大的區域，可以透過增加網格解析度來精確描述複雜的幾何結構，以減少網格數目及縮短運算時間，並得到較精確的運算結果。

(2) 流體體積比例法(Fractional Volume of Fluid ,VOF)

在固定網格系統中，有兩種方式：自由液面追跡法(surface tracking)及流量追跡法(volume tracking)，來計算自由液面的形狀。前者是使用一系列的離散點或曲線線段來描述自由液面的形狀，利用流體的質量守恆與動量守恆方程式，計算出每一時刻這些離散點或曲線線段新的移動位置。雖然此方法具有簡潔、計算儲存量少的優點，但其無法處理自由液面翻轉或合併之現象。而屬於後者的 VOF 法(Hirt 等，1981)，其基本原理係定義通過網格單元(grid cells)中的流體和網格體積比函數來追蹤整個流場的變化，以及自由水面的位置，因此其可以輕易地處理自由水面合併或翻轉等非線性現象。

VOF 定義了網格單元中流體佔用體積的函數 $F(x, y, z; t)$ ，並藉由所有網格單元的 F 值來架構及追蹤自由水面的位置。如圖附 1.1 所示， $F = 1$ 時表示該單元全部被指定流體所填滿； $F = 0$ 表示該單元被非指定流體所填滿；而若 $0 < F < 1$ 時則表示該網格中

存在兩種流體間的自由界面。流體體積函數 $F(x, y, z; t)$ 需滿足下列之守恆型傳輸方程式



圖附 1.1 體積比函數 $F(x, y, z; t)$

$$\frac{\partial F}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left[\frac{\partial}{\partial x} (FA_x u) + \frac{\partial}{\partial y} (FA_y v) + \frac{\partial}{\partial z} (FA_z w) \right] = F_{DIF} \dots\dots\dots(\text{附 1.15})$$

其中， V_F 為指定流體之體積比 (the fractional volume)。另 (A_x, A_y, A_z) 分別為 (x, y, z) 方向網格之面積分量；另外 (u, v, w) 為各座標方向之速度分量。而式(附 1.15)等號之右項為紊流衍生擴散項，僅適用於紊流模式中，可表為

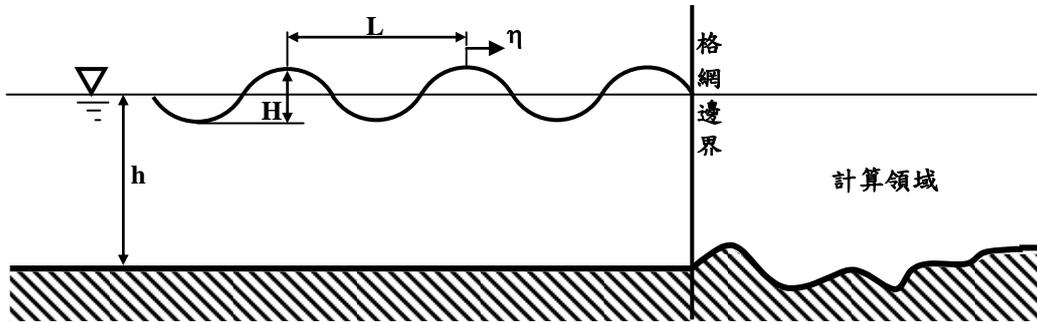
$$F_{DIF} = \frac{1}{V_F} \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu_F A_x \frac{\partial F}{\partial x} \right) + R \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu_F A_y R \frac{\partial F}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu_F A_z \frac{\partial F}{\partial z} \right) \right\} \dots\dots\dots(\text{附 1.16})$$

上式中 ν_F 為史密特數 $(= c_F \mu / \rho)$ ，且 c_F 為定值。

(3) 可設定多種類型之邊界條件

FLOW-3D 可以指定多種類型的邊界條件，以符合實際工程問題需要。例如：對稱面(Symmetry)、靜止的壁面(Wall)、與外界大氣接觸面(Out-Flow)、連續面(Continuative)、體積流率(Volume of rate)、水流(Wave)、指定壓力(Specified pressure)、指定速度(Specified velocity)等之邊界條件。對於探討波動問題時，可以在入射邊界面上設定入射波邊界條件(Wave Boundary Condition)。其理論基礎乃引用 George Biddell Airy 之線性波理

論，並假設入射波為由平坦底部的大造波水槽內造波，而進入計算領域，如圖附 1.2 所示。



圖附 1.2 數值造波器

而在造波水槽部分的基本假設為：

- a. 二維不可壓縮流(2D incompressible Flow)
- b. 無黏流(Inviscid flow)及非旋性流(Irrotational flow)
- c. 線性波必須在靜止的水域產生
- d. 線性波振幅小於水深及波長
- e. 自由水面的波高可表為 $\eta(x;t) = (H/2)\cos(kx - \omega t + \varphi)$ ，其中 H 為波高， φ 表相位角， k 為波數及 ω 表角週頻率。

根據以上的假設，我們可以將波動問題歸納為位勢函數 ϕ ，且滿足 Laplace Equation，其解可表示為

$$\phi(x, z; t) = \frac{A\omega \cosh k(z+h) \sin(kx - \omega t + \varphi)}{k \sinh kh} \dots\dots\dots(\text{附 1.17})$$

流體速度是二維的 x 及 z 方向組成，可表示為：

$$u(x, z; t) = \frac{A\omega \cosh k(z+h) \cos(kx - \omega t + \varphi)}{\sinh kh} \dots\dots\dots(\text{附 1.18})$$

$$w(x, z; t) = \frac{A\omega \sinh k(z+h) \cos(kx - \omega t + \varphi)}{\sinh kh} \dots\dots\dots(\text{附 1.19})$$

波速 $c = \omega/k$ 關係式可表示為：

$$c^2 = \frac{g\lambda}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{\lambda} \dots\dots\dots(\text{附 1.20})$$

其中， λ 為波長；波的頻率和振幅的關係式為

$$\omega^2 = \frac{2\pi g}{\lambda} \tanh \frac{2\pi h}{\lambda} \dots\dots\dots(\text{附 1.21})$$

一旦入射波進入計算領域內時，不需要限定為平坦底部，且流體可以是無黏流，層流或是紊流。在此這種情況下，波面雖然可能偏離上述之解析解，但由於整體流場為求解完全 Navier-Stokes 方程式，故非線性波解亦包含於求解過程。此外 FLOW-3D 亦可設定非線性入射波，它是藉由幾個不同振幅、頻率及位相角的線性波所組合而成的。

(4) 多孔隙介質模組(Porous Media Models)

流體通過多孔性介質時，常會因介質孔隙內之黏性及轉折效應 (tortuosity effect)，致令流速 U 受阻礙變化，並產生流量損失 (flow losses) 之狀況。Henri Darcy(1856) 於觀測水流經過濾沙層時，發現流通介質之流速 U 與介質前後壓力差成正比，並與通過濾沙之厚度成反比。並提出

$$U = -K_p \frac{\partial p}{\partial x} \dots\dots\dots(\text{附 1.22})$$

之關係式，這是第一個多孔隙流的公式，稱為達西法則 (Darcy's Law)。其中， K_p 稱為導水係數 (hydraulic conductivity) 或滲透係數 (permeability)，其值與作用流體無關，且單位為 m^2 。一般而言，碎石或粗砂之 $K_p = (10^7 \sim 10^9) m^2$ ；陶土或黏土之 $K_p = (10^{13} \sim 10^{16}) m^2$ 。其值越小時，越阻滯流體流通，並轉化為對流體之阻力，成為運動量方程式 (momentum equation) 之附加阻力 (additional drag)。FLOW-3D 將上述之附加阻力 \bar{b} 以

$$\bar{b} = K_d \bar{u} \dots\dots\dots(\text{附 1.23})$$

之方式，附加於運動方程式的等號右項中。其中 K_d 為多孔隙介質之阻力係數(porous media drag coefficient)； \bar{u} 為網格單元之瞬時速度。且 K_p 及 K_d 之間，存在著

$$K_p = \frac{\varepsilon\mu}{\rho K_d} \dots\dots\dots(\text{附 1.24})$$

之關係式，其中， ε 為多孔隙介質之孔隙率(porosity)。FLOW-3D 針對不同型態之多孔隙流特性，有多種決定 K_d 之方式。

(1) 孔隙率相關阻力(Porosity Dependent drag)

$$K_d = a \times \varepsilon^{-b} \dots\dots\dots(\text{附 1.25})$$

其中，常數 $a = 180/D^2$ ，不可為 0(將被視為無限流通體)， D 為顆粒直徑。另 $b = (1.8 \sim 4.0)/D$ 為選項值，可為 0。此方式適用於小粒徑，且為 $(R_e)_D = \rho UD/\mu < 1$ 之場合。

飽和流中阻力計算(Drag Calculations in Saturated Flows)

$$K_d = \frac{D^2 \varepsilon^3}{180(1-\varepsilon)^2} \dots\dots\dots(\text{附 1.26})$$

上式亦被稱為 Carmen-Kozeny 公式，適用於飽和流之場合。

(2) 雷諾數相關阻力(Reynolds Number Dependent Drag)

當多孔隙介質是由粗砂粒(coarse particle)或小徑管柱(fibers)所架構時，流場流速變化急遽，此時流量損失常與速度之平方成正比，若

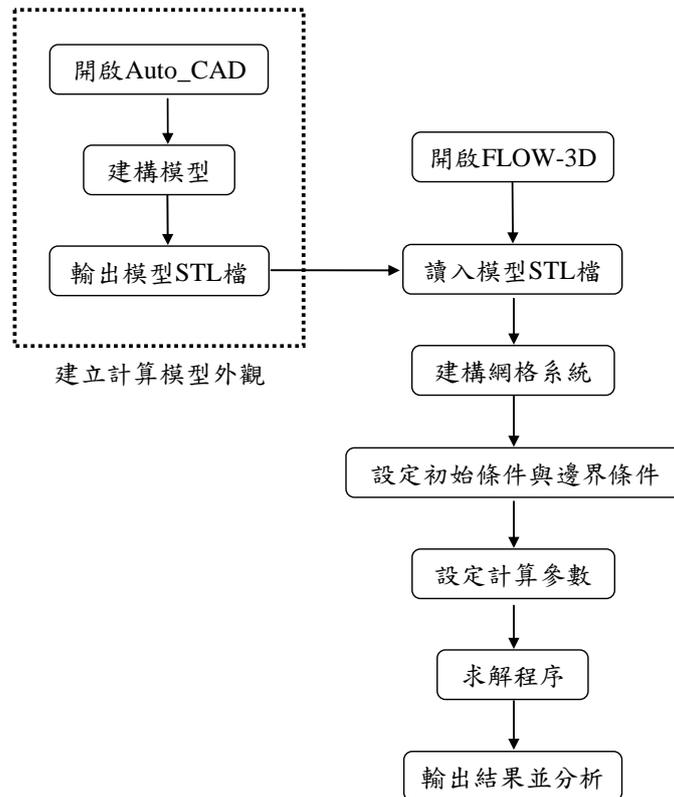
$$(R_e)_D = \frac{\rho UD}{\mu} > 10$$

FLOW-3D 將同時考量線性達西流(Linear Darcian Flow)及二次非達西流(Quadratic Darcian Flow)之效應，採用下列關係式

$$K_d = \frac{\mu}{\rho} \frac{1-\varepsilon}{\varepsilon} \left[a \frac{1-\varepsilon}{\varepsilon} + b \frac{(R_e)_D}{D} \right] \dots\dots\dots(\text{附 1.27})$$

3. 數值模擬流程

FLOW-3D 為一 CFD 套裝軟體，須依據如圖附 1.3 所示之進行數值模擬，以下僅就主要步驟循序略述於後：



圖附 1.3 數值模擬流程圖

附錄二

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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
一、陳教授正興：		
1. 沉箱破壞模式之分析，除應考慮承載破壞與傾覆破壞之外，亦須考慮沉箱基礎之位移與傾角是否已超越安全容許值。	1. 謝謝委員建議，後續研究中已納入沉箱基礎之位移與傾角分析之考量。	同意。
2. 樁基礎之分析模式除應考慮單樁之破壞，亦應考慮群樁基礎漸次破壞之模式。	2. 謝謝委員建議，將於後續研究中納入分析考量。	同意。
3. 本計劃所從事之二維水理分析是否可歸納得水流對橋墩及基礎之作用力，以回饋於設計規範中供分析使用。	3. 謝謝委員建議，相關水流作用力研究成果，將提供作為相關單位參酌。	同意。
4. 簡報資料中的部份資料未包含於期中報告中，建議於修正報告中可增加這些資料，另期中報告中部份錯別字與標號誤值之處，請一併修正。	4. 謝謝委員建議，將於後續報告中作補充說明。	同意。
二、宋教授裕祺：		
1. 國道一號與三號跨越大甲溪橋監測計畫係由國家地震工程研究中心負責執行，建議於報告中加註說明並於參考文獻引用該計畫報告。	1. 謝謝委員建議，將與相關單位索取資料後，於後續報告中作補充說明。	同意。
2. 本計劃第二年擬建立橋基沖刷深度、水流流速與水位高度破壞包絡線分析，建議可參考國家地震工程研究中心執行高公局國道一號與三號跨越大甲溪橋監測計畫之期中報告，該報告有詳細的分析流程與成果，應可供為本計劃之參考。	2. 謝謝委員建議，將與相關單位索取資料參酌。	同意。
3. 橋梁沖刷警戒值與行動值如何訂定，建議於報告中說明。	3. 謝謝委員建議，將於後續報告中作補充說明。	同意。
三、彭副理康瑜：		

