

106-023-7923
MOTC-IOT-105- H1DA001d

臺灣公路早期防救災決策支援系統 維護更新及橋梁耐震耐洪資料管理 系統建置(2/2)



交通部運輸研究所
中華民國 106 年 04 月

106-023-7923
MOTC-IOT-105- H1DA001d

臺灣公路早期防救災決策支援系統 維護更新及橋梁耐震耐洪資料管理 系統建置(2/2)

著者：林雅雯、謝明志、邱永芳

交通部運輸研究所
中華民國 106 年 04 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

臺灣公路早期防救災決策支援系統維護更新及橋梁耐震耐洪資料管理系統建置. (2/2) / 邱永芳等著. -- 初版. -- 臺北市 : 交通部運研所, 民 106. 04
面 ; 公分
ISBN 978-986-05-2233-4(平裝)

1. 交通管理 2. 決策支援系統

557

106004977

臺灣公路早期防救災決策支援系統維護更新及橋梁耐震耐洪資料管理系統建置
(2/2)

著 者：林雅雯、謝明志、邱永芳

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)26587176

出版年月：中華民國 106 年 4 月

印 刷 者：

版(刷)次冊數：初版一刷 60 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

定 價：300 元

展 售 處：

交通部運輸研究所運輸資訊組 • 電話：(02)23496880

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

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

GPN：1010600501 ISBN：978-986-05-2233-4 (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。

臺灣公路早期防救災決策支援系統維護更新及橋梁耐震耐洪資料管理系統建置(22)

交通部運輸研究所

GPN: 1010600501

定價 300 元

交通部運輸研究所自行研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：臺灣公路早期防救災決策支援系統維護更新及橋梁耐震耐洪資料管理系統建置 (2/2)			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN978-986-05-2233-4 (平裝)	政府出版品統一編號 1010600501	運輸研究所出版品編號 106-023-7923	計畫編號 105-H1DA001d
主辦單位：港灣技術研究中心 主管：邱永芳 計畫主持人：林雅雯 研究人員： 聯絡電話：04-26587191 傳真號碼：04-26564418			研究期間 自 105 年 01 月 至 105 年 12 月
關鍵詞：耐震評估、耐洪評估、安全預警			
摘要： 由於臺灣多山多河的地理特性，使得橋梁成為連結陸上交通的重要設施。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)。本計畫進行系統資料更新、提高分析準確度並與相關單位監測資料進行驗證，納入本所近期研究之分析模組及成果，並確認系統實用性及穩定性。此外，本研究根據橋梁各種安全評估所需設計參數進行確認，並確立橋梁耐震耐洪設計與維護階段資訊整合模式，以一座橋梁示範應用此模式擴充橋梁設計與防災預警資訊，並根據此模式發展擴充橋梁設計與防災預警資訊，並應用本系統提供使用維護階段橋梁防災預警之決策支援用途。 成果效益與應用情形： 在施政上，本研究成果可提供交通部、橋梁管理單位在有效管理橋梁設計參數資料作為後續維護與補強重新分析時之參考。在實務上，可在地震、洪水來臨時即時篩選危險橋梁，並進行自動通報，降低用路人之風險。			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
106 年 4 月	320	300	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
機密等級： <input type="checkbox"/> 密 <input type="checkbox"/> 機密 <input type="checkbox"/> 極機密 <input type="checkbox"/> 絕對機密 （解密條件： <input type="checkbox"/> 年 <input type="checkbox"/> 月 <input type="checkbox"/> 日解密， <input type="checkbox"/> 公布後解密， <input type="checkbox"/> 附件抽存後解密， <input type="checkbox"/> 工作完成或會議終了時解密， <input type="checkbox"/> 另行檢討後辦理解密） <input checked="" type="checkbox"/> 普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

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

TITLE: TRENDS maintenance and Bridge Assessment Information Integration			
ISBN(OR ISSN) 978-986-05-2233-4(pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010600501	IOT SERIAL NUMBER 106-023-7923	PROJECT NUMBER 105- HIDA001d
DIVISION: HARBOR & MARINE TECHNOLOGY CENTER DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: Ya-wen Lin PROJECT STAFF: PHONE:04-26587191 FAX:04-26564418			PROJECT PERIOD FROM Jan.2016 TO Dec. 2016
KEY WORDS: Seismic assessment 、 Flood-Resisting capacity analysis, Disaster Prevention			
<p>ABSTRACT:</p> <p>Since Taiwan is rich in many mountains and rivers, it makes bridge become an important connection for transportation. However, Taiwan is located in seismic zone and influenced by the typhoon climate, the bridges are usually damaged by natural disasters, and overloading of vehicles also makes bridge's components deteriorate faster. Therefore in the bridge maintenance phase, it is a critical issue to evaluate bridges capacity, and achieve the goal of bridge disaster prevention. This study aims to improve TRENDS and conducts relevant safety estimated requirement about bridge design phase parameters of scour or earthquake, then the information integration model in the bridge maintenance phase is established. Finally, TRENDS can be provided to the bridge management and applied on decision support and disaster prevention in the bridge maintenance strategy.</p> <p>BENEFITS AND APPLICATIONS:</p> <p>The Ministry of Transportation and Communications or the bridge management department can refer to the results for policy-making. TRENDS can be provided to the bridge management and applied on decision support and disaster prevention in the bridge maintenance strategy.</p>			
DATE OF PUBLICATION April 2017	NUMBER OF PAGES 320	PRICE 300	CLASSIFICATION <input type="checkbox"/> RESTRICTED <input type="checkbox"/> CONFIDENTIAL <input type="checkbox"/> SECRET <input type="checkbox"/> TOP SECRET <input checked="" type="checkbox"/> UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

臺灣公路早期防救災決策支援系統維護更新及橋梁耐震耐洪資料管理系統建置(2/2)

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
目錄	III
圖目錄	VII
表目錄	XVIII
第一章 計畫緣起及目的	1-1
1.1 計畫緣起	1-1
1.2 計畫目的	1-2
1.3 研究範圍	1-2
1.4 研究內容與工作項目	1-2
第二章 文獻回顧	2-1
2.1 臺灣公路早期防救災決策支援系統	2-1
2.1.1 TRENDS發展歷程	2-4
2.1.2 TRENDS系統架構	2-9
2.1.3 TRENDS系統核心-資料交換平台	2-13
2.2 橋梁耐震能力評估-側推分析	2-16
2.2.1 結構設計分析軟體(SAP2000)簡介	2-16
2.2.2 橋梁側推分析流程	2-18
2.2.3 混凝土及鋼筋材料模型	2-20
2.2.3.1 Mander模式	2-20
2.2.3.2 Kawashima模式	2-24

2.2.4	塑鉸撓剪行為	2-26
2.2.5	沉箱基礎之土壤彈簧模擬方式	2-31
2.2.5.1	沉箱基礎之地盤反力係數	2-32
2.2.5.2	沉箱正前方水平極限支承力	2-33
2.2.5.3	沉箱基礎底面水平極限支承力	2-34
2.2.5.4	沉箱基礎底面垂直極限支承力	2-34
2.3	橋梁評估及補強標準	2-35
2.4	鋼板包覆補強	2-36
第三章	TRENDS系統模組資料更新與驗證	3-1
3.1	跨河橋梁安全預警模組之精確度提升及驗證	3-1
3.2	橋梁地震通阻分析模組之精確度提升及驗證	3-18
3.3	材料劣化與殘餘強度分析模式	3-73
3.3.1	劣化環境資料蒐集	3-74
3.3.1.1	鹽害環境資料收集	3-74
3.3.2	鋼筋腐蝕時間預測	3-78
3.3.2.1	鹽害	3-80
第四章	橋梁耐震能力評估	4-1
4.1	分析案例簡介	4-1
4.2	工址之地盤分類	4-2
4.3	工址之地震需求	4-2
4.4	載重計算	4-3
4.5	混凝土及鋼筋應力應變關係	4-4
4.6	行車向側推分析	4-5
4.6.1	行車向墩底彎矩曲率分析	4-5

4.6.2	行車向墩柱彎矩轉角分析	4-7
4.6.3	行車向墩柱剪力強度分析	4-8
4.6.4	行車向斷筋點彎矩曲率分析	4-10
4.6.5	行車向斷筋點墩柱彎矩轉角分析	4-11
4.6.6	行車向斷筋點墩柱剪力強度分析	4-13
4.6.7	沉箱基礎之土壤彈塑性彈簧參數分析	4-15
4.6.8	行車向側推曲線	4-23
4.6.9	行車向位移-加速度曲線	4-25
4.6.10	行車向中度地震補強需求判定	4-26
4.6.11	行車向設計地震補強需求判定	4-26
4.7	垂直行車向側推分析	4-27
4.7.1	垂直行車向墩底彎矩曲率分析	4-27
4.7.2	垂直行車向墩柱彎矩轉角分析	4-28
4.7.3	垂直行車向墩柱剪力強度分析	4-30
4.7.4	垂直行車向斷筋點彎矩曲率分析	4-32
4.7.5	垂直行車向斷筋點墩柱彎矩轉角分析	4-33
4.7.6	垂直行車向斷筋點墩柱剪力強度分析	4-35
4.7.7	垂直行車向側推曲線	4-37
4.7.8	垂直行車向位移-加速度曲線	4-39
4.7.9	垂直行車向中度地震補強需求判定	4-40
4.7.10	垂直行車向設計地震補強需求判定	4-40
4.8	行車向鋼板補強後側推分析	4-41
4.8.1	行車向鋼板補強後墩底彎矩曲率分析	4-41
4.8.2	行車向鋼板補強後墩柱彎矩轉角分析	4-42
4.8.3	行車向鋼板補強後墩柱剪力強度分析	4-44

4.8.4	行車向鋼板補強後斷筋點彎矩曲率分析	4-46
4.8.5	行車向鋼板補強後斷筋點墩柱彎矩轉角分析	4-47
4.8.6	行車向鋼板補強後斷筋點墩柱剪力強度分析	4-49
4.8.7	行車向鋼板補強後側推曲線	4-51
4.8.8	行車向鋼板補強後位移-加速度曲線	4-53
4.8.9	行車向鋼板補強後中度地震補強需求判定	4-54
4.8.10	行車向鋼板補強後設計地震補強需求判定	4-54
4.9	垂直行車向鋼板補強後側推分析	4-55
4.9.1	垂直行車向鋼板補強後墩底彎矩曲率分析	4-55
4.9.2	垂直行車向鋼板補強後墩底彎矩轉角分析	4-56
4.9.3	垂直行車向鋼板補強後墩柱剪力強度分析	4-58
4.9.4	垂直行車向鋼板補強後斷筋點彎矩曲率分析	4-59
4.9.5	垂直行車向鋼板補強後斷筋點墩柱彎矩轉角分析	4-61
4.9.6	垂直行車向鋼板補強後斷筋點墩柱剪力強度分析	4-62
4.9.7	垂直行車向鋼板補強後側推曲線	4-64
4.9.8	垂直行車向鋼板補強後位移-加速度曲線	4-67
4.9.9	垂直行車向鋼板補強後中度地震補強需求判定	4-68
4.9.10	垂直行車向鋼板補強後設計地震補強需求判定	4-68
第五章	橋梁耐震與耐洪分析資料管理模組擴充	5-1
5.1	確立使用維護階段橋梁評估模式所需資料	5-1
5.2	確立橋梁耐震耐洪設計與維護階段資訊整合模式	5-3
5.3	橋梁耐震耐洪設計參數資料庫建置	5-7
5.4	系統規劃與發展	5-9
5.4.1	系統發展概念研擬	5-9
5.4.1.1	對話介面	5-10

5.4.1.2	資料管理.....	5-11
5.4.1.3	模式管理.....	5-11
5.4.2	系統架構擬定.....	5-11
5.4.3	系統開發工具選用.....	5-12
5.4.4	系統功能規劃與發展.....	5-13
5.4.4.1	上傳參數資料模組.....	5-14
5.4.4.2	修改刪除資料模組.....	5-16
5.4.4.3	查詢下載資料模組.....	5-17
5.4.4.4	耐洪安全評估模組.....	5-19
5.4.4.5	振動頻率評估模組.....	5-21
5.5	以橋梁案例輸入資料庫.....	5-23
5.5.1	系統主畫面與功能選單.....	5-23
5.5.2	上傳參數資料模組.....	5-24
5.5.3	修改刪除資料模組.....	5-28
5.5.4	查詢下載資料模組.....	5-33
5.6	以后豐大橋為例進行耐洪安全評估.....	5-37
5.7	振動頻率評估模組.....	5-40
第六章	結論與建議.....	6-1
6.1	結論.....	6-1
6.2	建議.....	6-2
6.3	成果效益與應用情形.....	6-2
參考文獻	參-1
附錄一	期末審查意見及辦理情形說明表.....	附錄1-1
附錄二	期末報告簡報資料.....	附錄2-1

圖目錄

圖2.1 颱洪災害跨河橋梁防災架構圖.....	2-2
圖2.2 「橋梁地震破壞潛勢」介面.....	2-3
圖2.3 TRENDS系統概念.....	2-9
圖2.4 TRENDS系統模組.....	2-11
圖2.5 軟體代理人架構圖.....	2-14
圖2.6 SAP2000 3D橋梁模型.....	2-17
圖2.7 SAP2000分析畫面.....	2-17
圖2.8 橋梁有限元素模型.....	2-18
圖2.9 塑性鉸設定畫面.....	2-19
圖2.10 橋梁容量曲線.....	2-19
圖2.11 橋梁容量震譜.....	2-20
圖2.12 Kawashima混凝土應力-應變關係曲線.....	2-25
圖2.13 典型塑鉸斷面曲率與彎矩之關係.....	2-27
圖2.14 剪力強度 V_n 與韌性容量 R 之關係.....	2-29
圖2.15 剪力強度對應彎矩與轉角之關係.....	2-30
圖2.16 撓曲破壞模式.....	2-30
圖2.17 撓曲剪力破壞模式.....	2-31
圖2.18 剪力破壞模式.....	2-31
圖2.19 沈箱基礎之分析模式.....	2-32
圖2.20 包覆橢圓形鋼板剪力強度補強.....	2-36
圖3.1 颱洪災害跨河橋梁防災架構圖.....	3-1
圖3.2 二維水理分析流程.....	3-3
圖3.3 沉箱基礎沖刷前後示意圖.....	3-4
圖3.4 群樁基礎沖刷前後示意圖.....	3-4

圖3.5 水理分析模式執行流程圖	3-5
圖3.6 水理分析模式執行流程圖(續)	3-6
圖3.7 跨河橋梁安全預警頁面	3-10
圖3.8 颱風豪雨資料模組	3-11
圖3.9 一維水理分析資料模組	3-11
圖3.10 二維水理分析資料模組	3-12
圖3.11 安全評估分析資料模組	3-12
圖3.12 石岡壩放流預測歷史紀錄	3-13
圖3.13 石岡壩每日實際與預測放流量曲線圖	3-13
圖3.14 每月實際與預測比較圖模組	3-14
圖3.15 水利署水庫防洪運轉狀態	3-14
圖3.16 2016年梅姬颱風路徑圖	3-15
圖3.17 2016年梅姬颱風水利署水庫防洪運轉狀態	3-16
圖3.18 地表振動分析模式流程	3-19
圖3.19 中央氣象局強震站及中央研究院山區強震站位置圖	3-20
圖3.20 臺灣Vs30分佈精確圖檔	3-21
圖3.21 臺灣規模4.0~7.0地震與(Campbell, 1997)衰減曲線關係	3-22
圖3.22 為集集地震的(a)實測值與(b)衰減模式預測值PGA分佈	3-24
圖3.23 修正函數校正後的預測與其觀測值之誤差殘值分佈	3-25
圖3.24 臺灣歷年大地震: 集集地震之實測值與預測值比較	3-26
圖3.25 臺灣歷年大地震: 嘉義地震之實測值與預測值比較	3-26
圖3.26 臺灣歷年大地震: 花蓮地震之實測值與預測值比較	3-27
圖3.27 「橋梁地震破壞潛勢」介面	3-28
圖3.28 第一階段迴歸新舊系數比較	3-32
圖3.29 安平港場址迴歸	3-34

圖3.30 蘇澳港場址迴歸.....	3-35
圖3.31 臺中港場址迴歸.....	3-36
圖3.32 臺北港場址迴歸.....	3-37
圖3.33 高雄港場址迴歸.....	3-38
圖3.34 迴歸精度差之案例(ILA069、MND020測站).....	3-39
圖3.35 迴歸精度好之案例(CHY099、CHY108測站).....	3-39
圖3.36 NST測站雙線性修正.....	3-40
圖3.37 NSY測站修正.....	3-40
圖3.38 TCU測站修正.....	3-40
圖3.39 CHY測站修正.....	3-41
圖3.40 WSF測站修正.....	3-41
圖3.41 ALS測站修正.....	3-41
圖3.42 安平港雙線性迴歸.....	3-42
圖3.43 蘇澳港雙線性迴歸.....	3-43
圖3.44 臺中港雙線性迴歸.....	3-44
圖3.45 臺北港雙線性迴歸.....	3-45
圖3.46 高雄港雙線性迴歸.....	3-46
圖3.47 ALS測站修正.....	3-47
圖3.48 WSF測站修正.....	3-47
圖3.49 CHY測站修正.....	3-48
圖3.50 TCU測站修正.....	3-48
圖3.51 NSY測站修正.....	3-49
圖3.52 NST測站修正.....	3-49
圖3.53 安平港測站修正.....	3-50
圖3.54 蘇澳港測站修正.....	3-50

圖3.55 臺中港測站修正.....	3-51
圖3.56 臺北港測站修正.....	3-51
圖3.57 高雄港測站修正.....	3-52
圖3.58 NST測站各方法比較.....	3-53
圖3.59 NSY測站各方法比較.....	3-53
圖3.60 TCU測站各方法比較.....	3-54
圖3.61 CHY測站各方法比較.....	3-54
圖3.62 WSF測站各方法比較.....	3-55
圖3.63 ALS測站各方法比較.....	3-55
圖3.64 TPI測站各方法比較.....	3-56
圖3.65 TCC測站各方法比較.....	3-56
圖3.66 SUO測站各方法比較.....	3-57
圖3.67 ANP測站各方法比較.....	3-57
圖3.68 KAH測站各方法比較.....	3-58
圖3.69 新舊參數與實際幾何PGA比較.....	3-60
圖3.70 各測站新舊係數與實際之比值.....	3-61
圖3.71 依照縣市界及地形分區圖.....	3-62
圖3.72 平均倍率法研究流程圖.....	3-63
圖3.73 D值修正法(平均倍率).....	3-63
圖3.74 D值修正法(區域相關性較佳).....	3-64
圖3.75 D值修正法(測站相關性最佳).....	3-64
圖3.76 D值修正法(D0D1法).....	3-65
圖3.77 新衰減式(考慮誤差修正)流程圖.....	3-66
圖3.78 新衰減式係數回歸 $B_1=0.0035$	3-69
圖3.79 原衰減式(無誤差修正).....	3-70

圖3.80 新衰減式(無誤差修正).....	3-70
圖3.81 原衰減式(有誤差修正).....	3-71
圖3.82 新衰減式(有誤差修正).....	3-71
圖3.83 耐久性能評估流程.....	3-73
圖3.84 濕燭法燭心構造示意圖(CNS 13754).....	3-74
圖3.85 風向修正之角度示意圖.....	3-82
圖3.86 區域劃分圖.....	3-83
圖3.87 飛來鹽迴歸公式.....	3-86
圖3.88 飛來鹽公式修正程序圖.....	3-87
圖3.89 橋梁時間與鋼筋表面氯離子量關係圖.....	3-90
圖4.1 橋墩柱P1~P40立面、斷面及配筋圖.....	4-1
圖4.2 載重分佈圖.....	4-4
圖4.3 混凝土應力應變曲線.....	4-5
圖4.4 行車向墩柱於Response 2000之斷面圖.....	4-6
圖4.5 行車向墩柱於Response 2000之分析結果.....	4-6
圖4.6 行車向彎矩-轉角關係圖.....	4-8
圖4.7 行車向塑性鉸破壞模式判斷.....	4-9
圖4.8 行車向斷筋點墩柱於Response 2000之斷面圖.....	4-10
圖4.9 行車向斷筋點墩柱於Response 2000之分析結果.....	4-11
圖4.10 行車向斷筋點彎矩-轉角關係圖.....	4-13
圖4.11 行車向斷筋點塑性鉸破壞模式判斷.....	4-14
圖4.12 沉箱竣工圖.....	4-15
圖4.13 沉箱正前方彈簧之雙線性特性示意圖.....	4-17
圖4.14 沉箱底面水平方向彈簧之雙線性特性示意圖.....	4-18
圖4.15 沉箱底面垂直方向彈簧之雙線性特性示意圖.....	4-19

圖4.16 行車向橋梁模型	4-23
圖4.17 行車向基底剪力分析結果	4-24
圖4.18 行車向側推分析結果(1)	4-24
圖4.19 行車向側推分析結果(2)	4-25
圖4.20 整體橋梁行車向各性能點PGA值與位移關係圖	4-26
圖4.21 垂直行車向墩柱於Response 2000之斷面圖	4-27
圖4.22 垂直行車向墩柱於Response 2000之分析結果	4-28
圖4.23 垂直行車向彎矩-轉角關係圖	4-30
圖4.24 垂直行車向塑性鉸破壞模式判斷	4-31
圖4.25 垂直行車向斷筋點墩柱於Response 2000之斷面圖	4-32
圖4.26 垂直行車向墩柱斷筋點於Response 2000之分析結果	4-33
圖4.27 垂直行車向斷筋點彎矩-轉角關係圖	4-35
圖4.28 垂直行車向塑性鉸破壞模式判斷	4-36
圖4.29 垂直行車向橋梁模型	4-37
圖4.30 垂直行車向基底剪力分析結果	4-38
圖4.31 垂直行車向側推分析結果(1)	4-38
圖4.32 垂直行車向側推分析結果(2)	4-39
圖4.33 整體橋梁垂直行車向各性能點PGA值與位移關係圖	4-40
圖4.34 行車向鋼板補強後墩柱於Response 2000之斷面圖	4-41
圖4.35 行車向鋼板補強後墩柱於Response 2000之分析結果	4-42
圖4.36 行車向鋼板補強後彎矩-轉角關係圖	4-44
圖4.37 行車向鋼板補強後塑性鉸破壞模式判斷	4-45
圖4.38 行車向鋼板補強後墩柱斷筋點於Response 2000之斷面圖 ...	4-46
圖4.39 行車向鋼板補強後墩柱斷筋點於Response 2000之分析結果	4-47
圖4.40 行車向鋼板補強後斷筋點彎矩-轉角關係圖	4-49

圖4.41 行車向鋼板補強後塑性鉸破壞模式判斷.....	4-50
圖4.42 行車向鋼板補強後橋梁模型.....	4-51
圖4.43 行車向鋼板補強後基底剪力分析結果.....	4-52
圖4.44 行車向鋼板補強後側推分析結果(1).....	4-52
圖4.45 行車向鋼板補強後側推分析結果(2).....	4-53
圖4.46 整體橋梁行車向鋼板補強後各性能點PGA值與位移關係圖	4-54
圖4.47 垂直行車向鋼板補強後墩柱於Response 2000之斷面圖	4-55
圖4.48 垂直行車向鋼板補強後墩柱於Response 2000之分析結果 ...	4-56
圖4.49 垂直行車向鋼板補強後彎矩-轉角關係圖	4-57
圖4.50 垂直行車向鋼板補強後塑性鉸破壞模式判斷.....	4-59
圖4.51 垂直行車向鋼板補強後墩柱斷筋點於Response 2000之斷面圖	4-60
圖4.52 垂直行車向鋼板補強後墩柱斷筋點於Response 2000之分析結果	4-60
圖4.53 垂直行車向鋼板補強後斷筋點彎矩-轉角關係圖	4-62
圖4.54 垂直行車向鋼板補強後塑性鉸破壞模式判斷.....	4-64
圖4.55 垂直行車向鋼板補強後橋梁模型.....	4-65
圖4.56 垂直行車向鋼板補強後基底剪力分析結果.....	4-65
圖4.57 垂直行車向鋼板補強後側推分析結果(1).....	4-66
圖4.58 垂直行車向鋼板補強後側推分析結果(2).....	4-66
圖4.59 整體橋梁垂直行車向鋼板補強後各性能點PGA值與位移關係圖	4-67
圖5.1 橋梁耐震耐洪設計與維護階段資訊整合模式.....	5-3
圖5.2 ER-model 圖	5-8
圖5.3 系統初步規劃工作及流程.....	5-9
圖5.4 系統組成圖.....	5-10

圖5.5 系統架構.....	5-12
圖5.6 系統作業環境圖.....	5-13
圖5.7 系統功能架構.....	5-14
圖5.8 上傳參數資料模組功能架構.....	5-15
圖5.9 上傳參數資料模組操作流程.....	5-15
圖5.10 修改刪除資料模組功能架構.....	5-16
圖5.11 修改刪除資料模組操作流程.....	5-16
圖5.12 查詢下載資料模組功能架構.....	5-17
圖5.13 查詢下載資料模組操作流程.....	5-18
圖5.14 耐洪安全評估模組功能架構.....	5-19
圖5.15 耐洪安全評估模組操作流程.....	5-20
圖5.16 振動頻率評估模組功能架構.....	5-21
圖5.17 振動頻率評估模組操作流程.....	5-21
圖5.18 系統首頁.....	5-23
圖5.19 橋梁模型匯出檔案.....	5-24
圖5.20 匯出橋梁耐震評估模型.....	5-24
圖5.21 製作壓縮檔(.rar).....	5-25
圖5.22 上傳參數資料頁面.....	5-25
圖5.23 上傳橋梁耐震耐洪分析參數資料庫.....	5-26
圖5.24 新增橋梁視窗.....	5-27
圖5.25 輸入設計參數資料畫面.....	5-28
圖5.26 輸入完成畫面.....	5-28
圖5.27 修改刪除資料頁面.....	5-29
圖5.28 橋梁所在地區查詢.....	5-30
圖5.29 橋梁名稱查詢.....	5-30

圖5.30	以TBMS編號查詢	5-30
圖5.31	以TELES編號查詢.....	5-31
圖5.32	按資料更新日期查詢.....	5-31
圖5.33	修改刪除資料模組查詢成功畫面	5-31
圖5.34	修改資料畫面	5-32
圖5.35	修改橋梁設計參數完成畫面.....	5-32
圖5.36	修改橋梁Ay、Ac資料完成畫面	5-33
圖5.37	查詢下載資料頁面.....	5-33
圖5.38	查詢下載資料模組查詢成功畫面.....	5-34
圖5.39	查看設計參數畫面.....	5-35
圖5.40	下載橋梁結構模型.....	5-35
圖5.41	匯入橋梁結構模型.....	5-36
圖5.42	匯入中彰大橋橋梁結構模型.....	5-36
圖5.43	耐洪安全評估頁面.....	5-38
圖5.44	橋梁耐洪安全評估計算(即時與未來一小時後).....	5-38
圖5.45	耐洪安全評估頁面查詢橋梁設計參數.....	5-39
圖5.46	手機簡訊自動通報.....	5-39
圖5.47	振動頻率評估頁面.....	5-40
圖5.48	振動頻率評估模組查詢成功畫面.....	5-41
圖5.49	查看現地量測頻率資料.....	5-42

表目錄

表2-1 TRENDS發展歷程	2-6
表2-2 沉箱地盤反力係數	2-33
表2-3 評估準則中公路橋梁之四種性能水準定義	2-36
表3-1 QPESUMS與Kriging修正模式輸入條件與輸出資料	3-7
表3-2 QPESUMS與Kriging修正模式輸入條件與輸出資料(續)....	3-7
表3-3 降雨逕流模式輸入條件與輸出資料	3-8
表3-4 河道演算輸入條件與輸出資料	3-8
表3-5 橋墩沖刷計算輸入條件與輸出資料	3-9
表3-6 跨河橋梁耐洪安全評估(極限分析模式)輸出入條件	3-9
表3-7 跨河橋梁耐洪安全評估(模式整合)輸出入條件	3-10
表3-8 石岡壩在2016年梅姬颱風事件放流記錄	3-17
表3-9 2011年至2015年各港區量測地震紀錄(節錄)	3-31
表3-10 新舊係數比較	3-32
表3-11 安平港係數	3-34
表3-12 蘇澳港係數	3-35
表3-13 臺中港係數	3-36
表3-14 臺北港係數	3-37
表3-15 高雄港係數	3-38
表3-16 安平港轉折係數	3-42
表3-17 蘇澳港轉折係數	3-43
表3-18 臺中港轉折係數	3-44
表3-19 臺北港轉折係數	3-45
表3-20 高雄港轉折係數	3-46
表3-21 非港區測站各方法誤差比較	3-58

表3-22 港區測站各方法誤差比較	3-59
表3-23 地震資料.....	3-60
表3-24 即時站資料(震源距離100km以內).....	3-67
表3-25 測站試驗線氯鹽沉積量與碳鋼腐蝕速率	3-75
表3-26 測站試驗線氯鹽沉積量與碳鋼腐蝕速率(續).....	3-79
表3-27 測站試驗線氯鹽沉積量與碳鋼腐蝕速率(續).....	3-81
表3-28 各國氯鹽量限制標準	3-81
表3-29 中央氣象局2009-2014風速平均值、標準差、變異係數.....	3-84
表3-30 中央氣象局2004-2010雨量平均值、標準差、變異係數.....	3-84
表3-31 各區域建議臨海氯鹽量及碳鋼腐蝕速率	3-86
表3-32 碳鋼腐蝕等級列表	3-88
表3-33 飛來鹽迴歸公式之迴歸分析統計量	3-90
表4-1 行車向彎矩-曲率關係	4-7
表4-2 行車向彎矩-轉角關係	4-8
表4-3 行車向塑性鉸柱底SAP2000輸入資料	4-10
表4-4 行車向斷筋點彎矩-曲率關係	4-11
表4-5 行車向斷筋點彎矩-轉角關係	4-12
表4-6 行車向塑性鉸柱底SAP2000輸入資料	4-14
表4-7 地盤反力係數及地層反力容許上限值	4-16
表4-8 沉箱各深度之地盤反力係數	4-20
表4-9 沉箱正面土壤彈簧相關參數	4-21
表4-10 沉箱側面土壤彈簧相關參數	4-22
表4-11 行車向沉箱底面土壤彈簧相關參數	4-22
表4-12 整體橋梁行車向各性能點PGA值	4-25
表4-13 垂直行車向彎矩-曲率關係	4-28

表4-14 垂直行車向彎矩-轉角關係.....	4-29
表4-15 垂直行車向塑性鉸柱底SAP2000輸入資料.....	4-31
表4-16 垂直行車向斷筋點彎矩-曲率關係.....	4-33
表4-17 垂直行車向斷筋點彎矩-轉角關係.....	4-34
表4-18 垂直行車向塑性鉸柱底SAP2000輸入資料.....	4-36
表4-19 整體橋梁垂直行車向各性能點PGA值.....	4-39
表4-20 行車向鋼板補強後彎矩-曲率關係.....	4-42
表4-21 行車向鋼板補強後彎矩-轉角關係.....	4-43
表4-22 行車向鋼板補強後塑性鉸柱底SAP2000輸入資料.....	4-45
表4-23 行車向鋼板補強後斷筋點彎矩-曲率關係.....	4-47
表4-24 行車向鋼板補強後斷筋點彎矩-轉角關係.....	4-48
表4-25 行車向鋼板補強後塑性鉸柱底SAP2000輸入資料.....	4-51
表4-26 整體橋梁行車向鋼板補強後各性能點PGA值.....	4-53
表4-27 垂直行車向鋼板補強後彎矩-曲率關係.....	4-56
表4-28 垂直行車向鋼板補強後彎矩-轉角關係.....	4-57
表4-29 垂直行車向鋼板補強後塑性鉸柱底SAP2000輸入資料.....	4-59
表4-30 垂直行車向鋼板補強後斷筋點彎矩-曲率關係.....	4-61
表4-31 垂直行車向鋼板補強後斷筋點彎矩-轉角關係.....	4-62
表4-32 垂直行車向鋼板補強後塑性鉸柱底SAP2000輸入資料.....	4-64
表4-33 整體橋梁垂直行車向鋼板補強後各性能點PGA值.....	4-67
表5-1 耐洪安全評估所需參數.....	5-2
表5-2 耐洪安全係數對應預警值.....	5-5

第一章 計畫緣起及目的

1.1 計畫緣起

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。本系統進行系統資料更新、提高分析準確度並與相關單位監測資料進行驗證，納入本所近期研究之分析模組及成果，並確認系統實用性及穩定性。

本年度將延續前一年度成果，分別針對橋梁、道路邊坡等相關模組進行系統資料更新、提高分析準確度並與相關單位監測資料進行驗證，並確認系統實用性及穩定性。分為:1.台灣公路早期防救災決策支援系統維護營運。2. TRENDS 系統橋梁模組資料更新、提升精確度及驗證工作:(1)跨河橋梁安全預警模組之精確度提升及驗證。(2)橋梁地震通阻分析模組之精確度提升及驗證。(3)橋梁材料劣化模式之資料更新。3.選取一座橋梁，進行橋梁側推分析並納入資料庫。

前一年度建立橋梁耐震資料管理系統，本年度新增耐洪資料模組，應用橋梁設計參數資料庫系統之輸出資訊進行耐洪能力評估，以實際案例方式，完整試行系統之功能，並可作為後續推廣應用之範例。

1.2 計畫目的

本計畫最終的研究成果在於為進行台灣公路早期防救災決策支援系統校修與維運；橋梁及地震通阻分析模組資料更新、提升精確度及驗證，以一橋梁為範例進行耐震能力評估，並建置網頁版橋梁耐震與耐洪分析資料管理系統。

1.3 計畫範圍

台灣橋梁以鋼筋混凝土結構為應用最廣的類型，其中，92%以上為混凝土橋梁，且73%以上橋齡高於十五年以上。為保障用路人安全，混凝土橋梁的維護管理為公路管理單位未來重要課題，故本研究以鋼筋混凝土橋梁為研究探討對象。

1.4 研究內容與工作項目

本計畫預定工作項目如下所述：

1. 台灣公路早期防救災決策支援系統維護更新：

配合港灣技術研究中心進行台灣公路早期防救災決策支援系統 (TRENDS) 維護與資料更新、軟硬體更新與測試、模式作業化環境之改善及維護等相關工作。

2. TRENDS 系統橋梁模組資料更新、提升精確度及驗證工作：

(1) 跨河橋梁安全預警模組之精確度提升及驗證：資料更新、提升石岡壩放流量預測之精確度，並配合颱風期相關單位之監測資料驗證。

(2) 橋梁地震通阻分析模組之精確度提升及驗證：資料更新、提升地表震動分析模式預測之精確度，配合地震災損資料、相關單位監測資料之驗證，並進行地震情境模擬以檢核精確度。

3. 建置網頁版橋梁耐震與耐洪分析資料管理系統：

擬定橋梁耐震與耐洪分析之需求欄位、建置分析參數資料庫，選取一座橋梁為例進行耐震能力評估，包含由橋梁耐震與耐洪分析

參數資料庫自動匯出資料、進行建模、側推分析求得耐震能力。

第二章 文獻回顧

2.1 臺灣公路早期防救災決策支援系統

根據本所研究報告「公路防救災決策支援系統建立之研究」中，所開發之「臺灣公路早期防救災決策支援系統(TRENDS)」已針對目前國內外之防救災系統文獻資料及國內已發展完成之防救災決策支援系統進行資料蒐集，內容包含國內外之邊坡、橋梁、道路等之防災、救災資料及相關資料庫系統之技術等。

此計畫為達到各系統間資料交換之目的，以軟體代理人(Software Agents)為基礎，建立一資料交換平台。資料交換平台之建立，可減少資料重覆建置，增加資訊之使用率，達到資源共享之目標。經由此架構，各服務使用者(相關交通系統)，可經由資料交換平台，找到可以交換之資料格式與來源位置，在設定軟體代理人之初始值後(資料之輸出、輸入及服務)，即可連結各系統，整合各項資訊。

資料交換平台整合橋梁及坡地災害管理、預警系統於統一架構下，此整合模式未來可做為其他公路設施整合擴充之依循。此架構下共用GIS圖層資料，並在資料庫上作相關之連結，而資料交換之工作則由代理人擔任。此整合系統包括以下四大功能：1.災害預警的啟動機制。2.災害資訊、橋梁資料及邊坡資料的提供。3.災害應變措施及調查表單之系統性流程。4.自發性的通報系統。系統中(1)跨河橋梁安全預警模組與(2)橋梁地震通阻分析模組，分別為洪水預警與地震預警之核心，分別敘述如下：

(1)跨河橋梁安全預警模組

根據本所(2013)「跨河橋梁安全預警系統建置更新驗證與維護管理」之研究成果，以公路總局所管轄大甲溪下游至馬鞍壩跨河橋梁作為研究對象，其中所開發之「跨河橋梁安全預警系統」，會自動接收河系上游集水區中央氣象局雷達雨量觀測預報，在與地面雨量觀測進行修正後，推算河川流域即時與未來一小時之降雨強度，再結合集

水區演算、地表漫地流演算、河道一維水理演算、水庫演算，推估河道之流量、水位、流速與沖刷深度；然後考量橋梁材料結構特性，進行橋梁穩定性分析，計算橋梁之耐洪安全係數，作為即時及未來一小時之橋梁預警。此系統自動計算橋梁安全性並提前預警，提供橋梁管理單位，在颶洪時作決策支援，有利於爭取防災應變之黃金時間，給用路人生命財產更多的保障，其架構如圖2.1所示。

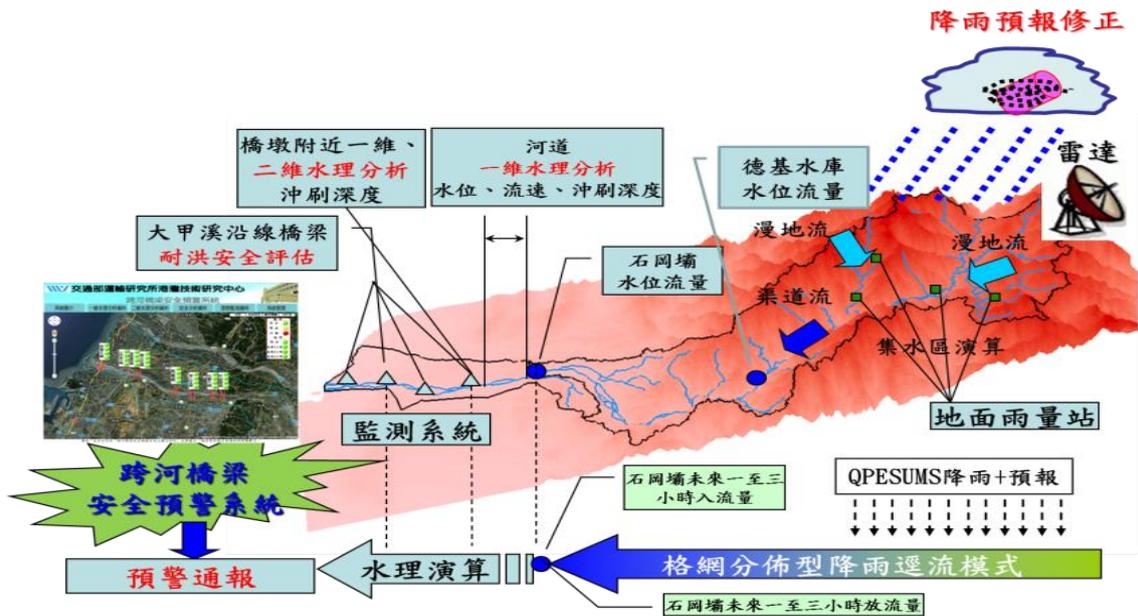


圖 2.1 颶洪災害跨河橋梁防災架構圖

(2) 橋梁地震通阻分析模組

根據本所(2011)「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」之研究成果，其中「側推分析與殘餘能力分析模式」分析台灣24座橋梁(考慮橋梁劣化)側推分析成果。並將成果建置成人工智慧學習所需資料庫，進而建立「人工智慧橋梁耐震能力推論模式」，即可根據全台灣鋼筋混凝土橋橋齡、結構形式、環境狀態等屬性推論 A_y 、 A_c 值，進而建置全台灣省縣道橋梁耐震資料庫。

當地震災害發生時，資料交換平台(以港研中心專利:災害預警資料交換機為核心)會自動擷取地震速報(取自中央氣象局)。接著將地震速報中地震位置、規模及深度輸入「地表震動分析模式」，計算出全台灣各地地表加速度，以ArcGIS Server的Geoprocess Service找尋各

橋梁所在地震PGA，結合全台省縣道橋梁耐震資料庫，計算各橋梁通行失敗機率。故當地震發生，公路管理單位可利用通行失敗機率作為巡檢優先順序之標準。

上述之成果整合到TRENDS。該功能放置於「災害資訊管理模組」的「橋梁地震破壞潛勢」功能，如圖2.2所示，此功能以Google Map作為底圖，並利用GIS Server的Geoprocess Service畫出震度分級圖並套疊在Google Map上。同時系統將通行失敗機率大於50%橋梁視為危險橋梁，頁面左方表格分別列出橋名、工程處、工務段、PGA、P、P_T(TELES計算通行失敗機率)、P_E(此研究計算通行失敗機率)、P(P_T及P_E取大值)，並會在Google Map上點繪出危險橋梁位置。圖2.2以921地震為模擬事件，紅色星星為地震震央，暗紅色點即為在921地震通行失敗機率大於50%之橋梁所在位置，地圖上各顏色則依中央氣象局分級方式，將各地震度分為八個等級，可參考頁面右方圖例。



圖 2.2 「橋梁地震破壞潛勢」介面

此系統為了讓使用者能夠快速了解橋梁地震破壞潛勢狀況，提供「文查圖」及「圖查文」的功能。「文查圖」功能可以應用右邊表格，點選所要查詢橋梁，即能夠快速找到橋梁所在位置；「圖查文」的功能則可由圖片找尋到橋梁基本資料。如圖2.2所示，使用者想查詢「新街

橋」，點擊橋名，則地圖能夠快速幫找到「新街橋」位置，並且放置一個標籤，讓使用者馬上知道橋梁所在位置。

當地震災害發生後，藉由資料交換平台擷取中央氣象局地震速報。「橋梁通阻檢測分析模組」則會自動啟動運作，將通行失敗機率大於50%橋梁列出，並建立異常狀況橋梁清單。接著，TRENDS自動啟動指派機制通知公路總局值班人員進行巡檢。

2.1.1 TRENDS發展歷程

有鑑於台灣天然災害頻傳，94、95年本所委託研究計畫「交通工程防災預警系統建立之研究」所開發之「災害預警資料交換機」申請專利，並技術移轉運輸研究所港灣技術研究中心，作為「公路防救災決策支援系統」與「跨河橋梁安全預警系統」二計畫之核心，提供資料交換平台，整合災害上、中、下游資訊，並整合歷年成果(如表2-1)建置『臺灣公路早期防救災決策支援系統(Taiwan Road Early Nature Disaster Prevention System, TRENDS)』。

計畫執行過程中TRENDS在地震、洪水沖刷與邊坡方面皆有應用之成效，其中：

(a)地震方面：應用AI推論公總全台五區工程處共33個工務段2590座橋梁之耐震潛勢，並進行預警通報。地震發生後，TRENDS會自動擷取氣象局發布之地震資料，即時分析橋梁地震破壞潛勢，以e-mail及簡訊方式通報相關人員。目前於公路總局及五區工程處已採用，通報名單包括：交通部主任秘書1人；公路總局副總工程師1人、防災中心1人、道工科科長1人及五區處橋檢對口人員5人與工務段段長、副段長63人，橋檢工程師33人；運輸研究所運計組組長1人；港研中心主任1人、科長1人及研究員1人；國防部空軍戰術管制聯隊11人，總計123名，內容包括轄下超出預警值之橋梁及破壞機率排序，作為管理單位第一時間至現場勘查之參考。在2013/6/2所發生規模6.2地震中，有效發布綠水和舊東光2座橋梁危險警訊，供管理單位決定優先檢測順序之參考依據。

(b)洪水沖刷方面：交通部運研所目前已將TRENDS應用在公路總局大甲溪跨河橋梁預警通報，未來擬推廣應用至全台。

(c)邊坡方面：

(i)提供第四區工程處蘇花公路豪大雨與邊坡位移通報預警，已在4次豪大雨事件中發揮功效(2011/08/04、08/27，2012/06/19、06/28)，提早發布通知，供段長封閉道路決策之依據，避免災情擴大傷及人命。

(ii)提供蘇花公路115.9K國防部空軍戰術管制聯隊之邊坡位移預警。

以下針對TRENDS系統之系統架構與模組功能進行分析，以釐清系統模組功能資料更新、提升精確度與驗證之可行性。

表2-1 TRENDS發展歷程

No	年度	計畫名稱	主持人	災害類別	參與團隊			本團隊參與說明
1	94-95	交通工程防災預警系統建立之研究	台科大鄭明淵	土石流	台科大	營建系	鄭明淵 呂守陞	本所委託之計畫案於 95、96 年獲優良獎，鄭明淵教授擔任計畫主持人，創新導入「智慧代理人」，發展「災害預警資料交換機」，研究團隊整合共計兩校、國家地震中心與台灣營建研究院之研究資源。其中計畫主持人、協同主持人等九名，研究人員 18 人。
				預警通報				
				地震潛勢	台科大	營建系	葉錦勳 陳生金	
					台科大	營建系	鄭 繫	
				洪水沖刷	國家地震中心	-	林詠彬	
				材料劣化	台科大	營建系	黃慶東	
		防救體系	臺灣營建研究院	-	林主潔			
2	96-99	公路防救災決策支援系統建立之研究	台科大鄭明淵	地震潛勢	台科大	營建系	鄭明淵	延續前一計畫案，納入 土石流、道路邊坡預警 、替代道路規劃與救災資源指派，即時統整各項道路通阻資訊，動態規劃替代道路與救災資源，提供人員快速執行救災任務(運研所佳作獎)。
				洪水土石流	清雲科大	土木系	蔡明修	
				預警通報				
		邊坡崩塌	台科大	營建系	廖洪鈞			
3	99-100	跨河橋梁安全預警系統之建立研究與整合	台科大鄭明淵	洪水沖刷	台科大	營建系	鄭明淵	本所委託，鄭明淵教授擔任計畫主持人，研究內容須整合 8 校、中興工程顧問、中華顧問及國家地震中心之研究成果。此整合計畫研究領域橫
				預警通報	淡江大學	土木系	蔡明修	

No	年度	計畫名稱	主持人	災害類別	參與團隊			本團隊參與說明
		作業		一維水理	成功大學	水利及海洋工程學系	游保杉	跨了水理分析、風險評估、檢測評估、材料、法規及資料調查與監測等領域，進行災害潛勢分析。
				二維水理	中興工程顧問	-	廖哲民	
				安全評估	海洋大學	河海工程系	林三賢	
				檢測規範	中華顧問工程司	-	王仲宇	
				橋河資料	高雄應用科大	土木系	李良輝	
				保護工法	逢甲大學	水利系	廖清標	
				橋墩材料	海洋大學	材料所	楊仲家	
				保護工規範	台科大	研發中心	李維峰	
				災因分析	中興大學	土木系	蔡清標	
				監測儀器	中原大學	土木系	張達德	
				監測儀器	國震中心	-	張國鎮	
4	99-100	橋梁通阻檢測分析模式建立之研究	台科大鄭明淵	材料劣化	台科大	營建系	邱建國	應用所發展之 AI 推論模式學習橋梁耐震影響因子(輸入)與降伏加速度與破壞加速度(輸出)對應關係，快速評估全台灣 2590 座橋梁耐震潛勢。(103 年土木水利工程學刊論文獎)。
				地震簡易側推分析	台科大	營建系	歐昱辰	
				AI 推論潛勢	台科大	營建系	鄭明淵	

No	年度	計畫名稱	主持人	災害類別	參與團隊			本團隊參與說明
				振動分析	台科大	營建系	廖國偉	
5	100	蘇花公路 115.9K 邊坡崩塌監測預警模式之建立研究	逢甲 洪本善	預警通報	台科大	營建系	鄭明淵	有鑑於蘇花 115.9K 突發性崩塌之災難，應用資料交換平台整合氣象局降雨預報、現場 GPS 監測與雨量計作為自動通報機制之啟動門檻，防止邊坡崩塌。
				降雨預測	成功大學	水利及海洋工程學系	游保杉	
				邊坡崩塌	逢甲大學	GIS 中心	方耀民	
6	101-102	跨河橋梁安全預警系統建置更新驗證與維護管理	台科大鄭明淵	預警通報	台科大	營建系	鄭明淵	本研究將跨河橋梁預警範圍擴展至大甲溪石岡壩上游至馬鞍壩。同時，藉由颱洪期資料持續修正大甲溪流域預測及預警模式，並與公路總局通報機制整合。
				二維水理	中興工程顧問	-	廖哲民	
				安全評估	海洋大學	河海工程系	林三賢	
7	102	移動式橋梁振動檢測及訊號分析與傳輸通報系統	台科大鄭明淵	系統整合	台科大	營建系	鄭明淵	於各橋梁設置振動頻率量測儀器，在有限的時間與經費下並不可行。本研究將儀器裝置於車輛中，取得橋梁之振動頻率分析結果作為橋梁開放通行或封閉之建議。
				振動分析	台科大	營建系	廖國偉	
8	101-103	橋梁殘餘壽齡與保全評估決策模式之研發	台科大鄭明淵、邱建國	維護策略	台科大	營建系	鄭明淵	應用風險期望值觀念，提出可視與不可視風險指標與評估模式。發展創新最佳化搜尋方法-生物共生演算法，搜尋橋梁生命週期最適維護時機與成本，供擬定最適維護策略之參考。(營管協會論文優等獎)(104年土木水利工程學刊論文獎)。
				材料劣化	台科大	營建系	邱建國	
9	104	橋梁耐震能力與檢測評估分析模式之建立研究(1/2)	台科大鄭明淵	系統整合	台科大	營建系	鄭明淵	藉由縮小尺寸模型驗證移動式振動量測方式之可行性，並以人工智慧推論各橋梁通阻之臨界頻率值，作為橋梁開放通行或封閉之建議。
				振動分析	台科大	營建系	廖國偉	

2.1.2 TRENDS系統架構

TRENDS架構分為資料交換平台、資料庫與預警通報機制等。並以
1.易於進行資料查詢及分析；2.提供橋梁基本、災害、監測資訊；3.GIS
圖形介面等使用需求進行系統規劃(圖2.3)。

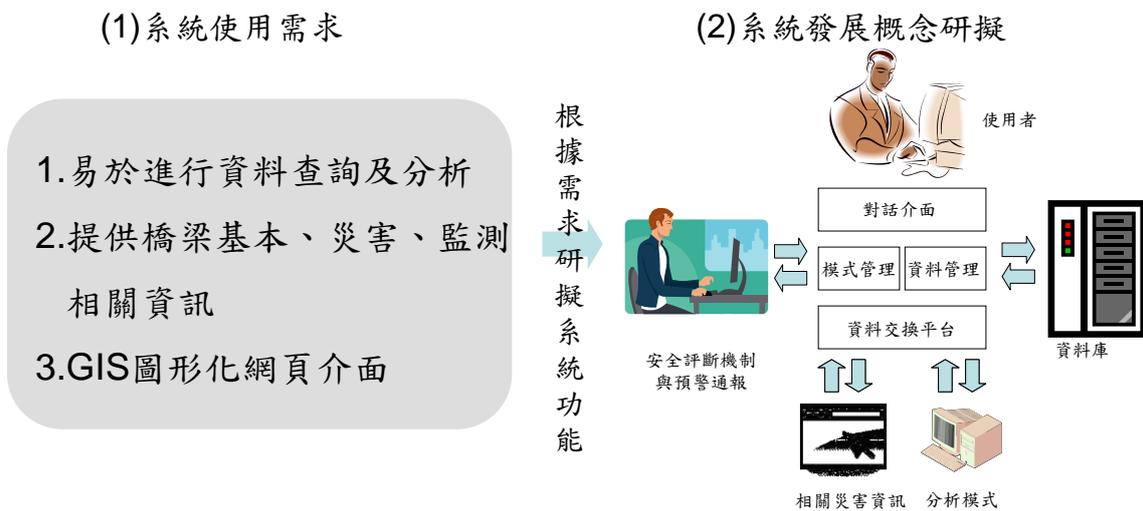


圖 2.3 TRENDS 系統概念

- 1.資料交換平台：應用港研中心「交通工程防災預警系統建立之研究」中所建置之「災害預警資料交換機」，建置資料交換平台，統整各項資訊。透過通報機制，於洪水災害發生時，第一時間收集監測資料與災害分析研判，並將結果即時透過各項通訊管道(手機簡訊與E-mail等)回報災情與範圍，提升救災效率，減少災情之損失與避免人員之傷亡。
- 2.資料庫：為了解決各介面整合與資源共享等問題，因此此階段將根據資料倉儲理念進行資源整合，研究資源項目包含GIS圖層、儀器監測值、氣象報告、水文資料、橋梁基本資料、橋梁耐洪安全評斷標準等資訊。
- 3.預警通報機制：最後，本研究為了能立即掌握即時橋梁安全情況，並提供災時工程人員應變、決策及通報的機制，將應用災害預警資料交換機即時收集災情資訊與安全評估結果，一旦橋梁到達設定之警戒值時，系統將以主動及被動兩種方式與公路總局通報機制進行整合。

如圖2.4所示，系統中各個模式以模式庫方式呈現，而且各個模式均可配合資料的改變來更新模式中的參數，使模式能應付現實狀況的改變，同時亦可反覆執行指定模式，以確保使用者可以得到所需之決策支援，進而達到模式管理的功能。

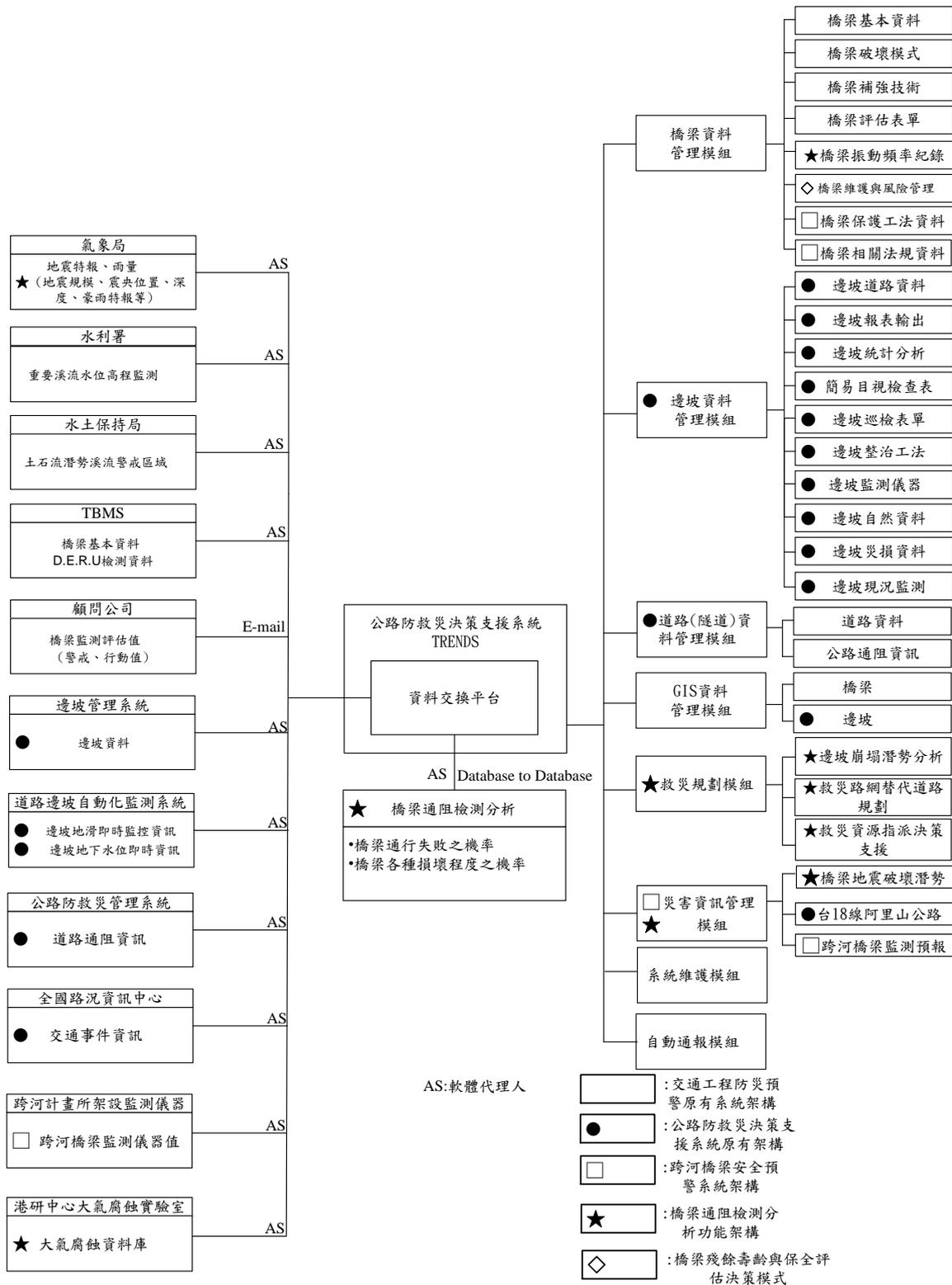


圖 2.4 TRENDIS 系統模組

圖2.4中圓形、方形、星形與菱形記號分別代表TRENDIS整合不同

計畫成果，各模式之說明如下：

(1)橋梁資料管理

橋梁資料管理部分主要提供使用者對橋梁基本資料進行管理維護的功能，以及橋梁破壞模式、橋梁補強技術、評估表單進行管理維護的功能。

(2)邊坡資料管理

邊坡資料管理部分主要提供使用者對邊坡基本資料、目視檢查表、巡檢表單、整治工法、監測儀器、災損資料進行管理維護的功能。

(3)道路（隧道）資料管理

道路（隧道）基本資料管理部分主要提供使用者對於道路工程資料進行管理維護的功能。

(4)GIS圖層資料管理

運用ArcGIS Server建構線上地理資訊系統，以地理圖層方式呈現使用者所查詢之橋梁位置、狀況異常橋梁、災害資訊、邊坡災損等資訊。

(5)救災規劃

此模式運用各交通工程在不同自然環境與天然災害下可能發生破壞之潛勢及可能造成災損與風險值之計算結果，藉以搜尋替代道路最適行車路線之規劃，進而可應用於救災資源調派之功能。

(6)災害資訊管理

提供使用者對資料交換平台交換所得之災害資料進行查詢的功能，包含橋梁地震潛勢、跨河橋梁安全預警等。

(7)系統維護

本模式之建立在於提供系統管理者對使用者之權限進行管控。

(8)自動通報

此模式提供自動化的通報機制，藉由E-mail及手機簡訊給該橋梁或邊坡之管理單位人員，通知其儘速進行處理或調查。

2.1.3 TRENDS系統核心-資料交換平台

TRENDS將不同計畫成果內容彙整統合，然而不同計畫由不同單位執行，造成資料傳遞的困難且難以整合。為解決此問題，TRENDS中利用本所-「交通工程防災預警系統」一案所開發之資料交換平台為基礎進行資料彙整工作。資料交換平台由各個智慧型代理人組成，並根據任務項目不同，指派特定智慧型代理人定期執行任務，最後針對不同計畫資料輸出方式，將資料格式轉換為標準XML文件，供TRENDS系統使用。以下簡單介紹資料交換平台機制及流程。

代理人技術已被應用在各種不同的領域，例如計畫排程、資訊檢索等，藉由此項技術的運用可以減少工作量以及資訊量(Information Overload)，使用者可以指派代理人完成特定的任務或是與代理人相互合作，完成共同的目標。代理人主要特徵如下：(1)自發性:代理人程式被指派工作後，便不需人力介入其工作流程，便有獨立完成工作之能力；(2)社會性:各代理人之間能夠透過特定方式相互溝通、協調工作。並且具有與自然人互動之能力；(3)感知性:代理人會採取目標導向方式進行工作，並能夠感應外在環境變化對其目標之影響；(4)反應性:代理人能夠在環境改變之後做出適當反應；(5)移動性:代理人能夠攜帶所需資訊在不同電腦之間遷徙，並且能夠在不同電腦間作業；(6)脈絡連續:代理人被賦予工作後，便能夠掌握自身之程序或執行序以便完成整體任務；(7)適應性:代理人能透過判斷行為的結果進行學習，因此會隨著時間及環境的變化調整自己的狀態。

因此本計畫藉由軟體代理人間可相互溝通之特性，建立一多代理人之環境，協助資料傳遞工作。資料交換平台依運作範圍分為(一)既有系統連結與(二)新增系統連結，架構如圖2.5所示。

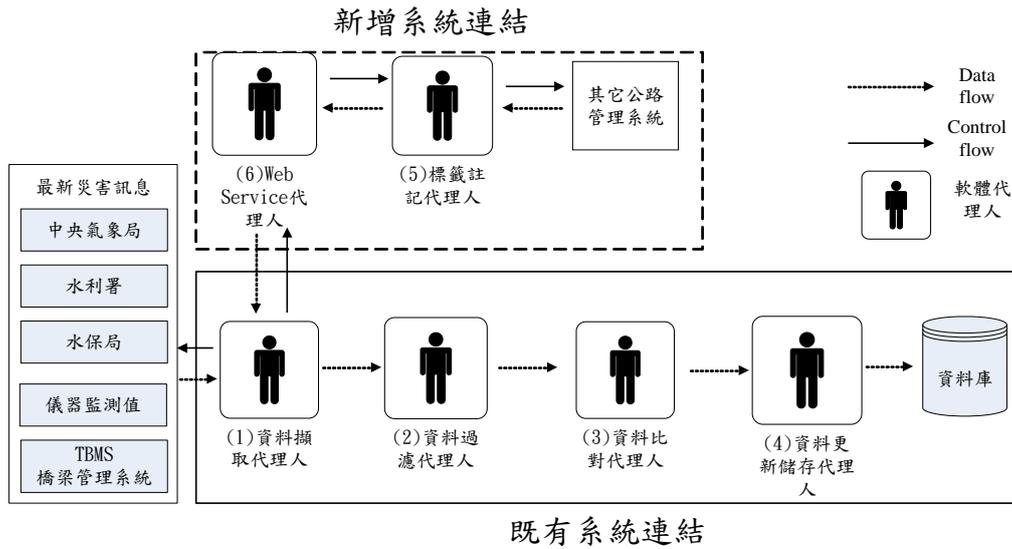


圖 2.5 軟體代理人架構圖

1.既有系統連結

既有系統連結中，資料交換平台由四個軟體代理人所組成，分別是(1)資料擷取代理人、(2)資料過濾代理人、(3)資料比對代理人及(4)資料更新儲存代理人。各代理人功能簡述如下：

(1)資料擷取代理人

能夠在使用者指定的目標網站中，擷取網站的內容。

(2)資料過濾代理人

能夠將資料擷取代理人所擷取之內容自動分析過濾，僅留下所需的資料內容。

(3)資料比對代理人

能夠比對擷取的資料與資料庫中現有的資料是否相同。

(4)資料更新儲存代理人

能夠將新的資料依照資料庫欄位之設計儲存或更新資料庫中之資料。

除具有XML文件的資料交換，對於非XML文件的一般網頁，資料交換平台會，加入另外兩個智慧型代理人於新增系統中(5)標籤註

記代理人與(6)Web Service代理人，此兩個代理人能夠將非XML文件轉換為XML文件，以利資料交換平台運作，其說明如下。

2.新增系統連結

新增系統連結中，資料交換平台由(5)標籤註記代理人及(6) Web Service代理人所組成。新增系統網頁通常是以HTML標準撰寫，標籤註記方式較為自由，輸出表單以使用者可簡單閱讀為目的。但在此架構下，輸出網頁無法讓一些自動化軟體(如軟體代理人)所判讀，因此為了讓道路邊坡維護管理系統提供XML格式文件，此階段藉由標籤註記代理人先行對舊有系統網頁進行註記，在進行註記動作前，須針對該領域知識建置XML Schema資料庫，標籤註記理人可輔助使用者由資料庫選取合適標籤對資料欄位進行註解，以<tag></tag>方式在欄位左右處進行標記，使得網頁可以XML Schema格式進行資料輸出。Web Service代理人再根據需求，由網頁或是資料庫中，擷取資料建置Web Service功能。

(5)標籤註記代理人

主要功能是替原本無XML標準註記之系統網頁加入標籤，藉由標籤註記代理人由XML Schema資料庫中尋找合適之標籤加註於舊有系統產出文件中。其流程如下所示：

a.索取XML Schema 格式標準

由資料庫中索取事先定義之XML格式。

b.取得網頁html文件

經由網路連結取得目標網頁Html文件檔。

c.進行標籤註記

標籤註記理人產生標籤對原有資料欄位進行註記。

d.產生XML文件

根據標籤註記產生對應之XML文件。

(6) Web Service代理人

可將已加註標籤之網頁內容發佈為Web Service，在註冊服務器中登錄此模組功能服務，之後就可提供資料擷取代理人擷取其網頁內容。其流程如下所示：

a. 取得XML文件

Web Service代理人藉由標籤註記代理人取得XML文件。

b. 發佈服務

Web Service代理人提供符合XML格式之資訊。

2.2 橋梁耐震能力評估—側推分析

2.2.1 結構設計分析軟體(SAP2000)簡介

SAP2000軟體為目前工程界普遍使用之商用結構設計分析軟體，在橋梁、建築物、港灣等土木工程中受到廣泛應用。由於SAP2000建立模型較為迅速，並能夠在電腦上直接看出模型的建立情況，此外能加入阻尼器、非線性構件等消能裝置，並能在SAP2000中建立3D模型，以符合實際的受力狀況，也能夠模擬構件進入非線性時結構體的行為，因此SAP2000軟體已成為眾多工程師使用的優質工具。

SAP2000歷經多次改版之後，成為一功能強大之全視窗介面結構分析軟體，其中也包含非線性元素分析。SAP2000應用基本的分析模型，於三維空間中建立幾何形狀，如圖2.6所示，並定義不同的斷面性質如鋼筋混凝土或鋼構材等，再定義該斷面幾何形狀及材料特性等，接著在結構物上加載各種受力型態，以完成後續相關靜力、動力、歷時等之分析。完成分析後之結果，可完全於SAP2000內以圖形顯示，如靜力載重變形、動力變形、剪力、軸力、彎矩圖、應力分布圖、歷時分析結果等，如圖2.7所示。

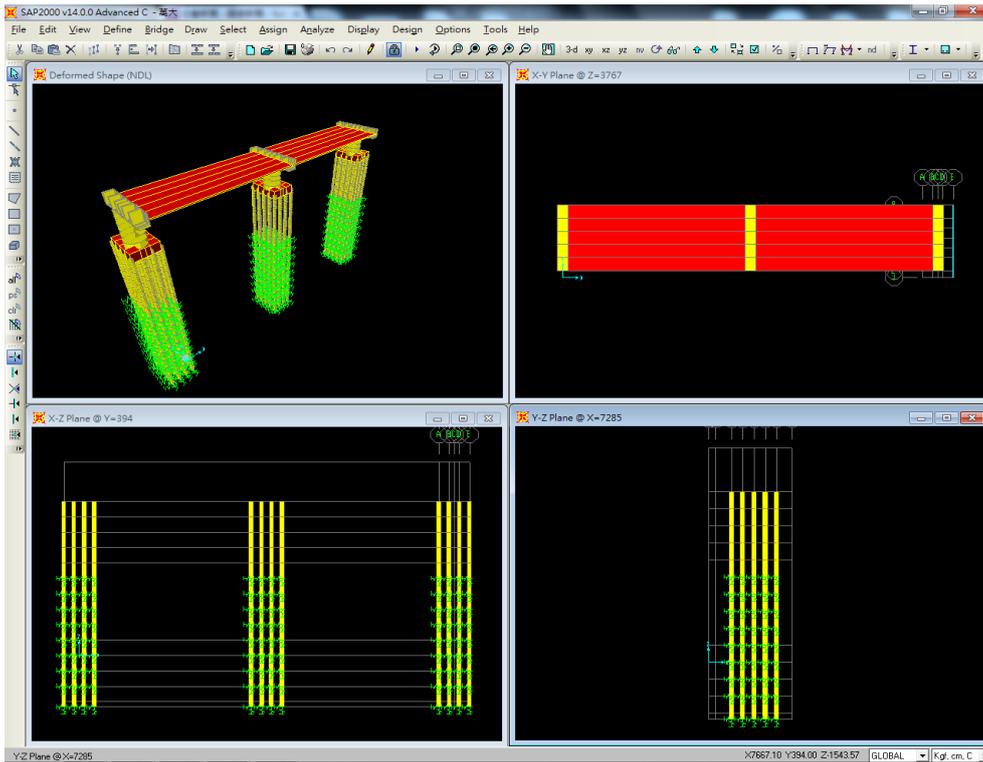


圖 2.6 SAP2000 3D 橋梁模型

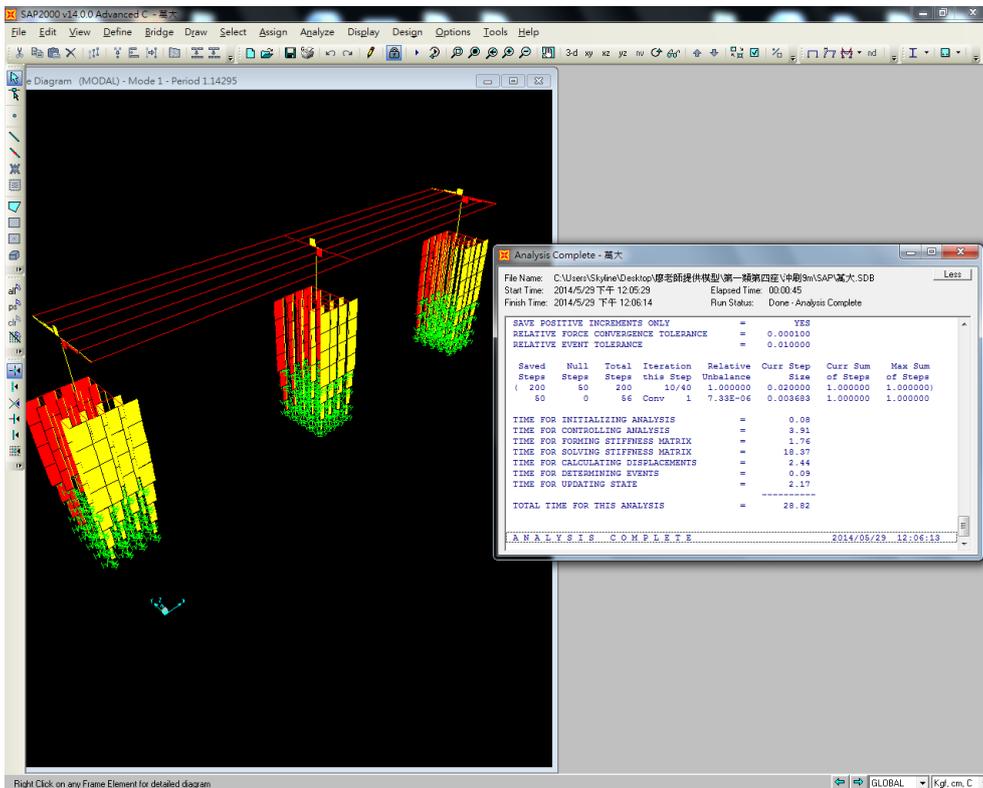


圖 2.7 SAP2000 分析畫面

2.2.2 橋梁側推分析流程

橋梁側推分析模式是以SAP2000軟體為平台，以下分為(a)~(e)五步驟說明：

(a)建置橋梁有限元素模型

建置橋梁有限元素模型時，須包含所有會影響力學分析之構件，如橋柱、帽梁、橋面版、支承墊、橋台、樁帽、基礎、隔震減震元件等，如圖2.8所示，如此才能反映出結構體真實受力行為。而結構模型建立必須定義好各構件尺寸、材料性質、材料強度等，以利後續進行力學計算。

(b)匯入塑鉸性質

在進行橋墩柱斷面強度分析時，首先須建立墩柱斷面彎矩與轉角關係曲線，再依此決定墩柱的破壞模式如剪力破壞、撓曲破壞、模式撓曲-剪力破壞，最後在SAP2000軟體中設定M3塑性鉸，如圖2.9所示。

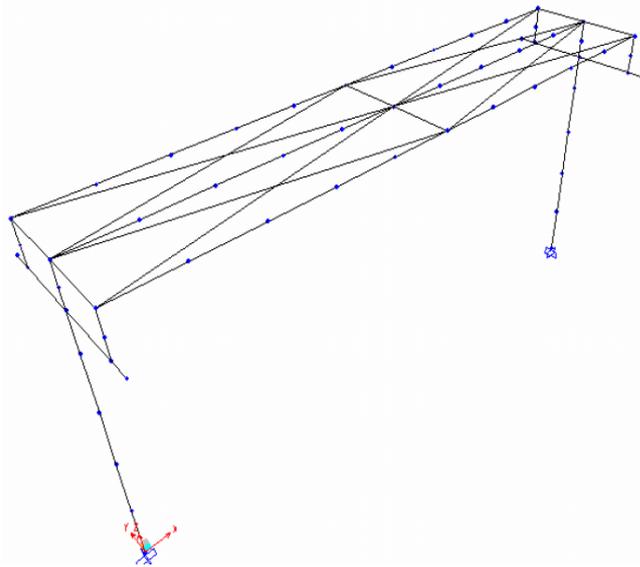


圖 2.8 橋梁有限元素模型

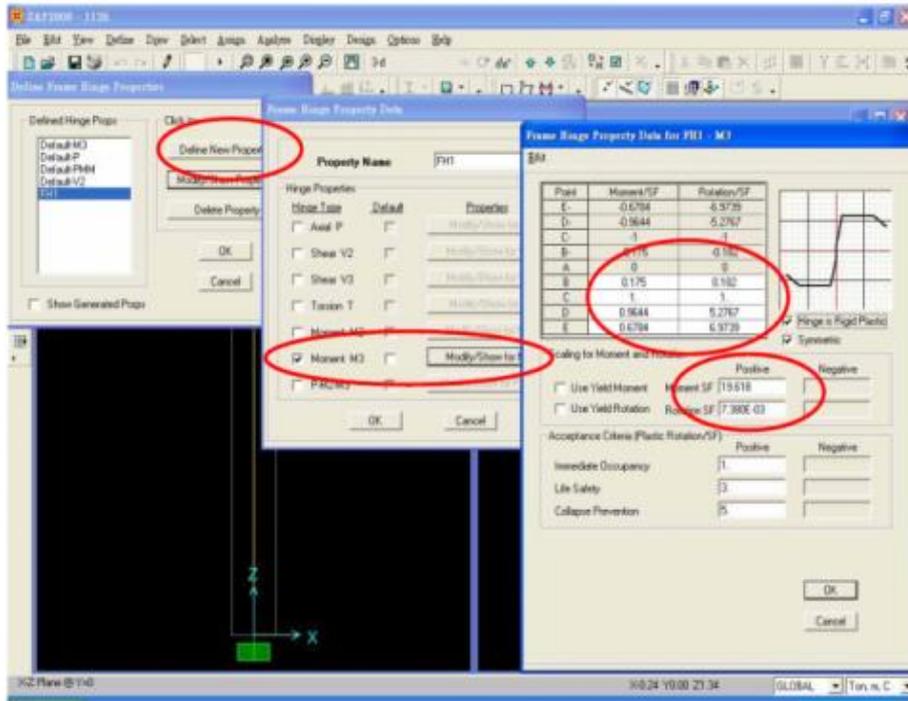


圖 2.9 塑性鉸設定畫面

(c) 建立容量曲線

在SAP2000執行側推分析時，首先以力量控制並施加自重，進行位移控制之側推分析，當斷面強度用盡時，則視為整體結構破壞，同時分析中止，依此可建立出橋梁之容量曲線，如圖2.10所示。

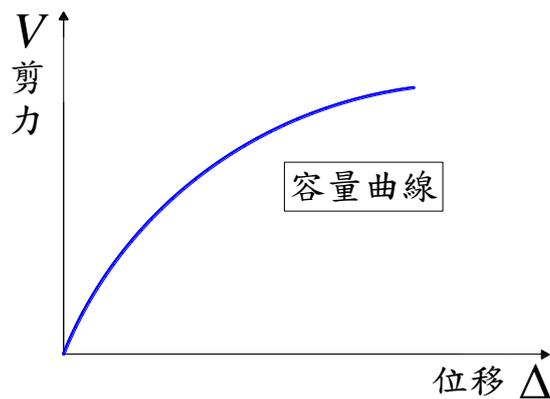


圖 2.10 橋梁容量曲線

(d) 建立容量震譜

將橋梁容量曲線轉換成容量震譜輸出Sa-Sd曲線，如圖2.11所示。

(e)求取 A_y 與 A_c 值

最後根據橋梁側推降伏及破壞時對應最大地表加速度(PGA),得出該橋梁之 A_y 與 A_c 值。

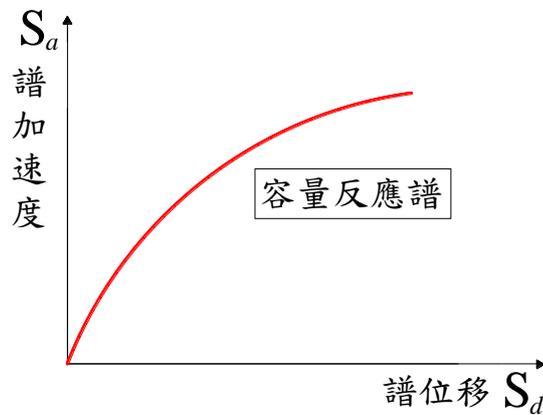


圖 2.11 橋梁容量震譜

2.2.3 混凝土及鋼筋材料模型

混凝土之應力-應變關係以Prof. Mander 與Prof. Kawashima 所建議者最廣為工程界所使用。Prof. Mander 所建議之混凝土應力-應變關係，經由實驗顯示較適用於具良好圍束之橋柱，可使用於依民國84年規範所設計之橋柱及經圍束補強後橋柱之耐震能力評估。Prof. Kawashima 所建議之混凝土之應力-應變關係，對於混凝土極限應變之估算較為保守，國家地震工程研究中心「公路橋梁耐震能力評估及補強準則之研究」建議Prof. Kawashima模式使用於依民國84年以前規範所設計橋柱之耐震能力評估。

2.2.3.1 Mander 模式

(1) 圍束區內之混凝土：即核心混凝土，指受橫向箍筋所包圍之區域。

有關圍束混凝土之應力-應變曲線的理論於近三十年來發展的相當多，一般有關受箍筋圍束混凝土的應力-應變曲線，Mander 等人所發展之圍束混凝土組成律 (Mander et al. 1984與Mander et al. 1988) 為國內學者常採用的分析模式之一，本階段計畫針對試體構架特性亦採用此理論進行分析，其方法敘述如下：

Mander等人(1988)提出之適用於矩形及圓形RC 斷面之圍束混凝土組成律，係假設在一緩慢應變速率(slow strain rate)與單向載重(monotonic loading)條件下，由橫向鋼筋圍束之混凝土軸向壓應力 f_c 隨著圍束混凝土壓應變 ε_c 之增加而遞增，於 f_c 到達一最高值 f'_{cc} 後開始遞減，最終到達一極限應變 ε_{cu} 後才產生破壞。對於矩形斷面之圍束應力-應變曲線，其中圍束混凝土之縱向壓應力強度 f_c 計算如下：

當圍束混凝土應變在 $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$ 時，

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r-1+x^r} \dots\dots\dots (2.1)$$

式中：

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \dots\dots\dots (2.2)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots (2.3)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \dots\dots\dots (2.4)$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} \quad \text{kgf/cm}^2 \dots\dots\dots (2.5)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \dots\dots\dots (2.6)$$

式中： f'_{cc} =圍束混凝土之抗壓強度； x =正規化之混凝土應變； ε_c =圍束混凝土之壓應變； ε_{cc} =圍束混凝土於應力 f'_{cc} 時之壓應變； ε_{c0} =無圍束之混凝土在抗壓強度 f'_c 時之壓應變(Mander 建議 ε_{c0} 可取為0.002)； r =參數； E_c =混凝土之彈性模數； E_{sec} =圍束混凝土之割線模數。其中 f'_{cc} 值與圍束應力 f'_1 有關，考量橫向鋼筋並非對所有的核心混凝土均能產生圍束作用。因此在計算圍束應力時，對於不同的橫向鋼筋配置方式，必須乘上其有效圍束係數 k_e 來進行折減：

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6B'D'_h}\right) \left(1 - \frac{s'}{2B'}\right) \left(1 - \frac{s'}{2D'_h}\right)}{1 - \rho_{cc}} \dots\dots\dots (2.7)$$

式中： w'_i =相鄰軸向鋼筋之淨間距； s' =橫向鋼筋之淨間距； ρ_{cc} =縱向鋼筋之斷面積總合與圍束區域內混凝土斷面面積之比值； D'_h =混凝土斷面受圍束部分之 x 向長度； B' =混凝土斷面受圍束部分之 y 向長度。由於矩形斷面一般均採用矩形橫向鋼筋配置，因此圍束應力 f'_{1x} 在 x 向和 y 向不一定相同， x 向及 y 向之有效圍束應力 f'_{1x} 與 f'_{1y} 可由下列計算方式而得：

$$f'_{1x} = k_e f_{1x} \dots\dots\dots (2.8)$$

$$f'_{1y} = k_e f_{1y} \dots\dots\dots (2.9)$$

其中， f_{1x} 及 f_{1y} 分別為斷面之橫向鋼筋圍束應力，計算如下：

$$f_{1x} = \frac{A_{sx}}{sB'} f_{yh} = \rho_x f_{yh} \dots\dots\dots (2.10)$$

$$f_{1y} = \frac{A_{sy}}{sD'_h} f_{yh} = \rho_y f_{yh} \dots\dots\dots (2.11)$$

式中： ρ_x ， ρ_y =矩形斷面在 x 向及 y 向之橫向鋼筋體積比； f_{yh} =橫向鋼筋之降伏強度； A_{sx} ， A_{sy} =矩形斷面在長向及短向之橫向鋼筋總面積； s =橫向鋼筋之間距。根據上式可分別求出兩個不同方向之有效圍束應力，再比較 f'_{1x}/f'_c 與之 f'_{1y}/f'_c 大小，大者為最大圍束應力比，小者則為最小圍束應力比，經由查表，可得到圍束抗壓強度比 f'_{cc}/f'_c ，即可進而求得矩型斷面中圍束區域內的混凝土抗壓強度。而圍束混凝土之極限壓應變 ϵ_{cu} 可由下式表示：

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \rho_s \epsilon_{su} \frac{f_{yh}}{f'_{cc}} \dots\dots\dots (2.12)$$

式中： ρ_s =橫向鋼筋量比； ϵ_{hu} =橫向鋼筋之極限應變。

(2) 無圍束之混凝土：指橫向箍筋外未受任何圍束之混凝土。只要針對前述圍束混凝土相關計算公式令圍束應力 $f'_1 = 0$ ，並改變下列之參數，代入圍束混凝土的公式計算即可： $f'_{cc} = f'_c$ ； $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0}$ ； $x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}}$ ；

$$E_{\text{sec}} = \frac{f'_c}{\varepsilon_{c0}} \text{。}$$

上述僅適用於 $\varepsilon_c < 2\varepsilon_{c0}$ ，但當混凝土應變增加至 $\varepsilon_c > 2\varepsilon_{c0}$ 時，則混凝土之應力-應變曲線會呈現線性減少至混凝土剝落應變 ε_{sp} ，一般採用混凝土剝落應變 $\varepsilon_{sp} = 0.005$ 。因此無圍束混凝土應力 f_c 與應變 ε_c 之關係如下所示：

(1) 當 $\varepsilon_c < 2\varepsilon_{c0}$ 時

$$f_c = \frac{f'_c x r}{r - 1 + x^r} \dots\dots\dots (2.13)$$

(2) 當 $\varepsilon_c > 2\varepsilon_{c0}$ 時

$$f_c = f'_c \left(\frac{2r}{r - 1 + x^r} \right) \left(1 - \frac{\varepsilon_c - 2\varepsilon_{c0}}{\varepsilon_{sp} - 2\varepsilon_{c0}} \right) \dots\dots\dots (2.14)$$

(3) 當 $\varepsilon_{sp} < \varepsilon_c$ 時

$$f_c = 0 \dots\dots\dots (2.15)$$

鋼筋材料模型擬採用 Mirza and MacGregor (1979) 所提出之應力-應變曲線模式，可分成三個階段：(1) 彈性階段、(2) 塑性階段和 (3) 應變硬化階段，而三個階段之鋼筋應力與應變之關係如下所示：

(1) 彈性階段：當 $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$ 時， $f_s = E_s \varepsilon_s$

式中： ε_y = 鋼筋之降伏應變； E_s = 鋼筋之彈性模數。

(2) 塑性階段：當 $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$ 時， $f_s = f_y$

式中： f_y = 鋼筋之降伏強度； ε_{sh} = 縱向鋼筋達應變硬化階段之起始應變，對於一般鋼筋 ($f_s = 2800 \text{ kgf/cm}^2$) 可取 $\varepsilon_{sh} = 14\varepsilon_y$ ，若為高強度鋼

筋($f_s = 4200 \text{ kgf/cm}^2$)則採用 $\varepsilon_{sh} = 5\varepsilon_y$ 。

(3)應變硬化階段：當 $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$ 時，

$$f_s = f_y \left[\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r_s + 1)^2} \right] \dots\dots\dots (2.16)$$

式中：

$$m = \frac{(f_{su}/f_y)(30r_s + 1)^2 - 60r_s - 1}{15r_s^2} \dots\dots\dots (2.17)$$

$$r_s = \varepsilon_{cu} - \varepsilon_{sh} \dots\dots\dots (2.18)$$

式中： f_{su} =鋼筋之極限強度，本階段計畫取 $f_{su} = 1.5f_y$ ； ε_{cu} =鋼筋之極限應變，對於一般鋼筋($f_s = 2800 \text{ kgf/cm}^2$)可取 $\varepsilon_{cu} = 0.14 + \varepsilon_{ch}$ ，若為高強度鋼筋($f_s = 4200 \text{ kgf/cm}^2$)則取 $\varepsilon_{cu} = 0.12$ 。

2.2.3.2 Kawashima模式

1997~1999年Kawashima提出混凝土應力應變曲線之關係式，圍束混凝土軸向壓應力 f_c 隨著圍束混凝土壓應變 ε_c 增加而遞增，遞增到最大壓應力 f'_{cc} 後開始遞減，並假設下降段為一理想化直線。如圖2.12所示。

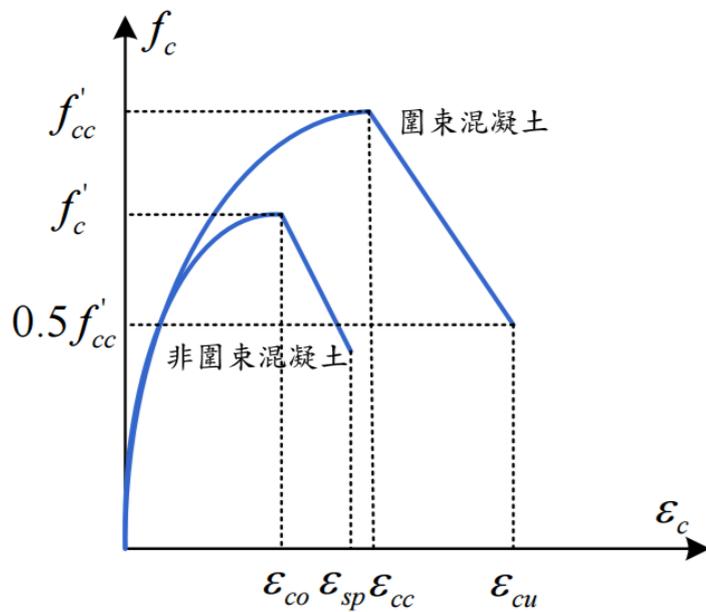


圖 2.12 Kawashima 混凝土應力-應變關係曲線

圍束混凝土壓應變在 $0 \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{cc}$ 時

$$f_c = E_c \varepsilon_c \left[1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right] \dots\dots\dots (2.19)$$

圍束混凝土壓應變在 $\varepsilon_{cc} \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$ 時

$$f_c = f'_{cc} - E_{des}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \dots\dots\dots (2.20)$$

圍束混凝土壓應變在 $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$ 時

$$f_c = 0.5f'_{cc} \dots\dots\dots (2.21)$$

上式中，

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - f'_{cc}}$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033\beta \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_{co}}$$

$$\rho_s = \frac{4A_h}{sd} \leq 0.018$$

$$f'_{cc} = f'_{co} + 3.8\alpha\rho_s f_{yh}$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{f'_{co}{}^2}{\rho_s f_{yh}}$$

其中， f_c :圍束混凝土壓應力； E_c :混凝土彈性模數； ε_c :圍束混凝土壓應變； ε_{cc} :圍束混凝土對應於最大壓應變 f'_{cc} 之應變； f'_{cc} :圍束混凝土最大壓應力； E_{des} :圍束混凝土對應於應力應變曲線下降段之斜率； ρ_s :圍束箍筋之體積比； f_{yh} :圍束箍筋之降伏強度； A_h :圍束箍筋之斷面積； s :圍束箍筋之間距； d :圍束箍筋之有效長度，箍筋與繫筋之最大間距； f'_{co} :非圍束混凝土最大壓應力； ε_{co} :非圍束混凝土對應於最大應力 f'_{co} 之非圍束壓應變(通常可取為0.002)； α, β :斷面修正係數(矩形斷面： $\alpha = 0.2, \beta = 0.4$ ；圓形斷面： $\alpha = 1.0, \beta = 1.0$)

圍束混凝土之極限應變 ε_{cu} 定義為圍束混凝土之抗壓強度若低於 $0.5f'_{cc}$ 時，混凝土就會發生壓碎破壞且鋼筋產生挫屈，其保守估計式如下：

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + \frac{f'_{cc}}{2E_{des}}$$

2.2.4 塑鉸撓剪行為

本研究採用Sung et al (2005)與陳彥豪(2005)所提出的方法模擬塑鉸受聯合撓曲與剪力作用的行為，根據該模式，塑鉸受撓剪行為，依破壞模式不同，可區分為三種：(1)撓曲破壞；(2)撓剪破壞；以及(3)剪力破壞。以下先詳述預測撓曲行為的彎矩與曲率分析，接著闡述剪力強度的預測模式，最終詳述撓剪各自獨立或交互作用的三種破壞模式。

撓曲行為

本研究擬採斷面彎矩與曲率分析求取撓曲行為，該分析藉由漸增斷面曲率值，在滿足材料組成率(式2.1至2.18)、變形諧和(平面在撓

曲旋轉後仍保持平面)與力平衡三大條件下，逐步求得相對應的彎矩值，最終建立完整斷面彎矩與曲率關係。圖2.13顯示典型彎矩與曲率關係。由圖2.13可知，該關係在達開裂彎矩 M_{cr} 與曲率 ϕ_{cr} 前保持線性，開裂後中性軸移動，受壓區縮減，勁度下降，但彎矩與曲率關係仍近似線性，直至第一根縱向鋼筋降伏，所對應之彎矩與曲率分別為降伏彎矩 M_y 與降伏曲率 ϕ_y ，降服後彎矩與曲率關係開始軟化，呈現顯著轉折，隨著曲率進一步增加，最終材料達其極限應變，其定義如前節所述，此時彎矩與曲率分別為極限彎矩 M_u 與極限曲率 ϕ_u 。

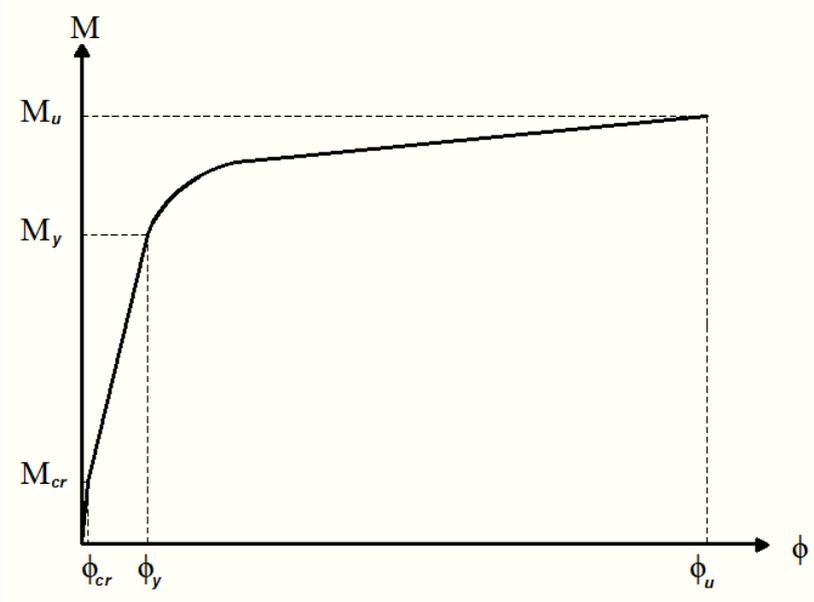


圖 2.13 典型塑鉸斷面曲率與彎矩之關係

剪力行為

塑鉸剪力行為之求取，本計畫擬採用國內橋梁耐震設計規範（交通部，2008）之模式，該模式乃參考 Priestley 等人（1994）與 Aschhiemand 等人（1992）之研究，考慮鋼筋混凝土柱在承受地震力作用時，混凝土的剪力強度會隨柱韌性之增大而呈現遞減的現象。該模式規定橋墩之標稱剪力強度 V_n (kgf) 計算如下：

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots (2.22)$$

箍筋提供之剪力強度 V_s (kgf) 計算如下，但不得超過 $2.12\sqrt{f'_c}A_e$

(kgf) :

$$V_s = \frac{\pi A_{sh} f_{yh} D}{2 \alpha} \quad (\text{圓形斷面}) \quad d \dots \dots \dots (2.23)$$

$$V_s = A_{sh} f_{yh} \frac{d}{a} \quad (\text{矩形斷面}) \dots \dots \dots (2.24)$$

橋柱塑鉸區混凝土剪力強度 V_c (kgf) 依下式計算 :

$$V_c = 0.53(k + F) \sqrt{f'_c} A_e \dots \dots \dots (2.25)$$

$$k = \frac{R_{max} - R}{R_{max} - 1} \geq 0 \dots \dots \dots (2.26)$$

$$R = \frac{\theta}{\theta_y} \dots \dots \dots (2.27)$$

$$R_{max} = \frac{\theta_u}{\theta_y} \dots \dots \dots (2.28)$$

式中： A_{sh} = 沿剪力方向箍筋之總斷面積(含輔助繫筋)(cm^2)； d = 沿剪力方向柱之有效深度(cm)； a = 剪力鋼筋之垂直間距(cm)； A_e = 有效剪力面積，可取為 $0.8A_g$ (cm^2)； F = 與軸力有關之調整係數， $F = \frac{N}{140A_g}$

(軸力為壓力時)， $F = \frac{N}{35A_g}$ (軸力為拉力時)； N = 軸力(kgf)，壓力時取正值，拉力時取負值； k = 混凝土剪力強度折減因子； A_g = 柱之全斷面積(cm^2)； D = 圓柱圍束區域之直徑(cm)。根據前述定義，圖2.14顯示剪力強度 V_n 與韌性容量 R 之關係。由圖可知，在韌性尚未發揮前，剪力強度保持定值，韌性發揮後，剪力強度隨韌性呈線性遞減直至韌性容量 R_{max} 。

