

107-020-7A65

MOTC-IOT-106- H1DA001

橋梁災害防治技術強化研究



交通部運輸研究所

中華民國 107 年 3 月

107-020-7A65

MOTC-IOT-106-H1DA001

橋梁災害防治技術強化研究

著 者：賴瑞應、林雅雯、鄭明淵
廖國偉、吳育偉

交通部運輸研究所
中華民國 107 年 3 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

橋梁災害防治技術強化研究 / 賴瑞應等著. --
初版. -- 臺北市 : 交通部運研所, 民 107.03
面 ; 公分
ISBN 978-986-05-5216-4(平裝)

1. 防災工程 2. 道路工程 3. 橋樑工程

445.5

107000638

橋梁災害防治技術強化研究

著 者：賴瑞應、林雅雯、鄭明淵、廖國偉、吳育偉

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：10548 臺北市敦化北路 240 號

網 址：www.ihmt.gov.tw (中文版>中心出版品)

電 話：(04) 26587132

出版年月：中華民國 107 年 3 月

印 刷 者：采峰實業有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 50 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所臺灣技術研究中心網站

定 價：200 元

展 售 處：

交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880

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

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

GPN：1010700159 ISBN：978-986-05-5216-4 (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。

GPN: 1010700159

定價 200 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：橋梁災害防治技術強化研究			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN 978-986-05-5216-4 (平裝)	政府出版品統一編號 1010700159	運輸研究所出版品編號 107-020-7A65	計畫編號 106-H1DA001
本所主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計畫主持人：賴瑞應 共同主持人：林雅雯 聯絡電話：04-26587170 傳真號碼：04-26564418	合作研究單位：國立臺灣科技大學 計畫主持人：鄭明淵 協同主持人：廖國偉、吳育偉 地址：臺北市大安區基隆路 4 段 43 號 聯絡電話：02-2737-6663		研究期間 自 106 年 01 月 至 106 年 12 月
關鍵詞：耐震評估、鋼橋風險評估、橋梁巡檢路線規劃、水工模型試驗、蛇籠、織物模板			
摘要： 有鑑於台灣天然災害頻傳，如地震災害、水災及土石流等等；災害之來臨常帶來嚴重的損失，尤其災害一旦發生，對於公路之影響更為嚴重，造成災民之生命財產損失亦難以估計。為此，本所於94、95年委託研究計畫「交通工程防災預警系統建立之研究」，並逐年擴充建置台灣公路早期防救災決策支援系統(Taiwan Road Early Nature Disaster prevention Systems, TRENDS)。本計畫為TRENDS公路早期防救災決策支援系統模組維護更新，針對鋼橋建構橋梁風險評估模式，並針對已建立臺灣橋梁地震通阻分析模式接續研發災害橋梁巡檢路線規劃模式，選取一座橋梁，進行橋梁側推分析並納入資料庫。最後針對TRENDS系統架構及網頁資料庫做一整理紀錄。 在跨河橋梁水工模型試驗部分，臺1線大甲溪橋之橋墩基礎，近年在颱風期間，均面臨橋墩基礎沖刷之問題，為維護用路人之行車安全，爰辦理臺1線大甲溪橋橋墩基礎水工模型試驗，以提供公路總局未來佈設橋墩基礎保護工法決策之參考。本研究以長15公尺寬0.8公尺之試驗水槽，鋪設試驗底床質及橋墩基礎進行渠漕水工模型沖刷試驗。不同保護方案之試驗結果顯示，蛇籠結合織物模板為較佳的橋墩基礎保護方案。 成果效益與應用情形： 1. 提供交通部、橋梁管理單位維護管理橋梁時之維護策略。 2. 提供地震後最佳巡檢路線規劃，將巡檢人力及經費做有效應用。 3. 研提之橋墩基礎保護方案，將提供公路總局未來施政的參考。			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
107 年 3 月	195	200	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
機密等級： ☐ 密 ☐ 機密 ☐ 極機密 ☐ 絕對機密 （解密條件： ☐ 年 ☐ 月 ☐ 日解密， ☐ 公布後解密， ☐ 附件抽存後解密， ☐ 工作完成或會議終了時解密， ☐ 另行檢討後辦理解密） ☒ 普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

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

TITLE: Research on Strengthening Bridge Disaster Prevention Technology			
ISBN(OR ISSN) ISBN 978-986-05-5216-4 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010700159	IOT SERIAL NUMBER 107-020-7A65	PROJECT NUMBER 106-H1DA001
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: Jui-Ying Lai COMMON INVESTIGATOR: Ya-Wen Lin PHONE: (04) 26587170 FAX: (04) 26564418			PROJECT PERIOD FROM January 2017 TO December 2017
RESEARCH AGENCY: National Taiwan University of Science and Technology PRINCIPAL INVESTIGATOR: Min-Yuan Cheng PROJECT STAFF: Guo-Wei Liao, Yu-Wei Wu ADDRESS: #43 , Sec.4 , Keelung Rd. , Taipei , 106 , Taiwan , R.O.C PHONE: 02-2737-6663			
KEY WORDS: Seismic assessment, steel bridge risk assessment, the road investigation route's optimization, hydraulic model test, gabion, fabric form			
ABSTRACT: Due to the geographic characteristics of abundant mountains and rivers in Taiwan, bridges become the important facilities to link the transportation network. The frequent nature disasters including earthquake, flood and debris flow cause the lost of lives and cost of property that are hard to evaluated, especially the cost of damage of the road. So we developed the Taiwan Road Early Nature Disaster prevention Systems(TRENDS) to provide the early-warning information, bridge maintenance priorities and road investigation optimized route to the bridge's maintenance organization for policy making since 2004. This study aims to keep and renew the modules of TRENDS ,build an risk assessment model for steel bridge, execute the road investigation route's optimization after disaster ,do one case seismic assessment and record the system website and database information. In hydraulic model test on crossing bridge protection works, the Da-Jia bridge of Highway 1 is subject to the pier scouring problem during typhoon period in recent years. In order to avoid affecting the transport safety of the Da-Jia bridge, we carried out the hydraulic model tests about the bridge, and provided appropriate improvement plan for the Directorate General of Highways for decision-making reference. The scour protection for bridge piers was investigated experimentally in this study. The flume, with a test section of 15m long and 0.8m wide, contains a sand bed and a bridge pier. The experiments of abutment protection with different cases showed that gabion engineering methods combined with fabric form was better than the others. BENEFITS AND APPLICATIONS: 1. TRENDS can be provided to the bridge management and applied on decision support and disaster prevention in the bridge maintenance strategy. 2. The study can provide the steel bridge's maintenance strategy and road investigation route's optimization after disaster. 3. This study can be provided abutment protection works to Directorate General of Highways for decision-making reference.			
DATE OF PUBLICATION March 2018	NUMBER OF PAGES 195	PRICE 200	CLASSIFICATION ☐ RESTRICTED ☐ CONFIDENTIAL ☐ SECRET ☐ TOP SECRET ☒ UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

橋梁災害防治技術強化研究

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
目錄	III
圖目錄	V
表目錄	XVII
第一章 前言	1-1
1.1 研究緣起	1-1
1.2 研究目的	1-1
1.3 研究內容	1-2
第二章 公路早期防救災決策支援系統模組維護更新	2-1
2.1 建置鋼結構橋梁風險評估模式	2-1
2.2 確認災害橋梁巡檢路線規劃模式	2-47
第三章 橋梁耐震能力評估	3-1
3.1 分析案例簡介	3-1
3.2 工址之地盤分類	3-2
3.3 工址之地震需求	3-2
3.4 載重計算	3-3
3.5 材料劣化評估	3-4
3.6 行車向側推分析	3-18
3.7 垂直行車向側推分析	3-32

3.8 樁基礎及土壤模擬.....	3-44
3.9 樁基礎及土壤模擬後行車向側推分析.....	3-45
3.10 基礎耐震能力評估.....	3-51
3.11 材料不同腐蝕程度之耐震能力評估.....	3-53
第四章 公路早期防救災支援系統架構.....	4-1
4.1 系統架構.....	4-1
4.2 系統網頁及說明.....	4-2
第五章 水工模型試驗規劃與佈置.....	5-1
5.1 大甲溪橋橋基沖刷對策探討.....	5-1
5.2 試驗渠槽.....	5-5
5.3 渠槽試驗條件.....	5-7
5.4 試驗佈置.....	5-12
第六章 橋墩渠槽沖刷試驗.....	6-1
6.1 橋墩保護工法.....	6-1
6.2 試驗流程.....	6-2
6.3 試驗成果.....	6-5
6.4 小結.....	6-27
第七章 結論與建議.....	7-1
7.1 結論.....	7-1
7.2 建議.....	7-2
7.3 研究成果效益.....	7-2
7.4 提供應用情形.....	7-3
參考文獻.....	參-1

圖目錄

圖 2.1 鋼橋風險評估架構.....	2-1
圖 2.2 鋼橋風險評估模式流程.....	2-2
圖 2.3 構件老化風險機率評估流程圖.....	2-6
圖 2.4 橋梁分為上部結構與下部結構.....	2-8
圖 2.5 位於臺北市鋼結構橋梁.....	2-9
圖 2.6 部分橋梁 D.E.R.&U.檢測表.....	2-9
圖 2.7 部份鋼結構劣化程度 D 值判斷表.....	2-10
圖 2.8 貝氏分析流程圖.....	2-16
圖 2.9 運用橋檢資料貝式更新.....	2-17
圖 2.10 修正係數分佈.....	2-23
圖 2.11 改變單次維護費用流程圖.....	2-23
圖 2.12 下降分數對應維護費用上升.....	2-24
圖 2.13 塗裝費用及施作費用.....	2-28
圖 2.14 洪水維護風險機率評估流程圖.....	2-29
圖 2.15 台灣主要河川分布圖(水利署).....	2-30
圖 2.16 發生 50 年洪水時對應 SSI 指標下降.....	2-32
圖 2.17 洪水造成維護機率蒙地卡羅計算流程圖.....	2-33
圖 2.18 洪水維護成本分析流程圖.....	2-34
圖 2.19 人工智慧橋梁洪水維護成本推論模式.....	2-36
圖 2.20 地震造成維護機率計算流程圖.....	2-37
圖 2.21 地震造成維護機率蒙地卡羅計算流程圖.....	2-38
圖 2.22 震後結構性能修正示意圖.....	2-40

圖 2.23 未來損傷分級機率關係曲線.....	2-41
圖 2.24 地震維護成本分析流程圖.....	2-42
圖 2.25 單橋橋梁維護成本最佳化流程.....	2-43
圖 2.26 橋梁維修策略示意圖.....	2-44
圖 2.27 橋梁劣化曲線示意圖.....	2-45
圖 2.28 單橋維修策略最佳化示意圖.....	2-47
圖 2.29 橋梁重要性指標層級圖.....	2-48
圖 2.30 MO-SOS 多目標路徑規劃流程.....	2-54
圖 2.31 多目標柏拉圖最適示意圖.....	2-59
圖 3.1 橋墩柱 P1~P79 立面、斷面及配筋圖.....	3-1
圖 3.2 載重分佈圖.....	3-4
圖 3.3 橋墩縱向鋼筋中性化開始時間之計算.....	3-6
圖 3.4 橋墩橫向鋼筋中性化開始時間之計算.....	3-7
圖 3.5 握裹滑移之應力應變關係.....	3-10
圖 3.6 鋼筋完美握裹下各腐蝕百分比之應力應變關係曲線.....	3-11
圖 3.7 考慮握裹折減效應下鋼筋各腐蝕百分比之應力應變關係曲線	3-11
圖 3.8 混凝土與鋼筋腐蝕相互影響示意圖.....	3-14
圖 3.9 有握裹折減效應之橋墩保護層混凝土應力應變曲線.....	3-14
圖 3.10 圍束與未圍束混凝土單向載重之應力應變模型.....	3-15
圖 3.11 橋墩核心混凝土之應力應變曲線.....	3-17
圖 3.12 墩柱於 Xtract 之斷面圖.....	3-18
圖 3.13 墩柱於 Xtract 之分析結果.....	3-19

圖 3.14 彎矩-轉角關係圖	3-21
圖 3.15 塑性鉸破壞模式判斷.....	3-23
圖 3.16 墩柱於 Xtract 之斷面圖	3-24
圖 3.17 墩柱於 Xtract 之分析結果.....	3-24
圖 3.18 彎矩-轉角關係圖	3-26
圖 3.19 塑性鉸破壞模式判斷.....	3-28
圖 3.20 基礎無沖刷情況，樁位置以固定端模擬之分析模型	3-29
圖 3.21 基底剪力分析結果.....	3-29
圖 3.22 側推分析結果.....	3-30
圖 3.23 整體橋梁行車向各性能點 PGA 值與位移關係圖	3-31
圖 3.24 墩柱於 Xtract 之分析結果.....	3-32
圖 3.25 彎矩-轉角關係圖	3-34
圖 3.26 塑性鉸破壞模式判斷.....	3-36
圖 3.27 墩柱於 Xtract 之分析結果.....	3-37
圖 3.28 彎矩-轉角關係圖	3-39
圖 3.29 塑性鉸破壞模式判斷.....	3-40
圖 3.30 基底剪力分析結果.....	3-41
圖 3.31 側推分析結果.....	3-42
圖 3.32 整體橋梁行車向各性能點 PGA 值與位移關係圖	3-43
圖 3.33 基礎無沖刷情況，樁土壤以彈簧模擬之分析模型.....	3-45
圖 3.34 基底剪力分析結果.....	3-46
圖 3.35 側推分析結果.....	3-46
圖 3.36 整體橋梁行車向各性能點 PGA 值與位移關係圖	3-47

圖 3.37 基底剪力分析結果.....	3-49
圖 3.38 側推分析結果.....	3-49
圖 3.39 整體橋梁行車向各性能點 PGA 值與位移關係圖	3-50
圖 3.40 不同腐蝕程度下之彎矩-轉角關係圖	3-54
圖 4.1 臺灣橋梁地震通阻分析模式網頁.....	4-2
圖 4.2 臺灣橋梁地震通阻分析模式網頁位置.....	4-2
圖 4.3 臺灣橋梁地震通阻分析模式網頁資料庫.....	4-3
圖 4.4 橋梁地震易損曲線範例圖	4-5
圖 4.5 系統提供公路總局連結 Web service 連結	4-5
圖 4.6 系統提供公路總局連結 Web service 連結網頁位置	4-6
圖 4.7 跨河橋梁安全預警系統網頁.....	4-6
圖 4.8 跨河橋梁安全預警系統網頁位置.....	4-7
圖 4.9 跨河橋梁安全預警系統網頁資料庫.....	4-7
圖 4.10 山區道路易致災路段監測預警管制系統網頁.....	4-8
圖 4.11 山區道路易致災路段監測預警管制系統網頁位置.....	4-9
圖 4.12 山區道路易致災路段監測預警管制系統網頁資料庫	4-9
圖 4.13 橋梁耐震耐洪設計參數資料庫網頁.....	4-10
圖 4.14 橋梁耐震耐洪設計參數資料庫網頁位置.....	4-10
圖 4.15 橋梁耐震耐洪設計參數資料庫之資料表.....	4-11
圖 4.16 颱風及地震後橋梁檢監測系統網頁.....	4-11
圖 4.17 颱風及地震後橋梁檢監測系統網頁位置.....	4-12
圖 4.18 颱風及地震後橋梁檢監測系統網頁.....	4-12
圖 4.19 系統資料庫登入.....	4-13

圖 4.20 系統資料庫	4-13
圖 5.1 鼎形塊排置工法平面示意圖	5-2
圖 5.2 鼎形塊排置工法縱剖面圖	5-3
圖 5.3 大甲溪橋現況鼎形塊排置工法	5-4
圖 5.4 大甲溪橋鼎形塊冲刷流失狀況	5-4
圖 5.5 渠槽斷面圖	5-5
圖 5.6 渠槽尾水控制閘門	5-6
圖 5.7 試驗渠槽配置圖	5-7
圖 5.8 試驗底床質粒徑分布曲線圖	5-9
圖 5.9 試驗橋墩模型照片	5-12
圖 5.10 吸管製成之蜂巢式整流器	5-13
圖 5.11 渠槽試驗段佈設示意圖	5-14
圖 5.12 流量率定曲線圖	5-15
圖 6.1 大甲溪橋墩基礎冲刷與鼎形塊流失狀況	6-1
圖 6.2 橋墩保護工法渠槽試驗流程圖	6-2
圖 6.3 橋墩鋪設情形	6-3
圖 6.4 底床鋪設情形	6-4
圖 6.5 原保護措施鼎形塊鋪設斷面示意圖	6-5
圖 6.6 原保護措施鼎形塊鋪設平面示意圖	6-6
圖 6.7 原保護措施模型鋪設	6-6
圖 6.8 原保護措施基礎冲刷情形	6-7
圖 6.9 原保護工冲刷深度與範圍 3D 圖	6-7
圖 6.10 原保護工基礎冲刷坑等高線示意圖	6-8

圖 6.11 原保護工基礎沖刷縱斷面示意圖	6-8
圖 6.12 原保護工基礎沖刷橫斷面示意圖	6-9
圖 6.13 沖刷量計算範圍示意圖	6-9
圖 6.14 鋪設織物模板(底床下 4 公分).....	6-10
圖 6.15 織物模板(底床下 4 公分)鋪設斷面示意圖	6-11
圖 6.16 織物模板(底床下 4 公分)鋪設平面示意圖	6-11
圖 6.17 織物模板(底床下 4 公分)基礎沖刷情形	6-12
圖 6.18 織物模板(底床下 4 公分)沖刷深度與範圍 3D 圖	6-12
圖 6.19 織物模板(底床下 4 公分)基礎沖刷坑等高線示意圖	6-13
圖 6.20 織物模板(底床下 4 公分)基礎沖刷縱斷面示意圖	6-14
圖 6.21 織物模板(底床下 4 公分)基礎沖刷橫斷面示意圖	6-14
圖 6.22 蛇籠+織物模板(底床下 4 公分).....	6-15
圖 6.23 蛇籠+織物模板平面示意圖	6-16
圖 6.24 蛇籠+織物模板斷面示意圖	6-16
圖 6.25 蛇籠+織物模板基礎沖刷情形	6-17
圖 6.26 蛇籠+織物模板沖刷深度與範圍 3D 圖	6-17
圖 6.27 蛇籠+織物模板基礎沖刷坑等高線示意圖	6-18
圖 6.28 蛇籠+織物模板基礎沖刷縱斷面示意圖	6-18
圖 6.29 蛇籠+織物模板基礎沖刷橫斷面示意圖	6-19
圖 6.30 蛇籠+織物模板+基礎附近鼎形塊移除 1 排	6-20
圖 6.31 蛇籠+織物模板+鼎形塊移除 1 排平面示意圖	6-20
圖 6.32 蛇籠+織物模板+鼎形塊移除 1 排基礎沖刷情形	6-21
圖 6.33 蛇籠+織物模板+鼎形塊移除 1 排沖刷深度與範圍 3D 圖 ...	6-21

圖 6.34 蛇籠+織物模板+鼎形塊移除 1 排基礎沖刷坑等高線示意圖	6-22
圖 6.35 蛇籠+織物模板+鼎形塊移除 1 排基礎沖刷縱斷面示意圖 ...	6-22
圖 6.36 蛇籠+織物模板+鼎形塊移除 1 排基礎沖刷橫斷面示意圖 ...	6-23
圖 6.37 蛇籠+織物模板+基礎附近鼎形塊鋪滿	6-24
圖 6.38 蛇籠+織物模板+基礎附近鼎形塊鋪滿平面示意圖	6-24
圖 6.39 蛇籠+織物模板+鼎形塊鋪滿基礎沖刷情形	6-25
圖 6.40 蛇籠+織物模板+鼎形塊鋪滿沖刷深度與範圍 3D 圖	6-25
圖 6.41 蛇籠+織物模板+鼎形塊鋪滿基礎沖刷坑等高線示意圖	6-26
圖 6.42 蛇籠+織物模板+鼎形塊鋪滿基礎沖刷縱斷面示意圖	6-26
圖 6.43 蛇籠+織物模板+鼎形塊鋪滿基礎沖刷橫斷面示意圖	6-27

表目錄

表 2-1 鋼橋風險因子列表	2-5
表 2-2 橋梁檢測紀錄分組分布表	2-7
表 2-3 橋梁 D.E.R&U 構件及構件分類	2-7
表 2-4 D.E.R.&U.數值含意	2-10
表 2-5 橋梁各構件 CI 及 PI 值的權重	2-11
表 2-6 編號 21 橋梁構件 Ici 值變化	2-12
表 2-7 部份各橋梁各構件進入維修時 Ici 門檻值	2-13
表 2-8 整合各橋梁構件進入維修時 Ici 值	2-14
表 2-9 專家建議之構件/元件劣化速率	2-15
表 2-10 專家建議之維護門檻值	2-15
表 2-11 編號 10 號橋推估出年平均維護次數	2-16
表 2-12 編號 10 橋梁貝氏更新後的年維護次數	2-17
表 2-13 編號 10 橋排水系統歷史維護資料	2-19
表 2-14 編號 10 橋各構件單次維護費用整理	2-19
表 2-15 採用相近量體或用途橋梁資料補足	2-19
表 2-16 各橋梁歷史年維護經費(部分表格).....	2-21
表 2-17 歷史年平均維護費用與推估費用	2-22
表 2-18 大型橋梁防蝕塗裝對應輔助機具費用比值	2-26
表 2-19 其他橋梁防蝕塗裝對應輔助機具費用比值	2-26
表 2-20 編號 10 號橋防蝕塗裝與高空作業車	2-27
表 2-21 台灣主要河系洪水重現期對應 SSI 指標下降表	2-31
表 2-22 洪水維護機率分析結果(節錄)，單位(%).....	2-33

表 2-23 洪水維修經費因子表	2-35
表 2-24 跨河橋梁維修案例(節錄).....	2-35
表 2-25 RC 結構物之損傷指標	2-39
表 2-26 損害狀況及損害比之關係	2-42
表 2-27 橋梁重要因素表[蔣偉寧等，2004].....	2-49
表 2-28 橋梁基本資料.....	2-55
表 2-29 兩點間距離矩陣表(單位:km)	2-55
表 2-30 第 1 組檢測矩陣表	2-56
表 2-31 第 2 組檢測矩陣表	2-56
表 3-1 環境參數.....	3-5
表 3-2 橋墩之腐蝕.....	3-7
表 3-3 鋼筋腐蝕前之性質	3-9
表 3-4 腐蝕後鋼筋力學性質之腐蝕函數	3-9
表 3-5 彎矩-曲率關係	3-19
表 3-6 彎矩-轉角關係	3-21
表 3-7 塑性鉸柱底 SAP2000 輸入資料	3-23
表 3-8 彎矩-曲率關係	3-25
表 3-9 彎矩-轉角關係	3-26
表 3-10 行車向墩柱斷筋點塑性鉸 SAP2000 輸入資料.....	3-28
表 3-11 整體橋梁行車向各性能點 PGA 值	3-30
表 3-12 彎矩-曲率關係	3-33
表 3-13 彎矩-轉角關係	3-34
表 3-14 塑性鉸柱底 SAP2000 輸入資料	3-36

表 3-15 彎矩-曲率關係	3-37
表 3-16 彎矩-轉角關係	3-38
表 3-17 行車向墩柱斷筋點塑性鉸 SAP2000 輸入資料.....	3-41
表 3-18 整體橋梁垂直行車向各性能點 PGA 值	3-42
表 3-19 基樁彈性彈簧參數	3-44
表 3-20 整體橋梁行車向各性能點 PGA 值	3-47
表 3-21 整體橋梁行車向各性能點 PGA 值	3-50
表 3-22 行車向墩柱塑性鉸 SAP2000 輸入資料.....	3-54
表 3-23 行車向墩柱斷筋點塑性鉸 SAP2000 輸入資料.....	3-56
表 3-24 整體橋梁行車向各性能點 PGA 值	3-57
表 4-1 系統架構.....	4-1
表 5-1 臨界流速公式.....	5-16
表 6-1 不同鋪設方案最大沖刷深度、寬度及沖刷量比較表	6-28

第一章 前言

1.1 研究緣起

有鑑於台灣天然災害頻傳，如地震災害、水災及土石流等等；災害之來臨常帶來嚴重的損失，尤其災害一旦發生，對於公路之影響更為嚴重，造成災民之生命財產損失亦難以估計。為此，本所於 94、95 年委託研究計畫「交通工程防災預警系統建立之研究」，並逐年擴充建置台灣公路早期防救災決策支援系統(Taiwan Road Early Nature Disaster prevention Systems, TRENDS)，系統以軟體代理人(Software Agents)為核心所發展之資料交換平台關鍵技術，交換蒐集各單位網站所發佈之相關災害資訊與相關公路設施資料庫資料，並整合橋梁及邊坡防災機制，建立橋梁及坡地災害緊急應變流程與通報機制。公路設施管理單位可應用本系統採取適當的應變流程及通報機制，系統性的完成災害預防、災害緊急應變及緊急復原中各階段所應執行之災前評估、調查及應採取之緊急措施。

本年度延續前期成果，建構鋼橋風險評估模式，並針對已建立之臺灣橋梁地震通阻分析模式接續研發災害橋梁巡檢路線規劃模式，也進行一座橋梁側推分析並納入資料庫。最後針對 TRENDS 系統架構及網頁資料庫做擴充精進。另外，也同時進行臺 1 線大甲溪橋橋梁沖刷水工模型試驗，提供橋河共治區橋墩保護工法及其施設方式之建議，作為相關單位設置橋墩保護工決策之參考。

1.2 研究目的

本研究目的如下：

1. 進行台灣公路早期防救災決策支援系統維護更新；建構鋼橋橋梁風險評估模式、研發災害橋梁巡檢路線規劃模式，提供橋梁防災決策支援。
2. 藉由水工模型試驗，研提橋基保護方案，提升橋基耐洪能力，滿足運

輸安全需求。

1.3 研究內容

本研究主要整合「公路早期防救災決策支援系統模組維護更新」^[7]及「橋墩保護工法之研究」^[10]2 個子計畫之主要研究成果(詳細內容請參閱各子計畫所出版之研究報告)，主要研究內容如下所示：

1. 公路早期防救災決策支援系統模組維護更新
2. 橋梁耐震能力評估
3. 公路早期防救災支援系統架構
4. 水工模型試驗規劃與佈置
5. 橋墩渠槽沖刷試驗
6. 結論與建議

第二章 公路早期防救災決策支援系統模組維護更新

2.1 建置鋼結構橋梁風險評估模式

以塗裝或塗膜系統劣化評估建立塗裝系統更新週期，以建立適用鋼橋之生命週期維護管理系統並參考運研所港研中心委託計畫案「橋梁殘餘壽齡與保全評估決策模式之研究」^[6][邱建國、鄭明淵、吳育偉等，2015]之風險評估架構(圖2.1)，分別以可視危害(Visible)與潛勢危害(Invisible)二部份進行評估。



圖 2.1 鋼橋風險評估架構

如圖2.1，本計畫發展建立一鋼橋風險評估模式，模式中考量之風險因子類別分為可視老化風險(Visible):構件老化與潛勢危害(Invisible):塗裝劣化、洪水與地震，然後根據各風險因子類別確認其風險指標，並進行風險評估。本計畫主要包含3個步驟。以下按照研究步驟依序論述，如圖2.2所示。

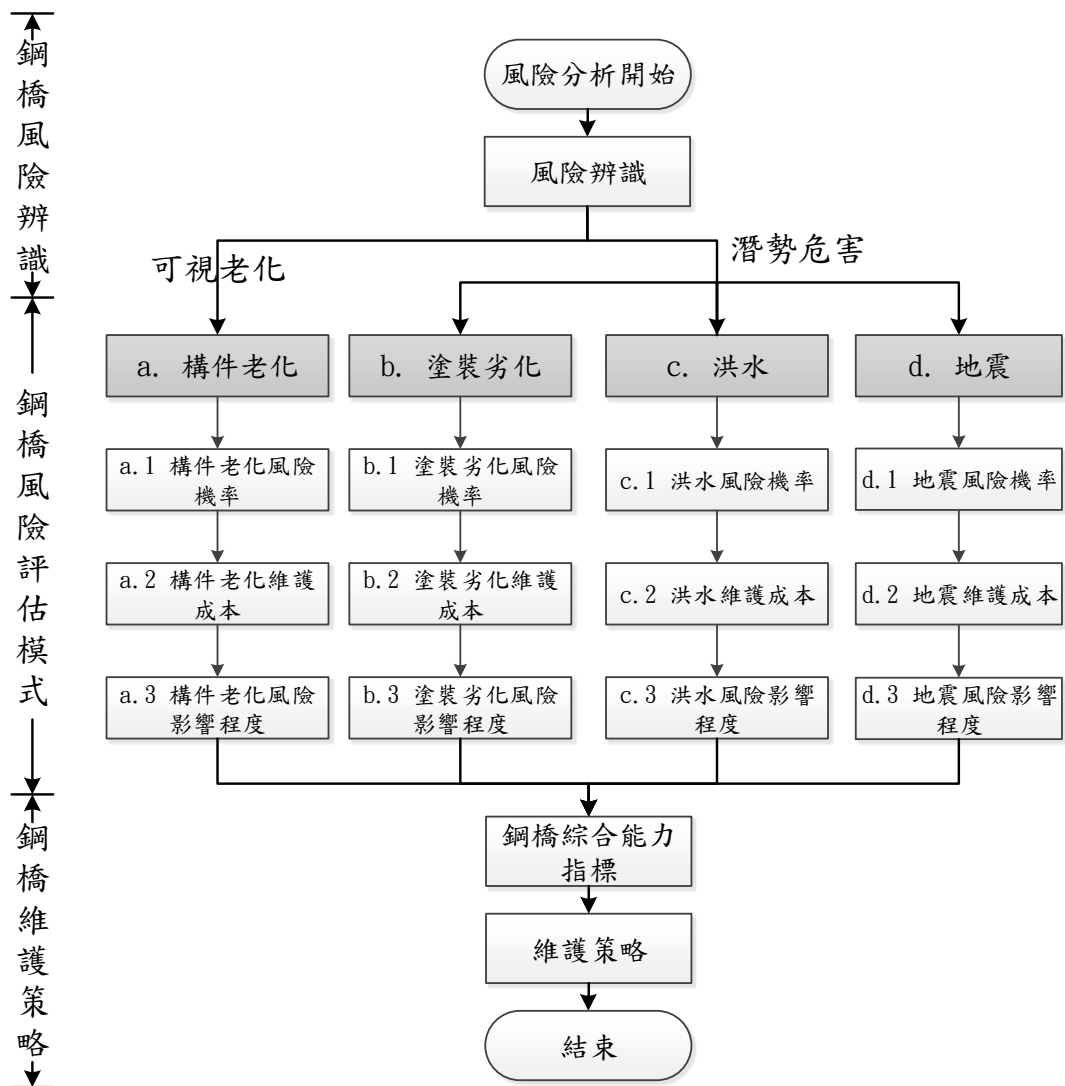


圖 2.2 鋼橋風險評估模式流程

步驟一:鋼橋風險辨識:

本階段首先針對鋼構橋梁進行風險辨識，篩選風險因子，其包括元件老化、塗裝劣化、洪水、地震等，發展鋼橋風險評估模式，模式中求得之橋梁維護風險期望值(風險成本)定義為鋼橋綜合能力指標，並按此一指標，作為求解維護策略之依據。

步驟二:鋼橋風險評估模式:

本階段將評估各風險因子之維護發生機率。元件老化與洪水部分，將依據不同橋梁類型，蒐集TBMS歷史檢測紀錄，迴歸找出CI及SSI下降趨勢，再應用蒙地卡羅模擬因元件老化、洪水沖刷造成橋梁需維護或重建之機率。地震則是以地震潛勢機率模型計算求得各橋梁所在地之PGA。再考量橋梁現有耐震強度(A_y, A_c)，評估橋梁地震損失進而求得橋梁地震損傷指標，並以蒙地卡羅模擬找出橋梁地震損傷需維護及重建之機率。

將橋梁檢測歷史紀錄與維護補強案例庫連結，可建置不同檢測結果(CI及SSI)對應補強成本歷史案例庫，然後應用人工智慧推論模式，找出案例資料中輸入值(CI及SSI)與輸出值維護成本之映射關係，再依據迴歸橋梁檢測資料所得之橋梁損壞下降趨勢，求得不同年限下元件老化程度(CI)與洪水沖刷程度(SSi)值，作為前述AI輸入值，以推論求得可能維護成本。地震部分擬參考阪神地震文獻建議使用不同損傷超越機率所對應之風險成本計算求得。

步驟三:鋼橋維護策略:

使用生物共生演算法最佳化搜尋分別計算不同維護方案之風險影響程度，找出符合預算限制下，最低生命週期成本 $E_s(\text{Cost})$ 之維護時機組合。

2.1.1 鋼橋風險辨識

首先定義鋼橋之維護風險成本 $E(\text{MC})$ 及重建風險成本 $E(\text{RC})$ 。本研究根據風險評估模式之因子，以風險期望值之概念，建立鋼構橋梁維護

之風險期望值 $E_s(\text{Cost})$ ，如公式2.1。

$$\begin{array}{c}
 \text{維護成本} \quad \text{重建成本} \\
 \underbrace{\hspace{1cm}} \quad \underbrace{\hspace{1cm}} \\
 E_s(\text{Cost}) = E(\text{MC}) + E(\text{RC})
 \end{array} \quad (2.1)$$

其中：

$E_s(\text{Cost})$: Steel Bridges Expected Cost，為第 i 年第 j 座橋梁之風險期望成本，其中， j 為同一管理單位之橋梁。

$E(\text{MC})$: Maintenance Cost，為風險下維護成本(元件老化、塗裝劣化、洪水、地震)。

$E(\text{RC})$: Rebuilding Cost，為橋梁在未維護狀態下，因地震或洪水損害造成之重建風險成本。

橋梁維護風險成本 $E(\text{MC})$ 部分由可視、不可視之機率與成本組成，如公式 2.2，以風險類別、風險因子等區分，各類別所使用計算因子如表 3-1 所示。

$$\begin{array}{c}
 \text{Visible} \qquad \qquad \qquad \text{Invisible} \\
 \underbrace{\hspace{2cm}} \quad \underbrace{\hspace{4cm}} \\
 E_s(\text{Cost}) = \left(P_{\text{MD}_j} \times C_{\text{MD}_j} + P_{\text{MC}_j} \times C_{\text{MC}_j} + P_{\text{MS}_j} \times C_{\text{MS}_j} + P_{\text{S}_j} \times C_{\text{RS}_j} + P_{\text{ME}_j} \times C_{\text{ME}_j} + P_{\text{E}_j} \times C_{\text{RE}_j} \right)
 \end{array} \quad (2.2)$$

表2-1 鋼橋風險因子列表

風險類別	風險因子	橋梁維護機率	橋梁維護成本	斷橋風險機率	斷橋之重建成本
可視老化	構件老化	P_{MD}	C_{MD}	—	—
潛勢危害	塗裝劣化	P_{MC}	C_{MC}	—	—
	洪水	P_{MS}	C_{MS}	P_S	C_{RS}
	地震	P_{ME}	C_{ME}	P_E	C_{RE}

式中：

i 某段期間橋梁的使用年限，本研究預設 $i=1\sim100$ 年每 5 年評估一次

j : 為同一橋管單位之第 j 座橋梁

P_{MD} : 元件老化造成橋梁損壞之維護機率值 (Maintenance Probability Caused by Deterioration)。

P_{MC} : 塗裝劣化維護機率值 (Maintenance Probability Caused by Coating)。

P_{MS} : 洪水造成橋梁損壞之維護機率值 (Maintenance Probability Caused by Scour)。

P_{ME} : 地震造成橋梁損壞之維護機率值 (Maintenance Probability Caused by Earthquake)。

C_{MD} : 元件老化造成橋梁損壞之維護成本 (Maintenance Cost of Deterioration)。

C_{MC} : 全面塗裝之維護成本 (Maintenance Cost of Coating)。

C_{MS} : 洪水造成橋梁損壞之維護成本 (Maintenance Cost of Scour)。

C_{ME} : 地震造成橋梁損壞之維護成本 (Maintenance Cost of Earthquake)。

P_S : 洪水造成斷橋之風險機率值 (Bridge Broken Probability of Scour)。

P_E : 地震造成斷橋之風險機率值 (Bridge Broken Probability of Earthquake)。

C_{RS} : 因洪水造成斷橋之重建成本 (Rebuilding Cost of Scour)。

C_{RE} : 因地震造成斷橋之重建成本 (Rebuilding Cost of Earthquake)。

2.1.2 鋼橋風險評估模式

(1) 可視危害(Visible)部分

a. 構件老化

可視危害中構件老化之風險機率評估流程如圖2.3所示。



圖 2.3 構件老化風險機率評估流程圖

(a.1.1) 橋梁分類

本計畫收集整理台灣橋梁管理系統中歷年調查結果，將結構型式作為分組之依據，並假設同一類型橋梁其元件老化狀況類似，其結果如表2-2所示。

表2-2 橋梁檢測紀錄分組分布表

橋型	檢測數量
拱橋	437
箱型橋	1588
梁式橋	1330
斜張橋	136
桁架橋	66
剛架橋	278
π 橋	265

(a.1.2)構件分類

本研究定期維護成本主要討論於可預期不確定成本方面，可預期不確定成本屬於構件及元件老化，所需要花費維護費用成本，使此構件保有服務性能或是載重性能。橋梁構件及元件的分類本研究採用D.E.R.&U.檢測系統中的分類，將橋梁構件分成為21個構件，如下表2-3所示，1至11項屬於橋梁附屬設施，12至20項為橋梁主要及次要構件。

表2-3 橋梁D.E.R&U構件及構件分類

1.引道路堤	11.欄杆及護牆
2.引道護欄	12.橋墩保護設施
3.河道	13.橋墩基礎
4.引道護坡	14.橋墩墩體/帽樑
5.橋台基礎	15.支承
6.橋台	16.止震塊/防震拉桿
7.翼牆/擋土牆	17.伸縮縫
8.摩擦層(鋪面系統)	18.主構件/大樑
9.排水系統	19.副構件
10.緣石及人行道	20.橋面板
	21.其他

橋梁構件中又可分為上部結構以及下部結構(圖 2.4)，本研究主要探討於上部結構的構件老化，分別為 21 項中的其中 8 項，其中有橋面板、支承、伸縮縫、鋪面系統、防落橋裝置(止震塊/拉桿)、大樑(主構件)、護欄及排水設施等 8 項。上部結構的特性為不易受環境影響，而方便於研究構件單純因為時間和使用上老化所需維護的現象，減少研究下部結構容易受到環境因素帶來的不確定性。



圖 2.4 橋梁分為上部結構與下部結構

本研究歷史資料初步選用臺北市與公路總局轄管鋼結構橋梁案例(圖2.5)，用來推算橋梁構件劣化速率、維護費用與構件狀況指標關係、設定構件維護門檻值。主要歷史資料為定期檢測資料，定期檢測是為掌控橋梁結構健全度，並提早發現及了解造成功能降低之損傷及其原因。定期檢測頻率不得少於兩年一次，若是位於完工的五年內之新建橋梁仍需進行經常巡查，而第一次定期檢測會在完工後第五年實行。

檢測項目		劣化程度	D 值
上部結構、橋墩及鋼製欄杆	構件損傷(裂縫、彎曲、變形)	H/125 或 50mm 以下之彎曲或構件有局部之變形。	2
		· 構件有裂縫，或斷面減少。	3
		· H/125 或 50mm 以上之彎曲或主構件有明顯之變形。	4
		· 構件損傷持續進行，可能造成第三者之障礙。	4
	銲接處損傷	銲接處油漆裂紋。	2
		銲接處有損傷。	3
		銲接處有裂縫。	4
	螺栓損傷、欠缺、鬆動	· 主構件 1 個接合處未滿 5%或未滿 5 個螺栓鬆動。	1
		· 次構件 1 個接合處未滿 10%或未滿 5 個螺栓鬆動。	2
		· 1 個結構物未滿 10 個及 1 個接合處 1 個螺栓的損傷、欠缺。	2
		· 主構件 1 個接合處未滿 20%或 10 個螺栓鬆動。	3
		· 次構件 1 個接合處 10~35%間或 5~9 個之螺栓鬆動。	3
		· 1 個結構物 10 個以上或 1 個接合處 2 個以上螺栓損傷、欠缺。	4
	生銹或腐蝕	點狀生銹。	1
		· 大範圍生銹。	2
		· 點狀腐蝕。	3
		腐蝕深度達板厚 10%以下。	4
	異常聲音 異常振動	有異常之金屬吱嘎聲音發生。	2
		主構件有搖晃之情形，於橋面站立時感覺有異常振動，或因車輛之衝擊有大的異常聲音發生。	3
	積水、漏水	少許積水或漏水。	1
		顯著積水或漏水。	2
	構件間距異常	間距不足。	2
		梁端接觸或有接觸可能。	3
	其他損傷	顯著功能阻礙。	3

圖 2.7 部分鋼結構劣化程度 D 值判斷表

D.E.R.&U.評估法中各別分數所代表的涵義如表 2-4。

表2-4 D.E.R.&U.數值含意

	0	1	2	3	4
D	無此項目	良好或微	尚可	差	嚴重損壞
E	無法檢測	0~10%	10%~30%	30%~60%	60%~100%
R	無法判定重要性	微	小	中	大
U	無法判定急迫性	例行維護	3 年內維護	1 年內維護	緊急維護處理

從已知評估表分數中，需要制定出一個可以代表此構件的服務性能或是載重性能，簡化後的分數來表示，有許多種的表示方式。分別為各構件狀況指標 Ic_i (式 2.3)、橋梁整體狀況指標 CI(式 2.4)、優選指標

PI(式 2.5)。

● 橋梁各構件指標 Ic_i ：

$$Ic_{ij}=100-100\times\frac{(D_{ij}\times E_{ij})\times R_{ij}}{(4\times 4)\times 4}, Ic_i=\frac{\sum_{j=1}^n Ic_{ij}}{n} \quad (2.3)$$

● 橋梁整體狀況指標 CI：

$$CI=\frac{\sum_{i=1}^{21} (Ic_i\times w_i)}{\sum_{i=1}^{21} w_i} \quad (2.4)$$

其中 w_i 為橋梁各別構件所代表的權重(表2-5)，可經由經驗、橋址環境、橋梁著重部分判斷加以改動。

● 優選指標 PI：

僅考慮5~6、12~16、18~20項的構件進行權重分配

$$PI=\frac{\sum_{i=5}^6 (Ic_i\times w_i)+\sum_{i=12}^{16} (Ic_i\times w_i)+\sum_{i=18}^{20} (Ic_i\times w_i)}{\sum_{i=5}^6 w_i+\sum_{i=12}^{16} w_i+\sum_{i=18}^{20} w_i} \quad (2.5)$$

表2-5 橋梁各構件CI及PI值的權重

橋梁構件	w_i	橋梁構件	w_i
1.引道路堤	3	12.橋墩保護設施	6
2.引道護欄	2	13.橋墩基礎	8
3.河道	5	14.橋墩墩體/帽樑	7
4.引道護坡	3	15.支承	5
5.橋台基礎	6	16.止震塊/防震拉桿	5
6.橋台	5	17.伸縮縫	6
7.翼牆/擋土牆	5	18.主構件/大樑	8
8.摩擦層(鋪面系統)	3	19.副構件	6
9.排水系統	4	20.橋面板	7
10.緣石及人行道	2	21.其他	1
11.欄杆及護牆	3		

(a.1.3)統計分析

本研究研究目標為上部結構而非整體性的橋梁狀態評估，故採用橋梁構件狀況指標 Ic_i 值，而並非CI值或是PI值。並且發現在歷年來的檢測資料中，若採用CI值或是PI值進行橋梁整體狀態的評估，分數通常會趨近於90分以上，深入發現即便某構件嚴重損壞，也會因為其他構件未加以損壞，而分數加權平均後無法顯著地找出此橋梁已經需要進行維護的程度。

將各橋梁各個構件在不同年度下的 Ic_i 值以表格方式加以彙整(表2-6)，並且觀察在逐年下橋梁元件應當老化，而 Ic_i 值有可能會下降，若發現有分數上升情形，以及橋梁檢測表歷年資料中有編列維護紀錄，表示有進行維護。

表2-6 編號21橋梁構件 Ic_i 值變化

檢測年代	95	96	100	102	104
橋面板	57.8125	90.625	100	100	96.875
支承	100	100	100	100	96.875
伸縮縫	100	96.875	100	100	100
摩擦層	100	100	100	100	96.875
防震拉桿	100	100	100	100	100
主結構	90.625	100	100	100	96.875
欄杆及護牆	100	100	100	100	96.875
排水設施	100	100	100	100	96.875

將各橋梁中進入維修時的 Ic_i 值分數彙整如下表2-7，未發生維護紀錄的構件，將會採用專家建議構件維護門檻值補足，用於後續建立與專家建議之維護門檻值如表2-8，一起進行比較。

表2-7 部份各橋梁各構件進入維修時Ici門檻值

編號	橋面版	支承	伸縮縫	摩擦層	止震塊	主結構	護欄	排水設施
1	90	85	90	90	90	96.875	90	90
2-西	96.875	85	90	90	90	85	90	90
2-東	96.875	85	90	90	90	85	96.875	96.875
2A	90	85	93.75	90	90	85	90	90
2B	90	85	90	90	90	85	96.875	90
2C	96.875	85	90	90	90	85	90	90
2D	90	85	90	90	90	85	90	90
2E	96.875	85	90	90	90	85	93.75	87.5
2F	96.875	85	96.875	90	90	93.75	90	93.75
2H	90	85	96.875	71.875	90	96.875	90	96.875
2EC	90	85	90	90	90	85	90	90
2ED	90	85	96.875	90	90	96.875	90	90
2U	90	85	96.875	98.4375	90	96.875	96.875	90
3	90	96.875	96.875	90	90	85	90	90
4	81.25	85	90	90	90	81.25	90	90
5	90	85	90	90	90	85	90	90

(a.1.4)維護門檻訂定

利用上述進入維護時分數表格(表2-7)整理後與專家建議值相互比對，有助於推估多年後構件指標分數下降情形時，精確度的上升。選定實際發生維護時的構件 I_{c_i} 值最大值為上限，以及將專家建議之維護門檻值作為下限，作為產生維護門檻均勻分布的標準。

表2-8 整合各橋梁構件進入維修時Ici值

構件/元件	橋面板	支承	伸縮縫	鋪面系統
有維護變動值之平均值	92.849	95.313	89.142	91.992
有維護變動值之最高值	96.875	96.875	98.75	98.4375
有維護變動值之最低值	81.25	85	43.75	71.875
專家建議門檻	90	85	90	90
構件/元件	防落橋裝置	大樑	護欄	排水系統
有維護變動值之平均值	84.75	91.563	91.484	94.196
有維護變動值之最高值	90	96.875	96.875	96.875
有維護變動值之最低值	81.25	71.875	81.25	87.5
專家建議門檻	90	85	90	90

(a.1.5)貝氏分析推估年維護次數

本研究採用貝氏更新定理，主要參考[陳屏甫，2005]^[8]之中採訪專家所得出混凝土橋梁以及鋼結構橋梁各構件的劣化速率，以及各構件狀況指標值低於多少分時即須進入維護的維護門檻值(表2-9、2-10)。

表2-9 專家建議之構件/元件劣化速率

橋梁構件	混凝土橋梁		鋼結構橋梁	
	最速使用年 限(r0)	最緩使用年 限(r1)	最速使用年 限(r0)	最緩使用年 限(r1)
橋面板	1.2	0.56-	1.6	0.49
支承	1.41	0.62	1.41	0.62
伸縮縫	3.75	0.88	3.75	0.88
鋪面系統	8.57	3.87	8.57	3.87
防落橋裝置	1.26	0.53	1.26	0.53
大樑	1.2	0.56	1	0.4
護欄	2.31	0.69	2.31	0.69
排水系統	10.91	1.1	10.91	1.1

資料來源：[陳屏甫，2005]^[8]

表2-10 專家建議之維護門檻值

橋梁構件	專家建議門檻值
橋面板	90
支承	85
伸縮縫	90
鋪面系統	90
防落橋裝置	90
大樑	85
護欄	90
排水系統	90

資料來源：[陳屏甫，2005]^[8]

結合專家建議之維護門檻值以及構件年期劣化速率，依照下列(式2.6)推估出年維護次數，(式2.7)則是假設最速劣化速率與最緩劣化速率相距四倍標準差，故以此計算。

$$AD = \frac{FD+SD}{2}, \text{ 年平均維護次數} = \frac{AD}{(\text{完好-界線})} \quad (2.6)$$

$$C.O.V = \frac{\frac{(\text{完好}-\text{界線})}{FD} + \frac{(\text{完好}-\text{界線})}{SD}}{4 \times \text{年平均維護次數}} \quad (2.7)$$

以編號10號橋為例(表2-11)，並且稱此為事前分布。

表2-11 編號10號橋推估出年平均維護次數

構件項目	完好	界限	FD	SD	AD	年平均維修次數	C.O.V
橋面板	100	90	1.6	0.49	1.045	0.10	0.27
支承	100	85	1.41	0.62	1.015	0.07	0.19
伸縮縫	100	90	3.75	0.88	2.315	0.15	0.31
鋪面系統	100	90	8.57	3.87	6.22	0.62	0.19
止震塊	100	90	1.26	0.53	0.895	0.09	0.20
大梁	100	85	1	0.4	0.7	0.05	0.21
護欄	100	90	2.31	0.69	1.5	0.15	0.27
排水設施	100	90	10.91	1.1	6.005	0.60	0.41

由於專家的建議無法反映各橋梁實際情況，為解決此問題採用貝氏分析，結合專家建議與既有之橋梁歷史檢測資料，建立構件年維護次數的事後分布(圖2.8)。

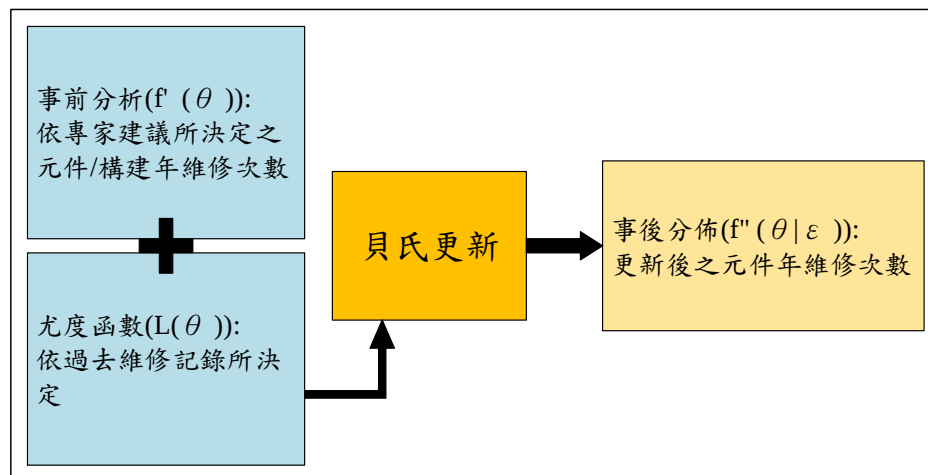


圖 2.8 貝氏分析流程圖

$$f_M(\mu) = \frac{v(v\mu)^{k-1} e^{-v\mu}}{\Gamma(k)} \quad (2.8)$$

$$E(\mu) = \frac{k}{v}, \quad \text{Var}(\mu) = \frac{k}{v^2} \quad (2.9)$$

Gamma分布可依(式2.8)建立，(式2.9)則為平均值與變異數，其中 μ 為年維護次數，而 k 及 v 分別為Gamma分布尺度及形狀相關之係數，利用貝氏更新加入觀察 t 年間所維護次數 x 之既有歷史資料如(圖2.9)所示。

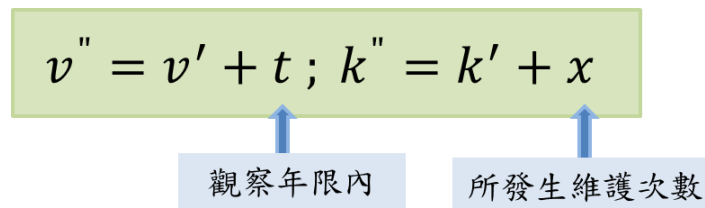


圖 2.9 運用橋檢資料貝氏更新

最後採用貝氏更新，得到各元件參考歷史橋梁檢測資料後的年維護次數事後分布(表 2-12)，此分布屬於 Gamma 分布，而後用於推估 n 年後構件狀況指標所下降的分數情形，並且推估維護費用。

表2-12 編號10橋梁貝氏更新後的年維護次數

專家建議年維護次數			事前分佈		事後分佈			
觀察構件	AVG	C.O.V	k'	v'	k''	v''	Avg	Cov
橋面板	0.10	0.27	14.18	135.7	16.18	96.8	0.17	0.25
支承	0.07	0.19	26.41	390.3	27.41	337.3	0.08	0.19
伸縮縫	0.15	0.31	10.41	67.4	11.41	68.2	0.17	0.30
鋪面系統	0.62	0.19	28.02	45.0	28.02	57.1	0.49	0.19
止震塊	0.09	0.20	24.05	268.7	24.05	280.7	0.09	0.20
主結構	0.05	0.21	21.78	466.6	22.78	400.9	0.06	0.21
護欄	0.15	0.27	13.72	91.4	13.72	103.5	0.13	0.27
排水設施	0.60	0.41	6.00	9.98	7.00	30.7	0.23	0.38

$$k' = \frac{1}{\text{Cov}^2}, \quad v' = \frac{k}{\text{Avg}} \quad (2.10)$$

$$k''=k'+x, v''=v'+t \quad (2.11)$$

$$Avg=\frac{k''}{v''}, Cov=\frac{1}{\sqrt{k''}} \quad (2.12)$$

(a.1.6)計算構件老化維護機率

本研究使用貝氏更新，事前分佈的設立選用共軛先驗分佈 (Conjugate Prior Distribution)，特性為事前和事後分佈皆為同一分佈類型，有著計算簡單、快速具有解析解等優點，因此常被採用的事前分佈之一。Gamma分佈常用於描述一段時間內，事件所發生的次數，故選用此共軛分佈來描述年維護次數分佈。

(a.2)構件老化維護成本

單一橋梁構件維護費用制定困難，許多研究採用三種不同程度的維修種類來表示，如(Hegazy et al, 2004)分別為中度維修、重度維修和置換等，花費成本分為初始成本的28.5%、65%、100%，並且對應不同的回覆構件狀況指標等級。本研究採用歷史資料中，此橋梁曾經發生維護紀錄時，挑選維護費用最高的那筆，來代表此橋梁單一構件的維護單次費用。若歷史橋梁檢測資料中，此橋梁並無此構件的維護紀錄，利用量體相近的橋梁歷史檢測資料來補足所缺，最後可以得到各橋梁各構件單次維護成本。如表2-13及表2-14所示編號10的橋梁在歷史橋梁檢測資料中有三筆排水系統的維護紀錄，本研究選用最高費用340,000元為此構件維護一次的維護成本。

表2-13 編號10橋排水系統歷史維護資料

	位置	維修工項	數量	單位	單價	複價(元)	維修年份	構件分數	上升分數
排水設施	S2	清除淤塞的排水孔	680	個	500	340,000	93 年	81.25	18.75
	S2	清除淤塞的排水孔	4	個	500	2,000	103 年	93.75	6.25
	-	洩水孔疏通	15	處	425	6,375	104 年	93.75	6.25
		排水管更換	3	M	440	1,320			
	小計					7,695			

表2-14 編號10橋各構件單次維護費用整理

定期維護項目	維護構件單次費用(元)
橋面板	228
支承	70,400
伸縮縫	212,494
鋪面系統	59,675
防落橋裝置	9,000
大樑	28,515
護欄	28,496
排水系統	340,000

若欲觀測橋梁並無該項構件之維護紀錄，則採用相近量體及用途橋梁構件維護紀錄補足。如表2-15編號10號橋梁可以採用編號11號橋梁的構件維護紀錄填補所缺之維護單價資料。