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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
1.本研究案之兩組案例橋梁，考量研究成果之完整性，國道 1 號及 3 號大甲溪橋是否可比照國道 1 號中沙大橋之歷年維修及補強工程，彙整列出大甲溪橋之歷年維修及補強工程；另外，中沙大橋之橋址現況之特性說明，是否也可比照大甲溪橋加以較詳細的介紹。	1.謝謝委員建議，將與相關單位索取資料，於後續報告中作補充說明。	同意。
2.本研究對於河道變遷之探討，建議能探討是否亦可能產生於水中結構物之影響，以本研究案例中之中沙大橋，其河道主流變遷多次，對於是否有因水中結構之影響？建議能加以探討。	2.謝謝委員建議，相關河道變遷等水文、水理研析，為其他子計劃研究內容。	同意。
3.於報告書中 P59 “相對水流深度”中，Raudkivi & Ettema 與 Melville 均指出以水深與橋墩寬之比值 (y/ap) 來定義「深水狀態」，但兩者之定義比值差異不同，是否係因應不同狀態下之水流狀態或河床特性？建議能加以闡述，以做為實務應用之評估依據。	3.謝謝委員建議，將於後續報告中作補充說明。	同意。
4.根據 P62 中非均勻橋墩，敘述了利用橋墩及橋基寬度權重法來決定迎水寬度，以中沙大橋之橋墩迎水寬度為例，因中沙大橋的基礎補強已經成為多層結構型式，且橋梁基礎已呈裸露狀態，如何推估其橋墩局部沖刷的迎水面積？	4.謝謝委員意見，有關非均勻橋墩之沖刷深度計算，為其他子計劃研究內容。	同意。
5.第 4.2 節中影響沖刷因子彙整，提及橋墩保護工易造成側向侵蝕或是保護工未合攏段之束縮沖刷效應，根據此種效應，是否應考量整體施作為原則？但一般河川或橋梁主管單位之工程經費均相當有限，受限於經費，建議本研究能提出一些考量原則，做為工程實務進行橋墩保護工沖刷評估之參考。	5.謝謝委員意見，有關橋墩保護工法之研析，為其他子計劃研究內容。	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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
四、蔡教授長泰：		
1. 臺灣堡圖資料為 107 年以前的測量資料，當時的河流環境、河道斷面、底床高程與目前差異甚大，作為河相研究尚可，作為沖淤比較殊無必要，建議不納入圖 3.28 (P.39)。	1. 謝謝委員意見，此資料係參考經濟部水利署「大甲溪石岡下游河段河床穩定方案之研究」報告，將於後續報告中作修正。	同意。
2. P.73 之流水壓力依 (4-6) 式可能指的是水流對橋墩的每單位流向投影面積的拖曳力 (drag force)，如果是的話，應說明如何用於 (6-3) 式，且此一拖曳力應與橋墩迎水面寬度有關。又 (4-6) 式有兩個公式，應使用左式還是右式宜有說明。如果是「自水位面頂部……三角形方式分佈」(P.74, 第 6 行)，則請說明水位面頂部為最大流水壓力，以及流線處為零之計算方法以及最大流水壓力之意義。	2. (4-6) 式及相關定義為交通部的公路橋樑設計規範中所定義之水流外力，將於後續研究中探討更適切的定義方式。(4-6) 式中分別代表不同單位的 P_{avg} (kgf/m ² 與 Pa)。	同意。
3. 渠流類型 (P.76) 方面： 甲、應不只依水深之時空變化分類。 乙、洪水波、潮汐等均屬變量變速流，有關橋墩沖刷及安全其實受變量變速流之影響最大，變量變速流並非甚為少見。	3. 將再蒐集資料並作適當補充。部份文字用詞將再檢討。	同意。
4. 渠流狀態方面 甲、粘性流指考慮流體粘滯性之流動，分為層流 (laminar flow) 及亂流 (紊流, turbulent flow)。層流不稱為粘性流或 stream line flow。請修正。 乙、(4-8) 式用於計算層流之摩擦因數，若為圓管流，K 值為 64，並非無因次組合式，請修正。	4. 將再檢討並於後續報告中作說明。遵照委員意見修正 K 值定義。	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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
5.圖 54 (P.96) 之水流作用力分佈是否如圖所示之拋物線形，請再查。	5.圖 54 為水流作用力分佈示意圖，將於後續報告中作修正。	同意。
6.圖 61 中，WL1 為洪水時之原河床面上水深，應不能稱為水位深度或水位高度，原河床面應不能也稱為水位面，請修正。	6.謝謝委員意見，將於後續報告中重新定義。	同意。
7.(6-3)式中，FW 之作用點是否在 WL+SC 之中點，又因橋墩及沉箱之迎水面寬度可能不同，FW 之作用點亦應考慮此一影響，建議說明。	7.謝謝委員意見，將於後續報告中補充說明。	同意。
8. (P.100) 應為被動土壓係數。	8.謝謝委員意見，將於後續報告中作修正。	同意。
五、許技正書王：		
1.防汛期將屆，請研究單位於汛期間加強現地資訊的取得及 驗證。	1.謝謝委員意見，將於後續報告中彙整其他子計劃之研究成果，作為安全分析模式應用之利用。	同意。
2.考量沖刷因子大部分均來自上游，若能在橋梁上游適當位置處建立相關資訊之搜集或監測，回饋至橋梁本身的安全評估系統中。	2.謝謝委員意見，將於後續研究中提出建議。	同意。
3.建議探討未來溪流環境變化，影響橋梁安全的評估因子或 可做為他單位河川整治之建議。	3.謝謝委員意見，此部分為其他子計劃研究內容。	同意。
4.橋梁結構分析應包含結構本身當時是否合乎設計強度。	4.謝謝委員意見，有關案例橋梁之設計強度將洽相關單位提供，於後續報告中作參酌。	同意。
六、延工程師允中：		

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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
1.本研究既是安全評估，後續就是訂定沖刷警戒值再封橋，該評估過程可否以一橋梁實做案例計算分析，俾實務單位更明瞭。	1.謝謝委員意見，本計劃後續將以國道 1 號及 3 號跨濁水溪橋為案例作說明。	同意。
2.本案主題為安全評估研究，除沖刷深度，水流作用力大小位置、高水位評估外，另接樁位置是否納入考量。	2.謝謝委員意見，將於後續研究中納入考量。	同意。
3.本案研究評估為詳細評估，辦理前程序上可否納入簡易初步評估，另建議就現行初步評估方法適宜性做一初步探討。	3.謝謝委員意見，將於後續研究中納入考量。	同意。
七、朱副主任金元：		
1.本研究計畫目的之一為建立受沖刷橋梁安全評估模式，但橋梁安全並不僅限於基礎結構，尚有其它部位如：面版、橋台、浮木等，也會影響，是否一併納入考量評估。	1.謝謝委員意見，橋梁基礎結構的損壞會連帶導致橋面版或橋台受損，將於後續報告中作補充說明。	同意。
2.本計畫尚需匯集其他子計畫之成果，相關計畫之關係請說明清楚。	2.謝謝委員意見，將於後續報告中作補充說明。	同意。
3.整座橋梁安全評估程序及機制，並不僅是基礎部份，宜整體考量。	3.謝謝委員意見，將於後續報告中作補充說明。	同意。
4.影響沖刷之因子為各因子之聯合效應，請加以整體敘述。	4.謝謝委員意見，將於後續報告中作補充說明。	同意。
5.建議報告內容順序先作橋梁破壞機制分析，再作沖刷因子分析，沖刷只是橋梁破壞之其中一個原因。	5.謝謝委員意見，將於後續報告中納入考量。	同意。
八、謝科長明志：		

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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
1. 研究報告中提及至現場勘驗國道一號及國道三號大甲溪橋，未來是否以此兩座橋梁為評估對象？還是以哪幾座橋梁為評估對象？	1. 謝謝委員建議，後續將配合其他子計畫以國道 1 號及 3 號跨濁水溪橋作為分析案例。	同意。
2. 振動分析利用 SAP2000 做為分析，此軟體主要為分析建築物頻率之分析，是否適用在橋梁做為水位高度、水流流速、沖刷深度影響頻率之分析。	2. 謝謝委員建議，振動分析之研究為探討水位高度變化、水流流速變化、沖刷深度變化，對橋梁基礎結構頻率影響之靈敏度分析。	同意。
九、賴研究員瑞應：		
1. 報告第五章有關橋梁破壞機制分析的部份太過簡略，因為後續的安全評估應依據本章的分析探討結果來評估橋梁的安全性，故本章應多著墨。建議針對不同的橋基型式可能產生的破壞機制分別予探討，並歸納出相關的安全評估模式。	1. 謝謝委員意見，將於後續報告中作補充說明。	同意。
2. 報告有許多繕打錯誤的地方，請加強檢核。	2. 謝謝委員意見，已於報告中作修正。	同意。
十、林副研究員雅雯：		
1. 「跨河橋梁安全評估之研究」係「跨河橋梁安全預警系統之建立研究」其中的一個子計畫，本計畫請配合相關計畫執行，如河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究、橋墩沖刷計算模式之建立研究的一維及二維水理分析、公路總局及高公局「高科技橋梁檢測系統建置之試辦計畫」的監測結果，另由於總計畫主要是建立大甲溪的跨河橋梁安全預警系統，建議本研究案例能配合上述相關計畫以大甲溪橋梁做為案例分析對象。	1. 謝謝委員建議，後續將配合其他子計畫以國道 1 號及 3 號跨濁水溪橋作為分析案例。	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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
2. 沉箱傾覆穩定計算報告中僅列計算公式及結果圖表，請將土壤、水流、材料等參數列出，並將計算式亦撰寫於報告中。	2. 謝謝委員意見，將於後續報告中作補充說明。	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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
一、吳鎮封委員：		
1.建議是否應考慮地震後又有豪大雨、洪水、土石流及橋梁老化等問題。	1.感謝委員建議，此部份非本計畫範圍。	同意。
2.本次會議為第 2 次期中報告審查會議，是否還有第 3、4 次審查會議？建議整體計畫進度應加快較佳。	2.感謝委員建議，本計畫還有 2 次期中報告及 1 次期末報告，執行期間至 100 年 12 月止。計畫進度加快之建議將納入後續研究考量。	同意。
3.對橋梁之評估應該如何去執行？對管理人員而言，有無可能自己評估？或是委外評估？後續是否提出評估之建議（指出如何做）、何時、何人，又如何認定橋梁安全與否？	3.感謝委員建議，本計畫主要為橋梁安全評估之建立，將提出警戒值及行動值分析，研擬出安全評估程序，以判定橋樑安全與否，其他有關評估管理及權責劃分等部份非本計畫範圍。	同意。
4.部份錯別字請檢查。	4.感謝委員建議，將於後續報告中修正錯別字。	同意。
5.P161-7 橋梁破壞機制？	5.感謝委員建議，此部份主要為針對本研究所納入評估的橋樑破壞機制進行分析說明。	同意。
二、邱志晃委員：		
1.本研究是否須包含土石流之評估。	1.感謝委員建議，此部份非本計畫範圍。	同意。
2.公式 6.91 式之 ($=1.0$)，隱含了傾覆安全係數為 1，依據相關規範應大於 1。	2.感謝委員建議，此公式主要為評估沉箱傾覆穩定與否的極限平衡計算。	同意。
3.公式 6.92 中之 $\frac{1}{2}K_p \cdot r \cdot (L_2 - Sc)^2$ 應修正為 $\frac{1}{6}K_p \cdot r \cdot (L - Sc)^3 \times D_1$ ， $\frac{1}{2}K_a \cdot r \cdot (L_2 - Sc)^2$ 應修正為	3.感謝委員建議，將於下一次報告中作修正。	同意。

$\frac{1}{6}K_a \cdot r \cdot (L - Sc)^3 \times D_1$, $\frac{1}{2}(LW + L_1 \times SC)$ 應修正為 $\frac{1}{2}(LW + L_1 \times L_2)$		
4.圖 6.7 軸向荷載與上面文字說明部份之 Fv (垂直載重) 是否相同,請統一,並將 Fv 標示於圖上。	4.感謝委員建議,將於後續報告中作修正。	同意。
5.公式 6.96 之單位 m ,應修正為 t 。	5.感謝委員建議,將於下一次報告中作修正。	同意。
6.表 6.13 之地震時之安全係數與耐震設計規範之安全係數不同,且本研究亦未探討地震時之情形,請修正為平時→常時長期,地震時→常時短期。	6.感謝委員建議,地震部份非本計畫範圍,將於後續報告中作修正。	同意。
7.P.140 之案例,其分析之載重組合為颱風加洪水之組合,應屬常時短期,安全係數為 2	7.感謝委員建議,此部份主要為檢核基樁之安全與否的極限平衡評估。	同意。
8.P.130 請補充傾覆分析之實際計算,以供參考。	8.感謝委員建議,將於下一次報告中補充說明。	同意。
9.計算基樁極限彎矩時軸力 Ptotal 應使用 (PV-PM) 及 (PV+PM) 分析後取小者。	9.感謝委員建議,將於後續報告中另做試算說明。	同意。
三、蔡長泰委員：		
1.表 3.15 (P.37) 中,83 年之前橋墩保護工程最後一行,是否應為 82 年 9 月而非 83 年 9 月?	1.感謝委員建議,將確認後於下一次報告中修正。	同意。
2.渠流類型中之洪水、波浪、湧浪等 (P.68) 不僅是變量流,也是變量變速流 (P.69),故變量變速流不是實際甚為少見,而是很常見。一般變速流指定量變速流只是略稱。	2.感謝委員建議,將於後續報告中修正。	同意。
3.流體需考慮粘性時,均為粘性流 (viscous flow),粘性流再分層流與亂流 (紊流)。故考慮粘滯性,渠流分為層流與亂流請修正 (P.69)。Re 甚小時,水流	3.感謝委員建議,將於後續報告中修正。	同意。

為層流 (P.70)，亦請修正。		
4.流速分佈 (P.70、71) 中，建議加註 (6-6a) 用於粗糙邊界紊流，(6-6b) 適用於光滑邊界紊流之深度方向流速分佈。	4.感謝委員建議，將於後續報告中補充說明。	同意。
1.建議案例計算 (P.128) 中，以 (7-5) 式計算水平位移 x_{cl} 。	1.感謝委員建議，將考量於後續研究中補充計算。	同意。
2.橋墩耐洪能力計算 (P.130) 之式 (6-89) 應為式 (6-95)。	2.感謝委員建議，將於後續報告中修正。	同意。
3.建議探討分析垂直承載力 (P.92、P.93) 時是否需考慮水壓力 (浮力)。	3.感謝委員建議，此部份已由單位重扣除浮力影響。	同意。
四、魯立雄委員：		
1.第 29 頁，橋梁破壞資料分析，除以縣市別統計阻斷資料外，若能依破壞型態區分統計，則對實用性更有助益。例如林呈教授曾分析統計橋基及保護之破壞型態百分比，本計劃是否可就上部結構、下部結構破壞等因素做統計分析。	1.感謝委員建議，將參考其他子計畫收集資料，於後續報告中補充說明。	同意。
2.請補充說明表 4.2~表 4.5 耐洪能力影響因子配分之來源。	2.感謝委員建議，此部份為各單位及學者所定義，將於後續報告中補充出處。	同意。
3.第 5 章破壞機制僅區分上部及下部結構，是否可再以外環境因子納入作細分，例如因洪水水位過高造成上部結構破壞、因阻塞造成流木撞擊上部結構破壞等分別分析。	3.感謝委員建議，此部份破壞機制區分主要為對應分析模式之建立，其他外部環境因子將參考其他子計畫提供參數，簡化後輸入本評估模式。	同意。
4.請在相關案例分析後，提出具體改善建議。	4.感謝委員建議，此部份非本計畫範圍。	同意。
五、朱金元委員：		
1.建議在第一章能有一小節是敘述橋梁安全評估需要整體考量的因素及其考量該因素之原因，以與後面章節連貫。	1.感謝委員建議，將於後續報告中補充說明。	同意。

2.第8章「結論」之用辭請斟酌。	2.感謝委員建議，將於後續報告中修正。	同意。
六、謝明志委員：		
1.案例分析中，如承载力等，須要地質資料，但報告中未詳見此部份，若未來要進行大甲溪橋梁結果分析時，應向相關單位要求提供鑽探資料，以作實際計算。	1.感謝委員建議，將嘗試向相關單位請求提供鑽探資料，作為實際計算之使用。	同意。
2.橋梁樁基礎分析上，應多考慮單樁承载力是否足夠；但本案例為群樁，是否有考慮到群樁效應？	2.感謝委員建議，已同時考量單樁之垂直及側向承载力。橋梁樁基礎間距大於2.5倍樁徑，因此不考慮群樁效應。	同意。
3.P.62 橋梁破壞機制有考慮到滾石、流木影響，但以 P.105 為例，外力只考慮風力、橋墩、樁帽、群樁水流合力，因大甲溪為礫石層，是否也考慮橋梁受外力（如滾石、流木）等影響情形。	3.感謝委員建議，將於後續研究中嘗試以 FLOW-3D 模擬，用以納入分析考量。	同意。
4.P.142，表 7.6，彎矩分析成果，高流速 $V=7\sim 9$ 時，彎矩隨水位增高而減少，與認知不同，是否可以加以說明？	4.感謝委員建議，此部份為利用破壞包絡線反算求得，因此彎矩亦受到沖刷深度影響，將於後續報告中補充說明。	同意。
5.有限元素分析，二維用 PLAXIS，三維用 SAP2000，但 SAP2000 可能很難模擬水與土的影響，一般只能給固定值，運算中若有互制變化，如何來克服這些困難？請多考慮。	5.感謝委員建議，將於後續研究中納入考量。	同意。
6.P.104，圖 6.11、6.12 標示不清楚，建議將圖放大或修改。	6.感謝委員建議，將於後續報告中修正。	同意。
七、林雅雯副研究員：		
1.沉箱及樁分析，建議針對承载力、傾覆、滑動、剪力、彎矩、挫曲等各別項目建立分析流程。針對分析不同橋梁時，需修改之參數為何，以便於分析不同橋梁。	1.感謝委員建議，將於後續報告中補充說明。	同意。
2.報告考慮清水流，建議考慮高懸浮載水流衝擊力。	2.感謝委員建議，將於後續研究中納入分析考量。	同意。