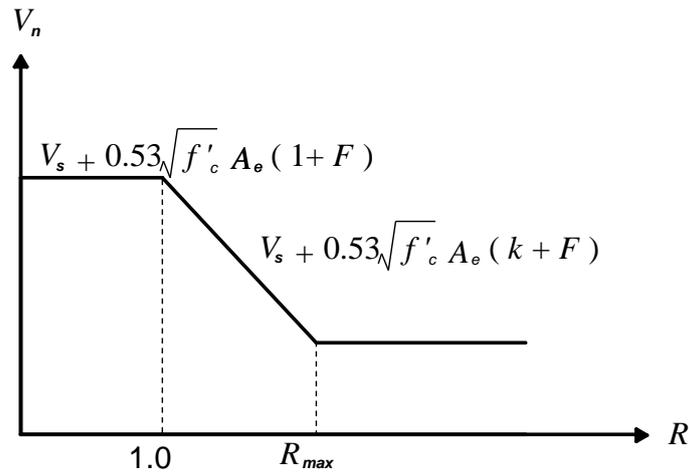


圖 2.14 剪力強度 V_n 與韌性容量 R 之關係

塑鉸破壞模式

塑鉸破壞模式之決定，需先將剪力行為以塑鉸斷面彎矩與曲率關係表達，再與撓曲行為相互比較，詳述如下。

(1) 以塑鉸斷面彎矩與曲率關係表達剪力行為：

假設柱固定端至自由端或反曲點之長度為 l ，在其自由端受一水平的集中力 V ，則固定端彎矩 M 與剪力 V 的關係如下：

$$M = V \times l \dots\dots\dots (2.29)$$

而韌性 R 的定義為：

$$R = \frac{\theta_u}{\theta_y} = 1 + \frac{\theta_p}{\theta_y} \dots\dots\dots (2.30)$$

式中： θ_u = 構材最大總轉角； θ_y = 構材降伏轉角； θ_p = 最大塑性轉角，其值為 θ_u 與 θ_y 之差。透過式(2.26)與(2.27)，可分別將剪力強度 V_n 與韌性容量 R 之關係，轉換成彎矩與轉角之關係，如圖2.15所示：

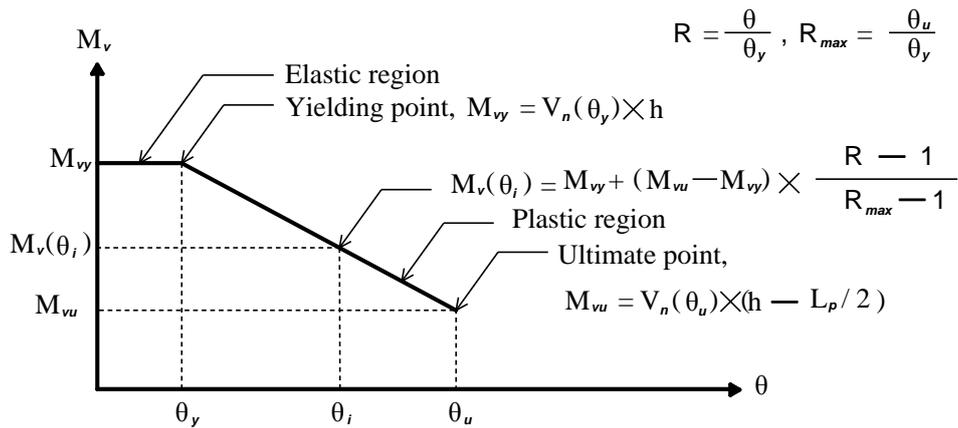


圖 2.15 剪力強度對應彎矩與轉角之關係

(2)建立塑鉸特性：

塑鉸破壞模式可由撓曲行為（圖2.13）與剪力行為（圖2.14）之比較獲得，破壞模式確認後，塑鉸特性即可建立：塑鉸特性於載重施加之初由撓曲曲線表示，若達最大轉角前皆不與剪力曲線交會，如圖2.16所示，則其行為為構件韌性充分發揮的撓曲破壞模式，其特性可由撓曲曲線表達，如圖中紅線所示；若在降服轉角與最大轉角之間與剪力曲線交會，如圖2.17所示，則其破壞模式為韌性部分發揮的撓剪破壞，其特性在交會後由剪力曲線表達，如圖中紅線所示；若在轉角小於降服轉角前與剪力曲線交會，如圖2.18所示，則為突然無預警的剪力破壞模式，其特性在交會後亦由剪力曲線表達，如圖中紅線所示。

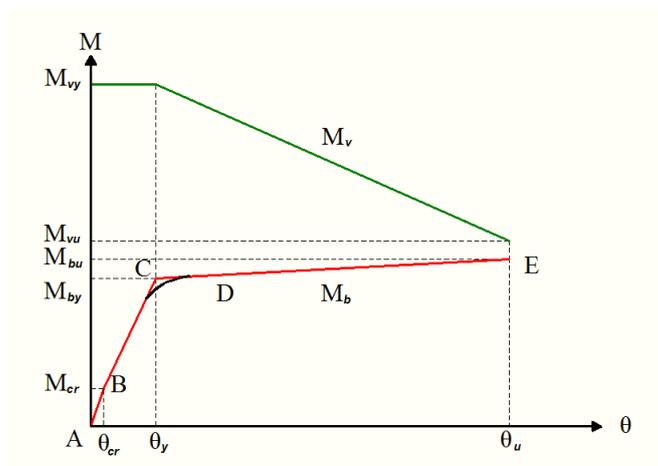


圖 2.16 撓曲破壞模式

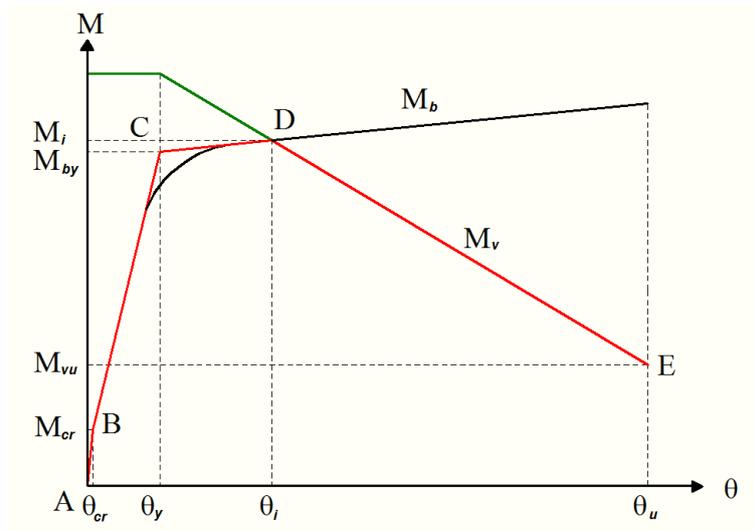


圖 2.17 撓曲剪力破壞模式

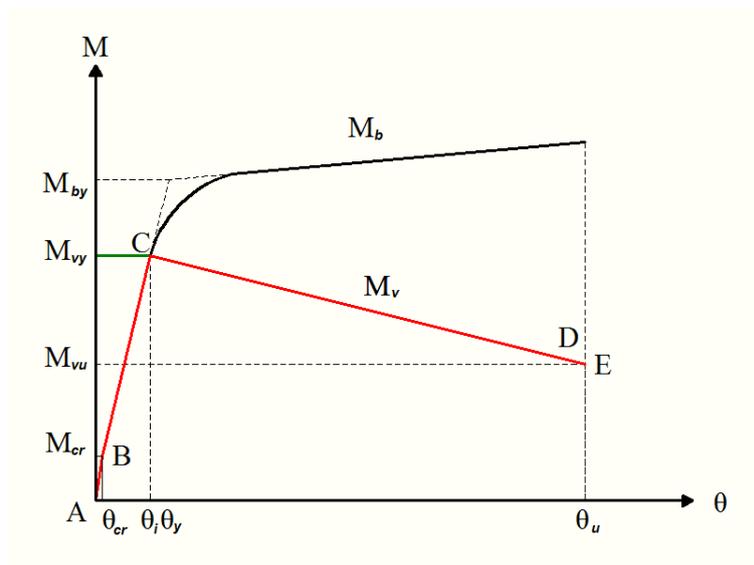


圖 2.18 剪力破壞模式

2.2.5 沉箱基礎之土壤彈簧模擬方式

公路橋梁耐震設計規範揭示，基礎與土壤之勁度得以基礎與土壤互制彈簧模擬，該互制彈簧則是經由地盤反力係數來求得。地盤反力係數應依據土壤鑽探資料或現地試驗資料所得之變形行為，考慮基礎受力寬幅之影響下，取一適當之評估方法與設定。

2.2.5.1 沉箱基礎之地盤反力係數

為評估沉箱受力後斷面力與變位得依據彈性基礎之有限梁理論進行分析，其結構分析模型如圖2.19所示，沉箱周圍及底面之地層則均視為之彈簧。在模擬實際地層之應力-應變行為方面，假設地層為完全彈塑性體，地層等值彈簧之地盤反力係數值可就沉箱尺寸、地層彈性係數及地層特性參照表2-2推求，其中 k_V 、 k_S 、 k_H 分別為基礎底面之垂直地盤反力係數、水平剪力地盤反力係數和基礎前面水平地盤反力係數(kgf/cm³)，而 k_{SVB} 、 k_{SHD} 、 k_{SVD} 則為基礎前面垂直剪力地盤反力係數、基礎側面水平剪力地盤反力係數和基礎側面垂直剪力地盤反力係數(kgf/cm³)，和則為垂直向和水平向之地盤反力係數基準值(kgf/cm³)，和及地層特性參照表2-2推求，其中 k_V 、 k_S 、 k_H 分別為基礎底面之垂直地盤反力係數、水平剪力地盤反力係數和基礎前面水平地盤反力係數(kgf/cm³)，而 k_{SVB} 、 k_{SHD} 、 k_{SVD} 則為基礎前面垂直剪力地盤反力係數、基礎側面水平剪力地盤反力係數和基礎側面垂直剪力地盤反力係數(kgf/cm³)， k_{V0} 和 k_{H0} 則為垂直向和水平向之地盤反力係數基準值(kgf/cm³)， B_V 、 B_H 和 D_H 為沉箱底面積之等值寬度、與水平側向載重方向正交之等值基礎寬度和沉箱側面之等值基礎寬度(cm)。

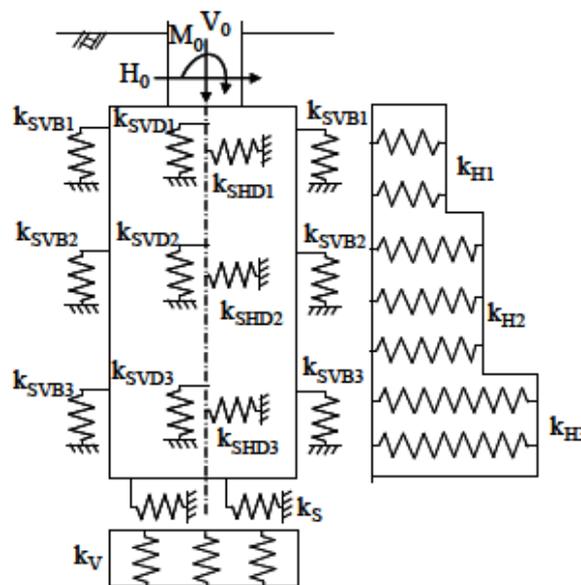


圖 2.19 沉箱基礎之分析模式

表 2-2 沉箱地盤反力係數

位置	方向	地盤反力係數
沉箱底面	垂直	$k_V = k_{V0}(B_V/30)^{-3/4}$
	水平	$k_S = 0.3k_V$
沉箱正前方	水平	$k_H = \alpha_k k_{H0}(B_H/30)^{-3/4}$
	垂直	$k_{SVB} = 0.3k_H$
沉箱側面	水平	$k_{SHD} = 0.6\alpha_k k_{H0}(D_H/30)^{-3/4}$
	垂直	$k_{SVD} = 0.3k_{SHD}$

2.2.5.2 沉箱正前方水平極限支承力

不同深度之土壤彈簧強度以被動土壓力上限值 P_{Hu} 表示

$$P_{Hu} = \alpha_p P_{Ep}$$

其中 α_p 為被動土壓力上限係數，對 N 值為2以下之軟弱粘土， α_p 取為1.0，其他情況已 $\alpha_p = 1.0 + 0.5(x/B_e) \leq 3.0$ 計算。 P_{Ep} 為填土之地震被動土壓力，依下列公式計算：

$$P_{Ep} = \gamma \cdot x \cdot K_{EP} + 2c\sqrt{K_{EP}}$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta \cos \alpha}} \right]^2}$$

上列各式中，

P_{Ep} ：深度 x 處之地震時被動土壓力，(tonf/m²)

K_{EP} ：被動土壓力係數

γ ：土壤單位重，(tonf/m³)

C ：土壤單位重，(tonf/m³)

ϕ ：土壤摩擦角，(deg)

α ：地表面與水平面之夾角，(deg)

δ ：沉箱正前方與土壤間之摩擦角，(deg)

x ：土壓力 P_{Ep} 作用於沉箱正前方之深度，(m)

2.2.5.3 沉箱基礎底面水平極限支承力

沉箱底面之摩擦阻力由基礎底面與地層間之摩擦力與附著力兩者所提供，其值大小與地層特性及基礎施工方法有關。

$$R_f = N \tan \delta + AC_a$$

上列各式中，

R_f ：基礎版底面之摩擦阻力(tonf)

N ：作用於基礎版底面之有效鉛直載重(tonf)

δ ：基礎版底面與地層間之摩擦角(°)

A ：基礎版底面之有效接觸面積(m²)

C_a ：基礎版底面與地層之有效附著力(tonf/ m²)

2.2.5.4 沉箱基礎底面垂直極限支承力

沉箱基礎之垂直極限支承力應根據基地調查與試驗結果計算。

$$q_u = \alpha c N_a + \gamma_2 D_f N_q + 0.5 \beta \gamma_1 B N_r$$

上列各式中，

q_u ：基礎底面地層之極限支承力(tonf/ m²)

C ：基礎底面下土壤之凝聚力(tonf/ m²)

λ_1 ：基礎底面下土壤之有效單位重(tonf/ m³)

λ_2 ：基礎底面以上土壤之平均有效單位重(tonf/ m³)

B ：基礎寬度

D_f ：基礎之有效埋置深度

α, β ：基礎底面形狀影響因素

N_c, N_a, N_r ：支承力因素

2.3 橋梁評估及補強標準

交通部公路橋梁耐震評估及補強準則草案(以下簡稱「評估準則草案」)係以其所訂立的結構性能等級直接求其對應之需求反應譜的地表加速度，再以耐震設計規範中之耐震評估地表加速度為標準，檢核性能等級地表加速度是否滿足規範的補強加速度標準，依橋梁安全性、服務性與可修復性共定義有四種性能水準，如表2-3所示，表中耐震性能水準PL3 代表橋梁之降伏點，耐震性能水準PL2 代表橋梁已產生塑性變形，惟其量達至極限點全部塑性變形之1/3(台北盆地為1/4)，耐震性能水準PL1 代表橋梁已產生塑性變形，惟其量達至極限點全部塑性變形之2/3(台北盆地為1/2)，耐震性能水準PL0定義為橋梁已產生塑性變形，惟其量達極限點全部塑性變形(台北盆地為3/4)。

對於需補強的橋梁，地震水準係依據 97 年版公路橋梁耐震設計規範之規定，即與新建橋梁之地震水準相同。設計地震係考慮50 年10%超越機率之均布危害度分析而訂定，其對應地震回歸期為475年。震區堅實地盤短週期與一秒週期之水平譜加速度係數下限值取回歸期475年地震之1/3.25 作為設計總橫力下限值之依據。橋梁耐震性能目標之基本原則為中度地震下橋梁結構須保持彈性，震後無明顯之損壞及不需修復且可保有震前之交通機能；設計地震下橋梁依橋齡及用途係數容許產生不同程度之損傷，但須避免產生落橋或崩塌。

表 2-3 評估準則中公路橋梁之四種性能水準定義

性能水準	安全性	服務性	修復性	
			短期* (服務性)	長期** (安全性)
PL3	結構保持彈性 防止落橋	與地震前交通機能相同	簡易維修	經常維修
PL2	防止落橋與允許橋柱產生可修復之塑性變形	短期搶修可恢復震前交通機能	依既有緊急搶修工法，完成短期搶修	依既有修復工法，完成長期修復
PL1	防止落橋與避免橋柱過大殘留變形	短期搶修可限重限速恢復通行	更換受損構件或進行結構補強	封閉橋梁，進行局部重建
PL0	防止落橋與避免橋柱崩塌	得禁止通行，以替代道路或臨時便橋取代	得全橋或局部拆除重建	得全橋或局部拆除重建

2.4 鋼板包覆補強

包覆鋼板體積比為 ρ_s ，等於 $\frac{4t_j}{D}$ ， t_j : 包覆鋼板之厚度(cm)， D : 包覆鋼板之直徑(cm)。

橢圓鋼板在強軸與弱軸之剪力計算強度 V_{sj} 如下:(如圖2.20)

$$V_{sj} = 2f_{yj}t_jD_j \left[1 - \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \frac{B_j}{D_j} \right] \cot \theta \text{ (強軸)}$$

$$V_{sj} = 2f_{yj}t_jB_j \left[1 - \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \frac{D_j}{B_j} \right] \cot \theta \text{ (弱軸)}$$

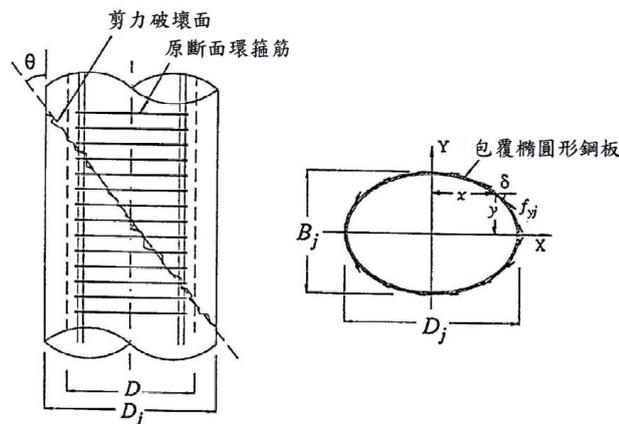


圖 2.20 包覆橢圓形鋼板剪力強度補強

其中， f_{yj} ：包覆鋼板之降伏強度； D_j 、 B_j 分別為橢圓長軸與短軸之長度。

第三章 TRENDS系統橋梁模組資料更新與驗證

3.1 跨河橋梁安全預警模組之精確度提升及驗證

跨河橋梁安全預警模組係以河系管理預警之概念進行研發，所涵蓋範圍除了包括100年之「跨河安全預警系統之建立研究及整合作業」橋梁外，並將大甲溪河系石岡壩至馬鞍壩範圍內公路總局轄管橋梁(東勢大橋與天福大橋)納入預警範圍。跨河橋梁預警系統會自動接收河系上游集水區中央氣象局雷達雨量觀測預報，在與地面雨量觀測進行修正後，推算河川流域未來一小時之降雨強度，再結合集水區演算、地表漫地流演算、河道一維水理演算、水庫演算，推估河道之流量、水位、流速與沖刷深度；然後考量橋梁材料結構特性，進行橋梁穩定性分析，計算橋梁之耐洪安全係數做為即時及未來一小時橋梁預警之；另外，針對重要橋梁則利用二維水理分析模式對各橋墩做較精確的計算及安全預警，最後結合救災資源派遣與救災應變作業，建置一個完整的預警應變系統。本系統自動計算橋梁安全性並提前預警，提供橋梁管理單位，在颱風時作決策支援，有利於爭取防災應變之黃金時間，給予用路人生命財產更多的保障，其架構如圖3.1所示。以下分別敘述各部份工作內容。

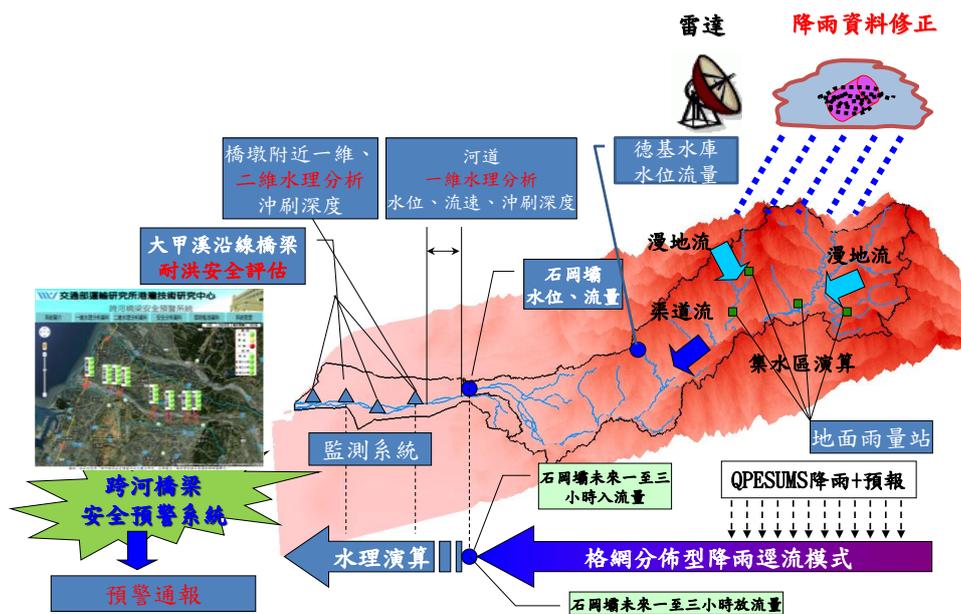


圖 3.1 颱風災害跨河橋梁防災架構圖

依圖3.1之架構，以下將分(a)降雨逕流與一維水理分析、(b)二維水理分析、(c)橋梁耐洪安全評估、(d)跨河橋梁安全預警、(e)資料更新、提升石岡壩放流量預測之精確度與資料驗證等五方面進行說明。

(a)降雨逕流與一維水理分析

此模組中整合成功大學團隊之一維水理分析成果，再結合中央氣象局雷達雨量預報、現場水位與橋墩沖刷觀測資料，建立水文分析模式，計算橋梁上、下游處可能的水位，進而估算此降雨對下游橋墩可能的沖刷深度，該模式主要分成三大部分：

- 1.雷達雨量預報：利用中央氣象局的QPESUMS降雨資料，以支撐向量迴歸法修正雷達降雨受到地形或測站位置的影響。同時根據氣象局的未來1小時的雨量預報，提供集水區未來的可能降雨量空間分布。
- 2.格網分布型降雨逕流估算下游洪水量：由於格網分布型降雨-逕流模式具有模擬空間降雨、地文等特性，因此模式結合格網分布型降雨-逕流模式與雷達降雨資料，計算暴雨期間目前與未來1小時下游河道變量流演算。
- 3.水位與橋梁沖刷計算：根據河道水理演算與沖刷深度分析結果可以計算暴雨時期的水位與橋梁沖刷。
- 4.橋墩沖刷預警：整合以上模式，藉由所預測未來1小時水位與沖刷深度，作為後續階段橋梁耐洪安全評估之輸入值，以評估橋梁之安全性。

(b)二維水理分析

此階段根據地形資料建立二維數值模型，配合一維水理分析所提供之邊界條件，進行細部橋墩周圍之流場模擬，再將模擬結果輸出搭配沖刷公式進行沖刷深度之推估。本計畫採用非結構性三角網格之有限體積法來建立相關之數值模式，非結構性網格不僅能有效且快速處理實際水利及海岸工程常遭遇之幾何複雜性（包含如橋墩等之內部不透水邊界）問題，而且配合彈性易用之網格建立工具，

亦能大幅減輕使用者建模之負擔，相對於有限元素法亦有計算效能上之優勢，二維水理分析流程如圖3.2所示。

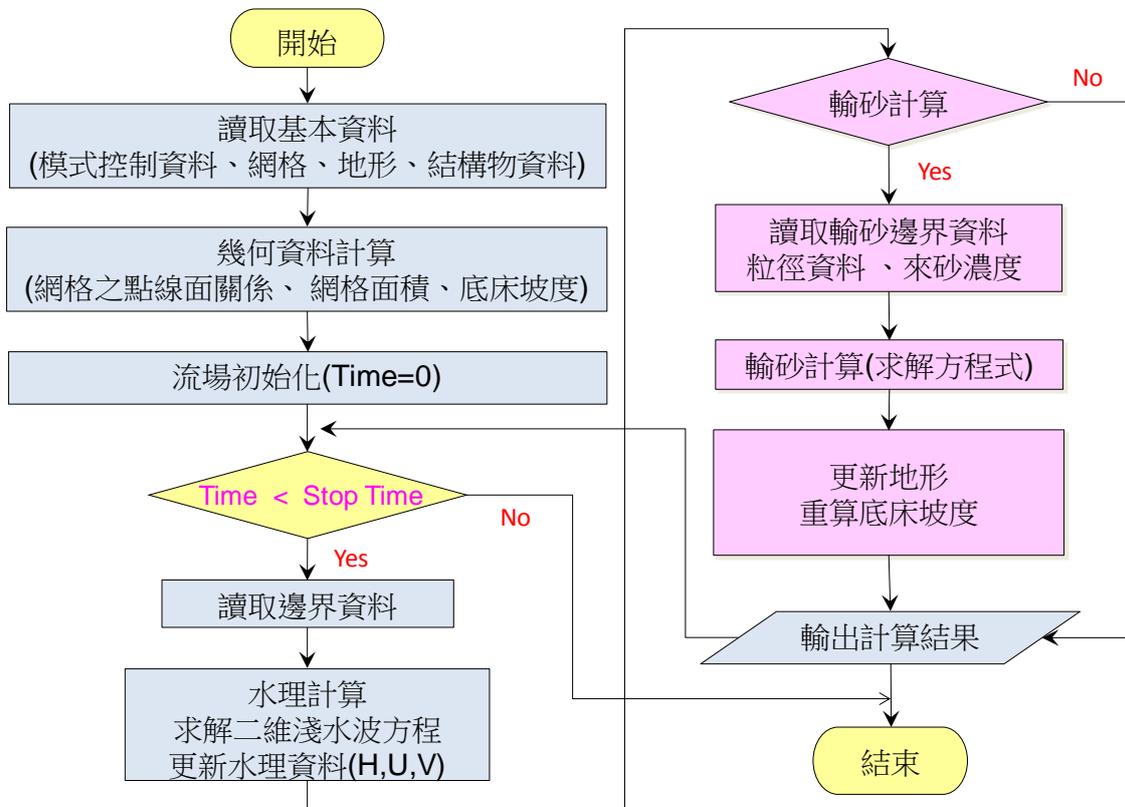


圖 3.2 二維水理分析流程

(c) 橋梁耐洪安全評估

在颱風洪水作用下橋梁基礎處之沖刷深度、水流流速與水位高度之變化，為直接攸關既有橋梁基礎的穩定，沉箱基礎因橋墩基礎沖刷所導致之破壞，可區分為：橋墩基礎土層流失導致基礎承载力破壞，橋墩與裸露沉箱受洪水之側向水流力作用所導致之傾覆破壞，及受洪水之側向水流力作用之滑移破壞，沉箱基礎結構受沖刷前後土壤流失之受力情況如圖3.3所示。樁基礎裸露導致的基礎結構破壞模式則可區分為：基礎土層流失導致基礎承載破壞，及側向水流力作用所導致基樁剪力與彎矩破壞，基樁受沖刷前後受力變化如圖3.4所示。

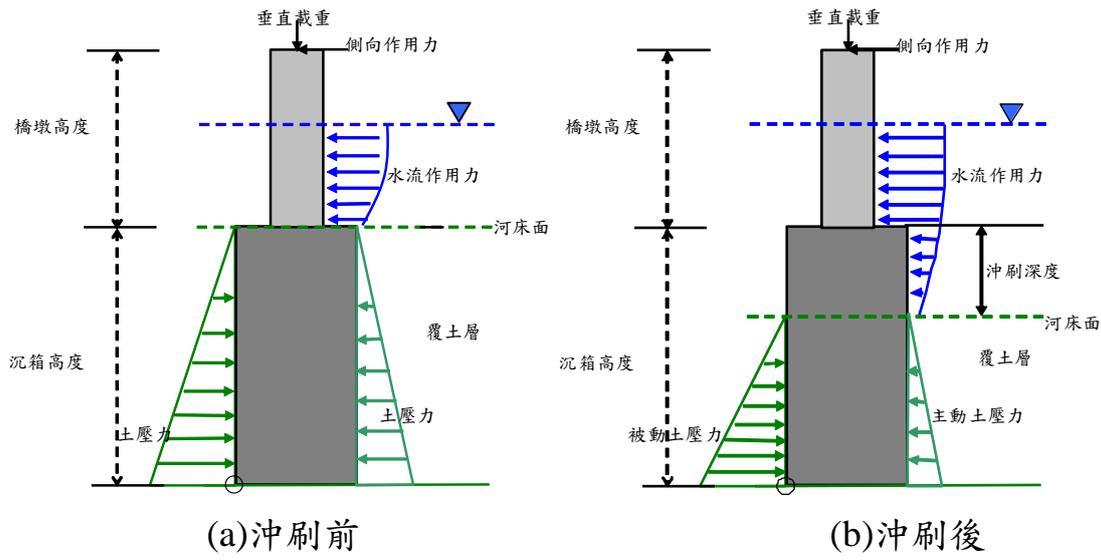


圖 3.3 沉箱基礎冲刷前後示意圖

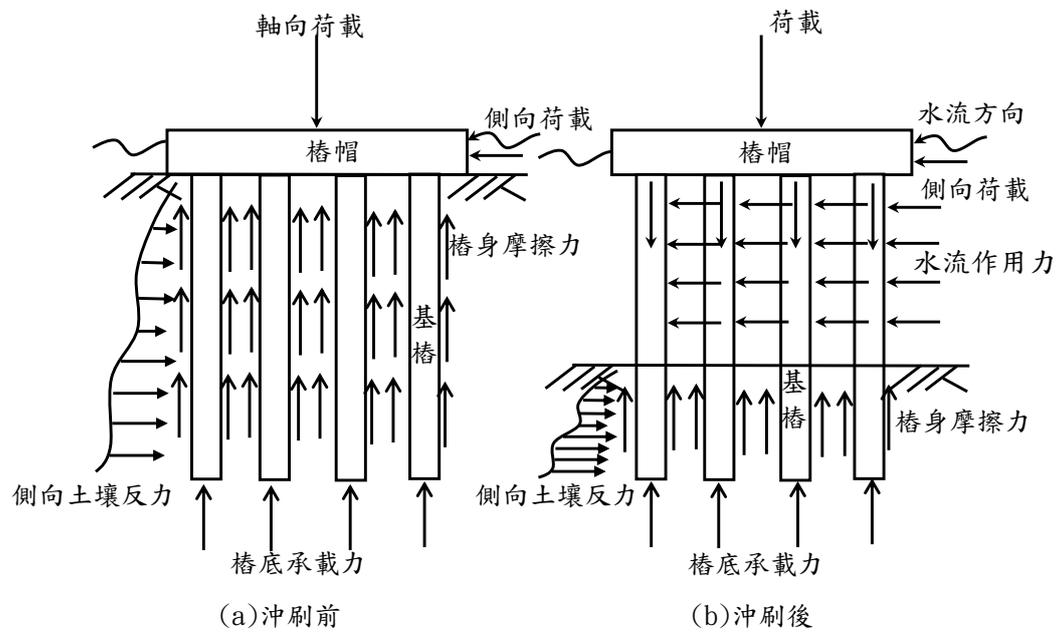


圖 3.4 群樁基礎冲刷前後示意圖

(d) 跨河橋梁安全預警

TRENDS 針對前述開發之一維、二維水理分析程式及耐洪安全評估模式進行整合，並與現有之通報機制結合，以利系統自動化執行橋梁安全預警作業，判斷橋梁現況，進行有效的監控管理，以降低災害來臨時所造成損害，其流程如圖3.5及圖3.6，其執行細項將於下節詳細說明。

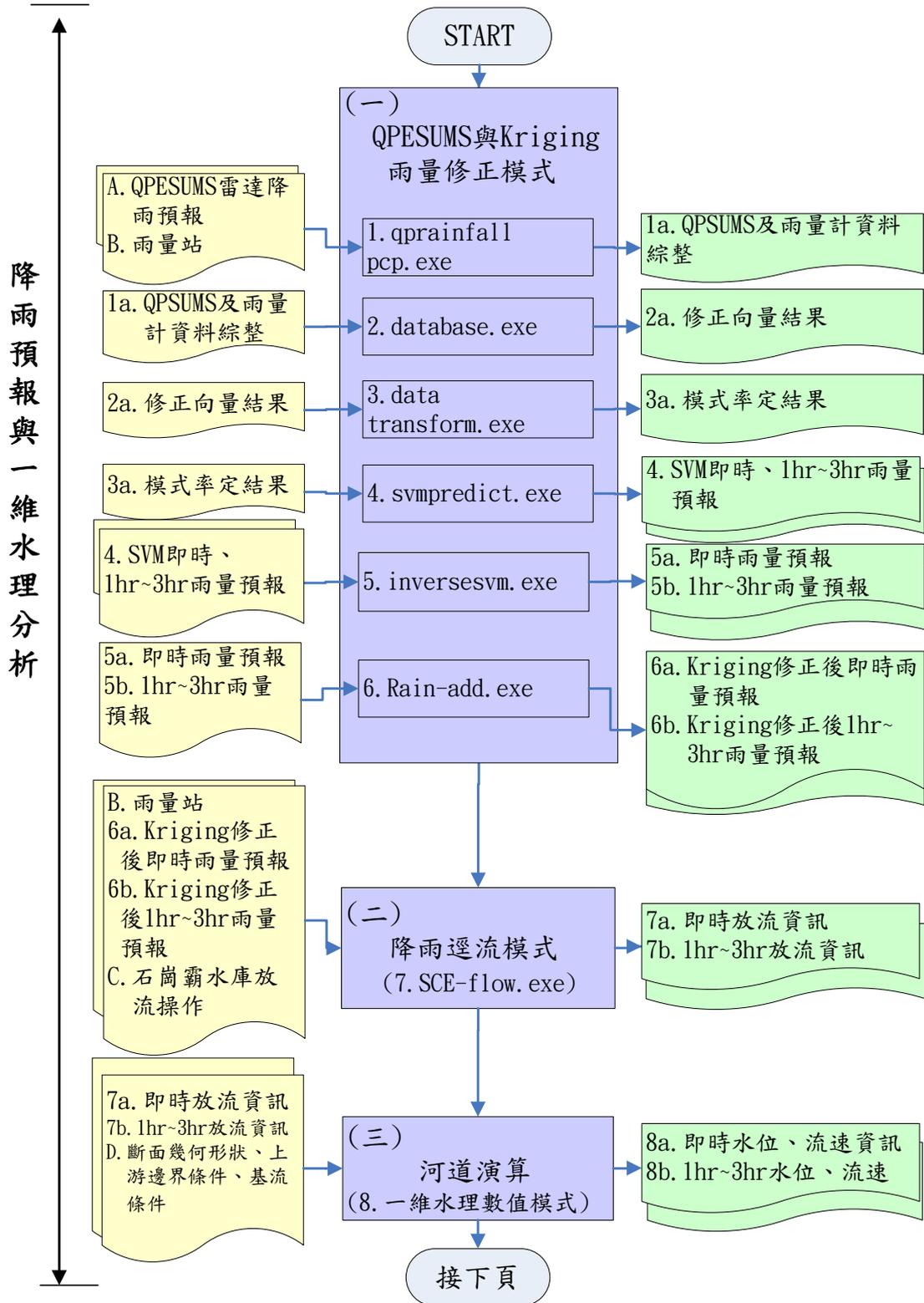


圖 3.5 水理分析模式執行流程圖

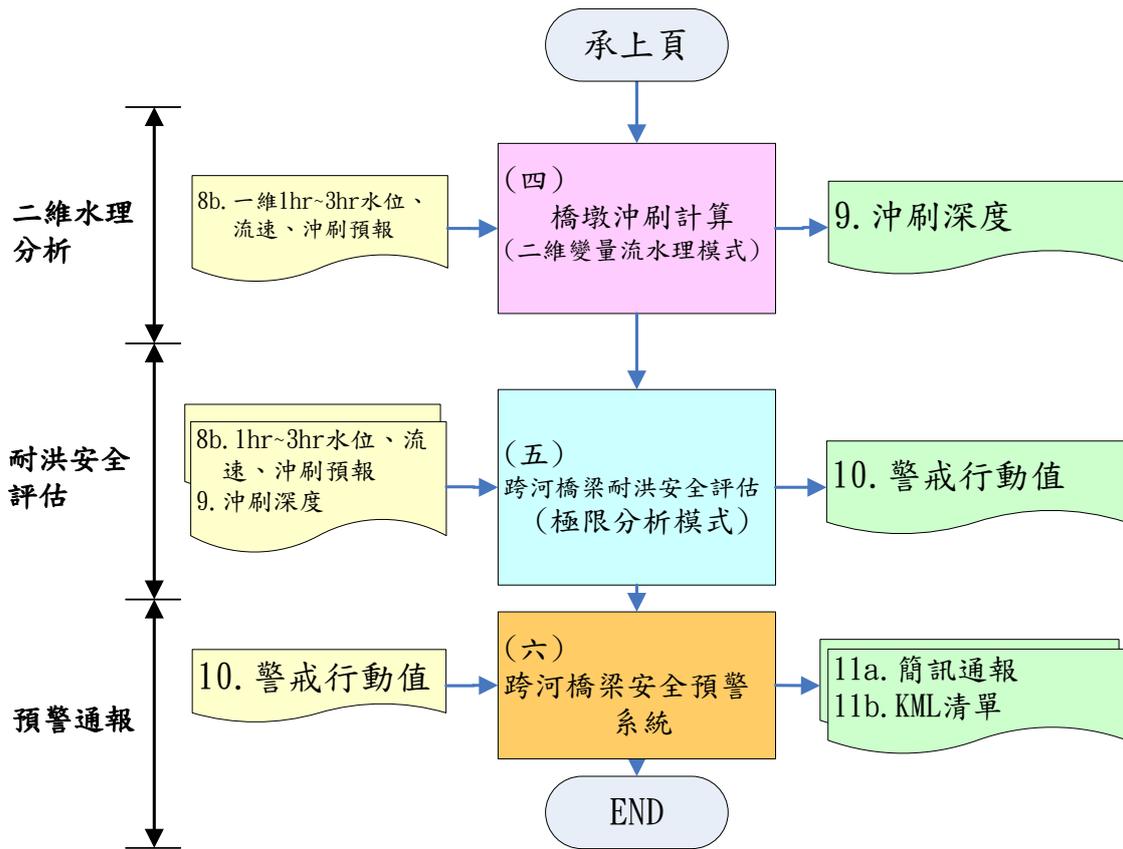


圖 3.6 水理分析模式執行流程圖(續)

模式依圖3.5及圖3.6執行流程進行說明。首先在步驟一，系統執行QPESUMS修正模式時，系統以所截取到的QPESUMS雷達降雨量預報及雨量站資料輸入執行程式(qprainfallpcp.exe)進行資料綜整；將綜整後的資料代入執行程式(database.exe)中進行修正向量計算；將修正向量再代入執行程式(datatransform.exe)進行模式率定；將率定結果再代入執行程式(svmpredict.exe)及(inversesvm.exe)得到即時雨量資料及未來1小時的雨量預測，並以(rain-add.exe)進行Kriging修正。其輸入條件與輸出資料如表3-1及表3-2所示。

表3-1 QPESUMS與Kriging修正模式輸入條件與輸出資料

輸入	輸入方式	模式	輸出
QPESUMS雷達降雨預報 (中央氣象局)	Auto	1.qprainfall pcp.exe 子程式修正降雨預報	QPESUMS及雨量 計資料綜整
雨量站 (中央氣象局、水利署)			
QPESUMS及雨量計資料 綜整(步驟一.1)	Auto	2.database.exe 子程式修正向量結果	修正向量結果
修正向量結果 (步驟一.2)	Auto	3.data transform.exe 子程式模式率定	模式率定結果
模式率定結果 (步驟一.3)	Auto	4.svmpredict.exe 進行支持向量 迴歸分析	即時雨量預報
			1hr雨量預報

表3-2 QPESUMS與Kriging修正模式輸入條件與輸出資料(續)

輸入	輸入方式	模式	輸出
即時、1hr雨量預報 (步驟一.4)	Auto	5.inversesvm.exe 子程式修正SVM預 測結果	修正後雨量及時 及預報結果
修正後雨量及時及 預報結果(步驟一.5)	Auto	6.Rain-add.exe Kriging修正	Kriging修正後雨 量及時及預報結 果

步驟二降雨逕流模式，是以步驟一分析所得的雨量資料及未來1小時的雨量預測做為輸入值代入降雨逕流模式中的執行程式(SCE-flow.exe)中得到即時放流量及未來1小時的放流量。其輸入條件與輸出資料綜整如表3-3。

表3-3 降雨逕流模式輸入條件與輸出資料

輸入	輸入方式	模式	輸出
雨量站(中央氣象局、水利署)	Auto	降雨逕流模式 (SCE-flow.exe)	即時放流資訊
即時雨量預報 (步驟一.6)			1hr放流資訊
1hr雨量預報 (步驟一.6)			
石岡壩水庫放流操作(水利署)			

步驟三河道演算，是以步驟二分析所得的即時及1小時放流量與河川斷面幾何形狀、上游邊界條件、基流條件等，做為輸入值代入河道演算中的執行程式(一維水理數值模式)中，得到即時與未來1小時的水位、流速及河床平均沖刷深度值。其輸入條件與輸出資料綜整如表3-4。

表3-4 河道演算輸入條件與輸出資料

輸入	輸入方式	模式	輸出
即時放流資訊 (步驟二)	Auto	河道演算 (一維水理數值 模式)	即時水位預報
1hr至3hr放流資訊 (步驟二)			1hr水位預報
斷面幾何形狀 (橋河基本資料)			即時流速預報
上游邊界條件 (橋河基本資料)			1hr流速預報
基流條件 (橋河基本資料)			即時沖刷深度預報
			1hr沖刷深度預報

步驟四是由上步驟分析所得的橋即時與未來1小時的水位、流量值代入橋墩沖刷計算中的執行程式(二維變量流水理模式)中計算，將可得到各橋墩的沖刷深度值。其輸入條件與輸出資料如表3-5。

表3-5 橋墩沖刷計算輸入條件與輸出資料

輸入	輸入方式	模式	輸出
即時水位預報(步驟三)	Auto	橋墩沖刷計算 (二維變量流水理 模式)	二維分析流速
1hr水位預報(步驟三)			二維分析水位高
即時流速預報(步驟三)			
1hr流速預報(步驟三)			

步驟五是由步驟三分析所得的水位及流速資料與步驟四分析所得的沖刷深度資料進行跨河橋梁耐洪安全評估，即以極限分析進行橋墩安全性分析得到安全係數值。其輸入條件與輸出資料綜整如表3-6。

表3-6 跨河橋梁耐洪安全評估(極限分析模式)輸出入條件

輸入	輸入方式	模式	輸出
即時水位預報 (步驟三)	Auto	跨河橋梁耐洪安全評估 (極限分析模式： 1.傾覆破壞 2.承载力破壞)	警戒值
1hr水位預報 (步驟三)			
即時流速預報 (步驟三)			
1hr流速預報 (步驟三)			
水位(步驟四)			
流速(步驟四)			
沖刷深度 (步驟四)			

步驟六是依上步驟的安全係數值進行警訊通報，即當安全係數值小於所定的警戒及行動標準，系統將自動發佈簡訊通報告知相關管理人員進行處理。其輸入條件與輸出資料綜整如表3-7。

表3-7 跨河橋梁耐洪安全評估(模式整合)輸出入條件

輸入	輸入方式	模式	輸出
警戒值 (步驟五)	Auto	跨河橋梁安全預警系統： 1.即時資料擷取與整合 2.自動通報機制	藉由自動通報機制通知管理人員
行動值 (步驟五)			

TRENDS根據上述執行步驟進行程式化，並將相關成果於網頁系統中展示。系統頁面如圖3.7所示，主要由系統簡介、颱風豪雨資料、一維水理分析資料、二維水理分析資料、安全分析資料與系統管理等六大模組組成；在主面頁上提供各橋梁的即時與未來1小時橋梁的安全狀況(當橋梁在「安全」狀態時顯示綠燈；達「預警」標準時顯示黃燈；達「警戒」標準時則顯示橘燈；達「行動」標準時則顯示紅燈)，點選各橋梁的標示可顯示即時、未來1小時等功能。



圖 3.7 跨河橋梁安全預警頁面

颱風豪雨資料模組(圖3.8)連結了中央氣象局的累積雨量圖、衛星雲圖與颱風路徑圖，在颱風來臨時，使用者可以藉此模組同時瞭解颱風最新動態以及各橋梁即時平均水位。

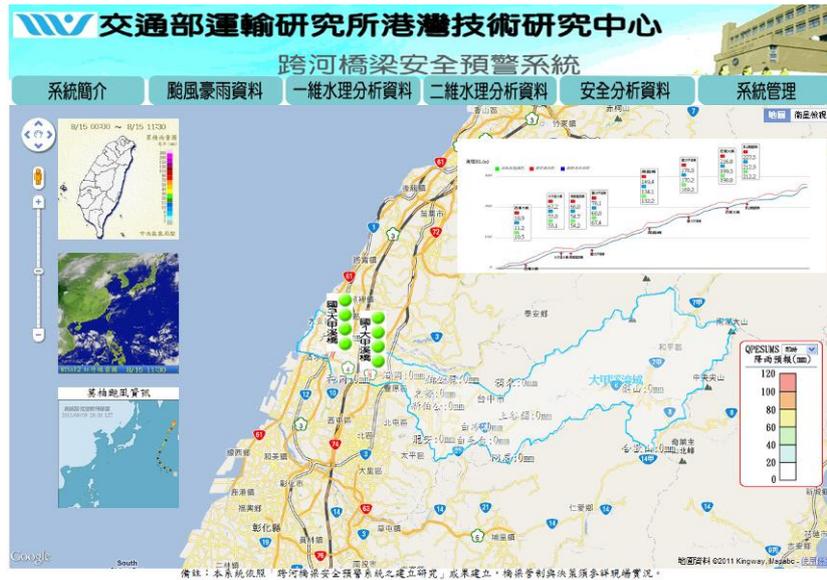


圖 3.8 颱風豪雨資料模組

一維水理分析資料模組(圖3.9)，使用者可查看由一維水理分析各跨河橋梁即時與未來1小時水位、流量及河床平均沖刷深曲線圖，另可查詢縱斷面即時與未來1小時水位高程、堤防頂高程及河床高程剖面圖，掌握各橋梁上下游的水位變化。

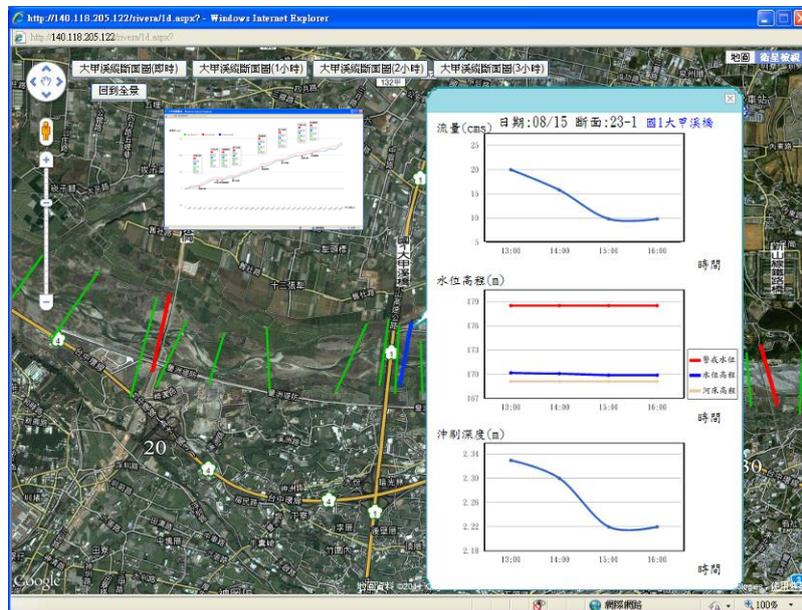


圖 3.9 一維水理分析資料模組

二維水理分析資料模組(圖3.10)中，提供使用者查詢二維水理分析後，各橋墩的水位流速、沖刷深度值，並顯示依這三個參數代

入安全評估後，所得的安全係數值，在表格最下層則以此數值反應出警示燈號(達行動標準顯示紅燈；達警戒標準時顯示黃燈)；模組中提供了橋墩竣工平面圖以及基樁橋墩結構立面圖供使用者查詢，其中立面圖上顯示了橋面板高程、原河床面高程、冲刷後河床面高程、水位高程、封橋水位高程、警戒水位高程，讓使用者可即時瞭解各橋墩的細部情形。

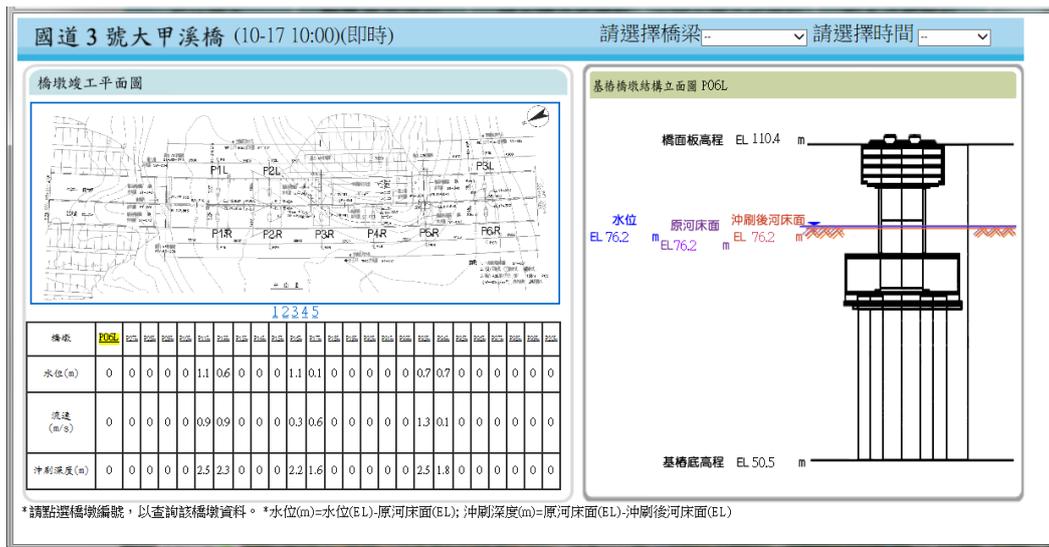


圖 3.10 二維水理分析資料模組

安全評估分析資料模組(圖3.11)，此模組頁面上所提供橋梁耐洪安全評估結果。



圖 3.11 安全評估分析資料模組

此外，系統歷史統計資料，可顯示石岡壩放流之即時流量、未來1小時之預估流量(如圖3.12)。使用者可依不同年份、月份及日期進行查詢，結果以表格方式顯示。並可點選繪製日圖表，系統依當日之實際放流與預測放流繪製曲線圖，如圖3.13。圖中，上圖顯示即時、1小時之預設放流量；下圖顯示預設值與實際值之差異。

石岡壩放流預測值歷史紀錄

選擇年份 2013 選擇月份 04 日期: 01 送出查詢 匯製日圖表 匯製月圖表

年	時間	即時流量(cms)	1小時後流量(cms)	2小時後流量(cms)	3小時後流量(cms)
2013	04-01 00:00	2.69	7.99	13.50	26.93
2013	04-01 01:00	2.68	7.98	13.49	26.92
2013	04-01 02:00	2.68	7.98	13.49	26.92
2013	04-01 03:00	2.67	7.97	13.48	26.91
2013	04-01 04:00	2.66	7.96	13.47	26.90
2013	04-01 05:00	2.66	7.96	13.47	26.90
2013	04-01 06:00	2.66	7.96	13.47	26.90
2013	04-01 07:00	2.64	7.94	13.45	26.88
2013	04-01 08:00	2.64	7.94	13.45	26.88
2013	04-01 09:00	2.64	7.94	13.45	26.88
2013	04-01 10:00	2.63	7.93	13.44	26.87
2013	04-01 11:00	2.63	7.93	13.44	26.87
2013	04-01 12:00	4.26	9.56	15.07	28.50
2013	04-01 13:00	2.74	8.04	13.55	26.98
2013	04-01 14:00	2.8	8.10	13.61	27.04
2013	04-01 15:00	3.44	8.74	14.25	27.68
2013	04-01 16:00	2.92	8.22	13.73	27.16

圖 3.12 石岡壩放流預測歷史紀錄

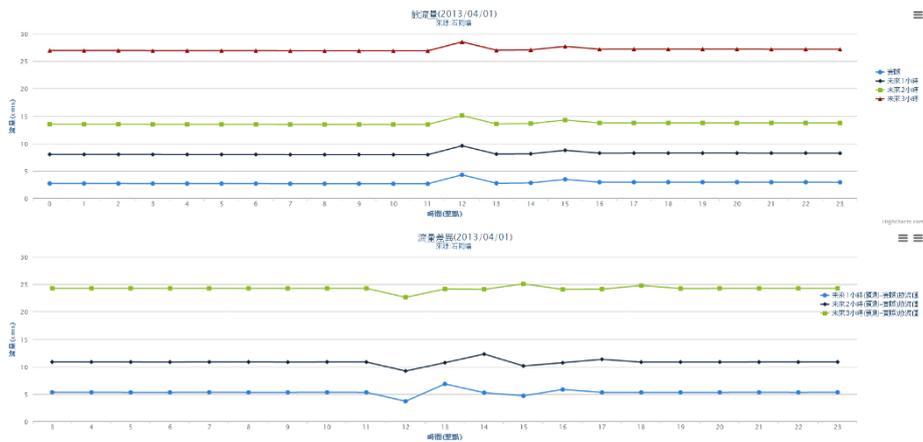


圖 3.13 石岡壩每日實際與預測放流量曲線圖

亦可點選繪製月圖表，系統依當月之實際放流與預測放流繪製曲線圖，如圖3.14。圖中，上圖顯示當月每日最大放流量；下圖顯示每日實際與預測值最大差異值。上述功能可供管理者檢驗控制點之記錄，在洪汛期查看德基水庫、石岡壩或其他裝設監測儀器點之實際值與預測值之差異，作為模式驗證與修正參考使用。



圖 3.14 每月實際與預測比較圖模組

(e)提升石岡壩放流量預測之精確度與資料驗證

本計畫加入石岡壩水庫放流預報資料，由水利署所發佈水庫防洪運轉狀態，可由TRENDS系統中所建置資料交換平臺取得最新石岡壩放流預報(圖3.15)。可參照網址如下所示：http://fhy.wra.gov.tw/ReservoirPage_2011/Statistics.aspx。

瀏覽方式：防汛重點水庫 • 2015 • 第 9 • 頁 28 • 共 22 • 條 20 • 分

水庫名稱	水庫時間	本目標水庫 實際降雨量 (mm)	防汛前期指標					防汛運轉狀態									
			總流量 (mm)	水位 (公尺)	滿水位 (公尺)	有效蓄水庫 (固定存水量)	蓄水 百分比(%)	水庫出流量(mm)					防汛運轉狀態				
			取水流量	發電 放水口	排砂 浮渣	非洪 期溢	溢洪 溢	小計	目前放流	預定時間	預定放流量 (mm)						
石門水庫	2015-08-28 22:00:00	363.60	3,091.63	243.79	245.00	19,071.86	94.77%	26.23	61.22	333.36	428.36	1,891.74	2,714.68	凌汛中		預定下小時放水流量1500mm	
碧潭水庫	2015-08-28 22:00:00	--	2,721.61	165.67	170.00	29,614.18	88.27%	--	270.50	--	--	--	270.50	--		--	
寶山第二水庫	2015-08-28 21:00:00	187.20	1.79	149.87	150.00	3,128.16	89.4%	2.09	--	0.12	--	--	3.11	--		--	
永和山水庫	2015-08-28 22:00:00	136.50	--	84.38	85.00	2,703.14	96.21%	--	--	--	--	--	1.73	--		--	
明德水庫	2015-08-28 17:00:00	109.20	--	60.08	61.00	1,138.50	89.22%	--	--	--	--	--	--	預計放流		放水流量20mm	
麟鳳潭水庫	2015-08-28 22:00:00	66.70	17.22	300.07	300.00	11,577.35	100%	--	--	--	--	4.93	7.25	緊急溢流		--	
麟鳳水庫	2015-08-28 17:00:00	107.00	300.00	1,401.72	1,400.00	12,511.80	83.41%	--	110.00	--	--	--	110.00	--		--	
碧潭壩	2015-08-28 22:00:00	48.50	68.83	271.57	274.50	15.84	13.98%	7.80	--	--	--	73.02	73.02	預計放流	警戒於2015-09-28 2時警戒泄洪	放水流量600mm	
碧社水庫	2015-08-28 22:00:00	79.00	206.00	998.61	1,005.00	2,984.59	66.24%	--	44.00	--	--	--	44.00	--		--	
日月潭水庫	2015-08-28 22:00:00	73.50	--	747.00	748.48	11,849.01	90.83%	--	--	--	--	--	--	--		--	
萬善潭水庫	2015-08-28 21:00:00	70.12	303.00	212.51	214.75	204.00	93.31%	16.30	--	6.35	--	215.00	215.35	調節性放水		--	
仁壽潭水庫	2015-08-28 07:00:00	0.00	0.00	104.70	105.00	2,459.42	97.38%	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	--		--	
白石水庫	2015-08-28 22:00:00	41.50	70.36	107.91	109.00	523.00	75.68%	0.02	--	--	--	12.00	12.00	調節性放水		預定下小時放水流量12mm	
萬山潭水庫	2015-08-28 21:00:00	10.00	3.00	56.15	58.18	6,128.00	76.77%	3.00	--	--	--	--	--	--		--	
碧文水庫	2015-08-28 22:00:00	127.40	1,768.00	225.80	227.00	45,187.00	95.47%	--	50.00	0.00	0.00	300.00	350.00	調節性放水		預定下小時放水流量150mm	
阿公店水庫	2015-08-28 22:00:00	81.00	39.33	178.56	180.00	8,993.04	92.58%	7.52	--	--	--	--	--	--		--	
阿公店水庫	2015-08-28 22:00:00	19.00	0.00	34.12	37.00	894.00	54.29%	0.40	--	4.95	--	--	4.95	調節性放水		預定下小時放水流量5mm	
萬善潭壩水庫	2015-08-28 22:00:00	21.50	--	16.07	--	492.48	--	--	--	--	--	--	--	--		--	
牡丹水庫	2015-08-28 22:00:00	11.30	1.12	138.11	142.00	2,137.70	80.86%	1.12	--	--	--	--	--	--		--	

附註：
 * 防汛前期指標係指前一日、晚上防汛警戒發佈後至目前之萬分區雨量累計
 * 資料來源：各水庫量測人工記錄
 * 流量單位：各水庫單位

圖 3.15 水利署水庫防洪運轉狀態

今年度大部分的颱風都未對臺灣中部區域造成災情，僅2016/9/27登入臺灣之梅姬颱風造成中部較大降雨，颱風路徑如圖3.16所示。

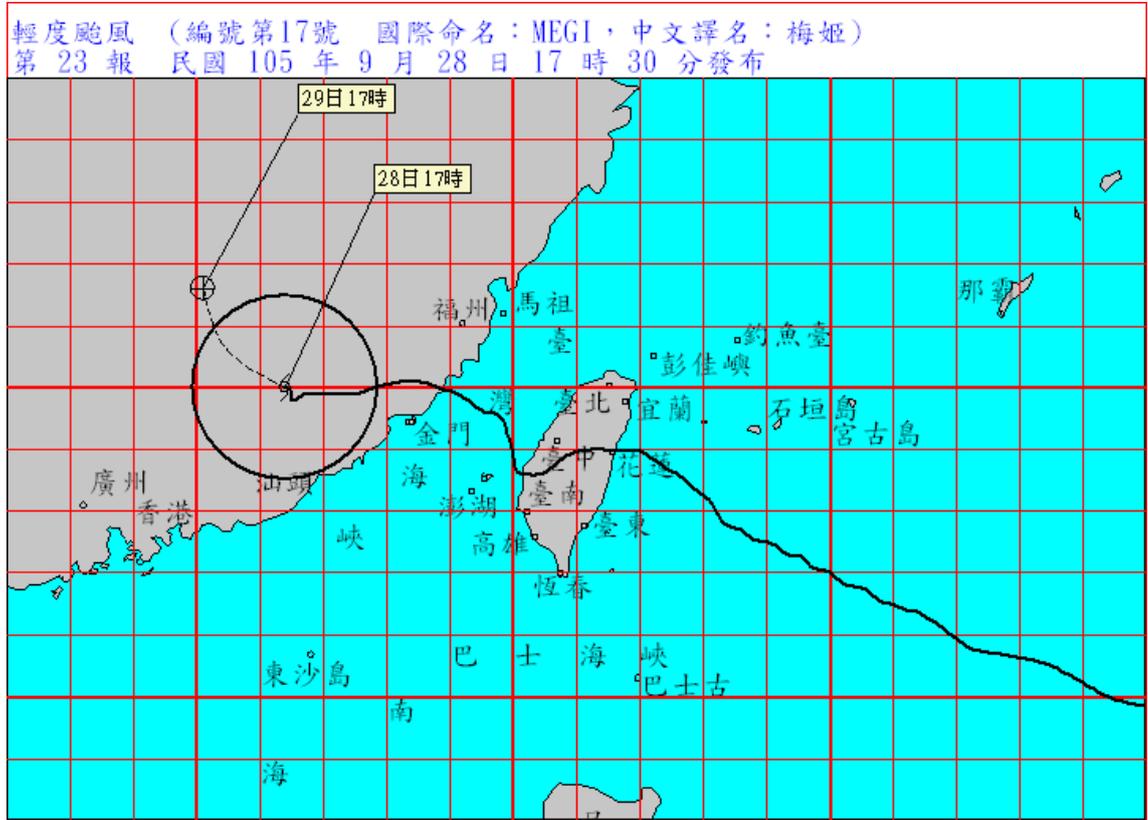


圖 3.16 2016 年梅姬颱風路徑圖

系統同樣參照水利署水庫統計表網址如下所示：http://fhy.wra.gov.tw/ReservoirPage_2011/Statistics.aspx。

查詢方式：防汎壙水庫 ▾ 2016 ▾ 年 9 ▾ 月 27 ▾ 日 19 ▾ 時 0 ▾ 分 [查詢](#) [Excel下載](#)

水庫名稱	水情時間	本日集水區 累積降雨量 (mm)	斷風零雨期間時，「防汎壙水庫」需登錄下列資訊					水庫出流量(cms)					防洪運轉狀態			
			進流量 (cms)	水位 (公尺)	滿水位 (公尺)	有效蓄水量 (萬立方公尺)	蓄水 百分比(%)	取水流量(cms)	溢壙 放水口	排砂運 程RO	排洪 隧道	溢洪道	小計	目前狀態	預定時間	預定放流量 (cms)
石門水庫	2016-09-27 19:00:00	375.30	3,931.02	243.34	245.00	18,729.27	93.02 %	12.00	61.22	33.69	0.00	3,890.49	3,925.40	漫洪中		預定下1小時放水流量300cms
琵琶水庫	2016-09-27 19:00:00	206.00	1,145.22	167.56	170.00	31,284.59	93.25 %	--	310.00	--	--	--	310.00	漫洪中	已於2016/09/27 18時開始洩洪	預定下1小時放水流量540cms
寶山第二水庫	2016-09-27 19:00:00	222.30	1.28	149.73	150.00	3,106.19	98.7 %	2.94	--	--	--	0.24	--	--	--	--
永和山水庫	2016-09-27 19:00:00	23.00	0.00	84.11	85.00	2,844.40	94.85 %	--	0.00	--	--	0.00	--	--	--	--
明德水庫	2016-09-27 11:00:00	140.80	--	60.74	61.00	1,237.12	96.95 %	--	--	--	--	0.00	--	漫洪中		預定下1小時放水流量200cms
鯉魚潭水庫	2016-09-27 19:00:00	78.87	20.62	299.59	300.00	11,369.08	98.46 %	8.20	0.00	--	--	0.00	0.30	--	--	--
德基水庫	2016-09-27 19:00:00	260.00	2,500.00	1,407.28	1,438.00	14,860.28	99.07 %	--	180.00	--	2,120.00	--	2,300.00	調節性放水		
石岡壩	2016-09-27 19:00:00	51.00	1,120.00	272.41	274.50	34.54	24.29 %	11.77	0.00	0.00	--	1,085.12	1,085.12	漫洪中	已於2016/09/27 19時開始洩洪	預定下1小時放水流量1500cms
霧社水庫	2016-09-27 19:00:00	103.50	522.00	1,001.98	1,005.00	3,745.69	83.13 %	--	45.00	--	--	275.00	320.00	調節性放水		
日月潭水庫	2016-09-27 18:00:00	56.50	--	747.86	748.48	12,523.31	96.12 %	--	--	--	--	0.00	--	--	--	--
林雅潭河堰	2016-09-27 19:00:00	127.63	1,658.00	207.07	214.75	8.00	1.57 %	14.60	--	--	--	1,639.00	1,639.69	漫洪中		
湖山水庫	2016-09-27 18:00:00	106.00	2.20	170.00	211.50	132.07	2.6 %	1.80	--	--	--	0.40	--	--	--	--
仁義潭水庫	2016-09-27 19:00:00	118.00	0.00	104.67	105.00	2,452.58	97.01 %	--	0.00	--	--	0.00	--	--	--	--
白河水庫	2016-09-27 19:00:00	123.00	126.13	108.72	109.00	644.00	93.19 %	0.02	--	--	--	115.00	115.00	調節性放水		預定下1小時放水流量115cms
燕山潭水庫	2016-09-27 19:00:00	99.00	--	57.55	58.18	7,229.00	92.35 %	3.00	--	--	--	0.00	--	--	--	--
曾文水庫	2016-09-27 19:00:00	153.30	1,830.00	226.92	227.00	46,657.00	99.69 %	--	30.00	100.00	--	1,650.00	1,800.00	調節性放水		預定下1小時放水流量1800cms
南化水庫	2016-09-27 19:00:00	190.50	633.66	181.54	180.00	10,482.60	100 %	13.54	0.00	0.00	0.00	499.00	499.00	自由溢流		
阿公店水庫	2016-09-27 19:00:00	64.30	130.35	34.81	37.00	1,034.86	63.53 %	0.00	0.00	5.00	--	30.00	35.00	調節性放水		預定下1小時放水流量35cms
高屏溪潭河堰	2016-09-27 19:00:00	131.97	3,981.00	18.20	--	34,395.84	--	3.94	--	--	--	3,977.06	3,977.06	調節性放水		
牡丹水庫	2016-09-27 19:00:00	85.30	42.10	135.29	142.00	1,812.79	68.63 %	0.93	--	33.90	--	--	38.17	調節性放水	已於2016/09/26 18時開始調節性放水	預定下1小時放水流量39.1cms

附註：
 ※斷風期間總累積計雨量：陸上斷風警報發布後至目前之集水區雨量累計
 ※資料來源：各水庫單位人工登錄
 ※生產單位：各水庫單位

圖 3.17 2016 年梅姬颱風水利署水庫防洪運轉狀態

如圖3.17所示，以2016年梅姬颱風事件為例，水利署在2016-09-27 19:00時間點提前預報，石岡壩下一小時(即20:00)將放流1500cms。TRENDS同樣以軟體代理人截取預計洩洪放流資訊，加入原有分析模式。從2016/9/27 19:00至2016/9/28 06:00共12小時內之石岡壩流量記錄如下表3-8所示。即時放量為實際石岡壩放流量，1小時後流量預測分為修正前、修正後，修正後為加入水利署洩洪放流資訊之改進結果。而誤差欄位則是將未來1小時後流量預測減去真實一小時後實際流量。

表3-8 石岡壩在2016年梅姬颱風事件放流記錄

No	時間	即時流量 (cms)	修正前	修正後	修正前	修正後
			1 小時後流量預測 (cms)		誤差(未來預測-實際) (cms)	
1	2016/9/27 19:00	1120	1125.47	1200	-807.53	-733
2	20:00	1933	2048.68	2500	-1036.32	-585
3	21:00	3085	3159.74	3500	-165.26	175
4	22:00	3325	3001.71	3500	559.71	1058
5	23:00	2442	2369.35	3000	507.35	1138
6	2016/9/28 00:00	1862	1852.45	2000	19.45	167
7	01:00	1833	1864.84	2000	88.84	224
8	02:00	1776	1786.74	1700	179.74	93
9	03:00	1607	1608.95	1400	420.95	212
10	04:00	1188	1187.88	1200	-226.12	-214
11	05:00	1414	1454.31	1200	13.31	-241
12	06:00	1441	1481.12	1200	86.12	-195
平均誤差					-29.98	91.58

以2016/9/27 21:00為例，實際流量為3085(cms)，而前一小時所預測放流量為2048.68(cms)，因此誤差量為2048.68-3085=-1036.32(cms)，故在未修正模式前，將會低估石岡壩流量1036.32(cms)。而經過加入石岡壩放流預警資料後，水庫洩洪第一時間誤差由1036cms降至585cms。但後續幾個小時雖然石岡壩公布預計放流3500cms但放流皆不到3500cms，因此結果為較保守高估之情形，平均誤差並可由-29cms變成較保守高估91.58cms，由梅姬颱風事件可發現就算是石岡壩本身所發布之預計放流值仍有高估之可能性，後續仍需多次颱風事件持續驗證檢討。

3.2 橋梁地震通阻分析模組之精確度提升及驗證

臺灣是地震活動頻繁國家，而都會區人口與建築結構物位置大都集中在地質較鬆軟的平原、盆地上，因此受地震災害的威脅也相對提高，地震模擬器目的主要於當地震發生時，藉由中央氣象局提供的臺灣地震速報系統資訊，可獲得地震位置、規模、深度等參數，輸入地震模擬器作為全臺地震強地動分析，以提供快速完整的地震測報資訊給相關單位及橋梁損壞評估之依據，以利救災與補強的進行。圖3.18為地表震動分析流程，以下依各步驟流程進行說明。為提升既有模式之精確度，檢視交通部運輸研究所港研中心提供「蘇澳港、臺北港、臺中港、布袋港、安平港、高雄港」之測站資料，篩選可用部份進行迴歸分析，以獲取合適之場址放大效應；此外，本年度亦將近年發生地震納入衰減公式之參數擬合，討論其對準確性之影響以建立更為合適之地表震動分析模式與模擬器。

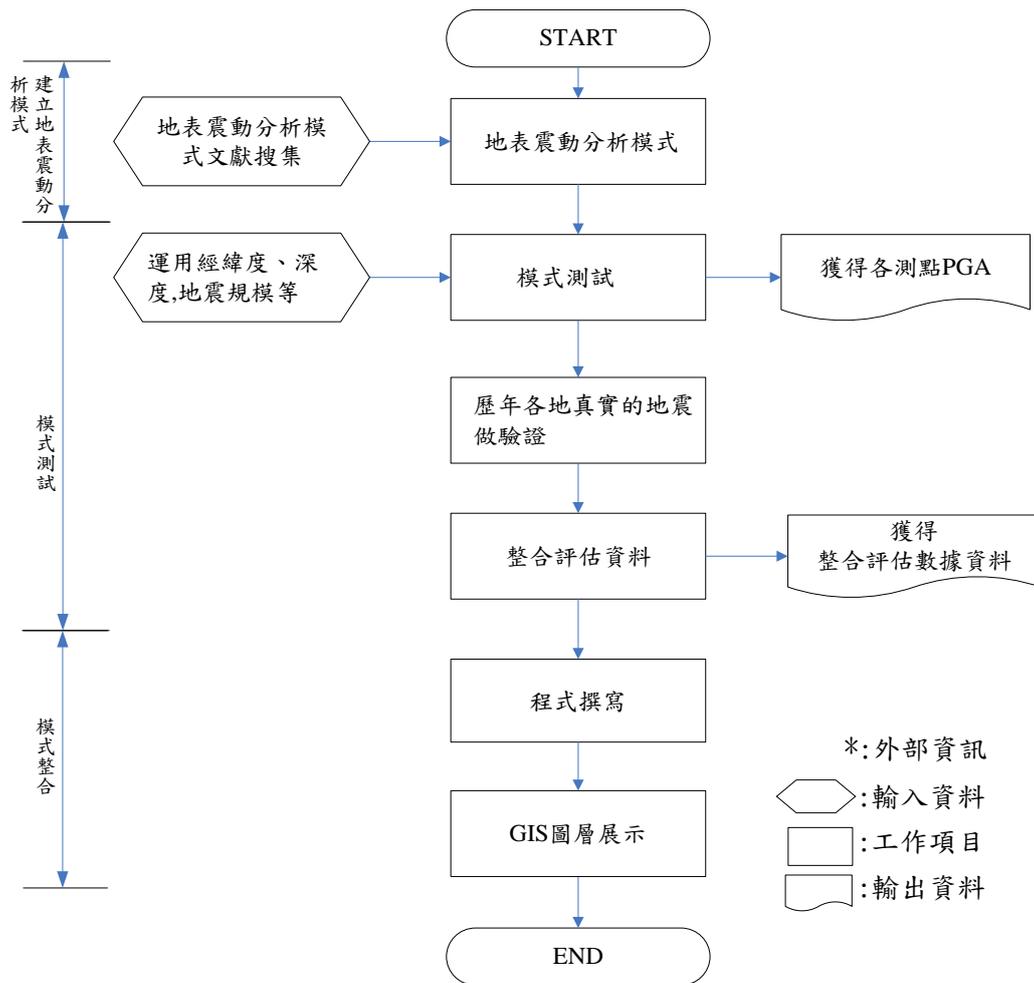


圖 3.18 地表振動分析模式流程

(a) 建立地表震動分析模式

臺灣地質構造複雜，震源傳遞過程經由地形、地層、地質構造影響差異極大，可能會影響地震波的振幅、頻譜等特性。過去學者使用中央氣象局自由場強地動觀測網(TSMIP)之強震紀錄，根據氣象局測站名稱編號將全省測站分為七區，涵蓋範圍包括臺北地區(TAP)、臺中地區(TCU)、嘉南地區(CHY)、高屏地區(KAU)、臺東地區(TTN)、花蓮地區(HWA)及宜蘭地區(ILA)，除中央山脈外，各測站平均間距約為5公里，並加入了中央研究院地球科學研究所之山區強震站(CMA)的強震紀錄。圖3.19為中央氣象局強震站及中央研究院山區強震站位置圖三角形符號表示使用的臺灣自由場強地動觀測網之測站分佈位置，正方形符號表示了中央研究院山區強震

站之測站分佈位置。場址的分類主要依測站的地質狀況及其土層的剪力波速而定，美國加州地區所採用的建築技術規範(ICBO, 1991)將地盤分為S1、S2、S3、S4 四類。(郭鎧紋, 1992, 1993, 1994)於中央氣象局的專題研究中，以ICBO為分類標準，分別對臺北地區、桃竹苗地區及嘉南地區部份自由場強震站進行分類。另外，為工程應用考量有研究 (Lee et al, 2001)以綜合地質、工程鑽探資料及標準貫入試驗之N值和頻譜分析等方法將全臺灣自由場強震站的場址分為B、C、D、E四類。中央大學地球科學學院應用地質研究所將臺灣Vs30製作更精確圖檔，如圖3.20所示。

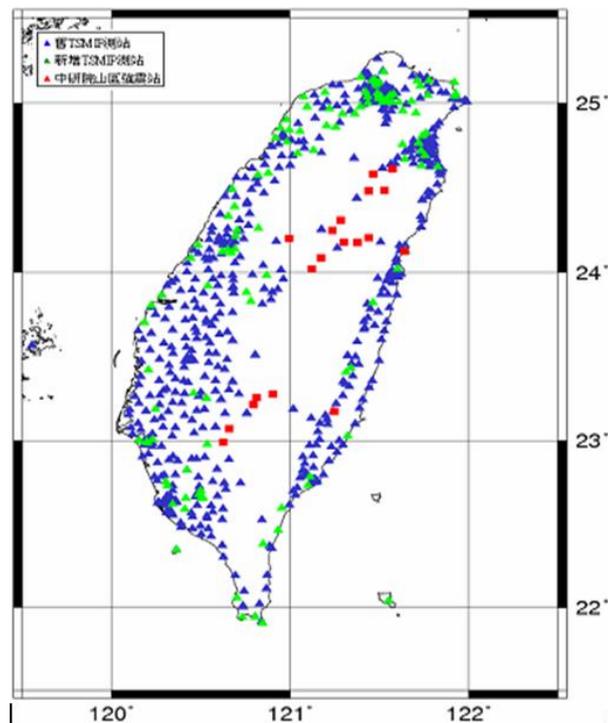


圖 3.19 中央氣象局強震站及中央研究院山區強震站位置圖

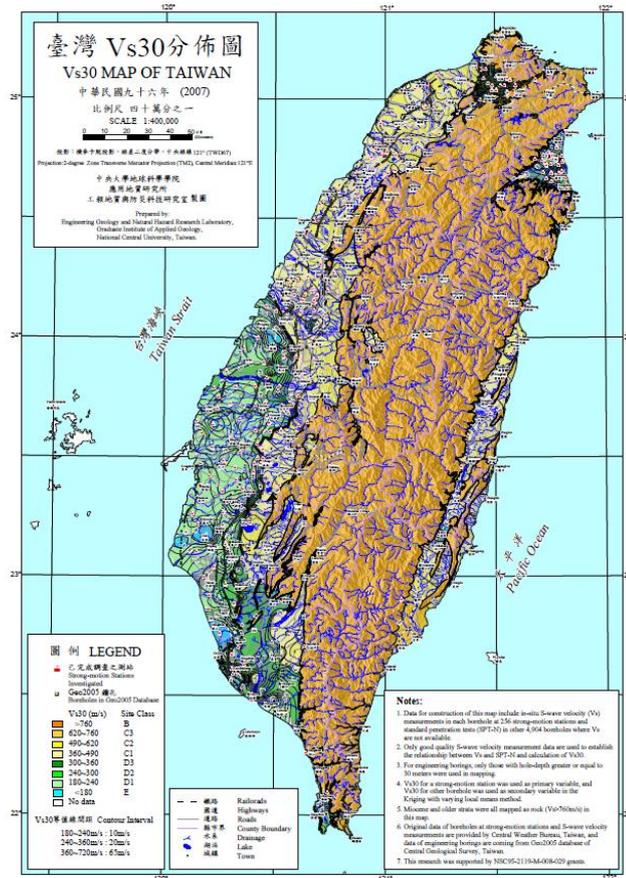


圖 3.20 臺灣 Vs30 分佈精確圖檔

(資料來源：中央大學地質與防災科技研究室製圖)

就衰減原理而言，簡易來說就是地表震動會隨距離增加而衰減，但地震波從震源傳遞到接收測站之間的過程卻十分複雜，涉及諸多變數，即接收測站所收到的地動值受到震源、路徑以及場址效應的影響，另外當地震規模越大時，地表震動強度越強，而衰減模式較為緩慢；反之，規模小地震，能量消逝較快速。而場址效應參考之衰減模式，採用地表下30公尺剪力波速之平均值為分類之依據，並分為軟弱地盤及岩盤的衰減模式，另外由於衰減公式是使用所有測站的平均場址特性，只適用於一般性地盤，因此在岩盤地區其地動預測值可能會有高估的情形，反之沖積層會低估。臺灣地區之淺源地震，除了集集地震為斷層破裂型態外，其餘地震之震源型態多不明顯，以最大加速度值來看，測站的場址特性對於地震紀錄之影響是衰減模式分析過程中誤差的主要來源之一。一般而言，位於沖積

層的測站所記錄到的振幅值會比位於岩盤的測站所記錄到的振幅值高。(溫和葉，1986) 研究SMART-1 陣列所記錄三大地震指出：沖積層測站的主要共振頻率較岩盤為低，且振幅較大，由地震紀錄可發現位於沖積層測站收到之水平最大加速度與速度值，與位於岩盤測站紀錄相比，分別大了二到三倍，此差異會間接影響到衰減模式對於地震危害度評估的準確性。張毓文使用不同顏色的實線來代表規模4.0~7.0的衰減曲線(如圖3.21所示)，由不同規模的實測值分佈顯示，在岩盤測站隨規模越大，地震紀錄偏差的現象越大，也就是說，Campbell的衰減曲線在規模愈大時，預測值會有偏低的現象，同樣地，在沖積層的衰減曲線也有低估的情形出現。

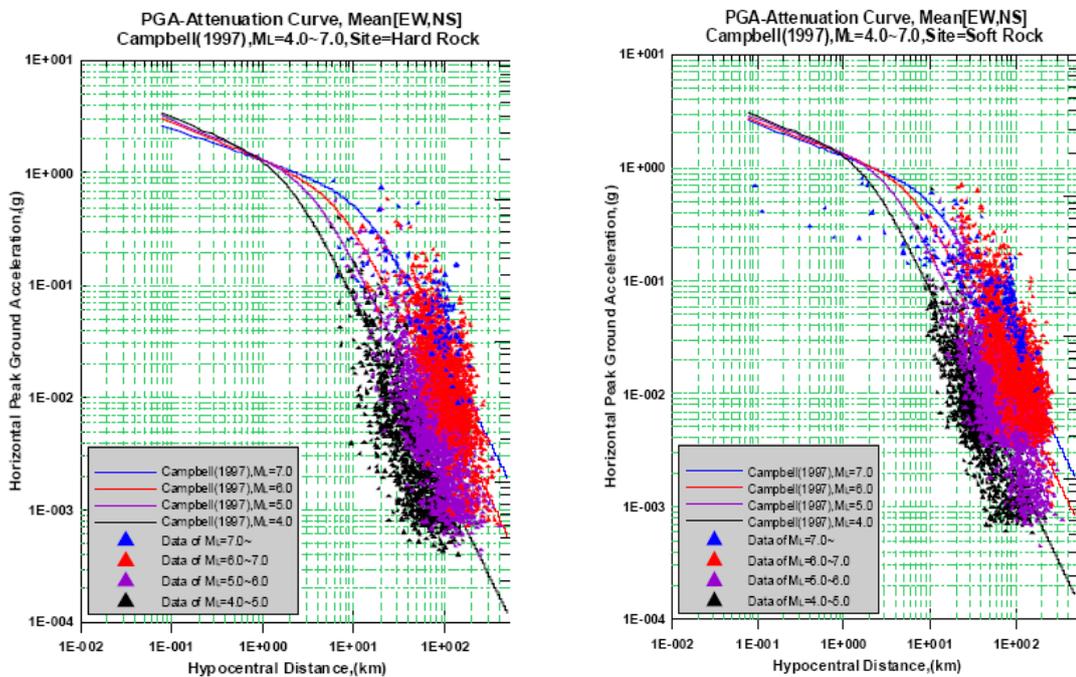


圖 3.21 臺灣規模 4.0~7.0 地震與(Campbell，1997)衰減曲線關係

目前各研究所採用之地震衰減模式如式(3.1)

$$PGA(g)=f(M,R)=C_1 e^{C_2 M} [R+C_4 \exp(C_5 M)]^{-C_3} \dots\dots\dots (3.1)$$

其中，PGA：震度強度值；M:芮氏規模；R:場址到斷層線最短距離； $C_1 \sim C_5$ 為回歸修正係數。

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

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

..... (3.2)

其中，PGA：震度強度值；M:芮氏規模；R:場址到斷層線最短距離。

第一階段，利用上式參考之衰減模式得到各測站預測初步之PGA值，由於其分析時並未對測站場址特性加以分類，因此所得結果為一般性場址適用；而第二階段分析時，則將其對各測站實際觀測值的系統偏差量作校正分析。第二階段分析之目的，係將第一階段參考之衰減模式的預估結果與實測值作迴歸分析；由迴歸分析可得到各測站的場址修正係數 C_0 、 C_1 值。其間之關係式為：

$$\ln(Y_0) = C_0 + C_1 \times \ln(Y_a) \dots\dots\dots (3.3)$$

其中， Y_a ：參考衰減模式的預測值； Y_0 ：實測地震動值； C_0 及 C_1 ：各測站之場址修正係數。

(b)地表震動分析模式測試

詹皓凱根據式(3.2)為基礎，對於前述地震模擬器運算方法進行測試，此測試對於地震模擬器程式所需要輸入資料條件為震央經緯度座標、震源深度(Km)、地震規模(ML)等參數，而地震模擬器模式測試過程，需考量震源效應(Source Effect)、地震波傳遞的路徑效應(Path Effect)、及局部地質特性所引起的場址效應(Site Effect)。依據地震模擬器程式分佈全臺灣的地動強度參數PGA，評估程式是否符合該研究探討衰減模式與場址放大效應，而詹皓凱之第一階段測試結果只參考地震動衰減律與實測值的全臺灣地表加速度，比較結果如圖3.22所示。

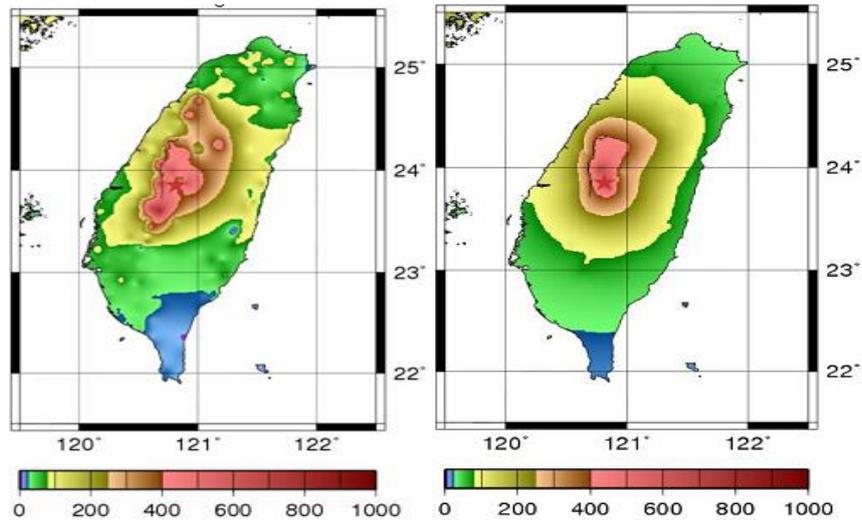


圖 3.22 為集集地震的(a)實測值與(b)衰減模式預測值 PGA 分佈

(c)歷年各地真實地震之驗證

詹皓凱於第二階段測試中在衰減模式中加入場址效應，新增 TSMIP 與 CMA 測站場址特性，而使用兩階段步驟對各測站之場址效應進行分析，來得到更可靠的場址修正函數。針對新增之 TSMIP 與 CMA 測站的正規化誤差殘值，故於分析場址特性時，採用即時站地震紀錄及自由場強震站之地震紀錄，在資料的選取分析上增加了芮氏規模 5.0 以上的地震資料來增強分析之準確性(如圖 3.23 所示)，經由場址函數修正過後的二階段預測結果明顯的更接近實際觀測值，得到較為可靠的預測結果。由此可知，測站之場址特性對衰減模式造成的影響可藉由測站之場址函數修正其效應，以降低其系統標準偏差，並提升系統準確性獲取更加可靠之預測結果。

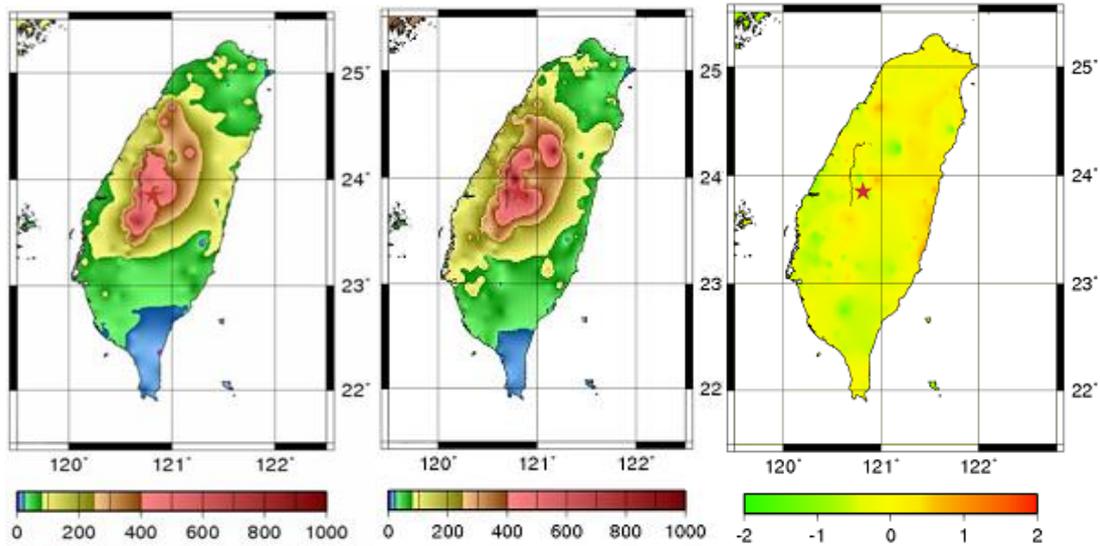


圖 3.23 修正函數校正後的預測與其觀測值之誤差殘值分佈

(d) 整合評估資料

本研究參考張毓文及詹皓凱對於地震衰減模式的研究與修正結果，而修正後之地震衰減模式能預測出較可靠的PGA結果。因此本研究採用此模式結果，再把歷年地震(集集地震、花蓮地震與嘉義地震)資料帶入地震衰減模式之中，預測全臺PGA分佈，並取中央氣象局地震測站之量測資料加以驗證，其驗證結果請參考圖3.24至圖3.26所示。

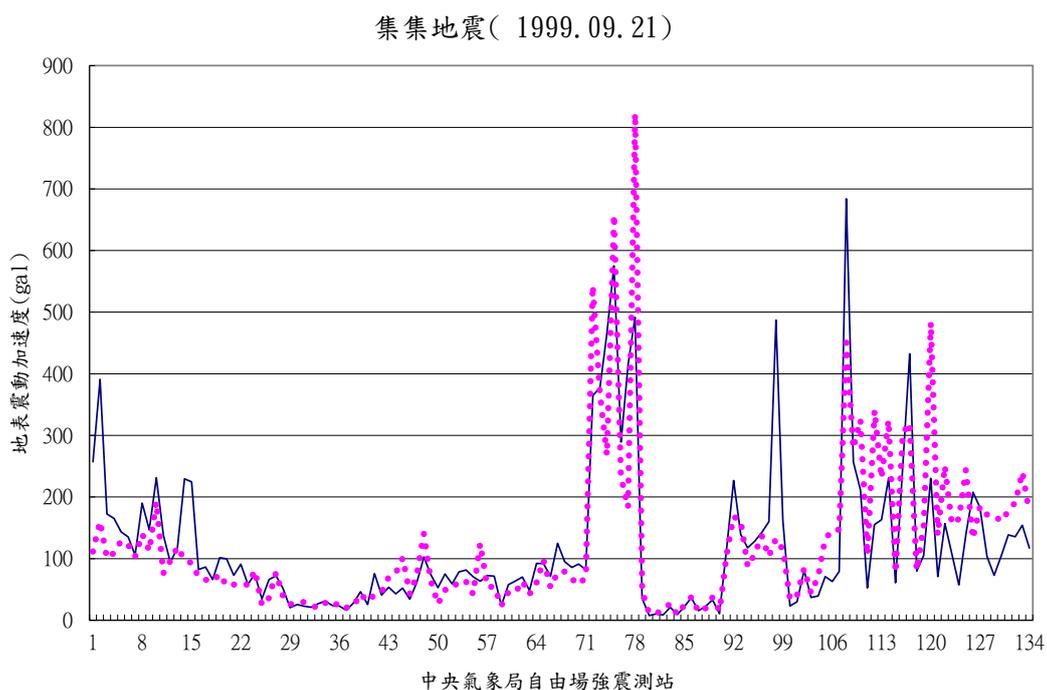


圖 3.24 臺灣歷年大地震：集集地震之實測值與預測值比較

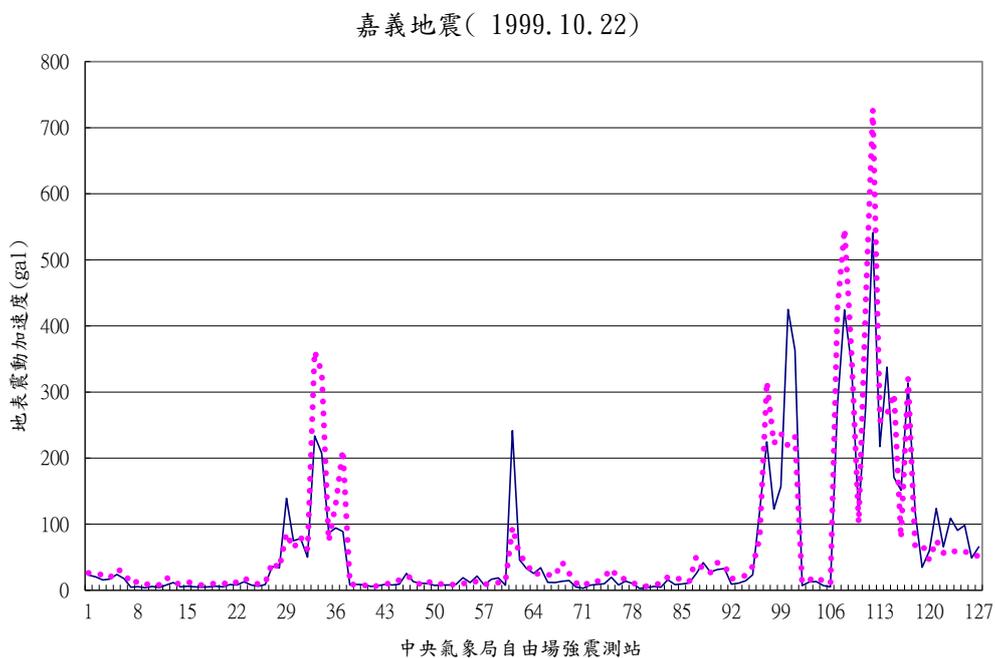


圖 3.25 臺灣歷年大地震：嘉義地震之實測值與預測值比較

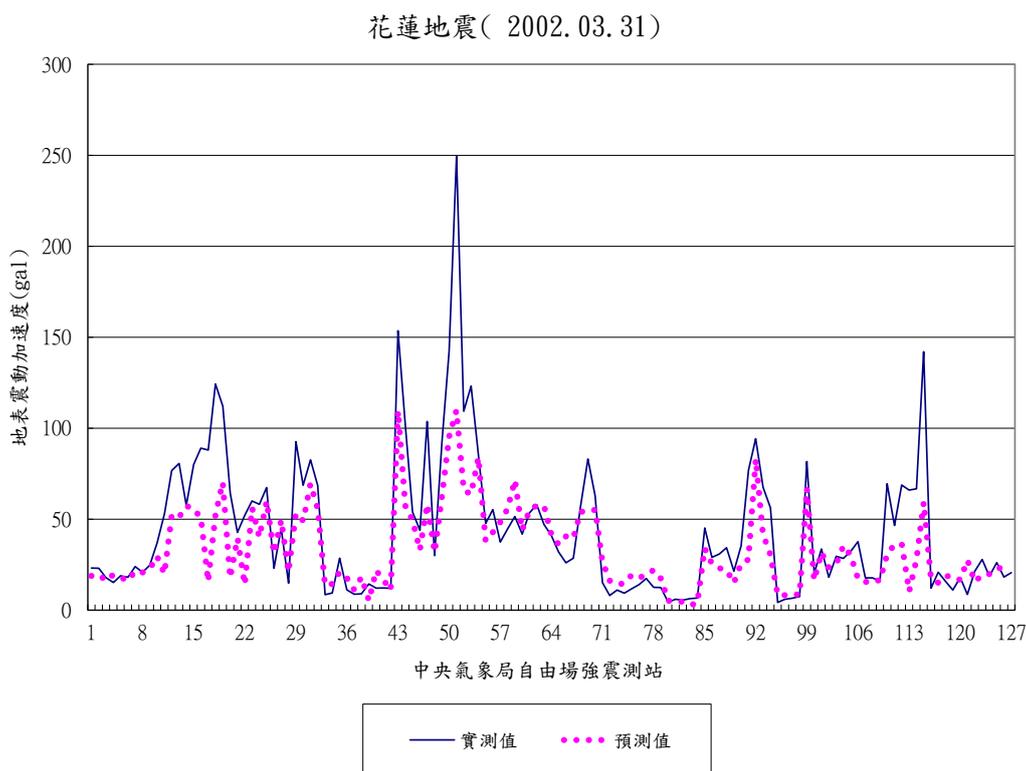


圖 3.26 臺灣歷年大地震:花蓮地震之實測值與預測值比較

(e)程式撰寫

模式所採用之地震模擬器所參考的衰減模式，係根據簡文郁所使用的地震資料為主要對象，範圍針對芮式規模5.0以上及震源深度35公里以內，對工程結構物較有危害的地震。並且排除臺北盆地及宜蘭盆地有明顯場址放大效應的測站紀錄為原則進行挑選，選取的條件如下：