表2-15 採用相近量體或用途橋梁資料補足

編號	橋板投影面積m ²	類別	編號	橋板投影面積m ²	類別
23	28.11	一般橋梁	16	4587.2	跨河大橋
3	37.37	一般橋梁	1	5367	跨河大橋
4	48.36	一般橋梁	15	5368	車行陸橋
5	50.18	一般橋梁	21	5547	車行陸橋
26	50.78	一般橋梁	18	5610	車行陸橋
24	90.3	一般橋梁	11	7498	跨河大橋
22	96.9	一般橋梁	10	8620	跨河大橋

14	201.83	一般橋梁	13	11799	車行陸橋
3	416.64	一般橋梁	8	20831.5	車行陸橋
25	1801	車行陸橋	9	60586	車行陸橋
20	1929.5	一般橋梁	7	113336	車行陸橋
6	2280	跨河大橋	2	150427	車行陸橋
12	3353.68	一般橋梁	19	154275	車行陸橋

(a.2.1)考慮因子與實際維護情形之修正係數

本研究主要考慮八項構件/元件之劣化情形，推導出所需維護成本，但是實際上的橋梁維護費用中，包含二十一項構件加上施工所需機具及施工架、雜物清理及其他等。故本研究將各橋梁中完整的維護費用彙整(表2-16)，並且簡單敘述此次的維護工項說明，再標出有關鋼結構塗裝的費用來源，以及防蝕塗裝施作所需機具費用。

表2-16 各橋梁歷史年維護經費(部分表格)

編號	維修年份	維護費用	簡易維修工項說明
1	101	24,029	工地處理+高空作業車\$18400、聚氯乙稀 B 型套管\$440、防蝕塗裝\$4171
2	99	163,545	一般鋼料塗裝\$113978、結構用混凝土\$31500、混凝土修復，鋼筋鏽蝕處理，水刀鑿除\$7686、伸縮縫修復\$7700
	101	1,144,139	護欄隔音牆更新(43 萬)、建議加高混凝土護座(10 萬)、鋼板除鏽塗裝(8.7 萬)、混凝土修補(7 萬)、植物清疏(7.3 萬)、混凝土修補(6.8 萬)、稅加其它\$264032
	103	773,529	工地處理，高空作業車租用(21 萬)+防蝕塗裝，水刀處理+油漆塗裝(15 萬)=36 萬、隔音牆蓋板維修 9.6 萬、混凝土修復，鋼筋除鏽處理，水刀鑿除 8.6 萬、一般鋼料塗裝\$40373
3	94	17,549	鋼版修復\$5000+施工架+工地處理+交通維持=\$17549
	100	72	植生移除
	104	9,165	鋼梁除鏽塗裝\$3150+施工架\$1200=\$4350、鋼板除鏽及油漆塗裝\$300
6	100	4,770	混凝土修補 1862 元、鋼板除鏽塗裝 963 元、隔音板除鏽塗裝 352 元，註：主構件\$963
	101	14,652	鋼板除鏽塗裝\$10835、混凝土修補\$1862、隔音板除鏽塗裝\$352、排水設施清疏\$500；註：主構件\$10835
	103	32,314	防蝕塗裝，水刀處理+油漆塗裝 1.5 萬+防蝕塗裝手工處理+油漆塗裝\$634+施工架及安全護網\$11981=\$27615、混凝土修復 2752 元
7	97	1,060,943	更換合成橡膠單元 54 萬、鋼板除鏽塗裝 4.3 萬+施工架鋼管\$60000、工地處理大型機具\$51000=15.4 萬、修復維修步道 6 萬、稅\$24 萬
	99	4,191	聚氯乙稀塑膠套管及配件 2142 元、防蝕塗裝，水刀處理+油漆塗裝 1729 元
	100	209,618	防蝕塗裝，手工處理+油漆塗裝 15.8 萬、洩水孔清疏 1.4 萬
	102	771,121	防蝕塗裝，水刀處理+油漆塗裝 26.2 萬+工地處理高空作業車租用\$19.4 萬=45.6 萬、伸縮縫修復 6.9 萬、洩水孔清疏 2 萬、交通維持 21 萬
8	95	627,471	伸縮縫更新 45.5 萬、修補大於 0.3mm 的裂縫\$27000、稅\$144801
	97	508,114	修補裂縫 17 萬、鋼筋除鏽，修補混凝土 10 萬、伸縮縫更新 11 萬、保護塗層\$279、稅\$117257；註：橋面版\$100000
	98	622,329	伸縮縫更新 25 萬、裂縫修補 8 萬、鋼筋除鏽，混凝土修補 7.6 萬；註：橋面版\$7.6 萬
	100	1,164,384	植生移除 69 萬、混凝土修復，鋼筋鏽蝕處理，水刀鑿除 29 萬、鋼構護欄修復 9.5 萬、結構混凝土 6 萬
	102	637,381	混凝土修復，鋼筋鏽蝕處理，水刀鑿除 7.9 萬、金屬欄杆修復 1.7 萬，植生清除 1.5 萬
9	99	710,840	鋼筋除鏽混凝土修復 23 萬、裂縫填補 15 萬、伸縮縫更新 10 萬、鋼板除鏽塗裝 1.1 萬、隔音牆損壞修復 3.6 萬
	101	966,057	鋼筋除鏽混凝土修復 49 萬、伸縮縫更新 7.5 萬、裂縫填補 5.2 萬、鋼板除鏽塗裝 3.6 萬、護欄隔音牆損壞維修 5.4 萬
	103	450,215	防蝕塗裝水刀處理\$39459+工地處理高空作業車\$215406=25.4 萬、一般鋼料塗裝\$17562、混凝土修復 13 萬、隔音牆修復\$3.6 萬
10	101	81,484	混凝土修復\$5.4 萬、防蝕塗裝手工處理\$3865+工地處理高空作業車\$17702=2.1 萬
	103	117,514	防蝕塗裝，水刀處理+油漆塗裝(3 萬)+高空作業車\$28395=6 萬、瀝青混凝土鋪面(2.5 萬)、混凝土修復\$2.7 萬

為了降低本研究所推估維護費用與實際檢測資料之間的誤差，用貝氏分析所得構件年維護次數乘上此構件單次維護費用，推估出的維護費用與歷史橋梁檢測資料彙整(表2-17)，找尋兩者之間的關係，並且制定出修正係數(式2.13)，可供後續推估更加逼近真實。

$$\text{修正係數} = \frac{\text{歷史平均年維護費用}}{\text{推估之平均年維護費用}} \quad (2.13)$$

表2-17 歷史年平均維護費用與推估費用

橋梁名稱	歷史資料下的 維護費用(元)	利用量體相近 補足推估維護 費用(元)	歷史紀錄/ 推估費用
1	24,029	34,048	0.71
2	416,243	186,934	2.23
3	2,435	6,410	0.38
6	12,934	86,498	0.15
7	340,979	875,672	0.39
8	444,960	201,228	2.21
9	425,422	792,940	0.54
10	148,746	430,357	0.35
11	312,279	374,398	0.83
12	37,447	12,839	2.92
13	150,258	27,840	5.40
15	41,421	11,267	3.68
16	47,006	67,256	0.70
17	57,344	36,987	1.55
18	168,579	378,716	0.45
19	2,137,906	318,820	6.71
20	1,901	59,204	0.03
21	69,563	32,680	2.13
22	8,544	16,065	0.53
23	5,785	2,224	2.60
24	87,880	47,898	1.83
25	11,711	41,901	0.28

將此23個修正係數，以類似的分布來代表，此處假定為G.E.V廣義極值分布(圖2.10)來表示，其中 k 、 σ 以及 μ 為此G.E.V分布的形狀尺度參數。而此分布後續用來推估費用時，會在最後修正整體維護費用，補足本研究僅觀測之八項考慮因子的不足。

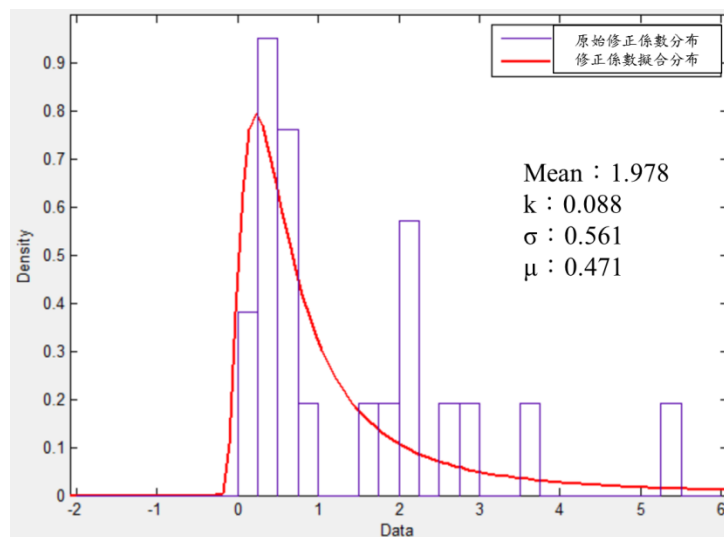


圖 2.10 修正係數分布

(a.2.2)分數所對應單次維護費用放大係數

構件狀況指數因為環境或是人為因素，將會隨著時間而劣化下降，此時則需要進行維護工作，保有或是提升此構件之性能以及服務品質。構件狀況分數若是下降的更加嚴重，維護費用應隨之上升，本研究假設一個分數所對應維護費用關係式，將已建立的各構件單次維護費用，與多年劣化後的構件分數做為結合(圖2.11)。

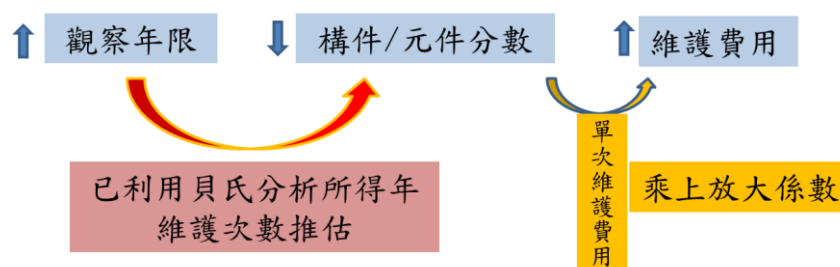


圖 2.11 改變單次維護費用流程圖

從歷史橋梁檢測資料中，制訂該構件發生維護的最大費用，也就是構件最大破壞情形，所對應的費用，用來推估關係曲線。假設構件狀況指標最大破壞情形為D、E、R皆等於3，此時構件狀況分數為52.1875分，以線性的方式先計算出最大破壞維修所需的花費。此時將構件分為主構件以及次要構件，分數下降還未使構件狀況指標低於門檻值時採用線性關係，若下降分數已使構件狀況指標分數低於門檻值，則主要構件會以向下凹的二次曲線，維護費用隨著下降分數的增加而提升，反之次要構件為向上凹的二次曲線維護費用隨著下降分數成長如(圖2.12)所示。主要構件會隨著劣化程度更加明顯，例如橋面板以及主結構的裂縫會隨著時間更加劣化明顯，而次要構件劣化程度會較為當下即可目測得知，例如排水系統或是欄杆得損壞需更換等。

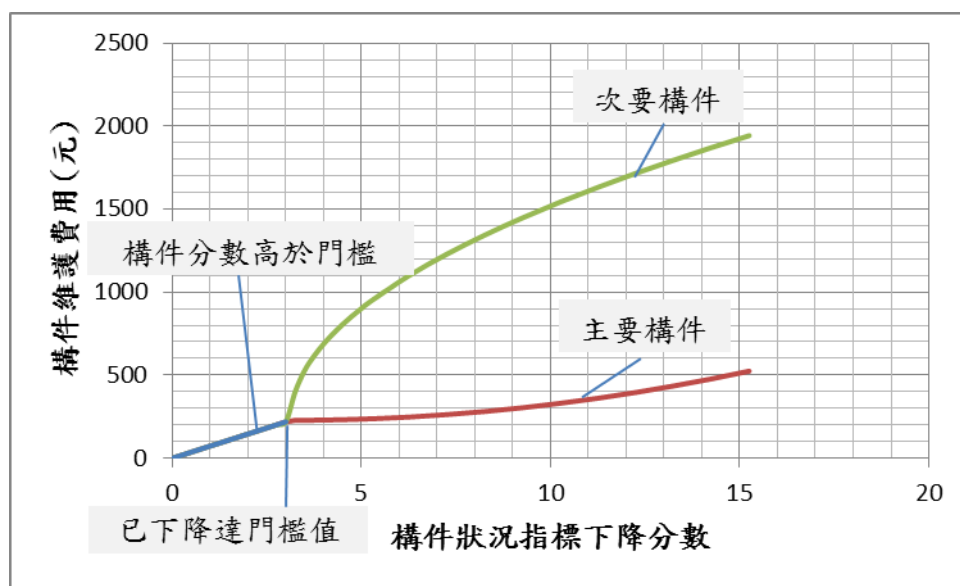


圖 2.12 下降分數對應維護費用上升

(a.2.3)定期維護成本

前面由貝氏分析所得知各構件年維修次數的事後分布，已知的年維護次數Gamma分布，以及由門檻值均勻分布亂數產生的構件維護門檻值，此均勻分布門檻值上界取構件歷史維護分數最高值P，下界為專

家建議門檻值K，完好狀態分數與門檻值分數的差值。為了使年維護次數與分數下降結合，本研究將年維護次數與門檻值推估出的下降分數，兩者相乘，計算出該年的下降分數，再以完好狀態分數減去每年下降分數，得到n年後的分數機率分布 $f(x)$ ，如(式2.14)，但由於此兩分佈分別為Gamma分佈以及均勻分布，所以採用蒙地卡羅方法進行計算出新的機率分佈。

$$f(x)=\text{劣化後構件分數機率分布} \quad (2.14)$$

建立分數所對應的維護費用關係式，為上一小節所提：

$$C(x)=\text{劣化構件分數與維護經費關係} \quad (2.15)$$

該構件或元件在 n 年劣化分數下降後，所對應之維護費用為：

$$\text{Cost} = \int_0^{100} [f(x) \times C(x)] dx \quad (2.16)$$

(2)潛勢危害(Invisible)部分

b.塗裝劣化

防蝕塗裝為鋼結構橋梁生命週期成本中的一大開銷，在許多研究混凝土與鋼結構橋梁兩種材料建造策略之評估中，鋼結構橋梁因為多了防蝕塗裝費用，生命週期成本費用會高於混凝土橋梁，而建議採用混凝土作為主結構的材料方案。並且防蝕塗裝此維修工項，需要施工機具或式施工架的輔助，此費用在歷史橋梁檢測資料中明顯的反映出，該費用極高，不應該將此忽略。所以在整理歷史維護紀錄中，標記出發生防蝕塗裝此工項時，所需的施工機具花費、以及生產體力工成本。

表2-18 大型橋梁防蝕塗裝對應輔助機具費用比值

編號	年份	防蝕塗裝面積 M2	單價	複價	高空作業車天數	單價	費用	輔助機具及施工費用/防蝕塗裝費用
2	103	248.27	622.38	154518	25	8616	215406	1.16
		104.3	387.1	40374.53	油漆防汙網 352	28.72	10125	
		小計		194893	小計		225532	
7	97	33.5	1300	43550	施工機具費用		111000	2.55
	102	369.72	711.06	262893	20	9708-	194160	0.74
9	103	63.4	622.38	39459	25	8616	215406	3.83
		45.37	387.1	17563	油漆防汙網	28.72	3124	
		小計		57022	小計		218530	
10	104	40.16	759	30481	3	10790	32370	1.06
	103	45.16	684	30889	3	9465	28395	0.92
	101	3.91	733	2866	2	8851	17702	6.18
11	103	5700	700	3990000	7	9465	66255	1.56
					施工架及防護網 5324	1155	6149220	
19	103	127.67	684	87326.28	10	9465	94650	1.08
							Avg	2.00

表2-19 其他橋梁防蝕塗裝對應輔助機具費用比值

編號	年份	防蝕塗裝面積 M2	單價 (元)	複價 (元)	施工架數量	單價 (元)	費用 (元)	輔助機具及施工費用/防蝕塗裝
6	103	26	704	18318	施工架安全防汙網		12500	0.68
12	97	78	1300	101400	施工架 78	300	23400	0.23
13	94	88	613	53944	施工架 50	299	14950	0.28
16	103	2	1190	2380	施工架 5	399	1995	0.84
20	104	1.07	1500	1605	16	300	4800	2.99
21	98	1.48	1300	1924	30	300	9000	4.68
21	100	0.7	531.23	371.861	-	-	-	-
21	104	14.5	711	10309.5	施工架 40	449.48	17979.2	1.74
23	1052	3	803	2409	施工架 6	449.48	2696.88	1.12
							Avg	1.57

彙整各橋梁歷年檢測資料中防蝕塗裝所需生產體力工成本，發現此成本佔的比例不高，而所需的施工輔助機具為高空作業車、施工架及護網。在大型多匝道的橋梁中(表2-18)，大多採用高空作業車的施作，其餘橋梁則是採用施工安全架跟鋼管及護網為主(表2-19)。

計算防蝕塗裝所需額外的施工費用，採用橋梁歷史檢測資料中紀錄施工費用塗裝費用之比值，若有多筆資料則加以平均，將此比值用於已計算出來的塗裝費用，便可得知所需施工機具帶來的成本花費。某些橋梁沒有防蝕塗裝施作的記錄的話，則判斷需要高空作業車還是施工架及護網後，參考其他施工費用與塗裝費用之比值進行推估。以編號10號橋為例如表2-20所示。

表2-20 編號10號橋防蝕塗裝與高空作業車

橋梁編號	10		
年份	104	103	101
防蝕塗裝面積 m2	40.16	45.16	3.91
單價(元)	759	684	733
費用(元)	30481	30889	2866
高空作業車天數	3	3	2
單價(元)	10790	9465	8851
費用(元)	32370	28395	17702
生產體力工費用(元)	615	108	346
輔助機具及施工費用/防蝕塗裝費用	0.94	1.09	0.73
Avg	0.73		

已知輔助機具及施工費用與防蝕塗裝費用之比值、生產體力工費用與防蝕塗裝費用之比值，將橋梁塗裝面積乘上此塗裝材質單價，觀察年限選定為50年，並且考慮現值法為3%情況下，推算出5年一次防蝕塗

裝所需要的維護成本，包含此工項的施工費用如圖2.13所示。

塗裝單價(採用手工處理)	五年一次塗裝費用	觀察年限50年內所需塗裝次數	考慮現值法總塗裝費用
759	17031960	9	78657195.11

高空作業車費用	產體力工費	塗裝+施工費用+生產體力工	維護週期
57456702	3785955	139,899,852	5

塗裝費用乘上0.73	塗裝費用乘上0.05
------------	------------

圖 2.13 塗裝費用及施作費用

c.洪水

洪水狀況隱含了相當多的不確定性，在橋梁未來生命週期中可能會發生不同大小的洪水事件。本研究藉由TBMS歷年SSI調查記錄與水利署水位站監測記錄，統計分析找出同一河系各年度SSI下降值與當年對應之洪水重現期之關連性。並導入可靠度的觀念，以蒙地卡羅模擬橋梁受洪水影響而需維護或重建之機率，其步驟如圖2.14所示。

沖刷穩定指標(Scouring Stability Index, SSI)是選用 DER&U 表中的「河道」、「橋台基礎」、「橋台」、「橋墩保護設施」、「橋墩基礎」、「橋墩墩體」6 項六項 Ic_i 值換算而來，SSI 值愈高代表該橋梁的沖刷危險愈低，反之沖刷穩定指標 SSI 值過低的話則可能有較大的遭受沖刷損害的危險，SSI 計算如 2.17 式所示。

$$SSI = \frac{Ic_{河道} \times 5 + Ic_{橋台基礎} \times 6 + Ic_{橋台} \times 5 + Ic_{橋墩保護設施} \times 6 + Ic_{橋墩基礎} \times 8 + Ic_{橋墩墩體} \times 7}{(5 + 6 + 5 + 6 + 8 + 7)} \quad (2.17)$$

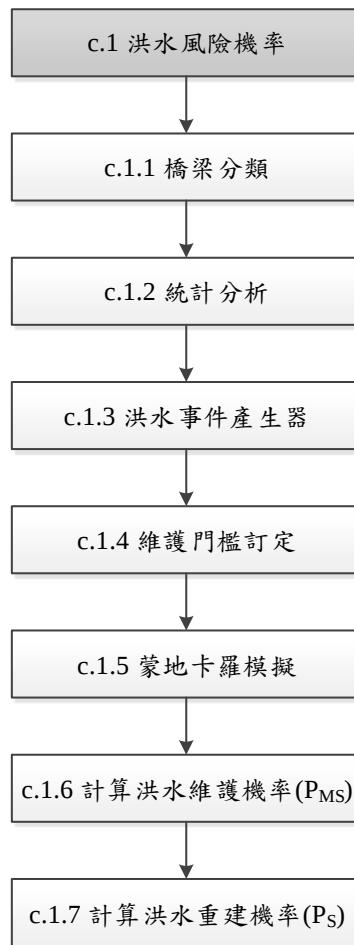


圖 2.14 洪水維護風險機率評估流程圖

(c.1.1) 橋梁分類

因橋梁所屬流域不同，所遭遇之洪水程度與頻率亦會有所差異，將依橋梁所屬流域分群(水利署公告之中央管河川水域位置如圖 2.15 進行分類)進行研究評估。



圖 2.15 台灣主要河川分布圖(水利署)

(c.1.2)統計分析

根據 TBMS 歷年 SSI 調查記錄與水利署水位站監測資料，找出同一河系橋梁遭遇不同洪水流量時 SSI 值所下降分數，並依此洪水流量所對應之洪水重現期資料(水文資訊網，2017)，統計分析找出 SSI 下降值與所對應之洪水重現期之關係。表格 2-21 中的數字為此流域橋梁在遭遇該洪水重現期時，SSI 對應下降分數。以淡水河跨河橋梁為例，曾經遭遇洪水重現期為五年的洪水，所對應 SSI 的下降值為 2 分。

表2-21 台灣主要河系洪水重現期對應SSI指標下降表

洪水重現期 SSI 下降數 台灣主要河系	1年	2年	5年	10年	20年	50年	100年	200年
淡水河	1	1	2	2	3	3	3	4
鳳山溪	1	1	7	9	11	14	17	19
頭前溪	1	1	2	3	4	5	6	7
中港溪	2	3	4	5	6	8	9	9
後龍溪	1	1	2	2	3	3	4	5
大安溪	1	3	5	7	10	13	16	20
大甲溪	1	3	5	7	8	10	12	13
烏溪	1	1	2	2	3	3	4	5
濁水溪	1	7	12	15	18	22	27	30
北港溪	1	4	6	7	9	11	12	12
朴子溪	1	2	4	5	6	7	8	9
八掌溪	1	2	3	4	4	5	5	6
急水溪	1	1	2	2	3	4	5	5
曾文溪	1	1	2	2	2	3	3	3
鹽水溪	1	2	4	4	5	6	6	6
二仁溪	1	1	1	2	3	2	2	4
高屏溪	1	1	2	2	3	3	3	3
東港溪	1	3	4	5	5	6	7	8
四重溪	1	3	4	5	6	7	7	8
卑南溪	1	1	1	2	2	2	3	3
秀姑巒溪	1	2	3	4	4	5	5	6
花蓮溪	1	3	4	5	5	6	7	7
和平溪	1	1	2	3	3	4	5	5
蘭陽溪	1	2	2	3	3	4	5	6

(c.1.3)洪水事件產生器

(c.1.4)維護門檻訂定

根據不同的洪水重現期，在橋梁未來生命週期中產生不同的洪水事件，圖 2.16 為 50 年洪水重現期強度發生次數所對應 SSI 值下降曲線示意圖，如發生的洪水較小下降趨勢較為和緩。本計畫根據各河系橋梁的歷史維護紀錄，以各類型橋梁最後一次維護時 SSI 值為維護建議門

檻。本計畫初步訂定 SSI 值於 90 分為維護門檻，未來相關管理單位可根據需求調整此門檻值，以符合現況。

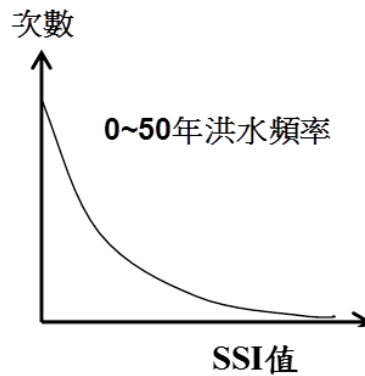


圖 2.16 發生 50 年洪水時對應 SSI 指標下降

(c.1.5) 蒙地卡羅模擬:

將每一年度橋齡轉換為可靠度指標後，即可透過統計迴歸建立下降曲線，即可推估未來橋梁 SSI 值及維護發生機率。以某一座橋梁為例，該橋位於淡水河，如此即以表 2-21 淡水河之 SSI 值下降平均值與變異數作為蒙地卡羅之輸入，此階段使用蒙地卡羅模擬橋梁未來 100 年重現期洪水可能發生事件，計算流程如圖 2.17 所示，模擬計算 10000 次，依 SSI 下降趨勢曲線計算可能之 SSI 值，找出橋梁因洪水沖刷損壞而需維護機率。

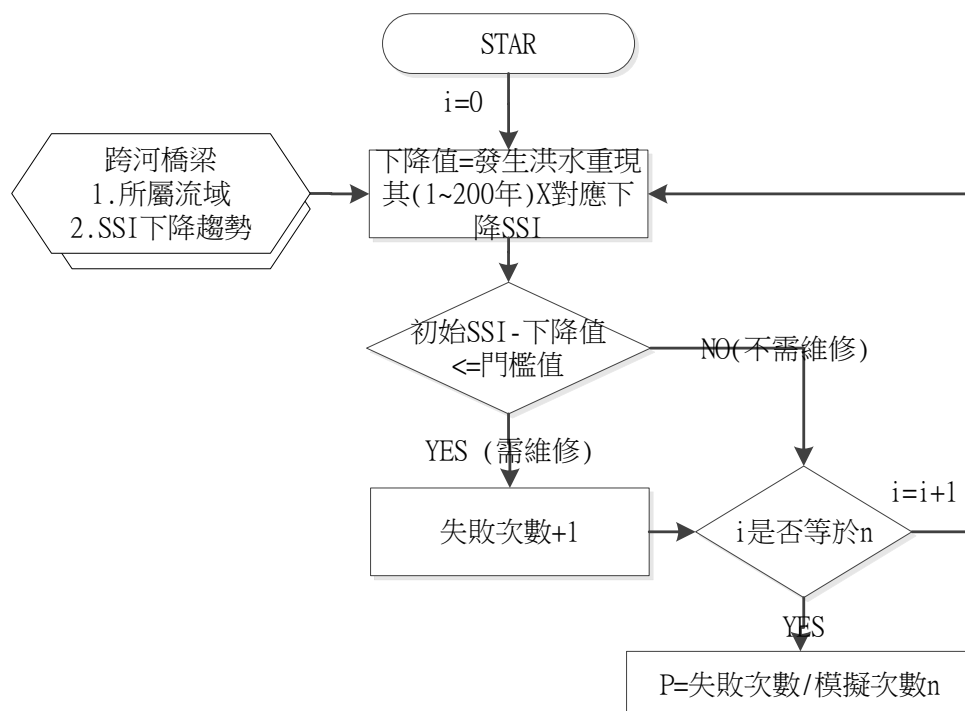


圖 2.17 洪水造成維護機率蒙地卡羅計算流程圖

(c.1.6)計算洪水維護機率(P_{MS}):

設定 SSI 門檻值，並以蒙地卡羅模擬，統計橋梁 SSI 值低於門檻值的次數，故可得洪水維護機率如表 2-22。

表2-22 洪水維護機率分析結果(節錄)，單位(%)

橋梁ID	維護 機率	P _{MS5}	P _{MS10}	P _{MS15}	P _{MS20}	P _{MS25}	P _{MS30}	P _{MS35}	P _{MS40}	P _{MS45}	P _{MS50}	P _{MS55}	P _{MS60}	P _{MS65}	P _{MS70}	P _{MS75}	P _{MS80}	P _{MS85}	P _{MS90}	P _{MS95}	P _{MS100}
E01-0780-028A		0.56	1.91	39.17	97.65	99.97	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
B08-0630-017A		0.47	1.89	40.37	98.09	99.98	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
B08-0740-005B		0.28	1.45	29.11	96.30	99.96	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
B08-0740-002B		0.55	2.34	49.67	98.74	99.99	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
E05-020B-002A		0.30	1.37	28.96	95.79	99.97	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
D01-002G-003B		0.42	2.22	44.82	98.40	99.98	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
C01-0030-432A		0.54	2.06	48.83	99.02	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
A02-0640-010A		0.47	1.90	41.71	98.26	99.98	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
A02-0640-010B		0.16	1.31	19.85	93.27	99.87	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
A02-0640-011A		0.52	1.93	48.58	98.83	99.96	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

(c.1.7)計算洪水重建風險機率(P_s):

國內橋梁興建時耐洪設計標準為 100~200 年，本計畫以重現期 150 年(取平均)作為洪水耐洪設計標準，本階段為求得橋梁因洪水而中斷之機率，故擷取蒙地卡羅模擬中，洪水事件中超過 150 年重現期之機率。

(c.2)洪水維護成本

本階段參考交通部運輸研究所計畫「橋梁殘餘壽齡與保全評估決策模式之研究」[邱建國、鄭明淵等，2015]^[6]報告成果中對於洪水維護成本評估方法，建置分析流程如圖 2.18 所示，各步驟如下所述：

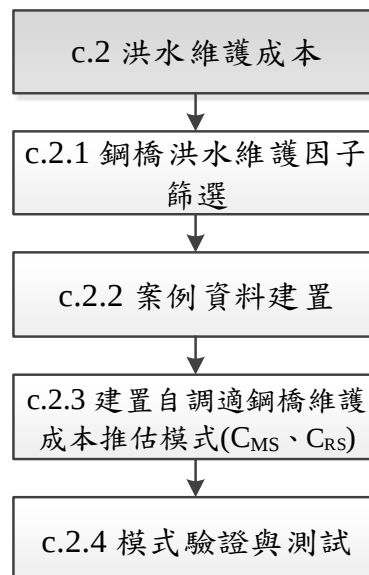


圖 2.18 洪水維護成本分析流程圖

(c.2.1)橋梁洪水沖刷維護因子篩選

參考文獻[邱建國、鄭明淵等，2015]^[6]中利用 SPSS 分析評估因子與維護成本相關性，從原始 TBMS 橋梁屬性資料 107 欄位中，挑選出顯著相關參數作為模式因子，洪水維修經費因子如表 2-23。

表2-23 洪水維修經費因子表

影響因子	關聯	單位
SSI	維修前 SSI 指標	數字
橋版投影面積	維修量體	M ²
最低橋下淨高(M)	維修量體	M
結構型式	維修方式	文字
高程*	山地與平地段考量	文字
是否為跨河橋	跨河橋或陸橋案例	是/否
最近維修年	物價修正用	民國年

(c.2.2) 案例資料建置

本階段根據前一步驟所確認之洪水維護成本影響因子，收集跨河橋維護案例，建置維護案例資料庫如表 2-24。

表2-24 跨河橋梁維修案例(節錄)

No	沖刷指標	維修金額(原始值)	維修金額修正後	物價指數	開工年(物價修正用)	橋版投影面積(M ²)(維修量體)	最低橋下淨高(M)(維修量體)	結構型式(維修方式)	高程	山地考量
1	99	1400	1502	93.24	2005	9956	11.3	梁式橋	9.85	0
2	99	2000	1711	116.86	2010	1200	4.2	梁式橋	17.21	0
3	99	3000	3000	100.00	2006	1500	3.5	梁式橋	130.52	0
4	99	3000	3000	100.00	2006	1500	3.5	梁式橋	130.52	0
5	99	3000	3697	81.14	2003	6900	5.5	梁式橋	131.25	0
6	98	4500	3974	113.24	2009	3979	8	梁式橋	111.40	0
7	99	4500	3974	113.24	2009	3979	8	梁式橋	111.40	0
8	99	5000	4279	116.86	2010	750	5.3	梁式橋	175.89	0
•										
•										
221	80	10592528	9717916	109.00	2007	359.3	8.4	梁式橋	18.10	0
222	50	9091000	9750107	93.24	2005	1188	6.5	梁式橋	43.78	0
223	81	12510000	10068410	124.25	2008	2530	25	剛架橋	547.86	0
224	77	10087550	10893683	92.60	2004	846	5.7	梁式橋	5.83	0
225	80	12917215	11406937	113.24	2009	11400	20	梁式橋	71.10	0
226	80	12917215	11406937	113.24	2009	11400	20	梁式橋	71.10	0
227	80	13260438	11710030	113.24	2009	39627	4.6	梁式橋	86.94	0
228	80	12072250	12947501	93.24	2005	34452	10.33	梁式橋	8.37	0

(c.2.3)建置人工智慧維護成本推估模式

本研究使用文獻[Cheng and Wu, 2008]以 ESIM 為架構發展而成的 Evolutionary Support Vector Machine Inference System「演化式支持向量機推論系統，ESIS」作為訓練與測試軟體。首先將橋梁風險衝擊影響程度推論模式所需之參數設定值輸入軟體中，利用 ESIM 執行自我調適程序，系統會將最後搜尋出之最佳染色體，以便使用者利用此一模式進行橋梁的風險影響程度預測。其模式分析流程如圖 2.19，據此推論未來洪水沖刷不同破壞程度下，所需之維護成本。

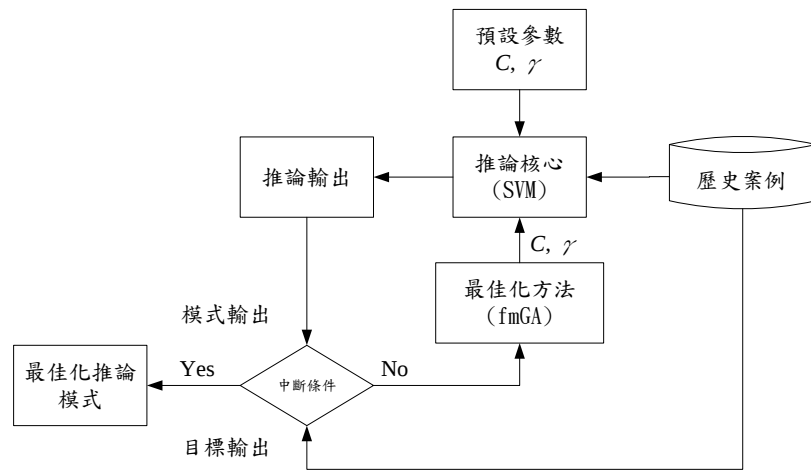


圖 2.19 人工智慧橋樑洪水維護成本推論模式

(c.2.3)模式驗證與測試

期末報告中將完成採用十組交叉驗證，進行模式之驗證與測試，以確保洪水維護成本推論之正確性。

(c.2.4)計算洪水維護、重建風險成本

本步驟將各維護間隔 Δt 之 P_{MS} 及 P_S 分別與 C_{MS} 及 C_{RS} 相乘，即可分別求得洪水維護、重建風險成本。

d.地震

此階段主要評估橋梁於維護間隔(Δt)時間之地震風險，參考鄭明淵學者交通部運輸研究所之橋梁通阻跨河橋梁分析模型(2011)，分析步驟依順序應用潛勢地震發生機率模型、橋梁地震損傷評估方式評估橋梁地震維護機率。詳細步驟如圖 2.20。

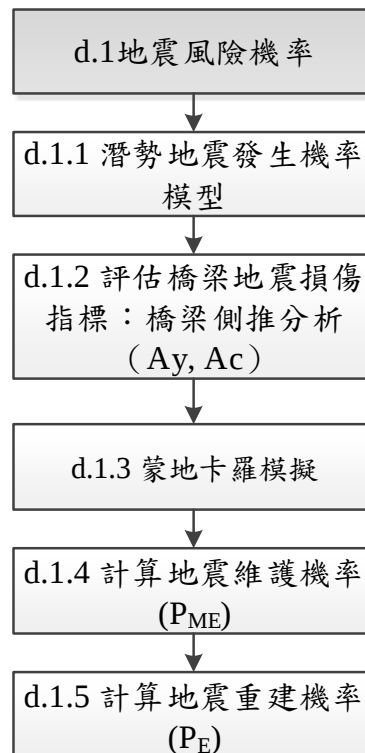


圖 2.20 地震造成維護機率計算流程圖

(d.1.1)潛勢地震發生機率模型

本部分參考文獻國家地震工程研究中心所執行之計「最具潛勢及歷史災害地震之強地動模擬」(2005)。本計畫採用計畫中所提出之數學機率模型，建立臺灣地區一般性震源、活動斷層之潛勢地震發生機率模型，並依機率模型推估未來臺灣地震發生次數與機率。

(d.1.2)橋梁地震損傷評估

本節採用相關文獻所建置之側推模式，並利用武田模式(Takeda model)進行橋梁之非線性動力分析。依橋梁所在位置之劣化影響及考慮未來可能遭遇之地震，計算其地震損傷指標。

(d.1.3)蒙地卡羅模擬

本研究依據蒙地卡羅模擬地震發生序列，並假設橋梁在維護間隔 Δt 年，未來因地震所造成的累積損傷。設定模擬次數，依橋梁累積損傷計算橋梁地震破壞機率。流程如圖 2.21。設定模擬計算次數為 10000 次，依橋梁累積損傷計算橋梁地震破壞機率。

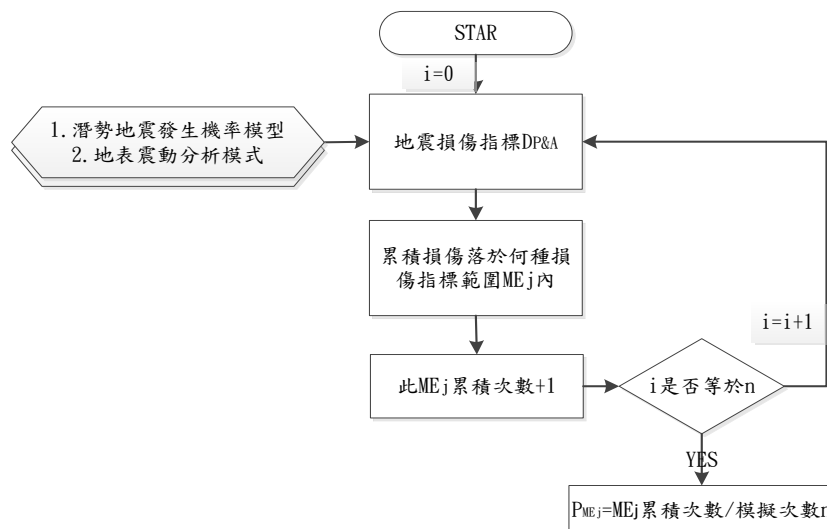


圖 2.21 地震造成維護機率蒙地卡羅計算流程圖

(d.1.4)計算地震維護機率(P_{ME})

Park and Ang(1985)所發展出之 PA 準則主要用於結構物震後損壞程度判斷依據，目前已被廣泛使用於 RC 結構桿件或系統；根據損傷指標(DP&A)範圍將損壞等級分為五個等級，而與地震損傷指標關係可參照學者高橋稔明日本阪神大地震之統計分析結果，如表 2-25 所示，PA 模型之損壞指標主要依據地震作用下結構物之最大變形反應與反覆載重

下遲滯迴圈之消散能量(即每一振動迴圈遲滯阻尼所消散之能量)進行評估，如式 2.18 所示。一般而言，當其損壞指標大於等於 1.0 時，則結構物可視為完全損壞或倒塌。

$$D_{P\&A} = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{F_y \delta_u} \int dE \quad (2.18)$$

式中

$D_{P\&A}$ ：地震損壞指標

δ_M ：地震作用下結構物之最大反應變位

dE ：消散能量增量 (Incremental absorbed hysteretic energy (excluding potential energy))

β ：反覆載重影響係數(一般鋼筋混凝土建築物設為 0.05)。

表2-25 RC結構物之損傷指標

損壞分級(ME _j)	損傷指標(D _{P&A})	損壞程度之描述
無損傷 ME ₁	<0.1	外部輕微裂縫非結構元件出現
輕微損傷 ME ₂	0.1-0.2	結構元件出現微小裂縫
中度損傷 ME ₃	0.2-0.4	隔間住上下兩端出現撓剪裂縫。非結構元件出現明損壞。
重度損傷 ME ₄	0.4-0.1	混凝土橋柱之核心混凝土碎裂，箍筋嚴重鬆脫，主筋挫屈。
完全崩塌 ME ₅	>1.0	混凝土橋柱之核心混凝土嚴重碎裂脫離，喪失承載能力，橋柱倒塌趨勢。

結構物若承受中度地震或非災害型地震且震後並未進行修補，當地震再度發生時，其損傷必有所累積且非線性累加。本計畫利用地震作用後所得之最大反應變位及殘留變位，依式 2.19、2.20 修正其結構性能；其中，(i-1)為第 i 次地震發生前，而 i 為第 i 次地震發生後。

$$\delta_y^i = \delta_M^{i-1} - \delta_r^{i-1} \quad (2.19)$$

$$\delta_u^i = \delta_u^{i-1} - \delta_r^{i-1} \quad (2.20)$$

本計畫除修正上述所列之降伏位移與極限位移外，其結構彈性勁度也會依圖 2.22 所示進行修正。然而，本計畫主要分析橋梁於未進行任何維護下之地震風險評估，因此每次地震後之損傷指標計算，除遲滯消散能量須累計外，最大反應變形則取各地震作用下之最大值進行評估，如式 2.21 所示。

$$D_{P\&A}^i = \frac{\max\{\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_i\}}{\delta_u} + \frac{\beta}{F_y \delta_u} \sum_{i=1}^i \int dE \quad (2.21)$$

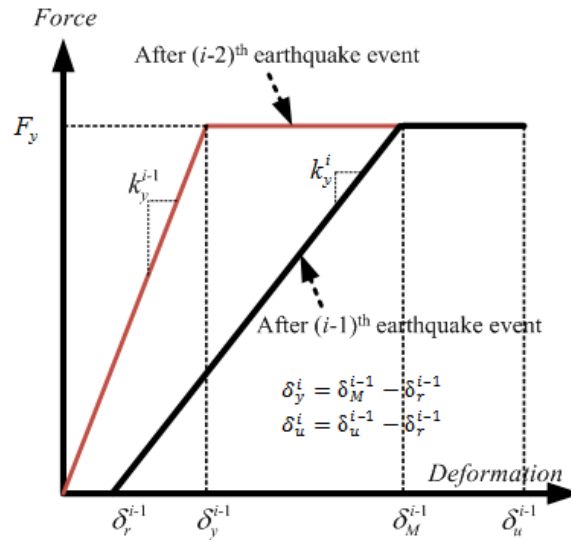


圖 2.22 震後結構性能修正示意圖

本階段應用蒙地卡羅模擬結果，繪製使用年與不同損壞分級之維護機率(P_{ME})。以圖 2.23 之繪製方法為例，在 10000 次蒙地卡羅中，橋梁於第 5 年時，其損傷指標($D_{P\&A}$)介於 0.1~0.2 的次數共 850 次，則對應之損傷分級落在輕微損傷之機率為 $850/10000=8.5\%$ 。以此類推，即可匯出圖 2.23 之關係曲線。

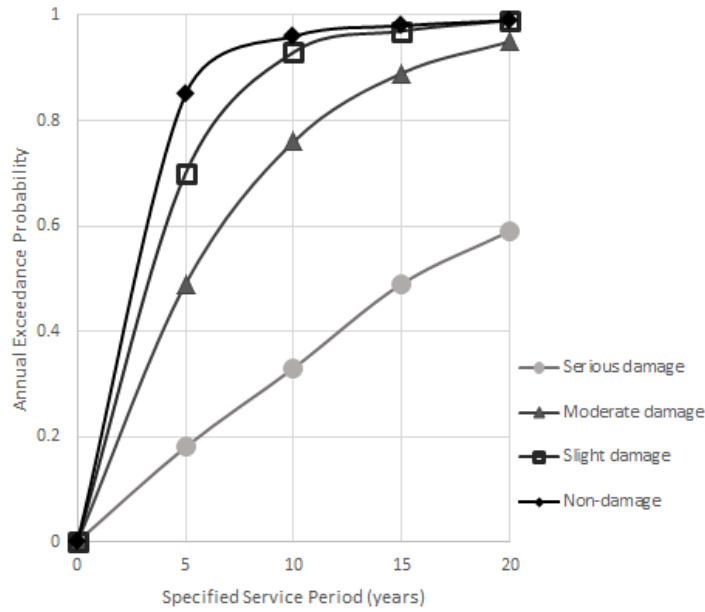


圖 2.23 未來損傷分級機率關係曲線

(d.1.5)計算地震重建風險機率(P_E)

根據前一階段所求得之完全崩塌機率曲線，即為橋梁在不同使用年限時，因地震造成斷橋重建風險機率(P_E)的曲線。例如，在 10000 次蒙地卡羅中，其損傷分級落在完全崩塌之次數總計有 8 次，因此可得到地震造成重建機率 $PE=8/10000=0.08\%$ 。

(d.2)地震維護成本

本階段同樣參考交通部運輸研究所計畫「橋梁殘餘壽齡與保全評估決策模式之研究」[邱建國、鄭明淵等，2015]^[6]報告成果中對於地震維護成本評估方法，建置分析流程如圖 2.24 所示，各步驟如下所述：

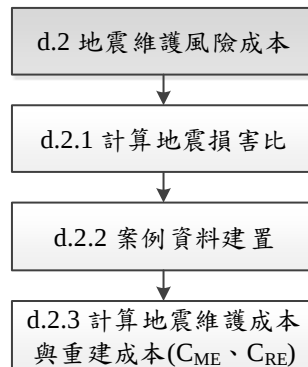


圖 2.24 地震維護成本分析流程圖

(d.2.1)計算地震損害比：

當結構物受地震損壞時，一般會以結構物損壞狀況之損害比 (Damage ratio)此一量化標準來描述地震損壞狀況，如式(2.22)。本研究參考 ATC-13(1985)及 HAZUS(FEMA(1997))之損害程度定義及其損害比之關係，將結構物各損壞狀況對應之損害比定義如表 2-26。

$$\frac{C_L}{C_I} \quad (2.22)$$

上式， C_L ：結構物受損所需之修復成本； C_I ：結構物之建造成本。

表2-26 損害狀況及損害比之關係

損害分級	損害比
無損傷	0.00
輕微損傷	0.02
中度損傷	0.10
重度損傷	0.50
完全崩塌	1.00

地震風險成本 C_E 為此年度結構物受地震外力作用所造成可能之年損失金額，即為考量各程度之地震發生機率及其所造成之損失總和。由

上述方法求取各損傷指標之超越機率及損害分級，可得各損傷分級之發生機率。將其乘上此損害分級之損害比，即為此損傷等級可能造成之年損失金額。

(d.2.2)地震維護風險成本

本階段根據橋梁各維護間隔 Δt 維護機率所求得各地震損傷分級之發生機率(P_{ME})，將地震造成輕微、中度、重度損傷分級之機率乘上損害分級之損害比(D_j)，加總後乘上興建成本，即可求得橋梁在不同時間間隔下之地震維護風險成本。

(d.2.3)地震重建風險成本

根據各維護間隔 Δt 橋梁維護機率所求得之完全崩塌機率(P_{ME})乘上興建成本，即可求得橋梁因地震造成重建之風險成本。

2.1.3 鋼橋維護策略

本研究導入生命週期成本導向之概念，建置橋梁維護策略最佳化模式，如圖 2.25 之示意。由於同一橋梁在不同時間點執行維護下，有不同之效益，即維修方案執行後使設施保持健康或堪用狀態的程度可能會有所差異。因此，根據各橋梁之劣化曲線，針對單一橋梁求得殘餘能力，再依狀況分析，決定橋梁因年限、外力影響受損之最佳維修時機，如圖 2.26 所示。

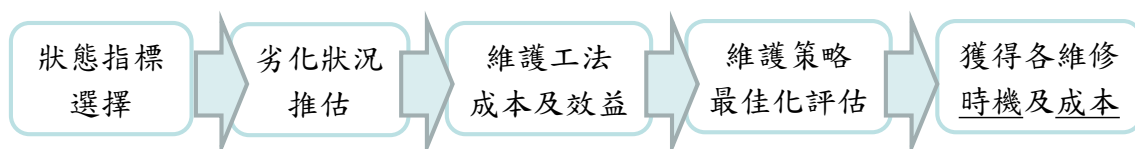


圖 2.25 單橋橋梁維護成本最佳化流程

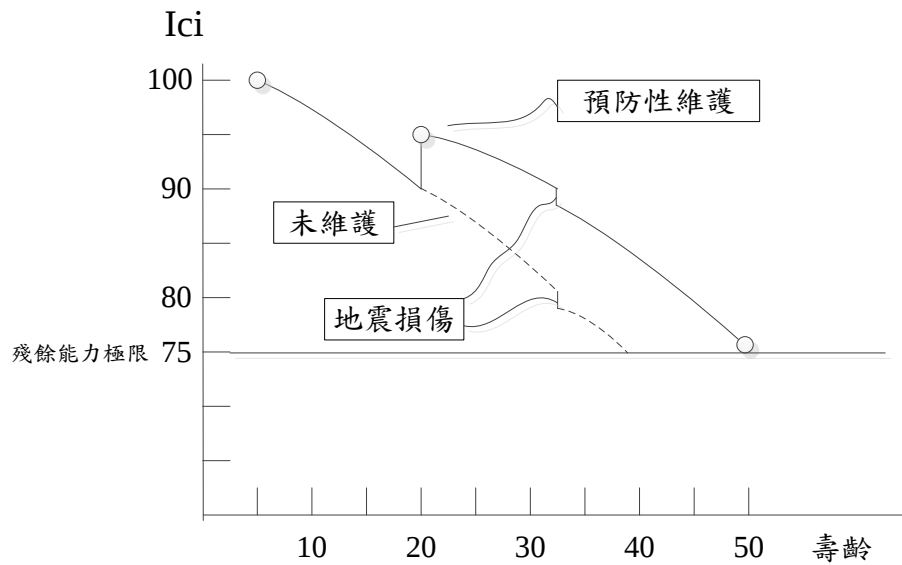


圖 2.26 橋梁維修策略示意圖

由於單橋橋梁生命週期中，不同元件損傷與不同工法之維護方案與維修時間點組合項次難以估計，如以傳統試誤法等方式求解，將無法在短時間內達到答案。因此，本研究使用生物共生演算法(Symbiotic Organism Search, SOS)作為最佳化模式之理論，其方法之特性為可保持數值迭代時的多樣性及加速收斂的效果。

在橋梁維修策略模式最佳化中，其目標函數是為求解最低的橋梁生命週期成本(Life Cycle Cost, LCC)，如圖2.27所示。LCC是以50年之壽齡為例，同時考量老化、塗裝、地震、洪水風險下之維修成本(Maintenance Cost), $E(MC)$ 與橋梁在未維修狀態下須承受可能損害之重建成本(Rebuilding Cost)以下簡稱 $E(RC)$ ，即橋梁因地震或洪水中斷下可能造成損害之重新興建成本。其結果可以得到以最低的LCC為目標下，考慮風險下的維修成本金額 $E(MC)$ 。同時橋梁可保持堪用狀態，亦即是橋梁的健康度指標(假設CI值為75~90區間以上)必須維持在一定水準之上之維修成本。

本研究之假設為橋梁生命週期為 50 年，橋梁之構件 Ici 值初始設定值為一百分，一座橋梁在未經使用前，其構件 Ici 值為滿分;經使用後，隨著橋齡逐漸提高，橋梁的健康程度也隨之下降。

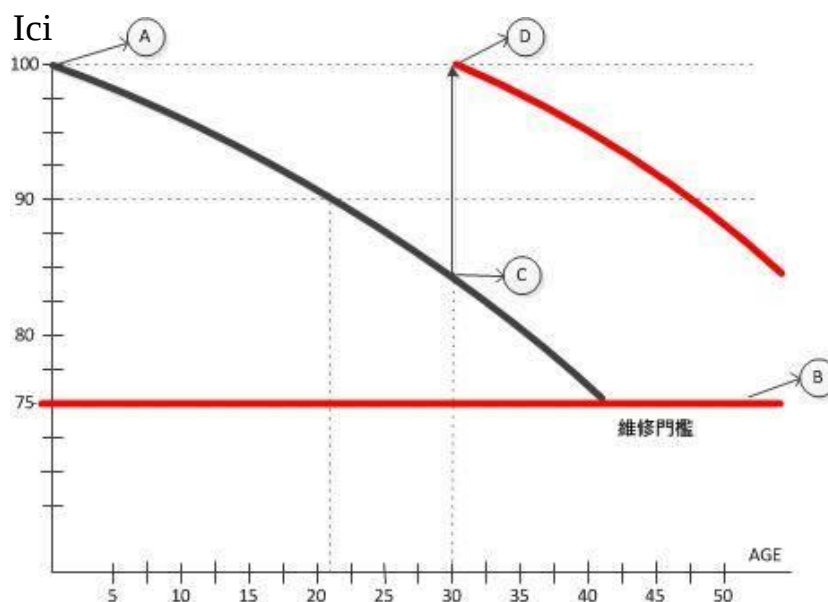


圖 2.27 橋梁劣化曲線示意圖

關於圖 2.27 為本報告之基本假設條件，詳如下列所述：

1.本報告參考 TBMS 之維修頻率，假定維修策略機制啟動時機為構件 Ici 值下滑至 100 分以下時，意指從維修門檻以上至 100 分，橋梁在此段分數間中的任意時間點可以進行橋梁維修。

2.橋梁之構件 Ici 值初始設定值為一百分，橋梁在未經使用前，其構件 Ici 值為滿分即為(A 點)，伴隨著時間增加，因為橋梁尚未維護的關係，構件 Ici 值不斷降低，若始終不進行維護，則橋梁構件 Ici 值將低於維修門檻(B 點)，在此時橋梁可能嚴重影響到用路人之人身安全，因此在最佳化求解過程中，構件 Ici 值必須維持在門檻值以上。若現在有一維護策略於橋齡 30 年時發生(C 點)，則橋梁健康程度將提升至 100 分(D 點)。

3.橋梁每次經過維修後，構件 ICI 值能提升回 100 分，但耐震與耐洪能力僅能恢復至原橋梁強度之 90%。

4.影響橋梁劣化的因素如：橋梁地理位置、日常車流量及結構型式等，並不會因為橋梁維修而改變，因此本研究假設橋梁的劣化斜率與維修前相同。

5.在此假設維修策略之金額將不大於該座橋梁之重建成本(最佳化模式是以本年度為基準應用現值法求出，並考慮營建物價每年以 2.8% 之利率上漲)，如果橋梁維修金額過高，則維護效益不大，則以拆除重建為優先考量。

本研究計畫希望能在有限的維護經費中，提出橋梁維修策略提高橋梁構件 ICI 值，因此希望透過最佳化搜尋找出在不同門檻值所對應之維修策略。本研究設定 16 種橋梁維修門檻，其 CI 值分別為 75 分、76 分、77 分、78 分、79 分、80 分、81 分、82 分、83 分、84 分、85 分、86 分、87 分、88 分、89 分、90 分。在此以公路總局鋼筋混凝土橋梁為對象，比較各門檻下的橋梁維修成本，進而建議橋梁於風險考量下之維修策略。因公路總局所管理橋梁所在位置、興建年限與使用條件不同等，故各橋梁發展出維修策略也不同。本研究希望達到最佳之橋梁維修成本與橋梁損害風險成本組合如圖 2.28，達到橋梁風險總成本最小化。最後能根據組合之結果，找出最佳維修策略之橋梁維修成本。