3.報告 P.29 破壞資料分析，建議敘述沉箱及樁基礎破壞原因進行分析與統計。	3.感謝委員建議，將嘗試收集相關資料於後續報告中補充說明。	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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意 見
一、周憲德委員：		
1.研究題目與內容不完全符合，未列入地震、土石流、浮木對橋梁安全的影響。	1.感謝委員建議，此部份非本計畫範圍。	同意。
2.材料劣化對基礎結構之影響評估之內容宜再加強。	2.感謝委員建議，此部份非本計畫範圍。	同意。
3.振動分析是否考慮水流對橋梁上部及下部結構之作用力?浮木效應並應予考慮。	3.感謝委員建議，振動分析為探討橋樑本身振動；浮木效應將考量增加外力模擬。	同意。
4.P77、P79 渠流通過橋墩之流況缺C類（即后豐橋之流況）請補齊。	4.感謝委員建議，將於下次報告中補充說明。	同意。
5.數值模式（Flow 3D、Plaxis 等）所使用之參數及邊界條件如何選取及驗證，應補充說明。	5.感謝委員建議，各影響因子參數及邊界條件需由其他子計畫提供，將於下次報告中加強說明輸入參數的選用。	同意。
6.以大甲溪為例之沖刷應將瓣狀河槽及河道主深槽改變束縮沖刷列入考慮。	6.感謝委員建議，此部份非本計畫範圍。	同意。
7.沉箱極限分析似未考慮因沖刷坑偏上游側使沉箱往上游傾覆的情形，另樁基礎破壞常有個別樁受水流破壞之情形，亦應考慮。	7.感謝委員建議，將納入後續研究參考。	同意。
二、黃進坤委員：		
1.一些文字及圖形不清楚，請重新整理如圖 7.42、圖 6.27 等等。	1.感謝委員建議，將於下次報告中修正。	同意。
2.P169 中之圖形請標示圖名及座標名稱。	2.感謝委員建議，將於下次報告中修正。	同意。
3.是否可以評估當有沖刷下，水流溢過橋梁上部時所造成的橋墩安全性?	3.感謝委員建議，此部份非本計畫範圍。	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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意 見
4. 漂浮物的撞擊是否包含在本評估中。	4. 感謝委員建議，將考量增加外力模擬。	同意。
5. 同一表格請放在同一頁上，如表 7.13。	5. 感謝委員建議，將於下次報告中修正。	同意。
6. 活載重在案例說明中是否必須考慮。	6. 感謝委員建議，此部份非本計畫範圍。	同意。
7. 一些實際圖形是否可以摘要取用而不是全部，致使圖面不清楚。	7. 感謝委員建議，將於下次報告中修正。	同意。
三、薛強委員：		
1. 跨河橋梁安全評估之研究期程兩年，並有其他子計畫一~四提供橋梁結構、地文、水文、水理分析資料以及即時監測資料，本研究重點就是基於這些資料，進行橋梁安全評估，基礎安全性固然是重點，但沖刷裸露橋梁的耐震安全性一直是大家關注的議題，建議補充說明跨河橋梁安全評估相關的重要議題，再依業主要求說明本研究之範圍。	1. 感謝委員建議，將於下次報告補充說明本計畫與其他子計畫的相關性，耐震安全性非本計畫範圍。	同意。
2. 既有橋梁之安全評估與新建橋梁設計之安全性檢核有無差別，分析模擬以及安全可接受之標準有何差異性要特別說明，並於案例中呈現。	2. 感謝委員建議，新舊橋的各項基本參數將有所不同，都將利用本計畫的評估模式進行分析。	同意。
3. 文獻蒐集與回顧，應對本研究所用方法與研究內容等有所助益，補充與本研究之關係。	3. 感謝委員建議，文獻的回顧主要為瞭解現有的評估方式，藉以檢討並加強本計畫的評估模式。	同意。
4. 橋梁破壞機制對安全評估很重要，橋梁破壞機制分析除了基礎結構破壞類別以外，建議補充最易受颱風影響之橋梁結構構件，如橋台、橋台基礎、橋墩、橋墩基礎等，並說	4. 感謝委員建議，本計畫主要針對橋樑基礎部份進行安全評估。	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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意 見
明其破壞及對橋梁產生的影響，例如：橋墩基礎沉陷造成橋面傾斜等。		
5.第 6.3.4 節振動分析模式建立非常簡略，亦再詳細說明分析方法，求取參數如何模擬，如何制定安全及穩定狀況，如何參酌後訂定警戒值與行動值，宜建立一套由資料蒐集至安全評估之方法。	5.感謝委員建議，此部份非本計畫範圍。	同意。
6.分析方法最好能提供工程實務應用，以達預警目的。	6.感謝委員建議，將提供安全評估程序，以供實務單位使用。	同意。
7.第 6.4 節分類再考量 ex：護坦工法宜為河道固床工法。	7.感謝委員建議，將於下次報告中修正。	同意。
8.錯字或誤置請訂正。	8.感謝委員建議，將於下次報告中修正。	同意。
四、陳文婷小姐：		
1.P162 P24L 橋墩之基本資料項目建議與 P12E 橋墩一致。	1.感謝委員建議，將於下次報告中補充。	同意。
2.P31 1996~2001 資料、建議應修正為 8 個年度。	2.感謝委員建議，將於下次報告中修正。	同意。
3.建議於報告中補充一下年度工作進度甘特圖。	3.感謝委員建議，將於下次報告中補充。	同意。
4.P169~173 的承載分析成果圖建議將單位等資料清晰呈現。	4.感謝委員建議，將於下次報告中補充。	同意。
5.建議於明年汛期前綜彙研究成果予主辦單位，並請主辦單位彙整分析後送各局研參。	5.感謝委員建議，遵照辦理。	同意。
五、林雅雯副研究員：		

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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意 見
1.各章節之連貫請加強，如沖刷因子、破壞機制、水流作用力等，與後續分析機關連結。	1.感謝委員建議，將於下次報告中補充。	同意。
2.後面分析案例，皆依每一個案分析，案例不同結果不同，建議建立安全評估程序。同樣地，不同保護工法如何考慮保護工法於安全分析如何考慮分析評估，另材料劣化後續如何考慮請補充說明。	2.感謝委員建議，安全評估程序將於下次報告中補充；保護工法及材料劣化參數將由其他子計畫提供。	同意。
3.3D 圖表建議再加以列表，以便查詢。	3.感謝委員建議，將於下次報告中補充說明。	同意。
4.P63 上部結構破壞機制著墨很少，且照片破壞多是下部結構破壞造成，建議加強。	4.感謝委員建議，本計畫主要針對橋樑基礎部份進行安全評估。	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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意 見
一、黃進坤委員：		
1.P.32 頁圖 6.42 之流速可能太大。	1.感謝委員建議，本圖為破壞包絡線示意圖，將於下次報告中修正。	同意。
2.漂流物之累積所造成的推力增力是否有考慮。	2.感謝委員建議，目前僅考量單一漂流木阻水所產生之水流作用力，後續將蒐集資料於報告中補充說明。	同意。
3.在國一及國三之模擬是否有考慮異型塊保護之效益。	3.感謝委員建議，此部分為其他子計畫研究內容，目前本研究依據子計畫 3 提供之水流流速、沖刷深度及水位高度進行分析。	同意。
4.各表格中請明確標示出單位，如表 6.15 中拖曳作用力單位為何？	4.感謝委員建議，將於報告中補充說明。	同意。
5.橋墩破壞因子中請加入跌水所造成的沖刷效應。	5.感謝委員建議，此部分為其他子計畫研究課題。	同意。
二、薛強委員：		
1.本期報告對計畫背景之說明以及報告內容之呈現比以前清楚許多，有很大改進值得肯定。未來若經費允許，是否可考慮局部沖刷回淤之影響？	1.感謝委員肯定，目前配合整合型計畫工作內容為考量於颱風洪中橋梁基處受沖刷安全之預警，有關颱風過後沖刷回淤之影響，將納入後續建議研究事項中。	同意。
2.文獻蒐集與回顧，應對本研究所用方法與研究內容等有所助益，建議分別彙整既有文獻中的沖刷影響因子、耐洪評估方法、以及警戒值與行動值之訂定方法。目前第 2 章對耐洪評估方法之說明太過簡略，對較重要文獻所提供之方法，請再	2.感謝委員建議，將於後續報告中補充相關資料與分類。	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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意 見
補充說明其主要內容或精神。另外，P.12 最後一段，因與國內相關，較不適合放在 2.2 國外資料文獻，建議另外自成一小節“2.3 小結”，除了相關研究方向以外，應說明既有文獻之內容是否有哪些值得本研究借鏡或應用的，以回饋第六章。		
3.P.14，第 3 章開頭之說明，除了資料彙整以外，報告還有資料分析，宜增補說明。另，卡玫基颱風…如表 3.1，似有誤。再有，P.31 第二段，“因此針對跨河橋梁個別橋墩基礎結構進行探討”，建議增加“耐洪”二字，改為“因此針對跨河橋梁耐洪安全評估之分析，…”避免誤解。	3.感謝委員建議，將於後續報告中補充相關資料與說明。	同意。
4.P.33，第 4 章第一段，“另一則為橋梁構造之耐洪影響…”後面依據 Melville..等參考文獻又有地形/水理，屬前一類。建議將“…相關因素，”後逗點改為句號。	4.感謝委員建議，將於後續報告中補充相關資料與說明。	同意。
5.P.110，圖 6.29 中，箭頭符號通常會有流程順序之意，請考慮此處是否恰當；沖刷深度、流速、水位是來自於子計畫三的 input 資料，請在考慮圖中放置的位置是否恰當。	5.感謝委員建議，將於後續報告中進行修正。	同意。
6.6.3.4 節之振動分析，請補充說明模擬要點，包括如何考慮土壤與結構互制，圖 6.41 並不能反映此些考量。	6.感謝委員建議，將於後續報告中補充相關資料與說明。	同意。
三、朱金元委員：		