1. 選取芮式規模5.0~7.5的地震，包含近年之地震主震。
2. 採用符合上述條件地震所觸發的測站歷時紀錄，包含全部即時站的地震紀錄及25公里以內的自由場強震站之地震紀錄，以避免迴歸分析時權重不一的現象。
3. 使用地震紀錄中兩水平方向(EW, NS)地表最大加速度值的幾何平均值來進行迴歸分析，求得參考衰減公式之係數。
4. 在進行分析時，為了避免進行分析時有過大的誤差，故先排除有

明顯場址放大效應的臺北盆地與宜蘭盆地的測站紀錄，來取得精確度較佳的衰減模式。此一部份也將納入交通部運輸研究所港研中心提供「蘇澳港、臺北港、臺中港、布袋港、安平港、高雄港」之測站資料，篩選可用部份進行迴歸分析，以獲取合適之場址放大效應。

根據上述內容予以程式化，完成地震模擬器之修正與精確度確認。只需獲得氣象局地震速報獲得地震位置、規模及深度，就可以計算全臺灣各地地表加速度。

(e)GIS圖層顯示

上述之成果整合到 (TRENDS)中。如圖3.27所示，此功能以Google Map作為底圖，並利用GIS Server的Geoprocess Service畫出震度分級圖並套疊在Google Map上。同時系統將通行失敗機率大於50%橋梁視為危險橋梁。

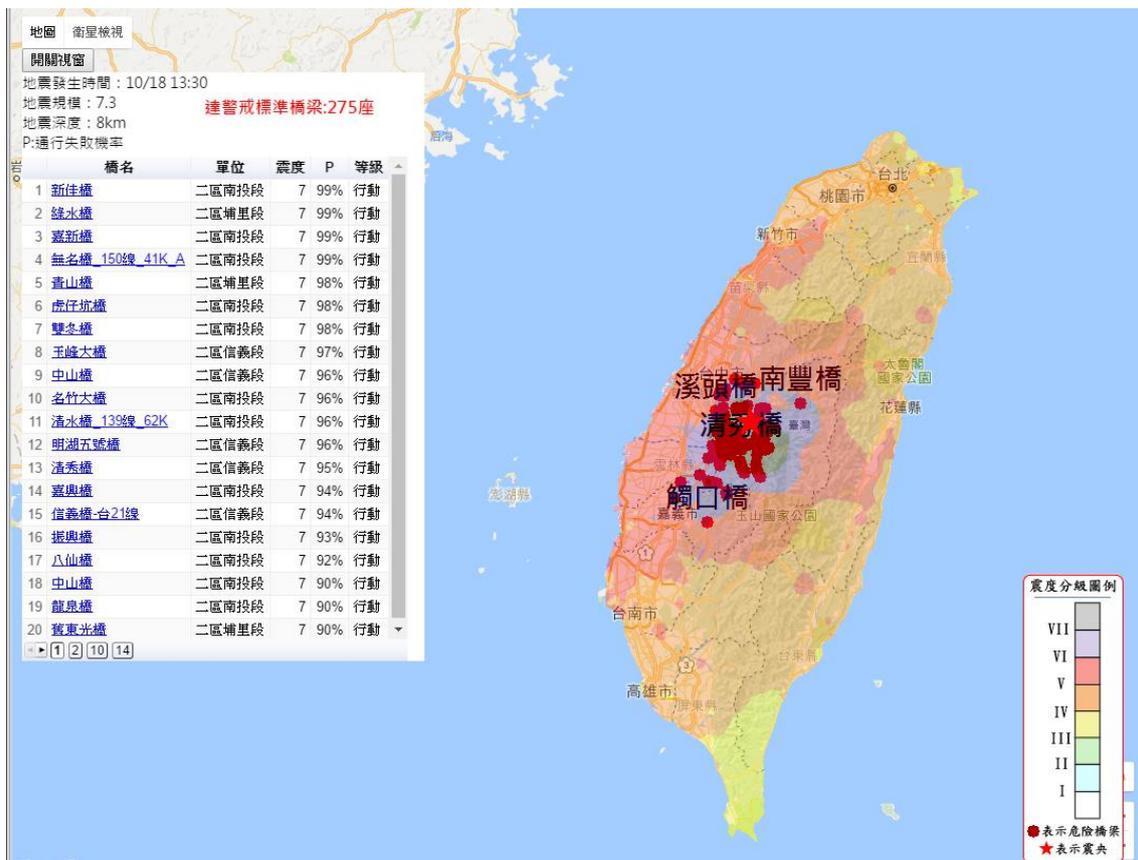


圖 3.27 「橋梁地震破壞潛勢」介面

(f)提升地表震動分析模式預測之準確度

由圖3.24~圖3.26可觀察到，地震模擬器與測站量測PGA結果趨勢相近，但尚有局部誤差值較高或低的情形，而造成此誤差來源以下幾點：

- 1.迴歸誤差：選取芮氏規模 5.0~7.5 的地震，包含近年之地震主震。採用符合上述條件地震所觸發的測站歷時紀錄，包含全部即時站的地震紀錄及 25 公里以內的自由場強震站之地震紀錄，以避免迴歸分析時權重不一的現象。
- 2.場址資料不完整：由於中央氣象局測站多集中架設於都會區屬於沖積層，使得場址特性並無完整的參考資料。此一部份也將納入交通部運輸研究所港研中心提供「蘇澳港、臺北港、臺中港、布袋港、安平港、高雄港」之測站資料，篩選可用部份進行迴歸分析，以獲取合適之場址放大效應。

本研究已取得港研中心在2011年至2015年港區地震量測記錄，並選取規模4以上地震共計208筆，如表3-9所示。

本年度計畫根據上述面向，嘗試提升地表震動分析模式預測之精確度，並配合地震災損資料、相關單位監測資料，進行驗證。最後以地震情境模擬方式檢核精確度。

第一階段迴歸分析：

利用中央氣象局與國震中心所收集之資料(1991年~2012年)進行第一階段迴歸分析，並結合港研之資料迴歸出衰減公式之係數，原使用之衰減公式係數之資料範圍為1991年至2010年，本計畫新增2011至2012年之資料以及港研2010至2015年之資料，欲改善其誤差，以提高地震預測評估精度。篩選條件之設定如下：

1. 選擇規模5以上之強震站資料
2. 所選資料之場址剪力波(V_{s30})須大於360m/s
3. 該測站須位於距震央30km之範圍內

4. 須扣除台北及宜蘭盆地之地震資料，以免盆地之放大效應影響該公式之係數
5. 量測之PGA具兩方向，本計畫採用幾何平均之方式進行分析，將取其南北向與東西向乘積之平分根值迴歸

表3-9 2011年至2015年各港區量測地震紀錄(節錄)

港區測站資料							中央氣象局地震資料				
測站代號	地震時間	PGA	Intensity	XPeak	YPeak	ZPeak	經度	緯度	深度	規模	地震編號
KAH	2011-03-20 16:01:32	5.442677	2.671625	5.283649	5.442677	2.434502	121.38	22.44	27.5	5.8	第 029 號
TCC	2011-08-12 06:08:10	3.681958	2.332158	1.377703	3.681958	2.92467	121.62	23.8	32.4	4.8	第 123 號
KAH	2011-09-09 11:27:33	1.957187	1.783265	1.161142	1.957187	0.644774	120.99	22.31	10.4	5	第 129 號
SUO	2011-10-30 11:24:53	3.740701	2.345906	3.357394	3.740701	1.965345	123.16	25.31	215.8	6.3	第 147 號
SUO	2011-10-31 23:17:32	3.626189	2.318901	3.626189	3.236678	2.376881	121.94	24.84	92.1	5	第 148 號
BUD	2011-11-06 17:36:47	7.23024	2.918305	7.23024	3.12982	2.04281	120.33	23.25	9.9	4	第 151 號
SUO	2011-12-04 18:13:22	13.70471	3.473739	11.51696	13.70471	4.860312	122.05	24.66	62.8	4.9	第 164 號
TPI	2011-12-08 06:07:26	5.594944	2.695591	3.189932	5.594944	2.137484	121.53	24.54	61	4.4	第 166 號
TCC	2011-12-14 19:13:31	3.994046	2.402826	3.775537	2.129449	3.994046	121.8	23.85	41.9	4.7	第 169 號
SUO	2011-12-15 08:36:11	3.35925	2.252485	3.35925	2.4942	1.323777	121.77	23.72	32.8	4.6	第 170 號
SUO	2012-01-04 15:00:23	1.916626	1.765075	1.916626	1.689341	1.222501	121.6	23.97	7.4	4.7	第 002 號
SUO	2012-01-16 17:55:54	26.18044	4.035954	26.18044	11.93696	8.479178	121.92	24.41	20.4	4.3	第 014 號
SUO	2012-01-20 06:07:04	22.11929	3.889542	20.79966	22.11929	5.910964	122.05	24.52	13.8	4.4	第 018 號
SUO	2012-01-25 16:36:57	4.09737	2.42501	3.802931	4.09737	1.676882	122.2	24.89	124.3	5	第 020 號
SUO	2012-02-04 10:54:57	7.114486	2.904287	5.530065	7.114486	3.500693	122.66	24.67	116.2	5.6	第 024 號
ANP	2012-03-09 08:05:13	1.446807	1.520821	1.446807	1.209314	1.121057	120.74	22.72	23.4	4.1	第 045 號
TCC	2012-03-22 07:45:25	3.852233	2.371425	3.183781	2.07069	3.852233	121.59	23.25	42.5	5	第 049 號
SUO	2012-04-03 04:41:42	2.085858	1.83857	2.064407	2.085858	1.129511	121.68	24.16	28.9	4.3	第 053 號
TPI	2012-04-09 05:44:23	2.290811	1.919978	2.124938	2.290811	1.690148	122.36	24.04	29.2	5.7	第 058 號
SUO	2012-04-09 05:44:42	1.058472	1.249359	1.058472	0.96599	0.481741	121.67	24.13	29.1	5.5	第 064 號

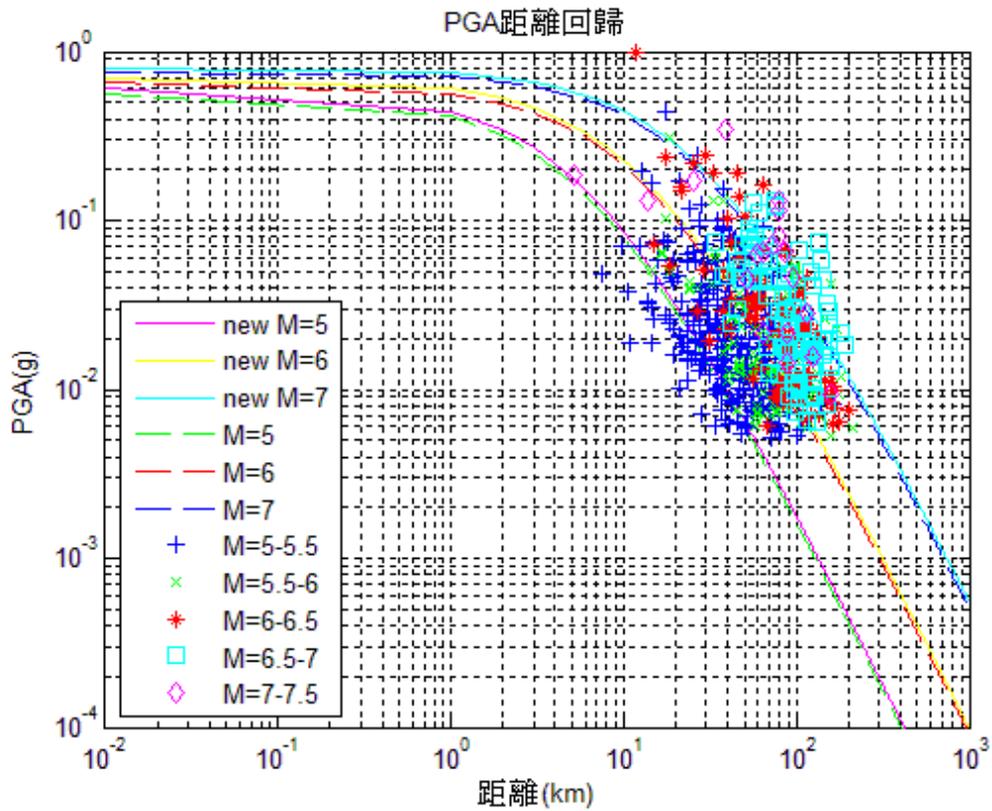


圖 3.28 第一階段迴歸新舊係數比較

表3-10 新舊係數比較

	1991~2010 年舊係數	1991~2012 年新係數
C1	0.00369	0.00402
C2	1.75377	1.75655
C3	2.056	2.059
C4	0.1222	0.1225
C5	0.7832	0.7859
資料筆數	189	202

經由篩選後，符合條件之資料為202筆，圖3.28中為新舊係數之衰減公式比較圖，並將202筆資料放入圖中將其分為5個規模等級，但由於資料筆數增加不多，故變化不大，圖中可看出資料大多落於該規模之衰減公式線附近，而公式(3.1)中各係數之修正結果如表3-10所示。

第二階段場址效應:

由於衰減公式尚未考慮到每個測站之場址效應，故將衰減公式再進行修正，比較每一個測站的實際值與誤差值取對數線性迴歸進行修正，求出C0與C1係數，但該迴歸方法之精度會與該測站之資料分佈以及資料數量以及其離散程度有關，並非符合篩選條件之測站就會有很高的精度。

篩選條件:

- (一) 考慮所有規模大於 4 之即時站、強震站資料。
- (二) 每個測站的資料筆數須大於 5 筆(由於布袋港的地震資料僅有 1 筆，故無法迴歸)。
- (三) 迴歸方法:
 - (1)採用兩軸取自然對數建立線性關係
 - (2)雙線性
 - (3)將原有線性關係往下偏移一個平均誤差
- (四) 由於和場址有關，故將分析分為港區及非港區。

五港區迴歸結果如下圖3.29~圖3.33，係數說明如表3-11~表3-15所示：

(a)安平港

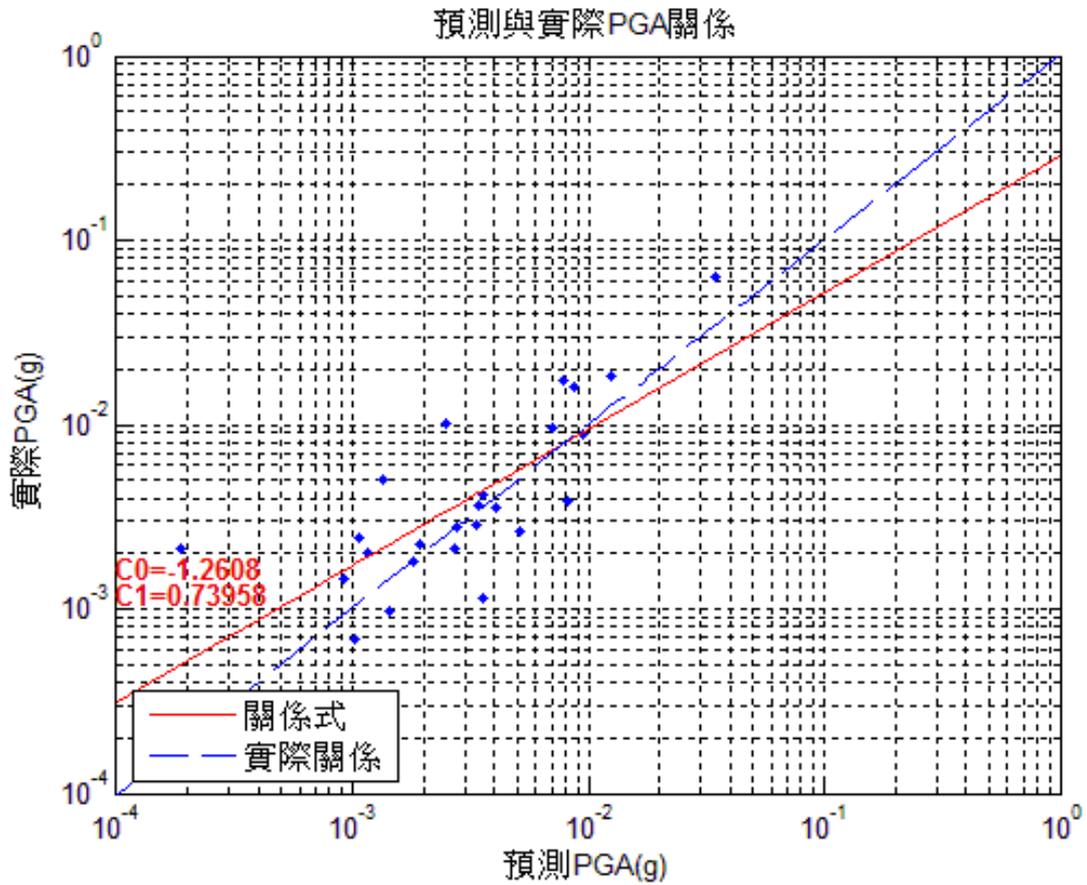


圖 3.29 安平港場址迴歸

表3-11 安平港係數

資料筆數	25
C0	-1.2608
C1	0.73958
種類	港口測站
無舊場址係數	

(b)蘇澳港

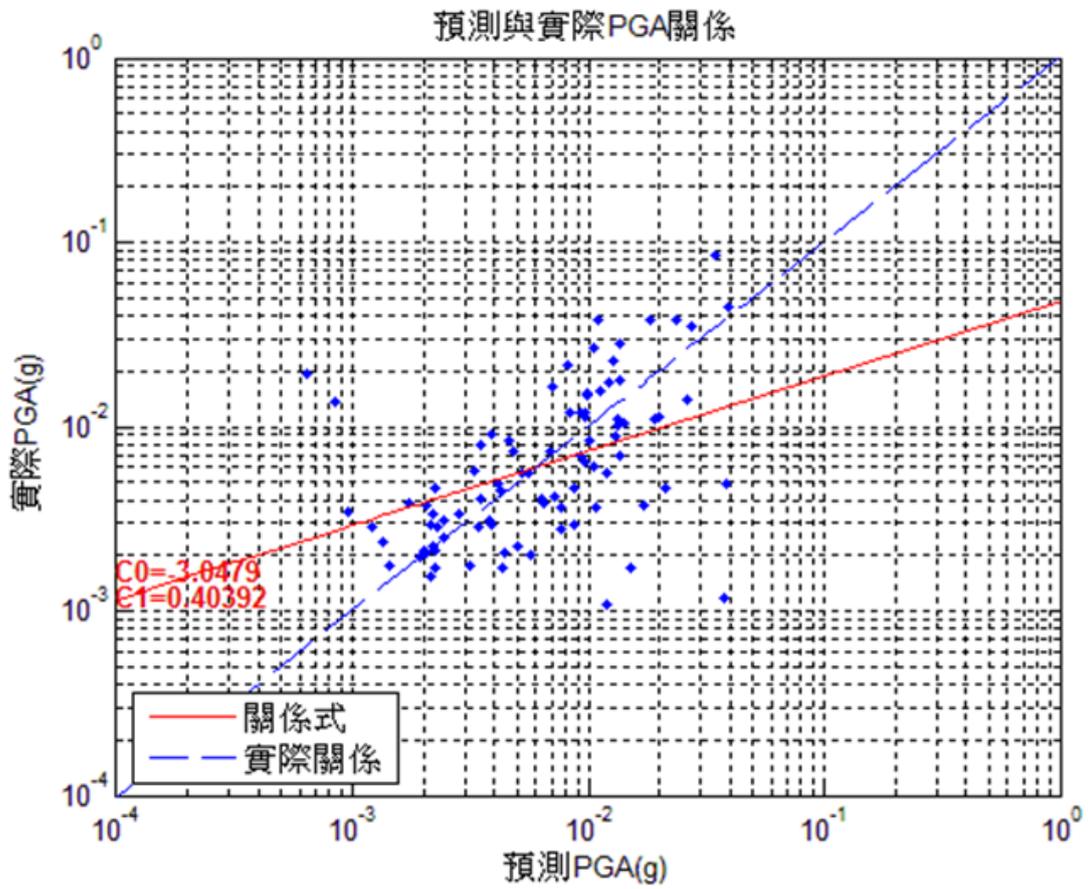


圖 3.30 蘇澳港場址迴歸

表3-12 蘇澳港係數

資料筆數	89
C0	-3.0479
C1	0.40392
種類	港口測站
無舊場址係數	

(c)臺中港

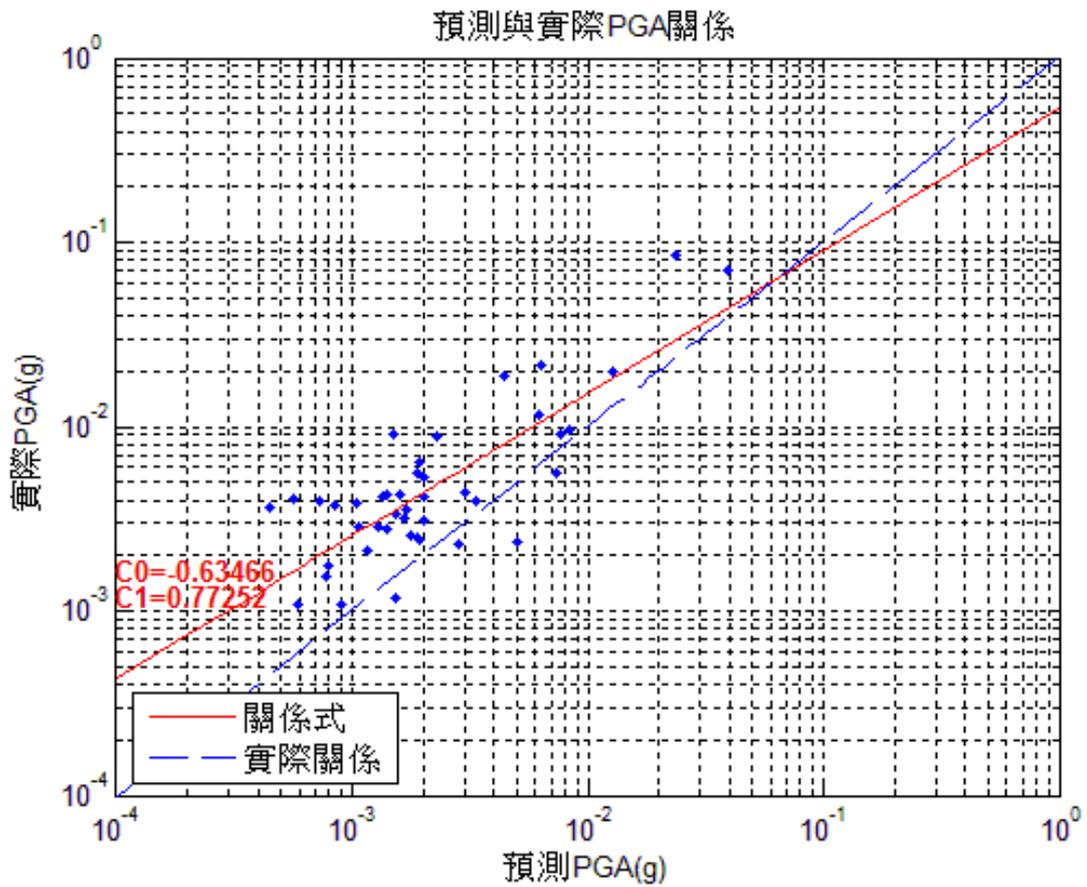


圖 3.31 臺中港場址迴歸

表3-13 臺中港係數

資料筆數	43
C0	-0.63466
C1	0.77252
種類	港口測站
無舊場址係數	

(d)臺北港

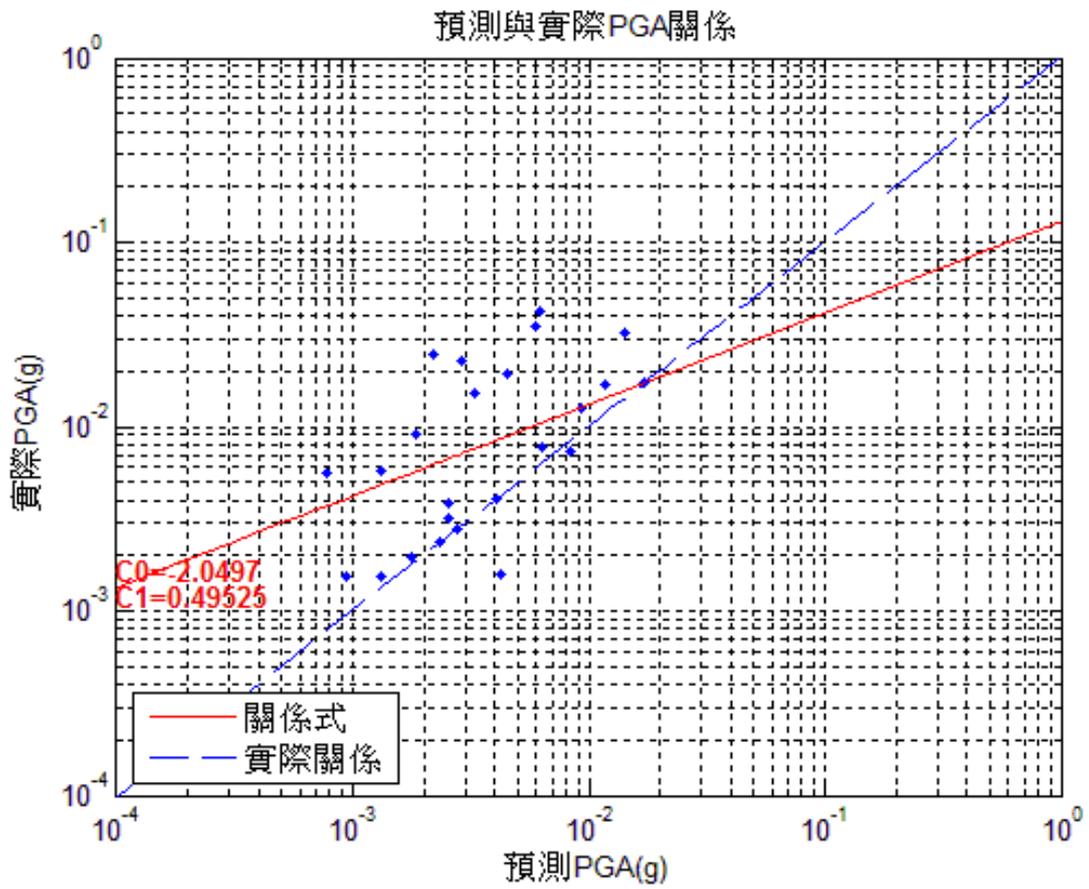


表3-14 臺北港係數

資料筆數	26
C0	-2.0497
C1	0.49525
種類	港口測站
無舊場址係數	

(e)高雄港

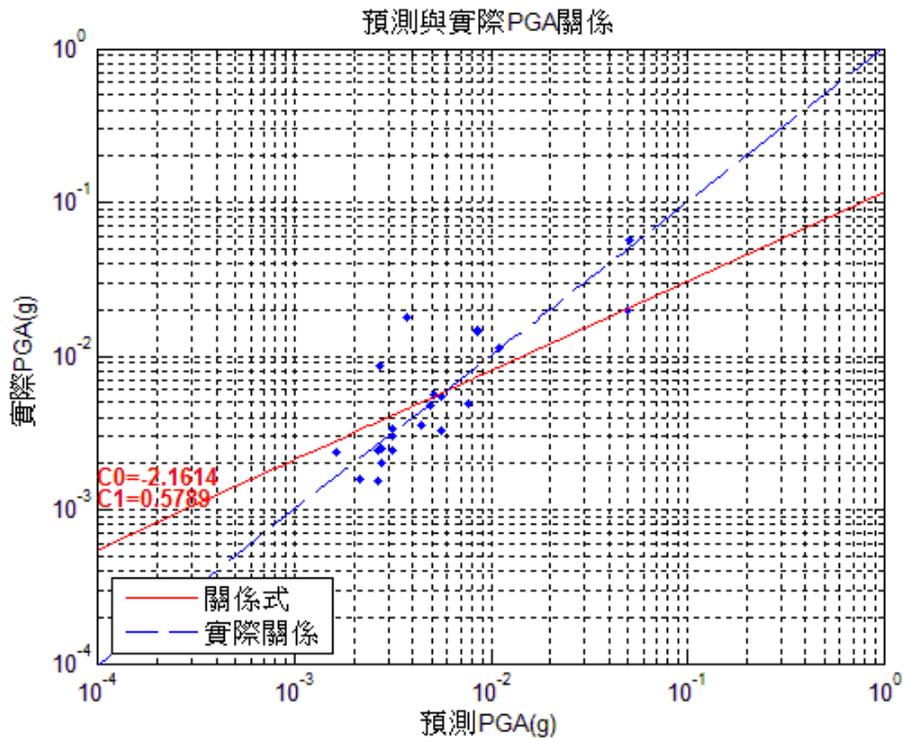


圖 3.33 高雄港場址迴歸

表3-15 高雄港係數

資料筆數	21
C0	-2.1614
C1	0.5789
種類	港口測站
無舊場址係數	

雖然測站有迴歸出係數，但該係數並非準確，如圖3.34與圖3.35例迴歸精度差以及佳的例子：

精度差：

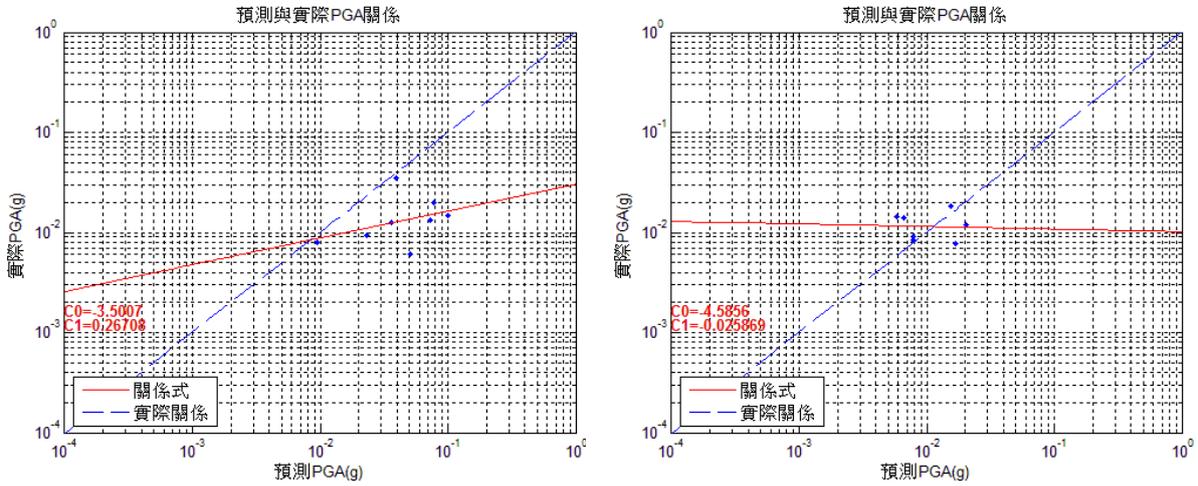


圖 3.34 迴歸精度差之案例(ILA069、MND020 測站)

精度好：

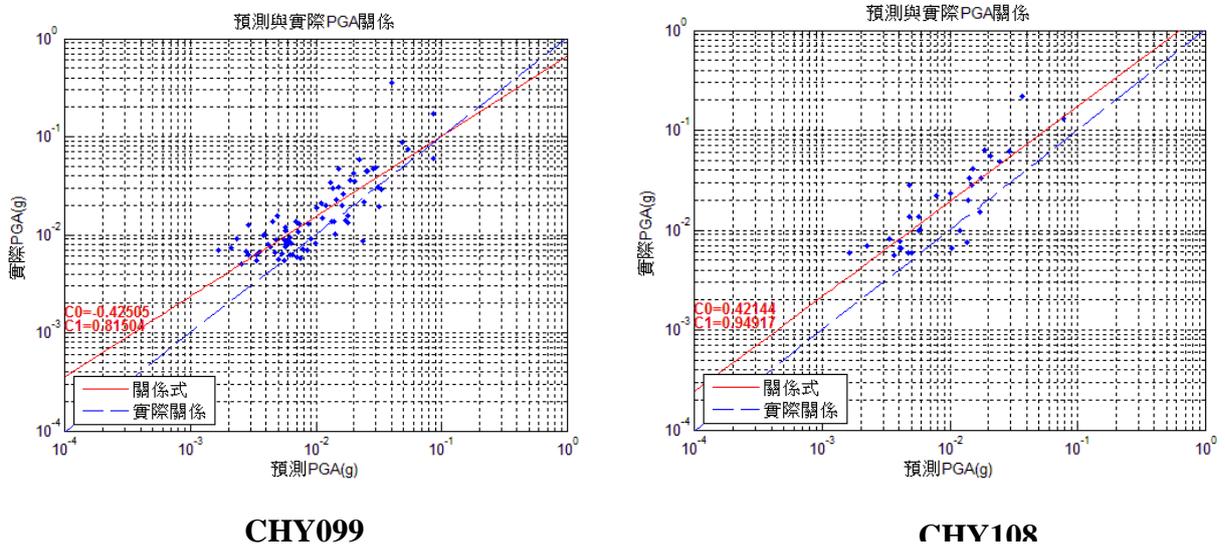


圖 3.35 迴歸精度好之案例(CHY099、CHY108 測站)

由於港區和部分測站會有該情況發生，須進行修正，本研究以雙線性來改善其誤差，修正方法為找出迴歸方程式以及實際關係交點，在該交點以下以實際關係之方程式取代，如圖3.36至圖3.41所示。

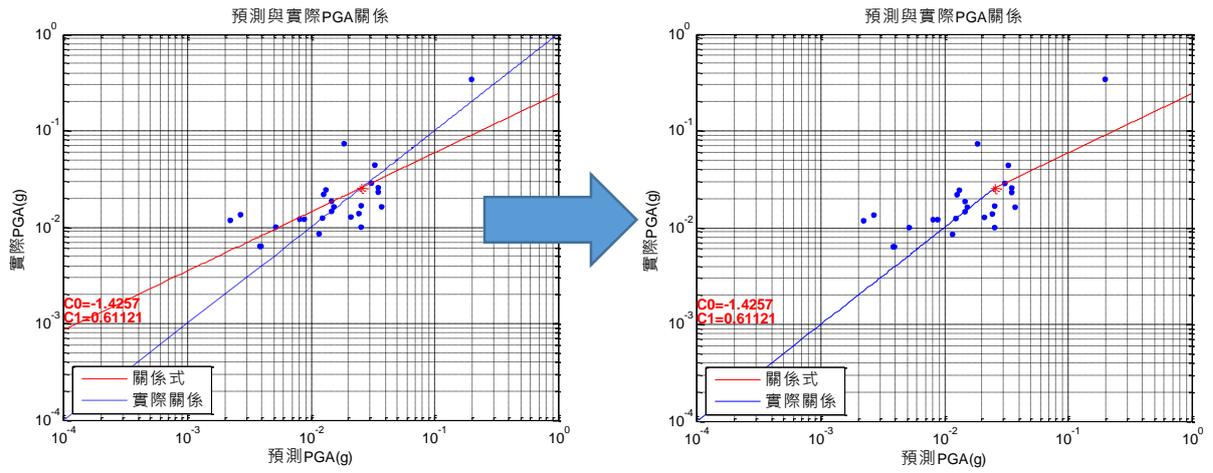


圖 3.36 NST 測站雙線性修正

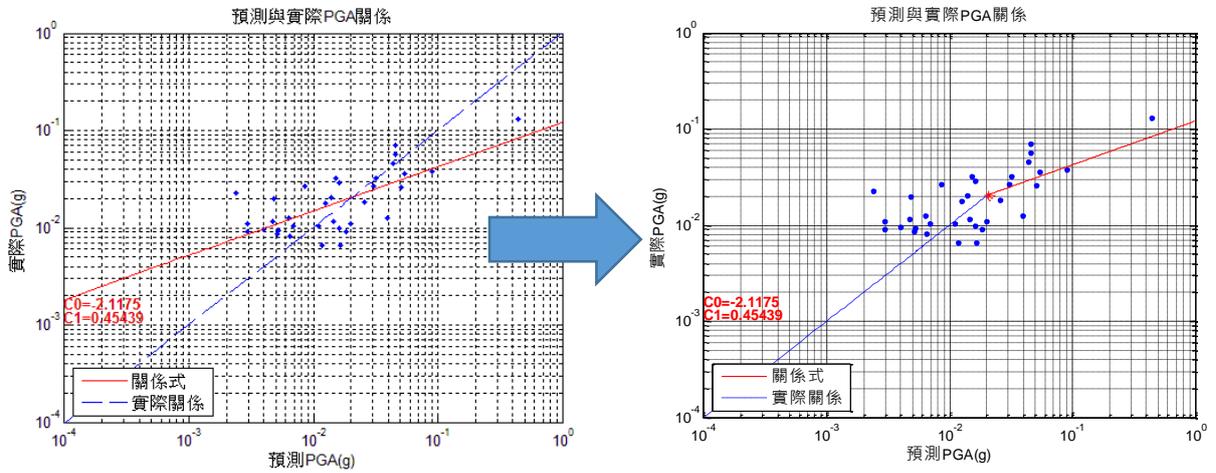


圖 3.37 NSY 測站修正

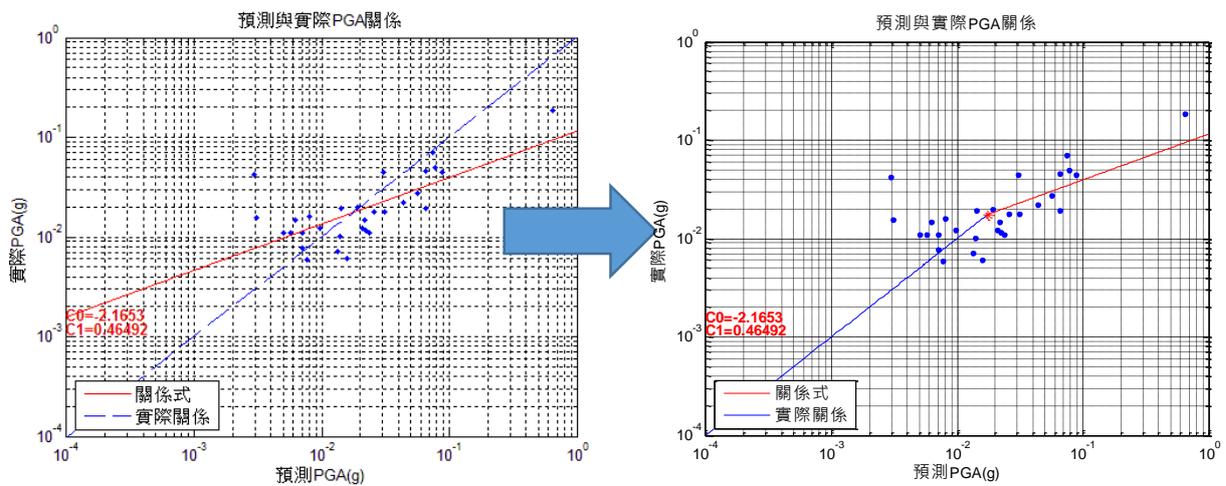


圖 3.38 TCU 測站修正

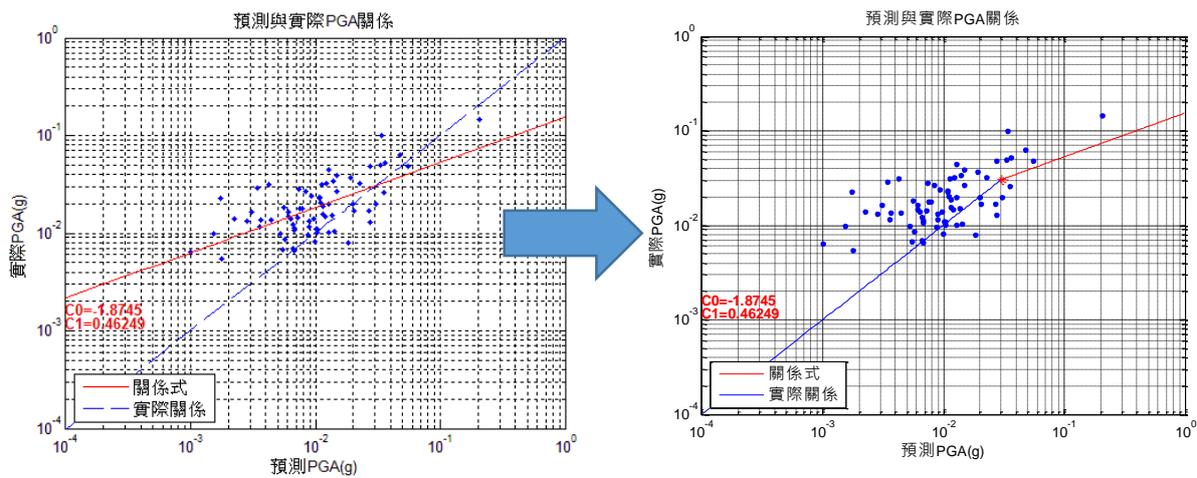


圖 3.39 CHY 測站修正

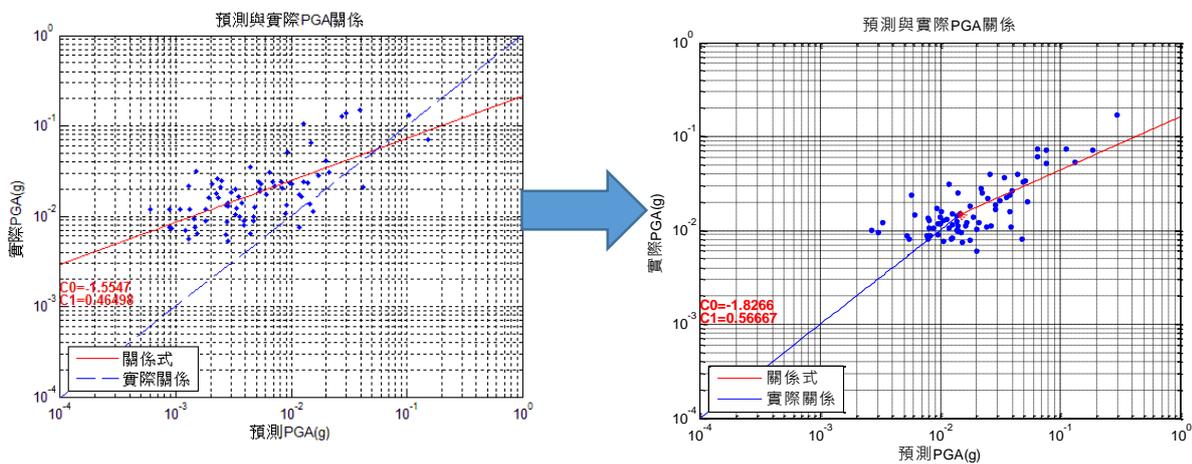


圖 3.40 WSF 測站修正

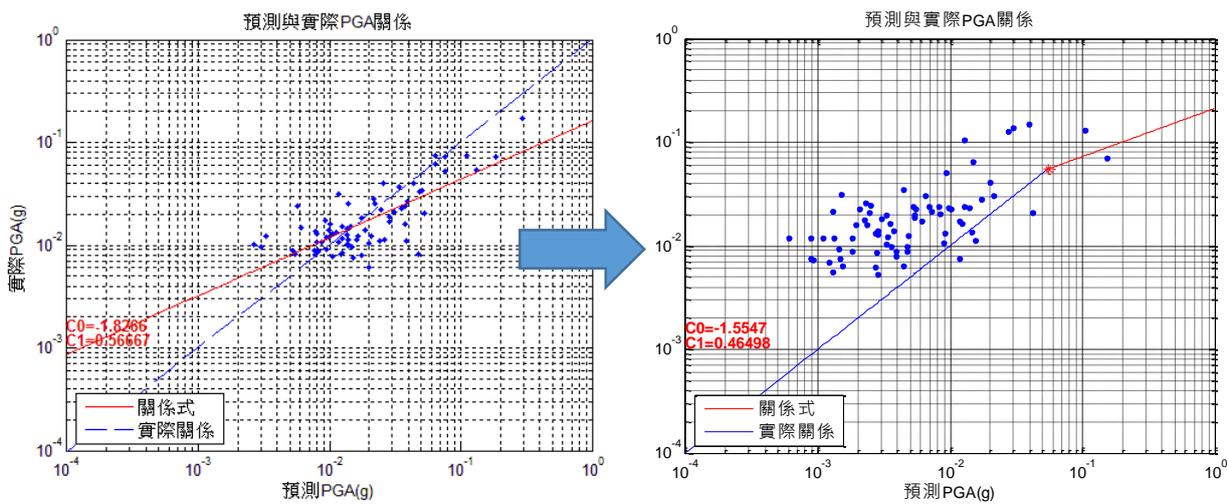


圖 3.41 ALS 測站修正

港區的雙線性迴歸圖，結果如圖3.42至圖3.46、表3-16至表3-20。

(一)安平港(ANP)

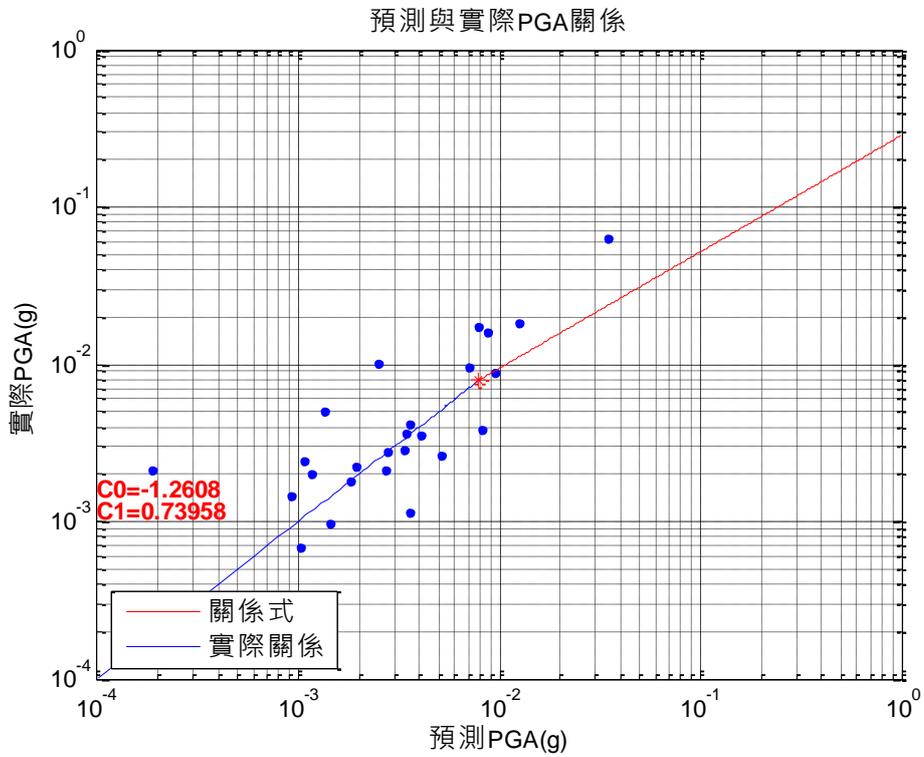


圖 3.42 安平港雙線性迴歸

表3-16 安平港轉折係數

資料筆數	25
C0	-1.2608
C1	0.73958
轉折處(gal)	7.743
種類	港口測站
無舊場址係數	

(二)蘇澳港(SUO)

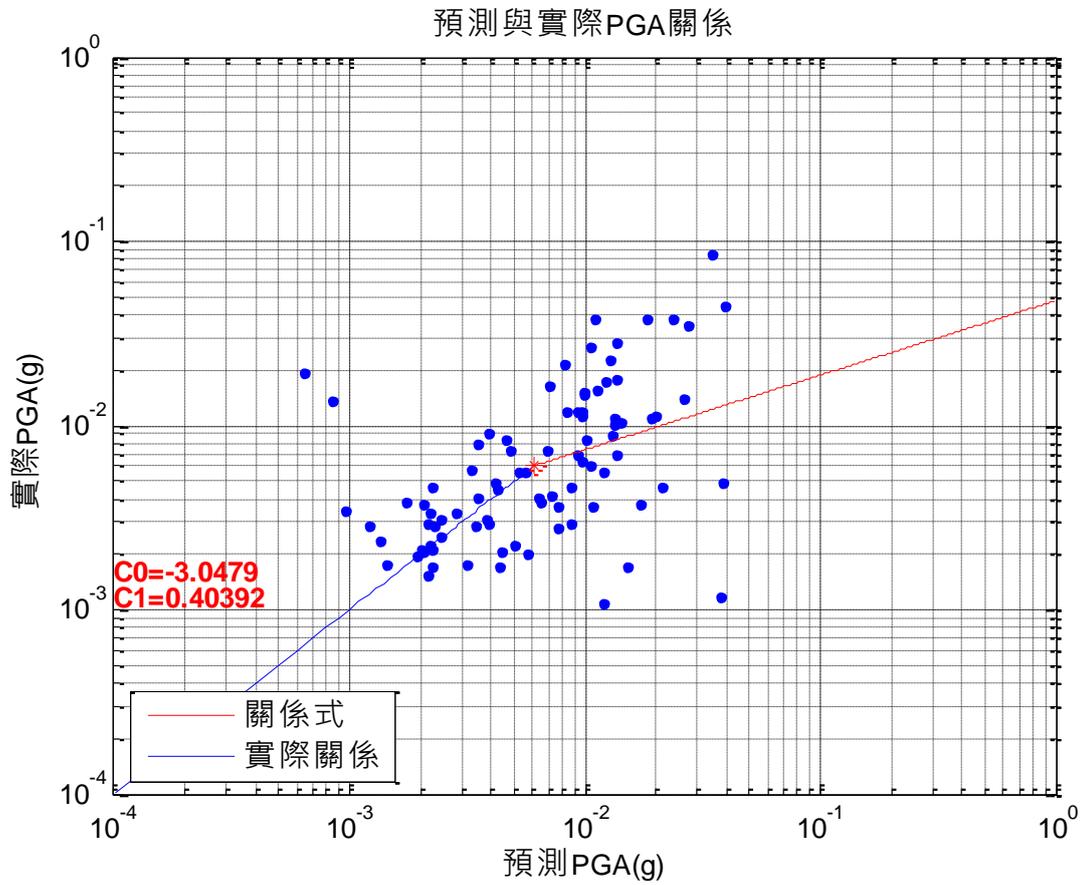


表3-17 蘇澳港轉折係數

資料筆數	89
C0	-3.0479
C1	0.40392
轉折處(gal)	5.903
種類	港口測站
無舊場址係數	

(三)臺中港(TCC)

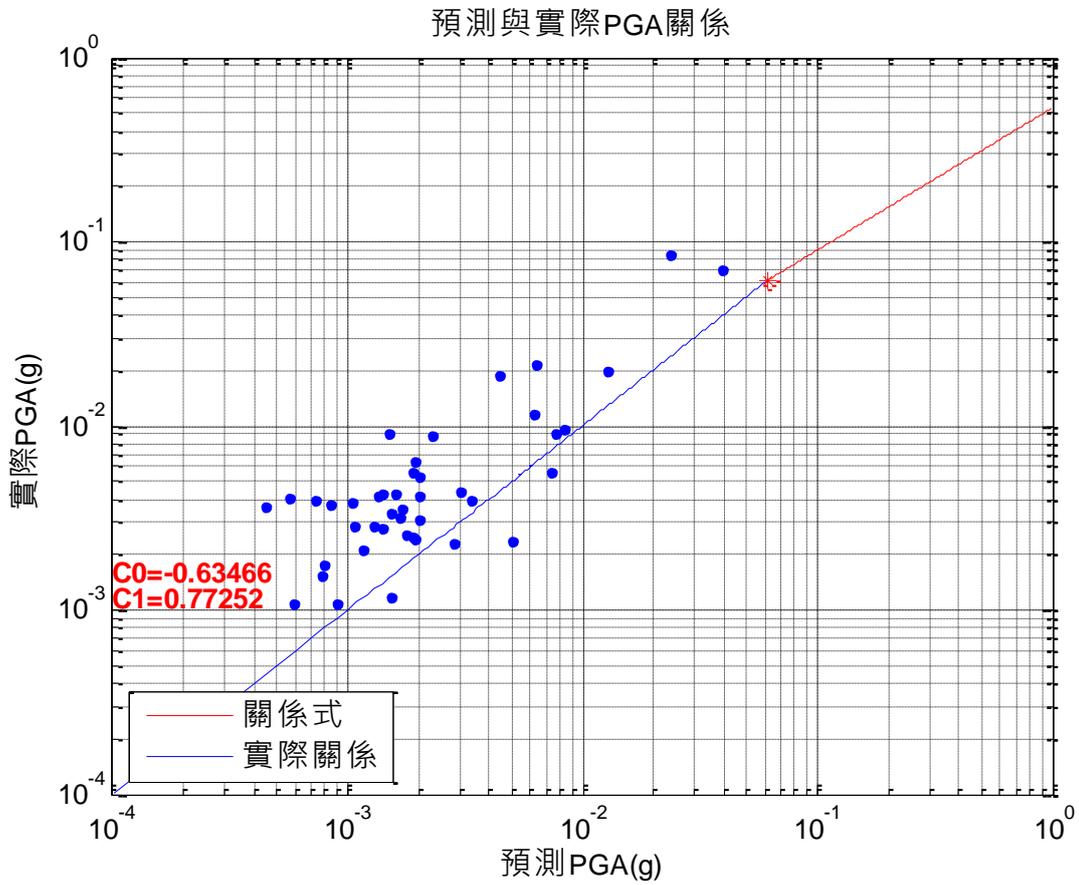


表3-18 臺中港轉折係數

資料筆數	43
C0	-0.63466
C1	0.77252
轉折處(gal)	60.26
種類	港口測站
無舊場址係數	

(四)臺北港(TPI)

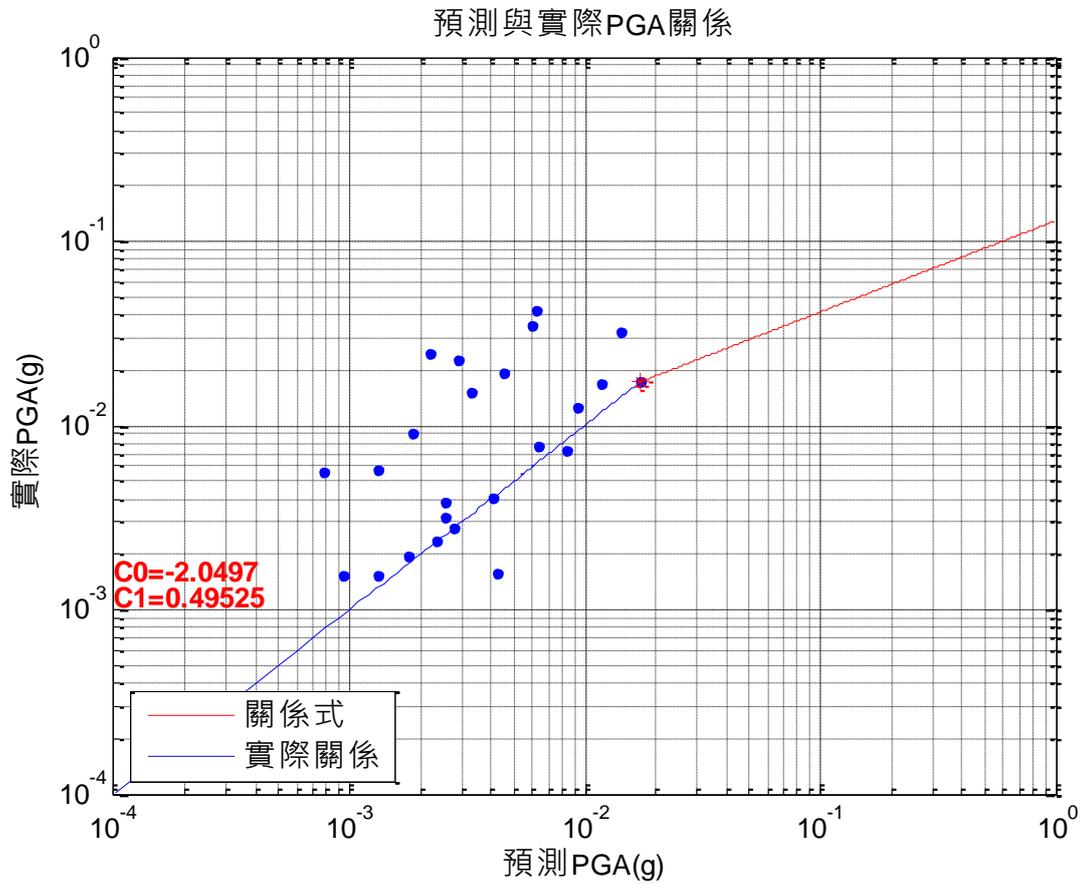


表3-19 臺北港轉折係數

資料筆數	26
C0	-2.0497
C1	0.49525
轉折處(gal)	16.9
種類	港口測站
無舊場址係數	

(五)高雄港(KAH)

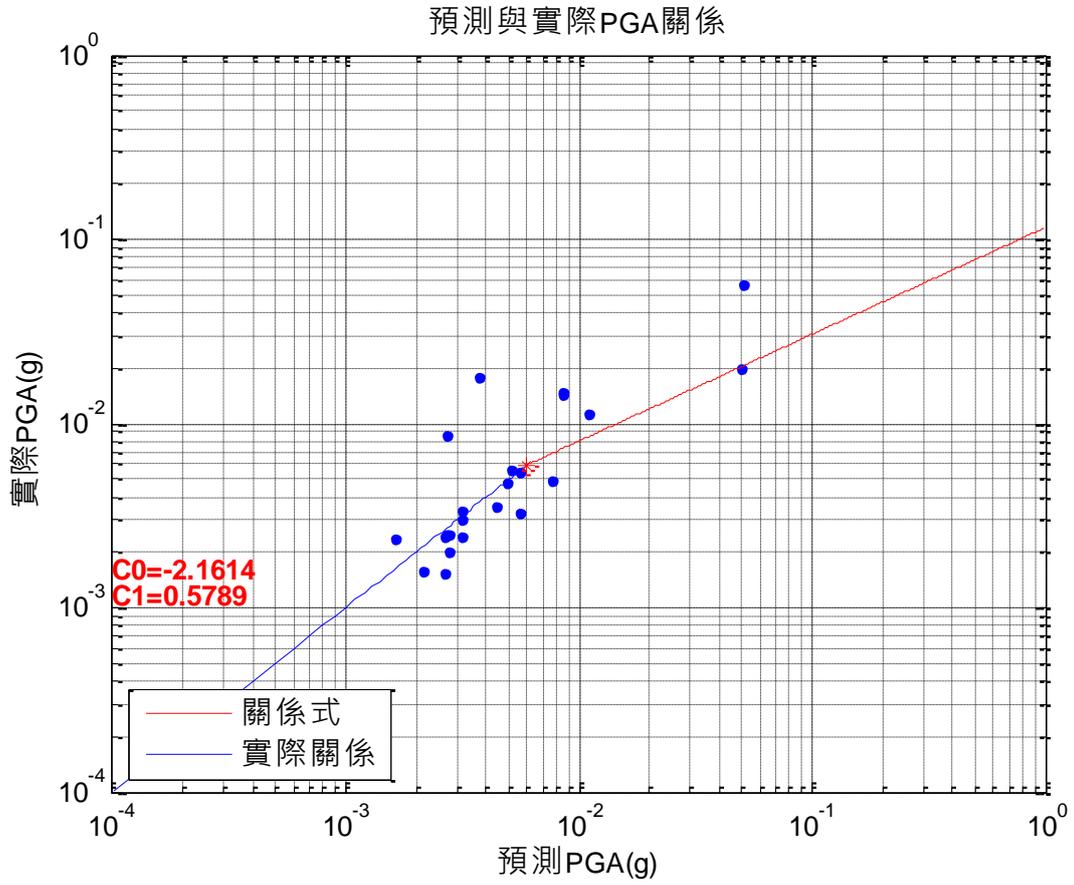


表3-20 高雄港轉折係數

資料筆數	24
C0	-2.1614
C1	0.5789
轉折處(gal)	5.788
種類	港口測站
無舊場址係數	

另一種修改方法則是將對數線性迴歸之值與實際PGA作比較，並計算其誤差，將誤差平均之後，作為該線往下移動標準。非港區之迴歸結果如圖3.47至圖3.52。

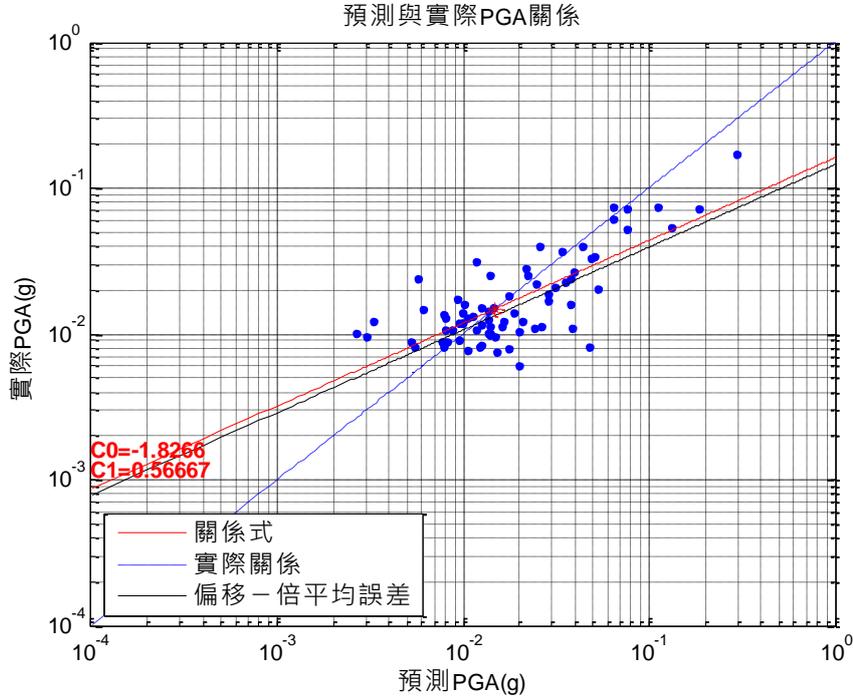


圖 3.47 ALS 測站修正

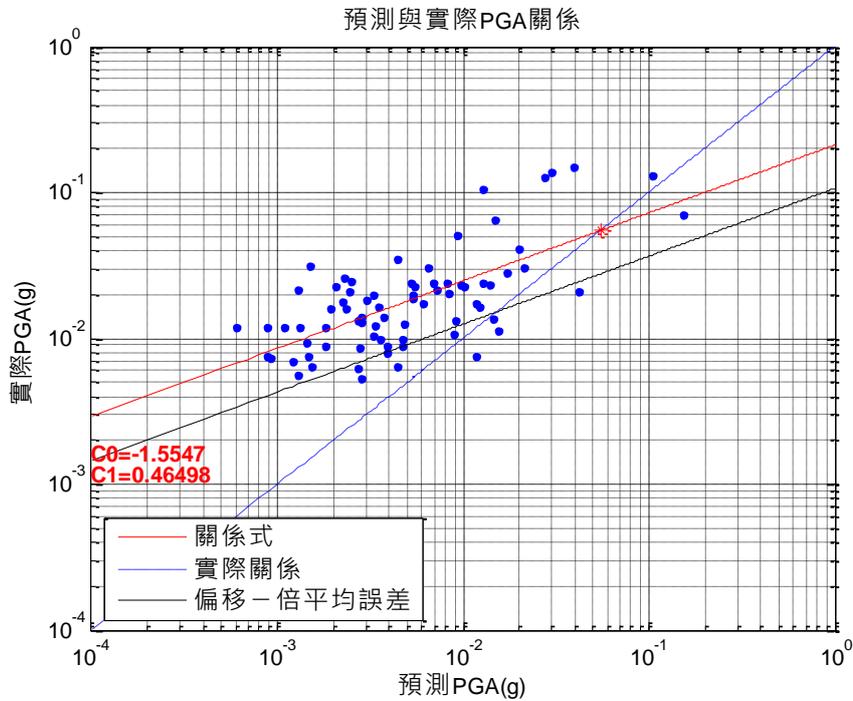


圖 3.48 WSF 測站修正

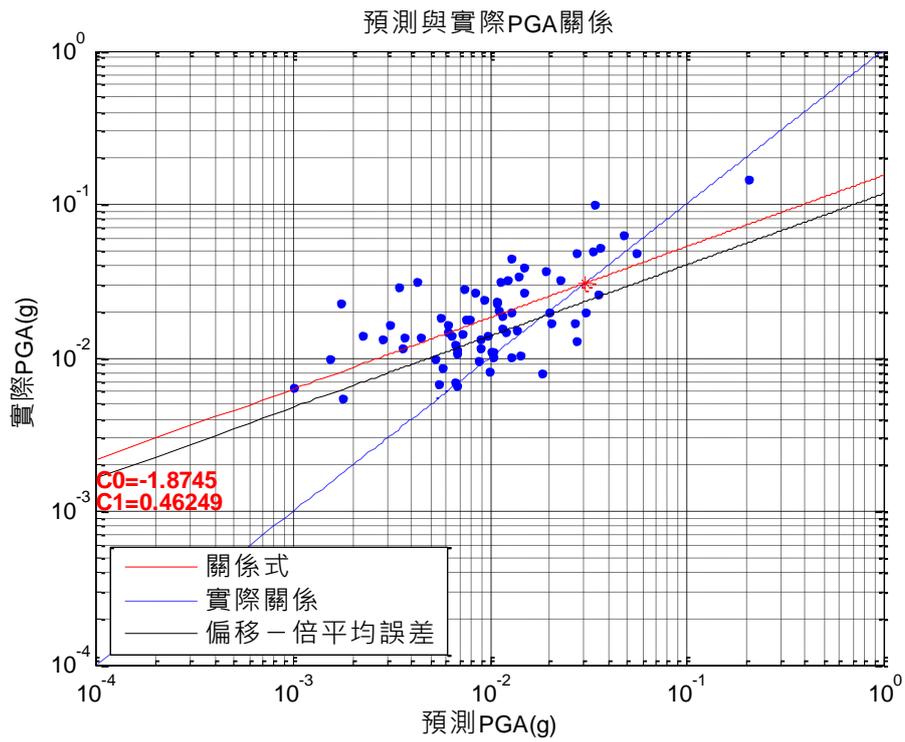


圖 3.49 CHY 測站修正

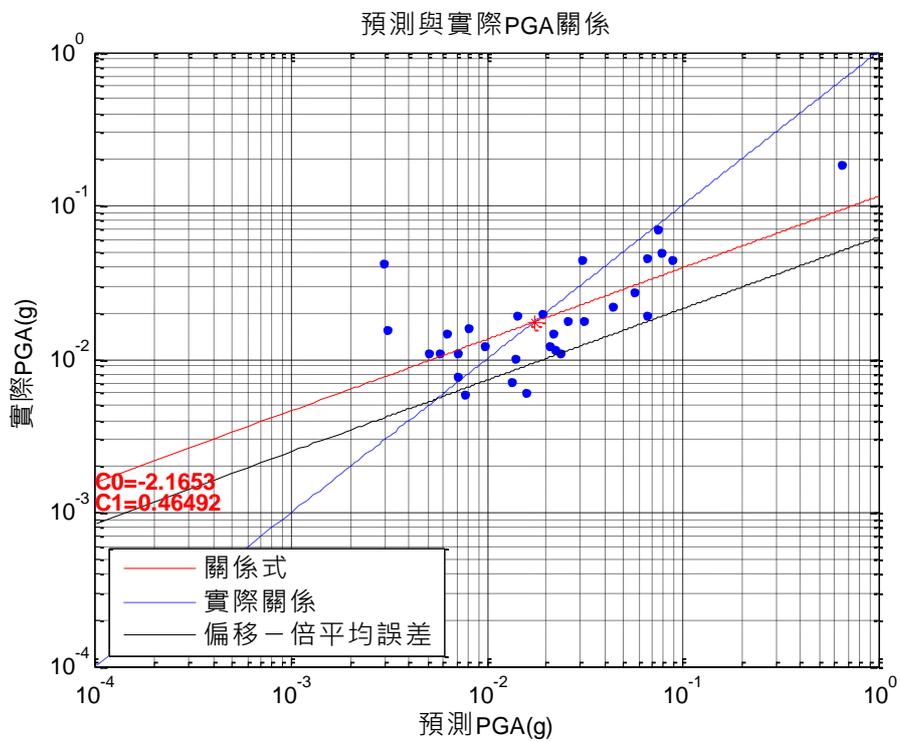


圖 3.50 TCU 測站修正

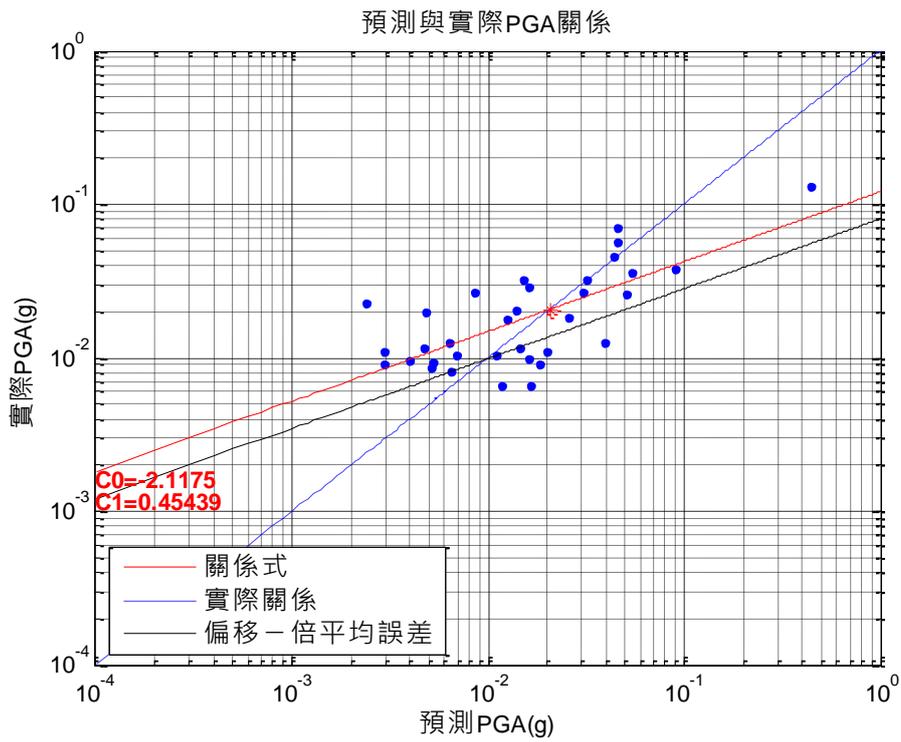


圖 3.51 NSY 測站修正

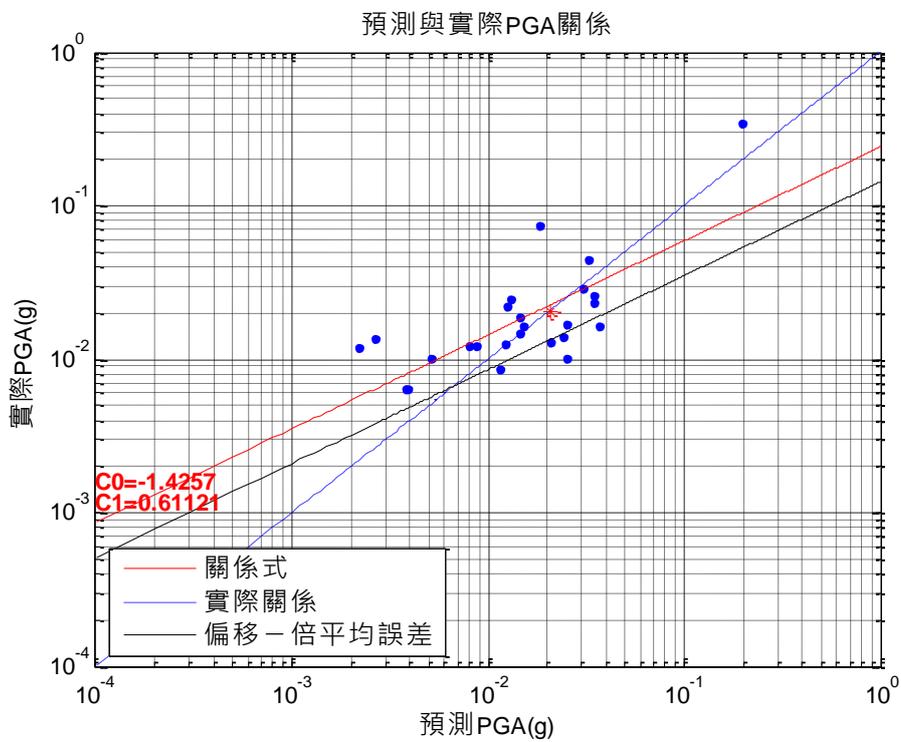


圖 3.52 NST 測站修正

港區修正結果如圖 3.53 至圖 3.57:

(一)安平港(ANP)

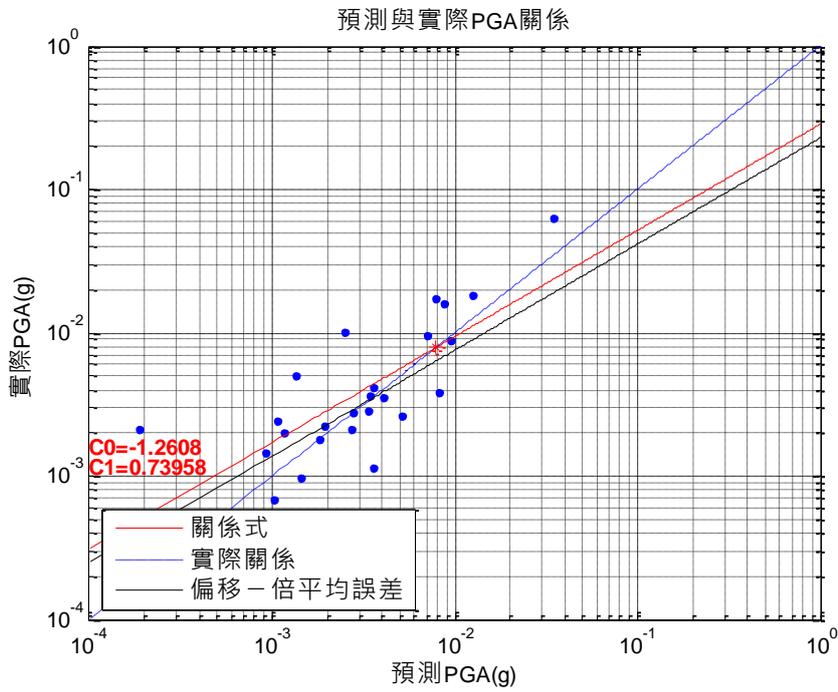


圖 3.53 安平港測站修正

(二)蘇澳港(SUO)

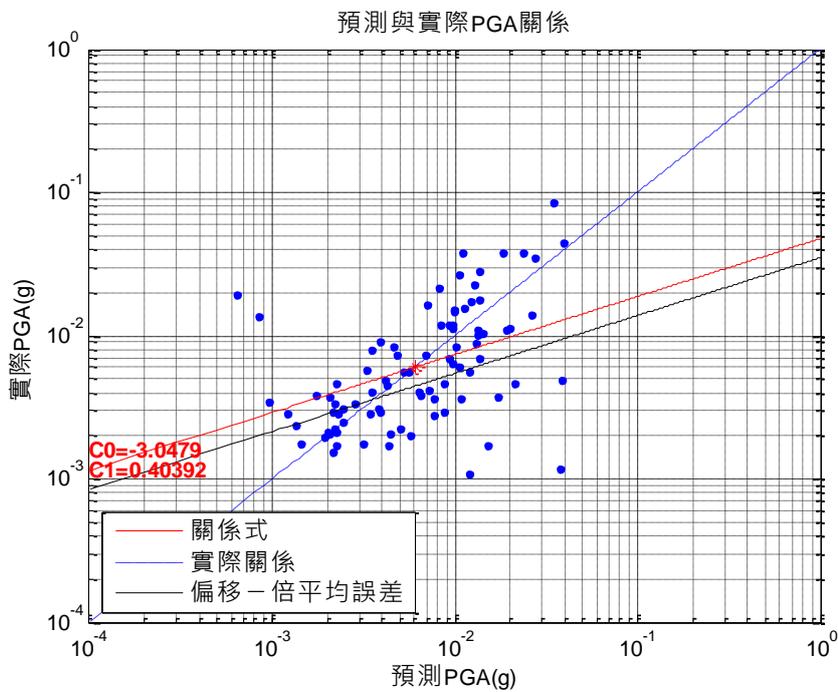


圖 3.54 蘇澳港測站修正

(三)臺中港(TCC)

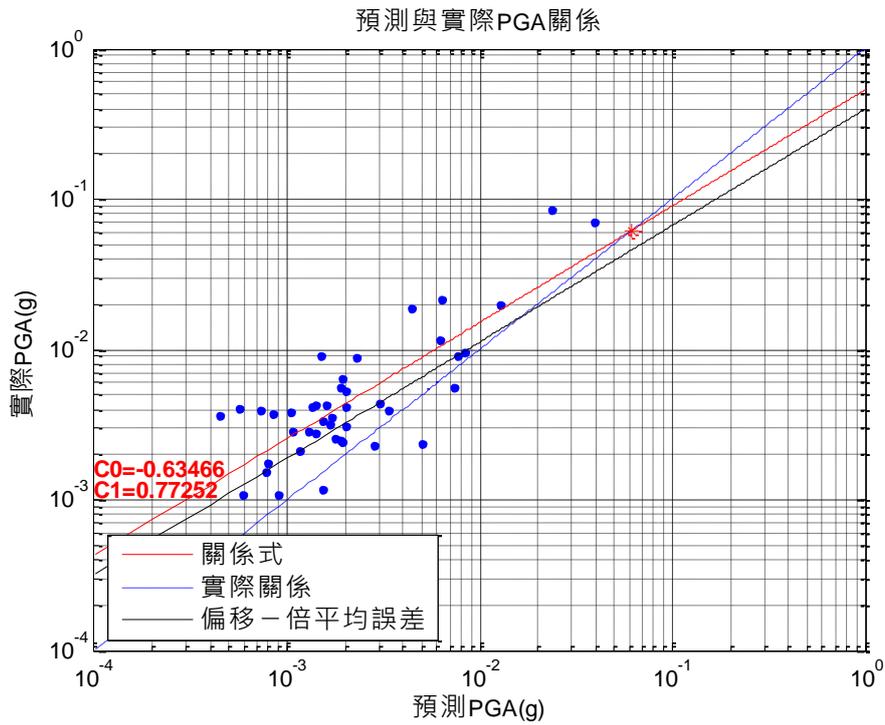


圖 3.55 臺中港測站修正

(四)臺北港(TPI)

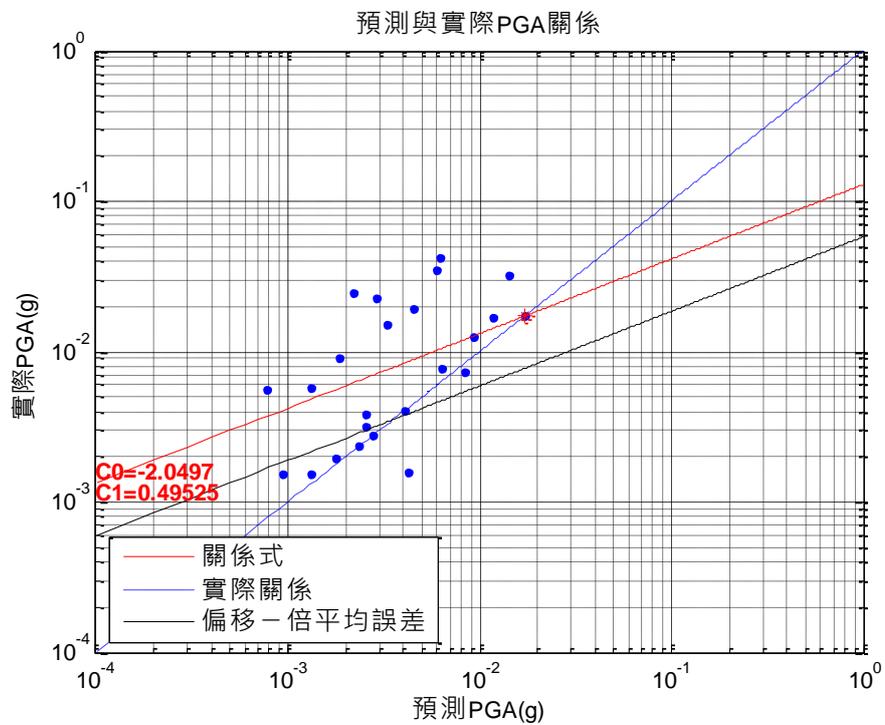


圖 3.56 臺北港測站修正

(五)高雄港(KAH)

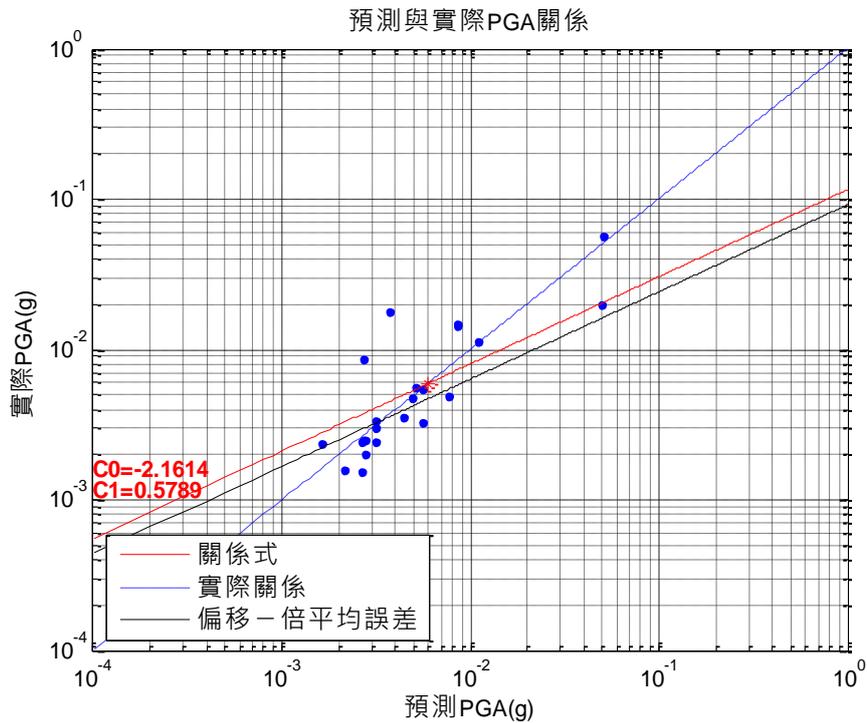


圖 3.57 高雄港測站修正

以 921 主震之測站資料進行新舊場址係數的比較，選擇條件如下：

1. 範圍在 50km 以內之測站。
2. 以中震度(25gal~80gal)以上作為選擇條件。
3. 共有 NSY、TCU、CHY、WSF、NST、ALS 等六個測站。

在將這三種方法與舊係數和實際值作比較如圖3.58至3.68:

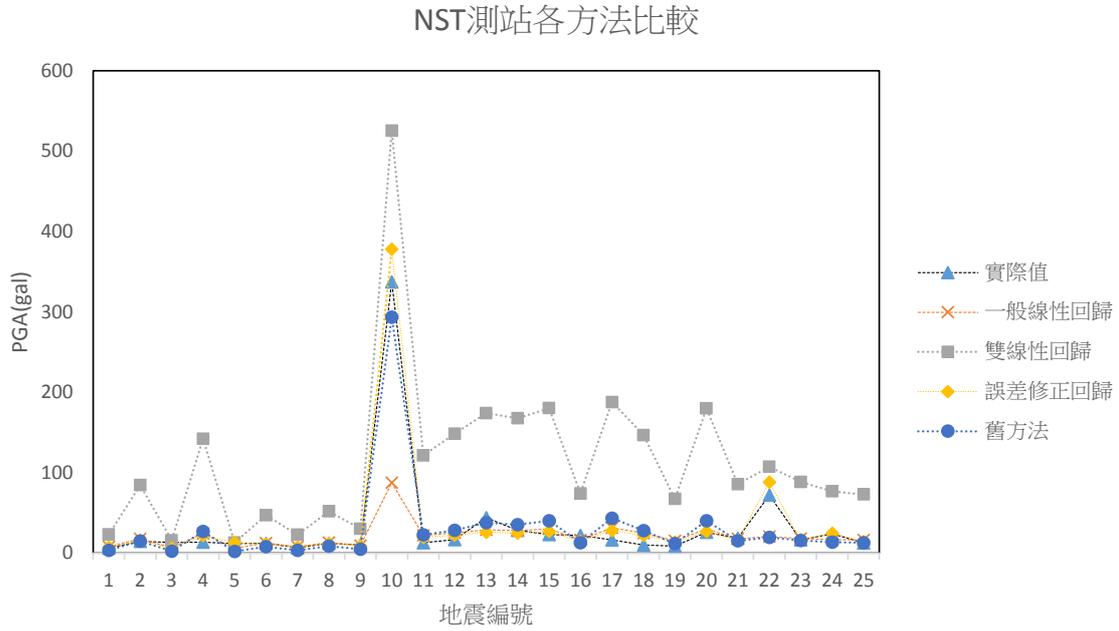


圖 3.58 NST 測站各方法比較

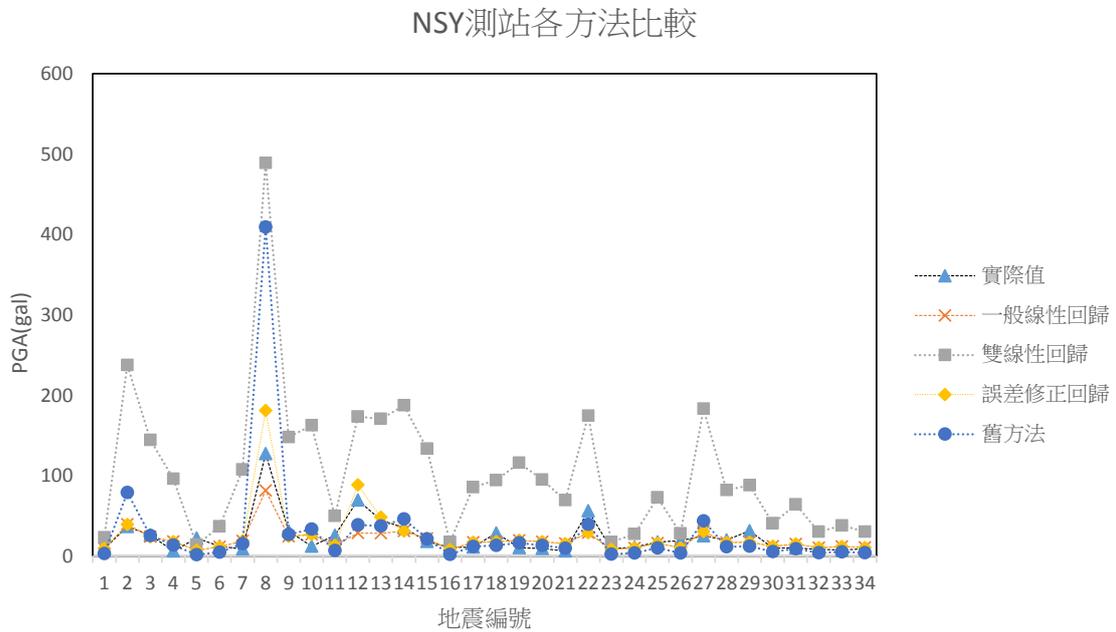


圖 3.59 NSY 測站各方法比較

TCU測站各方法比較

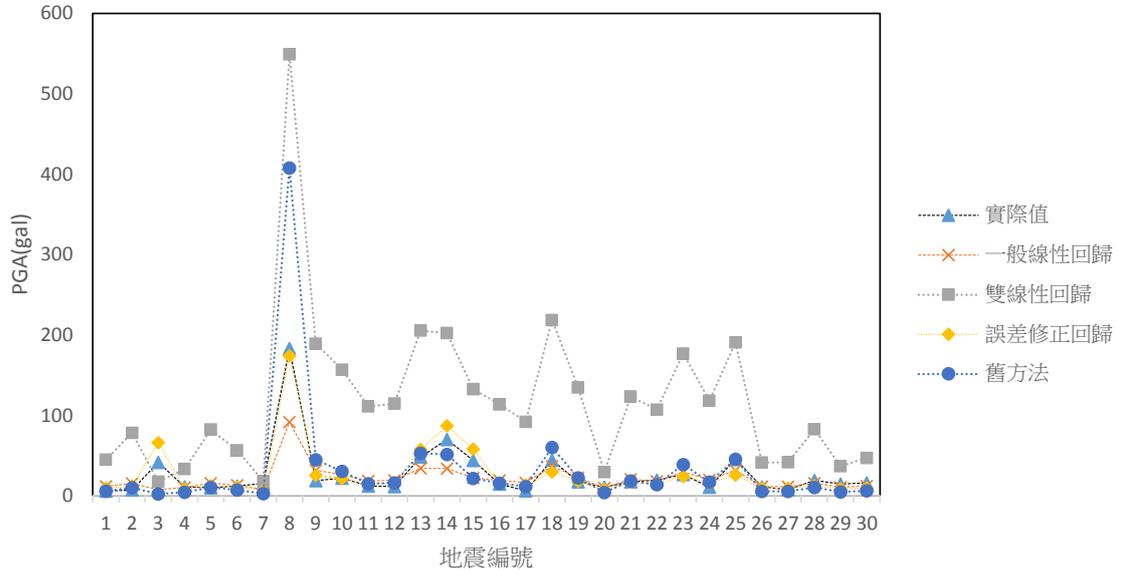


圖 3.60 TCU 測站各方法比較

CHY測站各方法比較

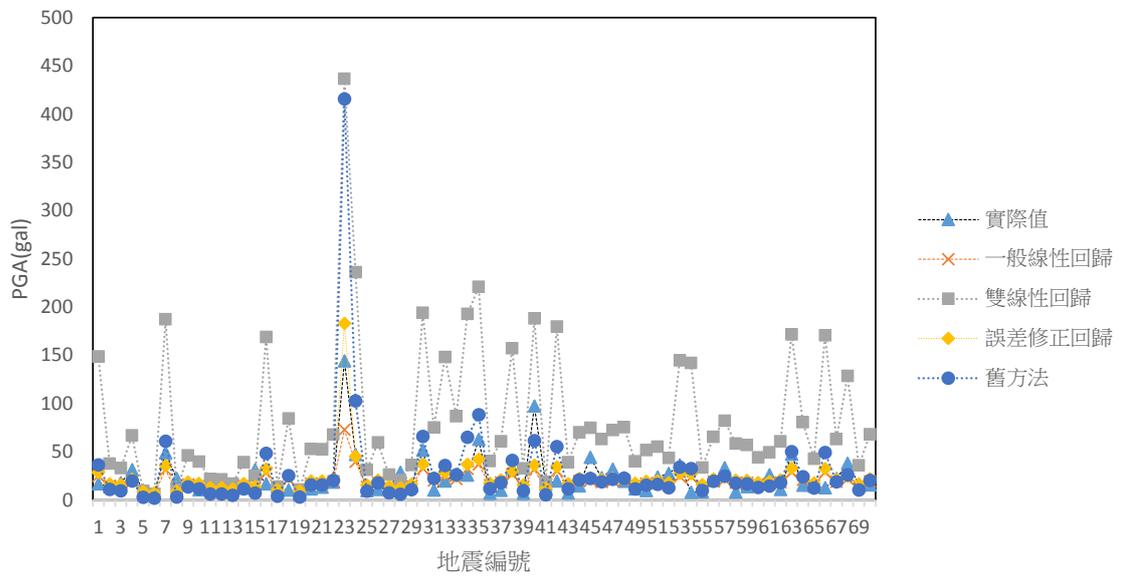


圖 3.61 CHY 測站各方法比較

WSF測站各方法比較

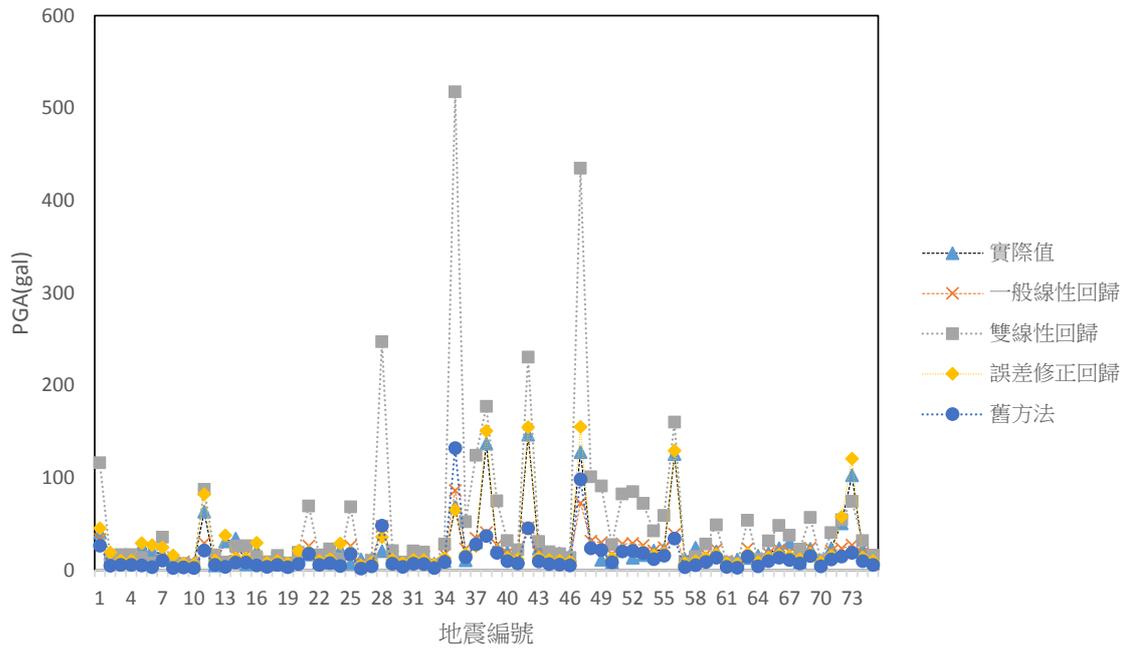


圖 3.62 WSF 測站各方法比較

ALS測站各方法比較

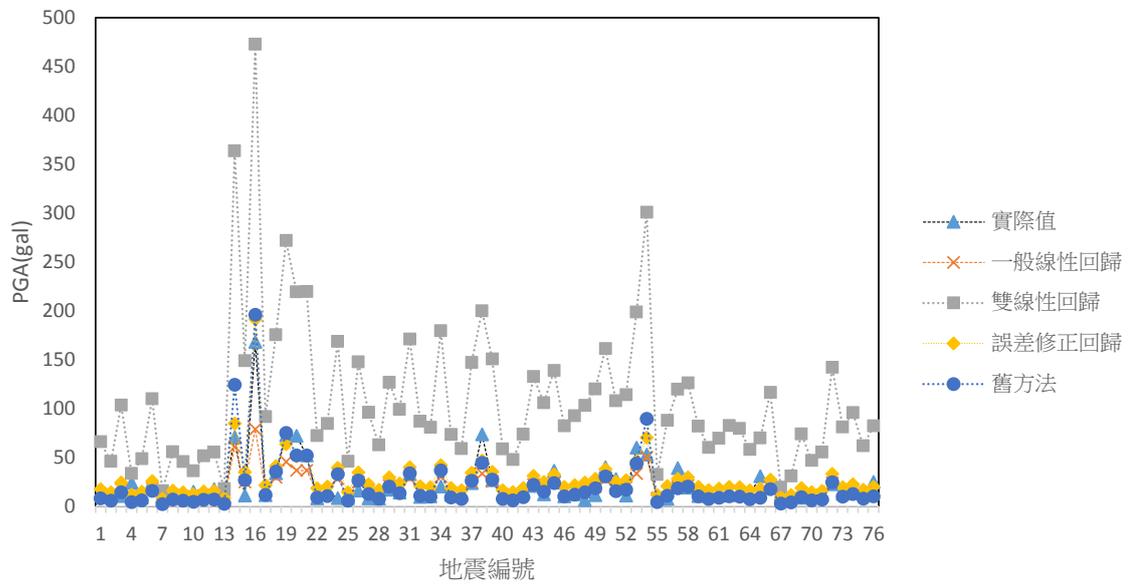


圖 3.63 ALS 測站各方法比較

TPI港測站各方法比較

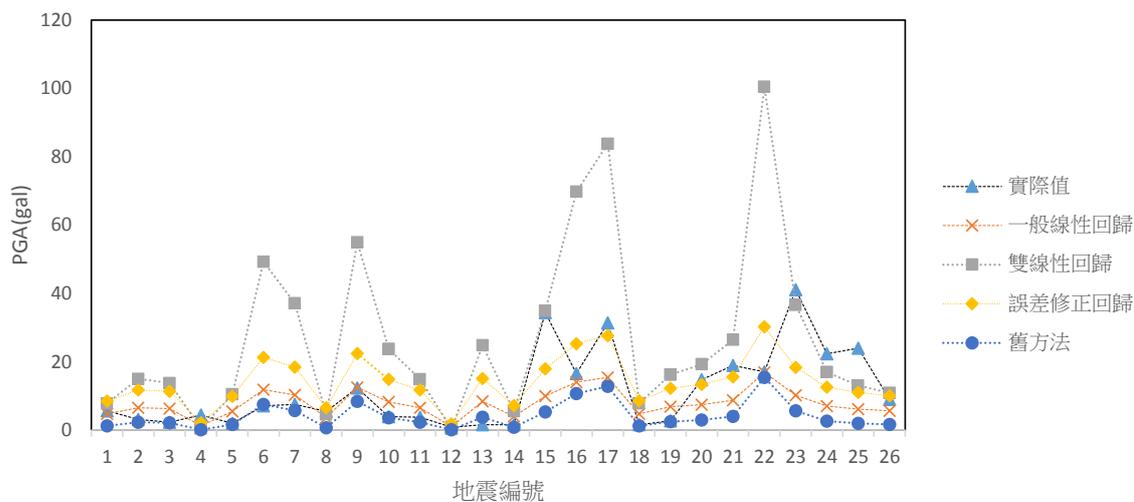


圖 3.64 TPI 測站各方法比較

TCC港測站各方法比較

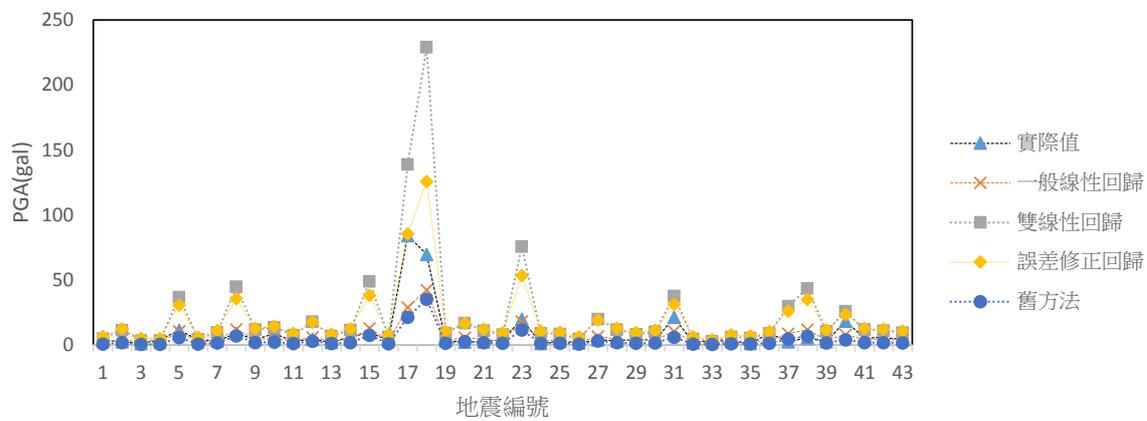


圖 3.65 TCC 測站各方法比較

SUO港測站各方法比較

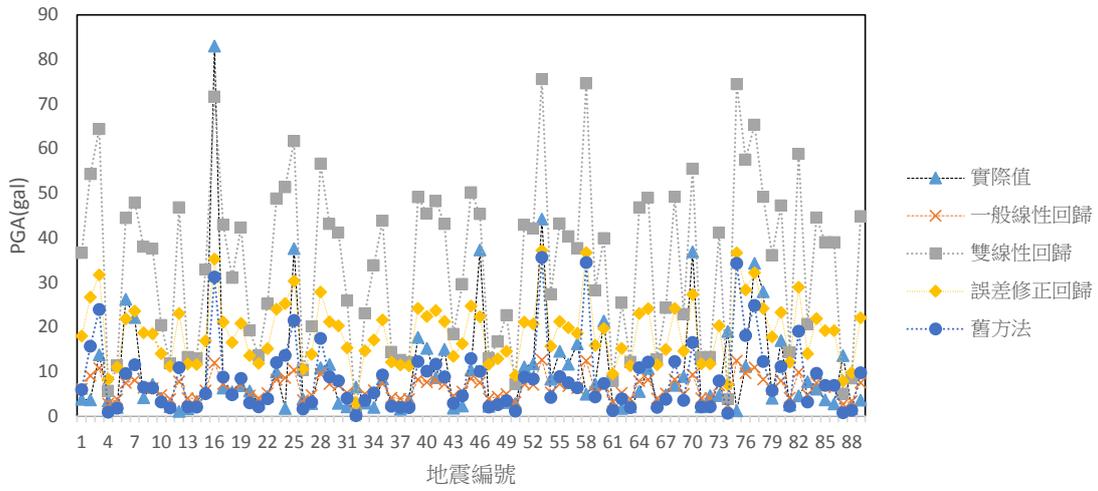


圖 3.66 SUO 測站各方法比較

ANP港測站各方法比較

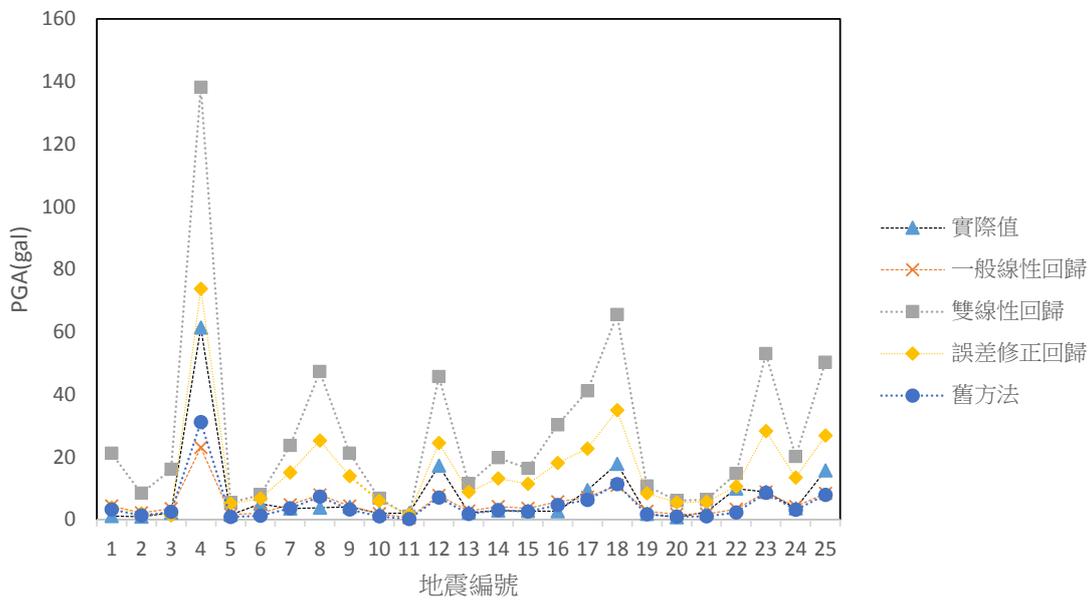


圖 3.67 ANP 測站各方法比較

KAH港測站各方法比較

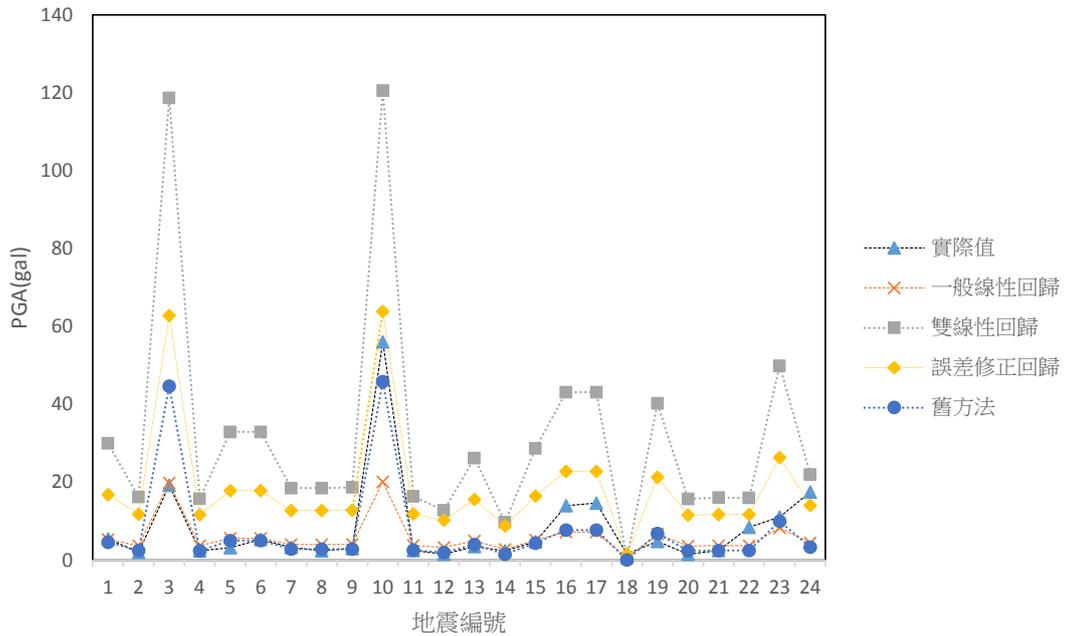


圖 3.68 KAH 測站各方法比較

各種方法比較結果如表3-21、表3-22所示，採用誤差修正迴歸相較舊方法準確率明顯提升。

表3-21 非港區測站各方法誤差比較

非港區	迴歸方法	一般線性迴歸	雙線性迴歸	誤差修正迴歸	舊方法
資料筆數	測站代號	誤差			
25	NST	-32%	261%	10%	48%
34	NSY	-15%	340%	7%	23%
30	TCU	-19%	348%	2%	21%
70	CHY	-15%	258%	4%	25%
75	WSF	-20%	116%	3%	-45%
76	ALS	-14%	394%	25%	-7%

