

106-004-7906

MOTC-IOT-105-H1DB001a

橋梁耐震能力與檢測評估分析 模式之建立研究(2/2)



交通部運輸研究所

中華民國 106 年 3 月

106-004-7906

MOTC-IOT-105-H1DB001a

橋梁耐震能力與檢測評估分析 模式之建立研究(2/2)

著者：林雅雯、謝明志、賴瑞應、鄭明淵
廖國偉、吳育偉

交通部運輸研究所

中華民國 106 年 3 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

橋梁耐震能力與檢測評估分析模式之建立研究. (2/2) / 林雅雯等著. -- 初版. -- 臺北市：交通部運研所，民106.03
面；公分
ISBN 978-986-05-1920-4(平裝)

1. 橋樑工程

441.8

106002146

橋梁耐震能力與檢測評估分析模式之建立研究(2/2)

著者：林雅雯、謝明志、賴瑞應、鄭明淵、廖國偉、吳育偉

出版機關：交通部運輸研究所

地址：10548 臺北市敦化北路 240 號

網址：www.ihmt.gov.tw (中文版>中心出版品)

電話：(04)26587132

出版年月：中華民國 106 年 3 月

印刷者：

版(刷)次冊數：初版一刷 70 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所臺灣技術研究中心網站

定價：350 元

展售處：

交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880

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

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

GPN：1010600301

ISBN：978-986-05-1920-4 (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。

橋梁耐震能力與檢測評估分析模式之建立研究
(2/2)

交通部運輸研究所

GPN : 1010600301
定價 350 元

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：橋梁耐震能力與檢測評估分析模式之建立研究(2/2)			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN 978-986-05-1920-4 (平裝)	政府出版品統一編號 1010600301	運輸研究所出版品編號 106-004-7906	計畫編號 105-H1DB001a
本所主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計畫主持人：林雅雯 聯絡電話：04-26587191 傳真號碼：04-26564418		合作研究單位：國立臺灣科技大學 計畫主持人：鄭明淵 協同主持人：廖國偉、吳育偉 研究人員：郭佑綱 地址：臺北市大安區基隆路 4 段 43 號 聯絡電話：(02)2737-6663	
研究期間 自 105 年 02 月 至 105 年 11 月			
關鍵詞：耐震能力評估、橋梁振動頻率、沖刷、防災			
<p>摘要：</p> <p>橋梁為台灣地區連絡河流兩岸之重要交通工程設施，然而因地理環境因素常面臨地震、颱風、豪雨等外在威脅。一旦發生大規模災害時，若橋梁發生倒塌或中斷，將造成人員傷亡。因此，對現有橋梁進行全面檢測勢在必行。有鑑於此，過去研究中已發展「橋梁通阻檢測分析模式」，應用地表震動分析，進行地震模擬，求得台灣各區域地表加速度分布情形，再依橋梁現況診斷推估在不同地震強度下之損壞機率。本計畫進一步擴充過去研究中「橋梁耐震側推分析模式」側推分析案例數量，並更新擴充「人工智慧耐震能力推論模式」案例資料庫，持續更新推論模式，以提高橋梁耐震能力預測之準確性。另外，為提升「移動式振動檢測模式」實用性，將藉由現地振動訊號量測分析及驗證，探討橋梁封閉後是否開放通行判斷之標準，以利未來橋管單位應用於地震或沖刷災害封橋後開放通行判斷決策之參考。最後擴充防災應變實務應用之橋梁地震防災決策支援網頁、橋梁資料自動更新機制、防災地圖及橋梁災情回報系統，以符合橋梁管理單位防災應變實務應用需要。</p> <p>成果效益與應用情形：</p> <p>在施政上，本研究可 provide 橋梁管理單位於災前評估橋梁地震損壞潛勢，並依此進行維修補強。在實務上，可在災後應用移動式振動檢測，評估橋梁是否可開放通行。</p>			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
106 年 03 月	341	350	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。
<p>機密等級：</p> <p><input type="checkbox"/>密 <input type="checkbox"/>機密 <input type="checkbox"/>極機密 <input type="checkbox"/>絕對機密</p> <p>（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）</p> <p><input checked="" type="checkbox"/>普通</p>			
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: Bridge Seismic Assessment and Analysis Model(2/2)			
ISBN(OR ISSN) ISBN 978-986-05-1920-4 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010600301	IOT SERIAL NUMBER 106-004-7906	PROJECT NUMBER 105-H1DB001a
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: Lin Ya-Wen PHONE: (04) 26587191 FAX: (04) 26564418			PROJECT PERIOD FROM February 2016 TO November 2016
RESEARCH AGENCY: National Taiwan University of Science and Technology , Ecological and Hazard Mitigation Engineering Research Center PRINCIPAL INVESTIGATOR: Cheng Min-Yuan PROJECT STAFF: Guo-Wei Liao, Yu-Wei Wu ADDRESS: #43 , Sec.4 , Keelung Rd. , Taipei , 106 , Taiwan , R.O.C PHONE: (02)2737-6663			
KEY WORDS: Seismic Assessment, Pier Vibration Frequency, Scour, Disaster Prevention			
<p>ABSTRACT:</p> <p>Bridges are a vital and significant component of Taiwan's transportation infrastructure. Therefore, regular and comprehensive inspections of existing bridges are necessary to prevent damage, traffic disruption, reducing earthquake-related damage and casualties. However, due to the large number of bridges in Taiwan, the time and budget required to perform traditional structural analyses (preliminary assessment, detailed analysis) on every bridge to calculate yield acceleration (A_y) and collapse acceleration (A_c) values are so impractical. The decision-making is significant for the bridge disaster prevention and rescuing in Taiwan.</p> <p>This study aimed to improve vibration-measuring model, bridge push over model, artificial intelligence prediction model and extend push over historical cases to increase prediction accuracy. In addition, in order to enhance the reliability of vibration-measuring model, the frequency change ratio between before and post earthquake or scour disaster was compared. Therefore, the management units could determine the bridge blockage actions based on the vibration data, material degradation assessment and earthquake damage potential detection at online web site.</p> <p>BENEFITS AND APPLICATIONS:</p> <p>The bridge management department can refer to the earthquake similarity results for bridge maintenance policy-making. In the vibration-measuring model could be used to determine the bridge status.</p>			
DATE OF PUBLICATION March 2017	NUMBER OF PAGES 341	PRICE 350	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.			