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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意 見
1. 跨河橋梁破壞之形式有很多種，文中並未提到為何要做沖刷破壞之描述就直接進入沖刷破壞，中間是否可詳述。	1. 感謝委員建議，將於後續報告中補充相關資料與說明。	同意。
2. 橋墩雖然有按照各形式做分析，但是分析部分都沒有看到橋臺，是因為沒有做橋臺的破壞，還是橋臺部分都沒有發生破壞？分析時是否加入此因素？	2. 感謝委員建議，配合其他子計畫內容，目前分析主要針對沉箱與樁基礎。	同意。
3. 歷年破壞橋梁統計分析下的結論，用字請謹慎，從圖裡面會發現，有百分之四十幾的機率在高雄縣破壞，是歷年資料裡面高雄縣的橋梁較易遭受到破壞，還是在某種颱風路徑經過後而導致的破壞？橋梁的破壞是否和颱風路徑、水位…有關？結論的用詞請小心。	3. 感謝委員建議，相關文字將於後續報告中進行修正。	同意。
4. 在報告中的圖，希望都能在清楚一點，例如 P.53 的圖就過於模糊。	4. 感謝委員建議，將於後續報告中修正。	同意。
5. 報告第四章內容中，文字漏打的部分，請多注意。	5. 感謝委員建議，將於後續報告中修正。	同意。
6. P.35 中提到的清水沖刷，清水沖刷未達底床啟動速度，為何會造成沖刷？且清水沖刷比濁水沖刷來的嚴重，是否能在內文詳加敘述。	6. 感謝委員建議，將於後續報告中補充說明。	同意。
四、賴瑞應研究員：		
1. 研究單位很費心整理很多流體力學公式及相關文獻值得肯定，但很多未標示出處，為尊重著作權建議標註出處。	1. 感謝委員建議，將於後續報告中補充說明。	同意。
2. 第 81 頁表 6.5 的水流作用力，無法依據第 80 頁之說明計算求得，	2. 感謝委員建議，此為單位轉換問題，將於後續報告中補充說	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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意 見
請加強說明。	明。	
3.因本計畫不牽涉地震力的影響，故第 112 頁的沉箱基礎極限承載力相關地震時公式建議刪除。	3.感謝委員建議，將於後續報告中修正。	同意。
4.第 113 頁之沉箱傾覆穩定分析模式，規範是否有相關安全係數規定，請補充說明。	4.感謝委員建議，將於後續報告中補充說明。	同意。
5.第 115 頁承載安全係數 Q_c 之計算式為何，與第 111 頁之 6.67 式之差異為何？請說明。	5.感謝委員建議，將於後續報告中補充說明。	同意。
6.第 116 頁沉箱滑移穩定公式及符號說明請修訂。	6.感謝委員建議，將於後續報告中補充說明。	同意。
7.報告中引用相關文獻的表及圖請放大或重打，部份內容請檢視並做適當修訂。	7.感謝委員建議，將於後續報告中修正。	同意。
8.請加強報告文字的校訂及文章順暢的修訂，尤其是第一章的部份。另外，計「劃」請修正為計「畫」，橋「梁」請統一改為橋「梁」。第 36 頁第 (4) 項符號漏列，第 118 頁 6.6-2 所示方法，查無 6.6-2。第 124 頁 (6.88) 式太小。第 160 頁如表 7.5 請修正為 7.6。	8.感謝委員建議，將於後續報告中修正。	同意。
五、林雅雯研究員：		
1.簡報 P.11 水流力分析，規範清水流 $P_{avg}=52.5 k (V_{avg})^2$ ，現在分析結果 FD 為規範水流力的 6.79 倍，請列表或繪圖說明 ρ 流體密度與所得水流力關係，並說明 F.S. 降低情形。	1.感謝委員建議，將於後續報告中補充說明。	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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意 見
2.簡報 P.20 河床有無保護工對耐洪能力影響，在國 1、國 3 大甲溪橋是否有加入此分析考量。	2.感謝委員建議，此部分為其他子計畫研究內容，目前已依子計畫 3 研究成果進行考量。	同意。
3.簡報 P.24 振動研析是文獻收集，是否要應用在國 1、國 3 大甲溪橋，後續分析如何現地應用及驗證。	3.感謝委員建議，此部分須利用其他子計畫之現地試驗結果，已進行研析，礙於目前無法取得相關國 1 及國 3 現地試驗資料，研究團隊目前已另行蒐集相關案例進行研析。	同意。
4.簡報 P.17 極限與容許承載耐洪指標，約差 3 倍，請說明在預警系統的應用要採用何值。	4.感謝委員建議，將於後續報告中補充說明。	同意。
六、黃茂信助理研究員：		
1.以基樁 P24L 為例，於莫拉克颱風最大水流流速為 3.614m/s，水位高度為 1.86m，其基礎破壞包絡線分析，其變化量為 3m/s~12m/s，水位高度 1~10m，尺度是否適當，其指標 F.S.應取 1.4~4.09 之間。	1.感謝委員建議，由於配合整合型計畫之預警系統利用，因此擴大指標計算涵蓋範圍。	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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
一、周憲德委員：		
1.沖刷深度之估算及範圍之界定，應更仔細說明是否達到臨界沖刷深度之檢核應予補充。	1.感謝委員建議，依總計畫的規劃，沖刷深度的估算與檢測由子計畫三執行，本計畫係依據所提供之數據進行評估。	同意。
2.本報告摘要宜說明本報告具體完成項目，並不宜以未來式表示。	2.感謝委員建議，已於定稿報告中修改。	同意。
3.圖 7.56 沖刷後之應力分佈沖刷坑形狀假設為矩形，與實際沖刷坑差異甚大，請查核。	3. 感謝委員建議，參考 Liang(2009)研究此處表現的是基礎受沖刷後土層應力變化的影響範圍。	同意。
4.FLOW 3D 能計算出結構物附近之流場(速度分佈)以檢核高流速(易沖刷之處)，建議加以補充。	4.感謝委員建議，如報告中圖 6.18~圖 6.21 所示，可看出圓柱周圍的流速分佈，但因上游受力面還存在著下刷水流，故仍以圓柱於上游受力面的停滯點作為計算點。	同意。
5.圖 6.41 橋梁基礎破壞包絡線所依據之水流速度範圍為 15m/s~25m/s，遠高於第七章範圍，請予核查。	5.感謝委員建議，圖 6.41 為說明基礎破壞包絡線利用方式用示意圖，水流速度範圍為 15m/s~25m/s 為假設值非關第七章之試算案例，已於定稿報告中補充說明。	同意。
二、薛強委員：		
1.報告內容豐富值得肯定，尚有以下建議請參考。	1.感謝委員肯定與建議。	同意。
2.報告架構要清楚、章節措辭要準確。例如： (1)第 2.2 節，建議以項目符號區分各文獻。 (2)第 4 章，4.1、4.2 節標題有無「橋墩」二字；另建議不用括弧區別國外與國內。	2.感謝委員建議， (1)第 2.2 節已經以項目符號區分各文獻。 (2)第 4 章之標題補充加入「橋墩」二字，文字編排部分已經重新改寫。 (3)第 5 章標題已改為「橋梁沖	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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
<p>(3)第 5 章標題「橋梁沖刷基礎破壞類型分析」與 5.2 節「上部結構」、5.3 節「下部結構-樁基礎結構」不一致，第 5 章標題宜為「橋梁沖刷破壞型態」或「橋梁沖刷破壞型式」，5.2 節、5.3 節標題則建議分別為：「上部結構破壞型態」、「下部結構破壞型態」，5.3 節之下再分小結「5.3.1 樁基礎」、「5.3.2 沉箱」。</p> <p>(4)第 6.7.1 節已於 2.2 節敘明，此處建議列表比較，並分別說明其適用性或優缺點。</p>	<p>刷破壞類型分析」，5.2 節及 5.3 節相關標題亦以遵照修改。</p> <p>(4)6.7.1 節文字已經精簡。</p>	
<p>3.格式、錯字、符號說明、圖形、頁碼等編輯問題需檢視全文調整：</p> <p>(1)2-13 與 2-14 頁之頁碼位置需調整。</p> <p>(2)圖 2-1、5-1 等很不清楚，圖 2-1 還有原文獻之頁碼，須修正。</p> <p>(3)P.6-51，倒數第 4 行「力用」是否為「利用」？</p> <p>(4)P.6-53 式(6.68)之γ_2為何？</p> <p>(5)P.6-80 第 5 行「起採用」？</p> <p>(6)P.6-83 圖 6.44 以及後面類似圖形，座標軸名稱、刻度範圍沒標示或不清楚。</p> <p>(7)目錄頁碼錯誤，e.g.7.1.5.2---7-37 頁，應為 7-36 頁。</p>	<p>3.感謝委員建議，定稿報告中補充相關資料與說明。</p> <p>(1)報告中之頁碼編排將重新整理。公式編碼亦有所更動。</p> <p>(2)圖 2-1 及 5-1 因取自於原始文獻，將再設法改善。</p> <p>P6-51 錯植已經修正。</p> <p>(3)γ_2 為基礎底面以上土壤之平均有效單位重(tf/m³)，以定義於式 (6.67)，新編號為式 (6.34)。</p> <p>(4)P6-80 錯植已經修正。</p> <p>(5)P.6-83 圖 6.44 以及後面類似圖形因底色太深未能顯示座標軸名稱，已經重新繪製。</p> <p>(6)目錄頁碼錯誤已經修正。</p>	<p>同意。</p>
<p>4.第 6.3 節，於小節撰寫前，說明耐洪能力分析模式分別採用極限分析法與有限元素分析法，缺少第 6.3.4 節振動分析之相關說明。而</p>	<p>4.感謝委員建議</p> <p>(1)為利子計畫 4 橋梁振動量測之利用，經蒐集國內外資料目前僅有日本鐵道研究所有提</p>	<p>同意。</p>

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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
<p>第 6.3.4 節之內容中，沒有說明振動分析有哪些 approach，本研究沒採用傳統的振態分析數值模型之原因。與基礎破壞包絡線分析、警戒值、行動值之建立有何關聯。</p>	<p>出利用橋梁結構特徵頻率進行橋梁健全度之評估，因此於本研究中藉由子計畫四現地試驗資料與健全度指標，分析健全度指標小於 0.7 之容需基樁裸露長度，並利用 SAP2000 軟體進行相關比對研析，相關資料將於定稿報告中補充說明。</p> <p>(2)本研究中振動分析僅為提供相關資料供子計畫四橋梁振動量測之利用。</p>	
<p>5.第 6.3 節所參考並引用之日本文獻，是否有適用範圍與境況之限制？</p> <p>(1)是否適用於跨河橋？</p> <p>(2)是否適用於雙橋墩？(第 7 章案例應用時，P.7-23 頁顯示可能因拓寬而有的雙橋墩，是否同樣適用？)</p> <p>(3)是否適用於雙橋墩連續橋？(第 7 章案例應用時，P.7-22 頁顯示可能某振動單元為連續橋，是否同樣適用？)</p>	<p>5.感謝委員建議</p> <p>(1)日本鐵道研究所西村昭彥博士(2001)提出橋梁健全度之評估可適用於跨河橋。</p> <p>(2)依據西村昭彥博士(2001)資料，其橋梁健全度指標利用重在於橋墩基礎新建完成時固有頻率之取得，並利用 1000 座試驗資料建立橋墩基礎固有頻率評估方式，由相關文獻資料顯示橋墩型式資料包含單柱與雙柱型式，惟針對有進行現地振動量測資料橋墩基礎，仍建議可利用 SAP2000 進行振動分析並藉由現地試驗資料進行分析模式校核，最後再計算原橋墩基礎固有頻率。</p> <p>(3)由本研究針對國道某濁水溪橋進行分析，顯示利用西村昭彥博士(2001)的分析方式與</p>	<p>同意。</p>

