

101-3-7584
MOTC-IOT-98-H1EB011-3

跨河橋梁安全預警系統之建立研究



交通部運輸研究所

中華民國 100 年 12 月

101-3-7584
MOTC-IOT-98-H1EB011-3

跨河橋梁安全預警系統之建立研究

著 者：邱永芳、謝明志、林雅雯、李良輝、林 呈
游保杉、廖哲民、林三賢、王仲宇、廖清標
楊仲家、黃安斌、黃 然、鄭明淵、黃進國
郭庭鳴、陳家隆、蔡明邑、汪書瑜、袁瑜鎡
羅冠顯

交通部運輸研究所

中華民國 100 年 12 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

跨河橋梁安全預警系統之建立研究

/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 978-986-03-1582-0 (平裝)

1. 橋樑工程

441.8

101000702

跨河橋梁安全預警系統之建立研究

著 者：邱永芳、謝明志、林雅雯、李良輝、林 呈、游保杉、廖哲民
林三賢、王仲宇、廖清標、楊仲家、黃安斌、黃 然、鄭明淵
黃進國、郭庭鳴、陳家隆、蔡明邑、汪書瑜、袁瑜鎂、羅冠顯

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：

版(刷)次冊數： 150 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

定 價：250 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：1010100121

ISBN：978-986-03-1582-0 (平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

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

跨河橋梁安全預警系統之建立研究

交通部運輸研究所

GPN: 1010100121

定價 250 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：跨河橋梁安全預警系統之建立研究			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN978-986-03-1582-0（平裝）	政府出版品統一編號 1010100121	運輸研究所出版品編號 101-3-7584	計畫編號 98-H1EB011-3
本所主辦單位：港研中心 計畫主持人：邱永芳 協同主持人：謝明志、林雅雯 聯絡電話：04-26587197 傳真號碼：04-26564418	合作研究單位：國立臺灣科技大學、國立高雄應用科技大學、國立中興大學、財團法人成大水利海洋研究發展文教基金會、中興工程顧問股份有限公司、國立臺灣海洋大學、中華顧問工程司、逢甲大學、國立臺灣科技大學生態與防災中心、國立交通大學 計畫主持人：李維峰、李良輝、蔡清標、游保杉、廖哲民、林三賢、王仲宇、廖清標、楊仲家、鄭明淵、黃安斌、黃然 研究人員：鄭世豪、薛憲文、林呈、呂珍謀、廖翊鈞、廖振程、洪紹勛、張慶民、詹穎雯、吳育偉、李瑞庭、張建智、邱建國、黃進國、羅冠顯、蔡明邑、陳家隆、袁瑜鎂、郭庭鳴、汪書瑜		研究期間 自 98 年 10 月 至 100 年 12 月
關鍵詞：跨河橋梁；橋梁安全；橋梁安全預警系統；橋梁保護			
摘要： 臺灣本島位於亞洲大陸東側新褶曲帶上，中央山脈高聳於中、東部，山地面積廣大，山系主要為南北走向。海拔高於 3000 公尺以上面積，約佔全島 39 %、100 至 1000 公尺之丘陵台地約佔 31 %、100 公尺以下平原約 30 %，此一特殊地形分布，造成臺灣河川短、急之特殊現象以致水流流速快，河道易受單一降雨事件之降雨強度影響，造成局部流速加快、水流衝擊力加大，使得颱風期間造成沖刷、堆積情形嚴重。由於上述臺灣特殊之地理環境，造成河川坡度陡、流速急的現象，每年 7、8 月又有颱風豪雨的侵襲，面對目前及未來更為嚴峻的氣候變化挑戰，跨河橋梁如何提高安全性，颱風豪雨期間如何預警，亟需一套完整的研究。 本所自 98 年辦理交通部交辦「跨河橋梁安全預警系統之建立研究」計畫，由公路總局、國道高速公路局經費共同支應，本所港研中心成立橋梁技術研發室並與國內各專業團隊進行合作研究，研究項目包括基本資料調查、橋梁損壞調查、水理分析、風險評估、橋梁監測、橋梁檢測、保護工法、工程材料、規範制定、跨河橋梁安全預警系統及計畫整合共十項，共 13 個子計畫，以流域管理、橋河共治及實務運用為原則，從一個河系上游、橋梁處的橋河共治區至下游，依整體河系做一個通盤全面性的研究，以達到先期預測、先期通報、先期預警的效果，提供橋梁管理單位決策支援，減少颱風時期所造成的傷害，保障用路人安全。 本研究「跨河橋梁安全預警系統之建立研究」計畫 13 個子計畫，分別為「橋基保護工設計規範(草案)編訂之研究」、「橋河共治區基本資料調查」、「莫拉克颱風造成主要橋梁損壞			

之現地調查及災因分析」、「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」、「跨河橋梁安全評估之研究」、「訂定跨河橋梁橋基沖刷檢測作業規範（草案）之研究」、「跨河橋梁保護工法之研究」、「研發抗磨耗、抗衝擊及耐久性橋墩材料之研究」、「跨河橋梁安全預警系統之建立研究及整合作業」、「橋墩沖刷之高科技即時監測系統研發、整合與應用」、「RC 橋梁材料耐久性評估與殘餘壽命預測之研究」、「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」，各子計畫皆出版研究報告外，並出版「橋基保護工設計規範(草案)」、「跨河橋梁安全預警系統之建立研究摘要集」、「跨河橋梁安全預警系統之建立研究」論文集」、「跨河橋梁橋基沖刷檢測作業規範（草案）」、「RC 橋梁材料耐久性評估與殘餘壽命預測技術手冊」。

本研究「跨河橋梁安全預警系統」以河系管理預警之概念研發，將同一河系（大甲溪）之跨河橋梁納入預警範圍，達有效快速預警之效能，系統接收河系上游集水區中央氣象局雷達雨量觀測預報，與地面雨量觀測進行修正後，推算河川流域之未來一至三小時之降雨強度，結合集水區演算、地表漫地流演算、河道一維水理演算、水庫演算，推估河道之流量、水位、流速與沖刷深度，並加入橋梁材料結構特性進行橋梁穩定性分析，計算橋梁之安全係數做為即時及未來一至三小時橋梁預警之依據，並在重要橋梁再利用水理分析二維模式對各橋墩做較精確的計算及安全預警，最後再結合救災資源派遣與救災應變作業，形成一個完整的預警應變系統，系統自動計算橋梁安全性並提前預警，提供橋梁管理單位颱風時決策支援，並有利於爭取防災應變之黃金時間，給予用路人生命財產更多的保障。

本研究「跨河橋梁安全預警系統之建立研究」計畫研究成果包括橋河共治區基本資料庫建立（3D-GIS）、跨河橋梁安全預警系統建立、規範草案 4 冊、手冊 2 冊、研討會與教育訓練 6 場、專家座談會議 23 場、研究報告 13 冊並成立橋梁沖刷試驗室。

出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
100 年 12 月	230	250	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。

機密等級：

☐密 ☐機密 ☐極機密 ☐絕對機密

（解密條件：☐ 年 月 日解密，☐公布後解密，☐附件抽存後解密，

☐工作完成或會議終了時解密，☐另行檢討後辦理解密）

■普通

備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。

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

TITLE: Computer-aided Safety Diagnosis System for Hazard Prevention of River-crossing Bridges			
ISBN (OR ISSN) ISBN978-986-03-1582-0 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010100121	IOT SERIAL NUMBER 101-3-7584	PROJECT NUMBER 98-H1EB011-3
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: Yung-Fang Chiu PROJECT STAFF: Ming-Chih Hsieh, Ya-Wen Lin PHONE: (04) 26587197 FAX: (04) 26564418			PROJECT PERIOD FROM October 2009 TO December 2011
RESEARCH AGENCY: National Taiwan University of Science and Technology ; National Kaohsiung University of Applied Sciences ; National Chung Hsing University ; NCKU Hydraulics and Ocean Engineering R&D Foundation ; SINOTECH ENGINEERING CONSULTANTS, LTD. ; National Taiwan Ocean University ; China Engineering Consultants., Inc. ; FENG CHIA UNIVERSITY ; National Chiao Tung University, Disaster Prevention and Water Environment Research Center. PRINCIPAL INVESTIGATOR: Wei-F. Lee, Liang-Hwei Lee, Chang Lin, P. S. Yu, Che-Min Liao, San-Shyan Lin, Chung-Yue Wang, Ching Biau Liao, Chung-Chia Yang, Min-Yuan Cheng, An-Bin Huang, Ran Huang.s PROJECT STAFF: S.H. Cheng, Shyue Shiahn-Wern, J.M. Leu, Yi-Jiun Liao, Jen-Cheng Liao, Shao-Hsun Hung, ching-min Chang, Yin-Wen Chan, Yu-Wei Wu, Lee Jui-Ting, Jiang-Jhy Chang, Chien-Kuo Chiu, Chin-Kuo Huang, Guan-Suan Luo, Ming-I Tsai, Jia-Long Chen, Yu-Mei Yuan, Ting-Ming Kao, Shu-Yu Wang			
KEY WORDS: River-crossing Bridges, Safety of Bridges; Computer-aided Safety Diagnosis System, Protection of Bridges			
ABSTRACT: Due to the geographical specificity in Taiwan that the Central Mountain Range runs from the north to the south at an elevation over 3,000 meters but only 150Km wide between the east edge and the west edge, the slope of rivers is quite steep and its speed rapid. Typhoon and heavy rains frequently occur during July and August each year. The challenge is even more severe in facing the Global Climate Change now and in the future. Therefore, there is an urgent need of a comprehensive research on how to enhance the bridge safety as well as to provide a pre-warning system during typhoon and heavy rain. The plan "Computer-Aided safety diagnosis system for Hazard prevention of River-Crossing bridges" has been mandated from Ministry of Transportation and Communications R.O.C. since 2009. Directorate General of Highways, MOTC and Taiwan Area National Freeway Bureau, MOTC jointly provided the fund. The Taiwan BTRD Center has been established in Harbor and Marine Technology Center to research and cooperate with professional teams. The study areas include fundamental survey, bridge damage survey, river hydraulic analysis, bridge monitoring, safety evaluation, protection methods, regulations review, engineering materials, prevention system, plan integration. This study also covers river and bridges co-management of a river basin (Dajiaxi) from upstream to downstream. The aim of this study is to predict, to notify and to warn in advance before floods even happen. It also aims to provide decision support to bridge management units, to reduce damage during Typhoon, and to protect safety of road users There are 13 sub-projects in master project that "Computer-Aided safety diagnosis system for Hazard prevention of River-Crossing bridges." These sub-projects contain "A research on the composition of a regulation for protection design of bridge foundation (draft) ", "Fundamental survey of river and bridges co-management ", "Field investigation and analysis for the causes of bridge failure during typhoon Morakot ", "Prediction of flood stage and scour depth around bridge piers ", "The study of bridge scour model ", "A study on the safety evaluation of cross-river bridges ", "A study on establishing the scouring inspection code (draft) for river-crossing bridge foundation.", "Research on the Protection of the Bridge. ", "Development the abrasion-erosion resistance, impact resistance, and durability materials for bridge pier ", "A study and integration of Computer-aided safety diagnosis system and integrating activity for Hazard prevention of river-crossing bridges ", "Integration and applications of a high technology real-time bridge			

foundation scouring monitoring system”, ”A study on the evaluation for material durability and residual life predication of RC bridges“, ”Development of a bridge blockage detection and analysis model.“ Besides research reports, there are also ”A regulation (draft) on the composition of a regulation for protection design of bridge foundation”, ”Abstract collections of computer-Aided safety diagnosis system for Hazard prevention of River-Crossing bridges”, ”Collections of Computer-Aided safety diagnosis system for Hazard prevention of River-Crossing bridges”, ”A Regulation (draft) of establishing the scouring inspection for river-crossing bridge foundation”, ”Research on the Protection of the Bridge” and ”A technology manual of the evaluation for material durability and residual life predication of RC bridges.“

In this study, ”Computer-Aided safety diagnosis system for Hazard prevention of River-Crossing bridges.” was developed based on river management concept of early warning. This scope of hazard prevention covers river and bridges co-management of a river basin (Dajiaxi) in order to improve the performance of early warning. System can automatically receive the headstream river catchment information from Central Weather Bureau radar rainfall forecasts and rainfall observations and then to calculate future one to three hours of rainfall intensity. There are 6 steps to evaluate the safety factor of bridge, as follows: 1.the catchment area calculus; 2.calculus of surface overland flow; 3.one-dimensional hydrodynamic calculations; 4.reservoir calculus; 5.estimate the river flow, water level, velocity and scour depth; 6.structural stability analysis of the bridge. In addition, this study apply two-dimensional hydrodynamic model for important bridge analysis to calculate safety factors of every pier. Finally, this study combined disaster relief resources and disaster relief flowchart to establish a complete early warning response system. The system can automatically calculates the bridge safety level and send early warning information. This study provides bridge management a decision support platform, and suggestion of disaster preparedness in order to protect road users’ life and property.

There are a 3D-GIS database, a computer-aided safety diagnosis system, 4 regulations (draft), 2 technology manuals, 13 research reports are completed. Six conference, 23 discussions meeting of experts are held and a bridge research center is established.

DATE OF PUBLICATION	NUMBER OF PAGES	PRICE	CLASSIFICATION	
			☐ RESTRICTED	☐ CONFIDENTIAL
December 2011	230	250	☐ SECRET	☐ TOP SECRET
			☒ UNCLASSIFIED	

The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.

跨河橋梁安全預警系統之建立研究

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	III
目 錄	V
圖目錄	IX
表目錄	XVIII
第一章 緒論.....	1-1
1.1 計畫緣起與原則	1-1
1.2 計畫架構與目的	1-3
1.3 子計畫之研究內容	1-5
第二章 橋河共治區基本資料調查.....	2-1
2.1 數值地形模型之建立.....	2-2
2.2 公路橋梁變形監測.....	2-5
2.2.1 橋面版垂直變形(沉陷)量監測	2-6
2.2.2 橋墩水平位移及傾斜量監測.....	2-7
2.2.3 各種測量方法比較及建議	2-10
2.3 3 D-GIS資料庫之建立	2-12
2.4 橋梁變形監測技術規範（草案）	2-16
2.5 基本資料調查與水理分析相關性	2-16
第三章 跨河橋梁安全預警系統	3-1
3.1 跨河橋梁颱風安全預警系統之建立	3-1

3.1.1	河道水位與橋墩沖刷一維推估模式之建立	3-1
3.1.2	二維水理與橋墩沖刷計算模式之建立	3-12
3.1.3	跨河橋梁安全評估之研究	3-25
3.1.4	橋墩沖刷之高科技即時監測系統研發、整合與應用	3-38
3.1.5	跨河橋梁安全預警系統之整合建立	3-52
3.2	跨河橋梁地震安全預警系統之建立	3-58
3.2.1	地表震動分析模式之建立	3-59
3.2.2	橋梁耐震推論模式之建立	3-61
第四章	橋梁檢測方法與制度	4-1
4.1	跨河橋梁橋基沖刷檢測作業之訂定	4-1
4.1.1	沖刷評估	4-1
4.1.2	沖刷檢測之分類	4-4
4.1.3	沖刷潛勢評估	4-7
4.2	橋梁振動檢測分析模式之建立	4-10
4.2.1	振動檢測與分析流程	4-10
4.2.2	橋梁振動頻率試驗方式	4-12
4.2.3	頻譜分析方法	4-14
4.2.4	濾波器設計	4-15
4.2.5	試驗結果比較分析	4-18
4.2.6	貝氏定理分析	4-18
4.2.7	封橋臨界頻率分析	4-21
4.2.8	適用於臺灣地區之移動式振動檢測模式之建議	4-25
4.3	RC橋梁材料耐久性評估與殘餘壽命預測	4-28

4.3.1 橋梁暴露及環境因子調查	4-28
4.3.2 RC 橋梁材料耐久性評估	4-29
4.3.3 耐久性綜合評估方法	4-30
4.3.4 既有鋼筋混凝土橋梁殘餘壽命預測	4-33
4.3.5 宜蘭縣五結橋梁案例分析	4-39
第五章 橋梁維護管理	5-1
5.1 研發抗磨耗、抗衝擊及耐久性混凝土材料配比之研發	5-1
5.1.1 抗磨耗、抗衝擊及耐久性混凝土材料配比之研發	5-1
5.1.2 橋梁墩柱混凝土修復補強材料配比設計試驗	5-11
5.2 材料劣化與殘餘強度分析模式之建立	5-20
5.2.1 劣化環境資料蒐集	5-22
5.2.2 鋼筋腐蝕時間預測	5-22
5.2.3 建置材料劣化模式	5-39
5.3 跨河橋梁保護工法之研究	5-44
5.3.1 數值模擬	5-45
5.3.2 水工模型試驗	5-51
5.3.3 橋河共治區橋墩保護工法及其施設方式之建議	5-65
第六章 規範檢討與制定	6-1
6.1 橋基保護工設計規範草案	6-1
6.2 橋梁變形監測技術規範草案	6-2
6.3 跨河橋梁橋基冲刷檢測作業規範草案	6-3
6.4 橋梁墩柱混凝土抗衝擊磨耗設計與維修補強規範草案	6-3
6.5 RC橋梁材料劣化評估與殘餘壽命預測技術手冊	6-4

6.6光纖式橋墩冲刷即時監測系統安裝手冊.....	6-5
第七章 結論與建議.....	7-1
7.1 結論.....	7-1
7.2 建議.....	7-2
參考文獻.....	參-1
附錄一 計畫研究成果.....	附錄1-1

圖目錄

圖1.1 臺灣地形分布示意圖【水利署水文年報】	1-1
圖1.2 TRENDS系統功能圖	1-3
圖1.3 本計畫對象與計畫研究項目	1-4
圖1.4 研究項目與子計畫架構圖	1-4
圖2.1 工作範圍示意圖	2-1
圖2.2 航空攝影作業流程圖	2-2
圖2.3 正射影像接合圖	2-3
圖2.4 DEM 暈渲成果圖	2-4
圖2.5 河床斷面圖(節錄)	2-5
圖2.6 橋面板監測點佈設	2-6
圖2.7 橋面監測點水準測量分佈圖	2-6
圖2.8 橋墩監測點佈設	2-7
圖2.9 GPS觀測網點位分佈圖	2-8
圖2.10 利用自然特徵點位進行傾斜量測比較	2-10
圖2.11 99年正射影像圖冊	2-12
圖2.12 100年正射影像圖冊	2-13
圖2.13 河床向量斷面圖	2-13
圖2.14 台1線大甲溪公路橋梁建模	2-14
圖2.15 3D動態導覽影片檔示意圖	2-14
圖2.16 A0地形彩色圖紙圖示意圖	2-15
圖2.17 3D GIS資料庫結合TBMS資料	2-15

圖2.18 以97年大斷面資料內差並以低流量計算(國道1號大甲溪橋)	2-16
圖2.19 以1m x 1mDTM資料並以低流量計算(國道1號大甲溪橋)	2-17
圖3.1 分析流程圖	3-2
圖3.2 跨河橋梁安預警系統分析模式	3-3
圖3.3 計畫架構	3-3
圖3.4 海棠颱風Kriging誤差修正結果	3-4
圖3.5 分布型降雨逕流模式架構圖	3-5
圖3.6 降雨逕流模式率定結果	3-5
圖3.7 降雨逕流模式驗證結果	3-6
圖3.8 台1線大甲溪橋於泰利颱風期間之模擬與實測水位歷線比較 ..	3-6
圖3.9 下游邊界潮位敏感度測試	3-7
圖3.10 辛樂克颱風期間台1線大甲溪橋下游河道一般沖刷深度變化	3-9
圖3.11 辛樂克颱風期間石岡壩放流歷線過程	3-9
圖3.12 主要颱洪與暴雨洪水(2005~2008年)石岡壩放流歷線過程 ...	3-11
圖3.13 沖刷計算後實測與預測之底床高程縱剖面比較	3-11
圖3.14 Toce valley河床地形與量測點位置	3-14
圖3.15 Toce valley潰壩模擬之計算網格	3-14
圖3.16 Toce valley潰壩模擬在量測點之水位比較圖	3-15
圖3.17 Toce valley潰壩模擬水位歷時變化圖	3-16
圖3.18 Tamai et al. (1983)之實驗室水槽佈置及試驗量測位置圖	3-17
圖3.19 數值解在不同斷面上之速度及水深分布與實驗量測值之比較	3-18
圖3.20 顏氏等人(1988)之渠道沖淤交替試驗：平衡、超載、減載及清水沖刷四個階段末期之底床與水位縱向剖面計算結果與	

試驗量測值之比較	3-19
圖3.21 國道1號及3號大甲溪橋橋墩附近9月14日19時分析結果	3-20
圖3.22 國道3號及國道1號大甲溪橋河段辛樂克颱風底床沖淤及流 場變化圖	3-22
圖3.23 國道1號大甲溪橋沖刷深度與墩前水位及墩前流速	3-24
圖3.24 光滑圓柱的拖曳力係數與雷諾數的關係圖(Schewe, 1983)...	3-27
圖3.25 沉箱基礎沖刷前後示意圖	3-30
圖3.26 沉箱基礎/土壤/水流互制示意圖	3-31
圖3.27 群樁基礎沖刷前後示意圖	3-33
圖3.28 群樁基礎受力機制圖	3-34
圖3.29 北部某公路橋位置示意圖	3-35
圖3.30 P7沉箱傾覆分析破壞包絡線	3-35
圖3.31 P7沉箱承載分析破壞包絡線	3-35
圖3.32 P7沉箱傾覆/承載分析破壞包絡面	3-36
圖3.33 P24L水位高度2m/4m基礎耐洪能力關係	3-37
圖3.34 P24L水位高度2m/10m基礎耐洪能力關係	3-37
圖3.35 P24L基礎破壞包絡線	3-37
圖3.36 不同水流作用力下P24L基礎破壞包絡面	3-37
圖3.37 FBG水壓計	3-39
圖3.38 FBG水壓計標定結果	3-39
圖3.39 分佈式FBG水壓計串列與傳統水位管之比較	3-40
圖3.40 FBG水壓計串列封裝與現場安裝	3-41
圖3.41 橋墩沖刷監測平面示意圖	3-42
圖3.42 無沖刷情況下水壓分佈示意圖	3-42

圖3.43 有冲刷情況下水壓分佈示意圖	3-43
圖3.44 臺3線東勢大橋P5橋墩監測儀器平面配置圖	3-44
圖3.45 國道3號大甲溪橋P27L(P30R)橋墩監測儀器平面配置圖	3-44
圖3.46 光纖光柵水壓計監測管示意圖	3-45
圖3.47 光纖光柵差壓計監測管示意圖	3-45
圖3.48 光纖光柵水位監測管示意圖	3-46
圖3.49 光纖光柵流速監測管示意圖	3-46
圖3.50 光纖光柵傾斜計	3-47
圖3.51 臺3線東勢大橋P5橋墩監測系統	3-47
圖3.52 國道3號大甲溪橋P27L(P30R)橋墩監測系統	3-48
圖3.53 室內橋墩冲刷模型說明圖	3-49
圖3.54 V型堰流量率定曲線	3-49
圖3.55 峴港砂粒徑分佈曲線	3-49
圖3.56 模擬橋墩實體圖	3-50
圖3.57 模擬橋墩水壓/差壓量測示意圖	3-50
圖3.58 水壓力與冲刷深度之關係圖	3-50
圖3.59 流速與冲刷深度之關係圖	3-50
圖3.60 石岡壩入放流量曲線圖	3-51
圖3.61 德基水庫入放流量曲線圖	3-51
圖3.62 臺3線東勢大橋P5橋墩水位監測變化圖	3-51
圖3.63 國道3號大甲溪橋P27L (P30R)橋墩水位監測變化圖	3-51
圖3.64 臺3線東勢大橋P5橋墩x及y向傾斜監測變化圖	3-52
圖3.65 國道3號大甲溪橋P27L (P30R) 橋墩x及y向傾斜監測變化圖	3-52

圖3.66 臺3線東勢大橋P5橋墩差壓監測管變化圖	3-52
圖3.67 國道3號大甲溪橋P27 L (P30R)橋墩差壓監測變化圖.....	3-52
圖3.68 跨河橋梁安全預警系統初擬頁面(大甲溪流域).....	3-53
圖3.69 系統簡介模組	3-54
圖3.70 颱風豪雨資料模組	3-54
圖3.71 61個河川大斷面（含各橋址處）即時與未來1~3小時流量、 水位及河床平均沖刷深度曲線圖	3-55
圖3.72 大甲溪縱斷面即時與1~3小時水位高程、堤防頂高程及河床 高程剖面圖	3-55
圖3.73 二維水理分析資料模組	3-56
圖3.74 安全評估分析資料模組	3-57
圖3.75 系統管理.....	3-58
圖3.76 地表振動分析模式流程	3-59
圖3.77 地表震動分析流程示意圖.....	3-60
圖3.78 橋梁耐震推論模式架構圖.....	3-61
圖3.79 材料劣化分析流程示意圖.....	3-64
圖3.80 橋梁側推分析流程示意圖.....	3-64
圖3.81 人工智慧橋梁耐震推論模式流程示意圖	3-66
圖3.82 橋梁損害評估示意圖	3-67
圖3.83 橋梁地震破壞潛勢人機介面.....	3-68
圖3.84 地震振動分析模式	3-69
圖3.85 地震時安全預警系統(橋梁位址指示)	3-69
圖4.1 各表格所判定沖刷潛勢之比較圖	4-10
圖4.2 振動檢測與分析模式初擬流程圖	4-11

圖4.3 牛鬥橋現地試驗濾波前之歷時資料	4-16
圖4.4 濾波器頻率響應圖	4-16
圖4.5 牛鬥橋現地試驗濾波後之歷時資料	4-17
圖4.6 牛鬥橋能量反應譜(濾波前)	4-17
圖4.7 牛鬥橋能量反應譜(濾波後)	4-17
圖4.8 以貝式定理與量測頻率預測受損構件之桁架結構	4-20
圖4.9 執信橋塑性鉸模型	4-22
圖4.10 執信橋之側推分析結果	4-23
圖4.11 執信橋之PGA分析結果	4-24
圖4.12 橋墩折減率與臨界頻率比值(R_c)關係圖	4-24
圖4.13 臺灣地區建議之移動式振動檢測模式流程圖	4-27
圖4.14 材料因子耐久性評估項目	4-30
圖4.15 結構物於氯離子擴散之使用壽命	4-34
圖5.1 配比A3X~D3X之水膠比與抗壓強度與彈性模數關係	5-3
圖5.2 粗骨材用量與抗壓強度與彈性模數關係	5-4
圖5.3 爐灰用量對抗壓強度與彈性模數之影響(粗骨材35%)-28天齡 期	5-4
圖5.4 配比A3X、B3X、C3X及D3X之水膠比對磨耗損失影響	5-5
圖5.5 配比D3X、D3Y及D3Z之粗骨材用量對磨耗損失影響	5-5
圖5.6 配比C3Y及C5Y之爐灰用量對磨耗損失影響	5-6
圖5.7 配比A3X、B3X、C3X及D3X之水膠比對沖磨量影響	5-6
圖5.8 配比C3X、C3Y及C3Z之粗骨材用量對沖磨量影響	5-7
圖5.9 配比A3Y及A5Y之爐灰用量對沖磨量影響	5-7
圖5.10 各組混凝土衝擊破壞次數分佈情形	5-8

圖5.11 爐灰含量30%之各組混凝土衝擊破壞次數	5-8
圖5.12 粗粒料為35%之各組混凝土衝擊試驗結果	5-8
圖5.13 貯鹽試驗氯離子擴散係數與粗骨材用量關係圖	5-9
圖5.14 不同爐灰含量對貯鹽試驗氯離子擴散係數影響	5-9
圖5.15 添加纖維對於混凝土抗壓及劈裂強度之影響	5-12
圖5.16 添加鋼纖維對磨耗損失影響	5-12
圖5.17 添加碳纖維對磨耗損失影響	5-13
圖5.18 配比A3Za、A3Zb、A3Zc之鋼纖維用量對沖磨量之影響	5-14
圖5.19 配比A3Za、A3Zd、A3Ze之碳纖維用量對沖磨量之影響	5-14
圖5.20 添加鋼纖維對混凝土衝擊破壞之影響(試體平均值)	5-15
圖5.21 添加碳纖維對混凝土衝擊破壞之影響(試體平均值)	5-15
圖5.22 添加鋼纖維對乾燥收縮之影響(2試體平均值)	5-16
圖5.23 添加碳纖維對乾燥收縮之影響(2試體平均值)	5-16
圖5.24 添加鋼纖維對界面拉拔力之影響(試體平均值)	5-17
圖5.25 添加碳纖維對界面拉拔力之影響(試體平均值)	5-17
圖5.26 A3Zd配比試體抗壓後照片	5-18
圖5.27 耐久性能評估流程	5-21
圖5.28 飛來鹽公式修正程序圖	5-27
圖5.29 橋梁時間與鋼筋表面氯離子量關係圖	5-29
圖5.30 相對溼度與溼度係數 β_2 關係圖	5-32
圖5.31 區域畫分圖	5-34
圖5.32 橋梁時間與平均中性化深度之關係圖	5-34
圖5.33 鹽害蒙地卡羅計算流程圖(以蘇澳為例)	5-36

圖5.34 橋梁時間與鋼筋腐蝕機率曲線圖(鹽害).....	5-37
圖5.35 中性化蒙地卡羅計算流程圖.....	5-38
圖5.36 橋梁時間與鋼筋腐蝕機率曲線圖(中性化).....	5-38
圖5.37 橋梁時間與鋼筋直徑變化量關係圖.....	5-39
圖5.38 橋梁時間與鋼筋斷面減少率關係圖.....	5-40
圖5.39 中性化腐蝕量計算圖.....	5-41
圖5.40 橋梁時間與鋼筋直徑腐蝕累積量關係圖.....	5-42
圖5.41 研究架構.....	5-44
圖5.42 模擬範圍(數模範圍與水工模型範圍).....	5-45
圖5.43 各種參數組合的模擬水位與實測水位比對(檢定).....	5-46
圖5.44 各種參數組合的模擬水位與實測水位比對(驗證).....	5-46
圖5.45 水深模擬變化歷程圖(莫拉克颱風).....	5-47
圖5.46 河中砂洲疏濬寬度300(m)測試項目.....	5-48
圖5.47 階梯式斷面測試項目.....	5-49
圖5.48 河中砂洲疏濬寬度300m模擬結果.....	5-51
圖5.49 階梯式斷面模擬結果.....	5-51
圖5.50 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷 深度關係圖(墩徑比=0.4).....	5-52
圖5.51 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷 深度關係圖(墩徑比=0.7).....	5-53
圖5.52 現地實測水位與模型試驗水位比較圖.....	5-55
圖5.53 模型試驗流路與現地流路比較圖.....	5-55
圖5.54 水工模型試驗河中砂洲邊界與現地邊界比較圖.....	5-56
圖5.55 臺1線大甲溪橋各重現期距最大沖刷深度與經驗公式比較圖.....	5-57

圖5.56 海線鐵路橋各重現期距最大沖刷深度與經驗公式比較圖	5-58
圖5.57 各重現期距流路綜合比較圖	5-58
圖5.58 臺1線大甲溪橋各重現期距最大沖刷深度與經驗公式比較圖	5-61
圖5.59 海線鐵路橋各重現期距最大沖刷深度與經驗公式比較圖	5-61
圖5.60 各重現期海線鐵路橋上游斷面圖	5-62
圖5.61 各重現期距流路綜合比較圖	5-62
圖5.62 橋河共治方案研擬流程圖	5-66

表目錄

表2-1 四次拍攝組與基準組（100/2/5）之比較.....	2-9
表2-2 各次觀測後轉換坐標與地測坐標之差異.....	2-9
表2-3 N與E二坐標軸向的傾斜角計算結果.....	2-10
表2-4 各種測量方法之優缺點比較.....	2-11
表3-1 辛樂克颱風期間石岡壩下游各橋梁附近河道一般沖刷預測..	3-10
表3-2 依公路橋樑設計規範試算的水流作用力.....	3-26
表3-3 試算水流及水位範圍的雷諾數.....	3-27
表3-4 流體引致的拖曳作用力試算.....	3-28
表3-5 流體引致的慣性作用力試算.....	3-29
表3-6 試算範圍的慣性作用力.....	3-29
表3-7 臺3線東勢大橋P5橋墩所安裝之光纖式感測器說明表.....	3-43
表3-8 國道3號大甲溪橋P27L(P30R) 橋墩所安裝之光纖式感測器說 明表.....	3-44
表4-1 橋梁沖刷檢測種類與其定義項目.....	4-2
表4-2 沖刷檢測階段分期.....	4-4
表4-3 颱洪事件中橋梁狀況紀錄表.....	4-7
表4-4 公路橋梁沖刷潛勢評估表.....	4-9
表4-5 橋梁振動頻率試驗方式.....	4-13
表4-6 各橋梁試驗之目的及關係.....	4-13
表4-7 兩次試驗結果之頻率(基本振態)比較(Hz).....	4-18
表4-8 以貝式定理與量測頻率預測受損構件之桁架結構.....	4-21
表4-9 混凝土構件材質狀況檢測指標與耐久性指標權重值.....	4-31

表4-10 混凝土單一構件之耐久性評估標準.....	4-32
表4-11 混凝土橋梁各構(部)件權重值.....	4-32
表4-12 構件整體的耐久性綜合評定標準.....	4-33
表4-13 混凝土構件材質狀況檢測指標與耐久性指標權重值	4-39
表4-14 橋梁整體結構耐久性評定表	4-41
表5-1 混凝土之配比設計	5-2
表5-2 粗骨材0.4 m ³ /m ³ 與爐灰用量對混凝土各項性質的效益比較	5-10
表5-3 高抗磨耗衝擊混凝土建議配比	5-11
表5-4 維修補強材料配比設計 (kg/m ³)	5-11
表5-5 維修補強試體傾斜剪力試驗結果	5-18
表5-6 維修補強材料貯鹽試驗氯離子擴散係數計算結果	5-19
表5-7 維修補強材料性質相對於A3Z配比成效	5-20
表5-8 水泥質維修補強材料建議配比	5-20
表5-9 各國氯鹽量限制標準	5-23
表5-10 中央氣象局2004-2010風速平均值、標準差、變異係數	5-25
表5-11 飛來鹽迴歸公式.....	5-26
表5-12 日本氯離子擴散係數公式	5-28
表5-13 日本建築學會中性化速度係數參考表.....	5-31
表5-14 臺灣橋梁下部結構中性化速度係數平均值、標準差與中性化 深度變異係數.....	5-32
表5-15 臺灣各縣市中性化速度係數平均值.....	5-33
表5-16 鹽害不確定因素(蘇澳)	5-35
表5-17 鹽害參數設定.....	5-36
表5-18 中性化不確定因素	5-37

表5-19 裸鋼腐蝕速率迴歸公式	5-41
表5-20 橋梁強度折減係數.....	5-43
表5-21 分析橋梁資料.....	5-43
表5-22 各種試驗方案.....	5-47
表5-23 各種項目模擬結果比較表(海線鐵路橋，Q100).....	5-50
表5-24 各種項目模擬結果比較表(臺1線大甲溪橋，Q100).....	5-50
表5-25 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.....	5-53
表5-26 原體與模型間各物理量之比例關係.....	5-54
表5-27 各重現期距最大沖刷深度與經驗公式比較表	5-57
表5-28 各重現期距沖刷深度與比較表	5-60
表5-29 重現期距最大沖刷深度與經驗公式比較表	5-60
表5-30 各重現期距沖刷深度與比較表	5-63
表5-31 各重現期距沖刷深度與比較表	5-65

本所自 98 年辦理交通部交辦「跨河橋梁安全預警系統之建立研究」計畫，由公路總局、國道高速公路局經費共同支應，本所港研中心成立橋梁技術研發室並與國內各專業團隊進行合作研究，研究項目包括基本資料調查、橋梁損壞調查、水理分析、橋梁監測、安全評估、橋梁檢測、保護工法、規範檢討、工程材料、預警報系統及計畫整合共十項，從一個河系上游、橋梁處的橋河共治區至下游，依整體河系做一個通盤全面性的研究，以達到先期預測、先期通報、先期預警的效果，提供橋梁管理單位決策支援，減少颱洪時期所造成的傷害，保障用路人安全。

2. 系統規劃原則

「跨河橋梁安全預警系統之建立研究」規劃原則如下：

(1)以流域管理為原則。

同一流域之跨河橋梁安全性主要取決於該流域降雨量、河川之流量、水位、流速及沖刷深度，故本計畫以流域管理為原則。

(2)以橋河共治為原則。

跨河橋梁位於河川上，河川與橋梁具相互影響性，河川整治將影響橋址處之流量、水位、流速及沖刷深度，同樣地，橋梁整治及保護工設置亦會影響河川之流量、水位、流速，故本計畫以橋河共治為原則。

(3)以實務運用為原則。

本計畫之研究以實務運用為原則，提供橋梁管理單位跨河橋梁安全保護之決策支援。

3. 與 Trends 系統(臺灣公路早期防救災決策支援系統)之關聯性

臺灣公路早期防救災決策支援系統(Trends 系統)，為本所研發於天然災害發生時提供決策分析與預警通報決策支援系統。而本系統含蓋公路受地震、颱風、土石流、道路邊坡穩定與道路通阻管理等防救災系統，如圖 1.2 所示。本計畫跨河橋梁安全預警系統之建立即為地震和颱洪災害之決策支援系統。

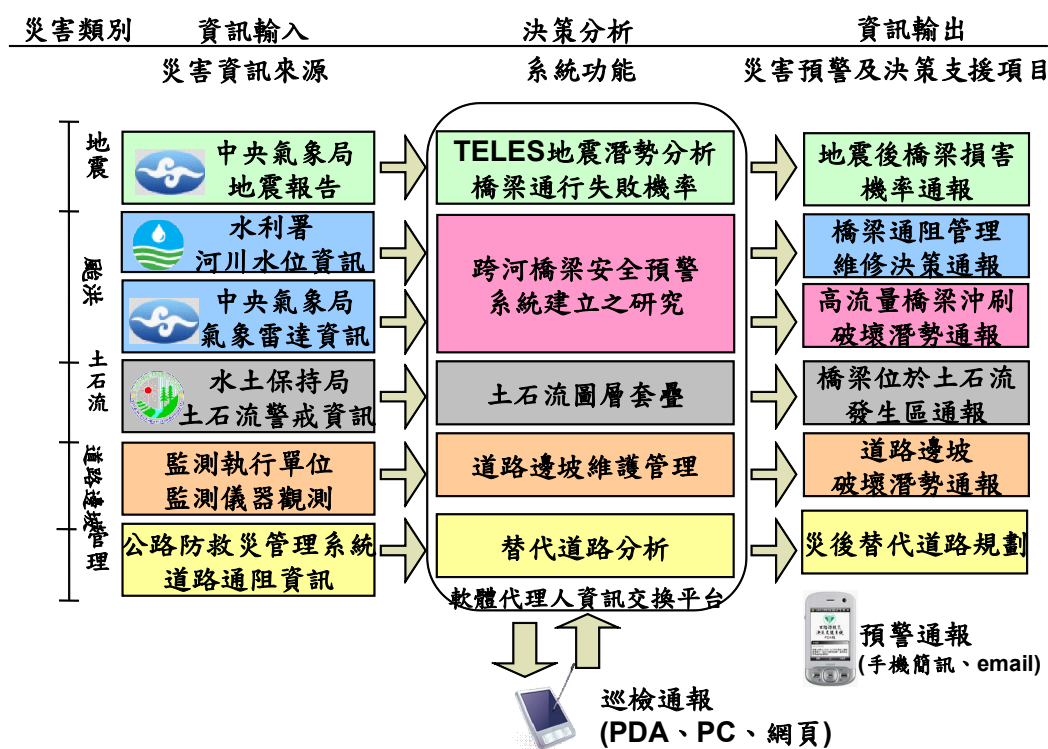


圖 1.2 TRENDs 系統功能圖

1.2 計畫架構與目的

1. 計畫架構

本計畫以河系為討論對象，在其上游與下游側各取一橋梁做探討，如圖 1.3 所示，建立橋梁水理分析模式，研發有效低成本之橋梁監測系統，制定橋梁冲刷檢測準則，研發河道、橋墩保護工法及耐磨、抗衝擊之工程材料，並檢討現有橋河規範，建立封橋後即時替代道路網路查詢系統，提供橋梁管理單位颶洪時橋梁風險評估、監測預警及檢測開放通行…等決策支援。其中橋梁監測與檢測結果可驗證水理分析之結果，保護工法的亦可由水理分析模擬來檢視其成效為何，保護工法及工程材料的選擇設置為影響到風險評估的結果，水理分析、橋梁檢、監測結果亦可做為風險評估的輸入資訊，當風險評估結果須封橋時，一般道路使用者可即時上網查詢替代道路路線，最後再檢討現行規範，並訂定相關規範（草案）。

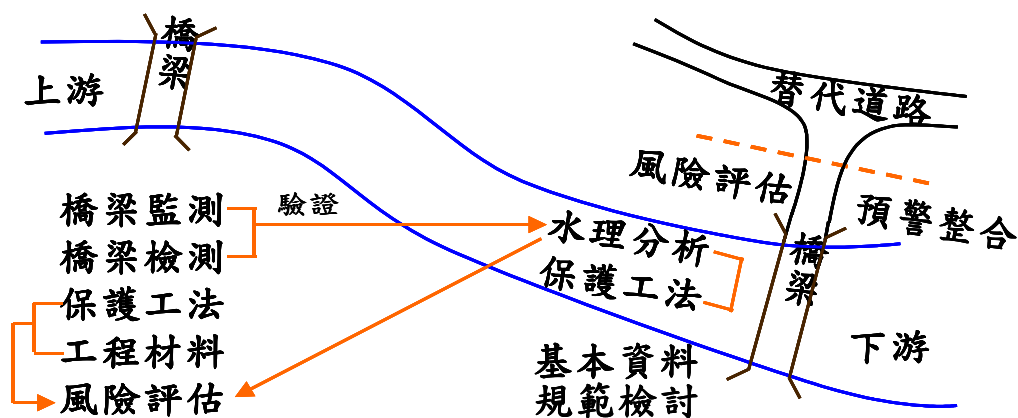


圖1.3 本計畫對象與計畫研究項目

「跨河橋梁安全預警系統之建立研究」計畫研究項目包括基本資料調查、橋梁損壞調查、水理分析、風險評估、橋梁監測、橋梁檢測、保護工法、工程材料、規範制定、跨河橋梁安全預警系統及計畫整合共十項，共 13 個子計畫，研究項目與子計畫架構如圖 1.4 所示。

跨河橋梁安全預警系統之建立研究	基本資料調查	橋河共治區基本資料調查作業
	橋梁損壞調查	莫拉克颱風造成主要橋梁損壞之現地調查及災因分析
	水理分析	河道水位與橋墩冲刷推估模式之建立 橋墩冲刷計算模式之建立研究
	風險評估	跨河橋梁安全評估之研究
	橋梁監測	橋墩冲刷之高科技即時監測系統研發、整合與應用
	橋梁檢測	訂定跨河橋梁橋基冲刷檢測作業規範草案之研究 橋梁通阻檢測分析模式建立之研究
	保護工法	跨河橋梁保護工法之研究
	工程材料	研發抗磨耗、抗衝擊及耐久橋墩材料之研究 RC橋梁材料耐久性評估與殘餘壽命預測之研究
	規範制定	橋基保護工設計規範(草案)編訂之研究及跨河橋梁相關規範(草案)訂定
	計畫整合	跨河橋梁安全預警系統之建立研究及整合作業

圖1.4 研究項目與子計畫架構圖

2. 計畫目的

本計畫以流域管理、橋河共治及實務運用為原則，針對跨河橋梁安全保護進行完整的研究，提供橋梁管理單位颱風、地震、檢測及維護管理決策支援，本計畫目的如下：

- (1)建立橋梁河系之水理分析模式。
- (2)建立橋梁監測及預警系統。
- (3)訂定跨河橋梁沖刷檢測準則與因應作業流程。
- (4)建立橋梁安全評估模式。
- (5)研發河形控制、河道及橋墩保護工法。
- (6)研發耐磨、抗衝擊及耐久性的橋墩材料。
- (7)RC橋梁材料耐久性評估及殘餘壽命預測。
- (8)橋梁地震潛勢分析及預警。
- (9)檢討橋梁安全保護現行規範並制定相關規範（草案）。
- (10)橋河共治區基本資料調查作業。
- (11)建立跨河橋梁安全預警系統。

1.3 子計畫之研究內容

「跨河橋梁安全預警系統之建立研究」共 13 個子計畫，各子計畫簡介及研究內容如下：

1. 子計畫一：橋河共治區基本資料調查

臺灣的橋梁維護復建費用龐大，管理橋梁人力有限，橋梁因颱風沖刷、地震...等因素，有些未達其設計年限即產生危險。且臺灣地質脆弱，土石易遭沖刷而崩落，導致大雨時河流常含有極高的含砂石量。在這些自然環境的影響下，臺灣的河川在雨季時，常有高流速、大流量並夾帶大量泥沙的情形出現。對橋梁及河川的穩定與安全造成極大的威脅，所以亟需極早建立完整的橋河基本資料庫，

以期降低未來受災之可能性，維持橋梁壽齡及保障人民生命財產。

橋河共治區資料庫範圍為大甲溪流域(石岡壩以下至出海口) 河道內及堤防外兩側 50 公尺之水平距離，範圍面積約 2,300 公頃，就橋河共治區之基本資料進行調查，包括：控制測量、數值地形測量、跨河橋梁測量及定位建立 3D 模型，建立橋河共治區資料庫。

研究內容如下：

- (1)地面控制點測量及河床高程量測。
- (2)台1線大甲溪公路橋測量。
- (3)成果製作成果製作包含製作正射影像圖、河道數值地形模型及河床向量斷面圖、台1線大甲溪公路橋梁建模、3D動態導覽影片檔、A0地形彩色圖紙圖及建立3D GIS資料庫結合TBMS資料。。
- (4)制定橋樑變形監測技術規範之草案。

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

莫拉克颱風於8月4日在菲律賓東北方約1000公里海面上生成，並於8月6日至9日間為臺灣地區帶來大量雨水，尤其是南臺灣，其中嘉義、高雄及屏東地區累積雨量超過2500 mm，接近年平均降雨量，造成南臺灣重大的土砂災害及淹水災害。其中高屏溪流域上游地區那瑪夏鄉、桃源鄉、甲仙鄉、六龜鄉及茂林鄉的災情更是慘重。由於高屏溪流貫上述各鄉鎮，而橋梁為其主要的交通動線連接構造，因此各主要橋梁受損或沖毀，各項救援機具、物資及人員無法及時到達災區搶救，使得高屏地區救災進度緩慢。除高屏溪流域外尚有少數主要河川橋梁斷裂損壞本研究亦一併列入調查，因此本研究就莫拉克颱風中受損之省道主要橋梁進行災因勘查及分析。

研究內容如下：

- (1)勘查並蒐集莫拉克颱風主要橋梁受損資料。
- (2)收集各主要橋梁之興建年份、結構特性及相關保護設施。
- (3)收集及分析於莫拉克颱風主要橋梁之水文資料。

(4)分析各主要損橋梁致災原因。

(5)依研究結果研擬相關議題，列入未來研究方向。

3. 子計畫三：河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究

本研究將建立橋河共治區之一維水理分析模式，輸入中央氣象局降雨預報、水利署雷達降雨與觀測資訊，以河川變量流理論計算橋河共治區各斷面之流量歷線、水位歷線，以數值模擬方式分析大甲溪石岡壩以下河川大斷面及橋址處即時及未來一至三小時之河川流量、水位、流速及橋址處沖刷深度等，並納入「跨河橋梁安全預警系統」

研究內容如下：

- (1)資料收集與建置。
- (2)大甲溪流域雷達降雨預報資料校正。
- (3)建立大甲溪分佈型降雨逕流模式。
- (4)橋梁沖刷數值模式。
- (5)水文水理估算結果的修正與驗證。
- (6)橋墩水位與沖刷深度關係建立。
- (7)橋墩沖刷深度預警方法。

4. 子計畫四：橋墩沖刷計算模式之建立研究

本研究將建立橋河共治區之二維水理分析模式，包括水理分析理論機制之彙整與研析、二維變量流水理模式發展與應用，動床分析理論機制之彙整與研析、二維非均勻質動床模式發展與應用及沖刷深度推估模式之之建立與驗證，並分析國道1號及國道3號大甲溪橋即時及未來一至三小時之各橋墩水位、流速及沖刷深度等，並納入「跨河橋梁安全預警系統」。

研究內容如下：

- (1)水理分析理論機制之彙整與研析。

- (2)二維變量流水理模式發展與測試。
- (3)二維變量流水理模式與彎道、內部邊界處理模式之整合發展與測試。
- (4)二維水理模式現地應用分析。
- (5)動床分析理論機制之彙整與研析。
- (6)二維非均勻質動床模式發展與測試。
- (7)沖刷深度推估模式之初探與建立。
- (8)動床分析理論機制之持續彙整與研析。
- (9)二維非均勻質動床模式與彎道、內部邊界處理模式之整合發展與測試。
- (10)二維非均勻質動床模式現地應用分析。
- (11)分析橋河共治區水理、動床與結構物之互制行為。
- (12)沖刷深度與水理條件之關聯性分析。
- (13)刷深度推模式之建立與驗證。

5. 子計畫五：跨河橋梁安全評估之研究

本研究探討作用於橋梁基礎結構之水流作用力，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，並與規範之水流力規定作一比較，並建立橋墩基礎（含沉箱基礎及樁基礎）穩定性分析模式，由即時演算及監測之橋址或橋墩水位、流速及沖刷深度，推估不同破壞模式之安全性，分析大甲溪石岡壩以下橋梁基礎即時及未來一至三小時之安全係數，並納入「跨河橋梁安全預警系統」。

研究內容如下：

- (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-河川之自然水文條件不同外，橋墩的基礎結構型式、橋墩的幾何形狀、橋梁結構的材料特性與材料劣化、橋墩河道處之地質條件、水流中泥沙特性、水流條件、鄰近橋墩處之土工構造物。
- (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。
- (9)沖刷影響因子參數分析。
- (10)容許沖刷深度、水流流速、水位高度破壞包絡線分析。
- (11)橋梁安全評估警戒值、行動值分析。
- (12)研擬橋梁安全評估程序。

6. 子計畫六：訂定跨河橋梁沖刷檢測作業規範(草案)之研究

本研究參考美國及日本沖刷檢測評估方法並檢討臺灣沖刷檢測評估方法，訂定適用於臺灣橋梁及地理環境之沖刷評估及檢測流程，並提出事件前之沖刷潛勢評估表及事件中之橋梁狀況紀錄表，以及非破壞檢、監測方法於橋梁沖刷潛勢評估之輔助。

研究內容如下：

- (1)跨河橋梁沖刷檢測之相關作業準則或要點等與文獻之蒐集彙整。
- (2)現行橋梁檢測維修評估系統之回顧與建議。
- (3)現行有關橋基沖刷檢測之橋梁巡查、檢查時間點(平時、定期及特殊檢測(颱風後))之探討與建議。
- (4)跨河橋梁沖刷檢測相關作業流程、注意事項與相關表格之初擬。
- (5)颱風沖刷期間之橋基裸露深度檢測方法初擬。

- (6)就大甲溪流域中，擇定一座具嚴重沖刷潛勢之橋梁作為第二年進行現地驗證之研究案例橋梁，並針對其沖刷歷史資料進行蒐集分析與流路變遷趨勢研判，以供第二年現地驗證之用。
- (7)蒐集橋基沖刷受災之颱風特殊流況事例。
- (8)就第一年擇定之研究案例橋梁，協同橋梁管理單位進行颱風沖刷檢測與因應作業流程之現地驗證，並依據驗證結果，檢討修正第一年初擬之跨河橋梁沖刷檢測之相關作業流程與注意事項。
- (9)依據檢討修訂後之沖刷檢測相關注意事項，初擬颱風前、中、後各時期所需之沖刷檢測作業相關表格。
- (10)訂定颱風沖刷期間之橋基裸露深度檢測方法。
- (11)訂定跨河橋梁橋基沖刷檢測作業規範草案。

7. 子計畫七：跨河橋梁保護工法之研究

本計畫透過數值模擬分析及渠槽試驗，了解橋墩及河道保護工法受水流沖刷破壞成因及規模程度，進而透過水工模型試驗提出橋河共治區橋墩保護工法及其施設方式之建議。整體工作執行內容係由國內、外橋梁保護工法相關研究文獻及橋墩沖刷理論蒐集分析出發，並執行砂質河道橋墩沖刷及石塊衝擊力試驗，深入探討橋河共治區水流流動過程與橋墩沖刷之互制現象，最後以水工模型試驗輔以數值模擬加以驗證，最後提出橋河共治區橋墩保護工法及其施設方式之建議，作為未來相關單位設計橋墩保護工法時之參考。

研究內容如下：

- (1)國內、外橋梁保護工法資料彙整。
- (2)河道沖刷(含橋墩局部沖刷及河道長距離沖刷)對橋墩保護工法之影響分析。
- (3)國內外動床理論與數模之回顧與研選。
- (4)模型試驗區橋墩上、下游河段調查與分析。

- (5)試驗渠槽規劃、設計及監造（試驗渠槽設於本中心）。
- (6)渠槽進行砂質河道橋墩沖刷及石塊沖擊力試驗(至少三組試驗)。
- (7)渠槽進行保護工法之沖刷試驗，研評保護工法之適用性(至少三組試驗)。
- (8)水工模型試驗室之規劃、設計監造及測試(水工模型試驗室設於本中心)。
- (9)水工模型試驗範圍還定及相似律計算。
- (10)模型預備及檢定試驗。
- (11)橋墩沖刷及河道治理相關資料蒐集。
- (12)持續進行砂質河道橋墩沖刷及石塊沖擊力試驗槽試驗。
- (13)建立動床數值模擬之各項邊界條件及參數。
- (14)提出各式河道保護工法並進行河道數值模擬，以達流路穩定之目的。
- (15)橋墩保護工法模型試驗調整。
- (16)模型試驗區內河道及橋墩保護工法方案試驗及適用性評估(至少三個方案)。
- (17)渠槽試驗成果進行沖刷公式之修正。
- (18)依計畫執行成果及經驗，分別針對不同河川特性(如砂質河川、石質河川、多砂河川等)提出橋河共治區橋墩保護工法及其施設方式之建議。

8. 子計畫八：研發抗磨耗、抗衝擊及耐久性橋墩材料之研究

本研究研發抗磨耗、抗衝擊及耐久性橋墩材料，並研定橋梁墩柱混凝土修復補強材料配比，訂定橋梁墩柱混凝土抗衝擊磨耗設計與維修補強規範（草案），俾利於設計監造單位、產製廠商與施工廠商於設計監造、產製與施工時之遵循。

研究內容如下：

- (1)橋梁墩柱混凝土材料受損機制之研究。
- (2)混凝土抗磨耗能力之研究。
- (3)混凝土抗衝擊能力之研究。
- (4)橋梁墩柱混凝土耐久性之研究。
- (5)橋梁墩柱混凝土材料修復補強之研究。
- (6)高抗磨耗衝擊混凝土之研發。
- (7)訂定橋梁墩柱混凝土抗衝擊磨耗設計與維修補強規範草案。
- (8)辦理橋梁墩柱混凝土抗衝擊磨耗研究成果研討會及訓練班(至少4小時課程)。

9. 子計畫九：橋基保護工設計規範(草案)編訂之研究

目前橋梁工程實務應用雖有交通部頒定之「公路排水設計規範」、「跨河橋梁水文水理考量準則及注意事項」、「公路養護手冊」及經濟部頒訂之「申請跨河建造物設置注意事項」等規範或技術報告可資參考，但相關內容零散且未具規則性，無法統整橋基沖刷保護或補強之設計程序。此外，由於橋址保護工法種類繁多，防制功能與標的各有所不同，國內尚無相關規範可資參考，以說明橋基受沖刷後之保護或結構補強之設計、分析和應用限制。因此本研究邀集國內學術、設計和實務專家共同參與「橋基保護工設計規範(草案)編訂之研究」，期能制定符合國內橋基保護施工之設計規範(草案)，以供橋基保護施工參考和確保道路橋梁使用人員之生命安全。

研究內容如下：

- (1)國內外橋基保護工設計技術資料蒐集與分析。
- (2)國內河川特性分析及橋基沖刷機制評估。
- (3)檢討及訂定橋基保護工設計規範之項目與內容。
- (4)辦理專家審查會。
- (5)辦理說明會。

(6)完成橋基保護工設計規範(草案)。

(7)配合甲方辦理橋基保護工設計規範(草案)之初步審查相關作業事宜，並完成編修作業。

10.子計畫十：橋墩沖刷之高科技即時監測系統研發、整合與應用

本研究主要內容為在大甲溪台3線東勢大橋及國3大甲溪橋進行感測器安裝與安全監測，感測器包括光纖光柵水壓計、傾斜儀、流速量測儀、水位即時監測設備及讀取系統，並將計畫所得資料進行統合、整理與分析後，對大甲溪橋墩的安全監測，提供一實用而經濟的橋墩沖刷監測與安全判識方法，同時供橋梁安全評估模式與二維水理與沖刷模式之驗證校核。藉由整合橋梁安全監測與分析結果，橋梁管理機關可以更有效的在確保用路人安全與便利的條件下對橋梁封閉與否做出合宜的決策。

研究內容如下：

- (1)在大甲溪選擇二座橋梁作為研究標的，進行感測器安裝與安全監測。
- (2)在選定之二座橋墩周圍河床下，安裝孔隙水壓監測系統，此系統必須耐用並能夠在颱風季節以自動監測的方法做即時之資料擷取與傳輸。
- (3)在選定之二座橋墩結構上安置水位即時監測設備、漂浮式流速量測儀、傾斜儀，以即時判斷水位及結構體之穩定性。
- (4)將二座橋墩所得資料進行統合、整理與分析後，對大甲溪橋墩的安全監測及監測結果分析，提供一實用而經濟的橋墩沖刷監測與安全判釋方法。
- (5)驗證所安裝孔隙水壓感測器所得資訊（水壓）與目標物理量（流速、沖刷深度）之關聯性。
- (6)根據水壓分佈估算洪水期間量測區域河水之流速與沖刷深度。整合大甲溪上游與下游橋墩基礎量測數據作為其他計畫進行之河川水理分析以及水工模型試驗之邊界條件與成果驗證之依據。

11.子計畫十一：RC橋梁材料耐久性評估與殘餘壽命預測之研究

本研究針對既存的鋼筋混凝土橋梁，從現場檢測量測到的資料，透過有系統的分析方式，化為工程師可以理解的數據，再加以評估橋梁的耐久性現況，並評估其殘餘壽命，不但可以供做橋梁結構物耐久性的參考，同時其耐久性評估與殘餘壽命預測結果可運用於橋梁安全預警系統充分考量材料劣化因子，改善橋梁安全評估計算時僅考慮結構型式、地震因子、基礎特性而沒有材料劣化因子之缺點，而且可以作為橋梁系統管理的決策依據，亦可作為既有鋼筋混凝土橋梁維修、補強或拆除的期程排序，達工程預算的全理分配避免資金排擠效應，並可延長結構之生命週期。

研究內容如下：

- (1)國內外相關文獻蒐集與彙整
- (2)RC橋梁材料耐久性評估
- (3)建立劣化RC橋梁殘餘壽命預測模式
- (4)現地檢測與驗證(選擇二座橋梁)
- (5)編撰橋梁材料劣化評估與殘餘壽命預測技術手冊
- (6)教育訓練講習會(一場)

12.子計畫十二：橋梁通阻檢測分析模式建立之研究

橋梁為臺灣地區用來連絡河流兩岸之重要交通工程設施，然而臺灣屬季風型氣候夏季多雨，每年洪水來襲皆造成橋梁重大威脅，由於河水沖刷將導致河床降低，致使橋梁基礎裸露，因此影響橋梁的安全性能。且臺灣為多地震的國家，一旦發生地震等大規模天然災害時，橋梁倒塌或斷裂的機率極高。此外，為避免災害發生時，造成橋梁損壞導致交通中斷、居民受困或是人員傷亡等事件的發生，對現有橋梁進行全面檢測勢在必行。然而國內橋梁數量高達數萬座，若對所有橋梁進行破壞性檢測或全面性結構分析，將花費許多時間與經費。有鑑於此，此研究將發展建置一套「橋梁通阻檢測

分析模式」，透過「非破壞性振動檢測」、「材料劣化評估」、「地震破壞潛勢」、「人工智慧橋梁耐震推論」等方法之結合，依橋梁現況診斷推估在不同地震強度下之損壞機率，並應用地表震動分析，進行地震模擬，求得臺灣各區域地表加速度分布情形。預期成果可在不同地震強度下，迅速對現有橋梁安全程度進行診斷，得到不同橋梁之損壞機率，再結合自動通報機制將結果，以簡訊和電子郵件等方式提供相關主管機關決策輔助。主管機關即可依橋梁破壞潛勢順序，排出橋梁在災前與災時維護處置優先方案，大幅提升公路系統震後應變效能（包含橋梁巡查、封閉、替代道路規劃等），減輕不必要的生命財產損失。

研究內容如下：

- (1)國內橋梁振動檢測文獻之收集，探討國內外現有橋梁振動檢測應用與儀器。
- (2)運用港灣技術研究中心既有之振動檢測設備，建置並提出振動檢測模式。
- (3)進行振動儀器測試與校正，並完成人員訓練。
- (4)評估分析可適用於臺灣地區之移動式振動檢測模式，作為耐震能力推估之依據。
- (5)應用「災害預警資料交換機」擷取與整合港灣研究中心大氣腐蝕資料。
- (6)實驗分析繪製橋梁劣化曲線，求得橋梁殘餘容量，作為耐震能力推估之依據。
- (7)國內外相關文獻回顧，確立橋梁地震損壞因子。
- (8)分析橋梁損壞因子與地震損壞之關係。
- (9)發展兼顧操作簡單、迅速與計算準確之側推分析模式，以求得橋梁之 A_y 與 A_c 值。
- (10)根據授權取得公路總局「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行

性研究」計畫成果的132座橋梁細部分析的資料，針對其中12種較代表性之橋梁型式，藉由本研究所開發側推分析，求得橋梁 A_y 與 A_c 值，並與「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」所得的資料加以比對，以驗證本研究所開發的側推分析之準確性。在驗證完本研究簡易側推模式之準確性後，以此12座用作比對之橋梁，再另選擇132座以外12座橋梁合計24座將材料劣化之因素納入考量，重新分析計算影響下之橋梁 A_y 與 A_c 值。

(11)以(10)中之24座側推分析橋梁案例每座分別分析五種不同鋼筋劣化程度，共計得120個橋梁案例，建立資料庫。然後結合快速混雜基因演算法與支持向量機發展一『人工智慧機械學習推論模式』，找出輸入(10)中120個橋梁案例地震損壞影響因子-橋梁初評項目與劣化影響因素)與輸出(細部評估之 A_y 、 A_c)之映射關係，據此推論公路總局轄下省縣道三千座橋梁在不同地表加速度(PGA)下之 A_y 與 A_c 值。

(12)建置地表震動分析模式，可推估不同震源所造成之地震強度分布，進而模擬可能災害，提早預防與進行橋梁維護工作。

(13)建立橋梁通阻檢測分析模式，利用移動式非破壞振動檢測，藉由橋梁量測到的頻率變化，解析橋梁之安全狀態，作為橋梁封橋管制後，是否開放通行之參考依據。

(14)原定計畫中移動式非破壞振動檢測僅選擇2座橋梁做現地檢測與驗證，為比較不同振動檢測方式組合之優缺點，研究團隊增加橋梁對象至4座，現地檢測實驗共計5次，分別為牛鬥橋、思源橋、執信橋(汛期前)、執信橋(汛期後)、集集橋。

13.子計畫十三：跨河橋梁安全預警系統之建立研究及整合作業

本計畫整合水理分析及檢、監測資料、風險評估資料，建立跨河橋梁安全預警系統，完成預警系統之說明及操作手冊，並移轉橋梁管理單位，提供即時提供預警報資訊，及橋梁通行或管控通報，做為封橋、維持通行或疏散之決策支援，發展封橋後替代道路

即時網路查詢系統，並統合各子計畫，進行預警系統之教育訓練與成果發表會。

研究內容如下：

- (1)以港研中心「公路防救災決策支援系統」中研發之「災害預警資料交換機」為核心，規劃「跨河橋梁安全預警系統」之資料倉儲架構，分析各子計畫案之資料需求，制訂資料倉儲資料庫格式，避免資料重複建置。
- (2)分析各子計畫案之資料產出，確認評估各子計畫與「跨河橋梁安全預警系統」之關連性，並依各子計畫研究成果擴充開發相關系統模組，進行防災預警加值應用。
- (3)評估各子計畫與「跨河橋梁安全預警系統」之關連性，並依各子計畫研究成果進行整合應用。規劃跨河橋梁沖刷預警通報流程，並結合自動通報機制，提升資訊傳遞效率。
- (4)配合運研所港研中心「公路防救災決策支援系統」架設伺服器硬體與軟體安裝。
- (5)確立橋梁災害應變流程，以收防災和減災之功效。
- (6)建置修正「災害預警資料交換機」資料倉儲系統，加強資料倉儲系統運作穩定度。
- (7)綜合各子計畫所確立之「橋梁安全預警值」，進一步建立橋梁診斷機制，提供橋梁安全預警之用。
- (8)整合橋梁基本資料庫與橋梁地震、洪水沖刷損害應變機制於同一架構。
- (9)「跨河橋梁安全預警系統」分析與規劃。
- (10)建置「跨河橋梁安全預警系統」於港研中心研發之「公路防救災決策支援系統」中。
- (11)整合子計畫研究成果，彙整資料，確認資料庫欄位，建置相關資料庫。

(12)舉辦教育訓練與成果發表會。

(13)期末整合報告撰寫，完成總計畫報告。

第二章 橋河共治區基本資料調查

本計畫工作範圍為大甲溪流域(石岡壩以下至出海口)河道內及堤防外兩側 50 公尺之水平距離，範圍面積約 2,300 公頃，如圖 2.1 所示，本計畫完成之項目及目的說明如下：

1. 數值地形模型之建立：本計畫為配合河道水理演算須較高精度之地形數值模型(DEM)與河床向量斷面圖，因此採用航空數值測量與空載雷射掃描測量方式，以取得高精度之 1m×1m 之 DEM，做為數值水理分析之基礎地形資料。
2. 公路橋梁變形監測：跨河橋梁在颱洪過後，由於河床沖刷可能引起橋梁之變位，為快速而精準之量測橋梁變位，本研究將比較各種變位量測方式以取得最優化之監測方式做為災後快速量測變位之依據。
3. 3D-GIS 資料庫之建立：3D-GIS 資料庫包含正射影像圖資、河道數值地形模型料庫、河床向量斷面圖、跨河橋梁 3D 建模、3D 動態導覽影片檔、AO 地形彩色圖紙圖冊及結合 TBMS 系統建立 3D-GIS 資料庫。
4. 制定橋梁變形監測技術規範草案：提供未來快速量測河床地形與橋梁變位，做為數值水理計算之基礎資料與橋梁安全維護之依據。



圖 2.1 工作範圍示意圖

擷取自 Google Earth

2.1 數值地形模型之建立

本計畫採用數值航空攝影測量及空載雷射掃描之作業方式辦理，主要工作流程如圖 2.2 所示，分別於 100 年 07 月 28 及 08 月 04 日完成全區攝影，航拍比例尺為 1/16600，地面解析度為 10cm/pixel，所製作之正射影像圖及河道數值地形模型如圖 2.3 及 2.4 所示，數值高程模型 (DEM) 資料間距為 1m×1m，河床斷面圖於行水區人工搭配 RTK GPS 進行水深量測，結合航測 DEM 資料內插所得各斷面資料編輯而得，共計施測 41 條大斷面資料，如圖 2.5 所示。研究成果顯示對於大範圍之河床高度資料獲取，選擇正規數值航測配合空載雷射(Airborne LiDAR) 是最佳的作業模式。成本較低，精度高且工作時程可以縮短。