表3-22 港區測站各方法誤差比較

港區	迴歸方法	一般線性迴歸	雙線性迴歸	誤差修正迴歸	舊方法
資料筆數	測站代號	誤差			
25	ANP 港	-31%	272%	11%	-37%
89	SUO 港	-34%	257%	10%	-14%
43	TCC 港	-25%	174%	12%	-58%
26	TPI 港	-31%	137%	24%	-64%
24	KAH 港	-27%	296%	13%	-9%

小結:

表3-21、表3-22中負表示低估，正表示高估，舊方法港區為不考慮場址之C1~C5，非港區則是前研究之C0~C1。

表中可以看出一般線性迴歸的結果會低估，與該測站資料有關，並非所有測站皆如此；而雙線性迴歸都有普遍過於高估的現象；誤差修正迴歸則是在有些大地震過於高估的情況可以明顯改善，但如果該測站資料太過分散，會使得偏移之距離過大，使其更為高估。

第一階段迴歸分析由於近距離地震資料少的關係，會使得小於25公里的地震有明顯差異。第一階段之結果對較硬之岩盤會高估PGA，在軟弱的地盤則是會低估該測站PGA，原因為每個測站都有該場址性質，因此需進行第二階段修正。

第二階段之誤差，線性迴歸的誤差雖然較小，但在圖中可以看出在大地震的部分會有低估的情形，而第二種雙線性則是可以改善上述情況，部分測站會有明顯高估，而第三種誤差修正迴歸則是可以將雙線性的情形在改善，如果要得到更精確的預測值，則必須根據每個測站的性質進行修正，才能夠得到較為精確的預測值。

(g)0206台南地震模式驗證

本研究使用前研究之方法進行西元2016年02月06日美濃地震之預測，該地震基本資料如表3-23所示。

表3-23 地震資料

2016年02月06日 3:57	緯度	經度	深度(km)	規模	
	22.922	120.543833	14.64	6.6	
第一階段係數	C1	C2	C3	C4	C5
	0.004022	1.75655	2.059	0.1225	0.7859

實測資料由國震中心提供，分析測站為大於200gal之紀錄測站，並使用前研究之方法進行誤差偏移修正後與舊有參數之比較，如圖3.69、圖3.70所示。

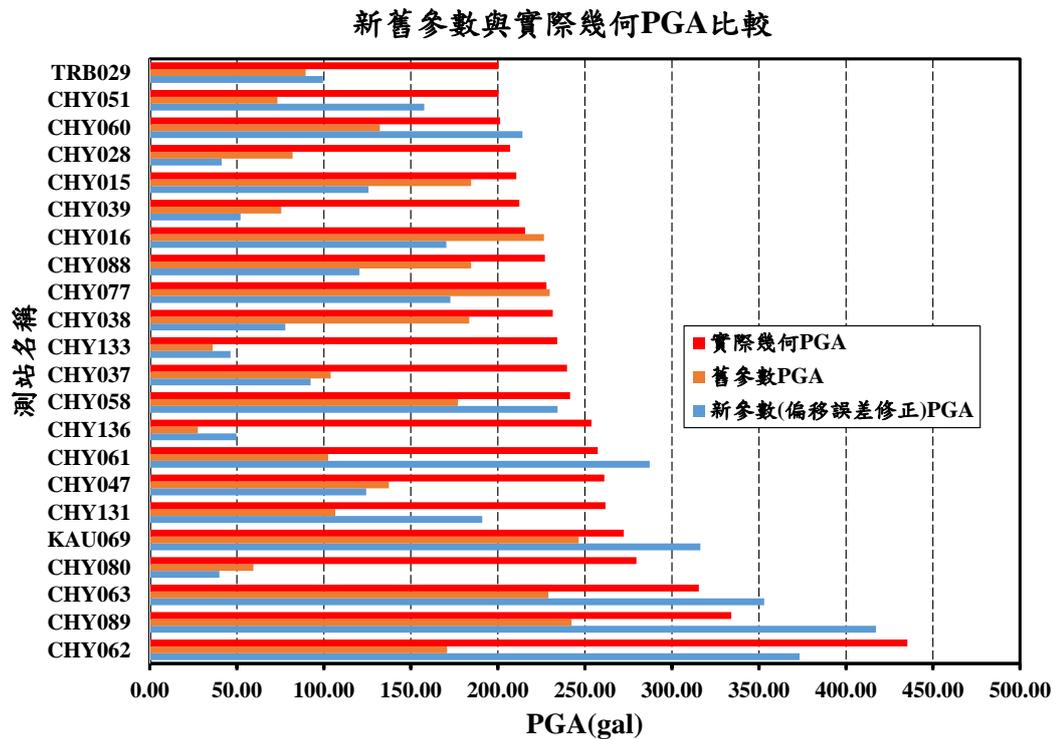


圖 3.69 新舊參數與實際幾何 PGA 比較

新舊參數之比較

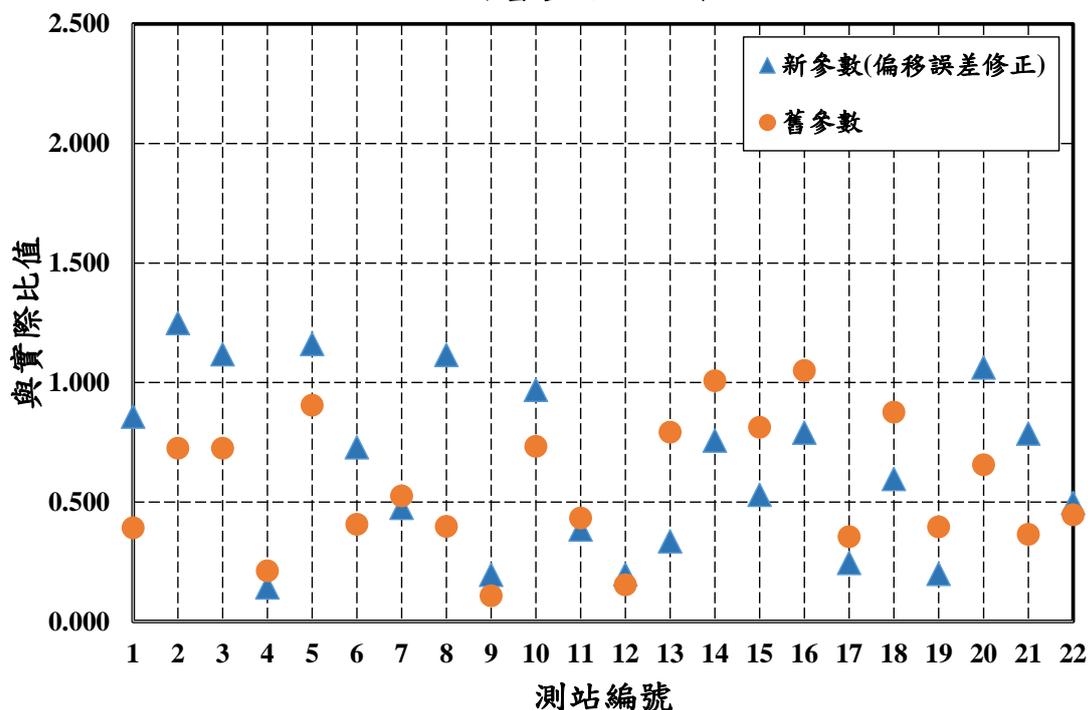


圖 3.70 各測站新舊係數與實際之比值

圖中可發現僅有少部分測站之預估值與實際值接近，大部分測站皆有低估的現象，原因為部分測站距離震源距離過長(>70km)，使得考慮衰減效應後之PGA值過於低估，使得場址效應及誤差偏移修正之效果有限；以下將依不同方法進行修正並比較其改善成效：

(a)D值修正法

本研究為改善遠距離測站之估計值，進行震源特性修正，修正方法為將台灣依照縣市界及地形進行分區，共有23區，如圖3.71所示，在將距震源100 km以內之測站依照分區(如圖3.71之紅圈所示)，將該範圍內同區所有低估測站與實際值相比，將其比值平均後作為該地區之D值，D值為本次地震各地區測站與速報站之關係係數，可以藉由D值修正該區過於低估之測站，以改善衰減公式過於低估的現象。方法有平均倍率法、 D_0D_1 法、區域相關性較佳、測站相關性最佳法。以平均倍率法為例，詳圖3.72。區域相關性為取各區域中相關性最佳之測站作為放大倍率；而測站相關性最佳則是取各個測站對應即時站中相關性最佳作為該測站之放大倍率。

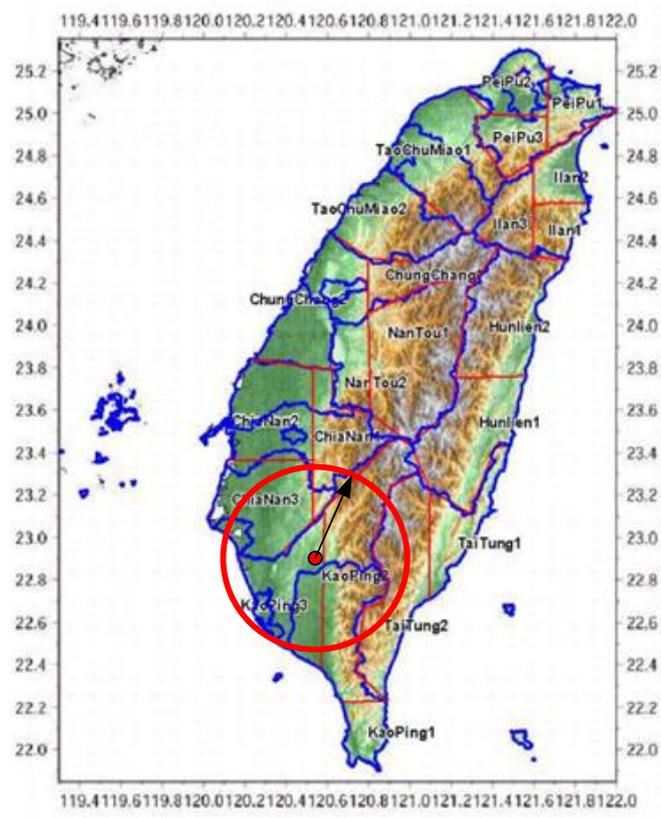


圖 3.71 依照縣市界及地形分區圖

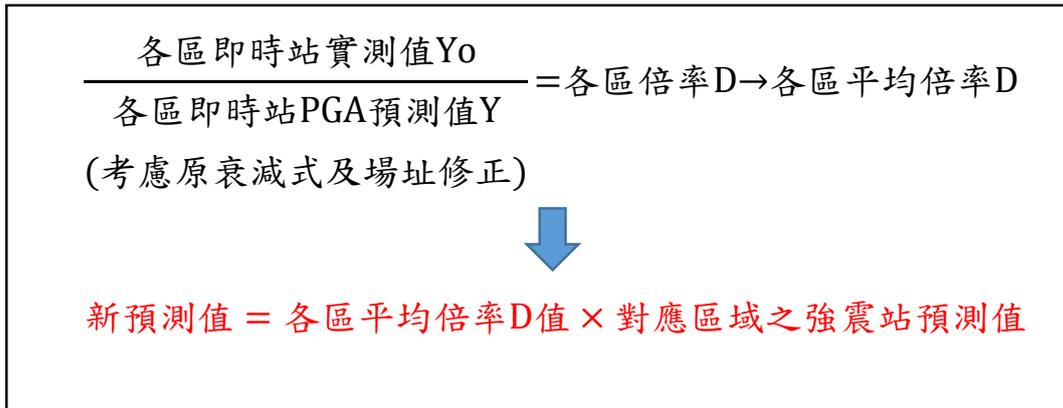


圖 3.72 平均倍率法研究流程圖

各D值修正法之結果如下所示；本研究採用殘值的方式來研判各方法預測之精準度，殘值的定義為： $\text{殘值} = \ln\left(\frac{\text{實測值}}{\text{預測值}}\right)$ ，並輔以平均殘值及殘值標準差。另外，本研究採用實測值PGA大於25gal以上之值作為殘值分析，結果如圖3.73至3.76。

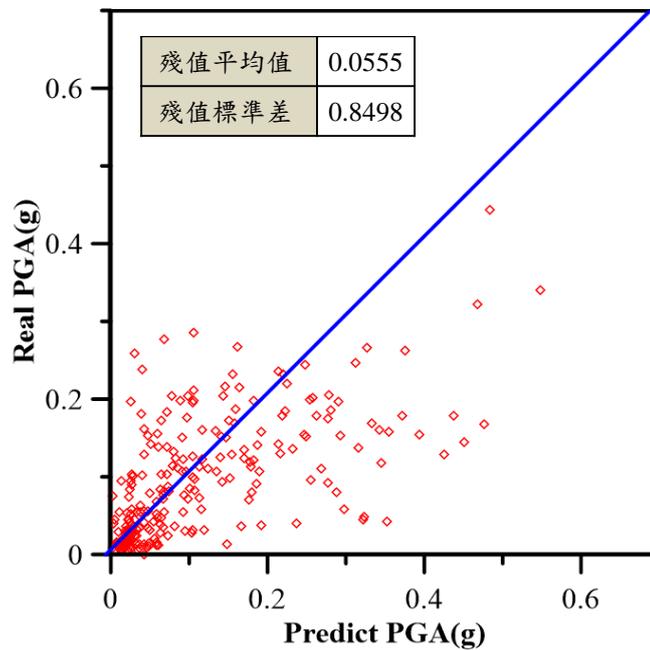


圖 3.73 D 值修正法(平均倍率)

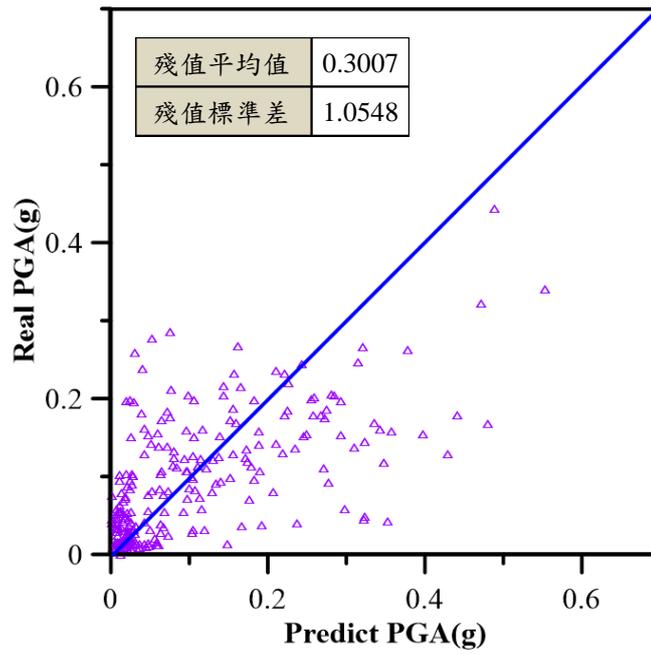


圖3.74 D值修正法(區域相關性較佳)

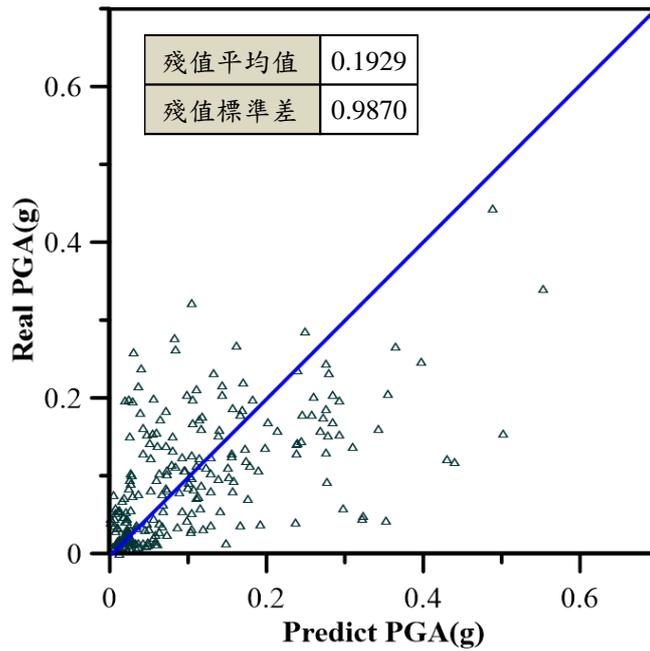


圖3.75 D值修正法(測站相關性最佳)

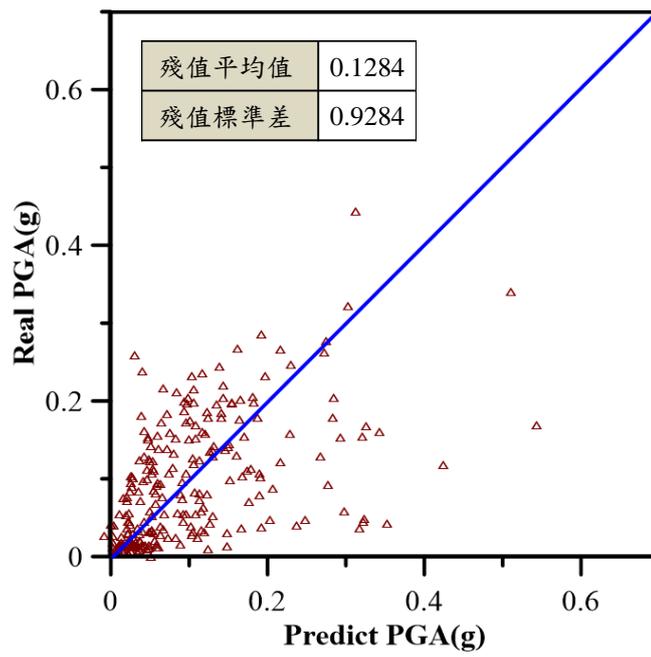


圖3.76 D值修正法(D₀D₁法)

(b)修正係數法(誤差修正):

利用衰減式搭配即時站相關資料之預測值及實測值得出一比值 m ，並得出其平均值及標準差，令平均值等於修正係數 a 。並將 a 乘回原衰減式得出新預測值。此法又分為:原衰減式(有無考慮誤差修正)、新衰減式(有無考慮誤差修正)。其中，表3-24為求新衰減式之即時站資料，新衰減式(考慮修正誤差)及研究流程詳圖3.77。

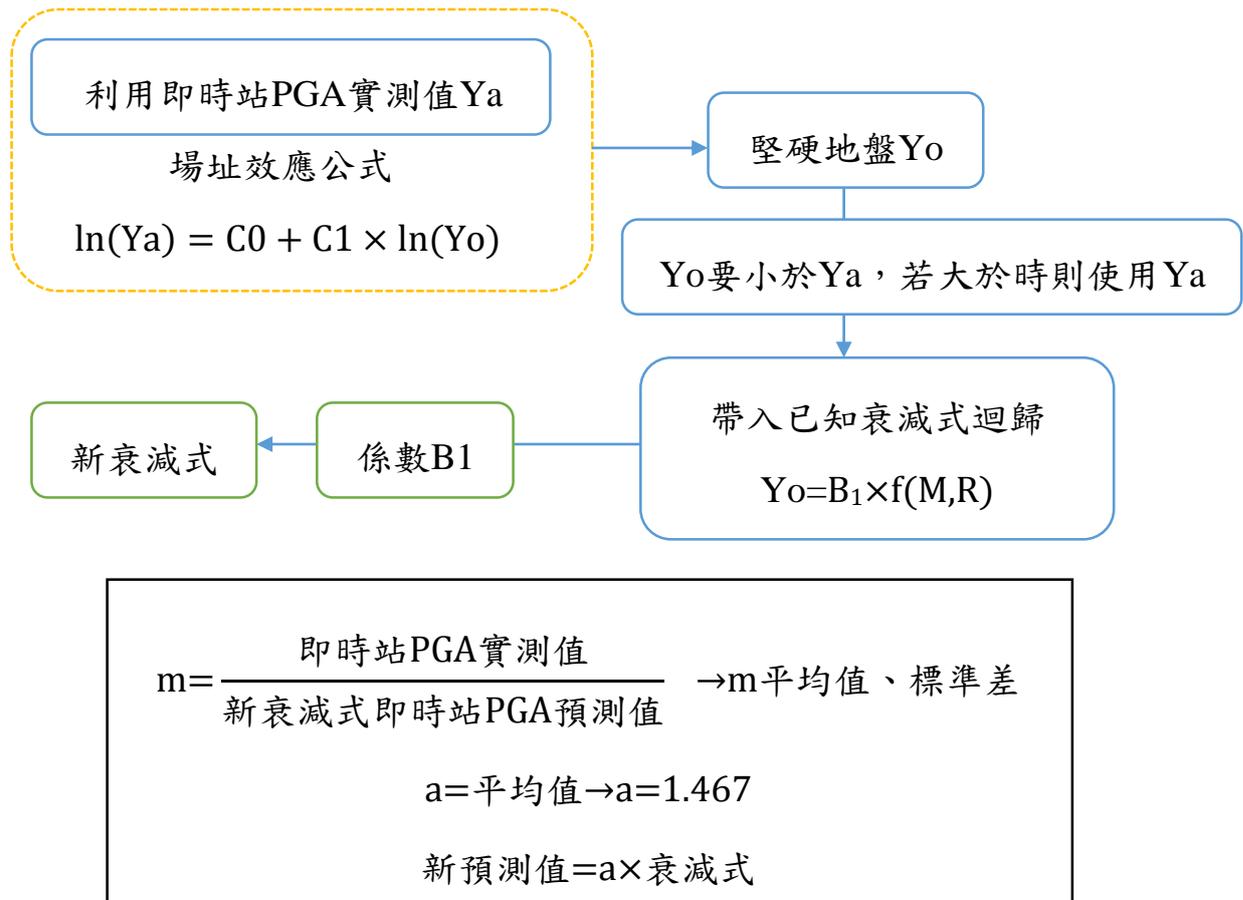


圖3.77 新衰減式(考慮誤差修正)流程圖

表 3-24 即時站資料(震源距離 100km 以內)

測站名稱(即時站)	PGA(g)Y _a	震源距離(km)	堅硬地盤實測 Y _o (gal)	判斷Y _o <Y _a
TWM1	0.072621078	21.74617	78.56692732	0.072621078
SSD	0.082526883	26.44258	51.71022563	0.052711749
SGL	0.046983152	26.80172	32.54355649	0.03317386
CHN3	0.345100796	28.98845	188.6108421	0.192263855
SPT	0.032901338	31.25127	32.2762126	0.032901338
CHN1	0.137072687	32.63769	139.6689208	0.137072687
TAI1	0.127316713	37.02715	104.1945782	0.106212618
SSH	0.231454037	38.25239	227.0564106	0.231454037
TAI	0.192305655	38.52047	55.77963531	0.056859975
WTP	0.100963768	39.34514	57.69614074	0.058813599
TWL	0.056918913	40.80659	68.89337487	0.056918913
SCL	0.233224533	47.10289	111.7718153	0.113936611
KAU	0.034055972	48.11152	33.40890899	0.034055972
CHN4	0.09836392	50.01082	105.0901661	0.09836392
SCK	0.132462415	55.08121	129.9456286	0.132462415
ECL	0.020166193	57.95943	19.78303566	0.020166193
TWG	0.018027684	58.08523	24.62398524	0.018027684
ECU	0.025724551	58.49176	25.23578412	0.025724551
ELD	0.015241682	59.22788	14.95209015	0.015241682
SCZ	0.013169828	63.42282	12.91960139	0.013169828
CHY	0.145263855	66.21862	142.5038421	0.145263855
TTN	0.014892774	67.06737	20.96388426	0.014892774
WLC	0.018039565	67.78972	9.537582415	0.009722306
EAS	0.010334175	69.52877	10.13782521	0.010334175
CHN7	0.186443518	71.05456	182.9010913	0.186443518
ALS	0.078973964	72.04319	77.47345868	0.078973964

ECS	0.02137576	73.31654	20.96962088	0.02137576
TAW	0.005880614	74.23785	12.15965516	0.005880614
CHN5	0.293192719	77.41686	295.4952908	0.293192719
EDH	0.017961238	79.58808	17.61997446	0.017961238
WGK	0.109366422	85.74899	57.29694814	0.058406675
WSF	0.149030645	86.62606	57.28806945	0.058397624
CHK	0.0137589	88.39083	13.49748125	0.0137589
WDL	0.074190129	89.03192	72.78051662	0.074190129
TWF1	0.004859296	92.47619	10.12912058	0.004859296
WDG	0.053910816	98.20734	52.88651057	0.053910816
WES	0.042774994	99.81942	41.96226877	0.042774994
LDU	0.002557883	99.99748	2.509282766	0.002557883

新衰減式建立時，實測值消除場址效應後之 Y_0 要小於未消除之 Y_a ，否則應該使用 Y_a 。將判斷後的值帶回原衰減式進行迴歸，方可得出 B_1 係數。新衰減式結果如下式及迴歸結果如圖3.78。

$$Y=0.0035e^{1.75655M}(R+0.1225e^{0.7859M})^{(-2.059)} \quad (3.1)$$

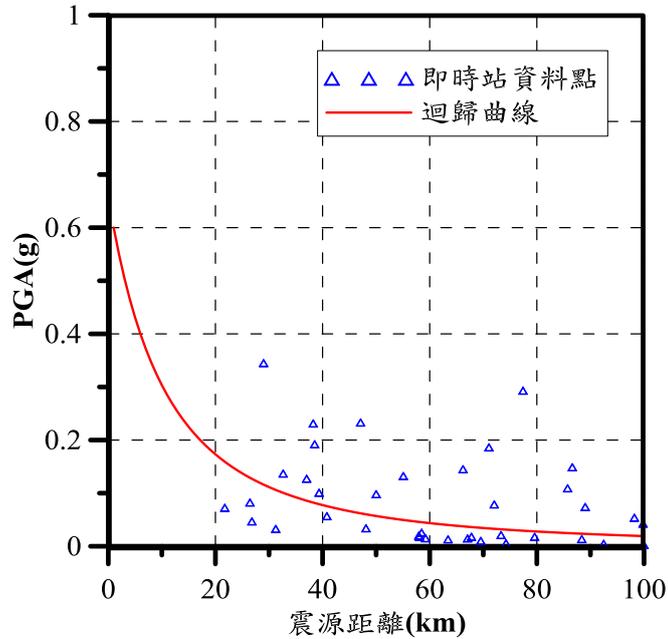


圖3.78 新衰減式係數迴歸 $B_1=0.0035$

各修正係數法衰減式結果如圖3.79至3.82:

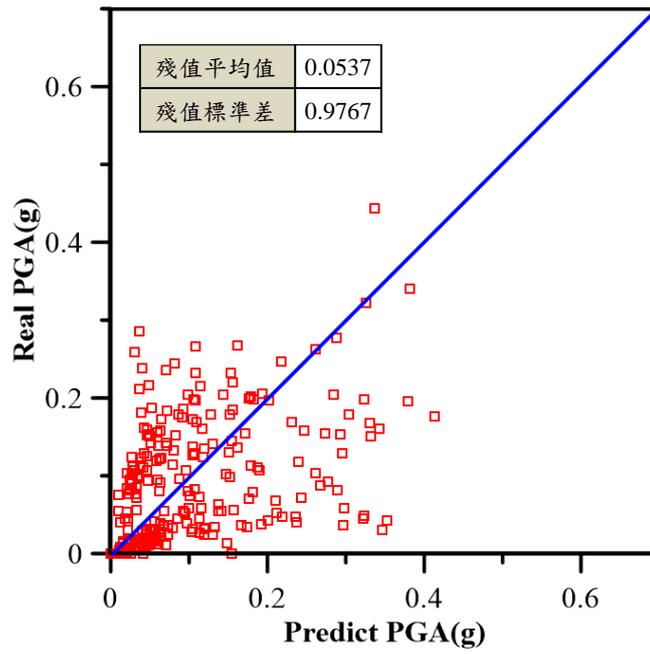


圖3.79 原衰減式(無誤差修正)

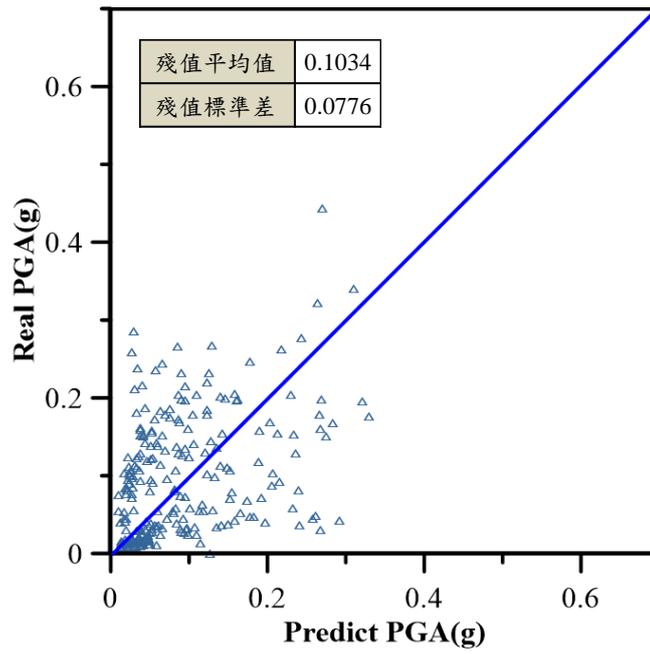


圖3.80 新衰減式(無誤差修正)

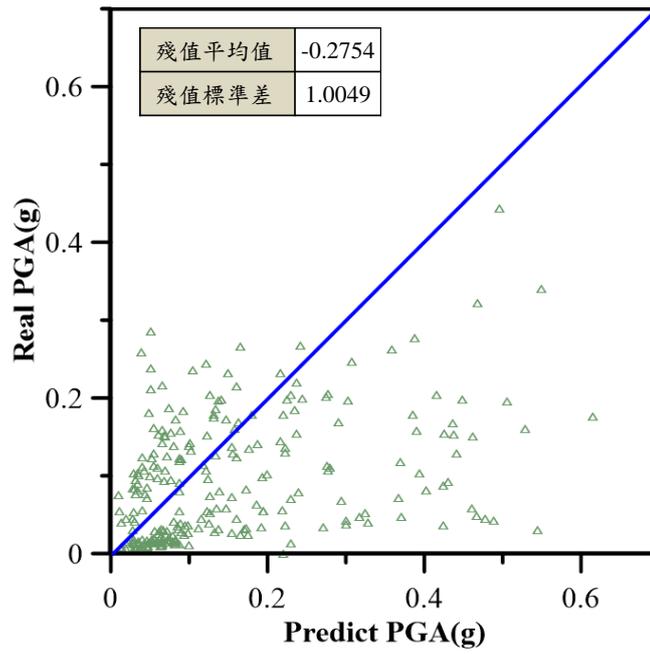


圖3.81 原衰減式(有誤差修正)

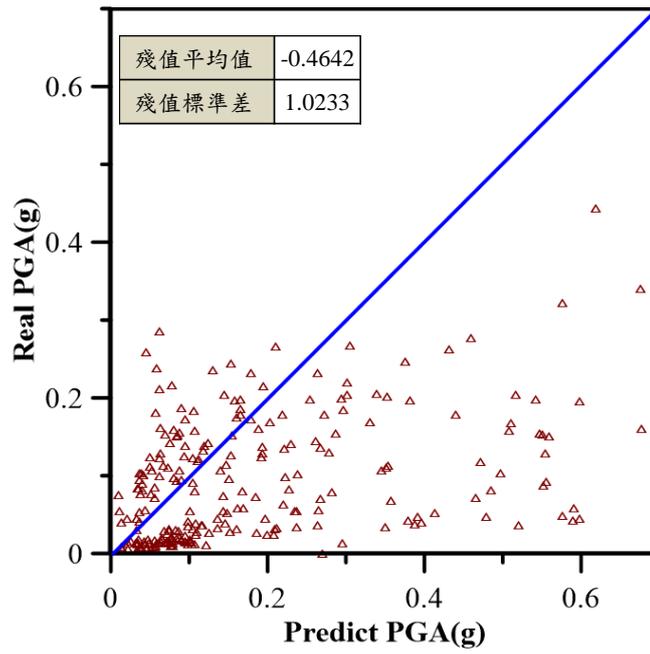


圖3.82 新衰減式(有誤差修正)

本研究在進行偏移誤差修正後，仍發現大多數測站與實際值不接近，並進行D值修正及修正係數法等等。其中D值修正是以台灣之縣市界與地形劃分成23區，將震源100公里內的同區測站低估之值與實際幾何平均值之比值取平均作為該地區之D值，將大多數測站修正至與實際值接近，少數測站則是因為距離過遠使得衰減公式預估之值過小，即使利用D值亦無法將其修正至接近實際值。本研究比較各方法之結果，因D值修正法(平均倍率)為最佳之結果，故使用D值修正法(平均倍率)作為此本研究最終採用之修正法。

3.3 材料劣化與殘餘強度分析模式

本研究之材料劣化評估除推定橋梁各構件之腐蝕發生時間外，主要依圖 3.83 所示之計算流程，進行各劣化材料性質預測，並將所得結果回饋至橋梁耐震能力評估階段。換言之，本章將依橋梁所處劣化環境條件以建立鋼筋腐蝕曲線，進而推估其鋼筋降伏強度折減曲線、極限握裹強度折減曲線與鋼筋彈性模數折減曲線等，並歸納其隨機特性。

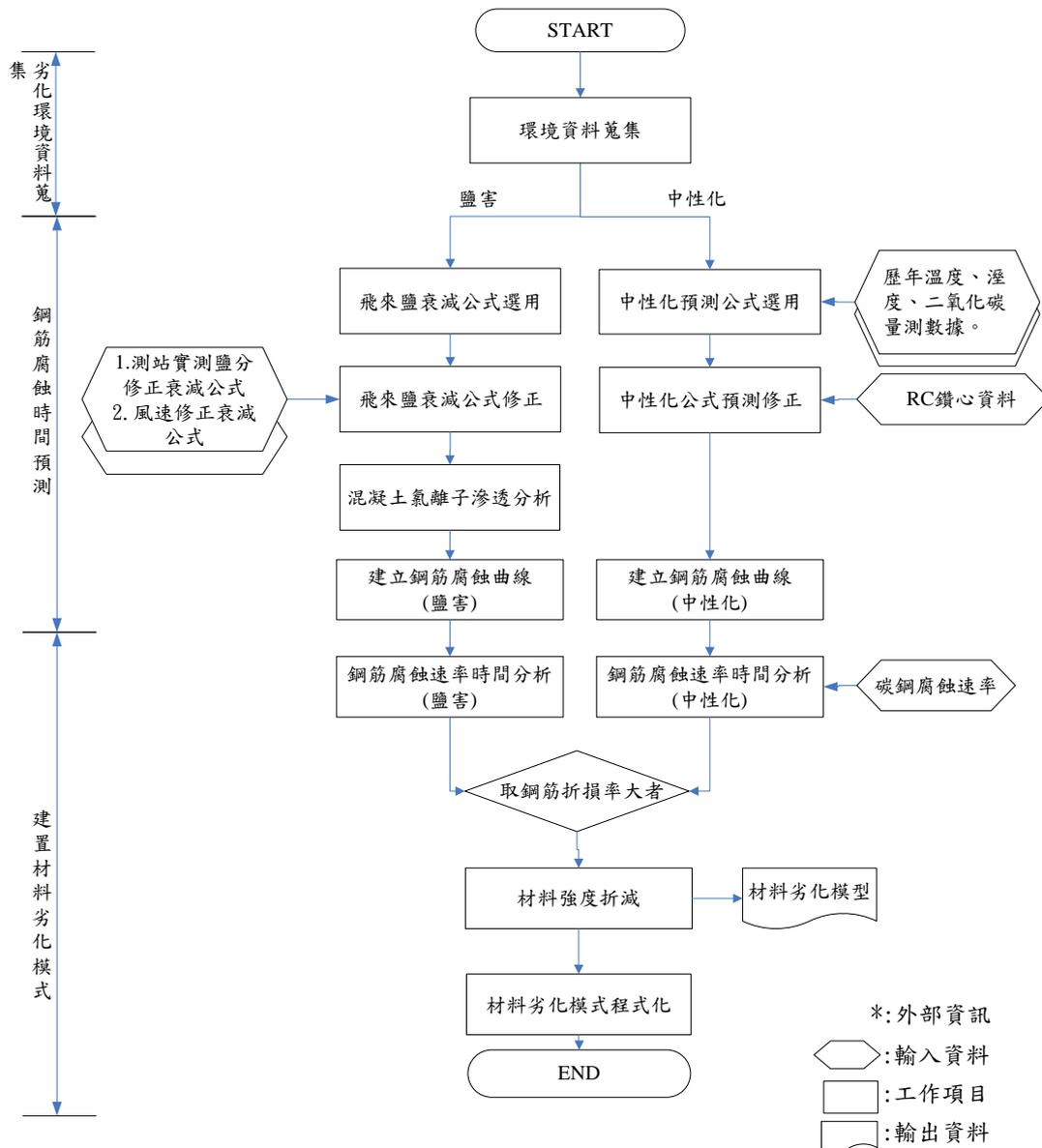


圖3.83 耐久性能評估流程

3.3.1 劣化環境資料蒐集

劣化環境資料除選定劣化因子外，須依混凝土性質與其狀態設定由所須之劣化模型參數，如氯離子擴散係數、中性化速度係數等；若能配合現地資料收集補正劣化因子含量，如構件表面附著之氯離子量等，更可提升劣化預測之準確性。本研究之環境因素考量部份，將應用「災害預警資料交換機」擷取港灣研究中心大氣腐蝕資料，如：氯鹽沉積量及 SO₂ 沉積量，並分析其統計特性以考量環境條件於各劣化因子含量中所造成之不確定性影響。另外，劣化預測模式中所須之溫濕度等條件，將利用既有之氣象資料與以補足。

3.3.1.1 鹽害環境資料收集

氯鹽沉積量採集裝置是以濕燭法進行如圖 3.84 所示，其原理為使用一濕纖維織物表面，在已知面積條件下暴露一段時間，再以化學分析法測定其沉積量，並以 $\text{mg}/\text{m}^2/\text{day}$ (mmd) 表示。距海遠近對於鹽害所造成的影響相當大，因此在針對有試驗線的測站，過去研究向港灣研究中心取得 98 年 7 月到 99 年 12 月氯鹽沉積量與碳鋼腐蝕速率資料，本研究將資料更新至 103 年 9 月如表 3-25 所示。除風速外，依文獻可知雨量亦會對氯鹽沉積量有所影響，飛來衰減鹽公式則需考慮風速及雨量，因此也向中央氣象局網站取得 2009 年至 2014 年平均風速、平均雨量資料。

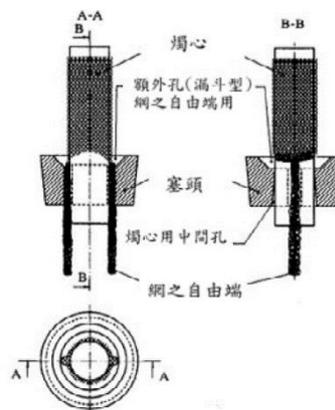


圖 3.84 濕燭法燭心構造示意圖(CNS 13754)

(資料來源：交通部運輸研究所)

表3-25 測站試驗線氯鹽沉積量與碳鋼腐蝕速率(資料來源：交通部運輸研究所)

項次	試驗地點	座標(E)	座標(N)	距海岸距離 (Km)	102年03月~102年06月					102年06月~102年09月				
					安裝日期	採樣日期	天數	氯鹽 沉積量	碳鋼腐 蝕速率	安裝日期	採樣日期	天數	氯鹽 沉積量	碳鋼腐 蝕速率
1	基隆試驗線 0m	121° 46' 58.8"	25° 09' 7"	0.03	9月4日	3月26日	203	17.86	128.23	9月4日	6月25日	294	4.85	115.59
2	基隆試驗線 100m	121° 46' 53.3"	25° 09' 0.8"	0.13	9月4日	3月26日	203	17.37	180.92	9月4日	6月25日	294	2.69	199.36
3	基隆試驗線 3Km	121° 46' 38.1"	25° 08' 17.4"	1.61	9月4日	3月26日	203	-	95.85	9月4日	6月25日	294	-	85.58
4	花蓮港試驗線 0m	121° 38' 8.6"	23° 59' 48.3"	0.04	9月11日	4月17日	218	11.51	162.01	9月11日	7月3日	295	11.66	155.72
5	花蓮港試驗線 100m	121° 38' 5.5"	23° 59' 52.3"	0.11	9月11日	4月17日	218	26.84	92.2	9月11日	7月3日	295	3.94	99.16
6	花蓮港試驗線 300m	121° 37' 53.0"	23° 59' 51.0"	0.47	9月11日	4月17日	218	5.08	79.05	9月11日	7月3日	295	6.44	87.69
7	核三廠試驗線 0m	120° 45' 16.6"	21° 57' 23.1"	0.02	9月18日	4月16日	210	7.32	84.74	9月18日	7月2日	287	8.5	135.44
8	核三廠試驗線 100m	120° 45' 14.6"	21° 57' 26.3"	0.13	9月18日	4月16日	210	37.18	76.26	9月18日	7月2日	287	11.96	130.16
9	核三廠試驗線 300m	120° 45' 17.0"	21° 57' 39.1"	0.48	9月18日	4月16日	210	3.72	82.53	9月18日	7月2日	287	5.95	122.05
10	核三廠試驗線 1Km	120° 45' 18.7"	21° 58' 4.80"	1.22	9月18日	4月16日	210	2.08	62.9	9月18日	7月2日	287	5.32	97.93
11	高雄港試驗線 0m	120° 18' 54.5"	22° 33' 53.6"	0.01	9月18日	4月9日	203	8.15	108.56	9月18日	7月9日	294	7.47	166.07
12	高雄港試驗線 100m	120° 18' 56.8"	22° 33' 53.1"	0.05	9月18日	4月9日	203	3.27	99.29	9月18日	7月9日	294	3.94	110.31
13	高雄港試驗線 300m	120° 19' 2.8"	22° 33' 57.1"	0.28	9月18日	4月9日	203	3.69	66.14	9月18日	7月9日	294	4.96	131.6
14	高雄港試驗線 1Km	120° 19' 10.9"	22° 34' 0.5"	0.51	9月18日	4月9日	203	1.94	86.8	9月18日	7月9日	294	2.32	83.5
15	高雄港試驗線 3Km	120° 19' 19.5"	22° 34' 6.3"	0.81	9月18日	4月9日	203	2.07	76.3	9月18日	7月9日	294	1.43	84.18
16	臺中港試驗線 0m	120° 31' 14.4"	24° 16' 25"	0.15	8月13日	3月20日	219	15.47	114	8月13日	6月19日	310	16.79	116.09
17	臺中港試驗線 100m	120° 31' 46.4"	24° 16' 15.2"	0.37	8月20日	3月25日	217	6.67	86.4	8月20日	6月25日	309	5.51	104.51
18	臺中港試驗線 1Km	120° 32' 1.6"	24° 14' 55.2"	1.82	8月21日	3月20日	211	6.57	79.65	8月21日	6月21日	304	8.35	92.99

表3-25 測站試驗線氯鹽沉積量與碳鋼腐蝕速率(續)(資料來源：交通部運輸研究所)

項次	試驗地點	102年03月~102年06月					102年06月~102年09月				
		安裝日期	採樣日期	天數	氯鹽沉積量	碳鋼腐蝕速率	安裝日期	採樣日期	天數	氯鹽沉積量	碳鋼腐蝕速率
1	基隆試驗線 0m	9月4日	3月26日	203	17.86	128.23	9月4日	6月25日	294	4.85	115.59
2	基隆試驗線 100m	9月4日	3月26日	203	17.37	180.92	9月4日	6月25日	294	2.69	199.36
3	基隆試驗線 3Km	9月4日	3月26日	203	-	95.85	9月4日	6月25日	294	-	85.58
4	花蓮港試驗線 0m	9月11日	4月17日	218	11.51	162.01	9月11日	7月3日	295	11.66	155.72
5	花蓮港試驗線 100m	9月11日	4月17日	218	26.84	92.2	9月11日	7月3日	295	3.94	99.16
6	花蓮港試驗線 300m	9月11日	4月17日	218	5.08	79.05	9月11日	7月3日	295	6.44	87.69
7	核三廠試驗線 0m	9月18日	4月16日	210	7.32	84.74	9月18日	7月2日	287	8.5	135.44
8	核三廠試驗線 100m	9月18日	4月16日	210	37.18	76.26	9月18日	7月2日	287	11.96	130.16
9	核三廠試驗線 300m	9月18日	4月16日	210	3.72	82.53	9月18日	7月2日	287	5.95	122.05
10	核三廠試驗線 1Km	9月18日	4月16日	210	2.08	62.9	9月18日	7月2日	287	5.32	97.93
11	高雄港試驗線 0m	9月18日	4月9日	203	8.15	108.56	9月18日	7月9日	294	7.47	166.07
12	高雄港試驗線 100m	9月18日	4月9日	203	3.27	99.29	9月18日	7月9日	294	3.94	110.31
13	高雄港試驗線 300m	9月18日	4月9日	203	3.69	66.14	9月18日	7月9日	294	4.96	131.6
14	高雄港試驗線 1Km	9月18日	4月9日	203	1.94	86.8	9月18日	7月9日	294	2.32	83.5
15	高雄港試驗線 3Km	9月18日	4月9日	203	2.07	76.3	9月18日	7月9日	294	1.43	84.18
16	臺中港試驗線 0m	8月13日	3月20日	219	15.47	114	8月13日	6月19日	310	16.79	116.09
17	臺中港試驗線 100m	8月20日	3月25日	217	6.67	86.4	8月20日	6月25日	309	5.51	104.51
18	臺中港試驗線 1Km	8月21日	3月20日	211	6.57	79.65	8月21日	6月21日	304	8.35	92.99

表3-25 測站試驗線氯鹽沉積量與碳鋼腐蝕速率(續)(資料來源：交通部運輸研究所)

項次	試驗地點	102年03月~102年06月					102年06月~102年09月				
		安裝日期	採樣日期	天數	氯鹽沉積量	碳鋼腐蝕速率	安裝日期	採樣日期	天數	氯鹽沉積量	碳鋼腐蝕速率
1	基隆試驗線 0m	9月4日	3月26日	203	17.86	128.23	9月4日	6月25日	294	4.85	115.59
2	基隆試驗線 100m	9月4日	3月26日	203	17.37	180.92	9月4日	6月25日	294	2.69	199.36
3	基隆試驗線 3Km	9月4日	3月26日	203	-	95.85	9月4日	6月25日	294	-	85.58
4	花蓮港試驗線 0m	9月11日	4月17日	218	11.51	162.01	9月11日	7月3日	295	11.66	155.72
5	花蓮港試驗線 100m	9月11日	4月17日	218	26.84	92.2	9月11日	7月3日	295	3.94	99.16
6	花蓮港試驗線 300m	9月11日	4月17日	218	5.08	79.05	9月11日	7月3日	295	6.44	87.69
7	核三廠試驗線 0m	9月18日	4月16日	210	7.32	84.74	9月18日	7月2日	287	8.5	135.44
8	核三廠試驗線 100m	9月18日	4月16日	210	37.18	76.26	9月18日	7月2日	287	11.96	130.16
9	核三廠試驗線 300m	9月18日	4月16日	210	3.72	82.53	9月18日	7月2日	287	5.95	122.05
10	核三廠試驗線 1Km	9月18日	4月16日	210	2.08	62.9	9月18日	7月2日	287	5.32	97.93
11	高雄港試驗線 0m	9月18日	4月9日	203	8.15	108.56	9月18日	7月9日	294	7.47	166.07
12	高雄港試驗線 100m	9月18日	4月9日	203	3.27	99.29	9月18日	7月9日	294	3.94	110.31
13	高雄港試驗線 300m	9月18日	4月9日	203	3.69	66.14	9月18日	7月9日	294	4.96	131.6
14	高雄港試驗線 1Km	9月18日	4月9日	203	1.94	86.8	9月18日	7月9日	294	2.32	83.5
15	高雄港試驗線 3Km	9月18日	4月9日	203	2.07	76.3	9月18日	7月9日	294	1.43	84.18
16	臺中港試驗線 0m	8月13日	3月20日	219	15.47	114	8月13日	6月19日	310	16.79	116.09
17	臺中港試驗線 100m	8月20日	3月25日	217	6.67	86.4	8月20日	6月25日	309	5.51	104.51
18	臺中港試驗線 1Km	8月21日	3月20日	211	6.57	79.65	8月21日	6月21日	304	8.35	92.99

3.3.2 鋼筋腐蝕時間預測

對鹽害而言，鋼筋腐蝕可定義為最外層鋼筋之氯鹽量大於鋼筋腐蝕臨界氯鹽量，依內政部營建署結構混凝土施工規範 CNS3090 氯鹽量限制為 0.15 kg/m^3 ，而各國氯鹽量限制標準如表 3-26 所示。中性化深度大於等於保護層厚度之機率大於 10 % 也可視為鋼筋腐蝕(日本建築學會)，且由於氣候環境條件與混凝土條件皆具不確定性，須利用可靠度理論及蒙地卡羅運算進行評估。

表3-26 各國氯鹽量限制標準

(資料來源：日本建築學會、內政部營建署結構混凝土施工規範 CNS3090)

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

3.3.2.1 鹽害

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

(a) 飛來鹽衰減公式選用

鹽害對於橋梁的影響與距海遠近有一定關係，港灣研究中心根據試驗線的測站依海岸線距離不同得知飛來鹽量 C_{air} ，但橋梁位置未必有實測飛來鹽量數據，因此須以飛來鹽衰減公式預估橋梁所在位置之氯鹽量。當得知橋梁附近環境之氯鹽量時，因其未必完全殘留於混凝土表面，須利用混凝土表面附著氯鹽量公式，計算出混凝土表面附著氯鹽量 C_0 ，而目前國內學者也在進行迴歸得知飛來氯鹽公式，在此參考日本(土木研究所，1988)之飛來鹽衰減公式 3.4 以及混凝土表面附著氯鹽公式 3.5。

$$C_{air} = 1.29 \times r \times u^{0.386} \times d^{-0.952} \dots\dots\dots (3.4)$$

$$C_0 = 0.988 \times C_{air}^{0.379} \dots\dots\dots (3.5)$$

C_{air} ：飛來氯鹽量(mdd)

C_0 ：表面氯鹽濃度(kg/m³)

r ：風比率(海風吹拂時間比率)

u ：平均風速(m/s)

d ：海岸線距離(km)

(b) 飛來鹽衰減公式修正

影響飛來鹽衰減公式修正之參數包括測站實測資料、海風比 r 、平均風速 u 、平均雨量 w 及海岸線距離 d 。根據交通部運輸研究於 2002 年進行臺灣 203 座橋梁檢測結果顯示，距海岸線愈遠，氯離子附著量愈少；當結構物與海岸距離超過 3 公里以上時，陸地側(背海風面)與靠海側(迎海風面)混凝土表面的氯離子附著量相當且較低，幾乎可忽略氯離子對鋼構或鋼筋混凝土結構之影響。因此交通部運輸研究所於垂直海岸線落鹽量之調查將以距離海岸線 3 km 為邊界，即垂直海岸線試驗點的佈設以離海岸線距離，朝內陸沿一條直線設置，每條測線以離海岸線算起，分別約於臨海、100 m、300 m、1 km 及 3 km 之距離處設置試驗點。海風比中央氣象局並沒有實測值，因此修正公式的過程中將海風比併入修正誤差，而風速及雨量資料則透過中央氣象局網站取得，風速及雨量的平均值、標準差、變異係數如表 3-27、3-28 所示。

表3-27 中央氣象局2009-2014風速平均值、標準差、變異係數

(資料來源：中央氣象局)

	基隆	蘇澳	梧棲	花蓮	高雄	恆春	大潭	臺西
平均值(m/s)	3.08	2.60	4.51	3.07	1.99	3.41	3.42	4.09
標準差(m/s)	0.48	0.37	0.80	0.21	0.18	0.73	1.69	1.19
變異係數	0.15	0.14	0.18	0.07	0.09	0.21	0.49	0.29

表3-28 中央氣象局2004-2010雨量平均值、標準差、變異係數

(資料來源：中央氣象局)

	基隆	蘇澳	梧棲	花蓮	高雄	恆春	大潭	臺西
平均值(m/s)	297.03	350.80	102.41	168.06	174.22	204.93	209.21	109.05
標準差(m/s)	91.43	189.60	79.99	93.62	147.41	172.89	127.67	92.11
變異係數	0.31	0.54	0.78	0.56	0.85	0.84	0.61	0.84

由於飛來鹽量採集裝置具有方向性，故必須考慮風向與採集裝置架設角度之間的關係，並進行角度修正。根據港灣研究中心大氣腐蝕試驗位置資料如表 3-25 所示，透過已知試驗位置座標及距海岸距離(km)可找出海岸線上一對應座標，而海岸線之定義為海水大潮時，連續數年的平均高潮位與陸地的分界線，再利用測站座標與此對應座標求出相對角度，以方位角正北方 0° 為基準順時針計算，得出測站與正北方之夾角；採集器之法線與正北方之夾角為 α 角，風來的方向與之夾角為 β 角如圖 3.85，將角度修正後稱之為「有效風向 e 」，當採集器方向與風向相差之角度介於 $\pm 90^\circ$ ，此時的風向才會對氣鹽採集造成有效影響，當夾角大於 90° 時則為無效風向，故以餘弦角表示之，如式 3.6 所示。

$$e = \frac{\cos(\beta - \alpha)}{100} \% \dots\dots\dots (3.6)$$

其中， α ：採集器之角度； β ：氣象站之風向角度。

有效風向計算完成後，由於採集面上 180° 範圍內之風速和雨量才會對鹽量有所影響，故需將風速及雨量進行有效風向角度的修正，修正後之風速稱為「有效風速 u_e 」計算式如式 3.7，修正後之雨量稱為「有效雨量 w_e 」計算式如式 3.8。

$$u_e = u \times \cos(\alpha - \beta) \dots\dots\dots (3.7)$$

$$w_e = w \times \cos(\alpha - \beta) \dots\dots\dots (3.8)$$

其中， u ：原始風速資料(m/sec)； w ：原始雨量資料(mm)。

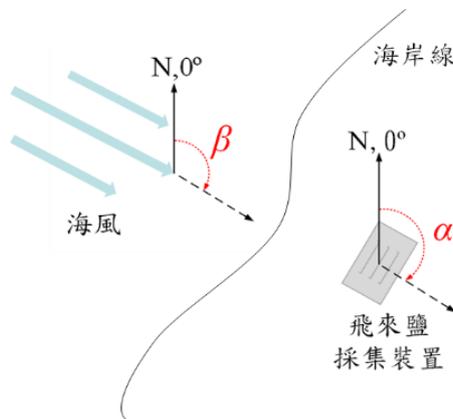


圖 3.85 風向修正之角度示意圖

飛來鹽的分布會隨著所在位置不同而有所影響，首先將台灣分成北(N)、中(M)、南(S)、東(E) 四個區域，再依據試驗線位置細分各縣市，其中，基隆(N_K)、桃園(N_T)、台中(M_T)、六輕(M_Y)、高雄(S_K)、核三(S_P)、花蓮(E_H)、蘇澳(E_I) 代表的是試驗線測站所影響之區域，而台北及南投為無氣鹽影響區域，故共劃分成 9 個區域，如圖 3.86 所示。

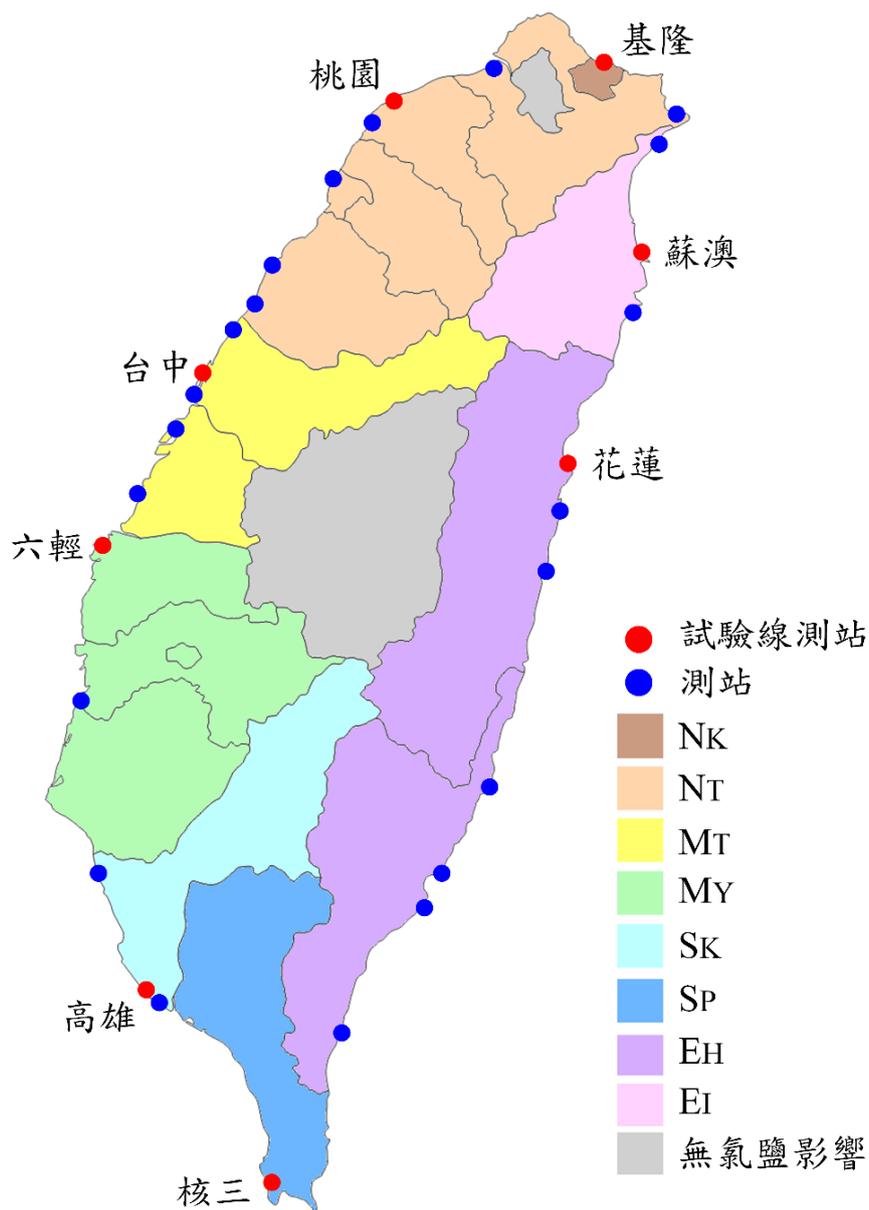


圖 3.86 區域劃分圖

依據港灣研究中心 98-103 年台灣大氣腐蝕劣化因子調查研究資料，測站試驗線氯鹽沉積量與碳鋼腐蝕速率資料，如表 3-29，將各區域臨海氯鹽量(C_{start}) 與碳鋼腐蝕速率(V_{crack}) 之實測數據取平均值、標準差，得出各區域對應之建議值，另外整理出對應區域之碳鋼腐蝕程度，如表 4-31；碳鋼腐蝕等級列表則參考表 3-30。

表3-29 各區域建議臨海氯鹽量及碳鋼腐蝕速率

代碼	適用區域	臨海氯鹽量 C_{start} (mdd)		碳鋼腐蝕速率 V_{crack} (mm/year)		碳鋼環境 腐蝕分類
		平均值	標準差	平均值	標準差	
N_K	基隆	0.162	0.218	0.263	0.185	$C_3 - C_4$
N_T	新北、桃園、新竹、苗栗	0.406	0.479	0.295	0.149	$C_3 - C_5$
M_T	台中、彰化	0.252	0.206	0.159	0.097	$C_3 - C_5$
M_Y	雲林、嘉義、台南	0.164	0.158	0.292	0.134	$C_2 - C_5$
S_K	高雄	0.041	0.034	0.097	0.040	$C_2 - C_5$
S_P	屏東	0.190	0.238	0.102	0.047	$C_2 - C_5$
E_H	花蓮、台東	0.229	0.185	0.127	0.041	$C_3 - C_5$
E_I	宜蘭	0.148	0.189	0.115	0.037	$C_2 - C_5$

表3-30 碳鋼腐蝕等級列表

碳鋼等級	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5
腐蝕程度	非常低	低	中等	高	非常高

飛來鹽係指由海風吹拂所帶來的鹽分，將此風帶來的能量視為風能，欲討論風能與風速的關係，可由「風壓公式」如式 3.9 得知，風壓與風速的平方成正比；另外，由「風能量密度公式」如式 3.10 得知，風能量密度與風速的立方成正比。故本研究將討論風速平方及風速立方兩種情況下對於飛來鹽量產生之影響。

$$P = 0.5 \times \rho \times u^2 \dots\dots\dots (3.9)$$

$$E = 0.5 \times \rho \times u^3 \dots\dots\dots (3.10)$$

式中， P ：風壓(N/m²)； E ：風能量密度(W/m²)； ρ ：空氣密度(kg/m³)； u ：風速(m/s)。

根據上述資料，對飛來鹽衰減公式進行修正以符合臺灣氣候狀況，因中央氣象局並沒有海風比相關資料，因此須將他併入修正誤差，將公式 3.11 簡化為公式 3.12，在修正的過程已知數為飛來氣鹽量 C_{air} 、臨海氣鹽量 C_{start} (參考表 3-29 建議值)、有效風速 u_e 、有效雨量 w_e 、海岸線距離 d ，有效風速係數 a (考慮風速平方時 $a=2$ ；風速立方時 $a=3$)，未知數為 b 、 c 係數。

對簡化公式取 log 如公式 3.13，其中，迴歸得知常數項及 b 、 c 係數，根據 98-103 年資料得出飛來鹽迴歸公式 3.14，修正程序如圖 3.88。

$$C_{air} = C_{start} \times r \times u_e^a \times w_e^b \times d^c \dots\dots\dots (3.11)$$

$$C_{air} = C_{start} \times u_e^a \times w_e^b \times d^c \dots\dots\dots (3.12)$$

$$\log C_{air} = \log C_{start} + a \log u_e + b \log w_e + c \log d \dots\dots\dots (3.13)$$

其中， C_{air} ：飛來氣鹽量(mdd)； C_{start} ：臨海氣鹽量(mdd)； r ：風比率(海風吹拂時間比率)； u_e ：有效風速(m/s)； w_e ：有效雨量(mm)； d ：離岸距離(km)； a ：風速係數； b ：雨量係數； c ：距離係數。

飛來鹽迴歸公式為式 3.14 (式 A 為 C_{air} 考慮風速平方時之結果，式 B 則是 C_{air} 考慮風速立方時之結果)，迴歸曲線如圖 3.87 所示。迴歸分析中

的判定係數(Coefficient of determination, R^2)可用來判定實測值與預測值線性相關的強度,範圍在 $0 \leq R^2 \leq 1$, R^2 越大表示迴歸模型配適的情況良好,而誤差為實測值與預測值相減之差,將誤差取平均值、標準差,如表3-31。

$$C_{air} = 0.073 \times C_{start} \times u_e^2 \times w_e^{-0.8873} \times d^{-0.1307} \dots\dots\dots(3.14-A)$$

$$C_{air} = 0.032 \times C_{start} \times u_e^3 \times w_e^{-1.3376} \times d^{-0.1482} \dots\dots\dots(3.14-B)$$

其中, C_{air} : 飛來氣鹽量(mdd) ; C_{start} : 臨海氣鹽量(mdd) ; u_e : 有效風速(m/s) ; w_e : 有效雨量(mm) ; d : 離岸距離(km)。

表3-31 飛來鹽迴歸公式之迴歸分析統計量

飛來鹽 迴歸公式	R^2 判定係數	誤差 平均值	誤差 標準差
4.14-A	0.388	0	1.910
4.14-B	0.397	0	2.772

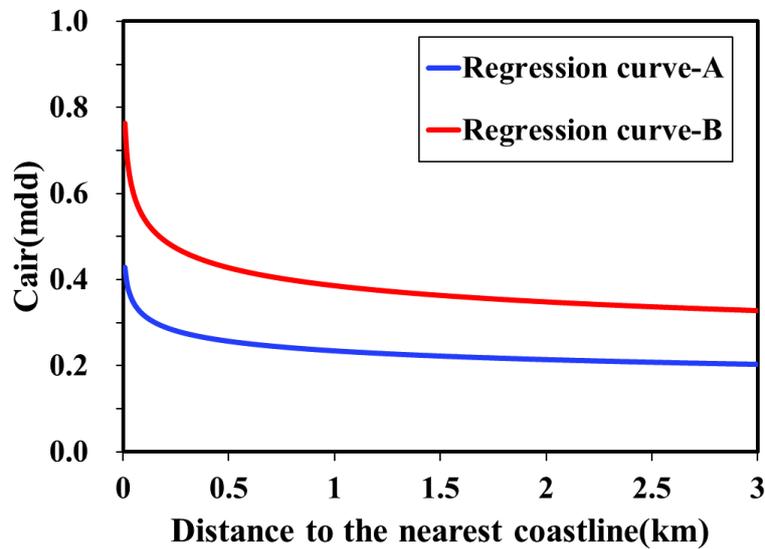


圖 3.87 飛來鹽迴歸公式

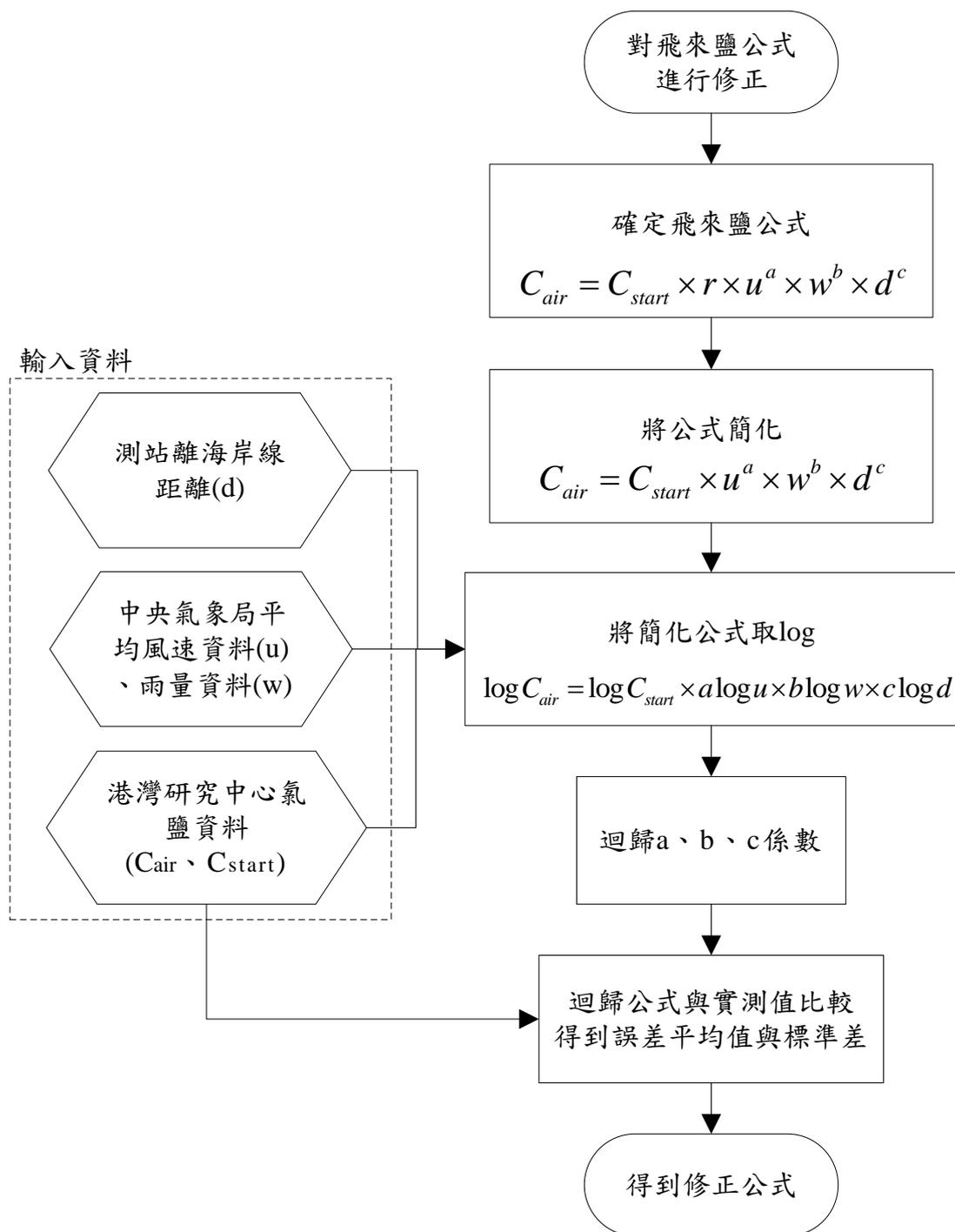


圖 3.88 飛來鹽公式修正程序圖

混凝土表面附著氯鹽量 C_0 為氯離子擴散公式中之參數，而臨近國家日本之經驗公式因不同學者建議而相差甚大，因環境條件不同而無法直接適用於台灣，本研究參考國內學者(詹穎雯及陳育聖，2010)如表3-32針對大氣中總氯鹽量 C_{air} 與混凝土表面氯離子量 C_0 之試驗結果提出經驗式如式(3.15)，然考量到實際結構物有雨水刷洗之效應，於有效雨量較高之區域，表示該區域雨水刷洗之效應較為嚴重，會影響到混凝土表面之氯離子量；有效雨量不高之區域，雨水刷洗效應則相對減少，故文獻建議之經驗式(3.15)只適用於桃園竹圍以南至苗栗白沙屯區域。

$$C_0 = 0.440 \times C_{air} (\%) \dots\dots\dots(3.15)$$

表3-32 混凝土表面附著氯鹽量數據(詹穎雯及陳育聖，2010)

編號	縣市	地點	結構物名稱	採樣位置	建造日期	海岸距離(m)	橋齡(年)	混凝土表面氯離子濃度(%)	混凝土表面附著氯鹽量(kg/m ³)
1	苗栗	白沙屯	過港橋面海	橋面版	64.1	335	35	0.3697	8.1334
2		白沙屯	過港橋面海	橋面版	64.1	335	35	0.4555	10.021
3		白沙屯	台一線護欄	護欄側邊	-	516	-	0.1536	3.3792
4		外埔漁港	漁港內的小橋	梁	-	25	-	1.0235	22.517
5		龍鳳漁港	龍江街排水溝	側邊	-	445	-	0.1824	4.0128
6		龍鳳漁港	龍江街小橋	橋面版	-	445	-	0.1921	4.2262
7	桃園	永安	新濱二號橋	梁	79.07	70	20	0.4992	10.9824
8		永安	新濱一號橋	梁	79.07	190	20	0.3765	8.283
9		永安	觀海橋	帽梁	72.03	340	27	0.2481	5.4582
10		觀音	小橋	橋面版	-	460	-	0.147	3.234
11	新北市	三芝	北勢橋	橋面版	80.04	260	19	0.0929	2.0438
12		三芝	活動中心頂層	較遠預留柱	69.12	22	30	0.2333	5.1326
13		三芝	活動中心頂層	較近預留柱	69.12	10	30	0.1815	3.993
14		三芝	芝蘭橋	橋台	80.04	10	19	0.6044	13.2968
15		金山	第35號橋	護欄	71.08	25	28	0.2519	5.5418
16		金山	第35號橋	橋面版	71.08	25	28	0.191	4.202
17		金山	磺港橋	橋台	-	240	-	0.2385	5.247
18		貢寮	仁愛橋	橋台	76	25	23	0.3455	7.601
19		貢寮	龍洞1號橋	橋台	77	150	22	0.0916	2.0152
20		貢寮	龍洞2號橋	橋台	68	10	31	0.3399	7.4778
21	基隆	基隆	老舊建築物	柱	-	570	>20	0.2095	4.609

(c) 混凝土氯離子滲透分析

飛來鹽量帶入公式 3.15 得到混凝土表面附著氯鹽量 C_0 。

當混凝土處於腐蝕的環境下，外界的有害因子經由混凝土內部之連通孔隙，藉由擴散的方式，逐漸到達鋼筋表面，當氯離子滲透進入混凝土內部孔隙，其所累積的氯離子濃度與時間之關係，可以從 Fick's 定律為基礎(公式 3.16 氯離子擴散方程式)來推估氯離子從混凝土表面擴散至鈍化膜間的時間 t ，其中 D_c 為氯離子擴散係數，表 3-33 為日本不同材料之氯離子擴散係數公式，在此參考日本土木學會論文集 (NO.670/V-63, pp.109-120, 2004) 純水泥擴散係數公式。

$$Cl = C_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \times c}{2\sqrt{D_c t}} \right) \right] \dots\dots\dots (3.16)$$

Cl ：鋼筋位置氯鹽量(kg/m³)

C_0 ：混凝土表面氯鹽量(kg/m³)

c ：擴散距離，為混凝土保護層厚度(mm)

D_c ：氯離子擴散係數

$$\log D_c = -6.77(W/C)^2 + 10.1(W/C) - 3.14 \text{ (cm}^2/\text{年)} \dots\dots\dots (3.17)$$

t ：材齡(年)

erf ：誤差函數

表3-33 日本氯離子擴散係數公式

(資料來源：日本建築學會、日本土木學會)

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

藉由上述公式可以預測時間與鋼筋表面氯鹽量之關係，若某橋梁位於蘇澳，海岸距離 0.9 km，平均風速 2.1 m/sec，由蘇澳飛來鹽衰減公式計算得 0.63 mdd，再由式 4.5 得混凝土表面氯鹽量 C_0 為 1.25 kg/cm^3 ，若保護層厚度為 50 mm，水灰比 0.55 得到 D_c 擴散係數 2.328，得知所有參數後即可帶入氯離子擴散方程式，圖 3.89 為時間與鋼筋表面氯鹽量關係圖。

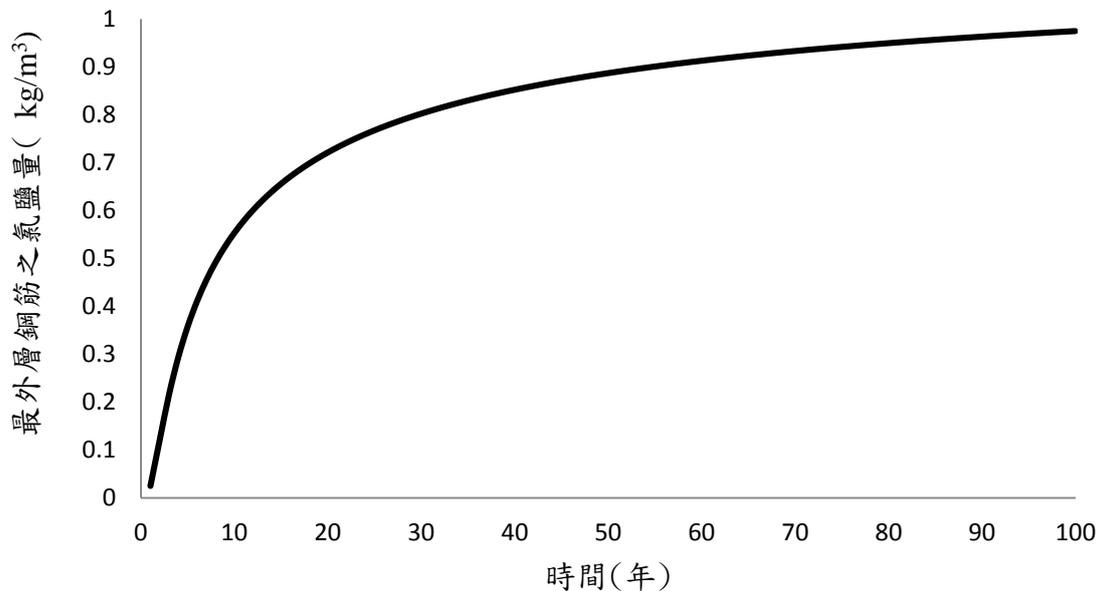


圖 3.89 橋梁時間與鋼筋表面氯離子量關係圖

第四章 橋梁耐震能力評估

4.1 分析案例簡介

本分析案例橋梁總長1645公尺直線橋，橋寬19公尺，上部結構為41跨，每跨含8支PCI梁，下部結構由單柱式長圓形橋墩組成，採用18m深之沉箱基礎，墩柱高度為4m，橋台及橋墩柱編號由左而右依序為A1、P1~P40、A2，本案例取P3-P6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/M、F/F、F/F....F/F、M/M（橋墩(台)頂左側支承/橋墩(台)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 P1~P40 立面、斷面及配筋，如圖 4.1 所示。

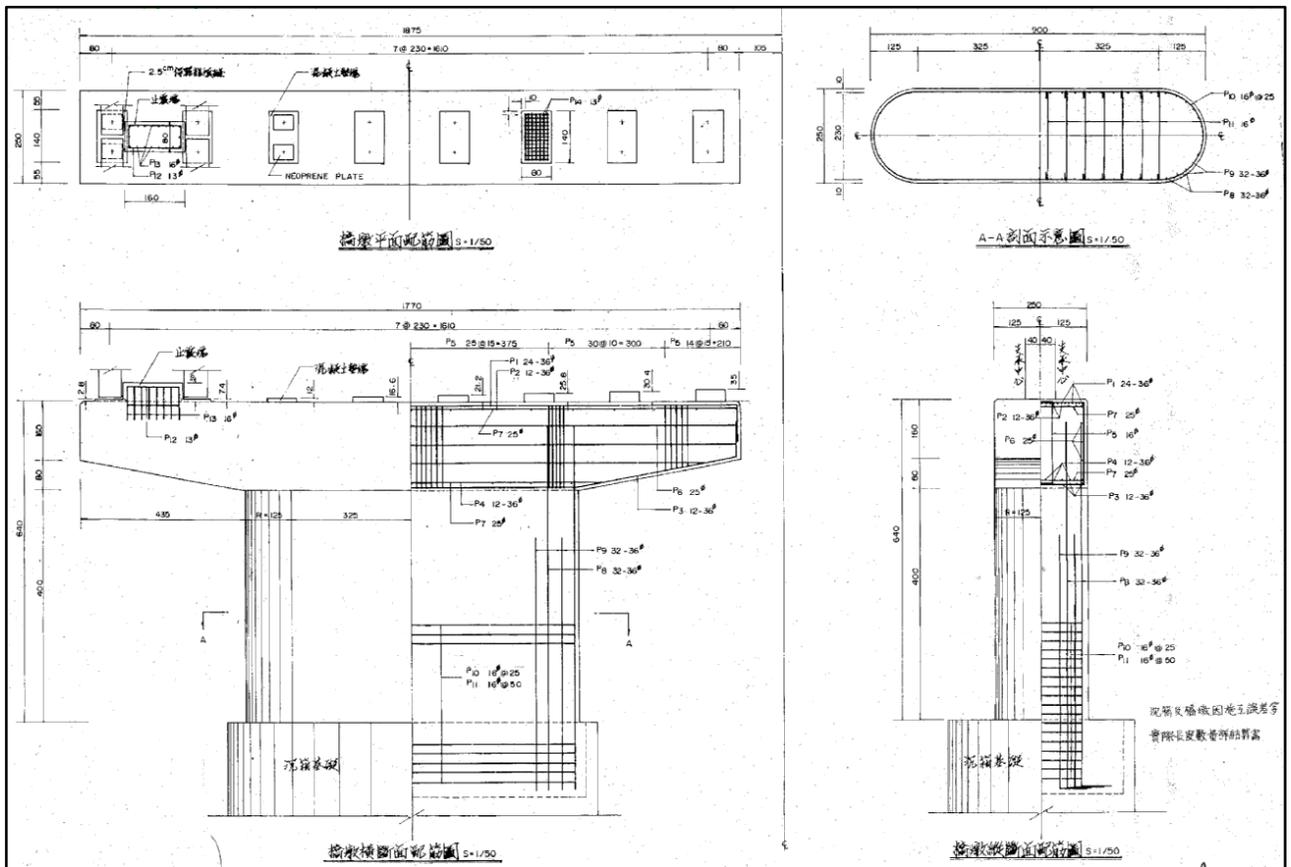


圖 4.1 橋墩柱 P1~P40 立面、斷面及配筋圖

4.2 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，土層平均N值為50， $V_{S30} = 80N_i^{1/3} = 294.7 \text{ m/s} \geq 270 \text{ m/s}$ ，屬第一類地盤。

4.3 工址之地震需求

設計規範：76年版

本橋梁工址位於台中縣清水區，第一類地盤，鄰近之斷層為屯子腳斷層，震區短週期之設計地震水平譜加速度係數 $S_s^D = 0.8$ ，震區一秒週期之設計地震水平譜加速度係數 $S_1^D = 0.45$ ，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 $F_v = 1.0$ ，反應譜等加速度段之斷層近域調整因子 $N_a = 1.14$ ，反應譜等速度段之斷層近域調整因子 $N_v = 1.16$ 。

$$S_{DS} = F_a (S_s^D \times N_a) = 0.912$$

$$0.4S_{DS} = 0.3648$$

$$S_{D1} = F_v (S_1^D \times N_v) = 0.522$$

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.5723 \text{ 秒}$$

中度地震下之水平譜加速度係數為

$$0.4S_{DS}/3.25 = 0.1123g$$

設計地震下之水平譜加速度係數為

$$0.4S_{DS} = 0.3648g$$

4.4 載重計算

$$\text{AC 面層 } 19 \times 0.05 \times 2.4 = 2.28t/m$$

$$\text{欄杆(單邊) } 0.6t/m$$

$$\text{公共設施重量 } 0.4t/m$$

梁上均佈載重

$$(2.28 + 0.4)/19 \times 2.3 = 0.324t/m(\text{間距為 } 2.3m)$$

$$\frac{2.28+0.4}{19} \times 2.6 + 0.6 = 0.967\text{t/m}(\text{二側有欄杆處})$$

鄰跨載重 543.22t 分佈於梁上

中間 6 支承 67.65t(間距為 2.3m)

二側 2 支承 68.66t

載重分佈如圖 4.2 所示。

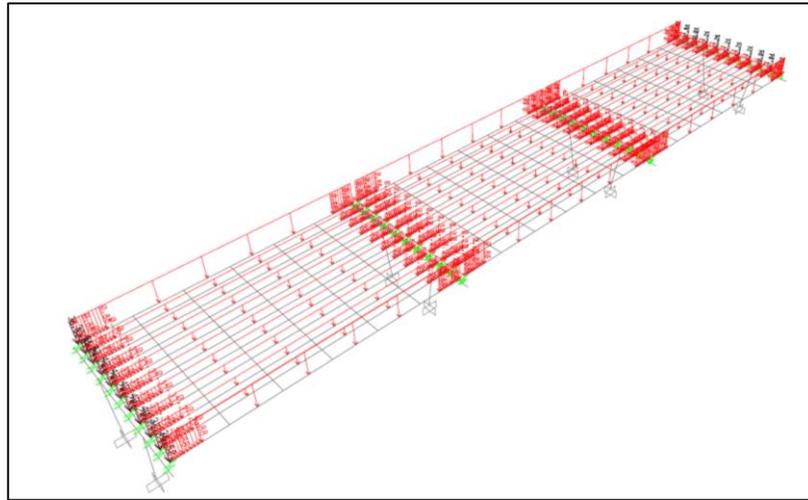


圖 4.2 載重分佈圖

4.5 混凝土及鋼筋應力應變關係

依據第 2.2.3 節計算 Kawashima 模式之圍束及無圍束混凝土應力應變關係，混凝土抗壓強度 $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$ ，計算結果如圖 4.3 所示，鋼筋抗拉強度 $f_y = 2800\text{kg/cm}^2$ 。