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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
	利用 SAP2000 之分析結果相符合。	
6.本研究整理相關警戒值、行動值之文獻多篇，訂定之標準不一，本研究初步建議警戒值取 FS=1.5、行動值 FS=1.2，原因為何？	6.感謝委員建議，本研究警戒值與行動值分析，可同時考量水流流速、沖刷深度及水位高度三者之變化，由於目前國內並無相關橋梁於颱風期間之長期監測資料，因此目前初步採用國家地震中心建議的安全係數。	同意。
三、林呈委員：		
1.報告中幾近 1/3~1/2 為文獻回顧或與本文不太相關之課題，建議精簡或刪除部分(例如渠流分類、樁柱式結構物流體力計算理論、---)。	1.感謝委員建議，由於本計畫之工作項目中包含有水流力的檢討，依期中報告中委員的建議應做詳細收集與整理，因此有所論述，請委員諒察。FLOW-3D 的論述亦為相同目的，必須將軟體之功能作一簡述，定稿報告中將移至附錄 A。	同意。
2.尾跡渦流所造成之受力變化主要是側向力而非拖曳力(drag force)，因此 P.6-20~P.6-22 與 P.6-19 所述不合。	2.感謝委員建議，尾跡渦流在分離點附近的確會引起側向的震動力，但後端的渦流則因改變了流場的變化，對拖曳力仍有所貢獻。其關係約略可由圖 6.2 圖及 6.3 進行觀察。	同意。
3.為何國道 3 號大甲溪橋 2 號橋之橋墩樁柱直徑為 3.7m(P.6-23)？	3.感謝委員建議，相關資料係由總計畫提供，本處所指為橋墩寬度。	同意。
4.P.6-25 表 6.7 中於水深 1m，水流平均流速 4m/s 時所反應之流況為超臨界流，試問在此大卵石密佈之淺水河道是否有此一可能而發生超	4.6.1.5 節中所有的水深及平均流速均為假設值，並在假設是光滑底床的情形，計算相關參數值，如雷諾數等，主要是希	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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
臨界流流況？	望其涵蓋面足夠，也提供一個試算的程序。其中，或有不合理但並非不可能發生的組合。有關委員所述之狀況應可反映於雷諾數值上面。	
5. 本文應有一完整之基礎受力 free-body 圖並附加考量橋墩型式不同時之沖刷安全考慮(如彎矩、承載力、---)，可予人一整體之力學概念。	5. 感謝委員建議，基礎受力詳圖 6.29、6.36。	同意。
6. 圖 6.8~圖 6.10 應敘明量測方法、量測地點、執行者(量測者)、及引用此筆數據於文中之目的，有何異同？	6. 感謝委員建議，該筆資料係參考高公局「國道 3 號濁水溪橋沖刷監測之研究」所獲得之流速資料。然而必須再次強調的是：由於計畫執行中並未獲得與研究對象橋梁附近的流速資料，該筆資料僅是為了瞭解究竟我國的河川水流作用力需不需要考慮慣性力部分？並未放入報告中的評估計算中。	同意。
7. 河床移動層厚度(動床厚度)之對橋梁安全有重要影響，另依部頒公路排水規範亦有此一考量規定(另港研中心經辦之橋基保護工設計規範亦有此一考慮)，建請文中應有相關之陳述及相對應之分析敘述。	7. 感謝委員建議，該部分文字可能需要反映於其他子計畫中較為適當，以免本計畫主題失焦。本計畫已作適當調整。	同意。
8. 漂流木之考量不宜僅考慮單一流木對墩基撞擊之大小，大量漂流木掛淤除了造成拖曳力、側向力、彎矩之力學變化，亦可造成局部沖刷深度之加大，應將此一考量納入文	8. 感謝委員建議，漂流木所可能產生的影響包含直接的撞擊力、大量漂流木掛淤造成橋面版厚度增加後產生較大的水流力，以及通水面積減小後墩	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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
中並模擬計算。	柱間的水流速加大。就目前評估模式而言，前二者可以用墩柱上端的水平力來模擬；後者則應已經包含在試算的流速範圍內。長遠而言，漂流木的模擬應考慮其時變性，原因是不規則且多孔隙的漂流木必然會引發橋墩附近產生震盪性紊流流場的變化，因此其所引致的作用力可能具時變特性，此種現象可能導致所謂的材料或結構疲乏現象，但此一問題不在本計畫工作目標中。	
9.若須將 P.6-47~P.6-49 諸圖納入附件中時，應以速度剖面詳細繪製，以利檢核驗證(包含 Strouhal number 計算驗證)。	9.感謝委員建議，本計畫額外引入套裝軟體 FLOW-3D 的目的(不在原預定工作項目要求內)，是想瞭解在渠流裡面的拖曳力係數與理論值是否有差異，目前並未有想藉由 FLOW-3D 估算實際橋梁所受流體力及淘刷的計畫，流速剖面圖已經補充，未盡事宜請委員見諒。	同意。
10.P.9-1 之第 4 點有關沖刷深度、水流流速、水位高度之陳述不妥，因此三項係相互影響、交互相關(inter-correlated)，不宜個別陳述。	10.感謝委員建議，已經補充說明。	同意。
11.P.9-1 之第 5 項沖刷深度為樁帽底下 2.40m，建請以實際現場是否有設施保護工(若有、且鼎塊保護工仍在時)，則此一陳述是否正確？	11.感謝委員建議，此為子計畫三模擬莫拉克颱風於大甲溪流域所提供之資料。	同意。
12.P.9-2 橋梁颱洪沖刷之封橋管理的警戒值與行動值分別建議	12.感謝委員建議，封橋管理的警戒值與行動值分別為	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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
Fs=1.5 及 Fs=1.2 之數值，此一立論基礎是在較為理想化之條件下所計算，惟各橋現場河床質不同、基礎型式不同、有無保護工、有無橋基補強、---，均會有所影響，因此建議此一結論點應附加其適用條件。	Fs=1.5 及 Fs=1.2，其利用需配合針對個別橋梁所建構之基礎破壞包絡線，相關資料補充已於定稿報告中補充說明。	
四、邱志晃委員：		
1.請再檢核使用規範之引用來源，如 6-52 頁、6-62 頁規範引用應從(90)建築物基礎構造設計規範。	1.感謝委員建議，經查相關資料係為公路橋梁設計規範(98)第五章基礎篇資料。	同意。
2.6-55 頁公式 6-73 $+WF.LW \times \left(\frac{1}{2}LW + L_1 + L_2\right)$ 請修正 為 $WF \times \left(\frac{1}{2}LW + L_1 + L_2\right)$ 。	2.感謝委員建議，已於定稿報告中修正。	同意。
3.6-56 頁請補充 Pa 及 Pp 之計算公式 $P_a = \frac{1}{2} \times K_a \times (\gamma - 1) \times (L2 - SC)^2 \times D$ 和 $P_p = \frac{1}{2} \times K_p \times (\gamma - 1) \times (L2 - SC)^2 \times D$ 故 7-81 頁請修正為 Pa=8.93x6； Pp=100.88x6。	3.感謝委員建議，已於定稿報告中補充並修正。	同意。
4.6-57 沉箱滑移分析，Pa 與 Pp 方向相反，應無法相加，另請說明 Po 之符號意義。	4.感謝委員建議，已於定稿報告中修正並說明。	同意。
5.6-59 頁請補充 E0 描述之意思，且 P.6-59 頁中述及依「表--」解 6.6-2，請補充此「表--」，Be、De 有效正面寬及有效側面寬之示意圖，建議	5.感謝委員建議，已於定稿報告中補充說明。	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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
補充此圖。		
6.依據(90)建築物基礎構造設計規範，基礎垂直承載力除 5.3.1 之容許垂直支承力外，仍需檢核 5.3.2 之單樁拉拔力，請於 6.3.2 節補充基樁單樁拉拔之檢核說明。	6.感謝委員建議，已於定稿報告中補充說明，另經由彙整國內外橋梁沖刷資料及本研究分析，顯示受基樁拔拉力非橋梁受沖刷破壞之主要控制因素。	同意。
7.6-66 公式 6.85 除 $P_{total} = P_V + P_M$ 檢核最大基樁抗剪。建議增加 $P_o = P_V - P_M$ 檢核基樁拉力。	7.感謝委員建議，已於定稿報告中補充說明，另經由彙整國內外橋梁沖刷資料及本研究分析，顯示基樁拉力非橋梁受沖刷破壞之主要控制因素。	同意。
8.本報告之實用性，未來橋梁管理單位，可否由現況水位、河川即時流量資料，經由資料庫或分析得到流速及橋墩沖刷深度，讓橋梁管理單位可由豪大雨時即時掌握橋梁之安全性，實擬對應之行動。	8.感謝委員建議，此部分為總計劃最後展現之成果。	同意。
五、余信遠委員：		
1.本報告內容相當充實，惟案例分析並未完成橋基安全評估之工作(例如:基樁應力檢核...)，建議於報告增加一章節將橋基安全評估之工作內容與方法以一完整流程圖或條列式陳述，以利參照使用。	1.感謝委員肯定與建議，已於定稿報告中補充說明。	同意。
2.公式(6.23)之拖曳力公式為一般流體動力學中常用到之公式，可靠性高，圓形斷面之拖曳力係數為 0.47 與本報告依據雷諾數計算求得之 0.5 相當；6.1.5 節利用前述公式與	2.感謝委員肯定與建議，本計畫額外引入套裝軟體 FLOW-3D 的目的(不在原預定工作項目要求內)，是想瞭解在渠流裡面的拖曳力係數與理論值是	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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
公路橋梁設計規範所用的流水壓力公式，分別計算對圓型橋墩作用力，並加以比較，顯示規範所採用之公式較不保守，因此本報告另以 Flow 3D 驗證，惟 Flow 3D 僅完成橋墩周邊之流速及作用橋墩之壓力分佈，建議以此成果再計算橋墩之受力，以與前述成果比較為宜。	否有差異。然因為模型的建構仍有簡化現場複雜變化的情形，以及設定有相關假設條件，因此學理上研究應無問題，但實務的應用則仍須再努力。本團隊覺得若能以水工模型試驗方式進行拖曳力係數的研究將會更接近實際。未來本團隊應將繼續努力研究 FLOW-3D 在橋墩受力及流場變化方面的應用。	
3. 橋梁之自然頻率可由分析軟體計算，可靠度相當高，若採用日本西村昭彥博士利用衝擊震動測試之大量實測資料製定結構體特徵頻率之合宜性(未必適用於任何橋型)應加以考慮。	3. 感謝委員建議，為利子計畫四橋梁振動量測之利用，本計畫為利用日本鐵道研究所有提出健全度指標當其指標小於 0.7 時，推估基樁容許裸露長度。在有現地振動試驗資料可供土層參數回饋分析時，仍可採分析軟體計算橋梁之固有頻率，已於定稿報告中補充說明。	同意。
4. 頁數(6-5)之沉箱滑移穩定公式(6.77)之正確性，請再檢核。	4. 感謝委員建議，已於定稿報告中修改。	同意。
5. 報告內引用其他報告之圖表，請於附註中說明來源，另圖表中之符號(如表 6.20 中之 D/D*)亦請說明，以利閱讀。	5. 感謝委員建議，已於定稿報告中補充說明。	同意。
六、朱金元委員：		
1.1-5 節期末工作內容建議針對整體研究來撰寫。	1. 感謝委員建議，已於定稿報告中修改。	同意。
2.P.1-8，期程只寫 100 年 10 月 1 日至 100 年 12 月 31 日，似乎僅針對期末來撰寫之意。	2. 感謝委員建議，已於定稿報告中修正。	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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
3.P.2-6，國內橋梁封橋作業研究資料彙整中，第三行「交通部公路排水設計規範」目前並無相關規範易誤導，請修正。	3.感謝委員建議，已於定稿報告中修正。	同意。
4.報告書中錯別字甚多，請修正。	4.感謝委員建議，已於定稿報告中修正。	同意。
5.不同章節之安全係數英文寫法，請統一。	5.感謝委員建議，已於定稿報告中修正。	同意。
6.P.4-11，影響沖刷子因彙整，建議排列順序依文獻年度排列，並敘述各因子調整原因。	6.感謝委員建議，已於定稿報告中修改。	同意。
7.耐洪能力評估表是否等於沖刷評估表，若不是，請說明納入耐洪能力評估表之原因。	7.感謝委員建議，國內耐洪能力評估表之目的，係為藉由國內眾多橋梁中快速篩選有橋梁基礎沖刷潛勢之橋梁，屬於初步評估範圍。	同意。
8.關於引用林呈教授的資料部分，請將其加入在文獻之中。	8.感謝委員建議，已於定稿報告中補充。	同意。
9.經由本研究結果針對相關規範是否有何建議？以彰顯本研究之成果。	9.感謝委員建議，已於定稿報告中建議事項補充說明。	同意。
七、謝明志委員：		
1.在圖表目錄部分，第六章及第七章多有頁碼不符的情形，也未陳列表6-8~表6-19，請修正。	1.感謝委員建議，已於定稿報告中修正。	同意。
2.第七章，推算某一橋墩基礎在不同水壓的安全係數，以立體圖方式展示成果，這些圖一開始呈現時，各軸標註都有列出，但到後面這些圖的標註都漏列，請修正。	2.感謝委員建議，已於定稿報告中補充。	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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
3.P.7-20 倒數第四行耐洪能力將取決於拓建部分基礎之穩定性，是否只取決拓建部分，或應考慮整體性。	3.感謝委員建議，本研究為考量基礎整體性作分析，已於定稿報告中補充說明。	同意。
4.P.7-38 各樁軸力計算，直接用總垂直載重除以基樁數量，是否應考慮群樁效應？	4.感謝委員建議，案例橋梁基樁間距大於 2.5 倍樁徑，依據規範規定可以不計群樁效應。	同意。
5.本研究多數計算資料之來源，取自其他子計畫，目前相關計畫也進行期末審查，若其結論有所變更，可能會影響本案，請留意相關計算審查結果，據此修正本計畫。	5.感謝委員建議。	同意。
八、國家災害科技防救中心 鄧敏政博士：		
1.橋梁安全評估流程圖應該更詳細，例如即時監測資訊或數值模式計算數值引用應有所區別，此外與其它子計畫橫向連接，特別是資料引入部分，是否可一併考慮標示於流程圖中？	1.感謝鄧博士建議，有子計畫十在執行整合系統工作，相關整合流程應可反映於該報告中。	同意。
2.橋管單位應變實務上使用，是否考慮建立快速評估方法，例如事先建立不同流速，不同深度，不同水位之參數資料庫，一旦有監測值引入，不需計算即可快速找出 FS，即時提供預警措施。	2.感謝鄧博士建議，本評估模式可以達到委員所建議的目標，並已針對總計劃之案例橋梁建構不同流速，不同深度，不同水位之安全係數資料庫。	同意。
九、本所港研中心 賴瑞應研究員：		
1.第 6-55 頁沉箱傾覆分析模式之 6.73 式，式子中的橋墩自重及沉箱自重是否需扣除水之浮力，若需要請標示或補充說明。另外，第七章第 7-67 頁的案例分析的方法是否與 6.73 式的分析模式一致，請補充說明。	1.感謝賴研究員建議，已於定稿報告中補充說明。	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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
2.第 6-57 頁承載安全係數 Q_c 之計算式為何,是否就是第 6-53 頁之 6.68 式之 q_a ,請補充說明。	2.感謝賴研究員建議, $Q_c = q_a \times A_{eff}$, 已於定稿報告中補充說明。	同意。
3.第 6-66 頁 6.86 式之垂直載重 P 是否有考慮水的浮力,請補充說明。第 6-77 頁 6.92 式亦同。	3.感謝賴研究員建議,浮力已於分析中考量。	同意。
4.第 6-83 頁圖 6.44 之三軸代表為何,建議背景不要用黑色顯示,否則無法顯示三軸之標示,相關之圖也請一併修正。	4.感謝賴研究員建議,已於定稿報告中修正。	同意。
5.簡報第 31 頁之相關耐洪指標值隨斷面積減損變化率之增加而增加,似乎與一般理解的不同,是否有誤值請補充說明。	5.感謝賴研究員意見,斷面積減損會導致結構體重量減少,因此在土層承载力不變下,承載耐洪指標值會增加,因此斷面積減損影響分析,主要控制條件為容許彎矩及剪力之減損。	同意。
6.請加強報告文字的校訂及文章順暢的修訂,尤其是第一章的部份。另外,第 2-9 頁(2.1)式及第 6-58 頁表 6.11 不清楚,第 6-60 頁(6.93)是否應修正為(6.83),第 6-63 頁圖 6.34 中之變位曲線圖、彎曲力矩圖是否漏列,請補充。圖 6.35 亦同。	6.感謝賴研究員建議,已於定稿報告中修改並補充。	同意。
十、本所港研中心 林雅雯研究員：		
1. 規 範 水 流 力 規 定 $P_{avg} = 52.5k(V_{avg})^2$, 本研究得到總作用力為規範之 3 點多倍,3 點多倍是否是針對大甲溪流而言,是否有簡易估算公式,作用力分佈圖,作用力點可套用計算,或建議規範如何修改。沖刷至基樁後水流力計算如何考量建議補充。	1.感謝林研究員建議,由於缺乏現場實測或推算資料,如文中所述,試算的資料全係假設值。估算的總作用力大於橋梁設計規範是以單純的光滑圓柱(直徑 3.7m)所進行的試算,並無針對特性河川。水流作用力依流體力學已經確認在駐點處最大,本計畫並未發	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：跨河橋梁安全評估之研究

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
	展任何新的公式。但也由於缺乏試測資料，目前本團隊不敢對規範作任何修正建議，僅能提醒其差異性。沖刷至基樁後之水流力由於流場相當複雜，無法直接假設，如能獲得相關實測資料，本團隊將樂於進行後續研究。	
2.報告 P.6-70，水流作用力為何是矩形，非三角形分佈，建議補充說明。	2.由於水流流速是採用平均流速，所以用矩形面積計算，如果是用最大流速則可用三角形面積計算，此部分已於公式(6.1)中說明。	同意。

附錄三

期末報告簡報資料

跨河橋梁安全評估之研究 期末報告

計畫主持人：林三賢 教授

簡報大綱

- ◎ 計畫概述
- ◎ 期末工作內容
- ◎ 結論與建議

計畫緣起與目的

緣起

台灣地區河川大都具有坡陡水急的特性，因此在颱風過境時大量降雨所造成的洪水常引致河床沖刷等水害，並進而造成跨河構造物的損壞。

目的

1. 建立受沖刷橋梁安全評估模式
2. 配合其他子計畫提供之水理資料，即時評估受沖刷橋梁安全性

目的

2009年莫拉克颱風造成雙園大橋等55座橋梁損毀，2008年辛樂克颱風造成后豐大橋斷裂，1998-2005年計367座橋受颱風影響。

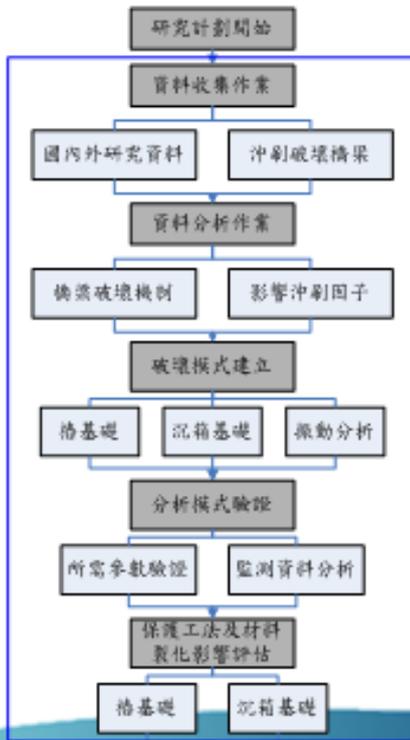
緣起

計畫範圍

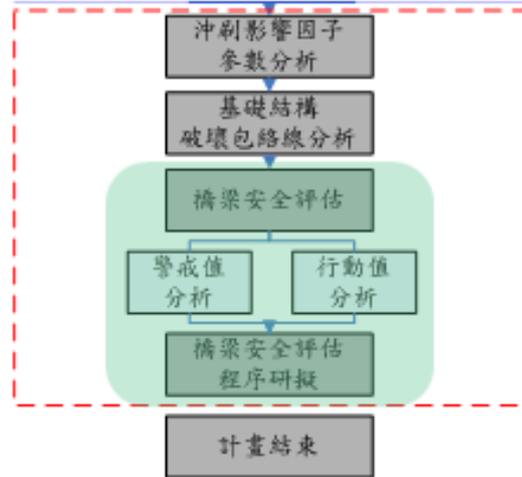
- ◎ 針對在颱風洪水作用下導致河床沖刷之橋梁基礎，不包含受土石流與地震之作用
- ◎ 分析的橋梁基礎類型主要為針對台灣地區跨河橋梁常使用之沉箱基礎與樁基礎
- ◎ 研討標的案例依據整合型計畫規劃為針對大甲溪流域之國道1號大甲溪橋及國道3號大甲溪橋。

計畫流程第二期 (100/1/1~100/12/31)

第一期工作內容



第二期工作內容



◎ 期末工作內容

文獻資料蒐集-國內相關封橋規定

- 交通部公路總局(2010)「封橋封路標準作業程序」
 - ◆ 列為**重點監控橋梁**
 - ◆ (a)警戒水位及封橋水位**依現場狀況檢討、分析後訂定**
 - ◆ (b)颱風豪雨過後應重新檢討。

 - ◆ **其他橋梁**
 - ◆ (a)警戒水位：距梁底淨空**1.5公尺**。
 - ◆ (b)封橋水位：距梁底淨空**1.0公尺**。

文獻資料蒐集-國內相關封橋規定

- 交通部公路總局-河川橋梁沖刷並補強後之安全評估(94)
- 交通部公路總局-橋梁監測預警系統及沖刷保護措施及補強等策略之研究(96)
 - ⊕ 考慮基礎**極限承载力**下，則建議在擬定預警值與行動值時宜保守
 - ⊕ 預警值**FS=2.5**，行動值**FS=1.75**
 - ⊕ 若有**即時沖刷深度**監測，預警值**FS=2.0**，行動值**FS=1.5**
- 交通部臺灣區國道高速公路局-高科技橋梁檢測系統建置試辦計畫
 - ⊕ 基礎為考慮**容許承载力**
 - ⊕ 警戒值 **FS=1.5**
 - ⊕ 行動值 **FS=1.2**

文獻資料蒐集-國內相關封橋規定

◎ 交通部公路總局-河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究(94)