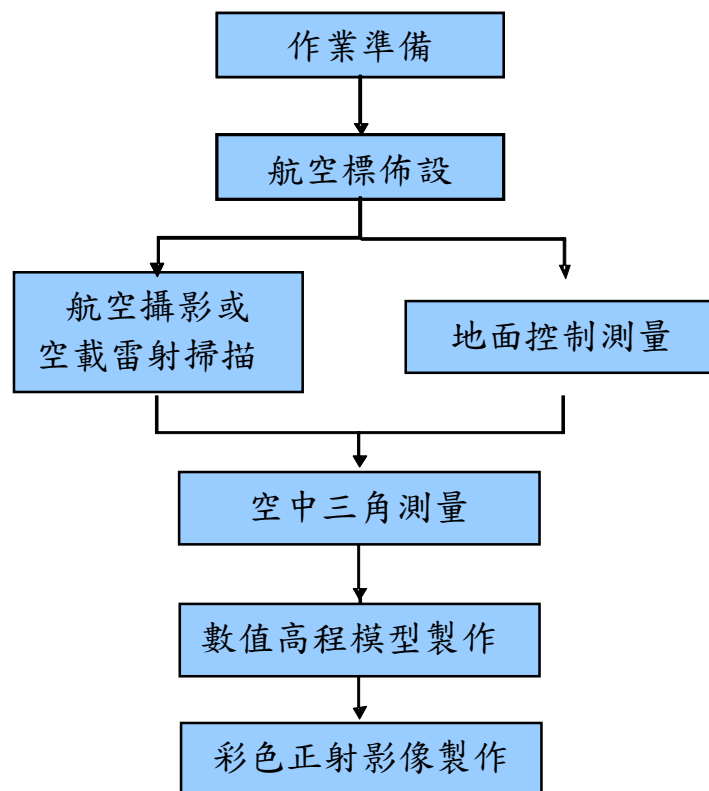


圖 2.2 航空攝影作業流程圖



圖 2.3 正射影像接合圖

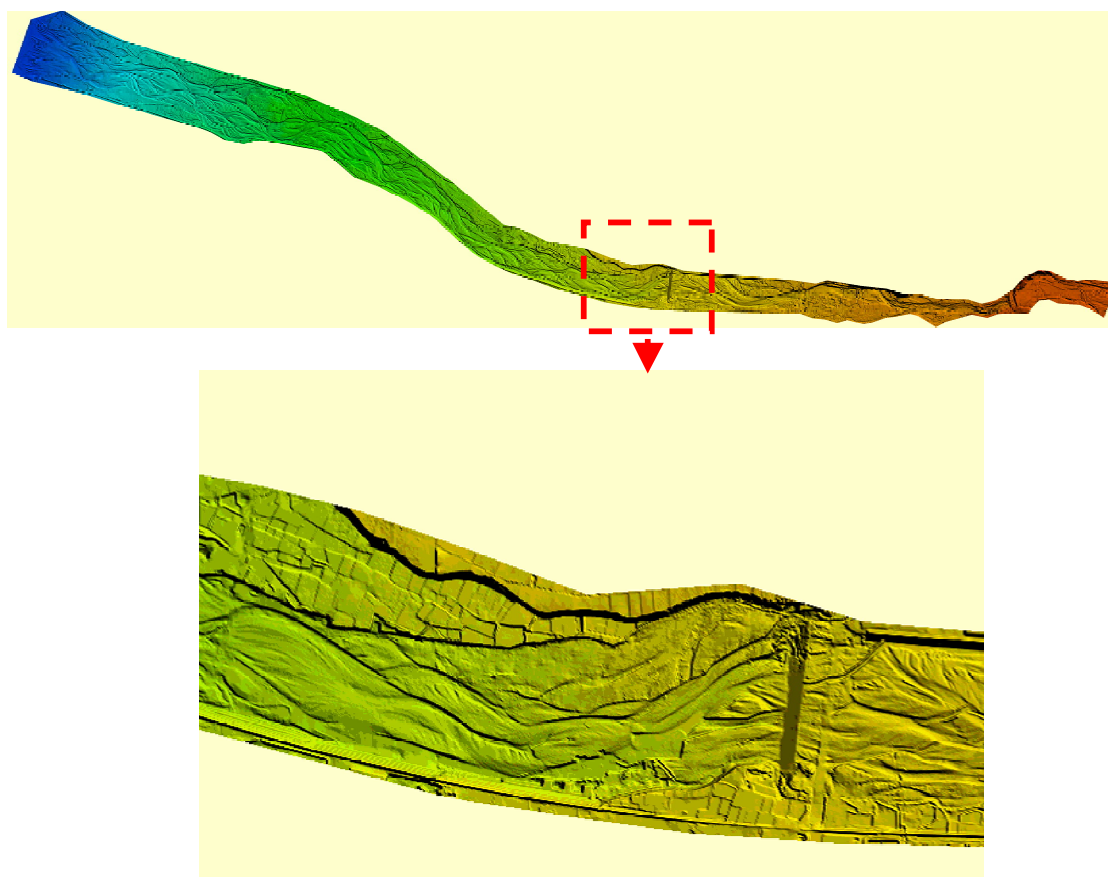


圖 2.4 DEM 暈渲成果圖

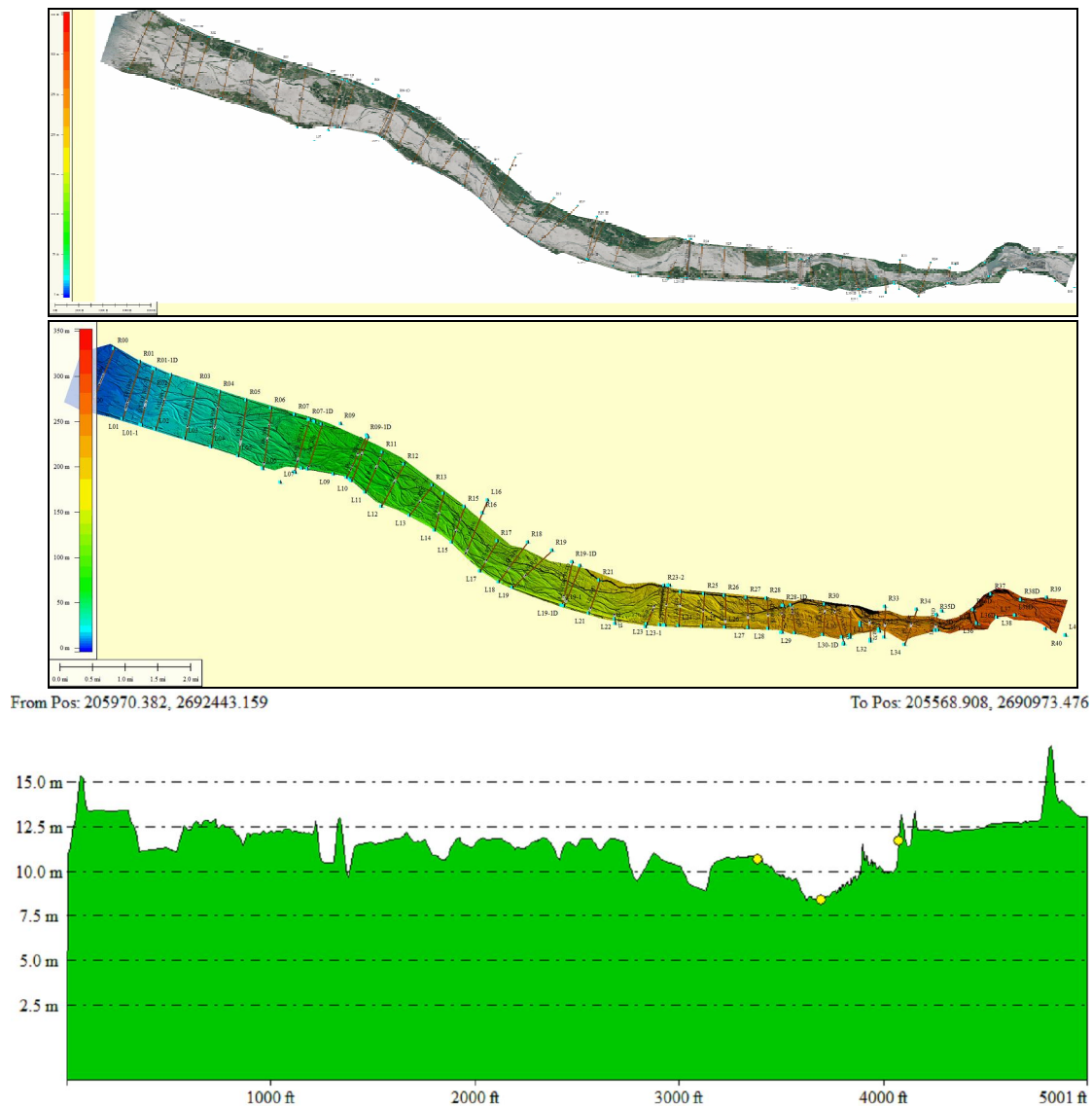


圖 2.5 河床斷面圖(節錄)

2.2 公路橋梁變形監測

本計畫以台 1 線大甲溪公路橋第 25 ~29 號共五個橋墩(北往南算)為研究對象，進行橋梁結構體之垂直(下陷)及水平位移(傾斜)監測，首先對橋梁本體結構選定及佈設監測點，利用精密水準測量、嚴密角距觀測之前方交會、近景攝影及 3D 雷射掃描等四種技術分別針對上述監測點進行觀測定位，並以嚴密角距觀測之前方交會為對照組，進行其他觀測方法之定位精度分析。

2.2.1 橋面版垂直變形(沉陷)量監測

1. 監測點的選定與觀測方法

本計畫於 橋面上每一橋面板上下游二側各 5 點，總計 50 個點，如圖 2.6，實施精密水準測量，數據將用於進行垂直變形量-沉陷及撓度分析。使用 Trimble DiNi12 電子式水準儀搭配條碼式水準尺實施直接水準測量，以水利署大斷面樁【L7-1】作為高程控制已知點，觀測成果進行水準網形平差計算，以獲得監測點之高程值及精度分析，如圖 2.7 所示。



圖 2.6 橋面板監測點佈設

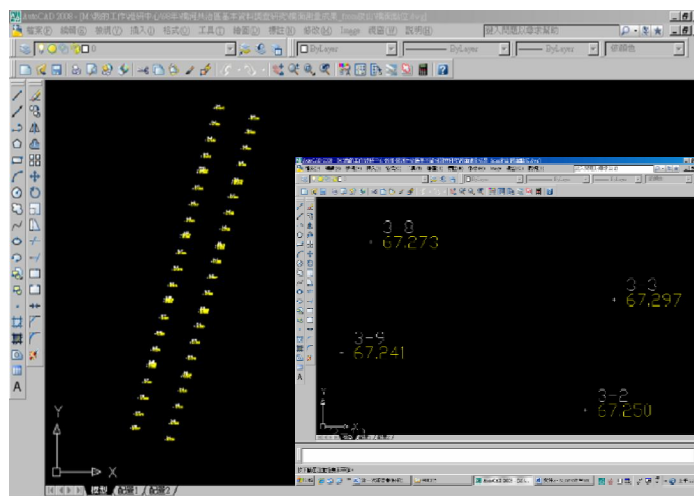


圖 2.7 橋面監測點水準測量分佈圖

2. 觀測成果與分析

本計畫觀測量數 108 點，共觀測 51 站，使用 1 點已知高程，多餘觀測數 58，於 99 年 5 月 20 日、100 年 5 月 11 日、100 年 10 月 1 日及 100 年 10 月 15 日進行精密水準觀測，觀測結果經平差計算後，各觀測點位之標準誤差均小於 1mm（最大值為 0.9mm），沉陷測量點位較差成果較差最大為點 3-2，其差值為 0.00884 m，顯示台 1 線大甲溪公路橋第 25~29 號共五個橋墩於研究期間橋面板沉陷量不大，皆於 1cm 以內。

2.2.2 橋墩水平位移及傾斜量監測

1. 監測點的選定與觀測方法

每一橋墩於基礎上下游二側各佈設 1 點，總計 10 個點，如圖 2.8，另選擇橋墩頂端自然點(角落點)為附加之監測點，實施嚴密角距觀測之前方交會、近景攝影及 3D 雷射掃瞄等量測技術。



圖 2.8 橋墩監測點佈設

2. 觀測成果與分析

(1) 全站儀測量

本研究使用 Trimble 5600 全測站經緯儀進行觀測，於堤防上

及河床上各佈設四個測站點(加密控制點)，使用南端橋頭 L701 及 L71D 為控制點。圖 2.9 為 GPS 觀測網點位分佈圖。

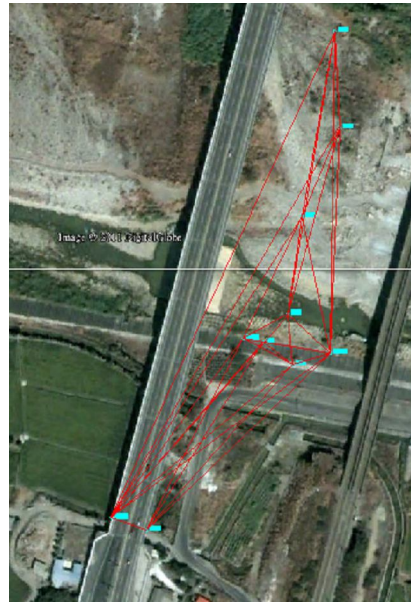


圖 2.9 GPS 觀測網點位分佈圖

以靜態 GPS 觀測平差求得堤防上四點之坐標及標準差為 0.006m，以 GPS 求得河床上四點之坐標及標準差為 0.001m；橋墩監測方面於 100 年 4 月 27 日、100 年 4 月 29 日及 100 年 10 月 6 日對 P25~P29 五個橋墩佈標點(監測點)以全站儀進行測量，觀測結果顯示最大差異為 9mm，平均約為 3.5mm，顯示橋墩並無顯著性的位移，採用 GPS 控制點搭配全站儀於橋梁監測上精度相當良好。

本研究河床觀測點(控制點)另採用全站儀以後方交會得之，因點位距離控制點之差異，距離越遠，其點位精度愈差，由後方交會法求得之測站點座標離堤防愈遠夾角愈小其成果愈差，最大中誤差達到 0.0758m，對監測點較差最大差達到 0.276m，因此，對加密控制點之觀測應以 GPS 為宜，方能確保觀測點及監測點之精度。

(2)近景攝影測量

本研究以近景軟體 iWitness Pro 並搭配 Nikon D2XS 數位單眼相機(有效像素：4288x2848 像素)，搭配定焦鏡頭來進行，並透過近景軟體進行相機律定，以大甲溪橋之 P29 橋墩為對象，拍攝距離約為 10m。

本研究 100 年 2 月 5 日進行基準組之拍攝，於 100 年 4 月 12 日、100 年 4 月 28 日、100 年 5 月 13 日及 100 年 9 月 23 日進行四組攝影測量，表 5 為第二、三及第四次拍攝組於基本組之差異性比較，其較差約為 3-5mm。其差異性甚小，代表在該時段內，橋墩的傾斜或變形量均相當微小或沒有，如表 2-1 所示。

表 2-1 四次拍攝組與基準組（100/2/5）之比較

拍攝組與基準組之比較 (單位:m)					
攝影組	Pixel Size	RMS	MAX	MIN	平均
100/4/12	約 0.0023m	0.00175	0.0029	0.001	0.00078
100/4/28	約 0.0023m	0.00260	0.0053	0.0001	0.00138
100/5/13	約 0.0019m	0.00188	0.0040	0.0001	0.00081
100/9/23	約 0.0035m	0.00074	0.0014	0.0001	0.00033

各次觀測後轉換坐標與地測坐標之絕對差異量非常微小，最大差異值介於 3~6mm，與相對性差異之數值相當，屬於測量誤差範圍，如表 2-2 所示。基本上顯示，近景攝影的量測具有公分級以內之精度。

表 2-2 各次觀測後轉換坐標與地測坐標之差異

拍攝組與地測坐標之 RMS 比較(單位:m)				
100/2/5	100/4/12	100/4/28	100/5/13	100/9/23
0.00139	0.00155	0.00227	0.00159	0.000898

橋墩傾斜及沉陷量可於影像中選取水平方向及垂直方向上之特徵點位進行量測，如圖 2.10 所示，採二軸向計算傾斜角，其計算結果如表 2-3 所示。

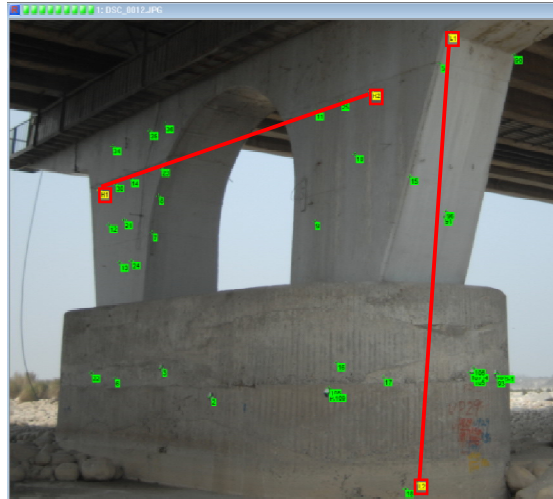


圖 2.10 利用自然特徵點位進行傾斜量測比較

表 2-3 N 與 E 二坐標軸向的傾斜角計算結果

點位名稱	E(m)	Z(m)	N(m)	空間距離 (m)	dE/dN (度)	dE/dZ (度)
L2	0.0455	14.1825	-5.5196			
L1	0.5786	15.3622	1.6941	7.32894	355.7735	335.682
H2	-0.7376	16.4528	0.7653			
H1	-8.3	24.5633	-1.5474	11.32778	107.0045	137.0029

2.2.3 各種測量方法比較及建議

在橋梁結構體監測方面，各種現代先進測量方法，包括 GPS 衛星定位、全站儀量測、電子水準儀高程量測、地面雷射掃描及近景攝影測量等方法，本研究均已完成工作實驗與初步方法與效益之評估，各種方法均有其優越性但也有其侷限性。由於橋梁結構體狹長及跨河之特殊性，實務中最關鍵之問題在於尋找適當的觀測點位置，以便進行高精度的量測作業。各種測量方法之優缺點比較如下表 2-4：

表 2-4 各種測量方法之優缺點比較

觀測方法	優點	缺點
GPS 衛星定位	1.靜態測量之量測精度高 2.橋面設站容易 3.作業成本低	1. 橋下設站難 2. 工作成本低
全站儀測量	1.量測精度高 2.作業容易 3.工作成本低	1. 設站有地形及天候之考量 2. 量測精度受觀測距離遠近之 3.影響，距離愈遠，精度變差。
電子水準儀高程量測	1.高程量測精度高 2.橋面設站容易 3.工作容易成本低	僅能作高程量測
地面雷射掃描	1.掃描量測直接且精度高 2.可獲得面狀之豐富資料	1.儀器成本高 2.對有景深之物件掃描瞄精度不均勻 3.設站相同於全站儀之考量
近景攝影測量	1.量測精度高 2.軟硬體成本低 3.設站(拍攝)容易 4.可獲得面狀之豐富資料 5.不需地控點資料	1.需專業軟體之後處理

綜合上表所述之各種測量方法的優缺點，考慮橋梁監測中橋梁形狀狹長、跨河及監測點位不多之特性，實務上可行之作業模式為：

- (1)地面雷射掃描雖可直接量測並獲得面狀資料，但設備成本高，尚未普及，且設站問題考量與全站儀相同，若可設站即可以全站儀替代之，故暫不予考慮。
- (2)橋面板撓度及沉陷觀測，以電子水準儀進行量測，成本低精度佳且工作容易，為最佳方法之選擇。
- (3)若地形條件允許在橋墩 50~100 公尺距離內設控制或觀測站，可優先選擇全站儀 GPS 進行量測，儀器普及，技術熟知，可成為標準的作業模式。

(4)近景攝影測量技術發展快速，精度可達公分級內，只需現場的攝影工作，藉內業完成量測工作。其軟硬體成本低且拍攝容易，沒有設站的問題，不需地控點資料，也可獲得面狀之資料，照片亦可提供橋梁安全檢測使用，不易拍攝之情況，如行水區，未來可以無人飛行載具(UAV)為之，具有相當之應用潛力。

2.3 3D-GIS 資料庫之建立

3D-GIS 資料庫包含製作正射影像圖、河道數值地形模型及河床向量斷面圖、台 1 線大甲溪公路橋梁建模、3D 動態導覽影片檔、A0 地形彩色圖紙圖及結合 TBMS 資料庫建立 3D GIS 資料庫，如圖 2.4 及 2-11~2-17 所示。

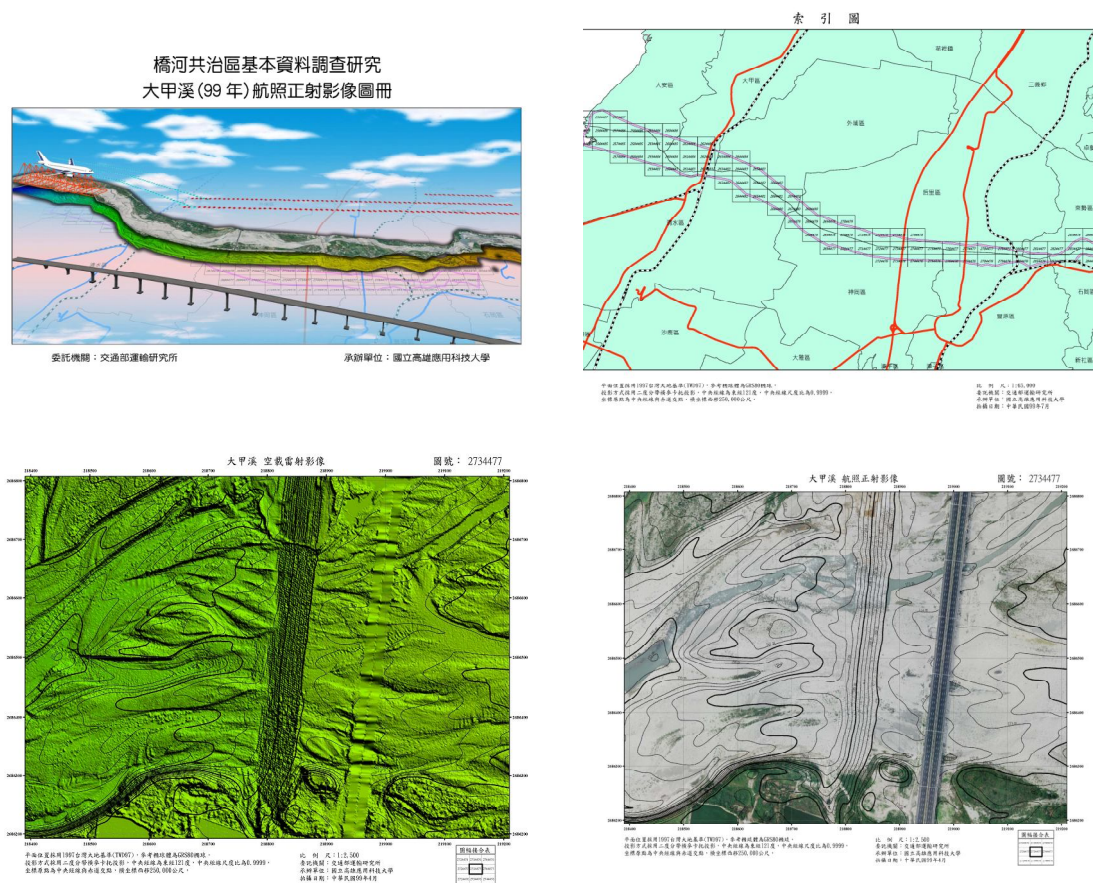


圖 2.11 99 年正射影像圖冊

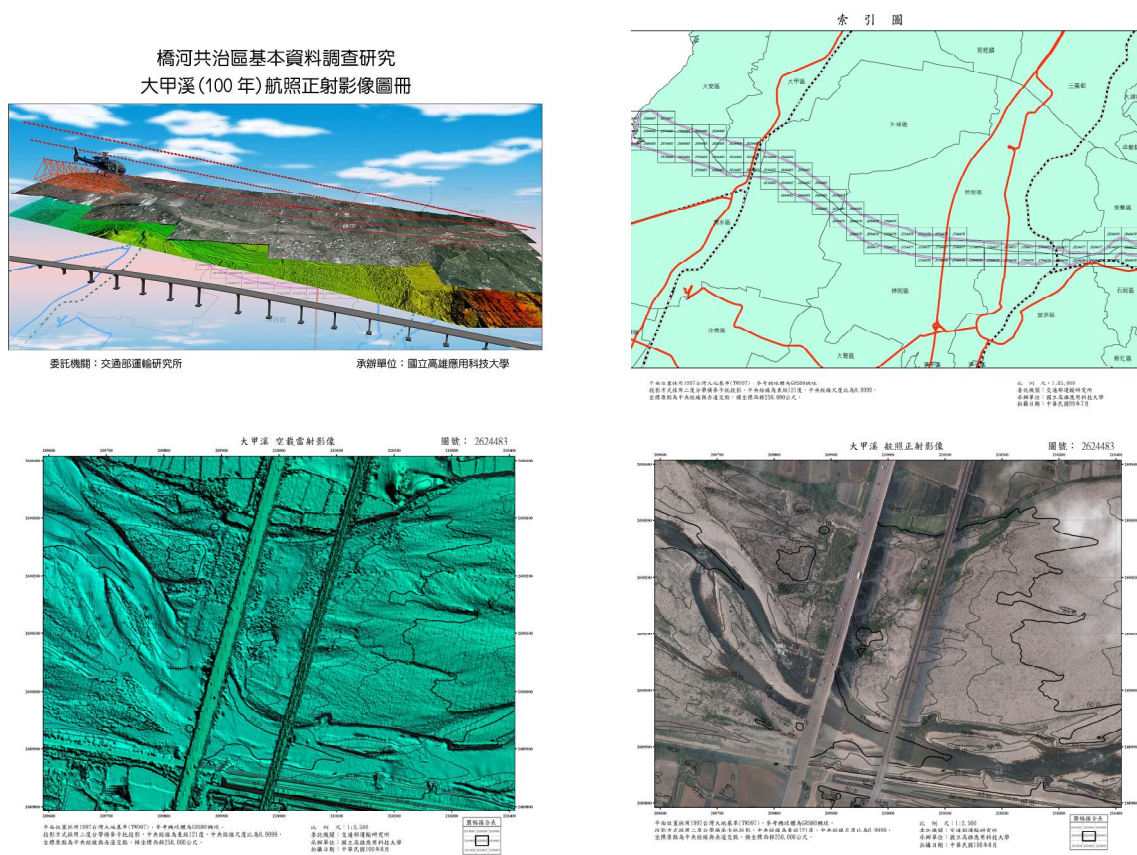


圖 2.12 100 年正射影像圖冊

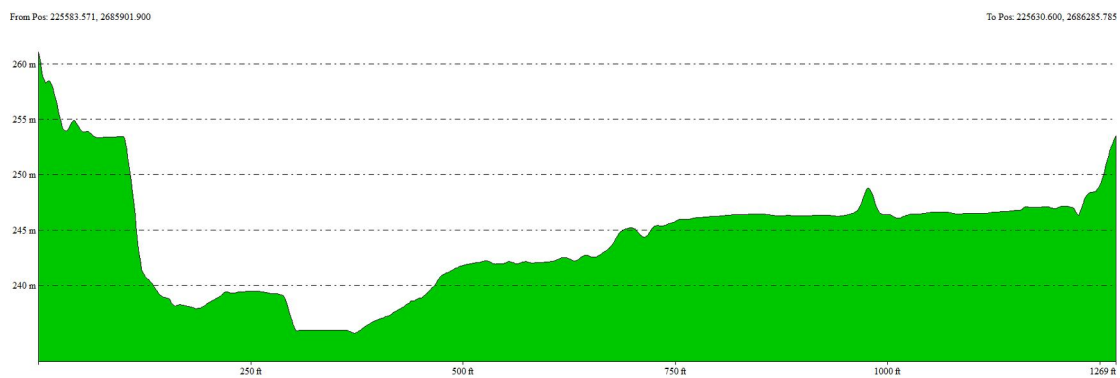


圖 2.13 河床向量斷面圖

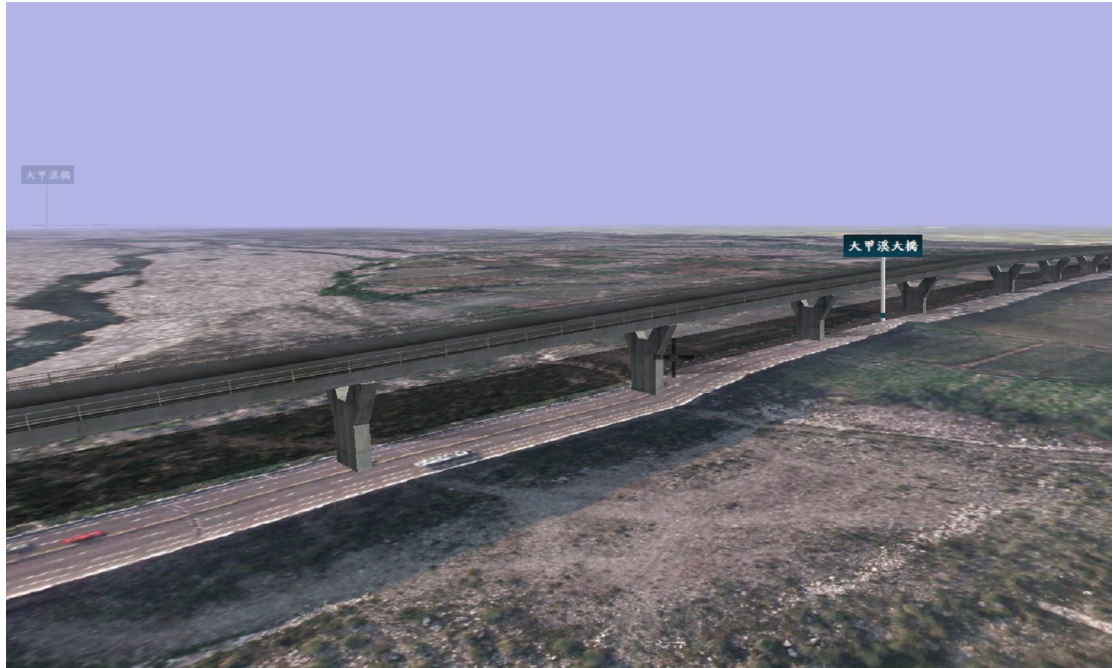


圖 2.14 台 1 線大甲溪公路橋梁建模



圖 2.15 3D 動態導覽影片檔示意圖

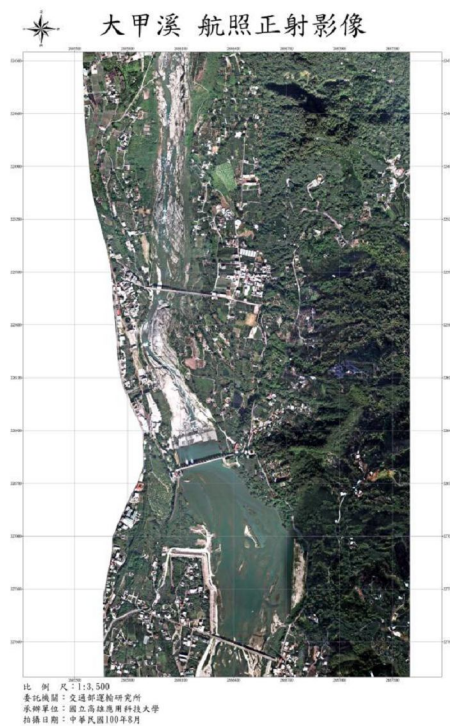


圖 2.16 A0 地形彩色圖紙圖示意圖



圖 2.17 3D GIS 資料庫結合 TBMS 資料

2.4 橋樑變形監測技術規範（草案）

本規範（草案）制定目的為選用適當的測量方法來達到橋梁變形監測(橋板撓度、橋墩沉陷與傾斜)之目的，適用於混凝土之簡支梁橋梁與斜張橋之週期監測，主要內容包括橋梁監測基本規定（如監測週期、坐標系統）、沉陷與撓度監測、橋墩傾斜之監測、近景攝影測量應用於橋墩監測及測量成果分析。

2.5 基本資料調查與水力分析相關性

本研究子計畫「橋墩沖刷計算模式之建立研究」二維水力分析曾以 97 年大斷面測量資料內差得出模擬河段的地形資料進行水力計算，於低流量下發現水路分佈如圖 2.18 所示；另引用本計畫『橋河共治區基本資料調查研究』民國 99 年於大甲溪相對應河段的 1m x 1mDTM 資料，建構模擬河段中之數值地形，進行水力分析，於低流量下發現水路分佈如圖 2.19 所示，由此可知地形資料精確與否嚴重影響計算結果。

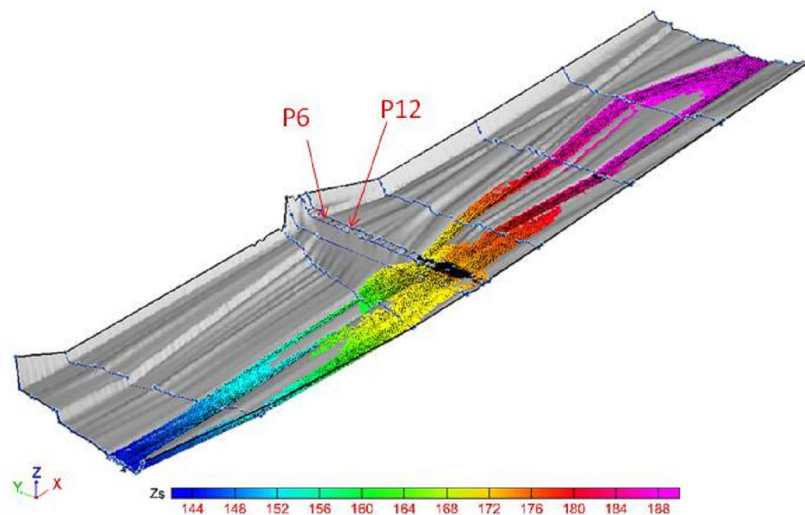


圖 2.18 以 97 年大斷面資料內差並以低流量計算(國道 1 號大甲溪橋)

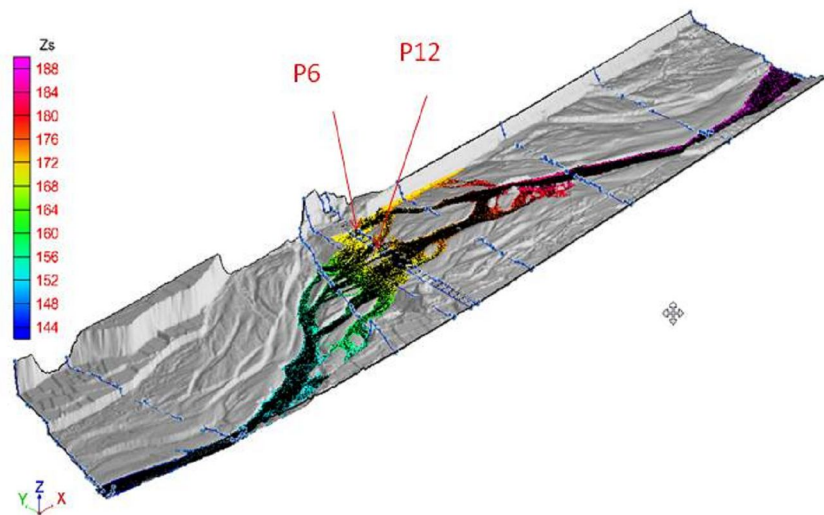


圖 2.19 以 1m x 1mDTM 資料並以低流量計算(國道 1 號大甲溪橋)

由於橋梁上下游之橋河共治區係以二維水理沖刷之數值模型來推估地形變化與橋墩鄰近之沖刷深度。河川水流流速分布與地形改變為相互作用，需有精確之地形才能推估計算出合理之河道之平面流速進而獲得較可靠的地形變化。但在颱風期間無法快速提供每一時段橋河共治區內河道地形之實測值做為數值計算之起始地形，但本計畫為因應下一場緊臨之颱風能快速提供颱風過後之實測地形水深之 DEM。經本研究之測試近景攝影技術應為未來能提供數值計算起始地形在實務上可行之方式。

第三章 跨河橋梁安全預警系統

近年來由於全球氣候變遷，造成異常天氣變化，降雨強度與單一場降雨之累積雨量往往超過以往歷史經驗。使得因暴雨而造成之公共建設破壞頻率加快加劇，同時地震規模加大亦是常見。因此天然災害尤其颱風和地震所形成之災害防救為近期最重要之課題。本研究即針對颱風和地震對跨河橋梁之影響與破壞提出安全預警系統以防止複合型災害之發生，並期望由預警系統來提供足夠防救災所需之防治搶救時間，減少災害之傷害與財產之損失。

3.1 跨河橋梁颱風安全預警系統之建立

臺灣主要河系走向係以中央山脈為分隔，於西部地區皆由東往西流，匯流集水區內之降雨量由 3000 公尺以上之發源地快速流動到臺灣海峽，使得跨越各主要河川之橋梁受河川水流及沖刷之嚴重威脅。考量河系、地形、降雨等特性本研究採流域管理預警方式來建立跨河橋梁之安全預警系統。

本跨河橋梁颱風安全預警系統主要以雨量觀測及地面雨量站之實測值推估三小時內之每小時預測時降雨量，經由集水區演算加入水庫演算，並以德基水庫、石岡壩水庫之進流量與水位做為驗證修正並檢驗推測三小時之河川放水量，再由河川一維及二維水理演算推算未來三小時各跨河橋梁之水位、流速及沖刷深度，結合橋梁安全分析推算未來三小時之每小時各橋墩之安全係數做為預警。由於本預警系統可推估未來三小時之預警值亦即可提供三小時之防災準備與行動處置之時間，其計算流程如圖 3.1 所示，整體模式架構如圖 3.2 所示。

3.1.1 河道水位與橋墩沖刷一維推估模式之建立

本研究以流域管理及橋河共治概念建立，結合了中央氣象局氣象觀測與雷達雨量預測模式、降雨逕流模式及河道演算(一維水理分析)，

分析大甲溪石岡壩以下河川大斷面及橋址處即時及未來一至三小時之河川水位、流速及橋址處沖刷深度等，並納入「跨河橋梁安全預警系統」，架構圖如圖 3.3 所示。

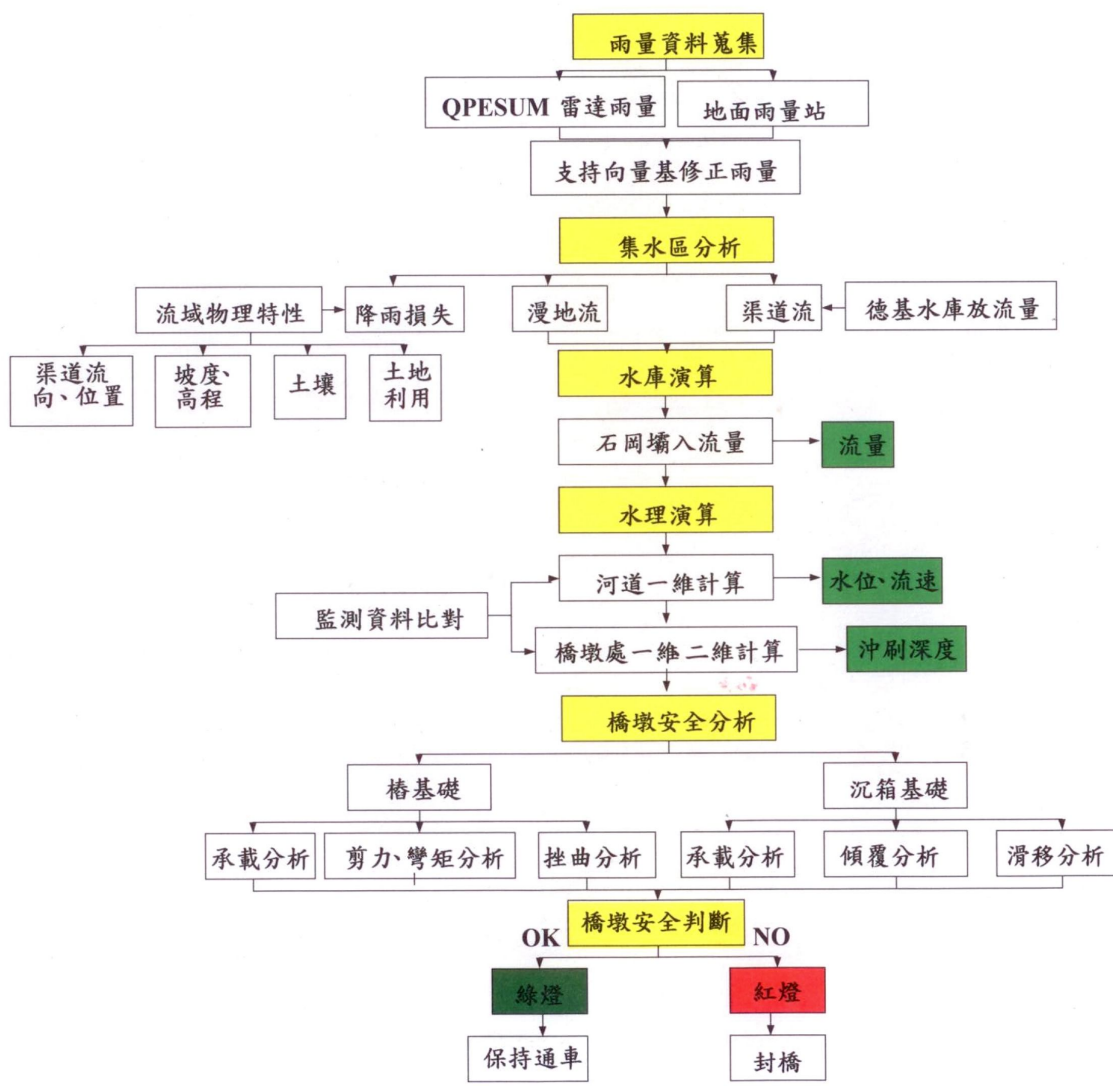


圖 3.1 分析流程圖

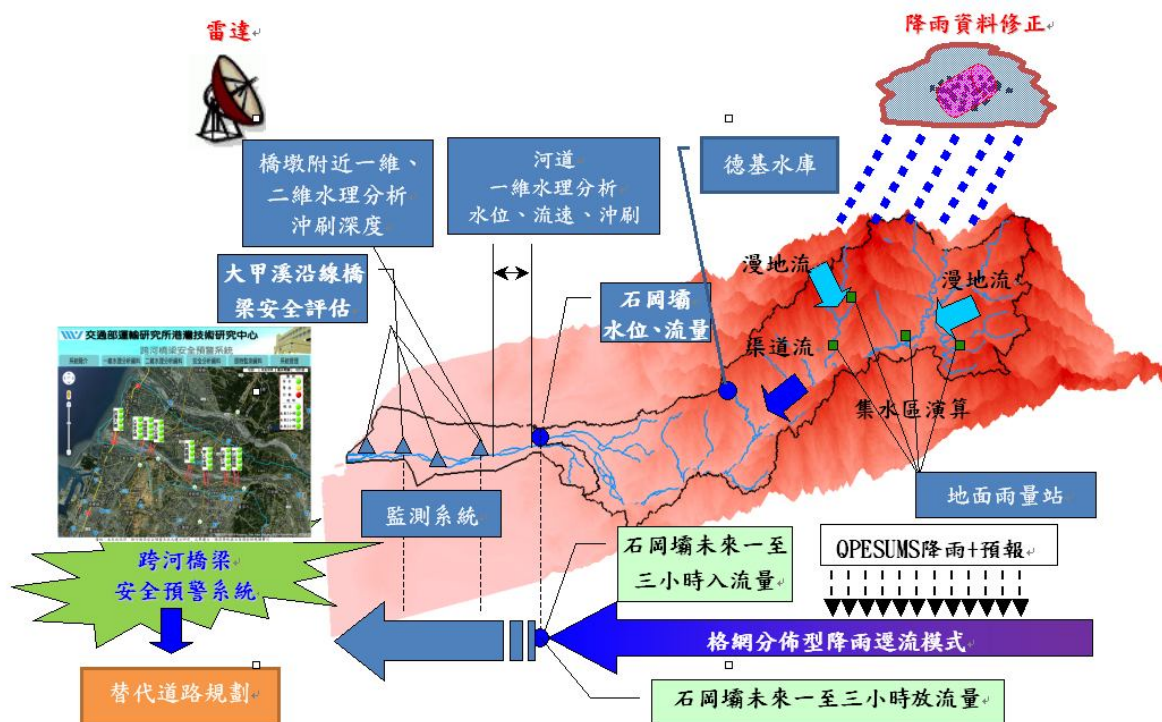


圖 3.2 跨河橋梁安全預警系統分析模式

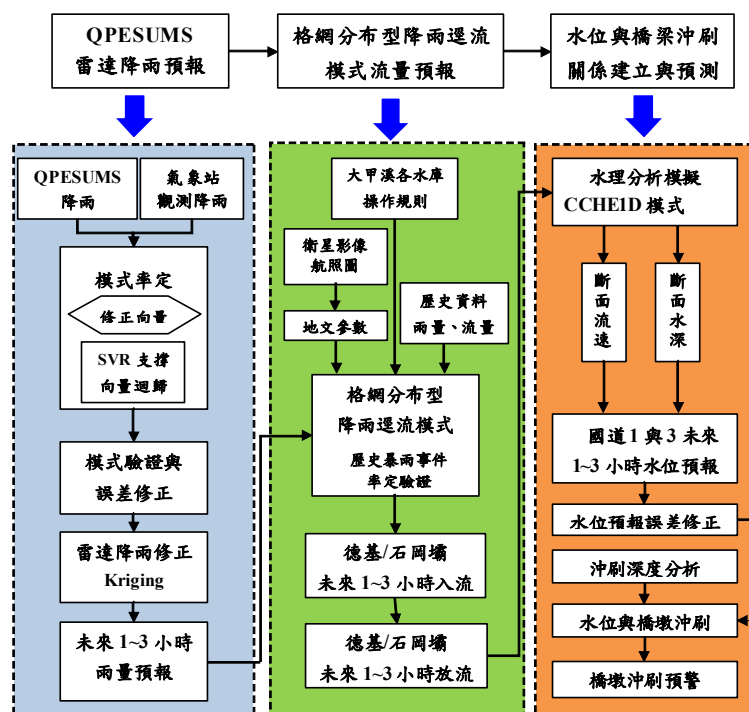


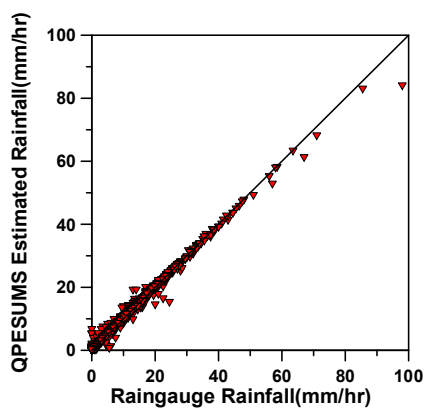
圖 3.3 計畫架構

1. 雷達降雨預報資料校正

由於臺灣降雨的空間變異很大，因此本計畫採用中央氣象局的 QPESUMS 雷達降雨(以下簡稱 QPESUMS)資料，再利用支撐向量迴歸法(SVR)及 Kriging 空間誤差修正法來修正雷達降雨受到地形或測站位置的影響誤差，以提高估算精度，同時根據氣象局的未來 1~3 小時的雨量預報，提供集水區未來的可能降雨量空間分布。

本計畫的雨量站選自大甲溪流域附近的 14 個中央氣象局測站，雷達資料來自南部的七股雷達或北部的五分山雷達中較低仰角得到的資料為主，並選用 2005~2008 年間 9 場颱風事件作為模式之率定(3 場)與驗證(6 場)，以海棠颱風為例，圖 3.4(a)為率定雨量站的修正結果，圖 3.4(b)為驗證站的修正結果，發現利用 SVR 及 Kriging 修正法可以掌握到大甲溪空間降雨誤差分佈，有效提升修正雷達雨量的效果。

(a)率定雨量站



(b)驗證雨量站

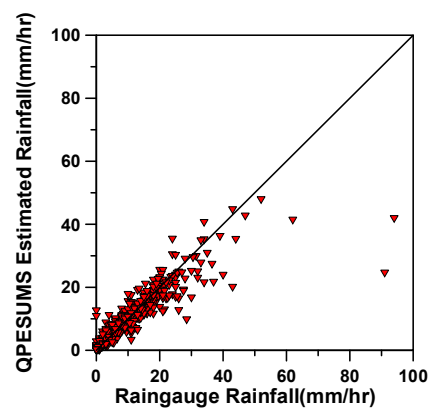


圖 3.4 海棠颱風 Kriging 誤差修正結果

2. 格網式分布型降雨逕流模式

本研究結合格網分布型降雨-逕流模式與雷達降雨資料，計算暴雨期間即時與未來一至三小時石岡壩的入流量與放流量，提供石岡壩下游河道變量流演算。格網分布型降雨-逕流模式有三個主要部

分，分別為流域物理特性(地文因子)、降雨損失(入滲)與基本水流方程式(漫地流與渠道流)，其主要架構如圖 3.5 所示，具有模擬空間降雨、地文等特性，模式分析範圍為石岡壩上游。

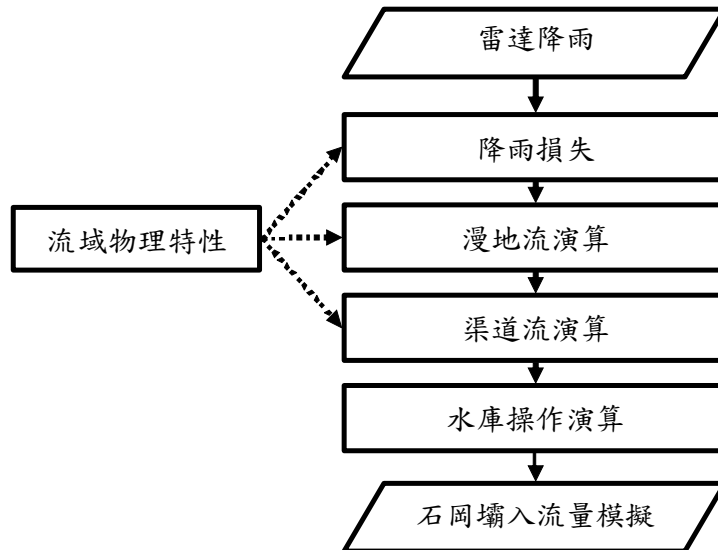


圖 3.5 分布型降雨逕流模式架構圖

根據瑪莎、泰利、科羅莎與鳳凰等四場颱風事件之率定結果，如圖 3.6 所示，驗證事件採用海棠、聖帕與辛樂克等三場颱風，結果如圖 3.7 所示，經過即時誤差修正後，可以發現模擬的石岡壩入流量均能反應出實際的流量變化。

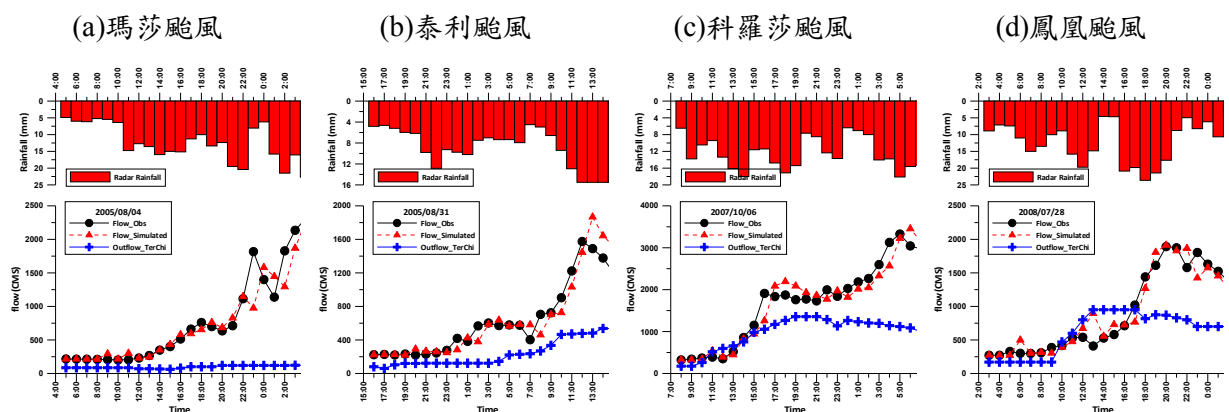


圖 3.6 降雨逕流模式率定結果

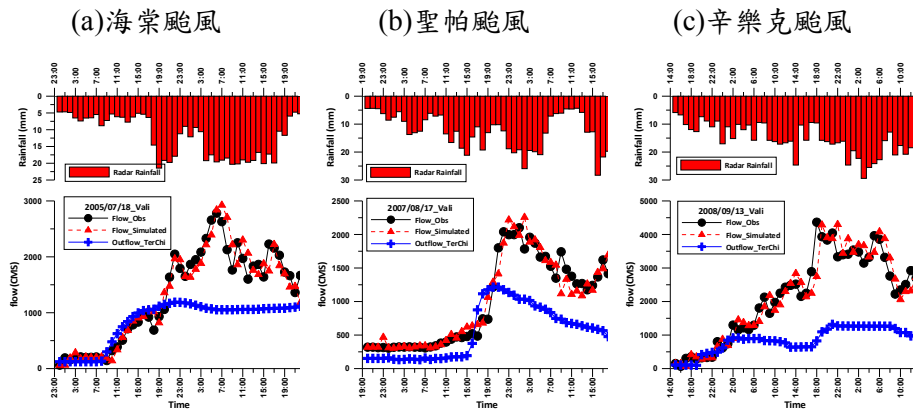


圖 3.7 降雨逕流模式驗證結果

3. 一維動床水力分析

本計畫選擇美國密西西比大學國家計算水科學及工程中心發展之 CCHE1D 模式做為一維動床水力模擬模式，分析範圍為石岡壩至下游河口，全長約 23.24 公里，目前可獲得完整之石岡壩下游水位記錄站，僅 2005 年泰利颱風期間之台 1 線大甲溪橋水位記錄，故以泰利颱風之洪水過程為模式檢定對象，模擬與實測之比較如圖 3.8 所示。

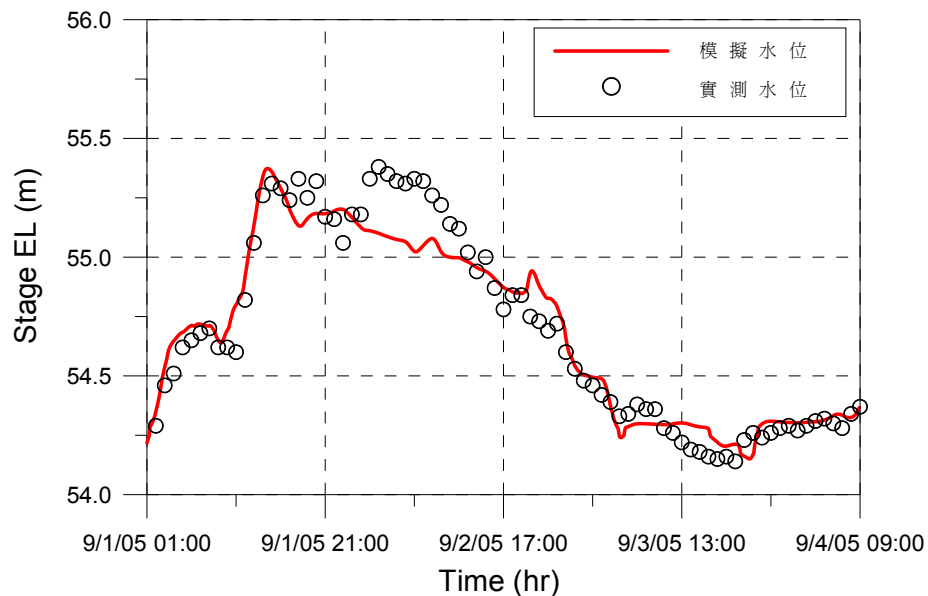


圖 3.8 台 1 線大甲溪橋於泰利颱風期間之模擬與實測水位歷線比較

本研究亦針對水理分析下游邊界潮位敏感度做測試，於不同之下游邊界潮位（平均潮位 1.5 公尺及 1.0 公尺）下模擬台 1 線、國道 1 號與國道 3 號大甲溪橋於泰利颱風期間水位變化與前述之自由流出邊界條件結果比較如圖 3.9 所示。可發現不同下游邊界條件無顯著差異，因此對本計畫而言，採用自由流出邊界條件估算之誤差影響仍在可接受範圍。

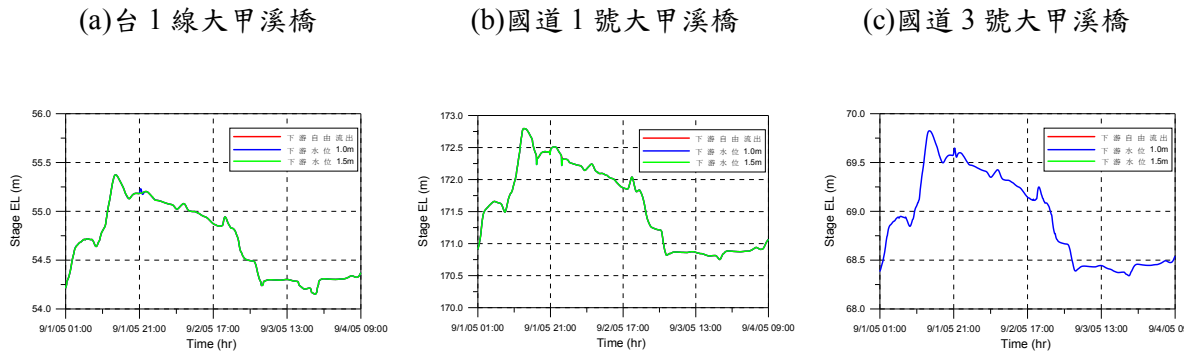


圖 3.9 下游邊界潮位敏感度測試

為估算颱風時研究河段洪水波之運動特性，以泰利颱風洪水為例計算石岡壩下游各重要橋梁之洪水歷線，由上游至下游依序為埤豐橋、舊山線鐵路橋、新山線鐵路橋、后豐橋、國道 1 號大甲溪橋、高速鐵路橋、國道 3 號大甲溪橋、海線鐵路橋、台 1 線大甲溪橋及台 61 線大甲溪橋等 10 座橋梁，算各橋梁發生洪峰時刻與零點之差異，作為洪峰發生之時間差，提供石岡下游橋梁管理單位進行各項管理措施之反映時間參考。洪峰由石岡壩運動至下游橋梁所需時間分別為：

1. 埤豐橋約需要 10 分鐘。
2. 舊山線鐵路橋約需要 20 分鐘。
3. 新山線鐵路橋約需要 25 分鐘。
4. 后豐橋約需要 30 分鐘。
5. 國道 1 號大甲溪橋約需要 40 分鐘。

6. 高速鐵路橋約需要 55 分鐘。
7. 國道 3 號大甲溪橋約需要 85 分鐘。
8. 海線鐵路橋約需要 90 分鐘。
9. 台 1 線大甲溪橋約需要 90 分鐘。
10. 台 61 線大甲溪橋約需要 105 分鐘。

由於橋梁管理單位需 1 小時之反應時間完成進行各項管理措施估算，水理模式估算結果顯示，國道 3 號大甲溪橋、海線鐵路橋、台 1 線大甲溪橋及台 61 線大甲溪橋等 4 座橋梁，對應石岡壩之洪峰發生時間相差有 1 小時以上，建議管理單位可利用石岡壩即時放流量為參考，進行各項管理措施佈置。另外，高速鐵路橋與石岡壩相應之洪峰時間差約為 1 小時(相差約 55 分鐘)，亦可考慮以石岡壩即時放流量，進行橋梁管理；然埤豐橋、舊山線鐵路橋、新山線鐵路橋、后豐橋、國道 1 號大甲溪橋等 5 座橋梁，與石岡壩距離有限，颱風期間放流之洪水波迅速抵達橋址處，對應石岡壩之洪峰時間差甚小，時間差皆小於 1 小時，建議勿直接參考石岡壩即時放流量，進行各項管理措施佈置。

4. 一般沖刷預測

本研究針對模式之動床模組進行測試與檢定，進行一般沖刷推估準確性檢核工作，模擬辛樂克颱風(2008/9/14)期間洪水與底床變動過程，利用經濟部水利署水利規劃試驗所「大甲溪河段輸砂關係試驗研究(1/3)」台 1 線大甲溪橋下游 245 公尺沖刷磚塊觀測結果做模組檢核，模擬一般沖刷深度為大甲溪大斷面 07-1D 之計算結果，實測一般沖刷深度為 2.3 公尺、模擬一般沖刷深度為 2.5 公尺，由圖 3.10 可看出模擬與實測沖刷深度(圖中橫線標示之深度)相近，推估誤差來源為模式本身或模擬與實測位置差異所造成。整體而言，模式能夠合理預測河道之一般沖刷深度。

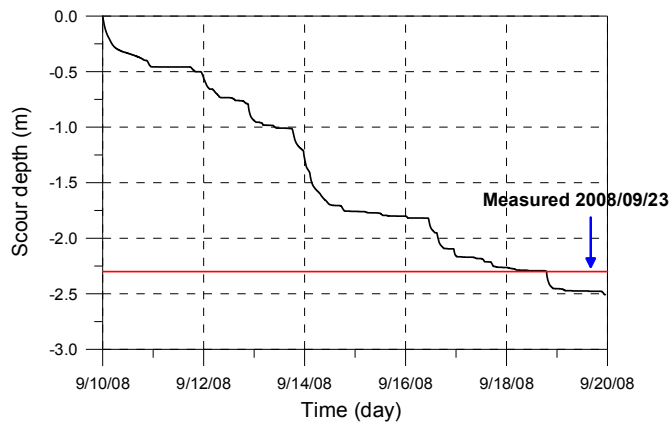


圖 3.10 辛樂克颱風期間台 1 線大甲溪橋下游河道一般沖刷深度變化

由沖刷深度發展之歷程來看，在初期沖刷深度累積緩慢，於 2008/9/10 至 9/13 期間，累積沖刷深度僅約 1 公尺，洪峰抵達時刻並非伴隨著最大沖刷速率發生，辛樂克颱風期間洪峰發生於 2008/9/14 18:00，然而在洪峰發生前沖刷深度即迅速累積，2008/9/13 10:00 至 2008/9/14 19:00 期間，沖刷深度之曲線斜率瞬間遞增，主要是因為流量上昇時期之流速增加現象，水流藉由沖刷減低水流能量，並增加通水面積通過洪水，導致河道沖刷增加；待洪峰通過後(9/15 至 9/16)，河道沖刷逐漸趨於緩和；另外，9/16 至 9/18 期間(退水階段)，沖刷深度之曲線斜率有局部躍升之現象，沖刷深度於 9/16 下午與 9/18 晚間迅速增加，由流量歷線分析發現，可能為上游石岡壩排洪操作導致之流量短時間增加所引起之效應。

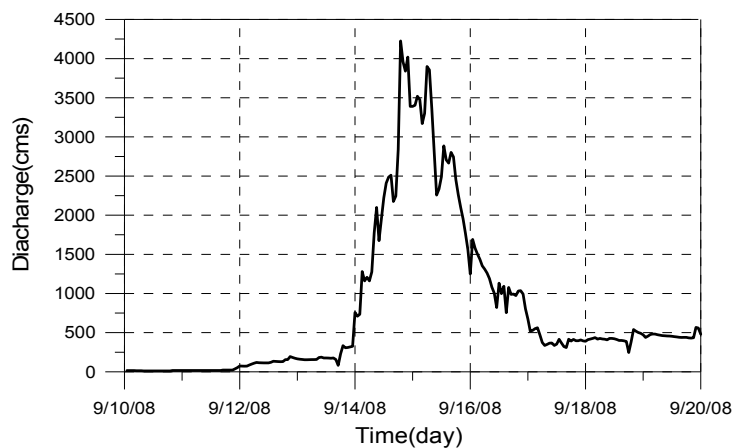


圖 3.11 辛樂克颱風期間石岡壩放流歷線過程

動床模組針對辛樂克颱風期間，預測石岡壩下游各橋梁附近河道之一般沖刷深度詳列於表 3-1。石岡壩下游河道之一般沖刷大致以國道 1 號大甲溪橋為分界，石岡壩到國道 1 號大甲溪橋間之埤豐橋、舊山線鐵路橋、新山線鐵路橋、后豐橋等橋梁，其附近河道之沖刷情況明顯，最多可達 4.0 公尺以上；高速鐵路橋與國道 3 號大甲溪橋及台 1 線大甲溪橋附近沖刷情況次之，橋梁附近河道之沖刷情約在 3.4 公尺附近；海線鐵路橋、台 1 線大甲溪橋及台 61 線大甲溪橋等附近河道，沖刷較前述橋址附近河道緩和趨勢，辛樂克颱風造成之河道沖刷情依然達 2.0 公尺左右。

表 3-1 辛樂克颱風期間石岡壩下游各橋梁附近河道一般沖刷預測

橋梁	水利署 斷面樁編號	辛樂克颱風		沖刷深度 (m)
		原始河床高程(m) 2008 年實測值	颱風後高程(m) 預測值	
埤豐橋	35	235.19	230.99	4.20
舊山線鐵路橋	32-1	221.46	218.82	2.64
新山線鐵路橋	30-1	209.21	205.96	3.25
后豐橋	28-1	196.04	192.47	3.57
國道 1 號大甲溪橋	23-1	168.10	167.30	0.80
高速鐵路橋	19-1	134.27	130.80	3.48
國道 3 號大甲溪橋	9-1	66.67	63.36	3.31
海線鐵路橋	7-2	52.82	51.26	1.56
台 1 線大甲溪橋	7-1	51.73	49.22	2.51
台 61 線大甲溪橋	1-1	10.08	7.86	2.22

總結來說，本計畫採用之水理與動床模組能夠模擬大甲溪颱風洪情況下之水理與輸砂行為，可合理預測水位與底床之變化。由上述台 1 線大甲溪橋之案例分析可知，河道一般沖刷現象複雜，在洪峰到達前，沖刷深度已經迅速累積，傳統橋梁安全警示僅採用水位為指標，僅能反應洪峰抵達效應，然沖刷深度累積之時間與抵達時間並不一致，相關管理單位需審慎注意此河道一般沖刷所衍生之橋梁管理問題。

為落實動床模組在大甲溪石岡壩下游河段之應用，進行長期颱風颱風洪過程之底床沖淤預測模擬。針對計畫區於 2005 年至 2008 年颱風洪與暴雨洪水造成之底床變化進行預測，石岡壩放流量資料統整如圖 3.12 所示；經沖刷計算後，實測與預測之底床高程縱剖面比較如圖 3.13 所

示，圖中畫出 2005 年及 2008 年之實測值與 2008 年動床模組預測之預測值，底床高程縱剖面由底床最低點連線所繪製，預測底床高程係採用 Wu et al. (2000) 之輸砂公式以 2005 年實測測底床高程是起始剖面計算之結果。

整體而言，動床模組可合理重現 2005~2008 年河道之沖淤過程，底床顯著變化區域之沖刷及淤積趨勢頗為一致，尤其在本計畫之目標區域國道 1 號橋與國道 3 號橋附近之底床高程皆可合理掌握，但全河段之細微沖淤處計畫採用之動床模組則無法呈現，如高速鐵路橋附近河段，可能受到模式求解過程之限制，無法實際反應現場應有之流況，模式預測該處出現劇烈沖刷與實測差異較大，但其他區域均有良好模擬成果。

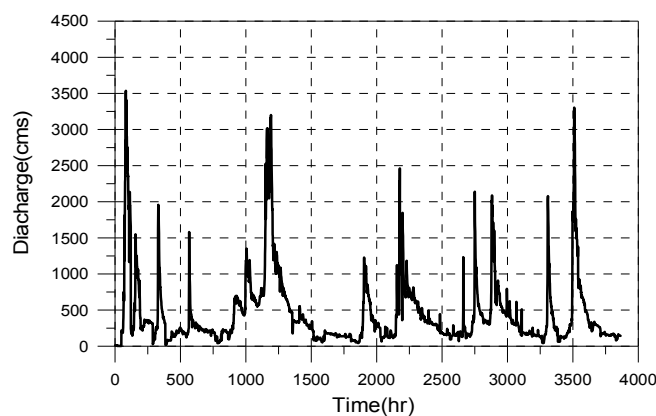


圖 3.12 主要颱洪與暴雨洪水(2005~2008 年)石岡壩放流歷線過程

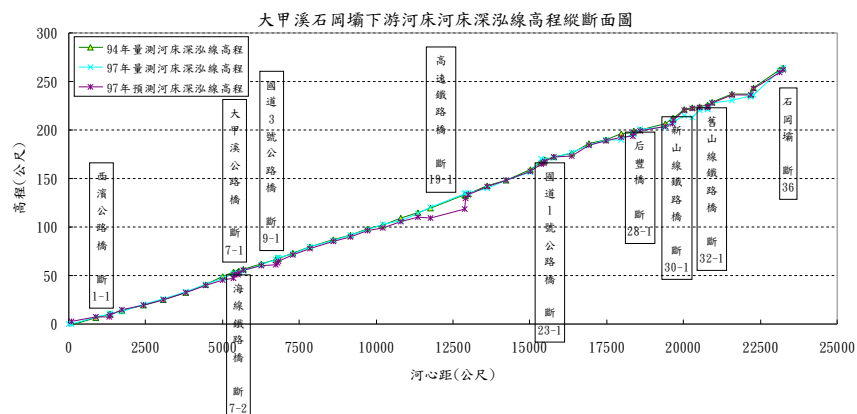


圖 3.13 沖刷計算後實測與預測之底床高程縱剖面比較

3.1.2 二維水理與橋墩沖刷計算模式之建立

河道水理計算由上游至下游皆採一維計算，至河道下游因河道變寬，同時跨越之橋梁皆為高交通流量之重要交通要道，為確保更精確的預警，本模式於橋梁上下游各採 1 公里之橋河共存區內以二維水理及沖刷模式來計算並改善一維水理無法處理之局部沖刷及束縮沖刷，提高各橋墩安全預警之精確度。本模式在二維上下游邊界之輸入與輸出條件係引用一維水理計算結果，藉此做為全河道連續性之結合。

本研究工作項目包括水理分析理論機制、二維變量流水理模式發展與應用，動床分析理論機制、二維非均勻質動床模式發展與應用及沖刷深度推估模式之之建立與驗證，並分析國道 1 號及國道 3 號大甲溪橋即時及未來一至三小時之各橋墩水位、流速及沖刷深度等提供橋墩安全評估計算，納入「跨河橋梁安全預警系統」使用。

1. 二維水理數值模式

本研究將二維淺水波方程組（忽略科氏力、風剪力、波浪輻射應力、 S^h 、 S^p 、 S^q 與大氣壓力梯度等項），寫成如下之保守型式：

$$\frac{\partial \mathbf{Q}}{\partial t} + \frac{\partial (\mathbf{F} - \mathbf{F}_v)}{\partial x} + \frac{\partial (\mathbf{G} - \mathbf{G}_v)}{\partial y} = \mathbf{H}$$

2. 二維輸砂數值模式

本模式對於水理與輸砂是採用所謂擬耦合(semi-couple)演算法，亦即輸砂模擬是以水理模擬（可選擇每一個計算時步或是數個計算時步後）所得之水位及流量為已知條件，求解底床高程變動量、非均勻河床質粒徑組成、懸浮載濃度及底床高程變動量等，再於下一計算時步以新的底床高程計算新的水流狀態，依此流程演算至指定之終了時間。本模式同時提供「河床質載」及「推移載與懸浮載分開計算」兩種演算法，且「河床質載」演算法可說是「推移載與懸浮載分開計算」演算法之特例（不計懸浮載且以河床質載輸砂經驗公式取代推移載輸砂經驗公式）。

(1) 懸浮載傳輸方程式

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t}[hC_k] + \frac{\partial}{\partial x}[huC_k] + \frac{\partial}{\partial y}[hvC_k] - E_{bk} + D_{bk} - q_{\Delta}C_{\Delta k} \\ &= \frac{\partial}{\partial x}\left[h\left(K_{xx}\frac{\partial C_k}{\partial x} + K_{xy}\frac{\partial C_k}{\partial y}\right)\right] + \frac{\partial}{\partial y}\left[h\left(K_{yx}\frac{\partial C_k}{\partial x} + K_{yy}\frac{\partial C_k}{\partial y}\right)\right] \end{aligned}$$

其中待求量 c_k 為第 k 組粒徑懸浮沉澱濃度， $K_{xx}, K_{xy}, K_{yx}, K_{yy}$ 為延散係數， E_{bk} 與 D_{bk} 分別為第 k 組粒徑懸浮沉澱於參考高程處之向上捲昇速率與向下降落速率， $C_{\Delta k}$ 為單位水平面積外加流量 q_{Δ} 所挾帶之懸浮載濃度。

(2) 河床質級配與泥砂連續方程式

本研究所欲求解之河床質級配與泥砂連續方程式分別如下：

$$\begin{cases} (1-p')\frac{\partial}{\partial t}(\beta_k T_m) + \frac{\partial q_{bkx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{bky}}{\partial y} + E_{bk} - D_{bk} - S_{mlb,k} = 0 \\ S_{mlb,k} = (1-p')\beta_k^* \left(\frac{\partial T_m}{\partial t} - \frac{\partial z_b}{\partial t}\right) \end{cases}$$

$$(1-p')\frac{\partial z_b}{\partial t} + \sum_{k=1}^{NF} \left(\frac{\partial q_{bkx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{bky}}{\partial y}\right) + \sum_{k=1}^{NF} (E_{bk} - D_{bk}) = 0$$

其中待求量為第 k 組粒徑於混合層（厚度為 T_m ）所佔之比例 β_k 及底床高程 z_b ， p' 為河床之孔隙率，其餘各變數之意義請參考前面理論部分。若模式採用「河床質載」演算方法時，則毋須求解懸浮載傳輸方程式，在考慮非均勻沉澱的情況下，需求解包括 NF 條河床質級配方程離散式及 1 條泥砂連續方程離散式，但在均勻沉澱的情況下，則僅存 1 條泥砂連續方程式待解。

3. 水理及輸砂模式驗證

(1) Toce Valley 潰壩模擬

本研究模擬義大利北邊的阿爾卑斯山脈之 Toce River 中一

段長 5 km 之河谷，圖 3.14 所示為該河谷地形及流場偵測點，本研究數值模擬潰壩洪水波會溢氾到位於計算域中央之蓄水庫情形，並與模型試驗結果驗證，在上游邊界為超臨界流，計算時直接給定在 S2 量測點上之流量及水位歷線，下游邊界為零法向梯度邊界。計算採用之網格與地形如圖 3.15 所示，河床摩阻係數之曼寧 n 值採用模型試驗之建議值 $0.0162 \text{ sm}^{-1/3}$ ，圖 3.16 為在量測點 (P2, P8, P9, P12, P13, P18, P19, P21, P25 及 S6S) 之數值模擬與物理試驗水位線之比較，儘管河谷地形與流況複雜，且房屋與橋樑效應並未考量，以及採用統一固定之曼寧 n 值等因素，可能導致局部流況未能充分解析，但整體而言，數值結果在大部分量測點之表現皆令人滿意。