橋梁耐震能力與檢測評估分析模式之建立研究 (2/2)

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
目錄	III
圖目錄	VII
表目錄	XIV
第一章 研究計畫之背景及目的	1-1
1.1 計畫背景分析	1-1
1.2 計畫目的	1-5
1.3 研究範圍與對象	1-5
1.4 研究內容與工作項目	1-5
1.5 研究流程	1-7
第二章 文獻回顧	2-1
2.1 橋梁通阻檢測分析模式建立之研究	2-1
2.2 移動式橋梁振動檢測及訊號分析與傳輸通報系統	2-5
2.3 橋梁振動檢測儀器介紹	2-8
2.4 橋墩基礎裸露與橋梁結構振動關係	2-11
2.5 小結	2-12
第三章 移動式振動檢測模式驗證	3-1
3.1 移動式振動檢測模式驗證	3-1
3.1.1 橋梁檢測與承載評定之文獻回顧	3-2
3.1.2 移動式非破壞性振動檢測可行性評估	3-3

3.1.3	現地試驗結果	3-11
3.1.3.1	量測的頻率是否穩定	3-11
3.1.3.2	橋梁狀態是否可以藉由頻率的變化得知	3-13
3.1.3.3	移動式量測中橋面板所取的頻率之分析 ...	3-18
3.1.3.4	橋址處地表面頻率之量測	3-19
3.1.4	本計畫建議之標準量測施作流程	3-20
3.2	洪水與地震安全臨界頻率	3-26
3.2.1	地震載重下之安全臨界頻率	3-26
3.2.2	洪水載重下之安全臨界頻率	3-27
第四章	橋梁耐震側推分析模式	4-1
4.1	新增橋梁耐震側推分析模式分析案例	4-1
4.2	分析流程與相關參數	4-3
4.2.1	選定橋梁之基本資訊	4-3
4.2.2	結構斷面性質	4-4
4.2.3	結構模型之建立	4-8
4.3	材料劣化評估	4-10
4.3.1	環境參數	4-11
4.3.2	腐蝕	4-11
4.3.3	鋼筋之力學性質	4-17
4.3.4	混凝土力學性質	4-20
4.3.4.1	保護層混凝土	4-20
4.3.4.2	核心混凝土	4-23
4.4	SAP2000橋梁結構模型之模擬	4-31
4.4.1	載重	4-31
4.4.2	土壤模擬	4-33

4.5	塑鉸設定	4-43
4.5.1	彎矩曲率分析	4-44
4.5.2	破壞模式分析	4-46
4.5.3	SAP2000 塑性鉸性質輸入	4-57
4.6	耐震能力評估	4-60
4.6.1	側推分析結果	4-60
4.6.2	地表最大加速度(PGA)之計算	4-62
4.6.3	Ay、Ac 計算	4-66
4.6.4	案例分析	4-73
4.6.4.1	尖山大橋分析結果	4-73
4.6.4.2	名竹大橋分析結果	4-75
4.6.4.3	北港大橋分析結果	4-79
4.7	耐洪能力評估	4-82
4.7.1	洪水載重	4-82
4.7.2	容量、需求以及臨界頻率	4-83
4.7.2.1	容量	4-83
4.7.2.2	需求	4-85
4.7.2.3	臨界頻率	4-86
4.7.3	案例分析	4-87
4.7.3.1	尖山大橋分析報告	4-87
4.7.3.2	名竹大橋分析報告	4-89
4.7.3.3	北港大橋分析報告	4-90
第五章	人工智慧推論模式精進	5-1
5.1	橋梁耐震能力人工智慧推論模式	5-1
5.1.1	新增案例庫	5-3

5.1.2	建置人工智慧橋梁耐震能力推論模式	5-4
5.1.3	橋梁耐震能力推論	5-10
5.2	橋梁耐震臨界頻率比值推論模式.....	5-13
5.2.1	建置橋梁耐震有限元素模型	5-14
5.2.2	橋梁耐震側推分析	5-18
5.2.3	定義橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)	5-22
5.2.4	確立Rec影響因子	5-23
5.2.5	建置Rec推論模式	5-48
5.3	橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式.....	5-53
5.3.1	建置橋梁耐洪有限元素模型	5-54
5.3.2	橋梁耐洪側推分析	5-55
5.3.3	定義橋梁耐洪臨界頻率比值(Rsc).....	5-60
5.3.4	確立Rsc影響因子	5-62
5.3.5	建立Rsc推論模式	5-73
5.4	橋梁地震防災決策支援.....	5-76
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	期中報告意見處理情形.....	附錄1-1
附錄二	期末報告意見處理情形.....	附錄2-1
附錄三	期末報期末簡報資料.....	附錄3-1

圖目錄

圖1.1 研究流程.....	1-7
圖2.1 橋梁通阻檢測分析模式架構圖.....	2-2
圖2.2 臺灣地區建議之移動式振動檢測模式流程圖.....	2-6
圖2.3 速度計 ^[25]	2-9
圖2.4 加速度計內部構造 ^[25]	2-9
圖2.5 速度計內部構造 ^[25]	2-9
圖2.6 速度計之單獨(左)或多台(右)使用 ^[25]	2-10
圖3.1 南雲大橋墩柱9到墩柱16之立面圖.....	3-4
圖3.2 南雲大橋9號墩柱沖刷現況.....	3-4
圖3.3 南雲大橋墩柱14沖刷現況.....	3-5
圖3.4 南雲大橋河床處的傅氏頻譜.....	3-19
圖3.5 南雲大橋河岸處的傅氏頻譜.....	3-20
圖3.6 速度計上之電源線、網路傳輸線與GPS連接線孔槽.....	3-20
圖3.7 以備用電源供應筆電與速度計之電力.....	3-21
圖3.8 速度計上LED燈之檢核.....	3-22
圖3.9 球心基座之定平設計-後視圖.....	3-23
圖3.10 球心基座之定平設計-俯視圖.....	3-23
圖3.11 球心基座圖.....	3-24
圖3.12 各沖刷深度下之側推分析結果示意圖.....	3-28
圖3.13 橋梁耐洪能力之容量曲線示意圖.....	3-28
圖3.14 橋梁耐洪能力容量曲線圖建構之結果圖.....	3-29
圖3.15.a 各沖刷深度下之需求曲線示意圖.....	3-30
圖3.15.b 各沖刷深度下之需求與容量連線示意圖.....	3-30
圖3.16 決定受損頻率示意圖.....	3-31

圖4.1 本計畫規劃建置側推分析模式流程圖(1).....	4-2
圖4.2 本計畫規劃建置側推分析模式流程圖(2).....	4-3
圖4.3 分析流程圖.....	4-4
圖4.4 南雲大橋地理位置.....	4-5
圖4.5 南雲大橋現況.....	4-5
圖4.6 南雲大橋之河流斷面.....	4-5
圖4.7 橋台A1以及A2 之斷面.....	4-6
圖4.8 橋墩P1 至 P22 之斷面.....	4-6
圖4.9 橋面板及梁之斷面.....	4-7
圖4.10 沉箱之斷面.....	4-7
圖4.11 SAP2000所建立之南雲大橋結構模型.....	4-8
圖4.12 SAP2000所建立 南雲大橋之結構3D土壤模型.....	4-9
圖4.13 橋墩縱向鋼筋中性化開始時間之計算.....	4-13
圖4.14 橋墩橫向鋼筋中性化開始時間之計算.....	4-13
圖4.15 沉箱內部縱向鋼筋中性化開始時間之計算.....	4-13
圖4.16 沉箱外部縱向鋼筋中性化開始時間之計算.....	4-14
圖4.17 沉箱橫向鋼筋中性化開始時間之計算.....	4-14
圖4.18 握裹滑移之應力應變關係.....	4-18
圖4.19 鋼筋完美握裹下各腐蝕百分比之應力應變關係曲線.....	4-19
圖4.20 考慮握裹折減效應下鋼筋各腐蝕百分比之應力應變關係曲線.....	4-19
圖4.21 混凝土與鋼筋腐蝕相互影響示意圖.....	4-22
圖4.22 有握裹折減效應之橋墩保護層混凝土應力應變曲線.....	4-22
圖4.23 有握裹折減效應之沉箱保護層混凝土應力應變曲線.....	4-23
圖4.24 圍束與未圍束混凝土單向載重之應力應變模型.....	4-24
圖4.25 圓形箍筋之有效圍束核心.....	4-25