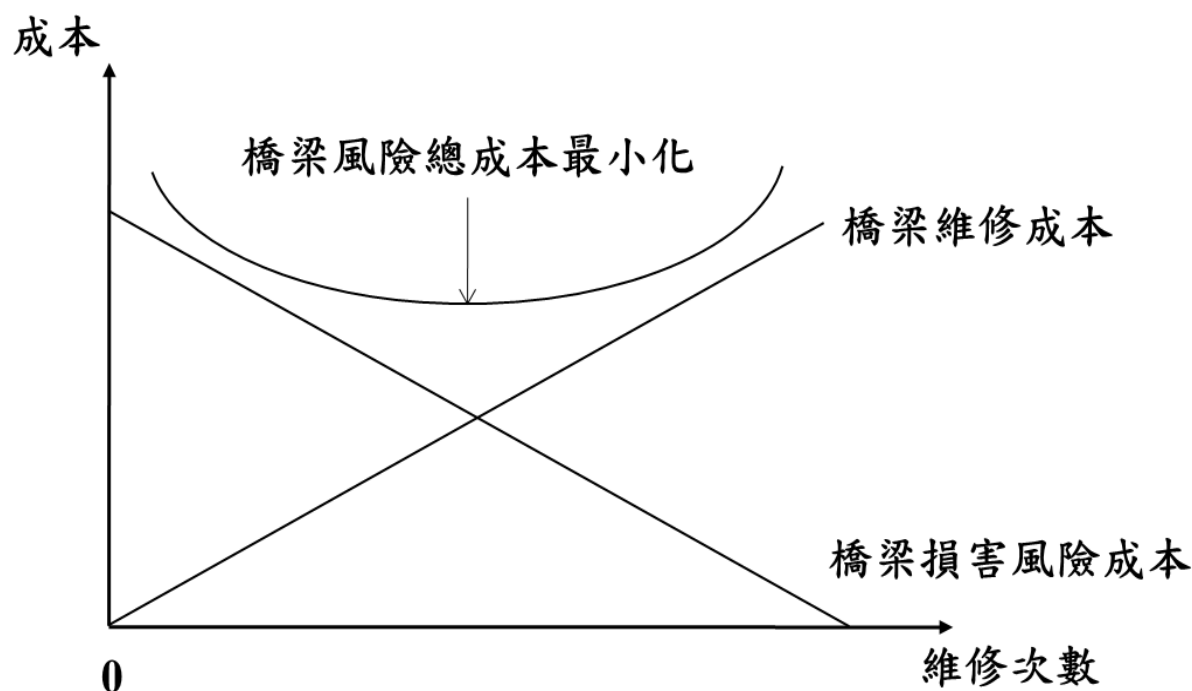


圖 2.28 單橋維修策略最佳化示意圖

2.2 確認災害橋梁巡檢路線規劃模式

根據文獻[顏上堯等, 2015]所提出於檢測類別可分為定期檢測與特別檢測，定期檢測之目的為透過定時對橋梁構件實施檢測，能早期發現構件劣化程度並評估橋梁功能損傷及其原因，以掌握橋梁結構安全；特別檢測則針對因天災（如颱風、豪雨、地震等）或人為破壞（如火災、車輛撞損等）等因素所引起之災害，導致可能損傷橋梁結構所作之檢查。檢測之執行方法為檢測小組搭乘車輛至各橋梁檢測點檢查，直至轄區內的橋梁均被檢測完畢為止。而目前檢測作業之排程，主要由橋梁管養單位之決策者以人工指派方式決定，此作法雖簡易可行，但當轄區內需檢測之橋梁數量眾多時，此作法不但效率不佳，更可能造成人力、經費與資源之浪費，由此可知人工指派缺乏整體系統性的分析與規劃，無法有效地處理龐大的橋梁定期檢測作業排程。本章節所建置之災害橋梁巡檢路線規劃模式，將於地震事件發生後，由系統公布各橋梁震度等級與通行失敗機率，並同時提供巡檢小組適宜(最短巡檢路徑)之巡檢路線作為參考。

2.2.1 確認災後橋梁巡檢路線規劃模式考量因子

因此此階段將找出規劃災後橋梁巡檢路線時所需考量之因子，根據過去公路總局委託計畫報告與文獻回顧，將初步歸納為：需要巡檢橋梁之數量、橋梁重要性排序(橋梁重要等級)、橋梁的損壞機率(通行失敗機率)、車輛旅行時間、區域內可用之檢測人員(巡檢組數)數量、檢測人員檢測時間之限制等。

其中橋梁重要性排序部分將參考公路總局委託國立中央大學計畫「橋梁重要程度等級之建立」報告[蔣偉寧等，2004]第五章中，橋梁重要等級評定方法之定義，依據以下原則進行重要等級評定：

- 1.完整考量影響橋梁重要程度之重要因素。
- 2.配合全國橋梁管理系統資料庫。
- 3.資料收集之可行性。
- 4.簡單易用。
- 5.能區分橋梁之重要程度。

在此計畫中以AHP層級分析法決定各因子間權重，並擬定橋梁重要性等級評定架構，如圖2.29所示。

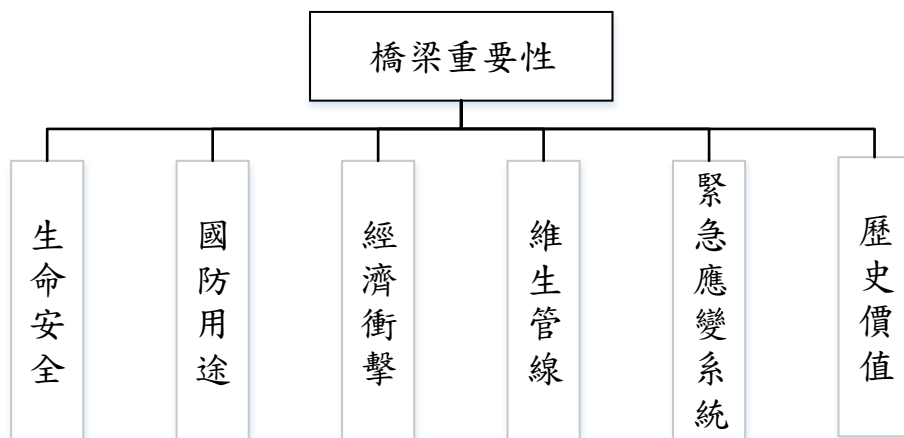


圖 2.29 橋梁重要性指標層級圖[蔣偉寧等，2004]

而在圖2.29中各關鍵因子下層定義了計算方法與權重，如表2-27所示，後續計算橋梁重要程度將參考表2-27計算方法，並代入TBMS中橋

梁基本資料對應欄位資料，另外考量TBMS系統中並無紀錄緊急應變系統、歷史價值兩項因子，因此將排除這兩項因子對橋梁重要性之影響。

表 2-27 橋梁重要因素表[蔣偉寧等，2004]

重要因素	關鍵因素	分數等級	權重
生命安全 (0.34)	橋上交通量(U_{TC}) (0.65)	$0 \leq 1 - \frac{(ADT_{Carry} - 28000)^2}{784 \times 10^6} \leq 1$	0.22
	橋下交通量(U_{TU}) (0.13)	$0 \leq 1 - \frac{(ADT_{under} - 28000)^2}{784 \times 10^6} \leq 1$ 跨越鐵路(1.0)；其它為(0.0)	0.04
	橋長(U_L) (0.22)	$0 \leq \frac{L}{200} \leq 1$	0.08
經濟衝擊 (0.38)	橋上交通量(U_{TC}) (0.06)	$0 \leq 1 - \frac{(ADT - 28000)^2}{784 \times 10^6} \leq 1$	0.02
	道路等級(U_{RT}) (0.32)	國道 (1.0) 省道 (0.75) 縣道 (0.5) 鄉鎮道路 (0.25) 產業道路 (0)	0.12
	改道長度(U_{DL}) (0.35)	15 公里以上 (1.0) 5 公里以上 15 公里以下 (0.5) 5 公里以下 (0.2)	0.13
	橋長(U_L) (0.27)	$0 \leq \frac{L}{200} \leq 1$	0.11
維生管線 (0.04)	維生管線(U_{UT}) (1.0)	無 (0) 橋梁上附掛一種維生管線 (0.5) 橋梁上附掛二種維生管線 (1.0)	0.04
緊急應變系統 (0.16)	緊急應變系統(U_{ER}) (1.0)	無(0) 位於救災系統或緊急醫療系統中 (1.0)	0.16
歷史價值 (0.08)	工程技術唯一性(U_U) (0.5)	橋梁工程技術具唯一性 (1.0) 橋梁工程技術不具唯一性 (0)	0.04
	古蹟(U_H) (0.5)	此橋梁為古蹟 (1.0) 此橋梁為非古蹟 (0)	0.04

2.2.2 初擬災後橋梁巡檢路線規劃模式

(1) 模式基本假設

為了符合公路總局在災害後考量橋梁重要度與巡檢路線最佳化之需求，需界定模式使用上之限制，初步擬定以下基本假設。

a.橋梁相關資料已建置

在 TBMS 系統中可查詢橋梁的基本資料，如經緯度座標、公路管理單位，可作為橋梁所在地點與路線參考資料。橋梁的尺寸資料，如橋長、橋寬等，可作為估算巡檢時間之參考資料等。另外可取得計算橋梁重要性之因子，如車流量、橋長等。

b.橋梁特別檢測作業期程為震後期間之可工作時數

實務上，必須於「中央氣象局」報告內震度達五級地區，於五小時內掌握橋梁初步受災及通阻情形。

c.巡檢出發點為工務段

所有檢測小組在任務開始第一時間於工務段出發，檢測作業會不間斷持續執行，因此檢測小組需在每次結束的檢測點至下個檢測點。。

d.車輛行駛速度採用道路速限，並不考慮特殊交通事故

巡檢車輛的行駛速度採用平均速度，為一固定值，因此兩個檢測地點所需旅行時間亦為平均旅行時間，其他影響旅行時間之因素，暫不考量，例如路途中間的突發車禍事故等。

e.橋梁重要性為相對值，並非絕對值

本模式中所考量之橋梁重要性定義:該工務段巡檢橋梁清單中，以如車流量、地震後損壞機率等重要性因子，計算各橋梁間之相對重要性程度。

(2) 目標方程式

過去之文獻在面對橋梁巡檢作業時，因為其情境為平時巡檢作業，

因此不需要考量不同橋梁在地震災害後之可能損壞程度與機率，所以在擬定目標方程式時，多以最小化巡檢成本為目標。而本計畫將同時考量橋梁重要度(橋梁之流量與損壞機率)及最小巡檢成本(旅運距離)之多目標問題，進而初步擬訂本計畫之目標方程式。本計畫在考慮巡檢人員之需求下，訂定以下三個目標方程式，分別為 1.以總旅運距離(D)最小為目標(式 2.23)；2.以優先巡檢高通行失敗機率(P)之橋梁為目標(式 2.24)；3.以優先巡檢高重要性(W)之橋梁為目標(式 2.25)。目標函數分述如下：

$$\text{Min } D = \sum_{k=1}^m \sum_{i=0}^n \sum_{j=1}^n d_{ij}^k \times F_{ij}^k \quad (2.23)$$

$$\text{Min } P = \sum_{k=1}^m \sum_{i=1}^n p_i^k \times r_i^k, r^k = \{a_1, a_2 \dots a_n\} \quad (2.24)$$

$$a_i = \begin{cases} 0, & \text{第}i\text{座橋未巡檢} \\ 1 \sim n, & \text{第}i\text{座橋的巡檢順序} \end{cases}$$

$$\text{Min } W = \sum_{k=1}^m \sum_{i=1}^n w_i^k \times r_i^k, r^k = \{a_1, a_2 \dots a_n\} \quad (2.25)$$

$$a_i = \begin{cases} 0, & \text{第}i\text{座橋未巡檢} \\ 1 \sim n, & \text{第}i\text{座橋的巡檢順序} \end{cases}$$

其中：

n = 此次規劃巡檢共 n 座橋

m = 此次規劃共有 m 組檢測組

$i = 0$ ，當出發點為工務段

或 $i = 1 \sim n$ ，從第 $1 \sim n$ 座橋出發

$j = 1 \sim n$ ，到達第 $1 \sim n$ 座橋

$k = 1 \sim m$ 檢測組

d_{ij}^k = 第 k 組巡檢小組從第 i 座橋出發至 j 座橋之旅運距離

F_{ij}^k = 第 k 組從第 i 座橋出發至第 j 座橋在第 j 座橋之巡檢次數

p_i^k = 第 k 組巡檢小組檢測第 i 座橋之通行失敗機率

w_i^k = 第 k 組巡檢小組，所檢測第 i 座橋之重要度

r_i^k = 第 k 組巡檢小組，所檢測第 i 座橋之檢測順序

(3) 限制式

另外除了上述的目標式，為了符合公路總局公路養護手冊中特別巡檢之規定，工務段指配之人員應於天災或人為事故發生後，於 5 小時內回報工務段所能掌握之轄內橋梁初步受災及通阻情形。因此根據上述需求，分別設計兩個限制式:1.每座橋梁僅檢測一次(式 2.26)；2.各組巡檢時間需小於 5 小時(式 2.27)。分述如下:

$$\sum_{k=1}^m \sum_{i=0}^n F_{ij}^k = 1, j \in n \quad (2.26)$$

$$\sum_{i=0}^n \sum_{j=1}^n d_{ij}^k \times F_{ij}^k \div V \leq 5(hr), k \in m \quad (2.27)$$

其中:

d_{ij}^k = 第 k 組巡檢小組從第 i 座橋出發至 j 座橋之旅運距離

F_{ij}^k = 第 k 組從第 i 座橋出發至第 j 座橋在第 j 座橋之巡檢次數

V = 預設平均時速 60(km/hr)

(4) 最佳化方法

現今的啟發式演算法通常是模擬自然界生物的現象，例如蜂群演算法 ABC(Artificial Bee Colony)模擬蜜蜂成群地覓食特性；遺傳算法

GA(Genetic Algorithm) 模擬自然進化的過程，粒子群優化算法 PSO(Particle Swarm Optimization) 模擬動物群聚行為。而生物共生搜尋演算法 SOS 模擬生物體間的交互共生作用做配對，用於搜索生物體間最合適的交互共生作用關係，SOS 演算法主要的特點是可以解決空間維度連續數值的最佳化搜尋。

本計畫使用之生物共生搜尋演算法 (SOS)，其靈感來自自然生態系統中生物之間的互動模式，SOS 主要使用三種計算策略分別為互利共生、片利共生和寄生，以模擬自然生態的共生模式。另外 SOS 演算法的三個階段在操作上是容易的，只需要用簡單的數學運算法則。此外，相較於同類演算法，SOS 不使用微調的參數，並提高了性能的穩定性，即使比同類算法使用較少的控制參數，還能夠解決各種數值最佳化之問題，其在尋優與運算時間表現均優於目前被廣為應用之基因演算法 (Genetic Algorithms, GA) 與粒子群演算法 (Particle Swarm Optimization, PSO)。而針對多目標問題所衍生之搜尋演算法即為 MO-SOS (Multi-Objective SOS, MO-SOS)，其執行流程如圖 2.30 所示，以下以一個假設事件按步驟進行說明：

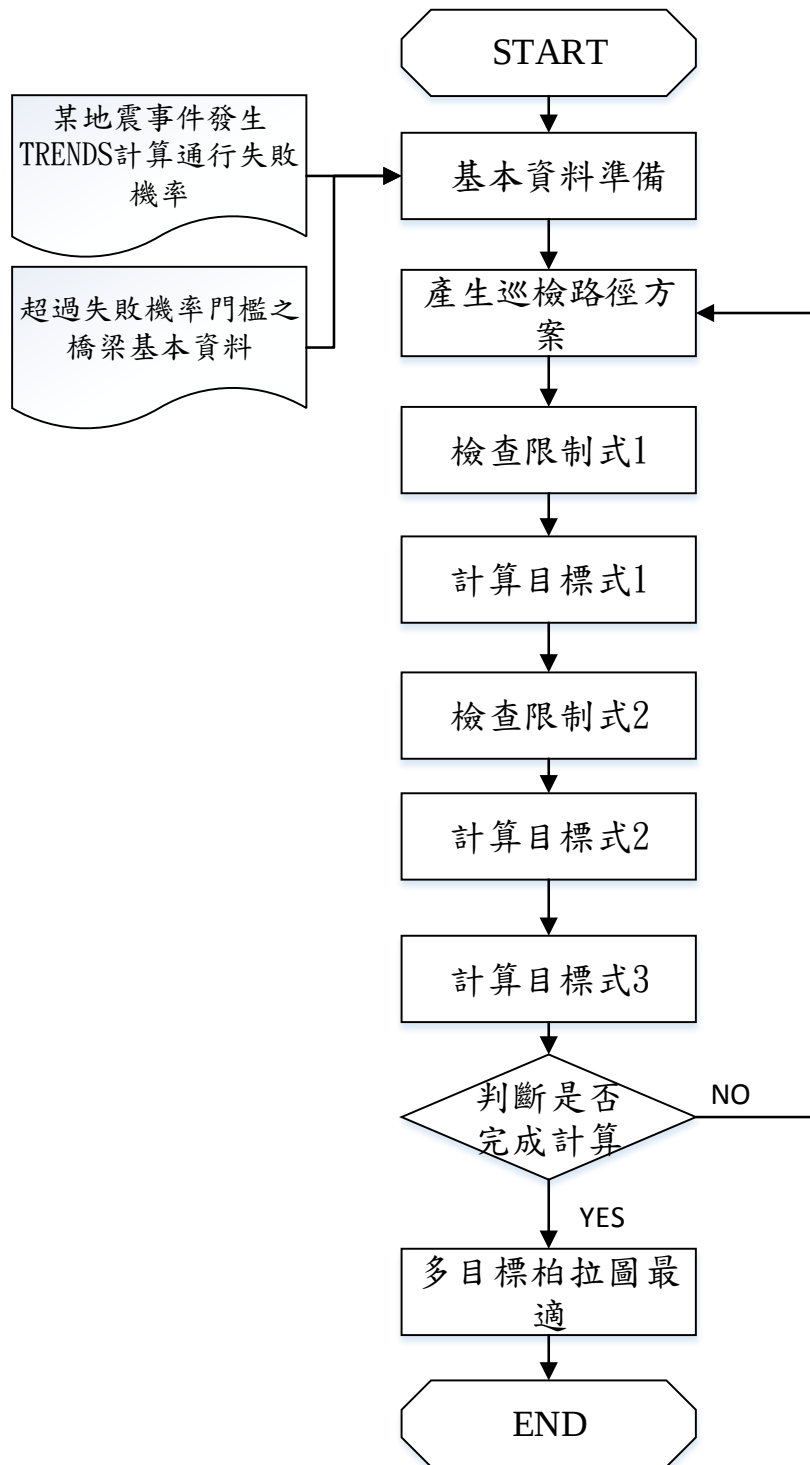


圖 2.30 MO-SOS 多目標路徑規劃流程

以下先以一個假設事件進行模擬，某一地震事件發生，某一工務段轄區內橋梁，其通行失敗機率大於 A_y 對應門檻值共有六座($n=6$)，且此

轄區配兩組巡檢人員進行特別巡檢($m=2$)。

Step 1 基本資料準備：

各橋梁假設之基本資料如表 2-28 所示，而各點間之距離先以 Google Map API 計算求得，如表 2-29:

表 2-28 橋梁基本資料

橋梁代號	A	B	C	D	E	F
橋梁重要度	12.17	15.89	12.17	13.69	12.01	12.64
通行失敗機率	75%	80%	60%	50%	70%	85%
Ay 對應通行失敗機率	65%	75%	45%	40%	68%	70%

表 2-29 兩點間距離矩陣表(單位:km)

起 \ 迄	O	A	B	C	D	E	F
O	0	500	900	8800	13100	13000	20800
A	500	0	500	9300	12600	13500	21300
B	900	500	0	9800	12100	14000	21800
C	8800	9300	9800	0	21900	4200	12000
D	12600	12600	12100	21900	0	26100	33900
E	13000	13500	14000	4200	26100	0	7800
F	20800	21300	21800	12000	33900	7800	0

Step 2 產生巡檢路徑方案：

將由 MO-SOS 分別針對兩組巡檢小組產生第一批的巡檢順序組合，
 $G_{1,1} = (O, A, B, C)$ $G_{2,1} = (O, D, E, F)$ 。

其中：

O: 由工務段出發。

$G_{k,x}$ = MO-SOS 產生之第 k 個巡檢組的第 x 批順序

由於分配給第一個巡檢小組的檢測順序為 $G_{1,1} = (O, A, B, C)$ ，由工務段出發至 A 橋、B 橋、C 橋，將此順序填入下表檢測矩陣表(表 2-30)中，其中垂直向為起點，水平向為迄點，因此 $O \rightarrow A$ ，在起點 O 迄點 A 欄位填入 1，其他依此類推填入 1，而未到達之橋梁欄位保持 0。

表 2-30 第 1 組檢測矩陣表

起 迄	A	B	C	D	E	F
O	1	0	0	0	0	0
A	0	1	0	0	0	0
B	0	0	1	0	0	0
C	0	0	0	0	0	0
D	0	0	0	0	0	0
E	0	0	0	0	0	0
F	0	0	0	0	0	0

同樣分配給第二個巡檢小組的檢測順序為 $G_{2,1} = (O, D, E, F)$ ，由工務段出發至 D 橋、E 橋、F 橋，將此順序填入下表檢測矩陣表(表 2-31)中。

表 2-31 第 2 組檢測矩陣表

起 迄	A	B	C	D	E	F
O	0	0	0	1	0	0
A	0	0	0	0	0	0

B	0	0	0	0	0	0
C	0	0	0	0	0	0
D	0	0	0	0	1	0
E	0	0	0	0	0	1
F	0	0	0	0	0	0

Step 3 檢查限制式1:

首先可先檢驗此檢測方案是否符合限制式 1(式 2.22)。將第 1 組與第 2 組的各橋梁巡檢次數加總，可以發現每座橋至少被巡檢一次，且不超過一次，符合限制式 1 之需求。

Step 4 計算目標式1:

接著就可以根據此檢測方案進行目標式之計算，其中目標式 1 (式 2.22) 中，第 1 組之旅運距離為:

$$d_{0,1}^1 \times F_{0,1}^1 = 500 \times 1$$

$$d_{1,2}^1 \times F_{1,2}^1 = 500 \times 1$$

$$d_{2,3}^1 \times F_{2,3}^1 = 9800 \times 1$$

因為其餘橋梁未在第 1 組巡檢順序表內， F_{nn}^k 為 0。同樣概念計算第 2 組之旅運距離:

$$d_{04}^2 \times F_{04}^2 = 13100 \times 1$$

$$d_{45}^2 \times F_{45}^2 = 26100 \times 1$$

$$d_{56}^2 \times F_{56}^2 = 7800 \times 1$$

因此在此次檢測方案中，總旅運距離 $D=10,800+47,000=57,800(m)$ 。

Step 5 檢查限制式2:

而有各組之旅運距離後，也同時要驗證是否符合限制式 2(式 2.23)。

將兩組的旅運距離 10.8(km)與 47(km)除以平均時速 60(km/hr)，可發現兩組檢測小組皆可以在規定 5 小時內巡檢完成。

Step 6 計算目標式2:

接著計算目標式 2 (式 2.23) 中，第 1 組之檢測順序為(O A B C)，依此代入式 2.23 中，可先得到 $r^1 = [1, 2, 3, 0, 0, 0]$ ，再分別乘以該橋梁之通行失敗機率， $p_1^1 \times r_1^1 = 75 \times 1, p_2^1 \times r_2^1 = 80 \times 2, p_3^1 \times r_3^1 = 60 \times 3 \dots$ 。同樣第 2 組可得到 $p_3^2 \times r_3^2 = 50 \times 1, p_5^2 \times r_5^2 = 70 \times 2, p_6^2 \times r_6^2 = 85 \times 3 \dots$ 。加總後可得到 $P = (75 + 160 + 180) + (50 + 140 + 255) = 860$ 。

Step 7 計算目標式3:

同樣可計算目標式 3，第 1 組： $w_1^1 \times r_1^1 = 12.17 \times 1, w_2^1 \times r_2^1 = 15.89 \times 2, w_3^1 \times r_3^1 = 12.17 \times 3 \dots$ 。第 2 組： $w_4^2 \times r_4^2 = 13.69 \times 1, w_5^2 \times r_5^2 = 12.01 \times 2, w_6^2 \times r_6^2 = 12.64 \times 3 \dots$ 。加總得到 $W = (12.17 + 31.78 + 36.51) + (13.69 + 24.02 + 37.92) = 156.09$ 。

Step 8 判斷是否完成計算:

在 MO-SOS 中將重複 Step2~Step7 之步驟，並產生與紀錄許多可行解方案。如果達到 MO-SOS 所設定之計算次數，將跳出迴圈進入步驟 9。

Step 9 多目標柏拉圖最適:

將 Step8 中所產生各可行解方案繪製於三維度之圖形(圖 2.31)中，三個維度分別為旅運距離(D)、通行失敗機率(P)、橋梁重要度(W)，接著可使用效率前緣方法，求取在滿足三個目標下，最適宜的方案。

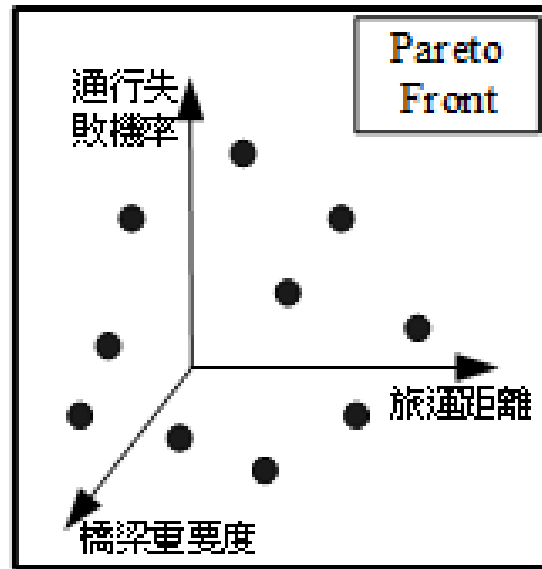


圖 2.31 多目標柏拉圖最適示意圖

第三章 橋梁耐震能力評估

3.1 分析案例簡介

本分析案例橋梁總長3045公尺直線橋，橋寬13公尺，上部結構為87跨，每跨含5支PCI梁，下部結構由單柱式長圓形橋墩及樁基礎組成，採用20m深之沉箱基礎，墩柱高度為10.5m，橋台及橋墩柱編號由左而右依序為A1、P1~P86、A2，本案例取P5-P8單元分析。各橋墩(台)行車方向支承邊界條件由左而右依序為 /M、F/F、F/F、M/（橋墩頂左側支承 / 橋墩頂右側支承；M為可動式支承、F為固定式）。

本橋梁下部結構，混凝土、主筋與箍筋/繫筋強度分別為 210、2800 與 2800 kgf/cm²，橋墩柱 P5~P8 立面、斷面及配筋，如圖 3.1 所示。

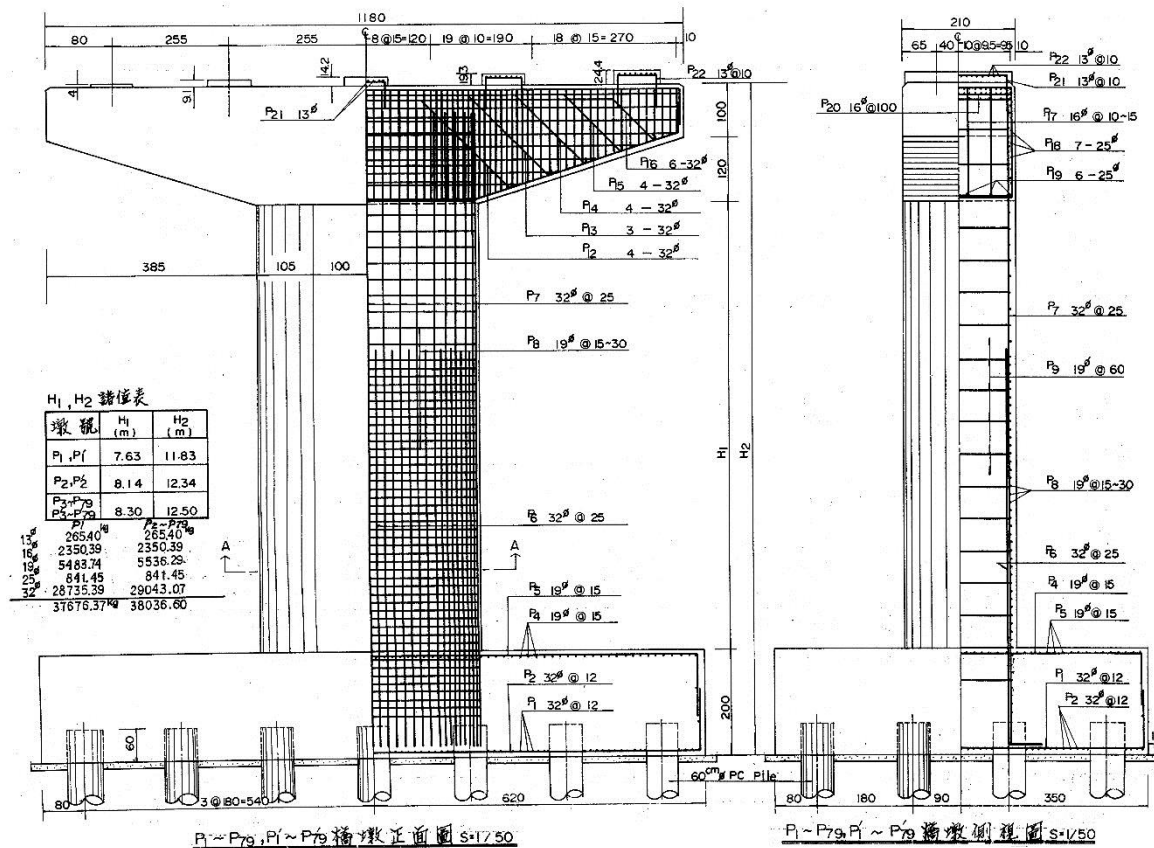


圖 3.1 橋墩柱 P1~P79 立面、斷面及配筋圖

3.2 工址之地盤分類

用於決定工址地盤放大係數之地盤分類，除台北盆地區域外，餘依工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30} 決定之。 $V_{S30} \geq 270$ m/s 者為第一類地盤； $180 \text{ m/s} \leq V_{S30} < 270 \text{ m/s}$ 者，為第二類地盤； $V_{S30} < 180 \text{ m/s}$ 者，為第三類地盤。

工址地表面下30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30} 依下列公式計算：

$$V_{S30} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n d_i/V_{si}} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n d_i/V_{si}}$$

其中， d_i 為第 i 層土層之厚度(m)。 V_{si} 為第 i 層土層之平均剪力波速(m/s)，可使用實際量測值，或依下列經驗公式計算：

粘性土層：

$$V_{si} = \begin{cases} 100N_i^{1/3}, & 2 \leq N_i \leq 25 \\ 120q_u^{0.36}, & 2 > N_i \end{cases}$$

砂質土層：

$$V_{si} = 80N_i^{1/3}, 1 \leq N_i \leq 50$$

其中， q_u 為黏性土壤單軸壓縮強度(kgf/cm²)， N_i 為由標準貫入試驗所得之第 i 層土層之平均 N 值。

本橋梁工址依地質鑽探報告，土層屬第二類地盤。

3.3 工址之地震需求

設計規範：76 年版

本橋梁工址位於彰化縣溪州鄉，第二類地盤，無鄰近之斷層，震區短週期之設計地震水平譜加速度係數 $S_s^D = 0.7$ ，震區一秒週期之設計地

震水平譜加速度係數 $S_1^D = 0.4$ ，加速度反應譜在等加速度段工址放大係數 $F_a = 1.0$ ，等速度段之工址放大係數 $F_v = 1.3$ ，反應譜等加速度段之斷層近域調整因子 $N_a = 1.0$ ，反應譜等速度段之斷層近域調整因子 $N_v = 1.0$ 。

$$S_{DS} = F_a (S_1^D \times N_a) = 0.7$$

$$0.4 S_{DS} = 0.28$$

$$S_{D1} = F_v (S_1^D \times N_v) = 0.52$$

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.743 \text{ 秒}$$

中度地震下之水平譜加速度係數為

$$0.4 S_{DS} / 3.25 = 0.086g$$

設計地震下之水平譜加速度係數為

$$0.4 S_{DS} = 0.28g$$

3.4 載重計算

$$\text{AC 面層 } 13 \times 0.05 \times 2.4 = 1.56t/m$$

$$\text{欄杆(單邊) } 0.6t/m$$

$$\text{公共設施重量 } 0.4t/m$$

梁上均佈載重

$$(1.56 + 0.4) / 13 \times 2.55 = 0.384t/m (\text{間距為 } 2.55m)$$

$$(1.56 + 0.4) / 13 \times \left(\frac{2.55}{2} + 1.4\right) + 0.6 = 1.0t/m (\text{二側有欄杆處})$$

鄰跨載重 674 分佈於梁上

$$\text{中間 3 支承 } 69.54t (\text{間距為 } 2.55m)$$

二側 2 支承 67.4t

載重分佈如圖 3.2 所示。

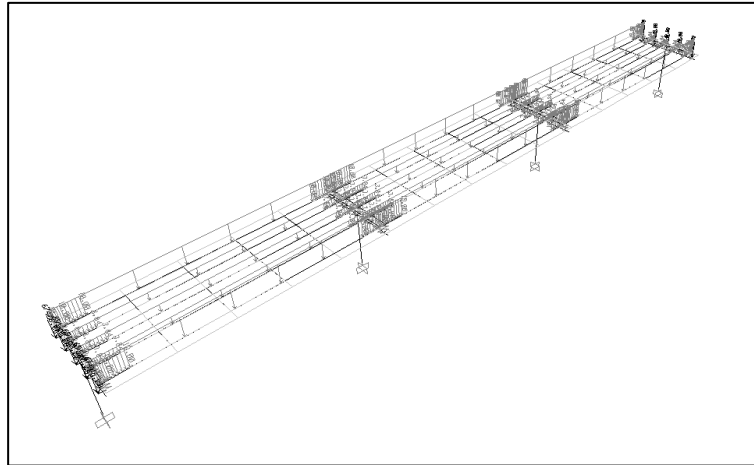


圖 3.2 載重分佈圖

3.5 材料劣化評估

一般而言，結構物受到環境影響其材料可能受到劣化損化，而台灣屬於副熱帶海島氣候，四面環海加上颱風侵襲，所以鋼筋混凝土發生之材料劣化現象甚為嚴重(例如:中性化、鹽害等)，主要原因為鋼筋銹蝕，造成鋼筋斷面積減少並生成氧化物在表面(腐蝕膨脹)，斷面強度降低，耐久性減少，混凝土保護層(無圍束區)強度脆化，鋼筋握裹力降低，由於材料劣化原因複雜，本研究針對材料劣化對鋼筋混凝土力學性質較具影響之因素(如下)進行評估:

- (1)鋼筋腐蝕與服務年限之關係
- (2)鋼筋腐蝕對混凝土保護層之影響
- (3)鋼筋腐蝕對鋼筋混凝土圍束區域之影響
- (4)鋼筋腐蝕對鋼筋力學行為之影響
- (5)鋼筋腐蝕對鋼筋握裹力之影響

3.5.1 環境參數

本案例橋梁位於彰化縣，其至海洋之距離約為 29.16 公里。於此分析所使用之參數，係根據中央氣象局所提供之資訊。參數值如表 3-1。

表3-1 環境參數

環境參數			
定義	代號	數值	單位
水灰比	w/c	0.55	-
距海洋之距離	d _{so}	29.16	km
風速	w _s	2	m/s
風鹽比(Wind salt ratio)	w _r	0.3	-
基於台灣規範氯的上限值	C _{limit}	0.3	-

3.5.2 腐蝕

鋼筋腐蝕不只對本身鋼材強度減弱也會導致混凝土劣化，所以鋼筋腐蝕被認為是減弱橋墩強度的參數之一。腐蝕之發生有兩個主要因素：中性化和氯化物的滲透。當氯的濃度隨著時間超過規定的限制 Cr 時，便開始腐蝕。台灣規範之 Cr 值為 0.3。擴散係數 Dc 以及表面氯離子濃度 Cs 之資訊可以決定腐蝕何時開始。由氯化物所導致之腐蝕，本計畫係根據 Choe et al (2008) 所提出之方法，而中性化所導致之腐蝕，係根據 Chiu (2011) 所提出之方法。對於計算氯化物部分，如下所述：

$$D_C = 10^{[-6.77 \times (w/c)^2 + (10.1 \times w/c) - 3.14]} \dots\dots\dots (3.1)$$

$$C_S = 1.5 \times [1.29 w_r \times (w_s^{0.386}) \times (d_{so}^{-0.9526})]^{0.4} \dots\dots\dots (3.2)$$

$$C_{(x,y)} = C_S \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_C \times t}} \right) \right] \dots\dots\dots (3.3)$$

其中：

w/c :水灰比; w_r :風鹽比; w_s :風速; d_{so} :至海洋最短距離; t :服務年限

混凝土中性化所導致鋼筋腐蝕造成斷面積損失計算可分為兩階段，分別敘述如下：

第一階段:在混凝土開始因為中性化造成鋼筋腐蝕的時候(Δr_{cr1})，直徑每年以 $3 \times 10^{-3} \text{ mm}$ ($3 \times 10^{-3} \text{ mm/year}$) 減少。

第二階段:服務年限大於 Δr_{cr2} ，鋼筋直徑每年以 $7 \times 10^{-3} \text{ mm}$ ($7 \times 10^{-3} \text{ mm/year}$) 減少。

本研究使用台灣科技大學邱建國教授所建立之混凝土中性化計算程式，輸入天候環境、鋼筋尺寸、保護層等影響腐蝕之因素，求得服務年限一千年之內所對應鋼筋腐蝕狀況，並找到第一階段與第二階段所分界之服務年限(Δr_{cr1} 、 Δr_{cr2})。

橋墩的部分有縱向和橫向鋼筋，對於中性化部分的計算程式設置，如圖3.3至3.4所示。

input		output	
地區	彰化	中性化速度係數 $A(\text{cm}/\sqrt{\text{年}})$	0.316
材齡(年)	23	開始腐蝕時間 (year)	111年
平均溫度 $^{\circ}\text{C}$	23.3	開始腐蝕時中 性化深度(cm)	3.32
平均相對濕 度(%)	75.6	開始腐蝕時 腐蝕速率(%)	1.07
中性化深度變異 係數(建議值)	0.4588	執行按鍵 ☐ 100年 ☐ 50年 計算 清除	
保護層厚度變異 係數(建議值)	0.2		
水灰比(0.55)	0.55	鋼筋強度折減係數 楊氏係數折減=1.00 降伏強度折減=1.00 應變硬化強度折減=1.00 極限強度折減=1.00 極限應變折減=1.00	
鋼筋直徑(mm)	32		
保護層厚度 (mm)	100		
海岸距離(km)	29.16		
中性化殘餘深 度(mm)	10		
規範機率(%)規 範為10%	10		

圖 3.3 橋墩縱向鋼筋中性化開始時間之計算

input		output	
地區	彰化	中性化速度係數 A (cm/年)	0.316
材齡(年)	23	開始腐蝕時間(year)	111年
平均溫度 $^{\circ}C$	23.3	開始腐蝕時中性化深度(cm)	3.32
平均相對濕度(%)	75.6	開始腐蝕時腐蝕速率(%)	1.29
中性化深度變異係數(建議值)	0.4588	執行按鍵	☐ 100年 ☐ 50年
保護層厚度變異係數(建議值)	0.2	計算	清除
水灰比(0.55)	0.55	鋼筋強度折減係數	
鋼筋直徑(mm)	19	楊氏係數折減=1.00 降伏強度折減=1.00 應變硬化強度折減=1.00 極限強度折減=1.00 極限應變折減=1.00	
保護層厚度(mm)	100		
海岸距離(km)	29.16		
中性化殘餘深度(mm)	10		
規範速率(%)規範為10%	10		

圖 3.4 橋墩橫向鋼筋中性化開始時間之計算

對於中性化開始時間，可以發現對於橋墩內部之縱向及橫向鋼筋需要111年才會開始腐蝕。

氯化物滲透主要根據兩種因素:橋梁結構至海洋的最小距離以及風速。橋梁位於距海洋29.16公里處，而其平均風速約2 m/s。因為距海洋之距離較遠且風速很小，氯離子的滲透不會達到0.3，表示橋梁之腐蝕主要由中性化所控制。表3-2顯示腐蝕計算之資料及結果。

表3-2 橋墩之腐蝕

腐蝕之性質(橋墩)			
定義	代號	數值	單位
水灰比	w/c	0.55	-
距海洋之距離	d_{so}	29.16	km
風速	w_s	2	m/s
風鹽比	w_r	0.3	-

擴散係數	D_c	2.328493	-
表面氯離子濃度	C_s	0.225959	-
縱向鋼筋直徑	d_{bl}	32	mm
縱向鋼筋最外圍至斷面最外圍之距離	C_{bl}	10	cm
橫向鋼筋直徑	d_{bt}	19	mm
橫向鋼筋最外圍至斷面最外圍之距離	C_{bt}	10	cm
台灣規範之氯離子限制	C_{limit}	0.3	-
縱向鋼筋開始腐蝕之時間	T_{corr_longt}	UNL	year
橫向鋼筋開始腐蝕之時間	T_{corr_trans}	UNL	year
縱向鋼筋中性化開始之時間	T_{cl}	111	year
橫向鋼筋中性化開始之時間	T_{ct}	111	year
縱向鋼筋階段 2 中性化時間	Δr_2	55	year
橫向鋼筋階段 2 中性化時間	Δr_2	92	year

3.5.3 鋼筋之力學性質

腐蝕使得鋼筋所提供的強度減弱，如果發生腐蝕，鋼筋之所提供的應力只由未腐蝕的部分所提供。鋼筋腐蝕發生前之性質，如表3-3所示。

表3-3 鋼筋腐蝕前之性質

腐蝕前			
降伏應力	f_y	274.6	MPa
極限應力	f_u	420	MPa
彈性模數	E_s	200000	Mpa
開始應變硬化	ϵ_{sh}	0.02	—
極限應變	ϵ_{su}	0.2	—
降伏應變	ϵ_y	0.00137	—

透過(3.4)式可以得到鋼筋應力和應變之間的關係，表3-4描述腐蝕後鋼筋力學性質之腐蝕函數方程式(Yamamoto, 2006)，其中 Δw 為腐蝕百分比，而 $\delta_s, \sigma_{sy}, \sigma_{su}, E_{ss}$ 皆是初始條件下相應之參數。

$$f_s = f_y \left[\frac{f_u}{f_y} - \left(\frac{f_u - f_y}{f_y} \right) \times \left(\frac{\epsilon_u - \epsilon_s}{\epsilon_u - \epsilon_{sh}} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (3.4)$$

表3-4 腐蝕後鋼筋力學性質之腐蝕函數

腐蝕型式	機械性質	方程式
點腐蝕 Pitting corrosion	降伏應力	$\sigma_{cy} = (1 - 1.98(\Delta w/100))\sigma_{sy}$
	極限應力	$\sigma_{cu} = (1 - 1.57(\Delta w/100))\sigma_{su}$
	彈性模數	$E_{cs} = (1 - 1.15(\Delta w/100))E_{ss}$
	伸長量	$\delta_c = (1 - 2.59(\Delta w/100))\delta_s$

除了因腐蝕所至之劣化，本計畫亦考量握裹滑移所致之劣化。用於計算握裹滑移效應之方程式(CEB FIP, 1990)，列於式(3.5)至式(3.12)，而

握裹滑移之應力應變關係，如圖3.5所示。由腐蝕效應所致劣化之結果，如圖3.6所示，其結果顯示出腐蝕使得鋼材之降伏應力變小、應變變大。合併由腐蝕以及握裹滑移影響劣化之結果，如圖3.7所示。當腐蝕發生時，混凝土以及變形鋼筋之間的握裹力變的光滑，鬆動其黏著效應。因此，必須結合握裹滑移與腐蝕之影響來描述劣化之行為。於此分析中，透過來修正因子 Φ 來考量握裹產生之劣化，可透過式(3.12)來計算。

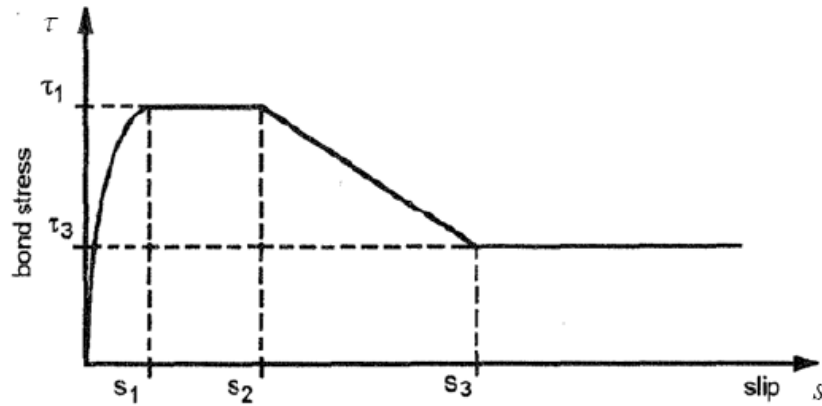


圖 3.5 握裹滑移之應力應變關係

$$\tau_{max} = \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots (3.5)$$

$$\tau_f = 0.15 \tau_{max} \dots\dots\dots (3.6)$$

$$L_{d1} = \frac{f_s \times d_b}{4\tau_{max}} \dots\dots\dots (3.7)$$

$$L_{d2} = \frac{(f_s - f_y)d_b}{4\tau_f} \dots\dots\dots (3.8)$$

$$S_E = \epsilon_s(L_{d1}), \text{ when } \epsilon_s \leq \epsilon_y \dots\dots\dots (3.9)$$

$$S_E = \epsilon_y(L_{d1}) + (\epsilon_s - \epsilon_y)L_{d2}, \text{ when } \epsilon_s > \epsilon_y \dots\dots\dots (3.10)$$

$$L_{eu} = \frac{S_E}{\epsilon_s} \dots\dots\dots (3.11)$$

$$\Phi = \frac{2 L_{eu} (\text{original bar})}{2 L_{eu} (\text{corroded bar})} \dots\dots\dots (3.12)$$

其中：

L_{d1} = 當 $f_{sm} \leq f_y$ 時，鋼筋所需之發展長度

L_{d2} = 當 $f_{sm} > f_y$ 時，鋼筋所需之發展長度

f_{sm} = 起始鋼筋鋼材應力

d_b = 起始縱向鋼筋直徑

S_E = 鋼筋滑移量

L_{eu} = 因從接合處產生的滑移量 S_E 所致之等效未握裹鋼筋所需之發展長度

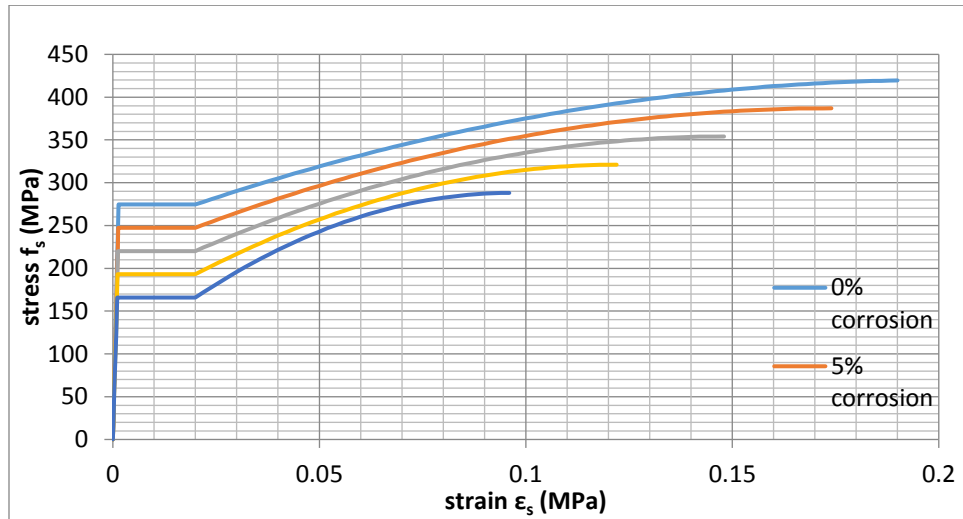


圖 3.6 鋼筋完美握裹下各腐蝕百分比之應力應變關係曲線

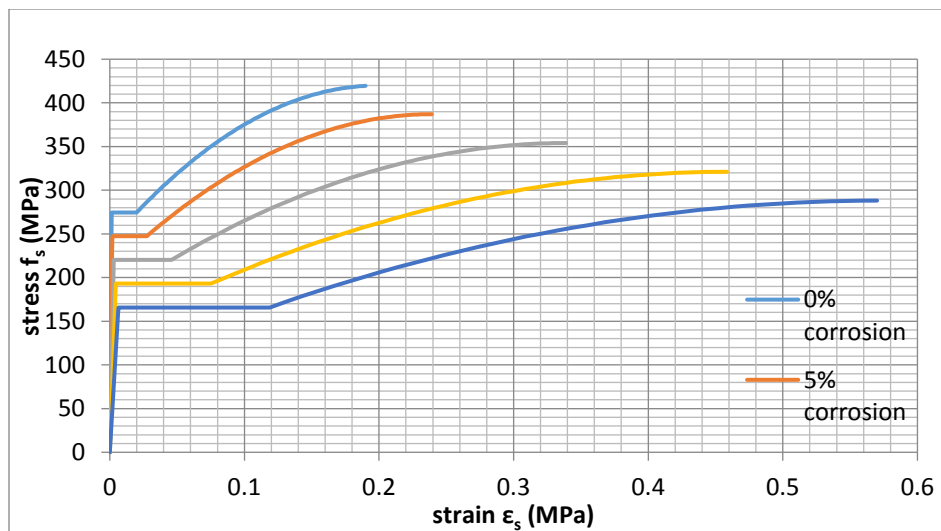


圖 3.7 考慮握裹折減效應下鋼筋各腐蝕百分比之應力應變關係曲線

3.5.4 混凝土力學性質

本計畫共考量兩種型式之混凝土力學性質。第一種為混凝土保護層，另一種為混凝土核心。因為它們有不同之特性，需各別計算其力學性質。腐蝕之鋼筋通常佔有導致混凝土保護層開裂之面積，如圖3.8所示。在這樣的條件下，橫向鋼筋之強度通常會降低，並影響核心混凝土的圍束效應。

3.5.4.1 保護層混凝土

由腐蝕所引致之軟化效應，可以透過式(3.13)至式(3.18)進行估算 (Coronelli and Gambarova, 2004; Molina et al, 1993)，計算的結果取決於腐蝕之百分比。本計畫以縱向鋼筋之腐蝕百分比作為控制參數，其範圍為0%至20%，並以5%做為間隔。根據縱向鋼筋之腐蝕百分比，同時計算所對應的橫向鋼筋之腐蝕百分比。根據結果，橫向鋼筋將會提供較高百分比，因為與縱向鋼筋相比，橫向鋼筋位於鋼筋混凝土斷面較外側之位置。

$$x = \frac{d_{bo} - d_{bi}}{2} \dots\dots\dots (3.13)$$

$$w_{cr} = 2\pi x \dots\dots\dots (3.14)$$

$$\Delta w_{cr1} = n_{bars} \times w_{cr} \dots\dots\dots (3.15)$$

$$\Delta w_{cr} = \Delta w_{cr1} + \Delta w_{cr2} \dots\dots\dots (3.16)$$

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta w_{cr}}{b_o} \dots\dots\dots (3.17)$$

$$\zeta = \frac{0.9}{\sqrt{1+600\varepsilon_r}} \dots\dots\dots (3.18)$$

其中：

d_{bi} = 鋼筋腐蝕後之直徑

b_o = 柱周長

ζ = 軟化係數

f'_c = 混凝土抗壓強度(kg/cm²)

w_{cr} = 單根鋼筋造成之開裂

n_{bars} = 斷面鋼筋數量

Δw_{cr1} = 軸向鋼筋造成之開裂

Δw_{cr2} = 橫向鋼筋造成之開裂

其中，未腐蝕之鋼筋，其軟化係數值為1。計算軟化係數值之後，則使用式(3.19)以及式(3.20)計算其應力應變曲線，兩式分別用於上升以及下降段。圖3.9顯示保護層混凝土於各腐蝕百分比之應力應變關係。可以觀察到於相同腐蝕等級下，其剩餘的應力較沉箱來的低。這是因為橋墩之保護層較薄，所以其在橫向鋼筋之腐蝕百分比將會變高，使得鋼筋的面積擴張變大。

$$\sigma_a = \zeta f_c \left[2 \times \left(\frac{\varepsilon}{\zeta \times \varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\zeta \times \varepsilon_0} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (3.19)$$

$$\sigma_d = \zeta f_c \left[1 - \left(\frac{\frac{\varepsilon}{\zeta \times \varepsilon_0} - 1}{\frac{2}{\zeta} - 1} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (3.20)$$

式中

f_c = 混凝土抗壓強度

ζ = 軟化係數

σ = 混凝土應力

ε = 混凝土應變

ε_0 = 於最高應力之應變

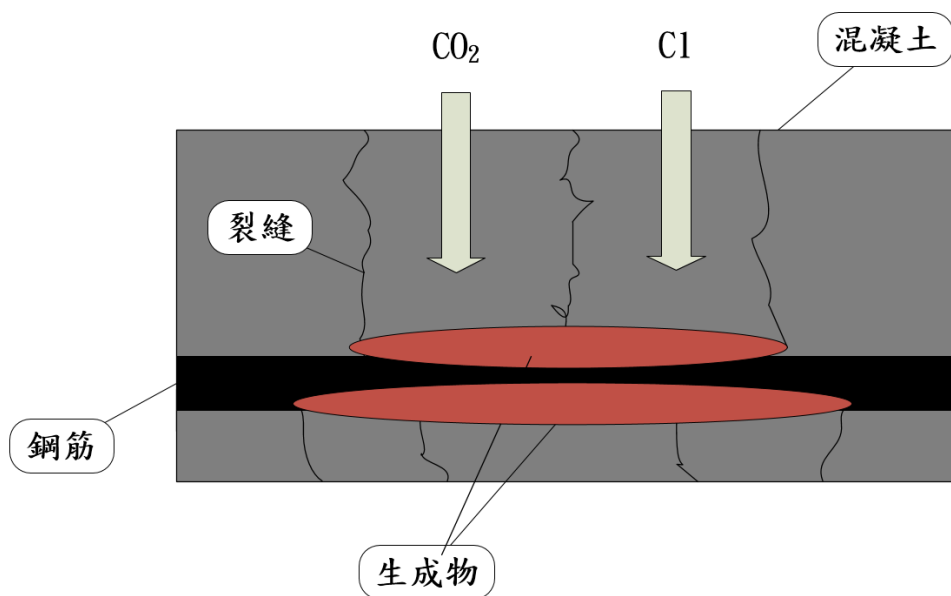


圖 3.8 混凝土與鋼筋腐蝕相互影響示意圖

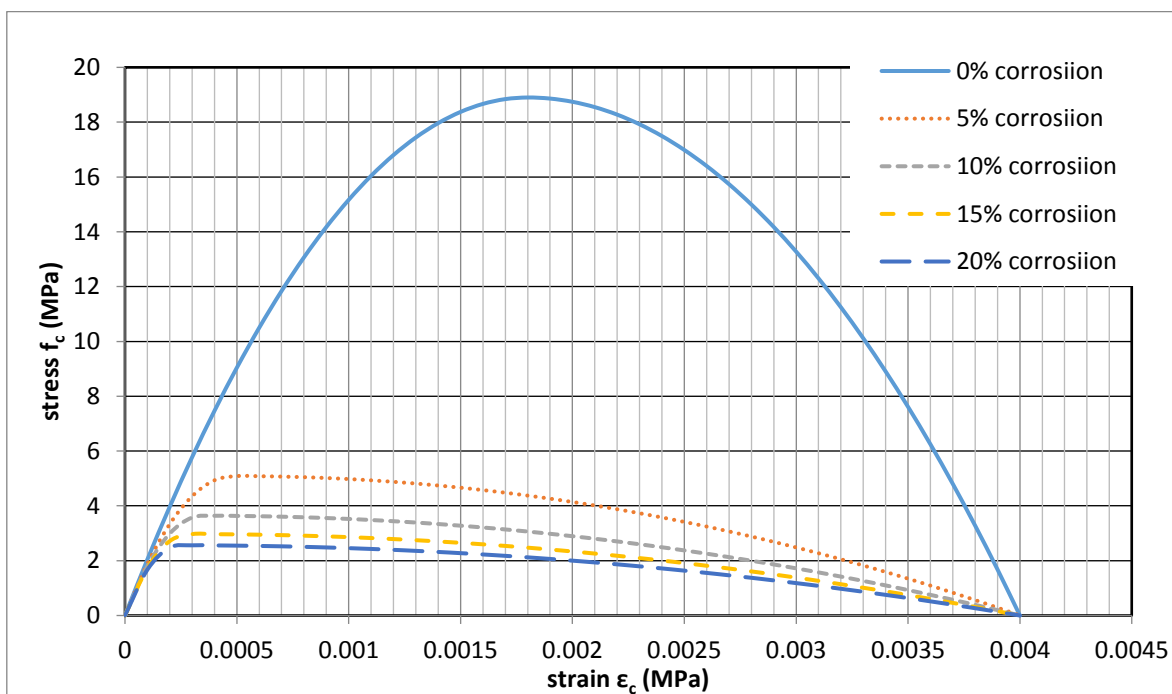


圖 3.9 有握裹折減效應之橋墩保護層混凝土應力應變曲線

3.5.4.2 核心混凝土

因為橫向鋼筋所形成的圍束效應，使得核心混凝土之強度較保護層混凝土斷面來的高。當腐蝕發生時，橫向鋼筋會緩慢地減少其強度，進而減少圍束效應。本計畫採用Mander Model來計算核心混凝土之圍束效應。