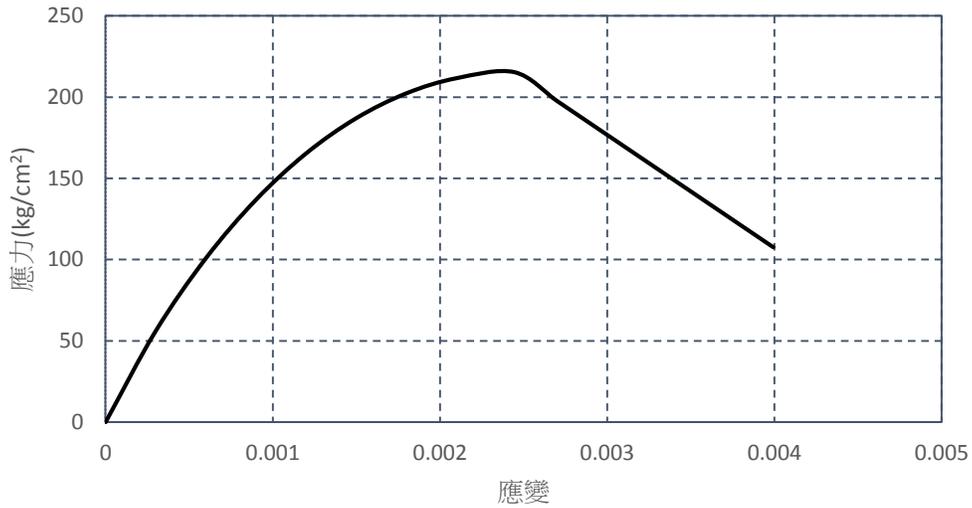


圖4.3混凝土應力應變曲線

4.6 行車向側推分析

4.6.1 行車向墩底彎矩曲率分析

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 Response 2000 軟體分析，輸入畫面如圖 4.4 所示，輸入之柱軸力以靜力分析求得為 1607 噸，分析結果如圖 4.5 及表 4-1 所示。

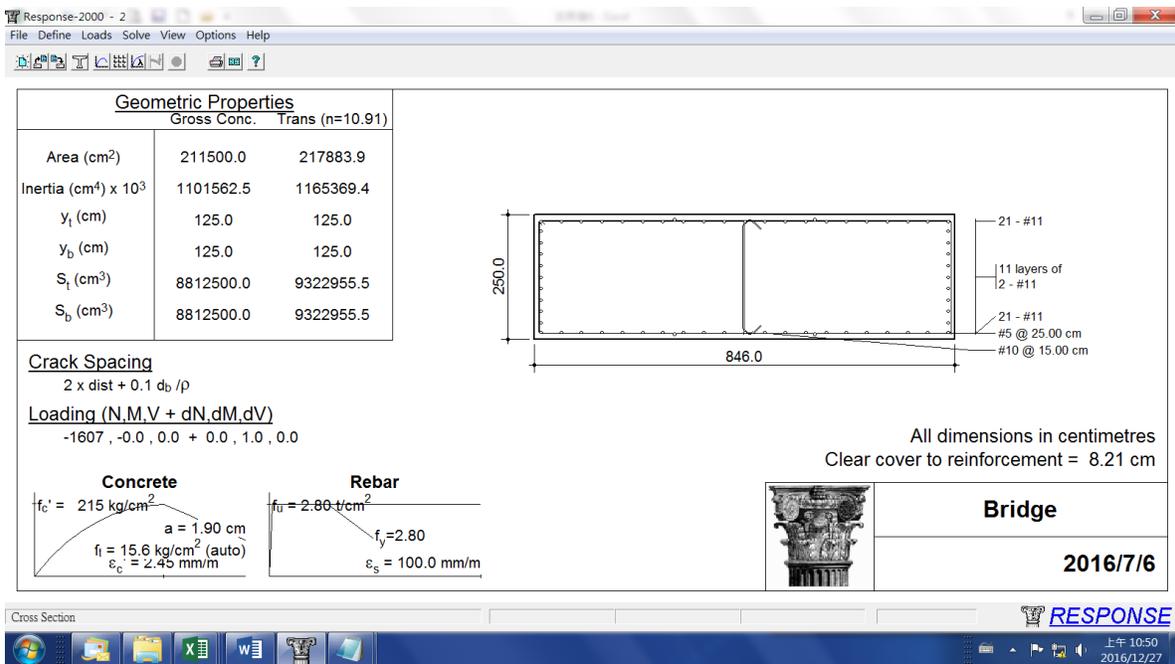


圖4.4 行車向墩柱於Response 2000之斷面圖

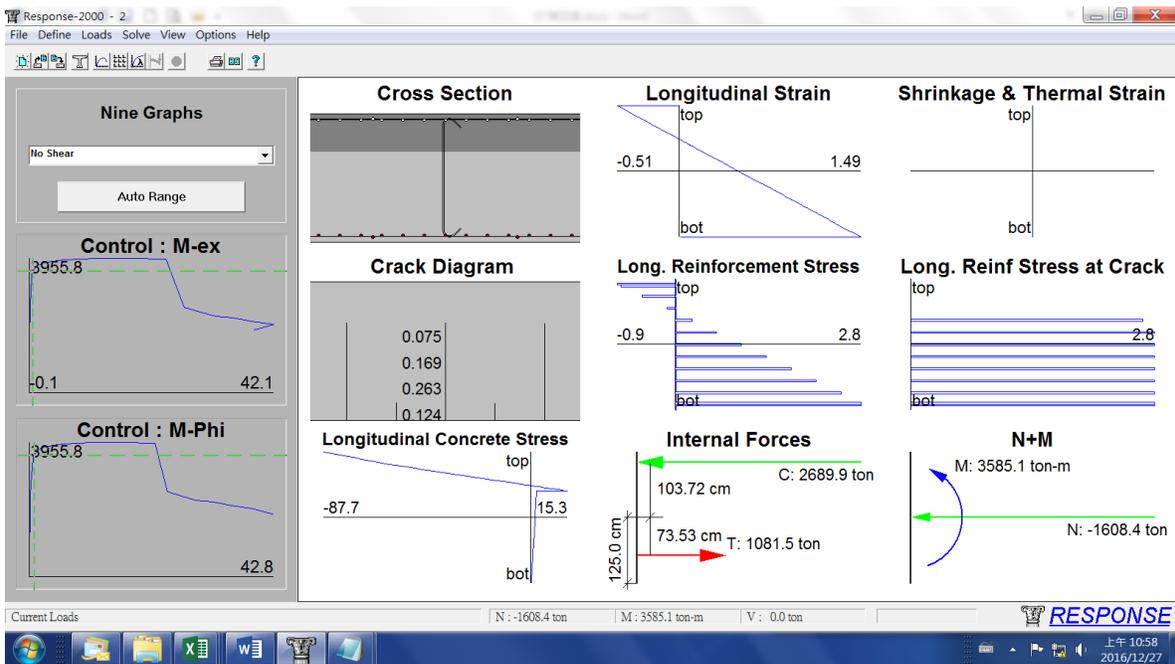


圖4.5 行車向墩柱於Response 2000之分析結果

表4-1行車向彎矩-曲率關係

	彎矩	曲率
	tonf-m	rad/km
原點	0	0
開裂點	2379	0.12
起始降伏點	3464	0.64
雙線性降伏點	3753	1.04
極限點	3955	12.395

4.6.2 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」第 4.5.1.2 節，將彎矩-曲率關係轉換為彎矩-轉角關係，結果如表 4-2 及圖 4.6 所示。

靜載重軸力作用狀態

橋柱 $L=400\text{cm}$,

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

$$= 0.08 * 400 + 0.0022 * 3.6 * 2800 = 54.18$$

$$\delta_y = \frac{\varphi_y L^2}{3} = 0.0000104 * \frac{400^2}{3} = 0.555\text{cm}$$

$$\theta_y = \frac{\delta_y}{L} = \frac{0.555}{400} = 0.00139 \text{ rad}$$

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

$$= \frac{3955}{3753} \times 0.555 + (0.00012395 - 0.0000104) \times 54.18$$

$$\times (400 - 27.09) = 2.879\text{cm}$$

$$\theta_u = \frac{\delta_u}{L} = \frac{2.879}{400} = 0.0072\text{rad}$$

表4-2 行車向彎矩-轉角關係

	彎矩	轉角
	Ton-m	rad
原點	0	0
開裂點	2379	0.00016
起始降伏點	3464	0.00085
雙線性降伏點	3753	0.00139
極限點	3955	0.0072

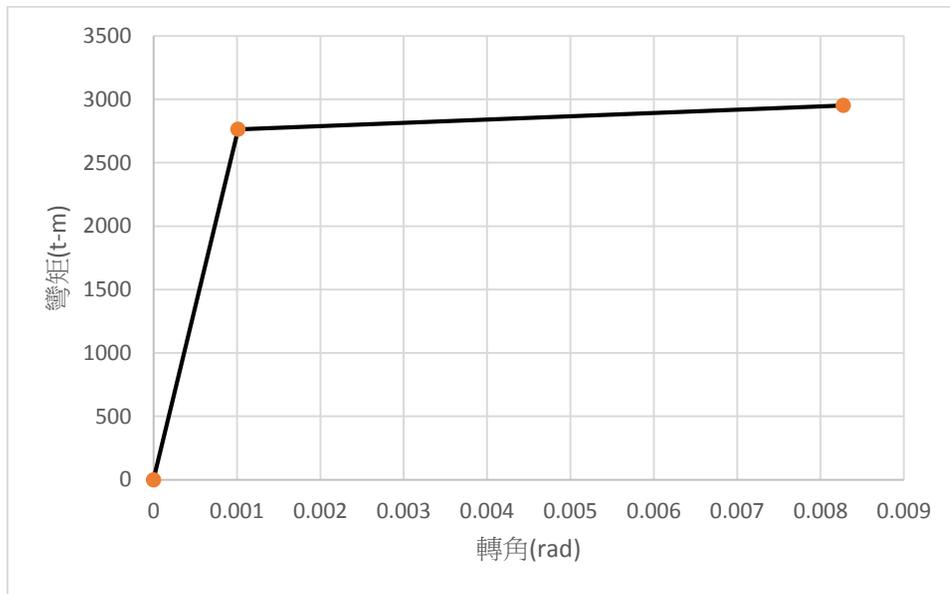


圖4.6 行車向彎矩-轉角關係圖

4.6.3 行車向墩柱剪力強度分析

根據「公路橋梁耐震能力評估及補強準則」第 4.5.1.2 節，計算斷面剪力強度，計算結果如圖 4.7 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 4-3 所示。

$$V_s = \frac{dA_{sh}f_{yh}}{a} = 240 \times 3.9712 \times \frac{2800}{25} = 106745 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

$$\theta_y \text{ 時}, R = 1, k = 1,$$

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{1607000}{140 \times 846 \times 250} \right) \times \sqrt{210} \times 0.8 \times (846 \times 250)$$

$$= 1370057 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_n = V_c + V_s = 1370057 + 106745 = 1476802 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{vy} = V_n \times h = 1476802 * \frac{400}{100000} = 5907 \text{ t-m}$$

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

$$V_c = 0.53 \left(0 + \frac{1607000}{140 \times 846 \times 250} \right) \times \sqrt{210} \times 0.8 \times (846 \times 250)$$

$$= 70528 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_n = V_c + V_s = 70528 + 106745 = 177273 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{vu} = V_n \times \left(h - \frac{L_p}{2} \right) = 177273 \times (400 - 27.09) / 100000 = 661 \text{ t-m}$$

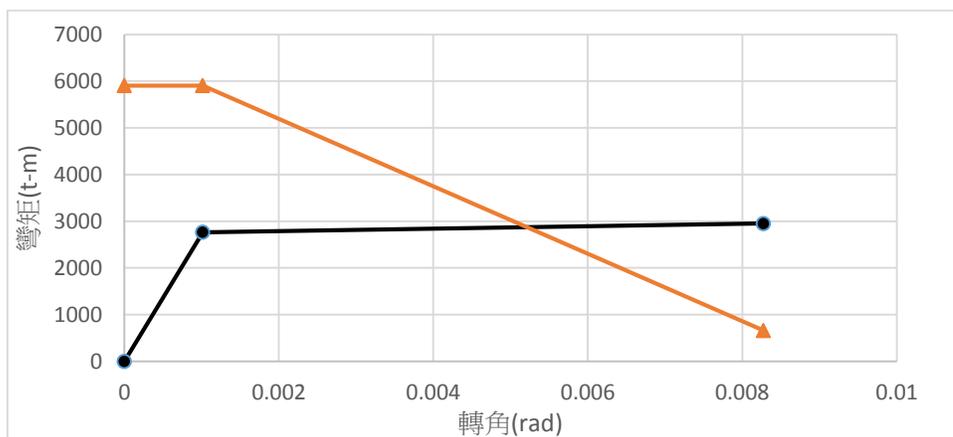


圖4.7 行車向塑性鉸破壞模式判斷

表4-3 行車向塑性鉸柱底SAP2000輸入資料

項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
A	0	0
B	3753	0
C	3832	0.0023
D	2708	0.00354
E	0	0.00354

4.6.4行車向斷筋點彎矩曲率分析

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 Response 2000 軟體分析，輸入畫面如圖 4.8 所示，輸入之柱軸力以靜力分析求得為 1607 噸，分析結果如圖 4.9 及表 4-4 所示。

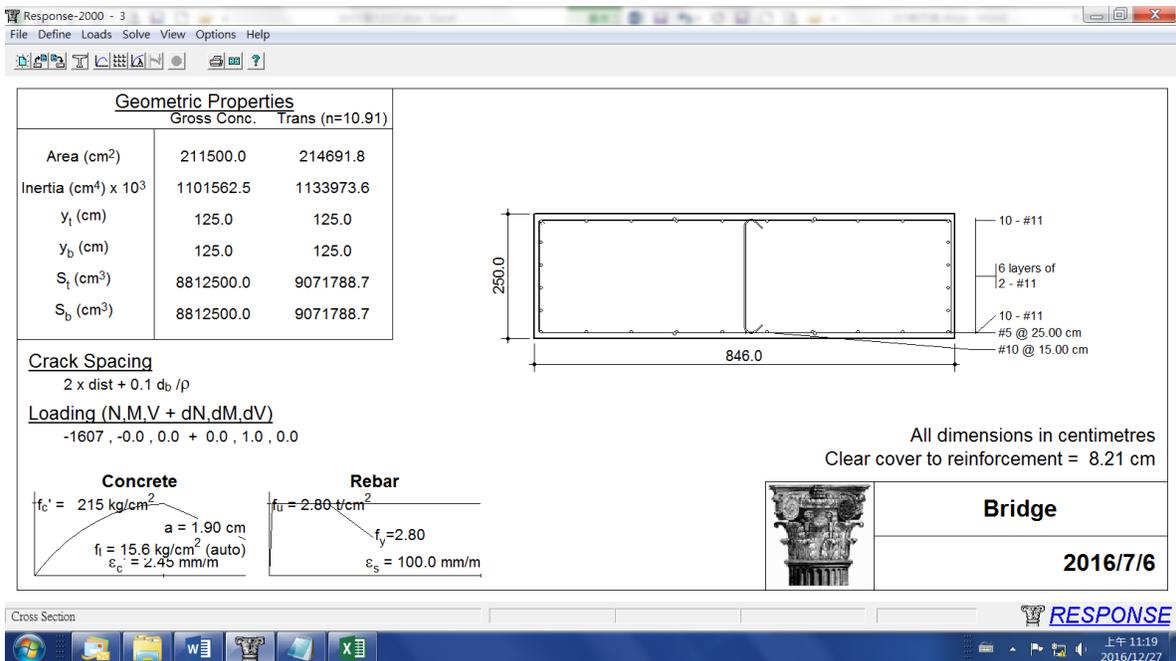


圖4.8 行車向墩柱斷筋點於Response 2000之斷面圖

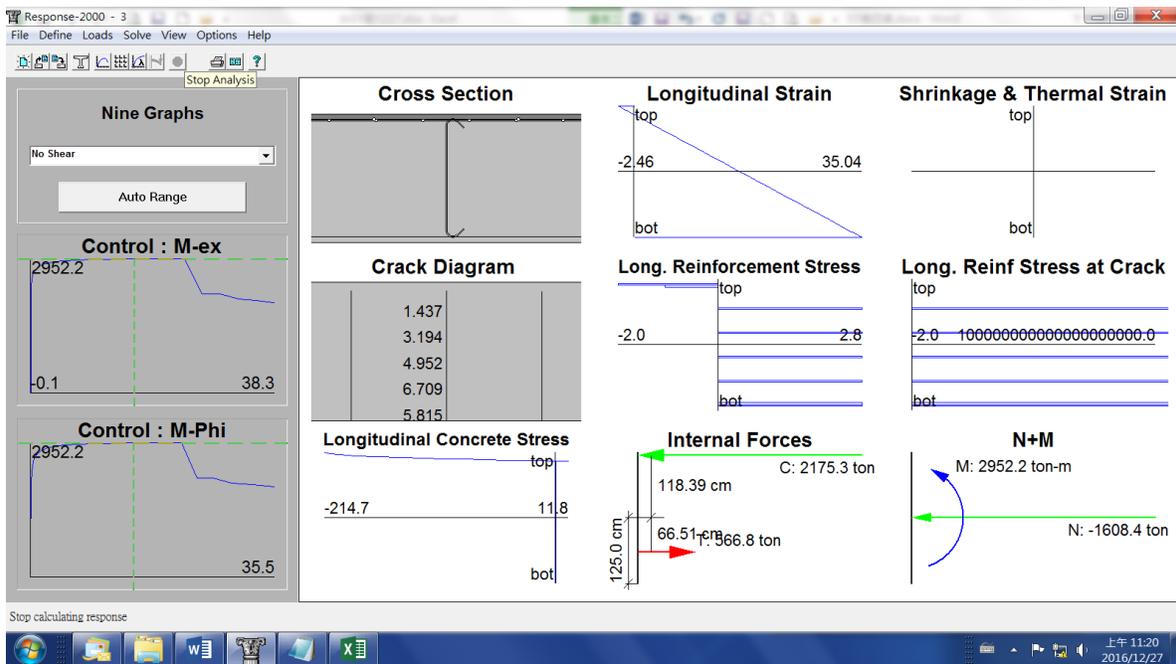


圖4.9 行車向墩柱斷筋點於Response 2000之分析結果

表4-4行車向斷筋點彎矩-曲率關係

	彎矩 tonf-m	曲率 rad/km
原點	0	0
開裂點	2154	0.12
起始降伏點	2588	0.48
雙線性降伏點	2764	0.76
極限點	2952	14.998

4.6.5 行車向斷筋點墩柱彎矩轉角分析

彎矩-曲率關係轉換為彎矩-轉角關係，結果如表 4-5 及圖 4.10 所示。

靜載重軸力作用狀態

橋柱 L=400cm,

$$\begin{aligned}
L_p &= 0.08L + 0.0022d_b f_y \\
&= 0.08 * 400 + 0.0022 * 3.6 * 2800 = 54.18 \\
\delta_y &= \frac{\varphi_y L^2}{3} = 0.0000076 * \frac{400^2}{3} = 0.405 \text{cm} \\
\theta_y &= \frac{\delta_y}{L} = \frac{0.405}{400} = 0.00101 \text{ rad} \\
\delta_u &= \frac{M_u}{M_y} \delta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_p \times (L - 0.5L_p) \\
&= \frac{2952}{2764} \times 0.405 + (0.0001499 - 0.0000076) \times 54.18 \\
&\quad \times (400 - 27.09) = 3.3 \text{cm} \\
\theta_u &= \frac{\delta_u}{L} = \frac{3.3}{400} = 0.008 \text{ rad}
\end{aligned}$$

表4-5 行車向斷筋點彎矩-轉角關係

	彎矩	轉角
	Ton-m	rad
原點	0	0
開裂點	2154	0.00016
起始降伏點	2588	0.00064
雙線性降伏點	2764	0.00101
極限點	2952	0.008

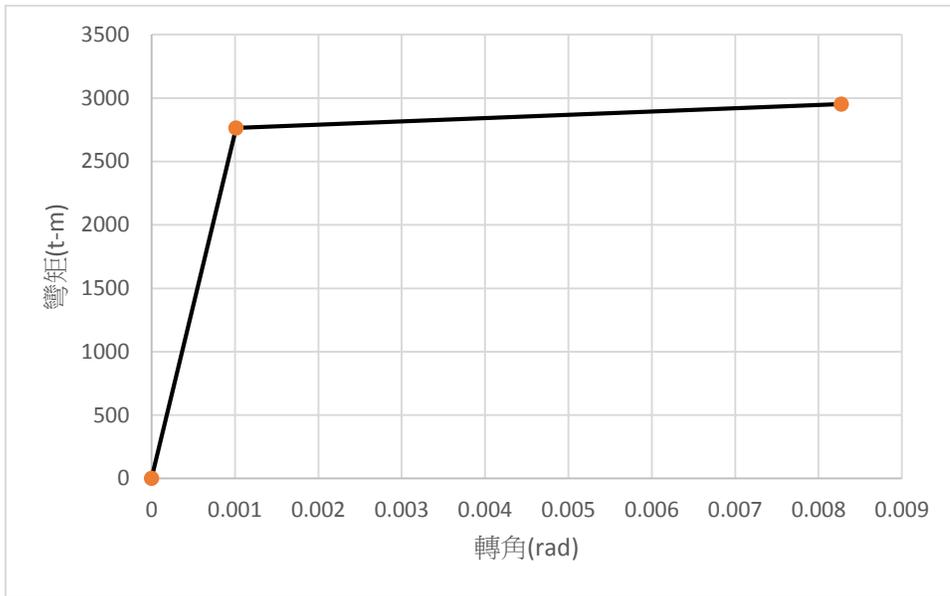


圖4.10 行車向斷筋點彎矩-轉角關係圖

4.6.6 行車向斷筋點墩柱剪力強度分析

斷面剪力強度計算結果如圖 4.11 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 4-6 所示。

$$V_s = \frac{dA_{sh}f_{yh}}{a} = 240 \times 3.9712 \times \frac{2800}{25} = 106745 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

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

$$\begin{aligned} V_c &= 0.53 \left(1 + \frac{1607000}{140 \times 846 \times 250} \right) \times \sqrt{210} \times 0.8 \times (846 \times 250) \\ &= 1370057 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$V_n = V_c + V_s = 1370057 + 106745 = 1476802 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{vy} = V_n \times h = 1476802 * \frac{400}{100000} = 5907t - m$$

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

$$V_c = 0.53 \left(0 + \frac{1607000}{140 \times 846 \times 250} \right) \times \sqrt{210} \times 0.8 \times (846 \times 250)$$

$$= 70528kg/cm^2$$

$$V_n = V_c + V_s = 70528 + 106745 = 177273kg/cm^2$$

$$M_{vu} = V_n \times \left(h - \frac{L_p}{2} \right) = 177273 \times (400 - 27.09)/100000 = 661t - m$$

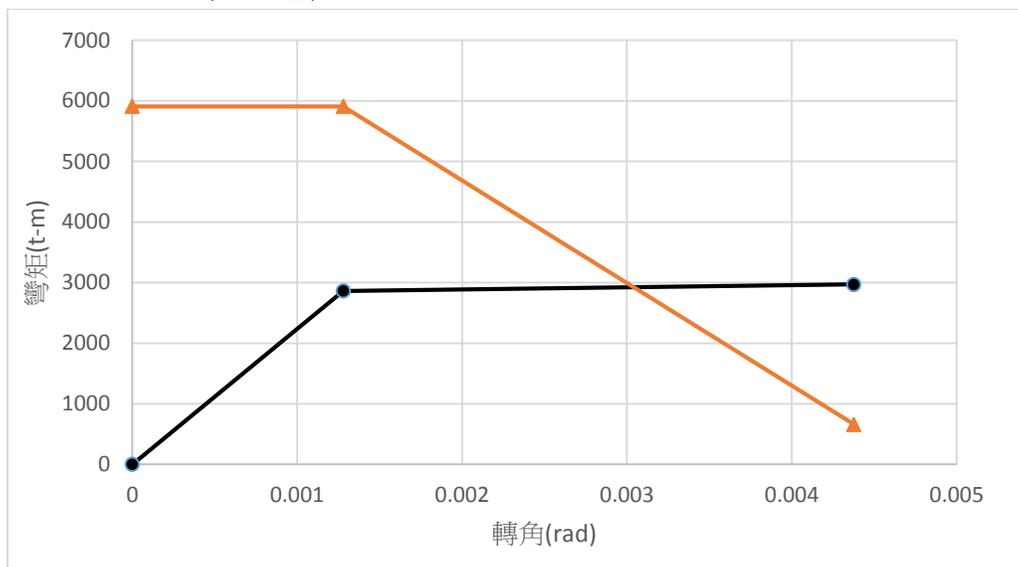


圖4.11 行車向斷筋點塑性鉸破壞模式判斷

表4-6 行車向塑性鉸柱底SAP2000輸入資料

項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
A	0	0
B	2764	0
C	2871	0.004
D	2197	0.0049
E	0	0.0049

4.6.7 沉箱基礎之土壤彈塑性彈簧參數分析

沉箱基礎(如圖 4.12)之土壤以彈簧模擬，根據「公路橋梁耐震能力評估及補強準則」4.5.5.1 節及「建築物基礎構造設計規範」之規定計算相關接觸沉箱基礎之土壤彈簧，如表 4-7 所示：

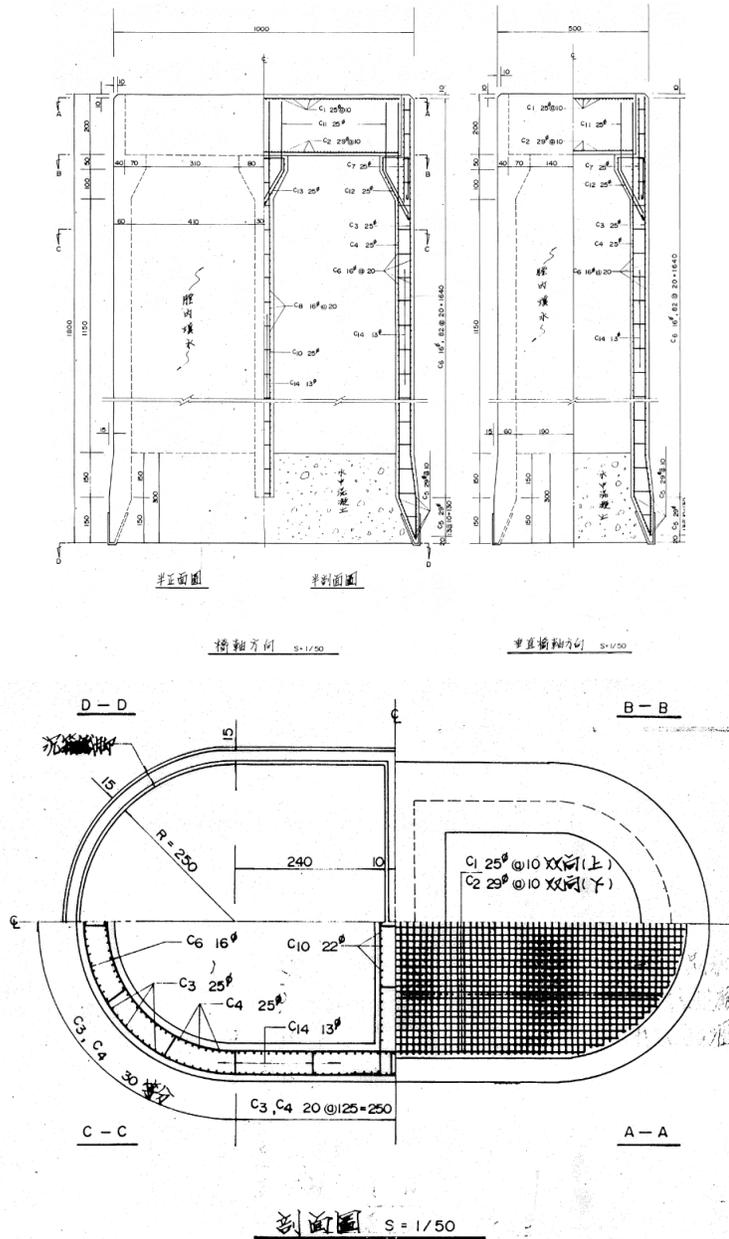


圖4.12 沉箱竣工圖

表4-7地盤反力係數及地層反力容許上限值

位置	方向	地盤反力係數	地層反力容許上限值(tf/m ²)
沉箱底面	垂直	$k_V = k_{V0} (B_V / 30)^{-\frac{3}{4}}$	$q_a = \frac{1}{FS} (q_u - \gamma_2 D_f) + \gamma_2 D_f$ $\sigma_p = \sigma'_z K_p + 2c\sqrt{K_p}$ 上述二式之小值
	水平	$k_S = 0.3k_V$	$R_f = (c_a A + N \tan \delta) / FS$
沉箱正前方	水平	$k_H = \alpha_k k_{H0} (B_H / 30)^{-\frac{3}{4}}$	$\sigma_{ka} = \sigma_p / FS$
	垂直	$k_{SVB} = 0.3k_H$	砂質土 $f = \min[0.1N, 0.5(\sigma'_0 \tan \phi'), 5] / FS$ 黏性土 $f = \min[0.5S_u, 10] / FS$
沉箱側面	水平	$k_{SHD} = 0.6\alpha_k k_{H0} (D_H / 30)^{-\frac{3}{4}}$	砂質土 $f = \min[0.1N, 0.5(\sigma'_0 \tan \phi'), 5] / FS$ 黏性土 $f = \min[0.5S_u, 10] / FS$
	垂直	$k_{SVD} = 0.3k_{SHD}$	

依據沉箱基礎橋梁所在工址之標準貫入試驗值 N=50，依據 4.1 節之沉箱基礎斷面與地盤反力係數運算理論，可得沉箱底面、沉箱正前方和沉箱側面之地盤反力係數。

(1) 沉箱正前方水平與垂直方向彈簧：

沉箱正前方水平方向彈簧 k_H 與圓柱側面投影面積關係推算彈簧之彈性勁度，並須考量由被動土壓力所造成之水平極限支承力限制，再藉由完全彈塑性之雙線性力對位移關係設定彈簧性質。

假設沉箱基礎之土層土壤單位重 $\gamma=2.5\text{tonf/m}^3$ 、土壤摩擦角 $\phi=46^\circ$ 、地表面與水平面之夾角 $\alpha=0^\circ$ ，沉箱正前方與土壤間之摩擦角 $\delta=42^\circ$ ，則可求得被動土壓力係數 K_{EP} ，若再依不同土層深度推求得被動土壓力上限係數 α_p ，即可得沉箱正前方水平被動土壓力上限值 $PH_u=\alpha_p P_{Ep}$ 。在沉箱正前方水平方向(KH)和垂直方向(KSVB)

彈簧勁度方面，將圓柱側面面積分成 16 等分並個別計算其面積大小，則依據算式 $K_{Hi} = k_{hi} \times A_i (i = 1, 2, \dots, 16)$ 、 $K_{SVB} = 0.3k_H$ 可將土壤彈簧非線性特性模擬成圖 4.13。

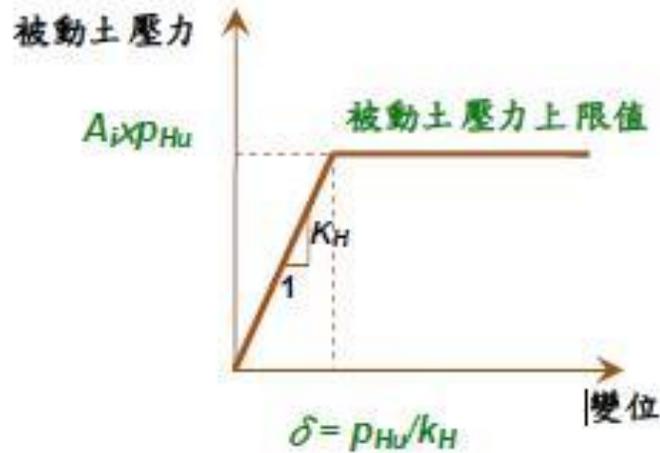


圖 4.13 沉箱正前方彈簧之雙線性特性示意圖

(2) 沉箱底面水平方向彈簧：

沉箱底面水平方向彈簧 K_S 需藉由基礎底面水平地盤反力係數 k_s 與底面面積關係推算彈簧之彈性勁度，並考量由基礎底面與地層間之摩擦力與附著力兩者所提供之摩擦阻力限制，以雙線性力對位移關係設定彈簧性質。

假設作用於基礎版底面之有效鉛直載重 N 為橋梁承受靜載重之反力、基礎版底面之有效接觸面積 A 為已知條件、基礎版底面與地層間之摩擦角 $\delta = 46^\circ$ 、基礎版底面與地層之有效附著力 $C_a = 2.0 \text{ tonf/m}^2$ ，則可求得基礎版底面之摩擦阻力 R_f 。

沉箱底面水平方向彈簧勁度 K_S 方面，將底面面積分成 5 等分並個別計算其面積大小，則依據 $K_{Si} = k_{si} \times A_i (i = 1, 2, \dots, 5)$ ，可將土壤彈簧非線性特性模擬成圖 4.14。

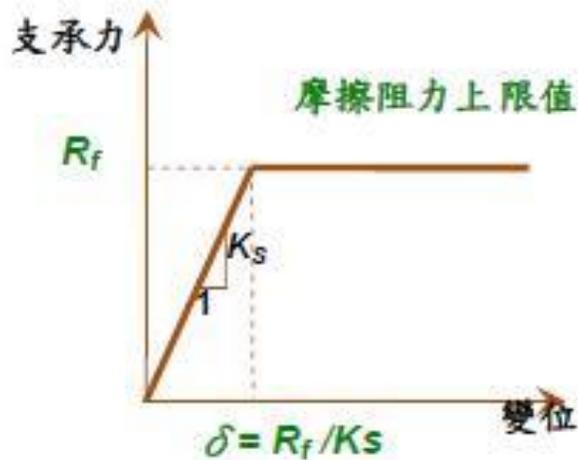


圖 4.14 沉箱底面水平方向彈簧之雙線性特性示意圖

(3) 沉箱底面垂直方向彈簧：

沉箱底面垂直方向彈簧 K_V 需藉由基礎底面垂直地盤反力係數 k_V 與底面面積關係推算彈簧之彈性勁度，並考量垂直極限支承力 q_u 之限制，以雙線性力對位移關係設定彈簧性質。

假設其基礎底面下土壤之凝聚力 $c=2 \text{ tonf/m}^2$ 、基礎底面下土壤之有效單位重 $\gamma_1=2.5 \text{ tonf/m}^2$ 、基礎底面以上土壤之平均有效單位重 $\gamma_1=2.5 \text{ tonf/m}^2$ 、基礎寬度 $B=12.0 \text{ m}$ 、基礎之有效埋置深度 $D_f=16 \text{ m}$ ， $\phi=46^\circ$ ，基礎底面形狀影響因素查表得 $\alpha=1.692$ ， $\beta=0.0769$ ，即可求得垂直極限支承力 q_u 。

沉箱底面垂直方向彈簧勁度方面，則依據 $K_{si}=k_{si} \times A_i (i=1, 2, \dots, 5)$ ，可將土壤彈簧模擬成圖 4.15。

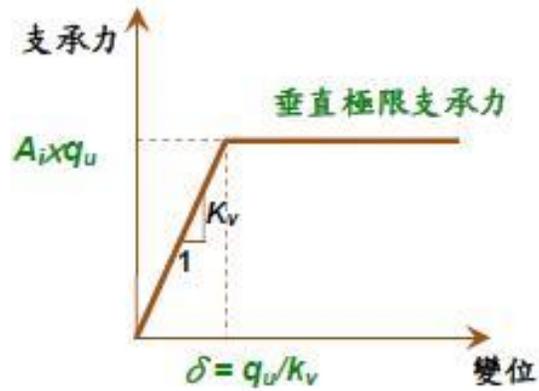


圖 4.15 沉箱底面垂直方向彈簧之雙線性特性示意圖

計算地盤反力係數如下：

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \alpha E_0 ; k_{H0} = \frac{1}{30} \alpha E_0$$

依據標準貫入深度推估變形模數 $E_0 = 25N$

$$B_v = \sqrt{A_v} = 752cm ; B_H = B_e = 960cm ; D_H = D_e = 280cm$$

$\alpha_k = 1$, 考慮地層無背填灌漿之情形

沉箱各深度之地盤反力係數計算如表 4-8 所示：

表4-8 沉箱各深度之地盤反力係數

深度	沉箱正前方		沉箱側面		沉箱底面	
	k_H (kg/cm ³)	k_{SVB} (kg/cm ³)	k_{SHD} (kg/cm ³)	k_{SVD} (kg/cm ³)	k_S (kg/cm ³)	k_V (kg/cm ³)
0	10.08	3.03	12.63	3.79	1.61	5.37
1	10.08	3.03	12.63	3.79		
2	10.08	3.03	12.63	3.79		
3	7.10	2.13	8.89	2.67		
4	7.10	2.13	8.89	2.67		
5	7.10	2.13	8.89	2.67		
6	7.10	2.13	8.89	2.67		
7	7.10	2.13	8.89	2.67		
8	7.10	2.13	8.89	2.67		
9	7.10	2.13	8.89	2.67		
10	7.10	2.13	8.89	2.67		
11	7.10	2.13	8.89	2.67		
12	7.10	2.13	8.89	2.67		
13	7.10	2.13	8.89	2.67		
14	7.10	2.13	8.89	2.67		
15	7.10	2.13	8.89	2.67		
16	7.39	2.22	9.25	2.77		
17	7.39	2.22	9.25	2.77		
18	7.39	2.22	9.25	2.77		

根據「建築物基礎構造設計規範」不同深度之土壤彈簧強度以被動土壓上限值 p_{Hu} 及被動土壓力 p_{Ep} 如下所示，沉箱各深度之地盤反力上限值計算如表 4-9 所示。

$$p_{Hu} = \alpha_p p_{Ep}$$

$$p_{Ep} = \gamma \cdot x \cdot K_{EP} + 2c\sqrt{K_{EP}}$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta \cos \alpha}} \right]^2}$$

SAP2000 分析時模擬之土壤彈簧參數計算如表 4-10 及表 4-11 所示。

表4-9 沉箱正面土壤彈簧相關參數

深度	垂直向			水平向		
	$K_{SVB}(t/m)$	上限值 (t)	δ (m)	$K_H(t/m)$	上限值 (t)	δ (m)
0	24201	0.00	0.00000	80671.58	68.08	0.000844
1	24201	0.98	0.00004	80671.58	106.27	0.001317
2	24201	1.95	0.00008	80671.58	148.08	0.001836
3	17043	2.93	0.00017	56810.97	193.51	0.003406
4	17043	3.91	0.00023	56810.97	242.56	0.00427
5	17043	4.89	0.00029	56810.97	295.23	0.005197
6	17043	5.86	0.00034	56810.97	351.53	0.006188
7	17043	6.84	0.00040	56810.97	411.45	0.007242
8	17043	7.82	0.00046	56810.97	474.98	0.008361
9	17043	8.79	0.00052	56810.97	542.14	0.009543
10	17043	9.77	0.00057	56810.97	612.92	0.010789
11	17043	10.75	0.00063	56810.97	687.32	0.012098
12	17043	11.73	0.00069	56810.97	765.35	0.013472
13	17043	12.70	0.00075	56810.97	846.99	0.014909
14	17043	13.68	0.00080	56810.97	932.26	0.01641
15	17043	14.66	0.00086	56810.97	1021.15	0.017974
16	17725	15.63	0.00088	59083.41	1113.66	0.018849
17	17725	16.61	0.00094	59083.41	1209.79	0.020476
18	17725	17.59	0.00099	59083.41	1309.54	0.022164

表4-10 沉箱側面土壤彈簧相關參數

深度	垂直向			水平向		
	$K_{SVB}(t/m)$	上限值 (t)	$\delta(m)$	$K_H(t/m)$	上限值 (t)	$\delta(m)$
0	11363	0.00	0.00000	37877.35	34.04	0.00090
1	11363	0.49	0.00004	37877.35	53.14	0.00140
2	11363	0.98	0.00009	37877.35	74.04	0.00195
3	8002	1.47	0.00018	26674.19	96.76	0.00363
4	8002	1.95	0.00024	26674.19	121.28	0.00455
5	8002	2.44	0.00031	26674.19	147.62	0.00553
6	8002	2.93	0.00037	26674.19	175.76	0.00659
7	8002	3.42	0.00043	26674.19	205.72	0.00771
8	8002	3.91	0.00049	26674.19	237.49	0.00890
9	8002	4.40	0.00055	26674.19	271.07	0.01016
10	8002	4.89	0.00061	26674.19	306.46	0.01149
11	8002	5.37	0.00067	26674.19	343.66	0.01288
12	8002	5.86	0.00073	26674.19	382.67	0.01435
13	8002	6.35	0.00079	26674.19	423.50	0.01588
14	8002	6.84	0.00085	26674.19	466.13	0.01747
15	8002	7.33	0.00092	26674.19	510.57	0.01914
16	8322	7.82	0.00094	27741.16	556.83	0.02007
17	8322	8.31	0.00100	27741.16	604.89	0.02180
18	8322	8.79	0.00106	27741.16	654.77	0.02360

表4-11 行車向沉箱底面土壤彈簧相關參數

編號	$A_i(m^2)$	$K_v(tf/m)$	$A_i x q_u(tf)$	$\delta(m)$	$K_h(tf/m)$	$R_f(tf)$	$\delta(m)$
1	7.80	41827.42	10793.12	0.25804	12548.23	145.46	0.01159
2	9.54	51179.81	13206.41	0.25804	15353.94	177.98	0.01159
3	9.96	53421.85	13784.94	0.25804	16026.55	185.78	0.01159
4	9.54	51179.81	13206.41	0.25804	15353.94	177.98	0.01159
5	7.80	41827.42	10793.12	0.25804	12548.23	145.46	0.01159

4.6.8 行車向側推曲線

依沉箱基礎形式與橋梁細部設計尺寸，利用 SAP2000 非線性 Link 元素中之 Multilinear Elastic 模型，參酌土壤彈簧計算結果，使用 Multi-Linear Force-Deformation Definition 視窗定義雙線性土壤彈簧，沉箱裸露無裸露，沉箱土壤部份以彈簧模擬，含沉箱基礎與土壤互制效應橋梁模型如圖 4.16 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 4.17、4.18 及 4.19 所示，橋柱破壞順序為：P4B,P5B →P4C,P5C。(其中符號 B 代表降服，C 代表破壞)，降伏地表加速度 $A_y=0.224g$ ，崩塌地表加速度 $A_c=0.401g$ 。

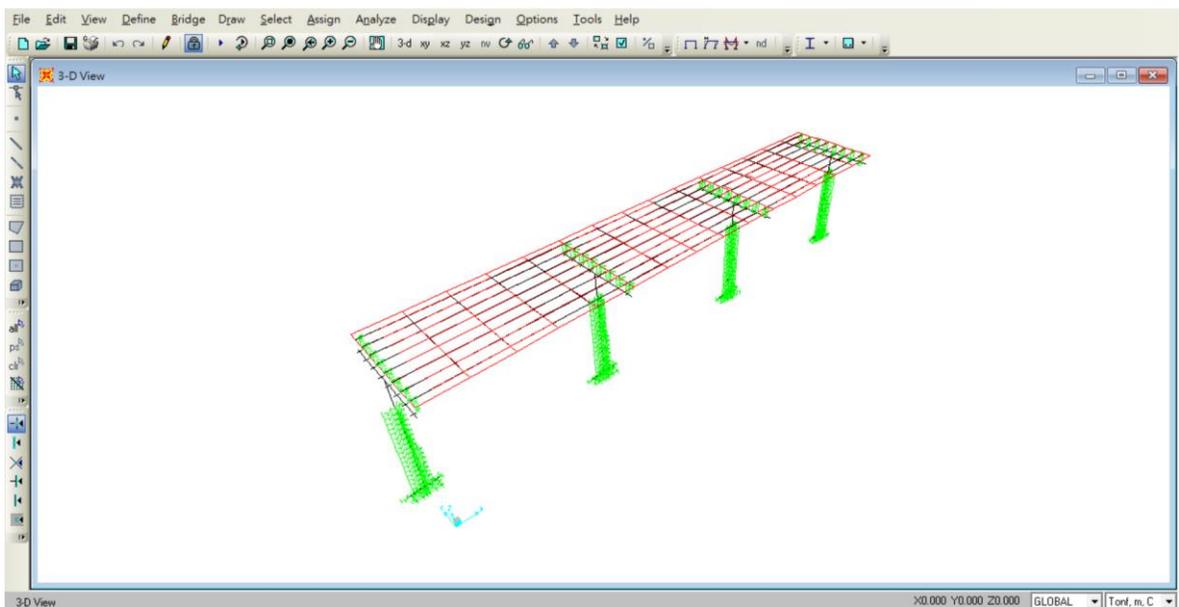


圖4.16 行車向橋梁模型

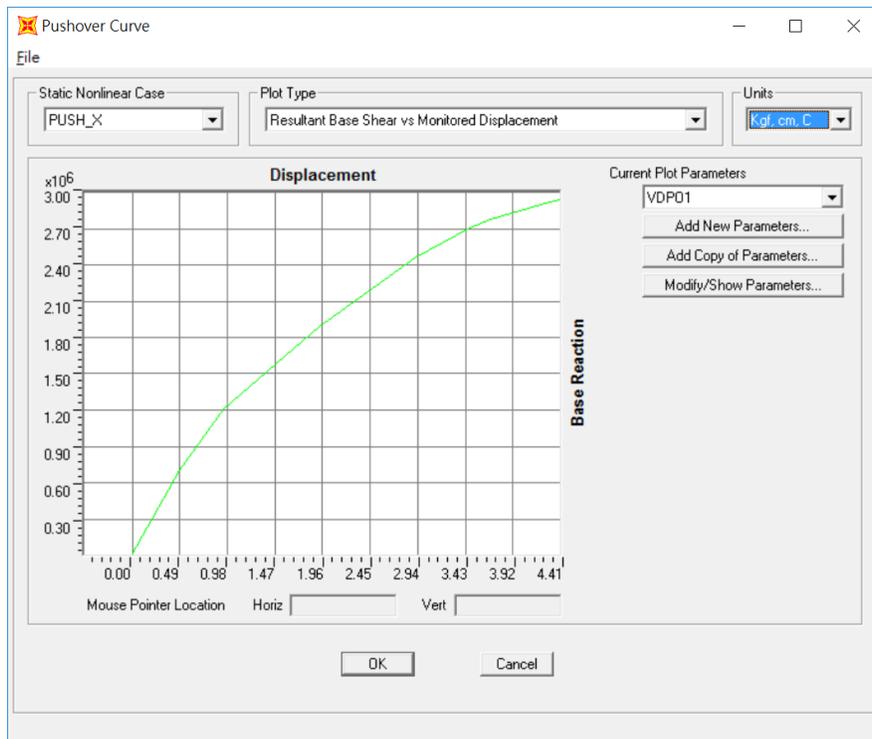


圖4.17 行車向基底剪力分析結果

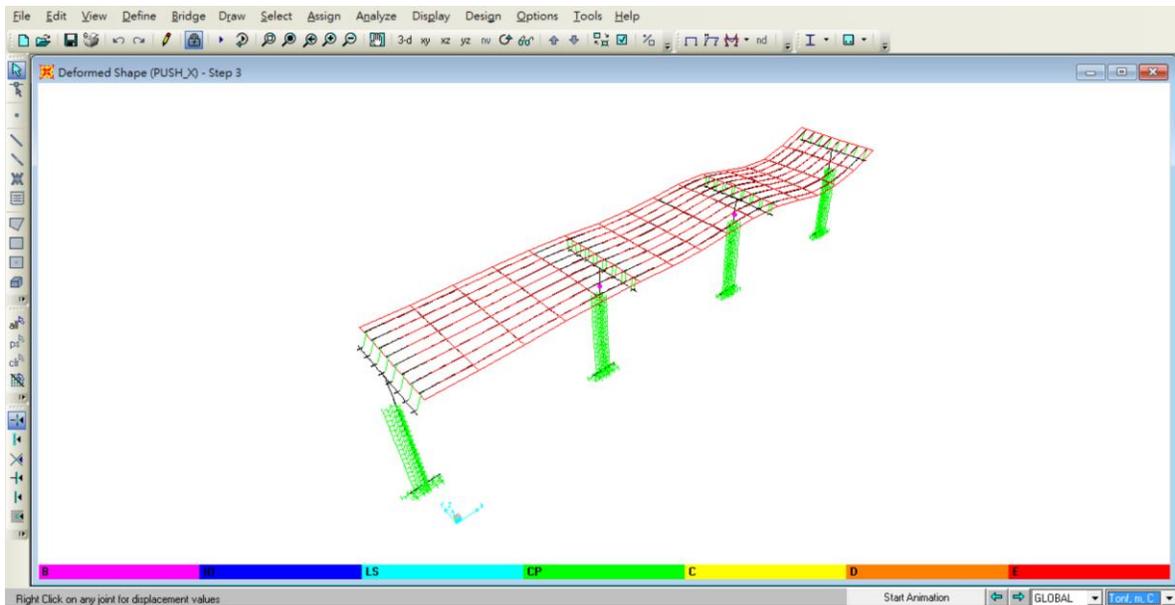


圖4.18 行車向側推分析結果(1)

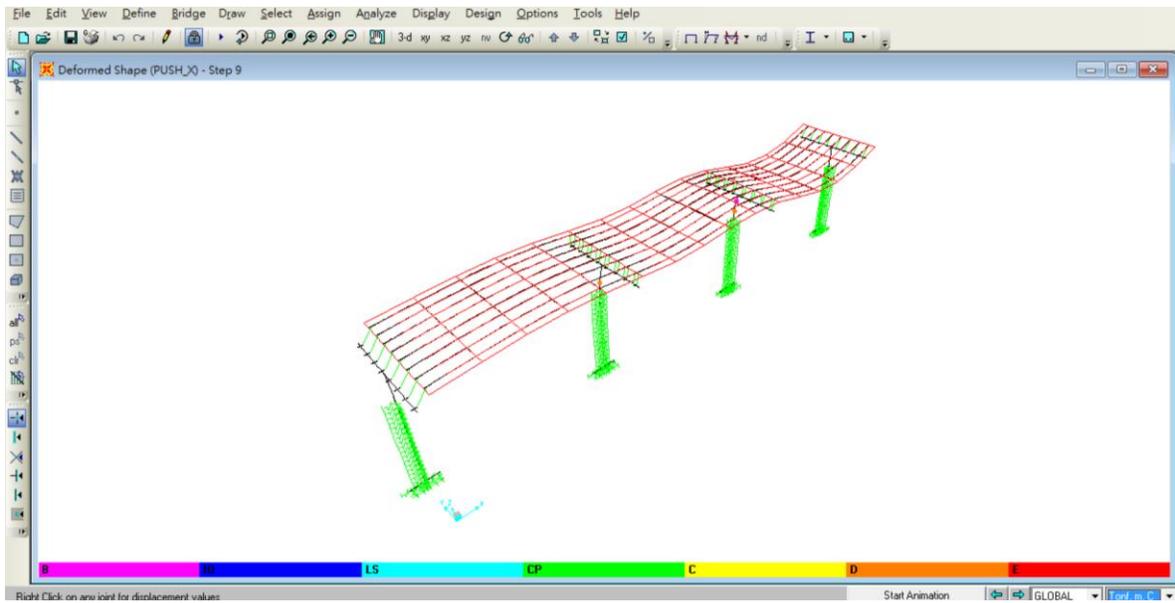


圖4.19 行車向側推分析結果(2)

4.6.9 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 4.20 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 4-12 所示。

表4-12 整體橋梁行車向各性能點PGA值

性能點	PGA(g)
PL3	0.224
PL2	0.283
PL1	0.342
PL0	0.401

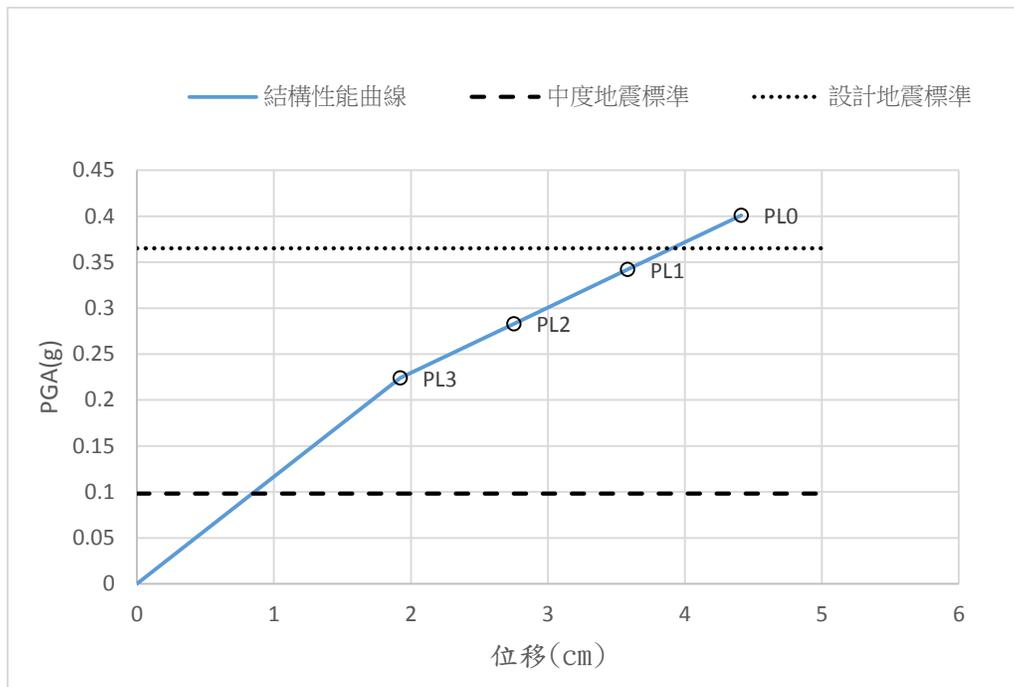


圖4.20 整體橋梁行車向各性能點PGA值與位移關係圖

4.6.10 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 值為 $0.4SDS/3.25=0.4 \times 0.8/3.25=0.098g$ 。由圖 4.20 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。

4.6.11 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 $0.4SDS=0.4 \times 0.912=0.365g$ 。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 4.20 可知，整體橋梁行車向 PL1($0.342g$)點 PGA 值，小於設計地震 PGA 值，故需進行耐震補強。

4.7 垂直行車向側推分析

4.7.1 垂直行車向墩底彎矩曲率分析

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 Response 2000 軟體分析，輸入畫面如圖 4.21 所示，輸入之柱軸力以靜力分析求得為 1607 噸，分析結果如圖 4.22 及表 4-13 所示。

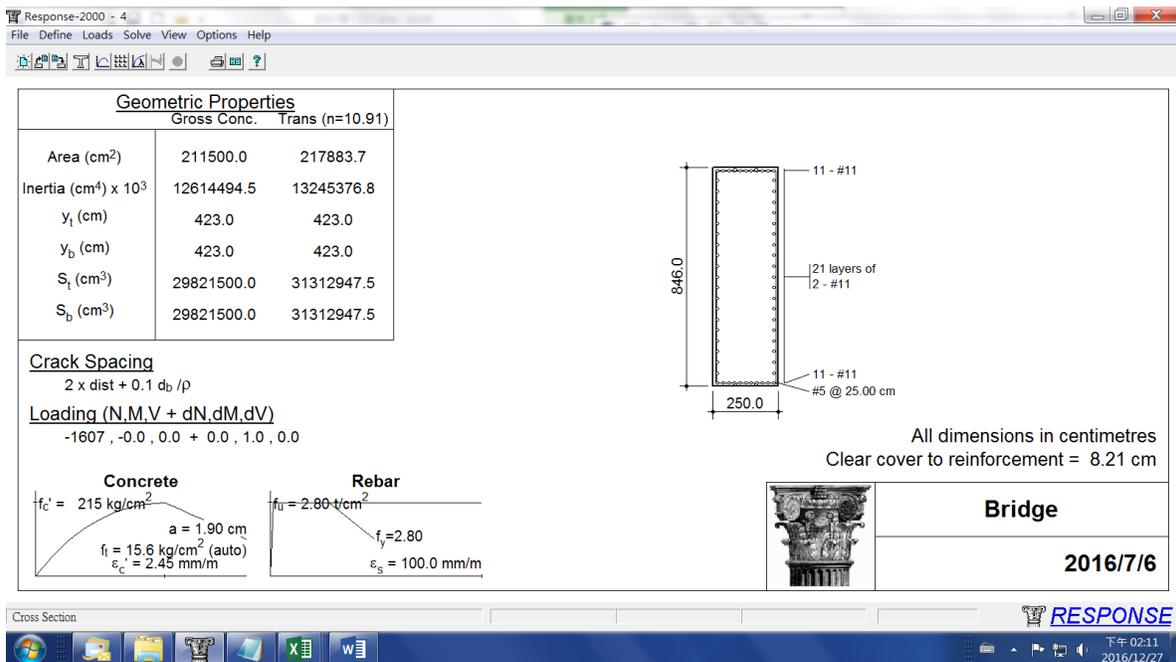


圖4.21 垂直行車向墩柱於Response 2000之斷面圖

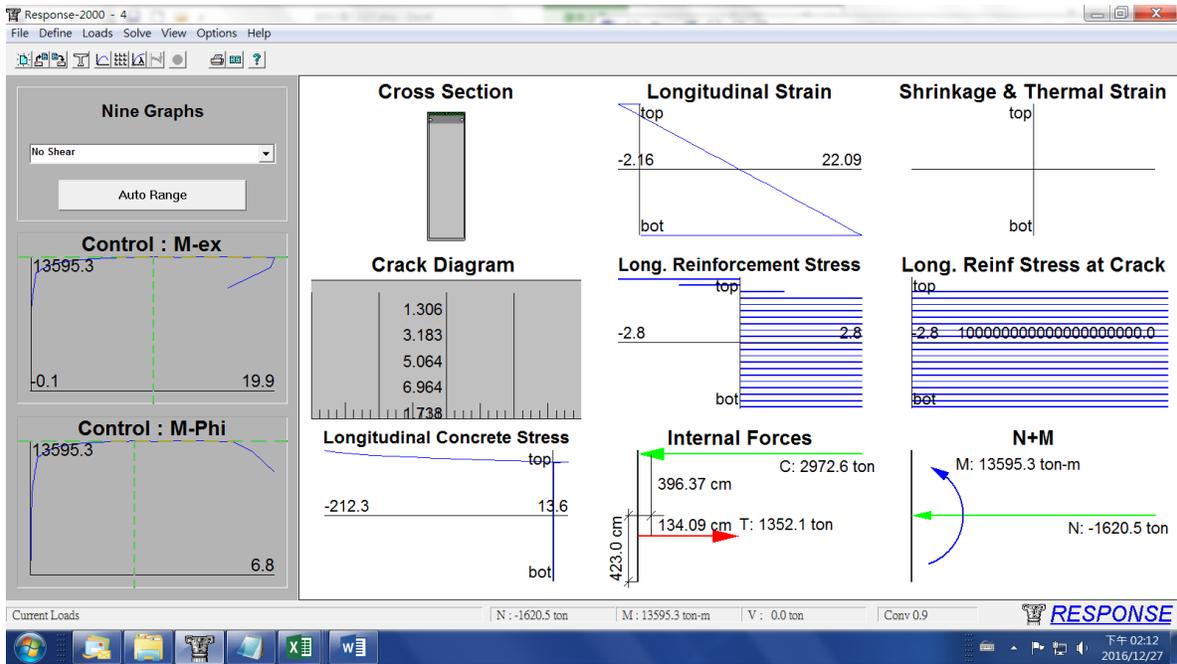


圖4.22 垂直行車向墩柱於Response 2000之分析結果

表4-13 垂直行車向彎矩-曲率關係

	彎矩 tonf-m	曲率 rad/km
原點	0	0
開裂點	7858	0.035
起始降伏點	10793	0.142
雙線性降伏點	12687	0.284
極限點	13595	2.867

4.7.2 垂直行車向墩柱彎矩轉角分析

彎矩-曲率關係轉換為彎矩-轉角關係，結果如表 4-14 及圖 4.23 所示。

靜載重軸力作用狀態

橋柱 $L=400\text{cm}$,

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

$$= 0.08 * 400 + 0.0022 * 3.6 * 2800 = 54.18$$

$$\delta_y = \frac{\varphi_y L^2}{3} = 0.00000284 * \frac{400^2}{3} = 0.151 \text{cm}$$

$$\theta_y = \frac{\delta_y}{L} = \frac{0.151}{400} = 0.000379 \text{ rad}$$

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

$$= \frac{13595}{12687} \times 0.151 + (0.00002867 - 0.00000284) \times 54.18$$

$$\times (400 - 27.09) = 0.684 \text{cm}$$

$$\theta_u = \frac{\delta_u}{L} = \frac{0.684}{400} = 0.00171 \text{ rad}$$

表4-14 垂直行車向彎矩-轉角關係

	彎矩	轉角
	Ton-m	rad
原點	0	0
開裂點	7858	0.000047
起始降伏點	10793	0.000189
雙線性降伏點	12687	0.000379
極限點	13595	0.00171

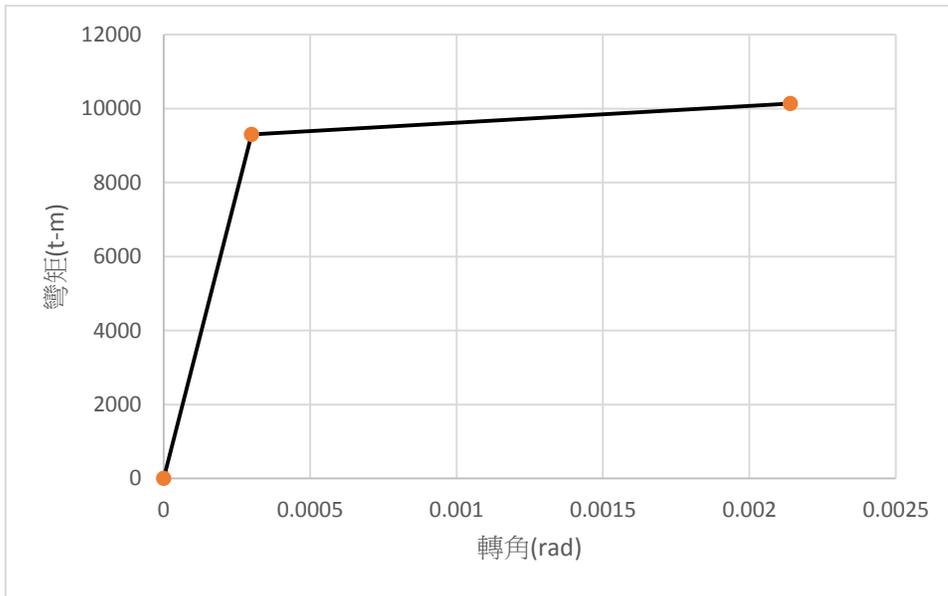


圖4.23 垂直行車向彎矩-轉角關係圖

4.7.3 垂直行車向墩柱剪力強度分析

斷面剪力強度計算結果如圖 4.24 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 4-15 所示。

$$V_s = \frac{dA_{sh}f_{yh}}{a} = 836 \times 3.9712 \times \frac{2800}{25} = 371831 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

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

$$\begin{aligned} V_c &= 0.53 \left(1 + \frac{1607000}{140 \times 846 \times 250} \right) \times \sqrt{210} \times 0.8 \times (846 \times 250) \\ &= 1370057 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$V_n = V_c + V_s = 1370057 + 371831 = 1741888 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{vy} = V_n \times h = 1741888 * \frac{400}{100000} = 6967t - m$$

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

$$V_c = 0.53 \left(0 + \frac{1607000}{140 \times 846 \times 250} \right) \times \sqrt{210} \times 0.8 \times (846 \times 250)$$

$$= 70528kg/cm^2$$

$$V_n = V_c + V_s = 70528 + 371831 = 442359kg/cm^2$$

$$M_{vu} = V_n \times \left(h - \frac{L_p}{2} \right) = 442359 \times (400 - 27.09)/100000 = 1649t - m$$

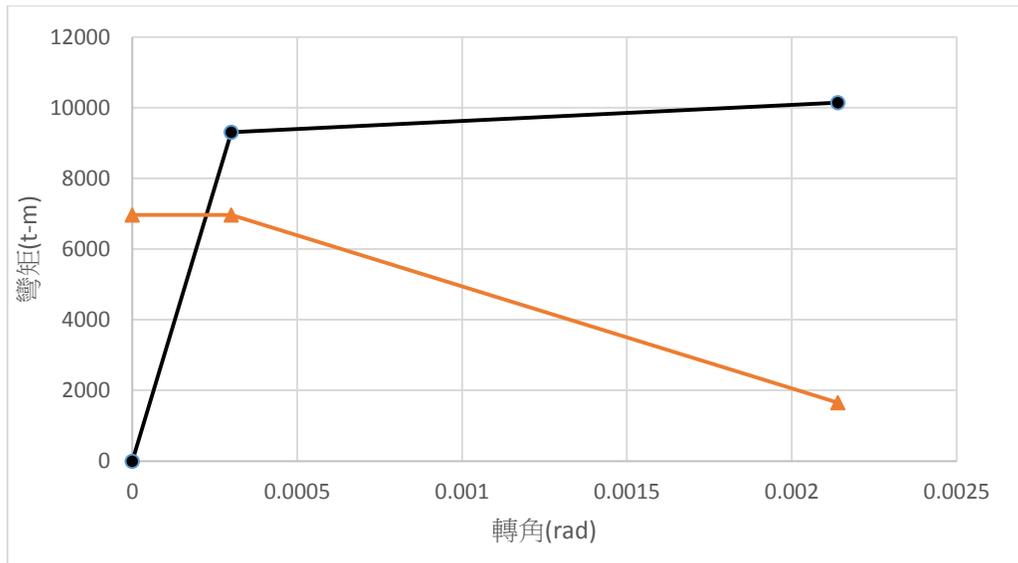


圖4.24 垂直行車向塑性鉸破壞模式判斷

表4-15 垂直行車向塑性鉸柱底SAP2000輸入資料

項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
A	0	0
B	6967	0
C	6967	0.000171
D	5644	0.000501
E	0	0.000501

4.7.4 垂直行車向斷筋點彎矩曲率分析

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 Response 2000 軟體分析，輸入畫面如圖 4.25 所示，輸入之柱軸力以靜力分析求得為 1607 噸，分析結果如圖 4.26 及表 4-16 所示。

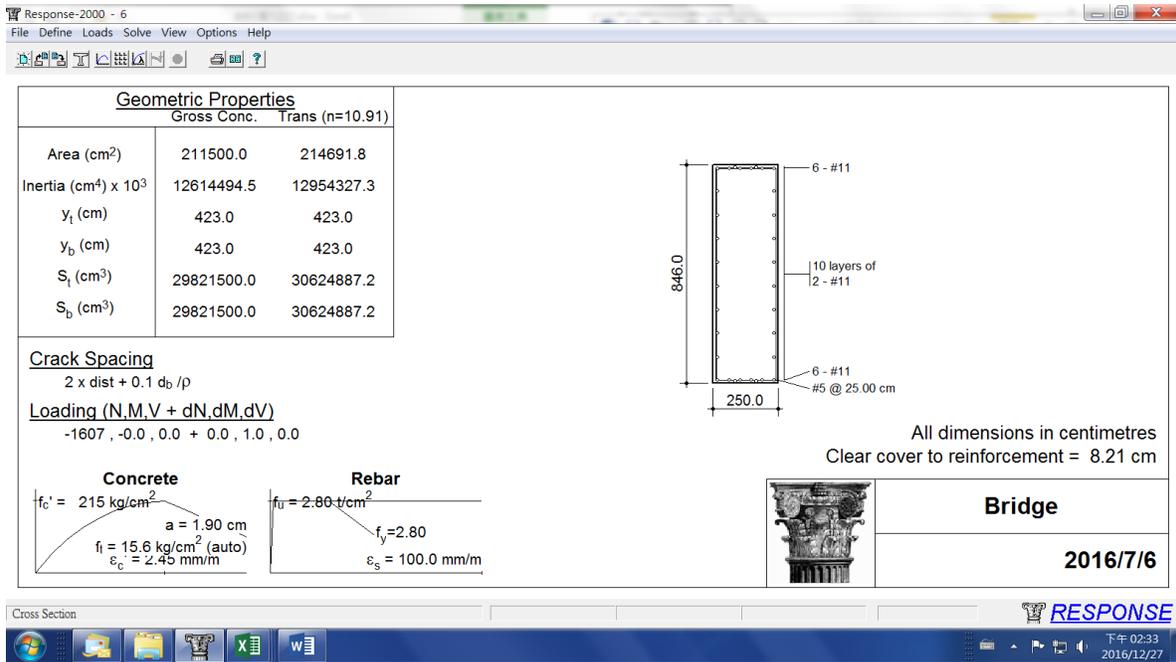


圖4.25 垂直行車向斷筋點墩柱於Response 2000之斷面圖

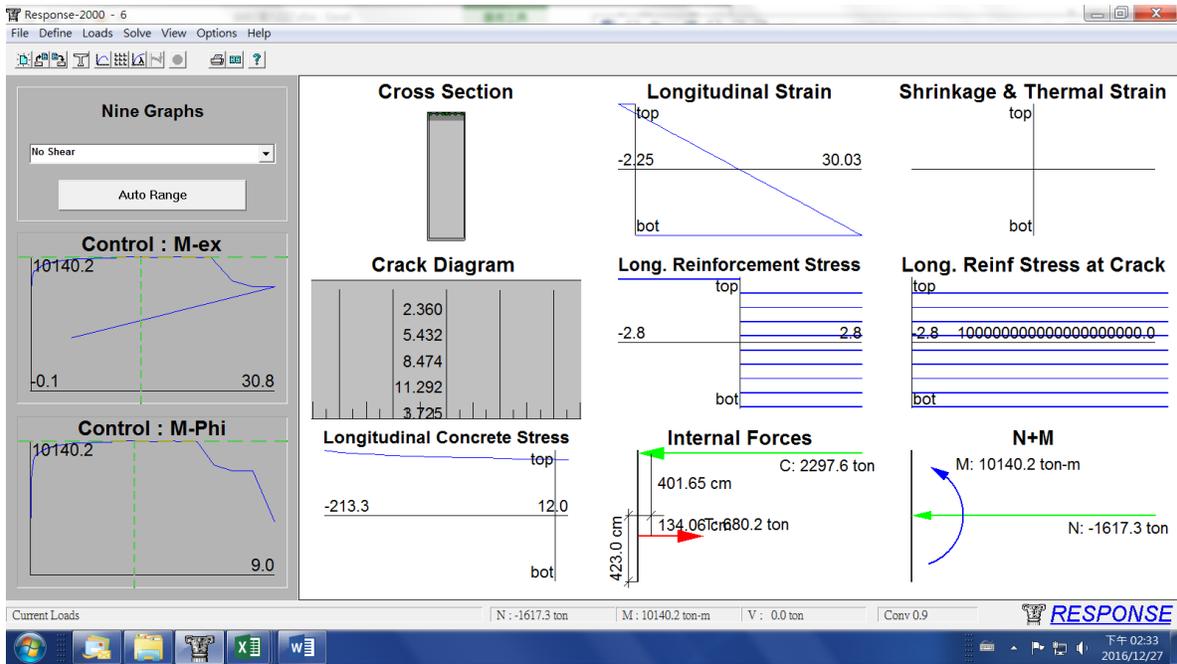


圖4.26 垂直行車向墩柱斷筋點於Response 2000之分析結果

表4-16 垂直行車向彎矩-曲率關係

	彎矩	曲率
	tonf-m	rad/km
原點	0	0
開裂點	7270	0.035
起始降伏點	8370	0.095
雙線性降伏點	9300	0.225
極限點	10140	3.815

4.7.5 垂直行車向斷筋點墩柱彎矩轉角分析

彎矩-曲率關係轉換為彎矩-轉角關係，結果如表 4-17 及圖 4.27 所示。

靜載重軸力作用狀態

橋柱 $L=400\text{cm}$,

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

$$= 0.08 * 400 + 0.0022 * 3.6 * 2800 = 54.18$$

$$\delta_y = \frac{\varphi_y L^2}{3} = 0.00000225 * \frac{400^2}{3} = 0.12 \text{cm}$$

$$\theta_y = \frac{\delta_y}{L} = \frac{0.12}{400} = 0.0003 \text{ rad}$$

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

$$= \frac{10140}{9300} \times 0.12 + (0.00003815 - 0.00000225) \times 54.18$$

$$\times (400 - 27.09) = 0.86 \text{cm}$$

$$\theta_u = \frac{\delta_u}{L} = \frac{0.86}{400} = 0.002 \text{ rad}$$

表4-17 垂直行車向彎矩-轉角關係

	彎矩	轉角
	Ton-m	rad
原點	0	0
開裂點	7270	0.000047
起始降伏點	8370	0.000127
雙線性降伏點	9300	0.0003
極限點	10140	0.002

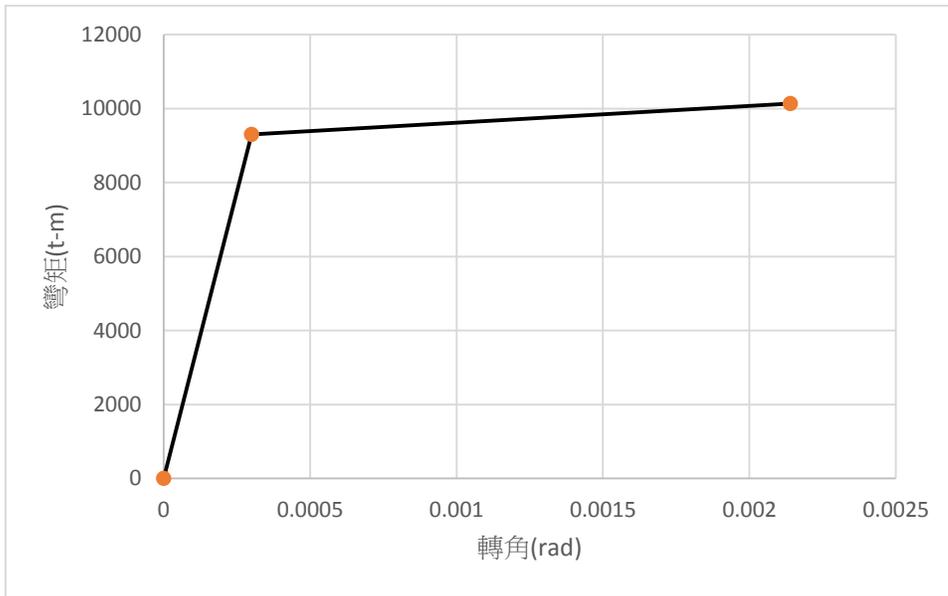


圖4.27 垂直行車向斷筋點彎矩-轉角關係圖

4.7.6 垂直行車向斷筋點墩柱剪力強度分析

斷面剪力強度計算結果如圖 4.28 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 4-18 所示。

$$V_s = \frac{dA_{sh}f_{yh}}{a} = 836 \times 3.9712 \times \frac{2800}{25} = 371831 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

$$\theta_y \text{ 時, } R = 1, k = 1,$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0.53 \left(1 + \frac{1607000}{140 \times 846 \times 250} \right) \times \sqrt{210} \times 0.8 \times (846 \times 250) \\ &= 1370057 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$V_n = V_c + V_s = 1370057 + 371831 = 1741888 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{vy} = V_n \times h = 1741888 * \frac{400}{100000} = 6967t - m$$

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

$$V_c = 0.53 \left(0 + \frac{1607000}{140 \times 846 \times 250} \right) \times \sqrt{210} \times 0.8 \times (846 \times 250)$$

$$= 70528kg/cm^2$$

$$V_n = V_c + V_s = 70528 + 371831 = 442359kg/cm^2$$

$$M_{vu} = V_n \times \left(h - \frac{L_p}{2} \right) = 442359 \times (400 - 27.09)/100000 = 1649t - m$$

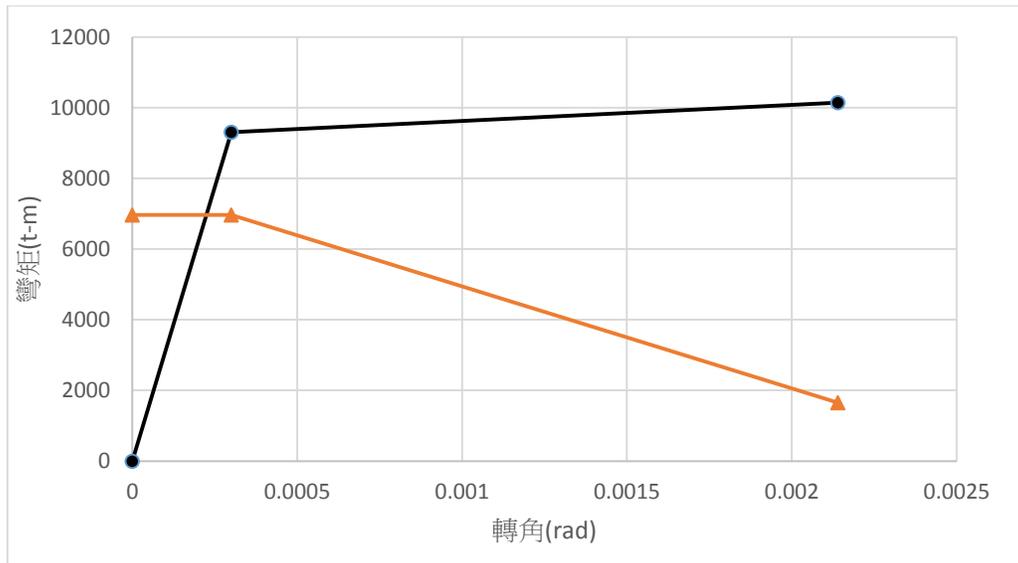


圖4.28 垂直行車向塑性鉸破壞模式判斷

表4-18 垂直行車向塑性鉸柱底SAP2000輸入資料

項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
A	0	0
B	6967	0
C	6967	0.00008
D	4889	0.00074
E	0	0.00074

4.7.7 垂直行車向側推曲線

依沉箱基礎形式與橋梁細部設計尺寸，利用 SAP2000 非線性 Link 元素中之 Multilinear Elastic 模型，參酌土壤彈簧計算結果，使用 Multi-Linear Force-Deformation Definition 視窗定義雙線性土壤彈簧，沉箱裸露無裸露，沉箱土壤部份以彈簧模擬，含沉箱基礎與土壤互制效應橋梁模型如圖 4.29 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 4.30、4.31 及 4.32 所示，橋柱破壞皆產生於橋柱底，降伏地表加速度 $A_y=0.158g$ ，崩塌地表加速度 $A_c=0.369g$ 。

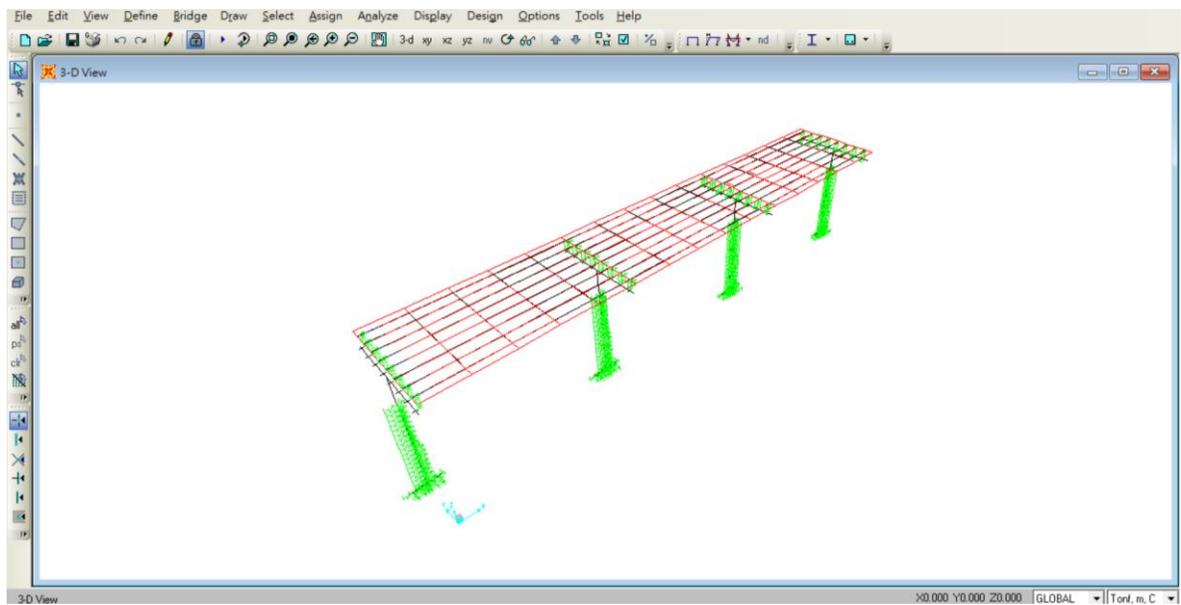


圖4.29 垂直行車向橋梁模型

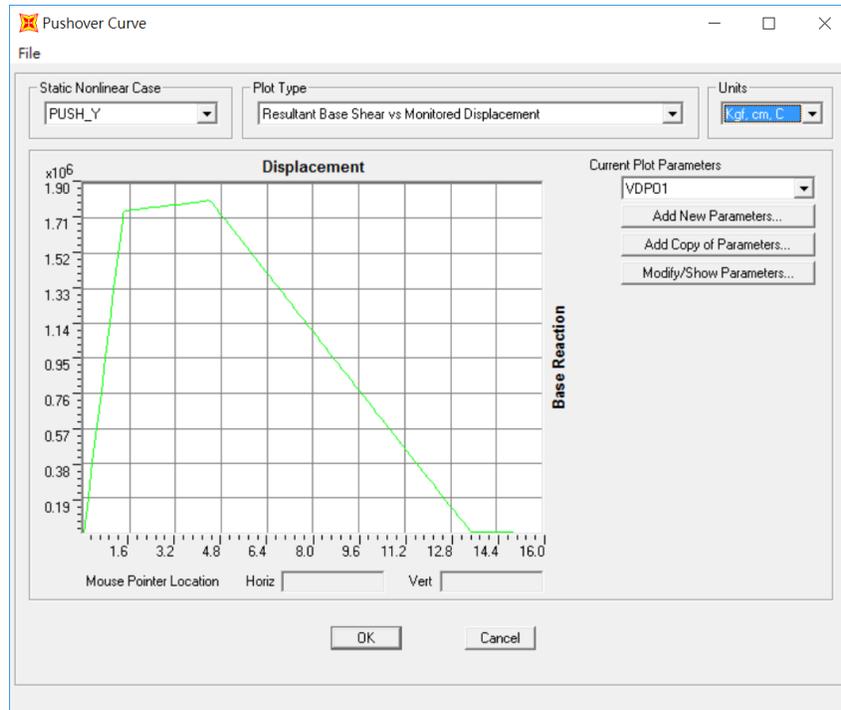


圖4.30 垂直行車向基底剪力分析結果

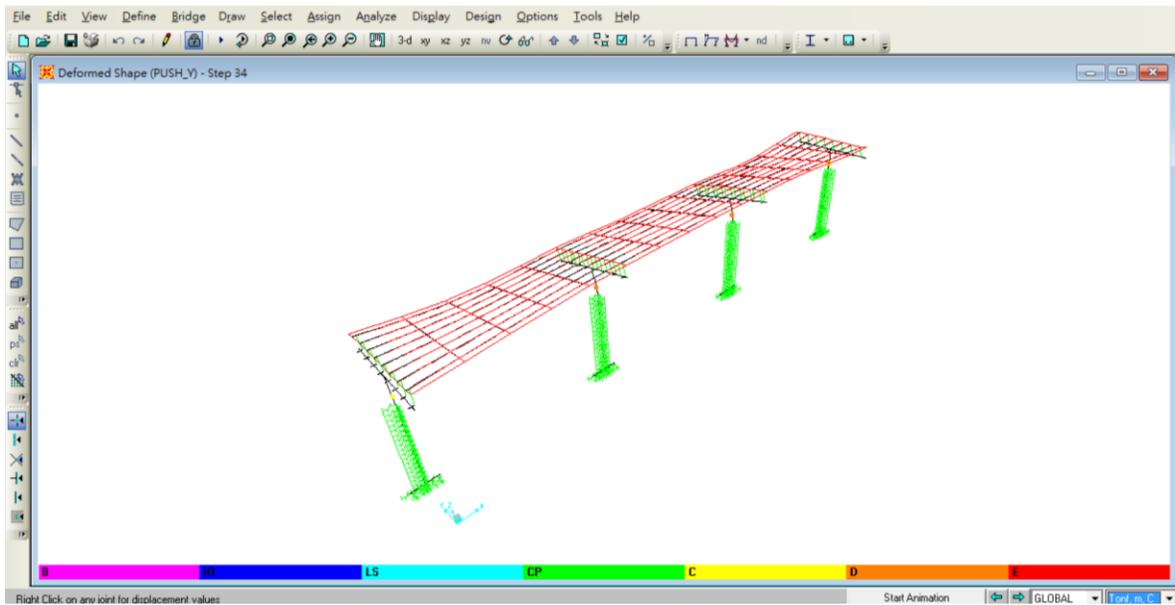


圖4.31 垂直行車向側推分析結果(1)

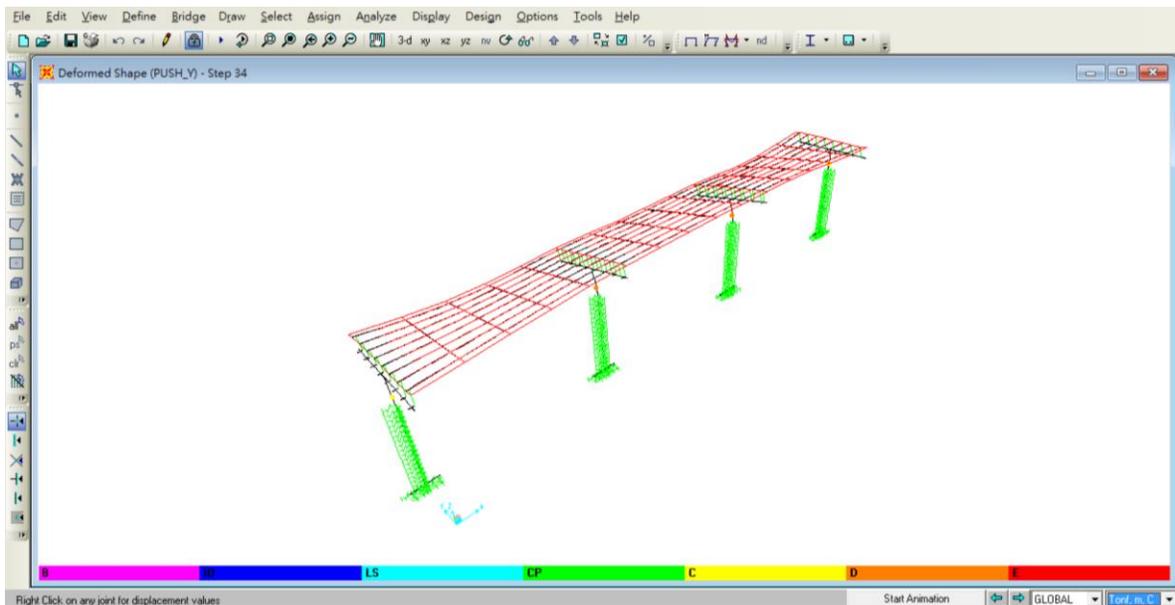


圖4.32 垂直行車向側推分析結果(2)

4.7.7 垂直行車向位移-加速度曲線

將行車向側推曲線（圖 4.33），依照準則第 4.5.9 節建議方式，可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 4.33 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 4-19 所示。

表4-19 整體橋梁垂直行車向各性能點PGA值

性能點	PGA(g)
PL3	0.158
PL2	0.23
PL1	0.301
PL0	0.373

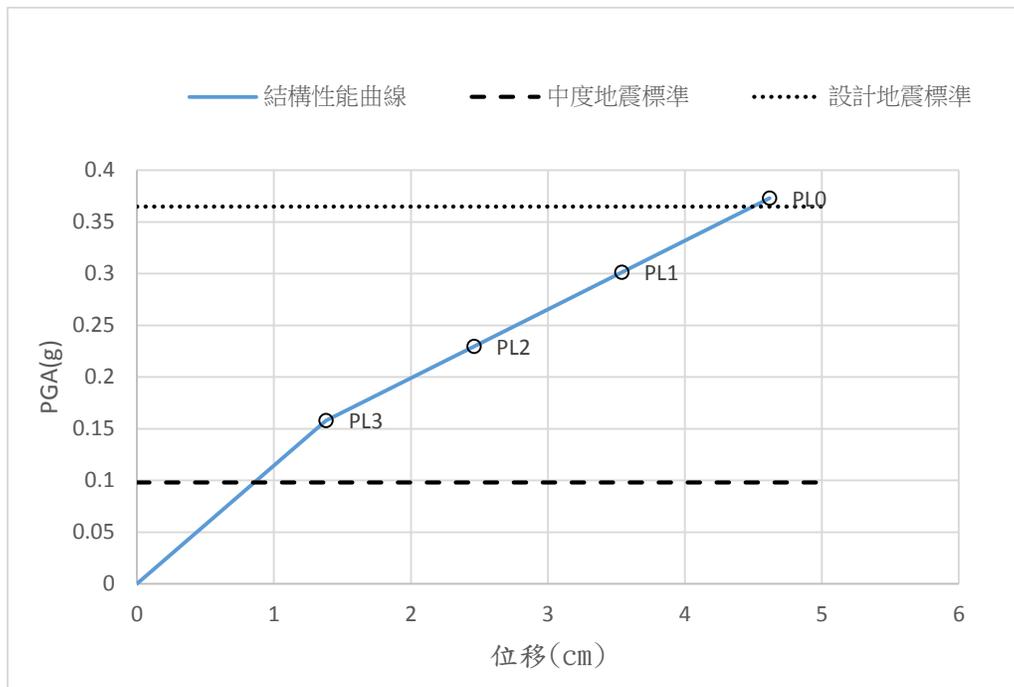


圖4.33 整體橋梁垂直行車向各性能點PGA值與位移關係圖

4.7.8 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 $0.4SDS/3.25=0.4 \times 0.8/3.25=0.098g$ 。由圖 4.33 得知，整體橋梁降伏點（PL3=0.158g）之 PGA 值大於中度地震 PGA 值，故不需進行耐震補強。

4.7.9 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 $0.4SDS=0.4 \times 0.912=0.365g$ 。由於本橋採用民國 76 年版之橋梁設計規範設計，依「準則」表 1.3 得知，設計地震之補強性能點為 PL1。由圖 4.33 可知，整體橋梁行車向 PL1(0.301g)點 PGA 值，小於設計地震 PGA 值，故需進行耐震補強。

4.8 行車向鋼板補強後側推分析

4.8.1 行車向鋼板補強後墩底彎矩曲率分析

計算鋼板圍束體積比，代入 Kawashima 組成律，得到鋼板圍束混凝土應力應變關係，將鋼板圍束混凝土、鋼筋之應力應變關係及墩柱斷面輸入至 Response 2000 軟體分析，輸入畫面如圖 4.34 所示，輸入之柱軸力以靜力分析求得為 1607 噸，分析結果如圖 4.35 及表 4-20 所示。

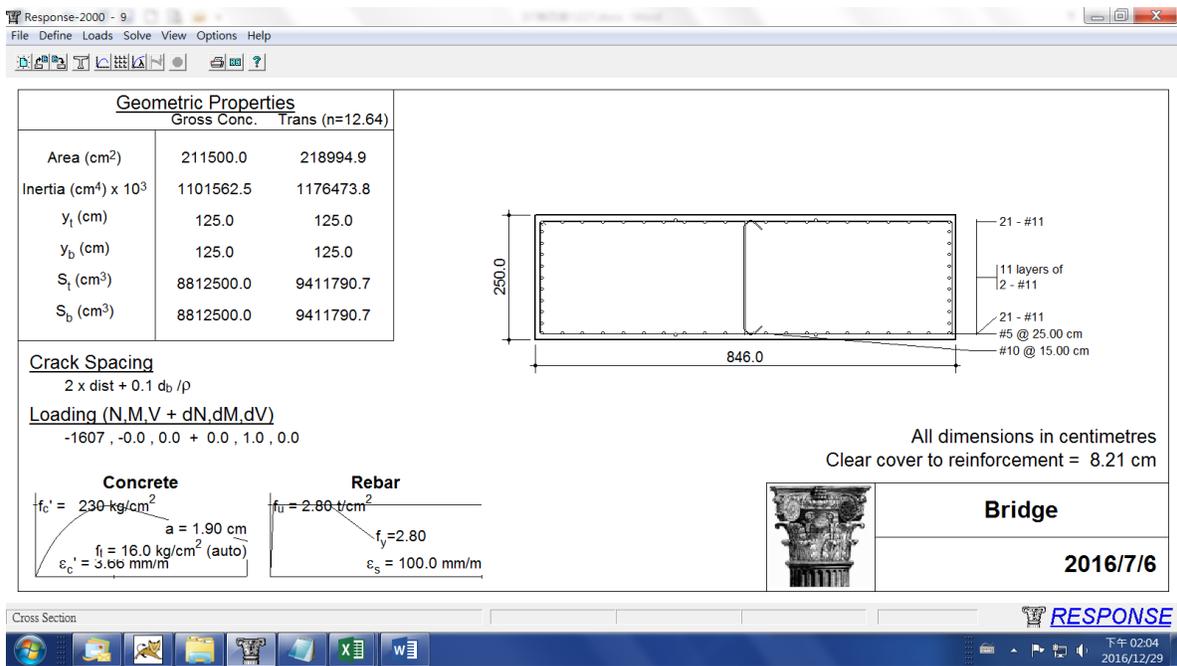


圖4.34 行車向鋼板補強後墩柱於Response 2000之斷面圖

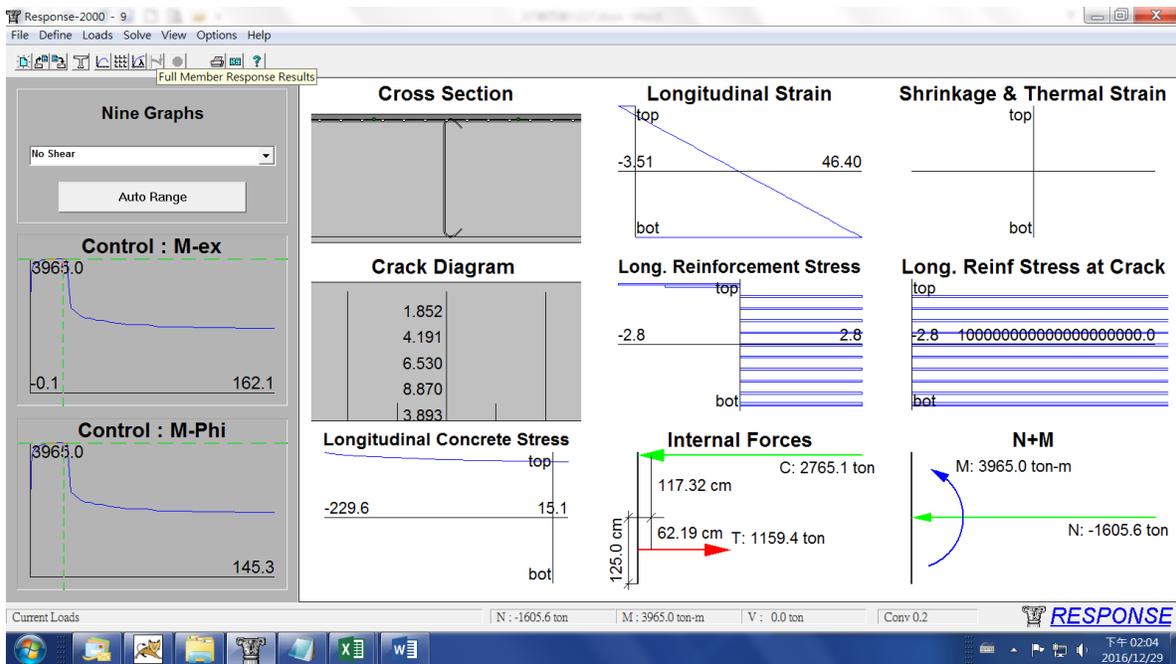


圖4.35 行車向鋼板補強後墩柱於Response 2000之分析結果

表4-20 行車向鋼板補強後彎矩-曲率關係

	彎矩 tonf-m	曲率 rad/km
原點	0	0
開裂點	2251	0.12
起始降伏點	3404	0.64
雙線性降伏點	3864	1.842
極限點	3965	19.962