圖4.26 圓形中空圍束混凝土.....	4-26
圖4.27 中空圓形箍筋之有效圍束核心.....	4-27
圖4.28 中空圓形圍束混凝土之力平衡.....	4-28
圖4.29 橋墩核心混凝土之應力應變曲線.....	4-30
圖4.30 沉箱核心混凝土之應力應變曲線.....	4-30
圖4.31 以均佈載重模擬南雲大橋橋面板之重量.....	4-31
圖4.32 以集中載重考量鄰近跨度之橋梁.....	4-32
圖4.33 USCS土壤分類.....	4-34
圖4.34 基礎形狀的寬度和長度關係.....	4-34
圖4.35 計算土壤各方向地盤反力係數之方程式.....	4-35
圖4.36 沉箱基礎分析模式.....	4-35
圖4.37 水平向雙線性彈簧性質.....	4-36
圖4.38 設置於沉箱之水平彈簧.....	4-37
圖4.39 垂直雙線性彈簧之性質.....	4-38
圖4.40 基礎底部形狀影響因素.....	4-38
圖4.41 支承力因素.....	4-39
圖4.42 底部斷面分割之面積.....	4-39
圖4.43 設置於沉箱底部之垂直彈簧.....	4-39
圖4.44 雙線性摩擦阻力彈簧之性質.....	4-40
圖4.45 各基礎形狀之摩擦角與有效凝聚力.....	4-40
圖4.46 沉箱底部表面提供之最大摩擦力.....	4-41
圖4.47 SAP2000南雲大橋的彈簧配置圖.....	4-41
圖4.48 SAP2000南雲大橋模型之彈簧性質.....	4-42
圖4.49 橋墩之彎矩曲率關係.....	4-45
圖4.50 沉箱之彎矩曲率關係.....	4-46

圖4.51 剪力破壞模式.....	4-47
圖4.52 撓剪破壞模式.....	4-47
圖4.53 撓曲破壞模式.....	4-47
圖4.54 鋼筋混凝土之剪力強度關係圖.....	4-49
圖4.55 使用於第二次側推分析中撓曲行為之判定.....	4-50
圖4.56 橋墩彎矩轉角之模型.....	4-52
圖4.57 沉箱彎矩轉角之模型.....	4-52
圖4.58 橋墩剪力轉換之模型.....	4-53
圖4.59 沉箱剪力轉換之模型.....	4-53
圖4.60 沉箱鋼筋未腐蝕之破壞模式.....	4-54
圖4.61 沉箱鋼筋腐蝕10%之破壞模式.....	4-54
圖4.62 橋墩鋼筋未腐蝕之破壞模式.....	4-55
圖4.63 橋墩鋼筋腐蝕10%之破壞模式.....	4-55
圖4.64 於X方向和Y方向上(對稱)沉箱腐蝕0%之塑性鉸性質.....	4-59
圖4.65 於X方向和Y方向上(對稱)沉箱腐蝕10%之塑性鉸性質.....	4-59
圖4.66 X方向側推分析結果.....	4-60
圖4.67 Y方向側推分析結果.....	4-61
圖4.68 X方向側推分析橋梁變形圖(材料未劣化).....	4-61
圖4.69 Y方向側推分析橋梁變形圖(材料未劣化).....	4-62
圖4.70 台灣耐震設計規範獲得結構物反應譜.....	4-63
圖4.71 反應譜對應之譜加速度.....	4-63
圖4.72 A_y 、 A_c 示意圖.....	4-67
圖4.73 南雲大橋材料劣化對PGA之影響.....	4-71
圖4.74 南雲大橋X方向之PGA與位移關係圖.....	4-72
圖4.75 南雲大橋Y方向之PGA與位移關係圖.....	4-72

圖4.76 尖山大橋X向剪力與位移關係圖	4-74
圖4.77 尖山大橋X向PGA與位移關係圖	4-74
圖4.78 尖山大橋Y向剪力與位移關係圖	4-75
圖4.79 尖山大橋Y向PGA與位移關係圖	4-75
圖4.80 名竹大橋材料劣化對PGA之影響	4-77
圖4.81 名竹大橋X方向之PGA與位移關係圖	4-77
圖4.82 名竹大橋Y方向之PGA與位移關係圖	4-78
圖4.83 北港大橋X向剪力與位移關係圖	4-80
圖4.84 北港大橋Y向剪力與位移關係圖	4-80
圖4.85 北港大橋X向PGA與位移關係圖	4-81
圖4.86 北港大橋Y向PGA與位移關係圖	4-81
圖4.87 SAP2000中的洪水載重配置	4-83
圖4.88 南雲大橋不同沖刷深度下之側推分析結果與容量包絡線 ...	4-84
圖4.89 南雲大橋不同沖刷深度下容量和需求曲線	4-86
圖4.90 尖山大橋不同沖刷深度下側推分析結果以及容量曲線	4-88
圖4.91 尖山大橋不同沖刷深度下容量曲線和需求曲線	4-88
圖4.92 名竹大橋不同沖刷深度下側推分析結果以及容量曲線	4-89
圖4.93 名竹大橋不同沖刷深度下容量曲線和需求曲線	4-89
圖4.94 北港大橋不同沖刷深度下側推分析結果以及容量曲線	4-90
圖4.95 北港大橋不同沖刷深度下容量曲線和需求曲線	4-91
圖5.1 人工智慧橋梁耐震能力推論模式流程圖	5-2
圖5.2 演化式支持向量機推論模式圖	5-5
圖5.3 模式訓練結果散佈圖	5-8
圖5.4 模式測試結果散佈圖	5-9
圖5.5 橋梁地震易損曲線範例圖	5-11

圖5.6 「橋梁地震破壞潛勢」人機介面.....	5-12
圖5.7 橋梁耐震臨界頻率比值推論模式流程圖.....	5-13
圖5.8 橋墩配筋俯視圖與XTRACT模型建置圖.....	5-14
圖5.9 塑鉸性質與破壞模式.....	5-15
圖5.10 塑鉸性質建置於Sap2000模型.....	5-15
圖5.11 鑽探柱狀圖.....	5-16
圖5.12 於EXCEL計算彈簧常數.....	5-17
圖5.13 土壤與結構互制彈簧常數繪製於Sap2000模型.....	5-17
圖5.14 耐震側推完成圖.....	5-18
圖5.15 容量曲線.....	5-20
圖5.16 容量震譜.....	5-20
圖5.17 由容量曲線與容量震譜計算位於 α_y 與 α_c 點頻率值.....	5-22
圖5.18 確立Rec影響因子流程圖.....	5-24
圖5.19 因素陡坡圖.....	5-42
圖5.20 ESIM預測流程圖.....	5-49
圖5.21 橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式架構圖.....	5-53
圖5.22 橋梁耐洪有限元素模型建置完成圖.....	5-54
圖5.23 各沖刷深度下之容量曲線示意圖.....	5-55
圖5.24 各沖刷深度之容量定義示意圖.....	5-56
圖5.25 樁基礎構造與各項外力分配圖.....	5-57
圖5.26 樁基礎水流壓力分佈圖.....	5-57
圖5.27 各沖刷深度下之需求與容量連線示意圖.....	5-58
圖5.28 SOS-LSSVM預測流程圖(Rsc).....	5-73
圖5.29 橋梁地震災害處理通報流程(1/2).....	5-77
圖5.29(續) 橋梁地震災害處理通報流程(2/2).....	5-77

圖5.30	智慧型手機橋梁災情回報系統.....	5-78
圖5.31	手機端橋梁定位介面.....	5-79
圖5.32	選取橋梁.....	5-79
圖5.33	選擇災情等級.....	5-80
圖5.34	開啟相機拍攝橋梁現況(以新聞歷史照片為例).....	5-80
圖5.35	填寫現況說明.....	5-81
圖5.36	災情記錄表.....	5-81