由於橋墩為實心圓形斷面，而沉箱為中空斷面，因此，需考量兩種型式的核心混凝土。對於實心圓形斷面之計算可以直接透過Mander Model，但對於中空斷面而言，因為其力量傳遞與一般圓形斷面不同，則需修正Mander Model。

A. 橋墩單壓載重之基本方程式

根據Mander et al. (1984)所提之應力應變模型，如圖3.10所示：

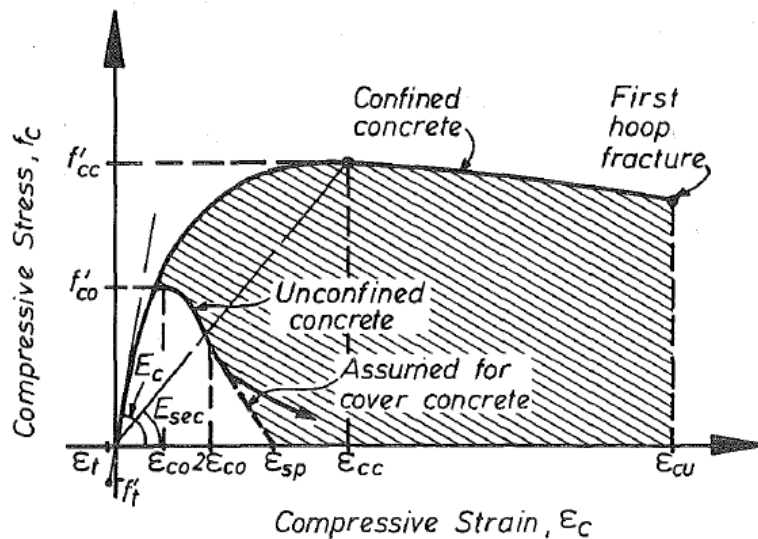


圖 3.10 圍束與未圍束混凝土單向載重之應力應變模型

對於單向靜力載重而言，縱向混凝土壓應力 f_c 如下式

$$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x \cdot r} \dots\dots\dots (3.21)$$

其中 f'_{cc} 為圍束混凝土之抗壓強度

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \dots\dots\dots (3.22)$$

其中 ε_c 縱向混凝土之壓應變

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots (3.23)$$

其中， f'_{co} 以及 ε_{co} 分別為未圍束混凝土強度以及其對應之應變。
一般來說可以假設 $\varepsilon_{co} = 0.002$ 。

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \dots\dots\dots (3.24)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \text{ MPa} \dots\dots\dots (3.25)$$

E_c 為混凝土之切線彈性模數

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \dots\dots\dots (3.26)$$

B. 側向有效圍束壓力以及圍束有效係數

為了計算柱之強度以及延展性，需計算其應力與應變的關係。如果使用式(3.21)來建立此關係，通常假設圍束混凝土面積等於螺旋箍筋或箍筋之中心線內混凝土面積， A_{cc} 。然而現實中 A_e 較 A_{cc} 來的小，本計畫以有效側向圍束壓力即是用於考量此情形，如下所示。

$$f'_l = f_l \cdot k_e \dots\dots\dots (3.27)$$

其中 f_l = 橫向鋼筋之側向壓力，假設其均勻分布於混凝土核心表面。

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \dots\dots\dots (3.28)$$

$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc}) \dots\dots\dots (3.29)$$

其中：

f_c = 縱向混凝土抗壓強度

f'_{cc} = 圍束混凝土之抗壓強度

ε_c = 縱向混凝土壓應變

f'_{co} = 未圍束混凝土強度

ε_{co} = 未圍束混凝土應變

E_c = 混凝土切線彈性模數

A_{cc} = 圍束混凝土面積(螺旋箍筋或箍筋中線內之混凝土面積)

f_l = 橫向鋼筋之側向圍束壓力

k_e = 圍束有效係數

A_e = 有效圍束混凝土核心面積

ρ_{cc} = 縱向鋼筋面積與核心斷面積之比值

A_c = 由螺旋箍筋或箍筋之中心線所圍之核心面積

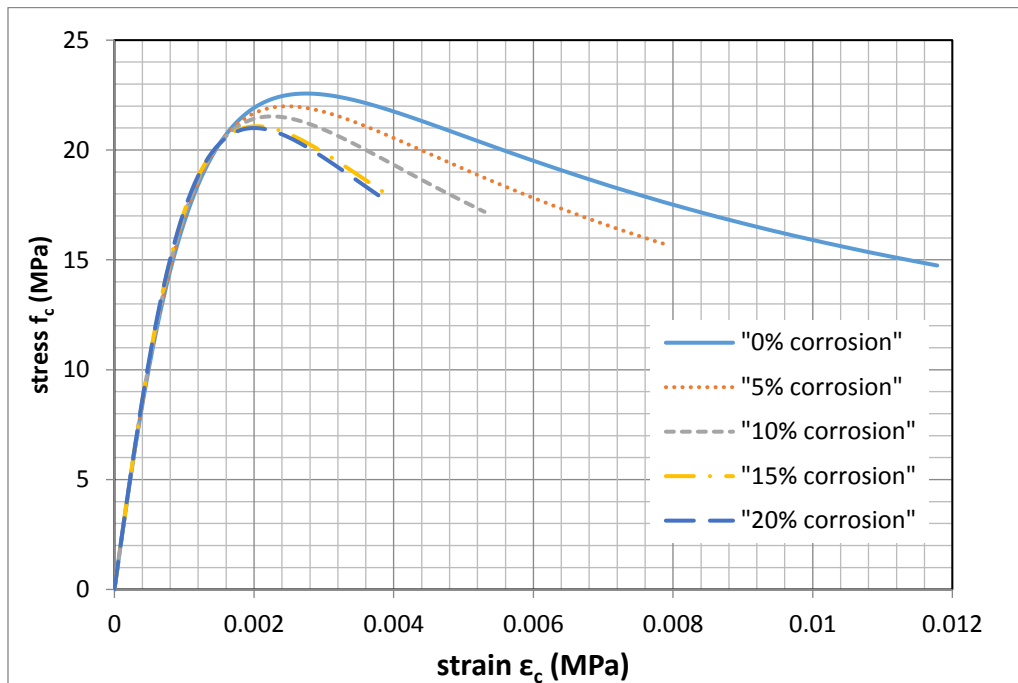


圖 3.11 橋墩核心混凝土之應力應變曲線

圖 3.11 顯示斷面核心混凝土之應力應變關係，可以發現 15%和 20%之腐蝕有幾乎相同之應力應變關係，主要因為此腐蝕百分比所對應之橫

向鋼筋腐蝕率相當高，在此狀況下，圍束效應已微乎其微。

3.6 行車向側推分析

3.6.1 行車向墩柱彎矩曲率分析

將上述圍束及無圍束混凝土、鋼筋之應力應變關係及墩柱斷面輸入至 Xtract 軟體分析，輸入墩柱之斷面圖如圖 3.12 所示，輸入之柱軸力以靜力分析求得為 921 噸，分析結果如圖 3.13 及表 3-5 所示。

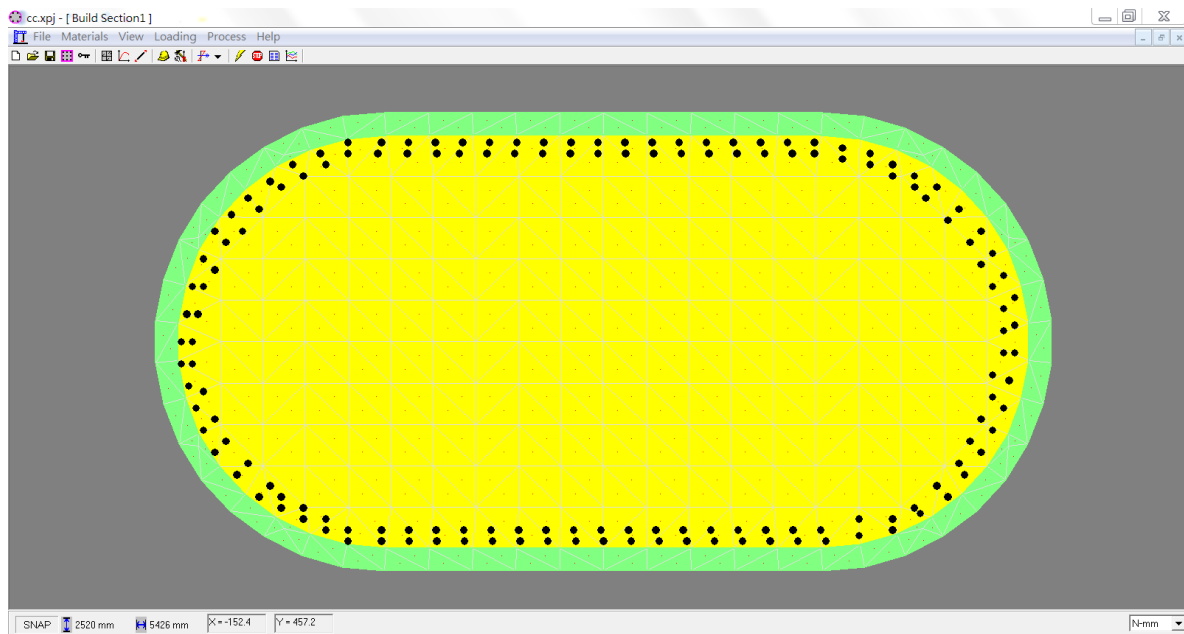


圖3.12 墩柱於Xtract之斷面圖

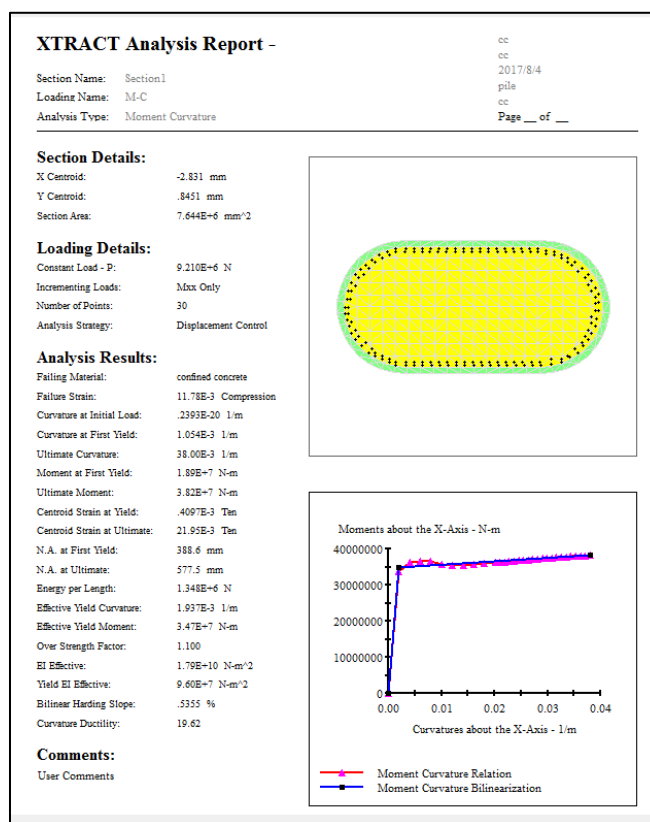


圖3.13 墩柱於Xtract之分析結果

表3-5 彎矩-曲率關係

	彎矩	曲率
	tonf-m	rad/km
原點	0	0
雙線性降伏點	3470	1.937
極限點	3820	38

3.6.2 行車向墩柱彎矩轉角分析

依據「公路橋梁耐震能力評估及補強準則」(以下簡稱準則)第 3.5.1.2 節，將彎矩-曲率關係轉換為彎矩-轉角關係，結果如表 3-6 及圖 3.14 所示。

靜載重軸力作用狀態

橋柱 $L=1050\text{cm}$,

$$L_p = 0.08L + 0.0022d_b f_y$$

$$= 0.08 * 1050 + 0.0022 * 3.2 * 2800 = 103.71\text{cm}$$

$$\delta_y = \frac{\varphi_y L^2}{3} = 0.00001937 * \frac{1050^2}{3} = 7.118\text{cm}$$

$$\theta_y = \frac{\delta_y}{L} = \frac{7.118}{1050} = 0.00678\text{ rad}$$

$$\begin{aligned}\delta_u &= \frac{M_u}{M_y} \delta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_p \times (L - 0.5L_p) \\ &= \frac{3820}{3470} \times 7.118 + (0.00038 - 0.00001937) \times 103.71 \\ &\quad \times (1050 - 0.5 \times 103.71) = 45.16\text{cm}\end{aligned}$$

$$\theta_u = \frac{\delta_u}{L} = \frac{45.16}{1050} = 0.043\text{rad}$$

表3-6 彎矩-轉角關係

	彎矩	轉角
	Ton-m	rad
原點	0	0
雙線性降伏點	3470	0.00678
極限點	3820	0.043

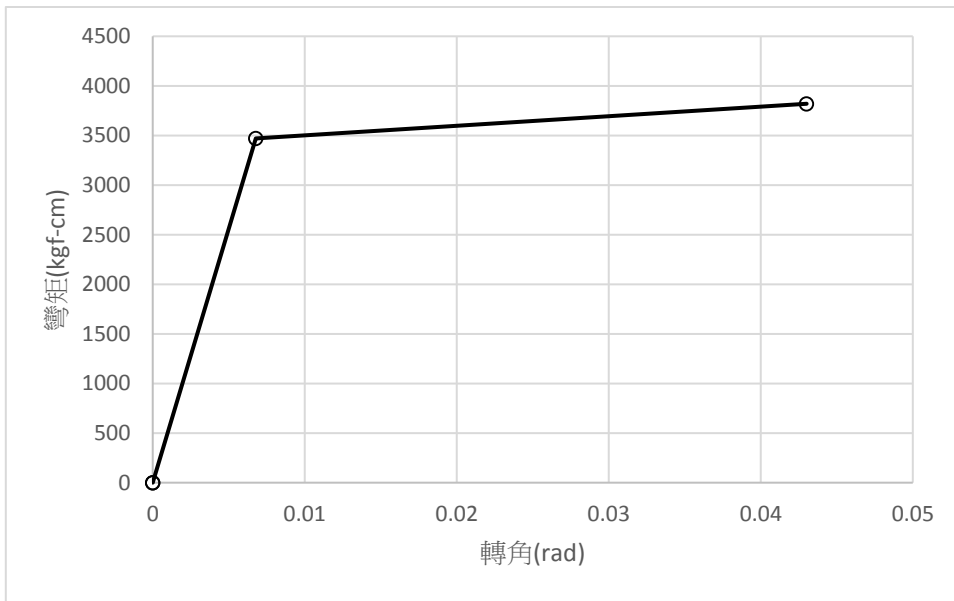


圖3.14 彎矩-轉角關係圖

3.6.3 行車向墩柱剪力強度分析

根據「準則」第 3.5.1.2 節，計算斷面剪力強度，計算結果如圖 3.15 所示。本例塑性鉸破壞模式為「撓剪」破壞，行車向塑性鉸柱底 SAP2000 輸入資料如表 3-7 所示。

$$V_s = \frac{dA_{sh}f_{yh}}{a} = 200 \times 5.74 \times \frac{2800}{15} = 214293 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = 0.53(k + F)\sqrt{f'_c}A_e \geq 0$$

$$k = \frac{R_{max}-R}{R_{max}-1} \geq 0; R_{max} = \frac{\theta_u}{\theta_y}; R = \frac{\theta}{\theta_y}; F = \frac{N}{140A_g}$$

$$\theta_y \neq 0, R = 1, k = 1,$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0.53 \left(1 + \frac{921000}{200 \times 210 + \pi \times 105^2} \right) \times \sqrt{210} \times 0.8 \\ &\quad \times (200 \times 210 + \pi \times 105^2) \\ &= 511299 kg/cm^2 \end{aligned}$$

$$V_n = V_c + V_s = 511299 + 214293 = 725592 kg/cm^2$$

$$M_{vy} = V_n \times h = 725592 * \frac{1050}{100000} = 7618 t - m$$

$$\theta_u \neq 0, R = R_{max}, k = 0,$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0.53 \left(0 + \frac{921000}{200 \times 210 + \pi \times 105^2} \right) \times \sqrt{210} \times 0.8 \\ &\quad \times (200 \times 210 + \pi \times 105^2) \\ &= 40421 kg/cm^2 \end{aligned}$$

$$V_n = V_c + V_s = 40421 + 214293 = 254714 kg/cm^2$$

$$M_{vu} = V_n \times \left(h - \frac{L_p}{2} \right) = 254714 \times (1050 - \frac{103.71}{2}) / 100000 = 2542 t - m$$

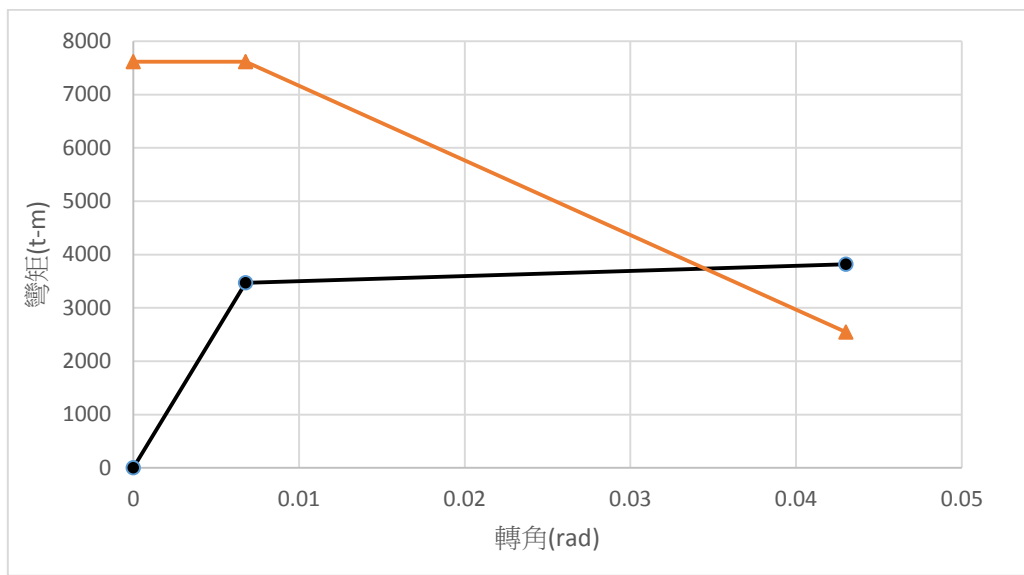


圖3.15 塑性鉸破壞模式判斷

表3-7 塑性鉸柱底SAP2000輸入資料

項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
A	0	0
B	3470	0
C	3798	0.0339
D	3697	0.0348
E	0	0.0348

3.6.4 行車向斷筋點墩柱彎矩曲率分析

將上述圍束及無圍束混凝土、鋼筋之應力應變關係及墩柱斷面輸入至 Xtract 軟體分析，輸入墩柱之斷面圖如圖 3.16 所示，輸入之柱軸力以靜力分析求得為 921 噸，分析結果如圖 3.17 及表 3-8 所示。

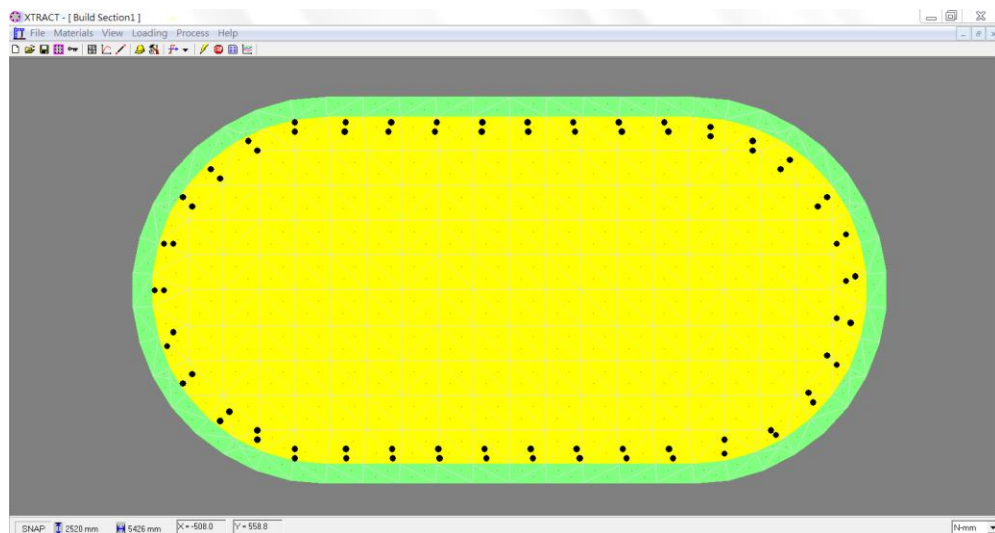


圖3.16 墩柱於Xtract之斷面圖

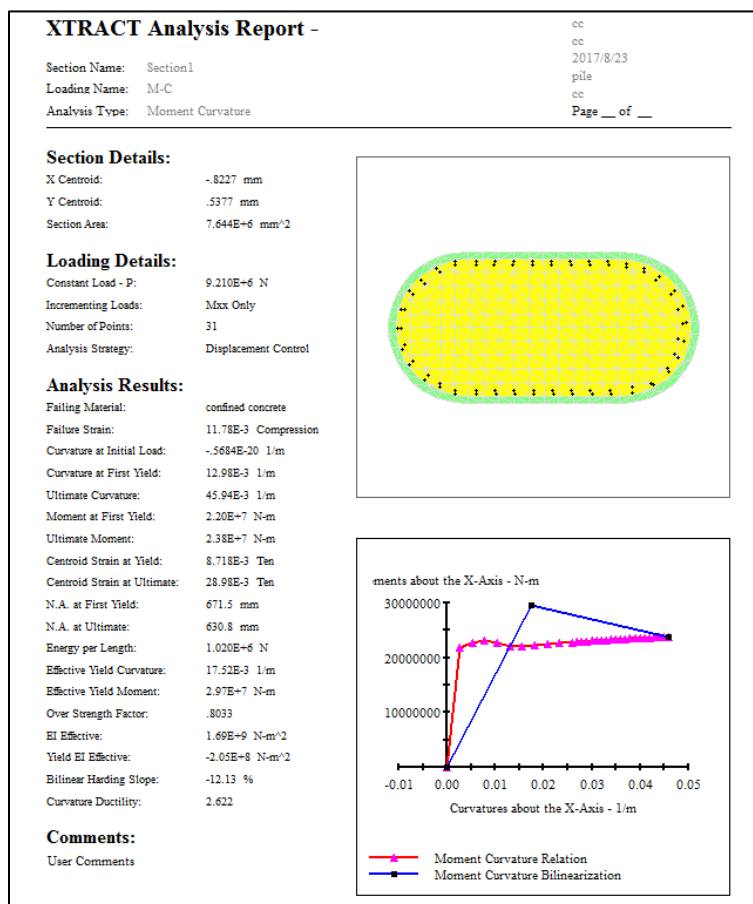


圖3.17 墩柱於Xtract之分析結果

表3-8彎矩-曲率關係

	彎矩	曲率
	tonf-m	rad/km
原點	0	0
雙線性降伏點	2200	12.98
極限點	2380	45.94

3.6.5 行車向斷筋點墩柱彎矩轉角分析

依據「準則」第 3.5.1.2 節，將彎矩-曲率關係轉換為彎矩-轉角關係，結果如表 3-9 及圖 3.18 所示。

靜載重軸力作用狀態

橋柱 $L=1050\text{cm}$,

$$L_p = 0.08L + 0.0022d_b f_y$$

$$= 0.08 * 1050 + 0.0022 * 3.2 * 2800 = 103.71\text{cm}$$

$$\delta_y = \frac{\varphi_y L^2}{3} = 0.0001298 * \frac{1050^2}{3} = 47.7\text{cm}$$

$$\theta_y = \frac{\delta_y}{L} = \frac{47.7}{1050} = 0.0454 \text{ rad}$$

$$\delta_u = \frac{M_u}{M_y} \delta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_p \times (L - 0.5L_p)$$

$$= \frac{2380}{2200} \times 7.118 + (0.0004594 - 0.0001298) \times 103.71$$

$$\times (1050 - 0.5 \times 103.71) = 85.72\text{cm}$$

$$\theta_u = \frac{\delta_u}{L} = \frac{85.72}{1050} = 0.0816\text{rad}$$

表3-9 彎矩-轉角關係

	彎矩	轉角
	Ton-m	rad
原點	0	0
雙線性降伏點	2200	0.0454
極限點	2380	0.0816

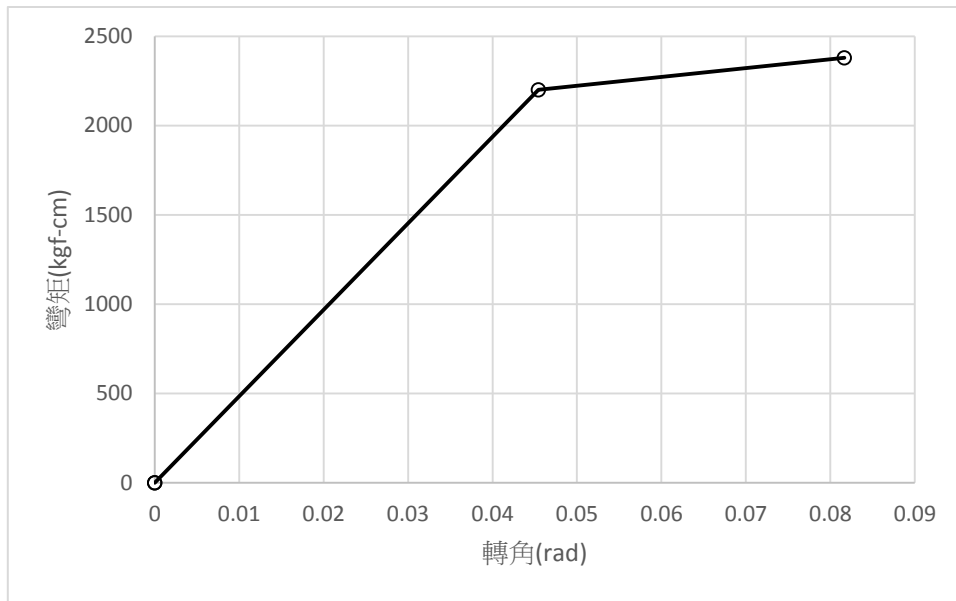


圖3.18 彎矩-轉角關係圖

3.6.6 行車向斷筋點墩柱剪力強度分析

根據「準則」第 3.5.1.2 節，計算斷面剪力強度，計算結果如圖 3.19 所示。本例塑性鉸破壞模式為「撓剪」破壞，行車向塑性鉸柱底 SAP2000 輸入資料如表 3-10 所示。

$$V_s = \frac{dA_{sh}f_{yh}}{a} = 200 \times 5.74 \times \frac{2800}{30} = 107416 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = 0.53(k + F)\sqrt{f'_c}A_e \geq 0$$

$$k = \frac{R_{max}-R}{R_{max}-1} \geq 0; R_{max} = \frac{\theta_u}{\theta_y}; R = \frac{\theta}{\theta_y}; F = \frac{N}{140A_g}$$

$$\theta_y \neq 0, R = 1, k = 1,$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0.53 \left(1 + \frac{921000}{200 \times 210 + \pi \times 105^2} \right) \times \sqrt{210} \times 0.8 \\ &\quad \times (200 \times 210 + \pi \times 105^2) \\ &= 511299 kg/cm^2 \end{aligned}$$

$$V_n = V_c + V_s = 511299 + 107146 = 618445 kg/cm^2$$

$$M_{vy} = V_n \times h = 618445 * \frac{1050}{100000} = 6493 t - m$$

$$\theta_u \neq 0, R = R_{max}, k = 0,$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0.53 \left(0 + \frac{921000}{200 \times 210 + \pi \times 105^2} \right) \times \sqrt{210} \times 0.8 \\ &\quad \times (200 \times 210 + \pi \times 105^2) \\ &= 40421 kg/cm^2 \end{aligned}$$

$$V_n = V_c + V_s = 40421 + 107146 = 147567 kg/cm^2$$

$$M_{vu} = V_n \times \left(h - \frac{L_p}{2} \right) = 147567 \times (1050 - \frac{103.71}{2}) / 100000 = 1472 t - m$$

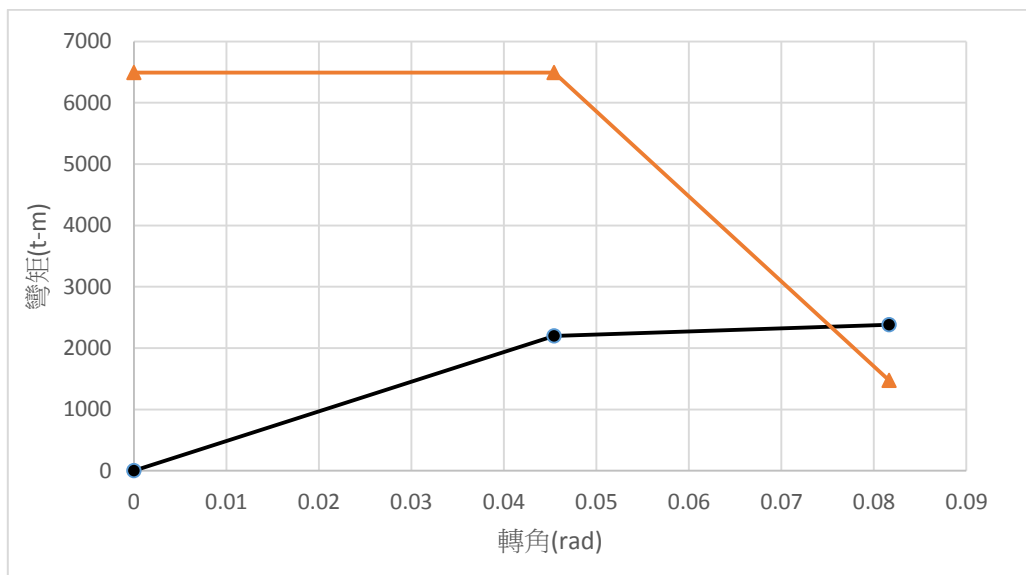


圖3.19 塑性鉸破壞模式判斷

表3-10 行車向墩柱斷筋點塑性鉸SAP2000輸入資料

項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
A	0	0
B	2200	0
C	2348	0.02988
D	2222	0.03079
E	0	0.03079

3.6.7 行車向側推曲線

樁基礎以固定端模擬，橋梁模型如圖 3.20 所示，側推分析首先以力量控制施加自重，接續前一階段的內力資料，再進行位移控制之側推分析，側推分析之側向力(地震力)在 X、Y 方向均假設為第一振態。側推分析結果如圖 3.21 及 3.22 所示，降伏地表加速度 $A_y=0.236g$ ，崩塌地表加速度 $A_c=0.571g$ 。

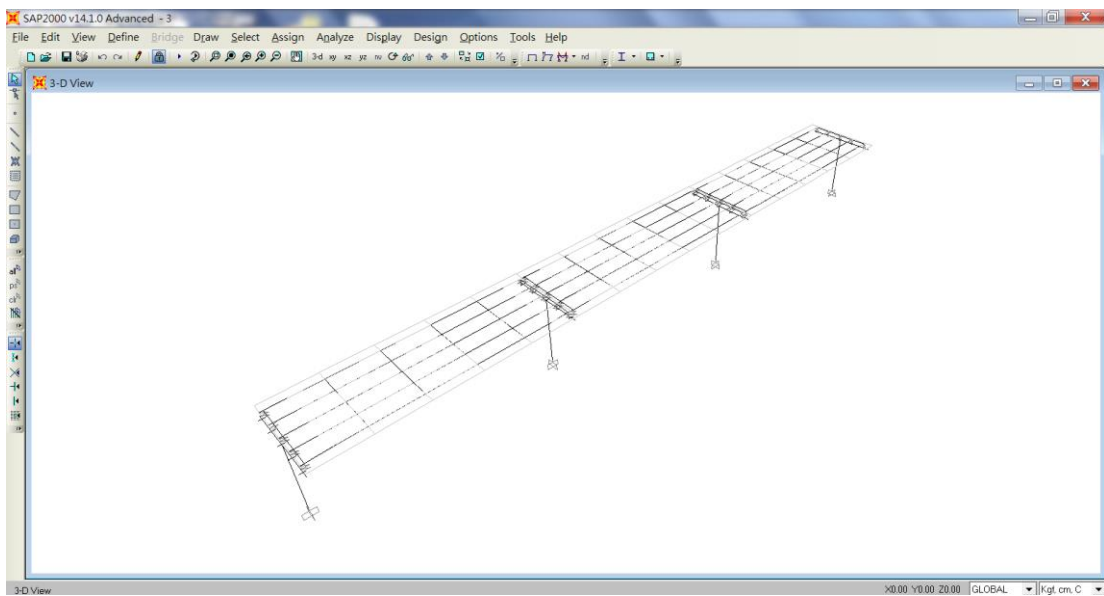


圖3.20 基礎無沖刷情況，樁位置以固定端模擬之分析模型

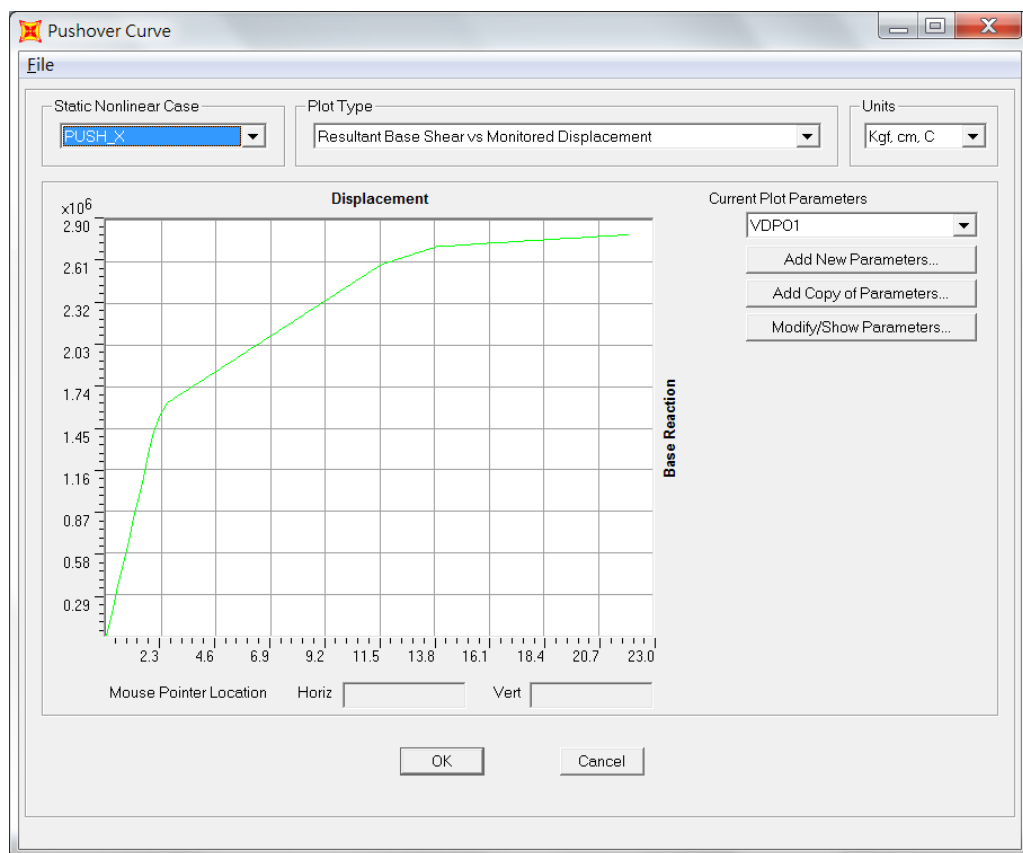


圖3.21 基底剪力分析結果

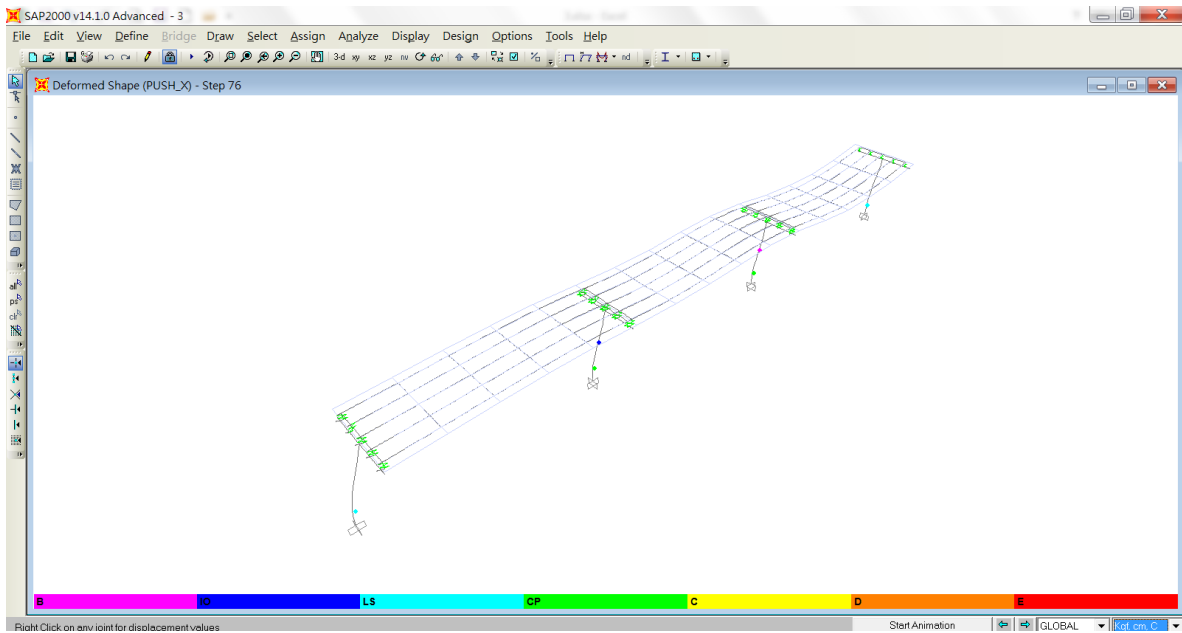


圖3.22 側推分析結果

3.6.8 行車向位移-加速度曲線

將行車向側推曲線求得整體橋梁行車向側推曲線上各位移所對應之PGA值，如圖 3.23 所示。其中，補強前之橋梁假設補強消能係數 K 為 $1/3$ 。此外，選取橋柱產生第一個降伏階段之PGA值為PL3、第一個破壞階段之PGA值為PL0，並作三等分線性內插獲得PL2與PL1，如表 3-11 所示。

表3-11 整體橋梁行車向各性能點PGA值

性能點	PGA(g)
PL3	0.236
PL2	0.348
PL1	0.459
PL0	0.571

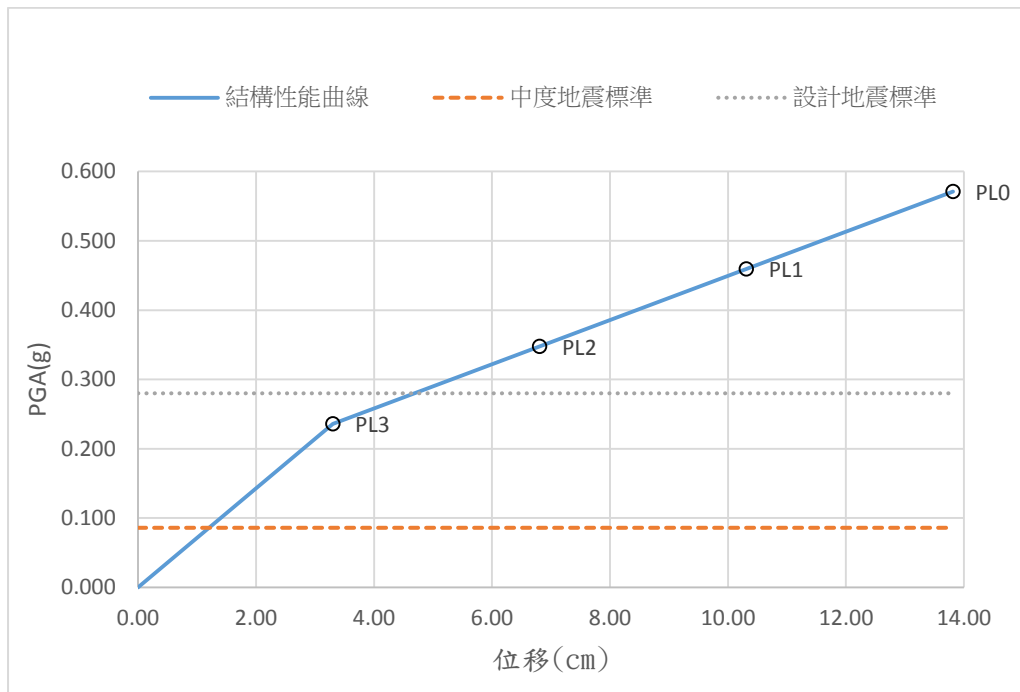


圖3.23 整體橋梁行車向各性能點PGA值與位移關係圖

3.6.9 行車向中度地震補強需求判定

橋梁應具有足夠強度，於中度地震（Frequent Earthquake, FE）保持彈性。中度地震 PGA 值依「準則」第 2.4 節之定義為 $0.4SDS/3.25=0.4 \times 0.7/3.25=0.086g$ 。由圖 3.23 得知，整體橋梁降伏點（ $PL3=0.236g$ ）之 PGA 值大於中度地震 PGA 值，故不需進行耐震補強。

3.6.10 行車向設計地震補強需求判定

設計地震（Design Earthquake, DE）PGA 值依「準則」第 2.4 節之定義為 $0.4SDS=0.4 \times 0.7=0.28g$ 。由於本橋採用民國 76 年版之橋梁設計規範設計，設計地震之補強性能點為 PL1。由圖 3.23 可知，整體橋梁行車向 PL1(0.459g)點 PGA 值，大於設計地震 PGA 值，故符合規定。

3.7 垂直行車向側推分析

3.7.1 垂直行車向墩柱彎矩曲率分析

將圍束及無圍束混凝土、鋼筋之應力應變關係及墩柱斷面輸入至 Xtract 軟體分析，輸入之柱軸力以靜力分析求得為 921 噸，垂直行車向分析結果如圖 3.24 及表 3-12 所示。

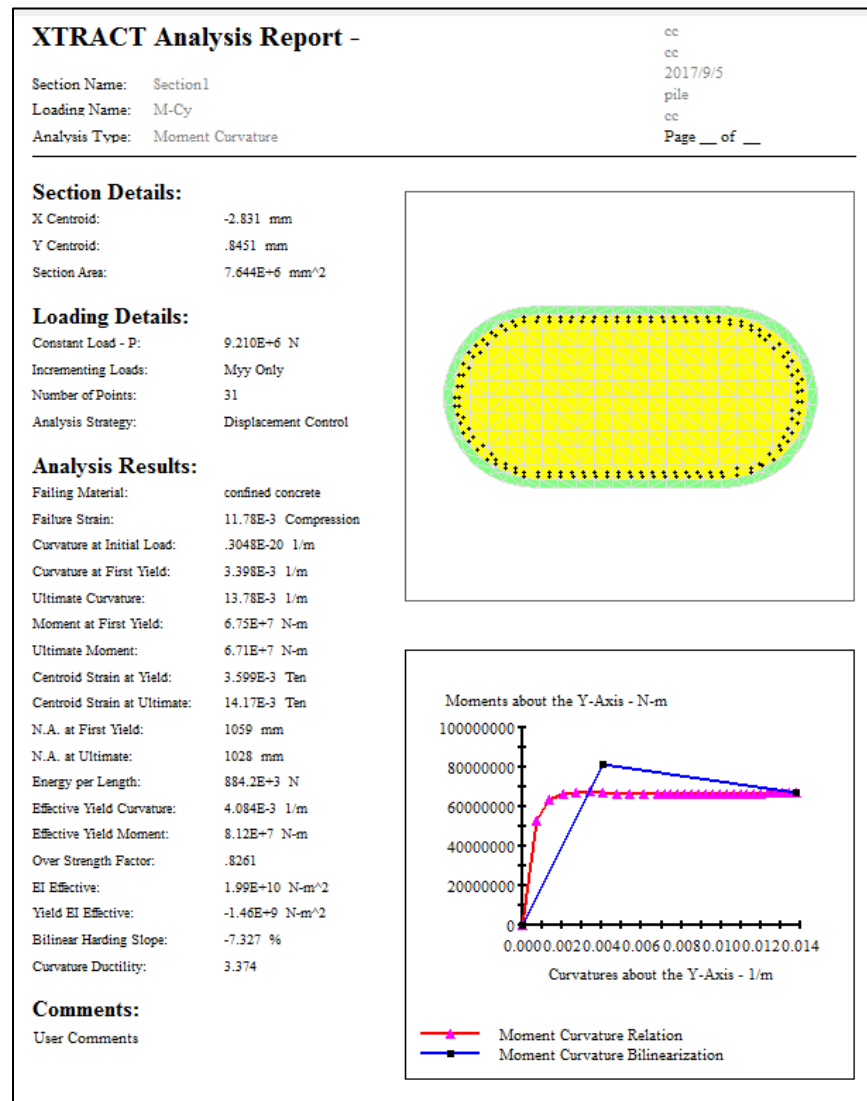


圖3.24 墩柱於Xtract之分析結果

表3-12 彎矩-曲率關係

	彎矩	曲率
	tonf-m	rad/km
原點	0	0
雙線性降伏點	6750	3.398
極限點	6710	13.78

3.7.2 垂直行車向墩柱彎矩轉角分析

依據「準則」第 3.5.1.2 節，將彎矩-曲率關係轉換為彎矩-轉角關係，結果如表 3-13 及圖 3.25 所示。

靜載重軸力作用狀態

橋柱 $L=1050\text{cm}$,

$$L_p = 0.08L + 0.0022d_b f_y$$

$$= 0.08 * 1050 + 0.0022 * 3.2 * 2800 = 103.71\text{cm}$$

$$\delta_y = \frac{\varphi_y L^2}{3} = 0.00003398 * \frac{1050^2}{3} = 12.48\text{cm}$$

$$\theta_y = \frac{\delta_y}{L} = \frac{12.48}{1050} = 0.011893 \text{ rad}$$

$$\delta_u = \frac{M_u}{M_y} \delta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_p \times (L - 0.5L_p)$$

$$= \frac{6710}{6750} \times 12.48 + (0.0001378 - 0.00003398) \times 103.71$$

$$\times (1050 - 0.5 \times 103.71) = 23.16\text{cm}$$

$$\theta_u = \frac{\delta_u}{L} = \frac{23.16}{1050} = 0.022\text{rad}$$

表3-13 彎矩-轉角關係

	彎矩	轉角
	Ton-m	rad
原點	0	0
雙線性降伏點	6750	0.0118
極限點	6710	0.022

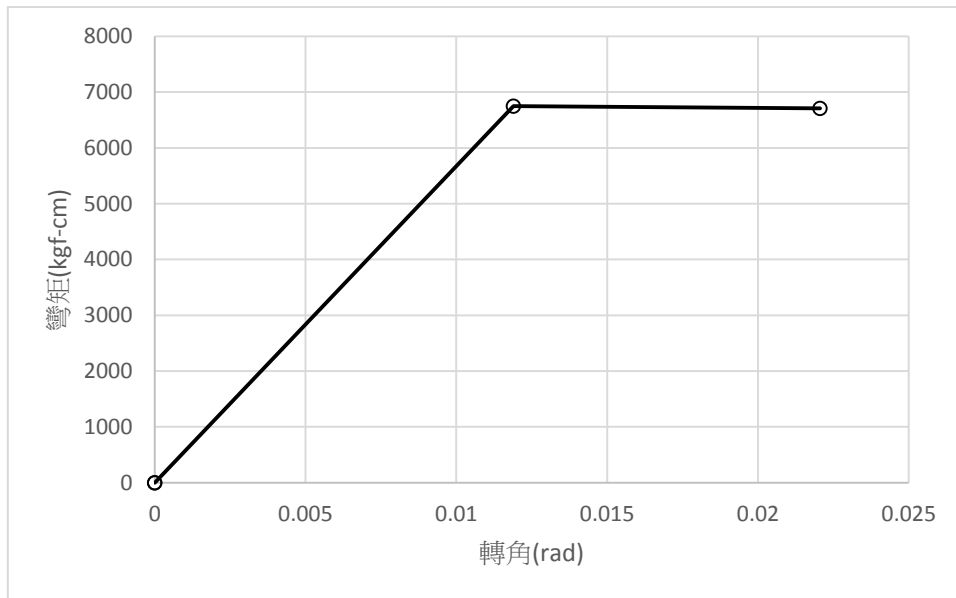


圖3.25 彎矩-轉角關係圖

3.7.3 垂直行車向墩柱剪力強度分析

根據「準則」第 3.5.1.2 節，計算斷面剪力強度，計算結果如圖 3.26 所示。本例塑性鉸破壞模式為「撓剪」破壞，行車向塑性鉸柱底 SAP2000 輸入資料如表 3-14 所示。

$$V_s = \frac{d A_{sh} f_{yh}}{a} = 400 \times 5.74 \times \frac{2800}{15} = 428586 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = 0.53(k + F)\sqrt{f'_c}A_e \geq 0$$

$$k = \frac{R_{max}-R}{R_{max}-1} \geq 0; R_{max} = \frac{\theta_u}{\theta_y}; R = \frac{\theta}{\theta_y}; F = \frac{N}{140A_g}$$

$$\theta_y \neq 0, R = 1, k = 1,$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0.53 \left(1 + \frac{921000}{200 \times 210 + \pi \times 105^2} \right) \times \sqrt{210} \times 0.8 \\ &\quad \times (200 \times 210 + \pi \times 105^2) \\ &= 511299 kg/cm^2 \end{aligned}$$

$$V_n = V_c + V_s = 511299 + 428586 = 939885 kg/cm^2$$

$$M_{vy} = V_n \times h = 939885 * \frac{1050}{100000} = 9868 t - m$$

$$\theta_u \neq 0, R = R_{max}, k = 0,$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0.53 \left(0 + \frac{921000}{200 \times 210 + \pi \times 105^2} \right) \times \sqrt{210} \times 0.8 \\ &\quad \times (200 \times 210 + \pi \times 105^2) \\ &= 40421 kg/cm^2 \end{aligned}$$

$$V_n = V_c + V_s = 40421 + 428586 = 469007 kg/cm^2$$

$$M_{vu} = V_n \times \left(h - \frac{L_p}{2} \right) = 469007 \times (1050 - \frac{103.71}{2}) / 100000 = 4681 t - m$$

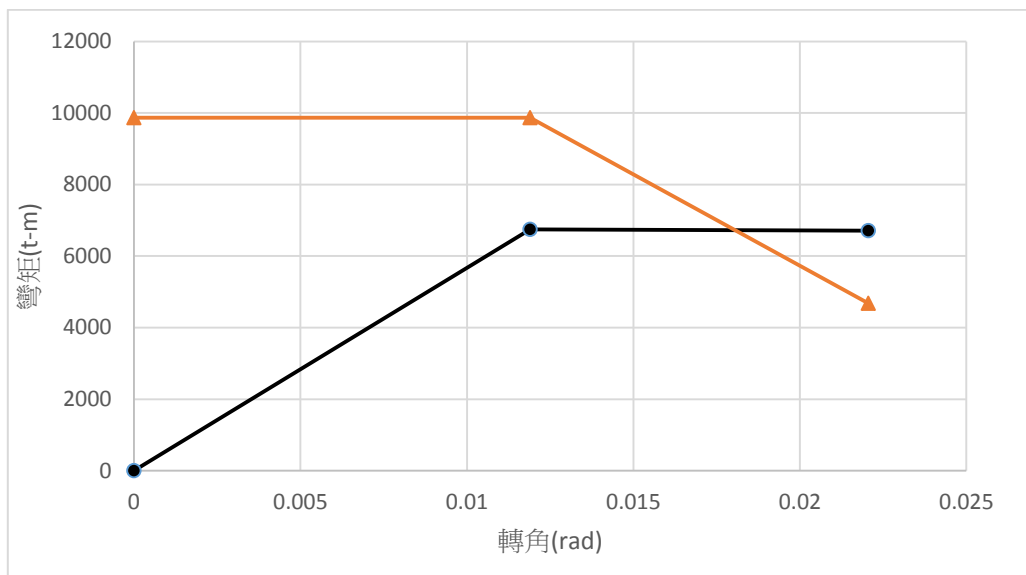


圖3.26 塑性鉸破壞模式判斷

表3-14 塑性鉸柱底SAP2000輸入資料

項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
A	0	0
B	6750	0
C	6725	0.00618
D	5949	0.0077
E	0	0.0077

3.7.4 垂直行車向斷筋點墩柱彎矩曲率分析

將上述圍束及無圍束混凝土、鋼筋之應力應變關係及墩柱斷面輸入至 Xtract 軟體分析，輸入之柱軸力以靜力分析求得為 921 噸，分析結果如圖 3.27 及表 3-15 所示。