4.8.2 行車向鋼板補強後墩柱彎矩轉角分析

彎矩-曲率關係轉換為彎矩-轉角關係，結果如表 4-21 及圖 4.36 所示。

靜載重軸力作用狀態

橋柱 $L=400\text{cm}$,

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

$$= 0.08 * 400 + 0.0022 * 3.6 * 2800 = 54.18$$

$$\delta_y = \frac{\varphi_y L^2}{3} = 0.000001842 * \frac{400^2}{3} = 0.982 \text{ cm}$$

$$\theta_y = \frac{\delta_y}{L} = \frac{0.982}{400} = 0.002456 \text{ rad}$$

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

$$= \frac{3965}{3864} \times 0.982 + (0.00019962 - 0.000001842) \times 54.18$$

$$\times (400 - 27.09) = 4.669 \text{ cm}$$

$$\theta_u = \frac{\delta_u}{L} = \frac{4.669}{400} = 0.0117 \text{ rad}$$

表4-21 行車向鋼板補強後彎矩-轉角關係

	彎矩	轉角
	Ton-m	rad
原點	0	0
開裂點	2251	0.00016
起始降伏點	3404	0.000853
雙線性降伏點	3864	0.002456
極限點	3965	0.0117

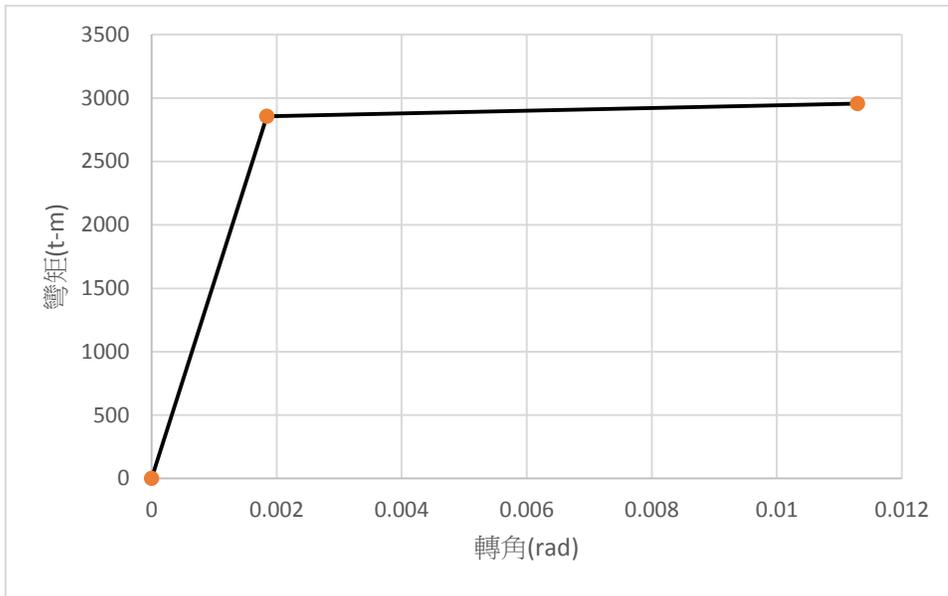


圖4.36 行車向鋼板補強後彎矩-轉角關係圖

4.8.3 行車向鋼板補強後墩柱剪力強度分析

斷面剪力強度計算結果如圖 4.37 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 4-22 所示。

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{dA_{sh}f_{yh}}{a} + 2f_{yj}t_jD_j \left[1 - \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \frac{B_j}{D_j} \right] \cot \theta \\
 &= 240 \times 3.9712 \times \frac{2800}{25} + 2 \times 2500 \times 1 \times 250 \times \left[1 - \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \times \frac{900}{250} \right] \cot 45^\circ \\
 &= 106745 + 284291 = 391037 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

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

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

$$\theta_y \text{ 時}, R = 1, k = 1,$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0.53 \left(1 + \frac{1607000}{140 \times 846 \times 250} \right) \times \sqrt{210} \times 0.8 \times (846 \times 250) \\
 &= 1370057 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$V_n = V_c + V_s = 1370057 + 391037 = 1761094 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{vy} = V_n \times h = 1761094 \times \frac{400}{100000} = 7044 \text{ t-m}$$

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

$$V_c = 0.53 \left(0 + \frac{1607000}{140 \times 846 \times 250} \right) \times \sqrt{210} \times 0.8 \times (846 \times 250) \\ = 70528 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_n = V_c + V_s = 70528 + 391037 = 461565 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{vu} = V_n \times \left(h - \frac{L_p}{2} \right) = 461565 \times (400 - 27.09) / 100000 = 1721 \text{ t-m}$$

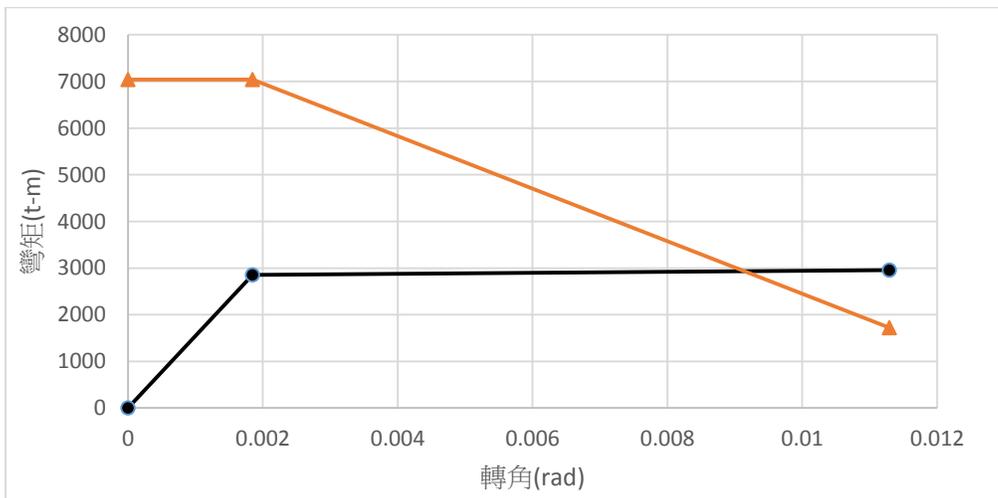


圖4.37 行車向鋼板補強後塑性鉸破壞模式判斷

表4-22 行車向鋼板補強後塑性鉸柱底SAP2000輸入資料

項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
A	0	0
B	3864	0
C	3923	0.00542
D	3133	0.00679
E	0	0.00679

4.8.4 行車向鋼板補強後斷筋點彎矩曲率分析

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 Response 2000 軟體分析，輸入畫面如圖 4.38 所示，輸入之柱軸力以靜力分析求得為 1607 噸，分析結果如圖 4.39 及表 4-23 所示。

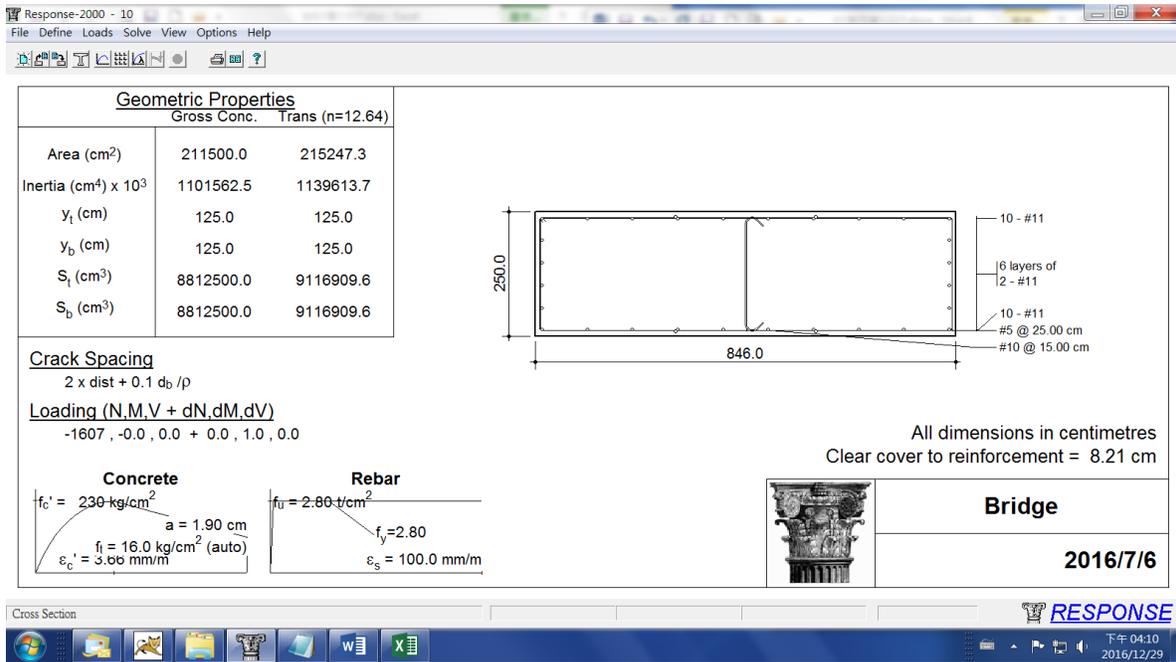


圖4.38 行車向鋼板補強後墩柱斷筋點於Response 2000之斷面圖

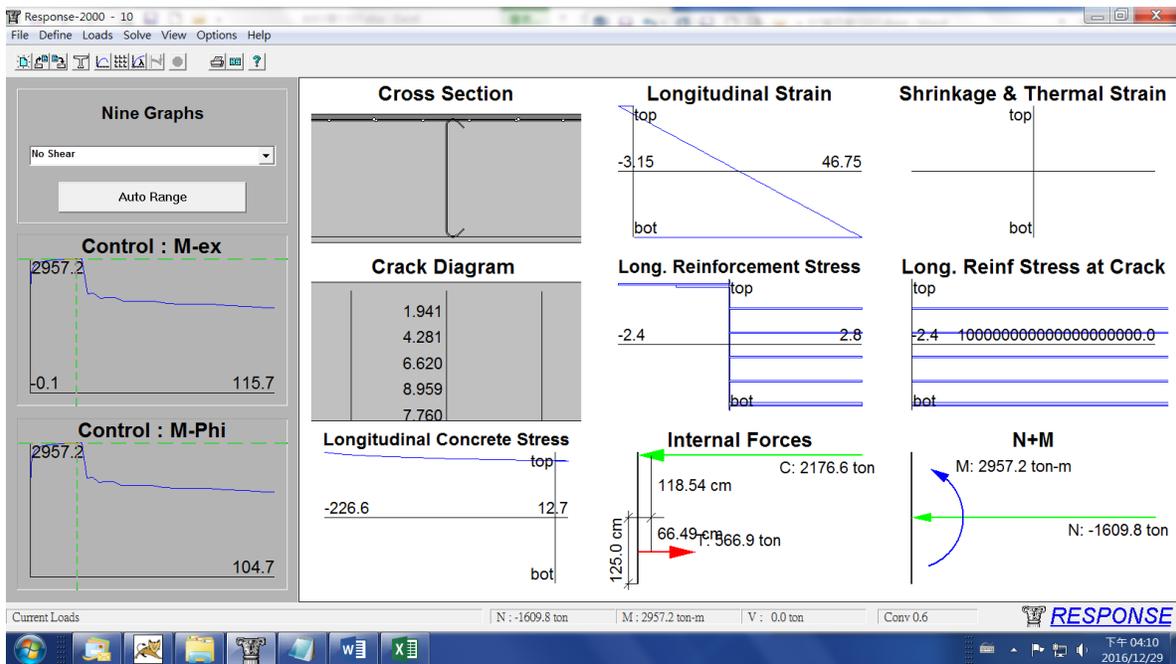


圖4.39 行車向鋼板補強後墩柱斷筋點於Response 2000之分析結果

表4-23行車向鋼板補強後彎矩-曲率關係

	彎矩 tonf-m	曲率 rad/km
原點	0	0
開裂點	2136	0.12
起始降伏點	2587	0.52
雙線性降伏點	2856	1.384
極限點	2957	19.962

4.8.5 行車向鋼板補強後斷筋點墩柱彎矩轉角分析

彎矩-曲率關係轉換為彎矩-轉角關係，結果如表 4-24 及圖 4.40 所示。

靜載重軸力作用狀態

橋柱 $L=400\text{cm}$,

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

$$= 0.08 * 400 + 0.0022 * 3.6 * 2800 = 54.18$$

$$\delta_y = \frac{\varphi_y L^2}{3} = 0.000001384 * \frac{400^2}{3} = 0.738 \text{cm}$$

$$\theta_y = \frac{\delta_y}{L} = \frac{0.738}{400} = 0.0018 \text{ rad}$$

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

$$= \frac{2957}{2856} \times 0.738 + (0.00019962 - 0.000001384) \times 54.18$$

$$\times (400 - 27.09) = 4.517 \text{cm}$$

$$\theta_u = \frac{\delta_u}{L} = \frac{4.517}{400} = 0.0113 \text{ rad}$$

表4-24 行車向鋼板補強後彎矩-轉角關係

	彎矩	轉角
	Ton-m	rad
原點	0	0
開裂點	2136	0.00016
起始降伏點	2587	0.000693
雙線性降伏點	2856	0.0018
極限點	2957	0.0113

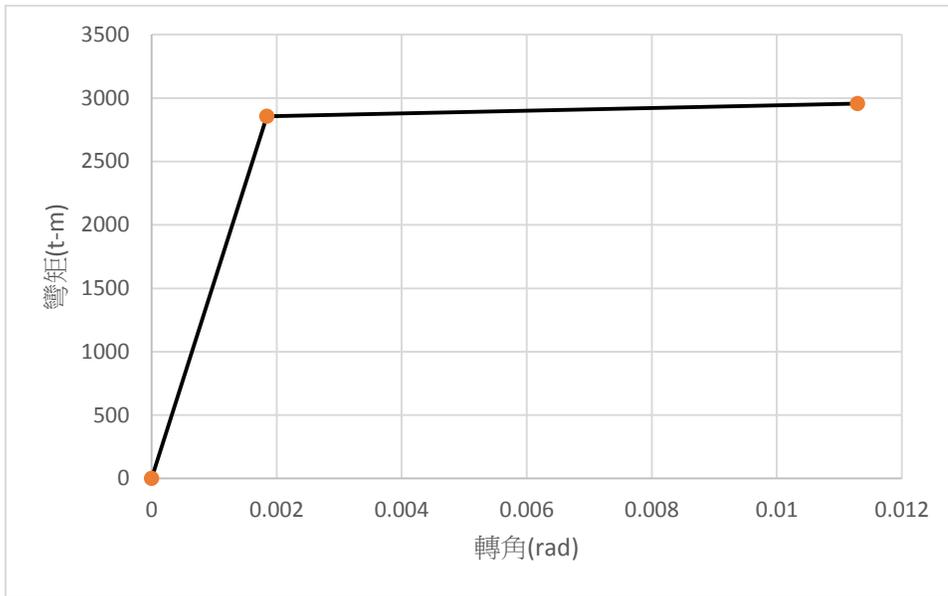


圖4.40 行車向鋼板補強後斷筋點彎矩-轉角關係圖

4.8.6 行車向鋼板補強後斷筋點墩柱剪力強度分析

斷面剪力強度計算結果如圖 4.41 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 4-25 所示。

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{dA_{sh}f_{yh}}{a} + 2f_{yj}t_jD_j \left[1 - \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \frac{B_j}{D_j} \right] \cot \theta \\
 &= 240 \times 3.9712 \times \frac{2800}{25} + 2 \times 2500 \times 1 \times 250 \times \left[1 - \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \times \frac{900}{250} \right] \cot 45^\circ \\
 &= 106745 + 284291 = 391037 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

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

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

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

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{1607000}{140 \times 846 \times 250} \right) \times \sqrt{210} \times 0.8 \times (846 \times 250)$$

$$= 1370057kg/cm^2$$

$$V_n = V_c + V_s = 1370057 + 391037 = 1761094kg/cm^2$$

$$M_{vy} = V_n \times h = 1761094 * \frac{400}{100000} = 7044t - m$$

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

$$V_c = 0.53 \left(0 + \frac{1607000}{140 \times 846 \times 250} \right) \times \sqrt{210} \times 0.8 \times (846 \times 250)$$

$$= 70528kg/cm^2$$

$$V_n = V_c + V_s = 70528 + 391037 = 461565kg/cm^2$$

$$M_{vu} = V_n \times \left(h - \frac{L_p}{2} \right) = 461565 \times (400 - 27.09)/100000 = 1721t - m$$

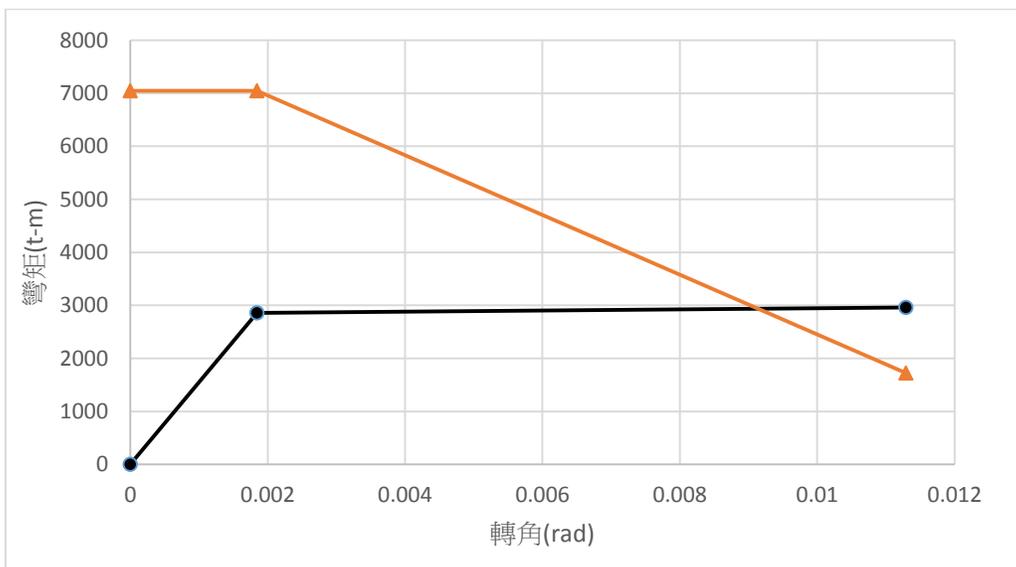


圖4.41 行車向鋼板補強後塑性鉸破壞模式判斷

表4-25 行車向鋼板補強後塑性鉸柱底SAP2000輸入資料

項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
A	0	0
B	2856	0
C	2934	0.00733
D	2564	0.00799
E	0	0.00799

4.8.7 行車向鋼板補強後側推曲線

依沉箱基礎形式與橋梁細部設計尺寸，利用 SAP2000 非線性 Link 元素中之 Multilinear Elastic 模型，參酌土壤彈簧計算結果，使用 Multilinear Force-Deformation Definition 視窗定義雙線性土壤彈簧，沉箱裸露無裸露，沉箱土壤部份以彈簧模擬，含沉箱基礎與土壤互制效應橋梁模型如圖 4.42 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 4.43、4.44 及 4.45 所示，橋柱破壞皆產生於橋柱底，降伏地表加速度 $A_y=0.229g$ ，崩塌地表加速度 $A_c=0.53g$ 。

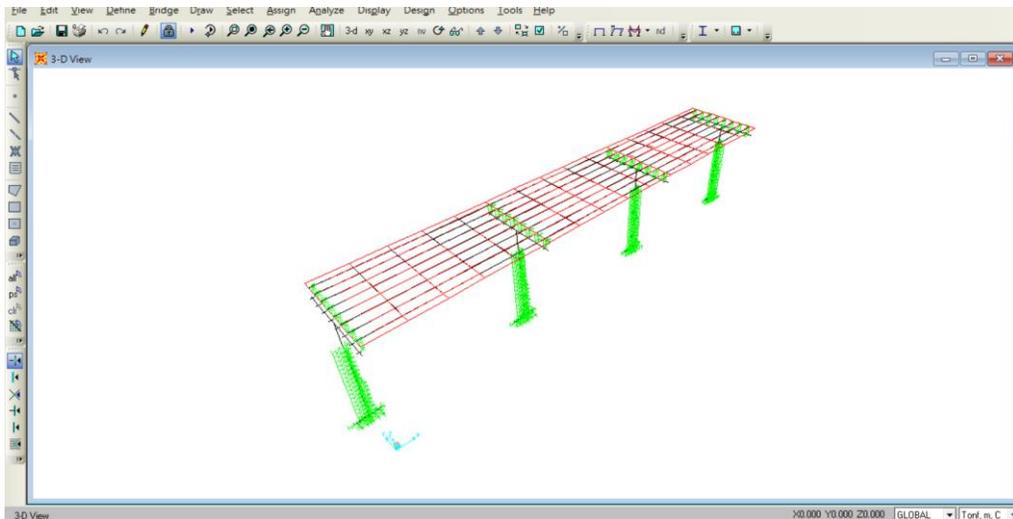


圖4.42行車向鋼板補強後橋梁模型

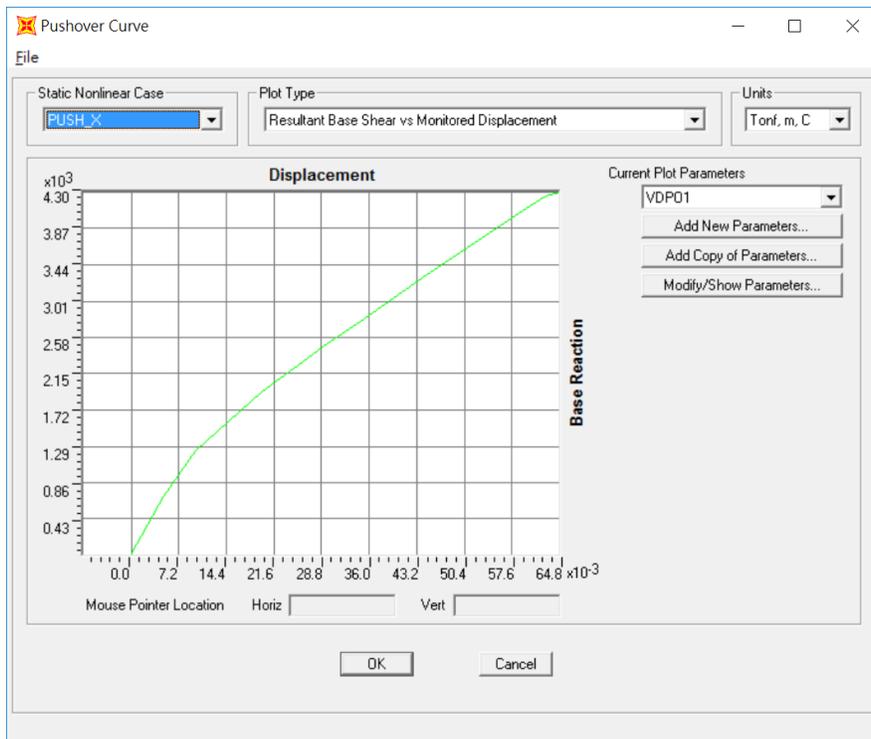


圖4.43 行車向鋼板補強後基底剪力分析結果

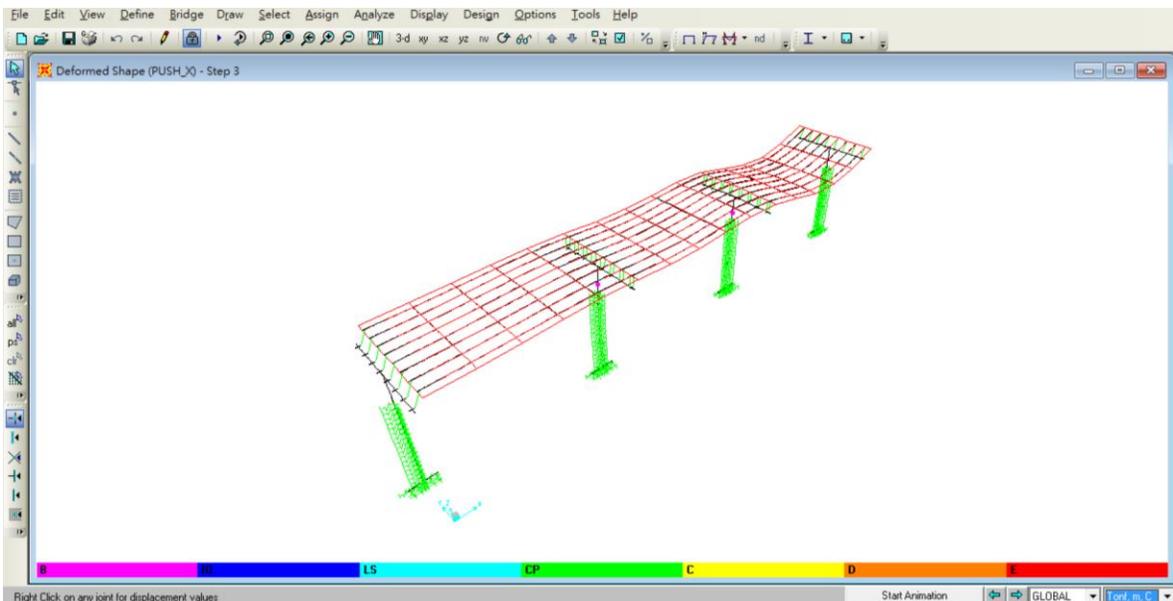


圖4.44 行車向鋼板補強後側推分析結果(1)

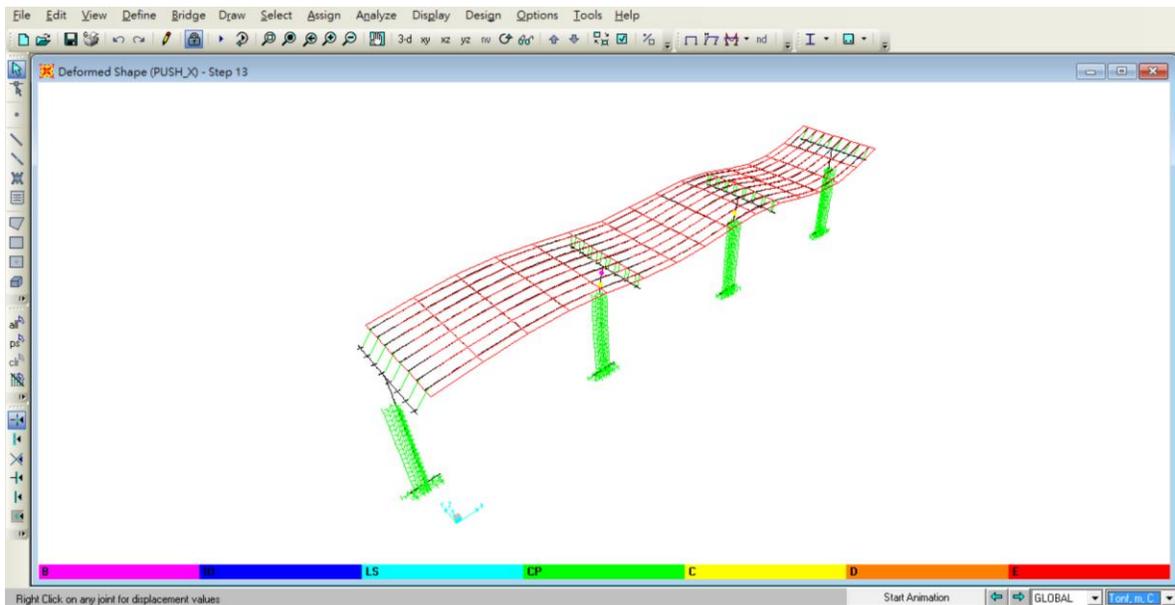


圖4.45 行車向鋼板補強後側推分析結果(2)

4.8.8 行車向鋼板補強後位移-加速度曲線

將行車向側推曲線（圖 4.46），依照準則第 4.5.9 節建議方式，可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 4.46 所示。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 4-26 所示。

表4-26 整體橋梁行車向鋼板補強後各性能點PGA值

性能點	PGA(g)
PL3	0.229
PL2	0.329
PL1	0.43
PL0	0.53

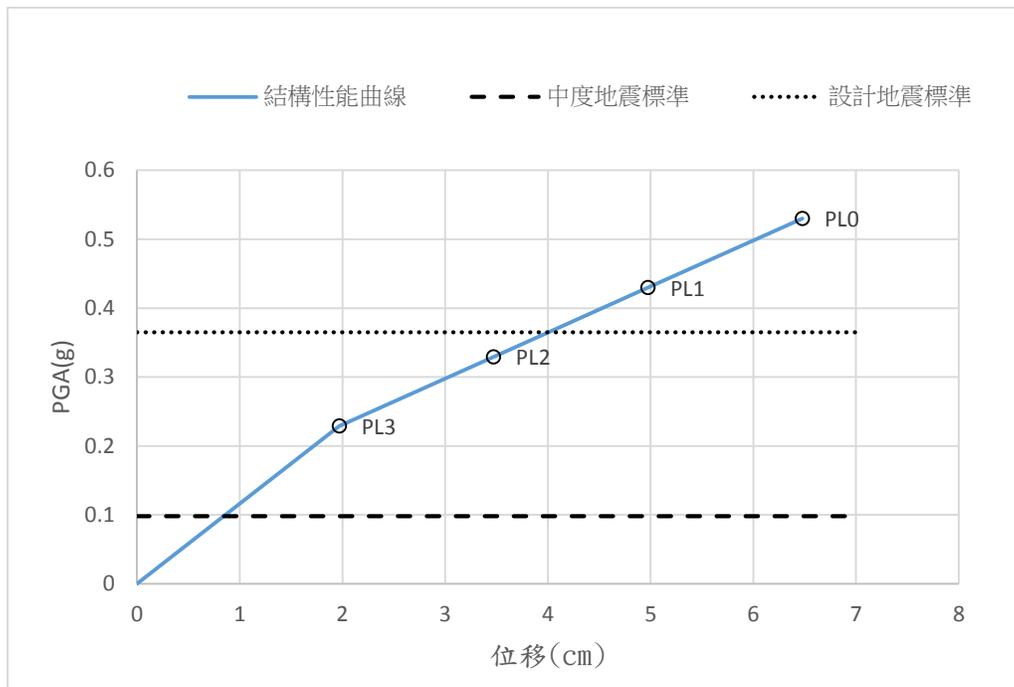


圖4.46整體橋梁行車向鋼板補強後各性能點PGA值與位移關係圖

4.8.9行車向鋼板補強後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 $0.4SDS/3.25=0.4 \times 0.8/3.25=0.098g$ 。由圖4.46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。

4.8.10行車向鋼板補強後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 $0.4SDS=0.4 \times 0.912=0.365g$ 。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4.46可知，整體橋梁行車向PL1(0.43g)點PGA值，大於設計地震PGA值，故符合規定。

4.9 垂直行車向鋼板補強後側推分析

4.9.1 垂直行車向鋼板補強後墩底彎矩曲率分析

計算鋼板圍束體積比，代入 Kawashima 組成律，得到鋼板圍束混凝土應力應變關係，將鋼板圍束混凝土、鋼筋之應力應變關係及墩柱斷面輸入至 Response 2000 軟體分析，輸入畫面如圖 4.47 所示，輸入之柱軸力以靜力分析求得為 1607 噸，分析結果如圖 4.48 及表 4-27 所示。

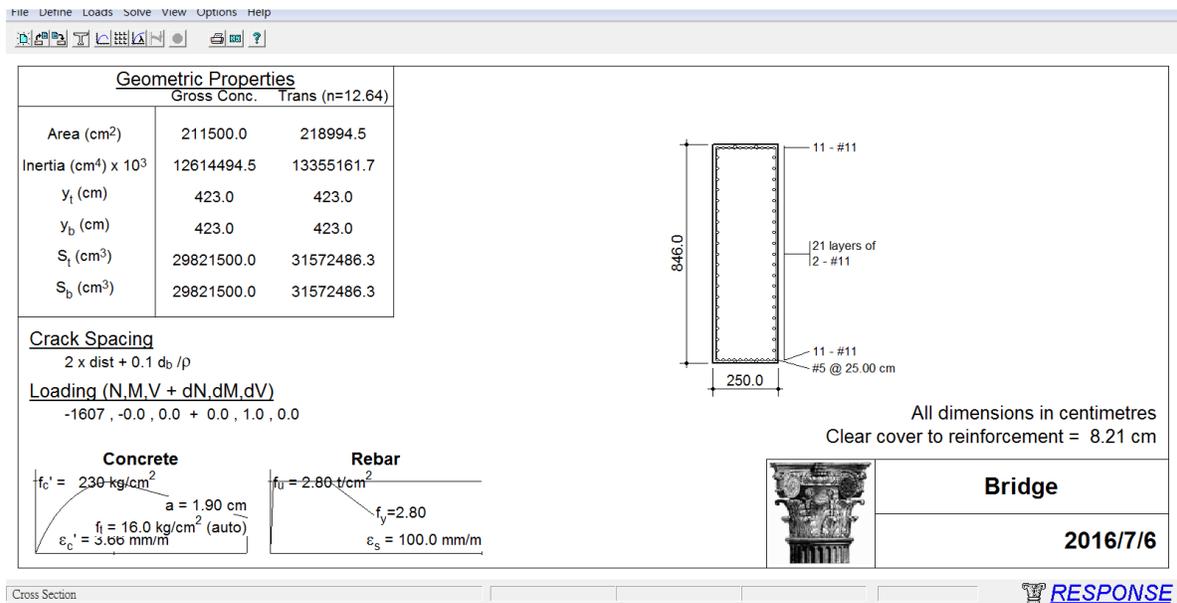


圖4.47 垂直行車向鋼板補強後墩柱於Response 2000之斷面圖

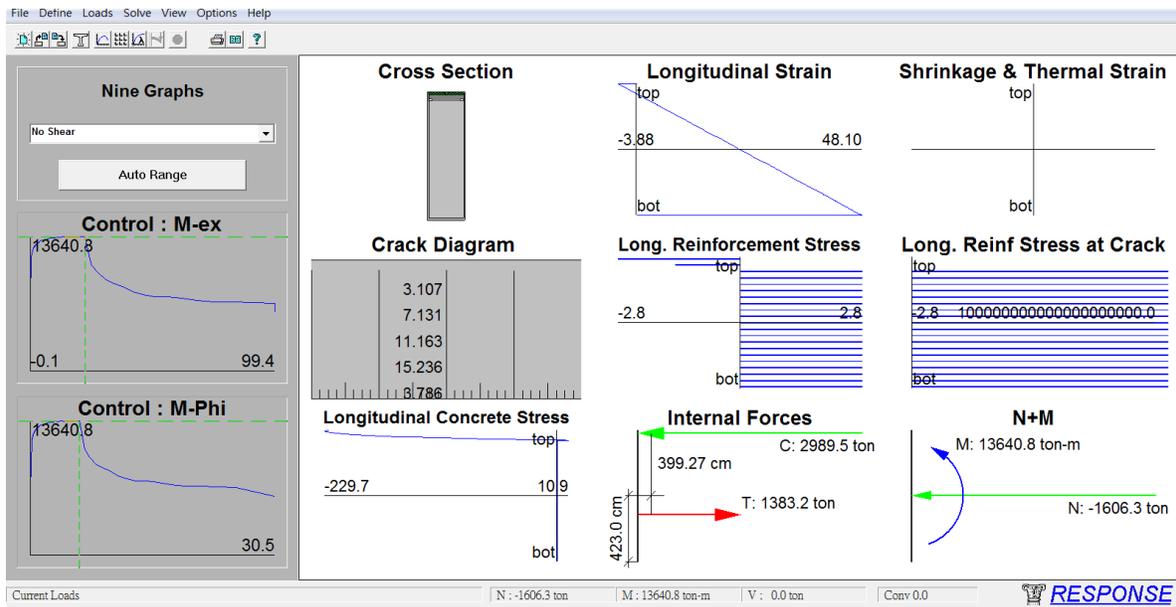


圖4.48 垂直行車向鋼板補強後墩柱於Response 2000之分析結果

表4-27 垂直行車向鋼板補強後彎矩-曲率關係

	彎矩	曲率
	tonf-m	rad/km
原點	0	0
開裂點	7559	0.035
起始降伏點	10562	0.142
雙線性降伏點	12926	0.78
極限點	13640	6.145

4.9.2 垂直行車向鋼板補強後墩柱彎矩轉角分析

彎矩-曲率關係轉換為彎矩-轉角關係，結果如表 4-28 及圖 4.49 所示。

靜載重軸力作用狀態

橋柱 $L=400\text{cm}$,

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

$$= 0.08 * 400 + 0.0022 * 3.6 * 2800 = 54.18$$

$$\delta_y = \frac{\varphi_y L^2}{3} = 0.0000078 * \frac{400^2}{3} = 0.416\text{cm}$$

$$\theta_y = \frac{\delta_y}{L} = \frac{0.416}{400} = 0.00104 \text{ rad}$$

$$\begin{aligned} \delta_u &= \frac{M_u}{M_y} \delta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_p \times (L - 0.5L_p) \\ &= \frac{13640}{12926} \times 0.416 + (0.00006145 - 0.0000078) \times 54.18 \\ &\quad \times (400 - 27.09) = 1.523\text{cm} \end{aligned}$$

$$\theta_u = \frac{\delta_u}{L} = \frac{1.523}{400} = 0.0038\text{rad}$$

表4-28 垂直行車向鋼板補強後彎矩-轉角關係

	彎矩 Ton-m	轉角 rad
原點	0	0
開裂點	7558	0.000047
起始降伏點	10562	0.000189
雙線性降伏點	12926	0.00104
極限點	13640	0.0038

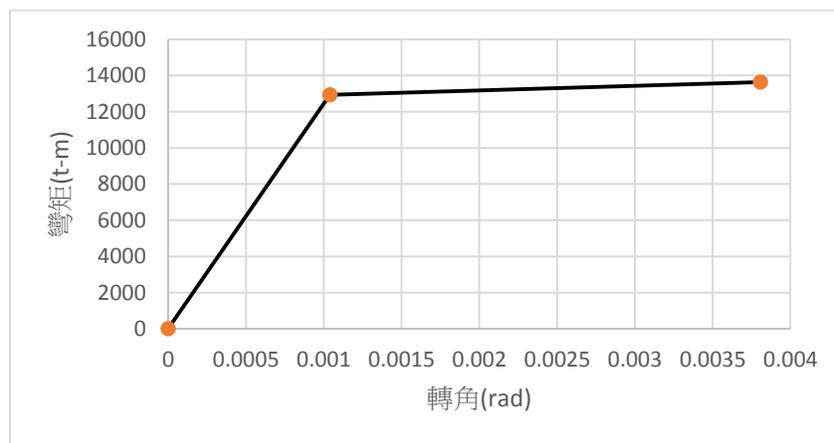


圖4.49 垂直行車向鋼板補強後彎矩-轉角關係圖

4.9.3 垂直行車向鋼板補強後墩柱剪力強度分析

斷面剪力強度計算結果如圖 4.50 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 4-29 所示。

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{dA_{sh}f_{yh}}{a} + 2f_{yj}t_jD_j \left[1 - \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \frac{B_j}{D_j} \right] \cot \theta \\
 &= 836 \times 3.9712 \times \frac{2800}{25} + 2 \times 2500 \times 1 \times 900 \times \left[1 - \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \times \frac{250}{900} \right] \cot 45^\circ \\
 &= 371831 + 4231748 = 4603579 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

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

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

$$\theta_y \text{ 時}, R = 1, k = 1,$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0.53 \left(1 + \frac{1607000}{140 \times 846 \times 250} \right) \times \sqrt{210} \times 0.8 \times (846 \times 250) \\
 &= 1370057 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$V_n = V_c + V_s = 1370057 + 4603579 = 5973636 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{vy} = V_n \times h = 5973636 * \frac{400}{100000} = 23895 \text{ t-m}$$

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

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0.53 \left(0 + \frac{1607000}{140 \times 846 \times 250} \right) \times \sqrt{210} \times 0.8 \times (846 \times 250) \\
 &= 70528 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$V_n = V_c + V_s = 70528 + 4231748 = 4674107 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{vu} = V_n \times \left(h - \frac{L_p}{2} \right) = 4674107 \times (400 - 27.09) / 100000 = 17430 \text{ t-m}$$

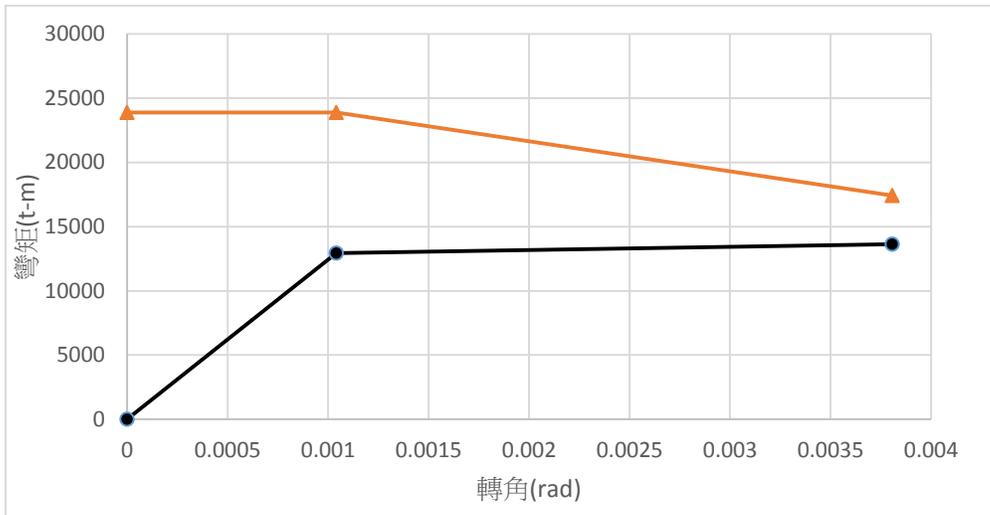


圖4.50 垂直行車向鋼板補強後塑性鉸破壞模式判斷

表4-29 垂直行車向鋼板補強後塑性鉸柱底SAP2000輸入資料

項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
A	0	0
B	12926	0
C	13640	0.00276
D	13640	0.00276
E	0	0.00276

4.9.4 垂直行車向鋼板補強後斷筋點彎矩曲率分析

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 Response 2000 軟體分析，輸入畫面如圖 4.51 所示，輸入之柱軸力以靜力分析求得為 1607 噸，分析結果如圖 4.52 及表 4-30 所示。

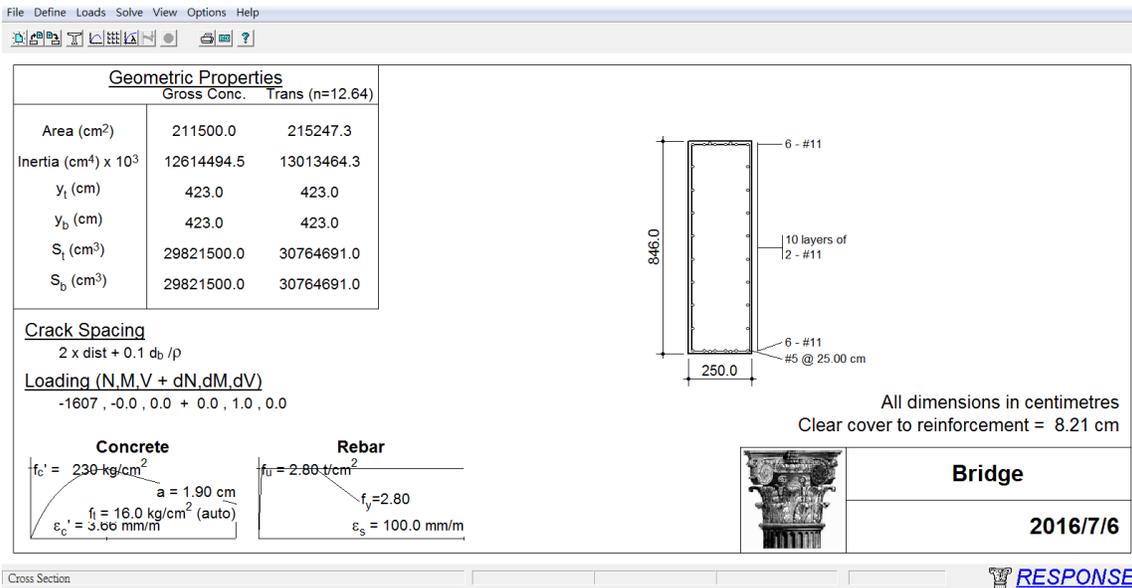


圖4.51 垂直行車向鋼板補強後墩柱斷筋點於Response 2000之斷面圖

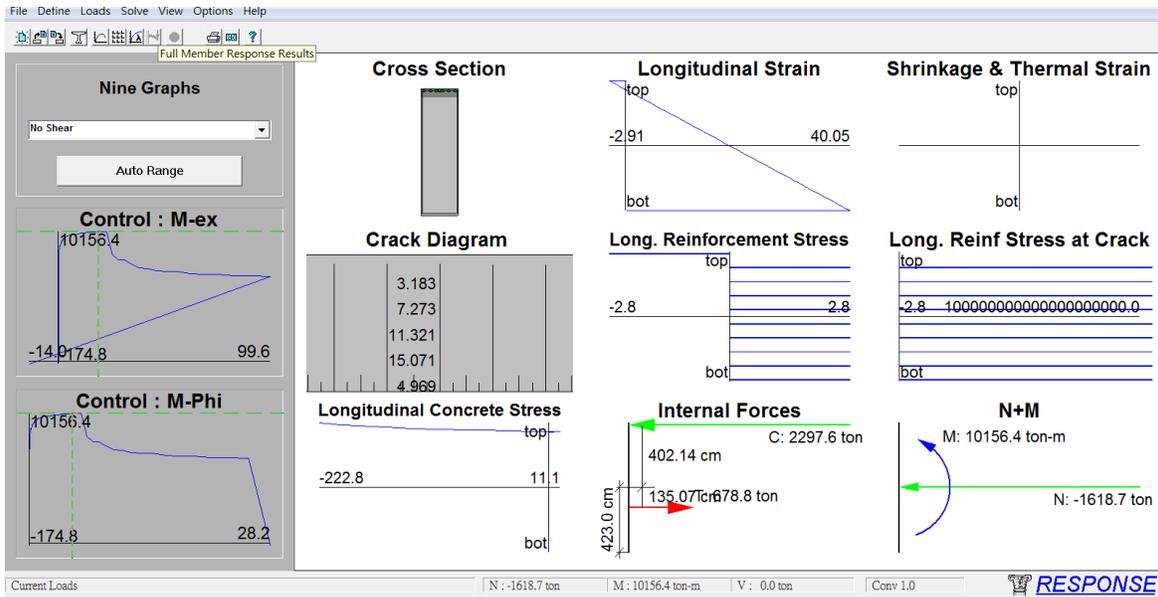


圖4.52 垂直行車向鋼板補強後墩柱斷筋點於Response 2000之分析結果

表4-30垂直行車向鋼板補強後斷筋點彎矩-曲率關係

	彎矩	曲率
	tonf-m	rad/km
原點	0	0
開裂點	7184	0.035
起始降伏點	8398	0.106
雙線性降伏點	9657	0.426
極限點	10156	5.078

4.9.5 垂直行車向鋼板補強後斷筋點墩柱彎矩轉角分析

彎矩-曲率關係轉換為彎矩-轉角關係，結果如表 4-31 及圖 4.53 所示。

靜載重軸力作用狀態

橋柱 $L=400\text{cm}$,

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

$$= 0.08 * 400 + 0.0022 * 3.6 * 2800 = 54.18$$

$$\delta_y = \frac{\varphi_y L^2}{3} = 0.00000426 * \frac{400^2}{3} = 0.227\text{cm}$$

$$\theta_y = \frac{\delta_y}{L} = \frac{0.227}{400} = 0.000568 \text{ rad}$$

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

$$= \frac{10156}{9657} \times 0.227 + (0.00005078 - 0.00000426) \times 54.18$$

$$\times (400 - 27.09) = 1.179\text{cm}$$

$$\theta_u = \frac{\delta_u}{L} = \frac{1.179}{400} = 0.00295\text{rad}$$

表4-31 垂直行車向鋼板補強後彎矩-轉角關係

	彎矩	轉角
	Ton-m	rad
原點	0	0
開裂點	7184	0.000047
起始降伏點	8398	0.000141
雙線性降伏點	9657	0.000568
極限點	10156	0.00295

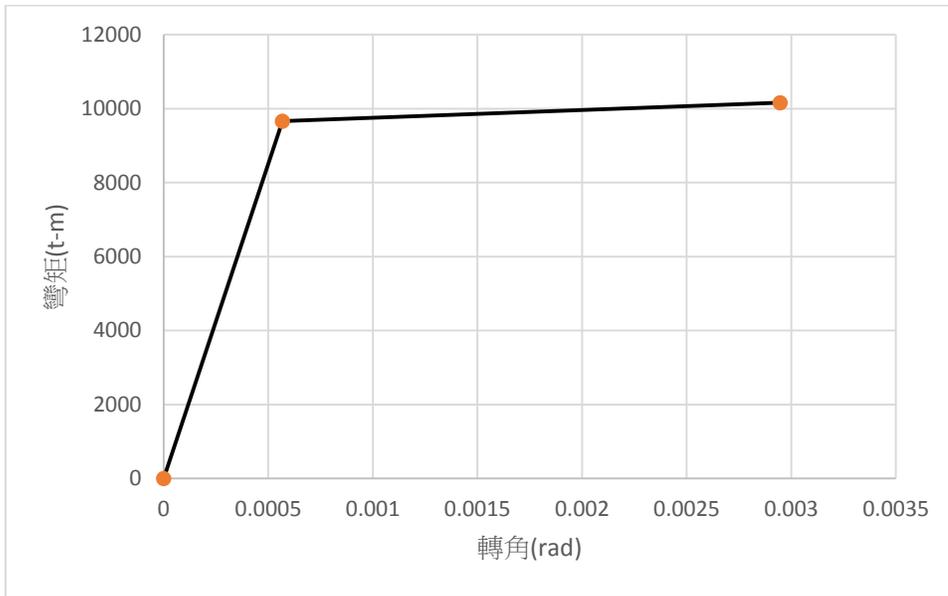


圖4.53 垂直行車向鋼板補強後斷筋點彎矩-轉角關係圖

4.9.6 垂直行車向鋼板補強後斷筋點墩柱剪力強度分析

斷面剪力強度，計算結果如圖 4.54 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 4-32 所示。

$$V_s = \frac{dA_{sh}f_{yh}}{a} + 2f_{yj}t_jD_j \left[1 - \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \frac{B_j}{D_j} \right] \cot \theta$$

$$= 836 \times 3.9712 \times \frac{2800}{25} + 2 \times 2500 \times 1 \times 900 \times \left[1 - \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \times \frac{250}{900} \right] \cot 45^\circ$$

$$= 371831 + 4231748 = 4603579 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

$$\theta_y \text{ 時}, R = 1, k = 1,$$

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{1607000}{140 \times 846 \times 250} \right) \times \sqrt{210} \times 0.8 \times (846 \times 250)$$

$$= 1370057 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_n = V_c + V_s = 1370057 + 4603579 = 5973636 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{vy} = V_n \times h = 5973636 * \frac{400}{100000} = 23895 \text{ t} - m$$

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

$$V_c = 0.53 \left(0 + \frac{1607000}{140 \times 846 \times 250} \right) \times \sqrt{210} \times 0.8 \times (846 \times 250)$$

$$= 70528 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_n = V_c + V_s = 70528 + 4231748 = 4674107 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{vu} = V_n \times \left(h - \frac{L_p}{2} \right) = 4674107 \times (400 - 27.09) / 100000 = 17430 \text{ t} - m$$

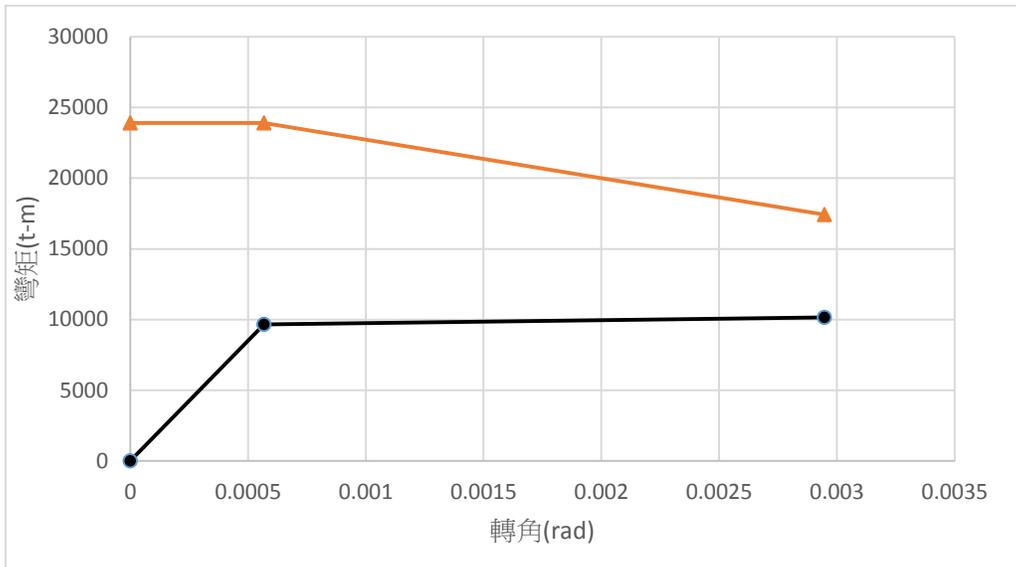


圖4.54 垂直行車向鋼板補強後塑性鉸破壞模式判斷

表4-32 垂直行車向鋼板補強後塑性鉸柱底SAP2000輸入資料

項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
A	0	0
B	9657	0
C	10156	0.002382
D	10156	0.002382
E	0	0.002382

4.9.7 垂直行車向鋼板補強後側推曲線

依沉箱基礎形式與橋梁細部設計尺寸，利用 SAP2000 非線性 Link 元素中之 Multilinear Elastic 模型，參酌土壤彈簧計算結果，使用 Multi-Linear Force-Deformaton Definition 視窗定義雙線性土壤彈簧，沉箱裸露無裸露，沉箱土壤部份以彈簧模擬，含沉箱基礎與土壤互制效應橋梁模型如圖 4.55 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 4.56、4.57 及 4.58 所示，橋柱破壞皆產生於橋柱底，降伏地表加速度 $A_y=0.158g$ ，崩塌地表加速

度 $A_c=0.369g$ 。

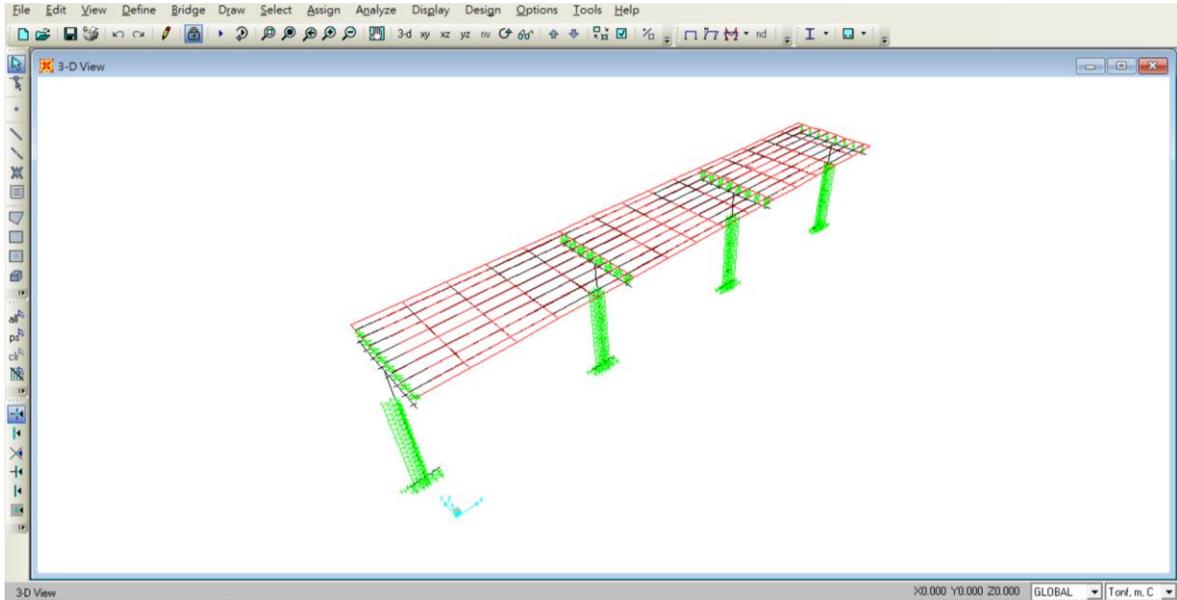


圖4.55垂直行車向鋼板補強後橋梁模型

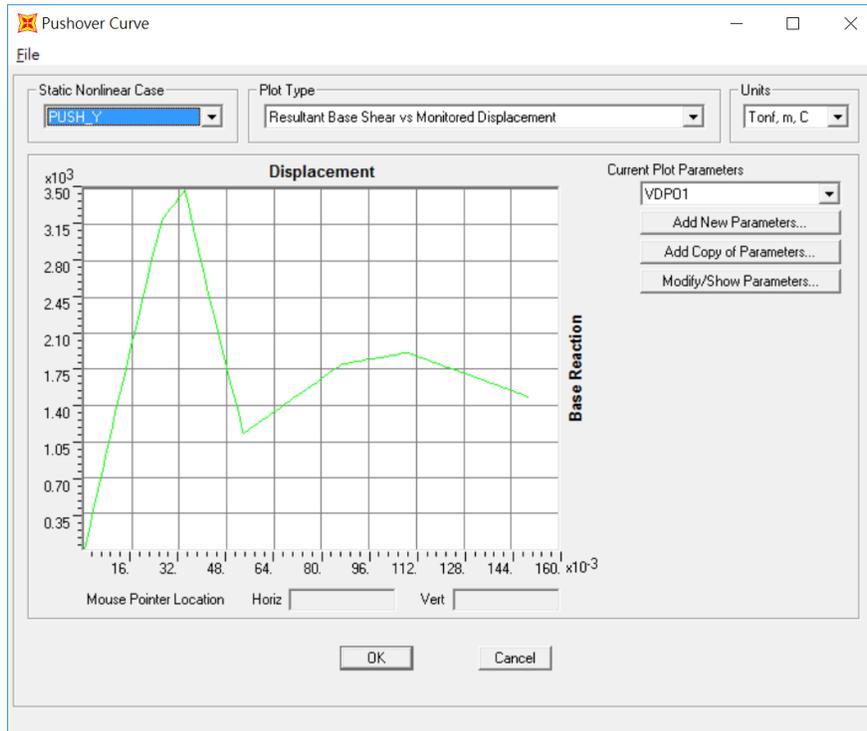


圖4.56 垂直行車向鋼板補強後基底剪力分析結果

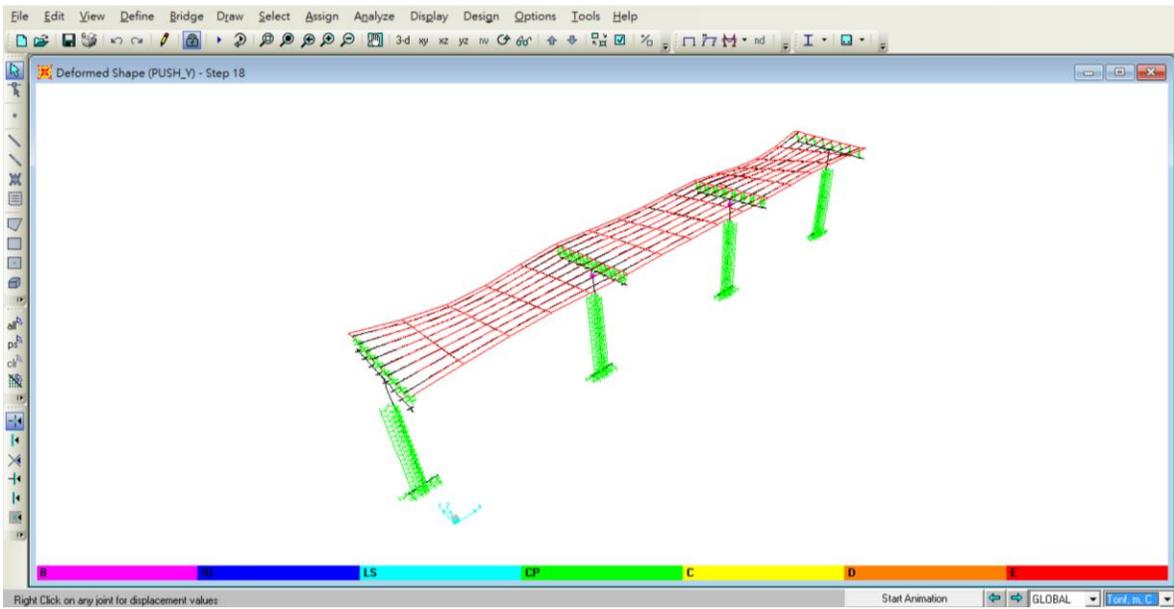


圖4.57 垂直行車向鋼板補強後側推分析結果(1)

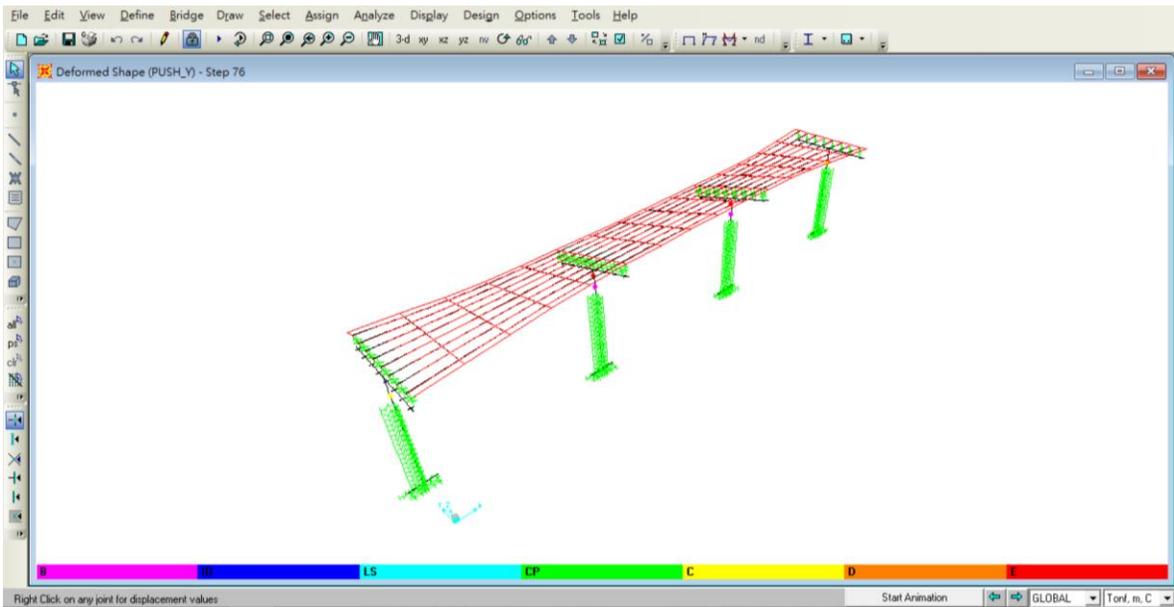


圖4.58 垂直行車向鋼板補強後側推分析結果(2)

4.9.8 垂直行車向鋼板補強後位移-加速度曲線

將行車向側推曲線（圖 4.59），依照準則第 4.5.9 節建議方式，可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 4.59 所示。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 4-33 所示。

表4-33 整體橋梁垂直行車向鋼板補強後各性能點PGA值

性能點	PGA(g)
PL3	0.29
PL2	0.399
PL1	0.507
PL0	0.616

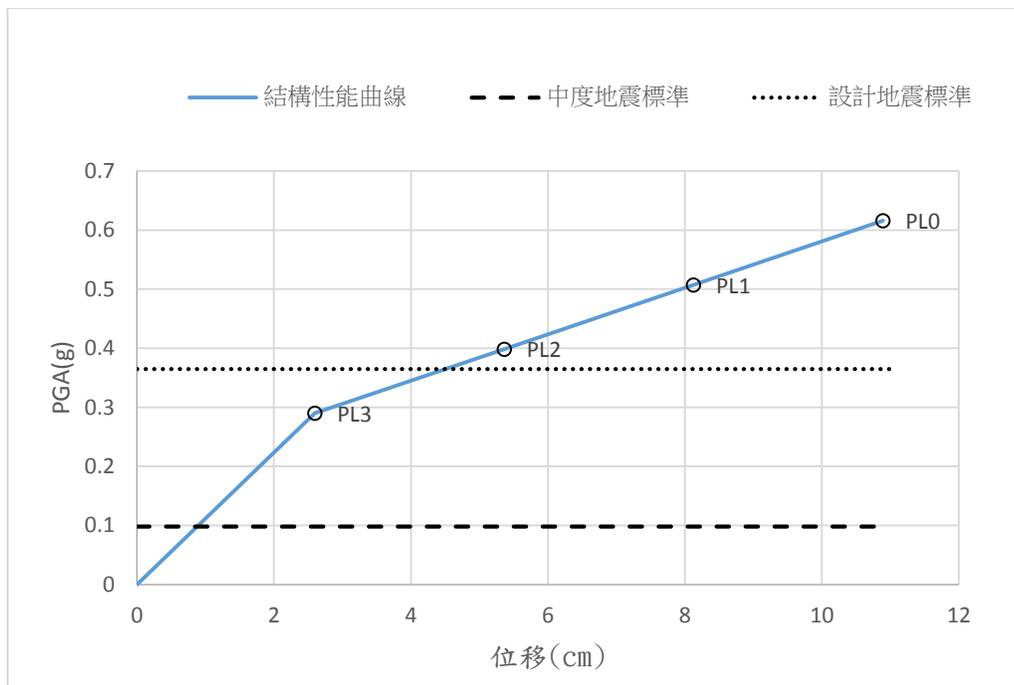


圖4.59 整體橋梁垂直行車向鋼板補強後各性能點PGA值與位移關係圖

4.9.9 垂直行車向鋼板補強後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 值為 $0.4SDS/3.25=0.4\times 0.8/3.25=0.098g$ 。由圖 4.59 得知，整體橋梁降伏點 (PL3=0.29g) 之 PGA 值大於中度地震 PGA 值，故不需進行耐震補強。

4.9.10 垂直行車向鋼板補強後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 $0.4SDS=0.4\times 0.912=0.365g$ 。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 4.59 可知，整體橋梁行車向 PL1(0.507g) 點 PGA 值，大於設計地震 PGA 值，故符合規定。

第五章 橋梁耐震與耐洪分析資料管理模組擴充

此階段先藉由蒐集國內外橋梁耐震能力評估(側推分析)、橋梁耐洪安全評估、橋梁振動頻率評估等文獻，確定橋梁各種安全評估方式，並作為後續橋梁設計參數應用於橋梁安全評估模式之重要參考依據。並藉由所歸納之相關參考文獻，考慮在橋梁設計階段時，預先將使用維護階段橋梁評估模式所需資訊儲存，建立橋梁耐震耐洪設計與維護階段資訊整合模式，並新增於TRENDS系統模組中。

5.1 確立使用維護階段橋梁評估模式所需資料

橋梁在使用維護階段進行能力評估時，需要許多的資料作為輸入，進行使用維護階段橋梁各種評估模式流程整理確認，並彙整各評估模式過程中所需要的輸入參數，如橋梁耐震能力評估(側推分析)所需設計參數、沉箱基礎耐洪安全評估分析模式所需參數、樁基礎耐洪安全評估分析模式所需參數，代表若能在橋梁設計階段，完成橋梁設計後，把這些參數資訊儲存，並在橋梁使用維護階段作為橋梁耐震、耐洪評估模式所使用，如此一來，解決以往進行橋梁評估時耗費人力、時間且效率低落的問題。

考量橋梁進行橋梁耐震能力評估(側推分析)及橋梁振動頻率評估皆須進行側推分析，其過程為建置橋梁結構模型後再進行側推，而在橋梁在設計階段時，都會建置橋梁結構模型進行力學分析，故若在設計階段就能儲存橋梁結構模型，在未來使用維護階段時，就能作為橋梁側推分析之用；另外，橋梁耐洪安全評估模式需要橋梁的尺寸資料，結合橋墩即時的水位、流速、沖刷深度，接著計算橋墩的耐洪安全係數(FS)，而耐洪安全評估模式依不同的基礎型式會有不同之輸入值，如沉箱基礎、樁基礎，而沉箱基礎與樁基礎耐洪分析模式所需參數，因為有部分的參數重覆，所以將耐洪安全評估所需參數整理如表5-1。

最後，彙整使用維護階段所需資料包括：1.橋梁結構模型2.耐洪安全評估所需參數。

表5-1耐洪安全評估所需參數

編號	參數	編號	參數	編號	參數
1	混凝土單位重(t/m^3)	16	基樁長度(m)	31	承載層土壤摩擦角
2	不透風護欄高(m)	17	基樁數量(m)	32	沉箱內填充物單位重(t/m^3)
3	箱型梁與橋面板高(m)	18	基樁慣性矩	33	沉箱高度(m)
4	上部荷重(ton)	19	樁帽水流作用力常數	34	沉箱寬(m)
5	橋墩跨徑(m)	20	基樁水流作用力常數	35	沉箱長度(m)
6	橋墩高度(m)	21	最外側基樁至樁帽外側距離(m)	36	沉箱全斷面積
7	橋墩寬(m)	22	主動土壓力係數(k_a)	37	沉箱內填物斷面積
8	橋墩數量	23	被動土壓力係數(k_p)	38	沉箱水流作用力常數
9	橋柱斷面積(m^2)	24	沉箱基礎底面之形狀因素(α)	39	沉箱厚度(m)
10	橋墩重量(ton)	25	沉箱基礎底面之形狀因素(β)	40	沖刷深度(m)
11	橋墩水流作用力常數	26	沉箱支承力因素(N_c)	41	水位(m)
12	樁帽長度(m)	27	沉箱支承力因素(N_q)	42	流速(m/s)
13	樁帽寬度(m)	28	沉箱支承力因素(N_r)		
14	樁帽高度(m)	29	承載層土壤單位重(t/m^3)		
15	基樁直徑(m)	30	承載層土壤凝聚力		

(本研究整理)

5.2 確立橋梁耐震耐洪設計與維護階段資訊整合模式

透過5.1章節所述，在橋梁設計階段將表5-1之設計參數資訊儲存，並在橋梁使用維護階段評估橋梁能力所使用，如此一來可解決以往進行橋梁評估時耗費人力、時間且效率低落的問題。故本章節彙整使用維護階段所需資料，研擬橋梁耐震耐洪設計與維護階段資訊整合模式，如圖5.1所示。

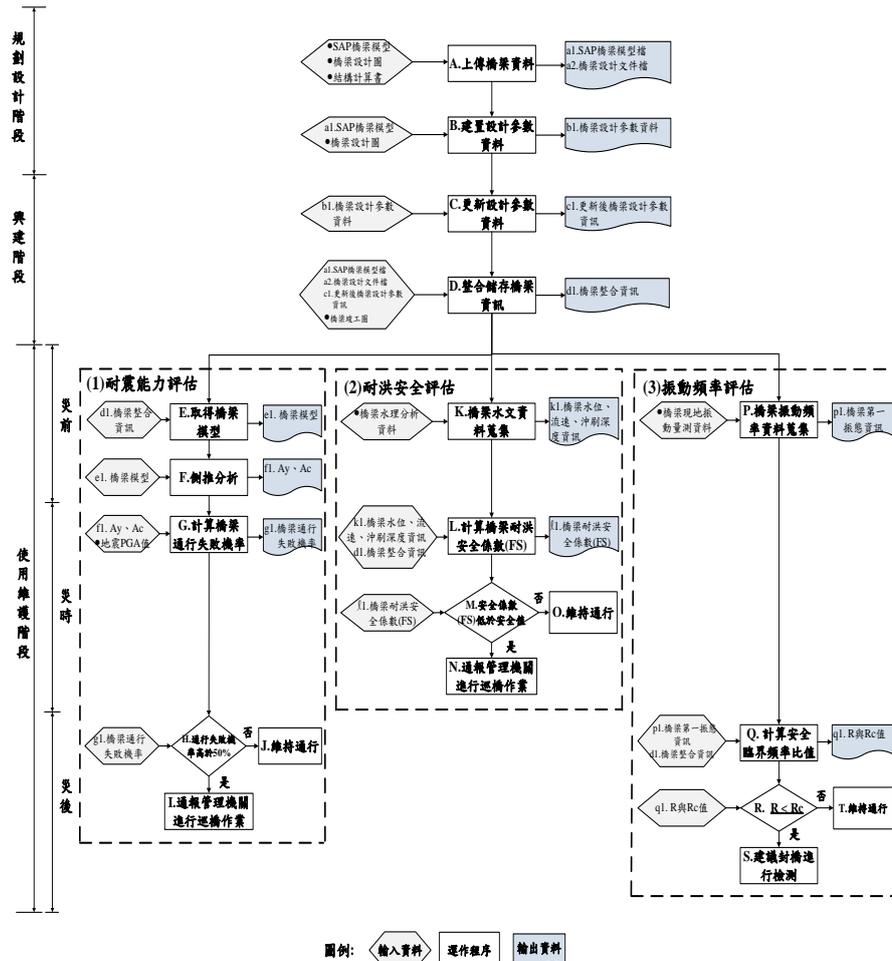


圖 5.1 橋梁耐震耐洪設計與維護階段資訊整合模式

以下針對橋梁耐震耐洪設計與維護階段資訊整合模式，按照橋梁在不同階段應用此模式並依序詳細說明：

1. 規劃設計階段

A.上傳橋梁資料: 橋梁完成設計後，設計單位可將橋梁 SAP2000 結構模型、橋梁設計圖、結構計算書上傳後儲存建置。

B.建置設計參數資料: 設計單位可從橋梁設計圖、橋梁結構模型中找出橋評估模式所需參數, 接著將設計參數資料建置儲存。

2. 興建階段

C.更新設計參數資料: 若有變更設計, 橋梁設計參數也會有所改變, 故設計單位須將先前儲存之設計參數修改後重新儲存。

D.整合儲存橋梁資訊: 將設計完成的橋梁 SAP2000 結構模型、結構計算書、竣工圖說、橋梁設計參數等資料整合儲存, 以提供後續使用維護階段各橋梁評估模式使用。

3. 使用維護階段

(1)橋梁耐震能力評估

E.取得橋梁模型: 橋梁管理單位在使用維護階段, 若須重新進行橋梁耐震能力評估, 必須有完整的橋梁模型, 故下載先前整合儲存之橋梁結構模型, 接著匯入 SAP2000 軟體, 即可完成橋梁模型建置。

F.側推分析: 取得橋梁模型後, 依不同的破壞模式, 在 SAP2000 中設定塑鉸性質, 執行側推分析後建立容量曲線, 接著將容量曲線轉換為容量震譜, 再將容量震譜中任一點處譜加速度 a_{pi} , 對應最大地表加速度(PGA), 最後得出該橋梁之 A_y 與 A_c 值。

G.計算橋梁通行失敗機率: 於災時, 地震發生所代表的 PGA 值, 結合前述橋梁的 A_y 與 A_c 值作為通行失敗機率計算的輸入值, 計算出橋梁通行失敗機率。

H.橋梁通行失敗機率是否高於 50%: 橋梁管理單位可根據前述所計算出的橋梁通行失敗機率, 判斷通行失敗機率高於 50% 為異常狀

況橋梁。

I.通報管理機關進行巡橋作業: 於災後(地震過後), 當計算出橋梁通行失敗機率高於 50%, 應立即派駐橋梁管理人員至該橋梁進行巡橋作業, 而經現場人員判斷後再評估是否封閉該橋梁。

J.維持通行: 於災後(地震過後), 計算出橋梁通行失敗機率低於 50%, 橋梁可持續通行運作。

(2)橋梁耐洪安全評估

K.橋梁水文資料蒐集: 於災前, 整合各橋墩水位、流速、沖刷深度等資訊, 作為災時計算橋梁耐洪安全係數之輸入值。

L.計算耐洪安全係數(FS): 於災時, 透過先前橋梁整合儲存資訊, 其中的橋梁設計參數資料, 結合前述所整合的橋梁的水位、流速、沖刷深度資訊, 針對不同的基礎型式套用不同的計算公式, 計算各橋墩的耐洪安全係數(FS); 再整合未來的水位、流速、沖刷深度資訊進行計算, 即可得未來耐洪安全係數(FS)。

M.安全係數(FS)是否低於安全值: 橋梁管理單位可根據前述所計算出即時與未來的耐洪安全係數(FS), 判斷橋梁即時與未來的預警值如表 5-2 所示。透過未來的安全係數(FS)值, 即可判斷橋梁未來的耐洪能力, 藉此作為橋梁安全預警之用途。

表5-2耐洪安全係數對應預警值

耐洪安全係數 (FS)	0~1.5	1.5~2.0	2.0~3.0	3.0以上
預警值	行動(紅燈)	警戒(橘燈)	注意(黃燈)	安全(綠燈)

N.通報管理機關進行巡橋作業: 於災時, 當計算出耐洪安全係數 (FS)低於 3.0(安全值)則代表橋梁可能處於危險不安全的狀態, 應

立即派駐橋梁管理人員至該橋梁進行巡橋作業，而經現場人員判斷後再評估是否封閉該橋梁。

- O.維持通行: 於災時，當計算出耐洪安全係數(FS)高於 3.0(安全值)則代表橋梁處於安全無虞的狀態，橋梁可持續通行運作，但若處於颱風季節，應持續留意橋梁的耐洪安全狀態。

(3)橋梁振動頻率評估

- P.橋梁振動頻率蒐集: 於災前，整合各橋梁現地量測振動頻率(第一振態)資訊，結合災前與災後現地量測振動頻率(第一振態)資訊，作為安全臨界頻率比值計算的輸入值。

- Q.計算安全臨界頻率比值: 於災後，透過先前橋梁整合儲存資訊，其中的橋梁結構模型執行側推分析後可得出 R_c 值；另外從前述橋梁振動頻率蒐集，其中蒐集災前與災後橋梁現地量測振動頻率(第一振態)資訊即可計算出 R 值。

- R. R_c 值與 R 值比較: 於災後，橋梁管理單位可透過安全臨界頻率比值，即利用 R_c 值與 R 值的比較判斷橋梁是否為安全可通行的決策依據。

- S.建議封橋進行檢測: 於災後，當 R_c 值 $>$ R 值，代表橋梁可能處於危險狀態，應立即派駐橋梁管理人員盡速至該橋梁進行封橋作業，並巡視橋梁是否有重大毀損。

- T.維持通行: 於災後，當 R 值 $>$ R_c 值，代表橋梁處於安全無虞的狀態，橋梁可持續通行運作，但若處於颱風季節，仍須留意橋梁的安全狀態。

5.3 橋梁耐震耐洪設計參數資料庫建置

將依照前述之整合模式構想與確立之模式流程，把各模組所用之資料內容整理輸出與輸入之關係，以此輸入輸出表為基礎，並利用實體-關係模型(Entity-Relationship Data Model, ER-model)規劃如圖 5.2，其中因 TBMS 與 TELES 兩邊橋梁編號未統一，因此系統中另外以 nid 作為主鍵。此外 TBMSID 被即時河川資訊(FK1)、耐洪安全評估(FK2)、振動頻率評估(FK3)與橋梁設計參數(FK4)所引用。而 TELESID 被即時河川資訊(FK1)、耐洪安全評估(FK2)、振動頻率評估(FK3)、橋梁設計參數(FK4)與橋梁振動量測記錄(FK5)所引用。依此建置資料庫格式與儲存項目，避免資料重複建置與資料不同步之問題。

系統中文字及數值等資料以資料庫的形態儲存，並且以關聯式資料庫(Relational DataBase)來聯結不同資料庫間的資料，然後再運用資料庫結構式查詢語言(Structured Query Language,SQL)，以 Select, Form, Where 等組合子句來存/取、查詢、修改、刪除及新增資料庫中的資料，達到資料管理的功能。在資料的建構與管理方面，本研究以 Microsoft SQL SERVER 作為制定資料表之工具，以下將針對資料管理進行描述。

資料庫資料管理的部分將各類資料進行分類管理，分為 1.橋梁基本資料表 2.橋梁設計參數 3.即時河川資訊 4.耐洪安全評估 5.橋梁振動量測記錄 6.振動頻率評估。

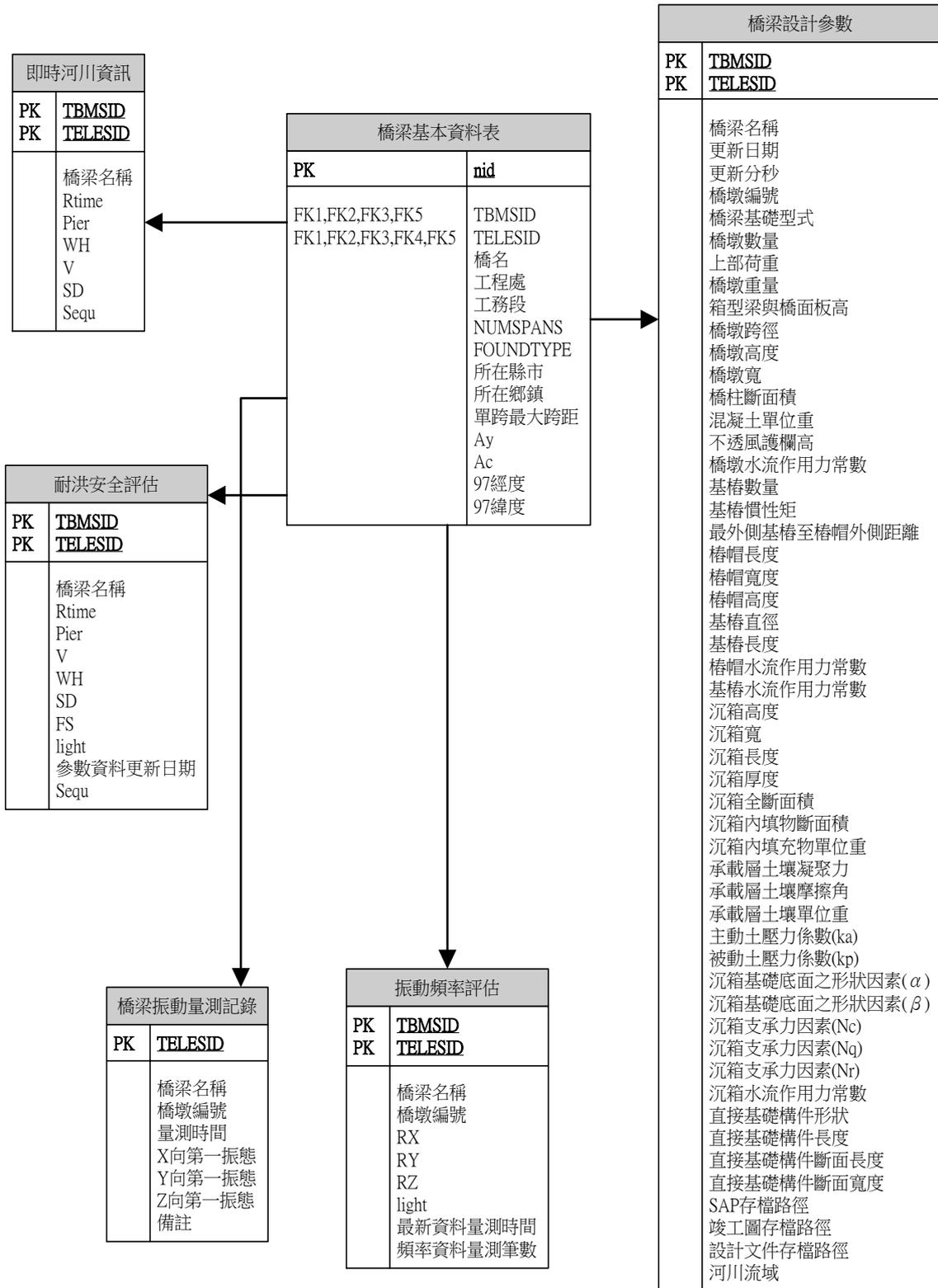


圖 5.2 ER-model 圖

5.4 系統規劃與發展

本章介紹說明橋梁設計與防災預警資訊整合系統之系統規劃與發展步驟。系統規劃的主要工作項目及流程如圖 5.3 所示，圖中箭頭右方代表各階段的主要成果。

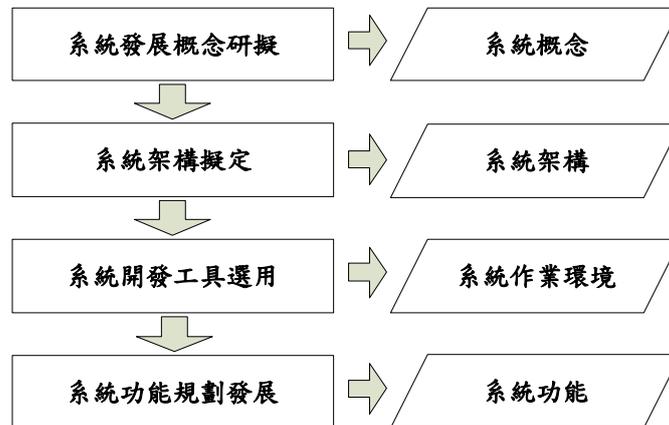


圖 5.3 系統初步規劃工作及流程

本系統之規劃與發展工作內容主要包含：「系統發展概念研擬」、「系統架構擬訂」、「系統開發工具選用」以及「系統功能規劃」等四項，各項之工作內容將在以下各節中分別說明。

5.4.1 系統發展概念研擬

為使橋梁設計與防災預警資訊整合系統有效率應用，提升橋梁管理維護單位防災預警與即時評估之用途，因此需要一套架構於網際網路下之系統，使相關管理單位能夠在不同平台皆能瀏覽相關資料。另外，為了資料易於辨識，方便使用者查詢。故本系統開發將需滿足以下三項目標：1. 容易進行資料查詢及分析 2. 提供橋梁評估相關資訊 3 確保使用最新資料進行評估。

根據系統使用需求的目標，發展規劃將分為三個部份，如圖 5.4。
1.對話介面：著重網頁的開發，讓使用者能夠經由網頁查詢所需資料；
2.資料管理：透過 Microsoft SQL Server 建立關聯式資料庫(Relational DataBase)；
3.模式管理：模式管理中包含安全評估與防災預警通報。由系統中三個部份相互配合後，儲存於資料庫中，使用者可藉由網頁進行資料查詢。

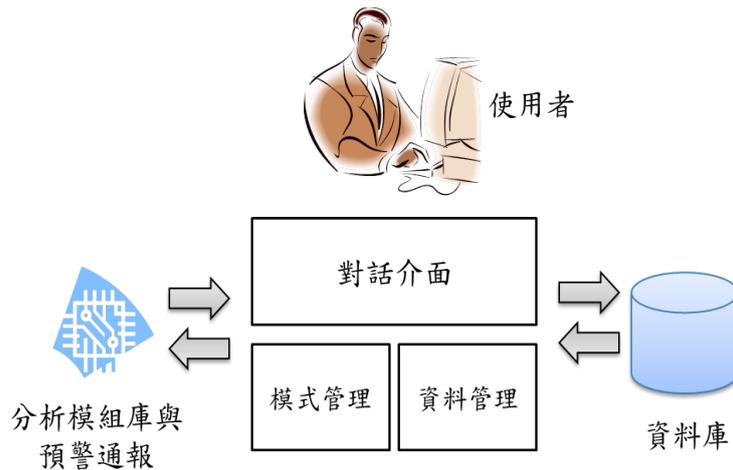


圖 5.4 系統組成圖

5.4.1.1 對話介面

「對話介面」係使用者與系統間溝通之主要管道，亦稱之為「使用者介面」(User Interface)，設計時係從使用者的角度來建構系統，以確保使用者操作時之親善性，同時有效地傳達控制指令與變數。以下分別針對「人機配合」與「設計理念」兩部份說明：

1. 人機配合

對話格式為系統與使用者間溝通方式，本系統人機介面對話格式有下列兩種：

- (1) 清單對話(Menu Dialogs)：可讓使用者在一個列有所有功能的清單中選擇欲執行之功能。
- (2) 輸入／輸出表對話(Input /Output Form Dialogs)：輸入表格提供使用者輸入命令與資料，輸出表格為系統所產生之回應訊息。

2. 設計理念

設計理念的首要考量，在於系統如何傳達訊息給使用者，及接受使用者的操作指令。本研究將系統架構於伺服器(Server)上，以瀏覽器(Browser)作為對話管理之介面軟體，以微軟的動態網頁設計技術 Active Server Pages(ASP.NET) 撰寫網頁作為對話管理之介面，並使用下拉式清單(Menu)、命令鈕(Command Button)、選項鈕(Option Button)及捲軸

(Scroll Bar)等工具，讓使用者在操作與執行時，淺顯易懂，藉此減少使用者學習系統操作所需之時間，並降低操作指令輸入次數，提升作業效率。

5.4.1.2 資料管理

此系統之文字及數值等資料均是以資料庫的形態儲存，並且以關聯式資料庫(Relational Database)來連結不同資料庫間的資料，再運用資料庫結構式查詢語言(Structured Query Language, SQL)，以 Select, From, Where, Order By 等組合子句進行存／取、查詢、修改、刪除及新增資料庫中的資料，進而達到資料管理的功能。

在資料庫的建構與管理方面，本研究規劃以 Microsoft SQL Server 作為制定資料表之工具，並採用 ASP.NET 4.0 撰寫之表單作為資料管理之介面軟體。

5.4.1.3 模式管理

本研究採用瀏覽器作為模式管理之介面軟體。各項資料以專屬模式方式進行管理，而且各個模式均可配合資料的改變來更新模式中的參數，使模式能應付現實狀況的改變，同時亦可反覆執行指定模式，以確保使用者可以得到所需之分析資料，進而達到模式管理的功能。

本系統之模式庫可分為五大模組分別為：1.上傳參數資料模組、2.修改刪除資料模組、3.查詢下載資料模組、4.耐洪安全評估模組、5.振動頻率評估模組。

5.4.2 系統架構擬定

系統將以資料整合平台為核心，負責所有資料進出管理，平時會定時從「臺灣公路早期防救災決策支援系統(TRENDS)」[2]擷取資料進行分析、比對及更新，並將資料存入資料庫。而系統包含五大模組分別為：1.上傳參數資料模組、2.修改刪除資料模組、3.查詢下載資料模組、4.耐洪安全評估模組、5.振動頻率評估模組。其系統架構，如圖 5.5 所示。

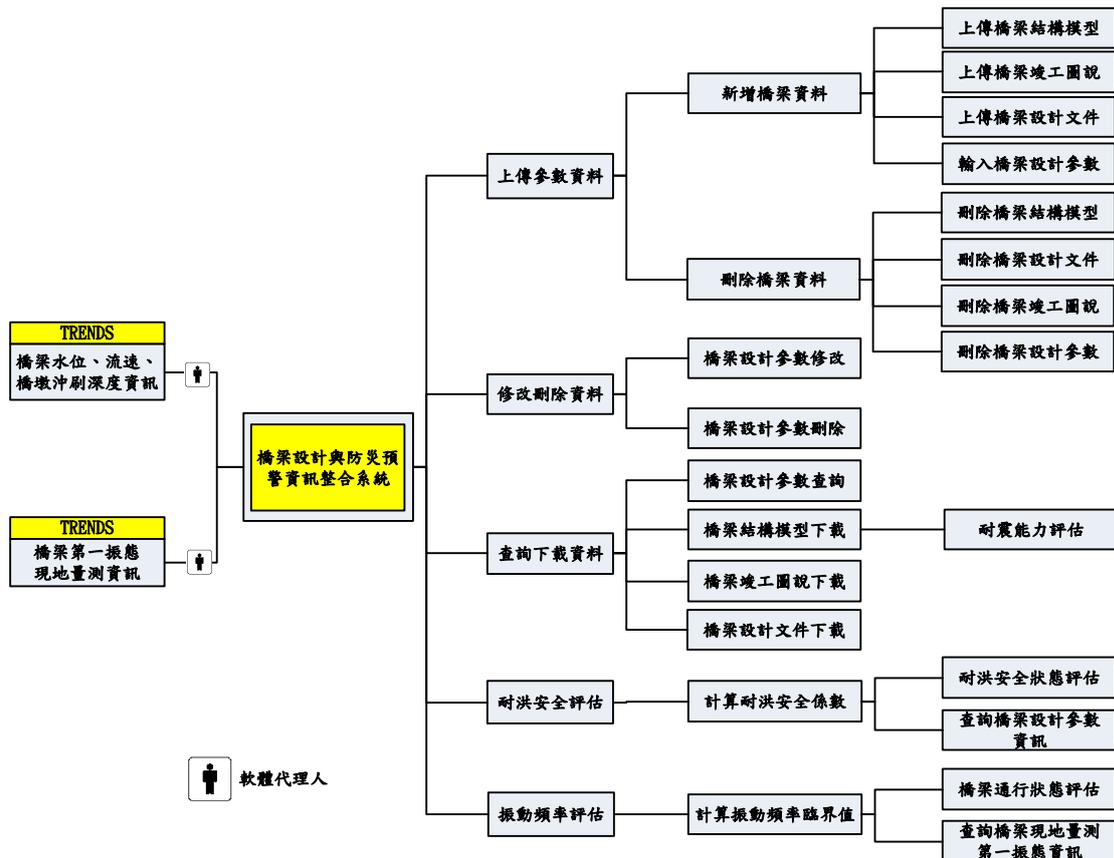


圖 5.5 系統架構

5.4.3 系統開發工具選用

本研究所規劃之橋梁耐震耐洪設計參數整合系統，系統開發所需設備如下：

1. PC 2.0GHZ 以上之個人電腦（具備 2048MB 以上記憶體）
2. Microsoft Windows 7 作業系統軟體
3. Microsoft Active Server Pages 4.0 / Visual Studio 2010 應用程式開發軟體
4. Microsoft SQL Server 2008 應用軟體

使用者所需具備之軟硬體如下：

1. PC586 以上之個人電腦(具備 1024MB 以上記憶體及網路連線環境)；

2. Microsoft Internet Explorer 5.0 以上版本。

系統整合方面，本系統主要由 Visual Basic.NET、ASP.NET、SQL 資料庫等視窗軟體之應用程式所組成，並利用 Visual Studio 將各作業軟體整合在同一工作環境下，而發展出親善性之使用者界面，系統整體作業環境如圖 5.6 所示。

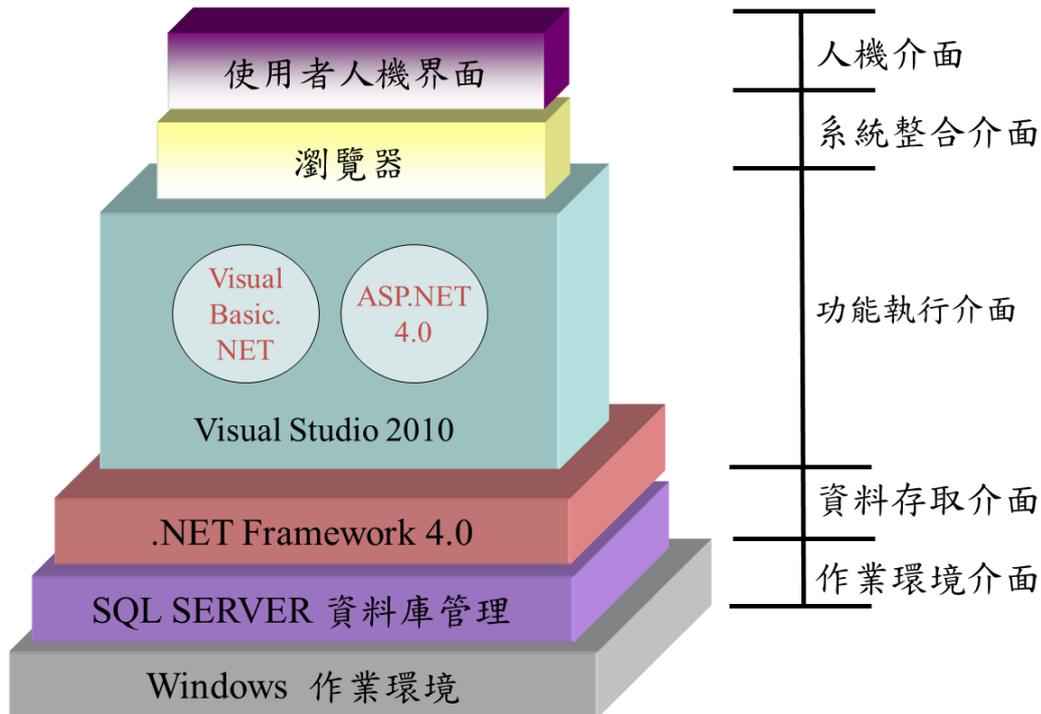


圖 5.6 系統作業環境圖

5.4.4 系統功能規劃與發展

本研究所建構之系統，系統操作介面下之功能架構規劃如圖 5.7 所示，其中系統係由 ASP.NET 應用程式開發軟體撰寫而成，共分五個主要功能模組分為：1.上傳參數資料模組、2.修改刪除資料模組、3.查詢下載資料模組、4.耐洪安全評估模組、5.振動頻率評估模組，以下針對各系統所屬模組之功能規劃、發展加以說明。