表目錄

表3-1 各橋梁試驗之目的及關係	3-7
表3-2 各橋梁試驗結果	3-9
表3-3 南雲大橋(帽梁)量測穩定性結果(cov) (pier 14)	3-12
表3-4 南雲大橋(帽梁)量測穩定性結果(cov) (pier 9)	3-12
表3-5 南雲大橋(橋面板)量測穩定性結果(cov) (pier 14)	3-12
表3-6 南雲大橋(橋面板)量測穩定性結果(cov) (pier 9)	3-12
表3-7 尖山大橋(帽梁)量測穩定性結果(cov)	3-12
表3-8 尖山大橋(橋面板)量測穩定性結果(cov)	3-13
表3-9 南雲大橋帽梁所量測的頻率值(pier 14)	3-13
表3-10 南雲大橋帽梁所量測的頻率值 (pier 9)	3-13
表3-11 南雲大橋橋面板處所量測的頻率值 (pier 14)	3-14
表3-12 南雲大橋橋面板處所量測的頻率值 (pier 9)	3-14
表3-13 尖山大橋帽梁所量測的頻率值	3-14
表3-14 尖山大橋橋面板處所量測的頻率值	3-14
表3-15 南雲大橋帽梁 (pier 14)之傅氏頻譜	3-15
表3-16 南雲大橋帽梁 (pier 9)之傅氏頻譜	3-15
表3-17 南雲大橋橋面板 (pier 14)之傅氏頻譜	3-16
表3-18 南雲大橋橋面板 (pier 9)之傅氏頻譜	3-16
表3-19 尖山大橋帽梁之傅氏頻譜	3-17
表3-20 尖山大橋橋面板之傅氏頻譜	3-17
表3-21 南雲大橋水流方向頻率比值的比較(pier 14)	3-18
表3-22 南雲大橋水流方向頻率比值的比較 (pier 9)	3-19
表3-23 尖山大橋水流方向頻率比值的比較	3-19
表4-1 橋墩性質	4-9

表4-2 沉箱性質.....	4-10
表4-3 環境參數.....	4-11
表4-4 橋墩之腐蝕.....	4-15
表4-5 沉箱之腐蝕.....	4-16
表4-6 鋼筋腐蝕前之性質	4-17
表4-7 腐蝕後鋼筋力學性質之腐蝕函數	4-17
表4-8 計算南雲大橋均佈載重之資訊	4-32
表4-9 計算南雲大橋集中載重之資訊	4-33
表4-10 南雲大橋土壤模擬使用之參數	4-42
表4-11 X、Y方向之彈簧性質(沖刷深度4公尺).....	4-43
表4-12 基礎表垂直方向之彈簧性質(沖刷深度4公尺).....	4-43
表4-13 彎矩曲率值.....	4-44
表4-14 彎矩轉角資料及結果數值	4-50
表4-15 不同材料劣化程度下之塑鉸性質	4-56
表4-16 橋墩之塑性鉸性質	4-58
表4-17 沉箱之塑性鉸性質	4-58
表4-18 PGA和阻尼比之關係	4-64
表4-19 阻尼修正係數(B_s 、 B_1).....	4-65
表4-20 短周期結構之工址放大係數 F_a	4-66
表4-21 長周期結構之工址放大係數 F_v	4-66
表4-22 南雲大橋當地資料	4-67
表4-23 X方向側推分析結果(材料未劣化).....	4-68
表4-24 南雲大橋之Ac與Ay值	4-71
表4-25 尖山大橋之Ac與Ay值	4-73
表4-26 名竹大橋之Ac與Ay值	4-76

表4-27 北港大橋之Ac與Ay值	4-79
表4-28 不同沖刷深度下之頻率、降伏點以及基底剪力	4-84
表4-29 流速15m/s之基底剪力和位移.....	4-85
表4-30 不同流速之臨界頻率	4-87
表4-31 尖山大橋耐洪分析結果	4-87
表4-32 北港大橋耐洪分析結果	4-90
表5-1 耐震能力影響因子	5-3
表5-2 初始案例資料庫（節錄）	5-4
表5-3 橋梁耐震能力推論模式系統架構參數設定	5-7
表5-4 橋梁分類之 Ac _n 及Ay _n 之中值(節錄 ^[4]).....	5-10
表5-5 ESIM與TELES結果比較.....	5-10
表5-6 一般工址或活動斷層近域最大地表加速度(PGA)之計算	5-21
表5-7 橋梁屬性資料調查表	5-25
表5-8 公路總局調查表與TBMS簡易調查因子	5-26
表5-9 橋梁簡易調查因子耐震臨界頻率比值問卷調查	5-27
表5-10 有效問卷填寫者背景	5-28
表5-11 橋梁簡易調查因子耐震臨界頻率比值問卷統計計算	5-29
表5-12 第一階段耐震分析篩選因子	5-30
表5-13 計算定性選項權重語意變數表	5-31
表5-14 專家問卷表.....	5-32
表5-15 定性選項量化範例表	5-35
表5-16 橋梁簡易調查因子耐震臨界頻率比值相關矩陣	5-40
表5-17 橋梁簡易調查因子耐震臨界頻率比值評估之主成分表	5-41
表5-18 橋梁簡易調查因子耐震臨界頻率比值評估之因素載荷矩陣	5-43
表5-19 橋梁簡易調查因子耐震臨界頻率比值評估轉軸後之音速載荷矩	

陣	5-44
表5-20 主成份分析之橋梁耐震臨界頻率比值重要性因子	5-45
表5-21 相關係數分析之橋梁耐震臨界頻率比值重要性因子	5-45
表5-22 五次類神經分析之多層感知法結果	5-46
表5-23 類神經分析多層感知法之橋梁耐震臨界頻率比值重要性因子 ..	5-47
表5-24 重要性影響因子彙整表	5-47
表5-25 橋梁耐震臨界頻率比值推論模式主要影響因子	5-48
表5-26 推論模式架構參數設定表	5-49
表5-27 案例分組示意圖	5-50
表5-28 MAPE評估指標	5-51
表5-29 橋梁耐震臨界頻率比值推論模式訓練與測試結果	5-52
表5-30 各橋梁於不同沖刷程度下臨界頻率值	5-59
表5-31 橋梁耐洪臨界頻率比值(Rsc)數據.....	5-61
表5-32 橋梁簡易調查因子耐洪臨界頻率比值問卷統計計算	5-64
表5-33 第一階段耐洪分析篩選因子	5-65
表5-34 橋梁簡易調查因子耐洪臨界頻率比值相關矩陣	5-67
表5-35 橋梁簡易調查因子耐洪臨界頻率比值評估之主成分表	5-68
表5-36 橋梁簡易調查因子耐洪臨界頻率比值評估轉軸後之因素載荷矩陣	5-69
表5-37 主成份分析之橋梁耐洪臨界頻率比值重要性因子	5-69
表5-38 相關係數分析之橋梁耐洪臨界頻率比值重要性因子	5-70
表5-39 五次類神經分析之多層感知法結果	5-70
表5-40 類神經分析多層感知法之橋梁耐洪臨界頻率比值重要性因子 ..	5-71
表5-41 重要性影響因子彙整表	5-71
表5-42 橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式主要影響因子	5-72