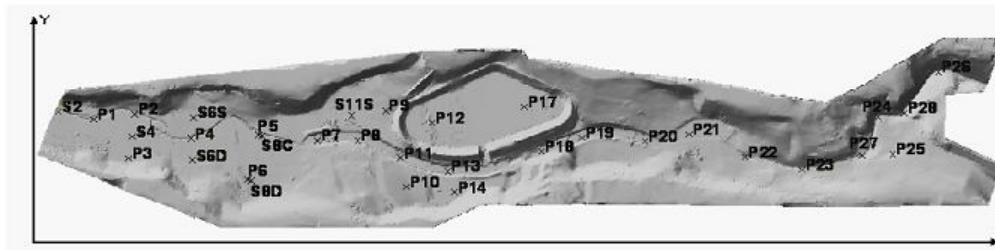


圖 3.14 Toce valley 河床地形與量測點位置

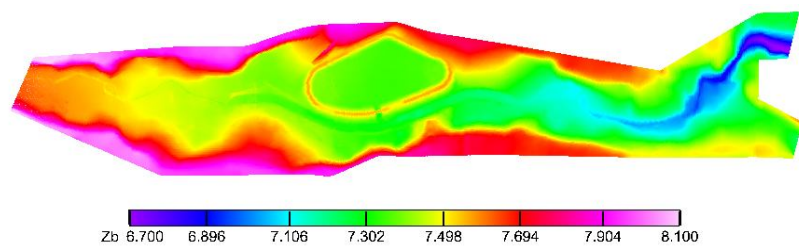


圖 3.15 Toce valley 潰壩模擬之計算網格

圖 3.17 展示幾個特定時間之三維水面變化圖。由圖可見，在時間約 $t = 35$ 秒時，洪水到達中間之蓄水庫並開始溢淹，此後一方面有更多的水流進蓄水庫，另一方面洪水亦繼續往下游河道流，大約在時間 $t = 58.5$ 秒時到達量測點 P26，而從量測點 P1 到 P26 之行進時間約 43 秒，與試驗值 40 秒亦頗為相近。

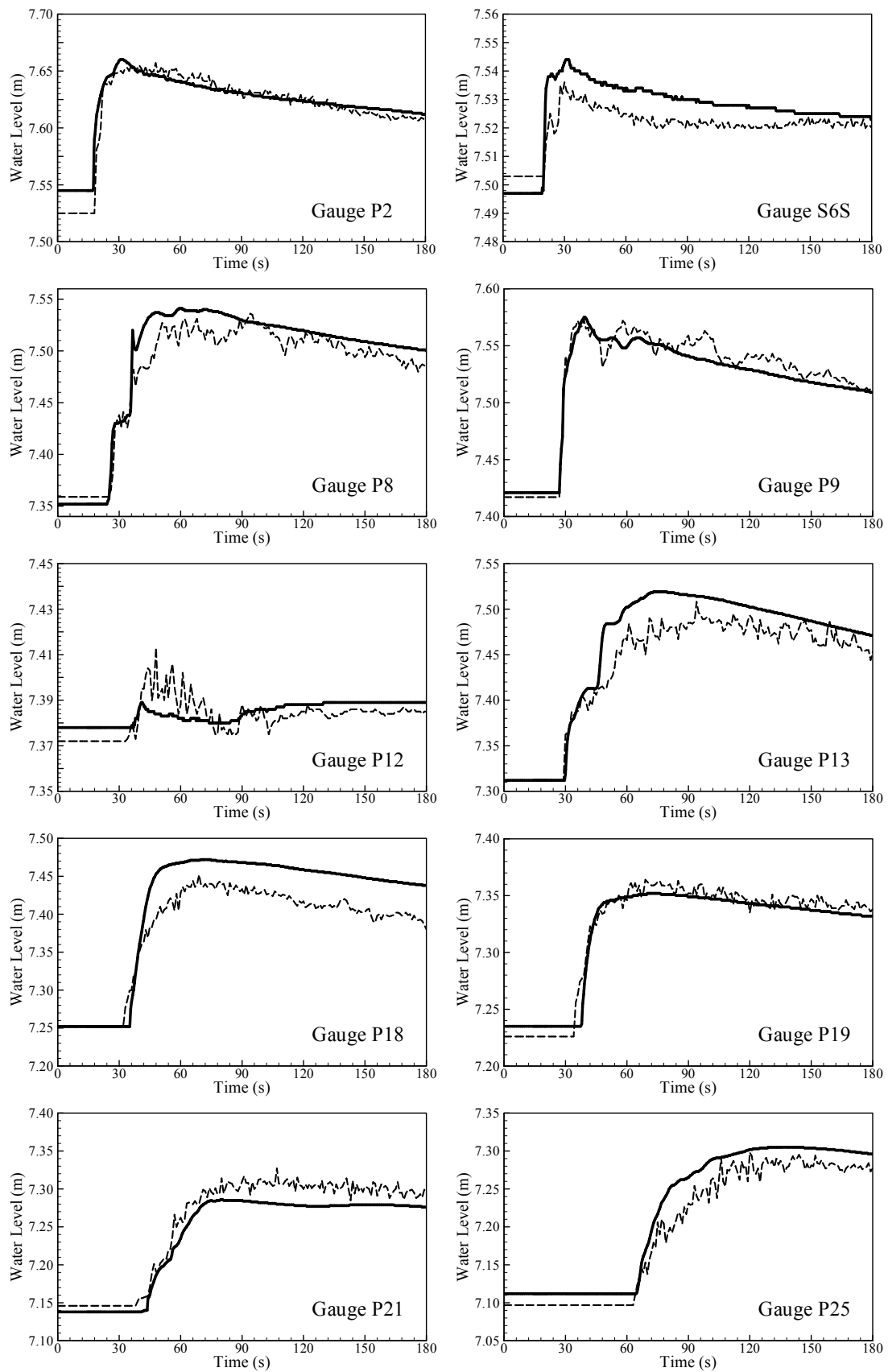


圖 3.16 Toce valley 潰壩模擬在量測點之水位比較圖

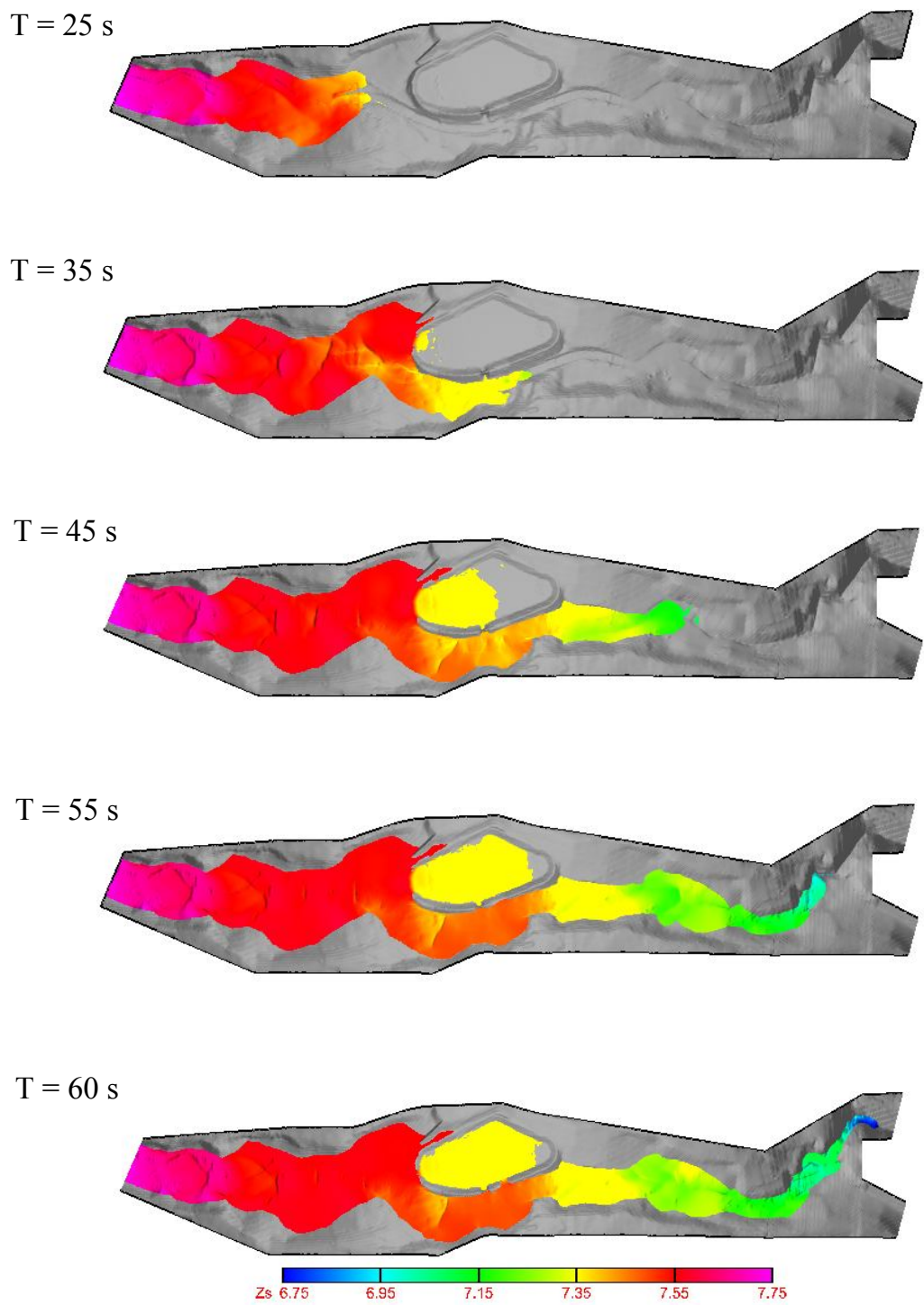


圖 3.17 Toce valley 潰壩模擬水位歷時變化圖

(2)連續彎道定量流試驗

本研究二次流模組利用 Tamai et al. (1983)之實驗室水槽佈置及試驗量測結果做分析比較，試驗佈置及量測位置如圖 3.18 所示，為一系列具 10 個 90° 彎道所組成之矩形渠道，其寬度 B 為 0.3m ，彎道中心曲率半徑 $R_c = 0.6\text{m}$ ，連續兩彎道間以一長 0.3m 之直線段串接，渠道底床坡度為 0.001 ，此例 $R_c/B=2$ 屬於急彎道渠道。數值模擬僅採用其中連續兩段 90° 彎道為模擬區域，上游邊界入流量為 0.002 cms ，平均水深及平均 Froude 數各約 0.03m 及 0.42 ，實驗資料及其他相關文獻（Zarrati (2005); Lai (2010)）並無明確交代下游水位，數值模擬採用 0.02915m 為下游水深。採用 219×21 之均勻結構性格網，底床曼寧 n 值取為 0.013 。圖 3.19 為數值解在不同斷面上之速度及水深分布與實驗量測值之比較，圖中橫軸代表距內岸之距離，由速度分布圖中可發現此案例有無採用二次流模組之流速分布模擬與實驗值均有落差，但整體而言，採用二次流模組之數值解之流速分布趨勢較接近於實驗值。而由水深分布圖中可見採用二次流模組之數值解明顯優於未採用者。

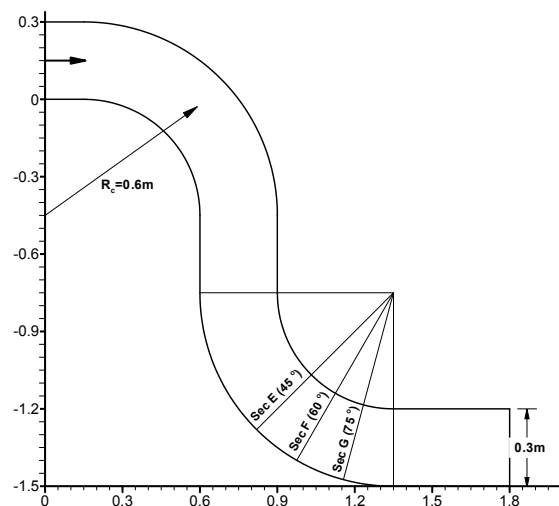


圖 3.18 Tamai et al. (1983)之實驗室水槽佈置及試驗量測位置圖

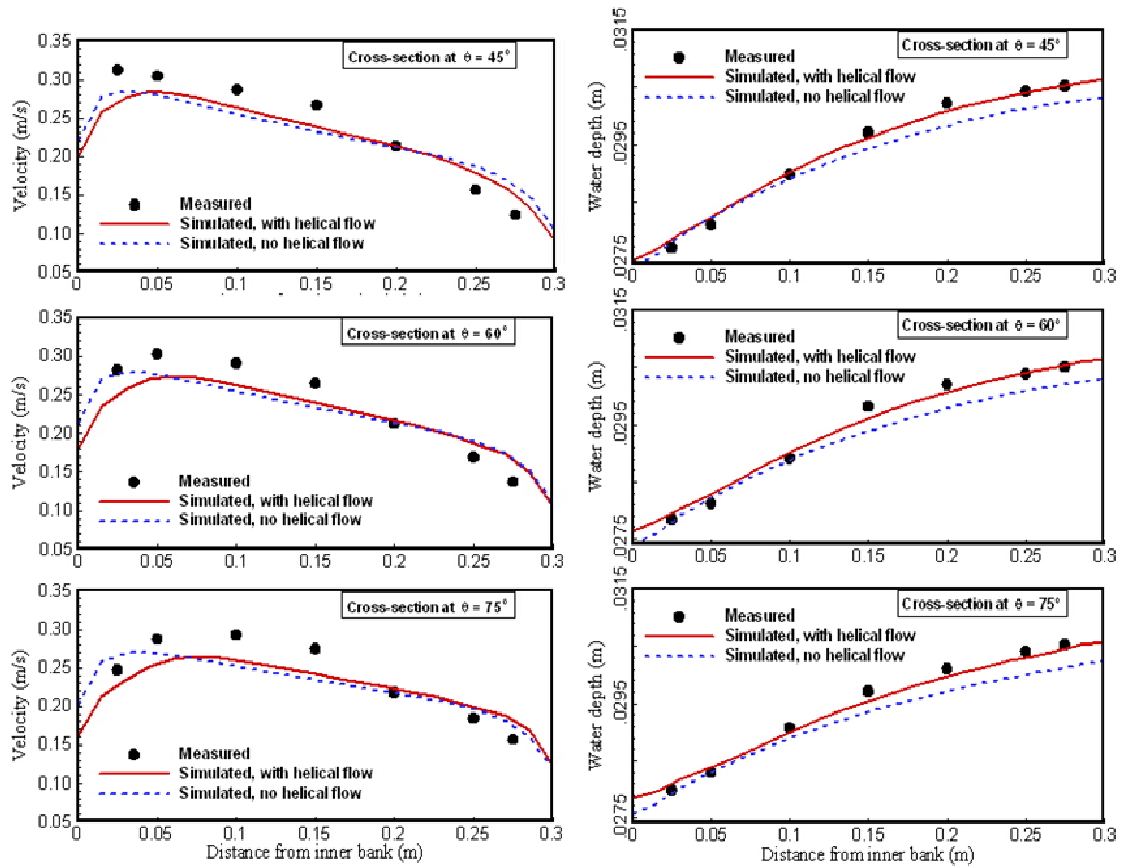


圖 3.19 數值解在不同斷面上之速度及水深分布與實驗量測值之比較

(3) 顏氏等人(1988)之渠道沖淤交替試驗

顏氏等人是以室外大型水槽進行試驗，該水槽總長 72 m (試驗段長度 40 m)，寬 1 m，底床由水泥鋪設成 0.35% 之坡度，上游邊界入流量維持固定流量 0.12 cms，共採用三種不同級配之沉滓進行試驗，並分別以 A、B 及 C 為試驗代號，其沉滓粒徑分布幾何標準偏差依序為 3.2、2.6 及 2.0，拌合完全之沉滓除了鋪設初始底床質外，亦做為上游供砂之用。本研究將以 A 組試驗為標的進行數值模擬。

A 組試驗共分為四個階段進行，依序為 0~1175 min 階段，上游以 3.3 kg/min 定量沉滓供應以進行平衡試驗；在 1,176~2,570 min 階段，提高沉滓供應量至 9.9 kg/min 進行超載試驗；在 2,571~4,795 min 階段，恢復沉滓供應量至 3.3 kg/min 進行減載試驗；最後在 4,796~5,095 min 階段，則停止上游供砂進行清水沖

刷試驗。試驗時在距離上游試驗段起點 9.5、15.5、21.5、26.5、31.5 及 37.5 m 處設置底床測定儀及波高式水位計，以記錄底床及水位高程之變化。圖 3.20 為模擬結果於四個不同階段（依序為平衡、超載、減載及清水沖刷）末期之底床與水位縱向剖面與試驗量測值之比較，儘管採用簡化之輸入資料（ n 值、孔隙率與下游水位）計算，由圖中仍可看出模擬結果與試驗資料符合度良好。本文模式確實可反應非均勻沉滓之底床沖淤交替變化歷程。

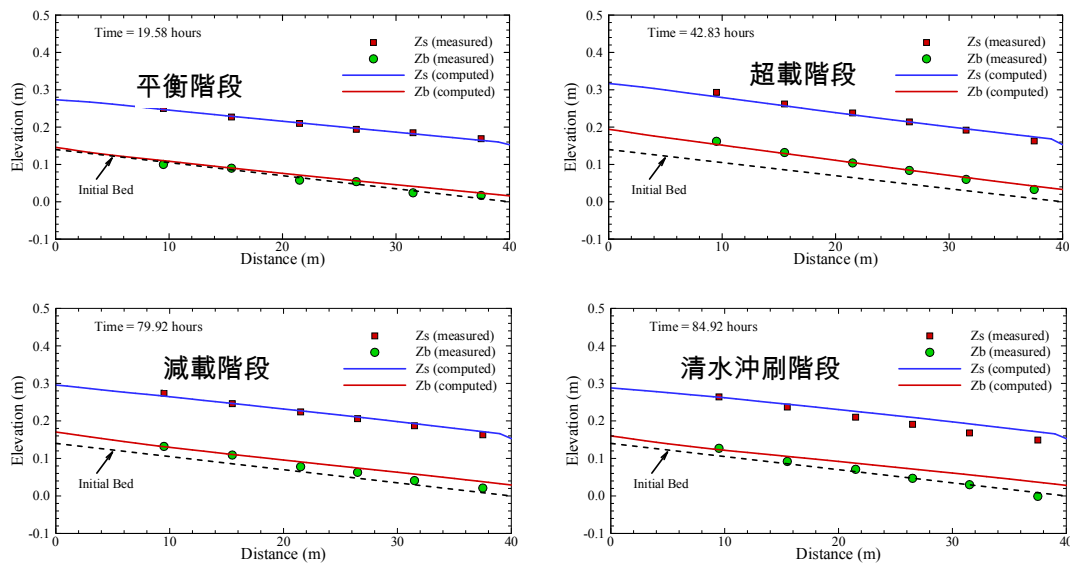


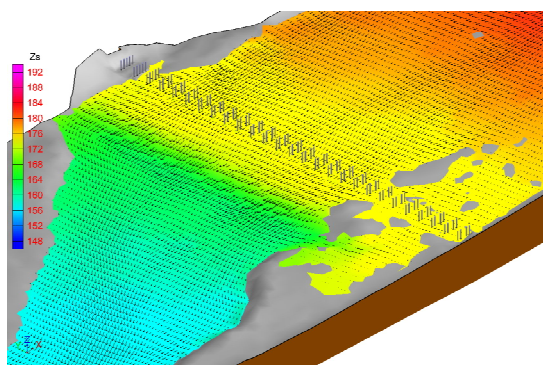
圖 3.20 顏氏等人(1988)之渠道沖淤交替試驗：平衡、超載、減載及清水沖刷四個階段末期之底床與水位縱向剖面計算結果與試驗量測值之比較

4. 定床水理模式應用案例

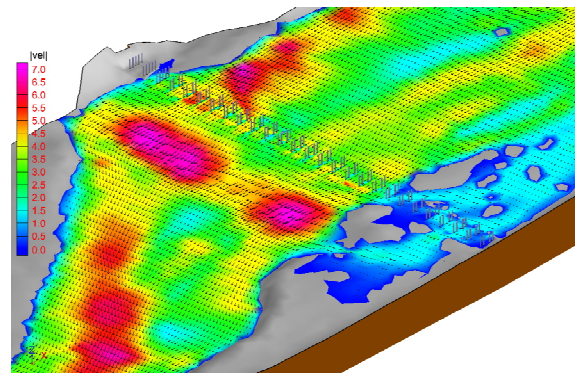
本研究以彎道二次流效應開發之定床水理模式模擬國道 1 號大甲溪橋及國道 3 號大甲溪橋於辛樂克颱風下之水理為應用案例。模式所需資料，包括地形資料、橋墩資料、水位及流量等邊界條件。本研究蒐集水利署大甲溪民國 97 年之實測斷面資料，建構成模擬河段中之數值地形。河床糙率依據民國 82 年前臺灣省水利局之「大甲溪治理規劃報告」及 94 年 12 月經濟部水利署水利規劃試驗所之「大甲河流域聯合整體治理規劃檢討」報告，大甲溪河口至天輪壩河段之河床糙率採用 0.04。少部份區域採用 0.035 或 0.045。大致而言，

曼寧 n 值分佈在 0.03~0.045 之間。本次模式河床糙度主要採用 0.04。本計畫引用另一子計畫『河道水位與橋墩冲刷推估模式之建立研究』模擬石岡壩於辛樂克颱風放流量下，各大甲溪斷面之流量歷線及水位歷線。由於大甲溪於東勢大橋以下河段無水位觀測紀錄，僅於計算域上游有石岡壩之放流量紀錄，故於本計畫模擬河段中實無實際之監測資料可進行二維水理模式之驗證。

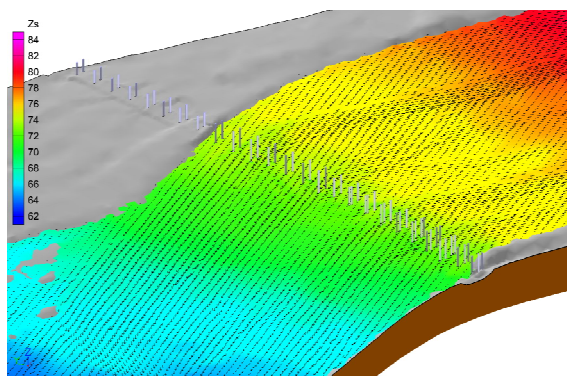
圖 3.21 為 9 月 14 日 19 時最大流量通過國道 1 號及 3 號大甲溪橋橋墩附近之水位及流場分佈情況。可知當最大流量通過國道 1 號大甲溪橋橋墩附近時，於國道 1 號大甲溪橋固床工上游之水位為 EL.174~175 公尺之間，而流速因河槽深淺而有變化，最大流速約為 4.0 公尺/秒，右岸流速高於左岸。於固床工下游流速有高達 7.0 公尺/秒之情況發生且河床已明顯下降，未來宜加強注意固床工下游河床掏刷之現象。當最大流量通過國道 3 號大甲溪橋橋墩附近時，於大甲溪橋上游水位約為 EL.73.0~73.5 公尺、流速最大為 5.0 公尺/秒。



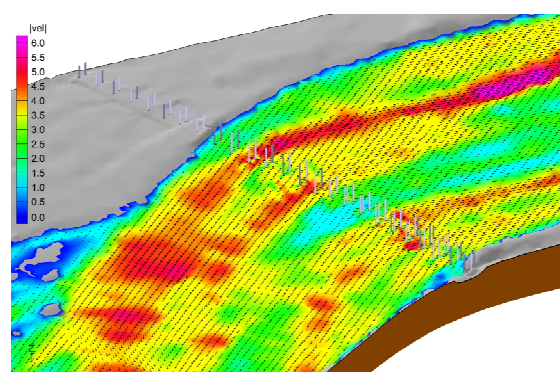
國道 1 號大甲溪橋水位及流場分佈圖



國道 1 號大甲溪橋流速及流場分佈圖



國道 3 號大甲溪橋水位及流場分佈圖



國道 3 號大甲溪橋流速及流場分佈圖

圖 3.21 國道 1 號及 3 號大甲溪橋橋墩附近 9 月 14 日 19 時分析結果

5. 二維非均勻質動床水理模式應用案例

本研究選取大甲溪舊山線鐵路橋上游斷面 33 處至中山高大甲溪橋固床工河段進行模式之率定驗證。模式率定之地形資料，其初始地形採用民國 93 年 5 月之內政部 5x5 公尺 DEM 資料，模擬時間為 93 年 5 月至 94 年 11 月，94 年 11 月之地形測量資料作為與模式成果比對之基礎。再以同樣參數設定模擬 94 年 11 月至 97 年 2 月之底床變化進行驗證。

本計畫開發模式經由率定驗證後，以另一子計畫「橋河共治區基本資料調查研究」於 99 年在國道 1 號及 3 號大甲溪橋河段實測地形，假設搭配辛樂克颱風之流量及水位歷線，藉由此種組合情境，分析國道 1 號及 3 號大甲溪橋上下游河段地形遭遇較大颱風流量時之底床變動情形(如圖 3.22)，以供管理單位參考。

針對動床數模模擬成果及後續應用需注意事項有(1)因目前適用大甲溪卵礫石河床質之輸砂公式尚未完備，故以現今模式具有之輸砂公式模擬，其成果只能做為河段沖淤趨勢參考，定量而言有一定差距。不建議相關單位直接採用河床沖淤數值，作為構造物設計依據。(2)動床數模目前皆無模擬岩盤沖刷機制，故大甲溪岩盤出露河段之沖淤變化推估，皆不可採用模式分析結果。(3)動床數模目前皆未包含側向沖刷、岸壁崩塌等機制，若模擬結果中，河岸若有沖刷，其沖刷量可能為一低估現象。(4)受限於描述掛淤造灘之理論及驗證資料皆未完備，動床模式尚未完全具備模擬此一現象之能力。

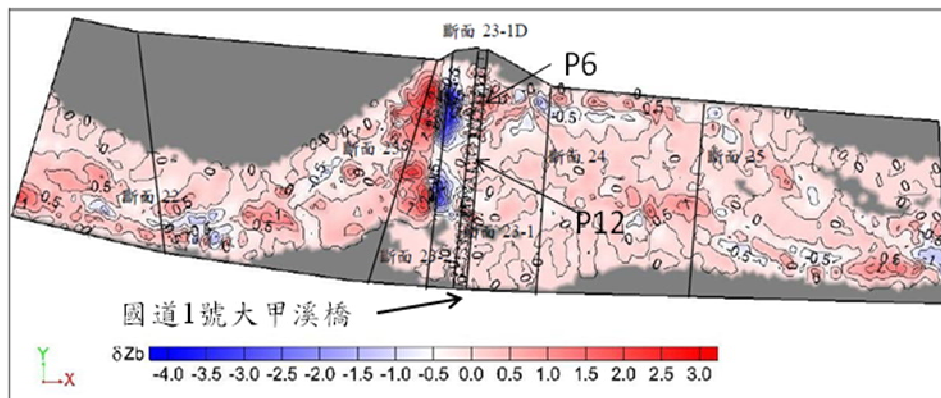
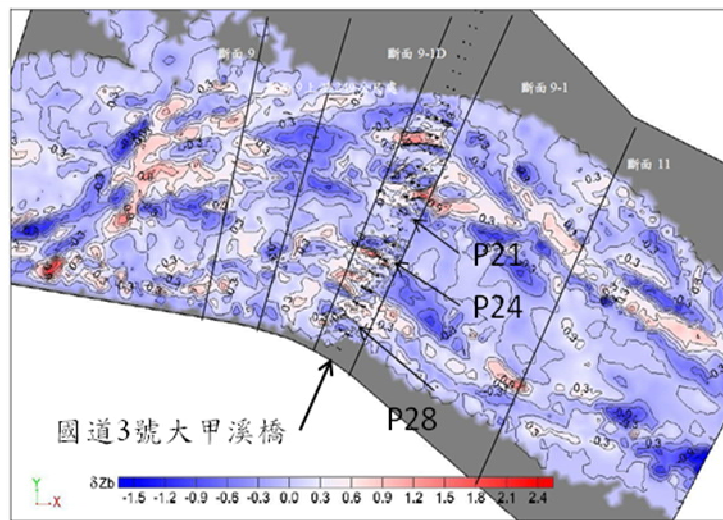


圖 3.22 國道 3 號及國道 1 號大甲溪橋河段辛樂克颱風底床沖淤及流場變化圖

6. 橋墩沖刷深度推估

一般沖刷以探討大洪水事件之影響為最重要對象，可以前述之二維水理輸砂模式來模擬；束縮沖刷除可以前述之二維水理輸砂模式來模擬外，束縮沖刷深度亦可透過半經驗公式加以估算，惟此類公式通常假設束縮段長度足夠長，使得水流能夠發展成為一穩定流；局部沖刷深度由於橋墩、橋臺附近流況變化極為複雜，尤其能量消散情形甚難掌握，利用數值方法計算仍多屬研究階段，故本研究參考 97 年 12 月 31 日於交通部公路總局所召開之「研商『橋墩(基)局部沖刷公式及耐洪能力詳細評估方法』計算準則，以便採用相同準則訂定封橋水位」會議之會議結論第 1 點及「河川橋樑之橋墩(台)

冲刷保護工法之研究」報告建議，適合臺灣地區之公式約有 9 個，本計畫依該報告以實際案例驗證之公式內，挑選前 6 種誤差最小、較常用之公式，包含 Laursen (1958,1962)、Neill (1964)、Shen et al. (1969)、Jain and Fischer (1980)、Jain (1981)與 HEC-18 (Richardson and Davis, 2001)等，惟該等公式多以單一尺寸橫斷面之墩柱為分析對象，而臺灣眾多橋墩亦有為墩柱+樁帽+群樁之型態，此可以 HEC-18 所建議之複合式橋墩基礎公式進行估算。

利用本計畫開發之水理分析模式，選定墩前 3 倍墩柱迎水寬度之水位、水深及流速作為墩前水位、墩前水深及墩前水深平均流速，代上述之 6 種公式可求得各橋墩之局部冲刷深度。由於各冲刷公式之推估值差異很大，故本計畫於計算輸出時，除了各冲刷公式推估值外，也分別求得最小值、平均值、最大值及代表冲刷深度，此代表冲刷深度為上述 6 種公式推估值之平均值再加上標準差，此代表冲刷深度作為「跨河橋梁安全預警系統」評估橋墩安全之用。

為分析冲刷深度與水理特性之關連性，利用本計畫開發模式之水理分析結果代入冲刷公式中，以求得各橋墩之冲刷深度。本計畫引用另一子計畫『河道水位與橋墩冲刷推估模式之建立研究』於大甲溪石岡壩下游各頻率年流量下之水位流量模擬結果，分析國道 1 號大甲溪橋及國道 3 號大甲溪橋之模擬河段水理特性，再利用這水理特性作為本模式之邊界條件計算冲刷深度，分別以水位每 5 公分搭配一個流量作為一組邊界條件求出橋墩之冲刷深度。此結果亦可作為另一子計畫『跨河橋梁安全預警系統之建立研究及整合作業』橋墩冲刷深度之資料庫使用，並納入「跨河橋梁安全預警系統」。圖 3.23 為國道 1 號大甲溪橋分析結果，可看出冲刷深度與墩前水位及墩前流速有正相關之關連性。

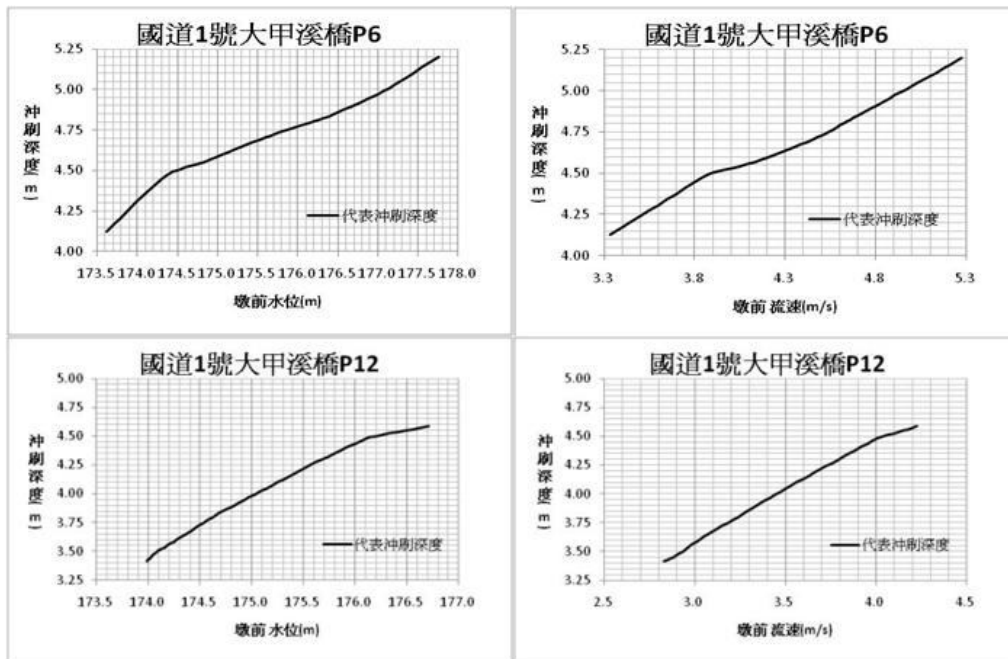


圖 3.23 國道 1 號大甲溪橋冲刷深度與墩前水位及墩前流速

7. 未來模擬精度提高方式

本研究建置之定床水理數值模式已整合彎道二次流、內部邊界處理，並完成以數個具實驗資料之定床水理算例來驗證所建置之二維變量流水理模式之精確度，結果顯示本研究所提出之數值模式可適用於恆定性緩變量至非恆定性急變量之各種流況，特別是對含水躍或移動震波等不連續水流問題有極佳之解析能力。此外，本模式可模擬乾濕交替之河床，配合非結構性網格處理不規則河道、阻水構造物與地形之優勢，可有效模擬實際水利工程遭遇之各種流況。而輸砂及動床水理部分亦已完成整合彎道二次流、內部邊界處理，並與相關實驗資料驗證其功能性，驗證結果顯示本動床模式可合理模擬一般河道之沖淤變化。並也建立冲刷深度推估模式、完成冲刷深度與水理條件之關聯性分析，協助「跨河橋梁安全預警系統」之建立，提供橋梁管理單位規劃設計與防災預警參考。

未來提高模擬精度方式，主要需足夠之觀測資料做為進一步參數率定驗證之依據，此觀測資料，包括：(1)河道斷面(一維模式)、地形(二維模式)測量；(2)水工模型試驗成果；(3)河道河床質採樣分析資料；(4)河道輸砂量監測推估資料。

3.1.3 跨河橋梁安全評估之研究

本研究採用二維水理與沖刷模式計算各橋墩之水位、流速、沖刷深度，供探討作用於橋梁基礎結構之水流作用力，並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，並與規範之水流力規定作一比較。由橋墩之水流作用力、材料劣化特性、基礎土壤特性及結構型式建立橋墩基礎（含沉箱基礎及樁基礎）穩定性分析模式，分析大甲溪石岡壩以下橋梁基礎即時及未來一至三小時之安全係數，做為「跨河橋梁安全預警系統」預警發布之依據。

1. 作用於橋梁基礎結構之水流作用力

(1) 公路橋樑設計規範之水流力規定

依公路橋梁設計規範第 3.18 節有受到流水、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』。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：

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

式中， P_{avg} 為平均流水壓力 (kgf/m²)； 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} 變化到流線處為零之三角形方式分佈。流水力以流水壓（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。

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_1 ，所以依公路橋樑設計規範進行水流作用力的試算，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，結果如表 3-2 所示。

表 3-2 依公路橋樑設計規範試算的水流作用力

單位：kgf/m

水深 (m)	水流作用力 F_1						
	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)單向流對圓形斷面結構物之作用力

若橋墩所受水流力，為實際流體以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 F_2 ，可以利用式(3.1)進行計算：

$$F_2 = \left[C_D \cdot a \cdot \frac{\rho U^2}{2} + (1 + C_A) \cdot \rho \nabla \cdot \frac{dU}{dt} \right] \cdot h = (F_D + F_I)h \quad \dots\dots\dots(3.1)$$

式中， C_D 為拖曳力係數； a 為圓柱半徑， ρ 為流體密度；若為圓形斷面， $C_A=1$ ； ∇ 為單位高度之圓柱體積， $U(t)$ 為水流的平均速度， h 為水深， F_D 為水流引致的拖曳作用力， F_I 為水流引起的慣性作用力。由於式(3.1)中，水流的慣性作用力 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，而僅存在拖曳作用力 F_D 。

以上節試算相同條件，利用式（3.2）進行雷諾數試算，在 20 °C 時水的動黏滯性係數值 μ 為 0.001kg/m·s，而 ρ 為 998kg/m³，V 為流速，水力半徑 R 設定為水深 h，因此雷諾數計算結果如表 3-3 所示，其結果由圖 3.24 判讀得知，流體狀態大多處於 Transcritical 流的狀態，因此選取 CD=0.5 為參考值。

$$Re = \frac{\rho VR}{\mu} \dots\dots\dots (3.2)$$

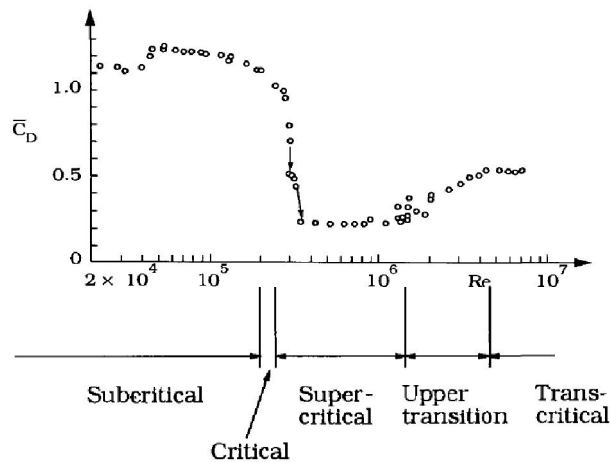


圖 3.24 光滑圓柱的拖曳力係數與雷諾數的關係圖(Schewe, 1983)

表 3-3 試算水流及水位範圍的雷諾數

水深 (m)	雷諾數 Re						
	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

利用式(3.1)進行拖曳力試算，結果如表 3-4 所示，皆大於表 1 由公路橋樑設計規範所建議的計算值，約為 3.39 倍左右。

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 3-5 及表 3-6 顯示其試算的慣性作用力，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梁規範的 3.41 至 3.45 倍；而如果速度變化率為 0.01 倍平均流速時，水流總作用力約增加為橋梁規範的 3.57 至 3.92 倍。可知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。

由式(3.1)及試算可知，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。

表 3-4 流體引致的拖曳作用力試算

水深 (m)	拖曳作用力 F_D						
	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

註： $C_D=0.5$ ， $\rho=998\text{kg/m}^3$

表 3-5 流體引致的慣性作用力試算

慣性作用力 F_I (加速度: 0.001Um/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

註: $C_D=0.5$, $\rho=998\text{kg/m}^3$, 加速度: 0.001Um/s^2

表 3-6 試算範圍的慣性作用力

慣性作用力 F_I (加速度: 0.01Um/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

註: $C_D=0.5$, $\rho=998\text{kg/m}^3$, 加速度: 0.01Um/s^2

2. 沉箱基礎的穩定性分析

(1) 沉箱傾覆分析模式建立

評估沉箱傾覆穩定為利用下式

$$FS_r = \frac{F_v \cdot \bar{x}}{P_l \cdot \bar{y}} \dots\dots\dots (3.3)$$

式中： FS_r ：傾覆安全係數； F_v ：作用於沉箱壁體之垂直合力(t/m)； P_l ：作用於沉箱壁體之水平合力(t/m)； $\bar{x}$ ：垂直合力作用力臂(m)； $\bar{y}$ ：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 3.25 所示，由沖刷因子影響分析可知，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，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 3.26 所示。於極限平衡分析作用下則可將式 (3.3) 修改為下式：

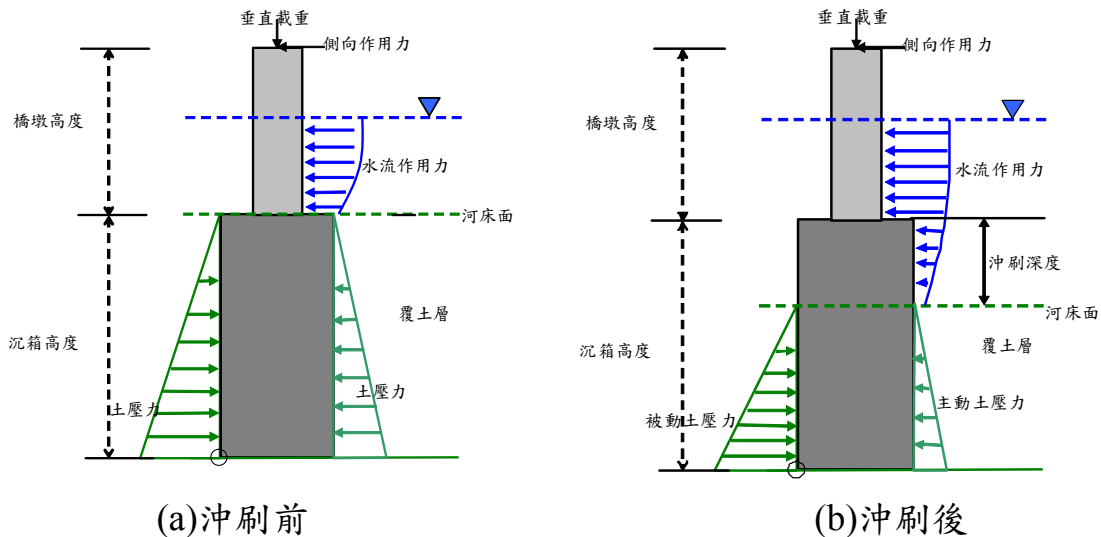


圖 3.25 沉箱基礎沖刷前後示意圖

$$\begin{aligned}
 & W_1 \cdot \frac{D_1}{2} + W_2 \cdot \frac{D_1}{2} + F_v \cdot \frac{D_1}{2} + \frac{1}{2} P_p \cdot \gamma \cdot (L_2 - SC) \\
 & = \frac{1}{3} P_a \cdot (L_2 - SC) + F_w \cdot [(L_2 - SC) + \frac{2}{3} (W_L + SC)] \\
 & + WF \cdot LW \cdot (\frac{1}{2} LW + L_1 + L_2)
 \end{aligned} \dots\dots\dots (3.4)$$

式中： W_1 為橋墩自重； W_2 為沉箱自重； 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 為沖刷深度； W_L 為水位高度； γ 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。

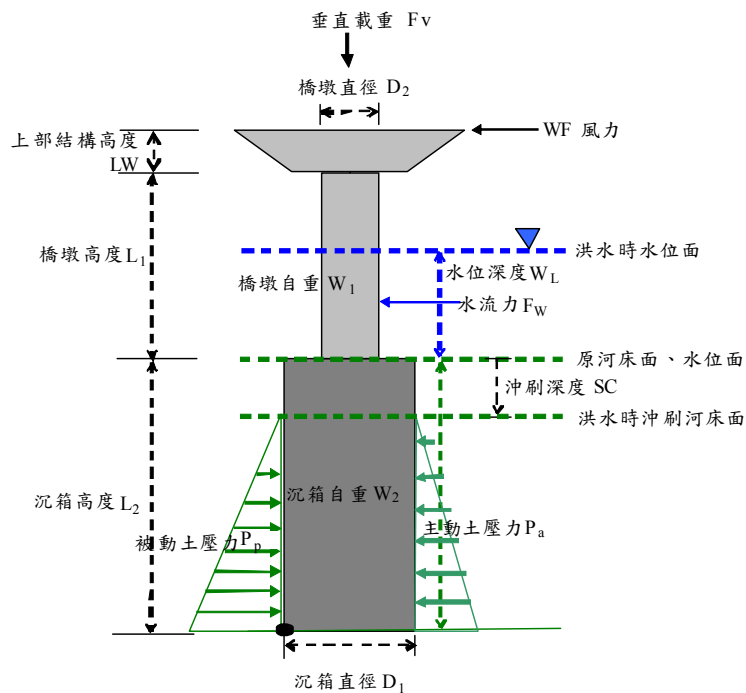


圖 3.26 沉箱基礎/土壤/水流互制示意圖

(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 。

$$e=M/P \dots\dots\dots(3.5)$$

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，依此有效接觸面積乘以容許承載力 q_s 即可算出其極限承載力。

$$A_{eff} = r^2(\alpha - \cos \alpha \sin \alpha) \dots\dots\dots(3.6)$$

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

承載安全係數 FS_b 為

$$FS_b = \frac{q_s \cdot A_{eff}}{W} \dots\dots\dots(3.7)$$

式中，W=軸向載重

3. 樁基礎的承載分析模式建立

基樁裸露導致的基礎結構破壞模式可區分為基礎承載破壞、基樁樁身挫曲、剪力與彎矩破壞，基樁受沖刷前後受力變化如圖 3.27 所示。

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算分析方式，其中群樁基礎受力之機制如圖 3.28，基樁所受之軸向力除了垂直載重造成的力外，尚包含側向力（包括風力及水流力）引致的彎矩對於樁造成之軸力。在沖刷河床面各樁所受之軸壓力可由下式計算：

$$P_{total} = P_v + P_M \dots\dots\dots(3.8)$$

其中， P_v ：總垂直載重造成之各樁軸力； P_M ：側向力（包括風力及水流力）引致的彎矩對樁造成之軸力，計算到河床面； P_{total} ： P_v 與 P_M 之和，在邊樁會有最大值。

總垂直載重造成之各樁軸力 P_v 可由下式計算：

$$P_v = \left(\frac{P}{n \times m} \right) \dots\dots\dots(3.9)$$

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

側向力（包括風力及水流力）引致的彎矩對樁造成之軸力 P_M 可由下式計算：

$$P_M = \frac{MY}{I} A_a \dots\dots\dots (3.10)$$

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

M 之計算方式如下：

$$M = WF\left(\frac{LW}{2} + L_1 + L_c + SC\right) + F_p\left(\frac{W_L}{2} + SC\right) + F_h\left(\frac{L_c}{2} + SC\right) + F_l(SC/2) \dots\dots\dots (3.11)$$

其中，WF：風作用力； F_p ：水作用在橋墩之合力； F_h ：水作用在樁帽之合力； F_l ：水作用在基樁之合力；LW：風作用力重心至橋墩頂部之距離；L1：橋墩高度；Lc：樁帽高度；Lp：樁設計長度；SC：基樁沖刷深度。

則樁基礎耐洪承載能力計算為：

$$F.S. = \frac{Q_a}{P_{total}} \dots\dots\dots (3.12)$$

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

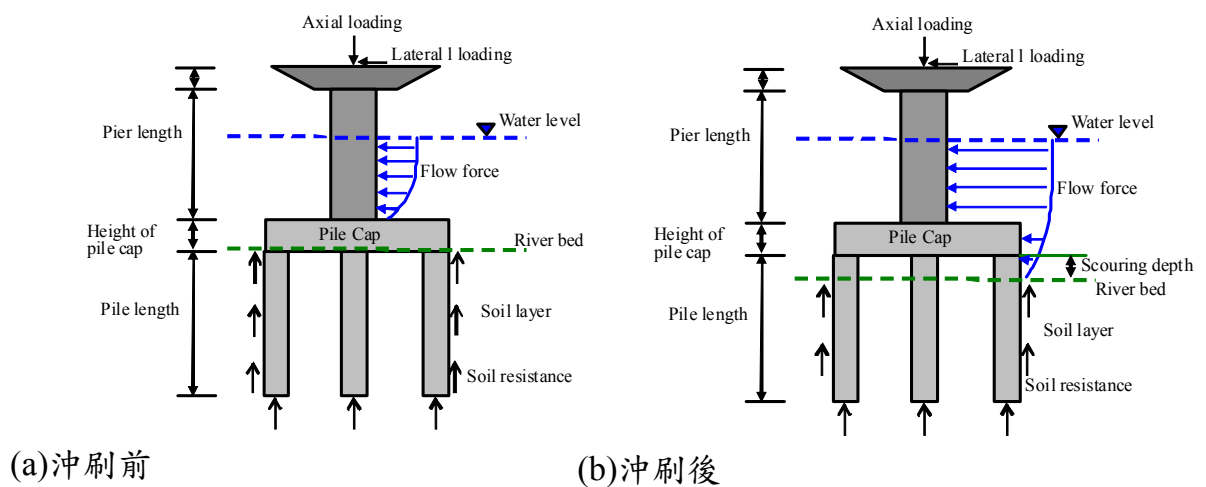


圖 3.27 群樁基礎沖刷前後示意圖

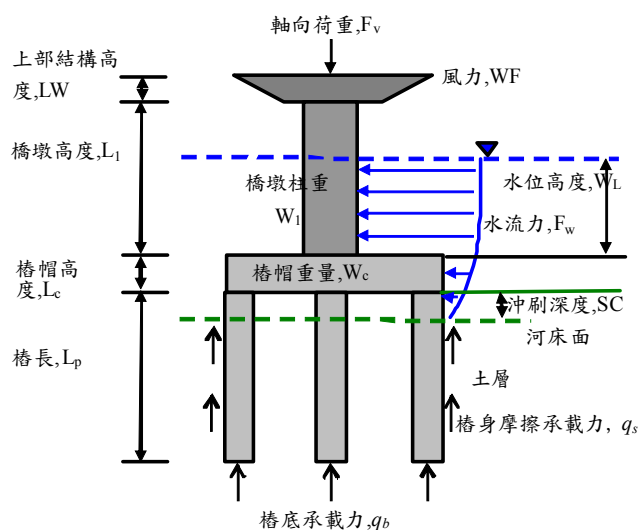


圖 3.28 群樁基礎受力機制圖

4. 案例分析

(1) 沉箱基礎案例

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 3.29 所示，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。依據公路總局提供之地質資料，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。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，故針對橋梁墩柱 P7 進行耐洪能力評估。

橋梁墩柱 P7 之橋墩長 12 m，寬 2 m，沉箱長 18 m，直徑 5.8 m，沉箱上部橋柱長 10m，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，並假設鋼筋混凝土單位重為 2.5 t/m^3 。另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 1.93 t/m^3 ，摩擦角為 33° 。並於分析時假設水流流速變化為 6~9m/s，水位高度變化為

2~8m，以本極限分析模式計算其最大容許沖刷深度，圖 3.30 為 P7 沉箱傾覆分析結果，圖 3.31 為 P7 沉箱承載分析結果。圖 3.32 為傾覆與承載破壞包絡面分析結果，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；然而當水流為高流速時，傾覆分析之容許沖刷深度相較承載分析為小。

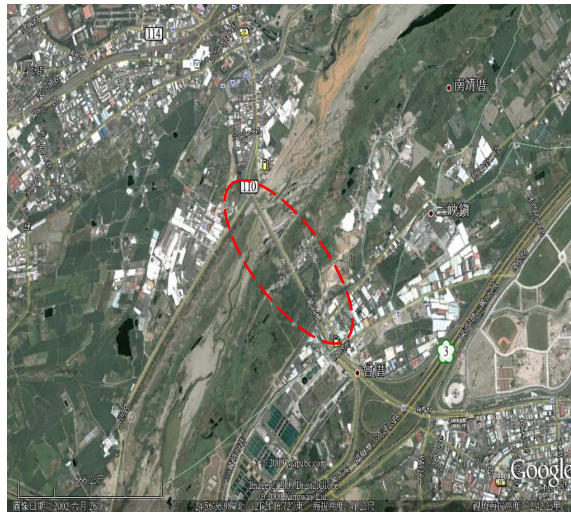


圖 3.29 北部某公路橋位置示意圖

資料來源：google earth

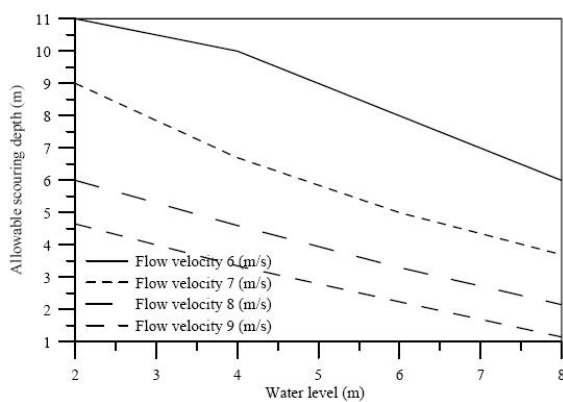


圖 3.30 P7 沉箱傾覆分析破壞包絡線

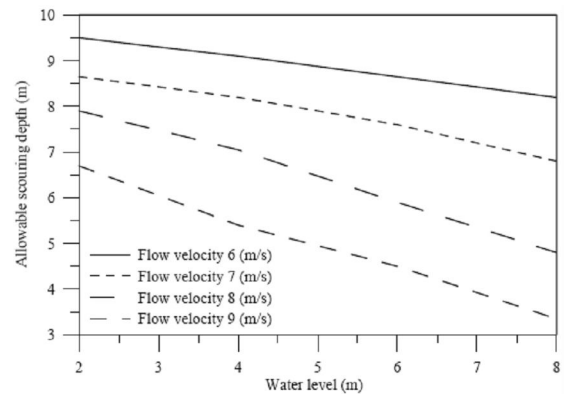


圖 3.31 P7 沉箱承載分析破壞包絡線

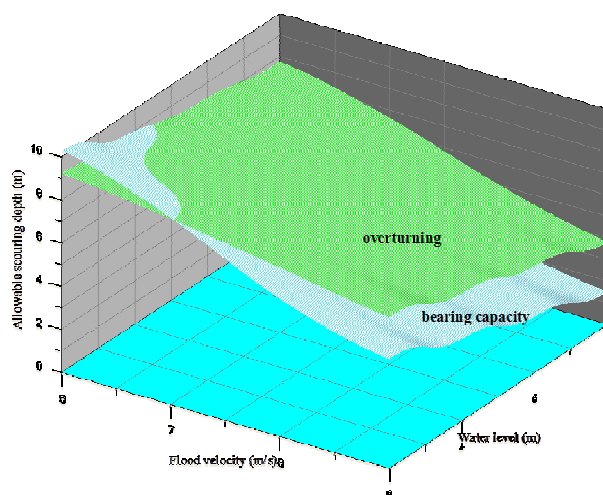


圖 3.32 P7 沉箱傾覆/承載分析破壞包絡面

(2) 樁基礎案例

國道某跨大甲溪橋梁之 P24L 橋墩高 $H = 29.607 \text{ m}$ ，基礎樁帽厚度 $D = 3\text{m}$ ，基礎型式為群樁基礎，單樁為直徑 1.5 m 、長度 20 m 之全套管場鑄混凝土基樁，橋墩左右跨度均為 45m 。假設水流流速變化為 $1\text{m/s} \sim 13\text{m/s}$ ，變化量為 0.5m/s ；水位高度變化為 $1\text{m} \sim 10\text{m}$ ，變化量為 0.5m ；沖刷深度變化為 $0.5\text{m} \sim 10\text{m}$ ，變化量為 1m ，圖 3.33 與圖 3.34 分別顯示於水位高度 $2\text{m}/4\text{m}$ 及 $2\text{m}/10\text{m}$ ，於不同水流流速及沖刷深度變化下橋梁基礎耐洪安全係數之變化，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，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受沖刷橋樑之狀況。

圖 3.35 為利用模擬莫拉克颱風之降雨於大甲溪流域，於 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 ，由資料顯示於流速為 3.614m/s ，水位高度為樁帽頂部以上 1.86m 作用下，距臨界容許沖刷深度還有約 5.1m 。圖 3.36 為考慮水流作用外力為 2 倍及 7 倍為公路橋梁設計規範(98)規定之分析結果，由資料顯示隨水流流速增加，基礎容許沖刷深度明顯降低。

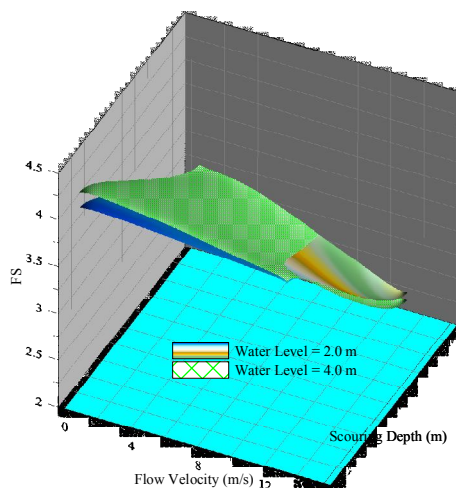


圖 3.33 P24L 水位高度 2m/4m 基礎耐洪能力關係

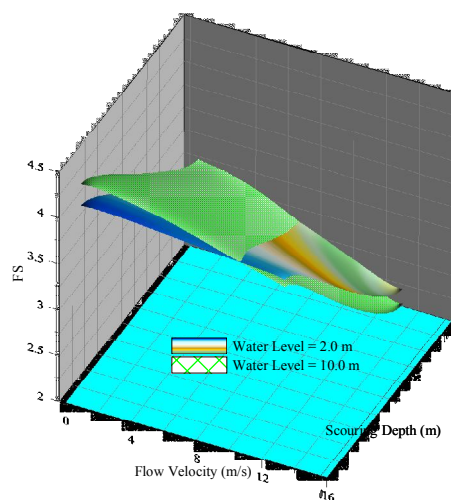


圖 3.34 P24L 水位高度 2m/10m 基礎耐洪能力關係

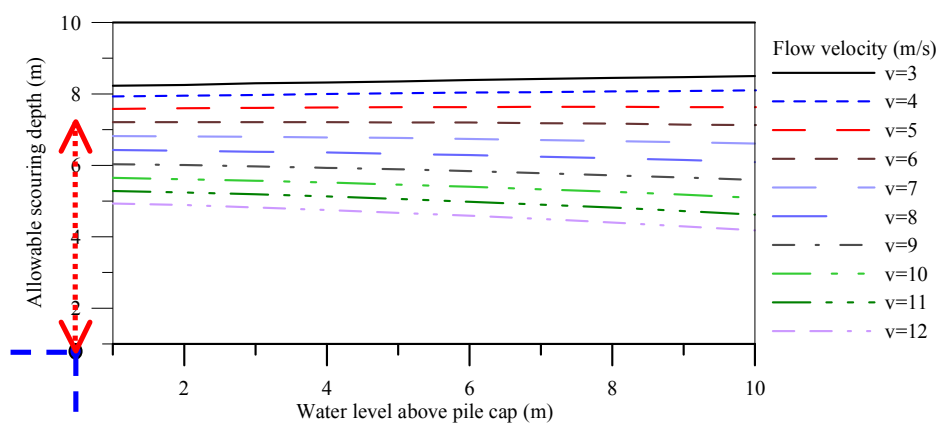


圖 3.35 P24L 基礎破壞包絡線

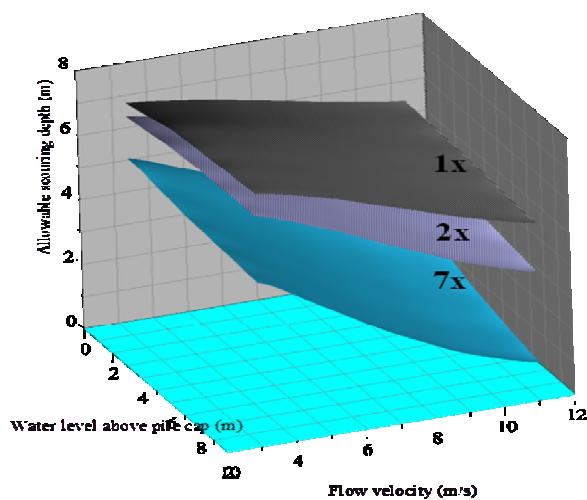


圖 3.36 不同水流作用力下 P24L 基礎破壞包絡面

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。而由水流作用外力變化分析可知，若考慮水流作用外力為公路橋梁設計規範(98)規定之 2 倍至 7 倍的分析結果，基礎容許沖刷深度由隨水流流速增加明顯降低。綜合以上分析成果，可知橋梁基礎受沖刷的破壞機制，主要多是由基礎穩定所控制，僅需於流速較大時注意結構本身的材料強度是否足夠。因此橋梁基礎結構之穩定性為攸關橋梁結構安全之優先關注對象，此與交通部公路總局(2005)「河川橋梁之橋墩（台）沖刷保護工法之研究」統計臺灣橋梁因洪水沖刷而傾倒沉陷或崩塌破壞，係多源自橋梁之穩定性(含基礎承载力)不足所造成之結果相符。

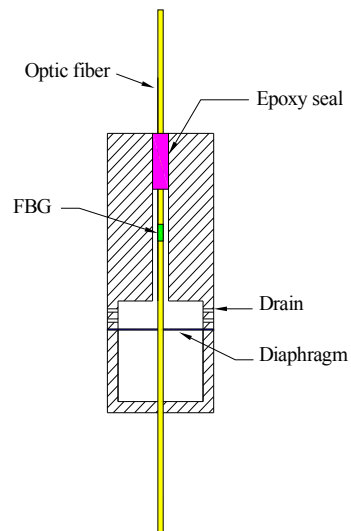
3.1.4 橋墩沖刷之高科技即時監測系統研發、整合與應用

本研究主要內容為在大甲溪台 3 線東勢大橋及國 3 大甲溪橋進行感測器安裝與安全監測，感測器包括光纖光柵水壓計、傾斜儀、流速量測儀、水位即時監測設備及讀取系統，並將計畫所得資料進行統合、整理與分析後，對大甲溪橋墩的安全監測，提供一實用而經濟的橋墩沖刷監測與安全判識方法，同時供橋梁安全評估模式與二維水理與沖刷模式之驗證校核。藉由整合橋梁安全監測與分析結果，橋梁管理機關可以更有效的在確保用路人安全與便利的條件下對橋梁封閉與否做出合宜的決策。

1. 光纖光柵水壓計

光纖光柵壓力感測器是以圓柱型中空鋼材為外殼，內部含有一光纖光柵與一彈性金屬模組成，其內部結構與實體如圖 3.37 所示。FBG 之一端固定於壓力計上方，另一端黏著於彈性金屬模上，當壓力計內部壓力改變時金屬模隨之變形，FBG 所感受的應變也隨之變化。但此一設計無法隔離溫度改變對 FBG 波峰值之影響，因此必須加入一呆（dummy）光纖光柵做為感應溫度變化之用。圖 3.38 展示使用直徑 20mm、厚度 0.4mm 彈性鋼薄片製作 FBG 水壓計之標定結果，其解析約為 1pm 波長漂移量對應 0.145kPa 的壓力變化，壓力量

測範圍是 0~300 kPa。改變彈性鋼薄片直徑以及/或厚度可以調整水壓計之量測範圍與解析度。



(a) 剖面示意圖



(b) 實體照片

圖 3.37 FBG 水壓計

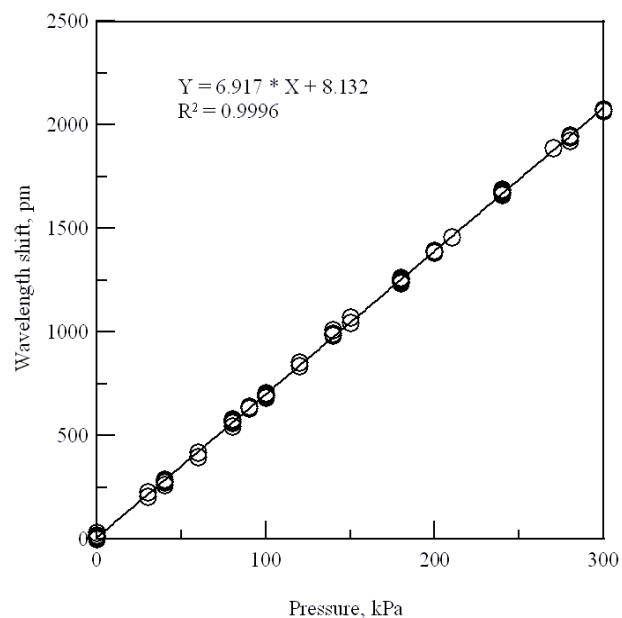


圖 3.38 FBG 水壓計標定結果

FBG 水壓計最大之特點是可以利用 FBG 部分分佈之特性，在單一條光纖上安裝多個水壓計，將水壓計串列安裝於單一鑽孔內可以經濟實用的方法感測地層內水壓隨深度之變化，圖 3.39 展示使用 FBG 水壓計串列在單一鑽孔內量測水壓分佈與傳統單一鑽孔內一般最多不超過兩個開口式水位管安裝之對比。此種技術已於阿里山五彎仔試驗場址做現場測試，在 60m 深鑽孔內以 5m 間隔置入 10 個 FBG 水壓計。所有 FBG 水壓計事先依照規劃之間距固定在一外徑 35mm 之 PVC 套管內，PVC 管接頭向內徑突出，因此整個 PVC 管外部沒有突出部分。FBG 水壓計所在位置之 PVC 管切有槽溝以便於透水，PVC 管槽溝外圍以不織布包裹做為濾層。PVC 與鑽孔間之空隙使用特密管放置白皂土做封層，FBG 水壓計所在位置周圍 PVC 與鑽孔間之空隙使用粒礫石回填。圖 3.40 展示 FBG 水壓計串列在現場之安裝。

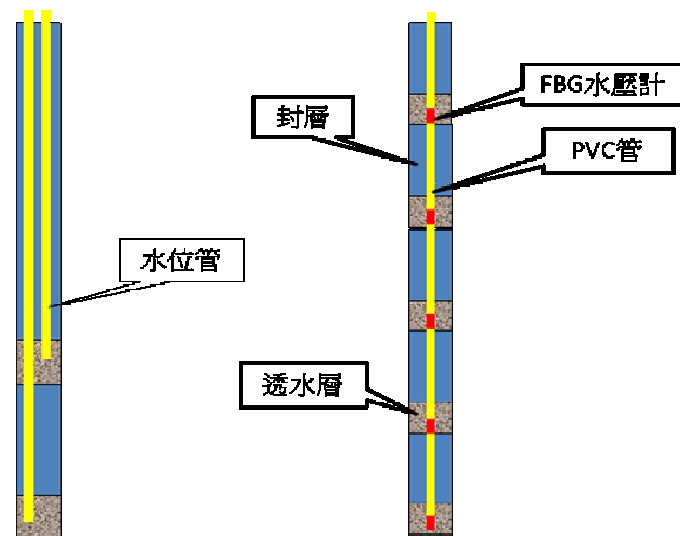


圖 3.39 分佈式 FBG 水壓計串列與傳統水位管之比較



(a) PVC 管封裝



(b) 特密管封層

圖 3.40 FBG 水壓計串列封裝與現場安裝

2. 單一橋墩之監測方法概念說明

所規劃之橋墩沖刷監測，針對每一橋墩，其感測器之分佈如圖 3.41 所述，包括兩組分別安裝於橋墩基礎上游與下游之水壓監測孔與一組安裝於橋墩上之傾斜/加速度監測。每一組水壓監測孔內將以 50 至 100cm 間距安裝多個 FBG 水壓計。所有水壓計都將密封於外徑 40mm 之不銹鋼管內，水壓計間灌入防水膠，水壓計周圍之鋼管鑽一系列小孔以便透水。此一設計類似所述將一系列 FBG 水壓計密封於 PVC 管內做地層內水壓分佈監測之技術。所有光纖也都隨 FBG 水壓計密封於不銹鋼管內，以達保護之目的。水壓監測深度將延伸至河床下 15 至 20m。也就是組合完成，內含 FBG 水壓計之不銹鋼管長度每組在 15 至 20m 之間。其長度之決定將考慮監測橋樑附近之水文與地質條件，確保水壓監測深度大於可能之沖刷深度。採用衝擊鑽孔的方法在水壓監測位置各鑽所需深度之鑽孔，以套管保護，然後置入水壓計鋼管，拔出套管。套管拔出後，鑽孔與水壓計鋼管間空間以細砂回填。水壓計安裝之目的不在決定多層地下水是否存在，僅用於反應在周圍回填細砂沒有被沖刷情況下是否有靜態水壓狀況之現象。因此無須以灌漿的方法回填鑽孔與水壓計鋼管間之空間。在水壓計鋼管暴露於水面上之部位以固定夾具將鋼管固定於橋墩。

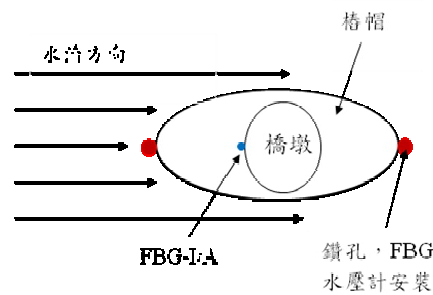


圖 3.41 橋墩沖刷監測平面示意圖

安裝完成之水壓計鋼管其側向剖面如圖 3.42 所示，在沒有河床沖刷情況下，地層內水壓受土石阻擋影響趨近於靜態水壓分佈，其總水頭不隨深度而改變，而且在橋墩上下游河床面下之水壓分佈為對稱。在有河床沖刷情況下，沖刷面下地層內水壓仍然趨近於靜態水壓分佈，但沖刷面上其總水頭之分佈如前述，是由上而下遞減(因此有由上向下之水流)，同時受沖刷區域內渦旋與亂流之影響，水壓應該呈現不穩定的現象，如圖 3.43 所示。因此結合以上之原理與監測儀器之佈設應該可以決定監測點，河床沖刷之發生及其深度。

橋墩受基礎沖刷或其他原因，是否發生傾斜或不穩定之現象，可以使用安裝於水面上，橋墩表面之 FBG-I/A 來感測其傾斜量與加速度特性。當傾斜量過大或根據加速度紀錄所算得自然頻率發生異常狀況都是橋樑受損現象之反應。預警或封橋之決定可以根據所量得河床沖刷深度、橋墩傾斜與自然頻率變化等因素綜合評估，來做決策之依據。

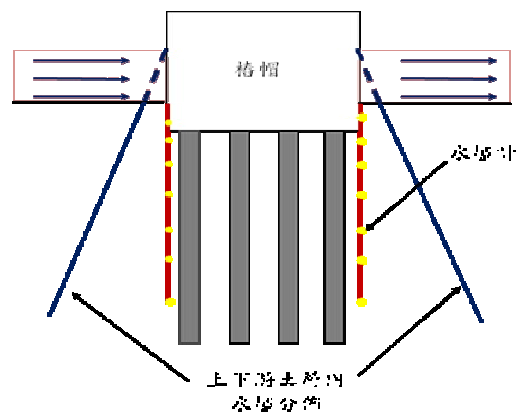


圖 3.42 無沖刷情況下水壓分佈示意圖

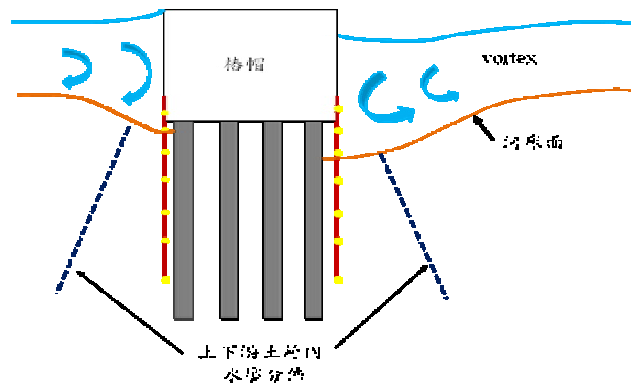


圖 3.43 有冲刷情况下水壓分佈示意圖

3. 現場橋墩冲刷監測系統與設置說明

(1) 橋墩冲刷監測系統配置說明

圖 3.44 與圖 3.45 分別為臺 3 線東勢大橋 P5 橋墩監測儀器平面圖及國道 3 號大甲溪橋 P27L(P30R) 橋墩監測儀器平面圖，圖中 X 方向為車行方向，Y 方向為水流方向。表 3-7 為臺 3 線東勢大橋 P5 橋墩所安裝之光纖式感測器說明表，表 3-8 為國道 3 號大甲溪橋 P27L(P30R) 橋墩所安裝之光纖式感測器說明表，其中表格內監測深度由監測橋墩樁帽橋臺高程起算，而東勢大橋 P5 橋墩橋臺高程為 319.35 公尺，國道 3 號大甲溪橋 P27L(P30R) 橋墩橋臺高程為 71.1 公尺。