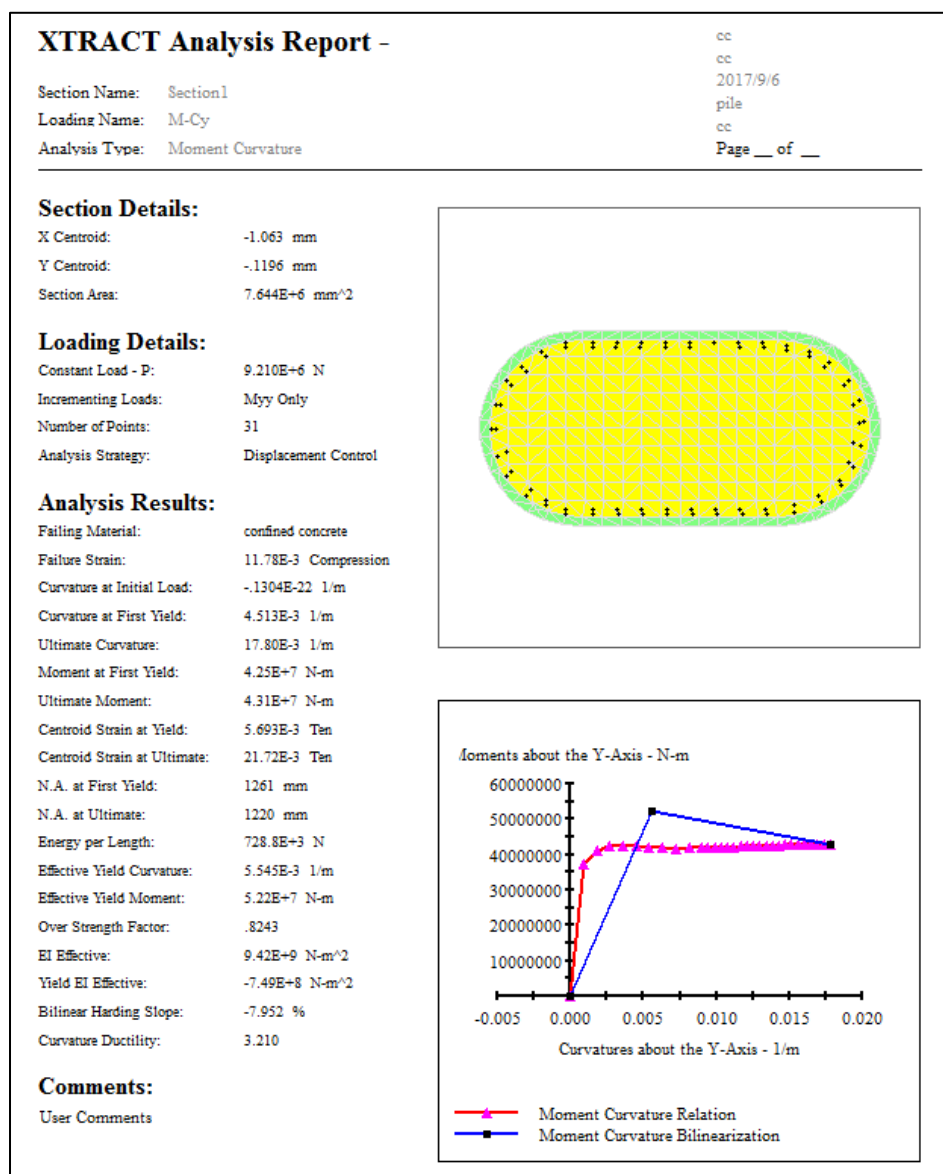


圖3.27 墩柱於Xtract之分析結果

表3-15 彎矩-曲率關係

	彎矩	曲率
	tonf-m	rad/km
原點	0	0
雙線性降伏點	4250	4.513
極限點	4310	17.8

3.7.5 垂直行車向斷筋點墩柱彎矩轉角分析

依據「準則」第 3.5.1.2 節，將彎矩-曲率關係轉換為彎矩-轉角關係，結果如表 3-16 及圖 3.28 所示。

靜載重軸力作用狀態

橋柱 $L=1050\text{cm}$,

$$L_p = 0.08L + 0.0022d_b f_y$$

$$= 0.08 * 1050 + 0.0022 * 3.2 * 2800 = 103.71\text{cm}$$

$$\delta_y = \frac{\varphi_y L^2}{3} = 0.00004513 * \frac{1050^2}{3} = 16.58\text{cm}$$

$$\theta_y = \frac{\delta_y}{L} = \frac{16.58}{1050} = 0.0158 \text{ rad}$$

$$\begin{aligned} \delta_u &= \frac{M_u}{M_y} \delta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_p \times (L - 0.5L_p) \\ &= \frac{4310}{4250} \times 16.58 + (0.000178 - 0.00004513) \times 103.71 \\ &\quad \times (1050 - 0.5 \times 103.71) = 30.57\text{cm} \end{aligned}$$

$$\theta_u = \frac{\delta_u}{L} = \frac{30.57}{1050} = 0.0291\text{rad}$$

表3-16 彎矩-轉角關係

	彎矩	轉角
	Ton-m	rad
原點	0	0
雙線性降伏點	4250	0.0158
極限點	4310	0.0291

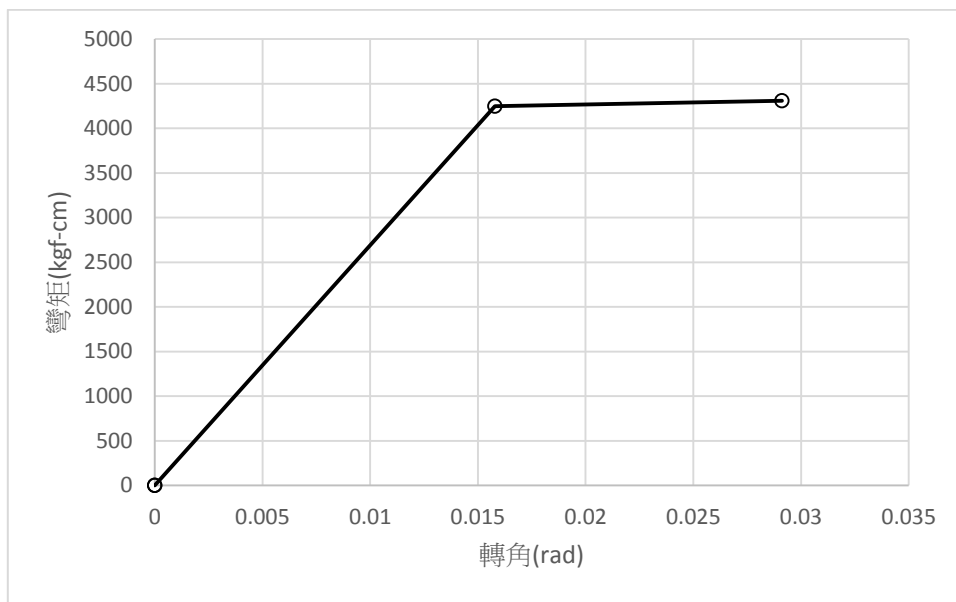


圖3.28 彎矩-轉角關係圖

3.7.6 垂直行車向斷筋點墩柱剪力強度分析

根據「準則」第 3.5.1.2 節，計算斷面剪力強度，計算結果如圖 3.29 所示。本例塑性鉸破壞模式為「撓剪」破壞，行車向塑性鉸柱底 SAP2000 輸入資料如表 3-17 所示。

$$V_s = \frac{dA_{sh}f_{yh}}{a} = 400 \times 5.74 \times \frac{2800}{30} = 214293 kg/cm^2$$

$$V_c = 0.53(k + F)\sqrt{f'_c}A_e \geq 0$$

$$k = \frac{R_{max} - R}{R_{max} - 1} \geq 0; R_{max} = \frac{\theta_u}{\theta_y}; R = \frac{\theta}{\theta_y}; F = \frac{N}{140A_g}$$

$$\theta_y \text{ 時}, R = 1, k = 1,$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0.53 \left(1 + \frac{921000}{200 \times 210 + \pi \times 105^2} \right) \times \sqrt{210} \times 0.8 \\ &\quad \times (200 \times 210 + \pi \times 105^2) \\ &= 511299 kg/cm^2 \end{aligned}$$

$$V_n = V_c + V_s = 511299 + 214293 = 254714 kg/cm^2$$

$$M_{vy} = V_n \times h = 254714 \times \frac{1050}{100000} = 7618 t - m$$

$$\theta_u \text{ 時, } R = R_{max}, k = 0,$$

$$V_c = 0.53 \left(0 + \frac{921000}{200 \times 210 + \pi \times 105^2} \right) \times \sqrt{210} \times 0.8 \\ \times (200 \times 210 + \pi \times 105^2) \\ = 40421 kg/cm^2$$

$$V_n = V_c + V_s = 40421 + 214293 = 254714 kg/cm^2$$

$$M_{vu} = V_n \times \left(h - \frac{L_p}{2} \right) = 254714 \times \left(1050 - \frac{103.71}{2} \right) / 100000 = 2542 t - m$$

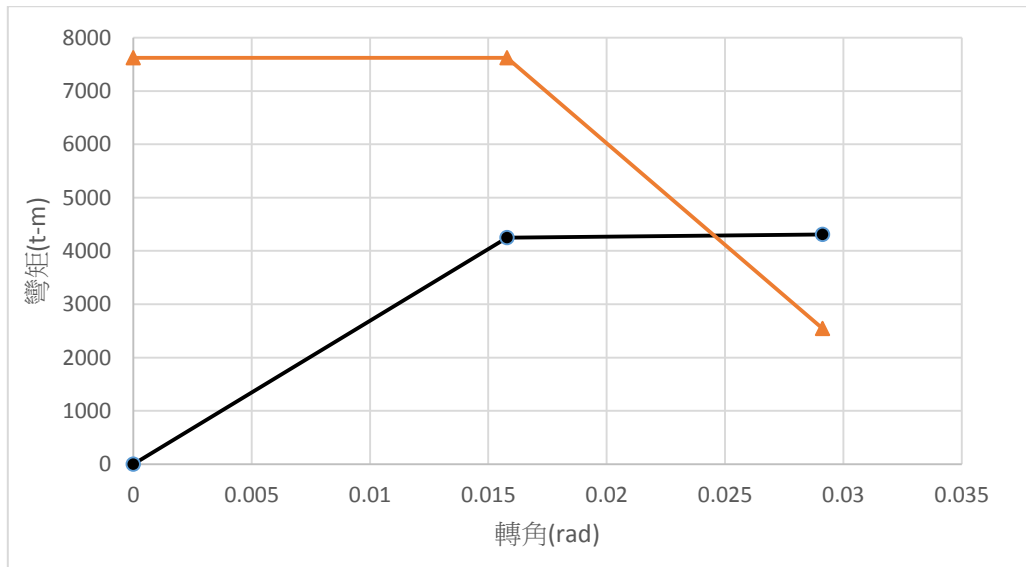


圖3.29 塑性鉸破壞模式判斷

表3-17 行車向墩柱斷筋點塑性鉸SAP2000輸入資料

項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
A	0	0
B	4250	0
C	4289	0.00872
D	3815	0.00996
E	0	0.00996

3.7.7 垂直行車向側推曲線

樁基礎以固定端模擬，側推分析首先以力量控制施加自重，接續前一階段的內力資料，再進行位移控制之側推分析，側推分析之側向力(地震力)在 X、Y 方向均假設為第一振態。側推分析結果如圖 3.30 及 3.31 所示，降伏地表加速度 $A_y=0.229g$ ，崩塌地表加速度 $A_c=0.479g$ 。

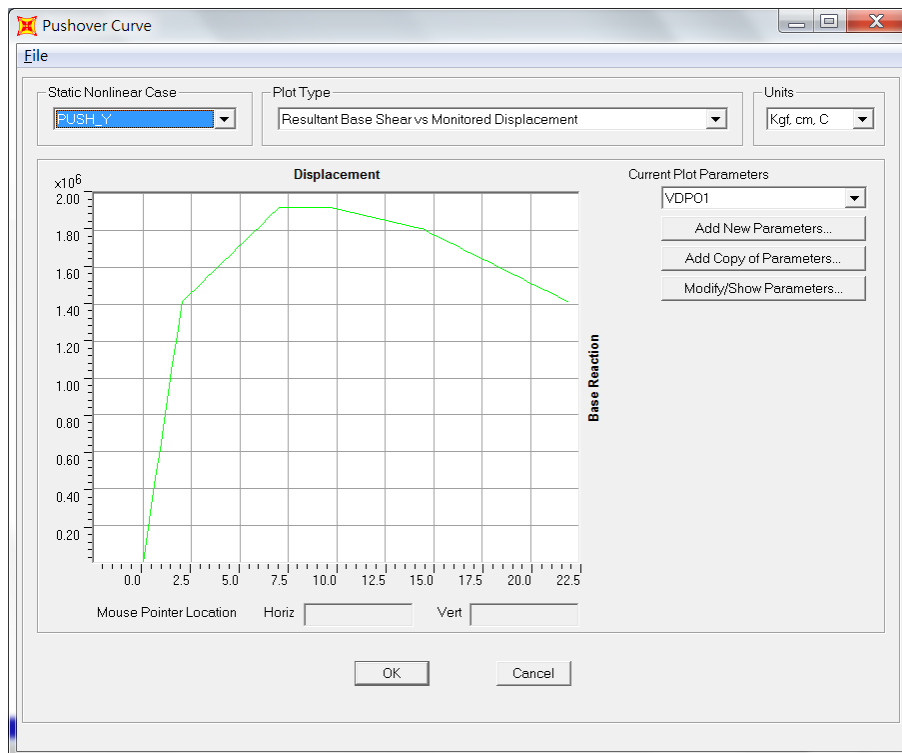


圖3.30 基底剪力分析結果

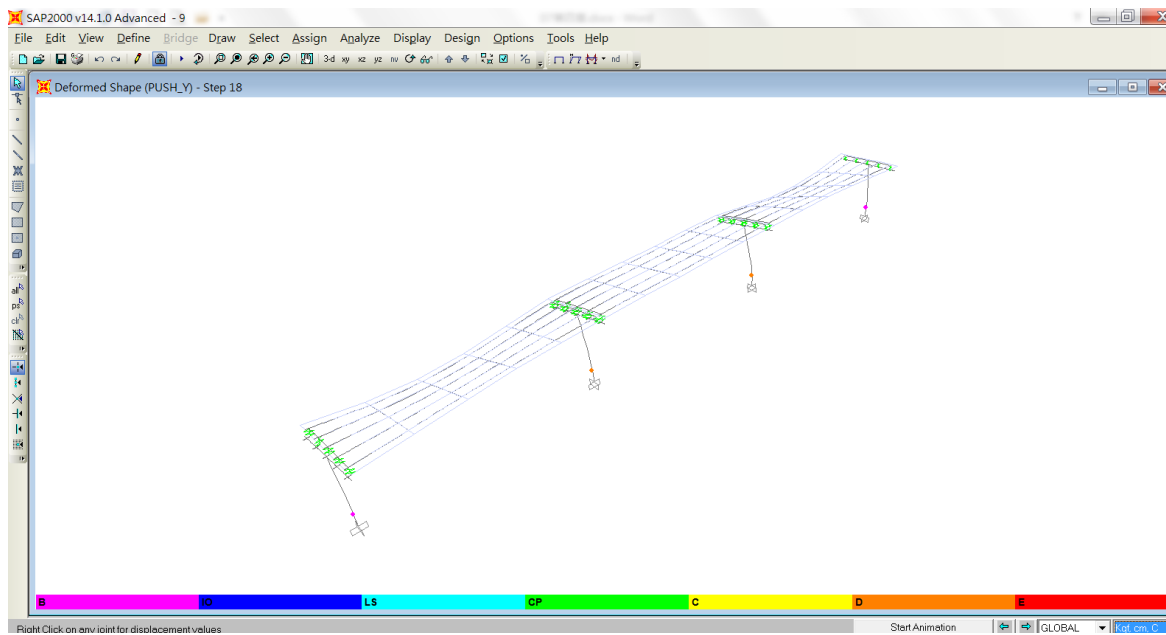


圖3.31側推分析結果

3.7.8垂直行車向位移-加速度曲線

將行車向側推曲線求得整體橋梁行車向側推曲線上各位移所對應之PGA值，如圖 3.32 所示。其中，補強前之橋梁假設補強消能係數 K 為 $1/3$ 。此外，選取橋柱產生第一個降伏階段之PGA值為PL3、第一個破壞階段之PGA值為PL0，並作三等分線性內插獲得PL2與PL1，如表 3-18 所示。

表3-18 整體橋梁垂直行車向各性能點PGA值

性能點	PGA(g)
PL3	0.229
PL2	0.312
PL1	0.395
PL0	0.479

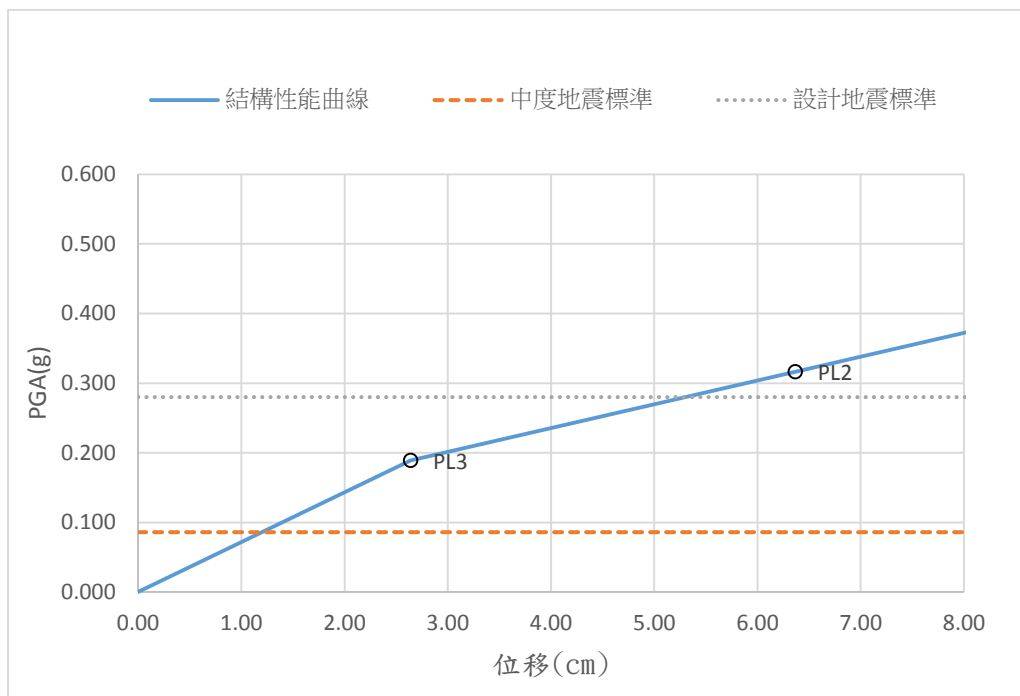


圖3.32 整體橋梁行車向各性能點PGA值與位移關係圖

3.7.9 垂直行車向中度地震補強需求判定

橋梁應具有足夠強度，於中度地震（Frequent Earthquake, FE）保持彈性。中度地震 PGA 值依「準則」第 2.4 節之定義為 $0.4SDS/3.25=0.4 \times 0.7/3.25=0.086g$ 。由圖 3.32 得知，整體橋梁降伏點（PL3=0.229g）之 PGA 值大於中度地震 PGA 值，故不需進行耐震補強。

3.7.10 垂直行車向設計地震補強需求判定

設計地震（Design Earthquake, DE）PGA 值依「準則」第 2.4 節之定義為 $0.4SDS=0.4 \times 0.7=0.28g$ 。由於本橋採用民國 76 年版之橋梁設計規範設計，設計地震之補強性能點為 PL1。由圖 3.32 可知，整體橋梁行車向 PL1(0.395g)點 PGA 值，大於設計地震 PGA 值，故符合規定。

3.8 樁基礎及土壤模擬

本分析案例基礎採用 60cm ϕ PC 樁，樁長 28m。基樁彈性彈簧參數分析結果如表 3-19 所示。

表3-19 基樁彈性彈簧參數

Depth(m)	P _{HU} (kg)	K _h (kg/cm)	δ_e (cm)
1	5358.54	50255.44	0.1066
2	21434.17	100510.89	0.2133
3	32151.26	100510.89	0.3199
4	42868.35	100510.89	0.4265
5	53585.44	100510.89	0.5331
6	64302.52	100510.89	0.6398
7	75019.61	100510.89	0.7464
8	85736.70	100510.89	0.8530
9	91905.21	106345.02	0.8642
10	102210.37	106345.02	0.9611
11	112515.53	106345.02	1.0580
12	122820.69	106345.02	1.1549
13	133125.85	106345.02	1.2518
14	143431.01	106345.02	1.3487
15	153736.17	106345.02	1.4456
16	164041.33	106345.02	1.5425
17	174346.49	106345.02	1.6394
18	69266.10	38813.53	1.7846
19	204066.60	112208.40	1.8186
20	215115.14	112208.40	1.9171
21	226163.68	112208.40	2.0156
22	237212.23	112208.40	2.1140
23	248260.77	112208.40	2.2125
24	259309.31	112208.40	2.3110
25	270357.86	112208.40	2.4094
26	281406.40	112208.40	2.5079

27	292454.94	112208.40	2.6064
28	151751.74	56104.20	2.7048

$$K_{VP} = 790607.82(\text{kg/cm})$$

$$k_v = 136633.81(\text{kg/cm})$$

$$q_b = 494800.84\text{kg}$$

樁帽

$$k_{hf} = 539568.68\text{kg/cm}$$

$$P_{hu} = 95739.31\text{kg}$$

$$\delta_e = 0.18\text{cm}$$

3.9 樁基礎及土壤模擬後行車向側推分析

樁土壤以彈簧模擬，橋梁模型如圖 3.33 所示，側推分析首先以力量控制施加自重，接續前一階段的內力資料，再進行位移控制之側推分析，側推分析之側向力(地震力)在 X、Y 方向均假設為第一振態。側推分析結果如圖 3.34 及 3.35 所示，降伏地表加速度 $A_y = 0.189g$ ，崩塌地表加速度 $A_c = 0.571g$ 。

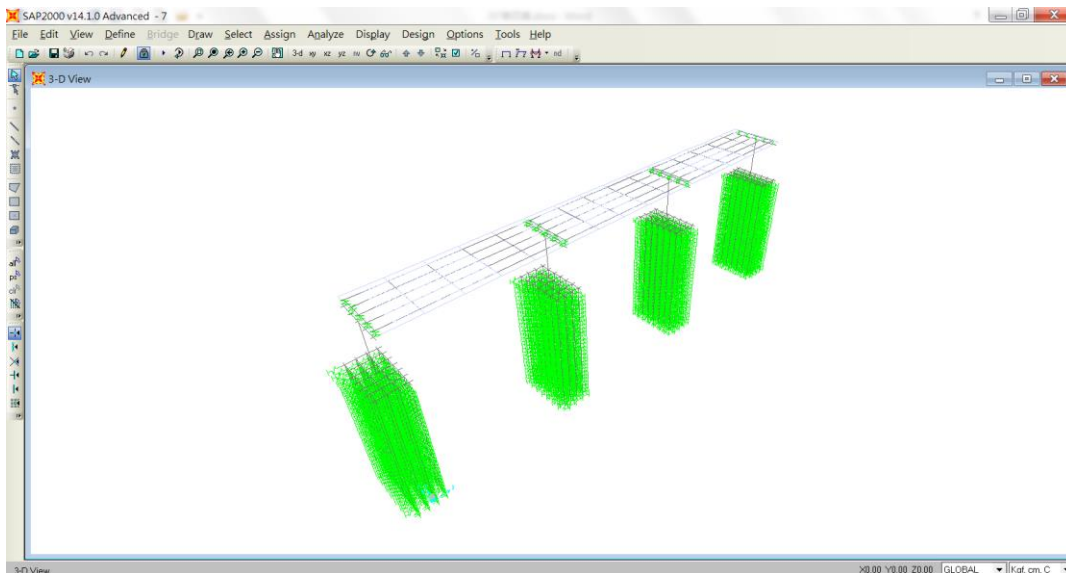


圖3.33 基礎無沖刷情況，樁土壤以彈簧模擬之分析模型

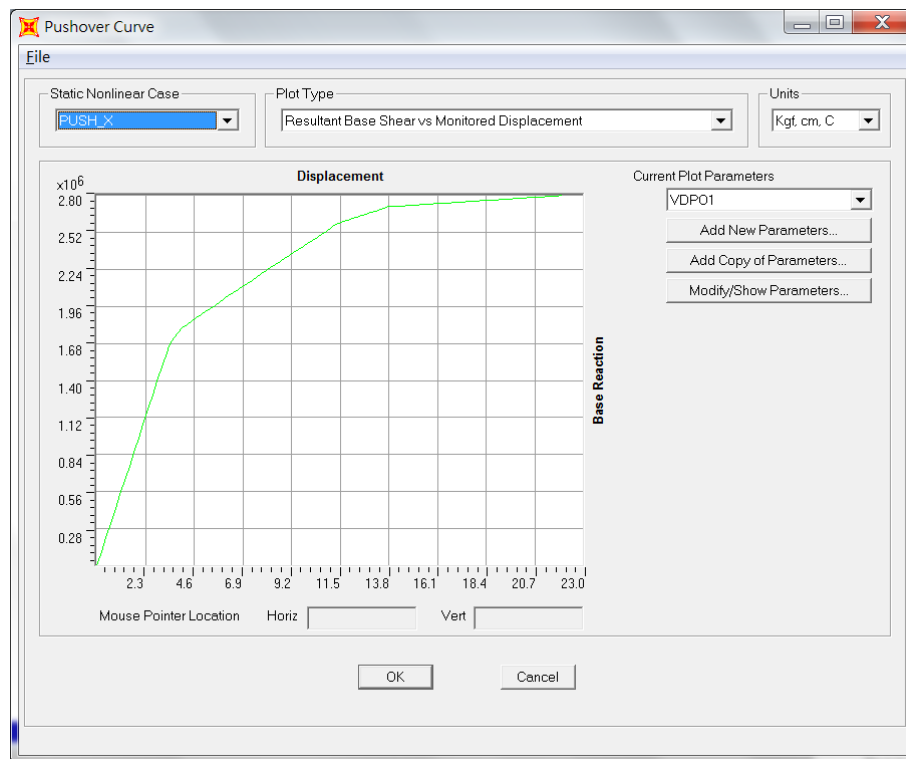


圖3.34 基底剪力分析結果

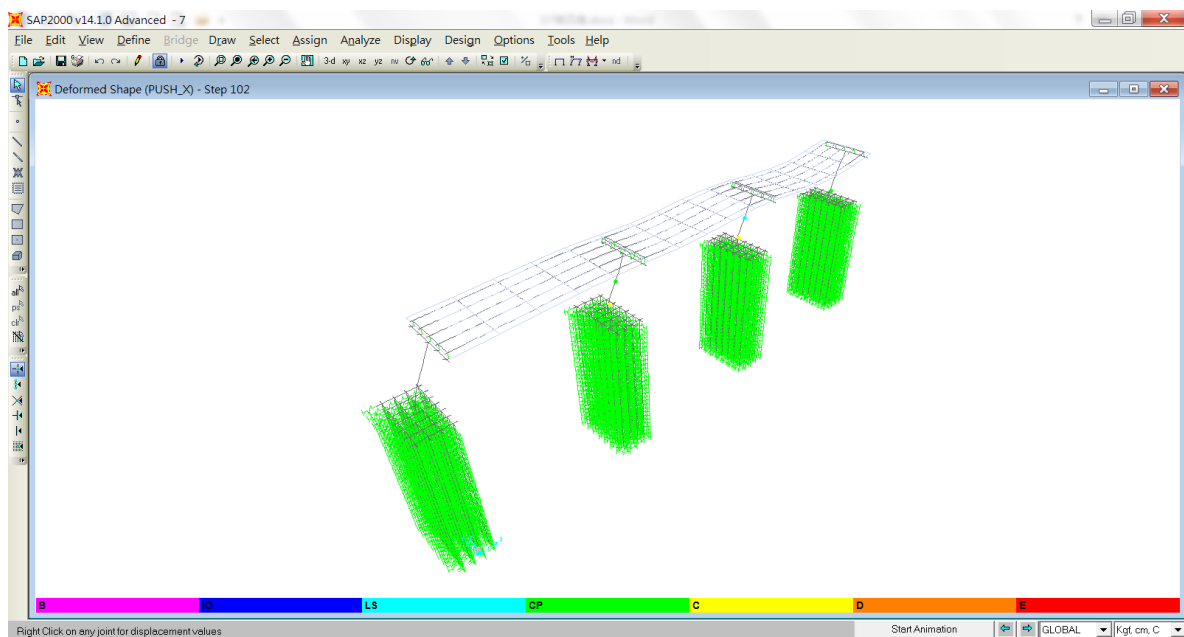


圖3.35 側推分析結果

3.9.1 行車向位移-加速度曲線

將行車向側推曲線求得整體橋梁行車向側推曲線上各位移所對應之 PGA 值，如圖 3.36 所示。其中，補強前之橋梁假設補強消能係數 κ 為 1/3。此外，選取橋柱產生第一個降伏階段之 PGA 值為 PL3、第一個破壞階段之 PGA 值為 PL0，並作三等分線性內插獲得 PL2 與 PL1，如表 3-20 所示。

表3-20 整體橋梁行車向各性能點PGA值

性能點	PGA(g)
PL3	0.189
PL2	0.316
PL1	0.444
PL0	0.571

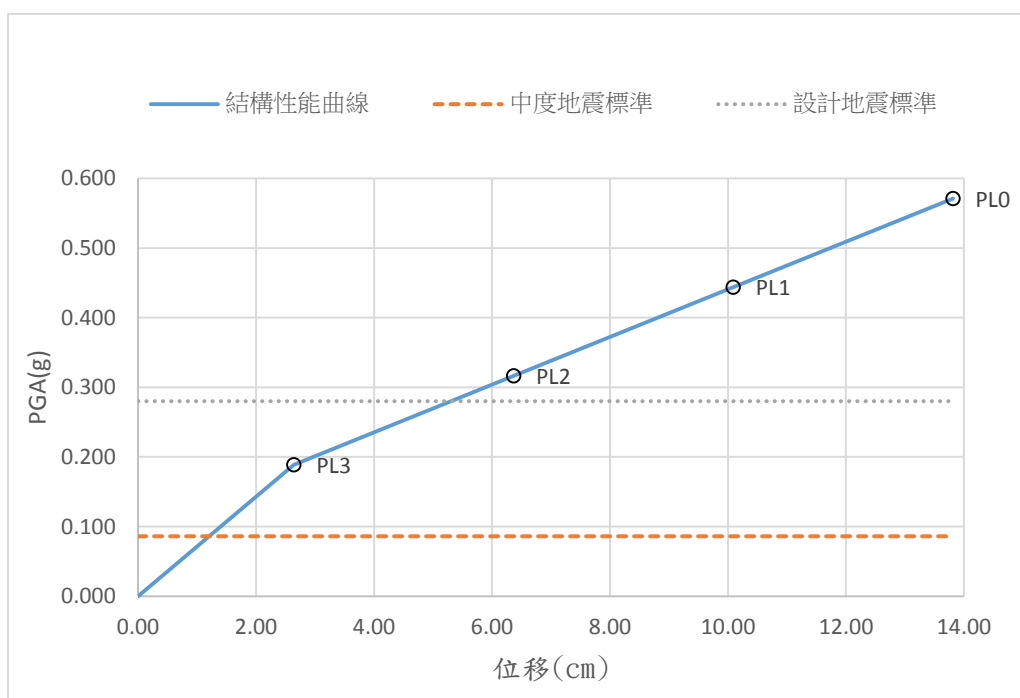


圖3.36 整體橋梁行車向各性能點PGA值與位移關係圖

3.9.2 行車向中度地震補強需求判定

橋梁應具有足夠強度，於中度地震（Frequent Earthquake, FE）保持彈性。中度地震 PGA 值依「準則」第 2.4 節之定義為 $0.4SDS/3.25=0.4\times0.7/3.25=0.086g$ 。由圖 3.36 得知，整體橋梁降伏點（ $PL3=0.189g$ ）之 PGA 值大於中度地震 PGA 值，故不需進行耐震補強。

3.9.3 行車向設計地震補強需求判定

設計地震（Design Earthquake, DE）PGA 值依「準則」第 2.4 節之定義為 $0.4SDS=0.4\times0.7=0.28g$ 。由於本橋採用民國 76 年版之橋梁設計規範設計，設計地震之補強性能點為 PL1。由圖 3.36 可知，整體橋梁行車向 PL1($0.444g$)點 PGA 值，大於設計地震 PGA 值，故符合規定。

3.9.4 垂直行車向側推分析

樁土壤以彈簧模擬，側推分析首先以力量控制施加自重，接續前一階段的內力資料，再進行位移控制之側推分析，側推分析之側向力(地震力)在 X、Y 方向均假設為第一振態。側推分析結果如圖 3.37 及 3.38 所示，降伏地表加速度 $A_y=0.224g$ ，崩塌地表加速度 $A_c=0.471g$ 。

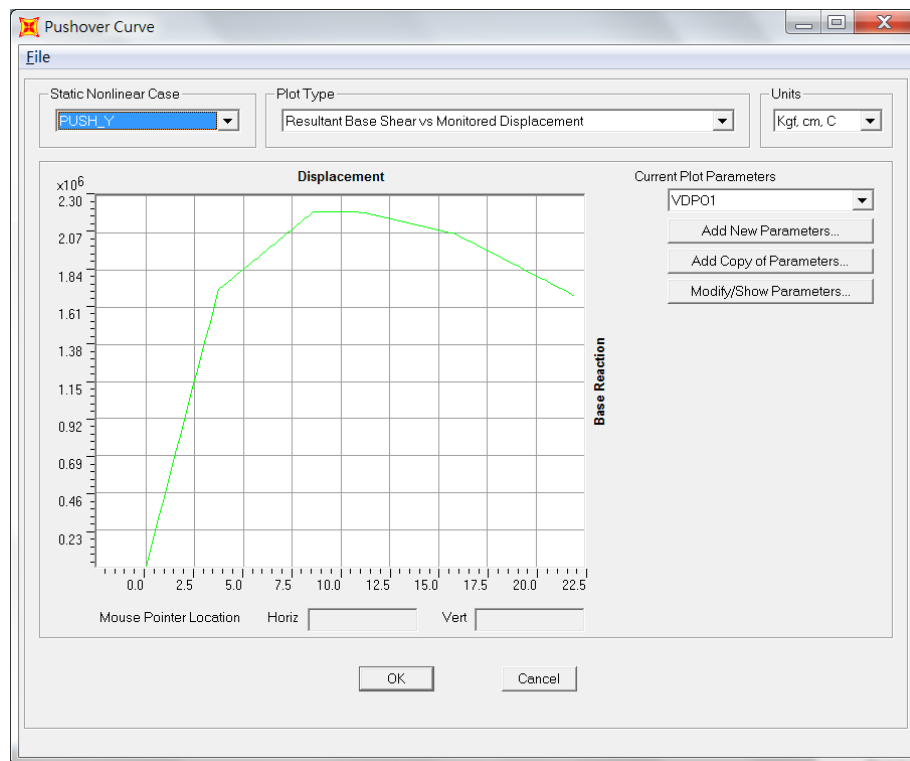


圖3.37 基底剪力分析結果

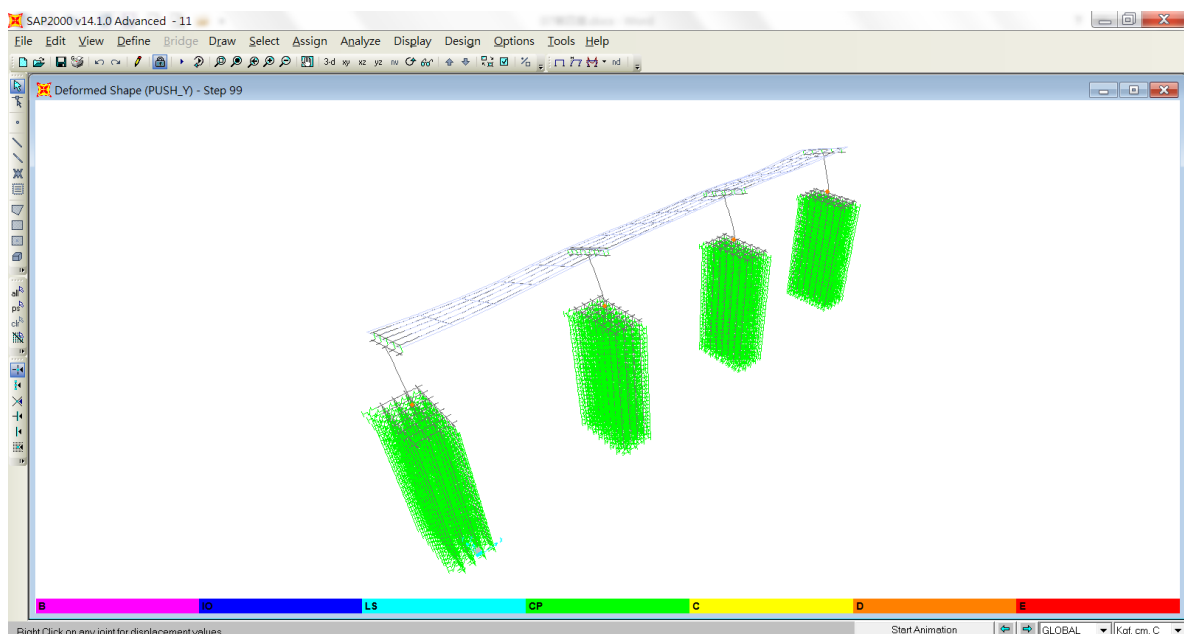


圖3.38 側推分析結果

3.9.5 垂直行車向位移-加速度曲線

將行車向側推曲線求得整體橋梁行車向側推曲線上各位移所對應之 PGA 值，如圖 3.39 所示。其中，補強前之橋梁假設補強消能係數 κ 為 1/3。此外，選取橋柱產生第一個降伏階段之 PGA 值為 PL3、第一個破壞階段之 PGA 值為 PL0，並作三等分線性內插獲得 PL2 與 PL1，如表 3-21 所示。

表3-21 整體橋梁行車向各性能點PGA值

性能點	PGA(g)
PL3	0.224
PL2	0.307
PL1	0.389
PL0	0.471

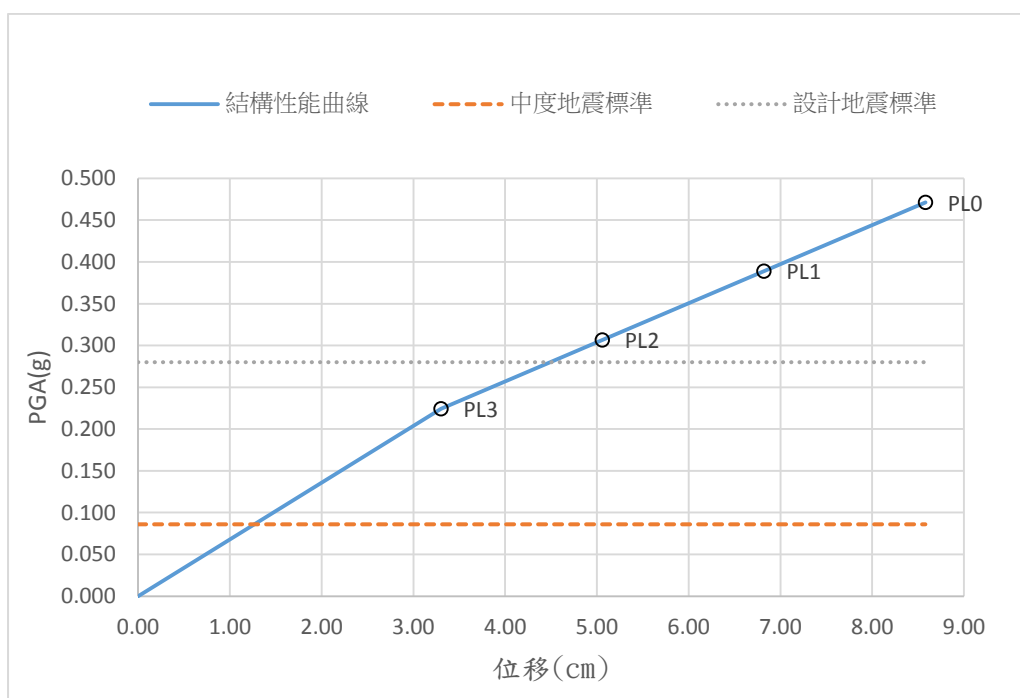


圖3.39 整體橋梁行車向各性能點PGA值與位移關係圖

3.9.6垂直行車向中度地震補強需求判定

橋梁應具有足夠強度，於中度地震（Frequent Earthquake, FE）保持彈性。中度地震 PGA 值依「準則」第 2.4 節之定義為 $0.4SDS/3.25=0.4\times 0.7/3.25=0.086g$ 。由圖 3.39 得知，整體橋梁降伏點（ $PL3=0.224g$ ）之 PGA 值大於中度地震 PGA 值，故不需進行耐震補強。

3.9.7垂直行車向設計地震補強需求判定

設計地震（Design Earthquake, DE）PGA 值依「準則」第 2.4 節之定義為 $0.4SDS=0.4\times 0.7=0.28g$ 。由於本橋採用民國 76 年版之橋梁設計規範設計，設計地震之補強性能點為 PL1。由圖 3.39 可知，整體橋梁行車向 PL1(0.389g)點 PGA 值，大於設計地震 PGA 值，故符合規定。

3.10 基礎耐震能力評估

本案例基礎採樁基礎施作，以側推分析結果檢核其振動單元之基樁與樁帽現有強度是否符合耐震需求。

3.10.1 基樁承載能力檢核

依據地質資料評估與分析結果，基樁承載力如下：

基樁極限支承力 $Q_c = 781 \text{ t}$

基樁極限拉拔力 $Q_t = 124 \text{ t}$

以行車向側推分析對應性能點時計算所得之

橋墩基樁最大承壓力 = $123 \text{ t} < Q_c \text{ O.K.}$

橋墩基樁最大拉拔力 = $44 \text{ t} < Q_t \text{ O.K.}$

以垂直行車向側推分析對應性能點時計算所得之

橋墩基樁最大承壓力 = $154 \text{ t} < Q_c \text{ O.K.}$

橋墩基樁最大拉拔力 = $70 \text{ t} < Q_t \text{ O.K.}$

3.10.2 基樁應力檢核

本案例橋墩共有 28 支圓管 PC 樁，外直徑 60cm，內直徑 36cm，

基樁剪力強度以下式檢核：

$$V_c = (0.16\sqrt{f'_c} + 50 \frac{V_u d_p}{M_u}) b_w d$$

其中 $\frac{V_u d_p}{M_u}$ 不得大於1， d 不需小於 $0.8b_w$ ， b_w 取60cm， d_p 取54cm。

依據側推分析結果，本案例橋梁三跨振動單元行車向與垂直行車向之設計剪力及彎矩如下：

基樁行車向剪力 $V_u = 4.4 \text{ t}$

基樁行車向彎矩 $M_u = 12 \text{ t-m}$

基樁垂直行車向剪力 $V_u = 19 \text{ t}$

基樁垂直行車向彎矩 $M_u = 26 \text{ t-m}$

行車向

$$V_c = \left(0.16\sqrt{210} + 50 \frac{4.4 \times 0.54}{12} \right) \times 60 \times (0.8 \times 60) / 1000 = 30.83t > V_u$$

垂直行車向

$$V_c = \left(0.16\sqrt{210} + 50 \frac{19 \times 0.54}{26} \right) \times 60 \times (0.8 \times 60) / 1000 = 59t > V_u$$

3.10.3 樁帽鋼筋混凝土強度檢核

行車向最大彎矩：

$$M_u = (111 \times 7) \times (2.7 - 2.1/2) = 1282 \text{ t-m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{2800}{0.85 \times 210} = 15.69$$

$$R_u = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{1282 \times 1000 \times 100}{0.9 \times 1240 \times 190^2} = 3.182$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_u}{f_y}} \right) = 0.001147$$

$$A_{s \text{ required}} = 0.001147 \times 1240 \times 190 = 270 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ provided}} = 32\phi @ 12 \text{ cm} = 841.13 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ required}} \text{ O.K.}$$

垂直行車向最大彎矩：

$$M_u = (37.9 + 42 + 46.1 + 50.17) \times (5.4 - 4.1/2) + (12 + 16 + 20 + 24.3) \times (3.6 - 4.1/2) = 702 \text{ t-m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{2800}{0.85 \times 210} = 15.69$$

$$R_u = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{702 \times 1000 \times 100}{0.9 \times 700 \times 190^2} = 3.086$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_u}{f_y}} \right) = 0.001112$$

$$A_{srequired} = 0.001112 \times 700 \times 190 = 148 \text{ cm}^2$$

$$A_{sprovided} = 32 \phi @ 12 \text{ cm} = 474.83 \text{ cm}^2 > A_{srequired} \quad \text{O.K.}$$

貫穿剪力：

臨界面 b_0 為柱面往外側加上 $1/2$ 基礎有效深度(距離柱邊95cm)，

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \sqrt{f'_c} b_0 d = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 1656.6 \times \frac{190}{1000} = 4109.6 \text{ t}$$

橋墩柱最大軸力 $P = 1.7 \times 1000 = 1700 \text{ t} < \phi V_c$ ，且臨界面 b_0 範圍尚包含6支基樁，考慮橋墩柱軸力與基樁反力互相抵消之影響，貫穿剪力可以忽略不計。

梁式剪力：

臨界面位於柱面往外側再加上基礎有效深度(距離柱中心3.95m)，在臨界面內基樁反力與橋墩柱軸力互相抵消、可以不計，若基樁有部分位於臨界面外，基樁反力依基樁直徑之比率計算。

$$V_u = 1.7 \times (37.9 + 42 + 46.1 + 50.17) = 299 \text{ t}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \sqrt{f'_c} b_0 d = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 700 \times \frac{190}{1000} = 868.27 \text{ t} > V_u \quad \text{O.K.}$$

3.11 材料不同腐蝕程度之耐震能力評估

不同腐蝕程度下之彎矩-轉角關係圖如 3.40 所示。

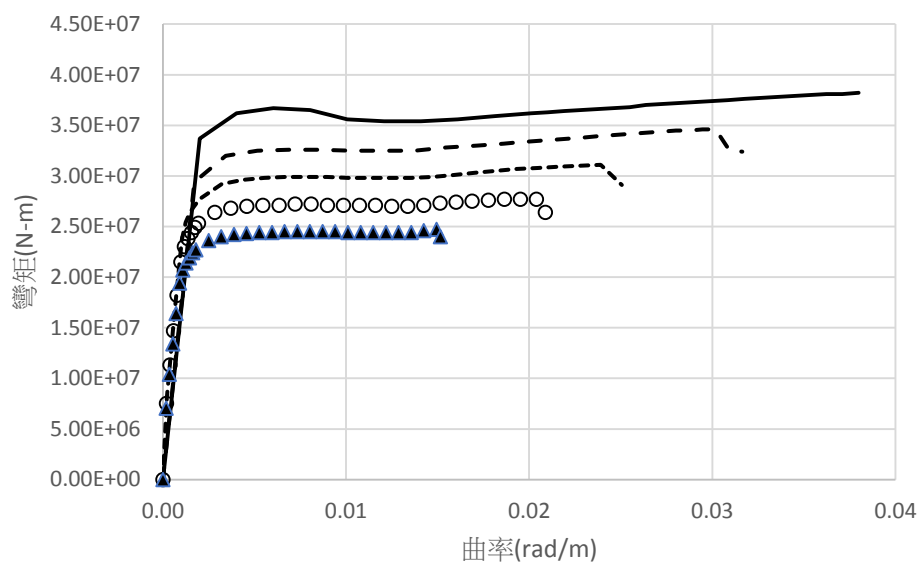


圖3.40 不同腐蝕程度下之彎矩-轉角關係圖

不同腐蝕程度下之行車向墩柱塑性鉸 SAP2000 輸入資料如表 3-22 及 3-23 所示。

表3-22 行車向墩柱塑性鉸SAP2000輸入資料

0%腐蝕程度	項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
	A	0	0
	B	3470	0
	C	3798	0.0339
	D	3697	0.0348
	E	0	0.0348
5%腐蝕程度	項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
	A	0	0
	B	3200	0
	C	3261	0.02149
	D	3010	0.002288
	E	0	0.002288
10%腐蝕程度	項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
	A	0	0
	B	2780	0
	C	3019	0.0155

	D	2644	0.0171
	E	0	0.0171
15%腐蝕程度	項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
	A	0	0
	B	2530	0
	C	2701	0.01258
	D	2341	0.01385
	E	0	0.01385
20%腐蝕程度	項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
	A	0	0
	B	2240	0
	C	2403	0.0089
	D	2085	0.0097
	E	0	0.0097

表3-23 行車向墩柱斷筋點塑性鉸SAP2000輸入資料

0%腐蝕程度	項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
	A	0	0
	B	2200	0
	C	2348	0.02988
	D	2222	0.03079
	E	0	0.03079
5%腐蝕程度	項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
	A	0	0
	B	2020	0
	C	2078	0.03120
	D	1915	0.03242
	E	0	0.03242
10%腐蝕程度	項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
	A	0	0
	B	2020	0
	C	2075	0.02895
	D	1871	0.03044
	E	0	0.03044
15%腐蝕程度	項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
	A	0	0
	B	1620	0
	C	1743	0.01762
	D	1570	0.01837
	E	0	0.01837
20%腐蝕程度	項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
	A	0	0
	B	1490	0
	C	1628	0.01207
	D	1472	0.01254
	E	0	0.01254

不同腐蝕程度下之行車向整體橋梁行車向各性能點 PGA 值如表 3-24 所示。

表3-24 整體橋梁行車向各性能點PGA值

0%腐蝕程度	性能點	PGA(g)
	PL3	0.236
	PL2	0.348
	PL1	0.459
	PL0	0.571
5%腐蝕程度	性能點	PGA(g)
	PL3	0.218
	PL2	0.319
	PL1	0.419
	PL0	0.520
10%腐蝕程度	性能點	PGA(g)
	PL3	0.188
	PL2	0.287
	PL1	0.386
	PL0	0.485
15%腐蝕程度	性能點	PGA(g)
	PL3	0.170
	PL2	0.259
	PL1	0.349
	PL0	0.438
20%腐蝕程度	性能點	PGA(g)
	PL3	0.149
	PL2	0.227
	PL1	0.305
	PL0	0.383

第四章 公路早期防救災決策支援系統架構

4.1.系統架構

系統為能達到持續運作不中斷，所以除了在港研中心設立了主系統外，在台科大亦設了備援系統，本中心連結位置如表4-1。

表 4-1 系統架構

IP	品項	作業系統	系統功能
163.29.73.51	網路伺服器	MS Windows Server 2008	網頁伺服器
163.29.73.52	網路伺服器	MS Windows Server 2008	ESRI Arc GIS server
163.29.73.53	網路伺服器	MS Windows Server 2008	MS SQL Server 2008

(一)第一台主機:163.29.73.51

(1)TRENDS網頁伺服器放置在c:\resin-2.1.12中

(2)c:\resin-2.1.12\bin\httpd.exe為伺服器啟動的執行檔，此執行檔已經設定在系統的啟動功能內，只要機器一啟動就會自動執行。

(3) c:\resin-2.1.12\doc\www1放置網頁內容，為jsp撰寫的網頁程式

(二)第二台主機:163.29.73.52

(1)ArcGIS IIS網頁伺服器放置在c:\inetpub中

(2)c:\inetpub\wwwroot為GIS網頁使用目錄。

(三)第三台主機:163.29.73.53

(1)資料庫伺服器

(2)跨河自動更新程式、地震擷取程式(與中央大學連結)

4.2 系統網頁及說明

4.2.1 臺灣橋梁地震通阻分析模式

系統網址為<http://163.29.73.52/pga/>，網頁如圖4.1所示，網頁存放位置 GIS 相關網頁放置於 163.29.73.52 主機，路徑為 C:\inetpub\wwwroot\PGA\Default.aspx，如圖4.2所示。

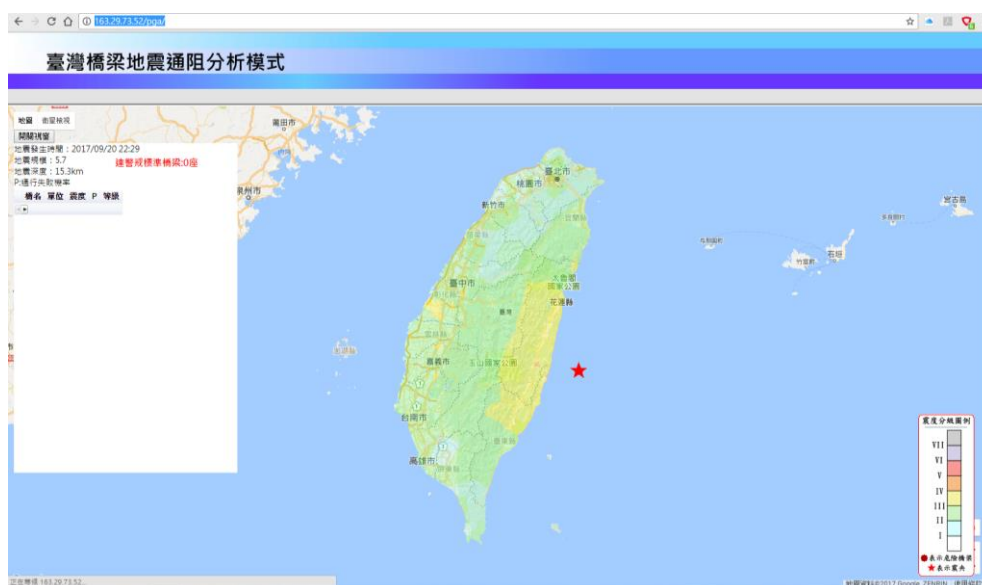


圖 4.1 臺灣橋梁地震通阻分析模式網頁

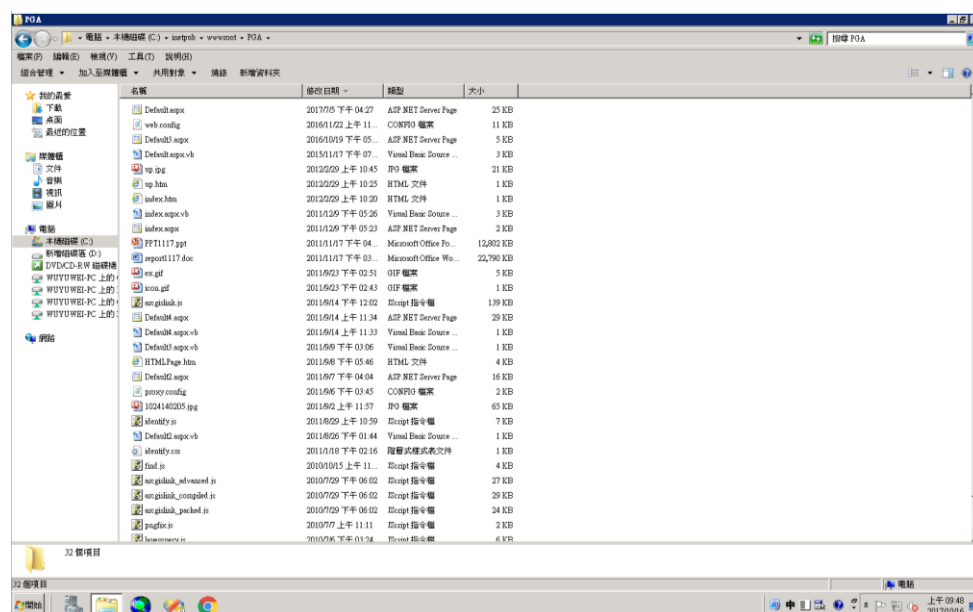


圖 4.2 臺灣橋梁地震通阻分析模式網頁位置

資料庫使用表單使用MSSQL資料庫，資料庫名稱:Bridge，資料表名稱為TELES橋梁基本資料表(如圖4.3)。

TID	ID	橋名	工段處	工段段	PGA_M2	PGA_M3	PGA_M4	PGA_M5	PGA_M2_ESIM	PGA_M3_ESIM	PGA_M4_ESIM	PGA_M5_ESIM	PGA	P_TELES	P_ESIM	P
1	2537	A01-0020-001A	竹園橋	一區	橋梁	0.2429	0.4037	0.5645	0.7252	0.21342601	0.3065201433333333	0.4004342766666667	0.49393941	0.00079532	0	0
2	2538	A01-0020-001B	外北橋	一區	橋梁	0.2429	0.3887	0.5435	0.6983	0.20634349	0.29946472	0.39259595	0.48570718	0.00079583	0	0
3	2538	A01-0020-001B	高響橋	一區	橋梁	0.2429	0.4037	0.5645	0.7252	0.20909688	0.3015171433333333	0.3939350666666667	0.48635407	0.00079583	0	0
4	2543	A01-0020-004A	香山橋	一區	橋梁	0.306	0.4912	0.6869	0.8825	0.24833218	0.3678585066666667	0.4873848333333333	0.60691116	0.00088549	0	0
5	2544	A01-0020-005A	德田橋	一區	橋梁	0.306	0.5084	0.7109	0.9133	0.24969154	0.36947379	0.48925604	0.60803829	0.00089684	0	0
6	2545	A01-0020-005B	平湖橋	一區	橋梁	0.306	0.5084	0.7109	0.9133	0.24959687	0.36867792	0.47539877	0.59011972	0.00088397	0	0
7	2547	A01-0020-006A	水潭橋	一區	橋梁	0.306	0.5084	0.7109	0.9133	0.24211088	0.35171881	0.46222894	0.57277387	0.0008968	0	0
8	2548	A01-0020-006B	水潭橋	一區	橋梁	0.306	0.5059	0.7074	0.9089	0.24111505	0.35163023	0.46214541	0.57266059	0.0008968	0	0
9	2546	A01-0020-006C	金龍橋	一區	橋梁	0.3085	0.4165	0.4359	0.4545	0.2405501	0.34841021	0.45827832	0.56713043	0.00082941	0	0
10	2549	A01-0020-006D	三機管橋	一區	橋梁	0.5025	0.7869	1.0752	1.3815	0.26821497	0.3949332	0.52165143	0.64836966	0.00088878	0	0
11	2550	A01-0020-007A	鹿工橋	一區	橋梁	0.306	0.5059	0.7074	0.9089	0.23661926	0.3434529466666667	0.4502866333333333	0.55712032	0.0010241	0	0
12	2551	A01-0020-008A	美豐橋	一區	橋梁	0.306	0.4958	0.6933	0.8907	0.22113026	0.3179318	0.41473334	0.51153488	0.00094627	0	0
13	2552	A01-0020-001A	興仁橋	一區	橋梁	0.306	0.5084	0.7109	0.9133	0.21344838	0.3094528766666667	0.4054573733333333	0.50146387	0.00089412	0	0
14	2553	A01-0020-001B	龍德橋	一區	橋梁	0.306	0.5083	0.7107	0.9131	0.21802576	0.31316042	0.40829508	0.50242974	0.0008748	0	0
15	2554	A01-0020-011A	新橋橋	一區	橋梁	0.306	0.5083	0.7106	0.913	0.19768521	0.2934404666666667	0.3991756033333333	0.5049228	0.00081975	0	0
16	2555	A01-0020-012A	雙孝橋	一區	橋梁	0.306	0.4944	0.6912	0.8881	0.21814539	0.31339615	0.40857131	0.50379427	0.00079504	0	0
17	2556	A01-0020-013A	大光橋	一區	橋梁	0.2070	0.2883	0.3159	0.3444	0.33816433	0.5410423333333333	0.7659203366666667	0.99079834	0.00078684	0	0