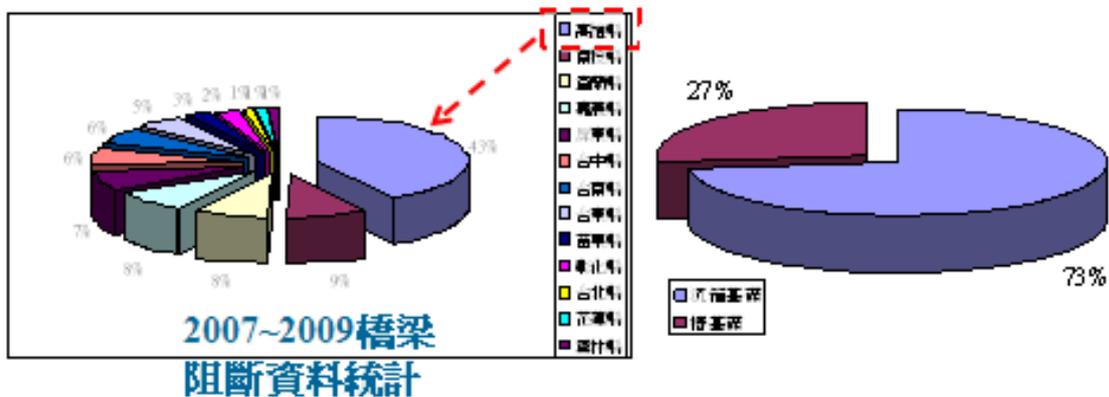
- ⊕ 最大沖刷深度=河床下降量+洪水時之可能最大沖刷深度
- ⊕ 注意值=設計基本容許沖刷深度
- ⊕ 警戒值=設計最大容許沖刷深度
- ⊕ 行動值=危險臨界沖刷深度

◎ 交通部公路總局-第五區9座牆梁訂定封橋水位

- ⊕ 基礎為考慮容許承载力
- ⊕ 警戒水位=以歷史洪水事件統計水位上升速率達封橋水位2小時以前之水位
- ⊕ 行動水位=以沖刷公式推估在何種流量條件下會造成容許沖刷深度消失所相對應之水位

歷年破壞橋梁統計

- ◎ 交通部運輸研究所公路防救災資訊系統資料
- ◎ 1998~2009年資料顯示，臺灣過河段橋梁於颱風作用下橋梁基礎沖刷累計共59座橋沖毀，計308座橋橋基裸露。
- ◎ 沉箱基礎受沖刷影響佔73%，樁基礎受沖刷影響佔27%





◎分析模式建立

流速與水流作用力

● 現況

98年公路橋梁設計規範

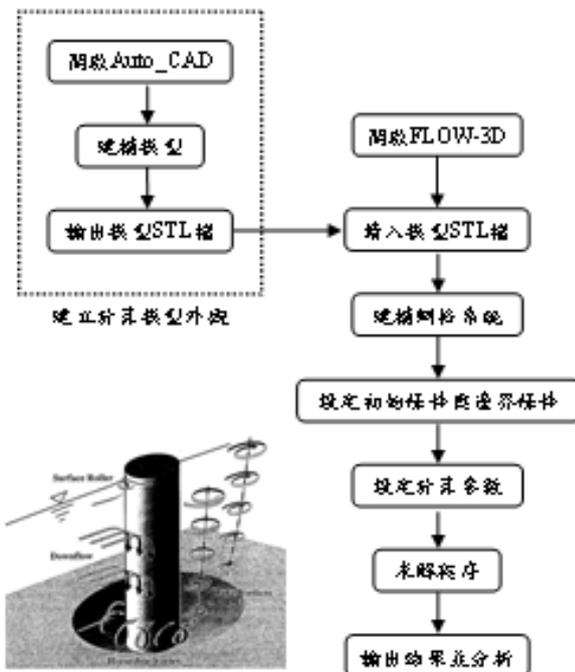
$$P_{avg} = 52.5 K (V_{avg})^2$$

(kgf/m²)



● 樁柱式結構物的流體力計算

- ◆ 利用 Morison 流體力公式計算
- ◆ 利用 FLOW 3D 試算



水流作用力試算

● 橋柱式結構物的流體力試算設定

—國道3號高速公路跨越大甲溪橋—

- 橋墩橋柱的直徑為3.7m
- 水深介於1m-12m
- 水流的平均流速變化範圍介於3m/s至9m/s之間

● 公路橋樑設計規範之水流力規定

假定流速按二次拋物線分佈且水壓按三角形分佈，流水對於橋墩之作用壓力：

$$\text{平均流水壓力 } P_{avg} = 52.5K(V_{avg})^2 \text{ (kgf/m}^2\text{)} \text{ 或 } P_{avg} = 515K(V_{avg})^2 \text{ (Pa)}$$

$$\text{最大流水壓力 } P_{max} = 2P_{avg}$$

V_{avg} 為平均水流速(m/sec)，以流量速率除以流水面積計算之

K 為水流作用力常數，平頭墩用1.4，圓頭墩用0.7，尖頭墩其角度為30°或
小於30°者用0.5

水流作用力試算

雷諾數Re及福祿數Fr的檢定

表 6.6 試算水流及水位範圍的雷諾數

水深 (m)	平均流速 (m/s)							
	3	4	5	6	7	8	9	
1	2.99E+06	3.99E+06	4.99E+06	5.99E+06	6.99E+06	7.99E+06	8.99E+06	
2	5.99E+06	7.99E+06	9.99E+06	1.20E+07	1.40E+07	1.60E+07	1.80E+07	
3	8.99E+06	1.20E+07	1.50E+07	1.80E+07	2.10E+07	2.40E+07	2.69E+07	
4	1.20E+07	1.60E+07	2.00E+07	2.40E+07	2.79E+07	3.19E+07	3.59E+07	
5	1.50E+07	2.00E+07	2.50E+07	2.99E+07	3.49E+07	3.99E+07	4.49E+07	
6	1.80E+07	2.40E+07	2.99E+07	3.59E+07	4.19E+07	4.79E+07	5.39E+07	
7	2.10E+07	2.79E+07	3.19E+07	3.79E+07	4.39E+07	4.99E+07	5.59E+07	
8	2.40E+07	3.19E+07	3.79E+07	4.39E+07	4.99E+07	5.59E+07	6.19E+07	
9	2.69E+07	3.59E+07	4.19E+07	4.79E+07	5.39E+07	5.99E+07	6.59E+07	
10	2.99E+07	3.99E+07	4.59E+07	5.19E+07	5.79E+07	6.39E+07	6.99E+07	
11	3.29E+07	4.39E+07	4.99E+07	5.59E+07	6.19E+07	6.79E+07	7.39E+07	
12	3.59E+07	4.79E+07	5.39E+07	5.99E+07	6.59E+07	7.19E+07	7.79E+07	

表 6.7 試算水流及水位範圍的福祿數

水深 (m)	平均流速 (m/s)							
	3	4	5	6	7	8	9	
1	0.0773	0.1031	0.1289	0.1547	0.1805	0.2063	0.2321	
2	0.1547	0.2063	0.2579	0.3095	0.3611	0.4127	0.4643	
3	0.2321	0.3095	0.3870	0.4643	0.5417	0.6191	0.6966	
4	0.3095	0.4127	0.5159	0.6191	0.7223	0.8255	0.9287	
5	0.3870	0.5159	0.6448	0.7737	0.9026	1.0315	1.1604	
6	0.4643	0.6191	0.7737	0.9283	1.0829	1.2375	1.3921	
7	0.5417	0.7223	0.9026	1.0829	1.2632	1.4435	1.6238	
8	0.6191	0.8255	1.0315	1.2375	1.4435	1.6495	1.8555	
9	0.6966	0.9287	1.1604	1.3921	1.6238	1.8555	2.0872	
10	0.7737	1.0315	1.2963	1.5604	1.8252	2.0872	2.3490	
11	0.8508	1.1393	1.4435	1.7223	2.0315	2.3490	2.6108	
12	0.9279	1.2472	1.5454	1.8252	2.1252	2.4435	2.7045	

Fr = 1 臨界流

雷諾數Re均大於4000，顯示所有計算例皆屬於紊流狀態

福祿數Fr的分佈顯示水流可能是亞臨界流、臨界流及超臨界流

水流作用力試算

● 單向流對圓形斷面結構物之作用力

試算條件流體狀態幾乎都處於Transcritical流的狀態，因此選取 $C_D=0.5$ 為參考值，利用式 (6.33) 計算單向流對結構物產生之作用力：

$$F = \left[C_D \cdot a \cdot \frac{\rho U^2}{2} + (1 + C_A) \cdot \rho \nabla \cdot \frac{dU}{dt} \right] \cdot h = (F_D + F_I) h$$

F_D 拖曳作用力

F_I 慣性作用力

$C_D=0.5$ 拖曳力係數

$D=2a=3.7m$ 圓柱直徑

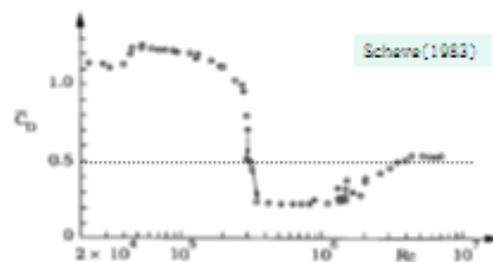
ρ 流體密度

$U(t)$ 水流的速度

$C_A=1$ 附加質量係數，圓形斷面

h 流體作用於圓柱之高度

$\nabla = \pi^2 = \pi(3.7/2)^2 = 11.045m^2$ 單位高度之圓柱體積 平滑圓柱的拖曳係數與雷諾數的關係

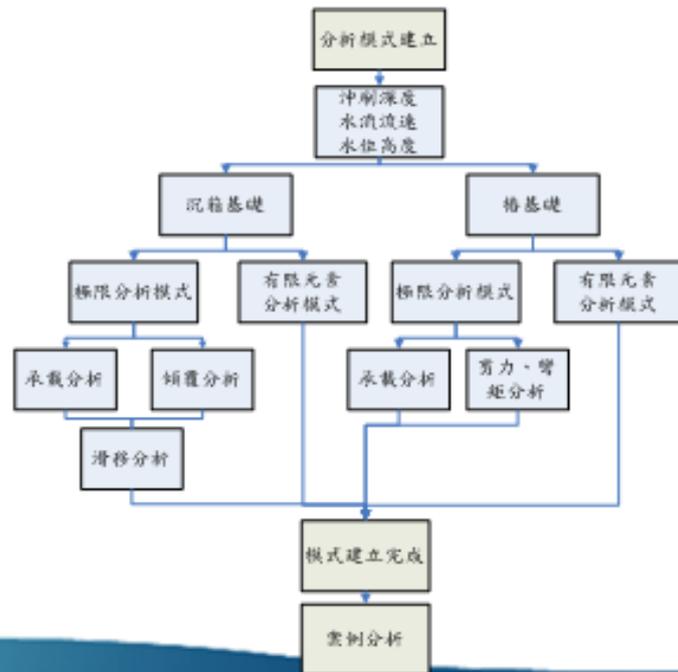


水流作用力試算

- ◆ 定常流→水流沒有加速度， $F_I=0$ ，而僅存在拖曳作用力 F_D
拖曳作用力($C_D=0.5$)/橋樑規範的水流力≐3.39倍
- ◆ 如一併考量速度變化率為0.001及0.01倍的流速時，
總作用力(加速度:0.001U)/橋樑規範水流力≐3.41~3.45倍
總作用力(加速度:0.01U)/橋樑規範水流力≐3.57~3.92倍
- ◆ $F_D = f$ (柱體尺寸,水流速度,拖曳力係數,柱體形狀)
- ◆ $F_I = f$ (柱體的尺寸,水流的加速度,柱體形狀)

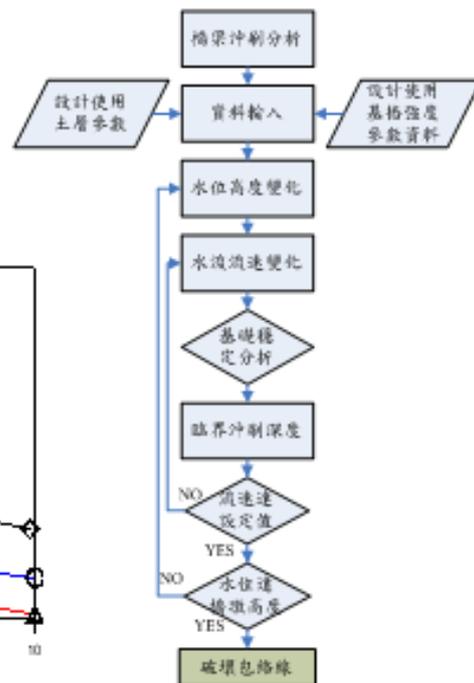
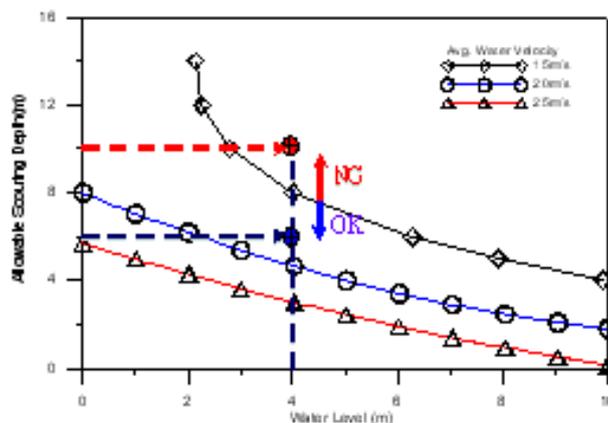
受沖刷基礎結構分析模式

- 依據依據規範公路橋梁設計規範(98)
- 參考國內目前研究報告
- 分別採極限分析法與有限元素分析法
- 考量沖刷深度變化、水流流速變化與水位高度變化
- 有限元素分析法初步採用PLAXIS有限元素軟體先進行二維分析



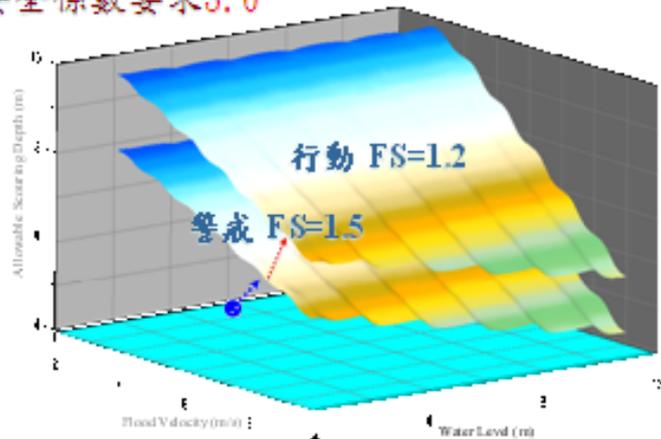
基礎破壞包絡線

- 藉由針對不同洪水位高度、洪水流速，進行容許沖刷深度分析，建立相關基礎破壞包絡線



警戒值、行動值分析

- 公路橋梁設計規範(98)
- 沉箱基礎 承载力長期安全係數要求3.0
- 樁基礎 承载力長期安全係數要求3.0
- 考量颱洪期間冲刷深度資料、水流流速資料及水位高度變化
- 即時監測資料、預估資料及橋梁基礎土地層資料之變異性
- 初步建議分別建構 $FS=1.5$ 、 $FS=1.2$ 之橋梁基礎破壞包絡線為參考



◎ 案例分析

- 國道1, 3大甲溪橋(基樁)
- 某大漢溪公路橋(沉箱)

基樁案例-國道1、3號大甲溪橋

- 整合型研究計畫「跨河橋梁安全預警系統之建立研究」之標的案列橋梁為**國道1、3號跨大甲溪橋**
- 國1初步選定**P12E**橋墩，國3為**P24L**橋墩
- 評估條件，依據子計畫3模擬莫拉克颱風之降雨於大甲溪流流域之**水流流速、沖刷深度及水位高度**資料
- **國道1號大甲溪橋**
 - 跨大甲溪橋位置從163 K+543起至164 K+592止，總長約1,049 ■
- **國道3號大甲溪橋**
 - 跨大甲溪橋位置從165 K+279起至168 K+129止，總長約2,850 ■