表 3-7 臺 3 線東勢大橋 P5 橋墩所安裝之光纖式感測器說明表

編號	監測深度 (m)	感測器數目	功 能
13-A-P	13	10	量測監測管外側不同深度之水壓變化。
13-B-P	13	10	量測監測管外側不同深度之水壓變化。
3-A-P	3	3	量測監測管外側不同深度之水壓變化。
3-B-P	3	3	量測監測管外側不同深度之水壓變化。
3-C-P	3	3	量測監測管外側不同深度之水壓變化。
3-D-P	3	3	量測監測管外側不同深度之水壓變化。
10-A-DP	1	5	量測監測管外側不同深度之水壓差與流速差變化。
10-B-DP	1	5	量測監測管外側不同深度之水壓差與流速差變化。
10-A-P	5	1	量測河流水位高度變化。
10-B-P	5	1	量測河流水位高度變化。
流速管-1	---	1	量測橋墩迎水面流速變化。
I-1	---	1	量測橋墩柱傾斜角度變化。
I-2	---	1	量測橋墩柱傾斜角度變化。

表 3-8 國道 3 號大甲溪橋 P27L(P30R) 橋墩所安裝之光纖式感測器說明表

編號	監測深度 (m)	感測器數目	功 能
13-C-P	13	10	量測監測管外側不同深度之水壓變化。
13-D-P	13	10	量測監測管外側不同深度之水壓變化。
3-E-P	3	3	量測監測管外側不同深度之水壓變化。
3-F-P	3	3	量測監測管外側不同深度之水壓變化。
3-G-P	3	3	量測監測管外側不同深度之水壓變化。
3-H-P	3	3	量測監測管外側不同深度之水壓變化。
10-C-DP	1	5	量測監測管外側不同深度之水壓差與流速差變化。
10-D-DP	1	5	量測監測管外側不同深度之水壓差與流速差變化。
10-C-P	5	1	量測河流水位高度變化。
10-D-P	5	1	量測河流水位高度變化。
流速管-2	---	1	量測橋墩迎水面流速變化。
I-1	---	1	量測橋墩柱傾斜角度變化。
I-2	---	1	量測橋墩柱傾斜角度變化。

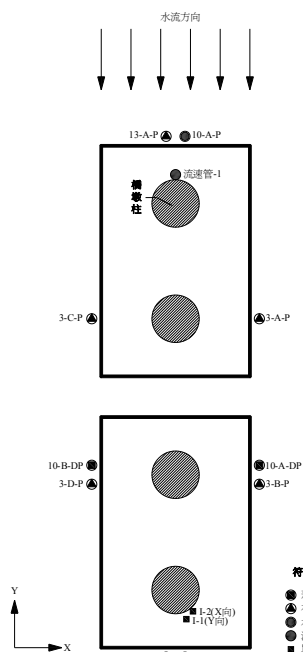


圖 3.44 臺 3 線東勢大橋 P5 橋墩監測儀器平面配置圖

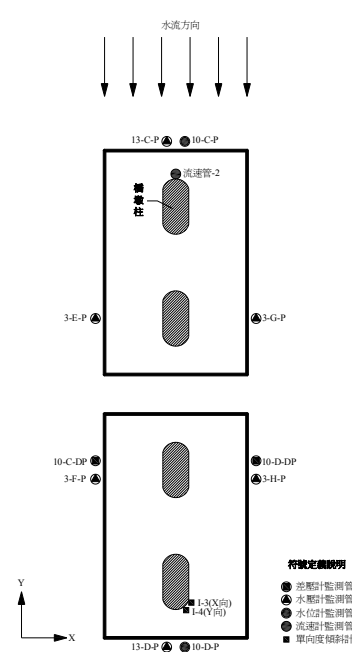


圖 3.45 國道 3 號大甲溪橋 P27L(P30R) 橋墩監測儀器平面配置圖

(2)光纖光柵水壓計監測管

本研究採用內外管及模組化方式安裝光纖光柵水壓計監測管，其方法為將直徑 74 mm 鋼管於量測位置打設進水孔洞並包裹不織布，現場橋墩鑽孔後，可先行將鋼管放入鑽孔內。然後，再將固定於 PVC 管之光纖光柵水壓計放入，此一機構可大幅減少安裝時間與增加日後維護便利性。圖 3.46 為展示光纖光柵水

壓計監測管說明圖，圖中光纖光柵水壓計固定於設有長 6 cm 進水孔之 PVC 管中心處且外圍包裹不織布，而水壓計上下之間利用灌注膠或發泡劑防止水流於 PVC 管互相流動造成量測之干擾。鋼管與 PVC 管進水孔相互對應，並裝置透水率為 100 微米濾心材作為二次過濾。另外，在 100 微米透水率濾心材上下處放置一橡膠片透水率為 5 微米濾心材，並以 PVC 固定環加以固定防止滑動，在於上方設置環狀皂土袋，其目的為阻絕水流沿著 PVC 管與鋼管空隙之流動，使得水壓力量測不受其影響。

(3)光纖光柵差壓計監測管

光纖光柵差壓計監測管與光纖光柵水壓計監測管之差異，為在 74 mm 鋼管量測位置打設前後對稱進水孔洞並包裹不織布，安裝於現場鑽孔時，鋼管之進水孔洞需迎向水流方向，而固定於 PVC 管之光纖光柵差壓計，其進水方式為在 PVC 管處打設與光纖光柵差壓計相互對應之孔洞並以透明尼龍管與 PVC 管連接，而外圍之環狀 100 微米透水材，縱向設有橡膠片且與鋼管緊密接觸，防止前後水流流通，以準確量測該深度之差壓力變化，並應用白努力定律，推求該深度之流速差變化量，圖 3.47 為展示光纖光柵差壓計監測管說明圖。

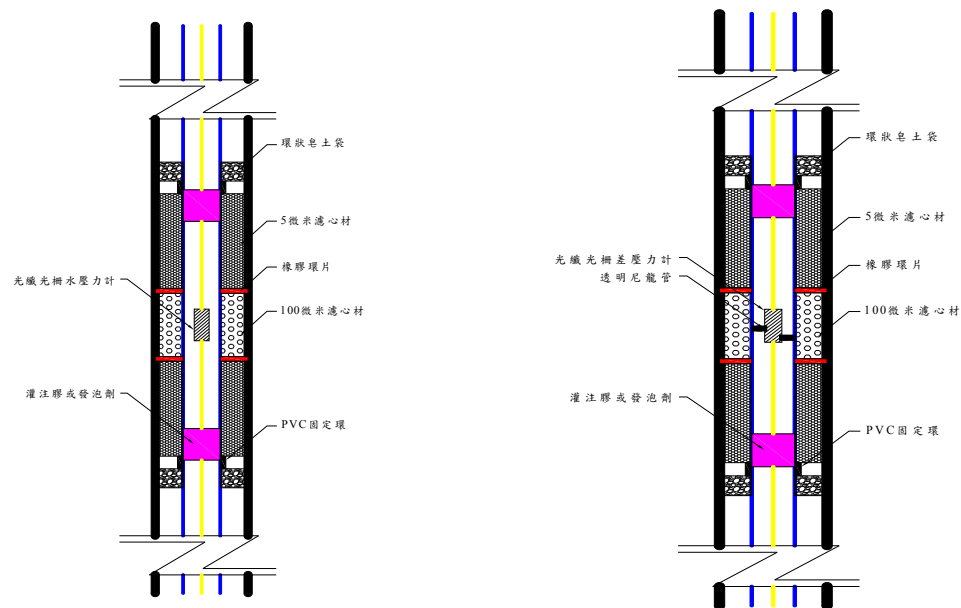


圖 3.46 光纖光柵水壓計監測管示意圖 圖 3.47 光纖光柵差壓計監測管示意圖

(4)光纖光柵水位及流速監測管

圖 3.48 與圖 3.49 分別為光纖光柵水位監測管及流速監測管說明圖，在水位量測方面，僅在鋼管底部打設進水孔，以光纖光柵水壓計感測水壓變化後，再轉換成水位變化值；而流速量測方面，將設有光纖光柵水壓計之 L 型鋼管進水口方向朝向水流方向，使得水流能進入流速管中，以量測水流所產生之壓力變化，最後依據白努力定律，將流速管內光纖光柵水壓計所量測得壓力變化值轉換成流速變化值，此轉換條件須假設在同一流線情況下。

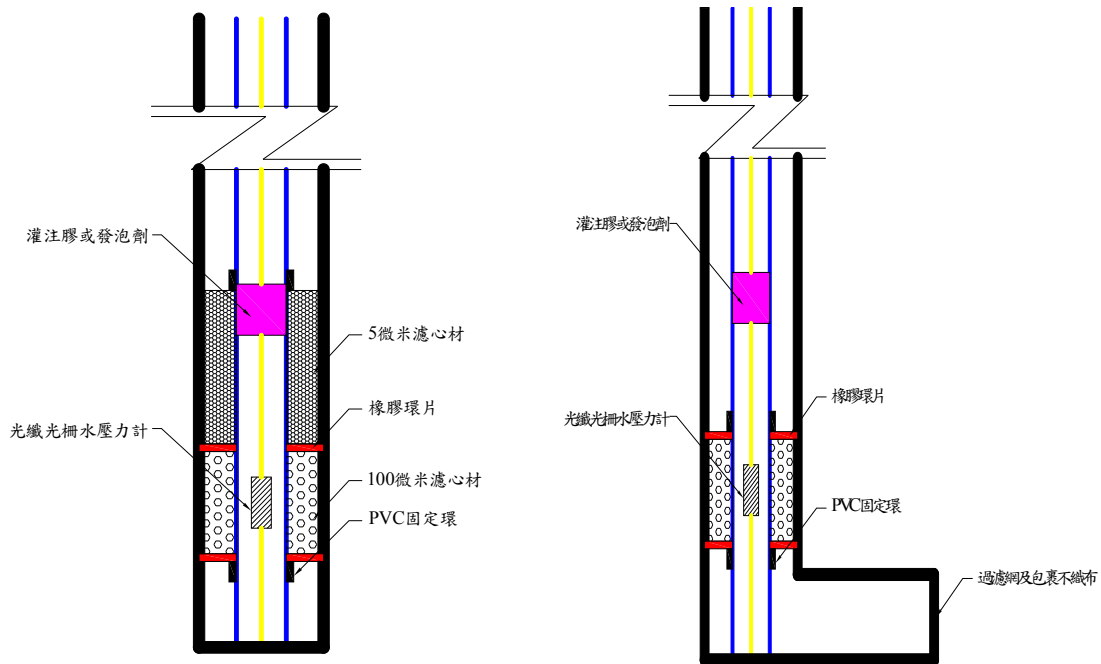


圖 3.48 光纖光柵水位監測管示意圖 圖 3.49 光纖光柵流速監測管示意圖

(5)光纖光柵傾斜計

圖 3.50 為光纖光柵傾斜計實體圖，其量測方法為固定光纖光柵傾斜計於一 L 型角鋼，而所量測橋墩之傾斜角度方向須與光纖光柵傾斜計量測方向相互平行。



圖 3.50 光纖光柵傾斜計

(6)光纖光柵讀取系統與遠端資料傳輸架構說明

光纖光柵讀取系統為本研究團隊自行研發組裝而成，具有 32 光頻道輸出，可滿足大範圍光纖感測監測系統。圖 3.51 與圖 3.52 分別為臺 3 線東勢大橋與國道 3 號大甲溪橋光纖光柵擷取系統圖，此監測系統結合工業級 3.5G 網路路由器及大容量不斷電源系統，以提供監測數據穩定傳輸至伺服器端及停電時之備援電力系統。

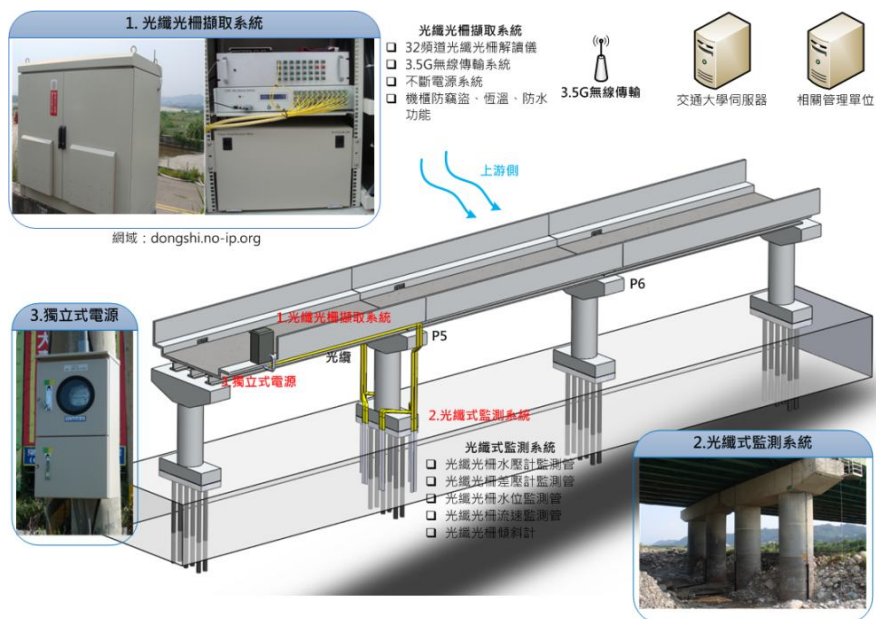


圖 3.51 臺 3 線東勢大橋 P5 橋墩監測系統

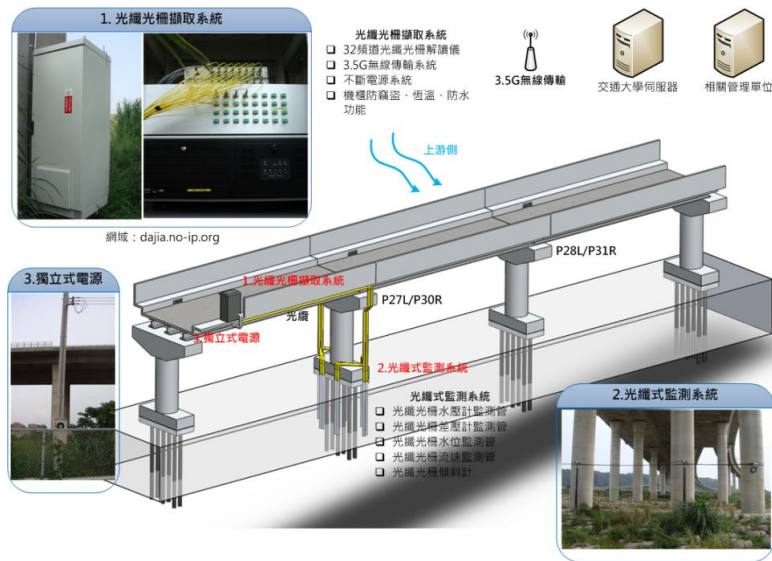


圖 3.52 國道 3 號大甲溪橋 P27L(P30R)橋墩監測系統

4. 橋墩沖刷室內模型試驗

(1) 室內橋墩沖刷模型試驗

圖 3.53 為本研究之橋墩沖刷室內模型架構說明圖，渠槽由全長 3 公尺、寬 0.5 公尺、深 0.25 公尺強化壓克力板所組成，其中模擬河道長度為 2 公尺，試驗時以 5HP (Horse Power)馬達作為試驗時的水流循環系統之抽水裝置，渠槽前端上方設置定水頭水槽，而定水頭水槽至渠槽間設有流量控制閥，可控制流量至渠槽中。渠槽前端設有 60 度之 V 型堰以控制試驗時之流量大小，本試驗最大流量約為 0.0034 cms，圖 3.54 為 60 度 V 型堰流量率定曲線。試驗採用河床質為平均粒徑約為 1~2mm 之崙港砂，圖 3.55 為崙港砂粒徑分佈曲線。

圖 3.56 為模擬橋墩實體圖，該橋墩為中空圓柱壓克力材質，橋墩直徑為 11 公分、高度為 20 公分、厚度為 0.5 公分。在中空圓柱壓克力前後兩端設有多處 0.16 公分直徑孔洞，其中靠近河床面之孔洞最小間距為 0.5 公分，其於孔洞間距大多為 1 公分。圖 3.57 為利用 1/8"不鏽鋼管線將光纖光柵水壓/差壓計與橋墩柱孔洞連接在一起，橋墩柱孔洞外圍包裹不織布作為孔洞之濾材，防止孔洞阻塞。

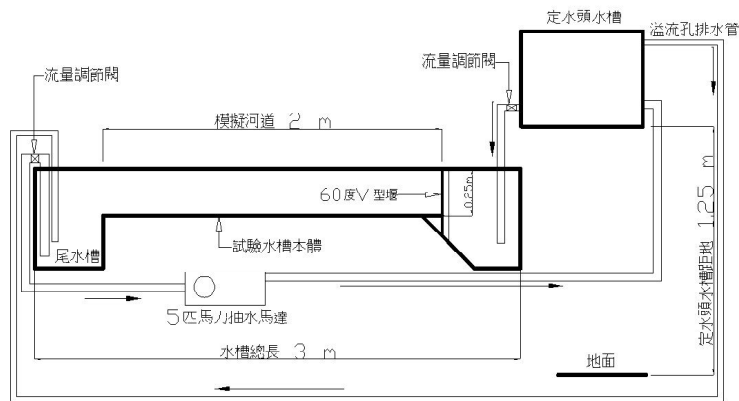


圖 3.53 室內橋墩沖刷模型說明圖

(2)室內橋墩沖刷模型試驗結果

本研究試驗時之覆土深度為 10 公分，水深為 5 公分，渠槽流量大小為 0.0034 cms，試驗過程中於模擬橋墩柱前方 20 公分進行河道斷面縮減，以增加模擬橋墩柱周圍水流流速。縮減後之河道斷面分別為 18 公分、24 公分及 30 公分，圖 3.58 為模擬橋墩柱水壓力與沖刷深度之關係圖，其水壓力與沖刷深度為一線性關係式，當水壓力改變 0.01 kPa 時，則沖刷深度為 1.57 公分。若將光纖光柵水壓力計之壓力變化量轉變為流速時，可得不同流速與沖刷深度的關係，如圖 3.59 所示。該關係式為二次曲線，當流速為 0.1 m/sec 時，此時沖刷深度為 1.43 公分，可發現沖刷深度與水壓變化有正關係。

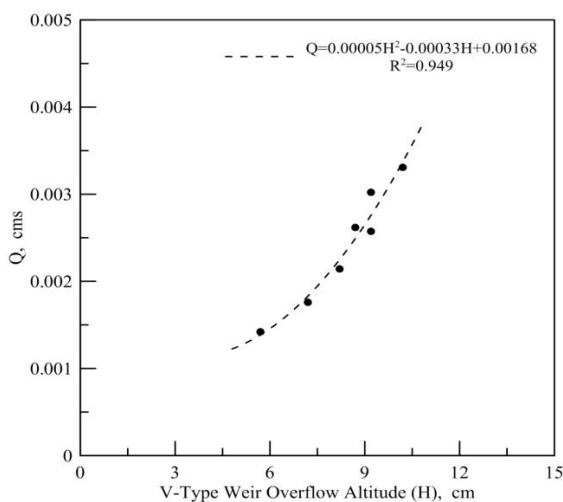


圖 3.54 V 型堰流量率定曲線

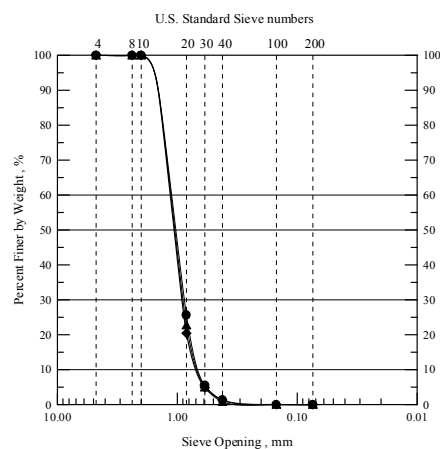


圖 3.55 峴港砂粒徑分佈曲線

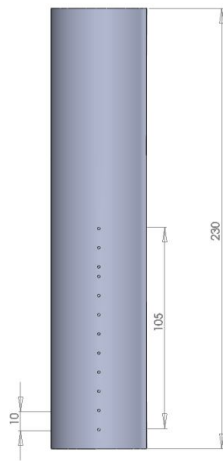


圖 3.56 模擬橋墩實體圖

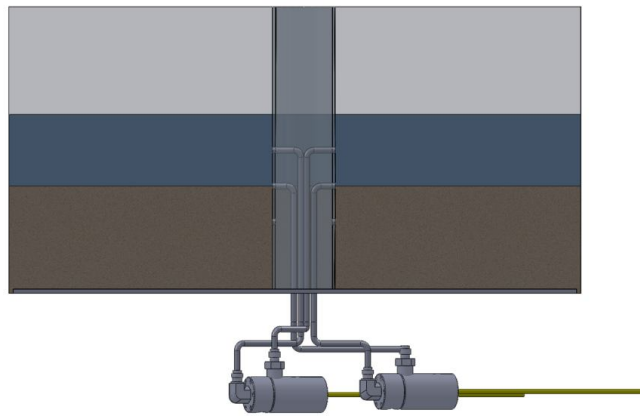


圖 3.57 模擬橋墩水壓/差壓量測示意圖

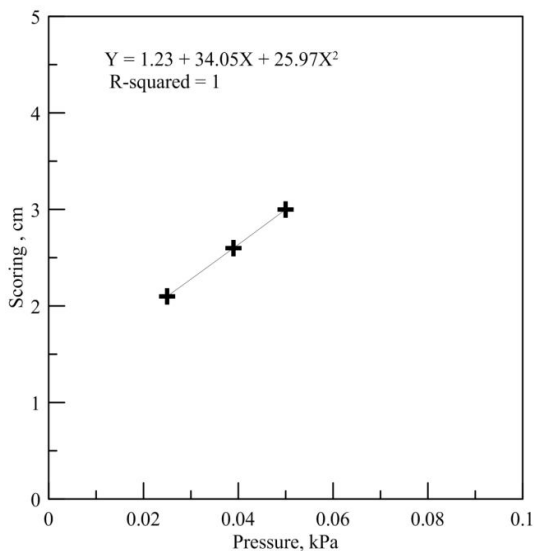


圖 3.58 水壓力與冲刷深度之關係圖

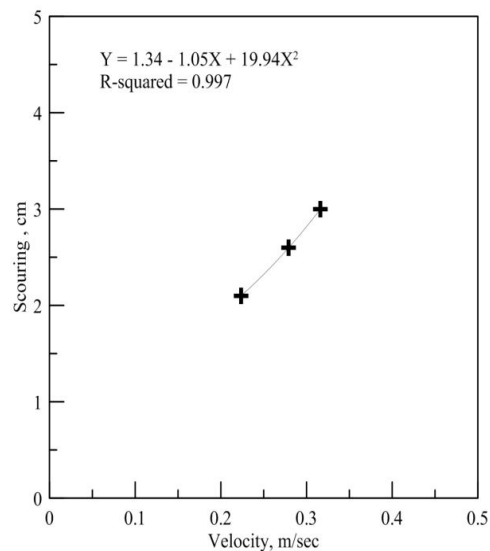


圖 3.59 流速與冲刷深度之關係圖

5. 南瑪都颱風期間監測資料說明

圖 3.61 為德基水庫 2011/8 月份入放流量曲線圖，可看出於南瑪都颱風期間，德基水庫放流量約為 100 cms，由於水庫放流量過低，且與大甲溪下游側東勢大橋相距甚遠，因此該監測橋墩區域流量無明顯增加趨勢，圖 3.62 為東勢大橋 P5 橋墩於南瑪都颱風期間水位監測資料，由監測資料顯示該期間水位下降約為 2.5 公尺，而圖 3.63 為東勢大橋 P5 橋墩傾斜監測變化圖，在 X 向傾斜角度約在 0.05 度內；Y 向傾斜角度則為 0.1 度內，圖中光纖光柵傾斜計有隨時間呈現上下飄動變化，研判可能受橋墩柱熱脹冷縮效應之影響。圖 3.60

為石岡壩於南瑪都颱風期間入放流量曲線，圖中可看出最大放流量約 180 cms，且由圖 3.63 為國道 3 號大甲溪橋 P27L(P30R)水位監測資料，可看出有上升變化約為 0.8 公尺左右，圖 3.65 為國道 3 號大甲溪橋 P27L(P30R)橋墩傾斜變化圖，其 X 向與 Y 方向傾斜角度約在 0.08 度之內。

根據東勢大橋 P5 橋墩與國道 3 號大甲溪橋 P27L(P30R)橋墩現場水壓/差壓計監測管資料，其水壓與差壓力變化值約在 5 kPa 範圍之內(圖 3.66、圖 3.67)，配合現場調查驗證後，無明顯沖刷行為發生。

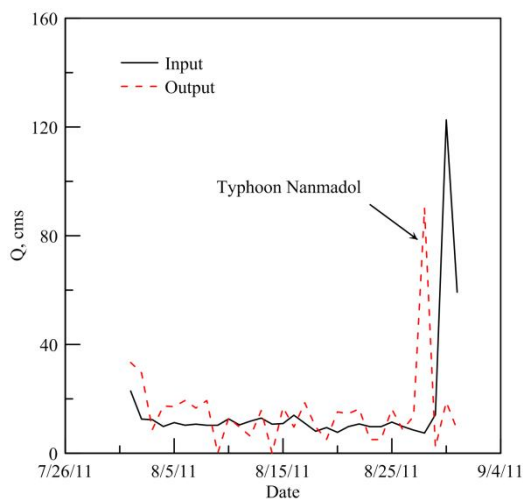


圖 3.60 石岡壩入放流量曲線圖

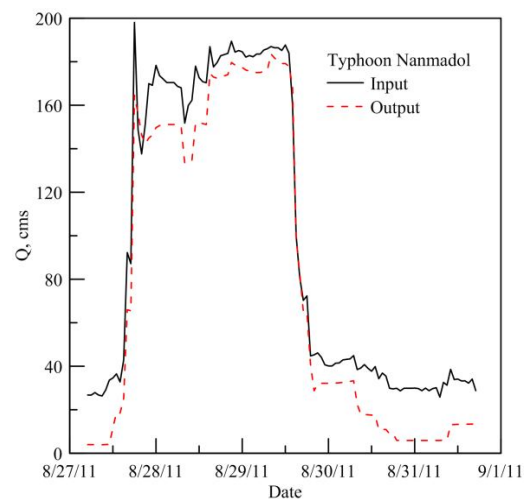


圖 3.61 德基水庫入放流量曲線圖

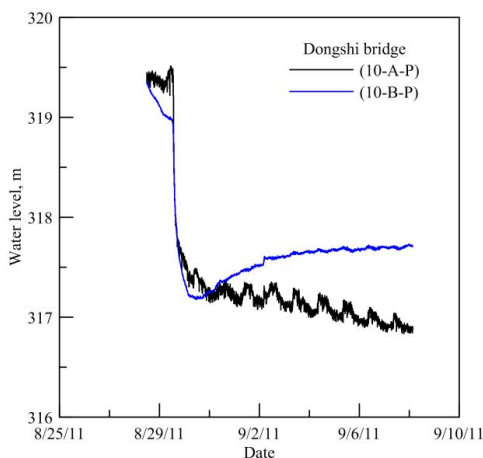


圖 3.62 臺 3 線東勢大橋 P5 橋墩水位
監測變化圖

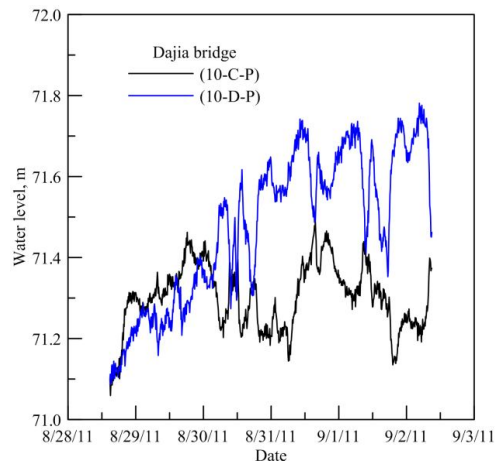


圖 3.63 國道 3 號大甲溪橋 P27L
(P30R)橋墩水位監測變化圖

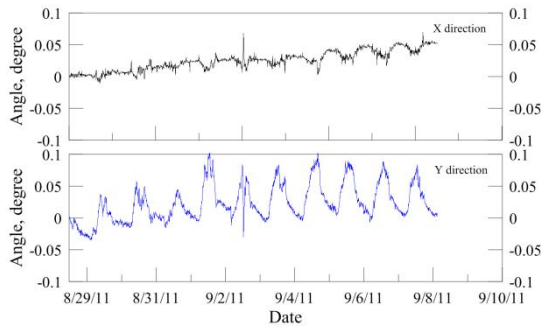


圖 3.64 臺 3 線東勢大橋 P5 橋墩 x 及 y 向傾斜監測變化圖

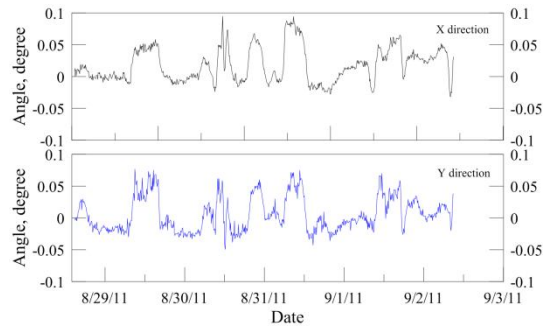


圖 3.65 國道 3 號大甲溪橋 P27L (P30R) 橋墩 x 及 y 向傾斜監測變化圖

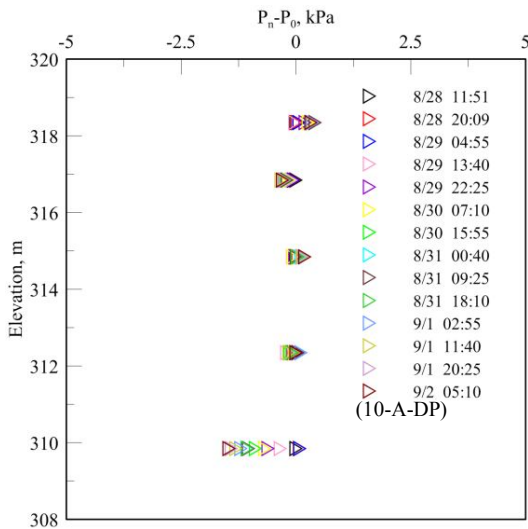


圖 3.66 臺 3 線東勢大橋 P5 橋墩差壓監測管變化圖

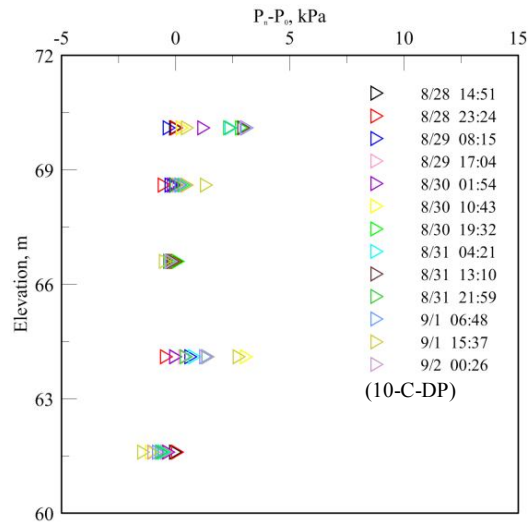


圖 3.67 國道 3 號大甲溪橋 P27 L (P30R) 橋墩差壓監測變化圖

由上述現地監測成果及試驗室試驗成果可知藉由關係式及現場水壓/差壓/流速監測資料，可即時推估現場橋墩沖刷深度，並經由 3.5G 網路平台傳送至遠端伺服器，當沖刷深度大於警戒值時，可透過網路平台發送簡訊、電子郵件至相關公路管理單位。

3.1.5 跨河橋梁安全預警系統之整合建立

跨河橋梁安全預警系統整合上述各計畫內容，而其系統頁面(圖 3.68)主要由系統簡介、颱風豪雨資料、一維水理分析資料、二維水理分析資料、安全分析資料與系統管理等六大模組組成；在主頁面上提

供大甲溪石岡壩以下各橋梁（包括臺鐵局新山線鐵路橋及海線鐵路橋、公路總局臺13線后豐大橋、台1線大甲溪橋及臺61線西濱大橋、高公局國1及國3大甲溪橋、高鐵局大甲溪橋）的即時與未來1~3小時橋梁的安全狀況(當橋梁在「安全」狀態時顯示綠燈；達「警戒」標準時顯示黃燈；達「行動」標準時則顯示紅燈)。



圖 3.68 跨河橋梁安全預警系統初擬頁面(大甲溪流域)

主頁面點選各橋梁的標示將可顯示即時、未來1~3小時、檢測表單及封橋後路徑規劃等功能。

1. 系統簡介模組

系統簡介模組針對系統進行簡述，接著依系統運作流程、一維水理分析、二維水理分析及安全評估模式的分別進行較詳細的介紹，讓使用者可以清楚瞭解系統建置的程序與方法，如圖 3.69 所示。

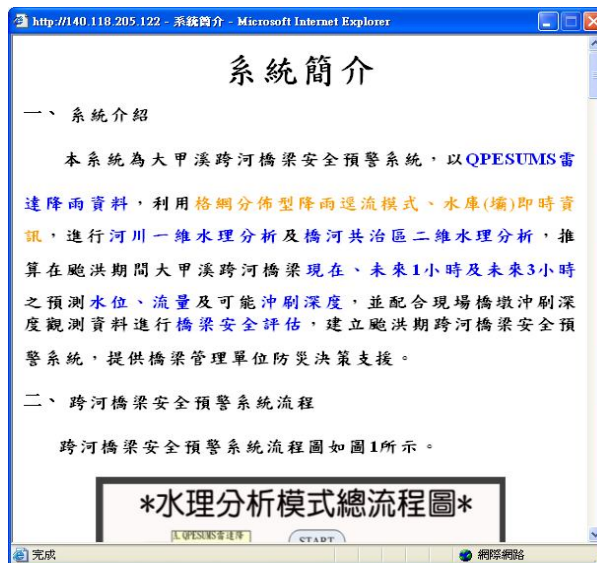


圖 3.69 系統簡介模組

2. 颱風豪雨資料模組

颱風豪雨資料模組連結了中央氣象局的累積雨量圖、衛星雲圖與颱風路徑圖，在颱風來臨時使用者可以藉此模組同時瞭解颱風最新動態、大甲溪流域內 QPESUMS 即時及未來 1~3 小時降雨預報情形、各橋梁即時平均水位，如圖 3.70 所示。



圖 3.70 颱風豪雨資料模組

3. 一維水理分析資料模組

一維水理分析資料模組方面，使用者可任意查看 61 個河川大斷面（含各橋址處）即時與未來 1~3 小時流量、水位及河床平均沖刷深度曲線圖，如圖 3.71 所示，另可查詢大甲溪縱斷面即時與 1~3 小時水位高程、堤防頂高程及河床高程剖面圖，如圖 3.72 所示，掌握各橋梁上下游的水位變化。

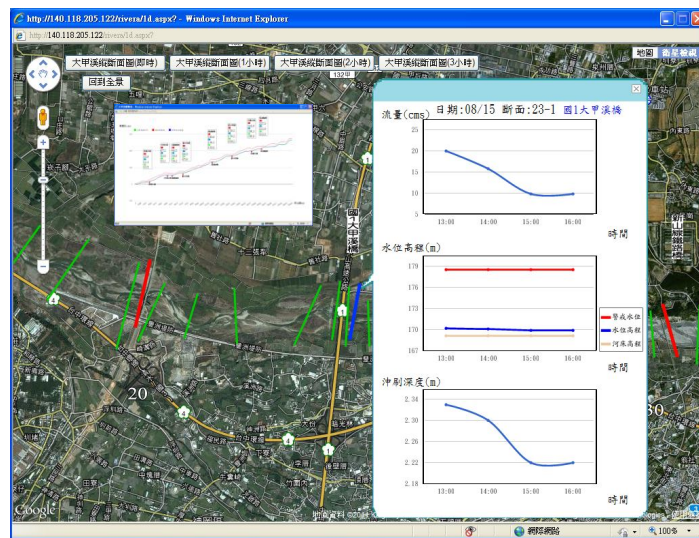


圖 3.71 61 個河川大斷面（含各橋址處）即時與未來 1~3 小時流量、水位及河床平均沖刷深度曲線圖

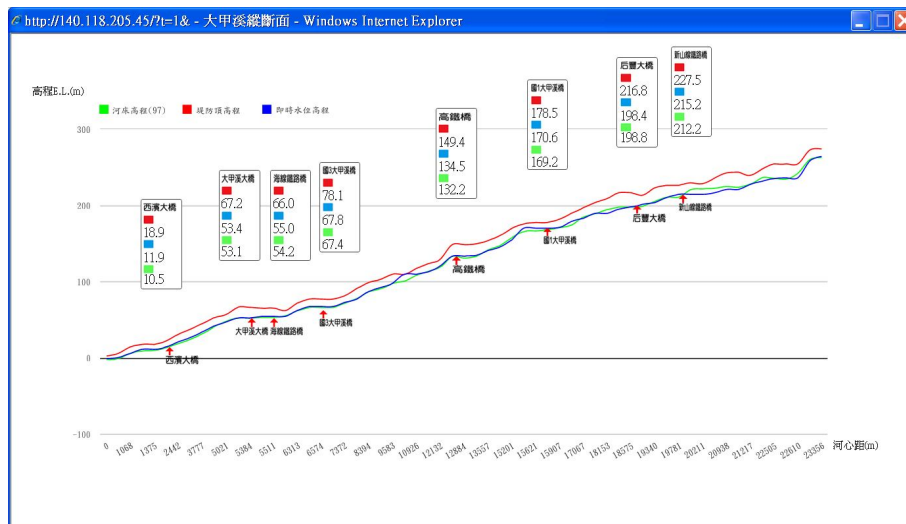


圖 3.72 大甲溪縱斷面即時與 1~3 小時水位高程、堤防頂高程及河床高程剖面圖

4. 二維水理分析資料模組

二維水理分析資料模組係針對國道 1 號及國道 3 號橋梁做二維分析，使用者可查詢二維水理分析後各橋墩的水位、流速、沖刷深度值，並顯示依這三個參數安全評估所得的安全係數值，如圖 3.73 所示，並顯示該橋墩警示燈號(達行動標準顯示紅燈；達警戒標準時顯示黃燈)；展示頁面上方提供該橋梁竣工平面圖，頁面右方則針對點選之橋墩顯示其基礎結構立面圖，該右方基礎結構立面圖除展示橋面板高程、原河床面高程基樁底高程、封橋水位、警戒水位外，並即時更新橋墩水位、流速及沖刷後河床高程，供使用者即時查詢了解橋墩沖刷情形。

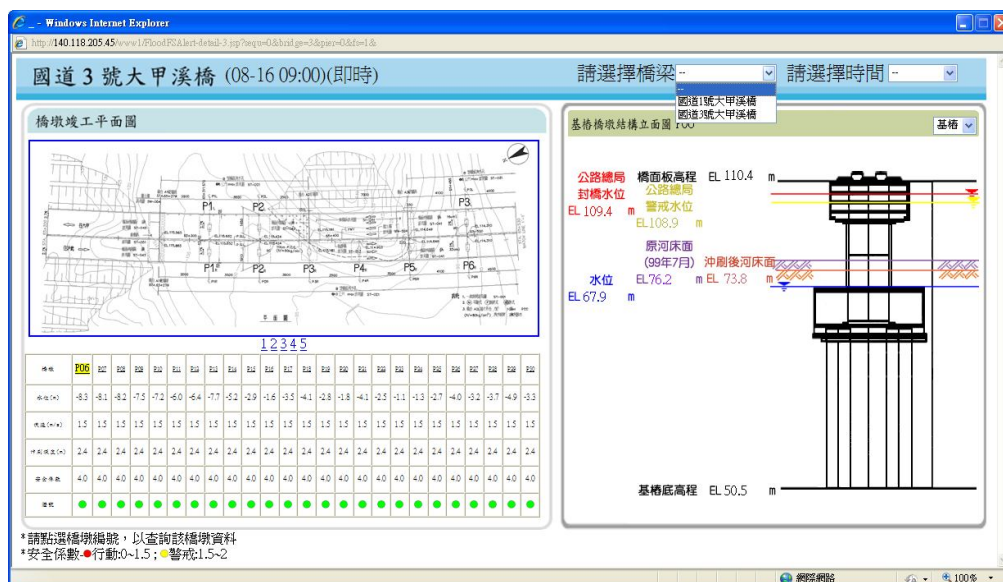


圖 3.73 二維水理分析資料模組

5. 安全評估分析資料模組

安全評估分析資料模組將上述之一維水理分析結果及二維水理分析結果進行安全評估計算，如圖 3.74 所示。

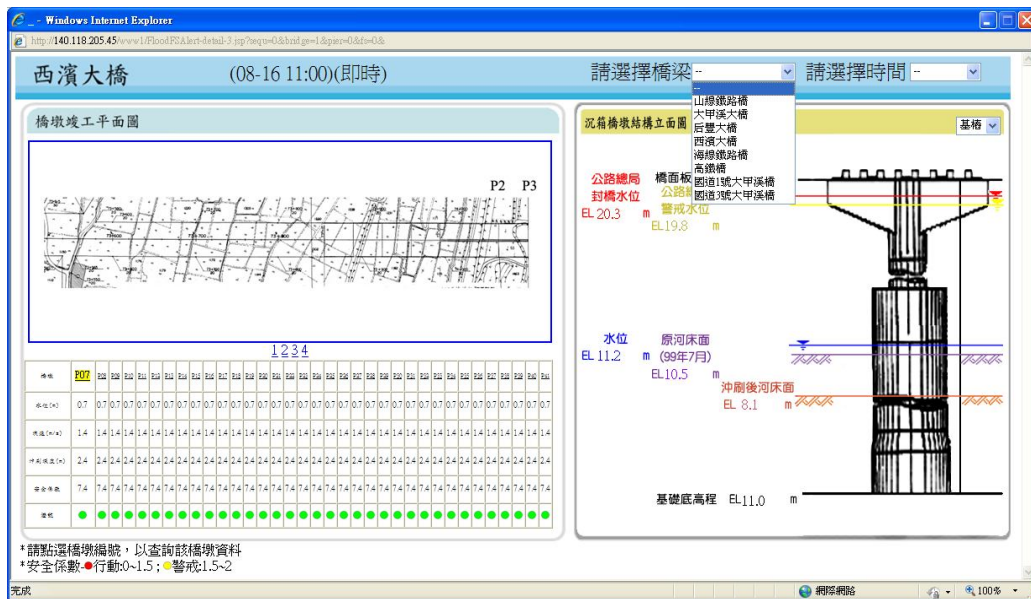


圖 3.74 安全評估分析資料模組

6. 系統管理模組

系統管理模組主要是讓系統管理者透過此介面察看流域中央氣象局 QPESUMS 預報資料接收情形及修正情形、一維水理分析、二維水理分析及安全分析計算是否正常，同時接收大甲溪「高科技橋梁檢測系統建置之試辦計畫」監測結果，透由頁面可了解更新頻率、前一次更新時間及目前更新情形，以判斷系統是否正常運作，如某一作業有問題狀態欄可顯示模式運作狀態(綠燈表示正常；紅燈為異常)，藉由問題排除資訊可迅速發現問題並解決，頁面並可查看各作業之輸出值如 QPESUMS 預報值、QPESUMS 修正結果、一維水理演算各斷面結果各斷面結果、二維水理演算結果、安全分析結果、監測系統資訊顯示等，亦可查閱歷史紀錄。

使用者登入 - Google Chrome
140.118.205.45/www1/FloodManagement.jsp

段長王景楠 您好!歡迎使用管理介面。 [設定留守人員名單](#)

跨河橋梁管理系統軟體代理人運作狀態表(2011/12/11) [問題排除](#)

類別	名稱	更新頻率	前一更新時間	目前更新時間	數值	狀態	歷史紀錄
一維水理分析	中央氣象局 QPESUMS	20min	05:15	05:16	即時預報 1HR後預報 2HR後預報 3HR後預報	●	查看
	QPESUMS修正模式	1hr	17:06	17:08	修正結果	●	
	降雨逕流模式		17:06	17:08	*.dat	●	查看
	石岡壩放流量		17:06	17:08	4.29(cms)	●	
	河道演算		17:06	17:08	斷面: -01	●	查看
二維水理分析	橋墩冲刷計算	1hr	17:08	17:09	計算結果	●	查看
橋梁安全分析	安全係數計算		17:08	17:09	計算結果	●	查看
災害資訊整合	大甲溪監測 國道高速公路局	3min	05:10	05:13	國道1號 P6墩(P12) 水位:EL m 流速: m/s 冲刷深0m 國道3號 P24墩(P21、P28) 水位:EL m 流速: m/s 冲刷深0m	●	查看
	台1線大甲溪橋	10min	05:10	05:13	水位EL 54.45m	●	查看

圖 3.75 系統管理

3.2 跨河橋梁地震安全預警系統之建立

臺灣橋梁以鋼筋混凝土結構為主約為 95%，其中 75%以上橋齡在二十年以上，亦即大部份橋梁皆面臨材料劣化問題，尤其跨河橋梁受高懸浮質流體之作用更加速混凝土受衝擊摩損的破壞加劇。臺灣屬於多震區域一旦發生地震等大規模天然災害時，橋梁倒塌或斷裂之機會升高。然而國內橋梁數量高達數萬座，實無法對所有橋梁進行破壞性檢測或全面結構分析。基此國震中心提出 TELEX 系統可依地表加速度與地表位移，來推估橋梁通行失敗機率，做為防災之依據。但此方法係採迴歸方式又未考量材料劣化因子。有鑑於此，本研究發展建置地表震度分析模式來進行地震模擬，求得各區域地表加速分布，並配合材料劣化評估、橋梁側推分析、人工智慧橋梁

耐震推論等方法依橋梁現況診斷推估在不同地震強度下之破壞機率。本研究亦建置 Web-GIS 讓橋梁管理單位能在地震來臨時快速找出具高危險潛勢橋梁，增加應變搶災時間，減少生命財產的損失。

3.2.1 地表震動分析模式之建立

地震模擬系統之用途在於推估臺灣各區地表震動強度，作為評估各橋梁現地 PGA 之方法。本研究採用之地震模擬系統，是以地震衰減模式(Chien, 2001)為基礎，推論 PGA 擴散行為，再搭配場址修正提高全台各區 PGA 推估之準確性。本研究之地表振動分析模式流程如圖 3.76。

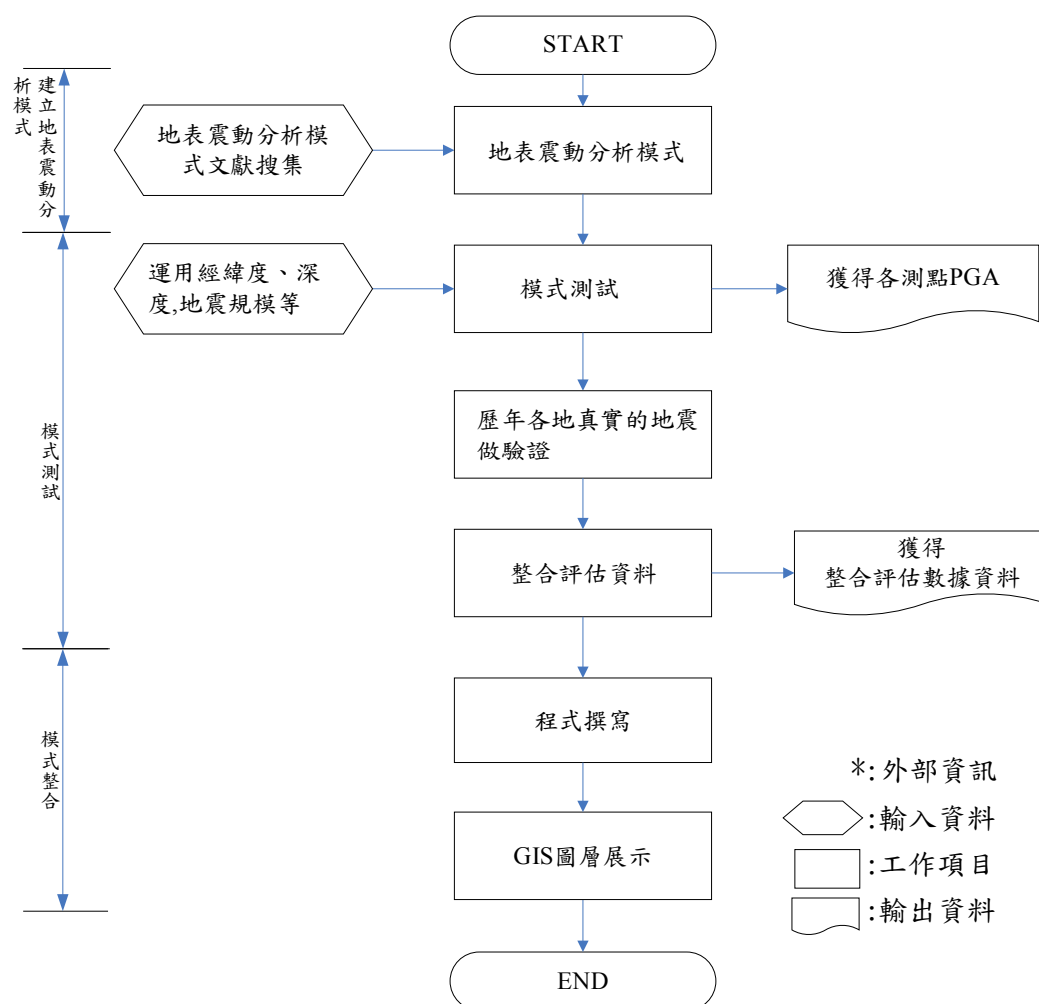


圖 3.76 地表振動分析模式流程

本研究之地震模擬系統採用分析模式為 Chien(2001)對(Campbell, 1981)之衰減模式迴歸分析如下：

$$PGA(g)=f(M,R)=0.02938e^{1.1995M}[R+0.14667\exp(0.69689M)]^{-1.73413} \dots (3.13)$$

其中，PGA：震度強度值；M:芮氏規模；R:場址到斷層線最短距離。

第一階段，利用上式參考之衰減模式得到各測站預測初步之 PGA 值，由於其分析時並未對測站場址特性加以分類，因此所得結果為一般性場址適用；而第二階段分析時，則將其對各測站實際觀測值的系統偏差量作校正分析。第二階段分析之目的，係將第一階段參考之衰減模式的預估結果與實測值作迴歸分析；由迴歸分析可得到各測站的場址修正係數 C0、C1 值。其間之關係式為：

$$\ln(Y_0) = C_0 + C_1 \times \ln(Y_a) \dots (3.14)$$

其中，Ya：參考衰減模式的預測值；Y0：實測地震動值；C0 及 C1：各測站之場址修正係數。地震模擬系統之運行方式如圖 3.77 所示。

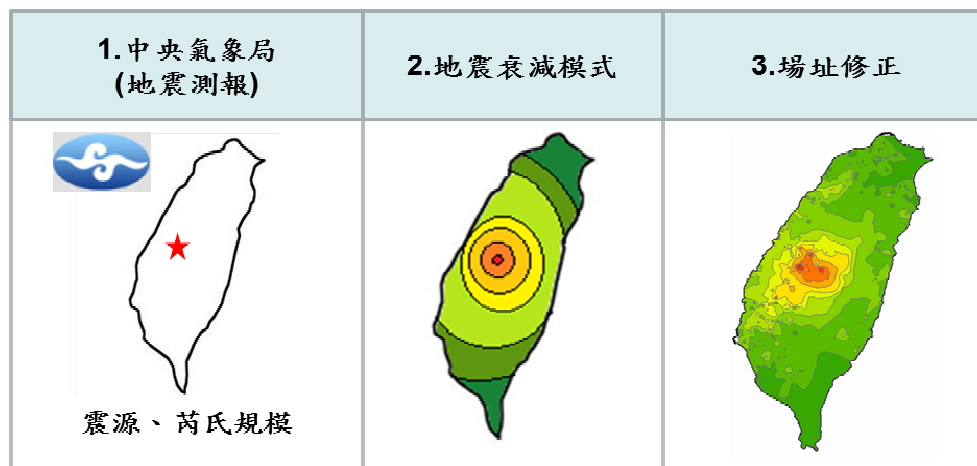


圖 3.77 地表震動分析流程示意圖

3.2.2 橋梁耐震推論模式之建立

本研究發展橋梁耐震推論模式，在考量橋梁材料劣化下，進行24座鋼筋混凝土橋梁側推分析，詳細計算橋梁 A_y (降伏加速度)、 A_c (完全損壞加速度)，並彙整成案例資料庫提供人工智慧學習，進而推論全臺灣公路總局轄下之鋼筋混凝土橋之 A_y 、 A_c ，建立全台省縣道橋梁耐震資料庫。當地震來臨時，透過地震模擬器計算全台各地PGA，配合全台省縣道橋梁耐震資料庫，即能計算各橋梁通行失敗機率。本研究將上述成果建置為Web-GIS網頁，讓橋梁管理單位能夠在地震來臨時，即時得知橋梁地震破壞潛勢，得到不同橋梁之損壞機率及排序，快速找出具高危險潛勢橋梁，將有助橋梁管理單位能夠快速進行災中搶救應變，減少生命財產的損失。其流程與架構如圖3.78所示：

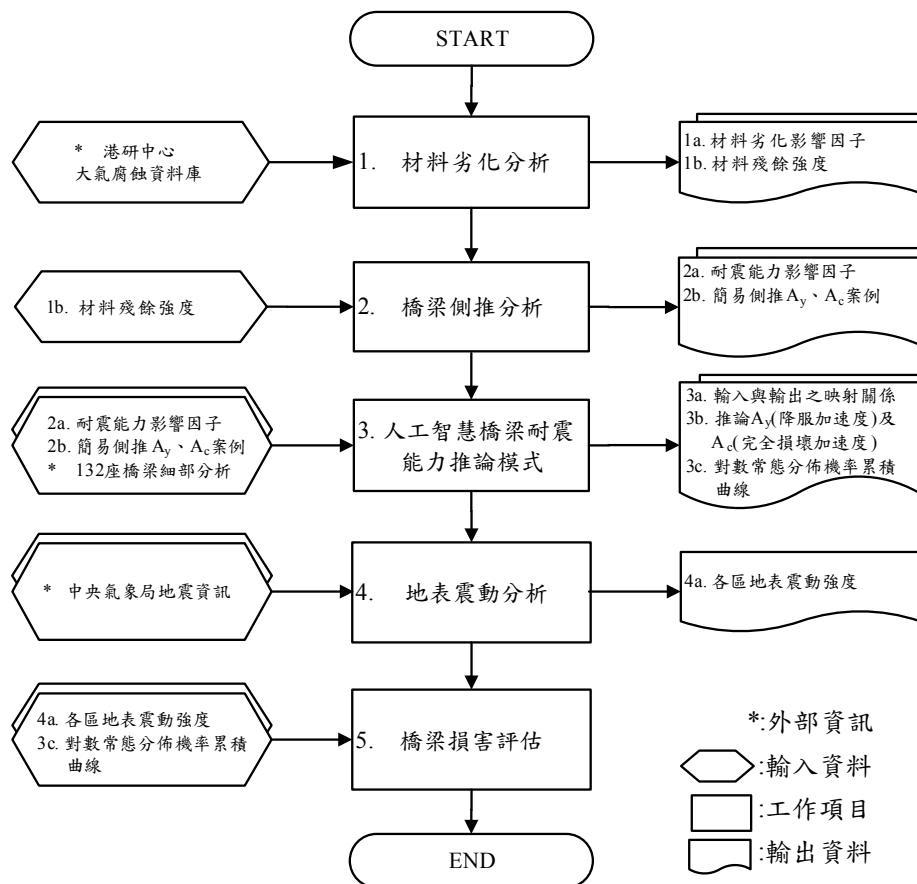


圖 3.78 橋梁耐震推論模式架構圖

如圖 3.78 所示，橋梁耐震推論模式之各階段概要步驟如下所述：

1. 材料劣化分析：本研究將考量臺灣地區環境因素，擷取港灣研究中心大氣腐蝕實驗室所量測建置之臺灣地區大氣腐蝕資料，再應用材料實驗方式分析，求得大氣環境對橋梁 RC 材料之影響，據此初步繪製橋梁劣化曲線圖，並作為後續橋梁側推分析推估之依據。
2. 橋梁側推分析：本研究根據橋梁設計或竣工圖，結合現地環境、橋梁現況(移動式非破壞振動檢測結果)、殘餘容量(材料劣化評估結果)等資料，兼顧計算準確與操作簡易的特性，透過地震損壞影響因子求算 A_y 及 A_c 值。為驗證該分析模式的準確性，針對基本資料收集步驟中 132 座橋梁細部分析資料，選擇其中 12 種代表性的橋梁型式，以本研究所開發的側推分析模式求得之橋梁 A_y 與 A_c 值與「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」計畫 132 座橋梁分析結果進行比對，驗證本研究所開發的側推分析之準確性。並考量材料劣化之因素，另選擇 132 座以外 12 座橋梁(與上述 12 座合計 24 座)，計算分析材料劣化影響下之橋梁 A_y 與 A_c 值。
3. 人工智慧橋梁耐震能力推論模式：採用前一階段中公路總局所轄 24 座橋梁側推分析結果建置案例資料庫，透過 AI 案例學習，找出輸入(簡易調查耐震能力影響因子)與輸出(細部評估 A_y 、 A_c)之映射關係。根據 AI 學習之映射關係，對公路總局轄下四千多座省縣道橋梁進行 AI 推論，預測各橋梁之 A_y 與 A_c 值，並繪製出地表震動影響下各橋梁易損性曲線(對數常態分佈機率累積曲線)，定義出不同地表震動下各橋梁可能的損壞機率。
4. 橋梁損害評估：災時將應用港研中心所建置之「災害預警資料交換機」，與中央氣象局連結，透過資料交換整合，可自動取得即時地震資訊，並匯入地表震動分析之中，推論全台各區地表震動強度(PGA)。將各橋梁所在位置之地表震動強度(PGA)，與各橋梁易損性曲線比對後，即可求得各橋梁受震下之損害機率。

1. 材料劣化分析

為使橋梁之劣化分析能更貼切臺灣現況，本研究引用國外相關文獻並依據臺灣地區之劣化環境資料加以修正。本研究考慮的劣化種類共分為兩鹽害與中性化兩大類，關於材料劣化之研究可成三大階段，每階段之研究過程詳述如下：

(1)劣化環境資料蒐集：其項目包含來自「中央氣象局」的平均風速、平均溫度、平均溼度資料以及「港灣研究中心大氣腐蝕資料庫」的氯鹽沉積量、碳鋼腐蝕速率資料等，作為後續公式之修正資料，如圖 3.79 所示。

(2)鋼筋腐蝕時間預測：

- 鹽害部分：依據臺灣的氯鹽沉積量與平均風速等資料，對於日本(1)飛來鹽衰減公式(土木研究所，1988)進行修正，可求得混凝土表面附著氯鹽量，再透過(2)氯離子擴散方程式搭配(3)蒙地卡羅可靠度分析推求鋼筋開始腐蝕之時間，後續並進行(4)鋼筋腐蝕速率分析。

- 中性化部分：依據臺灣的碳鋼腐蝕速率、平均溫度與平均溼度等資料，對於(1)中性化預測公式進行修正，可求得臺灣特有之「中性化速率係數」，並應(2)蒙地卡羅可靠度分析推求(3)鋼筋腐蝕發生時間，根據開始腐蝕之時間進行(4)鋼筋腐蝕速率分析。

(3)建立鋼筋腐蝕曲線：依據上一步驟「鹽害」及「中性化」之鋼筋腐蝕速率分析結果，建立各別鋼筋腐蝕曲線。

根據橋梁當時之壽齡查詢橋梁鋼筋腐蝕曲線圖，比較鹽害與中性化鋼筋腐蝕量，取大者進入作為橋梁側推分析之鋼筋斷面參數。

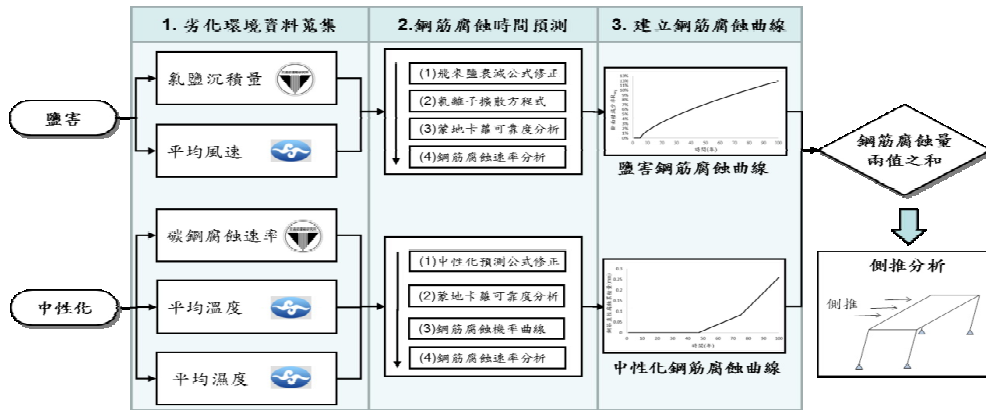


圖 3.79 材料劣化分析流程示意圖

2. 橋梁側推分析

地震時橋梁之損害程度，取決於橋梁之耐震能力。因此，橋梁耐震能力評估能夠實際反應橋梁的耐震能力，本研究採用側推分析評估橋梁降伏地表加速度(A_y)與崩塌地表加速度(A_c)值，其 A_y 與 A_c 值可作為評估橋梁耐震能力與橋梁結構安全性之準則。側推分析需依據橋梁設計圖或竣工圖，並參照現地檢測所得之各項記錄如材料強度、斷面尺寸、基礎及地盤型式、鋼筋混凝土構材配筋細節與材料劣化作為結構分析依據，本研究在此階段將建置考量材料劣化之側推分析模式，以求得精確之地震損壞影響因子與 A_y' 、 A_c' (考量材料劣化)。本研究之側推分析大致可分為三大階段如圖 3.80 所示，其各階段研究流程詳述如下：

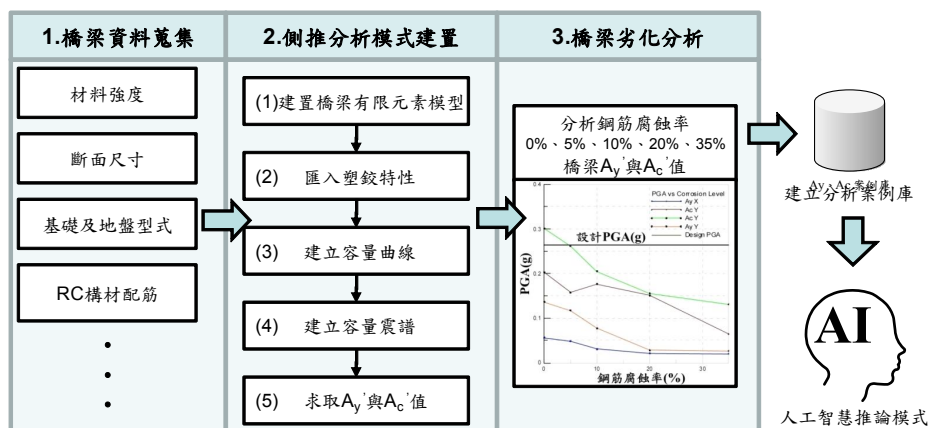


圖 3.80 橋梁側推分析流程示意圖

- (1)橋梁資料蒐集：本研究共蒐集公路總局所轄 24 座鋼筋混凝土橋梁材料強度、斷面尺寸、基礎及地盤型式、鋼筋混凝土構材配筋細節..等資料作為結構分析依據。
- (2)側推分析模式建置：本研究建置側推分析模式可分為五個步驟：
(1)建置橋梁有限元素模型；(2)匯入塑鉸特性；(3)建立容量曲線；
(4)建立容量震譜；(5)求取 A_y 與 A_c 值。本研究採用 SAP2000(CSI2010)軟體為平台，建置側推分析模式；並擬利用 Matlab(Math Work.2010)為平台，開發程式求取塑鉸特性，該程式將與 SAP2000 整合，使側推模式更迅速，更有效率。
- (3)橋梁劣化分析：在第二階段側推分析模式建置中，多加考量材料劣化之影響，考量方式乃是根據不同鋼筋腐蝕後之斷面，求取鋼筋腐蝕後之斷面強度，並進行斷面破壞模式分析求得塑鉸資料，再把其塑鉸資料匯入 SAP200 進行側推分析。本研究共探討 5 種不同鋼筋腐蝕率(0%、5%、10%、20%、35%)下之橋梁側推分析。

3. 人工智慧橋梁耐震推論模式

本階段對於橋梁耐震能力部分是採人工智慧(Artificial Intelligence, AI)方式，以前一階段中公路總局所轄 24 座橋梁側推分析結果建置案例資料庫，藉由現有案例學習找出橋梁屬性與 A_y' 、 A_c' 值的映射關係，進而推論全臺灣公路總局所轄橋梁的 A_{yp}' 、 A_{cp}' 建立全台省縣道橋梁資料庫，提供橋梁管理人員做為耐震補強之參考。本階段研究流程，如圖 3.81 所示。

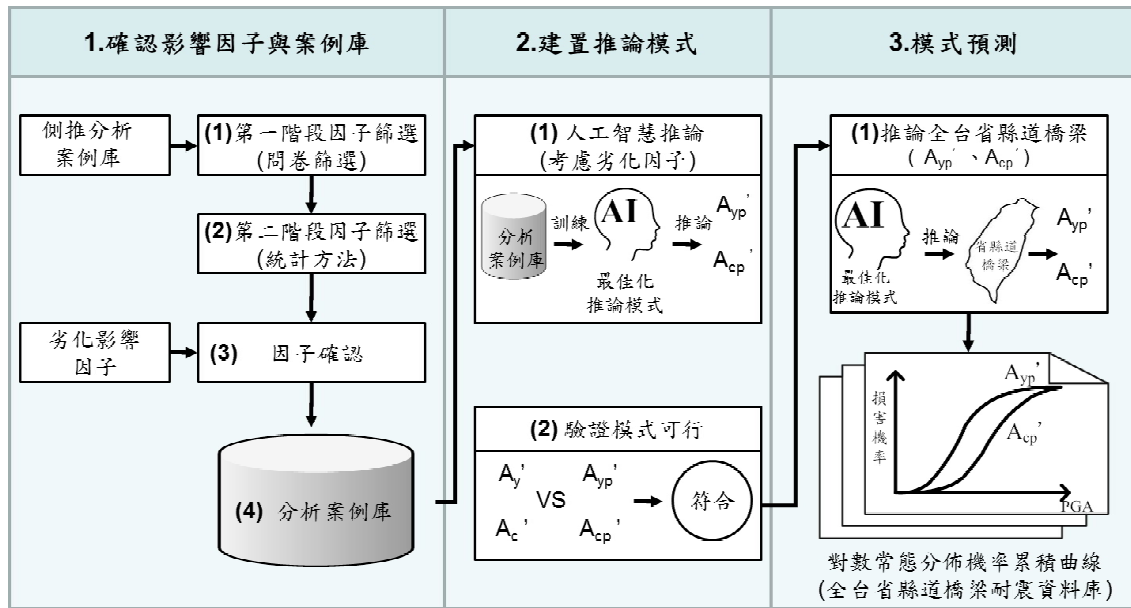


圖 3.81 人工智慧橋梁耐震推論模式流程示意圖

(1)確認影響因子與案例庫：本研究採用(1)第一階段因子篩選(問卷篩選)，問卷之發放對象為國內四家與橋梁設計與維護相關公司，問卷內容包括部門主管與工程師員工。問卷調查總數共發放 35 份，回收有效問卷共 31 份，有效問卷回收率為 88.5%，受訪者之平均工作年資為 11.7 年。根據問卷結果初步找出關鍵性影響因子。(2)第二階段因子篩選(統計方法)分別使用因素分析法、相關係數、類神經分析之多層感知法等，並在三種統計方法中出現兩次(含)以上的因子，即選為本模型主要影響因子，其餘為次要影響因子。(3)因子確認步驟中加入劣化影響因子，由中性化與塩害所造成鋼筋腐蝕量與橋齡等因素(共計 13 項)，並建置分析案例庫。

(2)建置推論模式：(1)應用側推分析與殘餘能力評估所針對 24 座橋梁側推分析結果(含五種劣化程度)作為模式訓練案例，經由訓練學習過程找出輸入(簡易目視調查耐震能力影響因子)與輸出(細評 A_y 、 A_c 值)之映射關係。(2)使用均方根誤差公式驗證本模式之可行性。

(3)模式預測：(1)根據前一階段訓練學習過程後，所確立之人工智慧推論模式，輸入全台省縣道橋梁基本調查資料(耐震影響因子)，推論各橋梁之 A_y 與 A_c 。

4. 橋梁損害評估

當氣象局發佈地震速報時，本階段如圖 3.82 所示，即可以地震速報中地震位置及深度作為地震模擬器輸入來評估全臺灣各地地震震度，接著參照全台省縣道橋梁耐震資料庫推論之 A_y 及 A_c 值，繪製橋梁地震易損性曲線。易損性曲線參考交通部公路總局(2008)、劉季宇、葉錦勳、張國鎮等人(2010)等報告成果，主要用來描述橋梁在地震作用下超越不同損害程度的機率。而此不同損害程度的機率配合劉季宇、葉錦勳、張國鎮等人(2010)之成果即能獲得橋梁通行失敗機率。

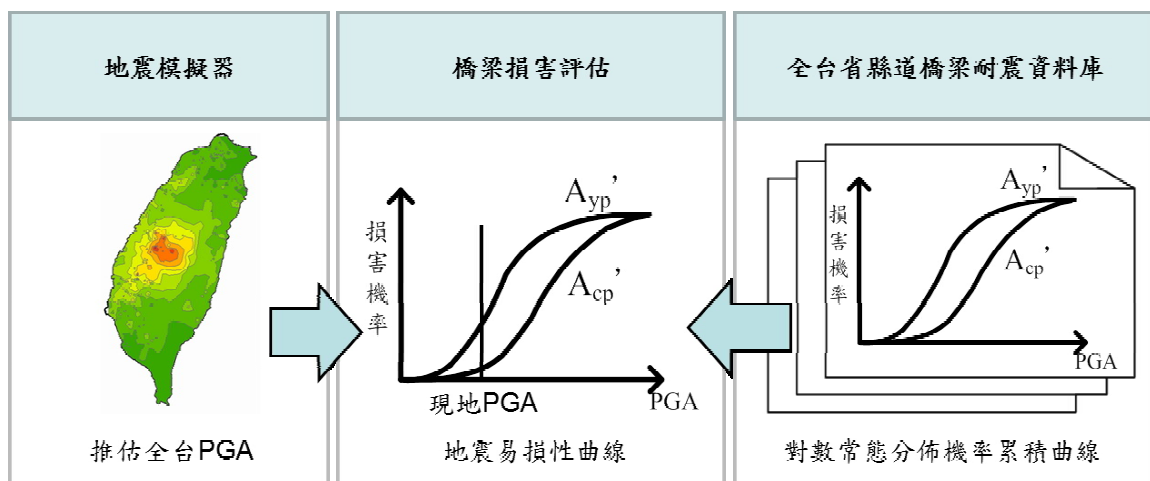


圖 3.82 橋梁損害評估示意圖

3.2.3 模式整合與應用

本研究將上述研究成果進行統合，並開發一 Web-GIS 網頁，利用 ArcGIS Server 進行地理資訊分析，將最後成果展示於 Google Map 地圖上。