圖 4.3 臺灣橋梁地震通阻分析模式網頁資料庫

其中(1).[PGA_M2]為橋梁Ay值(國震)

(2).[PGA_M5]為橋梁Ac值(國震)

(3).[PGA_M3]為橋梁Ay值與橋梁Ac值間均分三等級(國震)

(4).[PGA_M4]為橋梁Ay值與橋梁Ac值間均分三等級(國震)

同理本研究所推論之Ay與Ac值亦紀錄於以下欄位

(5).[PGA_M2_ESIM]

(6).[PGA_M3_ESIM]

(7).[PGA_M4_ESIM]

(8).[PGA_M5_ESIM]

PGA欄位為橋梁所在地之地表加速度

臺灣橋梁地震通阻分析模式將根據上述欄位PGA_M2~ PGA_M5

與PGA計算橋梁之通行失敗機率分別存放於P_TELES(國震)與P_ESIM(本研究推論)欄位，並取高值放置於P欄位，最後顯示於前端網頁中。

模式輸入與輸出部份，以(1)至(8)資料表中Ay及Ac值繪製橋梁地震易損曲線，易損曲線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，本計畫參考文獻交通部公路總局(2008)、劉季宇、葉錦勳、張國鎮等人(2010)所定義，易損性曲線常以對數常態分佈(log-normal distribution)之機率分布函數表示，此方法僅需兩個參數(平均值與變異數)即可繪製。其橫軸為地表加強度(PGA)，縱軸則為超越不同損害狀態的機率，其值介於0至1之間。易損曲線包含四條曲線，如下圖所示。分別描述在不同地表加速度下，超越輕微損害(由Ay繪製)、完全損害的機率(由Ac繪製)，並在此範圍內均分繪製超越中度損害、超越嚴重損害曲線。例如PGA為0.8g時，完全損壞機率為25%，嚴重破壞機率48%，中度損壞機率70%，輕微損壞機率92%。

橋梁通行失敗機率亦參考劉季宇、葉錦勳、張國鎮等人(2010)做法，其計算方法如下：失敗機率(P)=0.01(輕微損壞機率-中度損壞機率)+0.2(中度損壞機率-嚴重破壞機率)+0.8(嚴重破壞機率-完全損害的機率)+完全損害的機率。根據此公式計算案例之失敗機率 $P=0.01(92-70)+0.2(70-48)+0.8(48-25)+25=47\%$ 。

此外，如圖4.4將橋梁之Ay訂為安全上限值與警戒下限值，橋梁之Ac訂為警戒上限值與危險下限值。本計畫預設超過安全上限值時為通報標準，超過安全上限值之橋梁再依每座橋之通行失敗機率大小作為震後橋梁管理人員巡檢之優先順序，橋梁管理人員可優先巡檢失敗機率較高之橋梁，避免用路人使用高破壞機率之橋梁並造成人員傷亡損失。

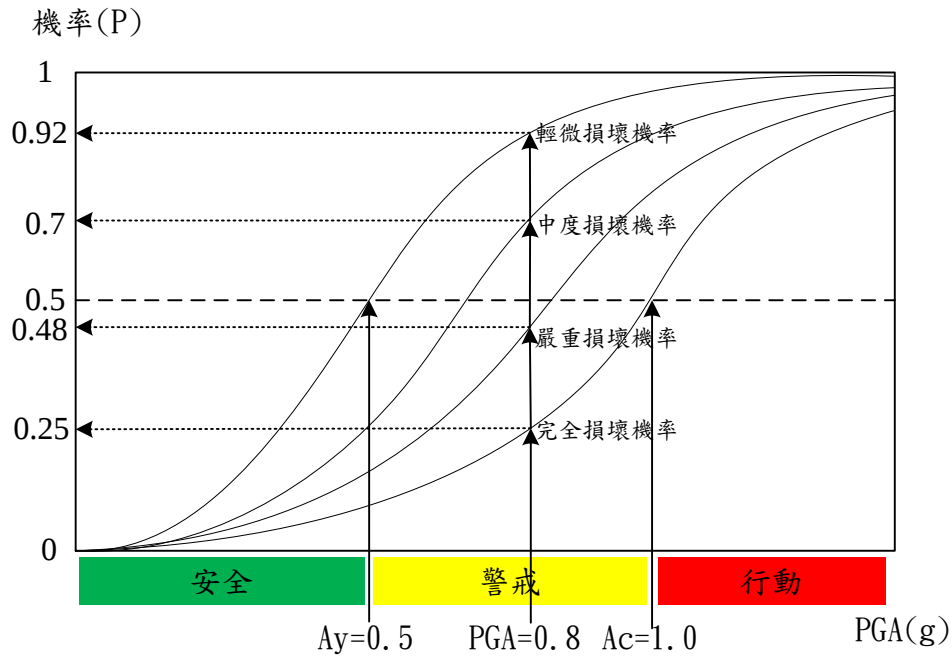


圖 4.4 橋梁地震易損曲線範例圖

系統提供公路總局連結 Web service 連結，如圖 4.5 所示，
<http://163.29.73.52/Earthquake/Earthquake.asmx>，相關網頁放置於
 163.29.73.52 主機 C:\inetpub\wwwroot\Earthquake\，如圖 4.6 所示。

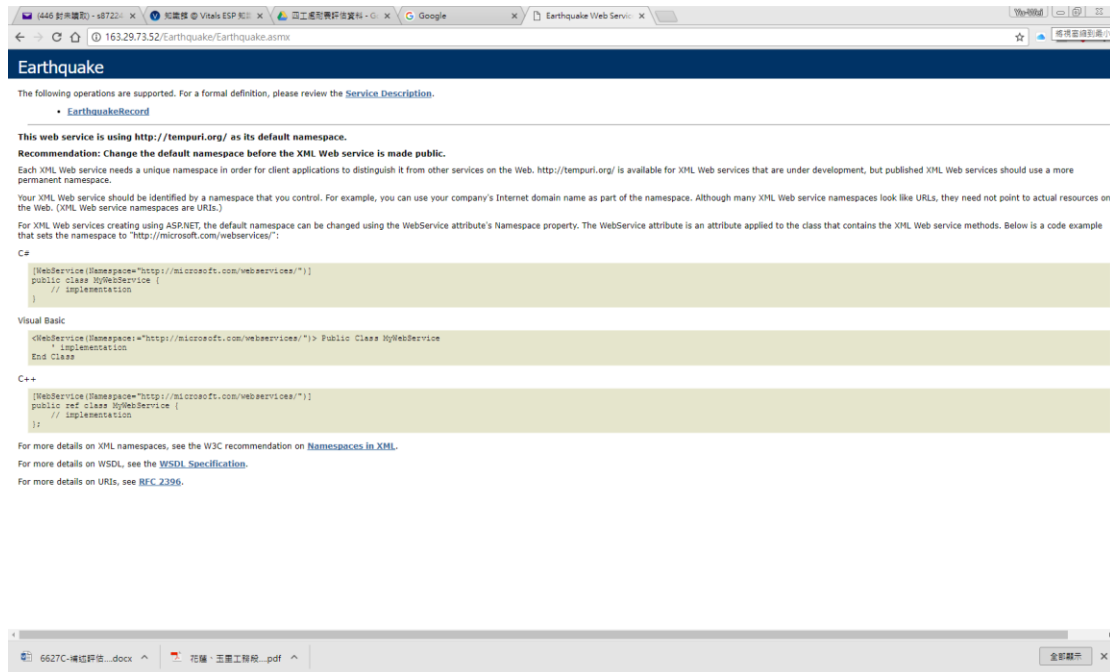


圖 4.5 系統提供公路總局連結 Web service 連結

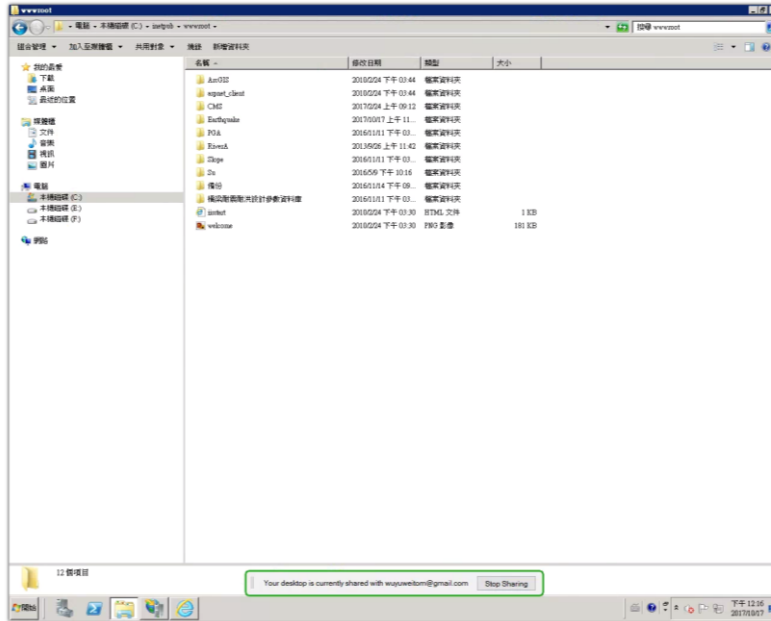


圖 4.6 系統提供公路總局連結 Web service 連結網頁位置

4.2.2 跨河橋梁安全預警系統

系統網址為<http://163.29.73.52/rivera/>，網頁如圖4.7所示，網頁存放位置 GIS 相關網頁放置於 163.29.73.52 主機，路徑為 C:\inetpub\wwwroot\RIVERA\Default.aspx，如圖4.8所示。



圖 4.7 跨河橋梁安全預警系統網頁

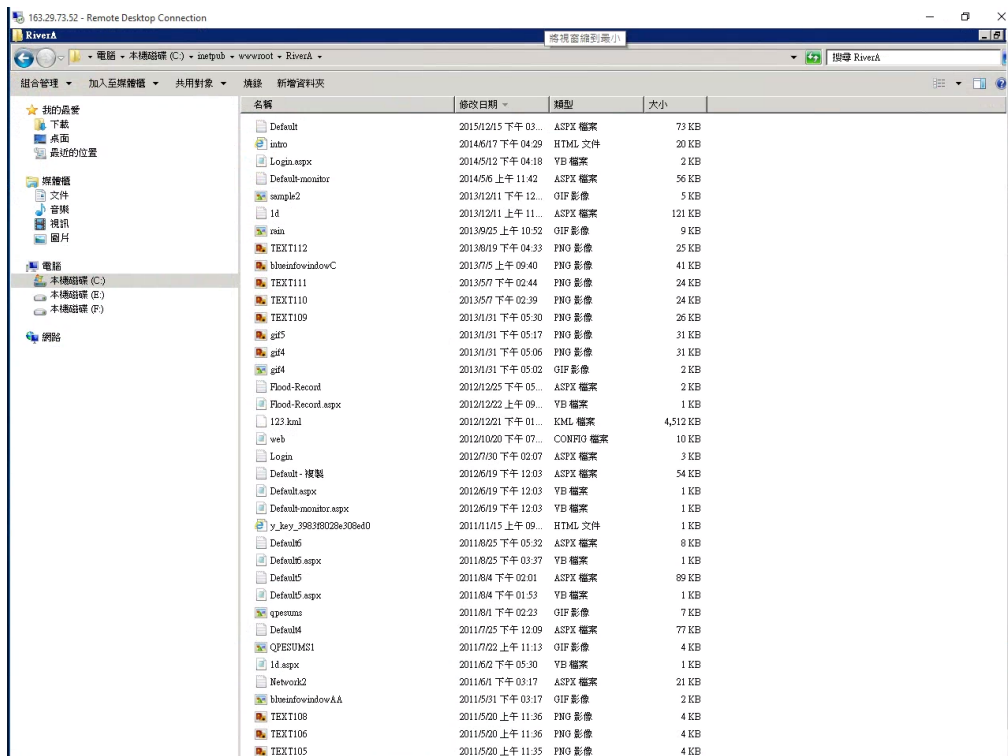


圖 4.8 跨河橋梁安全預警系統網頁位置

資料庫使用表單使用MSSQL資料庫，資料庫名稱:Bridge，資料表名稱為FloodFSAlert (如圖4.9)。

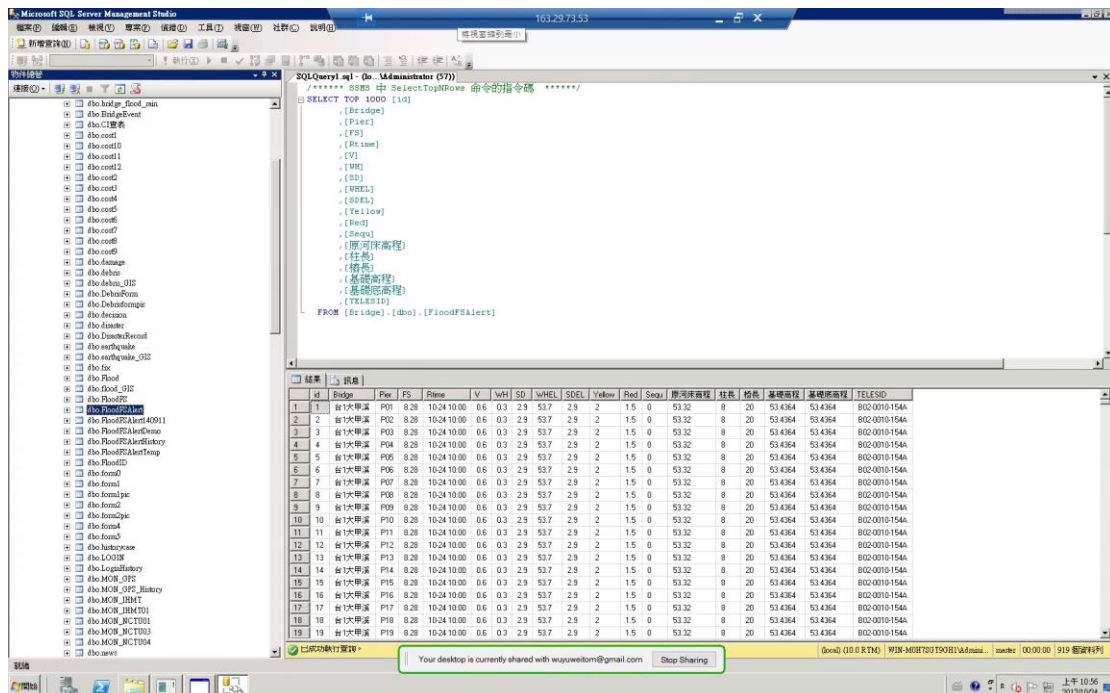


圖 4.9 跨河橋梁安全預警系統網頁資料庫

模式輸入與輸出部份，根據一維水理或二維水理分析模式計算各橋梁之流速(V)、水位高(WH)與冲刷深度(SD)，應用橋梁安全評估計算公式計算橋梁安全係數，輸出到安全係數欄位(FS)。

4.2.3 山區道路易致災路段監測預警管制系統

系統網址為<http://163.29.73.52/slope/>，網頁如圖4.10所示，網頁存放位置 GIS 相關網頁放置於 163.29.73.52 主機，路徑為 C:\inetpub\wwwroot\Slope\Default.aspx，如圖4.11所示，前端網頁將不同道路顯示其警戒狀態、未來一小時警戒狀態。

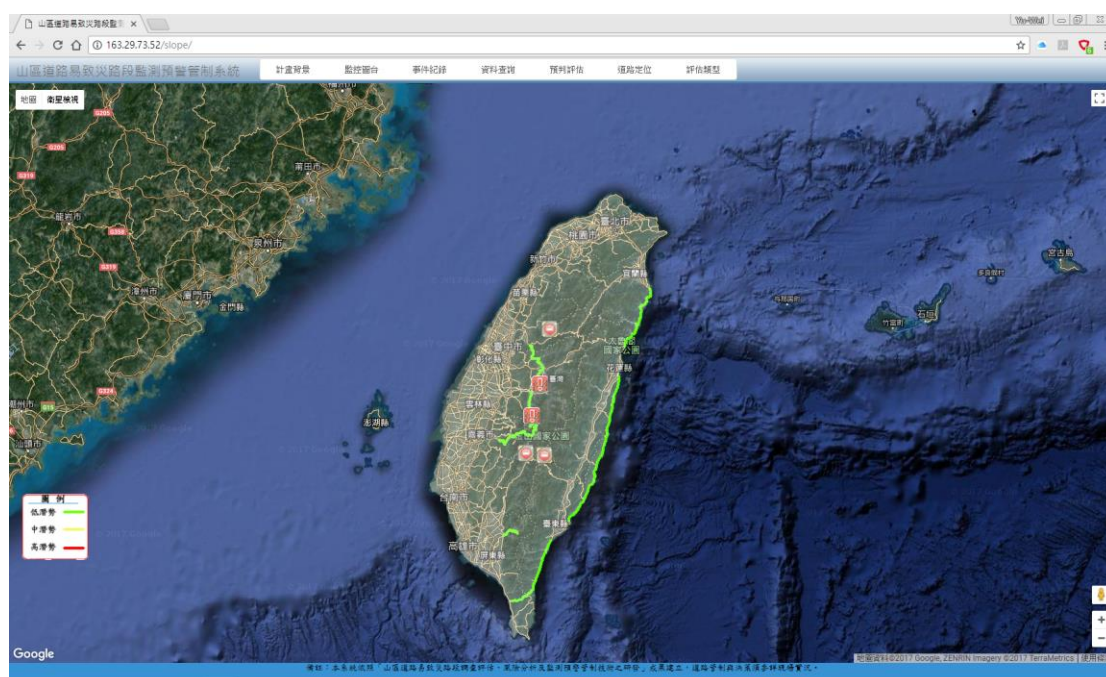
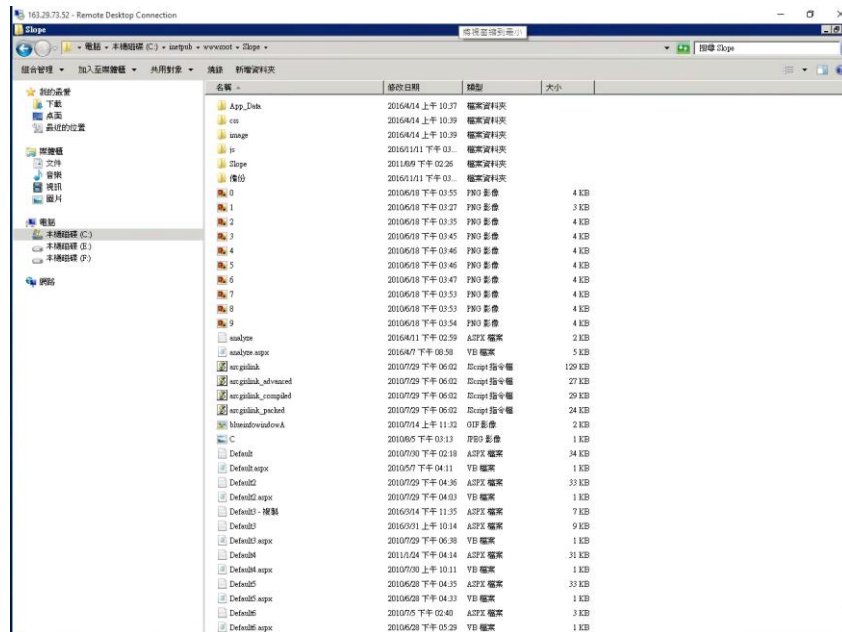
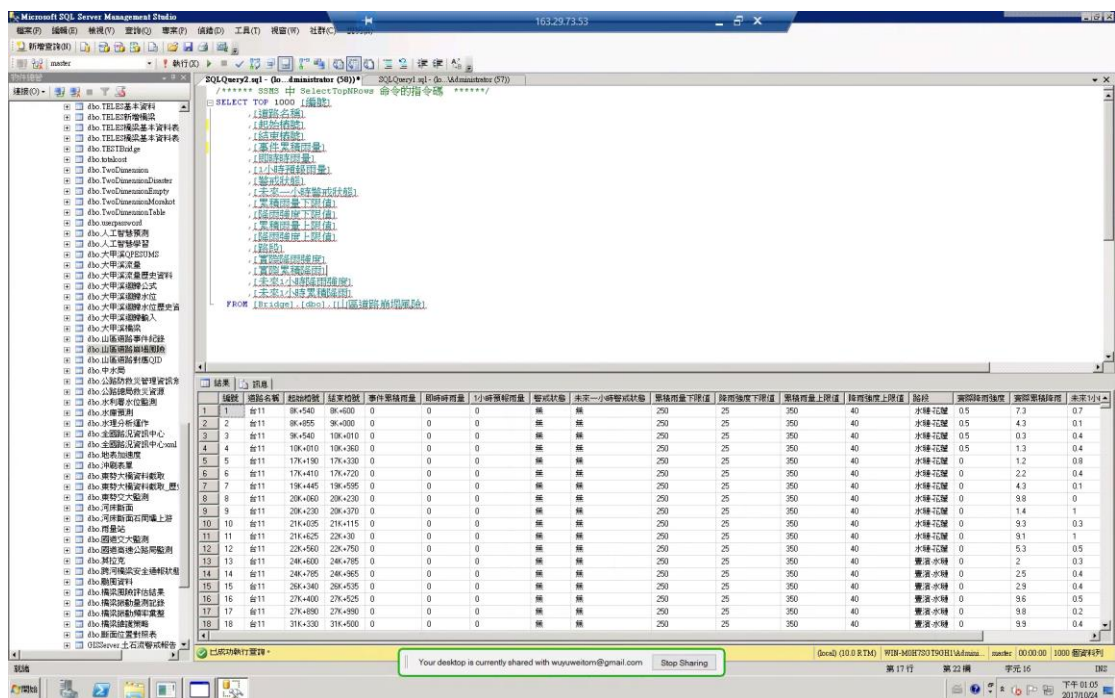


圖 4.10 山區道路易致災路段監測預警管制系統網頁



資料庫使用表單使用MSSQL資料庫，資料庫名稱:Bridge，資料表名稱為山區道路崩塌風險(如圖4.12)。



模式輸入與輸出部份，由資料庫中取出實際降雨強度、實際累積降雨、未來1小時降雨強度、未來1小時累積降雨作為輸入值。套入資料欄位累積雨量下限值、降雨強度下限值、累積雨量上限值、降雨強度上限值，輸出為警戒狀態、未來一小時警戒狀態。

4.2.4 橋梁耐震耐洪設計參數資料庫

系統網址為<http://163.29.73.52/parameter/>，網頁如圖4.13所示，網頁存放位置GIS相關網頁放置於163.29.73.52主機，路徑為C:\inetpub\wwwroot\Parameter\Default.aspx，如圖4.14所示。



圖 4.13 橋梁耐震耐洪設計參數資料庫網頁



圖 4.14 橋梁耐震耐洪設計參數資料庫網頁位置

資料庫使用表單使用Mdf資料庫，資料庫名稱: Database1，資料

表名稱為 TELES 橋梁基本資料表 (如圖 4.15)，路徑為 C:\inetpub\wwwroot\橋梁耐震耐洪設計參數資料庫\ App_Data。

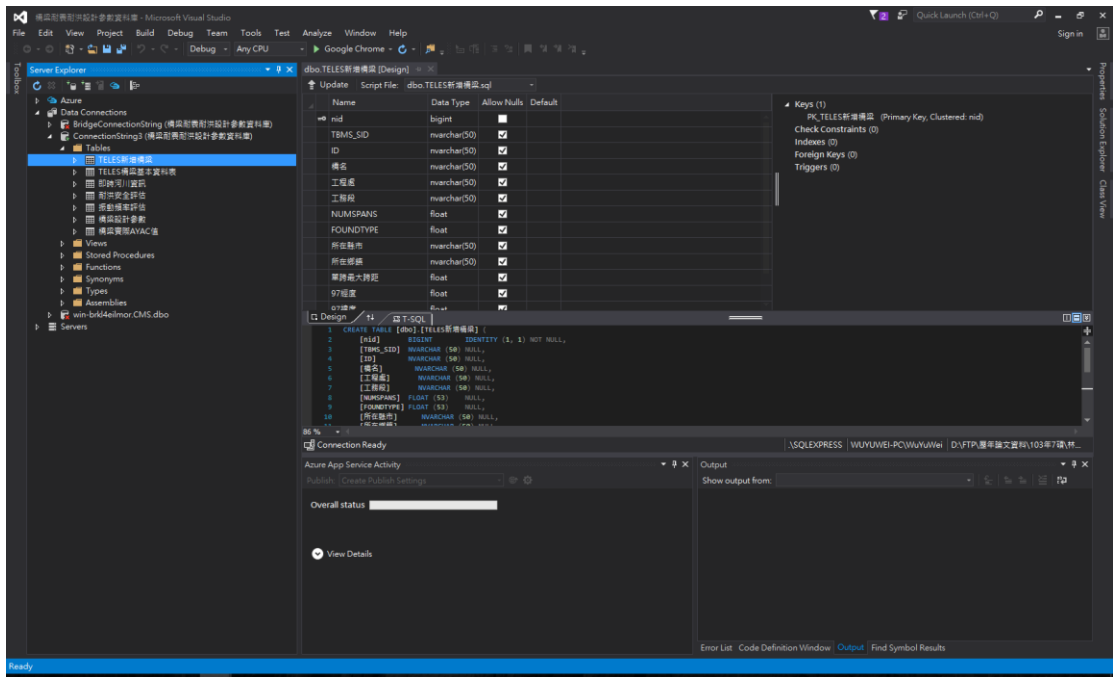


圖 4.15 橋梁耐震耐洪設計參數資料庫之資料表

模式輸入與輸出部份，輸入部份系統將輸入橋梁設計參數欄位，上傳橋梁結構模型檔案，輸出部份可匯出先前所匯入之橋梁結構模型檔案。

4.2.5 颱洪及地震後橋梁檢監測系統

系統網址為http://163.29.73.51/www1/vibration.htm，網頁如圖4.16所示，網頁存放位置GIS相關網頁放置於163.29.73.51主機，路徑為 C:\resin-2.1.12\doc\www1\，如圖4.17。

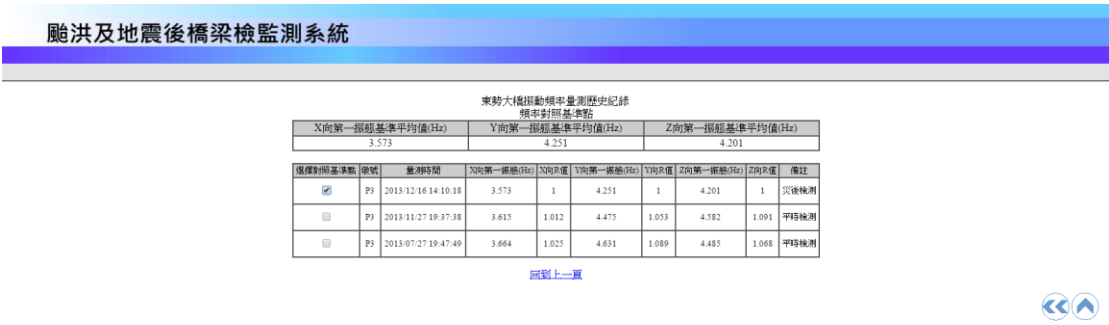


圖 4.16 颱洪及地震後橋梁檢監測系統網頁

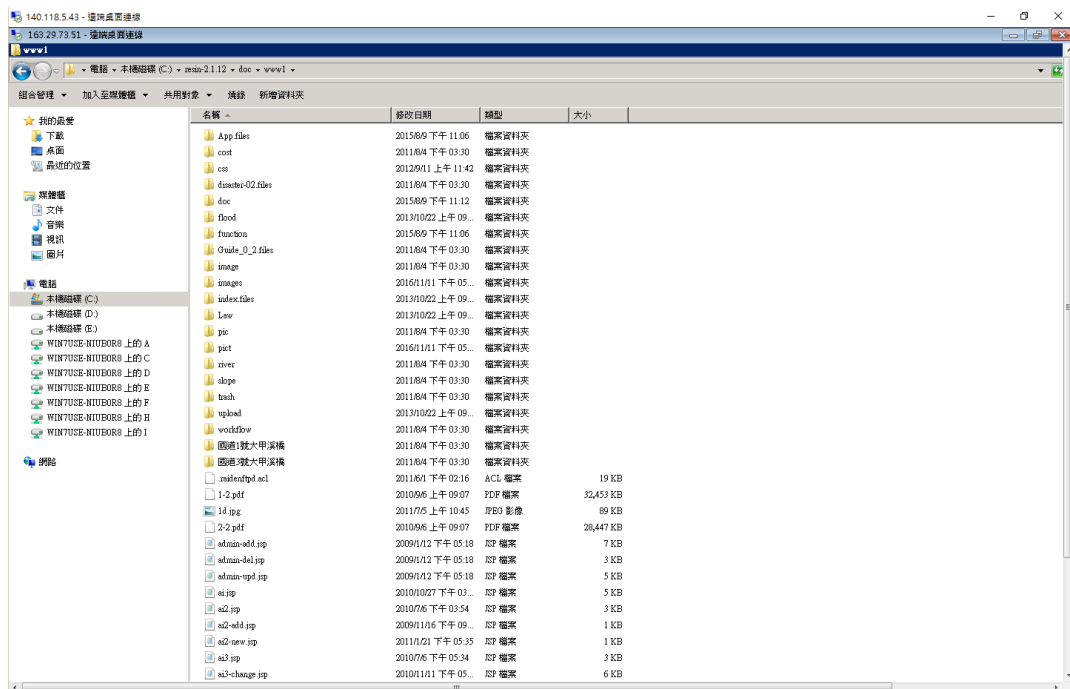


圖 4.17 颱洪及地震後橋梁檢監測系統網頁位置

4.2.6 橋梁保全評估與養護經費決策支援系統

系統網址為<http://163.29.73.51/www1/lifecycle.htm>，網頁如圖4.18所示，網頁存放位置GIS相關網頁放置於163.29.73.51主機，路徑為C:\resin-2.1.12\doc\www1\。

橋梁保全評估與養護經費決策支援系統																								
製表時間: 2016.11.14 09:21																								
				重新選擇 列印此頁 註: 可點選表頭進行資料排序																				
橋梁編號	橋梁名稱	工程區	工程段	檢修風險成本(萬元)	第1年	第2年	第3年	第4年	第5年	第6年	第7年	第8年	第9年	第10年	第11年	第12年	第13年	第14年	第15年	第16年	第17年	第18年	第19年	第20年
各年度加修(萬元)					45124	50594	57197	75666	143162	48965	78544	62168	63824	85269	50000	66473	69809	76979	54021	57606	91408	71835	78171	46898
A01-0020-001A	竹園橋	一區	修養	507	23	-	-	-	-	117	23	-	52	-	53	-	53	-	-	82	-	-	82	24
A01-0020-003A	外光橋	一區	修養	125	-	-	83	-	49	16	16	-	49	-	-	-	-	111	16	16	-	-	-	-
A01-0020-003B	高潭橋	一區	修養	12	-	2	-	-	-	2	-	2	-	2	-	-	-	-	2	-	2	-	-	-
A01-0020-004A	合山橋	一區	修養	511	18	-	-	-	142	-	49	-	-	99	18	-	50	18	18	-	50	19	-	51
A01-0020-005A	後田橋	一區	修養	821	-	132	-	-	168	36	36	36	-	-	-	-	253	37	37	-	-	-	202	-
A01-0020-005B	半蘭橋	一區	修養	1118	53	53	53	54	54	54	54	-	-	-	-	-	424	-	-	146	-	83	-	83
A01-0020-006A	水潭橋	一區	修養	688	34	34	35	35	35	35	-	77	-	77	-	77	35	35	36	36	-	-	100	-
A01-0020-006B	水潭橋	一區	修養	173	-	-	63	20	-	-	63	20	-	27	20	-	27	21	21	-	28	-	-	66
A01-0020-006C	金龍橋	一區	修養	8078	65	65	65	-	-	811	-	503	66	66	-	-	-	1017	67	-	-	835	-	518
A01-0020-006D	三槐里橋	一區	修養	123	-	-	-	77	-	-	-	-	78	-	-	-	-	-	-	-	169	-	-	-
A01-0020-007A	南工橋	一區	修養	628	28	-	72	-	-	-	-	-	-	196	28	-	-	96	29	-	74	-	-	98
A01-0020-009A	林厝橋	一區	修養	182	2	-	-	-	38	2	-	-	-	-	54	-	-	34	-	-	-	-	-	62
A01-0020-010A	南仁橋	一區	修養	22	-	8	1	1	1	-	8	-	8	1	1	1	-	-	-	24	-	-	15	1
A01-0020-010B	福源橋	一區	修養	165	-	-	-	-	50	2	-	16	-	16	-	16	-	-	-	47	-	16	3	-
A01-0020-011A	新埔橋	一區	修養	121	-	-	20	-	11	7	7	-	-	20	-	11	-	11	-	-	-	27	7	-

圖 4.18 颱洪及地震後橋梁檢監測系統網頁

4.2.7 系統資料庫

系統資料庫主機IP:163.29.73.53如圖4.19及4.20所示，執行SQL Server Management Studio，資料庫名稱bridge。

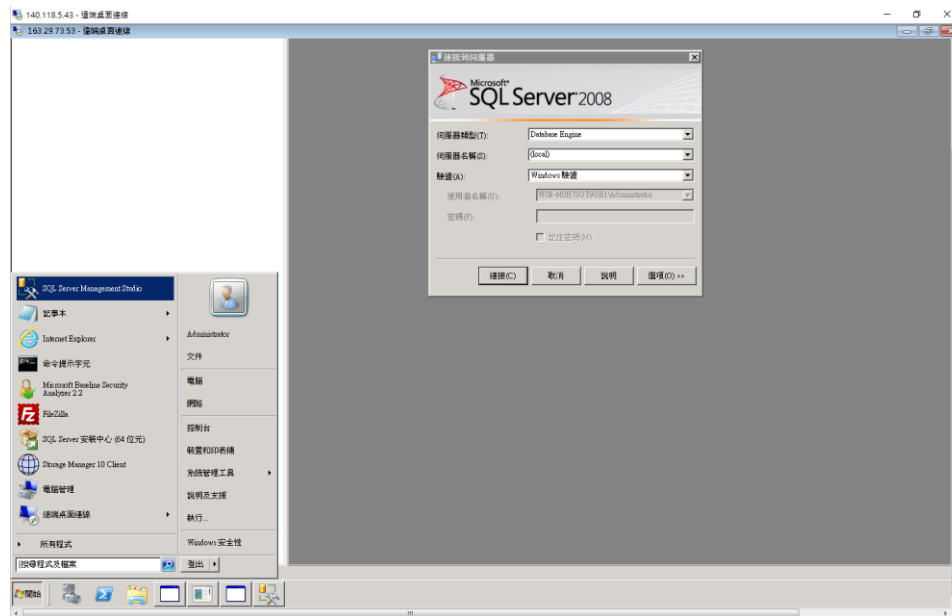


圖 4.19 系統資料庫登入



圖 4.20 系統資料庫

第五章 水工模型試驗規劃與佈置

本章依據公路總局第二區養護工程處臺中工務段(以下簡稱臺中工務段)對臺 1 線大甲溪橋近幾年之相關橋基沖刷防治做為，來探討後續可能發生的問題，並據以規劃後續的水工模型試驗，期望能研提相關對策供臺中工務段未來施政的參據。

5.1 大甲溪橋橋基沖刷對策探討

民國 97 年因卡玫基、鳳凰及辛樂克颱風接連侵台，在台灣中部降下超大豪雨，大甲溪溪水速迅暴漲帶來大量豪雨，導致大甲溪溪水暴漲，后豐大橋不堪強力沖刷下，發生斷橋事件，共計有轎車、計程車和休旅車 3 台分別先後隨斷橋掉入湍急的溪中，造成 6 人罹難的悲劇；而大甲溪橋也因暴漲之溪水沖刷，造成上游客庄堤防部分被沖毀，部分橋基受到嚴重的沖刷而裸露。因此，臺中工務段於隔年汛期前，執行了「台 1 線大甲溪橋 P18~P29 橋墩短期緊急保護工程」，以鼎形塊排置工法來保護橋墩上下游的河床，如圖 5.1、5.2 所示，同年於 8 月 6 日至 8 月 10 日間發生於臺灣中南部及東南部的一起嚴重水災(俗稱八八水災)，起因為颱風莫拉克侵襲臺灣所帶來創紀錄的雨勢(許多地方 2 日的降雨量，相當於 1 整年份的量)，是臺灣自 1959 年八七水災以來最嚴重的水患，期間臺灣多處淹水、山崩與土石流，其中以位於高雄縣甲仙鄉小林村小林部落滅村事件最為嚴重，造成 474 人活埋。所幸此次水災雖造成許多鼎形塊的流失，但大甲溪橋橋基並未發生嚴重的沖刷破壞，顯示此保護工法發揮了保護橋墩基礎的功效。

經過這幾年的颱風侵襲，鼎形塊發揮了保護大甲溪橋橋墩基礎河床的功效，如圖 5.3 所示，期間雖發生鼎形塊磨損破壞及流失的情況，如圖 5.4 所示，但臺中工務段則持續補鋪鼎形塊，以確保大甲溪橋橋墩基礎之沖刷深度能保持在容許的安全沖刷範圍內。

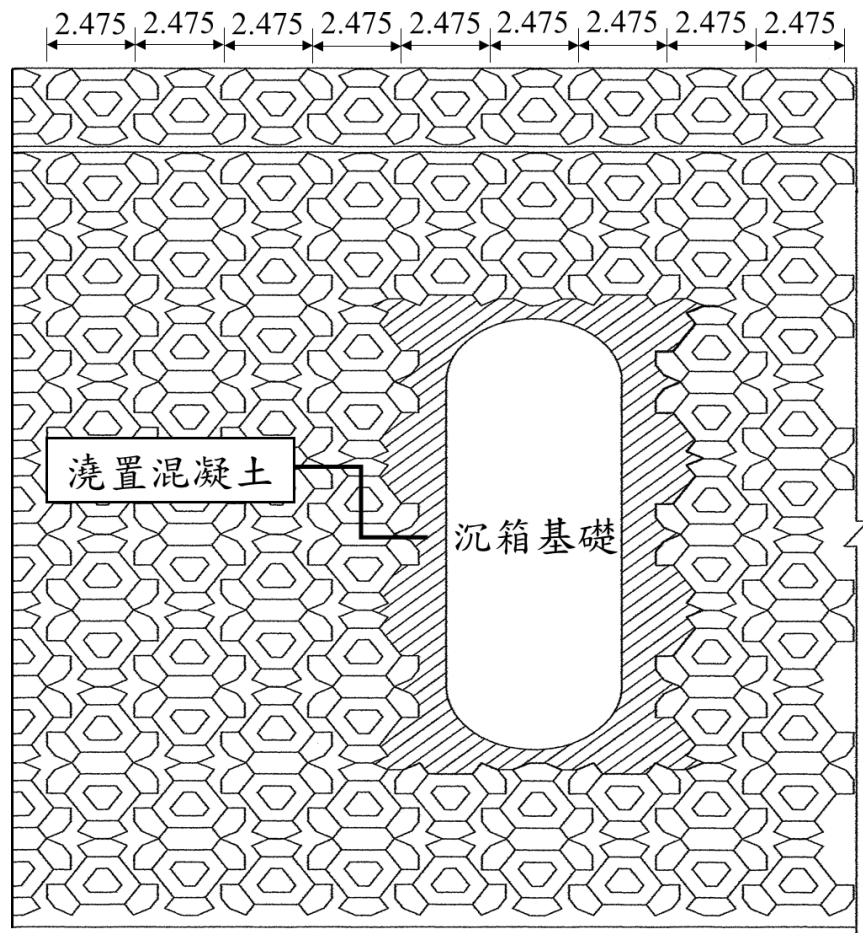


圖 5.1 鼎形塊排置工法平面示意圖

由臺中工務段近幾年對大甲溪橋橋基抗冲刷的做為與成效顯示，鼎形塊排置工法已達到預期的成果，未來針對橋墩基礎冲刷與河床之保護應可依據往例予以持續編列預算補鋪破損或流失的鼎形塊保護工。後續本研究將規劃渠槽斷面試驗，針對大甲溪橋的橋基保護工來進行水工模型試驗，研提未來橋基的保護工鋪設方式，期望能減緩鼎形塊的流失或橋墩基礎附近的冲刷深度，以供臺中工務段未來施作保護工的參據。

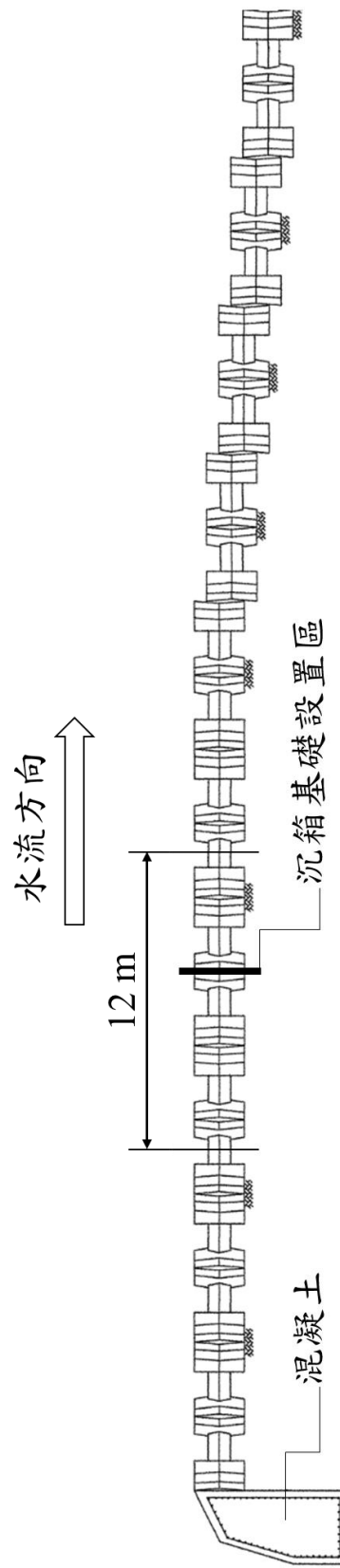


圖 5.2 鼎形塊排置工法縱剖面圖



圖 5.3 大甲溪橋現況鼎形塊排置工法



圖 5.4 大甲溪橋鼎形塊冲刷流失狀況

5.2 試驗渠槽

試驗渠槽相關資料如下：

1. 試驗渠槽

渠槽全長 15m、寬 0.8m、深 0.8m，如圖 5.5 所示，渠槽側壁之材質為強化透明玻璃，以利於試驗進行時之觀測。渠槽尾端有一小型沉砂池用以避免試驗砂流入尾水池，後設尾水閘門(tailwater gate)，用以控制試驗水深，如圖 5.6 所示。



圖 5.5 渠槽斷面圖

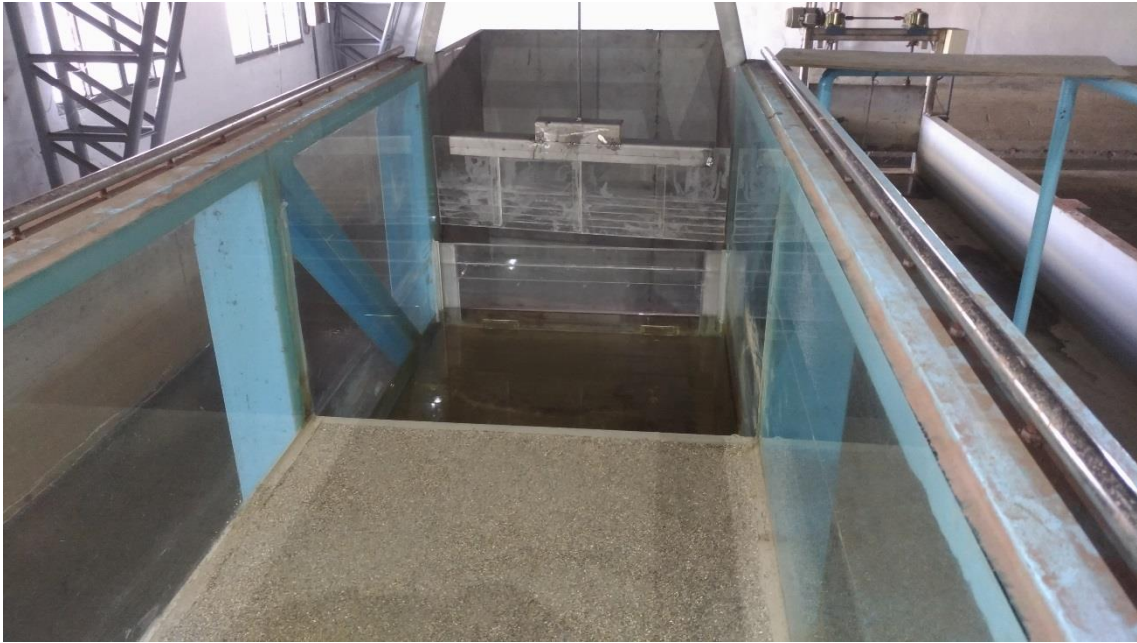


圖 5.6 渠槽尾水控制閘門

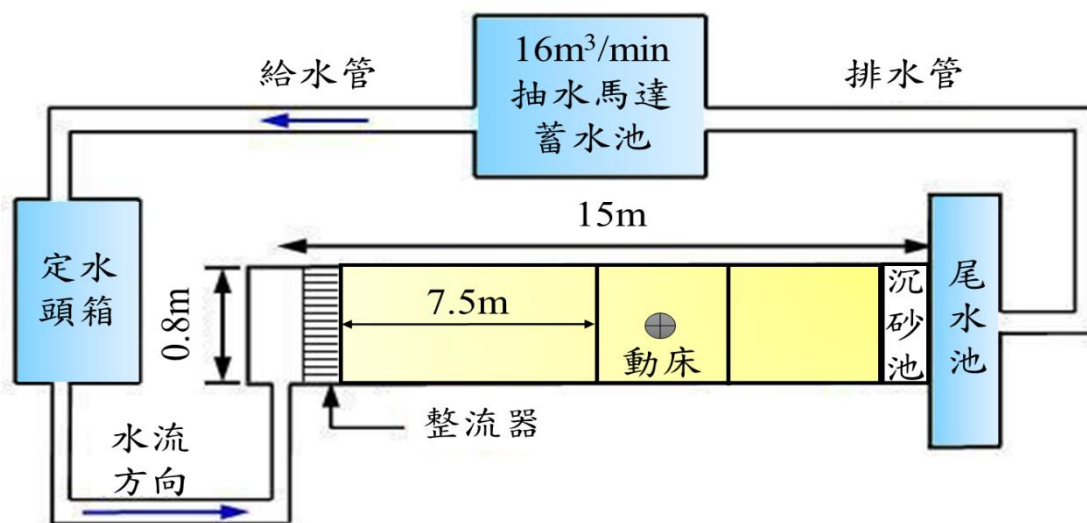
2. 供水系統

以 $16\text{m}^3/\text{min}$ 之抽水馬達從蓄水池中抽水，經由給水管送至定水頭箱，以供應水量至渠槽中。水流經渠槽後流入尾水池，再經由排水道流進蓄水池，形成一供水循環系統。

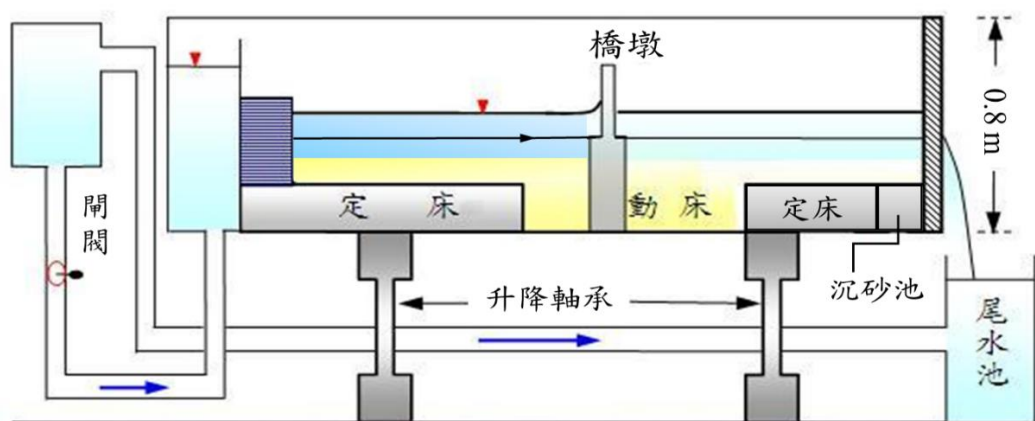
3. 流量控制

定水頭箱至渠槽間設有一顯示式管路手動矩形閘閥，可控制流量流至渠槽中。

渠槽整體主要配置如圖 5.7 所示。



(a) 頂視圖(plan view)



(b) 側視圖(side view)

圖 5.7 試驗渠槽配置圖

5.3 渠槽試驗條件

在決定試驗條件前，應先釐清影響橋墩局部沖刷深度之因素並進行因次分析以免除尺度的問題，決定試驗之相關條件，相關說明如下：

1. 影響橋墩局部沖刷深度之因素

(1)水流強度， V/V_c ：

橋墩局部沖刷依流速大小的不同可以分為清水沖刷及濁水沖刷兩種情況。清水沖刷為流速(V)小於底床質起動速度(V_c)且上游沒有底床質補充到沖刷坑時的情況。濁水沖刷為流速(V)大於底床質起動速度(V_c)且上游有底床質補充到沖刷坑時的情況。Melville(1999)^[1]指出在臨界起動速度(V_c)時有最大之沖刷深度。濁水沖刷之平均沖刷深度會小於清水沖刷深度，因此橋墩沖刷問題仍以最大清水沖刷深度為主要考慮。因此本研究將以臨界起動速度(V_c)來進行沖刷試驗。

(2)水流深度， y/a_p ：

定義為水深(y)和橋墩寬度(a_p)的比值，當此值越小，水深改變會影響沖刷深度。當此值越大，則橋墩迎水面寬度會影響沖刷深度，而與水深較無關係。Raudkivi 和 Ettema(1983)^[4]認為 y/a_p 大於 3~4 時，水深變化對沖刷的影響可以忽略，此為深水狀態；反之則為淺水狀態。因此，為避免水深影響試驗之沖刷深度，本研究之橋墩基礎現況高於河床 4 公尺，迎水面寬度為 5.2 公尺，模型縮尺採 100 分之一，模型橋墩基礎高於底床 4 公分，迎水面寬度 a_p 為 5.2 公分，模型橋墩高 8 公分，試驗水深(y)為避免高於橋墩頂與現況不符，因此，試驗水深(y)取 10.2 公分， y/a_p 約為 2，水深可能會影響試驗之最大沖刷深度，但本研究主要是定性的比較不同保護方案的成效，在相同的試驗條件下，應不致於影響最後的成果。

(3)底床質粗糙度， d_{50}/a_p ：

當底床質粒徑越大，其抵抗水流沖刷的能力增加，使得最大局部沖刷深度越小。反之，底床質粒徑越小，最大沖刷深度會增加。當中值粒徑 d_{50} 小於 0.6mm 時，在底床會產生沙漣現象，而影響沖刷坑的深度，因此，本研究中之值粒徑 d_{50} 取 1.2mm，大於 0.6mm。底床質粗糙度及水流條件會影響臨界起動速度，Raudkivi 和 Ettema(1977)^[3]認為當 $a_p/d_{50} > 50$ 時為細顆粒，沖刷深度與深度隨 a_p/d_{50} 之減少而變小，本研究 $a_p/d_{50} = 43.33$ ，近似細顆粒狀態。

(4)底床質均勻性， σ_g ：

底床質粒徑分配不均勻時，會在底床質表面形成護甲層現象 (armoring)，使得底床質的臨界起動速度增加。因此，橋墩局部沖刷深度會比均勻粒徑分佈時小。Raudkivi and Ettema (1977)^[3]指出在清水沖刷時，橋墩周圍局部沖刷深度隨 σ_g 增大而明顯降低，因為在 σ_g 大於 1.3 時會有護甲現象 (armoring) 產生，其會減少沖刷深度。因此，本研究透過人工篩選，得到中值粒徑 d_{50} 為 1.2mm，粒徑標準偏差等於 1.3 之試驗砂，篩分析結果如圖 5.8 所示。