表5-43 橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式訓練與測試結果	5-74
表5-44 橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式各組案例最佳參數表	5-75
表5-45 橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式不同模組比較結果	5-75

第一章 研究計畫之背景及目的

1.1 計畫背景分析

橋梁為台灣地區用來連絡河流兩岸之重要交通工程設施，然而台灣屬為多地震的國家，且每年颱風、豪雨頻繁，使得河水劇烈淘刷橋墩及橋台之基礎處河床，一旦發生大規模天然災害時，橋梁倒塌或斷裂的機率高，且易造成人員傷亡。

為避免災害發生時，造成橋梁損壞導致交通中斷、居民受困甚或是人員傷亡等事件的發生，對現有橋梁進行全面檢測勢在必行。然而國內橋梁數量高達數萬座，目前作法係應用簡易評估方式以目視進行調查，其結果雖然快速但較不準確；若是要對所有橋梁進行破壞性檢測或全面性結構分析。其細部評估結果雖然較準確，但需耗費時間及龐大成本，且僅能由具備專業經驗之人員評估，在有限經費與專業人力下，將無法對每座橋梁做詳細結構分析。因此若能應用橋梁歷史側推分析案例結果，找出簡易評估因子與耐震能力之關係，據此推論其他橋梁之耐震能力值，將大幅節省人力成本。

此外，災後由於橋梁受震損或沖刷深度加大時，橋柱的振動頻率將會改變，如何藉由非破壞性振動檢測方式量測振動頻率之變化值，藉此解析沖刷深度或橋梁震後破壞所造成頻率的影響，判斷橋梁之安全狀態，進而做為橋梁封橋管制後是否開放通行之依據，亦是值得探討之課題。橋梁之自然振動頻率是評估橋梁安全的重要參數指標之一，當頻率發生變化的同時，極有可能是橋梁物理性質改變的徵兆。過去學者(陳正興等，2009)^[12]研究發現橋梁振動頻率的改變，相當反應著橋梁結構的惡化，原因可能來自橋梁結構其中任何一個桿件、連接介面、支撐點產生破壞，或是材料強度上發生老化的現象所造成。因此針對橋梁結構進行動力反應之量測，藉以求得橋梁的振動特性，再由橋梁頻率的改變推估橋梁目前健康程度，為目前國內外監測橋梁進行防災預警的常用方法。

橋梁振動特性的量測方式可分為兩種：直接量測法和間接量測法。直接量測法主要利用安裝在橋梁墩柱之速度計，對橋梁作直接的振動量測，其量測結果準確，各振態皆可清楚於圖表上呈現，以作為判斷橋梁是否安全之依據，也是目前國內公路管理單位監測橋梁的普遍作法(石峰，2011)^[3]。然而由於台灣橋梁眾多，且多分佈於沿岸或高山縱谷間，全面安裝測量儀器不僅費時，且儀器安裝與維護成本亦非常巨大，因受限於預算限制，僅能針對少數重大橋梁進行監測。為此，楊永斌教授團隊(陳旻昱，2014)^[11]等由車橋互制理論概念首創間接量測法，相較於直接量測法，間接量測法只須藉由裝置在移動車輛上的速度計，即可擷取到待測橋梁橋面板之振動頻率，此方法具有移動性、迅速性、經濟性等優勢，然而過去對於間接量測法的研究重心，主要以橋梁或移動車輛之數值模擬、參數分析以及初步之現地試驗為主，目的在於證實間接量測法在理論上及實務上之可行性(Yang et.al, 2004)^[35]。

綜合上述研究成果，主要針對橋墩沖刷深度對於振動頻率之影響，以及如何應用速度計進行訊號量測，但如何藉由振動頻率之改變，進一步判別橋梁是否安全，則尚未進一步研究。根據上述因素，若對所有橋梁進行傳統的自然振動頻率分析如逐一設置固定式頻率監測儀器(速度計)，所花費之成本可能過高。本計畫將基於先前「移動式振動檢測模式」之研究成果，進一步探討「移動式振動檢測模式」的可行性，而本研究所謂移動式震動檢測係指將速度計安裝於具有行動力的交通工具上，藉以提升量測橋梁頻率的效率。

目前研究團隊在過去歷次研究成果包括：(1)建議適用於台灣地區之「移動式振動檢測模式」，將儀器裝置於具有行動能力的車輛中，針對洪水前後之橋墩處量測頻率變化率進行研究，建議以災前與災後臨界頻率比值作為判斷橋梁健康之依據，並實測橋梁對象9座，現地檢測實驗共計10次，分別為牛鬥橋、思源橋、執信橋(汛期前)、執信橋(汛期後)、集集橋、東勢大橋、天福大橋、西湖大橋、宜蘭舊東澳帶橋與蘭陽大橋；(2)「材料劣化評估模式」方面，應用「災害預警資料交換機」擷取與整合港灣研究中心大氣腐蝕資料，分析繪製橋梁劣化曲線，求得

橋梁殘餘容量，作為耐震能力推估之依據；(3)發展「橋梁耐震側推分析模式」(考量材料劣化因素)，以求得橋梁之 A_y 與 A_c 值，已完成27座側推分析橋梁案例(五種不同鋼筋劣化程度)，共計得135個橋梁案例；(4)「橋梁耐震能力推估」係以『人工智慧機械學習推論模式』，找出輸入(前述135個橋梁案例-橋梁初評項目與材料劣化影響因素)與輸出(細部評估之 A_y 、 A_c)之映射關係，據此推論公路總局轄下省縣道橋梁在不同地表加速度(PGA)下之 A_y 與 A_c 值。

上述研究成果在驗證與案例分析數量上仍有不足之處，因此本計畫將延續上述研究成果，作進一步分析探討，其內容包括：

(1)橋梁受損後頻率將會降低，僅為一種定性的描述，若欲提供公路主管機關對於封橋之路段，在災後是否開放通車之決策參考，需要有更明確的門檻值。本研究團隊目前已提出一套決定臨界頻率比例門檻值的計算方法且已發表於國際期刊中(Liao et.al 2016)^[29]。惟每一種橋型均有不同結構特性，本計畫擬增加橋梁臨界頻率比例門檻值之案例數量，以提高後續人工智慧推論時之歷史案例資料庫與預測準確度。

(2)上述之橋梁頻率，一般均指橋梁墩柱的振動頻率，然而墩柱因位於橋面板之下，移動式量測法並無法量測到此頻率；根據本團隊先前的試驗結果，將量測儀器置於橋面板，對於某些橋型而言，所取得的頻率與墩柱的振動頻率類似。本計畫於今年將持續增加至少兩座不同橋梁的現地量測，以釐清上述內容中，橋面板所取得的頻率是否會因為其他因素干擾(如支承墊)而與墩柱振動頻率不同。此外，若現地量測的條件允許(如有明顯的風災造成較大的沖刷現象)，亦可觀察是否可以墩柱上方橋面板處的振動頻率做為橋梁健康的指標，並擬定檢測標準作業流程。

(3)增加3座橋梁側推分析案例數量，將「橋梁耐震側推分析模式」之案例庫，擴充至30座側推分析橋梁，每座橋梁考量五種不同鋼筋劣化程度共計150個案例。

(4)以人工智慧機械學習推論模式(Artificial Intelligence, AI)，找出輸入(前述150個橋梁案例-橋梁初評項目與材料劣化影響因素)與輸出

(細部評估之 A_y 、 A_c)之映射關係，據此推論公路總局轄下省縣道橋梁在不同地表加速度 (PGA) 下之 A_y 與 A_c 值，將本年度新增之側推分析案例加入案例資料庫中，重新進行案例訓練與測試，更新推論模式，以提高預測之準確性。