本研究以「九二一大地震」作實際案例，將「九二一大地震」地震規模及深度做為地震模擬器之輸入，並進行橋梁損害評估，並計算橋梁通行失敗機率。成果如圖 3.83~3.85 所示，網頁會將通行失敗機率大於 50%橋梁視為危險橋梁，頁面左方表格分別列出橋名、工程處、工務段、PGA(橋梁所在位置地表加速度)及 P(通行失敗機率)，並會在 Google Map 上點繪出以紅色星星為地震震央，暗紅色點即為在 921 地震通行失敗機率大於 50%之橋梁所在位置，地圖上各顏色則依中央氣象局地震震度分級分為八個等級，顯示地震等震圖。未來橋梁管理單位在地震發生後，第一時間即能夠透過該網頁查詢各橋梁通行失敗機率，進而做為橋梁巡檢順序參考。

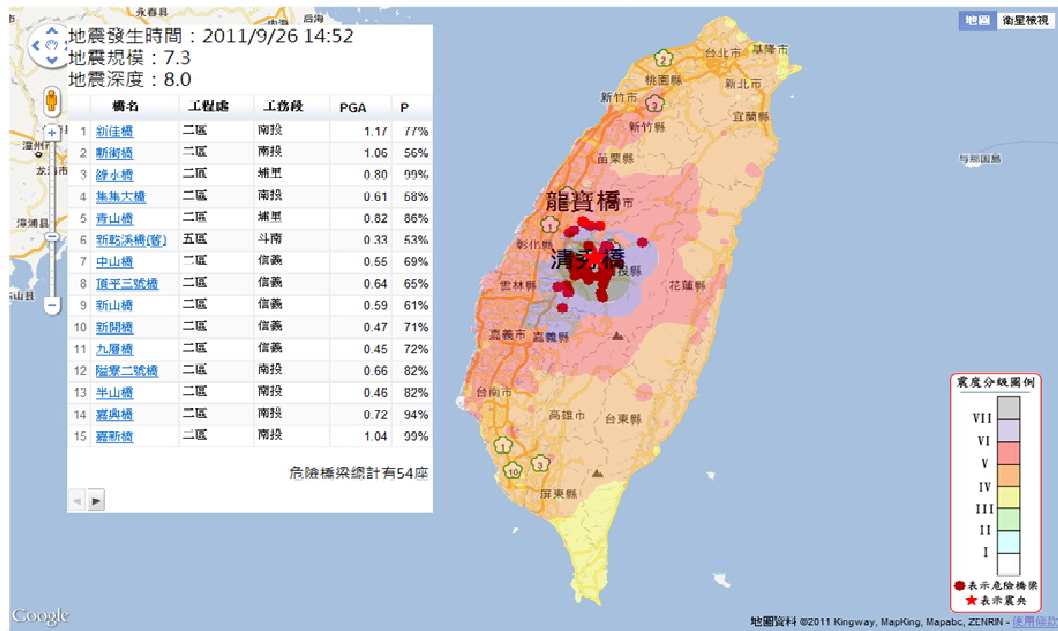


圖 3.83 橋梁地震破壞潛勢人機介面

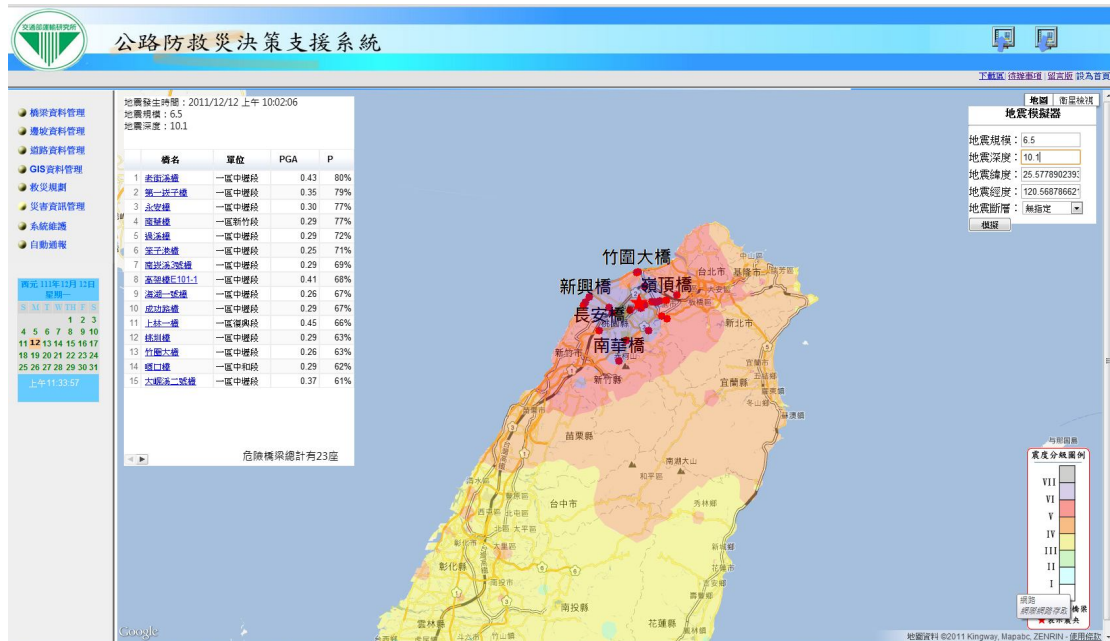


圖 3.84 地震振動分析模式



可以利用右邊表格查詢通行失敗機率大於50%橋梁狀態,並可查詢所在地點。

圖 3.85 地震時安全預警系統(橋梁位址指示)

第四章 橋梁檢測方法與制度

臺灣因地形變化劇烈、地質脆弱、颱風頻繁、降雨不均等種種不利的環境因子組合，復加上天候變化劇烈，降雨強度和累積降雨量都快速與時遽增形成橋梁基礎沖刷加深，土石流衝擊跨河橋梁橋墩與基礎，使橋梁基礎裸露情況日益嚴重，鋼筋混凝土橋墩材料劣化耐久性減低，因而危及橋梁安全。尤其位於河川中、上游跨河橋梁易致洪水抬昇水位使橋面版遭洪水土石流沖毀或淹埋。

對於橋梁管理單位而言，維護管理橋梁數眾多，洪汛期期程每年皆長達半年以上，因而在人力與經費皆有限下，訂定有效可行之橋梁檢測作業方式與標準流程，將使得橋梁管理人員能有效掌握橋梁狀況，對颱風期間之緊急應變有最佳處置，可維橋梁安全並確保用路人之生命財產，基此訂定橋梁檢測作業實仍重要課題。本研究針對檢測方式提出三個主要工作項目(一)訂定跨河橋梁橋基沖刷檢測作業之流程與方式(二)封橋後開放通行前之檢測方式(三)材料耐久性與殘留壽齡之檢測評估方式。依以上方式讓橋梁管理人員在平時檢測、封橋後如何判定通行及長期維護管理使結構物延長其生命週期與修建時機之掌握等有所依循，以達有效之橋梁管理維護。

4.1 跨河橋梁橋基沖刷檢測作業之訂定

本研究參考美國及日本沖刷檢測評估方法並檢討臺灣沖刷檢測評估方法，訂定適用於臺灣橋梁及地理環境之沖刷評估及檢測流程，並提出事件前之沖刷潛勢評估表及事件中之橋梁狀況紀錄表，以及非破壞檢、監測方法於橋梁沖刷潛勢評估之輔助。

4.1.1 沖刷評估

1. 沖刷檢測方式與種類

目前國內有關橋梁檢測制度多為橋梁結構本體為基礎所做之

結構檢測，且依據其檢測頻率而定，檢測內容除簡略介紹檢測橋梁構件項目外，對於其檢測目的、檢測定義、監測結果參數的取得等，並無明顯的表定。對於橋梁沖刷檢測項目，也無一明確的規範，因此本研究將國內目前橋梁檢測制度為基礎，初步擬定橋梁沖刷檢測種類與其定義之項目，如表 4-1 所示，沖刷檢測主要分成目視檢測以及詳細檢測兩個主要項目，其詳細說明如下：

表 4-1 橋梁沖刷檢測種類與其定義項目

檢測種類	定義或項目	主要取得參數	使用方法
目視檢測	1.一般巡查 2.定期檢查 3.依據橋梁維修手冊定義 4.簡易快速的評估沖刷潛勢。	1. DER&U 評估分數 2.異狀照片、影片 3.沖刷潛勢評估分數	1.DER&U 評估 2.簡易沖刷潛勢評估。 3.現況記錄。
詳細檢測	1.目視檢測後，針對受損橋梁基礎細部所施作的儀器檢測 2.汛期前、後之年度檢測	1.橋梁抗災能力評估 2.橋梁現況評估 3.沖刷潛勢評估成果 4.橋梁基本資料之更新。	1.詳細沖刷潛勢評估。 2.沖刷深度及水位、流速檢測。 3.橋梁結構及河道斷面檢測。

(1)目視檢測

定義為一般巡查以及洪汛事件前、中的緊急快速巡查所做之工作項目，其主要工作為橋梁現況異狀照片影片記錄、DER&U 檢測評估以及簡易沖刷潛勢評估。

(2)詳細檢測

定義為目視檢測後針對受損橋梁基礎細部所施作的儀器檢測以及每年定期之洪汛期前後檢測。包含詳細沖刷潛勢評估、沖刷深度及水位流速檢測、橋梁結構及河道斷面檢測，各項說明如下：

a.沖刷潛勢詳細評估

以本研究擬定之沖刷潛勢詳細評估表進行評估，並依照訂定之沖刷潛勢分數門檻值，選出具有中高度沖刷潛勢之橋梁作為洪汛前、中檢測之目標橋梁依據。

b. 沖刷深度及水位流速檢測

定義為颱風事件中以及颱風事件後時所做之工作，其項目包含橋墩振動量測以及相關水位、流速之測量；以及於颱風事件前檢測、颱風事件後檢測時，針對部分有沖刷危害疑慮之橋梁進行振動量測或是沖刷深度量測。

c. 基礎及河道斷面檢測

定義為年度汛期前檢測及年度汛期後檢測中作為橋梁結構損傷、材料檢測或是完成重要橋梁之基本資料調查時所做之詳細工作項目，其項目包含：裸露基礎長度檢測、裸露基礎完整性檢測、橋梁混凝土材料檢測以及河道斷面檢測等。

2. 沖刷檢測之分類

依據不同檢測種類，分為五大層級，各級檢測內容與目的，詳述如下：

- (1) 零級檢測(Level 0)：包含以目視檢測為主，簡易之儀器檢測(沖刷深度及水位、流速檢測)為輔之檢測方式，為橋梁於颱風事件中所進行之檢測工作，目的在於真實記錄颱風洪水來臨時之橋梁變化情形，此時無法用以詳細之檢測儀器(橋梁結構及河道斷面檢測)作為評估標準，須派員於現場進行簡易之目視檢查橋梁之狀態，或利用現場長期監測儀器觀察橋梁於颱風期間之變化。
- (2) 一級檢測(Level 1)：橋梁於颱風事件來臨前之檢測工作，包含簡易沖刷潛勢評估、沖刷深度及水位、流速檢測，並搭配部分詳細檢測項目之檢測，為求簡易快速之檢測方式，主要在於確認或修正年度檢測、損傷檢測之評估結果及沖刷潛勢橋梁清單。
- (3) 二級檢測(Level 2)：橋梁於颱風事件後所進行之檢測工作，檢測項目包含簡易沖刷評估、橋梁結構及水位、流速檢測，以及部分搭配較詳盡的基礎及河道斷面檢測，目的在於確認橋梁狀況及通車中橋梁之安全評定。

- (4)三級檢測(Level 3)：於每年度汛期前，所進行較詳盡之檢測，檢測項目包含 DER&U 評估、詳細沖刷潛勢評估、沖刷深度及水位、流速檢測和橋梁結構及河道斷面檢測，並部分搭配結構穩定度及橋基健全度分析，作為事件發生期間橋梁行為值變化之修正依據。
- (5)四級檢測(Level 4)：每年度汛期結束後所作之檢測工作，為最詳細之檢測層級，通常配合橋梁年度檢測之實行，除進行 DER&U 評估外，必須以完整的詳細檢測，並針對橋梁進行完整的現況評估，搭配結構穩定度、橋基健全度之分析，並將結構提供管理單位維修及補強之依據。

4.1.2 沖刷檢測之分類

依據檢測層級，及符合美國 FHWA 沖刷評估之精神，本研究將橋梁沖刷檢測共分『汛期前檢測』、『事件前檢測』、『事件中檢測』、『事件後檢測』以及『汛期後檢測』等 5 個分期來執行，其分期方式如表 4-2 示。

表 4-2 沖刷檢測階段分期

沖刷檢測階段	檢測目的	檢測、分析手段	檢測種類(層級)
年度汛期前 檢測	1.抗災能力評估 2.沖刷潛勢之評估	1. DER&U 評估 2.詳細沖刷潛勢評估 3.沖刷深度及水位、流速檢測 4.橋梁結構及河道斷面檢測 5.結構穩定分析 6.橋基健全度分析	三級檢測 (Level 3)
颱風事件前 檢測	1.確認或修正「年度檢測」或『前次颱風事件後』評估結果預訂警戒標準。 2. 記錄橋梁於洪水前之振動特性。	1.簡易沖刷潛勢評估 2.沖刷深度及水位、流速檢測	一級檢測 (Level 1)
颱風事件中 檢測	1.封橋巡查檢測 2.事件中橋梁安全狀況(封橋或開放通車)判定。	1.特徵雨量及水位指標判斷 2.橋梁巡檢	零級檢測 (Level 0)
颱風事件後 檢測	1.確認橋梁狀況 2.通車安全之確認	1.目視檢測 2.沖刷深度及水位、流速檢測 3. DER&U 評估	二級檢測 (Level 2)
年度汛期後 檢測	1.維修需求評估 2.維修標準訂定 3.維修後效能確認	1. DER&U 評估 2.沖刷深度及水位、流速檢測 3.橋梁結構及河道斷面檢測 4.結構穩定分析 5.橋基健全度分析	四級檢測 (Level 4)

為瞭解並確定橋梁結構與橋址周遭河道之現況，於每年度汛期前、後，使用本規範所訂定之跨河橋梁沖刷之檢測項目，做為橋梁於洪水沖刷作用下之安全評估依據，其主要檢測項目包含：

1. 年度汛期前檢測：

針對既有橋梁定期於每年汛期前進行一次詳細檢測，並以作為後續長期觀察及詳細檢測評估分析之參考依據，內容需包含：『DER&U 評估』、『詳細沖刷潛勢評估』、『沖刷深度及水位、流速檢測』和『橋梁結構及河道斷面檢測』等，其中必須配合橋梁詳細之基本資料並搭配沖刷潛勢評估表以進行正確之沖刷潛勢之判斷，最後再依據檢測結果進行橋梁基礎健全度之現況分析，列出具中、高度沖刷潛勢之橋梁清單。若橋梁之基本資料不足以進行沖刷潛勢之判斷，則必須特別註記以進行橋梁結構及河道斷面檢測。

2. 颱洪事件前檢測：

颱洪事件前檢測須於每次中央氣象局發布劇烈天氣特報之前完成，具沖刷潛勢之橋梁必須先以『簡易沖刷潛勢評估』或部分以『沖刷深度及流速、水位檢測』進行快速之檢測以確定其由『年度汛期前檢測』評估而得之具有中、高度沖刷潛勢之橋梁清單是否有所改變，若有則更新此清單以作為該次颱洪事件中檢測之對象。

3. 颱洪事件中檢測：

本階段檢測再細分為兩個子階段，第一階段為封橋與否之判斷，橋梁於颱風來臨時，可根據是否為具有中、高度沖刷潛勢清單之橋梁以『特徵雨量及水位指標判斷』、『橋梁巡檢』或『直接進行封橋』等方式進行作業。此階段中檢測人員執行各項作業時必須以數位攝影器材確實紀錄檢測過程之重點，在此建議天候狀況滿足中央氣象局建議之一般人適合之天候條件下，檢測員能下車前往橋址處進行檢測，中央氣象局建議之條件如下：

(a) 風速:每秒風速小於 17.2 公尺(8 級陣風)。

(b) 雨量:時雨量小於 15mm。

(c) 能見度:大於 200 公尺。

實際上現場檢測人員於現場可自行評估是否以颱風事件中橋梁狀況紀錄表(表 4-3)進行巡檢，或以其他儀器量測方式量測橋梁因洪水沖刷時之各項變化，比較「事件前檢測」所獲得之橋梁警戒資料，判斷橋梁之安全性。此外若檢測人員判斷無法進行檢測，則必須紀錄無法下車檢測之原因。

第二階段為開放通車之判斷，可根據中央氣象局是否解除『劇烈天氣特報』或是實際依據各管理單位主管之決定是否進入第二階段。

4. 颱風事件後檢測：

於颱風洪水過後，確認橋梁是否有因該次颱風事件造成環境變遷而導致安全發生顧慮，主要進行通車安全之檢測，包含目視檢測及沖刷深度及流速、水位檢測，達到橋梁安全性之確定或是通知相關單位進行搶修。

5. 年度汛期後檢測：

於每年汛期過後至次年度汛期開始之前完成，橋梁必須再進行一次之詳細檢測，以確定橋梁基礎維修需求的評估，及訂定其維修、補強之標準，並於維修過後確認其維修水準。此階段必須進行詳細儀器之儀器檢測(橋梁結構及河道斷面檢測)，用以確保橋梁結構穩定及橋基健全度，且作為後一年度之檢測參考與基準。

該年度完成整年度之檢測評估流程後，被評估為具有中度、高度沖刷潛勢之橋梁，或經橋梁管理單位特別記註之低沖刷潛勢橋梁，其次一年度必須持續執行本規範制定之檢測作業；該年度其餘被評估為具有低度沖刷潛勢之橋梁，則建議可比照現行橋梁檢測制度，每兩年執行一次本規範制定之檢測作業。

表 4-3 颱洪事件中橋梁狀況紀錄表

橋名:XX 溪橋 檢測人員: 洪紹勛 檢測日期: 99.01.01 護欄至梁底高度: 3m						
警戒水位: 15m 封橋水位: 18m 特徵雨量站: 預警特徵雨量: 100mm						
警戒特徵雨量: 150mm 行動特徵雨量: 200mm						
項目		時間	08:35	12:15	18:32	
觀測值	上游特徵雨量站雨量值(公厘)		50	120	180	
	上游特徵雨量站水位高度(公尺)		20	22	26	
	QPESUMS 預測未來 1 小時之降雨量值(公厘)		100	150	300	
	河流水位(公尺)		520	522	526	
警戒指標	是否有跌水或水躍沖刷現象			V	V	
	是否有河道淤積情形			V		
	是否具有攻角之斜向水流					
	鄰近堤防破堤、損毀					
	橋墩迎水面有局部浮木掛淤情形					
	到達警戒水位、流速、特徵雨量值			V	V	
封橋指標	水位是否到達封橋水位、行動特徵雨量值					
	出現大面積的束縮沖刷情形					
	橋台、橋墩是否有傾斜、下陷					
	橋墩迎水面完全為浮木掛淤				V	
	伸縮縫有變位情形或橋面板、大梁出現明顯裂縫					
	橋梁出現異常之聲響(由構件摩擦或引起)					
	橋梁出現異常大幅度之垂直振動或是出現水流向之振動					

4.1.3 沖刷潛勢評估

本研究針對目前臺灣之『公路橋梁安全評估表(耐洪能力)』、『橋梁耐洪能力初步評估表』以及日本的『橋梁一次評分表』進行比較，並綜合其各表格之重要的反應沖刷潛勢指標，進而訂定出一套最適合的跨河橋梁沖刷潛勢評估表，如表 4-4 所示。

跨河橋梁沖刷潛勢評估表整體而言分成『(A)資料記錄項目』、『(B)

室內評估項目』以及『(C)現地評估項目』，『(A)資料記錄項目』是必須要依靠基本資料蒐集以及相關之結構穩定度分析成果而進行填寫，(A)項目之填寫目的為協助檢測人員進行(B)項目評估之判斷依據，也就是檢測人員在汛期前的檢測作業階段內，可事先於室內進行『(B)室內評估項目』，並不需要前往橋梁現場進行填寫。『(C)現地檢測項目』則是作為汛期前的檢測作業階段內現地檢測評估項目，在此『(B)室內評估項目』佔 35 分，『(C)現地檢測項目』佔 65 分，其分數總合為 100 分。評估表中部分具有◆符號之項目，表示若橋梁滿足此一評估內容，可直接列為具高度沖刷潛勢之橋梁，必須列入颱風事件中必須巡檢之橋梁清單中；此外其中第 19、20 項關於保護工之評估項目中，若有完善的保護工，則以負分表示，代表可減少整體橋梁所承受的沖刷潛勢。最後『檢測員意見』的部分可註明檢測員之其他看法。

在一年一度之汛期前詳細沖刷檢測中，將會得到『具有沖刷潛勢橋梁之清單』，以提供橋管人員在洪水發生時橋梁巡檢之依據；然而當面臨洪水事件前檢測時，從颱風事件發生前到事件發生中，可能僅有 48 小時或甚至更少的時間內，就必須要完成橋梁沖刷潛勢的評估，因此為能有效達到此目的，在每一次的洪水事件前所進行的沖刷潛勢評估表的填寫，因(A)、(B)兩項目的內容較不會在每次洪水過後而發生改變，因此僅填寫『(C)現地檢測項目』即可，如此一來便能有效的降低表格填寫的時間，最後就以變更(C)項目後所得到更新後的沖刷潛勢總分來更新『具有沖刷潛勢橋梁之清單』。

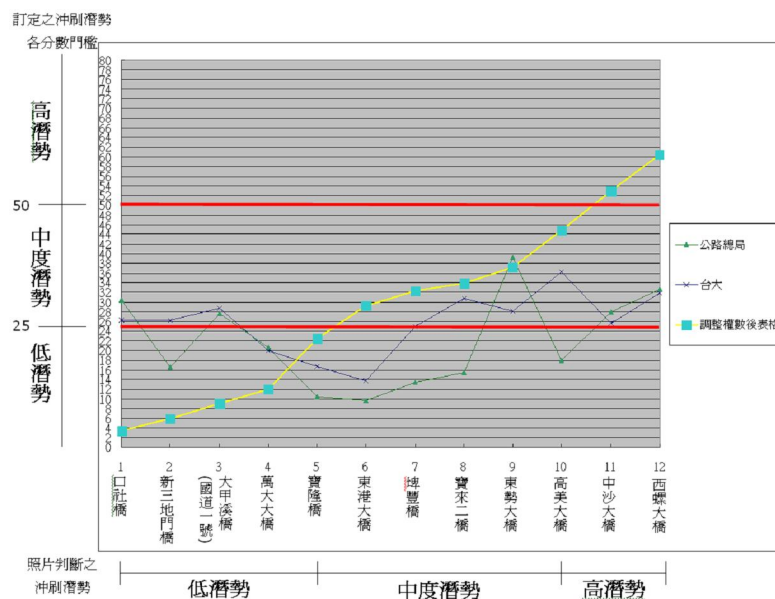
在本研究中，將實際針對臺灣的 12 座跨河橋梁進行沖刷潛勢評估表的填寫，同時另外以『公路橋梁安全評估表(耐洪能力)』、『橋梁耐洪能力初步評估表』一併進行填寫，並同時根據橋梁現場狀況、相關照片以人員主觀的判斷沖刷潛勢之高低，綜合以上之沖刷潛勢評估結果，以進行本計畫所擬定之評估表與其他現有的評估表之比較，同時根據本計畫的評估表結果可得到一表示沖刷潛勢高低之門檻值：0~20 分屬於低沖刷潛勢，20~40 分屬於中度沖刷潛勢，40 分以上屬於高度沖刷潛勢，其結果如圖 4.1 所示。

表 4-4 公路橋梁冲刷潛勢評估表

橋梁名稱：		檢測單位：		檢測人員：			
路線名稱及里程：		檢測日期：					
(A) 資料紀錄項目	項次	項目	紀 錄 內 容				
	1	橋梁竣工圖	橋墩基礎型式：_____ 橋台基礎型式：_____ 橋基貫入深度 H_p ：_____ 公尺 容許冲刷深度 H_{sd} ：_____ 公尺 ☐ H_p 未知，需進行非破壞檢測				
	2	結構穩定度分析成果	臨界冲刷深度 SI ：_____ ☐ 尚未分析 臨界水位高度 WI ：_____ ☐ 尚未分析				
	3	衛星影像或航照圖	橋梁是否位於河川彎曲處： ☐ 是 ☐ 否 上游攔河堰或水庫等設施與橋址距離：_____ 公尺				
	4	河床断面測量結果或相關報告	三年內河床降低幅度：_____ 公尺 計畫洪水水位：_____ 公尺 主河道寬度：_____ 公尺 計畫河道寬度：_____ 公尺				
	5	歷史災損及冲刷最嚴重情形	災損時間、位置及原因：_____ ◆是否已改善：_____				
(B) 室內評估項目	項次	項目	配分	評 估 內 容		權數 ξ	得分
	7	上游攔河堰或水庫等設施	7	☐ 1000 公尺以內 ($\xi=1.0$) ☐ 1000 公尺~3000 公尺 ($\xi=0.5$) ☐ 3000 公尺以上或無 ($\xi=0$)			
	8	基礎型式	7	☐ 淺基礎或擴展基腳 ($\xi=1.0$) ☐ 沉箱基礎 ($\xi=0.5$) ☐ 樁基礎 ($\xi=0$) (請參閱橋梁管理系統或竣工圖資)			
	9	橋梁是否位於河川彎曲處或束縮處	6	☐ 是 ($\xi=1.0$) ☐ 否 ($\xi=0$) (請參閱衛星影像或航照圖)			
	10	河床下降情形 $h=$ _____ 公尺	8	$\diamond (\xi=1.0) \geq \xi = 1 - \frac{0.75}{3.5} (4-h) \geq (\xi=0.25); h < 0.5$ 公尺, $\xi=0$ (請參閱河床断面測量結果或相關報告)			
	11	河床材料	2	☐ 泥、砂 ($\xi=1.0$) ☐ 砂礫混合 ($\xi=0.75$) ☐ 卵礫石 ($\xi=0.5$) ☐ 軟弱岩盤(泥岩、頁岩等) ($\xi=0.3$) ☐ 堅硬岩盤 ($\xi=0$)			
12	主河道位置	5	☐ ◆離橋台 5 公尺以內 ($\xi=1.0$) ☐ 離橋台 10 公尺以內，且有逐年向橋台侵蝕之趨勢 ($\xi=0.75$) ☐ 離橋台 10 公尺以內 ($\xi=0.5$) ☐ 此河為辨狀河道，不易判定主河道 ($\xi=0.3$) ☐ 離橋台 10 公尺以上或橋台基礎為非直接基礎 ($\xi=0$)				
(B) 小計			35				

(C) 現地評估項目	13	跌水效應 (高程差 Dh ：_____ 公尺)	5	$(\xi=1.0) \geq \xi = \frac{1}{3} D_h \geq (\xi=0)$			
	14	橋墩(基)方向與河川流向間之角度 $\theta=$ _____	7	$(\xi=1.0) \geq \xi = \frac{\theta^0 - 5^0}{25^0} \geq (\xi=0); \theta < 5^0, \xi=0; \theta > 30^0, \xi=1$			
	15	阻水面積比 RA	4	☐ 極嚴重 ($RA > 12\%$) ($\xi=1.0$) ☐ 嚴重 ($9\% \leq RA \leq 12\%$) ($\xi=0.75$) ☐ 輕微 ($RA < 9\%$) ($\xi=0.4$) ☐ 無 ($RA < 3\%$) ($\xi=0$)			
	16	基礎裸露程度 H_b (基礎裸露深度) H_p (初始基礎深度) S (基礎裸露比) $S = H_b/H_p$	18	☐ ◆ $H_b \geq 1.5H_{sd}$ 或 $S \geq 40\%$ ($\xi=1.0$) ☐ $1.5H_{sd} > H_b > 1.0H_{sd}$ 或 $40\% > S > 25\%$ ($\xi=0.5 \sim 0.9$) ☐ $H_b \leq 1.0H_{sd}$ 或 $S \leq 25\%$ ($\xi=0.2$) ☐ 無 ($\xi=0$)		橋墩(橋台)編號	
				☐ 置於砂礫層或◆已有裸露情形 ($\xi=1.0$) ☐ 置於岩盤表層 ($\xi=0.5$) ☐ 深入岩盤 ($\xi=0$)		H_b (公尺)	
						H_p (公尺)	
17	橋墩阻水情形 be ：橋墩等值寬度	12	當 $b_d > 8 \cdot \zeta = 1.0$ ： 當 $2 \leq b_d < 8 \cdot \zeta = [-1/3 + (1/6)b_d]$ ： 當 $b_d < 2 \cdot \zeta = 0$		權數		
18	SSI 指標評分	10	☐ $SSI > 90$ ($\xi=1.0$) ☐ $80 > SSI > 70$ ($\xi=0.2$) ☐ $90 > SSI > 80$ ($\xi=0.8$) ☐ $SSI < 70$ ($\xi=0$)		分數		
19	護岸工現況	4	☐ 不具保護作用 ($\xi=1.0$) ☐ 河岸無須保護 ($\xi=0$) ☐ 僅具部分保護作用 ($\xi=0.75$) ☐ 護岸工良好 ($\xi=0.2$) ☐ 尚有一定之保護作用 ($\xi=0.3$)				
20	護岸工現況	5	☐ 不具保護作用 ($\xi=1.0$) ☐ 河床無須保護 ($\xi=0$) ☐ 僅具部分保護作用 ($\xi=0.75$) ☐ 護岸工良好 ($\xi=0.2$) ☐ 尚有一定之保護作用 ($\xi=0.35$)				
(C) 小計		65					
(B)+(C) 總計							
檢測員意見		1. ◆此橋是否具有其他冲刷潛在危害因素 是： ☐ 否： ☐ 說明：					

備註：1. 本表不適用於土石流潛勢區
 2. 滿足◆之評估項目表示可直接列為具冲刷潛勢之橋梁
 3. ξ =權數



沖刷潛勢 程度	公路橋梁沖 刷潛勢評估表之 分數
低	20 分以下
中等	20~40 分
高	40 分以上

圖 4.1 各表格所判定沖刷潛勢之比較圖

4.2 橋梁振動檢測分析模式之建立

本研究建立適用臺灣橋梁之移動式振動檢測模式，利用移動式非破壞性振動檢測，針對車行方向、水流方向等進行量測，藉由橋梁量測到之頻率主頻偏移，判斷橋梁安全狀態，可做為事件後開放通行之參考依據。

4.2.1 振動檢測與分析流程

橋梁自然振動頻率，一般均認為可做橋梁健康與否的指標，因為若橋基受到嚴重的沖刷，則橋墩的振動頻率將隨之下降，因此，若檢測過程中偵測到上述情形時，表示該橋梁極有可能無法達到原設計之目標強度，據此，相關措施可以適時適地施作於該橋梁，防止橋梁

非預期性之破壞、確保行車及用路人之安全，進而降低社會經濟成本。

因臺灣地區之橋梁數量高達數萬座，逐一設置固定式頻率監測儀器之成本可能過高，因此在不影響現有交通之前提下，研究快速量測橋梁頻率(如移動式非破壞性振動檢測)遂成為本計畫研究目的之一，本計畫針對多種橋梁頻率量測法(包含直接與非直接量測)進行試驗，分析並比較其間差異，探討非直接量測法應用於實際橋梁之可行性。

目前本計畫共進行4座橋梁試驗，分別為宜蘭舊牛鬥橋、新店思源橋、宜蘭執信橋及南投集集橋。每座橋梁試驗因時間不同，各具有不同的階段性目的，因此，每座橋梁進行的試驗項目均不同，其重點觀察項目亦不同，圖4.2為振動檢測與分析模式流程。

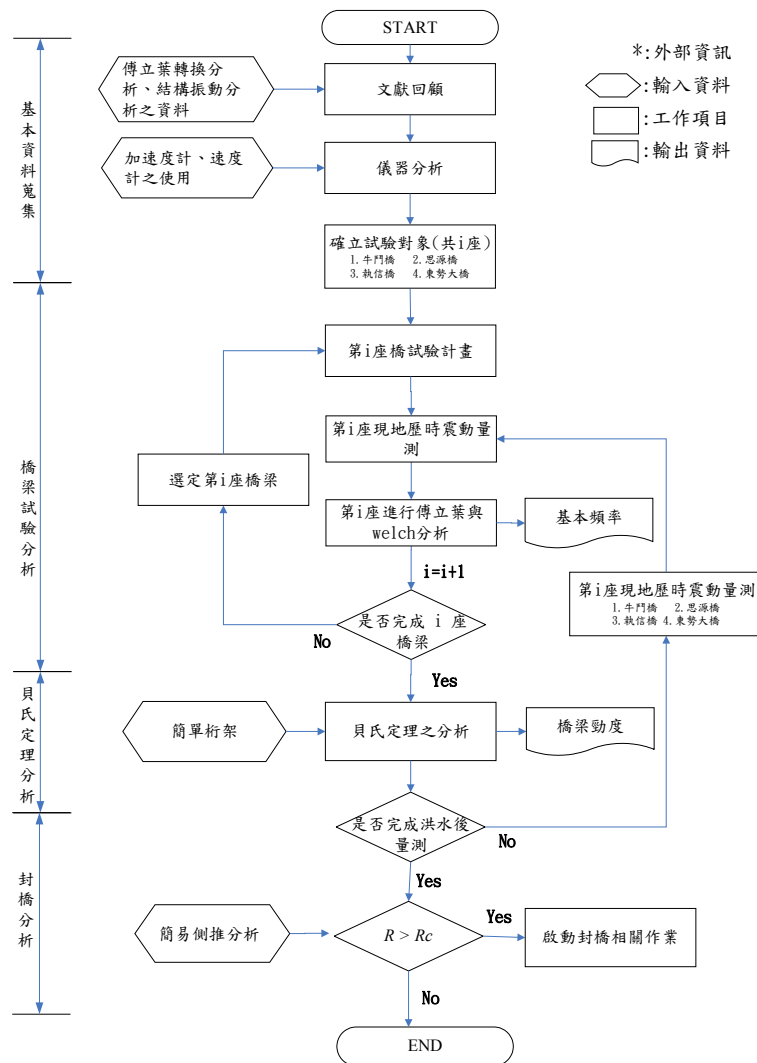


圖 4.2 振動檢測與分析模式初擬流程圖

4.2.2 橋梁振動頻率試驗方式

本計畫選定符合目標之試驗橋梁，利用多種振動檢測方法，針對橋面版中間跨處垂直方向、橋墩處水流方向進行頻率量測，依據試驗結果，評估並建置國內橋梁震動頻率檢測方式。

本計畫檢測方式說明如下：

1. 有無外力作用於橋梁：

- (1)等速動態載重試驗：有外力作用。
- (2)微震量測：無外力作用。
- (3)外力來源又可分為大型卡車(6噸)、小型休旅車(1.5噸)及小型自用車(1.5噸)三種；外力作用於橋梁之速度有10公里/小時、20公里/小時及40公里/小時等。

2. 儀器是否直接置於橋梁結構體上：

- (1)直接量測：儀器直接置於橋梁結構體上。
- (2)間接量測：儀器無直接置於橋梁結構體上，量測儀器置於小自客或無動力拖車(斗)中。。

3. 量測儀器移動與否：

- (1)移動式量測：儀器可能設置於小型自用車之行李箱中或小拖車上
- (2)靜止式量測；儀器可能設置於橋面板中央跨處、橋面板橋墩上方處、小自客後行李箱中及小拖車中。

綜合上述，本試驗進行的試驗項目計有：

本計畫至目前為止所有橋梁試驗之試驗方式如表 4-5：

表 4-5 橋梁振動頻率試驗方式

試驗方式	量測方式	儀器位置	橋梁振動外力來源	試驗代碼
移動式量測法	非直接量測	小自客	小自客	1
	非直接量測	拖車	休旅車	2
	非直接量測	小自客	小自客重車	3
	非直接量測	拖車	休旅車+重車	4
微震法	直接量測	橋面版	無	5
	非直接量測	小自客 (車靜止)	無	6
	非直接量測	拖車(車靜止)	無	7
等速動態載重法	直接量測	橋面版	重車	8
	非直接量測	小自客 (車靜止)	重車	9
	非直接量測	拖車(車靜止)	重車	10

本研究共針對四座橋梁進行五次試驗，各個試驗之目的及關係如表4-6所示：

表 4-6 各橋梁試驗之目的及關係

橋梁名稱	試驗重點	試驗結果	相對應措施
1. 牛鬥橋	(1)測試將量測儀器置於車內的可行性(移動式量測法之可行性評估) (2)確認港研提供之儀器與本團隊操作該儀器之準確性	(1)<移動式量測法>之可行性尚無法由此次試驗結果驗證。 (2)本團隊操作港研儀器之準確性已確認	(1)於思源橋試驗中再次測試<移動式量測法>之可行性，並改用加速度計作為量測儀器
2. 思源橋	驗證<移動式量測法>之準確性	以加速度置於車內確可量測橋梁震動，準確性尚待驗證	於執信橋試驗之<移動式量測法>中，增加無動力小拖車之試驗，並加大外力來源(卡車)以增加試驗成功之機率
3. 執信橋 (第一次)	(1)非直接量測法可行性探討 (2)外加載重(等速動態載重法)對量測結果影響之探討	(1)非直接量測法確實可行(橋面板)，橋墩方面，仍有改善空間 (2)外加載重對量測結果有正面效果，以	(1)先行估算東勢大橋之震動頻率，若仍與現租用之小托車相近，應另行設計

橋梁名稱	試驗重點	試驗結果	相對應措施
	(3) <移動式量測法>可行性再探討	車速20公里/小時最佳 (3)因一般小自客之高阻尼特性，不適用於<移動式量測法>中，加設無動力小拖車，為較可行之方案	或尋找其他小拖車
4. 執信橋 (第二次)	沖刷前後頻率之比較(前提為今年的雨量對執信橋確有沖刷的事實)	兩次量得之頻率並無明顯之不同，原因為今年的降雨量並未對執信橋造成顯著之沖刷	
5. 集集橋	增加試驗案例之資料數	順利完成資料收集	

4.2.3 頻譜分析方法

試驗所得為非連續的數位訊號，一般進行頻譜分析時，經常採用快速傅立葉轉換分析，本團隊目前採用 welch 法執行歷時振動資料及能量譜(Power Spectrum Density， PSD)之間的轉換。

信號之頻率域分析，主要基於傅立葉轉換(Fourier Transform)，而傅立葉轉換源自傅立葉級數(Fourier series)。傅立葉級數為週期性函數的解析式，即任何具有基本週期之函數均可表示成傅立葉級數。假設基本週期趨近於無限長時，則可由傅立葉級數得到傅立葉轉換之公式。因為傅立葉轉換假設函數之基本週期為無限長，然實務上之量測及信號分析，通常為有限時間區間，因此一般採用離散傅立葉轉換。離散傅立葉轉換之數值分析，須較長的計算時間，因此，快速傅立葉轉換隨之發展，但時間域分割點數必須是 2^n 個。

信號頻譜估測的方法有很多種，如 Periodogram、Bartlett、Welch 等，本計畫目前採用 Welch 法進行信號頻譜的分析。因所收集之訊號具有隨機性，相對應的傅立葉轉換也應具有隨機性。Welch 法的特徵即為，將資料依一定的時間分段，將各段資料進行傅立葉轉換，再將轉換後的振幅或振幅平方平均，以得到傅立葉轉換的平均值。換言

之，Welch 法將信號區分為若干子序列並容許子序列間有部分重疊，並將離散傅立葉轉換應用到每一個子序列，以求取頻率分佈的平均值以減低訊號隨機性之影響程度。

4.2.4 濾波器設計

濾波器的數學基礎為摺積計算；例如，數位濾波器的輸出 $y(n)$ ，是它的輸入 $x(n)$ 與它的脈衝響應 $h(n)$ 的摺積，如下所示：

$$y(n) = h(n) * x(n) = \sum_{m=-\infty}^{\infty} h(n-m)x(m) \quad \dots\dots\dots (4-1)$$

濾波器一般可以分類為帶通、帶阻、高通與低通濾波器。以下分別簡述：

帶通濾波器係指僅有某一頻率範圍內的頻率分量可以通過濾波器、而其他範圍的頻率分量將被濾波器衰減到極低水平。理想的濾波器係指訊號經濾波之後，具有完全平坦的通帶、阻帶的頻率被完全衰減以及通帶與阻帶間的轉換頻率範圍極小。實際上，理想的帶通濾波器並無法實現；濾波器無法將阻帶的所有頻率完全衰減至極低水平，尤其是在通帶與阻帶間之過渡範圍，此為濾波器的滾降現象，通常以每十倍頻的衰減幅度 dB 來表示。滾降範圍越窄，濾波器的性能越接近設計目標。然而，滾降範圍越窄，響應將出現「漣波」現象，特別是在通帶及阻帶的邊緣，稱為 Gibbs 現象。

帶阻濾波器與帶通濾波器係相對的概念，其目的為僅有某一頻率範圍內的頻率分量無法通過濾波器。高(低)通濾波器則是指濾波器容許高(低)頻信號通過、但減弱（或減少）頻率低(高)於截止頻率信號之訊號的濾波器。明顯的，截止頻率定義了何謂高(低)頻率。

鑑於量測數據可能受到外界干擾，本計畫設計一個 FIR 數位帶通濾波器，將不必要的雜訊濾除，此濾波器係藉由 kaiser 窗函數之設計，達到通帶範圍由 1.5Hz 到 10.0Hz，過渡頻率範圍則為 1.0Hz 到 1.5Hz 與 10.0Hz 到 10.5Hz；且阻帶漣波為 1%，而通帶漣波為 5%，

訊號的取樣頻率為 100 Hz。以牛鬥橋之量測數據為例，圖 4.3 為原始取得之歷時紀錄，圖 4.4 則為所設計之濾波器頻率響應圖，圖 4.5 則為濾波後之歷時紀錄，圖 4.6 與圖 4.7 則為濾波前後經 welch 轉換後之能量反應譜，主要頻率在濾波後，相對明顯而容易判讀；其中，能量的單位為 $(\text{m/s})^2/\text{Hz}$ 。

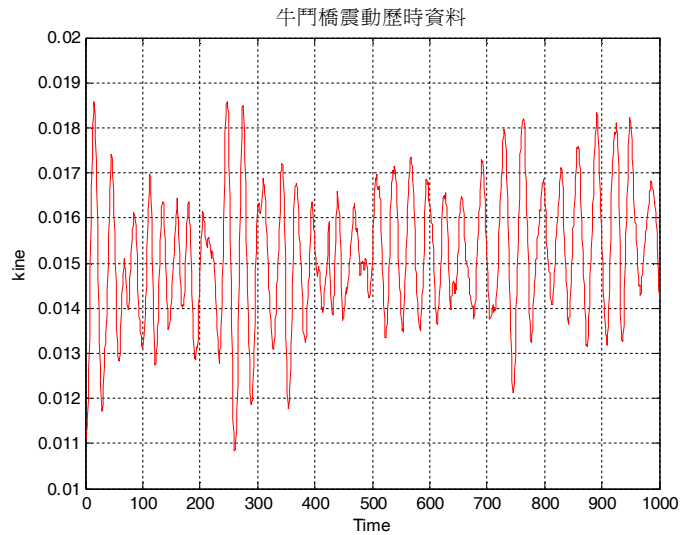


圖 4.3 牛鬥橋現地試驗濾波前之歷時資料

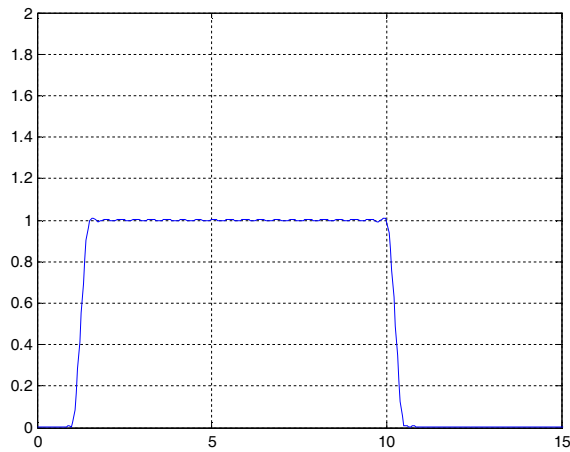


圖 4.4 濾波器頻率響應圖

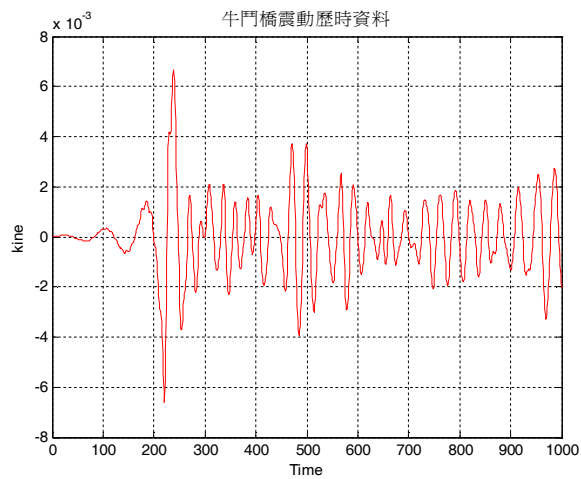


圖 4.5 牛鬥橋現地試驗濾波後之歷時資料

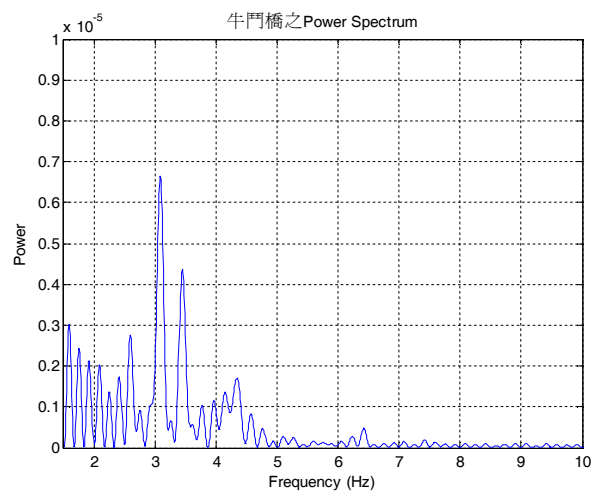


圖 4.6 牛鬥橋能量反應譜(濾波前)

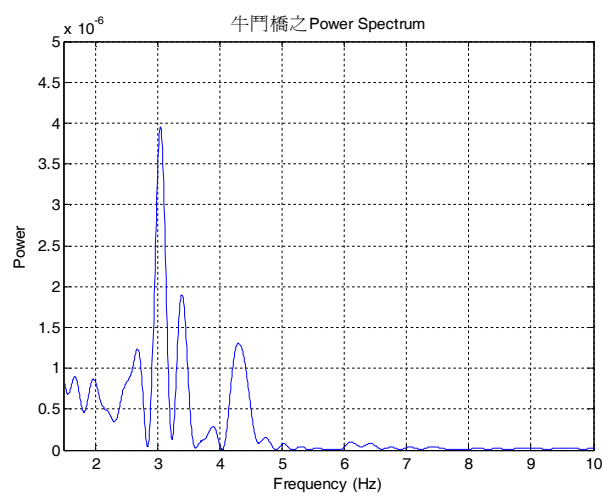


圖 4.7 牛鬥橋能量反應譜(濾波後)

4.2.5 試驗結果比較分析

表4-7為防汛期前後試驗結果之比較，此表可觀察出以下幾點：1. 藉由能量譜判讀基本振態之頻率，並非易事，因此，表中多項數值均以一個範圍表示；2. 上述顯示，現地振動量測所得為一隨機變數，綜合多次量測結果可信度較高，綜合的方式可為平均或以信賴區間表示；3. 根據表中數據，除了方式六外(儀器置於小自客)，夏季前後之各項振動頻率數值並沒有明顯的差異，表示100年夏季雨量並未對執信橋造成顯著的沖刷影響，此點與現地觀察相符。故若依單一橋梁(執信橋)的結果而言，藉由振動頻率檢測橋梁的沖刷潛勢，是可行的方法，惟需要更多的橋樑試驗結果驗證此結論。

表 4-7 兩次試驗結果之頻率(基本振態)比較(Hz)

	橋墩振動頻率			橋面版振動頻率		
	方式五	方式六	方式七	方式五	方式六	方式七
夏季前	3.3	4.0	4.2-4.5	5.2	5.0	5.1
夏季後	3.3-4.0	3.5	4.0-4.2	5.1	4.5	5.1

4.2.6 貝氏定理分析

在進行橋梁振動試驗之前，由初步的檢測資料可得橋梁的各項資料如設計圖或竣工圖、材料強度、斷面尺寸、基礎及地盤型式等。震動試驗完成後，可得橋梁之各項反應如頻率及振態。貝式定理可以系統性地整合上述兩種資料並更新各結構參數(如 EI 值)的機率分佈函數，更新後之參數平均值可視為結構系統識別之結果，此結果可以應用於本研究第五階段「側推分析」中，以求得橋梁之承载力。

以下為貝氏定理之簡介，若所量得之參數為不連續的變數，則依貝式定理其機率分佈的更新公式如下(Ang, 1984)：

$$P(\Delta = \delta_i | \varepsilon) = \frac{P(\varepsilon | \Delta = \delta_i)P(\Delta = \delta_i)}{\sum_{i=1}^n P(\varepsilon | \Delta = \delta_i)P(\Delta = \delta_i)} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad \dots\dots\dots (4-2)$$

其中， $P(\Delta = \delta_i)$ 為事前機率(prior probability)； $P(\varepsilon | \Delta = \delta_i)$ 為一條件機率，即在以事前機率的參數為前提下，觀察到事件 ε 的機率； $P(\Delta = \delta_i | \varepsilon)$ 為事後機率(posterior probability)。

實際橋梁結構的受損部位及勁度折減率之關係，並不容易取得。因而利用貝氏定理制定橋梁受損部份而不經人力檢測來驗證確認其受損部位具有相當難度。本研究擬將建立上述演算法之運算模式，演算對象為假定之理想結構物(如桁架結構)，該假定結構物受損前後之各項資料均為已知，故可作為檢驗貝氏定理計算後之結果。

依據上述之貝式定理，事後機率可以表示為

$$f_v''(\nu) = k f_{t|v}(\mathbf{t} | \nu) f_v'(\nu) \quad \dots\dots\dots (4-3)$$

其中， ν 為結構性質，如勁度，以桁架結構而言，則為 EA/l 值， $\mathbf{t}$ 為所觀察到的事件，於此例中， $\mathbf{t}$ 為所量測到的頻率(振態)。

假設桁架結構如圖 4.8 所示，其相關性質如下：各桿件斷面積(A)= 0.001m^2 ，其標準差為 0.1，彈性模數(E)= $7 \times 10^7 (\text{kN/m}^2)$ ，桿件密度(ρ)= $2.7 (\text{ton/m}^3)$ ，未受損頻率之標準差為 0.03。

根據以上資料，貝式定理中各相關參數可計算如下：

$$\mu_v' = \begin{bmatrix} 70000 \\ 70000 \\ 70000 \end{bmatrix} \quad (\text{kN})$$

其中， μ_v' 為每根桿件 EA/l 值之平均數，

$$C_v' = 10^6 \times \begin{bmatrix} 49 & 0 & 0 \\ 0 & 49 & 0 \\ 0 & 0 & 49 \end{bmatrix} \quad (\text{kN}^2)$$

其中， C'_v 為 EA/l 之共變異矩陣，

$$\Lambda_0 = 10^6 \times \begin{bmatrix} 5.3690 \\ 33.244 \\ 72.451 \end{bmatrix} \quad (\text{rad}^2/\text{sec}^2)$$

Λ_0 為未受損結構之頻率，

$$\Sigma_\lambda = 10^3 \times \begin{bmatrix} 4.8321 & 0 & 0 \\ 0 & 29.919 & 0 \\ 0 & 0 & 65.206 \end{bmatrix} \quad (\text{rad}^2/\text{sec}^2)$$

Σ_λ 未受損結構頻率之共變異數。若假設此一桁架結構中的某一桿件受損(未知)，且其受損後之勁度為受損前勁度之 90%與 80%(未知)。則利用以上所推導之公式，推估受損後之各桿件勁度如表 4-8 所示，由此表可之，以上推導之貝式公式確可準確地預測桁架結構中何者為受損元件，此推導公式目前僅由簡單桁架結構驗證其可行性，未來希望可以推廣至真實的結構(如橋梁)，如此，根據現地量測的頻率輔以貝式定理，工程師便可推估橋梁的健康狀態。

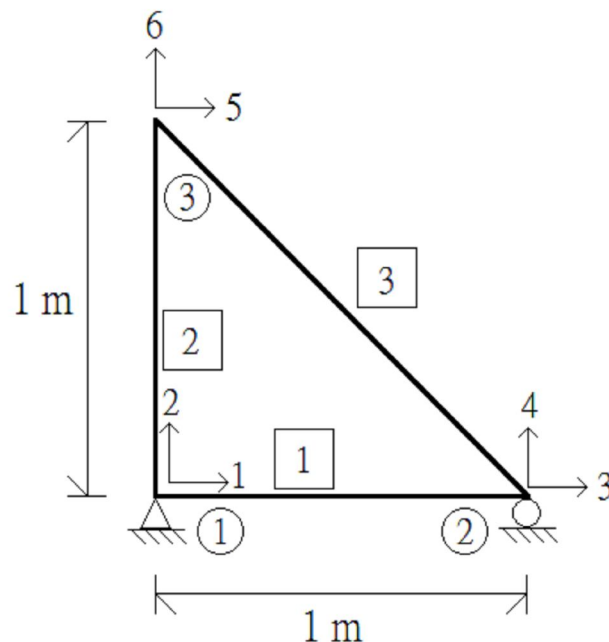


圖 4.8 以貝式定理與量測頻率預測受損構件之桁架結構

表 4-8 以貝式定理與量測頻率預測受損構件之桁架結構

No.	預設的損壞率 (%)	真實的EA值 (kN)	推估的EA值 (kN)
1	$\begin{bmatrix} 0.9 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 63000 \\ 70000 \\ 70000 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 63442 \\ 70919 \\ 70870 \end{bmatrix}$
2	$\begin{bmatrix} 1 \\ 0.9 \\ 1 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 70000 \\ 63000 \\ 70000 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 70602 \\ 63532 \\ 70803 \end{bmatrix}$
3	$\begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0.9 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 70000 \\ 70000 \\ 63000 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 69810 \\ 70049 \\ 62593 \end{bmatrix}$
4	$\begin{bmatrix} 0.8 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 56000 \\ 70000 \\ 70000 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 52228 \\ 68278 \\ 68056 \end{bmatrix}$
5	$\begin{bmatrix} 1 \\ 0.8 \\ 1 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 70000 \\ 56000 \\ 70000 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 66864 \\ 52690 \\ 67767 \end{bmatrix}$
6	$\begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0.8 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 70000 \\ 70000 \\ 56000 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 63123 \\ 64219 \\ 48258 \end{bmatrix}$

4.2.7 封橋臨界頻率分析

針對同一座橋梁之頻率進行洪水前後之比較，若欲將比較的結果作為封橋與否的參考，尚須界定明確的臨界值，洪水前後之頻率比值如下所示：

$$R = \frac{f_{ma}}{f_{mb}} \dots\dots\dots (4-4)$$

其中， f_{ma} 為洪水後橋墩的量測震動頻率(第一振態)， f_{mb} 為洪水前橋墩的量測震動頻率(第一振態)， R 為兩者之比值。若 $R > R_c$ 則應考慮進行封橋， R_c 定義如下：

$$R_c = \frac{f_{aa}}{f_{ab}} \dots\dots\dots (4-5)$$

其中，其中， f_{aa} 為橋墩受損後的震動頻率(第一振態)， f_{ab} 為橋墩受損前的震動頻率(第一振態)。受損之定義為某一橋樑的結構狀態對等於側推分析中 A_y 或 A_c 的結構狀態，亦即，當任一橋梁抵抗橫向力的能力等於該橋梁降伏(A_y)或崩塌(A_c)時抵抗橫向力的能力時，視為受損狀態。以執信橋為例，受損橋梁的模擬方式為對其橋墩的相關結構性質(如 EI 值)進行折減，以下為三種可能的折減方法：

1. 將橋墩之結構性質依塑性鉸行為進行折減

執信橋橋墩經斷面分析後，其塑性鉸之破壞模式(撓剪破壞)如圖 4.9 所示，當橋樑降伏時，其抗彎矩能力之折減比例為圖 4.9 中線段 BC 與線段 AB 的斜率比，根據圖 4.9 可計算此比值為 1%，亦即，橋墩之下方斷面(接近基礎的地方)之結構性質將折減為原強度之 1%；結構完成修正後，則進行結構振態分析，以取得結構修正前與修正後之頻率比，經分析得若以此方式決定結構性質之折減，其 R_c 為 30%。

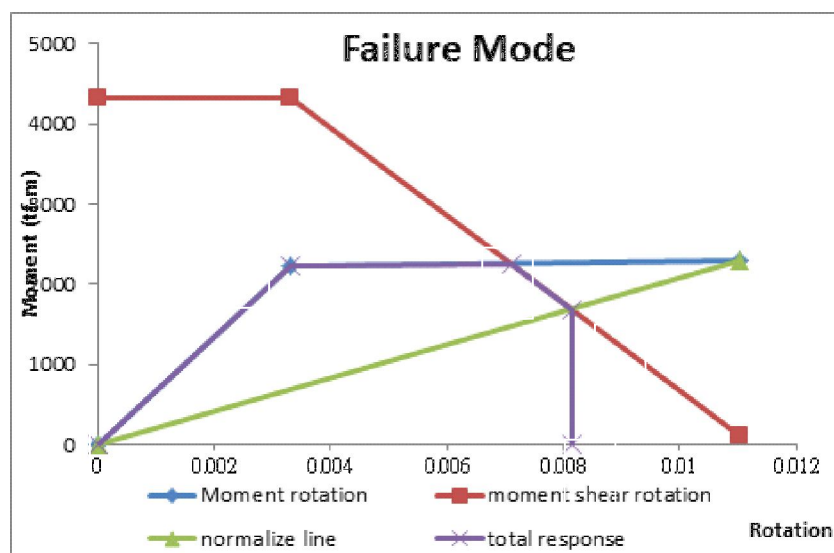


圖 4.9 執信橋塑性鉸模型

2. 將橋墩之結構性質依側推分析中之外力與位移關係進行折減

執信橋橋墩經側推分析後，其基底總剪力與位移之關係如圖 4.10 所示，當橋樑降伏時，橋墩之下方斷面(接近基礎的地方)之結構性質可依圖 4.10 中線段 BC 與線段 AB 的斜率比值進行折減，根據圖 4.10 計算此比值為 18%；同樣地，結構完成修正後，則進行結構振態分析，以取得結構修正前與修正後之頻率比，經分析得若以此方式決定結構性質之折減，其 R_c 為 60%。

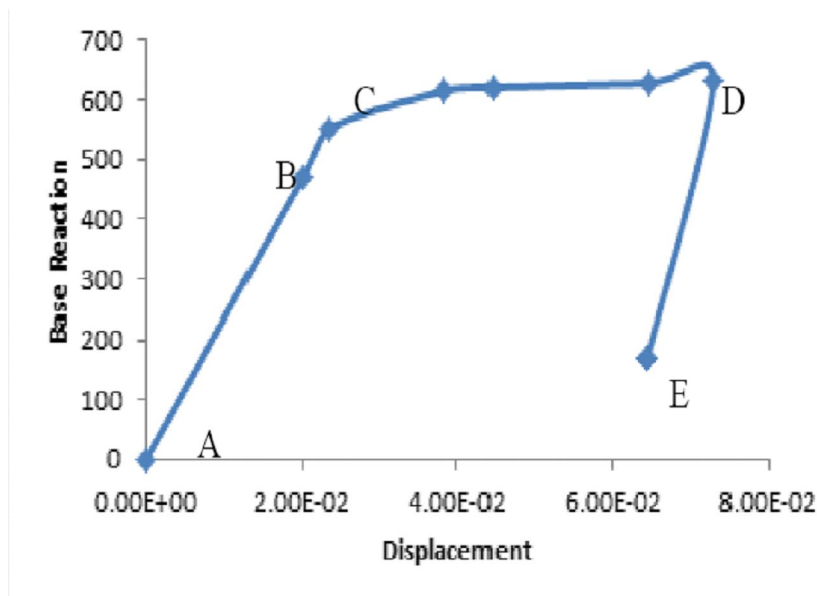


圖 4.10 執信橋之側推分析結果

3. 將橋墩之結構性質依側推分析中之PGA與位移關係進行折減

由側推分析之結果，進行 PGA 分析後可得 PGA 與位移之關係如圖 4.11 所示；當橋樑降伏時，橋墩之下方斷面(接近基礎的地方)之結構性質可依圖 4.11 中線段 BC 與線段 AB 的斜率比值進行折減，根據圖 4.11 計算此比值為 67%；同樣地，結構完成修正後，則進行結構振態分析，以取得結構修正前與修正後之頻率比，經分析得若以此方式決定結構性質之折減，其 R_c 為 87%。

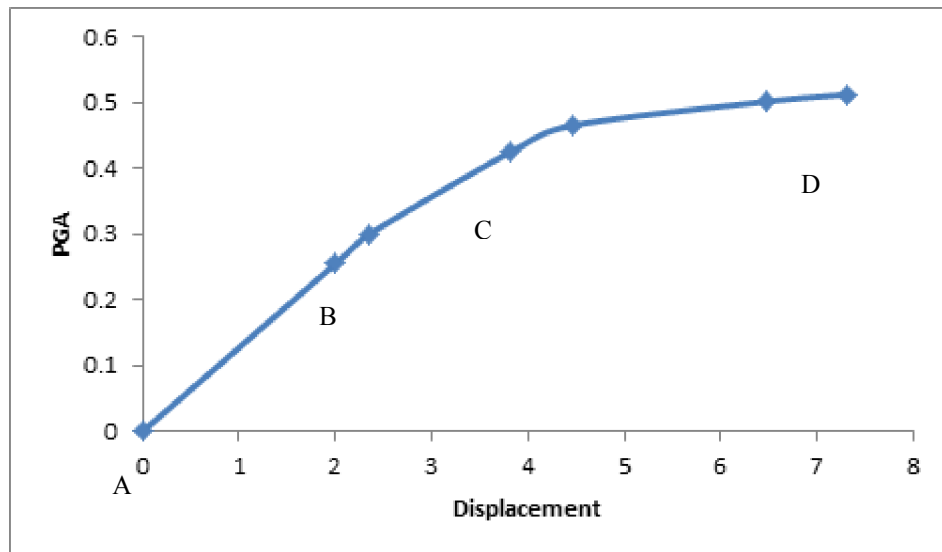


圖 4.11 執信橋之 PGA 分析結果

由以上可知， R_c 深受結構強度折減模式影響，以執信橋為例， R_c 的範圍為 1% - 87%。因本計畫所考量之外力為水流造成之沖刷力，此物理現象應與折減模式二較相近，故 R_c 值取 60% 應屬合理。另圖 4.12 所示為不同折減比率下之 R_c 值，由圖可看出，折減率與 R_c 值間並非線性關係。

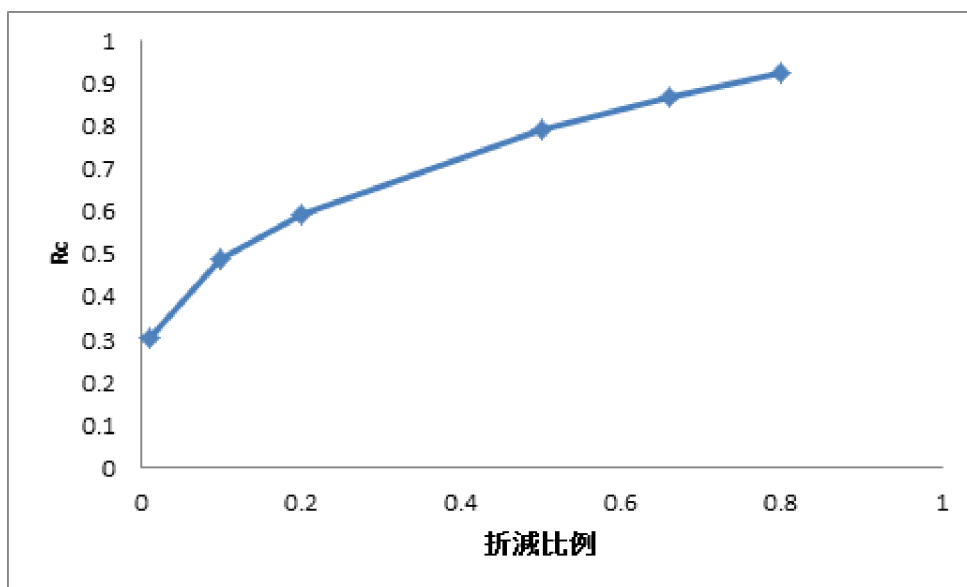


圖 4.12 橋墩折減率與臨界頻率比值(R_c)關係圖

由上述之計算過程可知，當考慮的橋梁不同時，其 R_c 值亦將變動，此節僅以宜蘭執信橋做為範例說明，本節所推導之 R_c 值理論上僅適用於執信橋，其他橋梁之 R_c 值應再進行個別的評估。

4.2.8 適用於臺灣地區之移動式振動檢測模式之建議

本研究建議的臺灣地區之移動式振動檢測模式，係微震法—非直接量測且無外力來源（表 4-5 方式 7），量測儀器(速度計)置於具移動性之拖車上，量測時，裝載儀器的拖車係靜止狀態，每次量測時間約 2 分鐘，能快速、經濟且正確地量測橋面版與橋墩之振動頻率(第一振態)，模式流程圖如圖 4.13 所示，詳細內容說明如下；圖中之流程除步驟(6)封橋判斷、與步驟(7)系統通報為當量測時間為洪水後才需執行之步驟，其餘步驟(1)至步驟(5)則為進行洪水前或洪水後量測時，共同需要執行之步驟。

1. 儀器準備：

- (1)震動儀器：建議使用速度計作為量測儀器，且其可量測範圍至少應為 ± 2 kine (± 0.02 m/s)；以可同時取得三個方向之歷時振動之儀器為優先考量。
- (2)拖車設計：托車之自然震動頻率不宜介於 2.0Hz-8Hz 之間、且其各向(x 與 y 方向)之阻尼比不宜大於 5%，上述托車之結構性能可以由自由振動之歷時反應取得。
- (3)電源設備：必須確保現場量測時筆記型電腦及速度計之電源無虞，不建議採用汽車之電力，以蓄電池(如電匠)提供電力較為理想。
- (4)儀器測試：現場試驗前，各儀器(如筆電及速度計)應先整合並測試是否可以正常讀取振動訊息。

2. 頻率量測流程：

- (1)將儀器固定於托車上

- (2)將拖車固定於具移動性之車輛上
- (3)整合各項儀器
- (3)以汽車將拖車與量測儀器運送至某一橋墩上方
- (4)進行訊號收集
- (5)以汽車將拖車與量測儀器運送至某一橋面版跨度中央處
- (6)進行訊號收集
- (7)重複 D.至 G.直至每個橋墩與橋面版中央處均有三筆資料(每筆兩分鐘)

3. 量測資料分析

- (1)若量測資料為二位元檔案，應先將該檔案轉換為文字檔，以利後續分析。
- (2)以數位過濾器濾除不必要的雜訊
- (3)對每一筆量測資料進行 welch 分析
- (4)取得每一個橋墩與橋面版之基本振動頻率

4. 橋梁側推分析

- (1)建立斷面破壞模式
- (2)建立整體橋梁之有限元素模型
- (3)進行側推分析以建立容量曲線
- (4)進行 PGA 分析以建立 PGA 曲線

5. 橋梁受損前後之結構振態分析

- (1)由容量曲線與 PGA 曲線取得橋墩折減係數
- (2)進行橋梁受損前後之振態分析
- (3)計算 R_c 值

6. 封橋判斷

(1)計算洪水前後之頻率比(R 值)

(2)若 $R > R_c$ 則建議封橋，反之，則不建議封橋

7. 系統通報

將封橋與否之決定以簡訊或電郵通報港灣研究中心已建置之「公路防救災決策支援系統(Taiwan Road Early Nature Disaster prevention System, TRENDS)」中，進行後續之相關措施。

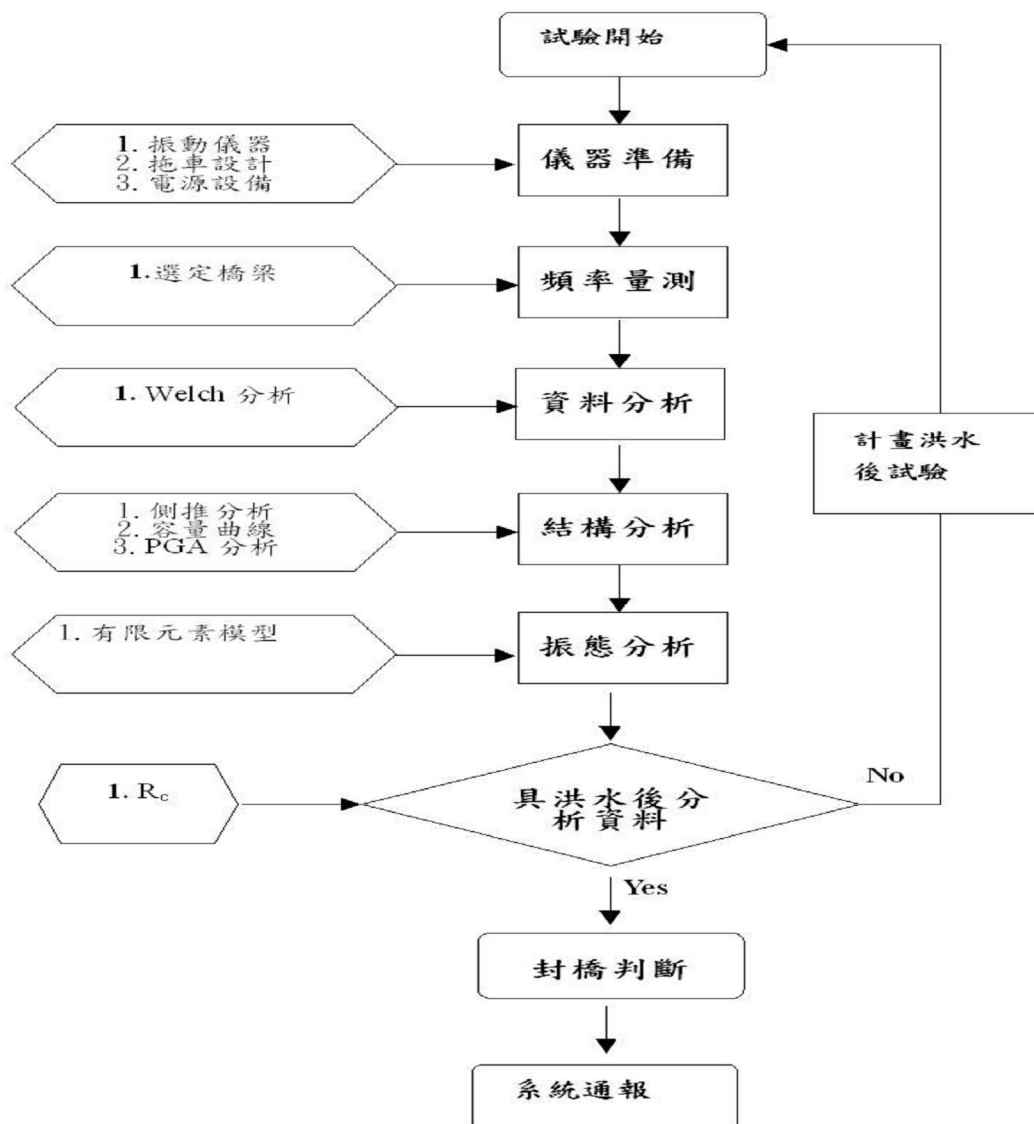


圖 4.13 臺灣地區建議之移動式振動檢測模式流程圖

4.3 RC 橋梁材料耐久性評估與殘餘壽命預測

本研究針對既存的鋼筋混凝土橋梁，從現場檢測量測到的資料，透過有系統的分析方式，化為工程師可以理解的數據，再加以評估橋梁的耐久性現況，並評估其殘餘壽命，不但可以供做橋梁結構物耐久性的參考，同時其耐久性評估與殘餘壽命預測結果可運用於橋梁安全預警系統充分考量材料劣化因子，改善橋梁安全評估計算時僅考慮結構型式、地震因子、基礎特性而沒有材料劣化因子之缺點，而且可以作為橋梁系統管理的決策依據，亦可作為既有鋼筋混凝土橋梁維修、補強或拆除的期程排序，達工程預算的全理分配避免資金排擠效應，並可延長結構之生命週期。