橋梁設計資料

- 國道1號大甲溪橋**P12E**
- 橋長18m、樁徑1.2m
- 國道3號大甲溪橋**P24L**
- 橋長20m、樁徑1.5m

不透風總棚高(m)	0.87
箱型梁與橋面板高(m)	2.16
上部荷重(ton)	628.96
橋墩跨徑(m)	35
橋墩高度(m)	10.88
橋墩寬(m)	2
橋墩斷面積(m ²)	3.14
橋墩重量(ton)	96.53
橋帽長度(m)	5.4
橋帽寬度(m)	5.4
橋帽高度(m)	2.8
基樁直徑(m)	1.2
基樁長度(m)	18
基樁數量(m)	4
基樁慣性矩	10.578
橋墩水流作用力系数	0.7
橋帽水流作用力系数	1.4
基樁水流作用力系数	0.7
墩外側基樁至橋帽外側距離	1.7

不透風總棚高(m)	0.75
箱型梁與橋面板高(m)	2.4
上部荷重(ton)	1669.5
橋墩跨徑(m)	45
橋墩高度(m)	29.607
橋墩寬(m)	2.5
橋墩斷面積(m ²)	11.16
橋墩重量(ton)	853.776
橋帽長度(m)	13
橋帽寬度(m)	11
橋帽高度(m)	3
基樁直徑(m)	1.5
基樁長度(m)	20
基樁數量(m)	8
基樁慣性矩	477.31
橋墩水流作用力系数	0.7
橋帽水流作用力系数	1.4
基樁水流作用力系数	0.7
墩外側基樁至橋帽外側距離	1.5

受沖刷基樁P24L耐洪分析

- 依據子計畫3模擬莫拉克颱風之降雨於大甲溪流域，所提供國道3號大甲溪橋P24L之最大水流流速為3.614m/s，沖刷深度為樁帽底下2.403m，水位高度為樁帽頂部以上1.86m。

考量土層極限承载力下，則極限承载耐洪指標

$$F.S. = \frac{1906.53}{465.94} = 4.09$$

考量土層容許承载力下為，容許承载耐洪指標

$$F.S. = \frac{653.51}{465.94} = 1.4$$

受沖刷基樁P24L耐洪分析

- 公路橋梁設計規範(98)建議利用Chang(1989)年分析理論進行樁頭處彎矩、剪力之計算
- 設計之基樁容許彎矩值485t-m；剪力強度為118 t。

基樁彎矩為

$$M_0 = \frac{1 + 0.21 \times 2.403}{2 \times 0.21} \times 12.88 = 46.14 \text{ ton-m}$$

基樁剪力為

$$V = \frac{55.28 + 2.23 + 31.68}{8} + 1.73 = 12.88 \text{ ton}$$

受沖刷基樁P12E耐洪分析

- 依據子計畫3模擬莫拉克颱風之降雨於大甲河流域，所提供國道1號大甲溪橋P12E之最大水流流速為3.0m/s，沖刷深度為樁帽底下3.2m，水位高度為樁帽頂部以上1.8m。

考量土層極限承载力下，則極限承载耐洪指標

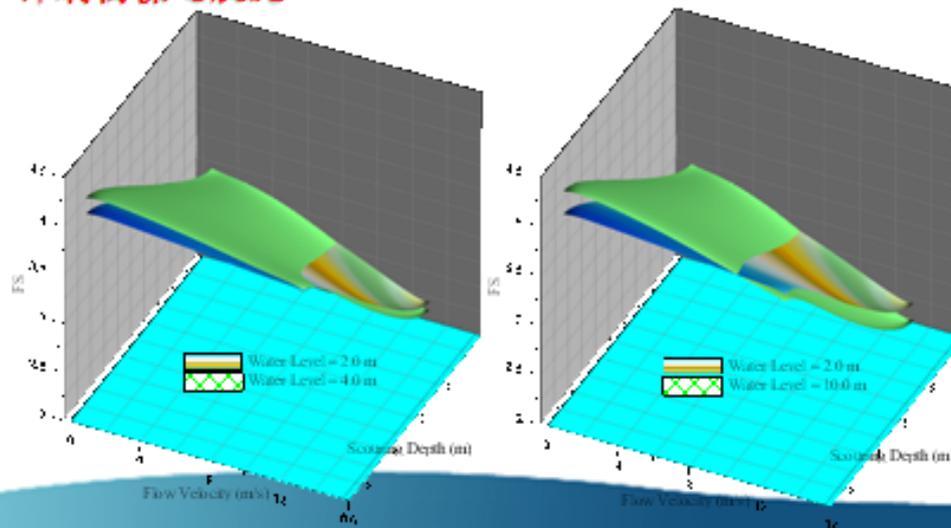
$$F.S. = \frac{1261.04}{307.33} = 4.1$$

考量土層容許承载力下為，容許承载耐洪指標

$$F.S. = \frac{420.34}{307.33} = 1.37$$

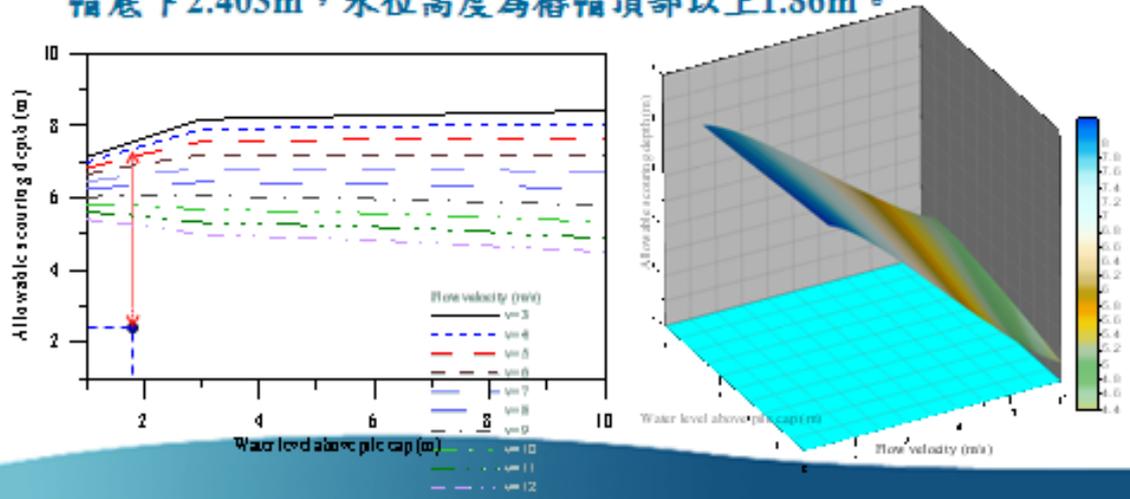
沖刷影響因子參數分析

- 利用國道3號大甲溪橋P24L為例進行計算
- 隨流速增加安全係數降低，而沖刷深度的改變對橋梁耐洪安全係數的影響較明顯
- 僅利用水位高度變化作為橋梁封橋之標準可能較無法反映受沖刷橋樑之狀況



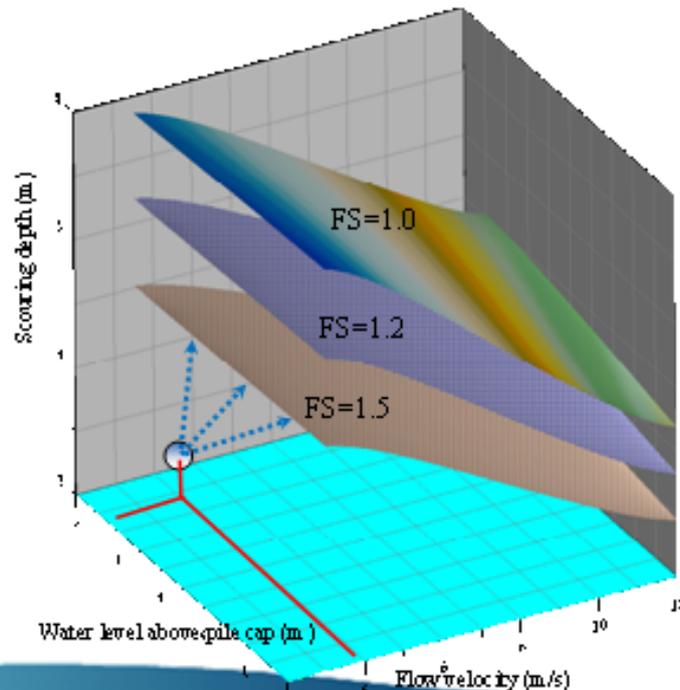
P24L基礎破壞包絡線分析

- 假設水流流速變化為3m/s~12m/s，變化量為1m/s；水位高度變化為1m~10m，變化量為1m
- 建構容許承載耐洪指標FS=1時之基礎破壞包絡線
- 子計畫3模擬莫拉克颱風之降雨於大甲溪流域，所提供國道3號大甲溪橋P24L之最大水流流速為3.614m/s，沖刷深度為樁帽底下2.403m，水位高度為樁帽頂部以上1.86m。



P24L基礎安全警戒、行動值分析

- 子計畫3模擬莫拉克颱風之降雨於大甲溪流域，所提供國道3號大甲溪橋P24L之最大水流流速為3.614m/s，沖刷深度為樁帽底下2.403m，水位高度為樁帽頂部以上1.86m。



河床有無保護工對橋梁基礎耐洪能力探討

- 依據子計畫7「跨河橋梁保護工法之研究」的研究成果
- 依據子計畫3模擬莫拉克颱風之降雨於大甲溪流域，所提供國道3號大甲溪橋P24L之最大水流流速為3.614m/s，沖刷深度為橋帽底下2.403m，水位高度為橋帽頂部以上1.86m。
- 假設在水流流速及水位高度不變下

橋梁基礎 保護工法	無保 護插	潛堰圍 床工法	透水混凝 土塊工法	格籠 工法	橋墩間 口工法
沖刷深度	2.403	1.71	1.42	0.53	0.48
容許承載 耐洪指標	1.4	1.42	1.43	1.49	1.5

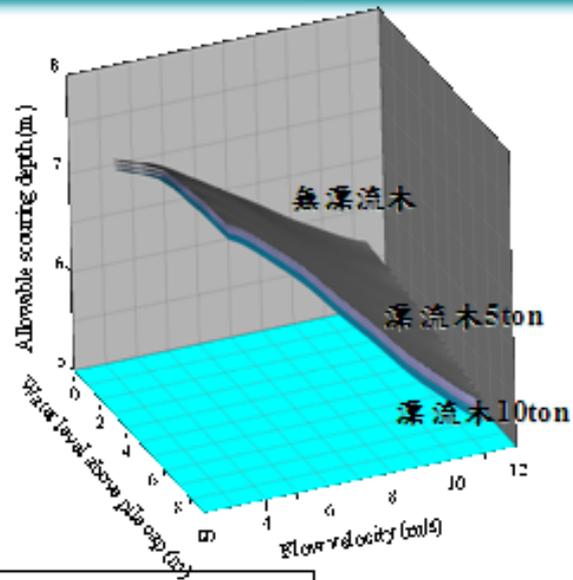
材料劣化對基礎結構影響分析

- 依據子計畫3模擬莫拉克颱風之降雨於大甲溪流域，所提供國道3號大甲溪橋P24L之最大水流流速為3.614m/s，沖刷深度為橋帽底下2.403m，水位高度為橋帽頂部以上1.86m。
- 假設斷面積減損變化率為2%-10%

	斷面積減損變化率					
	0%	2%	4%	6%	8%	10%
極限承載耐洪指標	4.09	4.12	4.14	4.17	4.19	4.22
容許承載耐洪指標	1.36	1.37	1.38	1.39	1.40	1.41
基樁容許剪力強度(ton)	118	115.64	113.28	110.92	108.56	106.2

漂流木影響分析

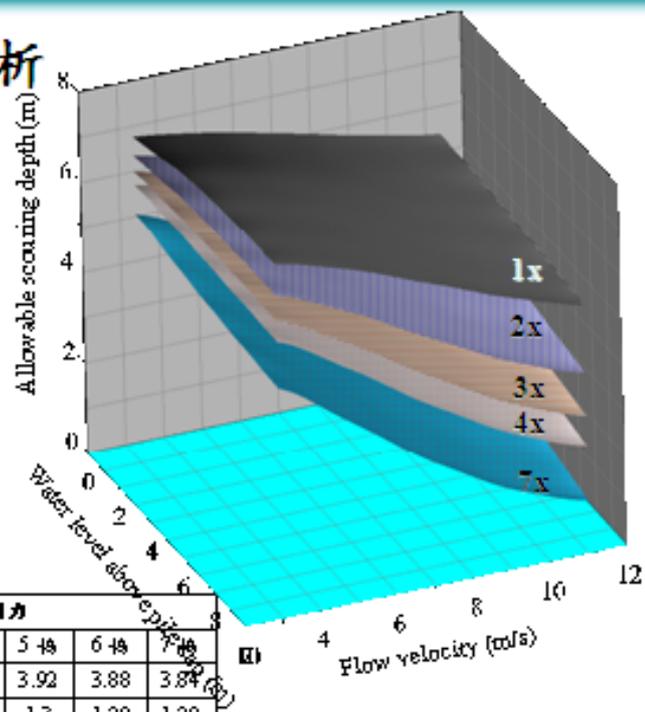
- 利用 **國道3號大甲溪橋P24L** 為例進行計算
- 依據子計畫3模擬莫拉克颱風之降雨於大甲溪流域，所提供國道3號大甲溪橋P24L之最大水流流速為**3.614m/s**，冲刷深度為橋帽底下**2.403m**，水位高度為橋帽頂部以上**1.86m**。
- 子計畫6「訂定跨河橋梁橋基冲刷檢測作業規範(草案)之研究」提供日本「道路橋示方書」之規定資料



		漂流木重量								
承載力分析	2ton	3ton	4ton	5ton	6ton	7ton	8ton	9ton	10ton	
極限承載力 洪氾狀	4.09	4.089	4.087	4.085	4.084	4.083	4.081	4.079	4.078	
容許承載力 洪氾狀	1.363	1.363	1.362	1.361	1.36	1.36	1.36	1.359	1.358	

水流作用力影響分析

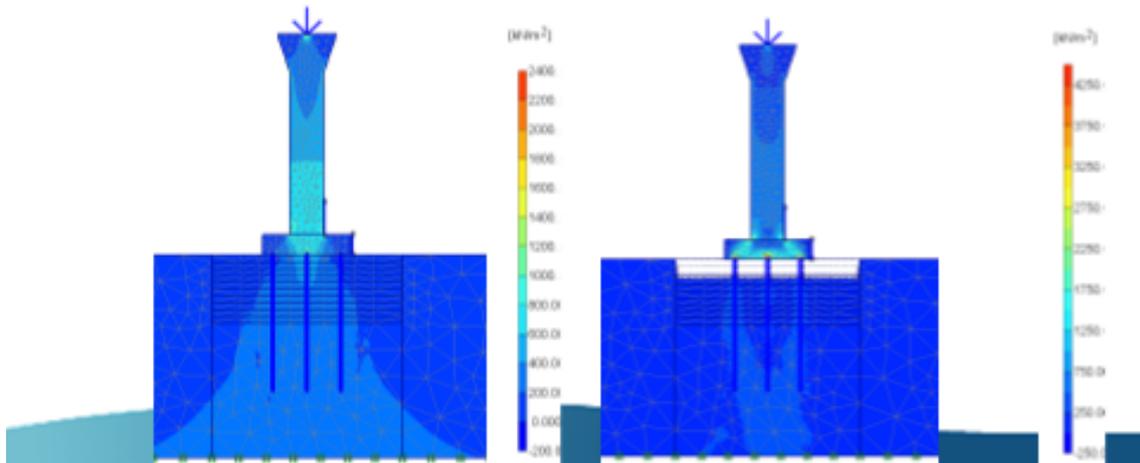
- 利用 **國道3號大甲溪橋P24L** 為例進行計算
- 依據子計畫3模擬莫拉克颱風之降雨於大甲溪流域，所提供國道3號大甲溪橋P24L之最大水流流速為**3.614m/s**，冲刷深度為橋帽底下**2.403m**，水位高度為橋帽頂部以上**1.86m**。
- 假設水流作用力為公路橋梁設計規範(98)規定之**2~7倍**