(5)決定橋梁振動頻率基準值，以作為衡量判斷橋梁是否安全之標準：本計畫擬用數值分析方法，應用目前國內外常用之Sap2000軟體，建立橋梁有限元素模型，進行耐震與耐洪側推分析，推導求得橋梁損壞前後之頻率變化比值，將之定義為「地震損壞的臨界頻率比值」(Rec)與「洪水沖刷臨界頻率比值」(Rsc)，此比值即可作為衡量評估橋梁健康度應用之基準。藉此，橋管單位可在災害前後，應用上述之快速量測方法，量測求得橋梁災害前後之頻率變化比值，然後再與理論Rec或Rsc作比較，評估衡量橋梁安全性，於災時可作為橋梁封橋後能否開放通行之決策依據，平時則可用來評估橋梁健康度，以作為橋梁維護之參考。

然而建立每座橋梁有限元素模型，進行耐震與耐洪之側推分析，其過程需具備專業知識，並耗費相當大的時間與人力。因此不可能針對公路總局轄下橋梁作逐一的分析，求得各橋之Rec與Rsc值，所以將以交通部運輸研究所「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」計畫中可取得地質鑽探資料之20座橋梁模型為基礎，加上本計畫兩年度所新建置6座橋梁，在本計畫中將先前下部結構為固定(fixed)之假設解開，加入土壤性質，使數值分析更吻合於現場狀況，再針對地震與洪水沖刷重新分別進行結構模擬分析，並將分析結果建立案例庫，然後發展創新人工智慧(Artificial Intelligence, AI)推論模式，應用案例學習機制，找出案例初評因子(輸入)與詳評Rec、Rsc值(輸出)的映射關係，推論求得其餘省縣道橋梁之Rec與Rsc，作為判斷各橋梁是否安全之振動頻率比值基準值，如此公路橋管單位在災時即可藉由災害前後所量測之橋梁振動頻率比值與基準值比較，作為衡量判斷橋梁封橋後能否開放通行之依據，在平時則可用來檢視橋梁健康度，作為橋梁維護之參考。

除了上述分析模式，防災應變實務應用之橋梁地震防災決策支援網頁、橋梁資料自動更新機制、防災地圖及橋梁災情回報系統亦是不可

或缺的，故本計畫擬針對上述模式及項目進行精進、研發及驗證，以符合橋梁管理單位防災應變實務應用需要。

1.2 計畫目的

本計畫最終的研究成果在於為橋梁管理單位提供一套移動式振動檢測模式，檢測橋梁安全狀態，藉以判斷橋是否有異常情形發生，並做為橋梁封閉後是否開放通行之參考依據；建立橋梁耐震側推分析模式，提供橋梁地震防災決策支援。

1.3 研究範圍與對象

據統計，公路總局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%以上橋齡均在十五年以上。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，故本計畫以鋼筋混凝土跨河橋梁與陸橋且未進行鋼板包覆補強為研究範疇。在鋼筋混凝土橋梁中，又以簡支梁式橋為應用最廣的類型，因本研究團隊已有單柱式簡支多跨橋之非直接式量測經驗，故本計畫將公路總局轄下所管理的橋梁為範圍，以構架式簡支多跨橋橋梁為優先試驗對象。

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. 驗證移動式振動檢測模式：

「移動式振動檢測模式」係將儀器裝置於具有行動能力的車輛中，針對洪水前後之橋墩處量測頻率變化率進行研究，做為判斷橋梁健康之依據。本計畫將進一步強化訊號量測分析及模式驗證，以利未來橋管單位應用於封橋或開放通行判斷決策之參據。本計畫於今年將持續增加至少兩座不同橋梁的現地量測，並擬定檢測標準作業流程。

2. 擴充橋梁耐震側推分析模式案例：

新增3座橋梁耐震能力側推案例（每座含5種鋼筋斷面腐蝕程度），

並持續驗證精進模式。

3.人工智慧推論模式精進:

a.橋梁耐震能力人工智慧推論模式:

依前項新增之15筆耐震能力側推分析橋梁案例，擴充案例資料庫。同樣應用『人工智慧機械學習推論模式』，進行案例訓練學習與測試，找出輸入(橋梁案例地震損壞影響因子-橋梁初評項目與劣化影響因素)與輸出(細部評估之 A_y 、 A_c)之映射關係，更新推論模式，據此推論公路總局轄下省縣道橋梁在不同地表加速度(PGA)下之 A_y 與 A_c 值。

b.橋梁耐洪臨界頻率比值(R_{sc})人工智慧推論模式

本階段參考交通部公路總局計畫「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」與TBMS中所建立之橋梁基本資料及初步評估屬性，作為初步影響橋梁安全之因子(Input)， R_{sc} 為輸出，應用統計分析分析方法，對前階段累計案例資料做相關性分析，找出各輸入因子與輸出(R_{sc})之相關程度，據此篩選出重要影響因子，然後以所確認之影響因子作為輸入因子，上步驟側推分析求得之 R_{ec} 為輸出因子，建立此26座橋梁(考量五種洪水沖刷深度)，共130筆資料之案例庫。並應用創新人工智慧「演化式支持向量機推論模式」(ESIM)，結合上一步驟所建立之案例庫，透過案例訓練測試找出初評因子(輸入)與詳評 R_{sc} (輸出)間的映射關係，進而建立「橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式」。再以此模式推論公路總局轄下橋梁之耐洪臨界頻率比值(R_{sc})。

c.橋梁耐震臨界頻率比值(R_{ec})人工智慧推論模式

本步驟採用相同26座橋梁模型與土壤條件，不同之處在於考量鋼筋腐蝕5種劣化程度，建置橋梁耐震有限元素模型，共130筆案例資料庫。同樣地，在經過因子篩選等步驟後，結合演化式支持向量機推論模式(ESIM)與案例庫，建立「橋梁耐震臨界頻率比值推論模式」。經由模式案例訓練測試結果，推論公路總局轄下橋梁之耐震臨界頻率比值(R_{ec})。