4.3.1 橋梁暴露及環境因子調查

1. 橋梁概況與環境條件的調查

橋梁概況調查包括原始資料的調查和橋梁的實地考察兩部分。原始資料的調查主要是針對橋梁的設計、施工情況(包括施工工藝和施工原始資料)及使用、養護、維修、加固與管理情況進行的；橋梁的實地考察主要是初步了解橋梁的技術狀況和主要存在問題，並向相關人員調查了解橋梁病害史、使用中的特別事件、限重限速原因、交通狀況、今後改擴計劃、水文、氣候及環境等方面情況。環境條件調查則包括橋梁所處地區的氣象條件調查和橋梁的工作條件調查兩部分。

2. 重車流量因子

車輛超載將會造成橋梁發生材料疲勞等現象，或導致橋面版損壞。當通車的重車數量越多，對於橋梁所造成的震動次數增加，愈容易使結構產生裂縫，使得老劣化之情形加劇。為避免橋梁因重車流量過大而導致使用壽命降低，必須加入重車流量因子，以供日後橋梁管理維修之用。

3. 橋梁齡期因子

結構的使用壽命或耐久年限的定義為建築結構在正常使用和正常維護條件下，仍然具有其預定使用功能的時間。由於混凝土結構的性能退化過程是一個極其複雜的演化過程，不僅取決於結構本身，而且與結構所處環境有非常密切的關係，故在有些情況下，鋼筋銹蝕並不十分嚴重，但卻發生了構件破壞現象。因此，並不存在一個規定不變的耐久性評估準則，為了能綜合考慮結構的經濟效益與社會效益、採用齡期因子來判定分類。

4.3.2 RC 橋梁材料耐久性評估

影響鋼筋混凝土橋梁的耐久性因子甚多，粗略來分可以環境因子、施工因子、設計因子、材料因子、維護營運因子等五類。若是將所有因子全部考量，則會造成兩個困境：其一為各因子所需的調查量以及數據過於龐雜，而使得最後評估的作業難以實踐；其二為若採用層級分析法作為決定因子間的相對權重時，因為層級分析法假設各層因子間為獨立關係，並無相關，最後整體的評定乃是由各因子評定分數乘上相對權重再加總起來。然而，如日本或是中國大陸則採用不同思維，他們認為影響橋梁耐久性的主要因素為材料因子，而其他的影響因子的作用則可以用放大係數將材料因子所得到的評分加以放大。這種思維很顯然地把其他因子的作用視為會影響材料因子，而非獨立的，此種思維在實務操作上較為可行。因此在本研究中，僅針對材料因子圖 4.14 進行評估作業，至於其他因子則以放大係數的觀念加入最後整體的評定當中。在決定權重上，一般來說可以採用層級分析法或是網絡分析法來決定。層級分析法基本上每一層的各因子間是互相獨立的，也就是說它們不會互相影響或是影響可以忽略；網路分析法則可以容許因子間互相影響，甚至自我影響。若是因子間的影響關係不明確時，則即使在問卷設計上分級詳盡，但是確因為資訊不足造成專家無法確定其影響為何。緣此，在決定材料因子的權重上採用層級分析法。

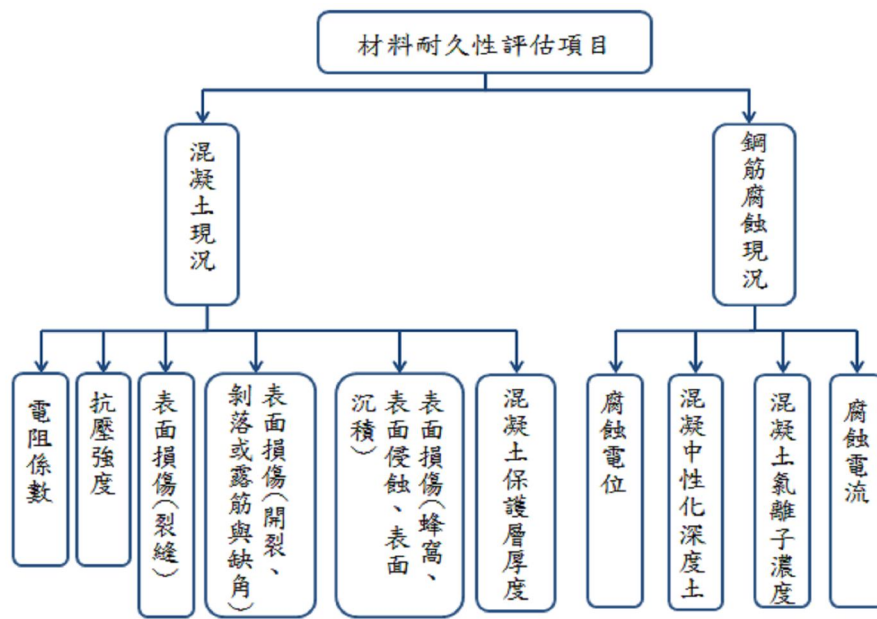


圖 4.14 材料因子耐久性評估項目

4.3.3 耐久性綜合評估方法

本研究提出先以單一構件作出耐久性評定，然後再總合計算整體性耐久性評定的觀念。在本研究中，亦採用同樣的概念並加以修正。首先針對單一構件的耐久性評估計算方式如下：

$$D_1 = \delta_1 \dots \delta_k \times \sum_{i=1}^2 \sum_{m=1}^{P_i} \beta_i A_{im} \alpha_{im}$$

其中 D_1 代表第 1 種單一構件的耐久性評定， $\delta_1 \dots \delta_k$ 為 k 個放大係數考量(在本研究中僅考量兩個放大係數分別為重車流量影響以及環境影響)， β_i 為第 i 類因子所代表之權重(其中共有兩類，分別為混凝土現況以及腐蝕現況)， A_{im} 為第 i 類因子中第 m 個指標所得到之評定(一律分為五級，值分別由 1 至 5)， α_{im} 則為第 i 類因子中第 m 個指標在第 i 類因子中所佔之權重。 P_i 代表第 i 類中之耐久性指標總數，若 $i=1$ ，則 $p_1=6$ ；若 $i=2$ ，則 $p_2=4$ 。各項權重值如表 4-9。

在實際操作上，可能在各類指標中實際所操作之項目並未達到建議之總指標數，而僅進行部份之檢測，則可以將各類指標之總合計算如下式所示：

$$D_1 = \delta_1 \dots \delta_k \left(\sum_{j=1}^2 \beta_j \frac{\sum_{m=1}^n A_{jm} \alpha_{jm}}{\sum_{m=1}^n \alpha_m} \right)$$

因為在未考量放大因子前，單一構件之最大值為 5(這是因為我們分為五評等級之故)，乘上放大因子之後，則可能有超過 5 的情況出現。我們由此可以將單一構件耐久性之評斷分為五級如表 4-10 示：

表 4-9 混凝土構件材質狀況檢測指標與耐久性指標權重值

項目		耐久性 指標數	Local 權重值		Global 權重值	
腐蝕現況			0.44		0.44	
腐蝕電位		1	0.11		0.05	
中性化深度		2	0.26		0.12	
氯離子		3	0.35		0.15	
腐蝕電流		4	0.28		0.12	
混凝土現況			0.56		0.56	
電阻係數		5	0.05		0.03	
抗壓強度		6	0.14		0.08	
混凝土表 觀損傷	裂縫	7	0.19	0.61	0.20	0.32
	開裂、剝落或露 筋與缺角	8	0.25		0.07	
	蜂窩、表面 侵蝕、表面沉積	9	0.17		0.05	
鋼筋保護層厚度		10	0.2		0.05	

表 4-10 混凝土單一構件之耐久性評估標準

D_{total} 範圍	$1 \leq D_{total} < 2$	$2 \leq D_{total} < 3$	$3 \leq D_{total} < 4$	$4 \leq D_{total} < 5$	$D_{total} \geq 5$
單一構件 耐久等級	1	2	3	4	5
耐久性 狀況	完好	較好	一般	較差	很差

資料來源:參考文獻^[5]

有了單一構件之耐久性評定，則可以針對橋梁整體結構耐久性作整體評定如下式所示：

$$D_{total} = \sum_{j=1}^q D_j \gamma_j$$

其中 D_{total} 代表橋梁整體之耐久性評定 D_j 代表第 j 個構件之單一構件耐久性評定， γ_j 則代表第 j 個構件在整體結構中所佔之權重， q 則代表考量之構件總數。有關可量構件之權重，可參考文獻^[5]所建議，如表 4-11。但是實作上可依據橋梁所處環境、設計時之考量等之不同，由專家進行評定再給與權重。

表 4-11 混凝土橋梁各構(部)件權重值

構(部)件	名稱	推薦權重
1	橋台與基礎	0.23
2	橋墩與基礎	0.24
3	支承	0.07
4	上部主要承重構件	0.26
5	上部一般承重構件	0.12
6	橋面鋪裝	0.02
7	人行道承重構件	0.05
8	欄杆或護欄	0.01
備註	當評定標度值為“1”時，表示好的狀態，或表示沒有設置的構造部件，不再進行疊加。	

資料來源：參考文獻^[5]

同樣地在整體橋梁耐久性評定上，我們也可以針對橋梁整體耐久性評定分級，如表 4-12。

表 4-12 構件整體的耐久性綜合評定標準

<i>D total</i> 範圍	$1 \leq D \text{ total} < 2$	$2 \leq D \text{ total} < 3$	$3 \leq D \text{ total} < 4$	$4 \leq D \text{ total} < 5$	$D \text{ total} \geq 5$
結構耐久等級評定標度	1	2	3	4	5
耐久性狀況	完好	較好	一般	較差	很差
建議處理方式	正常使用	正常使用	持續維護	補強	拆除

4.3.4 既有鋼筋混凝土橋梁殘餘壽命預測

本研究之主要目的係將 No binding、Linear binding、Langmuir 和 Freundlich adsorption isotherm 等四種數學模式代入線性〔擴散係數(D)為定值〕和非線性〔擴散係數(D)不為定值〕Fick 第二定律結合初始及邊界條件，由此所得的解析解，並以大津橋和林邊橋現場取樣所試驗得到的總氯離子濃度（亦即束縛氯離子和自由氯離子），分別將總氯離子和自由氯離子濃度代入解析解，藉由商業軟體“Mathematica” Wolfram Research 反算時間，由此所得的橋面版、橋墩和橋台氯化壽命作為橋梁耐久性問題的指標。

Treadaway, K 指出橋梁使用壽命 t 為

$$t = t_i + t_p + t_{corr}$$

圖 4.15 中誘發期 t_i 定義為二氧化碳或氯離子由混凝土表面滲入至鋼筋鈍態保護膜表面的時間，去鈍化期 t_p 為鈍態保護膜被破壞的時間，傳遞(或腐蝕)期 t_{corr} 為混凝土中鋼筋腐蝕至劣化度為 0.8 的時間。故可以從此推估出橋梁各構件使用壽命。

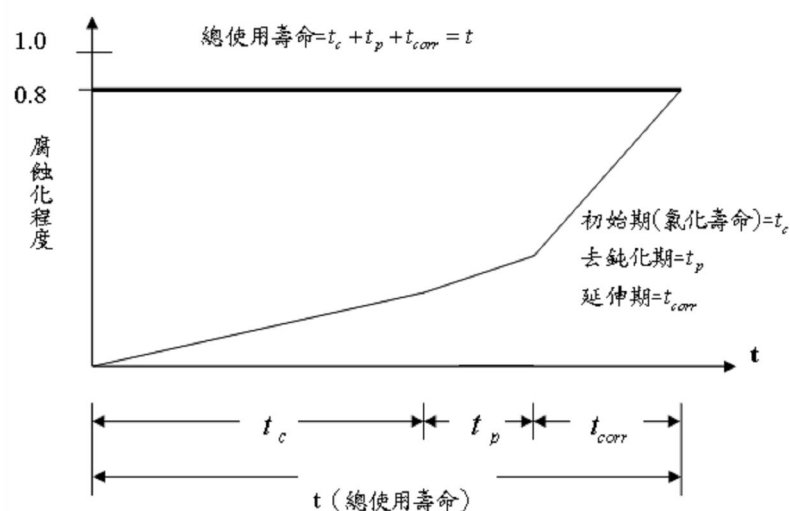


圖 4.15 結構物於氯離子擴散之使用壽命

1. 誘發期 t_i 的預測法

(1) Fick 第一擴散定律或 Fick 第二擴散定律均可化為下列簡單式

$$x(t) = k\sqrt{t}$$

式中 $x(t)$ 為碳化或氯化深度， K 為碳化或氯化速度係數， t 為時間。

(2) Weyes 法

$$C(x,t) = C_i + (C_s - C_i)[1 - \operatorname{erf}(\frac{x}{2\sqrt{D_c t}})] \approx C_0[1 - \operatorname{erf}(\frac{x}{2\sqrt{D_c t}})]$$

$C(x,t)$ 為時間 t 距離 x 時之氯離子濃度， x 為擴散深度(mm)， t 為擴散時間， C_i 為混凝土中氯離子起始濃度， C_s 為混凝土表面氯離子濃度， $C_0 = C_s = C(0,t)$ 為混凝土表面氯離子濃度 (Kg/m^3)， D_c 為氯離子擴散係數， erf 為誤差函數。

(3) LZCL 法

$$C(x,t) = [C_i + (C_s e^{kt} - C_i) \operatorname{erfc}(\frac{x}{2\sqrt{D_c t}})] e^{-kt}$$

C_i 為混凝土中氯離子起始濃度， C_s 為混凝土表面氯離子濃度， k 為化學反應係數(0.001)， x 為擴散深度(mm)， t 為擴散時間， $erfc$ 為補誤差函數。

(3)Hookham 法

$$t = K_c \cdot K_e \cdot x^2 + K_a \cdot x$$

K_c 為混凝土品質係數， $K_c = 7.59$ ， K_e 為環境係數， $K_e = 0.85$ ， K_a 為活態腐蝕係數， $K_a = 4.0$ ， x 為保護層厚度 (cm)。

(4)AJMF 法

$$C(x,t) = kt \left\{ \left(1 + \frac{x^2}{2D_c t} \right) erfc\left(\frac{x}{2\sqrt{D_c t}}\right) - \left(\frac{x}{\sqrt{\pi D_c t}}\right) e^{-\frac{x^2}{4D_c t}} \right\}$$

$$C(x,t) = k\sqrt{t} \left\{ e^{-x^2/4D_c t} - \left[\frac{x\sqrt{\pi}}{2\sqrt{D_c t}} erfc\left(\frac{x}{2\sqrt{D_c t}}\right) \right] \right\}$$

$C(x,t)$ 為時間 t 距離 x 時之氯離子濃度， k 為常數(4.20 式代 0.1，4.21 式代 0.545)， D_c 為氯離子擴散係數， $erfc$ 為補誤差函數， x 為擴散深度(mm)， t 為擴散時間。

(5)Guirguis 法

$$t = \frac{L}{\lambda D_c}$$

D_c 為氯離子擴散係數， L 為保護層厚度(mm)， λ 為一常數(0.01)。

2. 鈍化期 t_p 的預測法

當鈍態保護膜破壞變為活化時，其活化期 t_p 可使用下式預測：

(1)Bazant 法

$$t_p = \frac{1}{12D} \left(\frac{L}{1 - \sqrt{\frac{C^*}{C_s}}} \right)^2$$

式中 D 為氯離子擴散係數，L 為保護層厚度，Cs 為混凝土表面的氯離子濃度，C*為鈍態保護膜處的氯離子臨界濃度。

(2)Bazant(修改 1)法

$$t_p = \frac{1}{4D} \left(\frac{L}{1 - \sqrt{\frac{C^*}{C_s}}} \right)^2$$

D 為氯離子擴散係數，L 為保護層厚度，Cs 為混凝土表面的氯離子濃度，C*為鈍態保護膜處的氯離子臨界濃度。

(3)Bazant(修改 2)法

$$t_p = \frac{7}{384D} \left[\frac{L}{1 - \sqrt{\frac{C^*}{C_s}}} \right]^2 + \frac{1}{64D} \left[\frac{L}{1 - \frac{C^*}{C_s}} \right]^2$$

D 為氯離子擴散係數，L 為保護層厚度，Cs 為混凝土表面的氯離子濃度，C*為鈍態保護膜處的氯離子臨界濃度。

3. 傳遞(腐蝕)期 t_{corr} 的預測法

(1)一般而言，

$$t_{corr} = \frac{1}{4} \sim \frac{1}{5} t_i$$

(2)Bazant 法

$$t_{corr} = \rho_{cor} \frac{D}{S} \frac{\Delta D}{j_r}$$

$$\Delta D = 2f'_t \frac{L}{D} \delta_{pp}$$

$$\delta_{pp} = \frac{D}{E_{ef}}(1 + \nu_c) + \frac{D^3}{2E_{ef}L(L+D)} + \frac{2D^3}{S^2E_{ef}}$$

$$E_{ef} = \frac{E}{1 + \phi_{cr}} = \text{混凝土有效彈性模數}, E \text{ 混凝土抗壓彈性模數},$$

數， ϕ_{cr} 為潛變係數， ν_c 為混凝土普松比， L 為保護層厚度(m)， D 為鋼筋直徑(m)， S 為鋼筋間距(m)， ΔD 為鋼筋直徑增量， ρ_{cor} 為穩態腐蝕階段中，鋼筋的平均密度(3,600kg/m³) j_r 為鏽蝕產物速度， f'_t 為混凝土抗拉強度。

(3)Bazant(修改)法

$$t_{corr} = \rho_{cor} \frac{D}{S} \frac{\Delta D^*}{j_r}$$

$$\Delta D = f'_t \left[2 \left(\frac{L}{D} \right) + 1 \right] \delta_{pp}$$

$$\delta_{pp} = \frac{D}{E_{ef}}(1 + \nu_c) + \frac{D^3}{2E_{ef}L(L+D)} + \frac{2D^3}{S^2E_{ef}}$$

$$E_{ef} = \frac{E}{1 + \phi_{cr}} = \text{混凝土有效彈性模數},$$

E 為混凝土抗壓彈性模數， ϕ_{cr} 為潛變係數，

ν_c 為混凝土普松比， L 為保護層厚度(m)，

D 為鋼筋直徑(m)， S 為鋼筋間距(m)，

ΔD 為鋼筋直徑增加量，

ρ_{cor} 為穩態腐蝕階段中，鋼筋的平均密度(3600kg/m³)，

j_r 為鏽蝕產物速度， f'_t 為混凝土抗拉強度。

(4)CW 法

$$t_{corr} = 2 \sim 5 \text{ years}$$

(5)Liu 法

$$t_{corr} = \frac{W_{crit}^2}{2k_p}$$

$$W_{crit} = \rho_{cor} \left\{ \pi \left[\frac{Lf'_t}{E_{ef}} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \nu_c \right) + d_0 \right] D + \frac{W_{st}}{\rho_{st}} \right\}$$

$$k_p = 7.081 \times 10^{-6} \times \frac{1}{\alpha} \pi D i_{corr}, \quad \alpha = 0.57$$

$$a = \frac{D + 2d_0}{2}, \quad b = L + \frac{D + 2d_0}{2}$$

a 為假想為混凝土薄管的內徑 ,

b 為假想為混凝土薄管外徑 , L 為保護層厚度(cm) ,

f'_t 為混凝土抗拉強度 , D 為鋼筋直徑(cm) ,

ν_c 為混凝土普松比 , $E_{ef} = \frac{E}{1 + \varphi_{cr}} =$ 混凝土有效彈性模數 ,

E 為混凝土抗壓彈性模數 , φ_{cor} 為潛變係數 ,

d_0 為鋼筋直徑的增量 ,

ρ_{cor} 為穩態腐蝕階段中, 鋼筋的平均密度(3600 kg/m^3) ,

ρ_{st} 為鋼筋質量密度(7.85 g/cm^3) , W_{st} 為鏽蝕鋼筋質量 ,

W_{crit} 為臨界鏽蝕物產量。

(6)Faraday's law

$$t_{corr} = \frac{\delta \rho_{st} ZF}{Ai}$$

A 為鐵的原子量(代 56)，

i 為腐蝕電流密度試驗結果之平均值(A/cm^2)，

Z 為鐵離子價數值(代 2)， δ 為材料損失($1.2 \times 10^{-10} cm$)， F 為法拉第常數 ($96485.33 C/mol$)， ρ_{st} ($7.85 g/cm^3$)

$t = t_i + t_p + t_{corr}$ 式適用於鋼筋混凝土橋梁，若為預力混凝土橋梁，則祇能預測 $t = t_i$ ，不考慮 t_p 和 t_{corr} 。對混凝土結構耐久性破壞準則的合理選擇式進行結構耐久性與壽命預測考量的準則，本研究將腐蝕引至結構物的劣化度(D_d)定義為

$$D_d = 1 - \frac{x}{100}$$

式中 x 為結構物的完整性，譬如結構物非常完整，亦即 $x=100$ ，則 $D_d=0$ ，若完全崩塌，亦即 $x=0$ ，則 $D_d=1$ 。設 t_{ap} 為既有 RC 橋梁至今的服役時間，其殘餘壽命 t_r 為

$$t_r = t - t_{ap}$$

4.3.5 宜蘭縣五結橋梁案例分析

1. 耐久性評估

宜蘭縣五結橋混凝土構件材質狀況檢測指標與耐久性指標權重值如表 4-13 所示。

表 4-13 混凝土構件材質狀況檢測指標與耐久性指標權重值

項目	耐久性 指標數	Local 權重值	評定標度值
腐蝕現況		0.44	
腐蝕電位	1	0.11	1
中性化深度	2	0.26	2
氯離子	3	0.35	2
腐蝕電流	4	0.28	2
混凝土現況		0.56	

項目		耐久性 指標數	Local 權重值		評定標度值
電阻係數		5	0.05		0
抗壓強度		6	0.14		1
混凝土 表觀損 傷	裂縫	7	0.19	0.61	2
	開裂、剝落或露 筋與缺角	8	0.25		2
	蜂窩、表面侵 蝕、表面沉積	9	0.17		2
鋼筋保護層厚度		10	0.2		1
項目					
環境調查係數		1.15			
重車流量係數		1			
齡期影響係數		1.05			

將統計好的數據帶入單一構件的耐久性評估計算公式如下：

$$D_1 = \delta_1 \dots \delta_k \left(\sum_{j=1}^2 \beta_j \frac{\sum_{m=1}^n A_{im} \alpha_m}{\sum_{m=1}^n \alpha_m} \right)$$

$$D_1 = 1 \times 1.15 \times 1 \left[\begin{aligned} & (0.44 \times \frac{(1 \times 0.11 + 1 \times 0.26 + 2 \times 0.35 + 2 \times 0.28)}{(0.11 + 0.26 + 0.35 + 0.28)}) + \\ & (0.56 \times \frac{(3 \times 0.14 + 3 \times 0.19 + 2 \times 0.25 + 3 \times 0.17 + 2 \times 0.2)}{(0.14 + 0.19 + 0.25 + 0.17 + 0.2)}) \end{aligned} \right]$$

$$= 2.45$$

範圍 $2 \leq D_1 < 3$ 之間構件耐久等級等級為 4，耐久性狀況為較好。

有了單一構件之耐久性評定，則可利用表 4-14 以針對橋梁整體結構耐久性作整體評定。

表 4-14 橋梁整體結構耐久性評定表

構(部)件	名稱	推薦權重	評定標度值
1	橋台與基礎	0.23	—
2	橋墩與基礎	0.24	—
3	支承	0.07	3
4	上部主要承重構件	0.26	2.06
5	上部一般承重構件	0.12	2.06
6	橋面鋪裝	0.02	2
7	人行道承重構件	0.05	2
8	欄杆或護欄	0.01	2
備註	當評定標度值為“1”時，表示好的狀態，或表示沒有設置的構造部件，不再進行疊加。		

$$D_{\text{total}} = \sum_{j=1}^q D_j \gamma_j \dots\dots\dots (5.2)$$

$$D_{\text{total}} = \frac{(4 \times 0.07 + 3.06 \times 0.26 + 3.66 \times 0.12 + 3 \times 0.02 + 3 \times 0.05 + 3 \times 0.01)}{(0.07 + 0.26 + 0.12 + 0.02 + 0.05 + 0.01)}$$

$$= 3.31$$

$D_{\text{total}} = 3.31$ ， $3 \leq D_{\text{total}} < 4$ ，結構耐久等級評定度為 3，結構整體耐久性狀況為一般。

2. 橋梁殘餘壽命預測

(1)誘發期 t_i 計算過程：

$$x = k\sqrt{t}$$

a. 首先求 k ，將式中 x 代入中性化深度試驗結果之平均值 (18mm)， t 代入橋梁服役時間(42 年)，即可求得 k 為 0.27774，取值 0.278。

b.求得 k 後，將 x 改代為保護層厚度(25mm；此厚度是假設為橋面版之保護厚度，乃因五結橋梁結構沒有保護層厚度的試驗結果及相關資料，並非橋梁的真實保護層厚度)，則算出 $t=t_i=8145$ (年)。破千年原因在於中性化深度的值，一般而言，碳化深度約 10 年 1cm，42 年平均中性化深度 1.8mm 實屬異常，其可信度不夠。故補充 Hookham 法[Hookham, 1992]。

$$t_i = K_c \times K_e \times x^2 + K_a \times x$$

c.混凝土品質係數 K_c (取 7.59)， K_e ：環境係數(取 0.85)， K_a ：活態腐蝕係數(取 4.0)， K_c 、 K_e 、 K_a 之值皆引用自[Hookham, 1992]， x ：保護層厚度(代 2.5cm)將保護層厚度代入後，得 $t_i = 7.59 \times 0.85 \times 2.5^2 + 4 \times 2.5 = 50.32$ (年)。

(2)鈍化期 t_p 計算過程：

$$t_p = \frac{1}{12D} \left(\frac{L}{1 - \sqrt{\frac{C^*}{C_s}}} \right)^2$$

L ：保護層厚度(25mm)， D ：氯離子擴散係數(代 $77 \text{ mm}^2/\text{yrs}$)，

C_s ：混凝土表面孔隙中的氯離子濃度(代 25 kg/m^3)，

C^* ：鈍態保護膜處的氯離子臨界濃度(代 8 kg/m^3)，

D 、 C_s 、 C^* 皆因無試驗資料故引用自[Liang et al., 2002]。

$$t_p = 3.59 \text{ (年)}$$

由於 t_p 之預測都是以 Bazant 為主體作延伸，故無須補充。

(3)傳遞(或腐蝕)期 t_{corr} 計算過程：

$$\text{式 } t_{\text{corr}} = \frac{1}{4} t_i = 2036.25 \text{ (年)}$$

其可信度同樣太低，故補充

Faraday's law^{[Fontana, 1987][Mangat and Elfgarf, 1999]}

$$t_{corr} = \frac{\delta \rho_{st} Z F}{A i}$$

A 為鐵的原子量(原子量為 56)，

i 為腐蝕電流密度試驗結果之平均值 ($0.86735 \mu \text{ A/cm}^2 = 0.86735 \times 10^{-6} \text{ A/cm}^2$)，

Z 為鐵離子價數(離子價為 2)，

δ 為材料損失 ($= 1.2 \times 10^{-10} \text{ cm}$)，

F 為法拉第常數 ($= 96485.33 \text{ C/mol}$)，

ρ_{st} 為鋼筋密度 ($\rho_{st} = 7.85 \text{ g/cm}^3$)，計算結果 $t_{corr} = 3.76$ (年)

$$t_{corr} = \frac{1.2 \times 10^{-10} \times 7.85 \times 2 \times 96485.33}{56 \times 0.86735 \times 10^{-6}}$$

(3) 剩餘壽命預測結果

使用壽命 $t = t_i + t_p + t_{corr} = 50.32 + 3.59 + 3.76 = 57.67$ (年)

已使用時間 $t_{ap} = 42$ (年)

剩餘壽命 $t_r = t - t_{ap} = 57.67 - 42 = 15.67$ (年)

第五章 橋梁維護管理

莫拉克颱風侵襲臺灣的六天時間內，充分顯現了臺灣脆弱地質與不穩定的河道本質，使得在河系中上游之跨河橋梁嚴重破壞。同時在颱風過後，對河道特性的改變會長時期依自然調整中再造成破壞達平衡的調整法則運行。為因應臺灣河系環境、地質特性、地形特性及降雨不均之特性等因素對未來跨河橋梁再度破壞，尤其受河道底質之高懸浮載河水對橋墩衝擊及沖刷淘深橋基之防治與減災。本研究在橋梁維護管理上主要藉由材料抗磨、抗衝擊及耐久性及材料修復補強之研發提出新材料來減低材料劣化，再則臺灣海島型氣候使得腐蝕環境惡劣，常形成鋼筋混凝土之快速腐蝕破壞，為精確評估橋梁受腐蝕破壞時其材料劣化對橋梁安全係數之折減，提供橋梁材料劣化之預警與維護管理之依據。同時跨河橋梁結構物與河道水流之交互影響下，如何保護橋基與河道，使其能在橋河共治區域內能減除相互之破壞，由於其相互作用之機制相當複雜，僅依數值模擬來推估實有不足，依物理模型試驗做相互依存配置的校驗。本研究鑑此，亦建立了臺灣第一座以橋梁沖刷試驗為主之水工模型試驗室，包括渠槽試驗與平面試驗。

5.1 抗磨耗、抗衝擊及耐久性混凝土材料配比之研發

本研究研發抗磨耗、抗衝擊及耐久性橋墩材料，並研定橋梁墩柱混凝土修復補強材料配比，訂定橋梁墩柱混凝土抗衝擊磨耗設計與維修補強規範（草案），俾利於設計監造單位、產製廠商與施工廠商於設計監造、產製與施工時之遵循。

5.1.1 抗磨耗、抗衝擊及耐久性混凝土材料之配比設計

提昇混凝土耐衝擊與耐磨損性質可由漿體與骨材兩方面著手。如在漿體部分可以將水灰比降低增加混凝土強度，隨而增加耐衝擊與耐磨損性質。對骨材性質而言，粗骨材硬度與磨損量有反比之關係，使用硬度較大之骨材，其混凝土可獲得較佳之耐磨性。而粗骨材於混

土中體積量的多寡亦對混凝土耐衝擊磨損性質有重要的影響。通常骨材量越高，混凝土耐衝擊磨損性質越佳。因此本研究擬藉由配比設計，發展適合用於橋梁墩柱使用的混凝土。表5-1為配比設計。其試驗電數分別為水膠比：0.30（代號A）、0.35（代號B）、0.40（代號C）、與0.45（代號D）共4種。粗骨材體積含量：30%（代號X）、35%（代號Y）、與40%（代號Z）共3種。爐灰替代量：30%（代號3）與50%（代號5）共2種。

表5-1 混凝土之配比設計

單位：kg/m³

編號	W/B	水泥	飛灰	爐石	水	SP	三分石	六分石	細骨材
A3X	0.30	386	116	50	160	6	568	243	865
B3X	0.35	329	99	42	160	5	568	243	943
C3X	0.40	287	86	37	160	4	568	243	1000
D3X	0.45	255	76	33	160	4	568	243	1045
A3Y	0.30	386	116	50	160	6	663	284	732
B3Y	0.35	329	99	42	160	5	663	284	809
C3Y	0.40	287	86	37	160	4	663	284	866
D3Y	0.45	255	76	33	160	4	663	284	911
A3Z	0.30	386	116	50	160	6	758	325	598
B3Z	0.35	329	99	42	160	5	758	325	675
C3Z	0.40	287	86	37	160	4	758	325	733
D3Z	0.45	255	76	33	160	4	758	325	777
A5Y	0.30	276	193	83	160	6	663	284	703
B5Y	0.35	235	165	71	160	5	663	284	784
C5Y	0.40	205	144	62	160	4	663	284	845
D5Y	0.45	182	127	55	160	4	663	284	892

試驗分別依ASTM C39進行抗壓強度試驗、ASTM C1138耐磨損試驗、ACI 544衝擊試驗、含砂水流試驗、與氯離子快速滲透試驗(RCPT)、加速氯離子傳導試驗(ACMT)、與貯鹽試驗 (Ponding test)。

由工作性試驗，本研究所設計之配比均可符合試驗設計要求，其坍流度介於50~72 cm，坍度為24~28 cm。

1. 材料配比試驗結果分析

由各種配比之混凝土材料對抗磨耗、抗衝擊及耐久性等特性試驗結果，本研究針對力學性質、水中磨耗、含砂水流沖擊磨耗、衝擊及耐久性試驗等特性做分析比較，以探討抗磨耗、衝擊及耐久性最佳之混凝土配比設計，做為未來新建與復建之參用，各特性之分析討論說明如下。

(1) 力學性質試驗

於力學試驗結果，28天抗壓強度介於52.8~79.0MPa，彈性模數介於27.4~36.4GPa，劈裂強度介於3.5~6.1MPa；而56天力學性質中，抗壓強度則介於57.4~80.3MPa，彈性模數介於29.4~34.6GPa，劈裂強度介於3.8~6.8MPa。

由其中可以發現，力學性質除會隨著水膠比增加而下降外（如圖5.1所示），亦會隨著粗骨材用量的增加而增加（如圖5.2所示）。而添加爐灰配比的力學性質均較未添加配比佳，但添加30%與50%差異並不大（如圖5.3所示）。

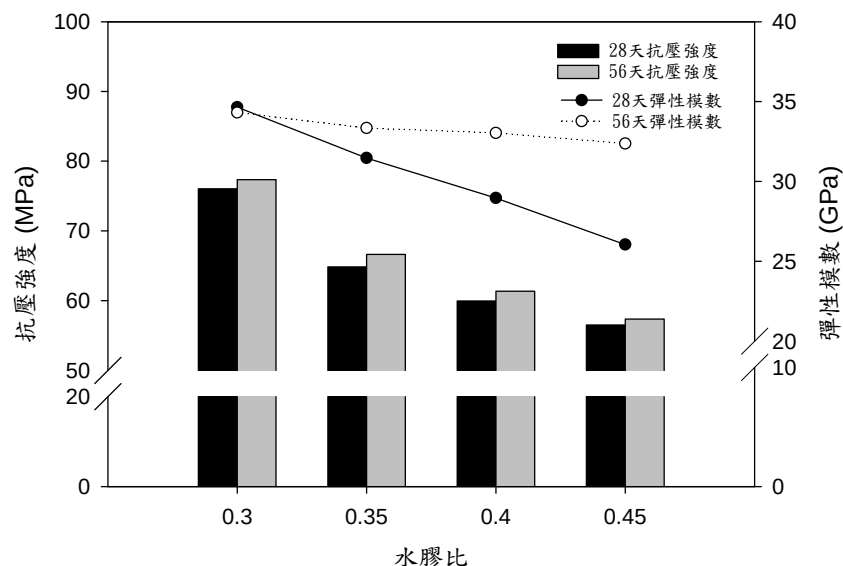


圖 5.1 配比 A3X~D3X 之水膠比與抗壓強度與彈性模數關係
(爐灰 30%、粗骨材 $0.3\text{m}^3/\text{m}^3$)

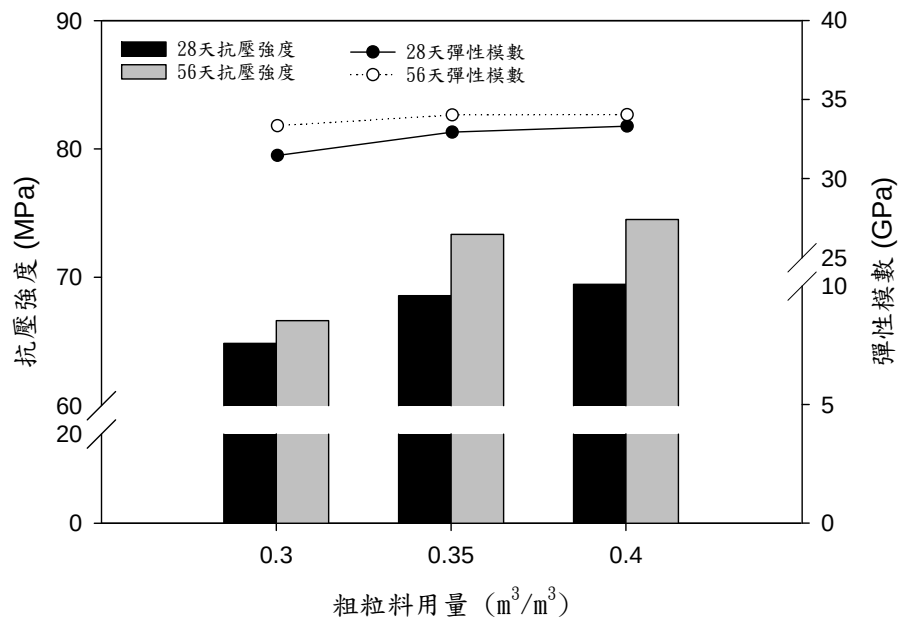


圖 5.2 粗骨材用量與抗壓強度與彈性模數關係
(水膠比=0.35、礦物摻料 30%)

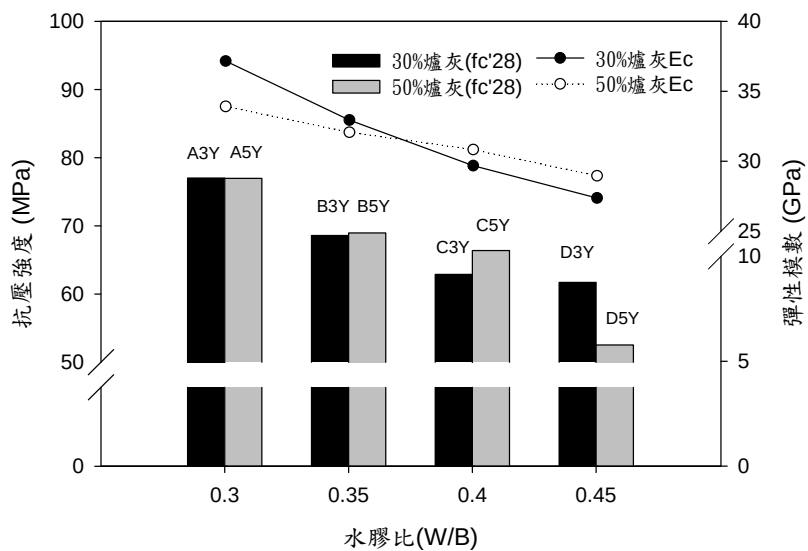


圖 5.3 爐灰用量對抗壓強度與彈性模數之影響(粗骨材 35%)-28 天齡期

(2)水中磨耗試驗

對磨耗試驗結果而言，磨耗量會隨著水膠比增加而有增大趨勢，與力學性質趨勢相同（如圖5.4所示）。而當粗骨材用量較高時，磨耗量亦有下降之趨勢（如圖5.5所示）。對添加爐灰而言，添加50%爐灰配比之抗磨耗性質大於30%（如圖5.6所示）。

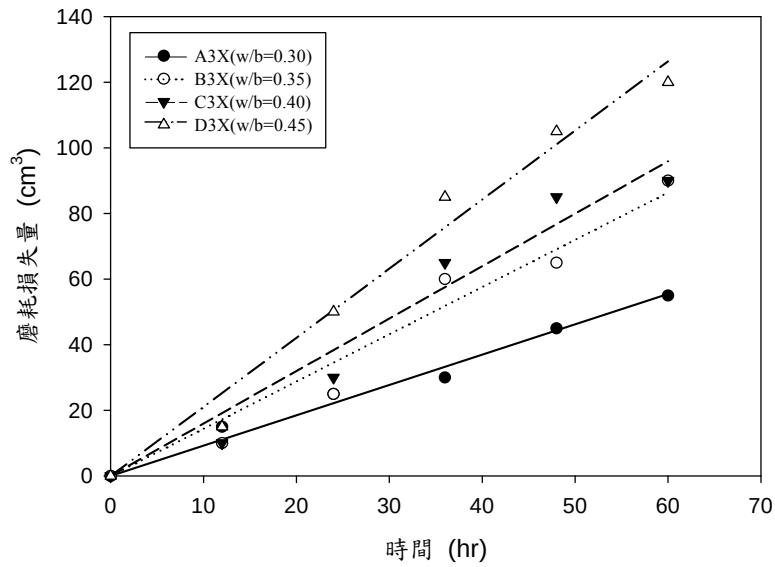


圖 5.4 配比 A3X、B3X、C3X 及 D3X 之水膠比對磨耗損失影響

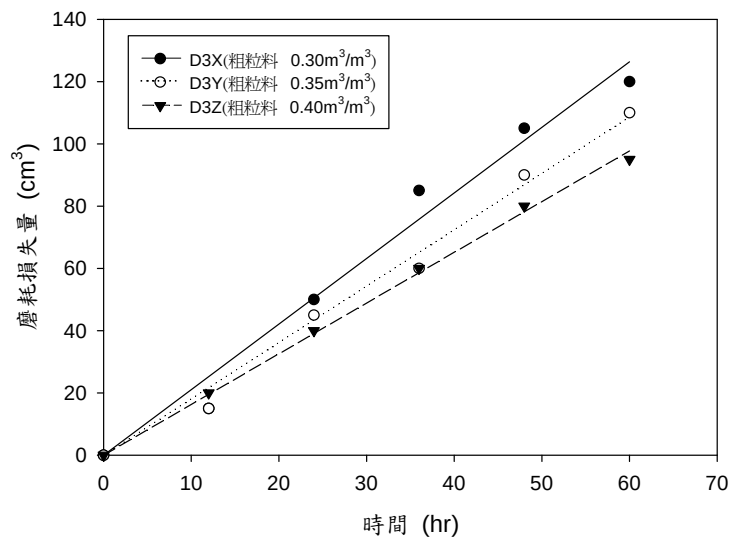


圖 5.5 配比 D3X、D3Y 及 D3Z 之粗骨材用量對磨耗損失影響
(2 試體平均值)(水膠比=0.45、礦物摻料 30%)

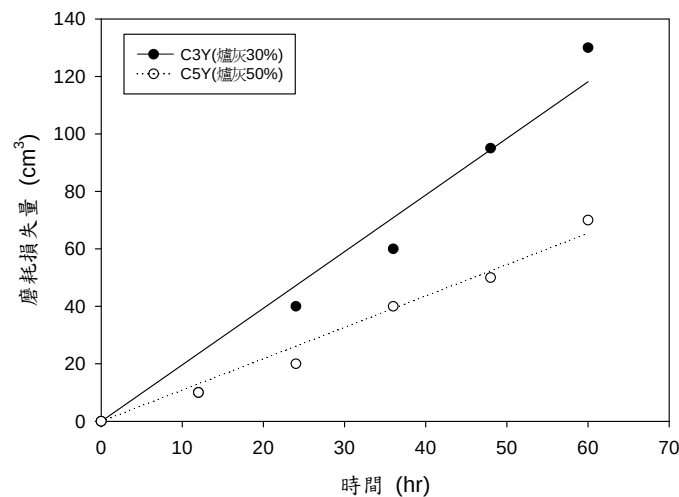


圖 5.6 配比 C3Y 及 C5Y 之爐灰用量對磨耗損失影響
(2 試體平均值)
(水膠比=0.40、粗骨材 $0.35\text{m}^3/\text{m}^3$)

(3)含砂水流沖擊磨耗試驗

對含砂水流沖擊磨耗試驗結果而言，混凝土沖磨量隨水膠比增加而增加（如圖5.7所示），且粗骨材用量較高時，沖磨量隨之減少（如圖5.8所示），添加50%爐灰的混凝土，其抗沖磨能力優於添加30%爐灰者（如圖5.9所示）。此外，水膠比為0.3、0.35、0.4與0.45之混凝土，添加50%爐灰之沖磨量分別較30%爐灰者減少16%、21%、5%與14%。

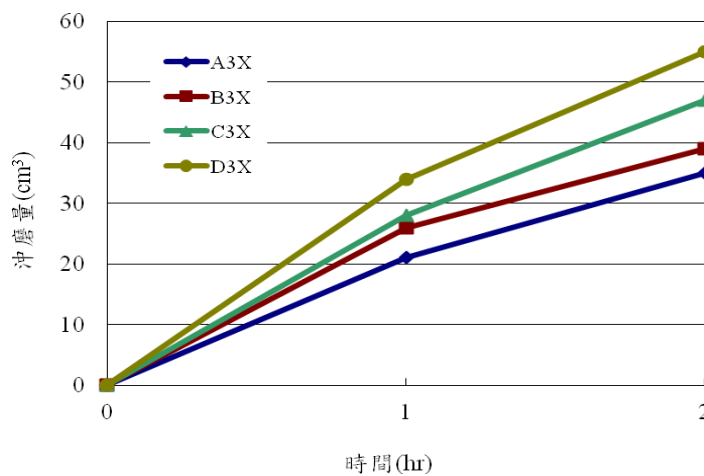


圖5.7 配比A3X、B3X、C3X及D3X之水膠比對沖磨量影響

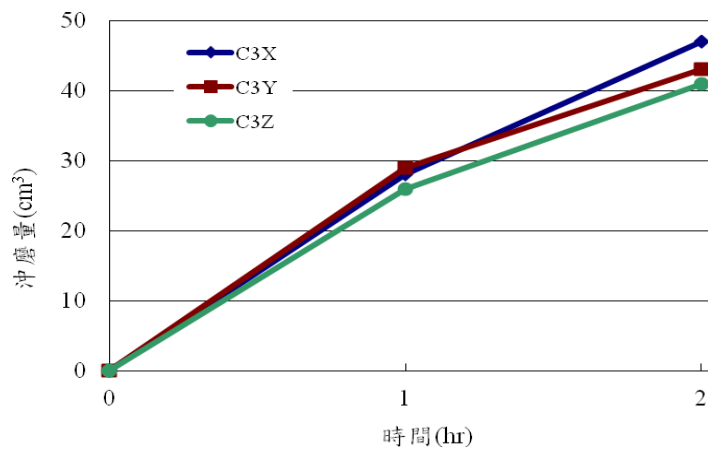


圖5.8 配比C3X、C3Y及C3Z之粗骨材用量對沖磨量影響
(水膠比=0.30、礦物摻料 30%，2 試體平均值)

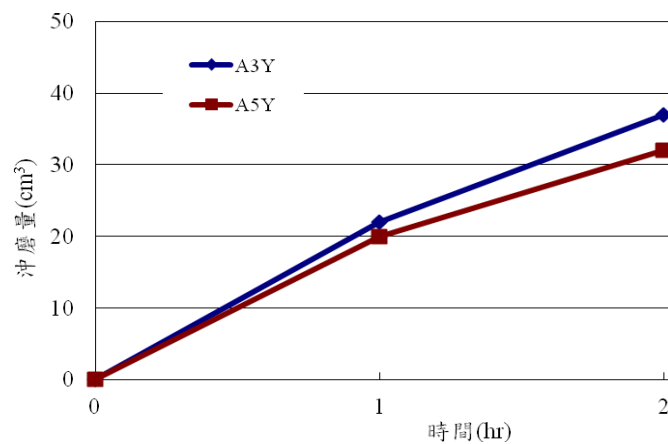


圖5.9 配比A3Y及A5Y之爐灰用量對沖磨量影響
(水膠比=0.30、粗骨材 $0.35\text{m}^3/\text{m}^3$ ，2 試體平均值)

(4) 衝擊試驗

對衝擊試驗結果而言，各組混凝土衝擊破壞次數分佈情形如圖5.10所示，混凝土中粗骨材含量較多時可提升其抗衝擊性（如圖5.11所示），而當粗骨材含量相同時，混凝土之衝擊破壞次數則以水膠比大者較少。此外，不同水膠比混凝土之衝擊破壞次數，以爐灰含量為50%大於爐灰30%者（如圖5.12所示）。

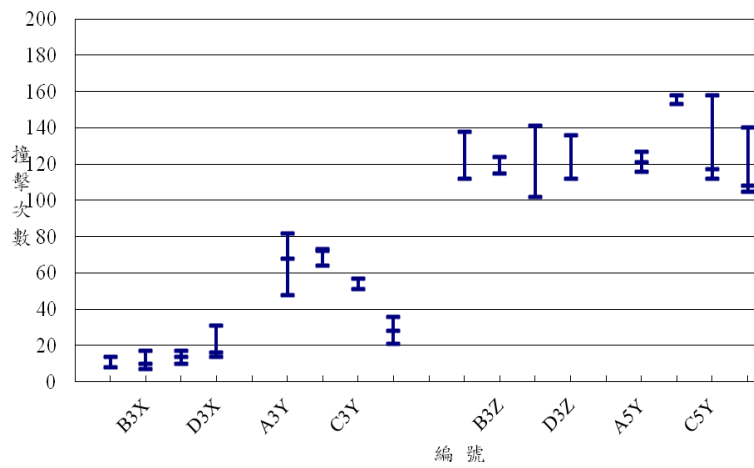


圖 5.10 各組混凝土衝擊破壞次數分佈情形

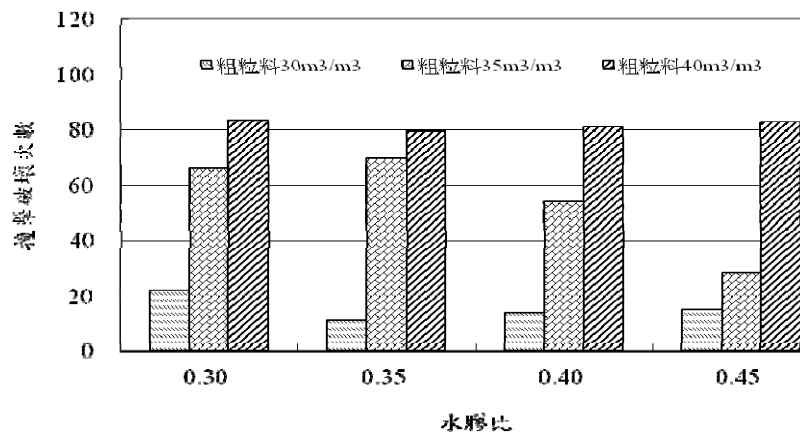


圖 5.11 爐灰含量 30% 之各組混凝土衝擊破壞次數

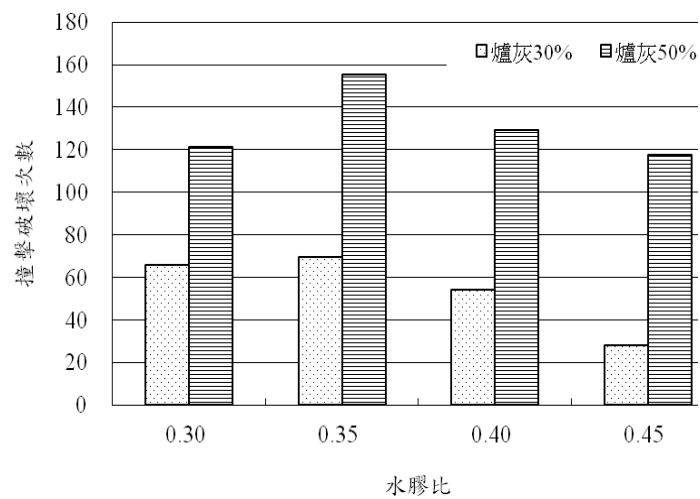


圖 5.12 粗粒料為 35% 之各組混凝土衝擊試驗結果

(5)耐久試驗

對耐久性試驗結果而言，水膠比0.3與0.35氯離子傳輸係數會隨著骨材用量的增加而有下降之趨勢（如圖5.13所示）。但水膠比0.4與0.45粗骨材用量的增加會造成負面影響，如粗骨材用量0.4 m³/m³時，氯離子擴散係數會較0.3 m³/m³減少約14%。爐灰替代量無論任何水膠比都可以有效降低氯離子擴散係數。於W/B=0.3、0.35、與0.4下降幅度可達29%至20%，W/B=0.45下降則約8%（如圖5.14所示）。

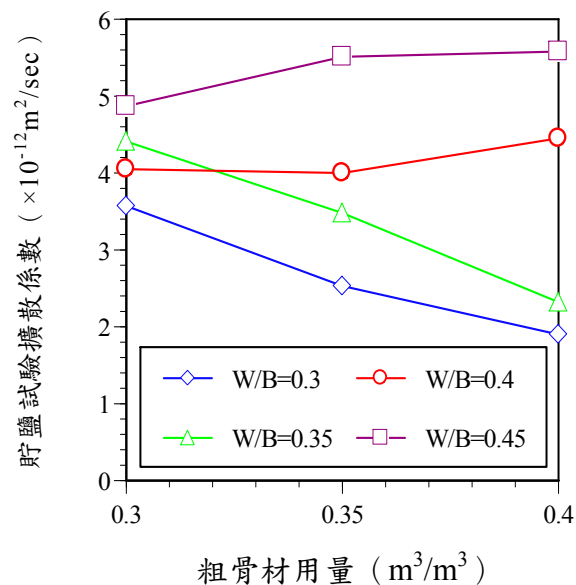


圖 5.13 貯鹽試驗氯離子擴散係數與粗骨材用量關係圖

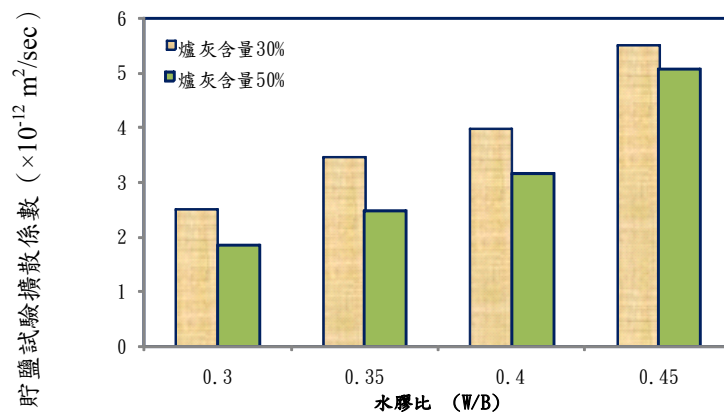


圖 5.14 不同爐灰含量對貯鹽試驗氯離子擴散係數影響

2. 高抗磨耗衝擊混凝土配比設計

當考量橋墩混凝土耐磨損與耐衝擊特性時，依本研究研究之結果粗骨材用量提升至 $0.4 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 時，依不同水灰比而言可有效增加耐磨性11%~21%與耐衝擊672%至958%。相對於水膠比0.4與0.45耐久性有可能折減的11%~14%。耐磨損與耐衝擊正面所獲得的效益可抵消耐久性所受到的折減。而爐灰用量提升可有效增加耐久性（如表5-2所示）。

表 5-2 粗骨材 $0.4 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 與爐灰用量對混凝土各項性質的效益比較

試驗性質	W/B=0.3	W/B=0.35	W/B=0.4	W/B=0.45	爐灰用量 50%
力學性質	+2.0%	+11.8%	+12.0%	+9.7%	+4.1%
耐磨性	+18.2%	+22.2%	+11.1%	+20.8%	+0.0%
耐衝擊性	+657.3%	+957.5%	+786.9%	+726.7%	+83.8%
耐久性	+27.2%	+18.2%	-11.3%	-14.4%	+8.3%

綜合上述以A3Z配比的整體表現最佳，因此建議可做為本研究高抗磨耗衝擊混凝土的配比，表5-3為建議配比資料。由於A3Z配比強度高達 800 kgf/cm^2 ，實務上產製成本可能偏高。若考量經濟性與預拌廠產製能力，後續規範訂定時雖會將目前常用的混凝土設計強度由 350 kgf/cm^2 提升至 420 kgf/cm^2 以上。但仍無法確保耐磨性與耐衝擊性提高，須有另外的配比控制條件，由上述表5-3可以發現粗骨材 $0.4 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 在不同水膠比下耐衝擊性的表現最佳，可以發現均會到達衝擊次數100次以上；2小時高速含砂水流的磨損也低於 45 cm^3 ；60小時ASTM C1138磨損試驗亦低於 100 cm^3 ，因此基本上粗骨材用量 $0.4 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 便可做為高抗磨耗衝擊混凝土配比的主要限制。但若考量耐久性，D3Z的貯鹽試驗擴散係數約為 $5.6 \times 10^{-12} \text{ cm}^2/\text{sec}$ ，與 $0.3 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 比較少了14.4%。與水膠比0.30比較大了2.93倍，若是沿海會有氯鹽侵蝕的虞慮，建議須把擴散係數考量小於 $3 \times 10^{-12} \text{ cm}^2/\text{sec}$ ，主要原因在於假設一般結構物保護層5cm，擴散係數 $3 \times 10^{-12} \text{ cm}^2/\text{sec}$ 的混凝土若於海邊潮汐帶區域，經Fick第二定律計算，約35年後會抵達鋼筋表面。

表 5-3 高抗磨耗衝擊混凝土建議配比

單位：kg/m³

水泥	飛灰	爐石	水	SP	三分石	六分石	細骨材
386	116	50	160	6	758	325	598

5.1.2 橋梁墩柱混凝土修復補強材料配比設計試驗

依抗磨耗、抗衝擊及耐久性之各項特性比較與試驗結果獲知以 A3Z 配比的整體表現最佳，依 A3Z 之配比添加不同之材料做為修復補強材料，其各組配比設計如表 5-4 所示。表中為方便比較，延續 A3Z 編號，於 A3Z 分別加上 a、b、c、d、e，以代表添加矽灰、添加鋼纖 0.5%、添加鋼纖 1.0%、添加碳纖 0.5%、添加碳纖 1.0% 配比。

表 5-4 維修補強材料配比設計 (kg/m³)

編號	水泥	飛灰	爐石	矽灰	水	SP	三分石	六分石	細粒料	鋼纖維	碳纖維
A3Za	347	116	50	39	160	6	758	325	598	--	--
A3Zb	346	115	50	38	159	6	754	323	595	39	--
A3Zc	344	115	50	38	158	6	750	322	592	78	--
A3Zd	346	115	50	38	159	6	754	323	595	--	9
A3Ze	344	115	50	38	158	6	750	322	592	--	18

1. 修復補強材料配比試驗結果分析

針對符合抗磨耗、抗衝擊及耐久性之混凝土材料而研發之修復補強之材料配比，除探討其抗磨耗、抗衝擊及耐久性的特性外，須增加材料乾縮、界面拉拔、傾斜剪力等性質比較，修復補強材料之各項試驗特性說明如下：

(1) 力學性質試驗

力學試驗結果，添加鋼纖維對於混凝土的抗壓強度及劈裂強度都有提昇，且可以有效提升混凝土的韌性，當混凝土達極限抗壓強度時，不至於立即發生脆性破壞，而會有一段強度延展段，強度慢慢遞減後最後才發生破壞，可見鋼纖維可有效束制混凝土

使其韌性增加，而碳纖維就無此這點，添加碳纖維對於混凝土的抗壓強度的增長幾乎沒有任何貢獻，主要是對混凝土的抗拉強度的提升有幫助，因纖維可深入混凝土中，使混凝土的微裂縫不易延展，即所謂的綴縫作用，可有效提混凝土的抗拉、劈裂強度，如圖5.15所示。

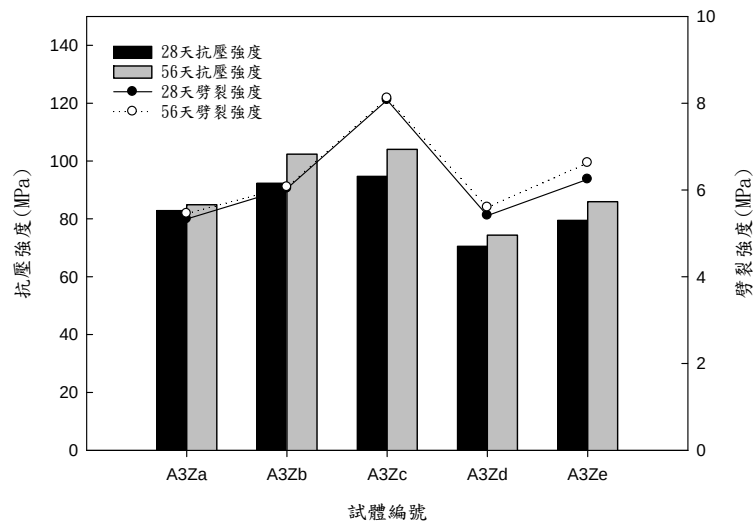


圖 5.15 添加纖維對於混凝土抗壓及劈裂強度之影響

(2)水中磨耗試驗

水中磨耗試驗結果顯示添加纖維對於混凝土抵抗水中磨耗的能力有所提升，鋼纖維約可以提升25~50%左右，而碳纖維則約可提升20%，如圖5.16及圖5.17所示。

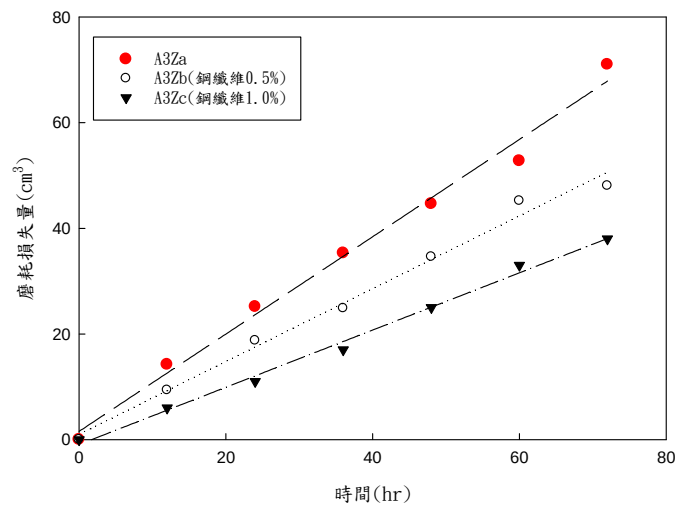


圖 5.16 添加鋼纖維對磨耗損失影響

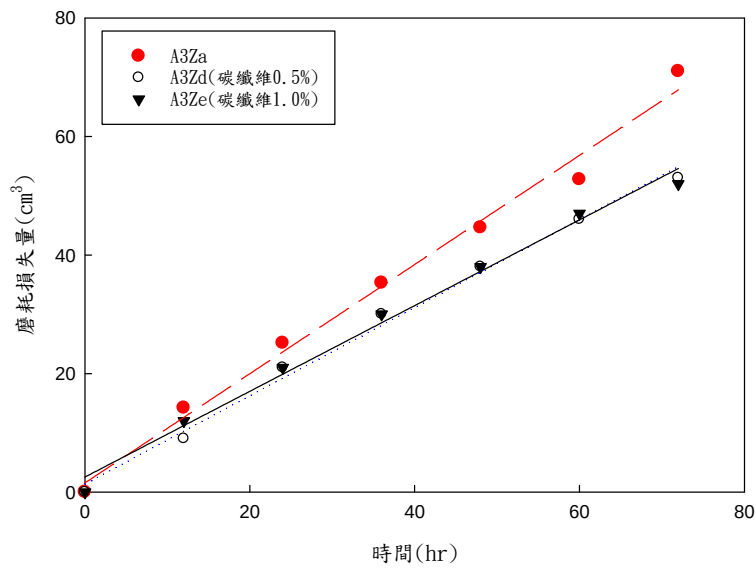


圖 5.17 添加碳纖維對磨耗損失影響

(3)含砂水流沖擊磨耗試驗

比較添加鋼纖維對於沖磨量的影響，圖5.18可看出隨著鋼纖維的取代量增加，混凝土於水中沖磨的體積有稍微降低的情形，但效果並不如水中磨耗試驗明顯，主要是因為A3Za、A3Zb、A3Zc等各組試體的強度均超過 865kg/cm^2 ，有添加鋼纖維的試體強度甚至超過 $1,000\text{ kg/cm}^2$ ，將如此高強度的試體進行沖磨試驗損失體積本來就不大，加上沖磨試驗的時間僅兩小時，因此添加鋼纖維對提升混凝土抵抗沖磨能力的效果並不如水中磨耗試驗來的顯著，但仍可得知添加鋼纖維對於抵抗沖磨有正面效果。而添加碳纖維對於沖磨量的影響可由圖5.19研判，可知添加碳纖維對於提升混凝土沖磨抵抗能力的效果亦同樣不如水中磨耗試驗來的明顯，僅稍微降低沖磨的體積損失量，理由與添加鋼纖維相同，還是因試驗時間與試體強度之故。

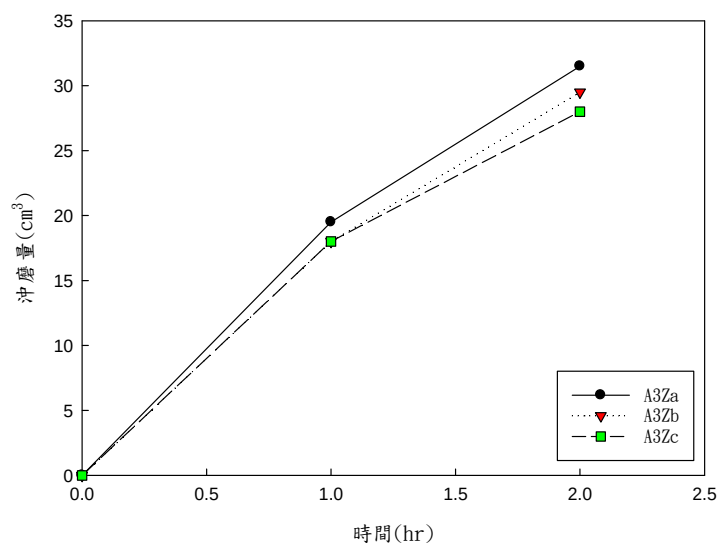


圖 5.18 配比 A3Za、A3Zb、A3Zc 之鋼纖維用量對沖磨量之影響

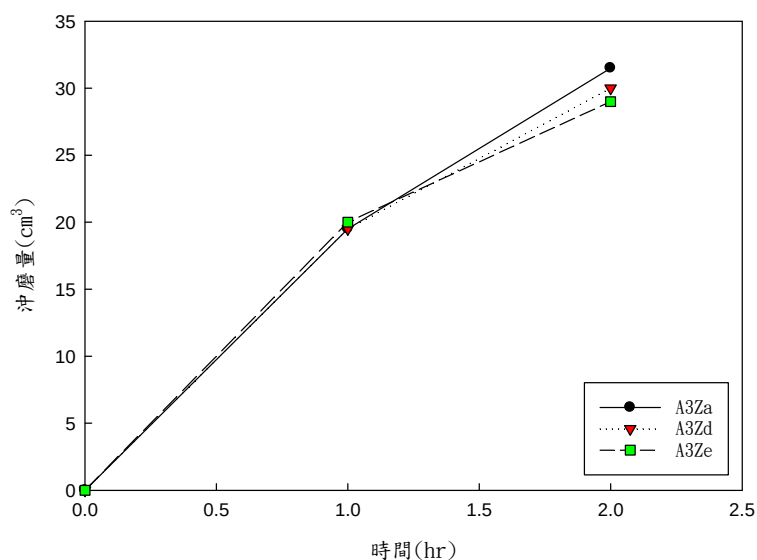


圖 5.19 配比 A3Za、A3Zd、A3Ze 之碳纖維用量對沖磨量之影響

(4) 衝擊試驗

由圖5.20及圖5.21可得知於混凝土中添加纖維有可有效提升混凝土抵抗衝擊的能力，由圖5.20可知添加0.5%的鋼纖維可提升抵抗撞擊能力約60%，而添加1.0%的鋼纖維可提升約90%，另外由圖5.21可添加0.5%的碳纖維，可提升抵抗撞擊能力約27%，而添加1.0%的碳纖維可提升約38%，均隨著纖維的添加量增加而有

抵抗撞擊能的提升的趨勢，主要原因乃是混凝土受撞擊時，撞擊能量傳遞至混凝土內部，使得混凝土內部產生微裂縫，當微裂縫連貫時就會發生撞擊開裂的情況，而添加入纖維可以有效抑制混凝土中微裂縫的產生，有綴縫作用的效果，因此會隨著纖維的添加量增加而使得混凝土抵抗撞擊的能力提升。

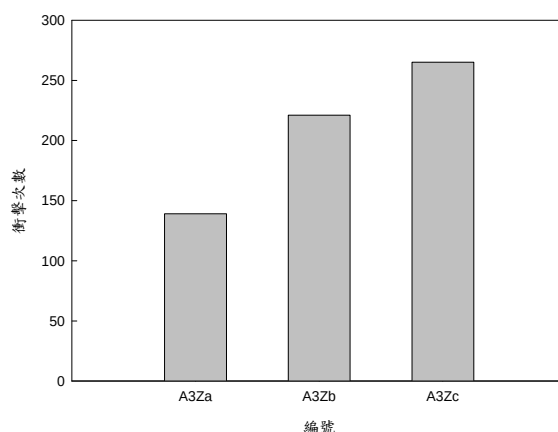


圖 5.20 添加鋼纖維對混凝土衝擊破壞之影響(試體平均值)

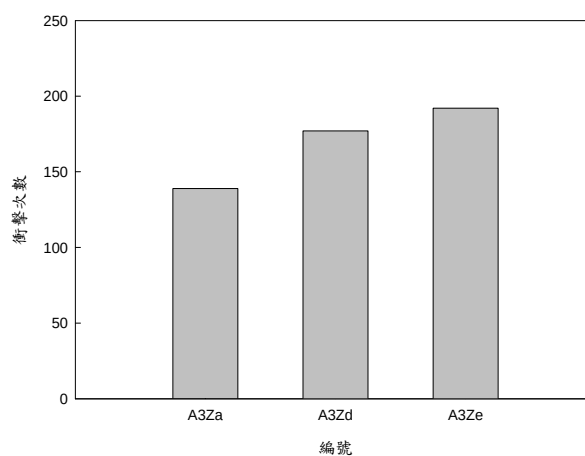


圖 5.21 添加碳纖維對混凝土衝擊破壞之影響(試體平均值)

(5) 乾縮試驗

添加鋼纖維對於束制混凝土的乾燥收縮的效果並不明顯，添加0.5%鋼纖維的乾縮應變值幾乎與未添加纖維的應變值相同，而碳纖維則稍微有抑制混凝土乾燥收縮的效果，添加1.0%碳纖維的乾縮應變值可較未添加纖維的應變值減少約10%，可見纖維對於混凝土乾縮的影響並不顯著，如圖5.22及圖5.23所示。

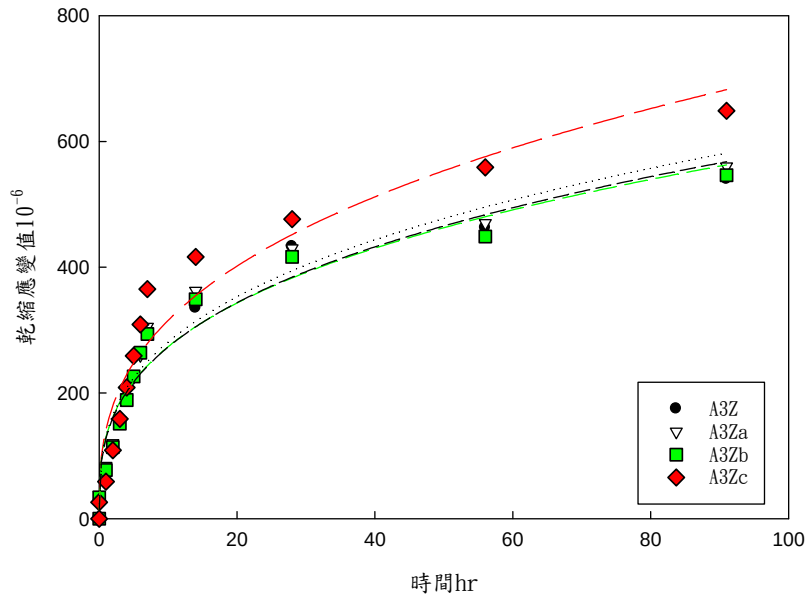


圖 5.22 添加鋼纖維對乾燥收縮之影響(2 試體平均值)