		水流作用力						
承載力分析	1倍	2倍	3倍	4倍	5倍	6倍	7倍	
極限承載力 洪氾狀	4.09	4.05	4.0	3.96	3.92	3.88	3.84	
容許承載力 洪氾狀	1.36	1.35	1.34	1.32	1.3	1.29	1.28	

P24L有限元素分析

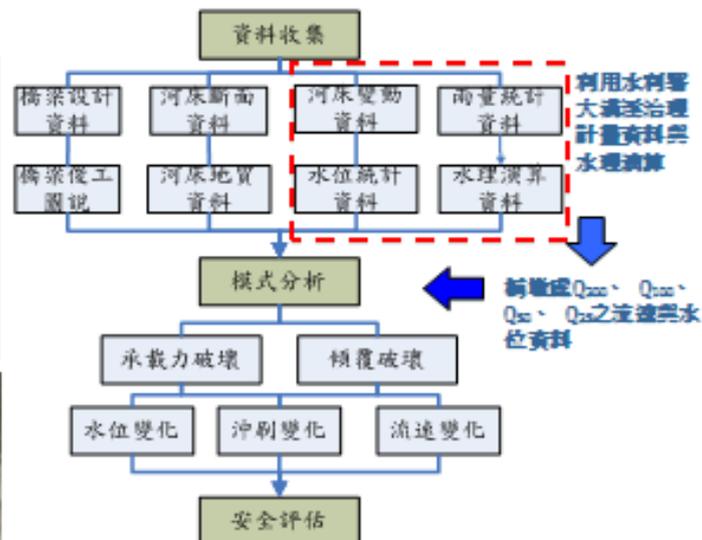
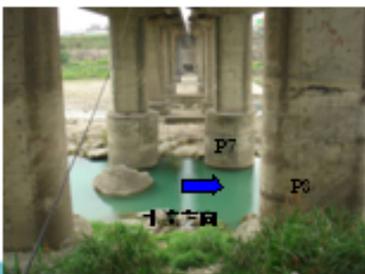
- 元素左右邊界距樁帽距離為50m
- 初步假設水流流速為7m/s，水位高度為樁帽以上5m，沖刷深度為距樁帽底以下3m
- 局部沖刷範圍則考量為5倍基樁直徑7.5m
- 沖刷後基樁裸露樁帽變成額外之荷載作用於基樁，造成樁帽與基樁間產生應力集中現象



沉箱案例分析-某大漢溪公路橋

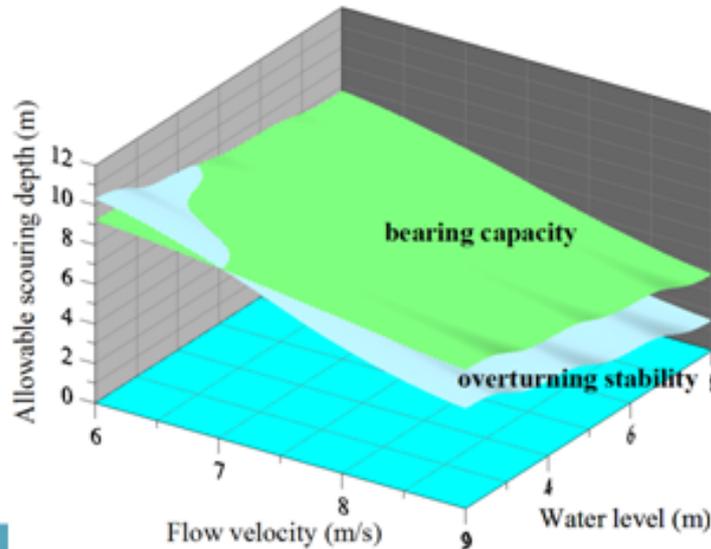
分析程序

受風高度	3 m
沉箱內徑	5.4 m
沉箱外徑	6 m
沉箱高	12 m
橋墩高	10 m
橋墩長	5.4 m
橋墩寬	2.2 m
靜載重	308.73 ton
活載重	148.75 ton
風力	23.4 ton



沉箱傾覆分析與承載分析破壞包絡面關係

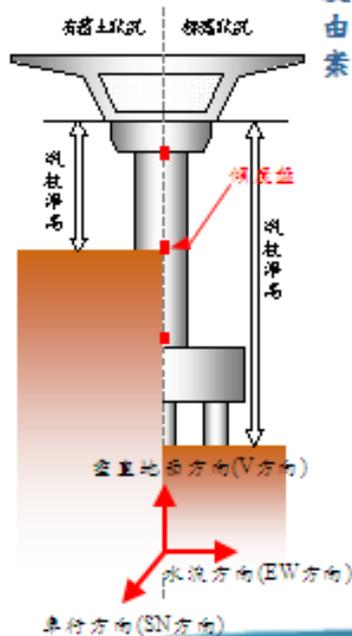
- 低水流流速時傾覆分析之容許沖刷深度相較承載分析為大
- 高水流流速時傾覆分析之容許沖刷深度相較承載分析為小



振動研析

依據子計畫提供資料研析自然振動頻率與橋墩沖刷深度兩者間之關聯性，與橋梁健全度

由於目前無國道1、3號大甲溪橋試驗資料，先採用本案協同主持人現地試驗資料作案例



西村昭彥(2001) 健全度指標(α) = $\frac{\text{實際量得頻率}}{\text{固有頻率標準值}}$

基礎形式	固有頻率標準值
橋基	$F = 3.50 \times \frac{(B^2 + D^{0.5}) \times (D^2 \times N^{0.5} \times \alpha)^{0.5}}{(H_0 \times L)^{0.5}}$ <p>B: 橋墩寬度(即橋墩寬度)(m) L: 橋墩高度(m) D: 橋墩直徑(m) α: 基礎傾斜角(第一圓柱與垂直線)傾斜角 $L = 3.55 \times \frac{D^{0.5}}{N^{0.5}}$ N: 橋墩干墩數 $N = \sum [N_i] + \sum [N_j] \times \alpha$ L_i: 橋墩長度(m) L_j: 橋墩高度(m) N_i: 橋墩N值</p>
沉箱基礎	$F = 1.18 \times \frac{N^{0.5}}{H_0^{0.5} \times H_1^{0.5}}$ <p>H_0: 沉箱入土部分長度(m)</p>
直柱基礎	$F = 2.37 \times \frac{B^{0.5} \times N^{0.5}}{H_0^{0.5} \times H_1^{0.5}}$ <p>H_0: 直柱高度 H_1: 基礎出土部分長度 N: 基礎N值</p>

振動研析

- 參考某國道濁水溪橋之現場橋墩振動試驗資料

項次	墩墩編號	墩底高度(m)	墩底埋入水深(m)	基樁直徑(m)	基樁數(支)	上層橋	梁重(t)	基礎沖刷深度(t)	固有頻率(Hz)
1	P32R	14.04	2.5	1.5	6	50	1176	2.9	2.37
2	P33R	11.8	2.5	1.5	9	50	1250	0	2.85

- 現場量測P32R橋墩頻率介於2.26Hz至2.75Hz，計算得健全度指標介於0.95至1.16之間。P33R橋墩頻率介於3.69Hz至3.99Hz，計算得健全度指標介於1.29至1.40之間。兩橋墩依據健全度判斷基準判定為安全無虞狀況。

健全度指標	判定評分	處理方式
0.70以下	A	(A1) 可能由異常外力造成，必須在做其他詳細檢測和進行後續修補與補強。
0.85以下		(A2) 必須討論既有基礎是否滿足現行車流量所需
0.86以上	B以上	安全無虞

振動研析

- 依據健全度指標低於0.7以下，推估基礎沖刷至深度多少時有可能產生危險
- P32R基樁沖刷深度至12m
- P33R基樁沖刷深度至9m

項次	沖刷深度(m)	推估頻率(Hz)	健全度指標
1	1	2.07	0.87
2	2	2.01	0.85
3	3	1.96	0.83
4	4	1.92	0.81
5	5	1.88	0.79
6	6	1.84	0.78
7	7	1.80	0.76
8	8	1.76	0.74
9	9	1.73	0.73
10	10	1.70	0.72
11	11	1.67	0.71
12	12	1.64	0.69

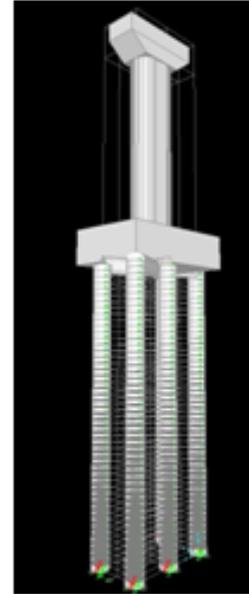
P32R

項次	沖刷深度(m)	推估頻率(Hz)	健全度指標
1	1	2.38	0.84
2	2	2.31	0.81
3	3	2.25	0.79
4	4	2.19	0.77
5	5	2.13	0.75
6	6	2.08	0.73
7	7	2.03	0.71
8	8	1.99	0.70
9	9	1.94	0.68

P33R

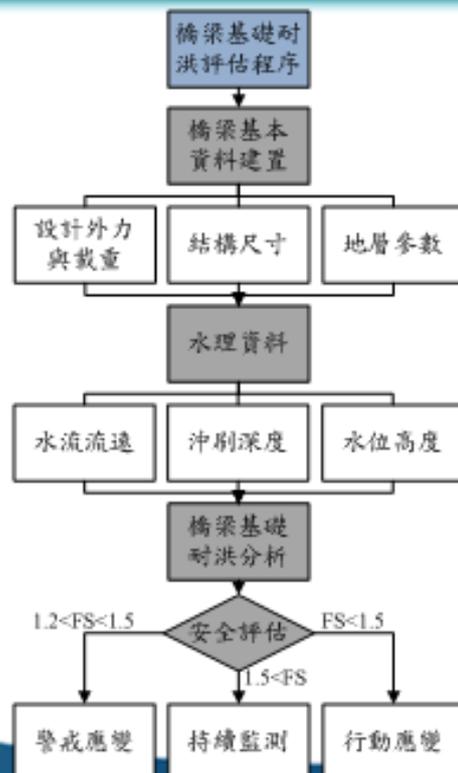
振動研析

- 參考P32R橋墩現場三次量測頻率平均為**2.48Hz**，依據竣工圖說以及現況調查資料建置該墩sap2000模型，進行振動模態分析，結果顯示**自然振動頻率為2.46Hz**，與現場量測結果相比誤差為**0.8%**，確認該模型可模擬現場情形。
- 依前述固有頻率公式推算冲刷至12m處為**1.64Hz**，健全度指標將低於0.7。因此將上述模型冲刷深度設定至12m處，進行振動模態分析結果，**自然振動頻率為1.62Hz**，與公式計算結果相比誤差為**1.2%**。
- 因此西村昭彥(2001)之橋梁健全度指標評估方式可利用於橋墩在不同冲刷情形下之健全度評估。



橋梁安全評估程序研擬

- 安全評估模式適用範圍
 - ◆ 不包含受土石流與地震作用
 - ◆ 沉箱基礎與樁基礎
- 依據規範
 - ◆ 交通部公路橋梁設計規範(98)
 - ◆ 交通部公路排水設計規範(98)
 - ◆ 建築基礎構造規範(90)





結論

- ◎ 本研究**完成合約工作內容**，包含相關橋梁沖刷資料彙整與分析、橋梁安全評估模建立、破壞包絡線分析、橋梁安全評估警戒值、行動值分析及橋梁安全評估程序研擬與案例探討等
- ◎ 依據子計畫三「河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究」，額外針對**台1線大甲溪橋、台61西濱大甲溪橋、高鐵大甲溪橋、台鐵縱貫線(海線)大甲溪橋、台鐵縱貫線(山線)大甲溪橋及重建工程后豐大橋**，所提供之水流流速、沖刷深度及水位高度，進行橋梁基礎之耐洪安全計算。

結論

- 由1998~2009年資料顯示，沉箱基礎受沖刷影響佔73%，樁基礎受沖刷影響佔27%
- 各不同沖刷因子對橋梁基礎之影響最終將反映表現在橋梁基礎結構處，河床沖刷深度的改變、流速的改變及水位高度的改變
- 依據子計畫3模擬莫拉克颱風之降雨於大甲河流域資料分析，國道3號大甲溪橋P24L之極限承載耐洪指標為4.09，容許承載耐洪指標為1.4；國道1號大甲溪橋P12E之極限承載耐洪指標為4.1，容許承載耐洪指標為1.47

結論

- 由P24L影響沖刷因子參數分析，顯示不同水位高度之橋梁基礎耐洪安全係數分布非成線性相關，因此傳統僅利用水位高度變化作為橋梁封橋之標準可能較無法反映橋樑之狀況。
- 由基礎破壞包絡線分析可知，容許沖刷深度變化，隨水流流速的增加，相對於水位高度的增加會大幅降低。
- 沉箱案例基礎承載及傾覆穩定分析可知，隨水流流速增加，基礎容許沖刷深度變小，其中在低水流流速時傾覆分析之容許沖刷深度相較承載分析為大，然而當高水流流速時傾覆分析之容許沖刷深度相較承載分析為小。

結論

- ◎ **警戒值與行動值**考量颱洪期間沖刷深度資料、水流流速資料及水位高度，即時監測資料、預估資料及橋梁基礎土地層資料之變異性，初步建議分別建構 **FS=1.5**，**FS=1.2**之橋梁基礎破壞包絡線為參考。
- ◎ 根據本研究利用Morison公式的試算結果，可發現公路橋樑設計規範中所規定的水流力與本試算結果大約有**3至4倍**的差異性，且其**未考慮本地河川坡陡水急所造成的加速度變化**，雖然此一差異性及其對橋樑受力的影響尚待進一步查證，但建議後續應藉由現場觀測或水工模型試驗做更深入的探討，並檢討現行規範的適用性。

建議

- ◎ 目前水作用力為皆依據交通部公路橋梁設計規範(98)規定，加以相關基礎結構/水流/土層為一三維力學互制作用課題
- ◎ 整合水流作用力沿基礎結構力量分佈資料，探討基礎穩定與目前規範建議方式之差異性比較。
- ◎ 整合3維數值基礎結構分析資料，探討目前規範建議極限分析方式之上下界線。
- ◎ 針對不同基礎破壞模式進行耦合分析，建構基礎受沖刷臨界穩定組構關係。



簡報結束・敬請指教