4.檢核及測試橋梁災情回報系統：

修正精進橋梁資料自動更新機制，檢核及測試橋梁災情回報系統。並整合各項資訊，應用橋梁地震損壞診斷模式即時評估各橋梁之破壞機率，應用通報機制自動通報。

1.5 研究流程

依據上述研究目的，本計畫擬定研究流程，如圖1.1所示，共分為六個階段完成。以下內容將針對各流程步驟進行說明：

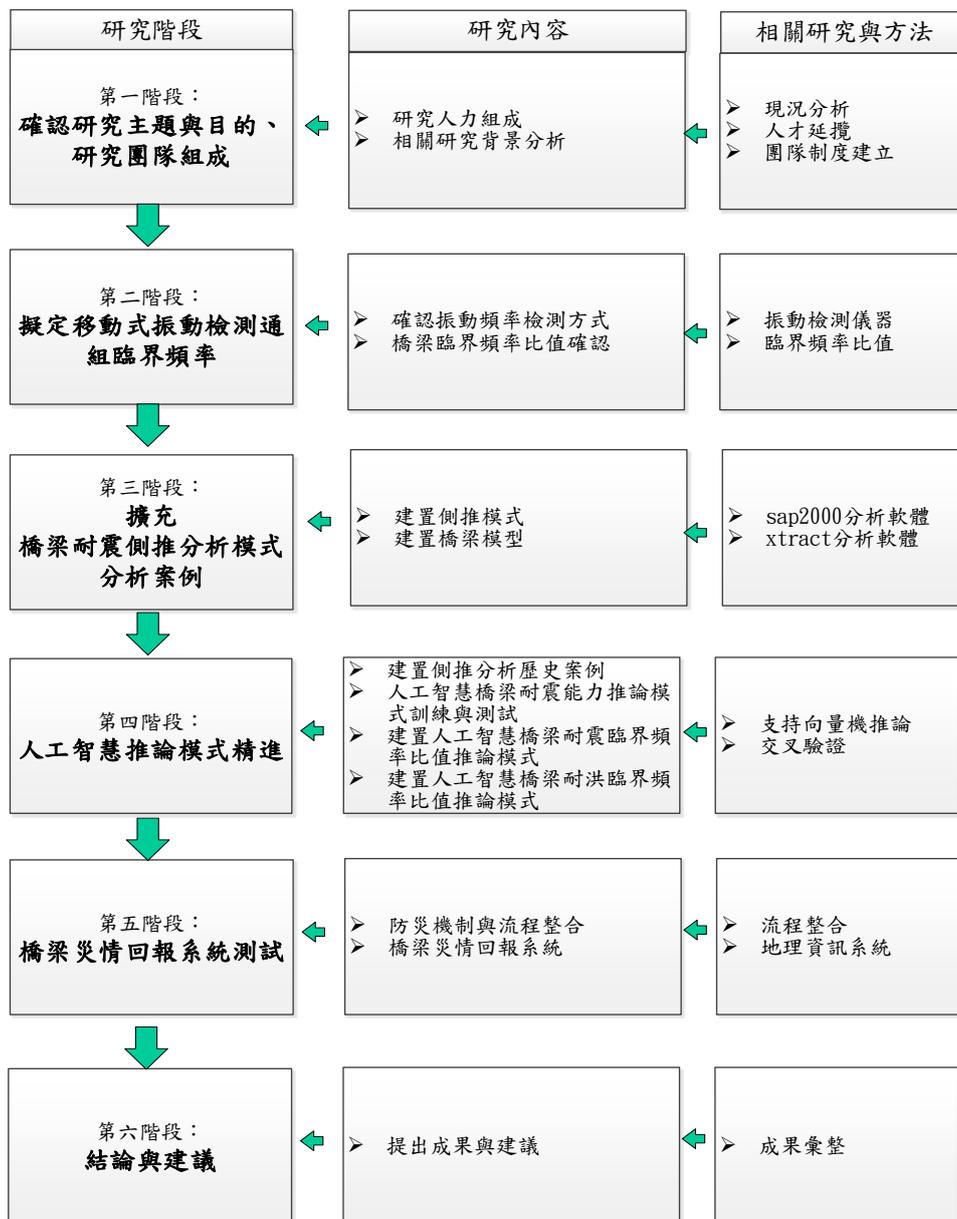


圖 1.1 研究流程

第一階段:確認研究主題與目的、研究團隊組成

首先針對目前橋梁耐震能力評估與振動頻率量測進行了解，找出目前問題或狀況，據以擬定本研究之研究目的，並組成研究團隊，由具備橋梁振動頻率量測經驗與資訊管理人員組成，提升計畫成功度。

第二階段:驗證移動式振動檢測模式:

將儀器裝置於具有行動能力的車輛中，針對洪水前後之橋墩處量測頻率變化率進行研究，做為判斷橋梁健康之依據。本計畫將進一步強化訊號量測分析及模式驗證，以利未來橋管單位應用於封橋或開放通行判斷決策之參據。

第三階段:擴充橋梁耐震側推分析模式案例:

新增3座橋梁耐震能力側推案例(每座含5種鋼筋斷面腐蝕程度)，並持續驗證精進模式。

第四階段:人工智慧推論模式精進:

分別針對a.橋梁耐震能力人工智慧推論模式、b.橋梁耐洪臨界頻率比值(R_{sc})人工智慧推論模式、c.橋梁耐震臨界頻率比值(R_{ec})人工智慧推論模式進行精進發展。

第五階段:檢核及測試橋梁災情回報系統

檢核及測試橋梁災情回報系統。整合各項資訊，應用橋梁地震損壞診斷模式即時評估各橋梁之破壞機率，應用通報機制自動通報。

第六階段:結論與建議

針對本研究所完成之研究，提出適當之結論與建議以供後續研究發展及實際運用時之參考。

第二章 文獻回顧

2.1 橋梁通阻檢測分析模式建立之研究

橋梁為台灣地區之重要交通工程設施，但台灣屬季風型氣候夏季多雨，每年洪水來襲皆造成橋梁重大威脅，由於河水沖刷將導致河床降低，致使橋梁基礎深度變淺，因此影響橋梁的安全性能。且台灣為多地震的國家，一旦發生地震等大規模天然災害時，橋梁倒塌或斷裂的機率很高。為避免災害發生時，造成橋梁損壞導致交通中斷、居民受困甚或是人員傷亡等事件的發生，對現有橋梁進行全面檢測勢在必行。然而國內橋梁數量高達數萬座，若對所有橋梁進行破壞性檢測或全面性結構分析，將花費許多時間與經費。

有鑑於此，交通部運輸研究所港灣技術研究中心(以下簡稱港研中心)委託國立臺灣科技大學^[23]，發展建置一套橋梁通阻檢測分析模式，模式應用移動式非破壞性振動檢測、材料劣化評估橋梁現況與殘餘容量，再整合地震破壞潛勢分析詳細計算橋梁 A_y (降伏加速度)、 A_c (完全損壞加速度)，最後應用人工智慧橋梁耐震能力推論模式推論其他橋梁之 A_y 、 A_c ，成果可迅速對現有橋梁安全程度進行診斷，得到不同橋梁之損壞機率，並作為災後橋梁封橋管制後是否開放通行之依據。其流程與架構如下圖2.1所示：