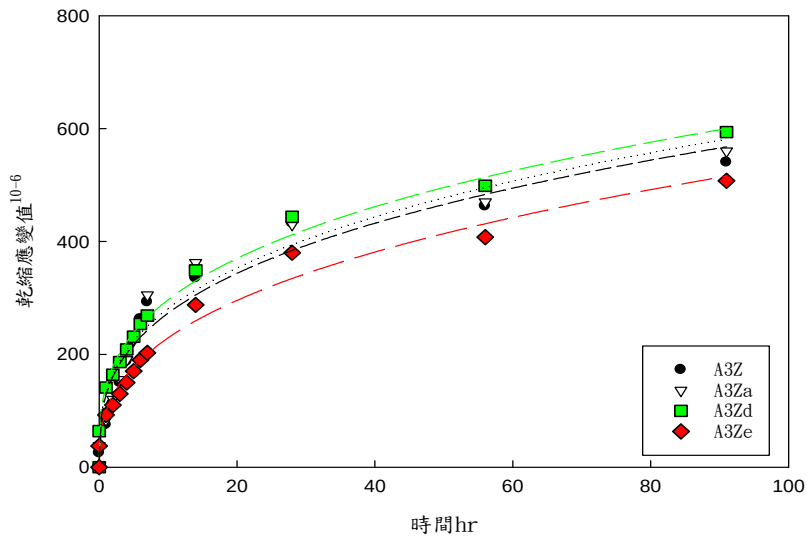


圖 5.23 添加碳纖維對乾燥收縮之影響(2 試體平均值)

(6) 界面拉拔試驗

添加纖維的混凝土因其抗拉強度較佳，利用纖維混凝土的水化產物在舊混凝土中生長或伸入到舊混凝土的空隙中形成緻密結構，可有效提升界面拉拔力約18~35%，如圖5.24及5-25所示。

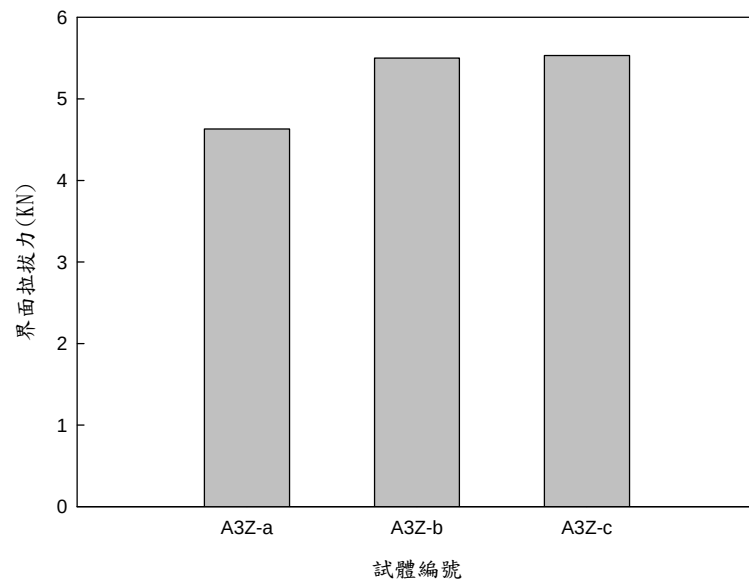


圖 5.24 添加鋼纖維對界面拉拔力之影響(試體平均值)

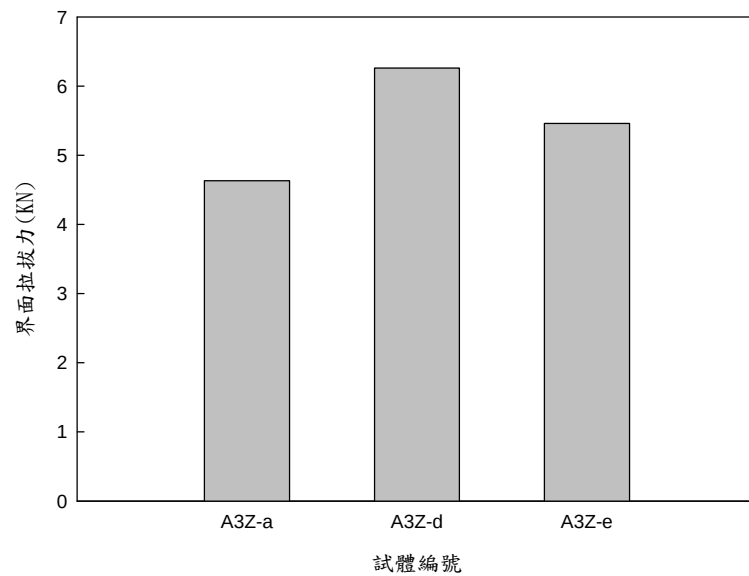


圖 5.25 添加碳纖維對界面拉拔力之影響(試體平均值)

(7)傾斜剪力試驗

本研究將與水泥砂漿所結合的傾斜剪力試驗試體進行抗壓強度試驗，表5-5為試驗結果。

表 5-5 維修補強試體傾斜剪力試驗結果

單位：ton

配比編號	試體1	試體2	平均
A3Za	28.10	28.20	28.15
A3Zb	28.10	28.35	28.23
A3Zc	28.35	28.25	28.30
A3Zd	27.95	28.40	28.18
A3Ze	28.15	28.00	28.08

由表中可以發現各維修補強材料的試驗結果均接近一致。由試驗過程中發現，每個試體的破壞型式並非由黏結界面開始破壞，而是接合的水泥砂漿先產生裂紋後，導致整個試體破壞，因此可以推測強度所反應的是水泥砂漿破壞的情形，圖5.26為A3Zd配比試體抗壓後的照片。



圖 5.26 A3Zd 配比試體抗壓後照片

(8) 耐久性試驗

對耐久性方面，無論鋼纖維與碳纖維，1.0%添加量的氯離子擴散係數均高於0.5%，其中以鋼纖維影響較大，由此可說明加入

纖維有可能會導致與水泥漿體的界面增加，導致耐久性的負面效益，但其負面影響有限，整體氯離子擴散係數仍低於 $3 \times 10^{-12} \text{cm}^2/\text{sec}$ ，如表5-6所示。

表 5-6 維修補強材料貯鹽試驗氯離子擴散係數計算結果

配比編號	試體1 氯離子擴散係數 ($\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{sec}$)	試體2 氯離子擴散係數 ($\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{sec}$)	平均值 氯離子擴散係數 ($\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{sec}$)
A3Z	1.72	2.08	1.90
A3Za	2.07	1.85	1.96
A3Zb	2.38	2.89	2.64
A3Zc	2.34	2.96	2.65
A3Zd	2.15	2.07	2.11
A3Ze	2.19	2.31	2.25

2. 維修補強材料配比設計

由於橋梁墩柱長時間處於溫濕條件變化較大的戶外環境，須確保溫度所導致的材料變形與既有混凝土一致性，所以本研究維修補強材料以水泥系修補材為主。由上述試驗研究若以A3Z配比性質作為基準，則各維修補強材料配比性質相對於A3Z結果之比值如表5-7所示，表中以正值代表維修補強材料的正面效益百分比，負值代表維修補強材料的負面效益百分比。由抗壓強度可以發現除了添加碳纖維0.5%A3Zd配比外，其餘均有正面效益，但其負面效益影響不大為-5.8%。比較磨損試驗，添加碳纖維的配比有負面影響。在含砂水流與衝擊試驗均有正面影響，其中以添加鋼纖維的表現最好。在耐久性方面，添加纖維的配比均是負面的影響。但實際比較數據，其氯離子擴散係數均低與 $3 \times 10^{-12} \text{ cm}^2/\text{sec}$ ，還是在可以接受的範圍。當比對長度變化時，添加鋼纖維的28天試驗值為 403×10^{-6} 至

430×10^{-6} ，為添加纖維中變化最小的配比，若比較一般規範所要求的 600×10^{-6} 也可符合需求。界面強度與傾斜剪力試驗均發現破壞面並不會發生在補修材料上，且黏結力亦大於矽灰混凝土 A3Za。經由上述說明建議可採用鋼纖維進行橋梁墩柱維修補強工作，其中又以 A3Zc 為最佳建議的配比。表 5-8 為維修補強材料建議配比。

表 5-7 維修補強材料性質相對於 A3Z 配比成效

配比 編號	抗壓強度	ASTM C1138 磨損 試驗	含砂水流 試驗	衝擊試驗	耐久性
A3Za	+7.5%	-37.8%	+9.1%	+11.2%	-3.2%
A3Zb	+29.6%	+13.3%	+10.6%	+76.8%	-38.9%
A3Zc	+31.7%	+26.7%	+13.6%	+112.0%	-39.5%
A3Zd	-5.8%	-16.7%	+9.1%	+41.6%	-11.1%
A3Ze	+8.8%	-8.9%	+12.1%	+53.6%	-31.6%

表 5-8 水泥質維修補強材料建議配比

單位：kg/m³

水泥	飛灰	爐石	矽灰	水	SP	三分石	六分石	細粒料	鋼纖維
344	115	50	38	158	6	750	322	592	78

5.2 材料劣化與殘餘強度分析模式之建立

本研究之材料劣化評估除推定橋梁各構件之腐蝕發生時間外，主要依圖 5.27 所示之計算流程，進行各劣化材料性質預測，並將所得結果回饋至橋梁耐震能力評估階段。換言之，即依橋梁所處劣化環境條件以建立鋼筋腐蝕曲線，進而推估其鋼筋降伏強度折減曲線、極限握裹強度折減曲線與鋼筋彈性模數折減曲線等，並歸納其隨機特性。

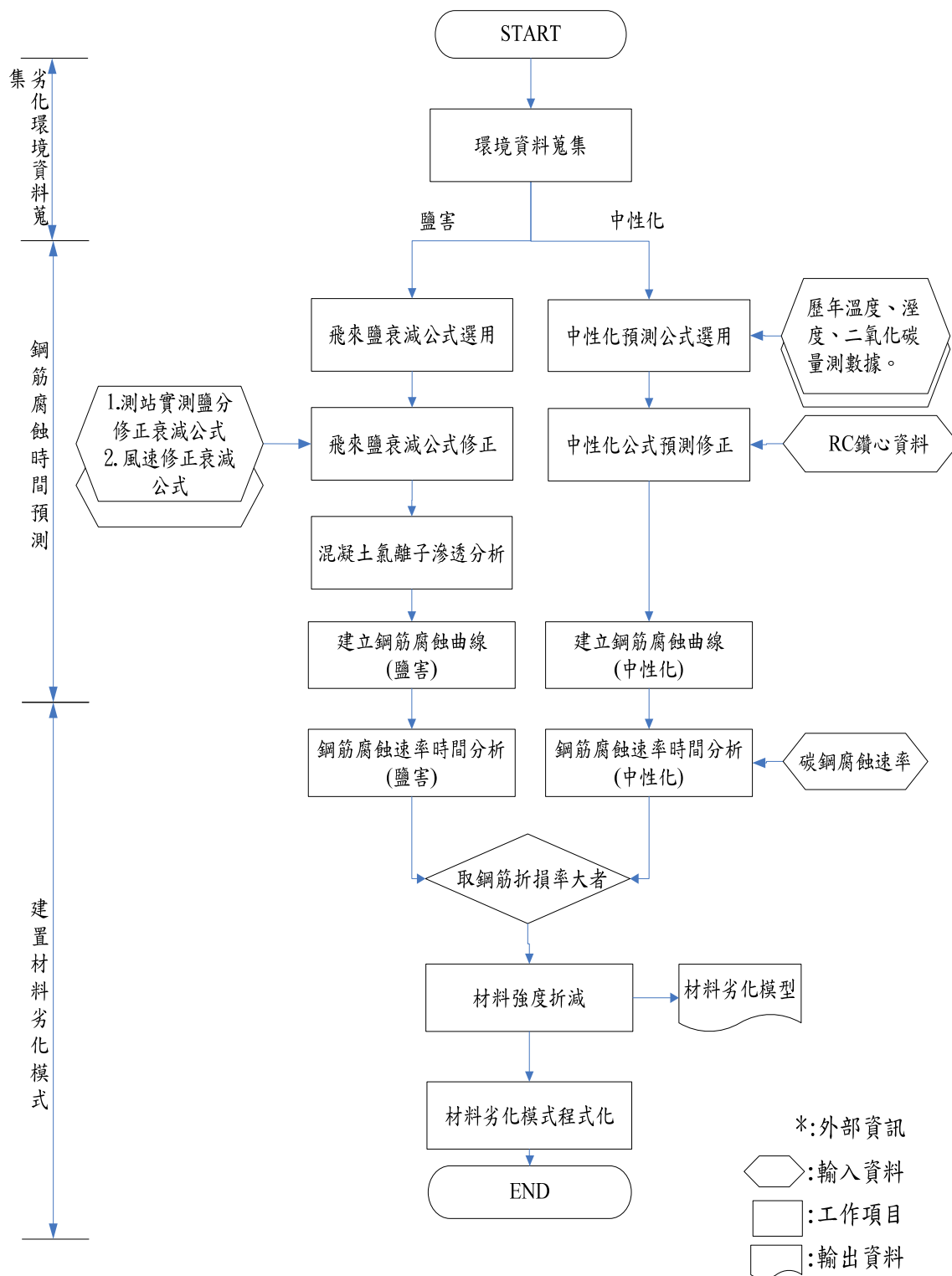


圖5.27 耐久性能評估流程

5.2.1 劣化環境資料蒐集

劣化環境資料除選定劣化因子外，須依混凝土性質與其狀態設定由所須之劣化模型參數，如氯離子擴散係數、中性化速度係數等；若能配合現地資料收集補正劣化因子含量，如構件表面附著之氯離子量等，更可提升劣化預測之準確性。本研究之環境因素考量部份，將應用「災害預警資料交換機」擷取港灣研究中心大氣腐蝕資料，如：氯鹽沉積量及 SO_2 沉積量，並分析其統計特性以考量環境條件於各劣化因子含量中所造成之不確定性影響。另外，劣化預測模式中所須之溫濕度等條件，將利用既有之氣象資料與以補足。

1. 鹽害環境資料收集

距海遠近對於鹽害所造成的影響相當大，本研究利用本所港灣技術研究中心大氣腐蝕試驗室之 98 年 8 月到 99 年 12 月氯鹽沉積量與碳鋼腐蝕速率資料，風速也會對於鹽害造成不同影響，因此也向中央氣象局網站取得 2004-2010 年平均風速資料。

2. 中性化環境資料收集

影響混凝土中性化的因素很多，包括二氧化碳濃度、溫度、溼度、混凝土的材料特性如滲透性、強度及養護條件等。因此需要收集環境相關資料，如溫度、溼度等會影響中性化速度之環境資料，透過這些資料可以加以修正臺灣的中性化速度公式。本研究採用中央氣象局 1981-2010 平均溫度、相對溼度等資料。

5.2.2 鋼筋腐蝕時間預測

對鹽害而言，鋼筋腐蝕可定義為最外層鋼筋之氯鹽量大於鋼筋腐蝕臨界氯鹽量，依內政部營建署結構混凝土施工規範 CNS3090 氯鹽量限制為 0.3kg/m^3 ，各國氯鹽量限制標準如表 5-9 所示。中性化深度大於等於保護層厚度之機率大於 10% 也可視為鋼筋腐蝕(日本建築學會)，且由於氣候環境條件與混凝土條件皆具不確定性，須利用可靠度理論及蒙地卡羅運算進行評估。

表 5-9 各國氯鹽量限制標準

國名	規範	氯離子量的規定值
英國	BS 8110-85Part1	全鹽化物量對水泥重量 (CaCl_2) 一般RC：0.4% 耐硫酸鹽水泥使用：0.2% PC（高溫養護RC）：0.1% （參料：參料的2%同時水泥的0.03%）
法國	DTU 21.4	對於無鋼筋細骨材混凝土及保護層厚度4cm的RC， 水泥重量的2% (CaCl_2) 保護層厚度2cm的RC其水泥重量的1% (CaCl_2) RC用拌合水中的氯離子量0.25g/l (Cl^-)
德國	DIN	骨材中可溶性鹽化物量 先拉預力混凝土(PC)、PC填充材(DIN 4227)：0.02% (Cl^-) RC(DIN 1045)，後拉預力混凝土PC(DIN 4227)：0.04% (Cl^-)
美國	ACI 301-72	CaCl_2 氯化鈣佔水泥重量的2%以下
	ACI 318-83	對於水泥重量可溶性的氯離子量 (Cl^-) (1)PC：0.06% (2)RC(鹽分影響下)：0.15% RC(一般環境下)：0.30%(相當於0.9kg/m ³ ，每立方公尺水泥，0.9公斤Cl) RC(乾燥狀態下)：1.00%
	ACI 222R-85	對於水泥重量硬化後的氯離子量 (Cl^-) (1)PC：0.08% (2)RC：0.20%
日本	日本建築學會 (JASS 5-1991)	混凝土氯離子含量0.3kg/m ³ 以下，若在不得不超越的情況，即使有防止劣化的方法，氯離子含量也不得超過0.6 kg/m ³ 。
	土木學會	混凝土所含有的氯離子 一般RC，後拉預力混凝土PC：0.6 kg/m ³ 特別要求耐久性之RC，在後拉預力混凝土PC憂慮鹽害腐蝕的情況下以及先拉預力混凝土PC0.3 kg/m ³
臺灣	內政部營建署結構混凝土施工規範CNS3090	新拌混凝土中最大水溶性氯離子含量(依水溶法) (1)預力混凝土0.15 kg/m ³ (2)鋼筋混凝土0.30 kg/m ³

資料來源：日本建築學會、內政部營建署結構混凝土施工規範 CNS3090

1. 鹽害

鹽害造成鋼筋腐蝕時間預測須利用飛來鹽衰減公式、混凝土表面附著氯鹽公式、以及氯離子擴散方程式等，其不確定性都會對腐蝕機率造成影響，因為上述公式參考日本(土木研究所，1988)，且臺灣的氣候條件與日本不同，因此需考慮臺灣氣候環境對於飛來鹽衰減公式之影響，加以修正以符合臺灣現地狀況。

(1) 飛來鹽衰減公式選用

鹽害對於橋梁的影響與距海遠近有一定關係，港灣研究中心根據試驗線的測站依海岸線距離不同得知飛來鹽量 C_{air} ，但橋梁位置未必有實測飛來鹽量數據，因此須以飛來鹽衰減公式預估橋梁所在位置之氯鹽量。當得知橋梁附近環境之氯鹽量時，因其未必完全殘留於混凝土表面，須利用混凝土表面附著氯鹽量公式，計算出混凝土表面附著氯鹽量 C_0 ，而目前國內學者也在進行迴歸得知飛來氯鹽公式，在此參考日本(土木研究所，1988)之飛來鹽衰減公式 5-1 以及混凝土表面附著氯鹽公式 5-2。

$$C_{air} = 1.29 \times r \times u^{0.386} \times d^{-0.952} \dots\dots\dots (5-1)$$

$$C_0 = 0.988 \times C_{air}^{0.379} \dots\dots\dots (5-2)$$

C_{air} ：飛來氯鹽量(mdd)

C_0 ：表面氯鹽濃度(kg/m³)

r ：風比率(海風吹拂時間比率)

u ：平均風速(m/s)

d ：海岸線距離(km)

(2) 飛來鹽衰減公式修正

影響飛來鹽衰減公式修正之參數包括測站實測資料、海風比 r 、平均風速 u 、海岸線距離 d 。根據交通部運輸研究於 2002 年進行臺灣 203 座橋梁檢測結果顯示，距海岸線愈遠，氯離子附著量愈少；當結構物與海岸距離超過 3 公里以上時，陸地側(背海

風面)與靠海側(迎海風面)混凝土表面的氯離子附著量相當且較低，幾乎可忽略氯離子對鋼構或鋼筋混凝土結構之影響。因此交通部運輸研究所於垂直海岸線落鹽量之調查將以距離海岸線 3 km 為邊界，即垂直海岸線試驗點的佈設以離海岸線距離，朝內陸沿一條直線設置，每條測線以離海岸線算起，分別約於臨海、100m、300m、1 km、3 km 之距離處設置試驗點。海風比中央氣象局並沒有實測值，因此修正公式的過程中將海風比併入修正誤差，而風速資料則透過中央氣象局網站取得，風速的平均值、標準差、變異係數如表 5-10 所示。

表 5-10 中央氣象局 2004-2010 風速平均值、標準差、變異係數

	鞍部	竹子湖	基隆	臺北	新竹
平均值 m/s)	3.00	2.04	3.08	2.53	2.15
標準差(m/s)	0.81	0.82	0.85	0.70	0.72
變異係數	0.27	0.40	0.28	0.28	0.34
	梧棲	臺中	日月潭	澎湖	阿里山
平均值(m/s)	4.68	1.61	1.28	3.97	1.19
標準差(m/s)	1.36	0.31	0.33	1.47	0.27
變異係數	.2	0.19	0.25	0.37	0.23
	嘉義	大武	高雄	恆春	宜蘭
平 值(m/s)	1.98	2.44	.18	3.46	2.06
標準差(m/s)	0.45	0.65	0.44	1.26	0.45
變異係數	0.23	0.27	0.20	0.36	0.22
	花蓮	成功	臺東	南區氣象中心	
平均值(m/s)	3.17	3.43	1.88	3 1	
標準差(m/s)	0.52	0.99	0.35	0.68	
變異係數	.16	0.29	0.18	0.21	

變異係數
資料來源：中央氣象局

根據上述資料，對飛來鹽衰減公式進行修正以符合臺灣氣候狀況，因中央氣象局並沒有海風比相關資料，因此須將他併入修正誤差，將公式 5-3 簡化為公式 5-4，在修正的過程已知數為氯鹽量 C_{air} 、海岸線最近測站氯鹽量 C_{star} 、平均風速 u 、海岸線距離 d ，而未知數為 a 、 b 係數。對簡化公式取 $\log$ 如公式 5-5，迴歸得知 a 、 b 係數，各試驗線迴歸公式如表 5-11 所示，修正程序如圖 5.28 所示。

$$C_{air} = C_{star} \times r \times u^a \times d^b \dots\dots\dots(5-3)$$

$$C_{air} = C_{star} \times u^a \times d^b \dots\dots\dots(5-4)$$

$$\log C_{air} = \log C_{star} \times a \log u \times b \log d \dots\dots\dots(5-5)$$

C_{air} ：飛來氣鹽量(mdd)

C_{star} ：離海岸線最近的測站飛來氣鹽量(mdd)

r ：風比率(海風吹拂時間比率)

u ：平均風速(m/s)

d ：海岸線距離(km)

a ：風速係數

b ：距離係數

表 5-11 飛來鹽迴歸公式

測站	飛來鹽衰減公式	修正係數	修正係數
桃園	$C_{air} = 46.06 \times u^{-3.273} \times d^{-1.2757}$	1.020	1.210
蘇澳	$C_{air} = 5.53 \times u^{-2.962} \times d^{-0.7627}$	0.884	0.914
臺中	$C_{air} = 15.88 \times u^{-5.3642} \times d^{-0.7633}$	2.759	3.489
花蓮	$C_{air} = 9.92 \times u^{-1.9426} \times d^{-0.8479}$	1.698	1.522
臺塑	$C_{air} = 30.89 \times u^{-3.1714} \times d^{-0.9896}$	2.621	3.549
高雄	$C_{air} = 5.93 \times u^{-2.2506} \times d^{-0.6349}$	2.344	2.968
核三	$C_{air} = 11.11 \times u^{-1.8909} \times d^{-0.7106}$	2.007	2.203

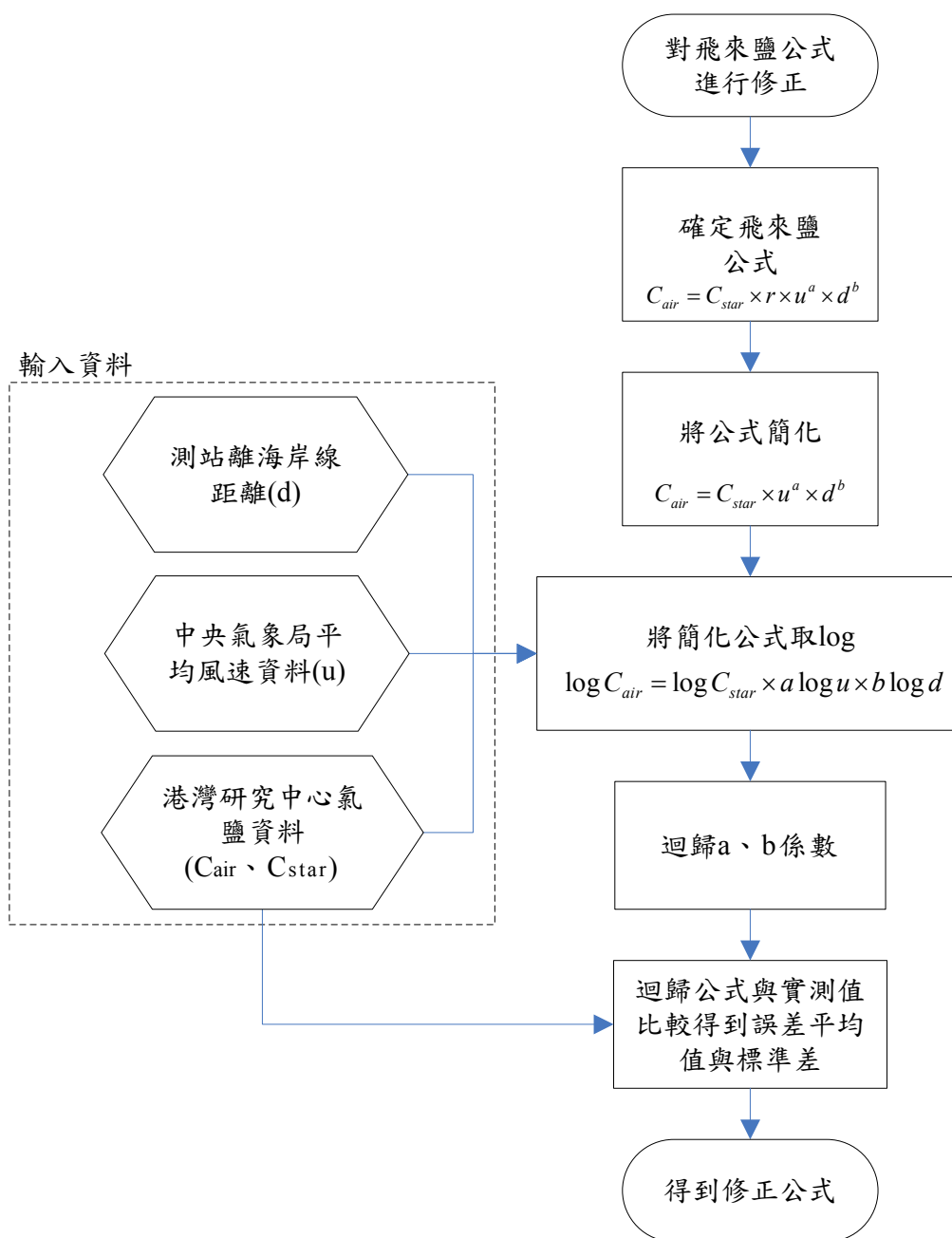


圖5.28 飛來鹽公式修正程序圖

(3) 混凝土氯離子滲透分析

得知飛來鹽衰減公式後，就可以得知某做橋梁的飛來鹽量 C_{air} ，將飛來鹽量帶入公式 5-2 得到混凝土表面附著氯鹽量 C_0 。

當混凝土處於腐蝕的環境下，外界的危害因子經由混凝土內部之連通孔隙，藉由擴散的方式，逐漸到達鋼筋表面，當氯離子

滲透進入混凝土內部孔隙，其所累積的氯離子濃度與時間之關係，可以從 Fick's 定律為基礎(公式 5-6 氯離子擴散方程式)來推估氯離子從混凝土表面擴散至鈍化膜間的時間 t ，其中 D_c 為氯離子擴散係數，表 5-12 為日本不同材料之氯離子擴散係數公式，在此參考日本土木學會論文集(NO.670/V-63，pp.109-120，2004)純水泥擴散係數公式。

$$Cl = C_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \times c}{2\sqrt{D_c t}} \right) \right] \dots\dots\dots (5-6)$$

Cl ：鋼筋位置氯鹽量(kg/m^3)

C_0 ：混凝土表面氯鹽量(kg/m^3)

c ：擴散距離，為混凝土保護層厚度(mm)

D_c ：氯離子擴散係數

$$\log D_c = -6.77(W/C)^2 + 10.1(W/C) - 3.14 \text{ (cm}^2/\text{年)} \dots\dots\dots (5-7)$$

t ：材齡(年)

erf ：誤差函數

表 5-12 日本氯離子擴散係數公式

資料來源	材料	公式
日本建築學會 耐久性施工指針 (案)・同解說	純水泥	$\log D_p = -3.9(W/C)^2 + 7.2(W/C) - 2.5$
	添加爐石	$\log D_p = -3.0(W/C)^2 + 5.4(W/C) - 2.2$
日本土木學會 混凝土標準 示方書	純水泥	$\log D = [4.5(W/C)^2 + 0.14(W/C) - 8.47] + \log(3.15 \times 10^7)$
	添加爐石	$\log D = [19.5(W/C)^2 - 13.8(W/C) - 5.74] + \log(3.15 \times 10^7)$
土木學會論文集 (NO.670/V-63， pp.109-120, 2004)	純水泥	$\log D_c = -6.77(W/C)^2 + 10.1(W/C) - 3.14$

資料來源：日本建築學會、日本土木學會

藉由上述公式可以預測時間與鋼筋表面氯鹽量之關係，若某橋梁位於蘇澳，海岸距離 0.9km，平均風速 2.1m/sec，由表 5-12 蘇澳飛來鹽衰減公式計算得 0.63mdd，再由式 5-2 得混凝土表面氯鹽量 C_0 為 1.25kg/cm^3 ，若保護層厚度為 50mm，水灰比 0.55 得到 D_c 擴散係數 2.328，得知所有參數後即可帶入氯離子擴散方程式，圖 5.29 為時間與鋼筋表面氯鹽量關係圖。

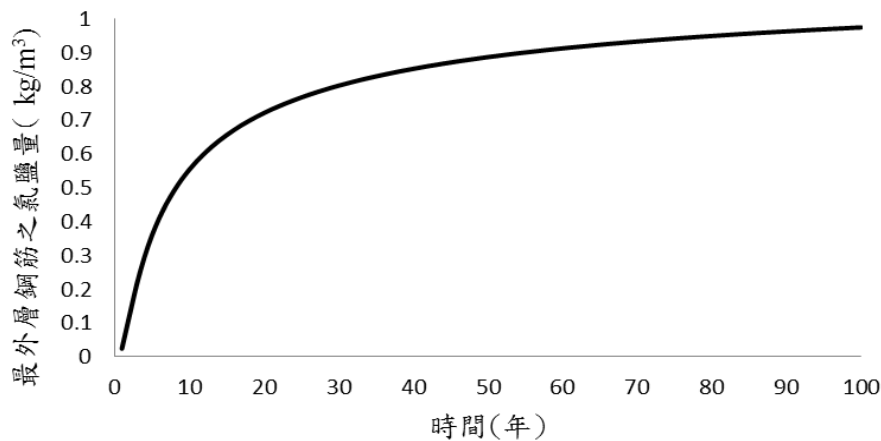


圖5.29 橋梁時間與鋼筋表面氯離子量關係圖

2. 中性化

通常普通波特蘭水泥 (Normal Portland Cement) 其 PH 值高達 12~13，呈強鹼特性。環境中若含有 0.03% 弱酸性的 CO_2 通過混凝土未完全充滿水的毛細孔道向內部氣態擴散並溶解在孔隙水裏，此時發生碳化反應，生成碳酸鈣混凝土碳化反應產生的 CaCO_3 (碳酸鈣)，其 PH 值約在 8.5~10 之間(中性)，遠低於原本之 PH 值，此即稱為中性化。中性化能使混凝土的孔隙率降低以充實混凝土的緻密性，進而減緩 CO_2 的擴散速率，但是亦會引發鋼筋脫鈍，在有足夠水和氧氣的條件下即產生自然電化學銹蝕。

(1) 中性化預測公式選用

混凝土中性化是環境中的 CO_2 利用擴散的方式侵入混凝土內部，並與混凝土中的可碳化物質發生化學反應的過程，中性化速度主要受混凝土中的 CO_2 濃度梯度所控制。因此，應用 Fick's

第一擴散定律研究混凝土中性化規律之基本假設，公式如下：

$$C = A \times S \times \sqrt{t} \dots\dots\dots (5-8)$$

C：中性化深度(cm)

S：中性化減低係數(外層塗裝等)

t：時間(年)

公式中 A 為中性化速度係數，在此參考日本建築學會中性化速度係數公式，影響中性化的因子包括骨材種類影響係數 α_1 、水泥種類影響係數 α_2 、水灰比影響係數 α_3 、氣溫之影響係數 β_1 、溼度之影響係數 β_2 、二氧化碳濃度之影響係數 β_3 ，其係數計算公式如下，表 5-13 為日本建築學會中性化速度係數參考表。

$$A = 1.72 \times \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \dots\dots\dots (5-9)$$

A：中性化速度係數(cm/ $\sqrt{\text{年}}$)

α_1 ：混凝土種類(骨材種類)之影響係數

α_2 ：水泥之影響係數

α_3 ：水灰比之影響係數

$$\alpha_3 = W / C - 0.38 \dots\dots\dots (5-10)$$

β_1 ：氣溫之影響係數

$$\beta_1 = 0.017T + 0.48 \dots\dots\dots (5-11)$$

T：溫度($^{\circ}\text{C}$)

β_2 ：溼度之影響係數

$$\beta_2 = H_u \cdot (100 - H_u) \cdot (140 - H_u) / 192000 \dots\dots\dots (5-12)$$

H_u ：相對溼度(%)

β_3 : 二氧化碳濃度之影響係數

$$\beta_3 = \sqrt{CO_2 / 5.0} \quad (5-13)$$

CO_2 : CO_2 濃度(%)

表5-13 日本建築學會中性化速度係數參考表

混凝土種類	α_1	水凝種類	α_2
普通混凝土	1.0	普通波特蘭水泥	1
輕量 1 型	1.2	早強波特蘭水泥	0.85
輕量 2 型	1.4	高爐水泥 B 型	1.4
		飛灰水泥 B 型	1.8

都市	年平均溫度 (°C)	β_1	年平均濕度 (%)	β_2
東京	15.9	1	63	1
札幌	8.5	0.83	70	0.82
仙臺	12.1	0.91	71	0.79
大阪	16.5	1.01	64	0.98
鹿兒島	18.3	1.05	71	0.79

屋內外	二氧化碳濃 度(%)	β_3
屋外	0.05	1
屋內	0.2	2

資料來源：日本建築學會

(2) 中性化預測公式修正

由於橋梁無外層塗裝，因此不需考慮中性化減低係數 S ，而決定中性化速度係數的方法參考日本建築學會，所以需要對中性化速度係數做修正，以符合臺灣氣候環境狀況，若直接使用日本建築學會所提供的方法來決定中性化速度係數 A 的話，會導致中性化速度係數過小，其原因為臺灣平均相對濕度過高，濕度影響中性化速度係數如圖 5.30 所示。

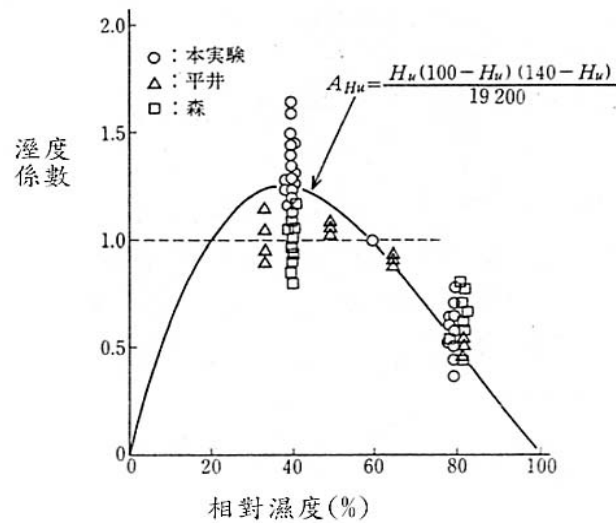


圖5.30 相對溼度與溼度係數 β_2 關係圖

資料來源：日本建築學會

可以發現相對溼度在 50%左右中性化溼度之影響係數 β_2 將會是最大的，相對溼度過大或過小反而會降低中性化溼度之影響係數 β_2 ，臺灣因為平均溼度在 75%以上因此會大幅降低中性化速度係數，所得到的中性化速度係數會和臺灣實測得到的中性化速度係數相差許多，在此參考臺灣地區鋼筋混凝土橋中性化效應之耐久性評估(王傳輝，94) 對二十二座鋼筋混凝土橋梁之中性化檢測資料[摘自交通部公路總局及臺北市政府八十六年度至八十八年度橋梁安全檢測報告書]進行迴歸分析後所得到的中性化速度係數平均值、標準差，再經過換算後便可得知中性化深度變異係數，如表 5-14 所示：

表 5-14 臺灣橋梁下部結構中性化速度係數平均值、標準差與中性化深度變異係數

八十六年度至八十八年度橋梁安全檢測報告書			
	北部	中部	南部
中性化速度係數平均值	0.467	0.316	0.27
中性化速度係數標準差	0.177	0.145	0.102
中性化深度變異係數	0.379	0.459	0.378

資料來源：交通部公路總局及臺北市政府

北部以臺北為基礎，修正臺北的中性化速度係數平均值為 0.467，其餘北部其他地方則因為溫溼度與臺北略有不同，中性化速度係數也會有所差別，中部以臺中為基礎，修正臺中的中性化速度係數為 0.316，南部則以高雄為基礎，修正高雄的中性化速度係數為 0.27，所有縣市修正過後的中性化速度係數如表 5-15 所示，地區畫分如圖 5.31 所示：

表 5-15 臺灣各縣市中性化速度係數平均值

區域	地點	中性化速度係數平均值(cm/ $\sqrt{\text{年}}$)
北部	臺北	0.467
	宜蘭	0.345
	桃園	0.463
	新竹	0.447
中部	苗栗	0.316
	臺中	0.29
	南投	0.209
	彰化	0.316
	雲林	0.246
南部	嘉義	0.206
	臺南	0.251
	高雄	0.27
	屏東	0.278
東部	花蓮	0.199
東南部	臺東	0.248

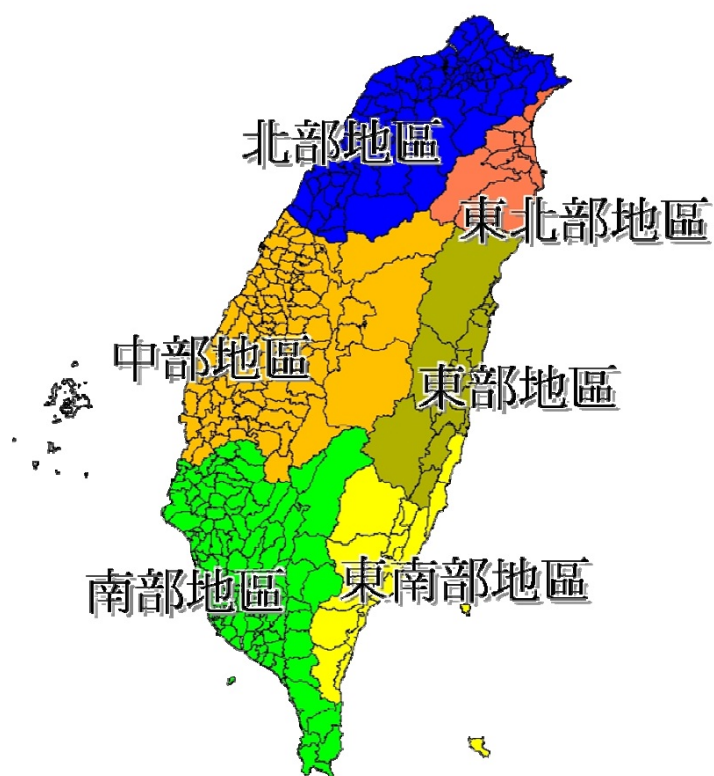


圖5.31 區域畫分圖

資料來源：中央氣象局

若某橋梁年平均溫度 23.5°C 、平均相對濕度 76.6%，根據上述參數可以計算出時間與中性化深度之關係圖(圖 5.32)。

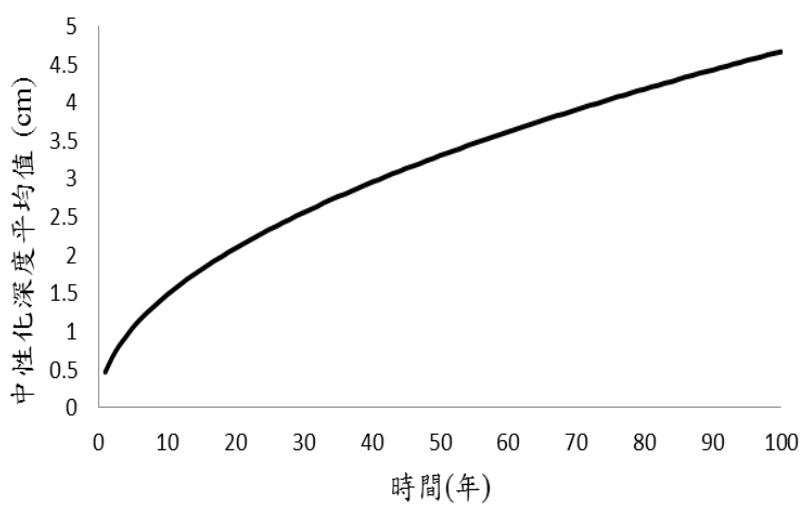


圖5.32 橋梁時間與平均中性化深度之關係圖

3. 建立鋼筋腐蝕機率曲線

(1) 鹽害鋼筋腐蝕機率曲線：

由於鋼筋腐蝕存在許多不確定性因素，因此本研究使用蒙地卡羅法模擬以評估其可能之腐蝕機率，對鹽害而言其不確定因素包含風速、飛來鹽衰減公式修正係數、氯離子擴散係數之修正係數、混凝土表面附著氯鹽量修正係數、保護層厚度、擴散方程式修正係數、鋼筋腐蝕臨界氯鹽量等。風速由中央氣象局資料統計而得，飛來鹽衰減公式修正係數則經交通部運輸研究所港灣技術研究中心之大氣腐蝕資料與本研究迴歸之公式分析而得，其餘隨機變數則參考日本土木學會建議，各隨機變數之統計特性如表 5-16 所示。本研究定義鋼筋腐蝕臨界氯鹽量為 $1.0\sim 1.2\text{kg/m}^3$ 之均勻分佈(日本建築學會建議)，根據 Fick 第二定律隨著時間 t 增加混凝土表面氯鹽量也隨之增加，經由蒙地卡羅模擬當腐蝕機率 P_f 大於 10%時視為腐蝕(ATST C876)。圖 5.33 為蒙地卡羅模擬流程，表 5-16、表 5-17 為蒙地卡羅模擬時所需之參數，經由上述參數模擬可得到圖 5.34 橋梁時間與鋼筋腐蝕機率曲線圖。

表 5-16 鹽害不確定因素(蘇澳)

不確定因素		機率分佈	平均值	變異係數
X_1	蘇澳風速(m/s)	常態	2.06	0.22
X_2	C_{air} 修正係數(蘇澳)	對數常態	0.84	1.03
X_3	D_c 修正係數	對數常態	1.89	1.84
X_4	C_0 修正係數	對數常態	1.43	1.08
X_5	保護層厚度(m/s)	常態	依施工圖	0.2
X_6	擴散方程式修正係數	對數常態	1.24	0.91
X_7	鋼筋腐蝕臨界氯鹽量	均勻	$1.0\sim 1.2\text{kg/m}^3$	

註：修正係數定義為(實測值)/(計算值)之統計

表 5-17 鹽害參數設定

輸入參數	
地區	蘇澳飛來鹽衰減公式
海岸距離(km)	0.9
平均風速(m/sec)	2.1
風速標準差(m/sec)	0.45
水灰比	0.55
輸出參數	
飛來氯鹽量(mdd)	0.63
混凝土表面氯鹽量(kg/m ³)	1.25
擴散係數Dc(mm ² /year)	2.328

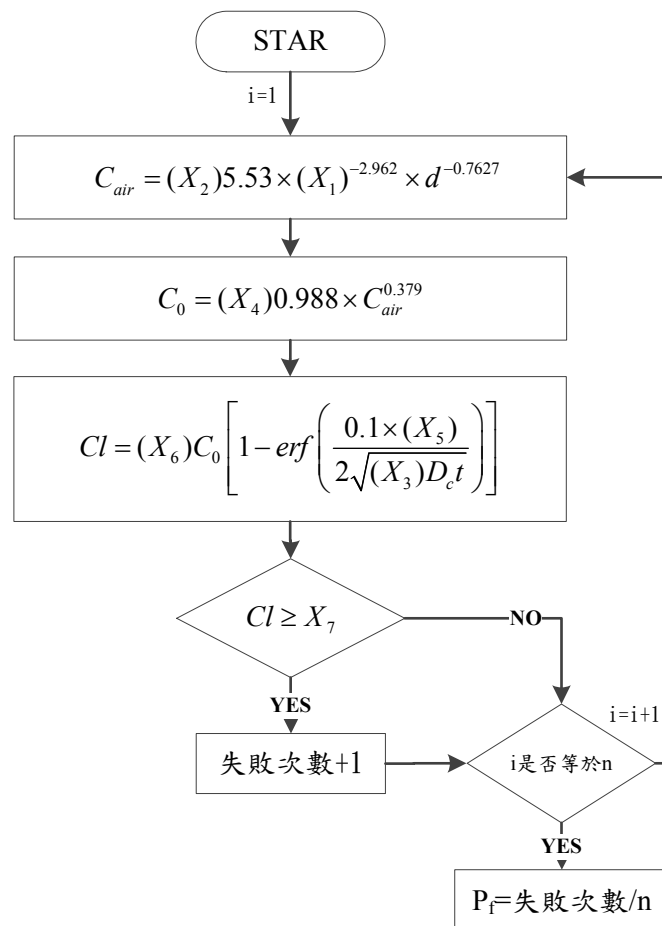


圖5.33 鹽害蒙地卡羅計算流程圖(以蘇澳為例)

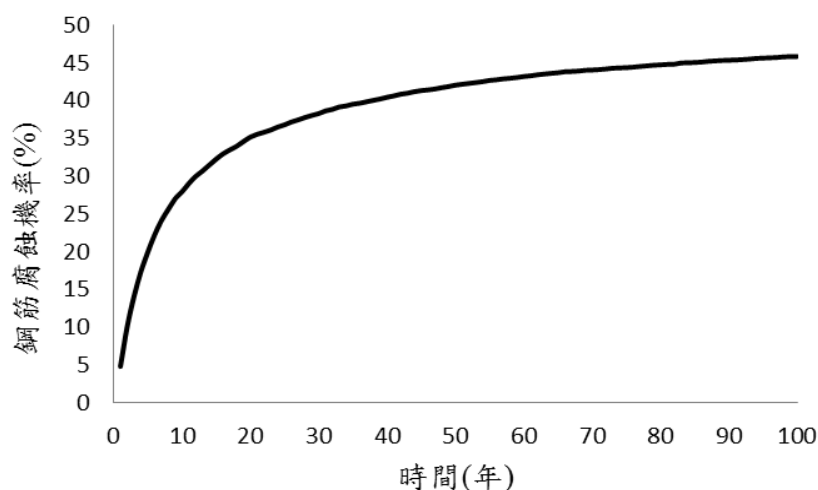


圖5.34 橋梁時間與鋼筋腐蝕機率曲線圖(鹽害)

(2)中性化鋼筋腐蝕機率曲線：

對中性化而言，鋼筋開始腐蝕時間可定義為中性化殘餘深度10mm為開始腐蝕時間點(コンクリート標準示方書維持管理篇)，且由於氣候環境條件與混凝土條件皆具不確定性，須利用可靠度理論及蒙地卡羅運算進行評估，如圖 5.35 所示。使用蒙地卡羅評估腐蝕機率時，首先需要了解各參數的分布情形及平均值、變異係數等，中性化評估其不確定因素有混凝土保護層厚度以及中性化深度，中性化深度與混凝土保護層厚度皆為常態分布如表 5-18 所示。若發生機率達 10%以上(ASTM C876 1991)時，該時間點可認定為腐蝕發生點。若橋梁保護層厚度為 50mm，年平均溫度 23.5℃、平均相對濕度 76.6%，可計算出中性化腐蝕機率如圖 5.36 所示。

表 5-18 中性化不確定因素

不確定因素		機率分佈	平均值	變異係數
X ₁	中性化速度係數 (cm/ $\sqrt{\text{年}}$)	常態	表 6-10	表 6-9
X ₂	保護層厚度(cm)	常態	表 6-10	表 6-9

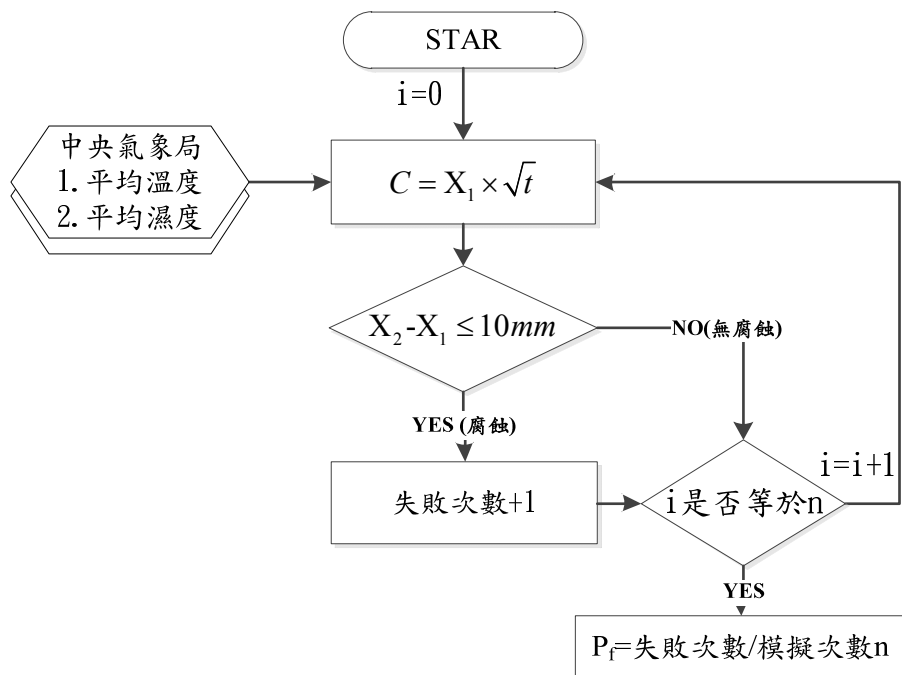


圖5.35 中性化蒙地卡羅計算流程圖

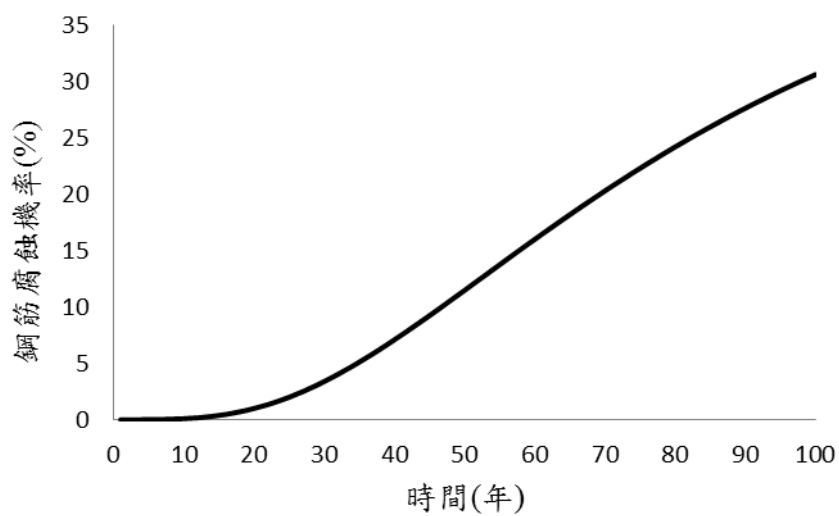


圖5.36 橋梁時間與鋼筋腐蝕機率曲線圖(中性化)

5.2.3 建置材料劣化模式

1. 鋼筋腐蝕速率時間分析

鋼筋腐蝕發生機率 Pf 之關係，若其發生機率達 10%以上時，該時間點可認定為腐蝕發生點，計算出鋼筋腐蝕量。

(1)鹽害腐蝕量計算方法如下(Choe，2008)：

由圖 5.34 確定開始腐蝕時間為橋梁竣工完成後第 3 年(腐蝕機率大於 10%)，則可以依下式計算鋼筋直徑變化量，鋼筋直徑變化量與時間之關係如圖 5.37 所示，而鋼筋腐蝕斷面漸少率 α 與時間之關係如圖 5.38 所示。

$$d_b(t, T_{corr}) = \begin{cases} d_{bi}, t \leq T_{corr} \\ d_b(t) = d_{bi} - \frac{1.0508(1-(w/c))^{-1.64}}{d_c} (t - T_{corr})^{0.71}, T_{corr} < t \leq T_f \\ 0, t > T_f \end{cases} \quad (5-14)$$

w/c ：水灰比(龍門橋為 0.55)。

d_{bi} ：原始鋼筋直徑量(mm)。

d_b ：折減鋼筋直徑量(mm)。

T ：材齡(年)。

T_{corr} ：開始腐蝕時間。

T_f ：鋼筋完全折減時間(年)。

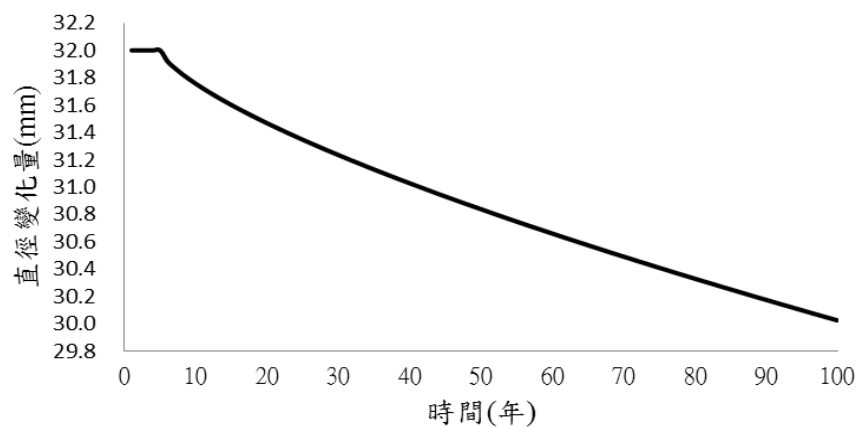


圖5.37 橋梁時間與鋼筋直徑變化量關係圖

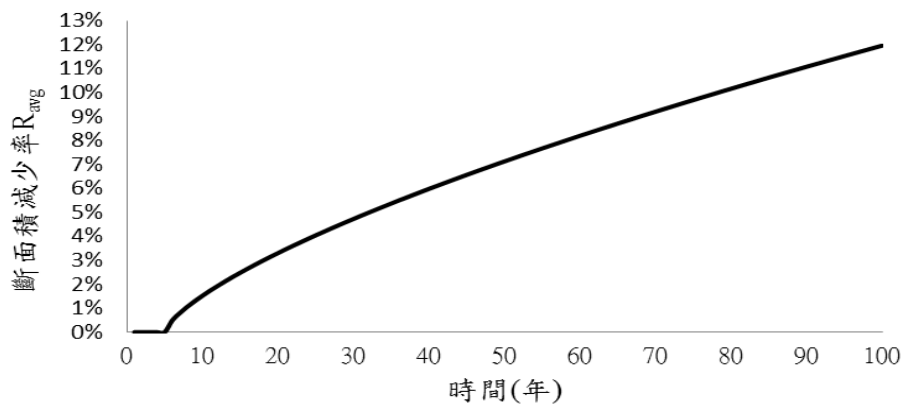


圖5.38 橋梁時間與鋼筋斷面減少率關係圖

(2) 中性化腐蝕量計算方法如下(土木學會論文集 No.767/V64,35-46, 2004.8)：

a. 潛伏期：

當鋼筋腐蝕機率超過 10% 之時間點視為”鋼筋腐蝕發生點 (日本建築學會)。

b. 進展期：

平均腐蝕量約 3×10^{-3} (mm/year)

腐蝕裂縫產生之臨界量： $\Delta r_{cr} = 13(c / \phi) \times 10^{-3}$ (mm)..... (5-15)

c：保護層厚度(mm)

ϕ ：鋼筋直徑(mm)

c. 加速前期：

平均腐蝕量約 3×10^{-3} (mm/year)

保護層剝落或剝離發生之臨界量： $\Delta r_{cr} = 52(c / \phi) \times 10^{-3}$ (mm)....(5-16)

c：保護層厚度(mm)

ϕ ：鋼筋直徑(mm)

d. 加速期後期：

根據文獻研究，中性化加速後期混凝土對鋼筋完全無保護

作用，呈現裸鋼的狀態，因此本研究根據港灣研究中心試驗線測站裸鋼腐蝕速率資料，迴歸出海岸距離與腐蝕速率之關係，公式模型依照文獻(牛荻濤，混凝土結構耐久性與壽命預測，2003)腐蝕速率公式，再利用中央氣象局各地區溫度與濕度迴歸公式，如表 5-19 所示，圖 5.39 為中性化腐蝕量計算圖。

表 5-19 裸鋼腐蝕速率迴歸公式

地區分類	迴歸地區	迴歸公式
北部	桃園、蘇澳	$R_i^{cr} = e^{-0.0809T} \times (RH - 0.45)^{0.2288} \times d^{-0.0374}$
中部	臺中、臺塑六輕	$R_i^{cr} = e^{-0.0513T} \times (RH - 0.45)^{0.938} \times d^{-0.0522}$
南部	高雄、核三廠	$R_i^{cr} = e^{-0.0169T} \times (RH - 0.45)^{1.765} \times d^{-0.0601}$
東部	花蓮	$R_i^{cr} = e^{-0.0934T} \times (RH - 0.45)^{0.28} \times d^{-0.0875}$

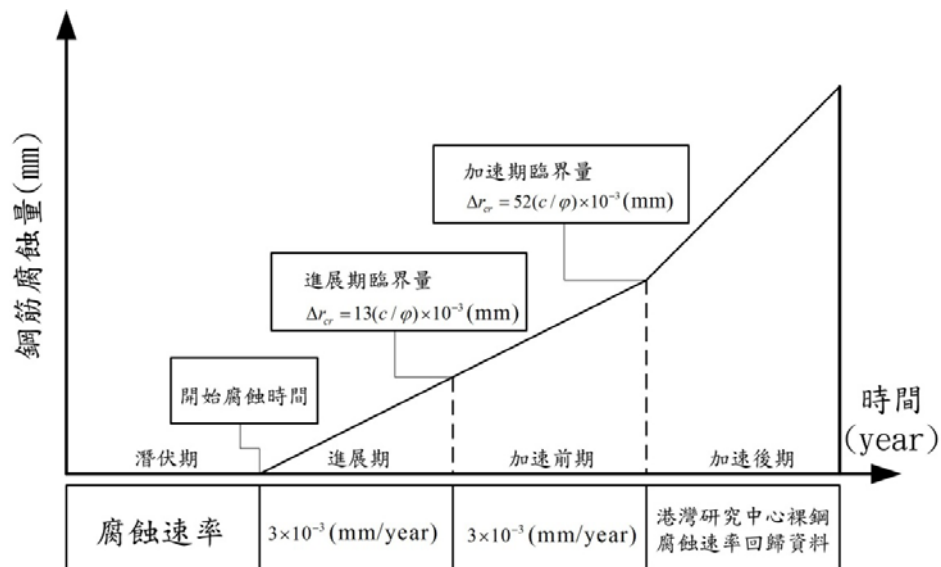


圖5.39 中性化腐蝕量計算圖

由圖 5.36 得知約在 47 年腐蝕發生機率 P_f 才會大於 10%(ASTM C876 1991)，也就是說這個時間點才會發生腐蝕，因此可以計算出時間與鋼筋直徑腐蝕累積量關係圖(圖 5.40)。

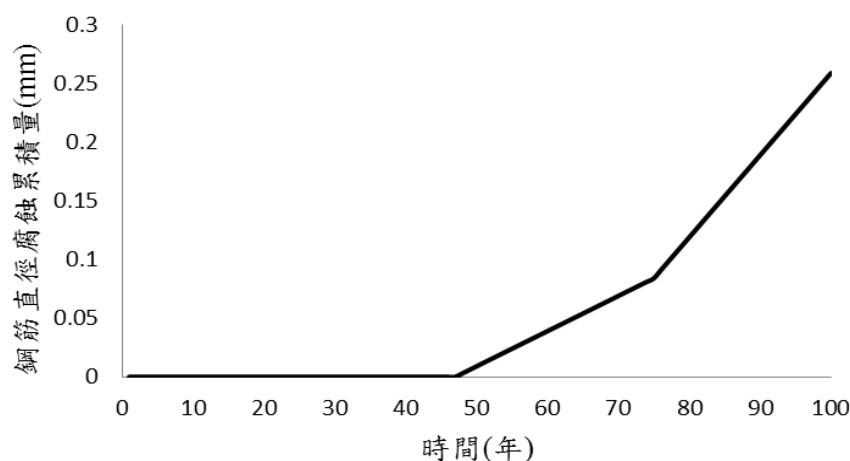


圖5.40 橋梁時間與鋼筋直徑腐蝕累積量關係圖

2. 材料強度折減

若某橋於鹽害環境下，已知橋齡為 18 年，由圖 5.38 可得知橋梁在竣工後第 18 年時鋼筋斷面減少率 R_{avg} 為 3.3%，帶入式 5-12 可得知楊氏係數 E_{ss} 的折減係數、降伏強度 F_{sy} 的折減係數等，橋梁強度折減係數如表 5-20 所示。

$$E_{cs} = (1 - 1.14(\alpha \times R_{avg}))E_{ss} \dots\dots\dots (5-17)$$

$$F_{cu} = (1 - 1.00(\alpha \times R_{avg}))F_{su} \dots\dots\dots (5-18)$$

$$F_{cy} = (1 - 1.14(\alpha \times R_{avg}))F_{sy} \dots\dots\dots (5-19)$$

$$F'_{cy} = (1 - 0.98\alpha^{-0.5412}(\alpha \times R_{avg}))F'_{sy} \dots\dots\dots (5-20)$$

$$\varepsilon_{cu} = (1 - 1.73(\alpha \times R_{avg}))\varepsilon_{su} \text{ - 鋼筋之極限應變} \dots\dots\dots (5-21)$$

E_{ss} : 鋼筋腐蝕前之楊氏係數 (N/mm^2)。

F_{sy} : 鋼筋腐蝕前之降伏強度(N/mm^2)。

F_{su} : 鋼筋腐蝕前之極限強度(N/mm^2)。

F'_{sy} : 鋼筋腐蝕前之硬變硬化開始點強度(N/mm^2)。

R_{avg} : 平均斷面減少率(%)。

α : 局部化倍率(最大斷面減少率/平均斷面減少率，可取2)。

表 5-20 橋梁強度折減係數

楊氏係數折減係數	0.925
降伏強度折減係數	0.925
極限強度折減係數	0.986
應變硬化開始點之強度折減係數	0.934
極限應變折減係數	0.886

分析得結果可以發現當保護層厚度超過 70mm 時，中性化腐蝕機率非常小，橋梁於使用年限 50 年後也不會大於 10%，幾乎可忽略中性化產生鋼筋腐蝕對於橋梁的影響。而鹽害則因海岸距離大於 10km 不考慮其影響，因此在表 5-21 分析橋梁資料中獲知產生鋼筋腐蝕多以鹽害為主。

表 5-21 分析橋梁資料

地區,橋名			海岸距離 (km)	橋齡 (年)	主筋直徑 (mm)	箍筋直徑 (mm)	風速 (m/sec)	保護層 厚度 (mm)	開始腐蝕 時間 (year)
新北市 貢寮區	臺 2 線	龍門橋	0.2	20	32	16	3.08	75	5
臺南	臺 20 線	平和橋	21	17	32	16	3.19	75	※
宜蘭	臺 9 線	蘭陽大橋	6.5	20	29	16	2.06	75	14
宜蘭	臺 7 丙線	三星橋	17	25	29	16	2.06	75	※
高雄	臺 88 線	萬大大橋	10	19	32	16	2.18	75	10
臺南	臺 20 線	千鳥橋	22	17	32	16	3.19	75	※
西湖	臺 1 線	西湖橋	4.9	19	25	16	2.15	100	24
臺東	臺 11 線	豐源大橋	2	19	32	16	1.89	75	4
臺南	臺 0 線	急水橋	20	26	32	16	3.19	75	※
屏東	臺 1 線	枋山大橋	6.13	33	29	13	2.18	75	7
苗栗	臺 13 線	頭屋橋	11	20	32	16	2.15	75	※
雲林	臺 1 線	虎尾溪橋	27	20	32	16	1.98	75	※
宜蘭	臺 7 丙線	牛鬥橋	27	16	32	16	2.06	50	※
屏東	臺 1 線	新潮州大橋	15	30	32	13	2.18	50	※
高雄	臺 21 線	南勝橋	19	28	19	13	2.18	70	※

※ 海岸距離10km以外不考慮鹽害腐蝕

5.3 跨河橋梁保護工法之研究

河床沖淤演變是天然河川中常見的重要現象，但是河道過度沖刷或淤積的結果，往往對各種水工結構物之安全與功能、兩岸土地安定造成負面之影響，諸如橋墩、堤防因沖刷過度而破壞或某些河段因大量淤積而導致通水斷面不足等問題。此外若河床高程大幅下降，將使得橋梁基礎在高速洪流沖刷下發生嚴重裸露情形，甚至引起跨河構造物崩塌或下陷斷裂等破壞災況。為此，如何有效施行合宜的橋基保護工法來保護橋梁安全，是當前迫切的課題。然而由於臺灣橋台、橋墩及橋基保護工之沖刷問題相當複雜，無法純靠現場調查或數值模擬單方面努力就可以解決，惟有結合水工模型試驗，實際了解橋梁保護工法的災害遞移能力及對河床演變之影響，方能針對橋台及橋墩沖刷防治工法相關問題進行妥善之探討，故本研究利用本所港灣技術研究中心之水工模型試驗室進行橋墩保護工法之渠槽試驗及平面試驗。

本計畫研究架構(圖5.41)，橋河共治包含橋墩局部工法以及河道整治工法；其中，橋墩局部工法係透過斷面試驗初步測試若干方案；而河道整治工法係透過數值模擬初步測試若干方案。最後，整合這兩項的成果，於水工模型試驗(平面試驗)進行模擬。數模範圍與水工模型範圍一致，如圖5.42所示，上游邊界為大甲溪斷面13、下游邊界為斷面5，長度4,800(m)，橫向構造物包含臺1線大甲溪橋、海線鐵路橋、國道三號橋共三座橋梁。

橋河共治 = 橋墩局部工法 + 河道整治工法

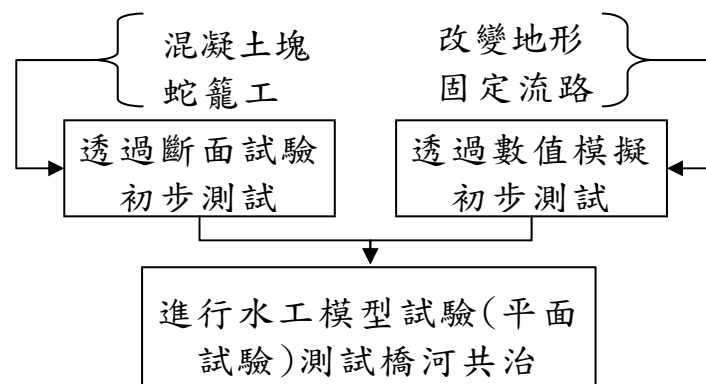


圖 5.41 研究架構

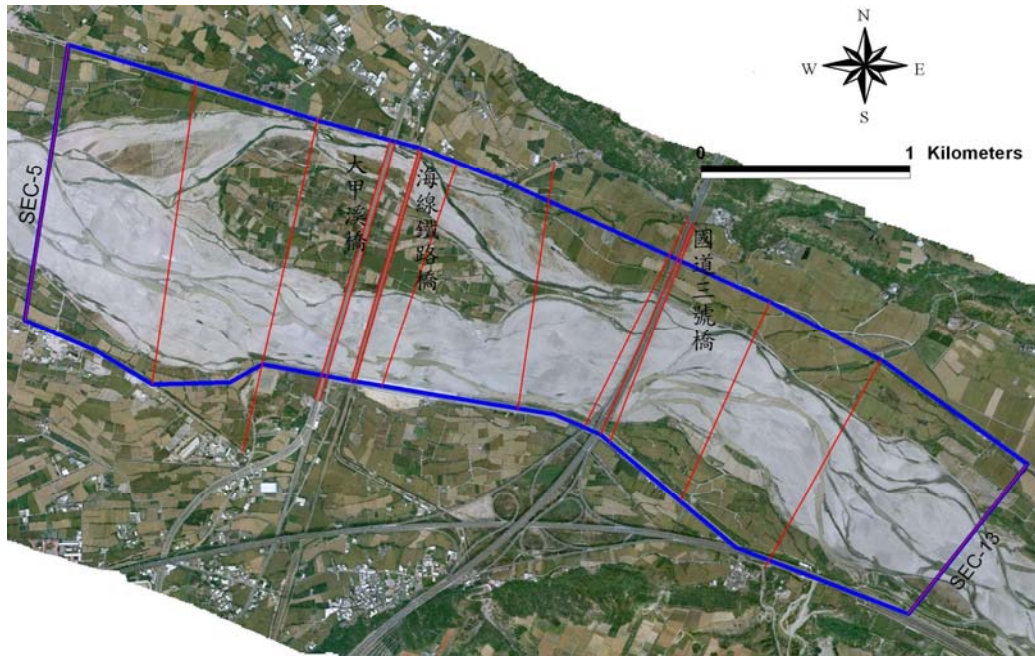


圖 5.42 模擬範圍(數模範圍與水工模型範圍)

5.3.1 數值模擬

本計畫採用CCHE2D模式進行分析，模式的檢定與驗證，分述如下：

1. 模式檢定

95年0609豪雨作為模式檢定案例，如圖5.43(a)所示，0609豪雨流量約2年重現期洪水量。檢定參數包含河床糙度(n 值)與 L_b 值兩種項目；本計畫共測試四組參數組合，圖5.43(b)為各組參數組合的模擬水位與實測水位比對。顯示第4組參數(河床糙度0.05， L_b 值1500)模擬的最高水位為56.71(m)，而實測最高水位為56.67(m)，兩者接近，可作為後續分析採用參數。