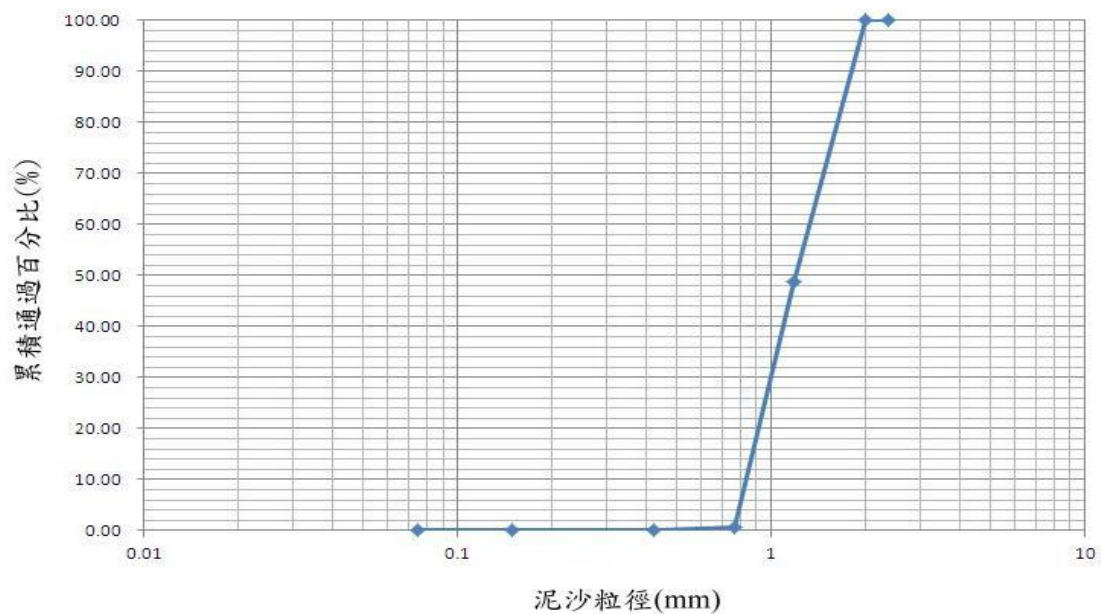


圖 5.8 試驗底床質粒徑分布曲線圖

(5)橋墩形狀：

前人大多採用圓型橋墩進行橋墩沖刷之實驗研究，其可視為標準橋墩形狀，其它不同形狀的橋墩局部沖刷深度可利用圓形橋墩之局部沖刷公式再加入修正係數。

(6)橋墩排列方式：

對於各種形狀的橋墩而言(除了圓形橋墩)，橋墩縱軸和水流方向所

夾的角度定義為水流攻角。水流攻角改變，橋墩寬度與水流在垂直方向的投影面積(橋墩迎水面寬度)會隨之改變，且渦流的形式也會不同。當水流攻角變大時，局部最大沖刷深度會增加。本研究橋墩佈設盡量與水流方向平行，所以不考慮攻角效應。

(7)時間的影響：

在清水沖刷時，局部沖刷深度隨時間慢慢增加。在濁水沖刷時，其達到平衡沖刷深度的時間要比清水沖刷來的快；但是濁水沖刷的平衡沖刷深度會因為底床沙丘之運移，而作不規則的振盪。

2.因次分析

藉由因次分析，以獲取主要影響橋墩局部沖刷的參數，以供後續橋基保護工模型佈設之依據。首先將影響橋墩局部沖刷深度的因素區分為水流條件、底床特性、橋墩與橋基特性、保護措施以及沖刷時間等主要項目。其中各項參數說明如下：

(1)水流條件：

流體密度(ρ)、上游流速(V)、上游水深(y)、重力加速度(g)、動力黏滯係數(μ)

(2)底床特性：

泥沙中值粒徑(D_{50})、底床幾何標準偏差(σ_g)、底床質密度(ρ_s)、底床質臨界流速(V_c)、底床質之黏聚性、底床質之粗糙度(K_n)、底床坡度(S)

(3)橋墩與橋基特性：

橋墩迎水面寬度(D)、橋基迎水面寬度(D^*)、橋基頂端至底床面高度(Y)、橋墩形狀係數(K_{sh})、水流攻角(α)、墩柱間距(L_d)

(4)保護措施:保護工鋪設寬度(L)、保護工埋設高度(H)

由以上敘述得知，對於橋墩周圍局部沖刷深度有許多參數影響，基於可行性的分析，將上述參數做以下幾點限制之條件：

- a. 試驗時，底床質為非黏聚性的均勻砂。
- b. 渠床平直且寬度足夠，無束縮現象效應。
- c. 假設渠床於沖刷時無沙漣或沙丘形成(不考慮床形阻力)，則底床粗糙度僅與底床質粒徑、流速、坡度有關。
- d. 本試驗將底床坡度固定為定值，並不考慮其對沖刷深度之影響。
- e. 橋墩迎水面為方形，其橋墩形狀係數為 1.1，且無水流攻角之問題($\alpha = 0$)。

由以上限制之條件，可將橋墩周圍局部沖刷深度與其參數影響之關係列為：

$$d_s = f(\rho, V, y, g, \mu, D_{50}, \sigma_g, \rho_s, V_c, D, D^*, Y, L_d, L, H)$$

依據白金漢 π 定理(Buckingham π theorem)，取 ρ, V, D 為重複變數，經過因次分析可得：

$$\frac{d_s}{D} = f\left(\frac{V^2}{gy}, \frac{\rho VD}{\mu}, \frac{D_{50}}{D}, \sigma_g, \frac{\rho_s}{\rho}, \frac{V_c}{V}, \frac{y}{D}, \frac{D^*}{D}, \frac{Y}{D}, \frac{L_d}{D}, \frac{L}{D}, \frac{H}{D}\right)$$

其中在明渠流中，雷諾數之影響可忽略不計($\rho VD/\mu$)，底床質之密度為定值且為均勻顆粒，試驗過程中於常溫進行，溫度變化甚小，則水的密度可視為定值，則 σ_g 、 ρ_s/ρ 可不考慮，並固定水深為 10.2cm，流速設定為臨界流速，此外試驗中底床質採用單一河床質中值粒徑且橋墩迎水面寬、橋基迎水面寬以及橋墩間距為定值，則 $D_{50}/D, D^*/D, L_d/D$ 為定值，可得：

$$\frac{d_s}{D} = f\left(\frac{L}{D}, \frac{H}{D}\right)$$

依據因次分析結果，本試驗主要影響橋基沖刷深度的主要影響參數為保護工鋪設寬度(L)、保護工埋設高度(H)，後續將以此兩參數來進行試驗，以獲取適宜的佈設方式。

5.4 試驗佈置

1.橋墩模型

本試驗模型依據大甲溪橋的實際尺寸(如圖 3.2)以縮尺 100 分之一製作，橋墩模型如圖 5.9 所示。



圖 5.9 試驗橋墩模型照片

2.渠槽佈置

為使水流進入試驗區段時能保持平順穩定，以吸管製成之蜂巢式整流器減緩水流紊亂程度，使水流平順進入試驗區段，如圖 5.10 所示。

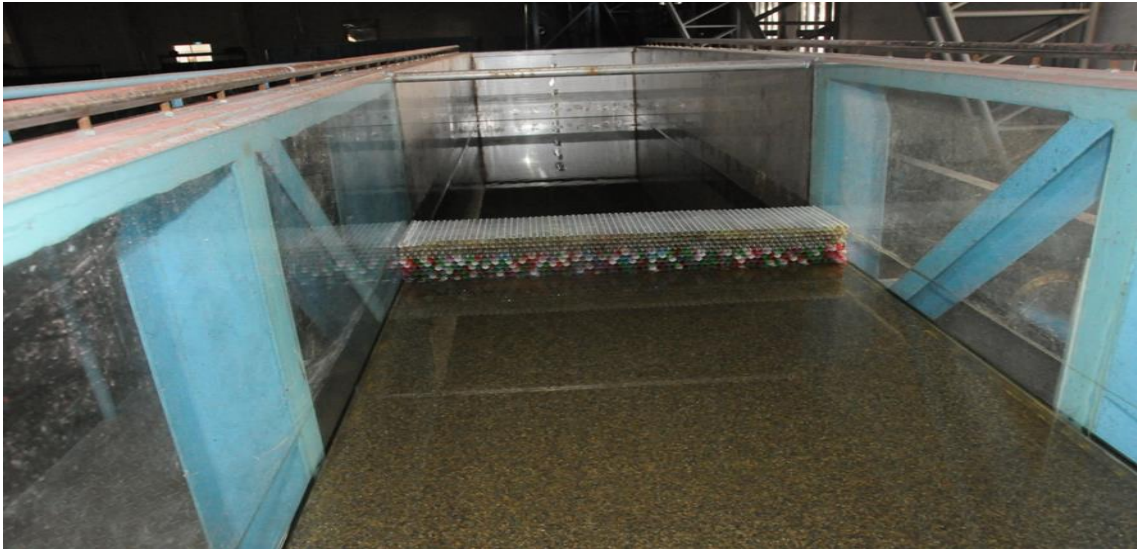


圖 5.10 吸管製成之蜂巢式整流器

另外，速度分佈方程式之基本假設為均勻流，而在流況尚未完全發展的情況下所量測的資料，並不適用於分析。故在選定試驗段位置之前，須先確認試驗區段之流況為完全發展(fully development)流況。而對於完全發展流況之檢驗，常用的方法有以下四種：

- (1)渠寬決定量測點位置。
- (2)邊界層理論決定量測點位置。
- (3)水深決定量測位置。
- (4)速度剖面近似。

因本研究之試驗水深較低，如果以流速剖面決定完全發展段較為困難，故利用試驗區各段水深來決定完全發展段。完全發展段選定之範圍是利用平均流速 V 與泥沙臨界啟動速度 V_c 之比值，即 V/V_c 為 1.0 的情況下量測水深。經試驗觀察結果，本試驗之完全發展區段位於距入流口約 7.0 m~9.3 m 之間，因此本研究設計距入流口 7.5m 至 9.5m 之區段為試驗區，其餘為定床區，橋墩落墩於距入流口 8.5 m 處，定床區鋪設 1.5 公分之砂以保持與試驗段相同之河床糙度，詳如圖 5.11 所示。

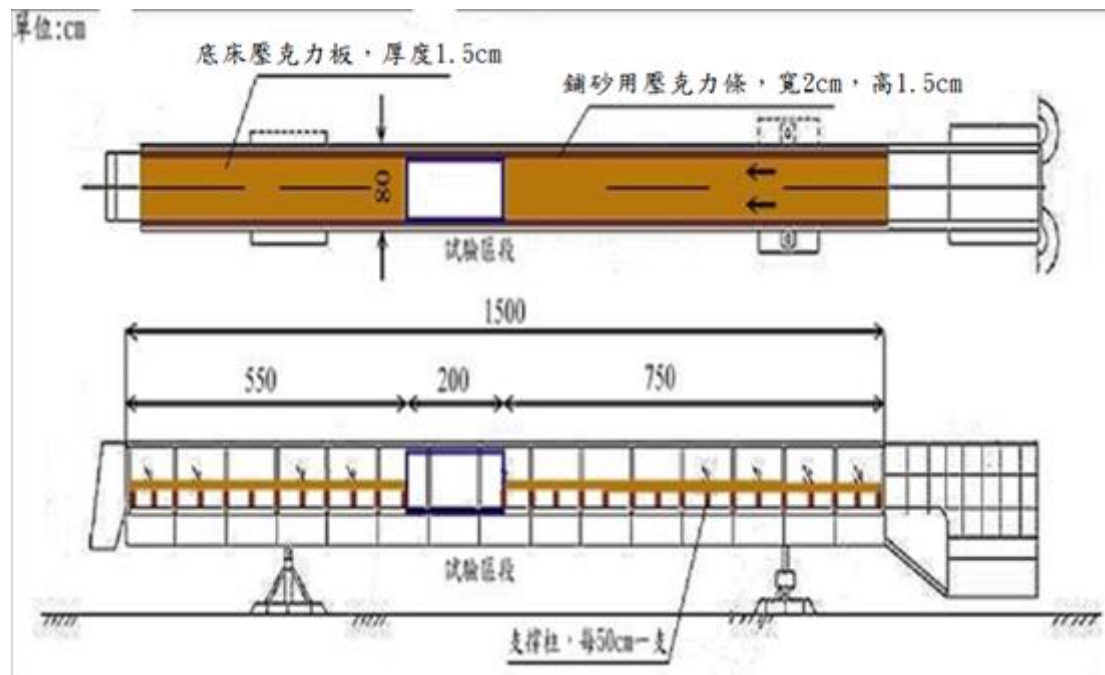


圖 5.11 渠槽試驗段佈設示意圖

3. 試驗流量率定

本試驗之流量係由給水管上之閘閥所控制，水流從定水頭箱經由給水管輸送到渠槽中，再流至尾水池，並藉由尾水池蓄水量與時間關係計算率定流量與閘閥開口之關係公式，如圖 5.12 所示。本試驗閘閥之流量率定公式率定如下：

$$Y = 0.0013X - 0.0033 \quad ; \quad R^2 = 0.9963 \dots \dots \dots (5-1)$$

式中，Y 為流量(cms)、X 為閘閥開口大小(mm)

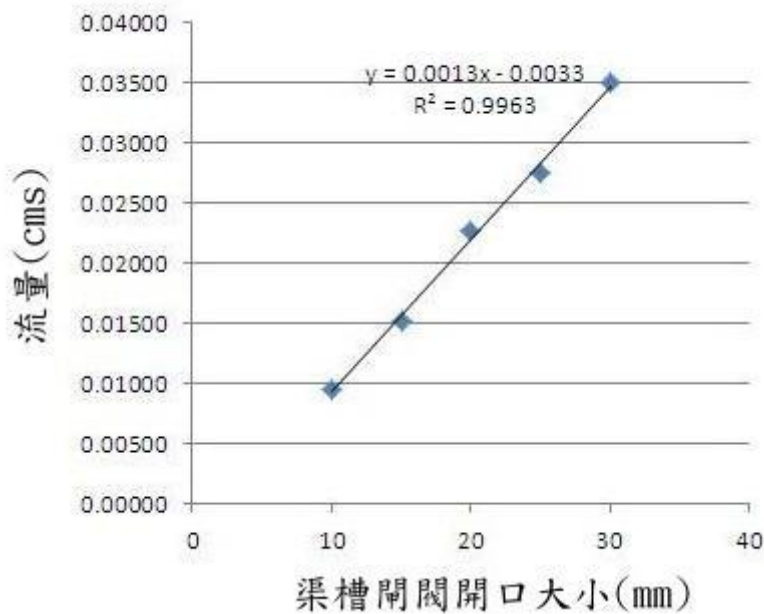


圖 5.12 流量率定曲線圖

4. 臨界流速設定

目前計算臨界流速之公式有很多，如表 5-1 所示，相關公式與其試驗室條件的不同會有差異，本研究參考過去相關文獻並依本研究之試驗室條件評估結果，採用 Melville (1999)^[1]回歸臨界啟動試驗數據所獲得之公式，如 5-2 式，推求本研究之試驗臨界流速(V_c)。本研究水深(y)為 102 毫米(mm)，中值粒徑(D_{50})為 1.2 毫米(mm)，代入 5-2 公式得到試驗臨界流速(V_c)為 0.4301 m/s，乘上試驗渠槽寬(0.8m)及水位高(0.102m)換算流量為 0.0351 cms，所需閘閥開度由 5-1 式可得到約為 29.5373 mm。

$$\frac{V_c}{u_{*c}} = 5.75 \log \left(5.53 \frac{y}{D_{50}} \right) \dots \dots \dots (5-2)$$

上式中

$$\begin{cases} u_{*c} = 0.0115 + 0.0125 D_{50}^{1.4} & , 0.1mm < D_{50} < 1mm \\ u_{*c} = 0.0305 D_{50}^{0.5} - 0.0065 D_{50}^{-1} & , 1mm < D_{50} < 100mm \end{cases}$$

其中， V_c 為底床質臨界啟動速度， y 為試驗水深， D_{50} 為試驗砂之中值

粒徑， u_{*c} 與 V_c 之單位為m/s。

表 5-1 臨界流速公式

來源	計算公式	附註
Neill (1998)	$V_c = \left(\frac{y}{d}\right)^{0.167} [24.55(S_s - 1)d]^{0.5}$	S_s :底床質比重 y :上游水深(m) d :底床質粒徑(m) V_c :臨界啟動速度(m/s)
Melville (1999)	$\frac{V_c}{u_{*c}} = 5.75 \log \left(5.53 \frac{y}{d_{50}} \right)$ $\begin{cases} u_{*c} = 0.0115 + 0.0125D_{50}^{1.4} & , 0.1\text{mm} < D_{50} < 1\text{mm} \\ u_{*c} = 0.0305D_{50}^{0.5} - 0.0065D_{50}^{-1} & , 1\text{mm} < D_{50} < 100\text{mm} \end{cases}$	y : 上游水深(mm) d_{50} : 底床質粒徑(mm) V_c : 臨界起動速度(m/s)
Juilen (1995)	$\begin{aligned} \hat{O}_{*c} &= 0.5 \tan \theta & d_* < 0.3 \\ \hat{O}_{*c} &= 0.25d_*^{-0.6} \tan \theta & 0.3 < d_* < 19 \\ \hat{O}_{*c} &= 0.013d_*^{0.4} \tan \theta & 19 < d_* < 50 \\ \hat{O}_{*c} &= 0.06 \tan \theta & d_* > 50 \end{aligned}$ $d_* = d_{50}[(G - 1)g/\bar{i}^2]^{1/3}$ $u_{*c} = [\hat{O}_{*c}(G - 1)gd_{50}]$ $\frac{V_c}{u_{*c}} = 5.75 \log \left(5.53 \frac{y}{d_{50}} \right)$	G :底床質比重($\frac{\rho_s}{\rho_w}$) d_{50} :底床質中值粒徑 θ :底床質安息角
張瑞瑾 (1995)	$V_c = \left(\frac{y}{d}\right)^{0.14} \left[29d + 6.05 \times 10^{-7} \left(\frac{10 + y}{d^{0.72}} \right) \right]^{0.5}$	S_s :底床質比重 y :上游水深(m) d :底床質粒徑
沙玉清 (1995)	$V_c = \left[0.43 \left(\frac{d}{1000} \right)^{0.75} + 1.1 \frac{1000(0.7 - n)^4}{d} \right]^{0.5} y^{0.2}$	(m) V_c :臨界起動速度(m/s) n :孔隙率

資料來源：「不均勻圓形橋墩之局部沖刷研究」^[9]

第六章 橋墩渠槽沖刷試驗

本研究橋墩渠槽沖刷試驗，主要目的為針對大甲溪橋的橋墩基礎與河床高程現況，研提未來橋墩基礎受河水沖刷之保護工法及鋪設方式，以供橋梁維管單位未來施政的參據。

6.1 橋墩保護工法

依據大甲溪橋近幾年橋墩基礎的沖刷資料顯示，目前的沖刷破壞狀況主要是橋墩基礎前方之沖刷及週遭的鼎形塊磨損、沉陷、流失等破壞，如圖 6.1 所示。依據本所前幾年中沙大橋橋基保護方案研究成果顯示，以埋入式織物模板來保護橋墩基礎處底床質流失的工法似乎試驗成效不錯，另外，配合大甲溪橋的底床質考量，就近取得卵礫石製作蛇籠，搭配織物模板來保護橋墩基礎應為可行且經濟的保護方案，爰此，本研究採蛇籠與織物模板來進行保護工方案試驗。



圖 6.1 大甲溪橋墩基礎沖刷與鼎形塊流失狀況

6.2 試驗流程

本研究考量設備安全因素，無法進行長時間的沖刷來模擬現地的長期沖刷所造成的連續性破壞，爰此，本研究試驗以每天 8 小時的沖刷時間來進行，為模擬現地可能遭受數次的颱風侵襲所造成的連續性破壞，本研究各方案將進行連續三天 8 小時的沖刷後，再進行方案成效的評估，試驗流程如圖 6.2 所示，各試驗步驟說明如後。

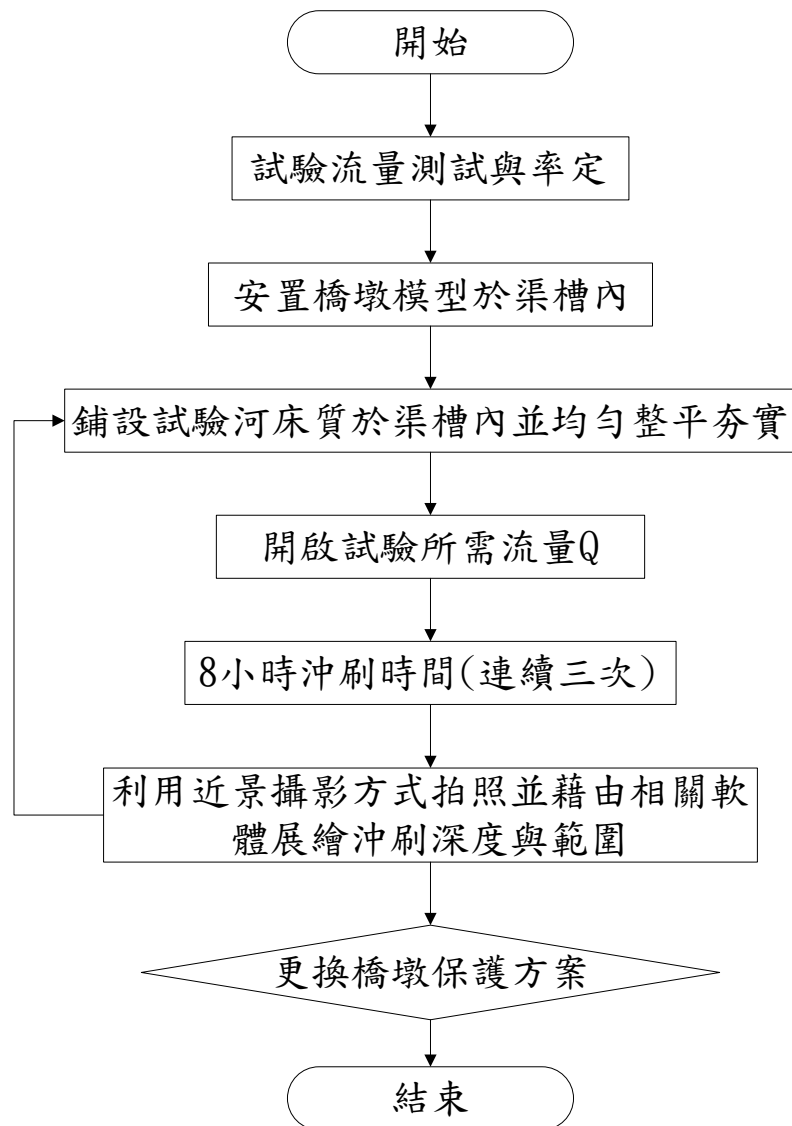


圖 6.2 橋墩保護工法渠槽試驗流程圖

1.試驗儀器測試及流量率定

2.試驗橋墩安置

在進行沖刷試驗前，先將試驗用橋墩置於渠槽動床試驗段，除控制橋墩與渠槽兩側邊壁等距離，並確定試驗用橋墩保持鉛垂，另外，也考量現況橋墩基礎頂高於河床 4 公尺，模型橋墩頂安置則高於底床 4 公分佈設，相關佈置如圖 6.3 所示。



圖 6.3 橋墩鋪設情形

3.底床質鋪設

試驗所選用之底床質為經篩選過之均勻粒徑細砂。為確保試驗的準確性，在每一方案試驗前均將底床質均勻鋪設於渠槽中，再以木板整平，如圖 6.4 所示。



圖 6.4 底床鋪設情形

4.試驗流量控制

利用閘閥控制流量，首先以小流量將試驗砂淹沒，並以尾水板來抬升水位到試驗水位高，再將流量慢慢增大到臨界流速之流量，固定閘閥開度，直到試驗完成，再將閘閥控制開度關閉停止進水。

5.試驗沖刷時間

每一方案以每天沖刷 8 小時，連續沖刷 3 天，以模擬現地汛期間，可能有不同颱風侵襲所造成的連續性破壞。

6.量測沖刷深度與範圍

連續 3 天 8 小時沖刷試驗結束後，關閉流量閘閥，待水排除後，以近景攝影三維重建技術(透過一般數位相機利用多視角所拍攝的多張序列影像，進行影像匹配，再經由匹配後所得之影像特徵點，以核線幾何關係進行場景重建，以大量多餘觀測進而解算求得場景空間之具體座標，並進行三維密點雲模型重建)，得到縱斷面沖刷剖面圖及沖刷坑範圍。

7.更換橋墩保護方案並重複試驗步驟 3 至步驟 6。

6.3 試驗成果

本研究以原保護工(鼎形塊排置工法)之現況，先進行對照組之沖刷試驗，以瞭解其橋墩基礎之沖刷深度與範圍，以供後續研提保護工鋪設深度與範圍之參考。

1. 原保護措施

在原保護措施示意圖如圖 6.5 及圖 6.6 所示，模型鋪設如圖 6.7 所示，其沖刷結果如圖 6.8 所示，可看出橋墩基礎附近之鼎形塊因下面之土砂被沖刷，導致靠近基礎之鼎形塊有滑落入沖刷坑之現象。以近景攝影測量展繪之沖刷深度及範圍 3D 圖如圖 6.9 所示，等高線圖、縱斷面剖面及橫斷面剖面圖，如圖 6.10~6.12 所示，由圖可知，最大沖刷深度為 4.9 公分，墩基前最大沖刷橫斷面約 15.3 公分，後續保護工方案之鋪設深度將以試驗底床下 0~4 公分之範圍鋪設，以達到保護工的效果。另外，本研究嘗試以能量守恆之觀點，計算基礎附近(取基礎前方 5.5 公分，左右 7 公分，後方 4 公分之範圍，如圖 6.13 所示)土砂沖刷體積變化量，以提供後續保護方案效益評估之參考，經計算結果，原保護措施之土砂沖刷量為 472 立方公分。

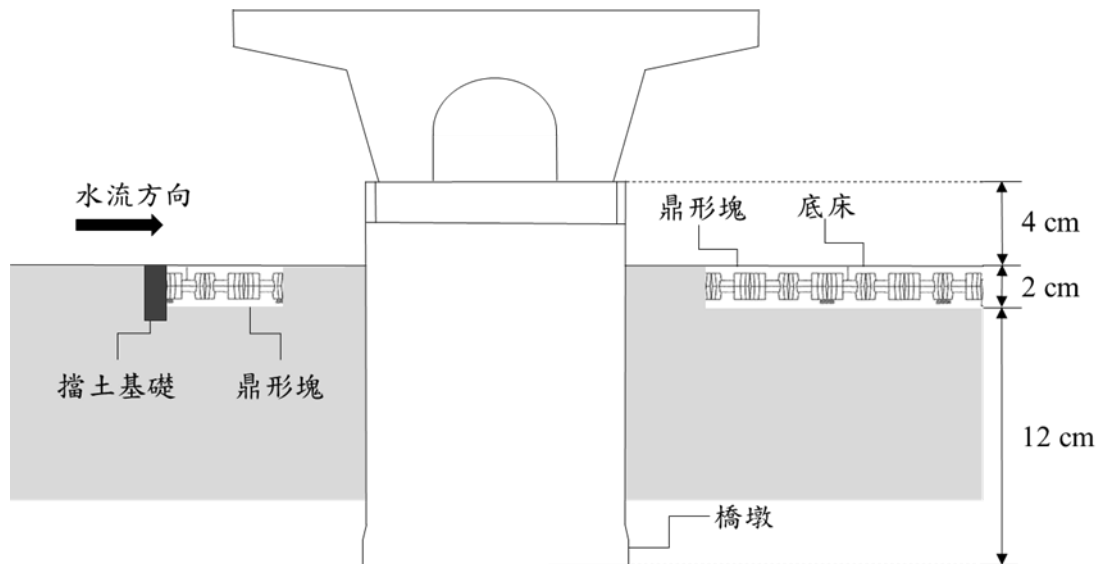


圖 6.5 原保護措施鼎形塊鋪設斷面示意圖

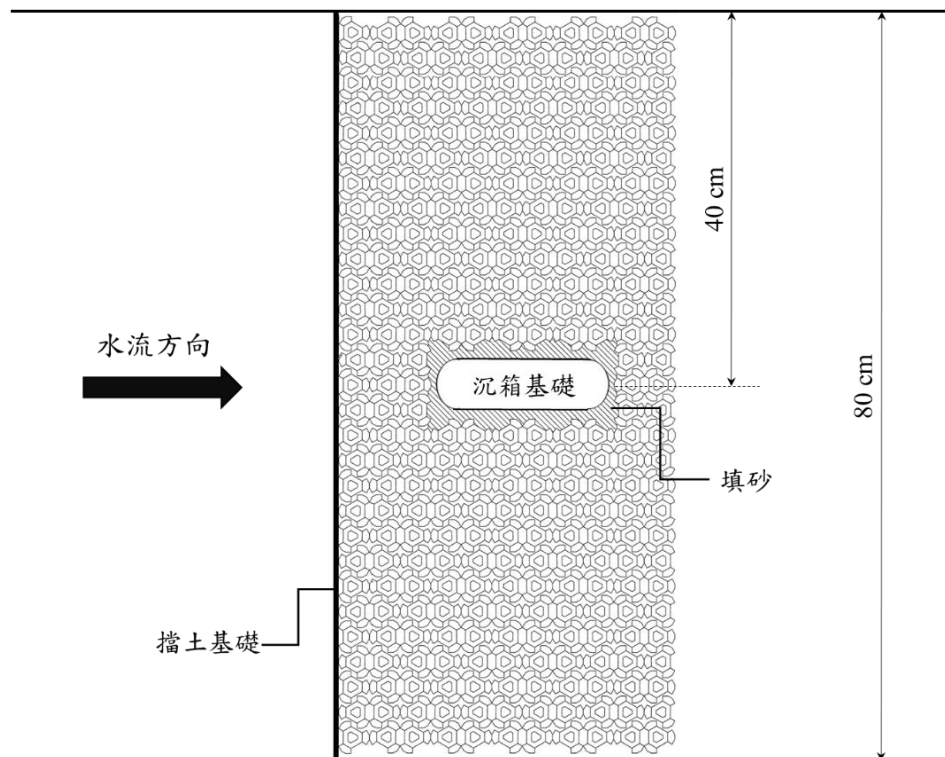


圖 6.6 原保護措施鼎形塊鋪設平面示意圖



圖 6.7 原保護措施模型鋪設

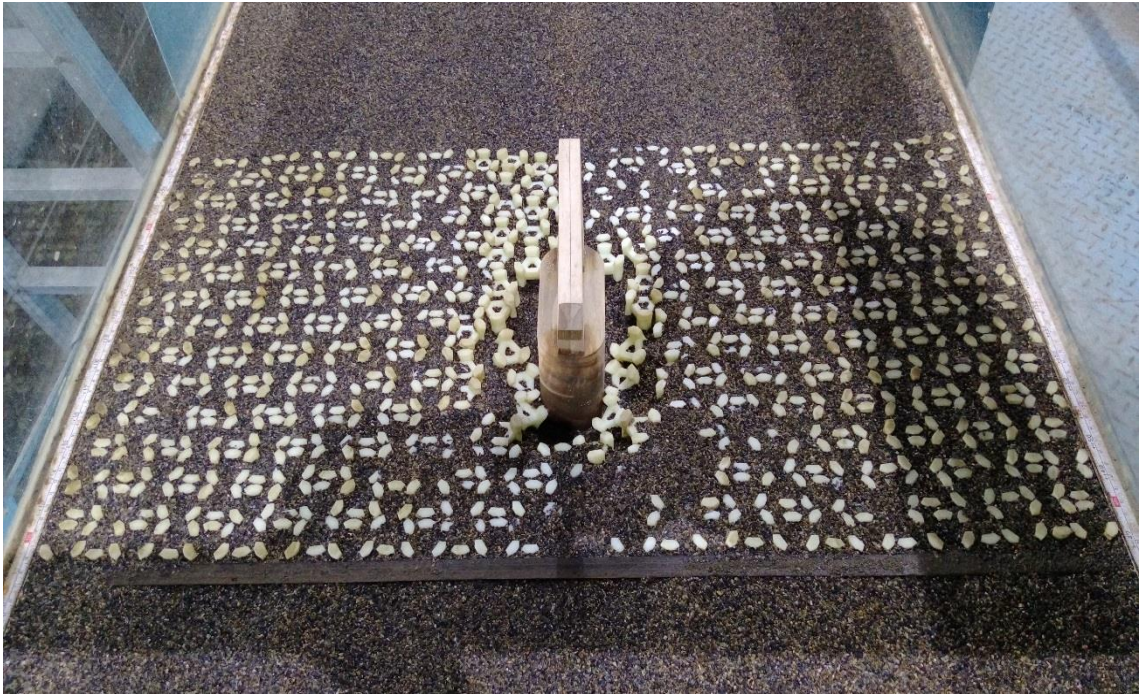


圖 6.8 原保護措施基礎沖刷情形

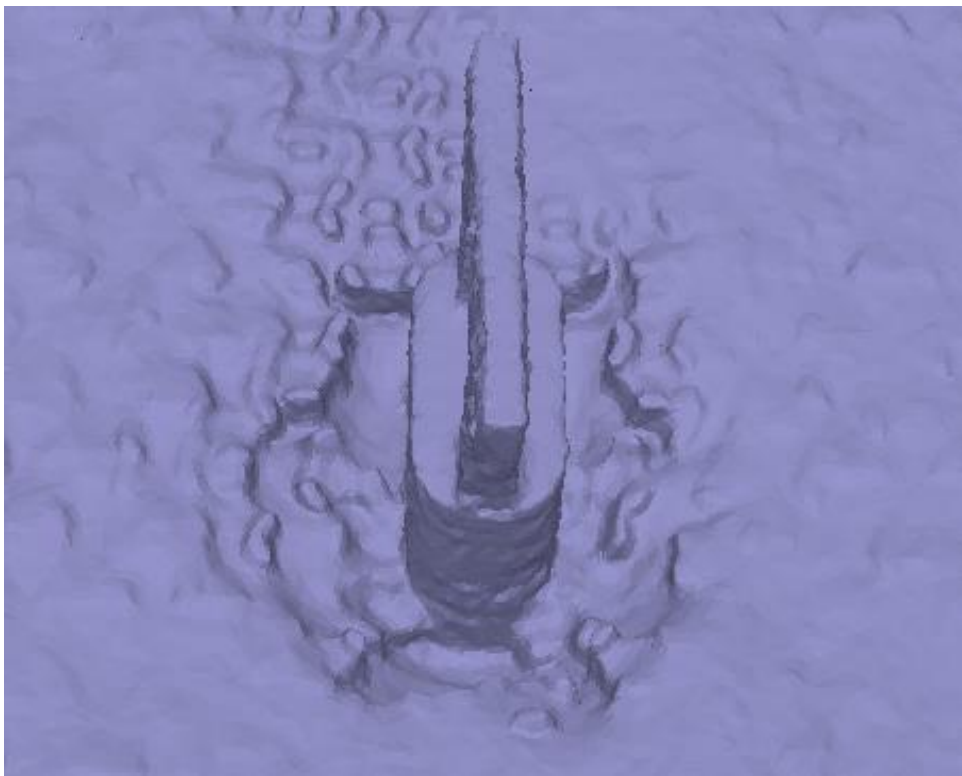


圖 6.9 原保護工沖刷深度與範圍 3D 圖

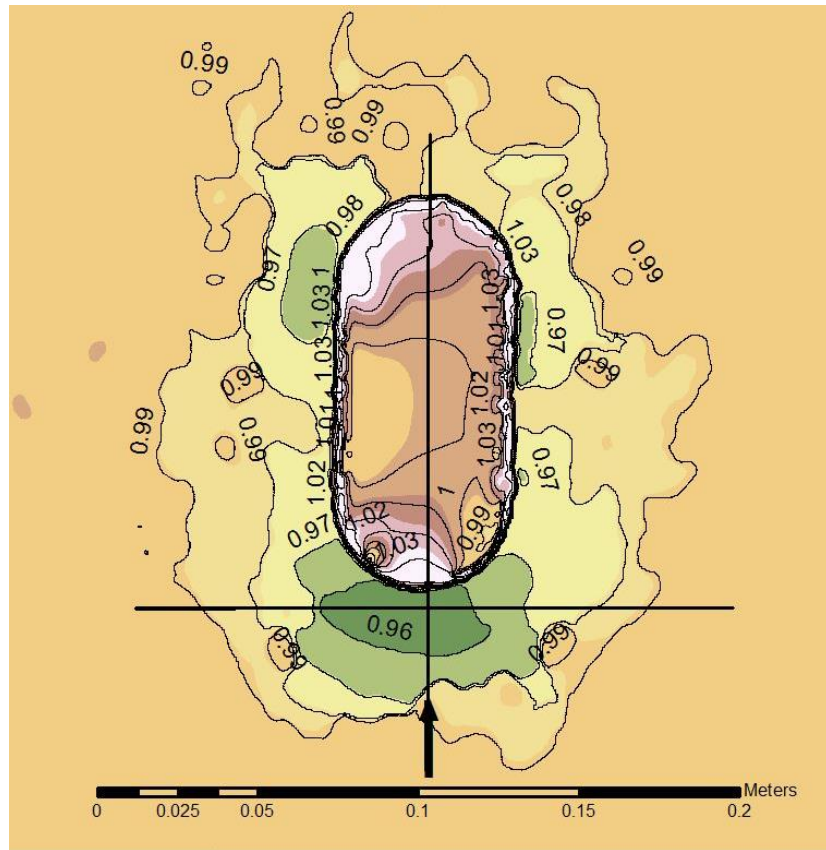


圖 6.10 原保護工基礎冲刷坑等高線示意圖

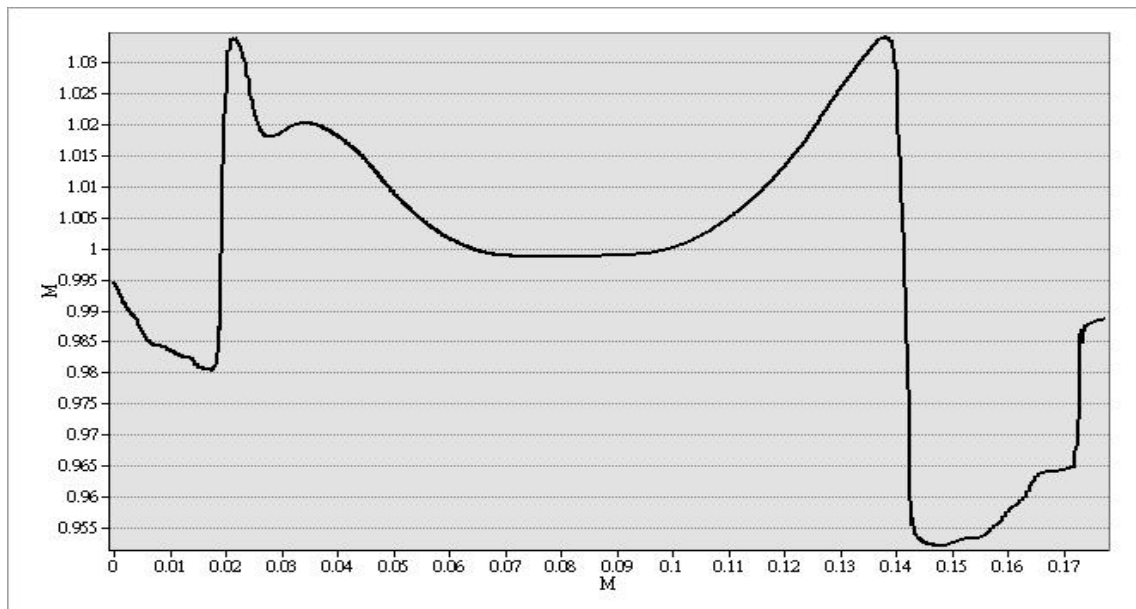


圖 6.11 原保護工基礎冲刷縱斷面示意圖

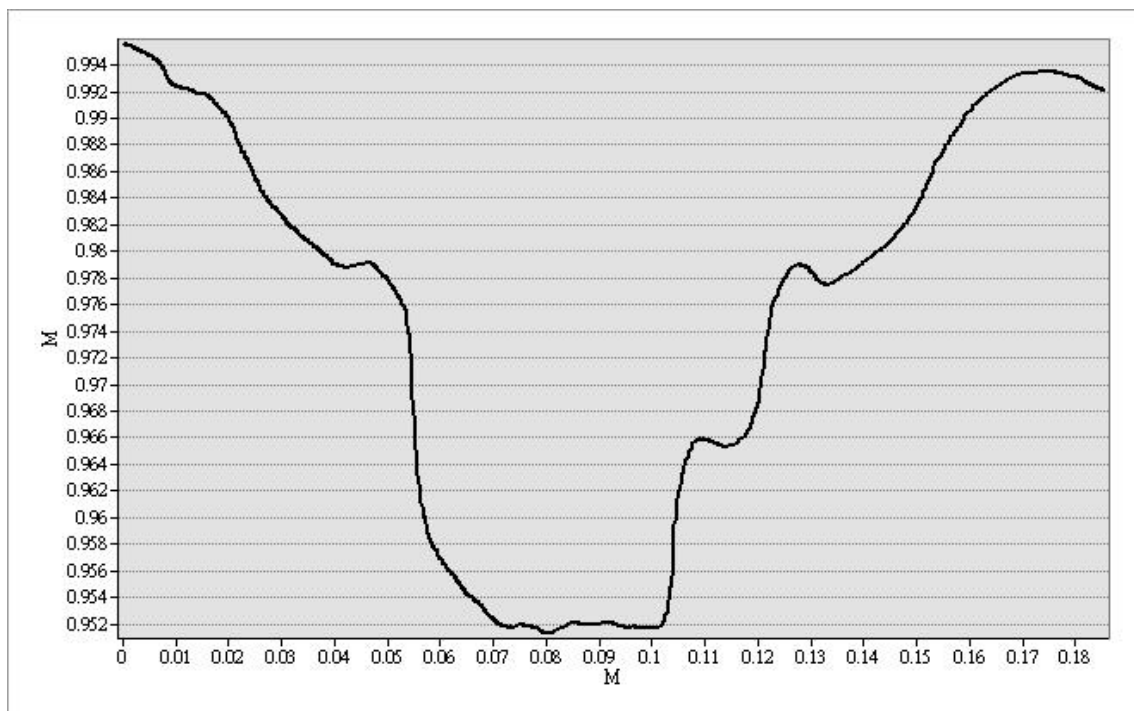


圖 6.12 原保護工基礎沖刷橫斷面示意圖

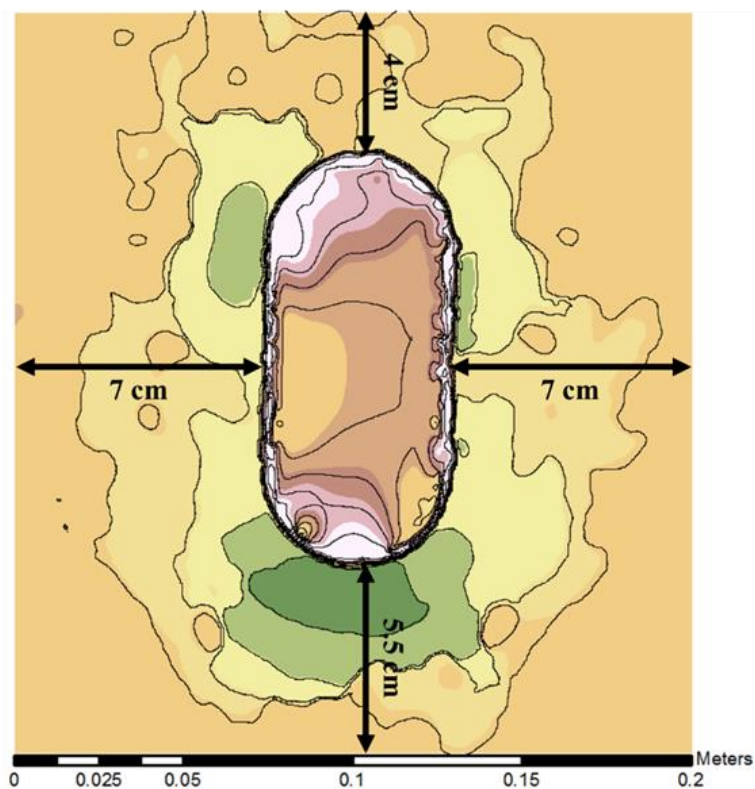


圖 6.13 沖刷量計算範圍示意圖

2.方案一(鋪設織物模板)

鋪設一層織物模板(以濕紙巾模擬，鋪設於試驗底床下 4 公分)如圖 6.14 所示，其鋪設相關尺寸示意圖如圖 6.15 及圖 6.16 所示，其沖刷結果如圖 6.17 所示，由沖刷結果發現，織物模板已露出，顯示沖刷深度達到 4 公分以上，但基礎附近之鼎形塊因有織物模板保護下面的土砂不被沖刷，崩落入沖刷坑之情形有明顯改善。沖刷深度以近景攝影測量展繪之沖刷深度及範圍 3D 圖如圖 6.18 所示，等高線圖、縱斷面剖面及橫斷面剖面圖，如圖 6.19~6.21 所示，由圖可知，最大沖刷深度為 6.4 公分，墩基前最大沖刷橫斷面約 10.1 公分，相較原保護工，沖刷深度增加但範圍明顯減少。探究其最大沖刷深度之位置，主要是發生在織物模板與基礎間的縫隙處，因向下射流延著縫隙將織物模板下方之土砂帶走所導致，而沖刷坑之橫斷面因鼎形塊下方土砂有織物模板之保護，使得沖刷橫斷面減小。另外，方案一基礎附近之土砂沖刷量經計算為 282 立方公分，較原保護措施減少約一半之土砂沖刷。

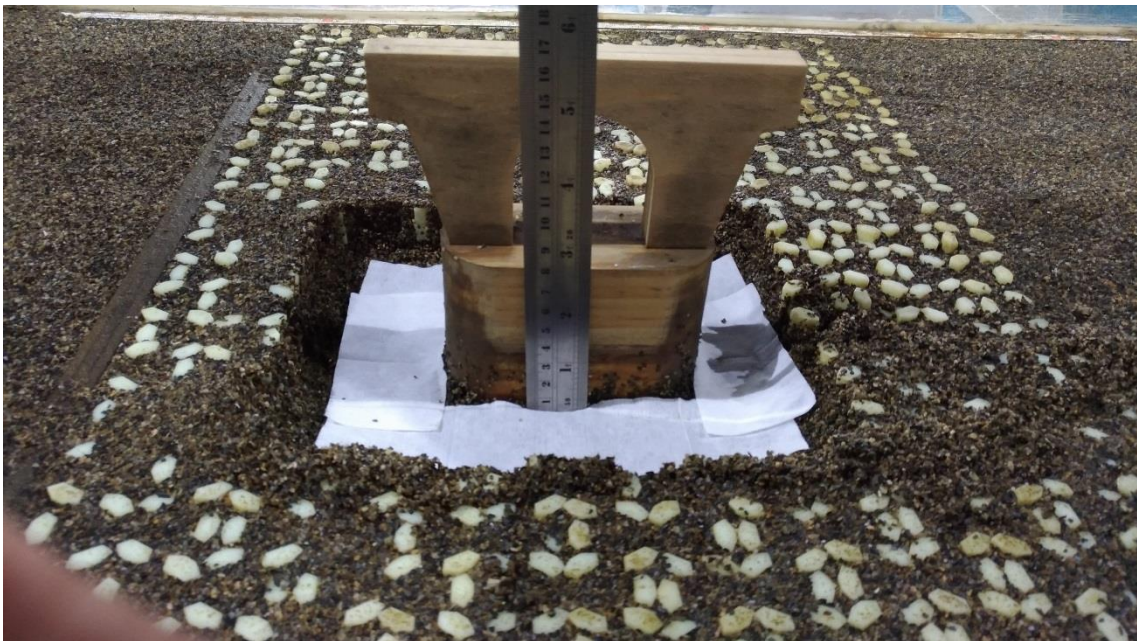


圖 6.14 鋪設織物模板(底床下 4 公分)

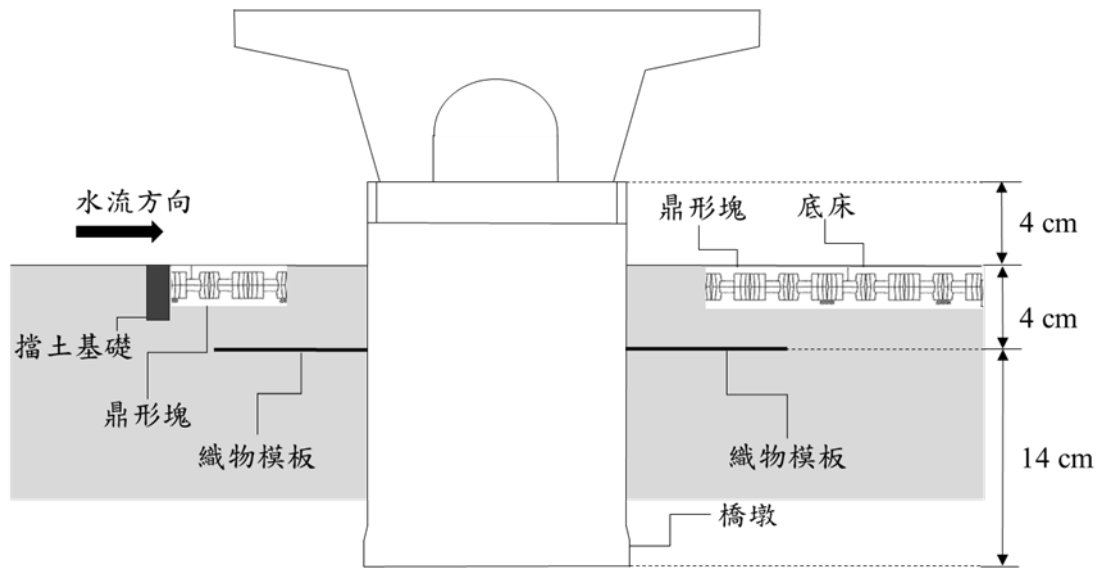


圖 6.15 織物模板(底床下 4 公分)鋪設斷面示意圖

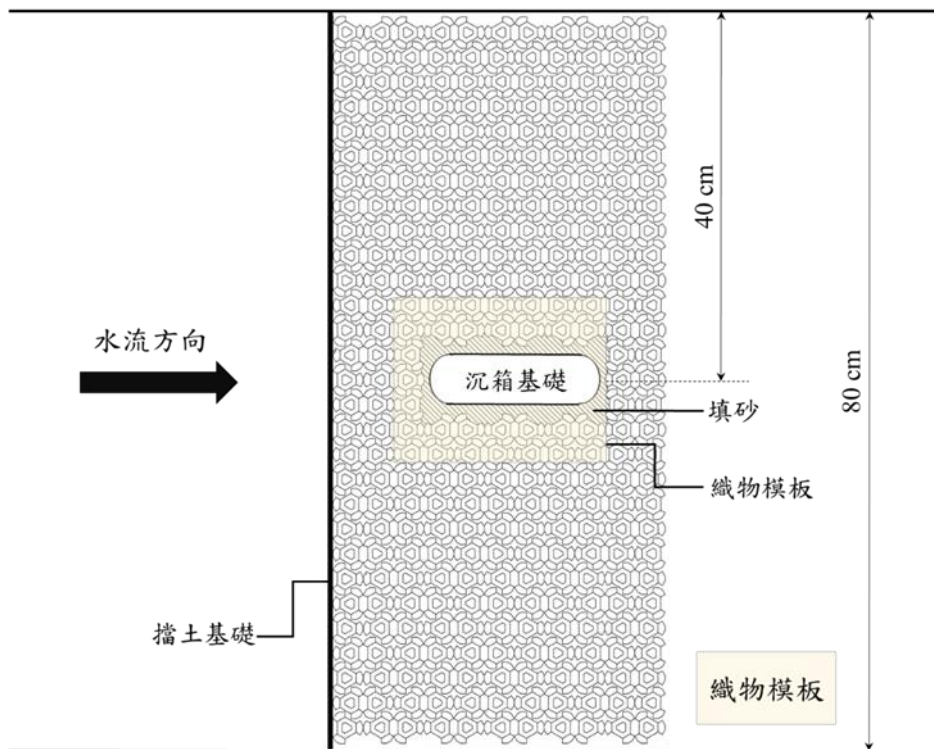


圖 6.16 織物模板(底床下 4 公分)鋪設平面示意圖



圖 6.17 織物模板(底床下 4 公分)基礎沖刷情形

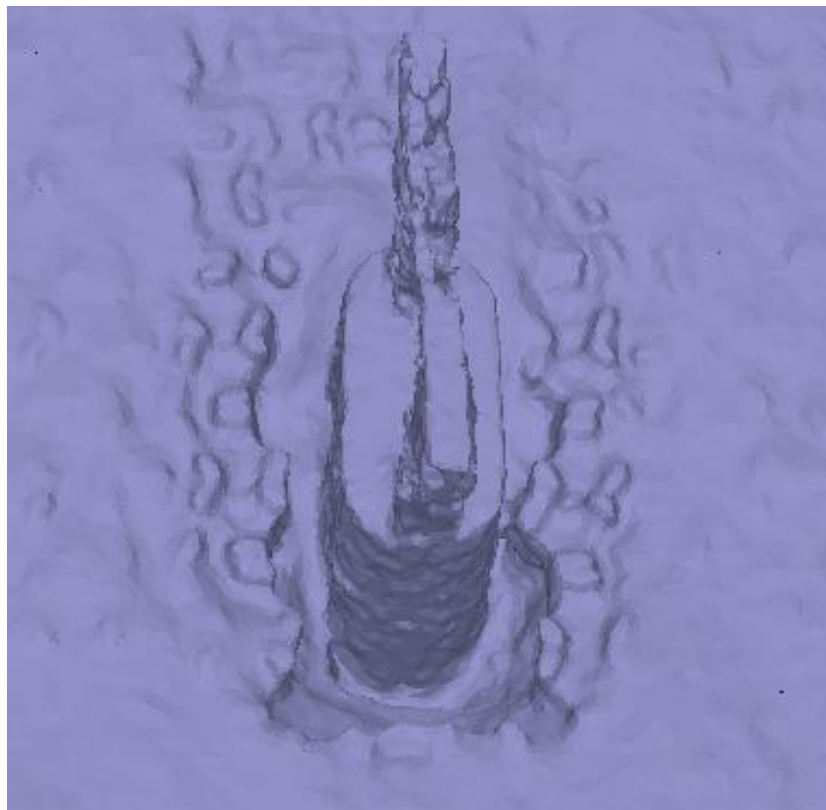


圖 6.18 織物模板(底床下 4 公分)沖刷深度與範圍 3D 圖

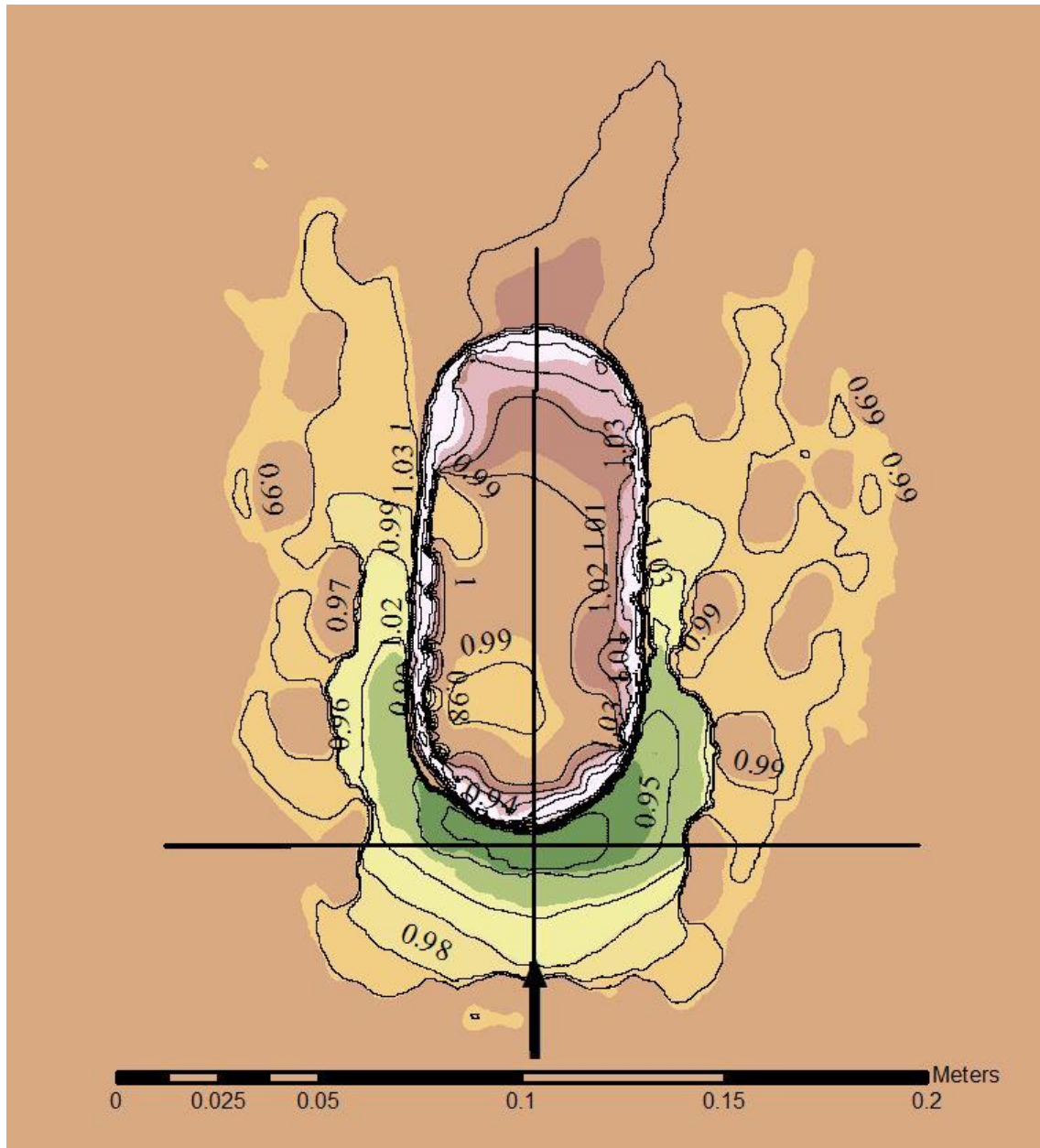


圖 6.19 織物模板(底床下 4 公分)基礎沖刷坑等高線示意圖

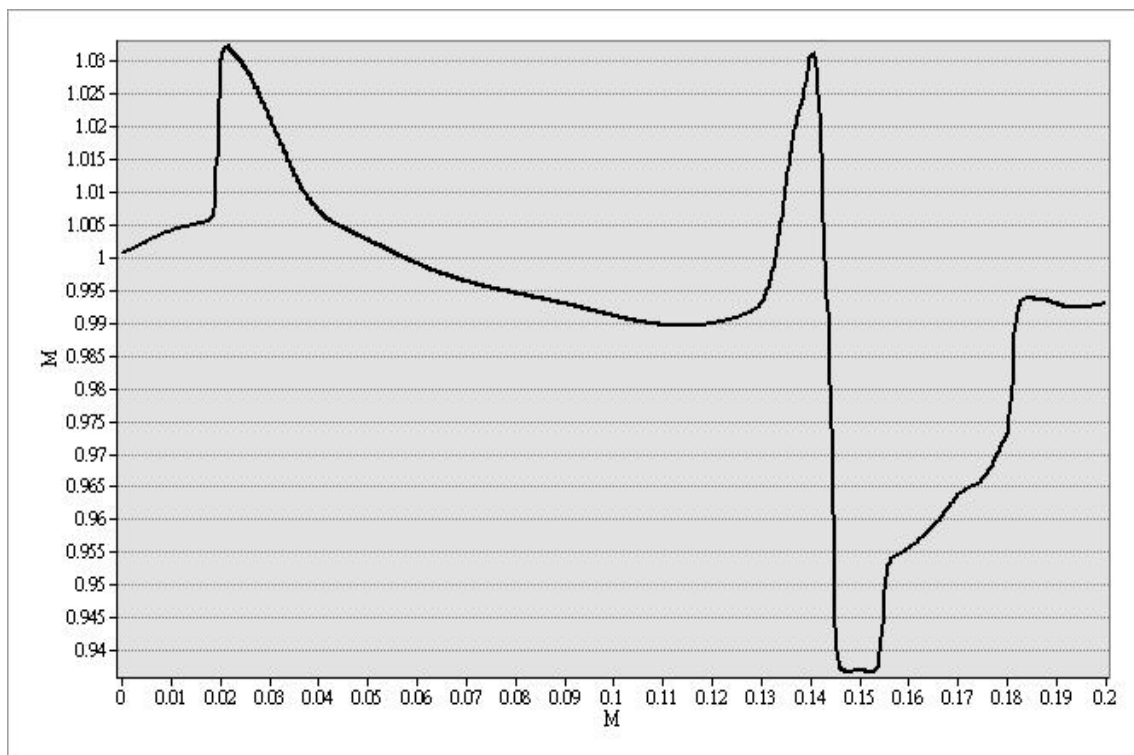


圖 6.20 織物模板(底床下 4 公分)基礎沖刷縱斷面示意圖

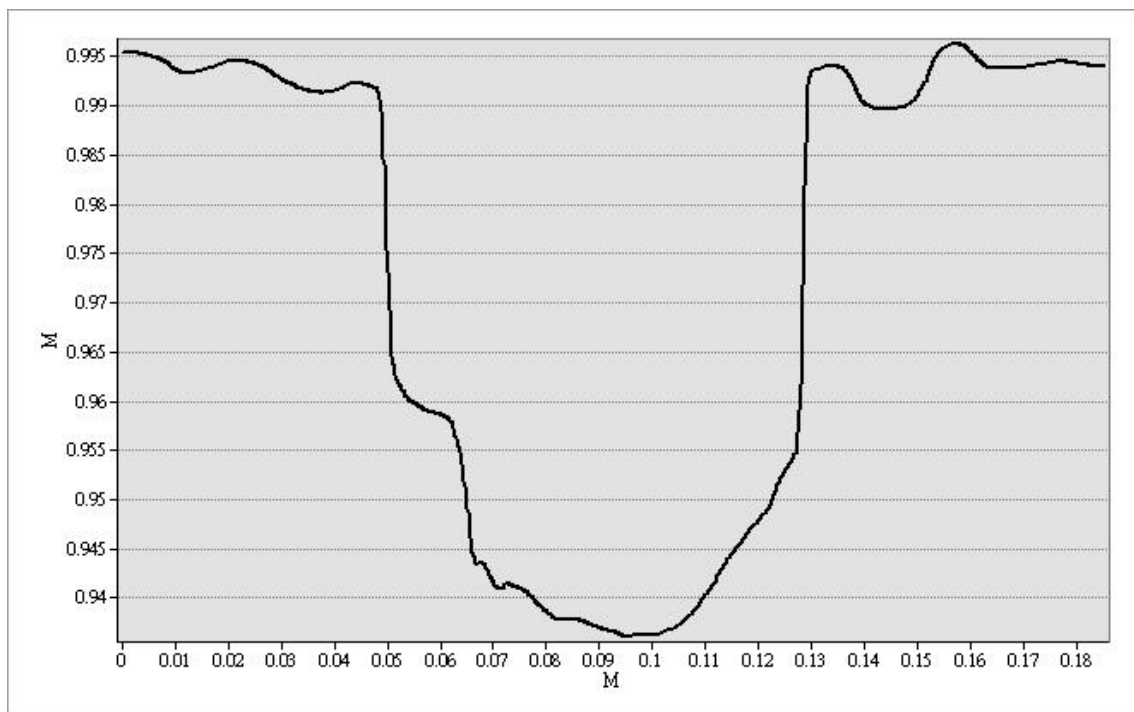


圖 6.21 織物模板(底床下 4 公分)基礎沖刷橫斷面示意圖

3.方案二(蛇籠+織物模板)