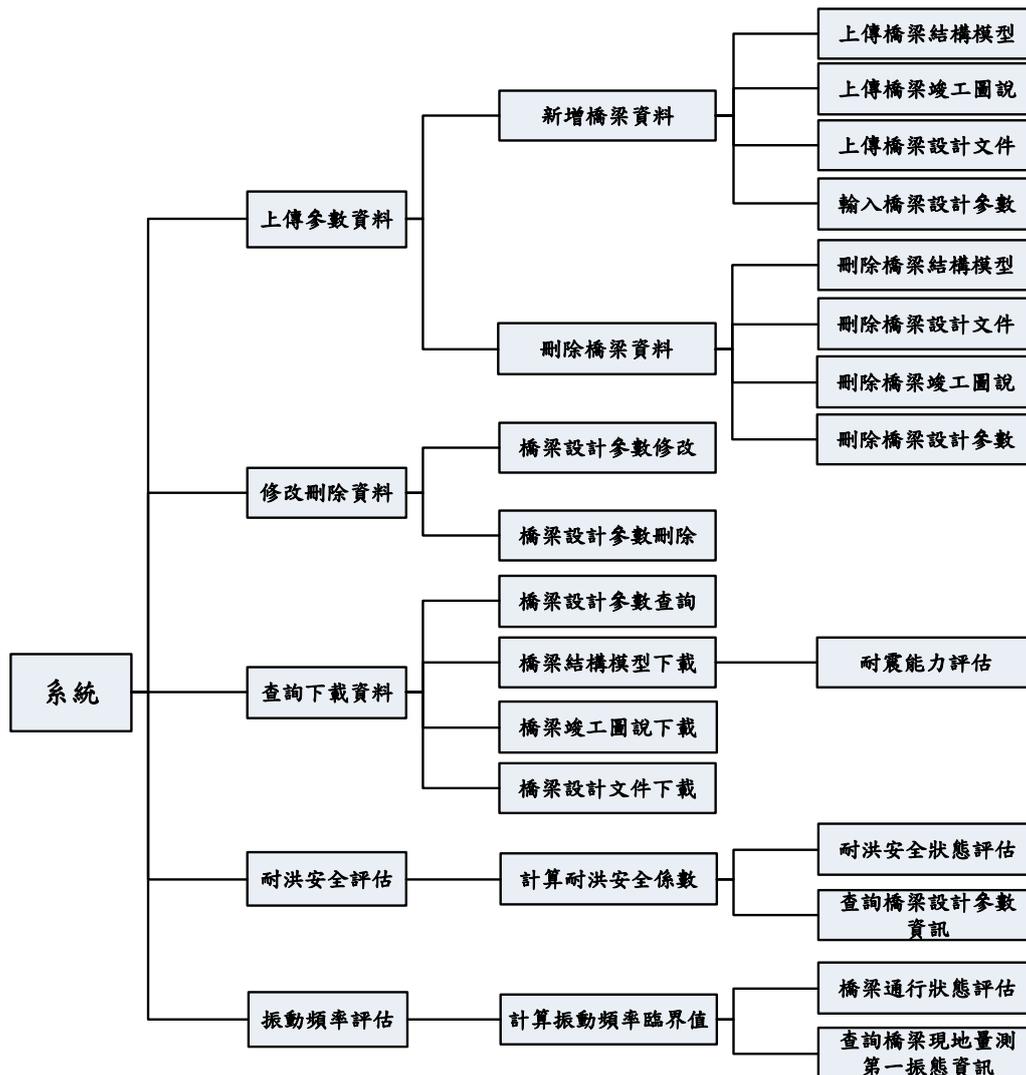


圖 5.7 系統功能架構

5.4.4.1 上傳參數資料模組

此模組主要為提供設計顧問公司，將完成設計之橋梁資料上傳於資料庫中，作為後續橋梁安全評估之用。基於此模組所規劃之功能，以下將說明本模組之功能架構、操作流程，如圖 5.8 與圖 5.9 所示。

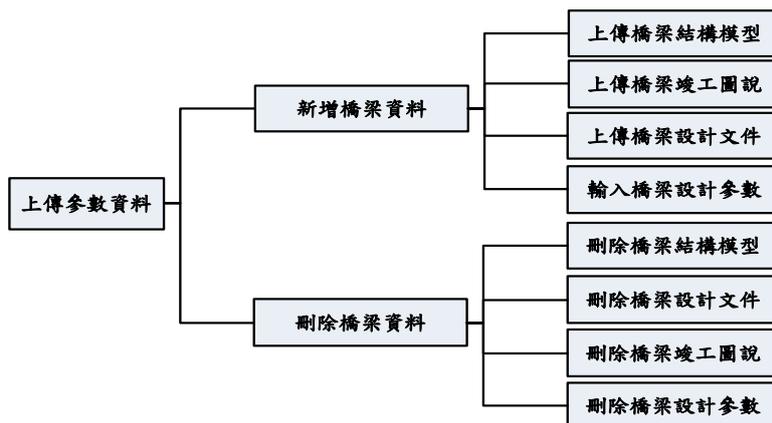


圖 5.8 上傳參數資料模組功能架構

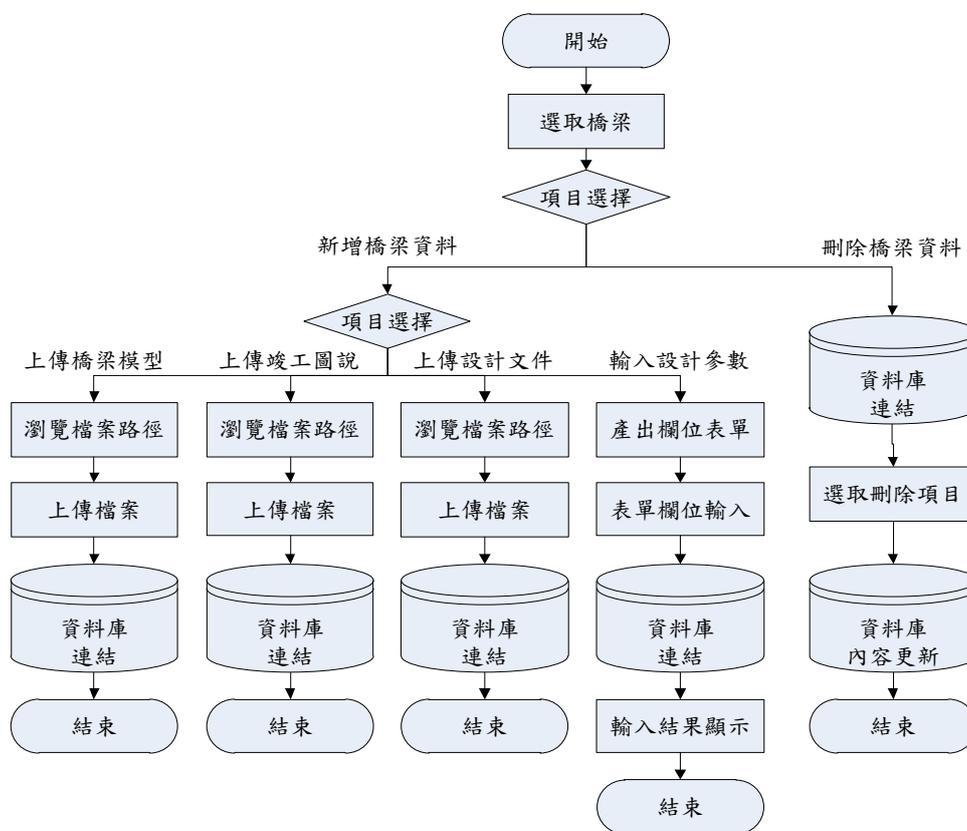


圖 5.9 上傳參數資料模組操作流程

1. 新增橋梁資料

進入模組選擇橋梁後，即可開始新增橋梁資料，內容包括橋梁結構模型上傳、橋梁竣工圖說上傳、橋梁設計文件上傳、輸入橋梁設計參數，可直接由網頁端新增橋梁相關資訊，透過人機界面輸入資料後整合儲存於後端資料庫中。

2. 刪除橋梁資料

進入模組選擇橋梁後，將顯示目前該橋梁有幾筆資料輸入，使用者可透過介面，將先前已輸入之橋梁結構模型、橋梁竣工圖說、橋梁設計文件、設計參數資料一次刪除。

5.4.4.2 修改刪除資料模組

此模組主要提供橋梁管理單位，易於進行橋梁設計參數修改或刪除，以達到橋梁資料管理之功用。基於此模組所規劃之功能，以下將說明本模組之功能架構、操作流程，如圖 5.10 與圖 5.11 所示。

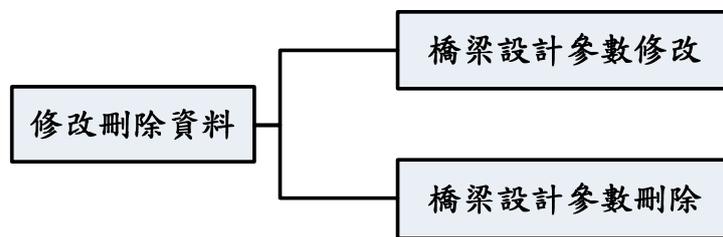


圖 5.10 修改刪除資料模組功能架構

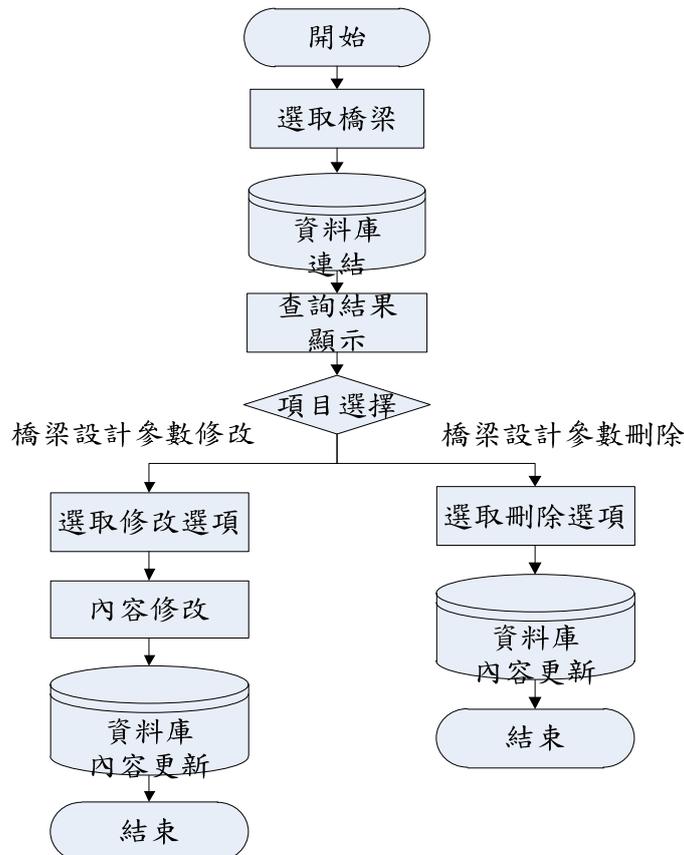


圖 5.11 修改刪除資料模組操作流程

1. 橋梁設計參數修改

進入模組選擇橋梁後，系統會顯示查詢結果，進入修改刪除頁面選擇修改選項後，即可針對該橋梁設計參數資料進行修改，透過人機界面修改資料後更新儲存於資料庫中。

2. 橋梁設計參數刪除

進入模組選擇橋梁後，系統會顯示查詢結果，進入修改刪除頁面選擇刪除選項後，即可針對該橋梁設計參數資料進行刪除，該筆橋梁資料將會從資料庫中移除。

5.4.4.3 查詢下載資料模組

此模組主要提供橋梁管理單位，面對眾多的橋梁資料，易於進行橋梁資料下載或檢視，並作為橋梁安全評估之用途。基於此模組所規劃之功能，以下將說明本模組之功能架構、操作流程，如圖 5.12 與圖 5.13 所示。

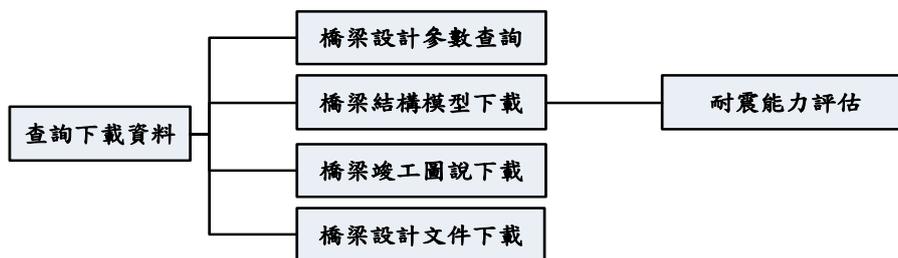


圖 5.12 查詢下載資料模組功能架構

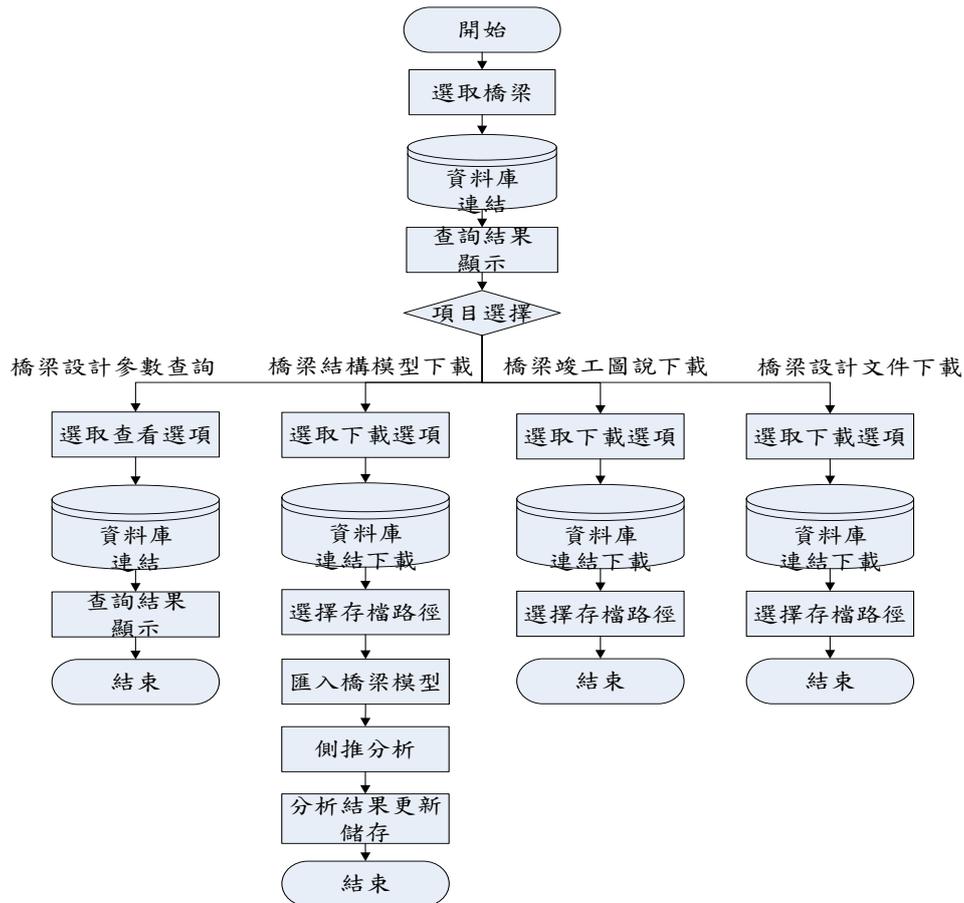


圖 5.13 查詢下載資料模組操作流程

1. 橋梁設計參數查詢

進入模組選擇橋梁後，系統會顯示查詢結果，選擇查看選項後，即可針對該橋梁設計參數進行檢視，其中包含該橋梁各橋墩資訊都將包含在其中。

2. 橋梁結構模型下載

進入模組選擇橋梁後，系統會顯示查詢結果，選擇下載選項後，即可針對該橋梁結構模型進行下載，使用方式同一般網頁下載操作方式，下載之模型檔案為(.mdb)格式，接著將該檔案匯入 SAP2000 軟體，設定完成後進行側推分析，最後把側推分析結果(Ay、Ac 值)在系統中更新儲存，以達到耐震評估之目的。

3. 橋梁竣工圖說

進入模組選擇橋梁後，系統會顯示查詢結果，選擇下載選項後，即

可針對該橋梁竣工圖說載進行下載，使用方式同一般網頁下載操作方式，竣工圖說可輔助維護管理單位在評估橋梁時有更詳盡的資訊。

4. 橋梁設計文件下載

進入模組選擇橋梁後，系統會顯示查詢結果，選擇下載選項後，即可針對該橋梁設計文件進行下載，使用方式同一般網頁下載操作方式，設計文件可輔助維護管理單位在評估橋梁時有更詳盡的資訊。

5.4.4.4 耐洪安全評估模組

此模組主要提供橋梁管理單位，利用已上傳之橋梁設計參數，結合橋梁即時河川資訊(各橋墩水位、流速、沖刷深度)，推算即時與未來一小時後橋梁耐洪安全係數，作為橋防災預警之用途。基於此模組所規劃之功能，以下將說明本模組之功能架構、操作流程，如圖 5.14 與圖 5.15 所示。

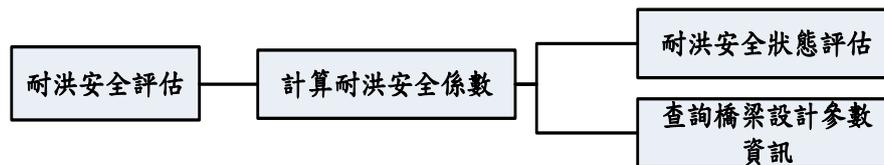


圖 5.14 耐洪安全評估模組功能架構

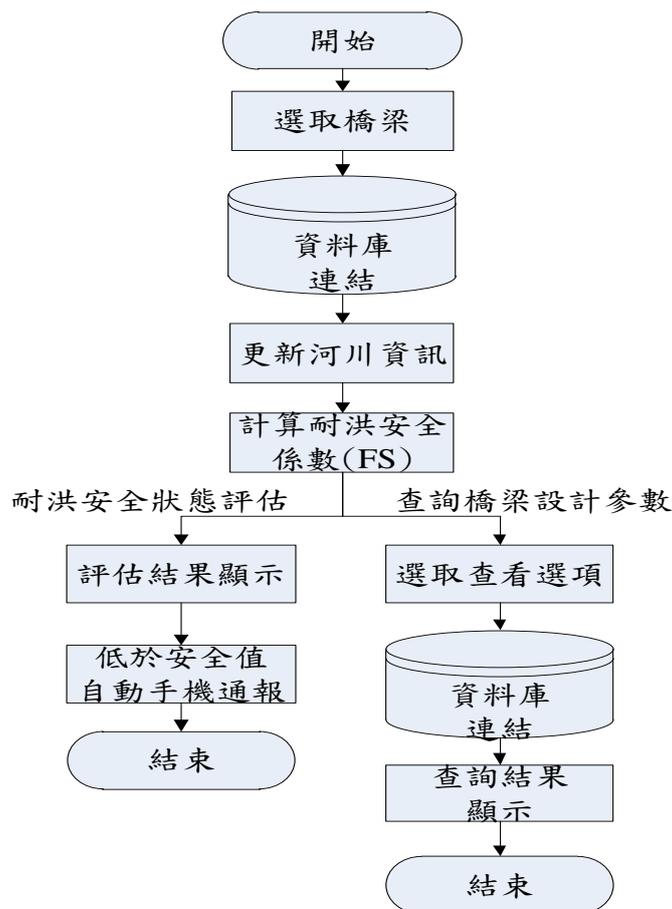


圖 5.15 耐洪安全評估模組操作流程

本耐洪安全評估模組僅針對跨河橋梁進行耐洪評估分析，進入此模組後可透過河川流域選擇橋梁，系統會先更新橋梁即時河川資訊(各橋墩水位、流速、沖刷深度)，結合橋梁設計參數，計算即時與未來一小時後橋梁耐洪安全係數，完成後可進行：

1. 耐洪安全狀態評估

當耐洪安全係數低於 3.0 時，系統將自動發送簡訊通知橋梁維護管理單位，本系統將以每小時持續計算的方式，對橋梁的耐洪安全狀態進行評估，以達到橋梁防災預警之目的。

2. 查詢橋梁設計參數

橋梁維護管理單位亦可透過系統網頁端，連結查看選項，檢視橋梁各橋墩設計參數資訊。

5.4.4.5 振動頻率評估模組

此模組主要提供橋梁管理單位於颱風、地震過後，評估橋梁是否安全可通行，利用自動傳回之現地量測振動頻率資訊，即各橋梁之第一振態資訊，進行振動頻率臨界值評估(計算 R 值)，作為災後橋梁是否可供通行之決策參考依據。基於此模組所規劃之功能，以下將說明本模組之功能架構、操作流程，如圖 5.16 與圖 5.17 所示。



圖 5.16 振動頻率評估模組功能架構

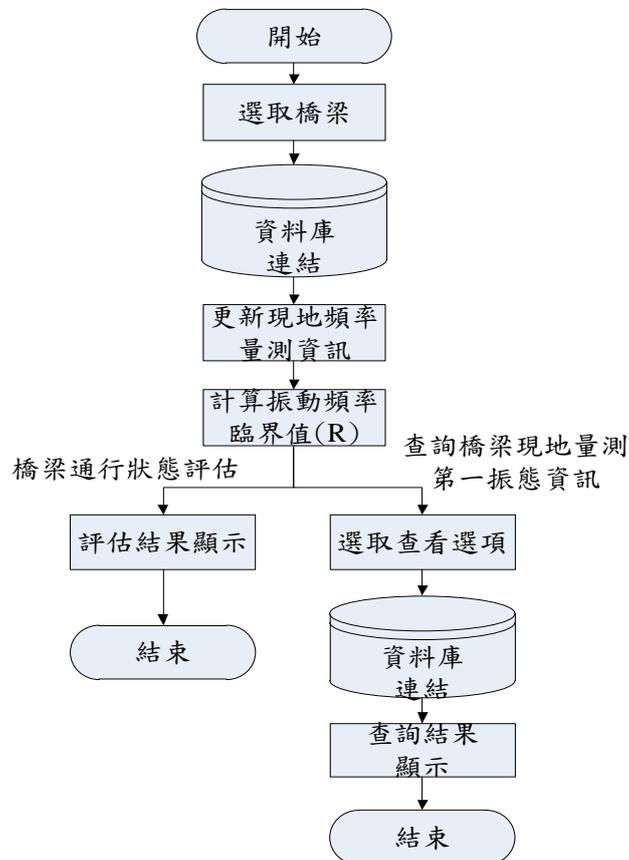


圖 5.17 振動頻率評估模組操作流程

本振動頻率評估模組針對災後階段對橋梁進行振動頻率評估分析，橋梁管理單位可透過系統網頁端操作，進入此模組後選擇橋梁，系統會先更新橋梁最新量測數據，然後比對災後頻率(最新量測數據)與平時檢測頻率，計算橋梁振動頻率臨界值(R 值)，完成後可進行：

1. 橋梁通行狀態評估

當 X 軸、Y 軸、Z 軸，其中一軸向振動頻率臨界值(R 值)低於 0.7 時(高流速所計算出 R 範圍值 0.64~0.7，故取 0.7 為預設值，建議未來研究針對不同橋梁之 R 進一步探討)，系統將評估該橋梁為危險(建議封橋)，同時也建議橋梁維護管理單位儘快至現場巡視橋梁各部位是否有結構損壞。反之高於 0.7 時則評估該橋梁為安全(可通行)。

2. 查詢橋梁現地量測第一振態資訊

橋梁維護管理單位亦可透過系統網頁端，連結查看選項，檢視橋梁各橋墩歷史量測資訊，其中包括量測時間、各軸向第一振態數值(Hz)。

5.5 以中彰大橋為例進行耐震能力評估

以下選擇中彰大橋為範例進行評估。模式並可提供設計顧問公司將完成設計的橋梁結構模型與資料，上傳至資料庫中。

5.5.1 系統主畫面與功能選單

「橋梁設計與防災預警資訊整合系統」主要為五個模組，包含「上傳參數資料模組」、「修改刪除資料模組」、「查詢下載資料模組」、「耐洪安全評估模組」、「振動頻率評估模組」五個模組，本章節藉由操作畫面加以詳細說明。

操作示範於 Windows 視窗環境下，執行網頁瀏覽器，在網址列上輸入橋梁設計與防災預警資訊整合系統之網址，進入系統首頁如圖 5.18 所示，使用者可依模組選單進行模組功能選擇。

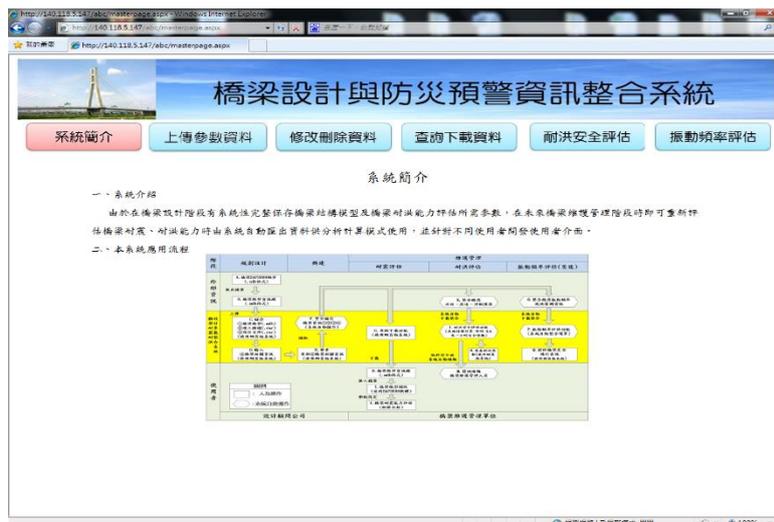


圖 5.18 系統首頁

系統畫面上方為各模組功能選項，功能選項連結由左至右，分別為「系統簡介」、「上傳參數資料模組」、「修改刪除資料模組」、「查詢下載資料模組」、「耐洪安全評估模組」、「振動頻率評估模組」為六個主要功能。「系統簡介」同時設為系統首頁的簡介，簡介內容可讓使用者對整個系統的應用流程能有一個初步的了解。

5.5.2 上傳參數資料模組

此模組主要提供設計顧問公司將完成設計的橋梁結構模型與資料，上傳至資料庫中。首先，以 SAP2000 軟體開啟橋梁結構模型，並確定結構設計無誤及使用單位為 Tonf 及 m 後，接著將檔案匯出，於 SAP2000 軟體工具列選擇 File/Export/SAP2000 MS Access Database.mdb File，跳出視窗後，勾選所有項目，按下確定，再選擇存檔路徑，即完成檔案匯出，匯出後檔案格式為(.mdb)，如圖 5.19 所示。計畫案例資料匯出橋梁耐震評估模型如圖 5.20 所示

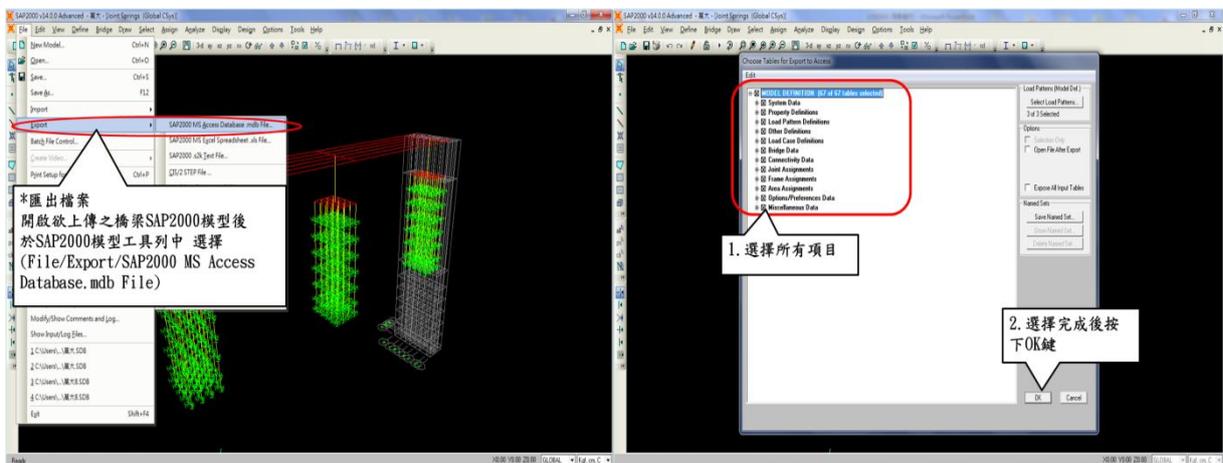


圖 5.19 橋梁模型匯出檔案

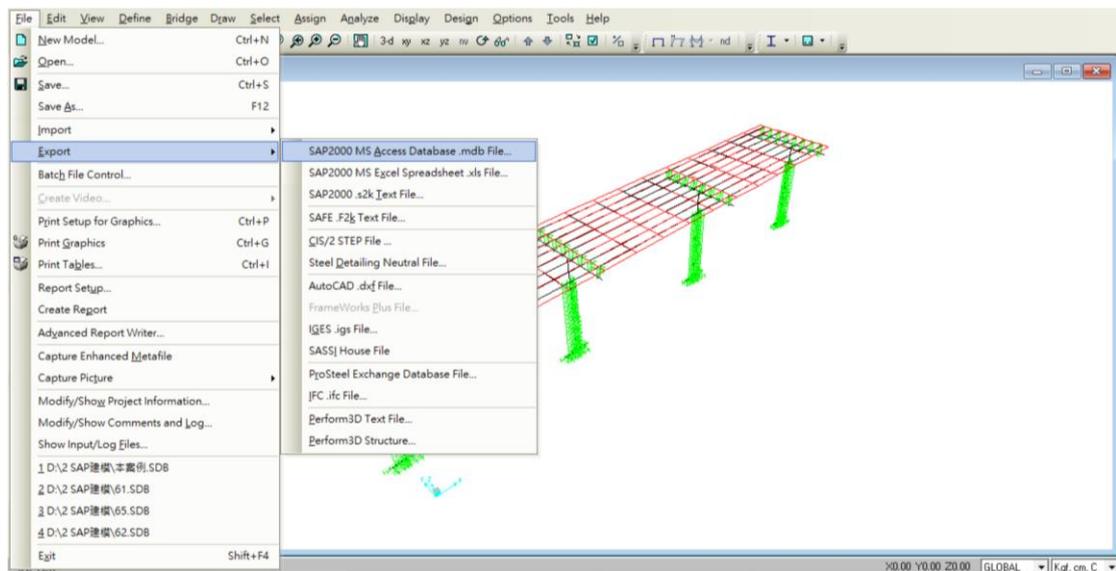


圖 5.20 匯出橋梁耐震評估模型

接著將橋梁竣工圖說、橋梁設計文件、地質鑽探資料製作成壓縮檔格式(.rar)如圖 5.21 所示，用以提供模組上傳檔案，壓縮檔製作完成，務必確認其存檔位置，避免上傳錯誤檔案或遺失。

名稱	修改日期	類型	大小
中彰大橋.mdb	2015/10/21 下午 ...	Microsoft Access ...	1,112 KB
中彰大橋地質鑽探資料.rar	2016/11/7 上午 0...	WinRAR 壓縮檔	44 KB
中彰大橋河床斷面.rar	2016/11/7 上午 0...	WinRAR 壓縮檔	44 KB
中彰大橋設計文件.rar	2016/11/7 上午 0...	WinRAR 壓縮檔	44 KB
中彰大橋竣工圖.rar	2016/11/7 上午 0...	WinRAR 壓縮檔	44 KB

圖 5.21 製作壓縮檔(.rar)

接著系統畫面上方選擇「上傳參數資料模組」，首先透過介面，利用下拉選單，選擇橋梁的所在縣市、鄉鎮，使系統鎖定資訊，接著輸入橋梁Ay、Ac值，然後操作瀏覽選項，逐項選擇上傳檔案：橋梁模型(.mdb)、橋梁竣工圖說(.rar)、橋梁設計文件(.rar)上傳，最後按下確認上傳按鈕完成資料上傳，如圖5.22所示。計畫案例資料上傳橋梁耐震耐洪分析參數資料庫如圖5.23。



圖 5.22 上傳參數資料頁面

系統簡介	上傳參數資料	修改刪除資料	查詢下載資料	耐洪安全評估	振動頻率評估
------	--------	--------	--------	--------	--------

橋梁基本資料	
所在縣市	台中市
所在鄉鎮	大甲
橋梁名稱	大甲溪橋06440
TEBS 橋梁編號	3672
TELES 橋梁編號	B02-0610-143a
*新增橋梁選項 <input type="button" value="查詢橋梁請按此新增"/>	

橋梁地表加速度	
降伏地表加速度(Ay)	請輸入 0.229
崩坍地表加速度(Ac)	0.53

橋梁SAP2000 模型上傳 (.mdb)	
選擇檔案 本案例.mdb	

橋梁竣工圖檔上傳 (.rar)	
選擇檔案 本案例竣工圖檔.rar	
請將竣工圖檔命名後上傳!	

橋梁設計相關文件上傳 (.rar)	
選擇檔案 本案例地質鑽探資料.rar	
竣工圖檔外之所有設計文件請壓縮後上傳	

圖 5.23 上傳橋梁耐震耐洪分析參數資料庫

若系統中無該座橋梁，可透過「新增橋梁按鈕選項」跳出新視窗新增一座橋梁資料，接著依序輸入：橋梁名稱、工程處、工務段、所在鄉鎮、路線等級\支線代碼、路線代碼、里程數、基礎型式橋面版數、跨度、橋梁經緯度等資訊(如圖 5.24 所示)，按下輸入完成後，回到參數資料頁面，即可在橋梁基本資料中選擇新的橋梁。

<< 新增一筆橋梁資料 >>

編號	項目	請輸入
N1	橋梁名稱	<input type="text"/>
N2	橋梁所屬工程處	請選擇 <input type="text"/>
N3	橋梁所屬工務段	請選擇 <input type="text"/>
N4	橋梁所在鄉鎮	請選擇 <input type="text"/>
N5	路縣等級\支線代碼	請選擇 <input type="text"/> \ 無支線 <input type="text"/>
N6	路線代碼	<input type="text"/> (請填數字)
N7	橋梁中心點於路線之里程數	<input type="text"/> (請填數字)
N8	本橋為此里程數第幾座橋梁	第一座 <input type="text"/>
N9	橋梁基礎型式	請選擇 <input type="text"/>
N10	橋面版數	<input type="text"/> (請填數字)
N11	單跨最大長度	<input type="text"/> (m)
N12	橋梁經度	<input type="text"/> (°)
N13	橋梁緯度	<input type="text"/> (°)

確認輸入

圖 5.24 新增橋梁視窗

完成橋梁模型、橋梁竣工圖說、橋梁設計文件上傳後，系統會依照不同的橋墩型式，自動跳出對應的資料表單，表單可分為樁基礎、沉箱基礎、直接基礎三種，然後從第一座橋墩開始輸入。輸入時，使用者只要依序操作下拉選單及輸入資料(如圖 5.25 所示)，而下拉選單選取後，系統會從橋梁模型檔擷取相關資訊帶入，減少使用者須輸入之欄位數量。

每座橋墩資料，在輸入完成，確認無誤後，按下確認上傳鍵，左下方會出現已輸入資料之橋墩，使用者亦可從該清單刪除資料。重覆此步驟輸入每一座橋墩資料，如此即完成橋梁參數資料上傳，如圖 5.26 所示。

橋梁基本資料

橋梁名稱	中彰大橋-台17線
TELES 橋梁編號	B03-0170-071A
橋梁基礎型式	橋基礎
橋墩編號	P1

*顯示橋梁基本資訊

1. 使用者操作
下拉選單或輸入

2. 使用者操作
下拉選單或輸入

橋梁模型及墩工圖上傳成功!
請輸入下方資料, 完成後請按左下方確認上傳!!

編號	共同資料	請輸入	備註	編號	橋基礎	請輸入	備註
T1	橋面板構件名稱	ASEC2		A1	基礎構件名稱	FSEC2	
T2	橋墩柱構件名稱	FSEC2	*使用者輸入	A2	橋墩底部橋帽構件名稱	ASEC2	
T3	橋墩柱數量	1	*此處構件為SAP2000模型構件所對應之名稱	A3	橋墩底部橋帽長度	10 (m)	*使用者輸入
T4	上部荷重	150 (ton)		A4	橋墩底部橋帽寬度	8 (m)	*此處構件為SAP2000模型構件所對應之名稱
T5	橋墩重量	1680 (ton)		A5	基礎數量	8	
T6	箱型梁與橋面板高	2 (m)		A6	基礎群橋帽性距	160 (m)	
T7	橋墩跨徑	30 (m)	*系統自動運算值	A7	最外側基礎置橋帽外側距離	1.5 (m)	
T8	橋墩柱高度	2.58 (m)		A8	橋墩底部橋帽高度	2 (m)	*系統自動運算值
T9	橋墩柱寬度	2 (m)		A9	基礎直徑	2 (m)	
T10	橋墩柱斷面積	5 (m ²)		A10	基礎長度	2.58 (m)	
T11	混凝土單位重	2.4 (tf/m ³)		A11	橋帽水流作用力常數	1.4	*系統預設值
T12	不透風係數	0.85 (m)	*系統預設值	A12	基礎水流作用力常數	0.7	*系統預設值
T13	橋墩水流作用力常數	0.7					

圖 5.25 輸入設計參數資料畫面

橋梁模型及墩工圖上傳成功!
請輸入下方資料, 完成後請按左下方確認上傳!!

編號	共同資料	請輸入	備註	編號	橋基礎	請輸入	備註
T1	橋面板構件名稱	ASEC2		A1	基礎構件名稱	FSEC2	
T2	橋墩柱構件名稱	FSEC2	*使用者輸入	A2	橋墩底部橋帽構件名稱	ASEC2	
T3	橋墩柱數量	1	*此處構件為SAP2000模型構件所對應之名稱	A3	橋墩底部橋帽長度	10 (m)	*使用者輸入
T4	上部荷重	150 (ton)		A4	橋墩底部橋帽寬度	8 (m)	*此處構件為SAP2000模型構件所對應之名稱
T5	橋墩重量	1680 (ton)		A5	基礎數量	8	
T6	箱型梁與橋面板高	2 (m)		A6	基礎群橋帽性距	160 (m)	
T7	橋墩跨徑	30 (m)	*系統自動運算值	A7	最外側基礎置橋帽外側距離	1.5 (m)	
T8	橋墩柱高度	26 (m)		A8	橋墩底部橋帽高度	200 (m)	*系統自動運算值
T9	橋墩柱寬度	2 (m)		A9	基礎直徑	200 (m)	
T10	橋墩柱斷面積	50 (m ²)		A10	基礎長度	258 (m)	
T11	混凝土單位重	2.4 (tf/m ³)		A11	橋帽水流作用力常數	1.4	*系統預設值
T12	不透風係數	0.85 (m)	*系統預設值	A12	基礎水流作用力常數	0.7	*系統預設值
T13	橋墩水流作用力常數	0.7					

資料已輸入之橋墩

更新日期	橋墩編號
刪除: 2014/03/03	P1

*欲刪除 已上傳之資料可按下刪除鍵

2. 按下確認上傳 (即完成一座橋墩資料輸入)

1. 確認表單無誤且無漏填

清除並重新填寫

確認上傳

清除並重新填寫

請填下一墩

圖 5.26 輸入完成畫面

5.5.3 修改刪除資料模組

此模組主要提供橋梁管理單位針對已輸入之橋梁設計參數資料進行修改與刪除。

在系統畫面上方選擇「修改刪除資料模組」, 並按鈕選擇其中一種查詢橋梁方式, 查詢方式可分為 A.以橋梁所在地區查詢、B.以橋梁名稱查詢、C.以 TBMS 編號查詢、D.以 TELES 編號查詢、E.按資料更新

日期新舊查詢，如圖 5.27 所示。

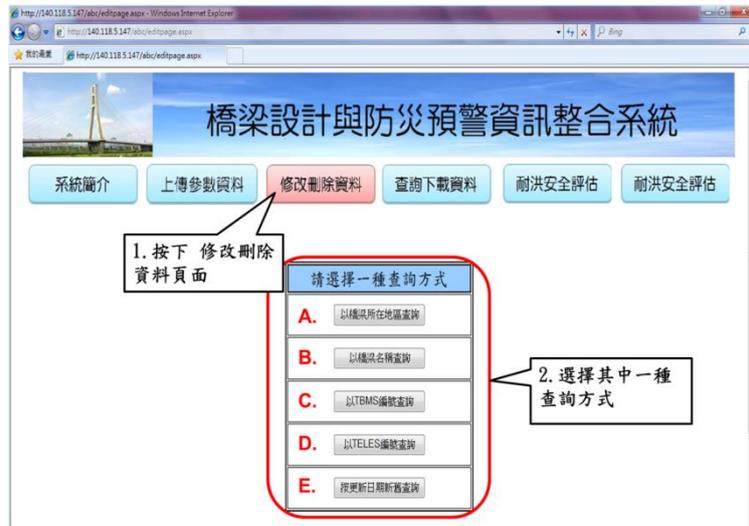


圖 5.27 修改刪除資料頁面

以下針對各種查詢方式詳細說明：

A.以橋梁所在地區查詢：透過操作下拉選單依序選擇橋梁所在縣市、鄉鎮及橋梁名稱，完成後按下查詢按鈕，如圖 5.28 所示。

B.以橋梁名稱查詢：輸入橋梁名稱後按下查詢按鈕，如圖 5.29。

C.以 TBMS 編號查詢：輸入橋梁 TBMS 編號後按下查詢按鈕，如圖 5.30 所示。

D.以 TELES 編號查詢：輸入橋梁 TELES 編號後按下查詢按鈕，如圖 5.31 所示。

E.按資料更新日期查詢：直接按下「按資料更新日期查詢」按鈕，系統將自動按照上傳資料之新舊順序排序，如圖 5.32 所示。

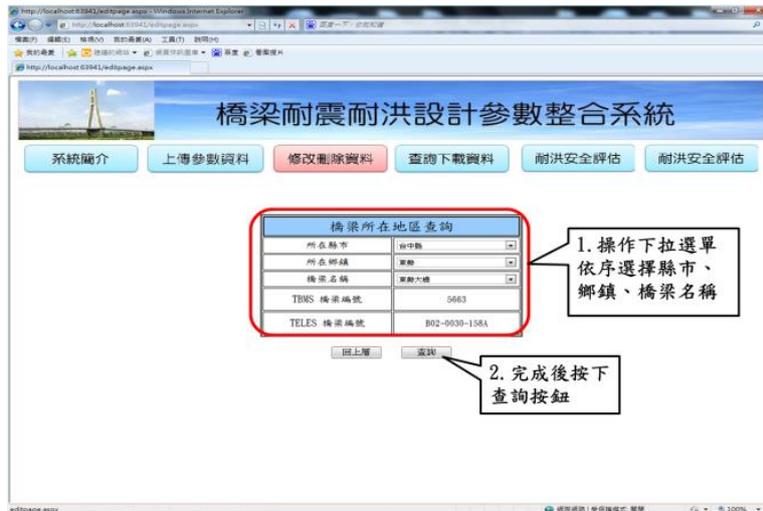


圖 5.28 橋梁所在地區查詢

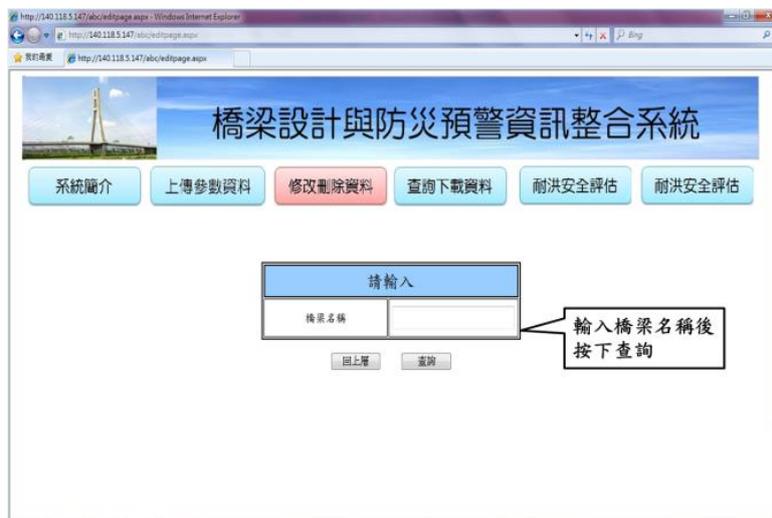


圖 5.29 橋梁名稱查詢

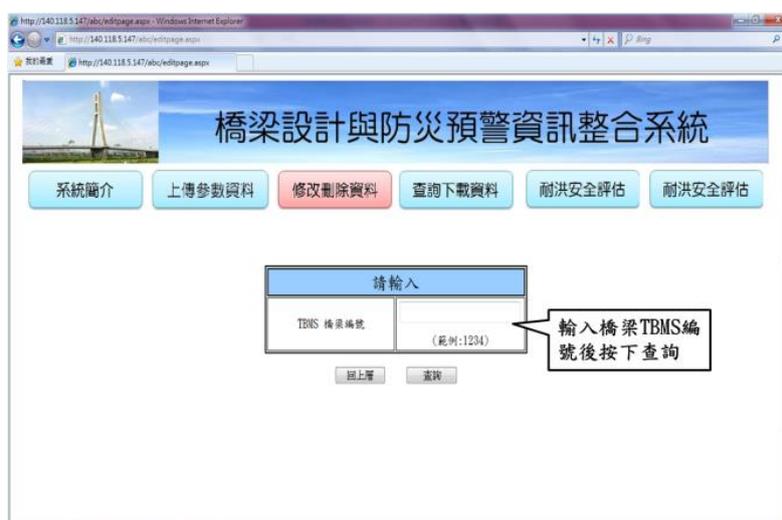


圖 5.30 以 TBMS 編號查詢

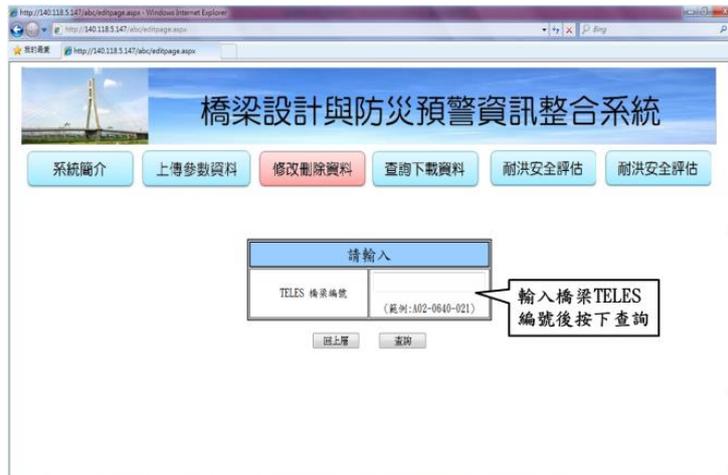


圖 5.31 以 TELES 編號查詢



圖 5.32 按資料更新日期查詢

查詢成功後，表單顯示橋梁名稱、TBMS 編號、TELES 編號、更新日期等資訊如圖 5.33 所示，按下修改設計參數或修改 Ay、Ac 頁面連結後，跳出視窗，使用者可進行資料修改或刪除，如圖 5.34 所示。



圖 5.33 修改刪除資料模組查詢成功畫面



圖 5.34 修改資料畫面

進入修改設計參數頁面後會顯示該橋梁各橋墩設計參數資料，系統會根據不同的橋梁基礎型式跳出不同的欄位表單，使用者按下表單左方編輯按鈕，即可對橋梁各橋墩設計參數進行修改編輯，修改完成後，按下更新按鈕即完成資料修改，若欲刪除資料則按下刪除按鈕，如圖 5.35 所示。

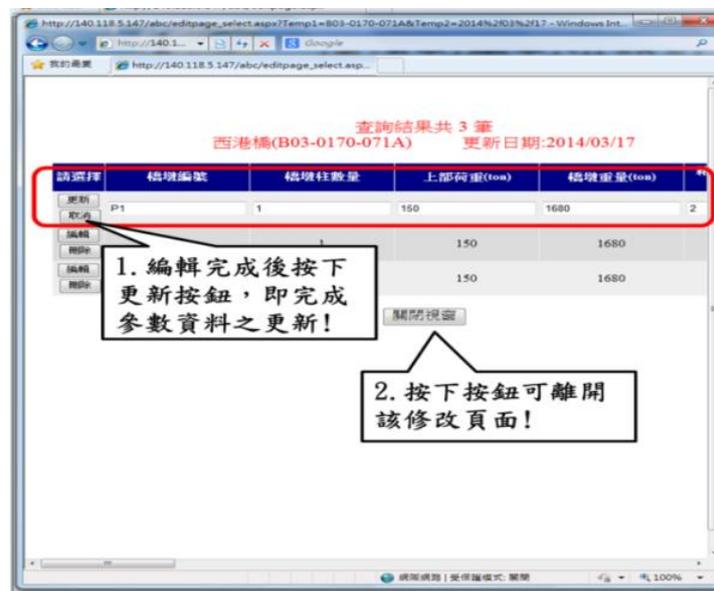


圖 5.35 修改橋梁設計參數完成畫面

進入修改 Ay、Ac 頁面後會顯示該橋梁地表加速度(Ay、Ac)資料，使用者按下表單左方編輯按鈕，即可對橋梁各橋墩設計參數進行修改編輯，修改完成後，按下更新按鈕即完成資料修改，如圖 5.36 所示。

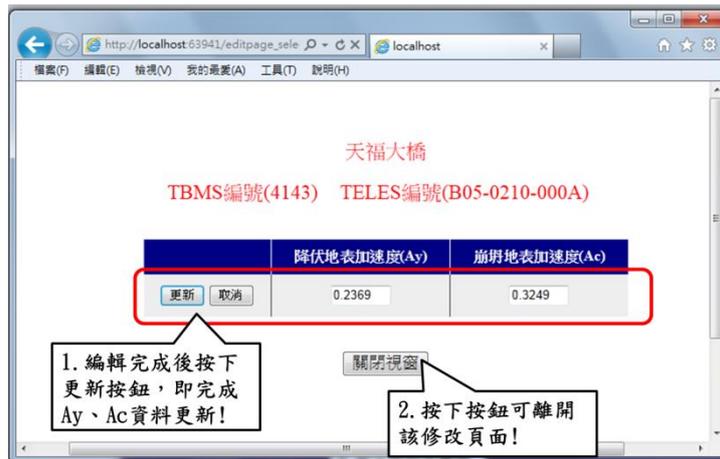


圖 5.36 修改橋梁 Ay、Ac 資料完成畫面

5.5.4 查詢下載資料模組

此模組主要提供橋梁管理單位針對已輸入之橋梁設計參數資料進行查詢與下載。

在系統畫面上方選擇「查詢下載資料模組」，並按鈕選擇其中一種查詢橋梁方式，查詢方式可分為 A.以橋梁所在地區查詢、B.以橋梁名稱查詢、C.以 TBMS 編號查詢、D.以 TELES 編號查詢、E.按資料更新日期新舊查詢如圖 5.37 所示，查詢方式同 5.5.3 章節所述。

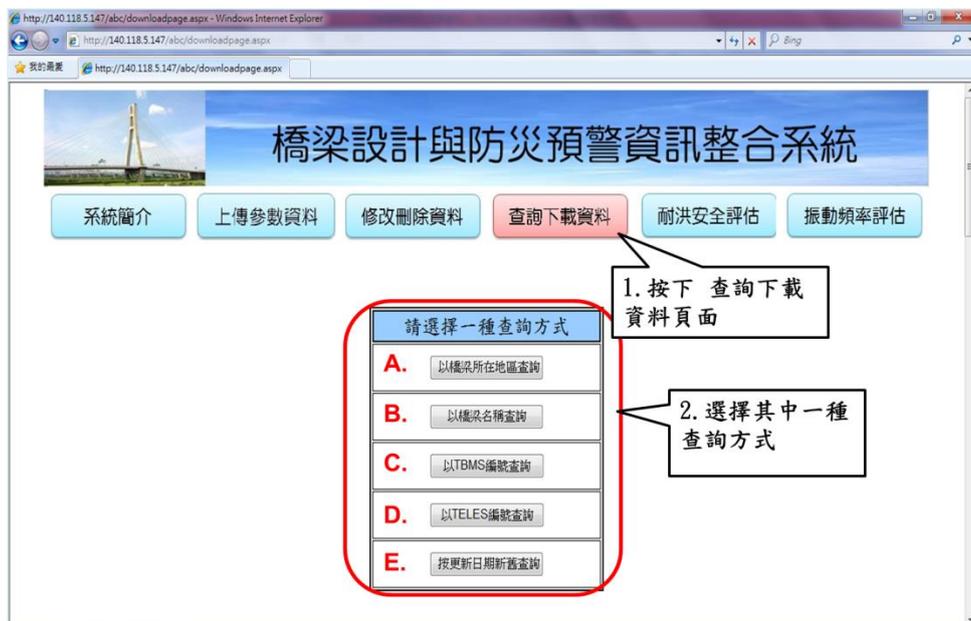


圖 5.37 查詢下載資料頁面

查詢成功後，表單顯示橋梁名稱、TBMS 編號、TELES 編號、更

新日期、橋梁 SAP2000 下載連結、橋梁竣工圖下載連結、橋梁設計文件連結等資訊如圖 5.38 所示，使用者依需求操作下載連結，分別進行橋梁結構模型下載、橋梁竣工圖下載、橋梁設計文件下載，下載方式與一般網頁下載方式相同。

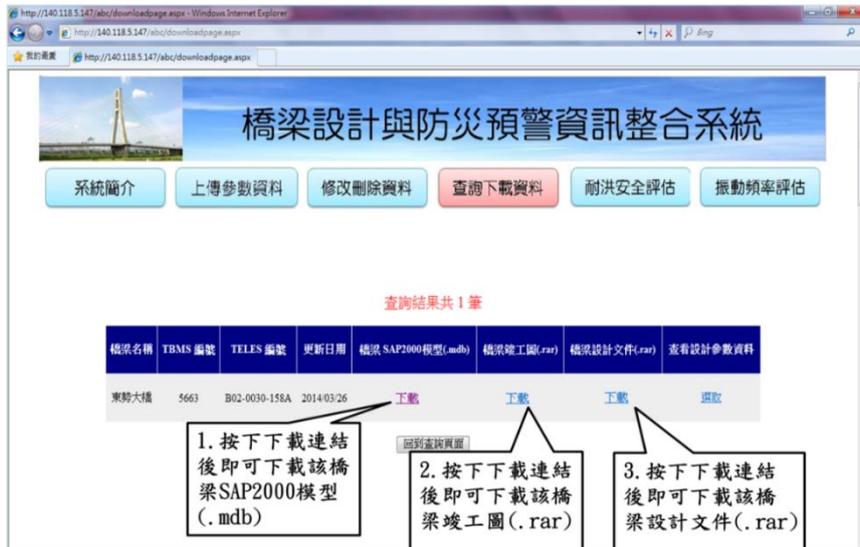


圖 5.38 查詢下載資料模組查詢成功畫面

使用者於查詢成功後，可按下表單最右方查看設計參數連結，系統會依照橋梁不同的基礎型式自動跳出對應的表單，表單中顯示該橋梁各橋墩設計參數資訊，故此模組可提供更豐富的橋梁資訊給橋梁管理單位，如圖 5.39 所示。

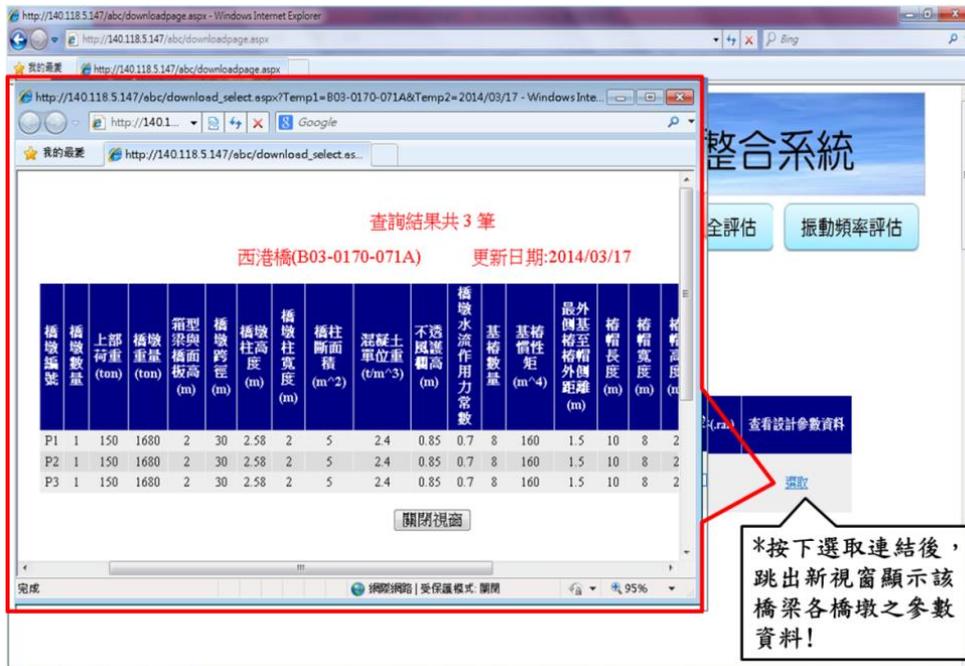


圖 5.39 查看設計參數畫面

另外，使用者於查詢成功後，可點選連結下載橋梁 SAP2000 模型，下載完成檔案為(.mdb)格式，接著開啟 SAP2000 軟體，在軟體工具列中選擇 File/Import/SAP2000 MS Access Database.mdb File，匯入橋梁結構模型，下載及匯入步驟如圖 5.40 及圖 5.41 所示。



圖 5.40 下載橋梁結構模型

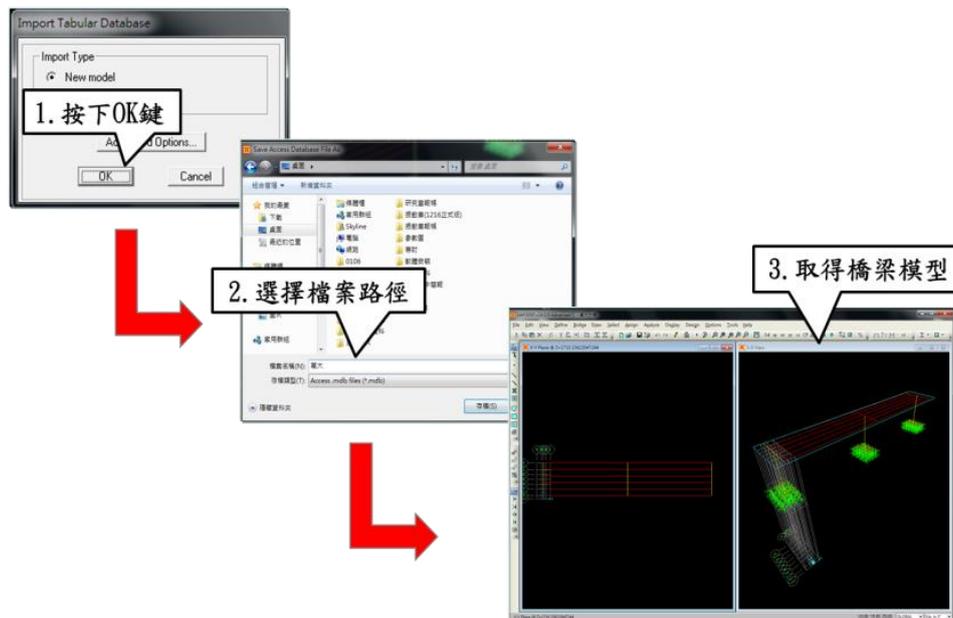


圖 5.41 匯入橋梁結構模型

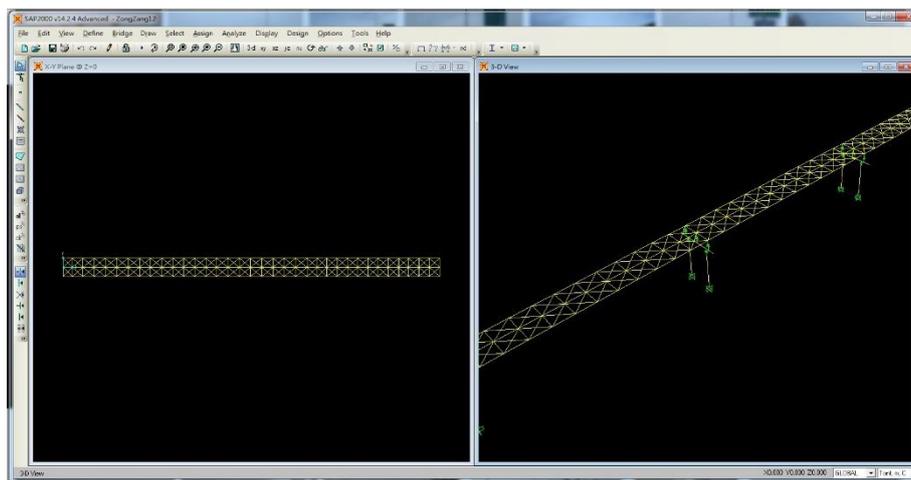


圖 5.42 匯入中彰大橋橋梁結構模型

如圖 5.42，中彰大橋之橋梁結構模型將於 SAP2000 中載入，橋梁設計單位可依據橋梁結構模型，設定塑鉸性質，接著執行側推分析，得出橋梁的容量曲線，再計算橋梁的容量震譜，最後找出對應的最大地表加速度(PGA)，得到橋梁的 A_y 與 A_c 值，最後回到本研究所建置「橋梁設計與防災預警資訊整合系統」中，重新修改橋梁地表加速度(A_y 、 A_c 值)，修改方式同 5.5.3 章節所述。

橋梁更新儲存的 A_y 與 A_c 值，將作為「臺灣公路早期防救災決策支援系統(TRENDS)」的「橋梁地震破壞潛勢」功能，計算橋梁通行失

敗機率的輸入值。當地震災害發生時，結合台灣各地地表加速度與橋梁 A_y 、 A_c 值，計算各橋梁通行失敗機率；當地震災害發生後，將通行失敗機率大於 50% 橋梁列出，並建立異常狀況橋梁清單。接著，TRENDS 自動啟動指派機制通知公路總局值班人員進行巡檢，完成橋梁耐震能力評估。

5.6 以后豐大橋為例進行耐洪安全評估

此模組主要提供橋梁管理單位，對跨河橋梁耐洪能力進行評估，其主要原理為透過橋梁設計參數，結合橋梁即時的河川資訊(各橋墩水位高度、水流流速、橋墩沖刷深度)，整合以上資訊經過耐洪分析模式計算後，即可得到該橋梁各橋墩耐洪安全係數(FS)，該係數能夠作為橋梁預警值之判斷標準，橋梁維護管理單位再透過預警值評斷該橋梁的安全狀態，進一步達到防災之目的。

本研究結合交通部運輸研究所(2013)「跨河橋梁安全預警系統建置更新驗證與維護管理」之研究成果，其中所開發之「跨河橋梁安全預警系統」持續推算河川流域即時與未來一小時各橋墩之水位、流速與沖刷深度^[19]。本研究所開發之「橋梁設計與防災預警資訊整合系統」將擷取「跨河橋梁安全預警系統」所推算之即時與未來一小時各橋墩之水位、流速與沖刷深度，藉此本研究所開發系統即可推算即時與未來一小時之橋梁耐洪安全係數(FS)，以提供橋梁防災預警之用途，並提供橋梁維護管理單位相關資訊作為評估橋梁之決策依據。

在系統畫面上方選擇「耐洪安全評估模組」，透過下拉選單選擇河川流域，接著選擇橋梁如圖 5.43 所示，系統將先自動更新河川資訊(水位、流速與沖刷深度)，接著計算橋梁耐洪安全係數(FS)。

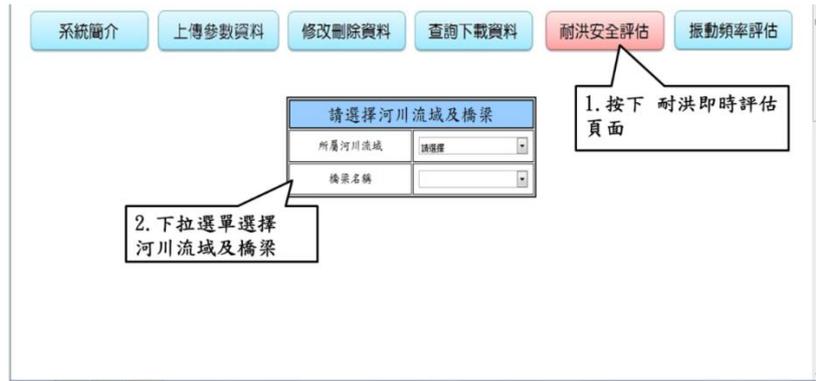


圖 5.43 耐洪安全評估頁面

以改建後之大甲溪后豐大橋為例計算完成後，將顯示橋梁名稱、河川資訊更新時間、橋墩編號、水位、流速、沖刷深度、耐洪安全係數 (FS)、耐洪安全狀態、查詢設計參數。系統自動計算即時與未來一小時後結果如圖 5.44。

后豐大橋 (耐洪安全評估-即時)

TELECS編號(B02-0130-064C)

橋梁名稱	河流資訊更新時間	橋墩編號	水位(m)	流速(m/s)	沖刷深度(m)	FS (耐洪安全係數)	耐洪安全狀態	查詢設計參數
后豐大橋	11-02 14:00	PB	0.9	0.2	2.2	8.492	● 安全	選取

* FS (耐洪安全係數) - ● 行動 :0~1.5 ; ● 警戒 :1.5~2 ; ● 注意 :2~3 ; ● 安全 :3以上

(耐洪安全評估-預測未來一小時)

橋梁名稱	未來一小時後時間	橋墩編號	水位(m)	流速(m/s)	沖刷深度(m)	FS (耐洪安全係數)	耐洪安全狀態	查詢設計參數
后豐大橋	11-02 15:00	PB	0.9	0.2	2.1	8.517	● 安全	選取

* FS (耐洪安全係數) - ● 行動 :0~1.5 ; ● 警戒 :1.5~2 ; ● 注意 :2~3 ; ● 安全 :3以上

圖 5.44 橋梁耐洪安全評估計算(即時與未來一小時後)

目前本系統之評估標準為 FS：3.0 以上為安全(綠燈)；2.0~3.0 為注意(黃燈)；1.5~2.0 為警戒(橘燈)；0~1.5 為行動(紅燈)，橋梁維護管理單位可以此作為決策參考依據。

完成計算後，使用者除了可檢視耐洪安全評估結果之外，亦可按下表單最右方查看設計參數按鈕連結，跳出視窗顯示耐洪安全評估所使

用之橋梁設計參數資料與計算過程中各項數據，如圖 5.45 所示。

查詢結果共 1 筆

后豐大橋

TELES編號(B02-0130-064C) 更新日期:2014/03/26

橋墩編號	橋墩數量	上部荷重(ton)	橋墩重量(ton)	箱型梁與橋面板高(m)	橋墩跨徑(m)	橋墩柱高度(m)	橋墩柱寬度(m)	橋墩柱斷面積(m ²)	混凝土單位重(t/m ³)	不透風欄高(m)	橋墩水流作用力常數	基樁數量	基樁慣性矩(m ⁴)	最外側基樁間距(m)	橋墩長度(m)	橋墩寬度(m)	橋墩高度(m)	基樁直徑(m)	基樁長度(m)	橋墩水流作用力常數	基樁水流作用力常數
PB 3		4461.39	1976.74	3.98	80	20.76	3	11.27	2.4	0.43	0.7	16	6609.92	1.5	38	9	2.5	2	39.5	1.4	0.7

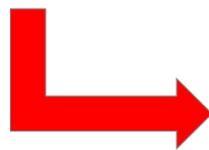
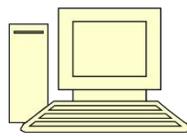
橋墩	橋墩重量(ton)	裸露基樁重量(ton)	橋墩浮力(ton)	橋墩浮力(ton)	裸露基樁浮力(ton)	風作用力(ton)	橋墩水流作用力(ton)	橋墩水流作用力(ton)	基樁水流作用力(ton)	單基樁容許承載力(ton)	單基樁容許承載力(ton)	單基樁容許承載力(ton)	風彎矩作用力(ton)	橋墩水流彎矩作用力(ton)	橋墩水流彎矩作用力(ton)	基樁彎矩作用力	總彎矩作用力	彎矩產生之軸力(ton)	橋墩全軸力(ton)
PB	2052	301.59	0	307.8	125.66	137.59	0	0.02	0.12	4665.27	1555.09	522.39	3847.76	0	0.15	3847.98	0.07	32.01	554.4

關閉視窗

圖 5.45 耐洪安全評估頁面查詢橋梁設計參數

目前本系統已開發為每小時持續計算，並結合手機簡訊通報機制，其運作方式為對系統中各橋梁進行耐洪安全係數(FS)計算，計算結果包括即時與未來一小時兩種，若其中任何橋梁的計算結果低於 3.0，即判斷該橋梁處於不安全狀態，系統將自動發送手機簡訊通報橋梁維護管理人員，藉此達到橋梁防災預警之目的，如圖 5.46 所示。

系統自動計算即時與未來一小時耐洪安全係數(FS)



計算結果低於 3.0(安全值)手機簡訊自動通報橋梁維護管理人員!



圖 5.46 手機簡訊自動通報

5.7 振動頻率評估模組

此模組主要提供橋梁管理單位，在颱風、洪水、地震過後對橋梁能力進行評估，判斷橋梁是否安全可通行，其主要原理為透過橋梁現地所量測的頻率資料經過傅立葉轉換所得之橋梁第一振態，若橋梁受到損傷則橋墩的振動頻率(第一振態)將隨之下降，所以如果能得到災前與災後所量測到的振動頻率(第一振態)，進一步計算其頻率比值，該比值能夠作為橋梁災後是否安全可通行之判斷標準，橋梁管理單位也能透過該比值作為決策之參考依據，進一步達到橋梁評估防災之用途。

本研究結合交通部運輸研究所(2013)「移動式橋梁振動檢測訊號分析與傳輸通報系統」之研究成果，其中所開發之「橋梁振動檢測訊號分析與傳輸通報系統」將持續量測橋梁振動頻率(第一振態)資料，並自動資料上傳至「臺灣公路早期防救災決策支援系統(Taiwan Road Early Nature Disaster Prevention System, TRENDS)」。本研究所開發之「橋梁設計與防災預警資訊整合系統」將自動擷取「臺灣公路早期防救災決策支援系統」各橋梁振動頻率(第一振態)資料，進行橋梁振動頻率評估，並提供橋梁管理單位相關資訊，作為評估橋梁是否安全可通行之決策依據。

在系統畫面上方選擇「振動頻率評估模組」，並按鈕選擇其中一種查詢橋梁方式，查詢方式可分為 A.以橋梁所在地區查詢、B.以橋梁名稱查詢、C.以 TBMS 編號查詢、D.以 TELES 編號查詢、E.按資料更新日期新舊查詢如圖 5.47。

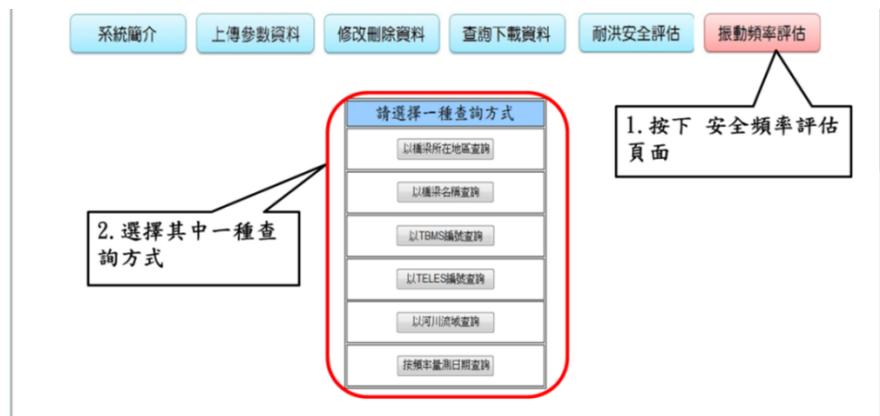


圖 5.47 振動頻率評估頁面

查詢成功後，表單將顯示橋梁名稱、TBMS 編號、TELES 編號、橋墩編號、最新資料量測時間、X 軸向 R 值(車行方向)、Y 軸向 R 值(垂直車行方向)、Z 軸向 R 值(垂直地表方向)、頻率評估狀態、頻率資料量測筆數，如圖 5.48 所示。

橋梁名稱	TBMS 編號	TELES 編號	橋墩編號	最新資料量測時間	X軸向 R 值	Y軸向 R 值	Z軸向 R 值	安全頻率評估狀態	頻率資料量測筆數
天福大橋	4143	B05-0210-000A	P01	2013/12/16 15:10:18	0.9594	0.9157	0.994	● 安全(可通行)	3筆(點選查看)
東勢大橋	5663	B02-0030-158A	P03	2013/12/16 14:10:18	1.1194	0.9177	0.9368	● 安全(可通行)	3筆(點選查看)
后豐大橋		B02-0130-064C	P01	2013/11/27 15:10:18	1	1	1	● 安全(可通行)	1筆(點選查看)
東勢大橋	5663	B02-0030-158A	P01	2013/07/27 19:47:49	1	1	1	● 安全(可通行)	2筆(點選查看)

* R值(安全頻率評估狀態) -- ● 危險(建議封橋) :0.7以下; ● 安全(可通行) :0.7以上

圖 5.48 振動頻率評估模組查詢成功畫面

目前本系統之評估標準為任何一軸向 R 值：0.7 以上為安全(可通行)；0.7 以下為危險(建議封橋)，橋梁管理單位可以此作為決策參考依據。另外，橋梁管理單位可下載橋梁 SAP2000 結構模型，進行橋梁側推分析計算出 Rc 值(2.9 章節)，當 R 值>Rc 值則為安全(可通行)；反之，Rc 值>R 值則為危險(建議封橋)。

使用者除了檢視振動頻率評估結果之外，亦可按下表單最右方連結，查看現地量測振動頻率，跳出視窗顯示橋梁各橋墩每一次現地振動頻率的量測資訊，表單會顯示橋梁名稱、資料量測時間、X 軸向第一振態(車行方向)、Y 軸向第一振態(垂直車行方向)、Z 軸向第一振態(垂直地表方向)、備註，如圖 5.49 所示。

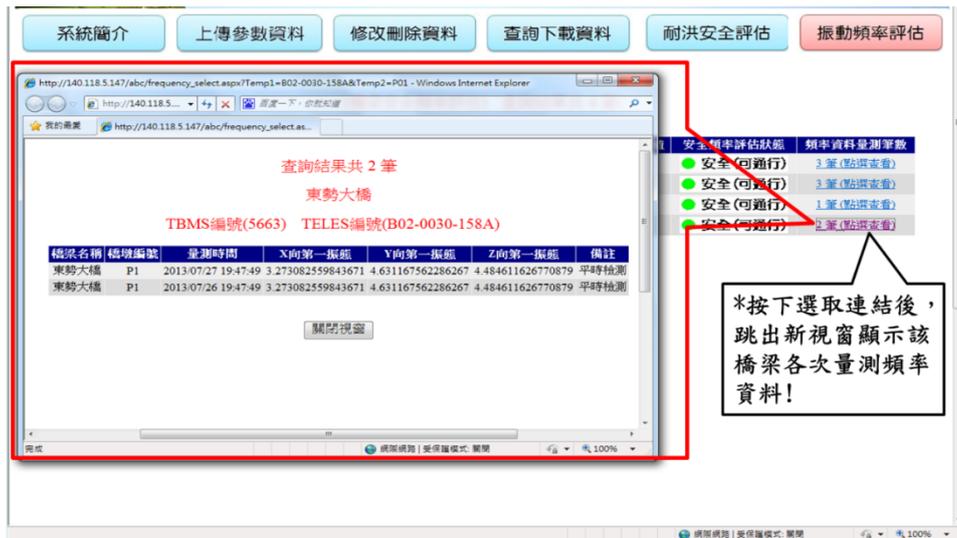


圖 5.49 查看現地量測頻率資料

第六章 結論與建議

本計畫為提升 TRENDS 系統運作穩定性與模組之精確性，整合相關計畫成果於同一操作介面下，降低人力操作與維護需求。並確認橋梁設計參數之編碼之標準，提供匯入及匯出之功能，提升資料交換之便利性，大幅減少人力與建置時間。所建置橋梁耐震與耐洪分析參數資料庫，可作為各橋梁管理單位維護管理或改建之依據。後續可推廣應用至各橋梁管理單位，有效保存橋梁耐震與耐洪分析參數，提升橋梁維護管理之層面，修正目前僅以目視檢測方式之缺失，更能應用橋梁設計參數建模以更精確之理論模式進行橋梁能力評估。

本計畫綜合上述做以下結論與建議：

6.1 結論

本年度延續前一年度成果，分別針對橋梁、道路邊坡等相關模組進行系統資料更新、提高分析準確度並與相關單位監測資料進行驗證，並確認系統實用性及穩定性。在地震方面，針對各橋梁所在地特性，修正既有橋梁地震損壞機率模式。在橋梁材料方面：更新飛來鹽與氯離子歷史記錄資料，提升橋梁材料劣化模式準確性；在橋梁參數資料管理方面：將橋梁使用維護階段所需之設計參數欄位進行確認，並針對設計參數進行編碼，建置各參數之固定編碼作為後續資料庫欄位與資料交換之基礎。並建置橋梁耐震耐洪設計參數資料庫，以線上分散式資料庫方式保存各橋梁耐震及耐洪分析所需資料。選取一橋梁為例進行耐震能力評估，分析補強前後橋梁行車向及垂直行車向橋梁之耐震能力，並輸入橋梁耐震耐洪設計參數資料庫，管理單位可在橋梁設計階段有系統性完整保存橋梁結構模型及耐洪能力評估所需參數，並在未來需要重新評估橋梁耐震、耐洪能力時，由系統自動匯出資料供分析計算模式使用。

6.2 建議

- 1.系統中耐震與耐洪模組需持續藉由不同地震與颱風事件進行驗證與修正，以利模式之更新。
- 2.橋梁耐震能力評估可藉由現地微震量測結果對照比照，可修正並精進結構模型。
- 3.橋梁耐震耐洪設計參數資料庫之欄位設計可藉由更多橋梁之輸入以精進符合不同型式橋梁之需求。

6.3 成果效益與應用情形

在施政上，本研究成果可提供交通部、橋梁管理單位在有效管理橋梁設計參數資料作為後續維護與補強重新分析時之參考。在實務上，可在地震、洪水來臨時即時篩選危險橋梁，並進行自動通報，降低用路人之風險。

參考文獻

1. 曲天強，輕質骨材混凝土梁構件之承載行為，國立中央大學碩士論文，2005。
2. 張權、薛強，「公路橋梁耐震評估靜力側推分析案例探討」，中興工程季刊，vol. 112，第 15-22 頁，2011。
3. 鄭明源、宋裕祺、黃炳勳、陳炳宏、蘇進國，「含沉箱基礎液化分析之橋梁耐震能力評估」，第十屆中華民國結構工程研討會，2010。
4. 張權、薛強、王豐裕，「公路橋梁側推分析耐震評估法之實務執行面探討」，第十屆中華民國結構工程研討會，2010。
5. 張國鎮、蔡益超、張荻薇等，「公路橋梁耐震能力評估及補強準則之研究」，國家地震工程研究中心，2009。
6. 「建築物基礎構造設計規範及解說」，內政部，2001。
7. 邱永芳、林雅雯、胡啟文、邱建國、鄭明淵、吳育偉，「公路早期防救災決策支援系統維護更新及橋梁耐震耐洪資料管理系統建置」，交通部運輸研究所，2015。
8. Response 2000 使用手冊。
9. 鄭明淵、吳育偉、林三賢等，「跨河橋梁安全預警系統之建置更新驗證與維護管理」，交通部運輸研究所，2013。
10. 張毓文，場址特性分析及最大加速度衰減模式校正。國立中央大學碩士論文，2002。
11. 詹皓凱，加速度地動潛勢預估。國立中央大學碩士論文，2008。
12. 簡文郁，考慮特徵地震與場址效應的地震危害度分析，國家地震

工程研究中心報告，NCREE-01-036，台北，2001。

13. J.B.Mander,M.J.N.Priestley, and R.Park, "Theoretical Stress-strain Model for Confined Concrete", ASCE, 1988.
14. J.Hoshikuma,K.Kawashima, "Stress-strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers", ASCE, 1997

附錄一

期末審查意見及辦理情形說明表

審查委員	審查意見	處理情形
	<p>耐洪資料管理系統，對於台灣發生強震及洪水時，公路早期的防救災，提供了很好的決策支援；今年度更增加了材料劣化後殘餘強度分析，及災後橋樑可否通行的振動頻率評估，使整體的研究，更具有深度與完整性，研究成果極具實用價值。</p> <p>2. 本研究對於橋樑耐震能力評估，採取安全(可通行)或不安全〈不可通行〉，兩個等級評估方式，就是 Yes or No；橋樑耐洪安全評估，卻採取安全(綠燈)、注意〈黃燈〉、警戒(橘燈)、行動〔紅燈〕等四個等級評估方式；而災後橋樑可否通行的振動頻率評估，又是以安全(可通行)或危險(建議封橋)，兩個等級評估方式；是否可以統一，並建議參考土壤液化評估，採取一般人最容易瞭解的綠燈、黃燈、紅燈等三個等級評估方式。</p> <p>3. 本研究對於橋樑耐震能力評估，以中彰大橋為案例；橋樑耐洪安全評估，以後豐大橋為案例；災後橋樑可否通行的振動頻率評估，又是以其他橋樑為案例；建議延長本研究計畫，深入的研究，將案例中的每一座橋樑，皆同時進行耐震能力評估、耐洪的安全評估，以及</p>	<p>2.此方面燈號之統一及評估結果顯示方式將列入未來研究考慮方向。</p> <p>3. 遵照辦理，未來研究會加強統一。</p>

審查委員	審查意見	處理情形
<p>4.陳桂清委員</p> <p>5.謝明志科長</p>	<p>災後橋樑可否通行的振動頻率評估，使橋樑的災害評估系統的使用更加完善。</p> <p>4. 本研究對於耐震能力評估中，影響最大的地表震動，有深入的研究；所建立的地震衰減模式，甚至加入了2010-2015年的港區208筆地震資料加以修正，並且以2016年2月6日的美濃地震，加以驗證，並提出D值修正等5個方法，研究精神值得肯定。唯本委員仍建議，地震衰減模式的建立，應以堅硬的地層或岩盤的測站為主，對於軟弱的地盤(如台北盆地及沖積土層或舊河道等地區)的PGA值預測，再以各地區的震波放大效應加以修正。</p> <p>1. 日本飛來鹽法與ISO濕燭法所收集氣鹽的方式不同，兩者實測的濃度是否有某一關連性，值得探討。</p> <p>2. 本研究曾以ISO所測得之氣鹽濃度，直接被引用代入日本飛來鹽衰減公式做預估鹽份濃度修正，是否恰當？合理？有待商榷。</p> <p>3. P.3-84表3-29預估之鋼筋腐蝕速率，是否恰當、合理？</p> <p>1. 計畫成果可提供哪些單位</p>	<p>4. 感謝委員建議，未來研究將加強此方面內容。</p> <p>1.兩者收集氣鹽的方式確有不同，本計畫採用日本研究公式之架構，分析數據為本土濃度資料。</p> <p>2.本計畫採用日本飛來鹽衰減公式公式之架構，係變數採相同項目，但分析數據為本土實測資料。</p> <p>3.本表預估之鋼筋腐蝕速率係採用港研中心調查結果分析而得，值尚合理。</p> <p>1.本計畫成果可提供公</p>

審查委員	審查意見	處理情形
	使用及如何推廣，請說明。	路總局使用，可辦理成果發表會及研討會文章發表。

附錄二
期末報告簡報資料

臺灣公路早期防救災決策支援系統維護更新及橋梁耐震耐洪資料管理系統建置(2/2)

林雅雯研究員

交通部運輸研究所港灣技術研究中心
中華民國106年02月14日



報告內容

- 一、研究緣起、目的及範圍
- 二、TRENDS系統模組資料更新與驗證
- 三、橋梁耐震能力評估
- 四、橋梁耐震與耐洪分析資料管理模組擴充
- 五、結論與建議

一、研究緣起、目的及範圍

- 橋梁為連絡河流兩岸之重要交通工程設施，洪水、地震皆造成橋梁安全重大威脅，使得橋梁安全狀況不明。
- 目前橋梁耐震耐洪評估，須以人為方式蒐集資料後分析評估，其過程耗費人力、時間。TBMS以維護管理紀錄為主，缺乏設計參數之相關功能

問題

- TRENDS跨河橋梁安全預警模組、地震通阻及材料劣化模組可再精進及驗證提昇，橋梁耐震耐洪評估，缺少設計參數資料庫

交通部運輸研究所 3

一、研究緣起、目的及範圍

範圍

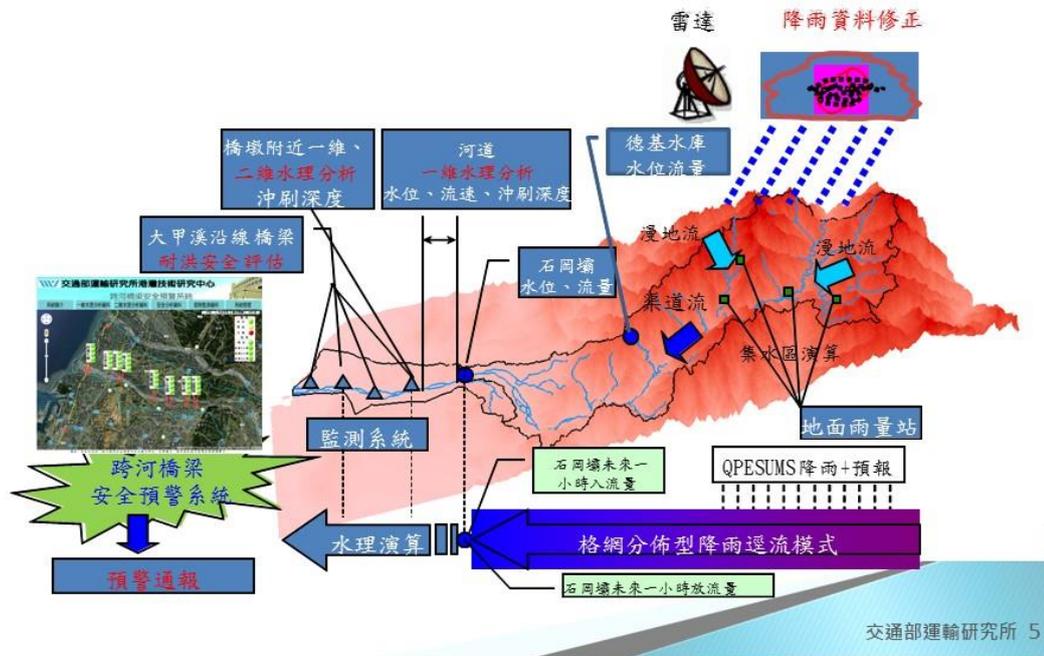
- 台灣橋梁以鋼筋混凝土結構為應用最廣的類型，其中，92%以上為混凝土橋梁，且73%以上橋齡高於十五年以上。為保障用路人安全，混凝土橋梁的維護管理為公路管理單位未來重要課題，故本研究以鋼筋混凝土橋梁為研究探討對象。

目的

- 臺灣公路早期防救災決策支援系統(TRENDS)維護更新
- TRENDS系統模組資料更新、提升精確度及驗證工作
- 建置網頁版橋梁耐震與耐洪分析資料管理系統

交通部運輸研究所 4

二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-橋梁



二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-橋梁

加入水利署水庫防洪運轉狀態。以杜鵑颱風104年9月28日晚上10:00為例，水利署提前預報晚上11:00放流800cms。

瀏覽方式：防風暨水庫 2015 年 9 月 28 日 22 時 20 分 刷新 Excel 下載

水庫名稱	水庫時間	本日無水區累積降雨量 (mm)	編組查詢期間嗎? 「防風暨水庫」需登錄下列資訊										防風運轉狀態			
			總流量 (cms)	水位 (公尺)	滿水位 (公尺)	有效蓄水量 (萬立方公尺)	蓄水百分比(%)	水庫出流量 (cms)					小計	目前狀態	預定時間	預定放流量 (cms)
								取水流量 (cms)	發電取水口	排砂量 (TPO)	排洪	溢洪				
石門水庫	2015-09-28 22:00:00	369.60	3,095.63	243.79	245.00	19,071.86	94.71%	2623	6122	33336	42836	1,891.74	2,714.68	漫洪中		預定1小時放流量2000cms
日月潭水庫	2015-09-28 22:00:00	--	2,723.61	165.67	170.00	29,614.18	88.27%	--	270.50	--	--	--	270.50	--	--	--
龍山第二水庫	2015-09-28 22:00:00	187.20	1.79	149.87	150.00	3,128.16	99.4%	2.09	--	0.12	--	--	2.11	--	--	--
金剛山水庫	2015-09-28 22:00:00	136.50	--	84.38	85.00	2,769.14	96.21%	--	--	--	--	--	1.73	--	--	--
明潭水庫	2015-09-28 17:00:00	109.20	--	60.08	61.00	1,138.50	89.22%	--	--	--	--	--	--	--	--	預計放流
鯉魚潭水庫	2015-09-28 22:00:00	66.70	17.22	300.07	300.00	11,577.55	100%	--	--	--	--	6.93	7.29	普級溢流		--
德基水庫	2015-09-28 17:00:00	107.00	300.00	1,401.72	1,408.00	12,511.80	83.41%	--	110.00	--	--	--	110.00	--	--	--
石岡壩	2015-09-28 22:00:00	48.50	68.85	271.57	274.50	15.84	13.96%	7.80	--	--	--	73.62	73.62	預計放流	預定於2015/09/28 22時起放流	放水流量800cms
龍社水庫	2015-09-28 22:00:00	79.00	206.00	998.61	1,005.00	2,984.59	66.54%	--	44.00	--	--	--	44.00	--	--	--
日月潭水庫	2015-09-28 22:00:00	73.50	--	747.00	748.48	11,849.01	90.83%	--	--	--	--	--	--	--	--	--
萬寶湖引堤	2015-09-28 22:00:00	70.12	369.00	212.51	214.75	204.00	53.33%	76.30	--	6.35	--	215.00	221.35	調節性放水		--
仁壽潭水庫	2015-09-28 07:00:00	0.00	0.00	184.70	185.00	2,459.42	97.28%	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	--	--	--
白河小水庫	2015-09-28 22:00:00	41.50	70.36	107.91	109.00	525.00	75.68%	0.02	--	--	--	12.00	12.00	調節性放水		預定1小時放流量12cms
鹿山國小水庫	2015-09-28 22:00:00	10.00	3.00	56.15	58.18	6,128.00	76.71%	3.00	--	--	--	--	--	--	--	--
雙次水庫	2015-09-28 22:00:00	127.40	1,768.00	225.80	227.00	45,187.00	85.47%	--	50.00	0.00	0.00	300.00	350.00	調節性放水		預定1小時放流量350cms
寶化水庫	2015-09-28 22:00:00	81.00	199.33	178.56	180.00	8,969.04	92.58%	7.52	--	--	--	--	--	--	--	--
阿公店水庫	2015-09-28 22:00:00	19.00	0.00	34.12	37.00	894.00	54.29%	0.40	--	4.95	--	--	4.95	調節性放水		預定1小時放流量5cms
萬寶湖引堤	2015-09-28 22:00:00	21.50	--	16.07	--	492.48	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
牡丹水庫	2015-09-28 22:00:00	11.90	1.12	138.11	142.00	2,837.70	80.86%	1.12	--	--	--	--	--	--	--	--

編組查詢期間嗎? 「防風暨水庫」需登錄下列資訊
 附註：編組查詢期間嗎? 「防風暨水庫」需登錄下列資訊
 *資料來源：各水庫量測人工登錄
 *流量單位：各水庫單位

二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-橋梁

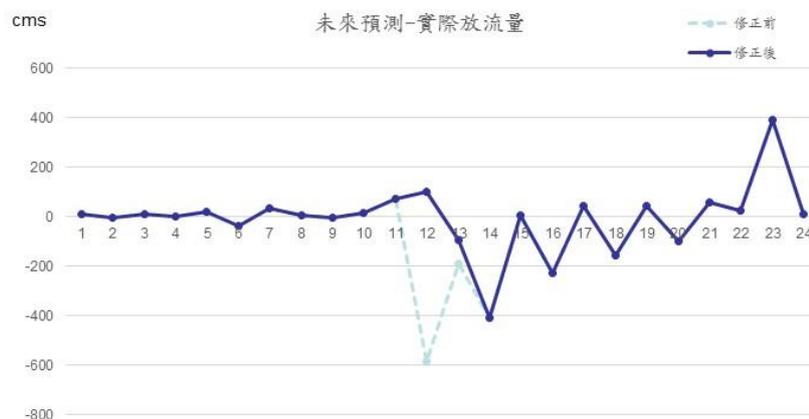
加入水利署水庫防洪運轉狀態後，修正前與修正後比較。

No	時間	即時流量(cms)	修正前	修正後	修正前	修正後
			1小時後流量預測(cms)		誤差(未來預測-實際)(cms)	
1	2015/9/28 12:00	168.01	173.31	173.31	8.43	8.43
2	2015/9/28 13:00	178.61	183.91	183.91	-5.3	-5.3
3	2015/9/28 14:00	175.16	180.46	180.46	8.75	8.75
4	2015/9/28 15:00	181.18	186.48	186.48	-0.72	-0.72
5	2015/9/28 16:00	164.29	169.59	169.59	22.19	22.19
6	2015/9/28 17:00	204.52	209.82	209.82	-34.93	-34.93
7	2015/9/28 18:00	176.32	181.62	181.62	33.5	33.5
8	2015/9/28 19:00	176.69	181.99	181.99	4.93	4.93
9	2015/9/28 20:00	184.04	189.34	189.34	-2.05	-2.05
10	2015/9/28 21:00	174.55	179.85	179.85	14.79	14.79
11	2015/9/28 22:00	106.31	111.61	800	73.54	73.54
12	2015/9/28 23:00	698.53	703.83	800	-586.92	101.47
13	2015/9/29 00:00	893.21	898.51	898.51	-189.38	-93.21
14	2015/9/29 01:00	1308.28	1313.58	1313.58	-409.77	-409.77
15	2015/9/29 02:00	1306.25	1311.55	1311.55	7.33	7.33
16	2015/9/29 03:00	1539.57	1544.87	1544.87	-228.02	-228.02
17	2015/9/29 04:00	1500.47	1505.77	1505.77	44.4	44.4