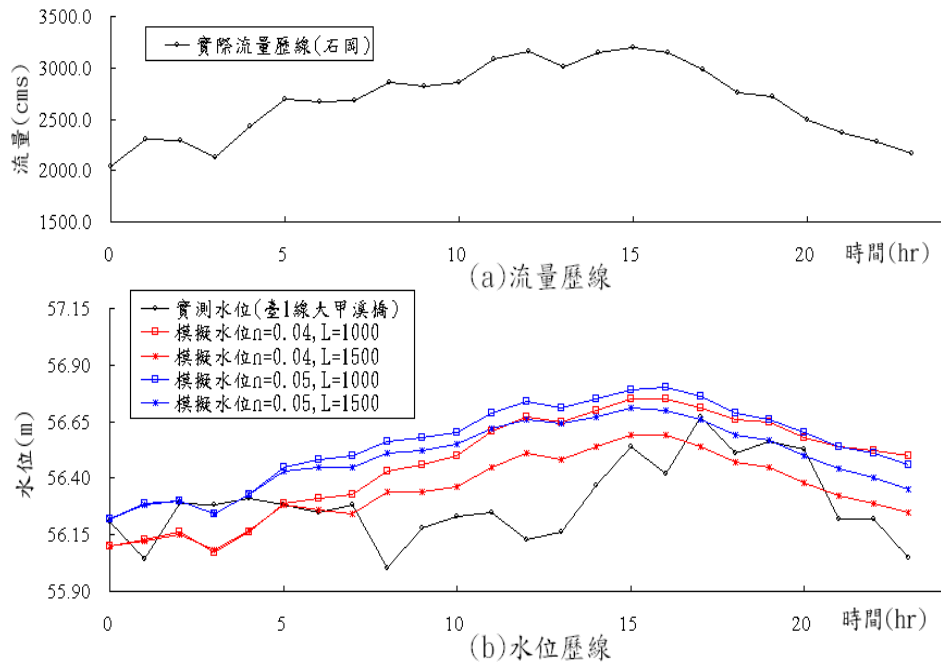


圖 5.43 各種參數組合的模擬水位與實測水位比對(檢定)

2. 模式驗證

98年莫拉克颱風作為模式驗證，圖5.44(b)藍線為採用河床糙度0.05， L_b 值1500的模擬水位，並與實測水位比對成果，顯示仍符合實際水位變化情況。圖5.45為模擬結果配合地理資訊系統呈現河道水深變化。

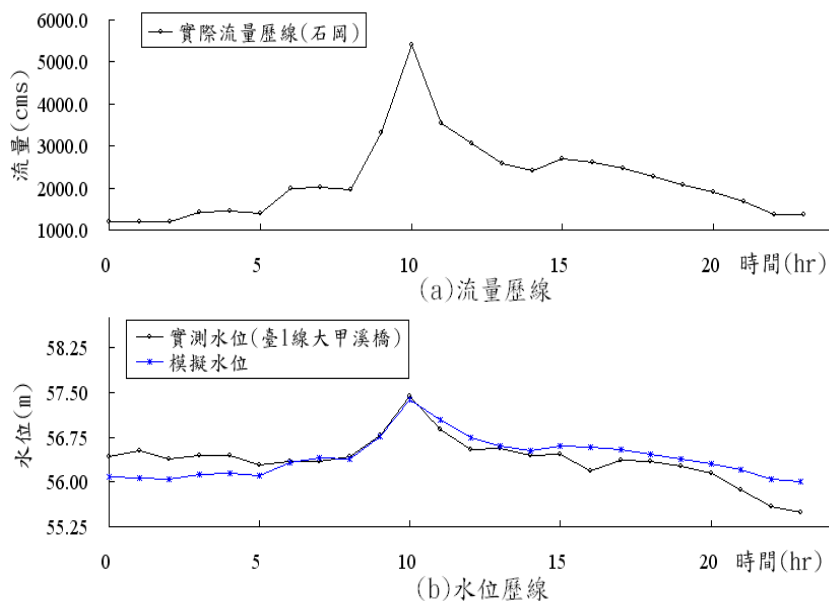


圖 5.44 各種參數組合的模擬水位與實測水位比對(驗證)

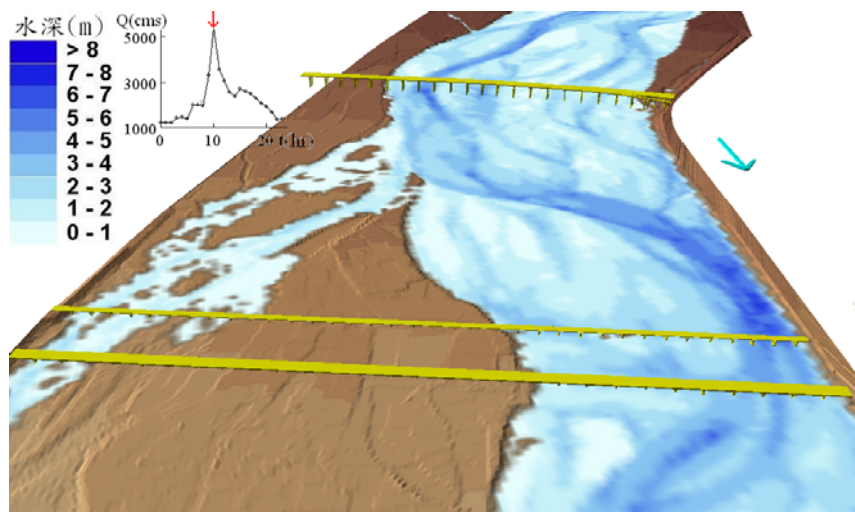


圖 5.45 水深模擬變化歷程圖(莫拉克颱風)

3. 各式保護工法數值模擬

本計畫測試的河道整治工法係以改變河道地形為主的工法，包含河中砂洲疏濬與營造階梯式斷面兩種方案，其中河中砂洲疏濬又包含疏濬寬度100(m)、200(m)及300(m)等方案。各種試驗方案並與原始河道地形的模擬結果比對，如表5-22所示。以下說明各種測試項目的布設內容。

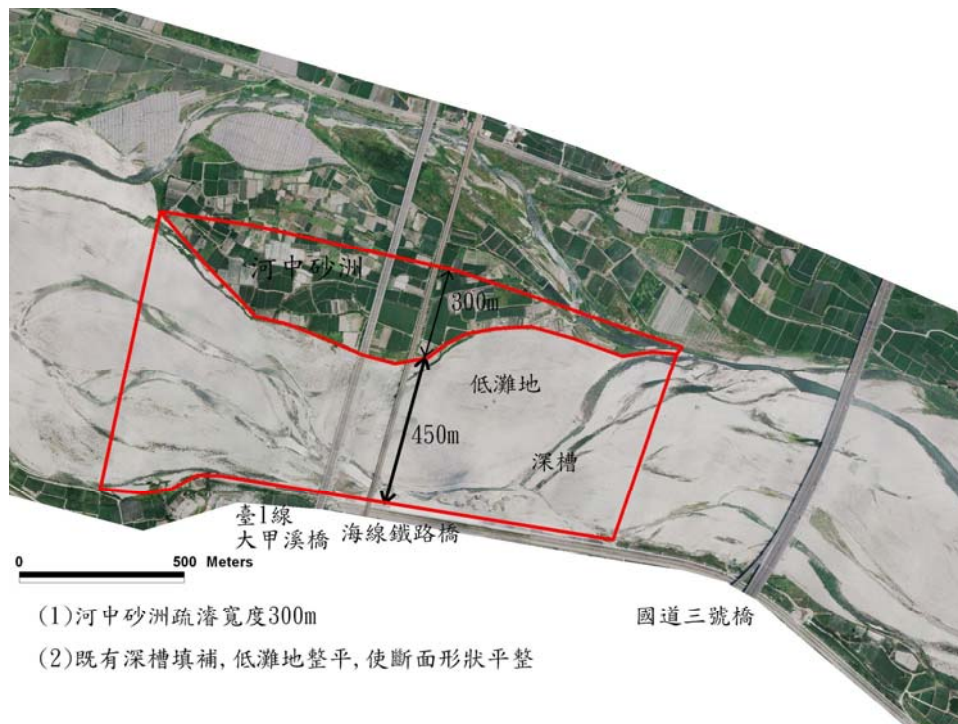
表 5-22 各種試驗方案

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

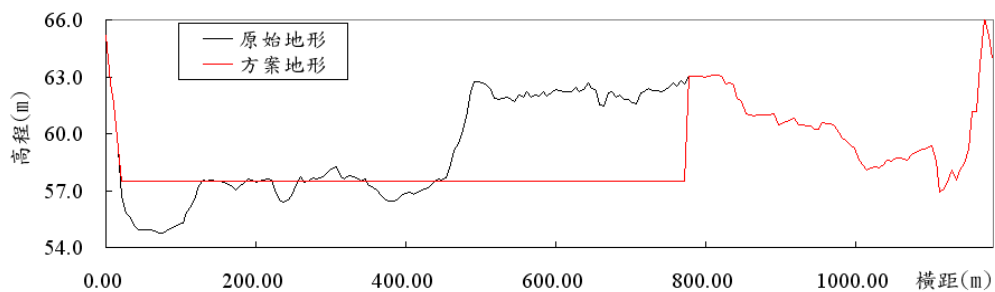
a. 河中砂洲疏濬

模擬河段上游河寬750(m)，至海線鐵路橋河段包含一河中砂洲，該河中砂洲將河道寬度束窄為450~490(m)，造成流路易朝左岸偏流。由於河中砂洲縮窄通水寬度，本計畫測試河中砂洲邊灘進行局部疏濬，共測試三種不同疏濬寬度300(m)、200(m)及100(m)。圖5.46(a)為疏濬寬度300(m)，並對於偏流嚴重的深槽，

則以土砂填補；既有低灘地亦予以整平。圖5.46(b)為海線鐵路橋之方案斷面形狀。



(a)配置圖



(b)海線鐵路橋斷面

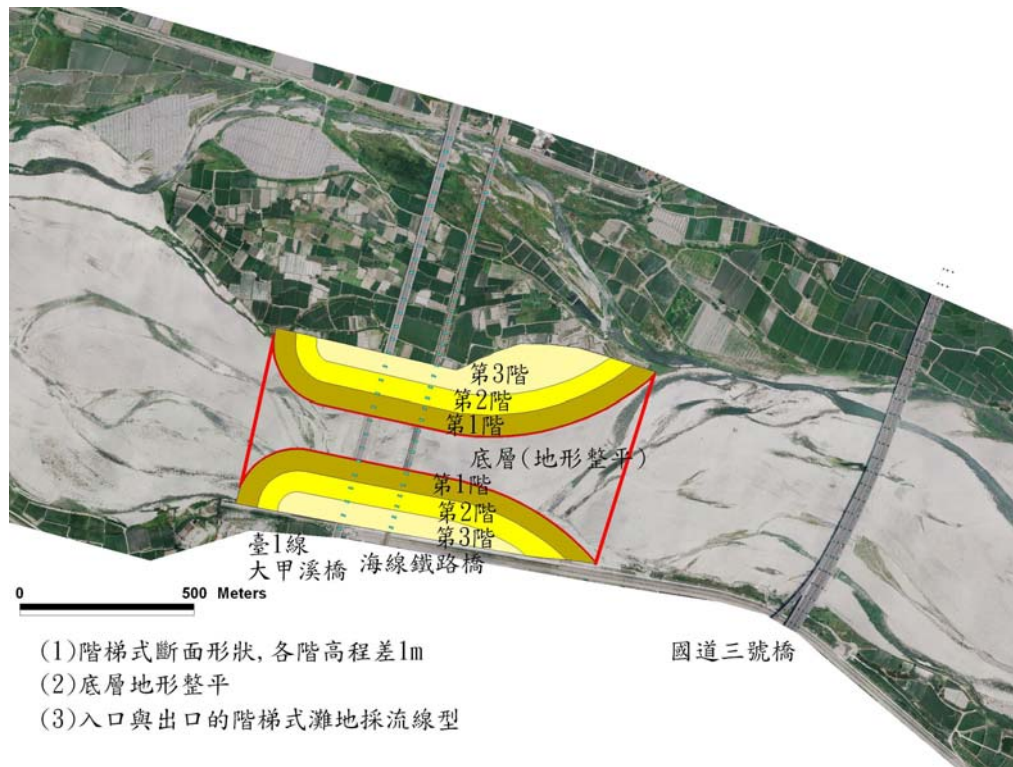
圖 5.46 河中砂洲疏濬寬度 300(m)測試項目

b.階梯式斷面

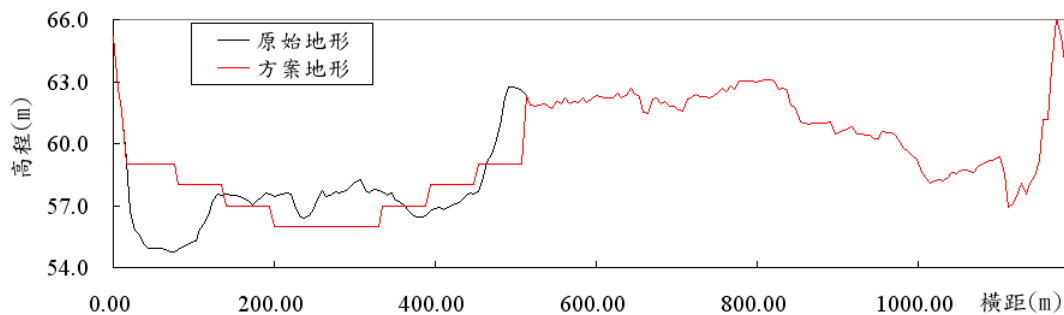
本方案係透過河道整理，將通水斷面整理為階梯式斷面形式。階梯式形式將斷面劃分為若干階，常流水期間，水流匯集於階梯式斷面的底層，固定流路。洪水期間流量增加，水流由底層

逐漸漫淹至高階位置。階梯式斷面會造成水流較為集中，發生沖刷的橋墩位置較為固定，以便橋墩局部保護工法的布設。

圖5.47(a)為配置圖，包含左岸階梯式灘地、右岸階梯式灘地與底層等部分。階梯式灘地採3台階，各台階橫向寬度60(m)，且各台階高程差1(m)。階梯式斷面底層寬度130(m)，且底層地形予以整平。階梯式灘地在入口與出口位置，均採用流線型引導水流。圖5.47(b)為海線鐵路橋之方案斷面形狀。



(a)配置圖



(b)海線鐵路橋斷面

圖 5.47 階梯式斷面測試項目

4. 各種試驗方案模擬結果比較(Q100流量)

海線鐵路橋各種項目模擬結果比較如表5-23所示，臺1線大甲溪橋各種項目模擬結果比較如表5-24所示。

對於河中砂洲疏濬方案，疏濬寬度100m方案的改善效果較不明顯；疏濬寬度200m方案已明顯降低流速與沖刷；疏濬寬度300m方案的改善效果與疏濬寬度200m方案接近，顯示疏濬寬度300m方案的改善效果應已趨近一穩定狀態。因此，河中砂洲疏濬寬度300m方案建議於水工模型試驗予以進行測試。本方案模擬結果如圖5.48所示。

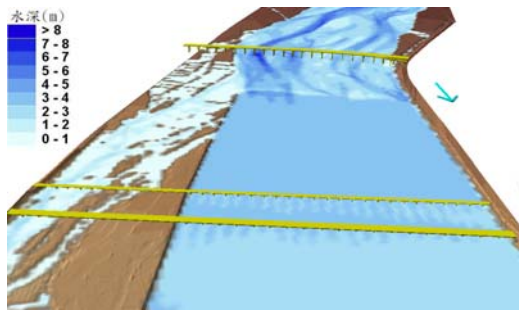
對於階梯式斷面方案，該方案流速與沖刷的降低效果較不明顯。然而，階梯式斷面方案會引導水流集中於固定流路，發生沖刷的橋墩位置較固定，以便橋墩局部保護工法的布設。因此，階梯式斷面方案建議於水工模型試驗予以進行測試。本方案模擬結果如圖5.49所示。

表 5-23 各種項目模擬結果比較表(海線鐵路橋，Q100)

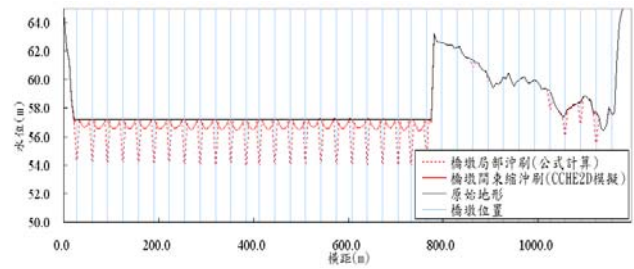
項目	水位 (m)	改變 量	Vpeak (m/s)	改變 量	局部沖刷 深度(m)	改變 量
原始河道地形	62.5	—	5.49	—	4.75	—
河中砂洲疏濬寬度100m	62.4	-0.1	5.14	-0.35	4.43	-0.32
河中砂洲疏濬寬度200m	61.5	-1.0	4.24	-1.25	3.76	-0.99
河中砂洲疏濬寬度300m	61.2	-1.3	4.11	-1.38	3.61	-1.14
階梯式斷面	62.1	-0.4	5.46	-0.03	4.65	-0.10

表 5-24 各種項目模擬結果比較表(臺1線大甲溪橋，Q100)

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

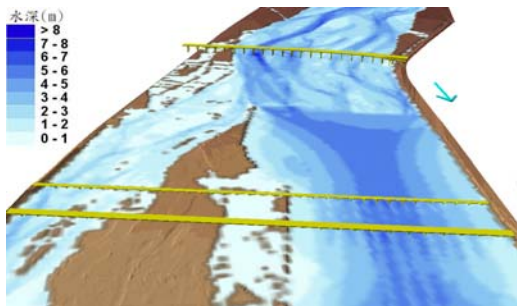


(a)水深等勢圖

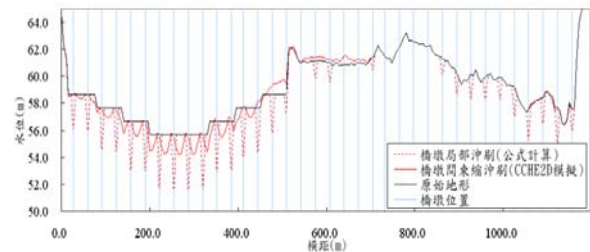


(b)海線鐵路橋局部冲刷深度

圖 5.48 河中砂洲疏濬寬度 300m 模擬結果



(a)水深等勢圖



(b)海線鐵路橋局部冲刷深度

圖 5.49 階梯式斷面模擬結果

5.3.2 水工模型試驗

1. 橋墩保護工法之渠槽試驗

本試驗係針對3種不同流量、5種保護工法(格籠工法、砂腸袋工法、潛堰固床工工法、透水混凝土塊工法、橋墩開口工法)及2種非均勻橋墩型式($D/D^*=0.4$ 、 0.7)，進行室內渠槽試驗(斷面試驗)，藉以瞭解非均勻橋墩於不同流量及不同保護工法情況下，局部最大冲刷深度及冲刷範圍之關係，並研評保護工法之適用性。其中試驗流量分別為 0.0045cms 、 0.0065cms 及 0.0079cms ，所對應之相對水流強度(V/V_c)為 0.95 、 1.1 及 1.25 ，試驗成果如下：

圖5.50與圖5.51分別為不同保護工法下，墩徑比 0.4 和 0.7 之非均

勻橋墩於3種相對水流強度($V/V_c=0.95$ 、 1.1 、 1.25)時之無因次相對基礎沖刷深度關係圖，圖中是以橋基迎水面寬度($D^*=5\text{cm}$)為y軸之尺度無因次化，其中x軸為相對水流強度(V/V_c)，y軸為無因次相對基礎沖刷深度(d_s/D^*)。經比較，假設工法皆無損壞情況下，於最大試驗流量時，不論墩徑比為 0.4 或 0.7 ，砂腸袋均無向下刷深之情況，故判定砂腸袋工法保護效果最佳(惟砂腸袋於現地使用時具有抗磨蝕及日照脆化(劣化)等問題仍需克服)，其次依序為橋墩開口工法(惟橋墩開口工法於現地使用時將造成橋墩強度下降，故需增加墩徑將使實際之防沖刷效果，恐較本試驗數值差)、格籠工法、透水混凝土塊工法、潛堰固床工法、無保護措施。其不同保護工法下，不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷深度數據如表5-25所示。

經由上述評估成果，砂腸袋工法較適用於海堤或低流速的堤防護岸，橋墩開口工法不適用於既有橋梁，潛堰固床工係全斷面結構，非本計畫探討的保護工法。故水工模型試驗採用蛇籠工法測試。

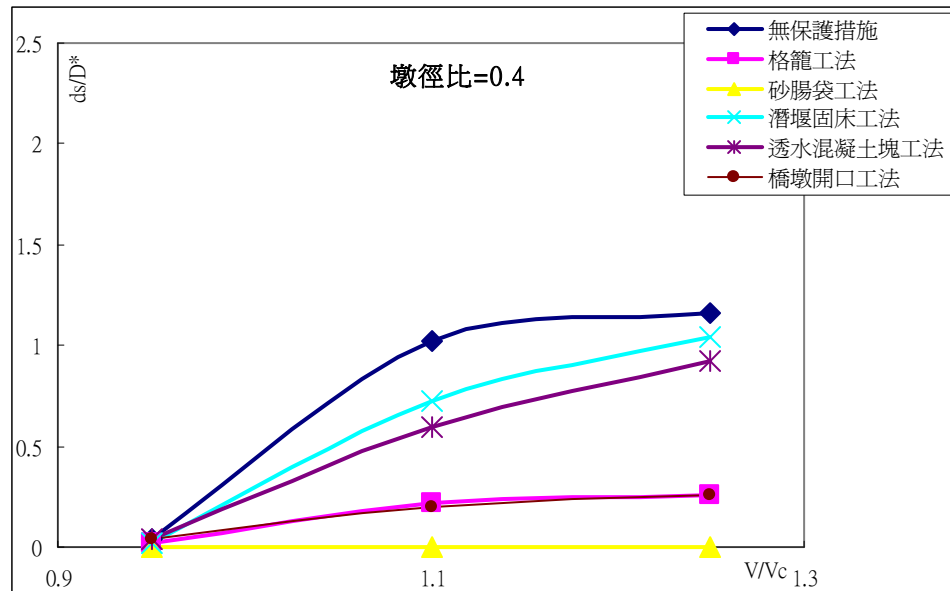


圖 5.50 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷深度關係圖(墩徑比=0.4)

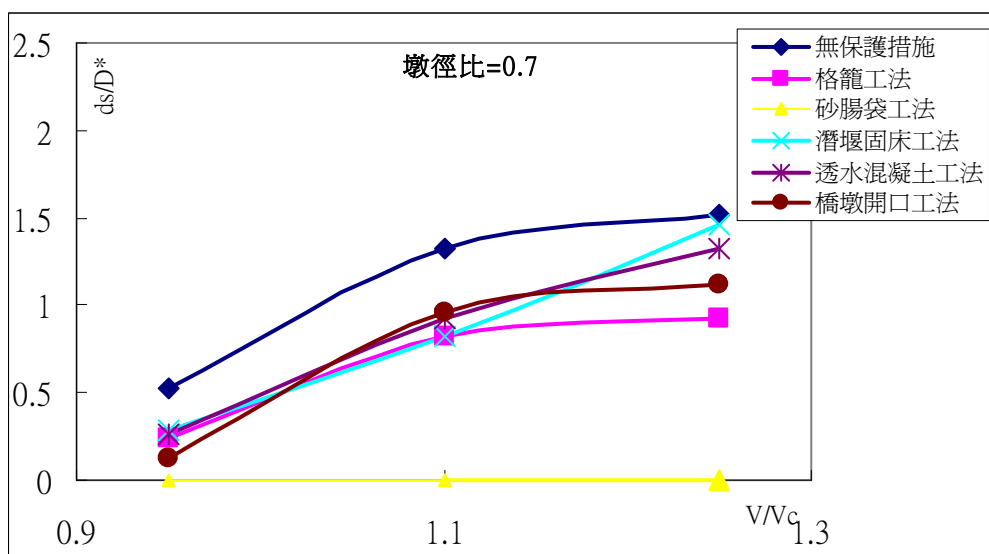


圖 5.51 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷深度關係圖(墩徑比=0.7)

表 5-25 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷深度總表

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

2. 平面水工模型試驗

(1) 水工模型試驗範圍選定與相似率計算

在確定模型平面比例尺時，既要考慮試驗水深必須大於1.5cm，且試驗粒徑須大於0.1mm，免得因薄層流或砂質顆粒因縮尺而小至粘粒，將導致泥砂運動特性異於原型，必然影響模型試驗的準確度。因此，為較準確地研究河道底床泥砂沖淤變化，從而較真實地反映其沖刷深度，本模型與原體須滿足幾何相似及運動相似性外還必須滿足動力相似，由明渠水流現象，原體受慣性力及重力影響較其他因素(表面張力、黏滯力及彈性力)顯著，故動力相似率以福祿數定律為基準，研擬其相關參數尺度如表5-26所示。

表 5-26 原體與模型間各物理量之比例關係

模 型 比 例	長 度	流 速	時 間	流 量	糙 率	雷諾數	河床質 粒 徑
關係式	L_r	$L_r^{1/2}$	$L_r^{1/2}$	$L_r^{5/2}$	$L_r^{1/6}$	$L_r^{3/2}$	L_r
比 例	1/81	1/9	1/9	1/59049	1/2.08	1/729	1/81

(2) 水工模型預備與檢定試驗

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

試驗結果顯示當加砂量提高至2,400公斤，其試驗水位量測結果詳如圖5.52所示，在模型所呈現平均水位約為48.50公分，與歷史紀錄接近(實測水位依模型率換算之平均水位約為48.64公分)，本次試驗收砂量約2,600公斤。

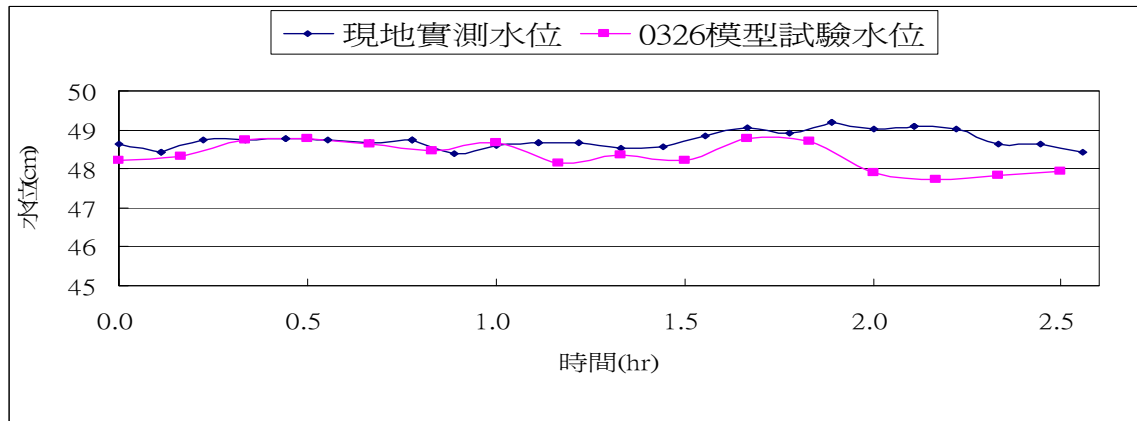


圖 5.52 現地實測水位與模型試驗水位比較圖

此外，現地因河中砂洲之影響，流路分為兩股，其試驗結果與實際流路相似，其模型試驗流路與現地流路比較圖詳如圖5.53所示。

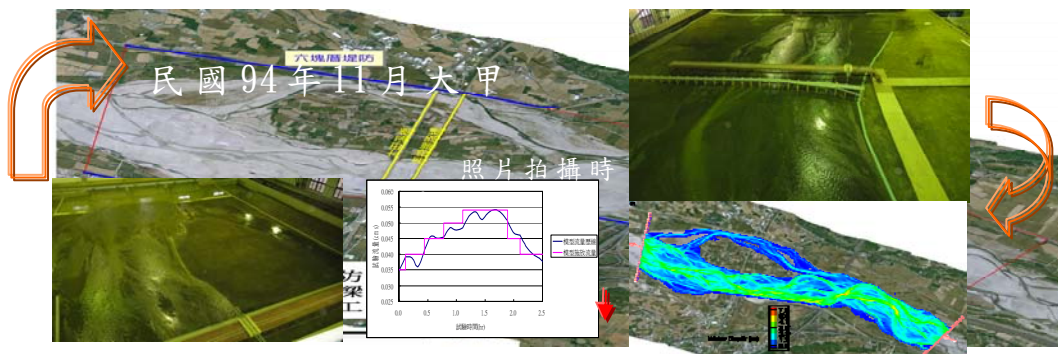
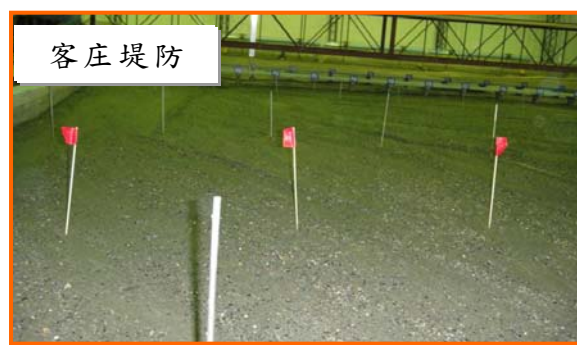


圖 5.53 模型試驗流路與現地流路比較圖

另外，模型沖刷深度較嚴重區段位置為客庄堤防邊坡沖刷，其試驗結果與實際沖刷區段一致，其模型客庄堤防試驗前後照片詳如照片1~2所示，且水工模型試驗河中砂洲邊界坐落於海線鐵路橋22~21號橋墩位置，其試驗與實際相符(詳圖5.54所示)。



照片 1 水工試驗前客庄堤防照片



照片 2 水工試驗後客庄堤防照片



河中砂洲邊界坐落於海線鐵路橋22~21號橋墩位置，試驗與實際相符



圖5.54 水工模型試驗河中砂洲邊界與現地邊界比較圖

3. 河道及保護工法方案試驗

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

(1) 方案一：砂洲疏濬300m定量流加砂試驗

臺1線大甲溪橋與海線鐵路橋各重現期橋墩最大沖刷深度與經驗公式估算之沖刷深度比較詳如表5-27所示。

表 5-27 各重現期距最大沖刷深度與經驗公式比較表

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

註：沖刷公式計算方法係由數值模擬水理演算成果，並透過各種公式計算各橋墩的局部沖刷深度，取局部沖刷深度最大值者。

圖5.55與圖5.56分別為臺1線大甲溪橋與海線鐵路橋各重現期橋墩最大沖刷深度與經驗公式比較圖，圖中顯示，以各種經驗公式估算各重現期沖刷深度皆隨著重現期增大，沖刷深度變化將趨於穩定，其試驗結果亦同。另本試驗所量測最大沖刷深度大多落在各種經驗公式範圍內，少數較經驗公式低，推測與流路變化多股有關。

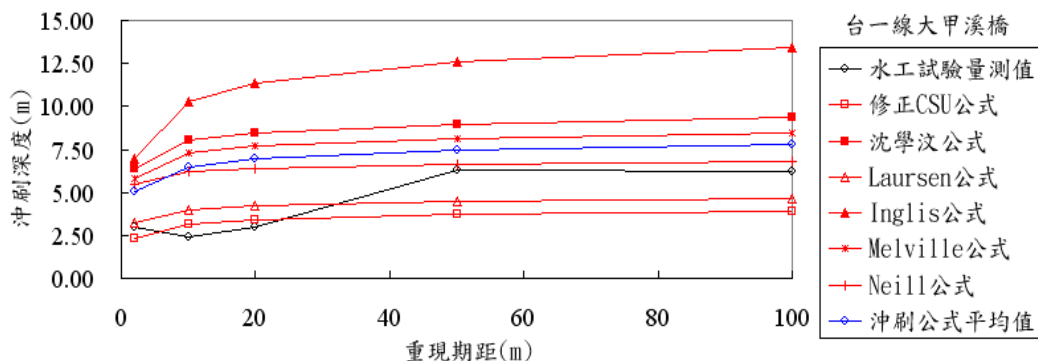


圖 5.55 臺 1 線大甲溪橋各重現期距最大沖刷深度與經驗公式比較圖

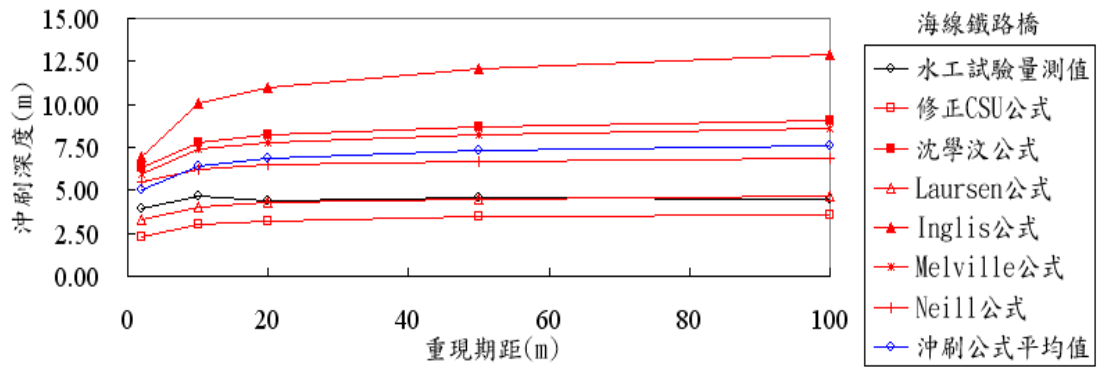


圖 5.56 海線鐵路橋各重现期距最大冲刷深度與經驗公式比較圖

各重现期距流路綜合比較詳如圖5.57所示，由圖可歸納以下結果：

- 各重现期流路並無一定規律。
- 2 年重现期流路有偏向右岸之趨勢。
- 10 年重现期主深槽已分成兩股，導致臺 1 線大甲溪橋冲刷深度較 2 年重现期來的淺。
- 20 年重现期主深槽已分成兩股，導致臺 1 線大甲溪橋冲刷深度與 2 年重现期相當。
- 50 年與 100 年重现期僅有一股較明顯之主深槽，流路已較趨中且相近。

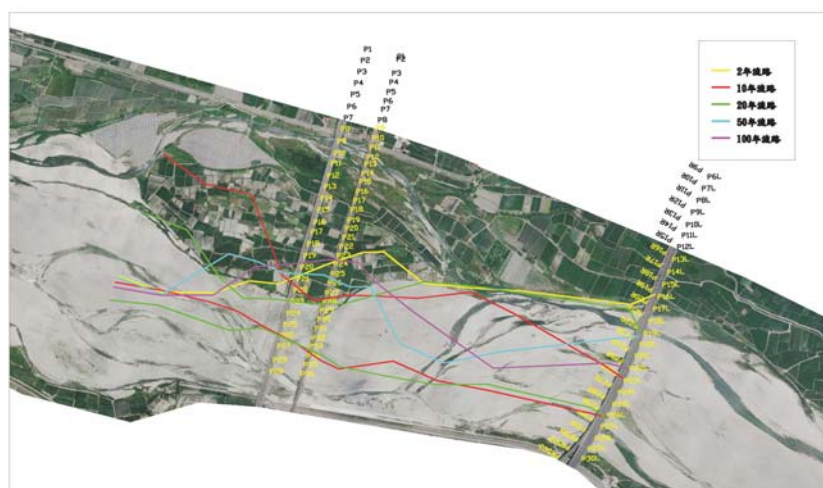


圖 5.57 各重现期距流路綜合比較圖

由本次試驗結果得知，經由砂洲疏濬後，各重現期流路並無一定規律，但臺1線大甲溪橋與海線鐵路橋於100年重現期距下最大沖刷深度分別為6.24m與4.48m，皆屬於安全範圍內，且經由河中砂洲邊緣清淤，使得通水斷面增加，流速降低下，可有效改善客庄堤防易遭洪流沖刷之現況(詳如照片3)，故以本方案(砂洲疏濬300m)已兼顧保護橋梁與護岸之安全。



照片 3 100 年重現期砂洲疏濬 300m 方案退水後照片

(2)方案二：砂洲疏濬300m+蛇籠工法定量流加砂試驗

由方案一之試驗得知，臺1線大甲溪橋最大沖刷區位落在P20~P23處，海線鐵路橋則是在P22~P27處，故本次試驗主要比較上述橋墩埋設蛇籠保護工之前後效益，詳如表5-28所示。表中顯示，臺1線大甲溪橋無埋設蛇籠保護工時，最大沖刷深度達6.32m；有埋設蛇籠保護工時，最大沖刷深度則為3.04m，有效降低沖刷深度達3.28m。海線鐵路橋無埋設蛇籠保護工時，最大沖刷深度達4.56m；有埋設蛇籠保護工時，最大沖刷深度則為3.68m，有效降低沖刷深度達0.88m。故砂洲疏濬300m搭配蛇籠工法時，建議全河段橋墩皆設置蛇籠工法，因流路變化無可預期，全面性保護較能達到保護效果。

表 5-28 各重現期距沖刷深度與比較表

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

(3)方案三：複式斷面法定量流加砂試驗

臺1線大甲溪橋與海線鐵路橋各重現期橋墩最大沖刷深度與經驗公式估算之沖刷深度比較詳如表5-29所示。

表 5-29 重現期距最大沖刷深度與經驗公式比較表

臺1線大甲溪橋，局部沖刷深度(m)								
重現期	水工試驗量測值	修正CSU公式	沈學汶公式	Laursen公式	Inglis公式	Melville公式	Neill公式	沖刷公式平均值
2	4.32	3.68	8.99	4.50	12.56	8.17	6.64	7.42
10	7.36	4.50	10.55	5.30	16.53	9.55	7.30	8.96
20	6.72	4.71	10.93	5.40	17.52	9.83	7.42	9.30
50	6.00	4.92	11.34	5.60	18.64	10.17	7.58	9.71
100	6.96	5.17	11.80	5.80	19.94	10.56	7.75	10.17
海線鐵路橋，局部沖刷深度(m)								
重現期	水工試驗量測值	修正CSU公式	沈學汶公式	Laursen公式	Inglis公式	Melville公式	Neill公式	沖刷公式平均值
2	5.76	3.38	8.61	4.50	11.92	8.24	6.68	7.22
10	5.52	4.08	10.03	5.30	15.56	9.70	7.36	8.67
20	3.76	4.26	10.38	5.50	16.52	10.03	7.51	9.03
50	6.16	4.44	10.76	5.70	17.60	10.44	7.70	9.44
100	4.64	4.65	11.18	6.00	18.80	10.87	7.89	9.90

註：沖刷公式計算方法係由數值模擬水理演算成果，並透過各種公式計算各橋墩的局部沖刷深度，取局部沖刷深度最大值者。

圖5.58與圖5.59分別為臺1線大甲溪橋與海線鐵路橋各重現期橋墩最大沖刷深度與經驗公式比較圖，圖中顯示，本試驗所量測最大沖刷深度大多落在各種經驗公式範圍內，惟以各種經驗公式估算各重現期沖刷深度皆隨著重現期增大，沖刷深度變化將趨於穩定，本試驗結果顯示2年與10年重現期橋墩沖刷深度相較於其他重現期大，係因低重現期水面寬度較小，導致水流集中，單寬流量較大，使得橋墩沖刷深度較大，各重現期海線鐵路橋上游斷面水面寬度詳如圖5.83所示。

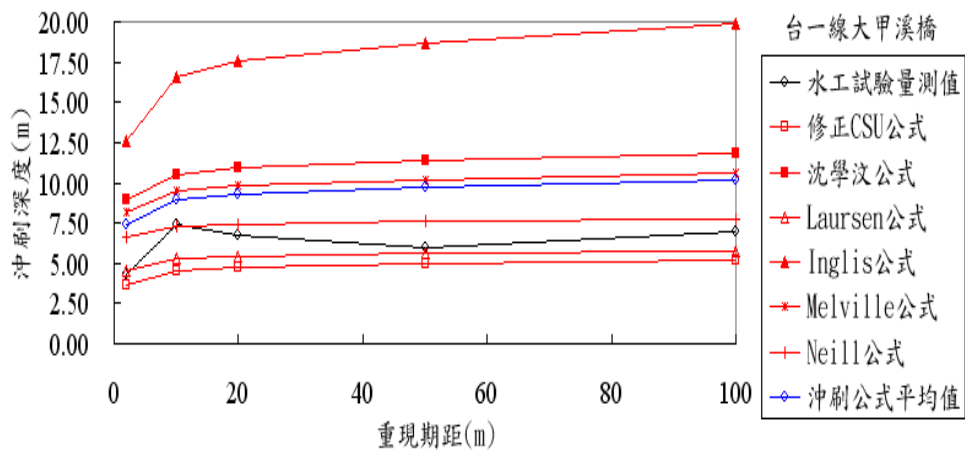


圖 5.58 臺 1 線大甲溪橋各重現期距最大沖刷深度與經驗公式比較圖

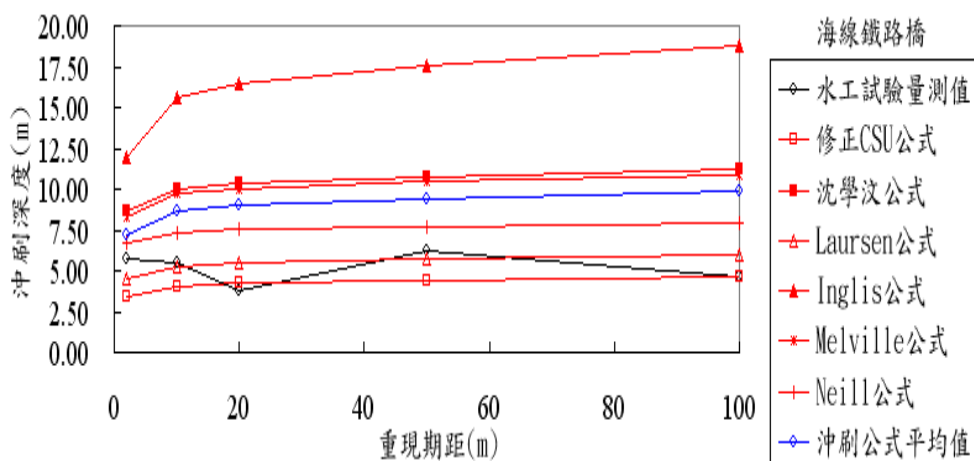


圖 5.59 海線鐵路橋各重現期距最大沖刷深度與經驗公式比較圖

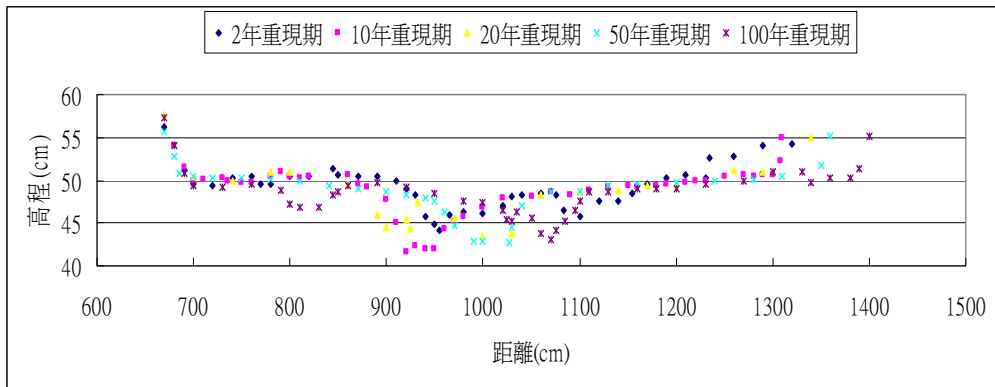


圖 5.60 各重現期海線鐵路橋上游斷面圖

各重現期距流路綜合比較詳如圖5.61所示，由圖中顯示流經海線鐵路橋與臺1線大甲溪橋各重現期流路僅有一股較明顯之主深槽，流路已較趨中且相近。

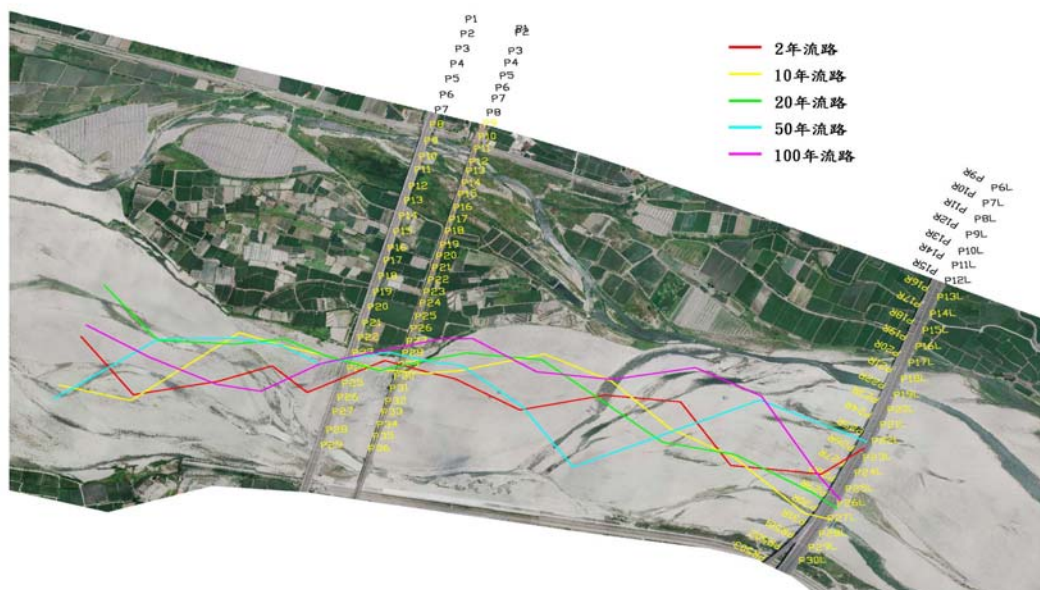


圖 5.61 各重現期距流路綜合比較圖

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

(4)方案四：複式斷面法+蛇籠工法定量流加砂試驗

由方案三試驗得知，臺1線大甲溪橋最大沖刷區位落在P22~P25處，海線鐵路橋則是在P21~P28處，故本次試驗主要比較上述橋墩埋設蛇籠保護工之前後效益，詳如表5-30所示。表中顯示，臺1線大甲溪橋無埋設蛇籠保護工時，最大沖刷深度達7.36m；有埋設蛇籠保護工時，最大沖刷深度則為7.12m，並無明顯有效降低沖刷深度，係因河道束縮，水流集中，受到保護工法之影響產生水躍現象(詳照片4)，造成嚴重沖刷。海線鐵路橋無埋設蛇籠保護工時，最大沖刷深度達5.52m；有埋設蛇籠保護工時，最大沖刷深度則為4.08m，有效降低沖刷深度達1.44m。故複式斷面法搭配蛇籠工法時，工法下游易產生超臨界流，造成水躍現象，使得保護工法易遭受破壞，故建議蛇籠工法加深埋設深度，以達到保護效果。

表 5-30 各重現期距沖刷深度與比較表

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



照片 4 臺 1 線大甲溪橋下游斷面照片

(5)方案五：階梯式斷面法+蛇籠與既有保護工(拋石)定量流加砂試驗

由方案三之試驗得知，臺1線大甲溪橋最大沖刷區位落在P22~P25處，海線鐵路橋則是在P21~P28處，故本次試驗主要比較上述橋墩埋設蛇籠保護工及既有保護工(拋石)之前後效益，詳如表5-31所示。表中顯示，臺1線大甲溪橋無埋設蛇籠保護工時，最大沖刷深度達7.36m；有埋設蛇籠保護工與既有保護工(拋石)時，最大沖刷深度則為1.3m，已可有效降低沖刷深度，甚至因既有保護工(拋石)之影響，產生淤積之情況；海線鐵路橋無埋設蛇籠保護工時，最大沖刷深度達5.52m；有埋設蛇籠保護工與既有保護工(拋石)時，最大沖刷深度則為3.5m，有效降低沖刷深度達2.02m，故階梯式斷面法搭配蛇籠工與現地既有保護工(拋石)時，既有保護工已發揮固床之功用，使得臺1線大甲溪橋上游呈現淤積情況。

表 5-31 各重現期距沖刷深度與比較表

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

註：-淤積

5.3.3 橋河共治區橋墩保護工法及其施設方式之建議

河床流路與沖淤演變是天然河川中常見的重要現象，為此往往對各種水工結構物及橋梁之安全與功能造成影響，故如何分別針對不同河川特性，以「橋河共治」的治理理念下，有效降低災損，是當前迫切的課題。故擬透過本計畫之執行，提出橋河共治區橋墩保護工法及其施設方式之建議。圖5.62為橋河共治方案研擬流程圖，其方案研擬主要係由國內、外橋梁保護工法相關研究文獻及橋墩沖刷理論蒐集分析出發，透過近年重大橋梁災害紀錄分析，選定研究區域，進行水文、地文及施設結構物資料蒐集，其次利用數值模擬深入探討橋河共治區水流流動過程與橋墩沖刷之互制現象，檢討既有河道內橋墩沖刷值是否在安全範圍內，若屬於安全範圍內則無須採行任何保護工法；反之，若屬於危險範圍內，則需檢討河道寬度，並以數值模擬反覆測試檢討橋墩沖刷值，以求得最佳河道寬度，作為河道疏濬或徵收之依據。若

現地條件若皆為公有地，則以河道疏濬即可達到保護效果，不需配置橋墩保護工法，最後輔以水工模型試驗驗證並檢討橋墩沖刷情況，確定橋河共治方案；反之，若為私有地，將增加徵收之難度，則需研擬橋墩保護工法(如:拋石、蛇籠、護坦工法、結構補強或拆除重建等)，其工法需先以渠槽(斷面)試驗進行測試，最後輔以水工模型試驗、二維或三維水理分析驗證並檢討橋墩沖刷情況，確定橋河共治方案。

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

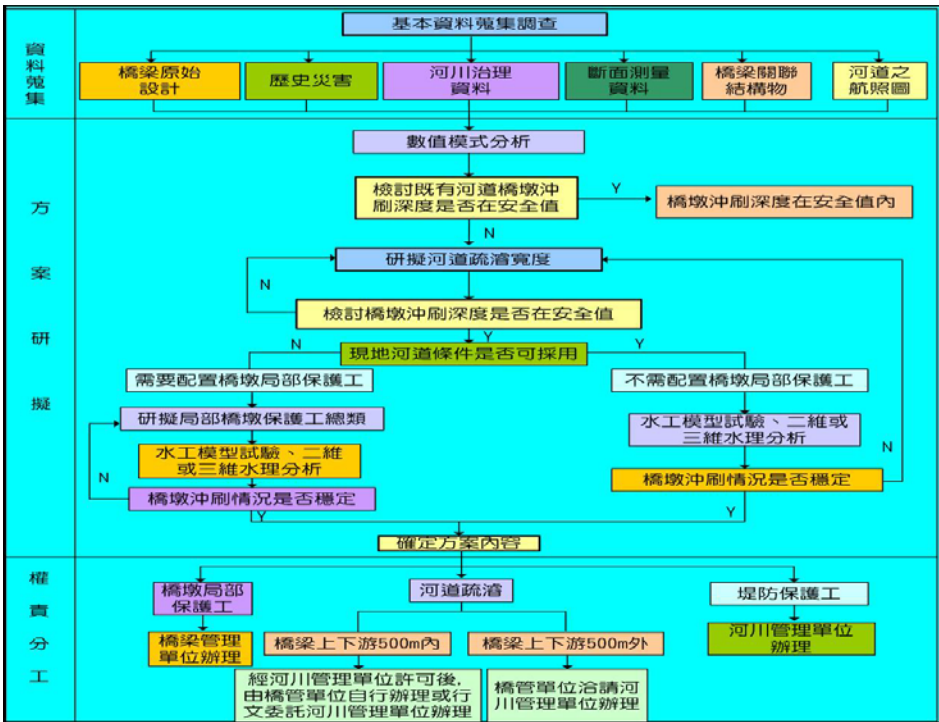


圖 5.62 橋河共治方案研擬流程圖

第六章 規範檢討與制定

6.1 橋基保護工設計規範草案

臺灣河川多屬坡陡流急，且因近年環境變遷氣候極端變化，致超大豪雨頻繁且雨量集中，導致河道受沖刷加劇，致使既有橋梁基礎更易裸露危及橋梁安全。目前橋梁工程實務應用雖有交通部頒定之「公路排水設計規範」、「跨河橋梁水文水理考量準則及注意事項」、「公路養護手冊」及經濟部頒訂之「申請跨河建造物設置注意事項」等規範或技術報告可資參考。但由於橋基保護工法種類繁多，防治功能與標的各有所不同，因而針對橋基受沖刷後之保護或結構補強之設計、分析和應用限制，尚未被統整而可資參用。鑑此交通部運輸研究所邀集國內產、官、學界之專家，共同參與「橋基保護工設計規範(草案)」之編訂，期能制定符合國內橋基保護工設計之規範，以供橋基保護工設計之參考和確保道路橋梁使用之安全。

「橋基保護工設計規範(草案)」之編訂研究及初審工作，共舉辦3場專家學者諮詢會議及3場(北、中、南)說明會，再由交通運輸研究所召開16次之初審會議，按章節條文逐條詳細審慎討論內容及用辭，自98年8月開始至99年12月完成，歷時1年4個月方完成草案之編訂與初審工作，過程堪稱嚴謹周全。

本規範編訂原則敘明如下：

1. 本規範(草案)制訂之目的，在於建立適用於臺灣本地既有跨河橋梁之基礎保護和補強設計的基本要求。
2. 本規範(草案)適用於既有跨河橋梁之基礎保護與補強設計，包含資料蒐集與調查、河川特性及沖刷機制評估、橋基受沖刷之穩定性分析、橋基保護和補強工法設計、維護與管理等。

4. 跨河橋梁之基礎保護及補強設計，依照本規範(草案)於既有橋梁結構上下游各 500 公尺範圍內辦理。
5. 本規範係參考「公路排水設計規範」、「公路養護手冊」、「公路橋梁設計規範」、「公路橋梁耐震設計規範」、「建築物基礎構造設計規範」、「水利工程技術規範」、「申請跨河建造物設置注意事項」、「跨河橋梁水文水理考量準則及注意事項」及美國聯邦公路總署相關規定等訂定之。
6. 本規範(草案)內容係以基本性與通盤性之規定為原則。國內各公路橋梁工程主辦機關在辦理橋基保護和補強規劃設計時，得依據本規範及最新技術，訂定其適合之規範。

「橋基保護工設計規範(草案)」內容包括總則、資料蒐集與調查、河川特性及沖刷機制評估、橋基穩定分析、橋基保護工法及維護管理。

6.2 橋梁變形監測技術規範草案

臺灣的橋梁維護復建費用龐大，管理橋梁人力有限，橋梁受到颱風洪水沖刷、地震...等因素，有些未達其設計年限即產生破壞及危險，本規範制定目的為選用適當的測量方法來達到橋梁形變監測(橋板撓度、橋墩沉陷與傾斜)之目的，本規範草案適用於混凝土之簡支梁橋梁與斜張橋之週期監測，期使橋梁變形監測達到技術先進、經濟合理、安全適用之目的，橋梁變形監測包括結構、沉陷、位移、傾斜等測量能反映橋梁在汛期過後變形程度或變形趨勢。

橋梁變形監測技術規範草案內容包括總則、橋梁監測基本規定、沉陷與撓度監測、橋墩傾斜之監測、近景攝影測量方法之橋墩監測及測量成果分析。

6.3 跨河橋梁橋基沖刷檢測作業規範草案

對橋梁管理單位而言，建立有效之橋基檢測相關作業流程、注意

事項與表格，並且如何應用於颱風事件前、中、後進行有效的沖刷檢測與評估、執行緊急應變處置、快速災損調查與評估以及據以擬定相關因應對策，以維護橋梁之安全，特別是在各階段之巡查檢測、封橋研判、封橋後之應變與處置、橋基沖刷受損等級與沖刷成因分類等，皆予以具體地表格化或流程化。

本規範草案初步擬定相關各類檢測、評估人員資格，以及相關檢測人員訓練課程。以及訂定全新的沖刷潛勢評估表格，其中納入相關河川環境及橋梁基本資料的記錄以輔助橋梁之評估；訂定適用於臺灣的沖刷檢測流程及階段，共分為汛期前、洪水事件前、洪水事件中、洪水事件後以及汛期後共五個階段，同時彙整各檢測階段適用的相關非破壞儀器檢、監測方法，以提供各橋梁管理單位參考使用。

本規範草案適用於交通部公路總局、直轄市及各縣市政府所轄之各橋梁管理單位進行公路跨河橋梁之檢測與沖刷潛勢評估作業，內容包含總則、沖刷檢測流程、橋梁沖刷潛勢評估因子與基本資料、沖刷潛勢檢測評估方法、檢測技術、橋梁穩定度評估與封橋作業及檢測評估作業執行。

6.4 橋梁墩柱混凝土抗衝擊磨耗設計與維修補強規範草案

臺灣特殊的自然環境，雨量大而集中，河川短而水急砂多，橋墩構造因衝擊磨耗而產生的破壞現象是無可避免的。且目前亦沒有任何材料可以完全避免各種磨損的破壞，即使採用較佳的耐磨面層也只能延長使用壽命及降低修補頻率，並無法達到不磨損的境界。因此，如何延長水工結構物的使用壽命與降低修補的次數，成為水工結構物設計者考量的主要重點。此外，由於橋墩混凝土構造的磨損型態與其座落之地理環境密切相關，且所遭受之磨耗作用不同，如石塊與浮木撞

擊、流水夾帶泥砂沖擊、與砂石的摩擦作用等，將造成不同型態的磨耗損壞。所以不同的損壞型態應相對應有不同的修補方式。因此，研發抗磨耗、抗衝擊及耐久性橋墩材料，除採用較具抵抗性的材料以減緩各種磨損作用外，還需搭配依水工結構物特性的修補工法，才能達到預期修補目標。

本規範在於規範與橋梁墩柱混凝土抗磨耗設計與實施維修或補強相關之工作。橋梁墩柱混凝土除提供橋梁原設計功能需求之承載力外，亦需具備抗衝擊磨耗與耐久性能力。本規範中抗衝擊磨耗設計以興建中或未來將興建橋梁混凝土為主要設計對象。維修補強建議以既有橋梁墩柱混凝土修復設計為主。

橋梁墩柱混凝土抗衝擊磨耗設計與維修補強規範草案內容包括一般規定、橋梁墩柱混凝土設計及橋梁墩柱混凝土維修補強。

6.5 RC 橋梁材料劣化評估與殘餘壽命預測技術手冊

既有橋梁劣化、老化、損傷甚至承載力不足的情形時有所見，近年來，經濟發展交通量急速成長，大型重載的運輸工具越來越多，因此迫切需要高標準高程載的橋梁，但既有橋梁使用後常發生先天缺陷，主要因為使用中實際情況與原先設計構想有一定的差異、如場地與材料選擇的錯誤、基礎方案的不合理、結構體系選擇上的失誤、橋梁結構計算方法選擇上的差異、施工管理不當等導致品質低劣、達不到預先設計需求，再一方面若惡劣的暴露環境而引起橋梁結構加速產生缺陷和損傷縮短使用年限，橋梁的缺陷損傷及承載力不足有可能會造成生命與財產的巨大損失。因此如何維護現有橋梁功能並延長其使用壽命，為臺灣橋梁管理單位必須面對的重要課題。

針對既有鋼筋混凝土橋梁，利用檢測技術以瞭解其現況並評估其耐久性，進而推估殘餘使用壽命是交通管理單位重要的工作。工作流程係利用現場獲得的資料，透過系統分析及適當的參數值評估橋梁的耐久性及推估殘餘使用壽命。

本手冊主要針對鋼筋混凝土橋梁之材料耐久性檢測評估技術及預測橋梁殘餘壽命預估方式，提供相關需要的檢測項目、檢測方法、評定標準及案例。評定預測結果可作為橋梁結構物使用現況參考資料，更可作為橋梁管理者的決策依據，亦即可作為決定既有鋼筋混凝土橋梁維修、補強或拆除之參考依據。

RC 橋梁材料劣化評估與殘餘壽命預測技術手冊內容包括緣起、RC 橋梁材料老劣化及檢測技術、RC 橋梁耐久性檢測及評定技術、RC 橋梁殘餘壽命預測方法及案例說明。

6.6 光纖式橋墩沖刷即時監測系統安裝手冊

受臺灣氣候、地形與地質特性之影響，暴雨期間河流水位高漲且流速極高，在上游區域則經常觸發土石流使得河川洪水具有高泥沙含量。此高泥沙含量洪水可將巨石浮起，順溪流向下游沖刷，造成更大之衝擊與破壞力。現有橋梁與橋墩基礎沖刷深度監測的方法，不易滿足自動化即時監測之要求，或以電子式感測器為基礎在臺灣常有之颱風洪水情況下很容易受雷擊或水流衝擊破壞以致於無法發揮功能。光纖感測技術相對於傳統電子感測技術的優點包括體積小、耐久性高、訊號可長距離傳輸而不受電磁波干擾與可以在同一光纖上做多點分佈式的監測。若能對光纖感測器加以適當之包裝保護，將可作為橋梁安全與橋梁基礎沖刷即時監測系統。

光纖式橋墩沖刷即時監測系統之感測器包括光纖光柵水壓計、傾斜儀、流速量測儀、水位即時監測設備及讀取系統，並可將所得資料進行統合、整理與分析後，對橋墩的安全監測，提供一實用而經濟的橋墩沖刷監測與安全判試方法。藉由整合橋梁安全監測與分析結果，橋梁管理機關可以更有效的在確保用路人安全與便利的條件下對橋梁封閉與否做出合宜的決策。

光纖式橋墩沖刷即時監測系統安裝手冊內容包括感測器的選擇、感測器安裝步驟、光纖光柵擷取系統、感測器佈設原則及施工操作方法。

第七章 結論與建議

臺灣由於地形特殊，高山、丘陵台地及平原各佔1/3，造成臺灣河川短、急且流速快、水流衝擊力大，使得颱風期間造成沖刷、堆積情形嚴重，跨河橋梁安全性備受考驗，本研究掌握流域管理、橋河共治及實務運用原則，對跨河橋梁做通盤全面性的研究，包括基礎資料調查、跨河橋梁安全預警系統建立、橋梁檢測方法與制度及橋梁維護管理等，提供橋梁管理單位平時及颱風期間決策支援，減少颱風時期所造成的傷害，保障用路人安全。

本研究「跨河橋梁安全預警系統之建立研究」計畫共13個子計畫，研究成果包括橋河共治區基本資料庫建立（3D-GIS）、跨河橋梁安全預警系統建立、規範草案4冊、手冊2冊、研討會與教育訓練6場、專家座談會議23場、研究報告13冊及投稿文章8篇並成立橋梁沖刷試驗室（詳附錄一）。

7.1 結論

- 1.系統結合了中央氣象局QPESUMS資料與當地雨量站資料，進行修正分析提高預測精度且可預測未來1~3小時的降雨量、河川水位高程、流速及沖刷深度，使管理單位面對洪災來臨有足夠的反應時間。
- 2.本研究擬定橋梁檢測方法與制度，針對事件前、事件中階段訂定對應之檢測作業方式與檢測分析；事件後，提出振動檢測分析模式，藉由橋梁災前與災後頻率之比對，確認橋梁安全性，可作為封橋與開放通行之決策輔助。另外提出RC橋梁耐久性與殘餘壽命評估方法，作為公路管理單位維修補強之依據。
- 3.提出橋梁維護管理方案，建議抗磨耗、抗衝擊及耐久性之橋墩材料配比，並結合大氣腐蝕因子等因素，評估材料劣化與殘餘強度，找出橋梁剩餘強度，以作為後續保護工法之參考建議。
- 4.檢討現有規範並制定相關規範草案，訂定橋基保護工設計、橋梁變形

監測技術、跨河橋梁橋基沖刷檢測作業、橋梁墩柱混凝土抗衝擊磨耗設計與維修補強、RC橋梁材料劣化評估與殘餘壽命預測、光纖式橋墩沖刷即時監測系統等規範與技術手冊，提供公路管理單位於各項業務實施時參考。

5. 整體系統架構以「後端系統運作（Invisible computer）」概念，讓使用者能享受系統所提供防災預警與時效性之便利，無須擔心系統人機介面操作、資料整合分析及系統維護之額外人力負擔。
6. 跨河橋梁預警系統結合了氣象觀測與預測模式、降雨逕流模式、河道演算（一維水理分析）、橋墩沖刷計算（二維水理分析）、跨河橋梁安全評估、跨河橋梁安全預警模式等六大模組，組成預警系統推估並預測三小時之河川水位、流速及沖刷深度等因子做為橋梁安全評估之預警推估與發佈，改善過去僅由觀測水位因子即進行警訊發佈而無法對未來三小時做有效預測，使得預警發佈失效的缺點。

7.2 建議

1. 跨河橋梁安全預警系統目前建立大甲溪流域橋梁，未來可配合橋梁管理單位需求擴展至全臺灣之跨河橋梁。
2. 本研究執行期間大甲溪颱風期流量不大，未來可配合橋梁管理單位之橋梁沖刷深度監測值進行跨河橋梁安全預警系統模式修改及驗證。
3. 目前針對大甲溪石岡壩下游橋梁建立跨河橋梁安全預警系統，未來配合橋梁管理單位需求擴充至上游跨河橋梁。

參考文獻

1. 邱永芳、李良輝、曾文傑等(2012)，「橋河共治區基本資料調查研究」，交通部運輸研究所。
2. 邱永芳、游保杉、呂珍謀等(2012)，「河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究」，交通部運輸研究所。
3. 邱永芳、廖哲民、林雅雯等(2012)，「橋墩沖刷計算模式之建立研究」，交通部運輸研究所。
4. 邱永芳、林三賢、賴瑞應等(2012)，「跨河橋梁安全評估之研究」，交通部運輸研究所。
5. 邱永芳、王仲宇、柯正龍等(2012)，「訂定跨河橋梁橋基沖刷檢測作業規範(草案)之研究」，交通部運輸研究所。
6. 邱永芳、廖清標、賴瑞應等(2012)，「跨河橋梁保護工法之研究」，交通部運輸研究所。
7. 邱永芳、楊仲家、張道光、林雅雯等(2012)，「研發抗磨耗、抗衝擊及耐久性橋墩材料之研究」，交通部運輸研究所。
8. 邱永芳、鄭明淵、謝幼屏等(2012)「跨河橋梁安全預警系統之整合作業」，交通部運輸研究所。
9. 邱永芳、黃安斌、陳志芳等(2012)，「橋墩沖刷之高科技即時監測系統研發、整合與應用」，交通部運輸研究所。
10. 邱永芳、黃 然、曾文傑等(2012)，「RC 橋梁材料耐久性評估與殘餘壽命預測之研究」，交通部運輸研究所。
11. 邱永芳、鄭明淵、林雅雯等(2012)「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」，交通部運輸研究所。

附錄一
計畫研究成果

「跨河橋梁安全預警系統之建立研究」研究計畫成果總覽如下：

◆研究成果

項次	名稱
1	基本資料庫建立 (3D-GIS)
2	跨河橋梁安全預警系統 (1) 颱洪 (2) 地震
3	規範草案 4 冊
4	手冊 2 冊
5	研討會與教育訓練 6 場
6	專家座談會議 23 場
7	研究報告 13 冊
8	橋梁沖刷試驗室 (港研中心)

◆規範及手冊

項次	名稱
1	橋基保護工設計規範草案
2	橋樑變形監測技術規範草案
3	跨河橋梁橋基沖刷檢測作業規範草案
4	橋梁墩柱混凝土抗衝擊磨耗設計與維修補強規範草案
5	RC 橋梁材料劣化評估與殘餘壽命預測技術手冊
6	光纖式橋墩沖刷即時監測系統安裝手冊

◆研討會與教育訓練

日 期	名 稱
2011/01/17	訂定跨河橋梁橋基沖刷檢測作業規範(草案)之研究教育訓練
2011/03/11	公路橋梁地震早期損失評估資料庫建置與模組開發之研究成果研討會
2011/03/30	跨河橋梁安全預警系統暨橋梁沖刷試驗室成立研討會
2011/10/28	橋梁墩柱混凝土抗衝擊磨耗研究教育訓練暨成果研討會
2011/11/11	橋梁橋基沖刷檢測作業教育訓練暨成果發表會
2011/12/07	RC 橋梁材料耐久性評估與殘餘壽命預測研究教育訓練
2011/12/19	跨河橋梁安全預警系統之建立研究暨預警系統高司演練研討會

◆專家座談會議

項 次	名 稱	舉辦場次
1	橋基保護工設計規範(草案)專家座談會議	16 場
2	訂定跨河橋梁橋基沖刷檢測作業規範(草案)之研究專家座談會議	3 場
3	研發抗磨耗、抗衝擊及耐久性橋墩材料之研究專家座談會	2 場
4	RC 橋梁材料耐久性評估與殘餘壽命預測之研究專家座談會議	2 場

◆研究產出之報告

項次	名稱
1	橋基保護工設計規範(草案)編訂之研究 計畫主持人：李維峰 教授
2	橋河共治區基本資料調查研究 計畫主持人：李良輝 教授
3	莫拉克颱風造成主要橋梁損壞之現地調查及災因報告 計畫主持人：林 呈 教授
4	河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究 計畫主持人：游保杉 教授
5	橋墩沖刷計算模式之建立研究 計畫主持人：廖哲民 工程師
6	跨河橋梁安全評估之研究 計畫主持人：林三賢 教授
7	訂定跨河橋梁橋基沖刷檢測作業規範(草案)之研究 計畫主持人：王仲宇 教授
8	跨河橋梁保護工法之研究 計畫主持人：廖清標 教授
9	研發抗磨耗、抗衝擊及耐久橋墩材料之研究 計畫主持人：楊仲家 教授
10	跨河橋梁安全預警系統之建立研究及整合作業 計畫主持人：鄭明淵 教授
11	橋墩沖刷之高科技即時監測系統研發、整合與應用 計畫主持人：黃安斌 教授
12	RC 橋梁材料耐久性評估與殘餘壽命預測之研究 計畫主持人：黃 然 教授
13	橋梁通阻檢測分析模式建立之研究 計畫主持人：鄭明淵 教授

◆投稿文章

項次	名稱
1	Chen, W.Y., Yu, P.S., Yang, T.C. and Kuo, C.M., “Real-time Correction of Radar Precipitation by Using Kriging Method in Dajia River Basin”, 2011 International Workshop on Typhoon and Flood. (2011)
2	Chou, J.C., Yu, P.S., Yang, T.C. and Kuo, C.M., “Real-time Flood Prediction in Dajia River”, 2011 International Workshop on Typhoon and Flood. (2011)
3	Yang, T.C., Chen, C., Kuo, C.M., Chen, W.Y. and Yu, P.S., “Real-time Kriging Correction for Radar Rainfall: A Case Study in Central Taiwan”, 2011 American Geophysical Union (AGU) Fall Meeting (2011).
4	Yu, P. S. Chou, J.C., Chiu, Y.F., Yang, T.C. and Kuo, C.M., “Real-Time Flood Estimation by Using Radar Rainfall data and Distributed Rainfall-Runoff Model”, 2011 American Geophysical Union (AGU) Fall Meeting (2011).
5	Lin, S.S., Hsu, S.Y., Lin, J.G, Liao, J.C., and Chiu, Y.F. (2011) “Stability Analysis of Caisson Foundation subjected to Scouring” The 14th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Hong Kong, China.
6	Lin, S.S., Hsu, S.Y., Liao, J.C., Lin, J.G., and Chiu, Y.F. (2010) “Effect of Erosion on Stability of Bridge Foundations” International Symposium and Exhibition on Geotechnical and Geosynthetics Engineering: Challenges and Opportunities in Climate Change, Bangkok, Thailand, 234-244. (Invited Speaker)
7	洪紹勛、王仲宇、李維峰、連惠邦、邱永芳「跨河橋梁橋基沖刷潛勢評估方法」，The 5 th Cross-strait Conference on Structural and Geotechnical Engineering(SGE-5), Hong Kong,China,13-15 July 2011.
8	Huang, A.B., Lee, J.T., Ho, Y.T. and Chiu, Y.F., “ Stability Monitoring of Rainfall Induced Deep Landslides Through Pore Pressure Profile Measurements ” , 2011 SOILS AND FOUNDATIONS. (2011) (待審中)