為改善織物模板與基礎間縫隙造成更深的沖刷深度，在織物模板與基礎間鋪設蛇籠以抵抗向下之射流並確保織物模板不會被向下之射流掀起導致更嚴重的沖刷現象，模型鋪設如圖 6.22 所示，其鋪設相關尺寸示意圖如圖 6.23 及圖 6.24 所示，其沖刷結果如圖 6.25 所示，由沖刷結果發現，蛇籠已露出但織物模板尚未露出，沖刷深度以近景攝影測量展繪之沖刷深度及範圍 3D 圖如圖 6.26 所示，等高線圖、縱斷面剖面及橫斷面剖面圖，如圖 6.27~6.29 示，由圖可知，最大沖刷深度 3.6 公分，發生在蛇籠之前緣，最大沖刷橫斷面約 12.5 公分，比無設置蛇籠之方案略為擴大。另外，方案二附近之土砂沖刷量經計算為 386 立方公分，較原保護措施少，但比方案一增加 102 立方公分。



圖 6.22 蛇籠+織物模板(底床下 4 公分)

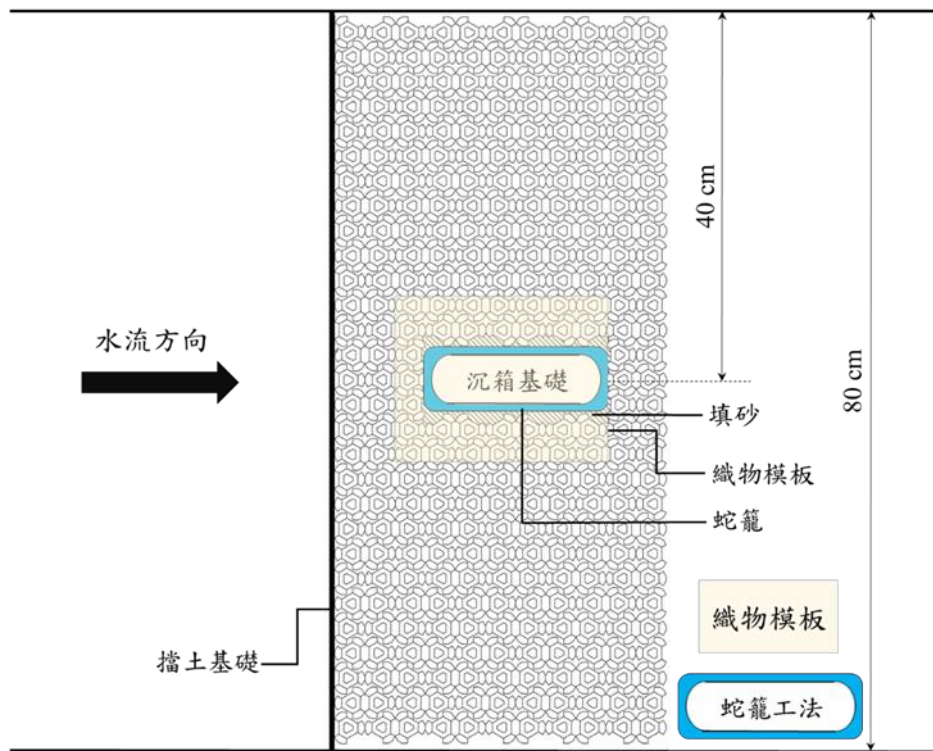


圖 6.23 蛇籠+織物模板平面示意圖

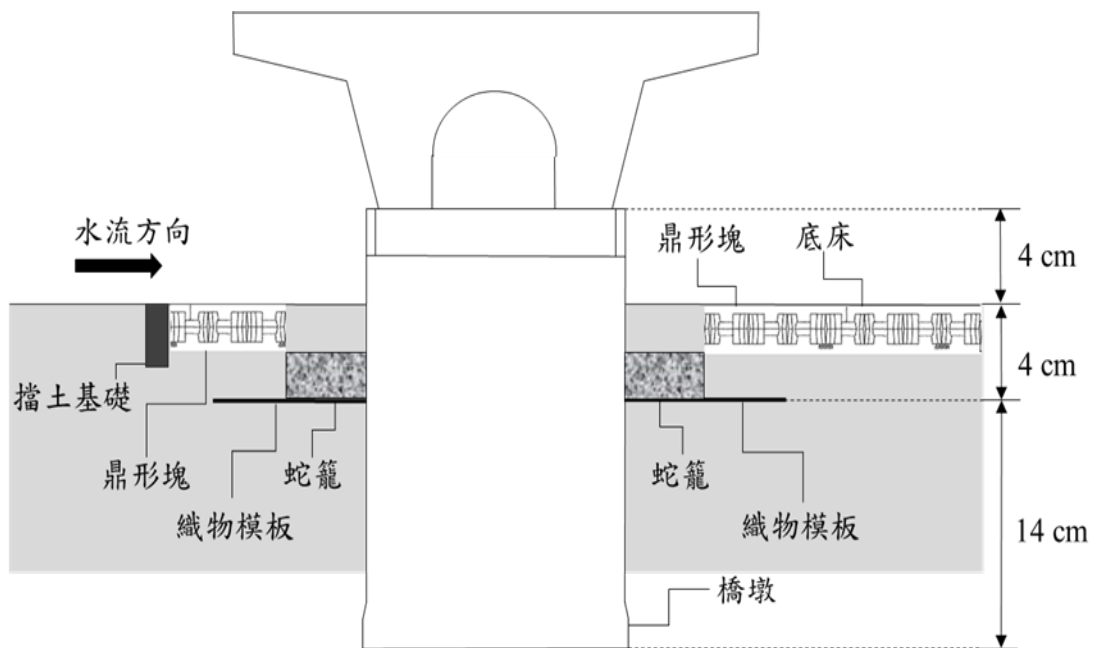


圖 6.24 蛇籠+織物模板斷面示意圖



圖 6.25 蛇籠+織物模板基礎沖刷情形

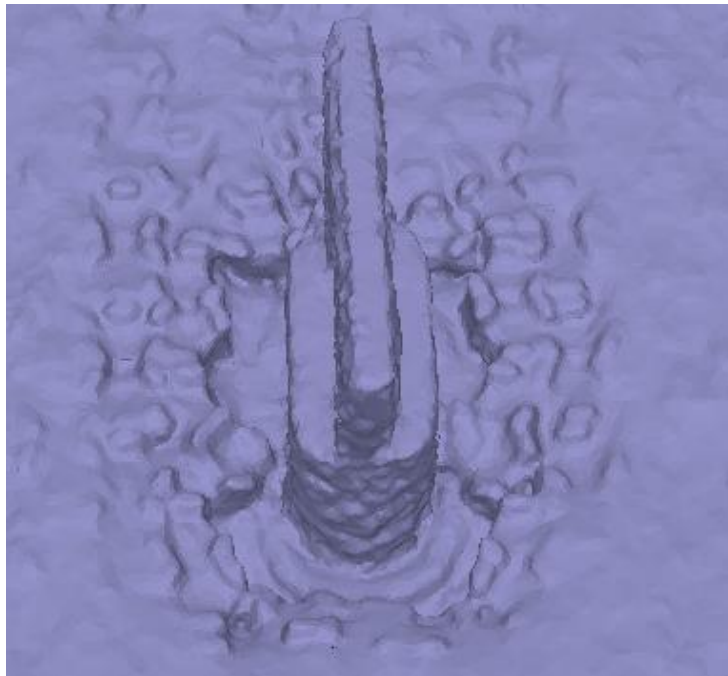


圖 6.26 蛇籠+織物模板沖刷深度與範圍 3D 圖

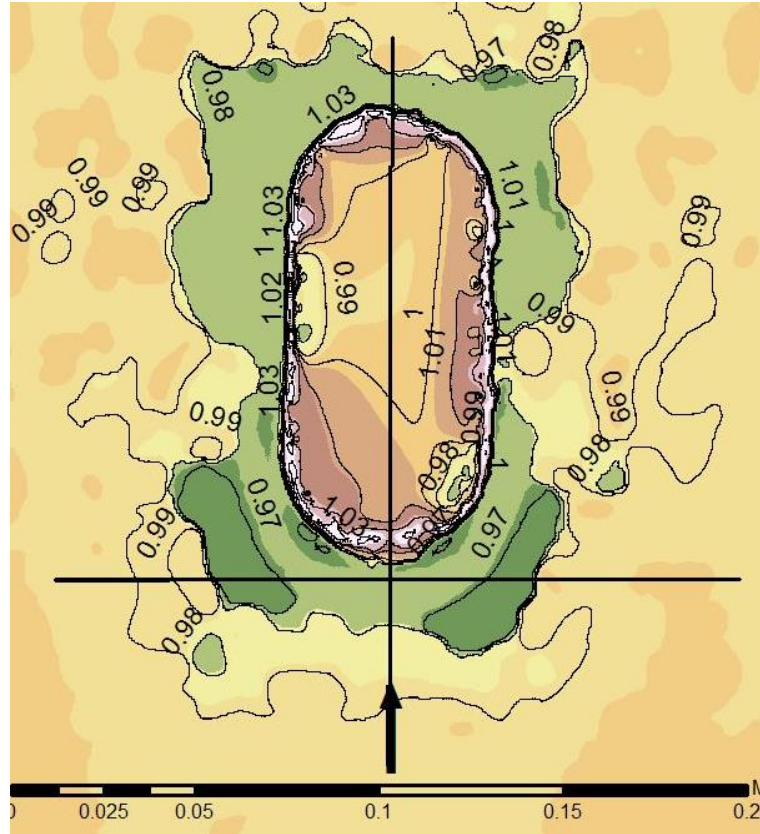


圖 6.27 蛇籠+織物模板基礎冲刷坑等高線示意圖

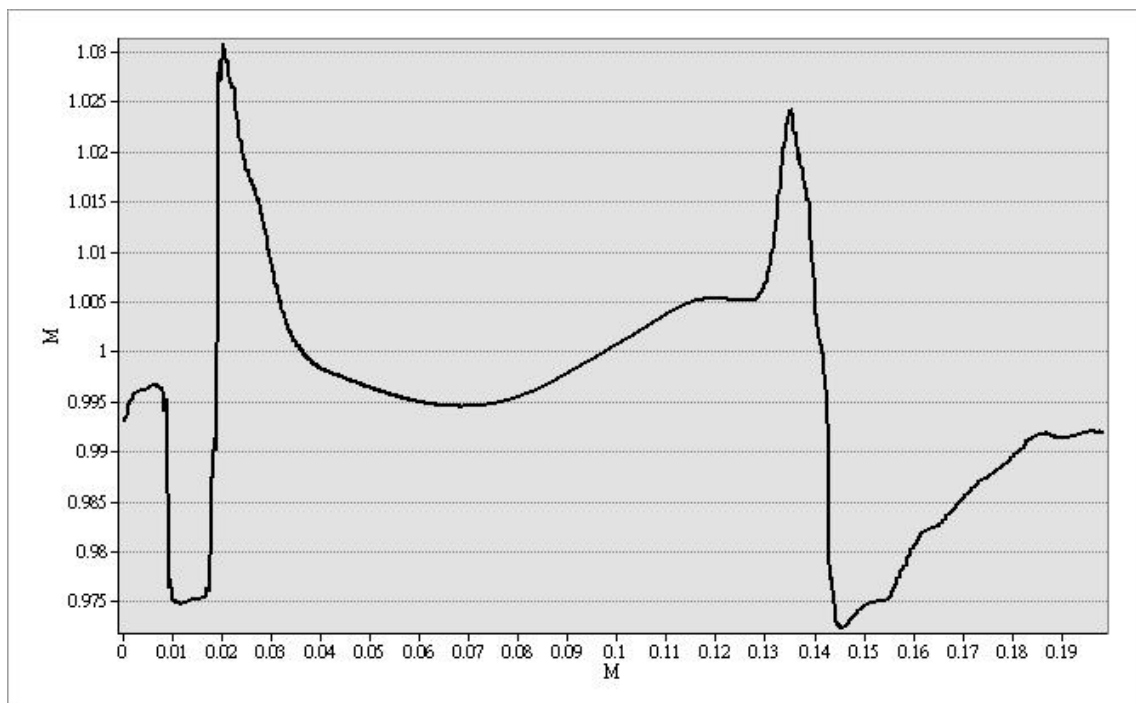


圖 6.28 蛇籠+織物模板基礎冲刷縱斷面示意圖

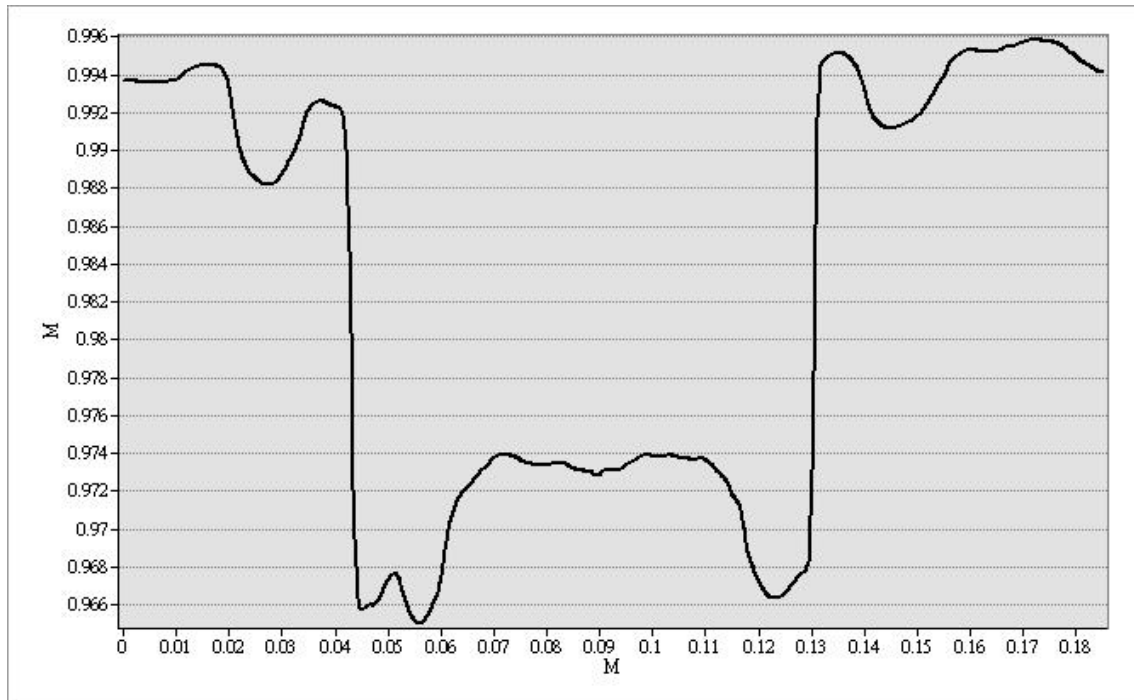


圖 6.29 蛇籠+織物模板基礎沖刷橫斷面示意圖

4. 方案三(蛇籠+織物模板+基礎附近鼎形塊移除 1 排)

依方案二之沖刷結果顯示，沖刷深度比方案一大幅減少，但沖刷坑範圍略為擴大，此與基礎跟鼎形塊的間距是否有關連，如果將基礎附近的鼎形塊移除 1 排，是否會影響沖刷深度與沖刷坑寬度，爰此，研擬試驗方案三，模型鋪設如圖 6.30 所示，其鋪設相關尺寸示意圖如圖 6.31 所示，其沖刷結果如圖 6.32 所示，由沖刷結果發現，蛇籠已露出但織物模板尚未露出。以近景攝影測量展繪之沖刷深度及範圍 3D 圖如圖 6.33 所示，等高線圖、縱斷面剖面及橫斷面剖面圖，如圖 6.34~6.36 所示，由圖可知，最大沖刷深度 4 公分，發生在蛇籠之前緣，最大沖刷橫斷面比方案二大幅擴大為 15.7 公分，另外，方案三附近之土砂沖刷量擴大為 648 立方公分，為目前沖刷量最大的方案。由試驗結果顯示方案三比方案二差。



圖 6.30 蛇籠+織物模板+基礎附近鼎形塊移除 1 排

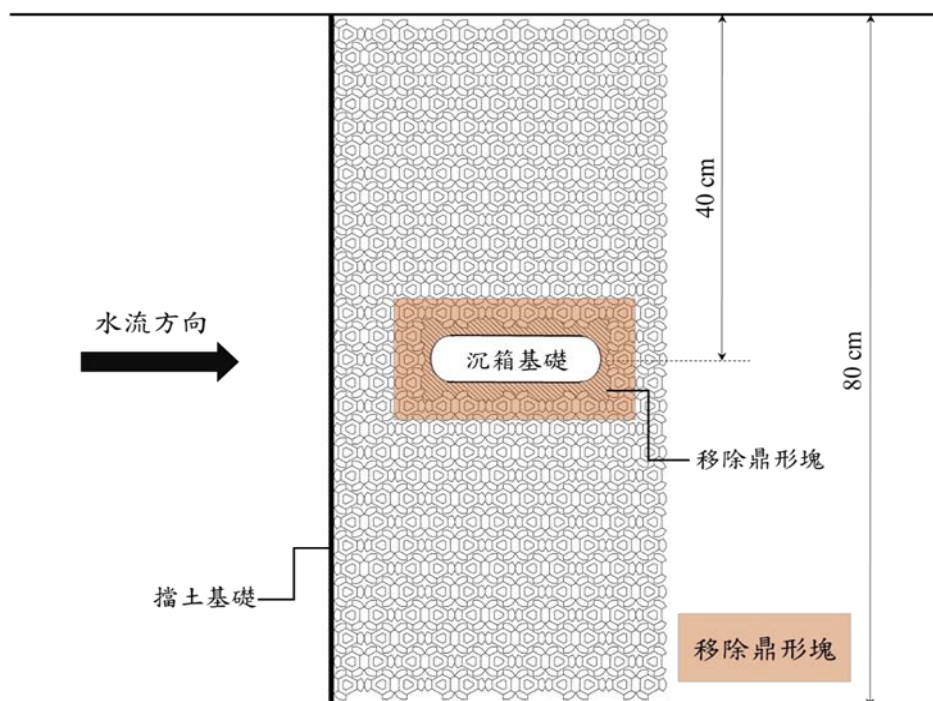


圖 6.31 蛇籠+織物模板+鼎形塊移除 1 排平面示意圖



圖 6.32 蛇籠+織物模板+鼎形塊移除 1 排基礎沖刷情形

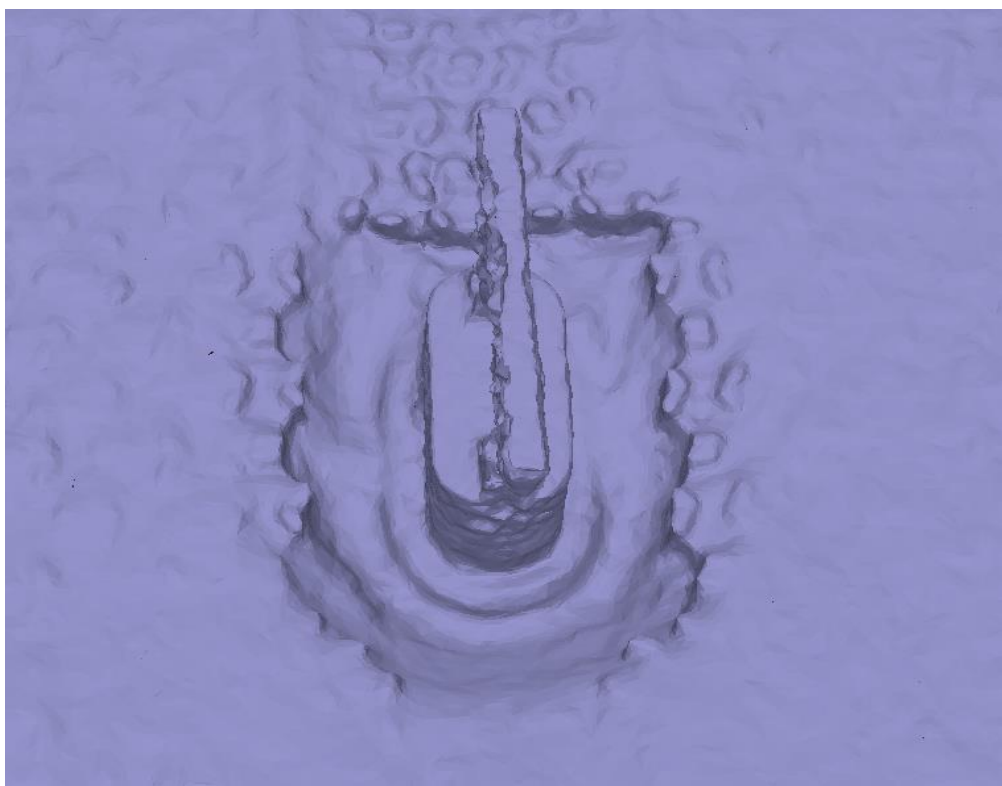


圖 6.33 蛇籠+織物模板+鼎形塊移除 1 排沖刷深度與範圍 3D 圖

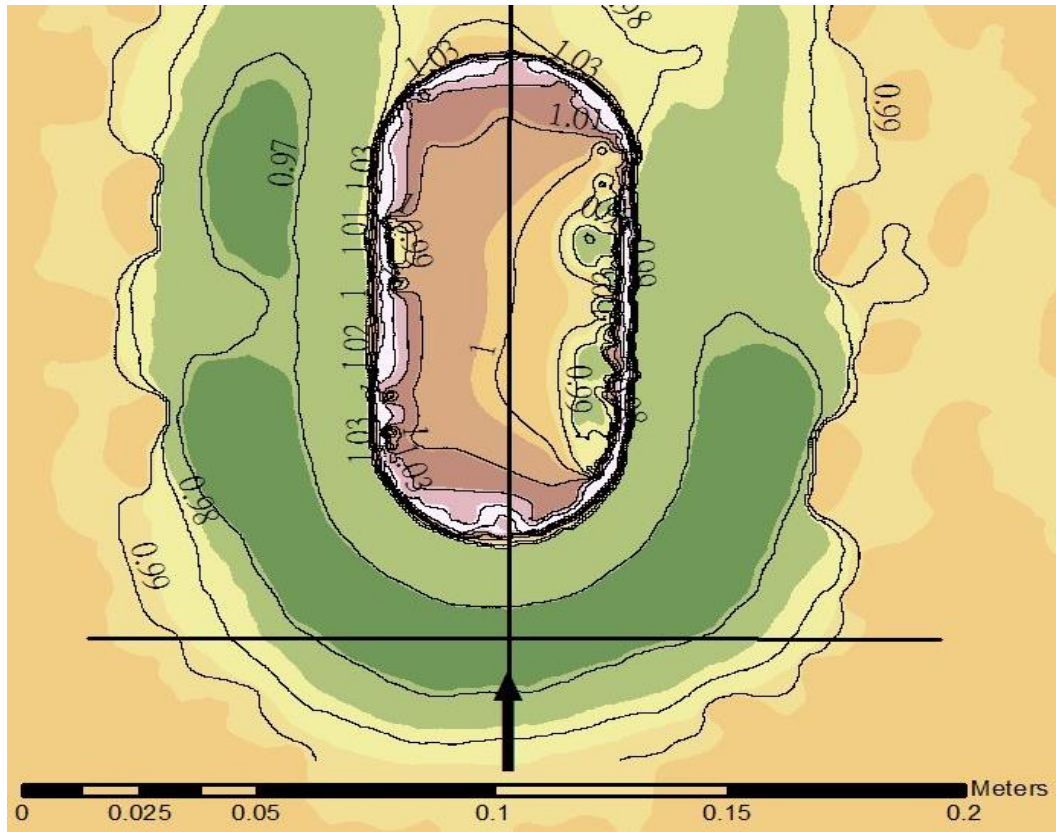


圖 6.34 蛇籠+織物模板+鼎形塊移除 1 排基礎沖刷坑等高線示意圖

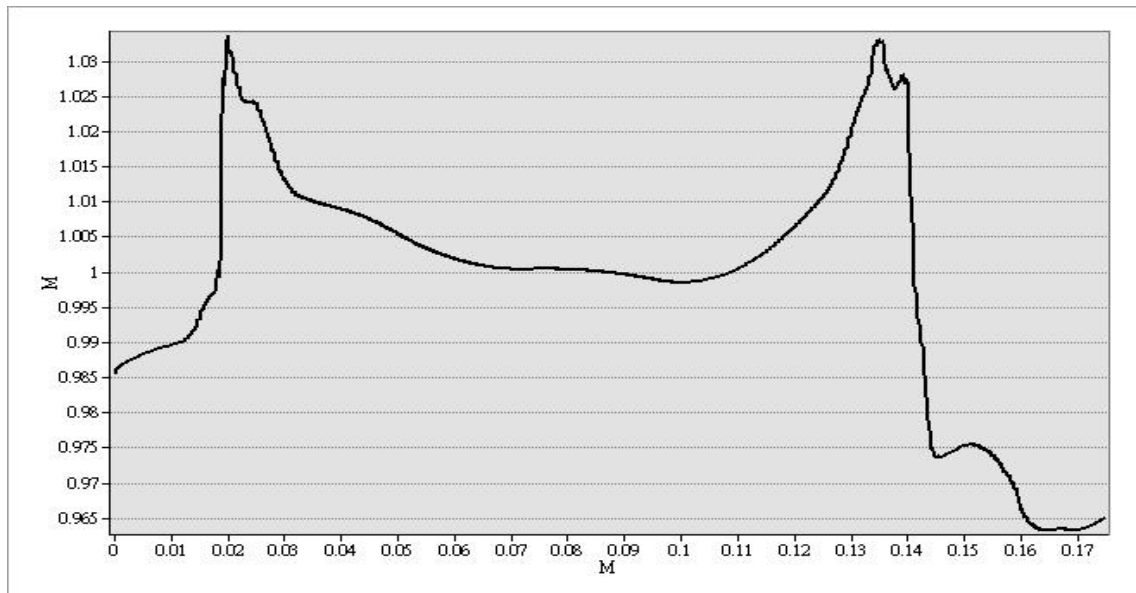


圖 6.35 蛇籠+織物模板+鼎形塊移除 1 排基礎沖刷縱斷面示意圖

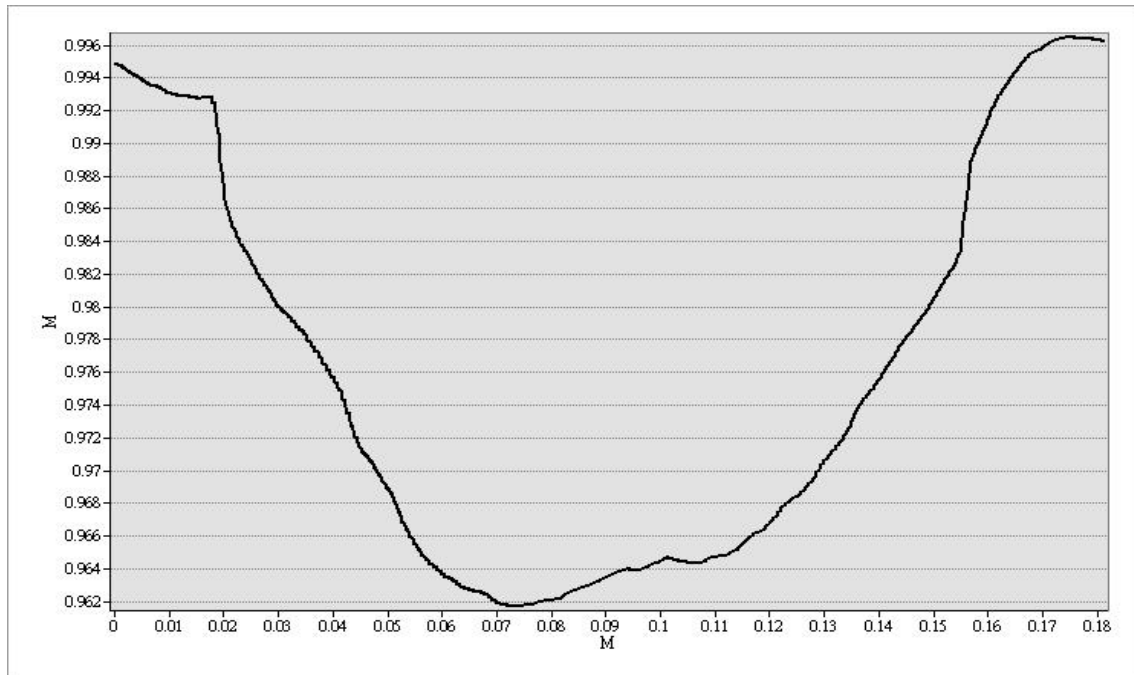


圖 6.36 蛇籠+織物模板+鼎形塊移除 1 排基礎沖刷橫斷面示意圖

5. 方案四(蛇籠+織物模板+鼎形塊鋪滿)

依方案二及方案三之沖刷結果顯示，基礎沖刷深度與沖刷坑寬度與基礎跟鼎形塊的間距有關連，方案三將基礎附近的鼎形塊移除 1 排，結果沖刷深度略為加深，沖刷坑範圍擴大，土砂沖刷量大增，爰此，研擬試驗方案四，將鼎形塊與基礎緊密的鋪設，模型鋪設如圖 6.37 所示，其鋪設相關尺寸示意圖如圖 6.38 所示，其沖刷結果如圖 6.39 所示，由沖刷結果發現，基礎沖刷深度與範圍均大幅減少。以近景攝影測量展繪之沖刷深度及範圍 3D 圖如圖 6.40 所示，等高線圖、縱斷面剖面及橫斷面剖面圖，如圖 6.41~6.43 所示，由圖可知，最大沖刷深度 1.4 公分，發生在基礎之前緣，最大沖刷橫斷面不明顯，另外，方案四附近之土砂沖刷量大幅減少為 83 立方公分。試驗結果顯示此方案為最優之保護方案。



圖 6.37 蛇籠+織物模板+基礎附近鼎形塊鋪滿

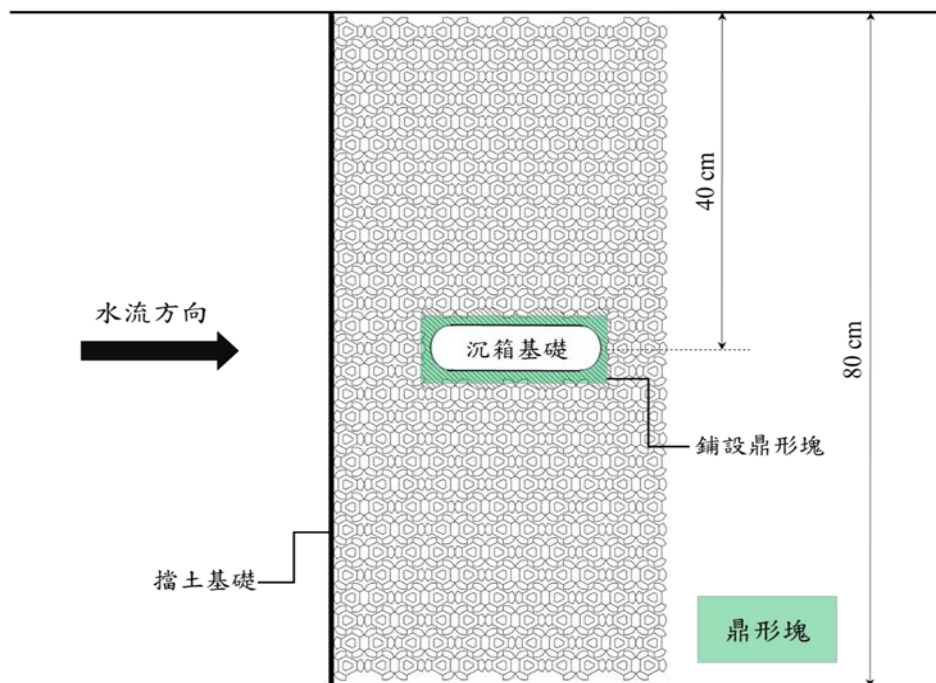


圖 6.38 蛇籠+織物模板+基礎附近鼎形塊鋪滿平面示意圖



圖 6.39 蛇籠+織物模板+鼎形塊鋪滿基礎沖刷情形

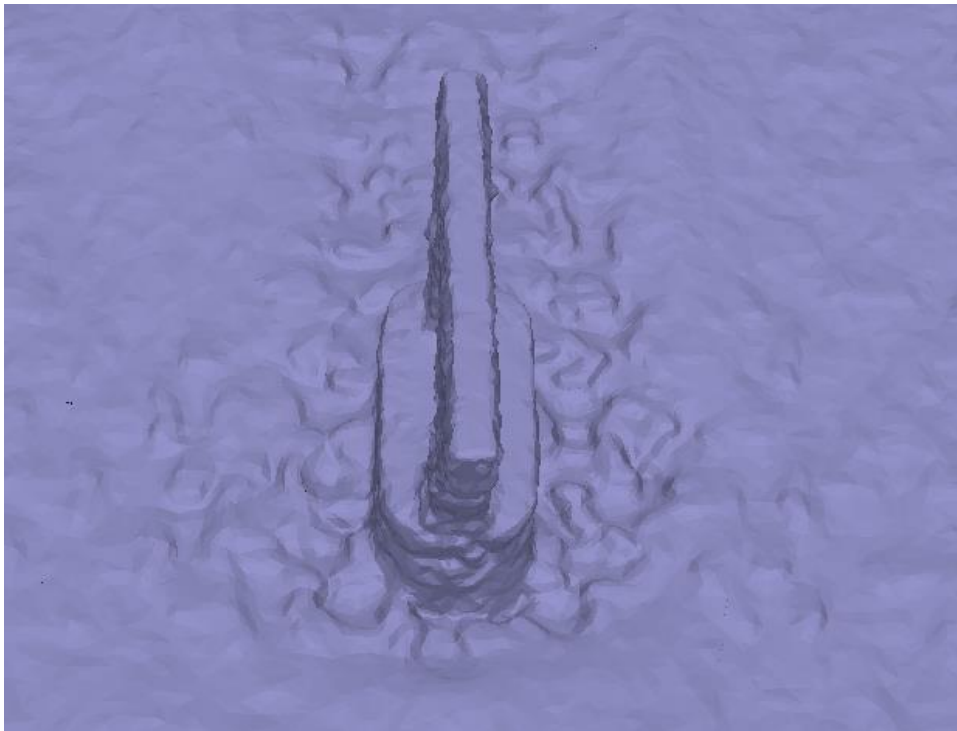


圖 6.40 蛇籠+織物模板+鼎形塊鋪滿冲刷深度與範圍 3D 圖

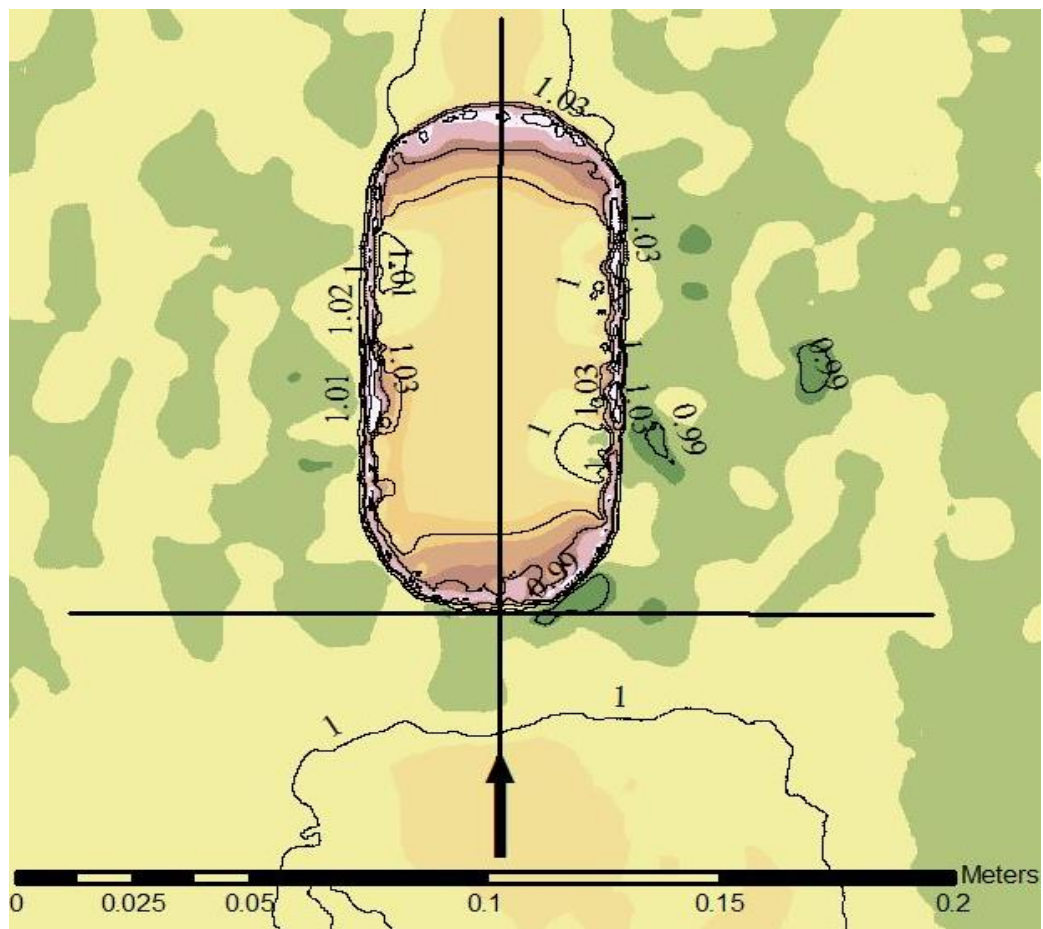


圖 6.41 蛇籠+織物模板+鼎形塊鋪滿基礎沖刷坑等高線示意圖

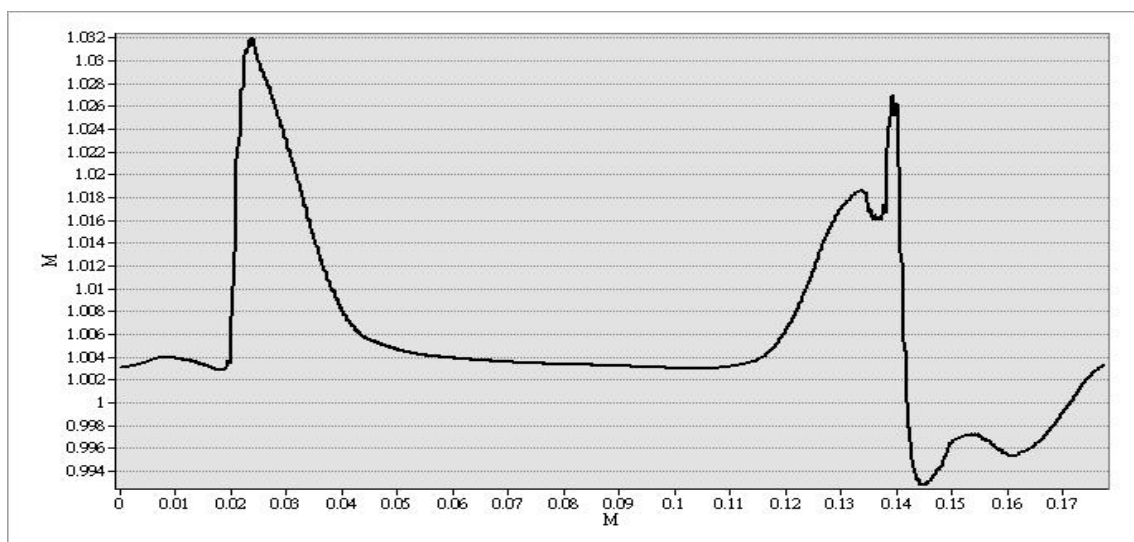


圖 6.42 蛇籠+織物模板+鼎形塊鋪滿基礎沖刷縱斷面示意圖

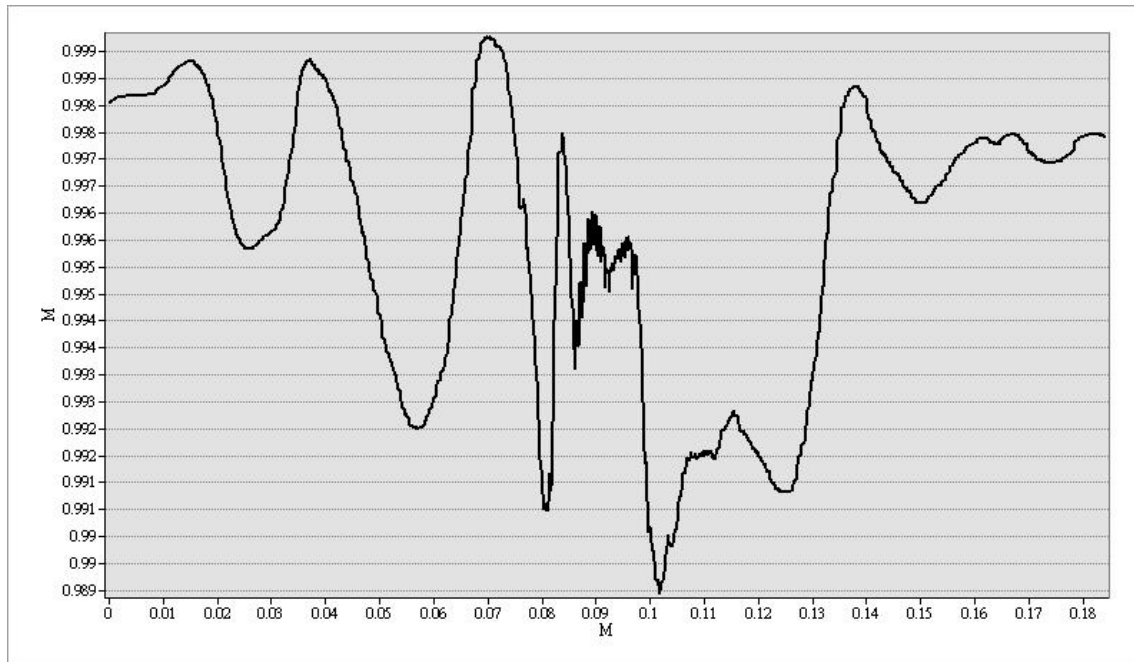


圖 6.43 蛇籠+織物模板+鼎形塊鋪滿基礎冲刷橫斷面示意圖

6.4 小結

由本章原保護工鋪設方式及 4 種保護工鋪設方案(不考慮保護工之材料耐久性)的試驗結果，比較其冲刷最大深度、冲刷坑寬度及基礎附近土砂冲刷量之結果(如表 6-1 所示)顯示：

1. 由本研究 5 種的鋪設方式冲刷結果，以方案四(蛇籠+織物模板+鼎形塊鋪滿)之鋪設方式為最優方案，其在最大冲刷深度、冲刷坑寬度及冲刷量的結果均為最小。
2. 以橋墩基礎最大冲刷深度為主要考量因素之前提下，方案二(蛇籠+織物模板)之保護方式為次佳方案。
3. 由於本研究無法模擬材料之磨損破壞，及水流沖擊力造成整體保護工之連續性破壞，試驗結果可能與現況之破壞機制或許有差異，未來現地之應用建議可參考方案二及方案四之鋪設方式進行現地試驗後，再擇較優之方案據以進行大規模之保護工鋪設。

表 6-1 不同鋪設方案最大沖刷深度、寬度及沖刷量比較表

鋪設方案	最大沖刷深度 (cm)	沖刷寬度 (cm)	土砂沖刷量 (cm ³)
原保護工鋪設方式	4.9	15.3	472
方案一(織物模板)	6.4	10.1	282
方案二(蛇籠+織物模板)	3.6	12.5	386
方案三(蛇籠+織物模板+移除 1 排鼎形塊)	4	15.7	648
方案四(蛇籠+織物模板+鼎形塊鋪滿)	1.4	不顯著	83

註：上述數據為一次之試驗結果

第七章 結論與建議

本計畫為 TRENDS 公路早期防救災決策支援系統模組維護更新，針對鋼橋建構橋梁風險評估模式，並針對已建立臺灣橋梁地震通阻分析模式接續研發災害橋梁巡檢路線規劃模式。最後針對 TRENDS 系統架構及網頁資料庫做一整理紀錄。

在橋梁水工模型沖刷試驗部分，由於臺 1 線大甲溪橋為連接大甲區和清水區之間的主要橋梁，橋齡達 43 年，近年橋墩基礎受颱風期間之洪水沖刷影響，由各年度河床斷面測量結果顯示，大甲溪橋之 P19~P29 橋墩沉箱基礎皆有局部裸露，其中 P27 沉箱基礎裸露深度達 6.3 公尺，超過基礎深度之 1/3。考量到大甲溪橋興建年份、目視現況及河床沖刷之影響等相關因素，為維護用路人之行車安全，本計畫藉由水工模型試驗，研提合宜橋基保護方案，供橋梁維管單位未來佈設相關橋基保護工決策之參考。

7.1 結論

本年度建構鋼橋橋梁風險評估模式，包括鋼橋風險辨識、鋼橋風險評估模式及鋼橋維護策略；並針對已建立臺灣橋梁地震通阻分析模式接續研發災害橋梁巡檢路線規劃模式，確認考量因子並最佳化巡檢路線。

在橋梁水工模型沖刷試驗部分，本研究以原保護工鋪設方式及 4 種保護工鋪設方案(不考慮保護工之材料耐久性)的試驗結果，比較其沖刷最大深度、沖刷坑寬度及基礎附近土砂沖刷量之結果(如表 6-1 所示)顯示：

1. 由沖刷結果，以方案四(蛇籠+織物模板+鼎形塊鋪滿)之鋪設方式為最優方案，其在最大沖刷深度、沖刷坑寬度及沖刷量的結果均為最小。
2. 以橋墩基礎最大沖刷深度為主要考量因素之前提下，方案二(蛇籠+織物模板)之保護方式為次佳方案。

3. 因土砂沖刷量與橋墩基礎局部沖刷深度並無相關，而影響橋梁基礎穩定的主要因子為沖刷深度，爰此，以土砂沖刷量探討保護方案優劣並不適宜。
4. 由於本研究無法模擬材料之磨損破壞，及水流沖擊力造成整體保護工之連續性破壞，試驗結果可能與現況之破壞機制或許有差異。

7.2 建議

1. 鋼橋橋梁風險評估模式，目前僅是模式架構，在網頁資料庫部分仍需進一步研發。
2. 鋼橋橋梁風險評估模式及災害橋梁巡檢路線規劃模式需進一步與橋管單位進行研討及驗證，以符合實務應用。
3. TRENDS 系統架構及網頁資料庫之整理可再參考資訊工程師之建議增補內容。
4. 蛇籠及織物模板保護工法依據過去的相關研究與試驗均有不錯的保護效果，但因其材料性質特性，實務應用在材料抗沖刷部分可能比其他保護工法差，但隨著材料科技的進步，或許將來可以改善此缺點。
5. 未來公路總局第二區養護工程處臺中工務段欲保護橋梁基礎，建議可參考方案二及方案四之鋪設方式進行現地試驗後，再擇較優之方案據以進行大規模之保護工鋪設。

7.3 研究成果效益

1. 災害橋梁巡檢路線規劃模式可在地震後提供最佳巡檢路線規劃，將巡檢人力及經費做有效應用。
2. 藉由水工模型試驗，驗證既有臺 1 線大甲溪橋橋基保護方案及研提改善方案，以提升橋梁耐洪能力，滿足運輸安全需求。

3. 藉由不同保護工方案之水工模型試驗，可提供未來橋梁管理單位設置相關保護工決策之參考。

7.4 提供應用情形

1. 在施政上，本研究成果可提供交通部、橋梁管理單位維護管理橋梁時之參考。
2. 本研究研提之橋基保護方案，將提供橋梁維管單位未來施政的參據。
3. 本研究所進行的不同保護工鋪設試驗案例，可提供本所及相關單位後續研究之參採。

參考文獻

1. Melville, B. W. and Chiew, Y. M., “Time scale for local scour at bridge piers”, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.125, No.1, pp. 59~65(1999).
2. Melville, B.W. and S.E. Coleman , Bridge Scour, Water Resources Publications, Colorado, USA (2000)
3. Raudkivi, A.J. and Ettema, R.. “Effects of sediment gradation on clear water scour”, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.103, No.10, pp.1209~1212 (1977)
4. Raudkivi, A. J. and Ettema, R., “Clear-Water Scour at Cylindrical Piers”, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.111, No.4, pp. 713-731(1983)
5. 交通部，公路橋梁耐震設計規範，1995。
6. 邱建國、鄭明淵、吳育偉等，「橋梁殘餘壽命與保全評估決策模式之研究(4/4)」，交通部運輸研究所，2015。
7. 邱永芳、林雅雯，「公路早期防救災決策支援系統模組維護更新」，交通部運輸研究所，2017。
8. 陳屏甫，國道預力混凝土橋與鋼橋生命週期成本評估個案之研究，國立中央大學營建管珀研究所碩士論文，2005。
9. 張藝馨，「不均勻圓形橋墩之局部沖刷研究」，碩士論文，國立中央大學土木工程研究所，2000。
10. 賴瑞應、胡啟文、曾文傑、張聖瑜，「橋墩保護工法之研究」，交通部運輸研究所，2017。