交通部運輸研究所 7

二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-橋梁

1. 加入石岡壩放流預警資料後，水庫洩洪第一時間誤差由586cms降至101cms。整日平均誤差由-40cms降至-7.6cms。
2. 可解決目前模式無法考慮水庫人為洩洪操作問題。



交通部運輸研究所 8

二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-橋梁

以梅姬颱風105年9月27日晚上19:00為例，水利署提前預報晚上20:00放流1500cms。

水庫名稱	水壩時間	本日集水區累積降雨量 (mm)	風風豪雨期間：「防洪重點水庫」需登錄下列資訊										防洪運轉狀態			
			進流量 (cms)	水位 (公尺)	滿水位 (公尺)	有效蓄水量 (萬立方公尺)	蓄水百分比(%)	水庫出流量 (cms)					目前狀態	預定時間	預定放流量 (cms)	
								取水量 (cms)	發電放出口 (FCO)	排砂排泥量	溢洪量	小計				
石門水庫	2016-09-27 19:00:00	375.00	3,931.02	240.34	245.00	18,729.37	93.02 %	12.00	61.22	33.69	0.00	3,090.49	3,965.40	淹洪中		預定下1小時放流量3000cms
錢寮水庫	2016-09-27 19:00:00	206.00	1,145.22	167.56	170.00	31,284.79	93.25 %	--	310.00	--	--	--	310.00	淹洪中	已於2016/09/27 18時開始泄洪	預定下1小時放流量540cms
寶山第二水庫	2016-09-27 19:00:00	222.30	1.28	149.73	150.00	3,106.19	96.7 %	2.94	--	--	--	--	0.24	--	--	--
永和山水庫	2016-09-27 19:00:00	23.00	0.00	84.11	85.00	2,844.40	94.85 %	--	0.00	--	--	--	0.00	--	--	--
明邊水庫	2016-09-27 11:00:00	140.30	--	60.74	61.00	1,237.12	96.95 %	--	--	--	--	--	0.00	淹洪中	--	預定下1小時放流量200cms
鯉魚潭水庫	2016-09-27 19:00:00	78.87	20.42	299.59	300.00	11,369.08	98.46 %	8.20	0.00	--	--	0.00	0.30	--	--	--
德基水庫	2016-09-27 19:00:00	260.00	2,500.00	1,407.28	1,408.00	14,860.28	99.87 %	--	180.00	--	--	2,120.00	--	2,300.00	調節性放水	--
石岡壩	2016-09-27 19:00:00	51.00	1,120.00	272.41	274.50	34.54	24.29 %	11.77	0.00	0.00	--	1,085.12	1,085.12	淹洪中	已於2016/09/27 19時開始泄洪	預定下1小時放流量1500cms
龍社水庫	2016-09-27 19:00:00	103.50	522.00	1,001.98	1,005.00	3,745.69	83.13 %	--	45.00	--	--	275.00	320.00	調節性放水	--	--
日月潭水庫	2016-09-27 18:00:00	56.50	--	747.86	748.48	12,523.31	96.12 %	--	--	--	--	--	0.00	--	--	--
萬里潭水庫	2016-09-27 19:00:00	127.63	1,450.00	207.07	214.75	8.00	1.57 %	14.60	--	--	--	1,639.00	1,639.69	淹洪中	--	--
湖山水庫	2016-09-27 18:00:00	106.00	2.20	170.00	211.50	132.07	2.6 %	1.80	--	--	--	--	0.40	--	--	--
仁義潭水庫	2016-09-27 19:00:00	118.00	0.00	104.67	105.00	2,452.58	97.81 %	--	0.00	--	--	--	0.00	--	--	--
白河水庫	2016-09-27 19:00:00	123.00	126.13	188.72	189.00	644.00	93.19 %	0.02	--	--	--	115.00	115.00	調節性放水	--	預定下1小時放流量115cms
烏山頭水庫	2016-09-27 19:00:00	59.00	--	57.55	58.18	7,229.00	92.35 %	3.00	--	--	--	--	0.00	--	--	--
曾文水庫	2016-09-27 19:00:00	153.50	1,850.00	226.92	227.00	46,657.00	99.69 %	--	50.00	100.00	--	1,650.00	1,800.00	調節性放水	--	預定下1小時放流量1800cms
南化水庫	2016-09-27 19:00:00	190.50	633.66	181.54	180.00	10,485.60	100 %	13.54	0.00	0.00	0.00	459.00	459.00	自由溢流	--	--
阿公店水庫	2016-09-27 19:00:00	64.30	130.35	34.81	37.00	1,034.86	63.53 %	0.00	0.00	5.00	--	30.00	35.00	調節性放水	--	預定下1小時放流量35cms
高屏溪觀音壩	2016-09-27 19:00:00	131.97	3,981.00	18.20	--	34,395.84	--	3.94	--	--	--	--	3,977.06	調節性放水	--	--
牡丹水庫	2016-09-27 19:00:00	83.30	42.10	133.29	142.00	1,812.79	68.63 %	0.93	--	33.90	--	--	38.17	調節性放水	已於2016/09/26 18時開始調節性放水	預定下1小時放流量39.1cms

交通部運輸研究所 9

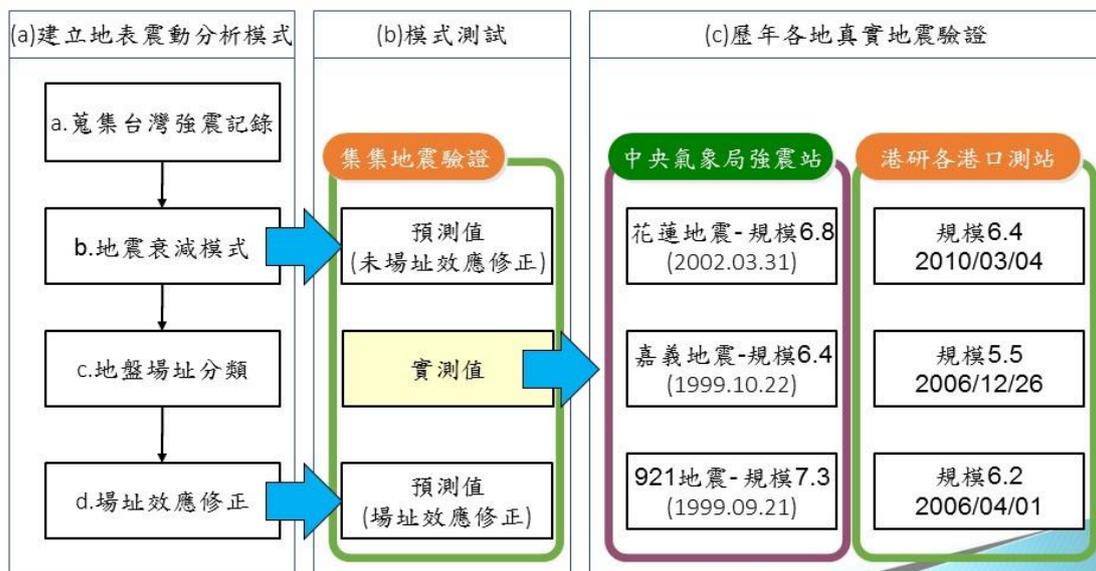
二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-橋梁

飆洪期加入石岡壩每小時放流預警資料後，9月27日19:00誤差由807cms降至433cms，20:00誤差由1036cms降至585cms，石岡壩發布之預計放流值仍有高估之可能性。

No	時間	即時流量 (cms)	修正前 1小時後流量預測(cms)	修正後	修正前 誤差(未來預測-實際)(cms)	修正後
1	2016/9/27 19:00	1120	1125.47	1500	-807.53	-433
2	20:00	1933	2048.68	2500	-1036.32	-585
3	21:00	3085	3159.74	3500	-165.26	175
4	22:00	3325	3001.71	3500	559.71	1058
5	23:00	2442	2369.35	3000	507.35	1138
6	2016/9/28 00:00	1862	1852.45	2000	19.45	167
7	01:00	1833	1864.84	2000	88.84	224
8	02:00	1776	1786.74	1700	179.74	93
9	03:00	1607	1608.95	1400	420.95	212
10	04:00	1188	1187.88	1200	-226.12	-214
11	05:00	1414	1454.31	1200	13.31	-241
12	06:00	1441	1481.12	1200	86.12	-195
				平均誤差	-29.98	91.58

交通部運輸研究所10

二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-地震



交通部運輸研究所11

二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-地震

增加2011、2012年強震站資料及港研2011至2015年資料，納入交通部運輸研究所港研中心提供各港之測站資料，以獲取合適之場址放大效應。

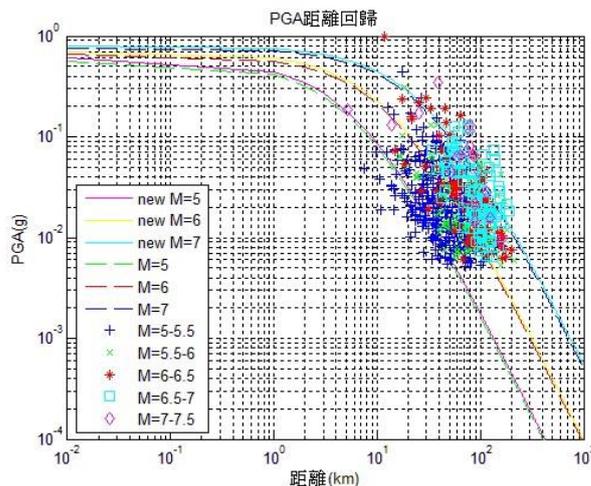
2011年-2015年各港區量測地震紀錄共208筆(節錄)

測站代號	地震時間	港區測站資料					中央氣象局地震資料				
		PGA	Intensity	XPeak	YPeak	ZPeak	經度	緯度	深度	規模	地震編號
KAH	2011-03-20 16:01:32	5.442677	2.671625	5.283649	5.442677	2.434502	121.38	22.44	27.5	5.8	第029號
TCC	2011-08-12 06:08:10	3.681958	2.332158	1.377703	3.681958	2.92467	121.62	23.8	32.4	4.8	第123號
KAH	2011-09-09 11:27:33	1.957187	1.783265	1.161142	1.957187	0.644774	120.99	22.31	10.4	5	第129號
SUO	2011-10-30 11:24:53	3.740701	2.345906	3.357394	3.740701	1.965345	123.16	25.31	215.8	6.3	第147號
SUO	2011-10-31 23:17:32	3.626189	2.318901	3.626189	3.236678	2.376881	121.94	24.84	92.1	5	第148號
BUD	2011-11-06 17:36:47	7.23024	2.918305	7.23024	3.12982	2.04281	120.33	23.25	9.9	4	第151號
SUO	2011-12-04 18:13:22	13.70471	3.473739	11.51696	13.70471	4.860312	122.05	24.66	62.8	4.9	第164號
TPI	2011-12-08 06:07:26	5.594944	2.695591	3.189932	5.594944	2.137484	121.53	24.54	61	4.4	第166號
TCC	2011-12-14 19:13:31	3.994046	2.402826	3.775537	2.129449	3.994046	121.8	23.85	41.9	4.7	第169號
SUO	2011-12-15 08:36:11	3.35925	2.252485	3.35925	2.4942	1.323777	121.77	23.72	32.8	4.6	第170號
SUO	2012-01-04 15:00:23	1.916626	1.765075	1.916626	1.689341	1.222501	121.6	23.97	7.4	4.7	第002號

交通部運輸研究所12

二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-地震

提升地表震動分析模式預測之準確度



地震衰減模式

$$PGA(g) = f(M, R) = C_1 e^{C_2 M} [R + C_4 \exp(C_5 M)]^{C_3}$$

PGA 最大地表加速度, M 芮氏規模,
R 場址到斷層線最短距離, C1-C5 迴歸修正係數

(強震站資料
:1991~2010)

舊係數:

C1=0.00369

C2=1.75377

C3=2.056

C4=0.1222

C5=0.7832

資料筆數:189

(增加2011及2012
年資料及港研
2011至2015年資
料)

新係數:

C1=0.004020

C2=1.75655

C3=2.059

C4=0.1225

C5=0.7859

資料筆數:202

交通部運輸研究所

二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-地震

更新場址效應修正係數。

• 篩選條件:

1. 考慮所有規模大於4之即時站、強震站資料。
2. 每個測站的資料筆數須大於5筆
(由於布袋港的地震資料僅有1筆, 故無法回歸)。
3. 迴歸方法:
 - (1) 採用兩軸取自然對數建立線性關係
 - (2) 雙線性
 - (3) 將原有線性關係往下偏移一個平均誤差
4. 由於和場址有關, 故將分析分為港區及非港區。

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

Y_a : 參考衰減模式的預測值;

Y_0 : 實測地震動值;

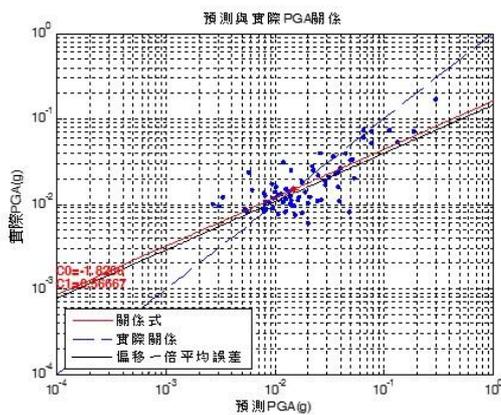
C_0 及 C_1 : 各測站之場址修正係數。

交通部運輸研究所14

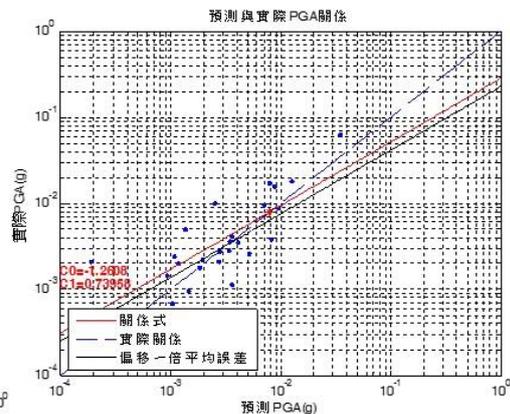
二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-地震

將原有線性關係往下偏移一個平均誤差

非港區ALS(阿里山)測站



安平港(ANP)



交通部運輸研究所

二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-地震

新舊場址係數之比較

非港區	回歸方法	一般線性回歸	雙線性回歸	偏移誤差回歸	舊方法
資料筆數	測站代號	誤差			
25	NST	-32%	261%	10%	48%
34	NSY	-15%	340%	7%	23%
30	TCU	-19%	348%	2%	21%
70	CHY	-15%	258%	4%	25%
75	WSF	-20%	116%	3%	-45%
76	ALS	-14%	394%	25%	-7%

負表示低估，正表示高估，
舊方法港區為國震不考慮場址效應修正之C1-C5，非港區則是前研究的C0-C1。

港區	回歸方法	一般線性回歸	雙線性回歸	偏移誤差回歸	舊方法
資料筆數	測站代號	誤差			
25	ANP港	-31%	272%	11%	-37%
89	SUO港	-34%	257%	10%	-14%
43	TCC港	-25%	174%	12%	-58%
26	TPI港	-31%	137%	24%	-64%
24	KAH港	-27%	296%	13%	-9%

一般線性回歸的平均誤差會低估，與該測站有的資料有關，並非所有測站皆低估；

雙線性則是要將測站低估的地震放大，但在轉折後有些資料會過於高估；

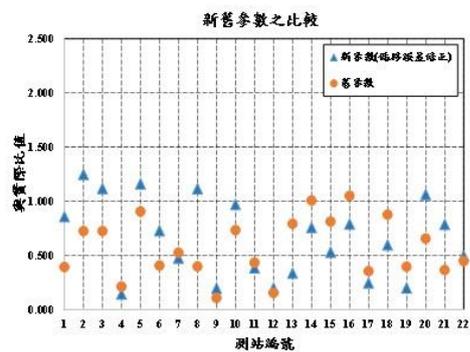
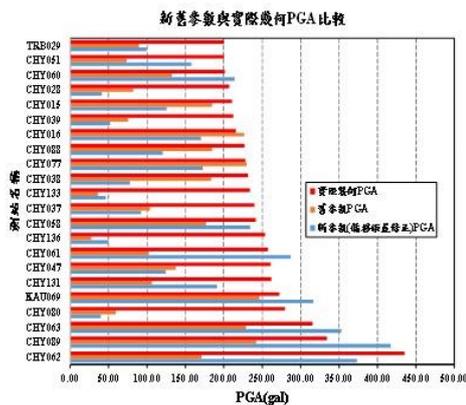
偏移一倍誤差則是在有些大地震過於高估的情況可以明顯改善，但如果該測站資料太過分散，會使得偏移之距離過大，使其更為高估。

交通部運輸研究所16

二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-地震

105年02月06日美濃地震

2016年02月06日3:57	緯度	經度	深度(km)	規模	
	22.922	120.543833	14.64	6.6	
第一階段係數	C1	C2	C3	C4	C5
	0.004022	1.75655	2.059	0.1225	0.7859



交通部運輸研究所17

二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-地震

(1) 平均倍率法:

$$\frac{\text{各區即時站實測值} Y_0}{\text{各區即時站PGA預測值} Y} = \text{各區倍率} D \rightarrow \text{各區平均倍率} D$$

(考慮原衰減式及場址修正)

(2) DoD₁法:

$$\text{即時站Ratio} = \frac{\text{即時站實測值}}{\text{即時站預測值(原衰減+場址效應)}}$$

$$\text{強震站預測值(原衰減式+場址效應)} \times (D_0 + D_1 \times \text{即時站Ratio})$$

(3) 區域相關性較佳:

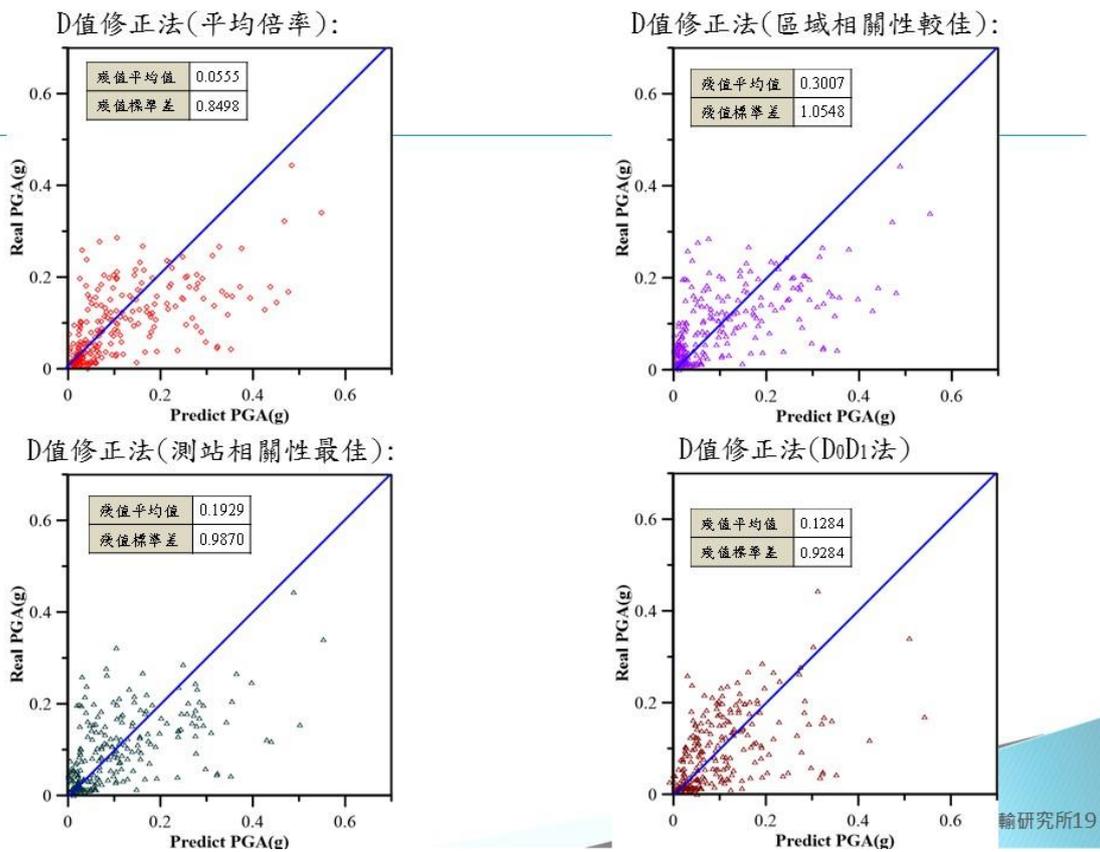
取各區域中相關性最佳之測站作為放大倍率

(4) 測站相關性最佳法:

取各個測站對應即時站中相關性最佳作為該測站之放大倍率

$$\text{殘值} = \ln\left(\frac{\text{實測值}}{\text{預測值}}\right), \text{平均殘值, 殘值標準差}$$

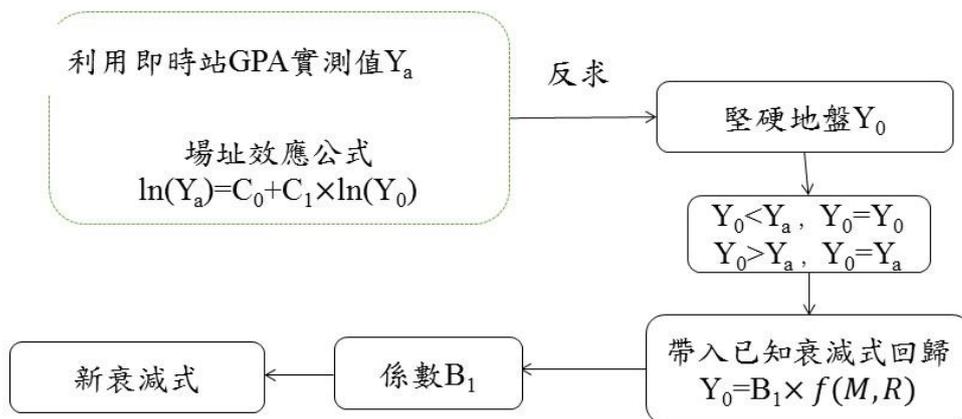
交通部運輸研究所18



輸研究所19

二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-地震

(5)修正係數法(誤差修正):



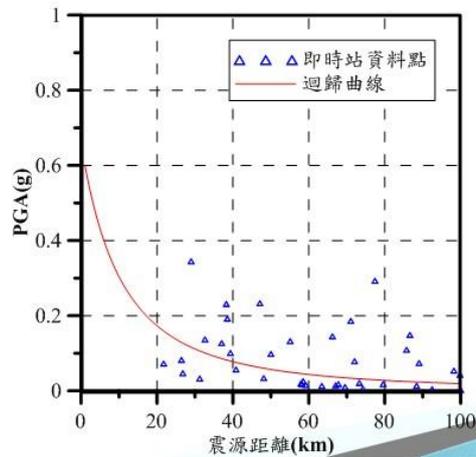
交通部運輸研究所20

二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-地震

(5)修正係數法(誤差修正):

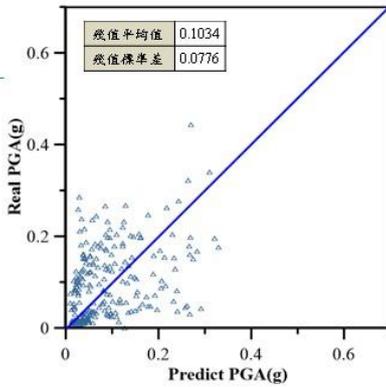
- 篩選震源距離小於100km以內的即時站(總共38個)迴歸所得出的 B_1 為0.0035。

$$Y=0.0035e^{1.75655M}(R+0.1225e^{0.7859M})(-2.059)$$

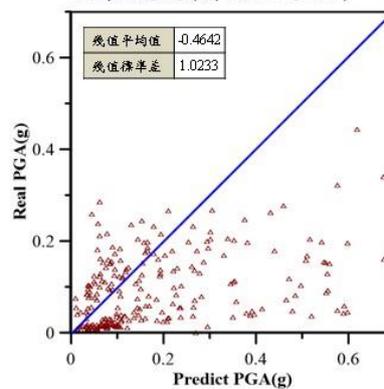


交通部運輸研究所21

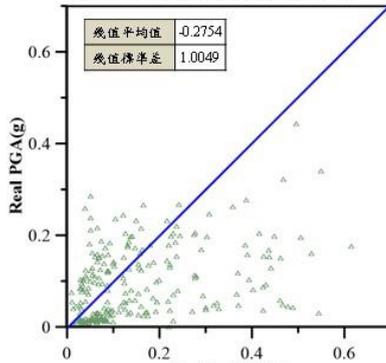
新衰減式(無誤差修正)



新衰減式(有誤差修正)



原衰減式(有誤差修正)



交通部運輸研究所22

二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-地震

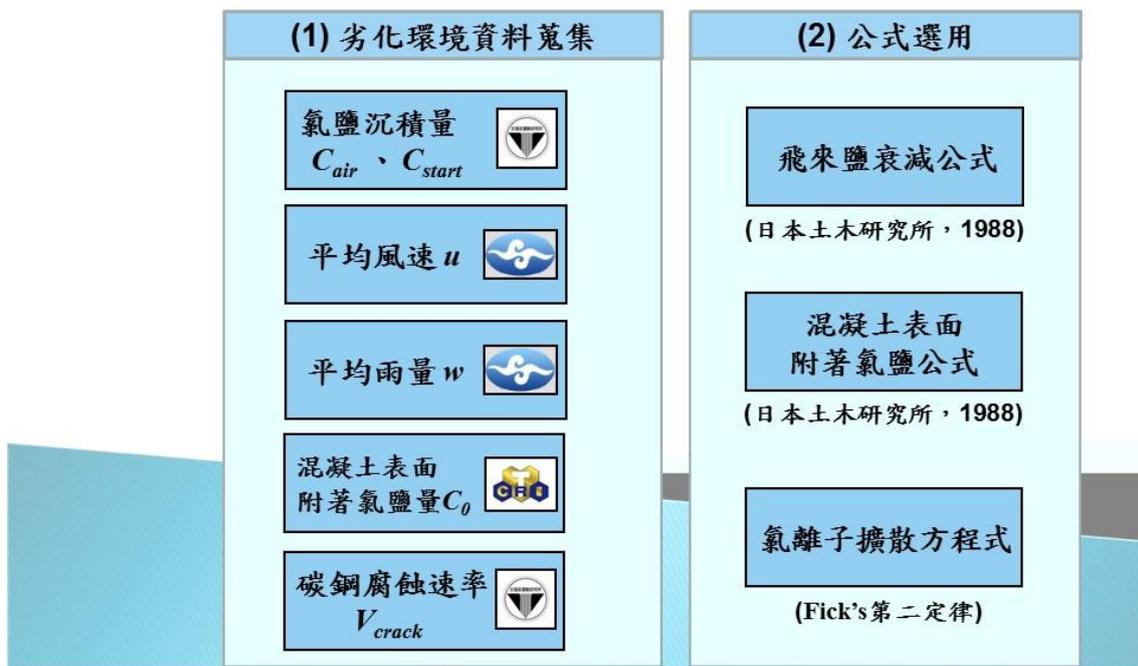
結果比較總表

模式	殘值平均值	殘值標準差
D值修正法(平均倍率)	0.0555	0.8498
D值修正法(區域相關性較佳)	0.3007	1.0548
D值修正法(測站相關性最佳)	0.1929	0.9870
D值修正法(D ₀ D ₁ 法)	0.1284	0.9284
新衰減式(無誤差修正)	0.1034	0.0776
原衰減式(有誤差修正)	-0.2754	1.0049
新衰減式(有誤差修正)	-0.4642	1.0233

交通部運輸研究所23

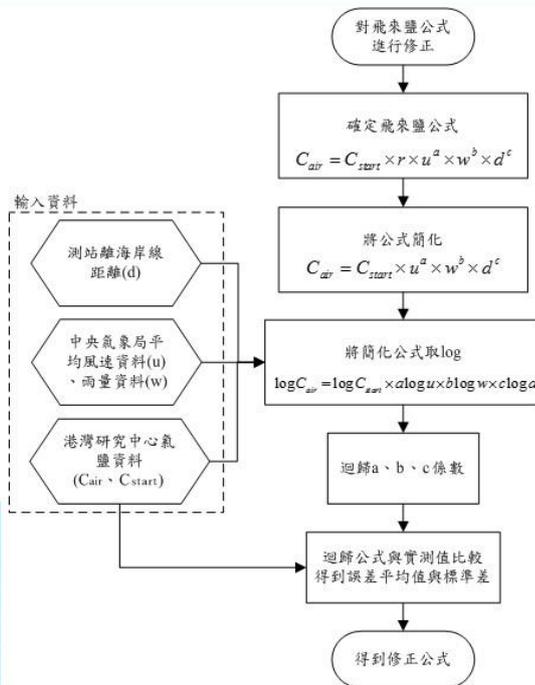
二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-材料劣化

資料蒐集 (98-103年)



二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-材料劣化

飛來鹽公式修正程序



25

二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-材料劣化

飛來鹽衰減公式

$$C_{air} = 0.02 \times C_{start} \times u_e^2 \times w_e^{0.1817} \times d^{-0.0997}$$

C_{air} ：飛來氣鹽量(mdd); C_{start} ：臨海氣鹽量(mdd) ; u_e ：有效風速(m/s)
 w_e ：有效雨量(mm) ; d ：離岸距離(km)

混凝土表面
 附着氣鹽公式

經驗公式： $C_0 = 0.440 \times C_{air}$ (%) (桃園竹圍以南至苗栗白沙屯)

$$C_0 = 9.68 \times C_{air} \text{ (kg / m}^3\text{)} \text{ (其他區域)}$$

C_0 ：混凝土表面附着氣鹽量(%); C_0 ：混凝土表面附着氣鹽量(kg/m³)

C_{air} ：飛來鹽量(mdd)

氯離子擴散方程式

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

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

t ：材齡(年); W/C :混凝土水灰比

26

二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-材料劣化

飛來鹽分布會隨著所在位置不同而有所影響，主要依腐蝕環境分區進行區域劃分。



27

二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-材料劣化

適用區域及建議 C_{start} 值、 V_{crack} 值

代碼	適用區域	建議 C_{start} 值 臨海氣鹽量 (mdd)		建議 V_{crack} 值 碳鋼腐蝕速率 (mm/year)		碳鋼環境 腐蝕分類
		平均值	標準差	平均值	標準差	
N_K	基隆	0.162	0.218	0.2630	0.1846	$C_3 - C_4$
N_T	新北、桃園 新竹、苗栗	0.406	0.479	0.2953	0.1489	$C_3 - C_5$
M_T	台中、彰化	0.252	0.206	0.1590	0.0971	$C_3 - C_5$
M_Y	雲林、嘉義 台南	0.164	0.158	0.2919	0.1336	$C_2 - C_5$
S_K	高雄	0.041	0.034	0.0974	0.0403	$C_2 - C_5$
S_P	屏東	0.190	0.238	0.1018	0.0466	$C_2 - C_4$
E_H	花蓮、台東	0.229	0.185	0.1265	0.0413	$C_3 - C_5$
E_I	宜蘭	0.148	0.189	0.1151	0.0372	$C_2 - C_5$

碳鋼等級	腐蝕程度
C_1	非常低
C_2	低
C_3	中等
C_4	高
C_5	非常高

28

二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-材料劣化

中央氣象局2009-2014風速平均值、標準差、變異係數

	基隆	蘇澳	梧棲	花蓮	高雄	恆春	大潭	臺西
平均值(m/s)	3.08	2.60	4.51	3.07	1.99	3.41	3.42	4.09
標準差(m/s)	0.48	0.37	0.80	0.21	0.18	0.73	1.69	1.19
變異係數	0.15	0.14	0.18	0.07	0.09	0.21	0.49	0.29

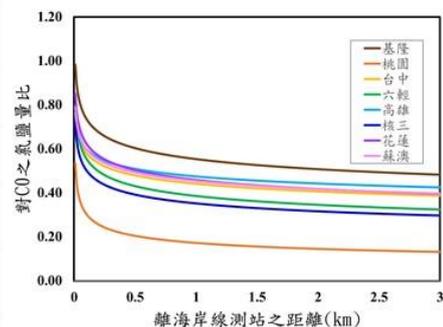
中央氣象局2004-2010雨量平均值、標準差、變異係數

	基隆	蘇澳	梧棲	花蓮	高雄	恆春	大潭	臺西
平均值(m/s)	297.03	350.80	102.41	168.06	174.22	204.93	209.21	109.05
標準差(m/s)	91.43	189.60	79.99	93.62	147.41	172.89	127.67	92.11
變異係數	0.31	0.54	0.78	0.56	0.85	0.84	0.61	0.84

29

二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-材料劣化

測站	C_0 與距離之衰減式	R^2 判定係數	誤差平均值	誤差標準差
基隆	$\frac{C_{air}}{C_0} = 0.5542 \times d^{-0.1243}$	0.087	0	1.1079
桃園	$\frac{C_{air}}{C_0} = 0.1733 \times d^{-0.2454}$	0.45	0	0.7302
台中	$\frac{C_{air}}{C_0} = 0.4418 \times d^{-0.1189}$	0.188	0	0.7295
六輕	$\frac{C_{air}}{C_0} = 0.3855 \times d^{-0.1590}$	0.288	0	0.7822
高雄	$\frac{C_{air}}{C_0} = 0.4752 \times d^{-0.1013}$	0.183	0	0.5247
核三	$\frac{C_{air}}{C_0} = 0.3521 \times d^{-0.1553}$	0.246	0	0.7378
花蓮	$\frac{C_{air}}{C_0} = 0.4587 \times d^{-0.1341}$	0.234	0	0.5129
蘇澳	$\frac{C_{air}}{C_0} = 0.4541 \times d^{-0.1200}$	0.207	0	0.6926



C_{air} : 氣鹽量 (mdd)
 C_0 : 最近海岸線測站之鹽量 (mdd)
 d : 離岸距離(km)

30

二、TRENDS系統模組資料更新與驗證-材料劣化

位於蘇澳，海岸距離 $d=0.9$ km，

臨海氯鹽量 $C_{start}=0.148$ mdd, 平均風速 $U_e=2.1$ m/sec, $C_{air} = 0.02 \times C_{start} \times u_e^2 \times w_e^{0.1817} \times d^{-0.0997}$

雨量 $W_e=350.8$ m/s, 飛來鹽衰減公式計算 $C_{air}=0.038259$ mdd,

混凝土表面氯鹽量 C_0 為 0.2868 kg/cm³,

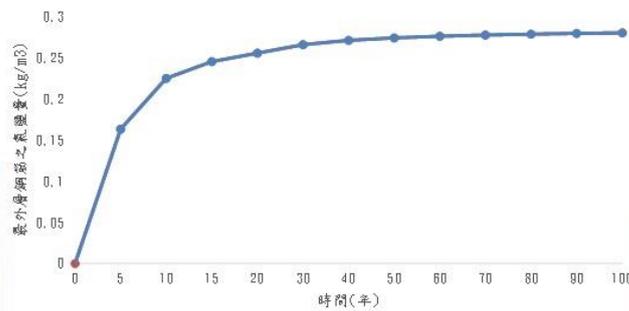
$$C_0 = 9.68 \times C_{air} \text{ (kg / m}^3\text{)}$$

若保護層厚度 c 為 50 mm, 水灰比 $w/c=0.55$ 得到 D_c 擴散係數 2.328 ,

氯離子擴散方程式得鋼筋位置氯鹽量 Cl

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

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



橋梁時間與鋼筋表面氯離子量關係圖

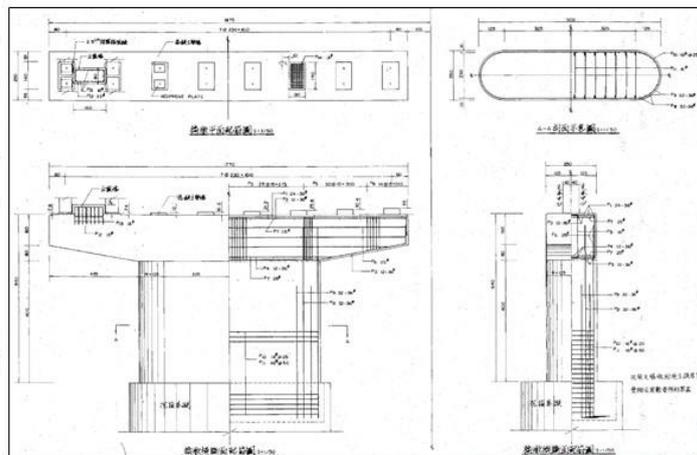
31

三、橋梁耐震能力評估

分析案例橋梁:總長1645公尺, 橋寬19公尺, 上部結構為41跨, 每跨含8支 PCI梁, 下部結構由單柱式長圓形橋墩組成, 採用18m深之沉箱基礎, 墩柱高度為4m, 本案例取P3-P6單元(3跨)分析。

各橋墩(台)行車方向支承邊界條件由左而右依序M/M、F/F、F/F.....F/F、M/M (橋墩(台)頂左側支承/橋墩(台)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



交通部運輸研究所

三、橋梁耐震能力評估

工址之地盤分類:第一類地盤

工址之地震需求:

設計規範:76年版

公路橋梁耐震設計規範:

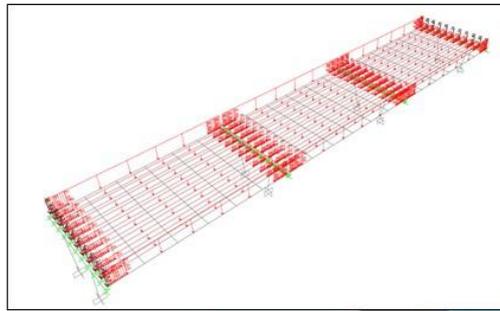
中度地震下之水平譜加速度係數為 $0.4 S_{DS} / 3.25 = 0.098g$

設計地震下之水平譜加速度係數為 $0.4 S_{DS} = 0.365g$

S_{DS} :工址短週期之設計地震水平譜加速度係數

載重計算

計算AC面層,欄杆,公共設施重量及鄰跨載重



交通部運輸研究所

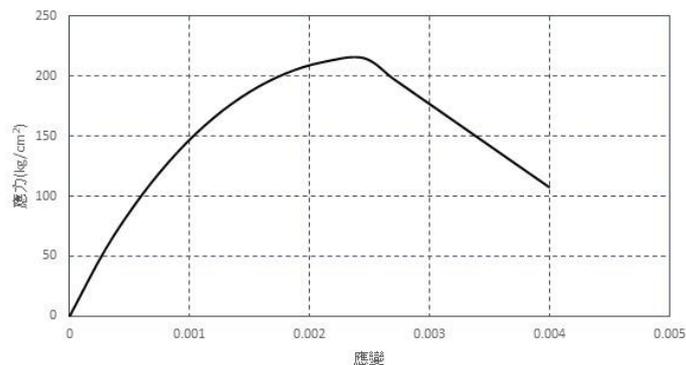
三、橋梁耐震能力評估

「公路橋梁耐震能力評估及補強準則之研究」建議Prof. Kawashima模式使用於依民國84年以前規範所設計橋柱之耐震能力評估。

混凝土應力應變關係分析採用Kawashima模式,

混凝土抗壓強度 $f'_c = 210kg/cm^2$

鋼筋應力應變關係分析,鋼筋抗拉強度 $f_y = 2800kg/cm^2$



混凝土應力應變曲線

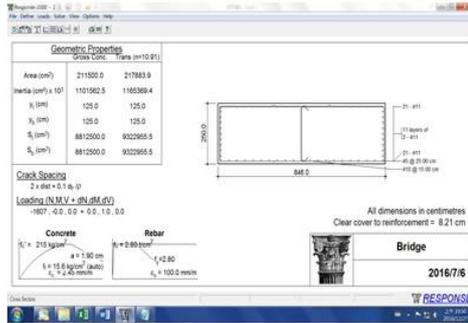
交通部運輸研究所

三、橋梁耐震能力評估-行車向

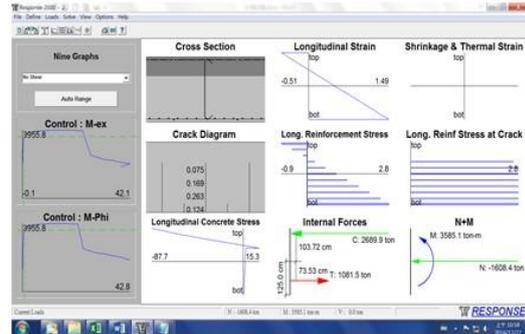
行車向

墩柱彎矩曲率分析

將上述混凝土、鋼筋之應力應變關係及墩柱斷面輸入至Response 2000軟體分析
柱軸力以靜力分析求得為1607噸



Response 2000斷面輸入



Response 2000分析結果

交通部運輸研究所

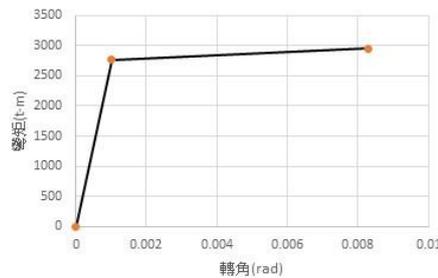
三、橋梁耐震能力評估-行車向

彎矩-曲率關係

	彎矩 tonf-m	曲率 rad/km
原點	0	0
開裂點	2379	0.12
起始降伏點	3464	0.64
雙線性降伏點	3753	1.04
極限點	3955	12.395

墩柱彎矩轉角分析

	彎矩 Ton-m	轉角 rad
原點	0	0
開裂點	2379	0.00016
起始降伏點	3464	0.00085
雙線性降伏點	3753	0.00139
極限點	3955	0.0072

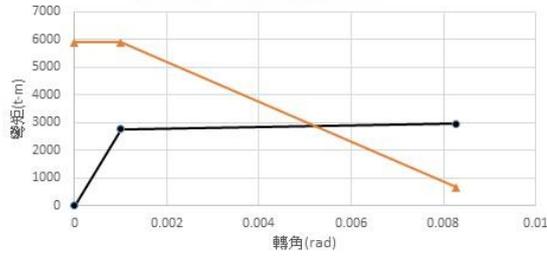


行車向彎矩-轉角關係圖

交通部運輸研究所

三、橋梁耐震能力評估-行車向

墩柱剪力強度分析



塑性鉸柱底SAP2000輸入資料

項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
A	0	0
B	3753	0
C	3832	0.0023
D	2708	0.00354
E	0	0.00354

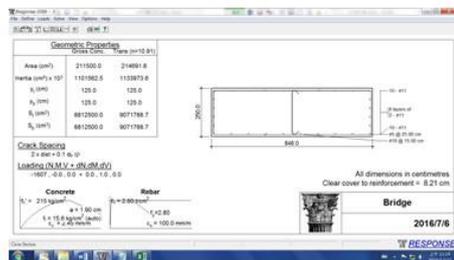
本例塑性鉸破壞模式為「撓剪」破壞

三、橋梁耐震能力評估-行車向

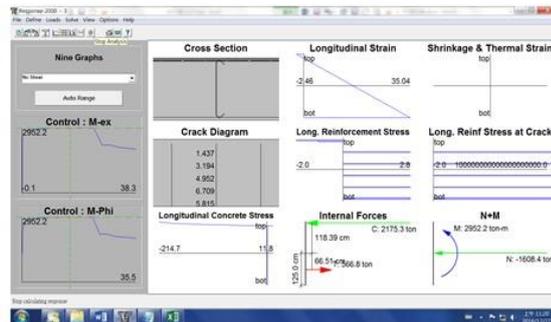
斷筋點

墩柱彎矩曲率分析

將上述混凝土、鋼筋之應力應變關係及墩柱斷面輸入至Response 2000軟體分析
柱軸力以靜力分析求得為1607噸



Response 2000斷面輸入



Response 2000分析結果

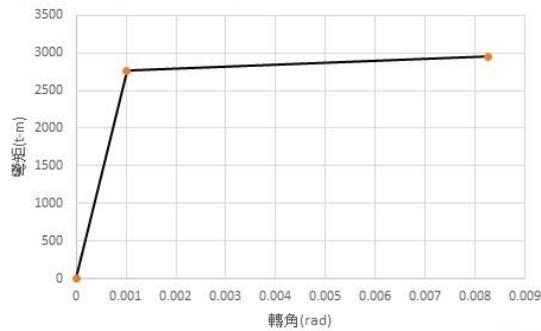
三、橋梁耐震能力評估-行車向

彎矩-曲率關係

	彎矩 tonf-m	曲率 rad/km
原點	0	0
開裂點	2154	0.12
起始降伏點	2588	0.48
雙線性降伏點	2764	0.76
極限點	2952	14.998

墩柱彎矩轉角分析

	彎矩 Ton-m	轉角 rad
原點	0	0
開裂點	2154	0.00016
起始降伏點	2588	0.00064
雙線性降伏點	2764	0.00101
極限點	2952	0.008

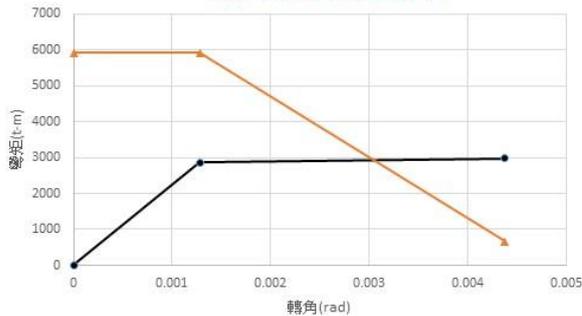


行車向斷筋點彎矩-轉角關係圖

交通部運輸研究所

三、橋梁耐震能力評估-行車向

墩柱剪力強度分析



塑性鉸斷筋點SAP2000輸入資料

項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
A	0	0
B	2764	0
C	2871	0.004
D	2197	0.0049
E	0	0.0049

本例塑性鉸破壞模式為「撓剪」破壞

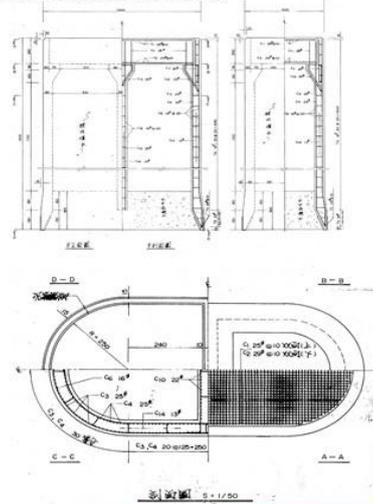
交通部運輸研究所

三、橋梁耐震能力評估-土壤彈簧

基礎無裸露，沉箱未裸露部份土壤以彈簧模擬

根據「公路橋梁耐震評估及補強準則之研究」4.5.5.1節及「建築物基礎構造設計規範」之規定計算相關接觸沉箱基礎之土壤彈簧

位置	方向	地盤反力係數	地層反力容許上限值(tf/m ²)
沉箱底面	垂直	$k_V = k_{V0}(B_f/30)^{-\frac{3}{4}}$	$q_a = \frac{1}{FS}(q_u - \gamma_2 D_f) + \gamma_2 D_f$ $\sigma_p = \sigma'_2 K_p + 2c\sqrt{K_p}$ 上述二式之小值
	水平	$k_S = 0.3k_V$	$R_f = (c_a A + N \tan \delta) / FS$
沉箱正前方	水平	$k_H = \alpha_s k_{H0}(B_H/30)^{-\frac{3}{4}}$	$\sigma_{sa} = \sigma_p / FS$
	垂直	$k_{SVB} = 0.3k_H$	砂質土 $f = \min[0.1N, 0.5(\sigma'_0 \tan \phi), 5] / FS$ 黏性土 $f = \min[0.5S_u, 10] / FS$
沉箱側面	水平	$k_{SHD} = 0.6\alpha_s k_{H0}(D_H/30)^{-\frac{3}{4}}$	砂質土 $f = \min[0.1N, 0.5(\sigma'_0 \tan \phi), 5] / FS$
	垂直	$k_{SVD} = 0.3k_{SHD}$	黏性土 $f = \min[0.5S_u, 10] / FS$



沉箱竣工圖 交通部運輸研究所

三、橋梁耐震能力評估-土壤彈簧

沉箱各深度之地盤反力係數

深度	沉箱正前方		沉箱側面		沉箱底面	
	k_H (kg/cm ³)	k_{SVB} (kg/cm ³)	k_{SHD} (kg/cm ³)	k_{SVD} (kg/cm ³)	k_S (kg/cm ³)	k_V (kg/cm ³)
0	10.08	3.03	12.63	3.79	1.61	5.37
1	10.08	3.03	12.63	3.79		
2	10.08	3.03	12.63	3.79		
3	7.10	2.13	8.89	2.67		
4	7.10	2.13	8.89	2.67		
5	7.10	2.13	8.89	2.67		
6	7.10	2.13	8.89	2.67		
7	7.10	2.13	8.89	2.67		
8	7.10	2.13	8.89	2.67		
9	7.10	2.13	8.89	2.67		
10	7.10	2.13	8.89	2.67		
11	7.10	2.13	8.89	2.67		
12	7.10	2.13	8.89	2.67		
13	7.10	2.13	8.89	2.67		
14	7.10	2.13	8.89	2.67		
15	7.10	2.13	8.89	2.67		
16	7.39	2.22	9.25	2.77		
17	7.39	2.22	9.25	2.77		
18	7.39	2.22	9.25	2.77		

交通部運輸研究所

三、橋梁耐震能力評估-土壤彈簧

沉箱正面土壤彈簧相關參數

深度	垂直向			水平向		
	$K_{SVB}(t/m)$	上限值 (t)	$\delta(m)$	$K_H(t/m)$	上限值 (t)	$\delta(m)$
0	24201	0.00	0.00000	80671.58	68.08	0.000844
1	24201	0.98	0.00004	80671.58	106.27	0.001317
2	24201	1.95	0.00008	80671.58	148.08	0.001836
3	17043	2.93	0.00017	56810.97	193.51	0.003406
4	17043	3.91	0.00023	56810.97	242.56	0.00427
5	17043	4.89	0.00029	56810.97	295.23	0.005197
6	17043	5.86	0.00034	56810.97	351.53	0.006188
7	17043	6.84	0.00040	56810.97	411.45	0.007242
8	17043	7.82	0.00046	56810.97	474.98	0.008361
9	17043	8.79	0.00052	56810.97	542.14	0.009543
10	17043	9.77	0.00057	56810.97	612.92	0.010789
11	17043	10.75	0.00063	56810.97	687.32	0.012098
12	17043	11.73	0.00069	56810.97	765.35	0.013472
13	17043	12.70	0.00075	56810.97	846.99	0.014909
14	17043	13.68	0.00080	56810.97	932.26	0.01641
15	17043	14.66	0.00086	56810.97	1021.15	0.017974
16	17725	15.63	0.00088	59083.41	1113.66	0.018849
17	17725	16.61	0.00094	59083.41	1209.79	0.020476
18	17725	17.59	0.00099	59083.41	1309.54	0.022164

交通部運輸研究所

三、橋梁耐震能力評估-土壤彈簧

沉箱側面土壤彈簧相關參數

深度	垂直向			水平向		
	$K_{SVB}(t/m)$	上限值 (t)	$\delta(m)$	$K_H(t/m)$	上限值 (t)	$\delta(m)$
0	11363	0.00	0.00000	37877.35	34.04	0.00090
1	11363	0.49	0.00004	37877.35	53.14	0.00140
2	11363	0.98	0.00009	37877.35	74.04	0.00195
3	8002	1.47	0.00018	26674.19	96.76	0.00363
4	8002	1.95	0.00024	26674.19	121.28	0.00455
5	8002	2.44	0.00031	26674.19	147.62	0.00553
6	8002	2.93	0.00037	26674.19	175.76	0.00659
7	8002	3.42	0.00043	26674.19	205.72	0.00771
8	8002	3.91	0.00049	26674.19	237.49	0.00890
9	8002	4.40	0.00055	26674.19	271.4	0.01016
10	8002	4.89	0.00061	26674.19	306.46	0.01149
11	8002	5.37	0.00067	26674.19	343.66	0.01288
12	8002	5.86	0.00073	26674.19	382.67	0.01435
13	8002	6.35	0.00079	26674.19	423.50	0.01588
14	8002	6.84	0.00085	26674.19	466.13	0.01747
15	8002	7.33	0.00092	26674.19	510.57	0.01914
16	8322	7.82	0.00094	27741.16	556.83	0.02007
17	8322	8.31	0.00100	27741.16	604.89	0.02180
18	8322	8.79	0.00106	27741.16	654.77	0.02360

交通部運輸研究所

三、橋梁耐震能力評估-土壤彈簧

沉箱底面土壤彈簧相關參數

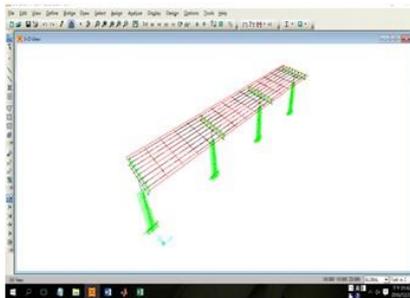
編號	$A_i(m^2)$	$K_{si}(tf/m)$	$A_i \times q_{u0}(tf)$	$\delta(m)$	$K_{sh}(tf/m)$	$R_{sh}(tf)$	$\delta(m)$
1	7.80	41827.42	10793.12	0.25804	12548.23	145.46	0.01159
2	9.54	51179.81	13206.41	0.25804	15353.94	177.98	0.01159
3	9.96	53421.85	13784.94	0.25804	16026.55	185.78	0.01159
4	9.54	51179.81	13206.41	0.25804	15353.94	177.98	0.01159
5	7.80	41827.42	10793.12	0.25804	12548.23	145.46	0.01159

交通部運輸研究所

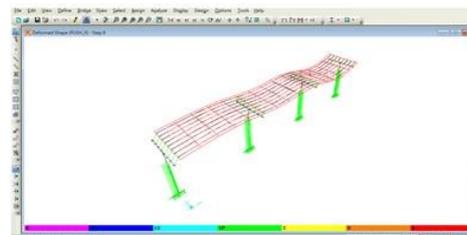
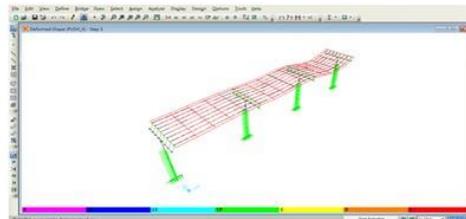
三、橋梁耐震能力評估-行車向

利用SAP2000非線性Link元素中之Multilinear Elastic模型定義雙線性土壤彈簧

橋柱破壞順序為：P4B, P5B → P4C, P5C，
 降伏地表加速度 $A_y=0.224g$ ，
 崩塌地表加速度 $A_c=0.401g$ 。



分析模型



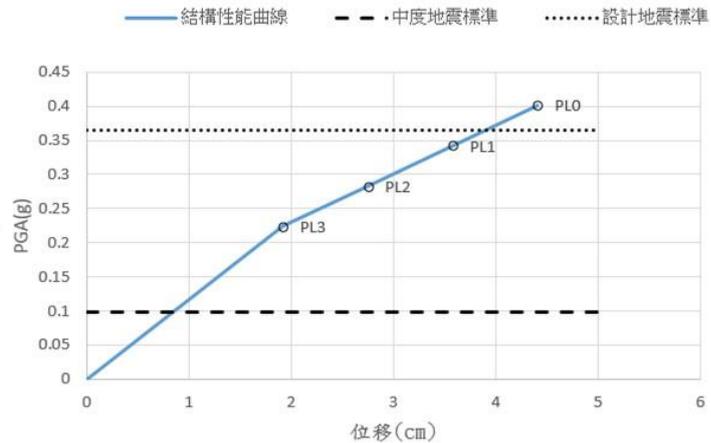
行車向側推分析結果

交通部運輸研究所

三、橋梁耐震能力評估-行車向

整體橋梁行車向各性能點PGA值

性能點	PGA(g)
PL3	0.224
PL2	0.283
PL1	0.342
PL0	0.401



PL3=0.224g > 中度地震PGA值0.098g

PL1=0.342g < 設計地震PGA值0.365g

需進行耐震補強

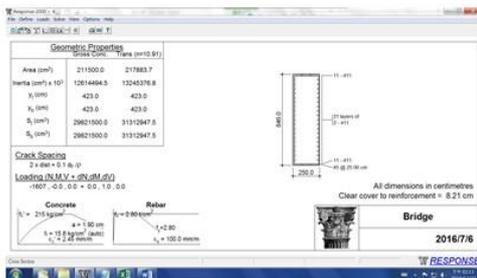
交通部運輸研究所

三、橋梁耐震能力評估-垂直行車向

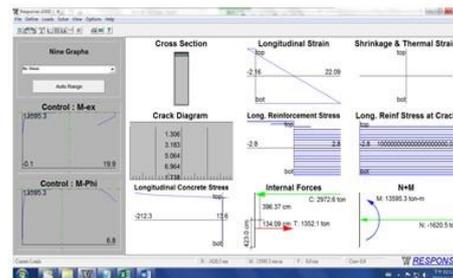
垂直行車向

墩柱彎矩曲率分析

將上述混凝土、鋼筋之應力應變關係及墩柱斷面
輸入至Response 2000軟體分析
柱軸力以靜力分析求得為1607噸



Response 2000斷面輸入



Response 2000分析結果

交通部運輸研究所

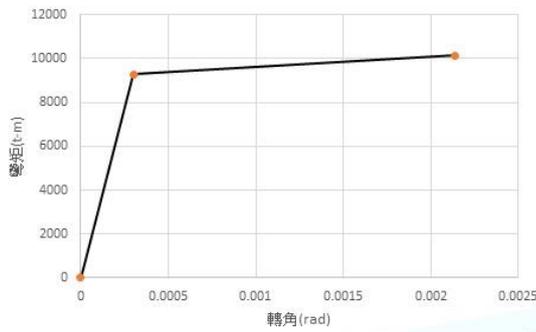
三、橋梁耐震能力評估-垂直行車向

彎矩-曲率關係

	彎矩 tonf-m	曲率 rad/km
原點	0	0
開裂點	7858	0.035
起始降伏點	10793	0.142
雙線性降伏點	12687	0.284
極限點	13595	2.867

墩柱彎矩轉角分析

	彎矩 Ton-m	轉角 rad
原點	0	0
開裂點	7858	0.000047
起始降伏點	10793	0.000189
雙線性降伏點	12687	0.000379
極限點	13595	0.00171

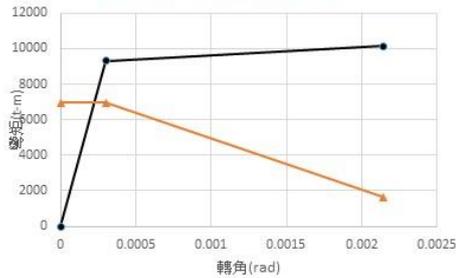


垂直行車向彎矩-轉角關係圖

交通部運輸研究所

三、橋梁耐震能力評估-垂直行車向

墩柱剪力強度分析



塑性鉸柱底SAP2000輸入資料

項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
A	0	0
B	6967	0
C	6967	0.000171
D	5644	0.000501
E	0	0.000501

本例塑性鉸破壞模式為「撓剪」破壞

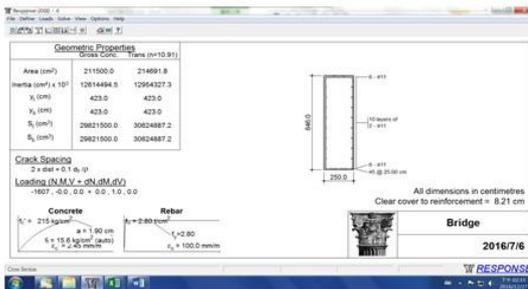
交通部運輸研究所

三、橋梁耐震能力評估-垂直行車向

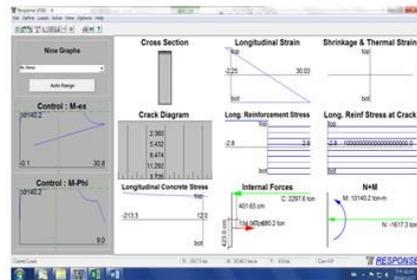
垂直行車向斷筋點

墩柱彎矩曲率分析

將上述混凝土、鋼筋之應力應變關係及墩柱斷面輸入至Response 2000軟體分析
柱軸力以靜力分析求得為1607噸



Response 2000斷面輸入



Response 2000分析結果

交通部運輸研究所

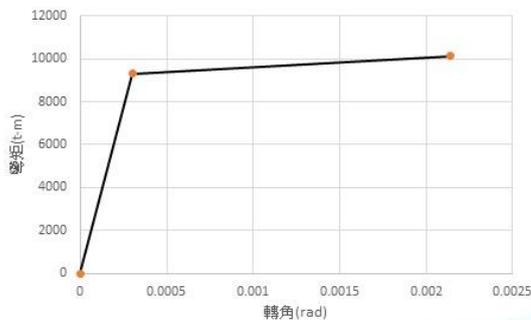
三、橋梁耐震能力評估-垂直行車向

彎矩-曲率關係

	彎矩 tonf-m	曲率 rad/km
原點	0	0
開裂點	7270	0.035
起始降伏點	8370	0.095
雙線性降伏點	9300	0.225
極限點	10140	3.815

墩柱彎矩轉角分析

	彎矩 Ton-m	轉角 rad
原點	0	0
開裂點	7270	0.000047
起始降伏點	8370	0.000127
雙線性降伏點	9300	0.0003
極限點	10140	0.002



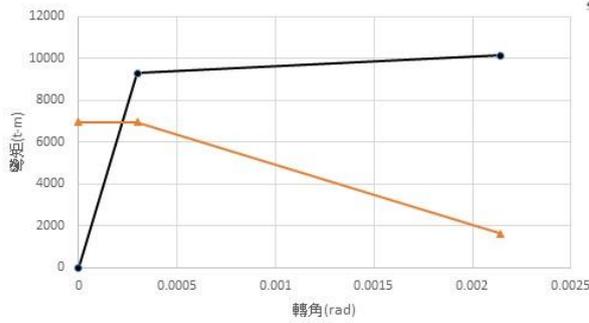
垂直行車向斷筋點彎矩-轉角關係圖

交通部運輸研究所

三、橋梁耐震能力評估-垂直行車向

墩柱剪力強度分析

塑性鉸斷筋點SAP2000輸入資料



項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
A	0	0
B	6967	0
C	6967	0.00008
D	4889	0.00074
E	0	0.00074

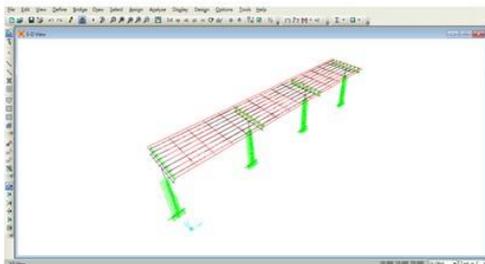
本例塑性鉸破壞模式為「撓剪」破壞

交通部運輸研究所

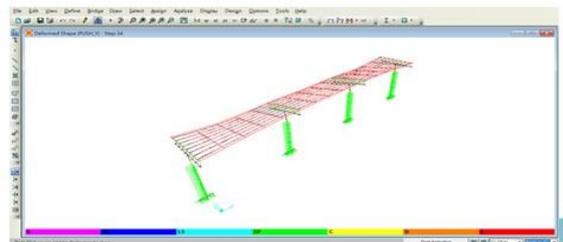
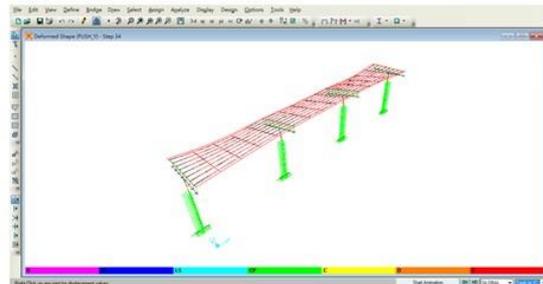
三、橋梁耐震能力評估-垂直行車向

利用SAP2000非線性Link元素中之Multilinear Elastic模型定義雙線性土壤彈簧

橋柱破壞順序為：P4B, P5B → P4C, P5C，
降伏地表加速度 $A_y=0.158g$ ，
崩塌地表加速度 $A_c=0.373g$ 。



分析模型



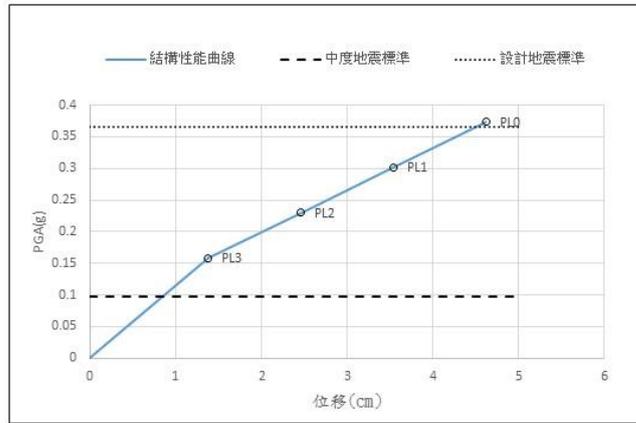
行車向側推分析結果

交通部運輸研究所

三、橋梁耐震能力評估-垂直行車向

整體橋梁行車向各性能點PGA值

性能點	PGA(g)
PL3	0.158
PL2	0.23
PL1	0.301
PL0	0.373



PL3=0.158g > 中度地震PGA值0.098g
 PL1=0.301g < 設計地震PGA值0.365g
 需進行耐震補強

交通部運輸研究所

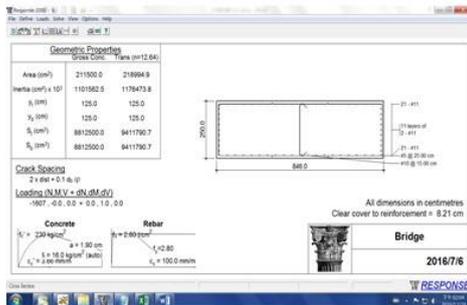
三、橋梁耐震能力評估-行車向鋼板補強

行車向鋼板補強

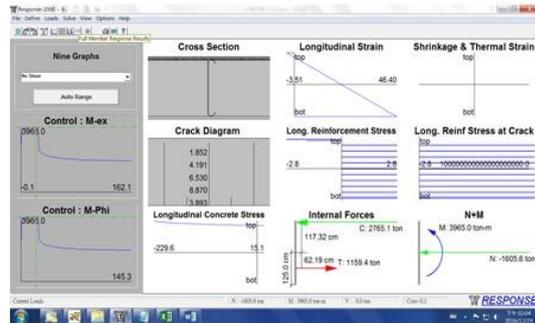
墩柱彎矩曲率分析

將鋼板補強後混凝土、鋼筋之應力應變關係及墩柱斷面
 輸入至Response 2000軟體分析
 柱軸力以靜力分析求得為1607噸

包覆鋼板10mm, 體積比為 ρ_s , 等於 $\frac{4t_j}{D}$, t_j : 包覆鋼板之厚度(cm), D : 包覆鋼板之直徑(cm)。



Response 2000斷面輸入



Response 2000分析結果

交通部運輸研究所

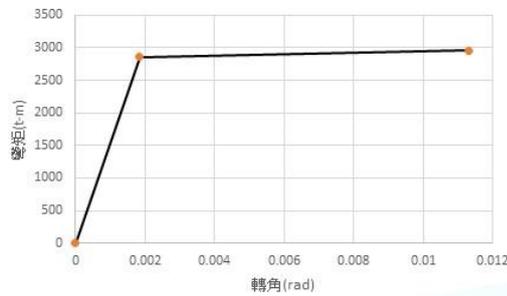
三、橋梁耐震能力評估-行車向鋼板補強

彎矩-曲率關係

	彎矩 tonf-m	曲率 rad/km
原點	0	0
開裂點	2251	0.12
起始降伏點	3404	0.64
雙線性降伏點	3864	1.842
極限點	3965	19.962

墩柱彎矩轉角分析

	彎矩 Ton-m	轉角 rad
原點	0	0
開裂點	2251	0.00016
起始降伏點	3404	0.000853
雙線性降伏點	3864	0.002456
極限點	3965	0.0117



垂直行車向彎矩-轉角關係圖

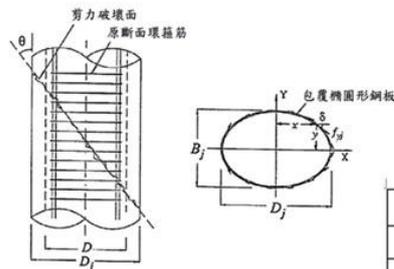
交通部運輸研究所

三、橋梁耐震能力評估-行車向鋼板補強

橢圓鋼板在強軸與弱軸之剪力計算強度 V_{sj}

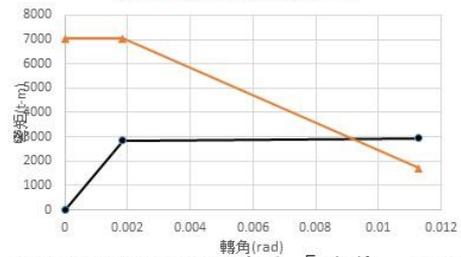
$$V_{sj} = 2f_{yj}t_jD_j \left[1 - \left(1 - \frac{\pi}{4} \frac{B_j}{D_j} \right) \cot \theta (\text{強軸}) \right]$$

$$V_{sj} = 2f_{yj}t_jB_j \left[1 - \left(1 - \frac{\pi}{4} \frac{D_j}{B_j} \right) \cot \theta (\text{弱軸}) \right]$$



包圍橢圓形鋼板剪力強度補強

墩柱剪力強度分析



本例塑性鉸破壞模式為「撓剪」破壞

塑性鉸柱底SAP2000輸入資料

項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
A	0	0
B	3864	0
C	3923	0.00542
D	3133	0.00679
E	0	0.00679

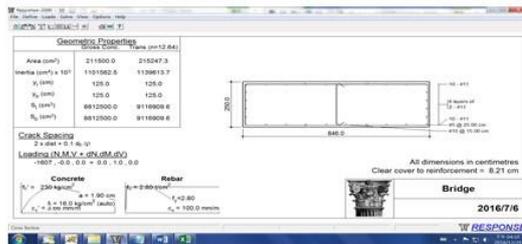
交通部運輸研究所

三、橋梁耐震能力評估-行車向鋼板補強

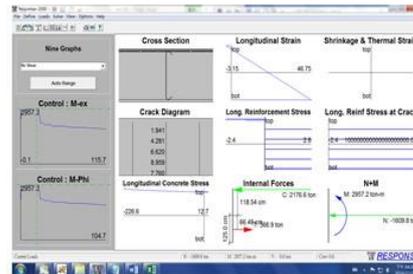
行車向鋼板補強斷筋點

墩柱彎矩曲率分析

將上述混凝土、鋼筋之應力應變關係及墩柱斷面輸入至Response 2000軟體分析
柱軸力以靜力分析求得為1607噸



Response 2000斷面輸入



Response 2000分析結果

交通部運輸研究所

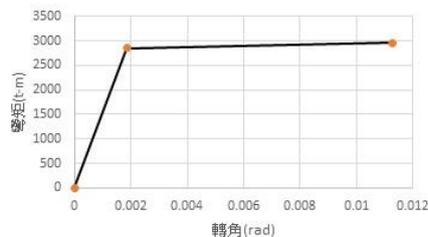
三、橋梁耐震能力評估-行車向鋼板補強

彎矩-曲率關係

	彎矩 tonf-m	曲率 rad/km
原點	0	0
開裂點	2136	0.12
起始降伏點	2587	0.52
雙線性降伏點	2856	1.384
極限點	2957	19.962

墩柱彎矩轉角分析

	彎矩 Ton-m	轉角 rad
原點	0	0
開裂點	圖表區	0.00016
起始降伏點	2587	0.000693
雙線性降伏點	2856	0.0018
極限點	2957	0.0113



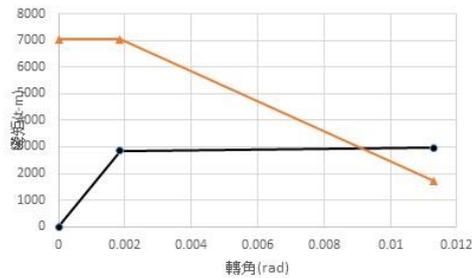
行車向鋼板補強斷筋點彎矩-轉角關係圖

交通部運輸研究所

三、橋梁耐震能力評估-行車向鋼板補強

塑性鉸斷筋點SAP2000輸入資料

墩柱剪力強度分析



項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
A	0	0
B	2856	0
C	2934	0.00733
D	2564	0.00799
E	0	0.00799

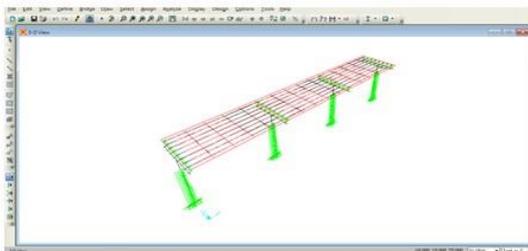
本例塑性鉸破壞模式為「撓剪」破壞

交通部運輸研究所

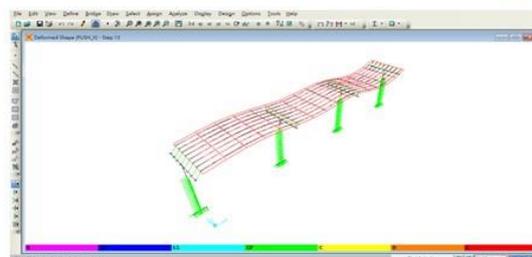
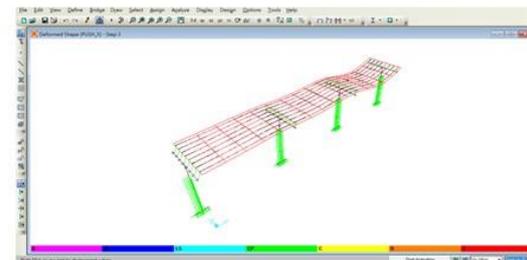
三、橋梁耐震能力評估-行車向鋼板補強

利用SAP2000非線性Link元素中之Multilinear Elastic模型定義雙線性土壤彈簧

橋柱破壞順序為：P4B, P5B → P4C, P5C，
 降伏地表加速度 $A_y=0.229g$ ，
 崩塌地表加速度 $A_c=0.53g$ 。



分析模型



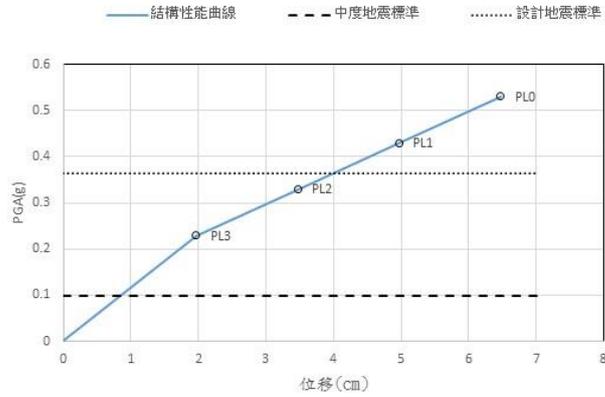
行車向側推分析結果

交通部運輸研究所

三、橋梁耐震能力評估

整體橋梁行車向各性能點PGA值

性能點	PGA(g)
PL3	0.229
PL2	0.329
PL1	0.43
PL0	0.53



PL3=0.229g > 中度地震PGA值0.098g

PL1=0.43g > 設計地震PGA值0.365g

OK!

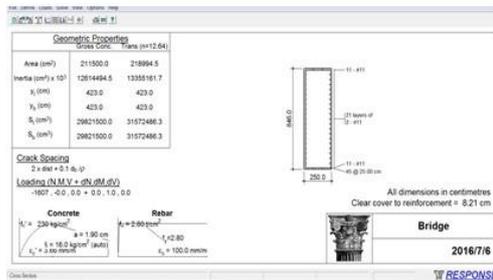
交通部運輸研究所

三、橋梁耐震能力評估-垂直行車向鋼板補強

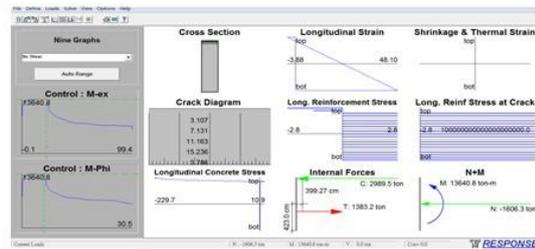
垂直行車向鋼板補強

墩柱彎矩曲率分析

將上述混凝土、鋼筋之應力應變關係及墩柱斷面
輸入至Response 2000軟體分析
柱軸力以靜力分析求得為1607噸



Response 2000斷面輸入



Response 2000分析結果

交通部運輸研究所

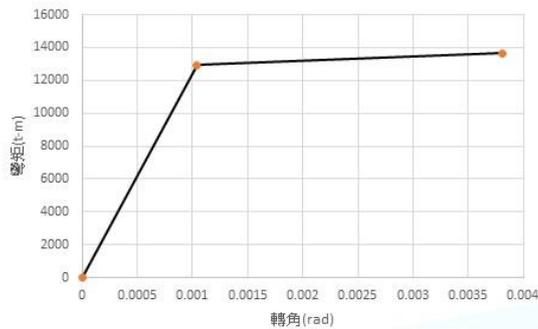
三、橋梁耐震能力評估-垂直行車向鋼板補強

彎矩-曲率關係

	彎矩 tonf-m	曲率 rad/km
原點	0	0
開裂點	7559	0.035
起始降伏點	10562	0.142
雙線性降伏點	12926	0.78
極限點	13640	6.145

墩柱彎矩轉角分析

	彎矩 Ton-m	轉角 rad
原點	0	0
開裂點	7558	0.000047
起始降伏點	10562	0.000189
雙線性降伏點	12926	0.00104
極限點	13640	0.0038

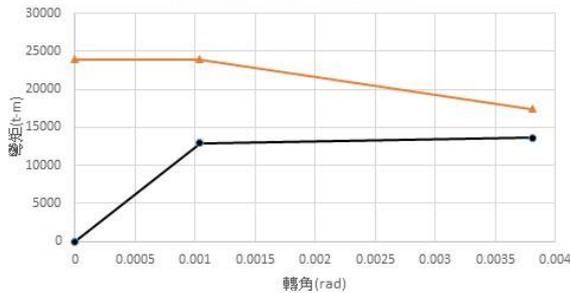


垂直行車向彎矩-轉角關係圖

交通部運輸研究所

三、橋梁耐震能力評估-垂直行車向鋼板補強

墩柱剪力強度分析



塑性鉸柱底SAP2000輸入資料

項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
A	0	0
B	12926	0
C	13640	0.00276
D	13640	0.00276
E	0	0.00276

本例塑性鉸破壞模式為「撓曲」破壞

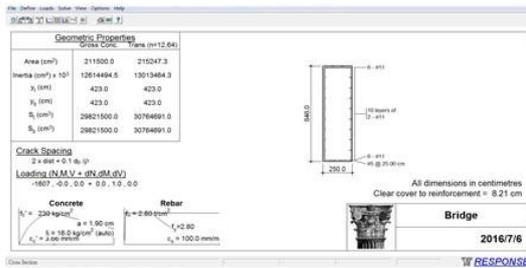
交通部運輸研究所

三、橋梁耐震能力評估-垂直行車向鋼板補強

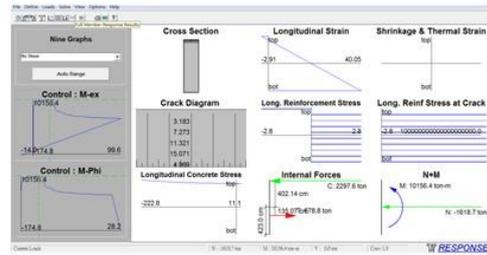
垂直行車向鋼板補強斷筋點

墩柱彎矩曲率分析

將上述混凝土、鋼筋之應力應變關係及墩柱斷面輸入至Response 2000軟體分析
柱軸力以靜力分析求得為1607噸



Response 2000斷面輸入



Response 2000分析結果

交通部運輸研究所

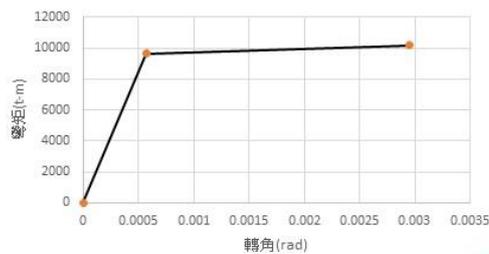
三、橋梁耐震能力評估-垂直行車向鋼板補強

彎矩-曲率關係

	彎矩 tonf-m	曲率 rad/km
原點	0	0
開裂點	7184	0.035
起始降伏點	8398	0.106
雙線性降伏點	9657	0.426
極限點	10156	5.078

墩柱彎矩轉角分析

	彎矩 Ton-m	轉角 rad
原點	0	0
開裂點	7184	0.000047
起始降伏點	8398	0.000141
雙線性降伏點	9657	0.000568
極限點	10156	0.00295

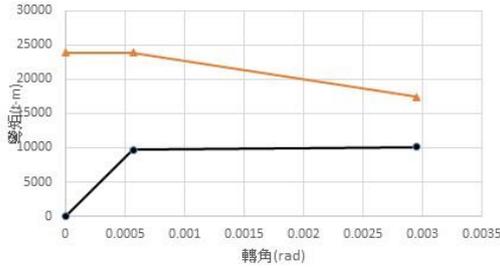


行車向鋼板補強斷筋點彎矩-轉角關係圖

交通部運輸研究所

三、橋梁耐震能力評估-垂直行車向鋼板補強

墩柱剪力強度分析



塑性鉸斷筋點SAP2000輸入資料

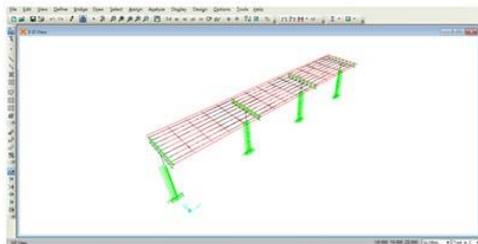
項次	彎矩(ton-m)	塑性轉角
A	0	0
B	9657	0
C	10156	0.002382
D	10156	0.002382
E	0	0.002382

本例塑性鉸破壞模式為「撓曲」破壞

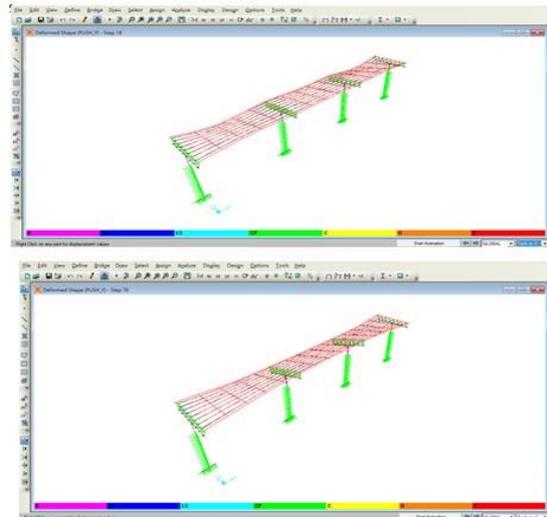
三、橋梁耐震能力評估-垂直行車向鋼板補強

利用SAP2000非線性Link元素中之Multilinear Elastic模型定義雙線性土壤彈簧

橋柱破壞順序為：P4B, P5B → P4C, P5C
降伏地表加速度 $A_y=0.29g$ ，
崩塌地表加速度 $A_c=0.616g$ 。



分析模型

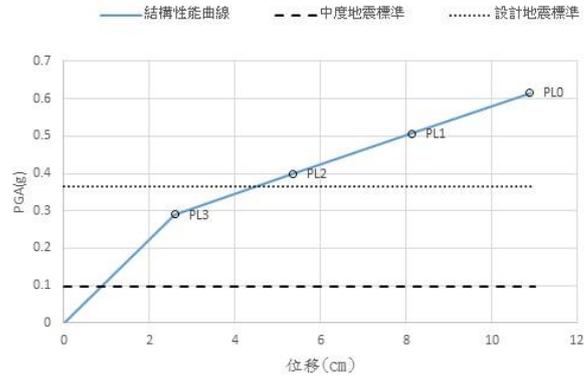


行車向側推分析結果

三、橋梁耐震能力評估-垂直行車向鋼板補強

整體橋梁行車向各性能點PGA值

性能點	PGA(g)
PL3	0.29
PL2	0.399
PL1	0.507
PL0	0.616



PL3=0.29g > 中度地震PGA值0.098g
 PL1=0.507g > 設計地震PGA值0.365g **Ok!**

四、橋梁耐震與耐洪分析資料管理模組擴充

1. 結構設計單位備妥橋梁模型
 mdb檔，與各項需上傳圖說檔

2. 選擇上傳參數資料模組，上傳
 對應檔案。



四、橋梁耐震與耐洪分析資料管理模組擴充

3. 系統將根據所上傳之結構模型檔案自動帶入相關欄位資料，不足之處需由設計單位補充填入。

橋梁基本資料		
橋梁名稱	本案例橋梁	
TBS 橋梁編號		
TELES 橋梁編號		
橋梁基礎型式	沉箱基礎	
橋梁跨徑/孔流線	請選擇	
橋梁編號	P27	

橋梁模型及施工圖上傳成功!

目前填寫的資料是橋墩(P2)

請輸入下方資料，完成後請按下下方欄位上傳!

共同資料			橋基礎		
編號	請輸入	備註	編號	請輸入	備註
T1	橋梁結構件名稱	deck	B1	沉箱高度	20 (m)
T2	橋梁結構件名稱	008.PDF	B2	沉箱寬度(B)	12 (m)
T3	橋墩柱數量	2	B3	沉箱高度(D)	8.2 (m)
T4	上部荷重	40 (ton)	B4	沉箱寬度	8.9 (m)
T5	橋墩重量	1164 (ton)	B5	沉箱全部面積	10.4 (m ²)
T6	橋墩跨徑	35 (m)	B6	沉箱內側面面積	29 (m ²)
T7	沉箱頂面橋墩高度	20 (m)	B7	沉箱內側面面積	2.6 (m ²)
T8	橋墩柱高度	7 (m)	B8	沉箱停止建築高度(C)	2 (m)
T9	橋墩柱寬度	120 (m)	B9	沉箱停止建築面積	46 (m ²)
T10	橋墩柱斷面積	8150 (m ²)	B10	沉箱停止建築高度(F)	2.5 (m)
T11	沉箱土單位重	2.4 (t/m ³)	B11	沉箱土單位重(kg)	0.153
T12	不透風阻係數	0.85 (m)	B12	沉箱土單位重(kg)	0.126
T13	橋墩水流作用力常數	0.7	B13	沉箱基礎寬度之附加寬度(M)	0.022
T14	橋墩水流作用力常數(電磁阻礙)	0.7	B14	沉箱基礎寬度之附加寬度(M)	0.077
			B15	沉箱基礎寬度之附加寬度(M ₂)	0.129
			B16	沉箱基礎寬度之附加寬度(M ₃)	0.41
			B17	沉箱基礎寬度之附加寬度(M ₄)	0.794
			B18	沉箱水流作用力常數	0.7

資料已輸入之橋墩		表單完成請按按鈕	
更新日期	橋墩編號	確認上傳	清除並重新填寫
2014/03/03	P1		

交通部運輸研究所 73

四、橋梁耐震與耐洪分析資料管理模組擴充

4. 確認完成輸入後，可點選確認上傳按鈕。

7/abc/uploadpage.aspx

橋梁模型及施工圖上傳成功!

請輸入下方資料，完成後請按下下方欄位上傳!

共同資料			橋基礎		
編號	請輸入	備註	編號	請輸入	備註
T1	橋梁結構件名稱	ASEC2	A1	基礎結構件名稱	FSEC2
T2	橋墩柱結構件名稱	FSEC2	A2	橋墩底部橋墩結構件名稱	ASEC2
T3	橋墩柱數量	1	A3	橋墩底部橋墩長度	10 (m)
T4	上部荷重	150 (ton)	A4	橋墩底部橋墩寬度	8 (m)
T5	橋墩重量	1680 (ton)	A5	基礎數量	8
T6	沉箱頂面橋墩高度	2 (m)	A6	基礎群體橋墩高度	160 (m)
T7	橋墩跨徑	30 (m)	A7	最外側基礎群體橋墩外側距離	1.5 (m)
T8	橋墩柱高度	26 (m)	A8	橋墩底部橋墩高度	200 (m)
T9	橋墩柱寬度	2 (m)	A9	基礎寬度	200 (m)
T10	橋墩柱斷面積	50 (m ²)	A10	基礎長度	258 (m)
T11	沉箱土單位重	2.4 (t/m ³)	A11	橋墩水流作用力常數	1.4
T12	不透風阻係數	0.85 (m)	A12	基礎水流作用力常數	0.7
T13	橋墩水流作用力常數	0.7			

資料已輸入之橋墩

更新日期 橋墩編號
2014/03/03 P1

表單完成請按按鈕

確認上傳 清除並重新填寫

請按下一條

*欲刪除 已上傳之資料可按下刪除鍵

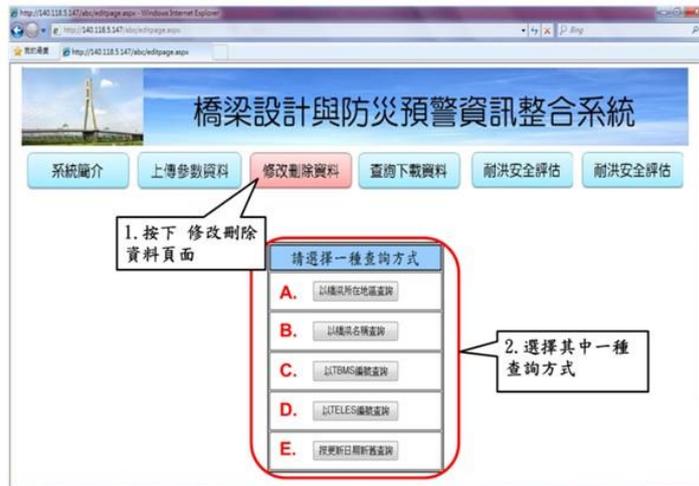
2. 按下確認上傳 (即完成一座橋墩資料輸入)

1. 確認表單無誤且無漏填

交通部運輸研究所 74

四、橋梁耐震與耐洪分析資料管理模組擴充

5. 修改刪除資料模組，提供橋梁管理單位針對已輸入之橋梁設計參數資料進行修改與刪除。



交通部運輸研究所 75

四、橋梁耐震與耐洪分析資料管理模組擴充

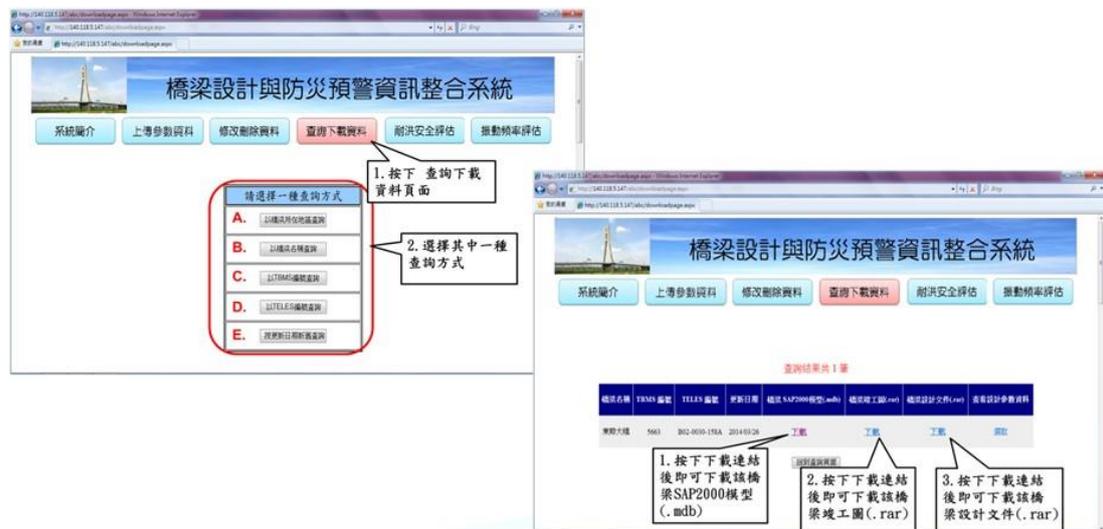
6. 查詢成功後，按下修改設計參數或修改Ay、Ac頁面連結後，使用者可進行資料修改或刪除。



交通部運輸研究所 76

四、橋梁耐震與耐洪分析資料管理模組擴充

7. 查詢下載資料模組，提供橋梁管理單位針對已輸入之橋梁設計參數資料進行下載，並可使用結構模型重新分析。



四、橋梁耐震與耐洪分析資料管理模組擴充

8. 可點選連結下載橋梁SAP2000模型，下載完成檔案為(.mdb)格式，接著開啟SAP2000軟體，在軟體工具列中選擇File/Import/SAP2000 MS Access Database.mdb File，匯入橋梁結構模型



四、橋梁耐震與耐洪分析資料管理模組擴充

9. 結構設計單位即可以所匯入之結構模型重新進行分析。



匯入橋梁結構模型

四、橋梁耐震與耐洪分析資料管理模組擴充



耐洪安全評估頁面

系統將先自動更新河川資訊(水位、流速與沖刷深度)，接著計算橋梁耐洪安全係數

即時

請選擇河川流域及橋梁

河川流域: 淡水河
橋梁名稱: 瑞豐大橋

1. 按下即時評估頁面

2. 下拉選單選擇河川流域及橋梁

請選擇河川流域及橋梁

瑞豐大橋 (耐洪安全評估-即時)
TEL: 02-0110-0640

橋梁名稱	河川流域及橋梁名稱	橋梁編號	水位(m)	流速(m/s)	冲刷深度(m)	Fs (耐洪安全係數)	耐洪安全狀態	查詢/打印參數
瑞豐大橋	04-28 11:00	P01	0.8	0.2	1.8	8.568	安全	查詢
瑞豐大橋	04-28 11:00	P02	0.8	0.2	1.8	8.568	安全	查詢
瑞豐大橋	04-28 11:00	P03	0.8	0.2	1.8	8.568	安全	查詢
瑞豐大橋	04-28 11:00	P04	0.8	0.2	1.8	8.568	安全	查詢
瑞豐大橋	04-28 11:00	P05	0.8	0.2	1.8	8.568	安全	查詢
瑞豐大橋	04-28 11:00	P06	0.8	0.2	1.8	8.568	安全	查詢
瑞豐大橋	04-28 11:00	P07	0.8	0.2	1.8	8.568	安全	查詢
瑞豐大橋	04-28 11:00	P08	0.8	0.2	1.8	8.568	安全	查詢
瑞豐大橋	04-28 11:00	P09	0.8	0.2	1.8	8.568	安全	查詢
瑞豐大橋	04-28 11:00	P10	0.8	0.2	1.8	8.568	安全	查詢
瑞豐大橋	04-28 11:00	P11	0.8	0.2	1.8	8.568	安全	查詢
瑞豐大橋	04-28 11:00	P12	0.8	0.2	1.8	8.568	安全	查詢
瑞豐大橋	04-28 11:00	P13	0.8	0.2	1.8	8.568	安全	查詢
瑞豐大橋	04-28 11:00	P14	0.8	0.2	1.8	8.568	安全	查詢
瑞豐大橋	04-28 11:00	P15	0.8	0.2	1.8	8.568	安全	查詢

各橋墩FS(安全係數)

3. 按下選取後跳窗顯示各橋墩參數資料

* FS (耐洪安全係數): ● 危險 < 1.5; ● 警備 1.5-2; ● 詳察 > 2; ● 安全 > 3以上

橋梁耐洪安全評估計算(即時)

簡報完畢
謝謝各位

交通部運輸研究所 83