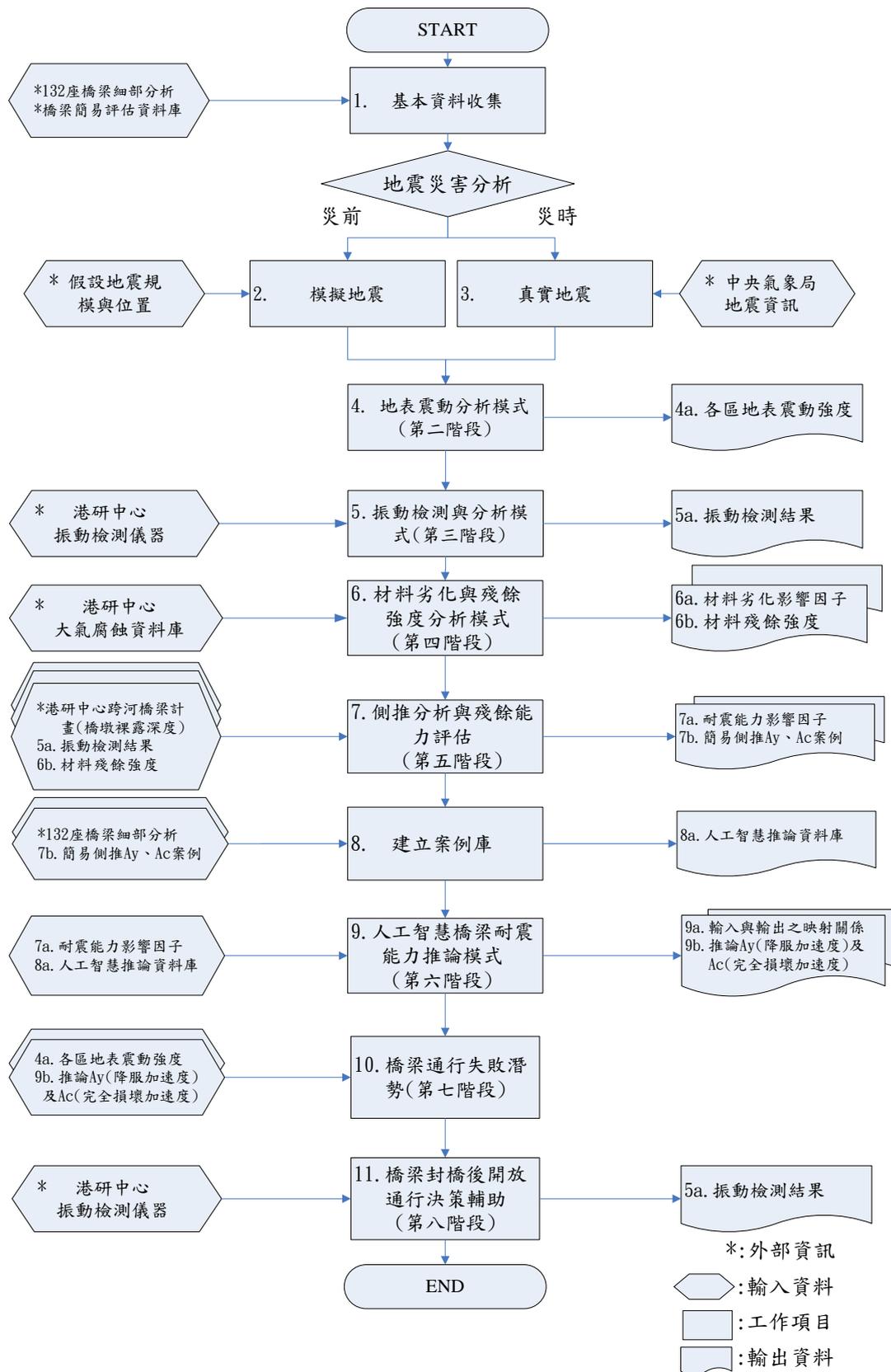


圖 2.1 橋梁通阻檢測分析模式架構圖

如圖2.1所示，研究取得公路總局計畫成果中，132座橋梁細部分析與簡易評估資料庫。並根據中央氣象局公佈之地震資訊、或人為假設地震規模與位置，運用地表震動分析模式推估各地區之地表加速度。以移動式振動檢測及材料劣化評估方式求取橋梁殘餘強度。將分析之結果結合橋墩裸露深度等橋梁現況做為側推分析之輸入，進行橋梁耐震能力評估分析。最後運用人工智慧方式學習輸入(地震耐震能力影響因子)與輸出(降伏加速度 A_y 、損壞加速度 A_c)之映射關係，並依此結果得到不同地震強度下之橋梁損壞機率。模式中外部資料將藉由「災害預警資料交換機」取得，各階段概要步驟如下所述：

1. 基本資料收集:取得公路總局「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」計畫成果中，針對132座橋梁細部分析的資料。
2. 模擬地震:地震災害分析可分為災前與災時，災前將應用模擬震源方式，假設地震規模與位置。
3. 真實地震:災時應用港研中心「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」，與中央氣象局連結，透過資料交換整合取得即時地震資訊。
4. 地表震動分析模式:根據前階段中災前與災時所得到之地震資訊，如地震規模與震源等資料。利用震動強度衰減率修正地震規模和距離之關係，推估台灣不同地區之地表震動強度。並以格網方式將台灣地區切割成不同格狀區域，再依各地區的地盤種類和距離之不同，分別求算其地表加速度。
5. 振動檢測與分析模式:評估並建置適合於國內採用之震動頻率檢測方式。排定實驗計畫，運用港研中心既有之振動檢測設備(速度計及加速度計各1組)，利用移動式非破壞性振動檢測，針對車行方向、水流方向等進行量測，分析不同水位、流速、車行振動及橋梁劣化等狀況，解析沖刷深度或橋梁破壞所造成頻率的影響，進行儀器測試與校正。其結果可作為側推分析與殘餘能力分析模式中之輸入及結果驗證比對之依據。

6. 材料劣化與殘餘強度分析模式:考量台灣地區環境因素，應用「災害預警資料交換機」，擷取港灣研究中心大氣腐蝕實驗室所量測建置之台灣地區大氣腐蝕資料，及中央氣象局歷年溫度、溼度、二氧化碳與風速等資料，再應用材料實驗方式分析，求得大氣環境對橋梁RC材料之影響，據此初步繪製橋梁劣化曲線圖，以求得較精確之橋梁殘餘容量，並作為後續推估地震破壞潛勢分析之依據。
7. 側推分析與殘餘能力分析模式:根據橋梁設計或竣工圖，結合現地環境、橋梁現況(移動式非破壞振動檢測結果)、殘餘容量(材料劣化評估結果)等資料，兼顧計算準確與操作簡易的特性，透過地震損壞影響因子求算 A_y 及 A_c 值。為驗證該分析模式的準確性，針對基本資料收集步驟中132座橋梁細部分析資料，選擇其中12種代表性的橋梁型式，以所開發的側推分析模式求得之橋梁 A_y 與 A_c 值與「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」計畫132座橋梁分析結果進行比對，驗證所開發的側推分析之準確性。
8. 建立案例庫:首先以132座經細部評估求得之橋梁 A_y 、 A_c 值為輸出(Output)，並同樣以132座橋梁簡易調查之資料為輸入因子(Input)，建立資料庫。但由於此資料庫，再經橋梁類型分類後，將會有案例數不足，不利AI學習，預測準確度較差的問題，因此本計畫考量現有資料庫條件限制下，未來將透過前一階段地震破壞潛勢評估中所建立之側推分析與殘餘能力分析模式，持續增加案例資料庫之案例數，以提升AI預測之準確性。
9. 人工智慧橋梁耐震能力推論模式:應用快速混雜基因演算法融合支持向量機發展建置「人工智慧機械學習推論模式」。採用前一階段中所建置公路總局132座橋梁細部評估結果資料庫，透過案例學習，找出輸入(簡易調查耐震能力影響因子)與輸出(細部評估 A_y 、 A_c)之映射關係。
10. 橋梁通行失敗潛勢:綜合上述步驟，針對公路總局轄下四千多座省縣道橋梁進行AI推論，求得各橋梁之 A_y 與 A_c 值，並據此繪製出地表震動影響下橋梁地震健康度曲線，定義出不同地表震動下橋梁可能的

損壞機率。

11. 橋梁封橋管制後開放通行評估:應用非破壞性振動檢測分析模式,使用港研中心既有振動檢測儀器,針對災後橋梁所量測到之頻率主頻偏移,解析沖刷深度或橋梁破壞所造成頻率的影響,判斷橋梁之安全狀態,進而做為橋梁封橋管制後是否開放通行之依據。

2.2 移動式橋梁振動檢測及訊號分析與傳輸通報系統

跨河橋梁之耐洪能力主要受到橋梁本身結構、河川環境、水文條件與河岸防護措施等眾多因素之影響,為一個跨領域的複雜問題。因此,完整的評估分析通常需要藉助歷年水文資料的收集與統計分析、橋體非破壞性檢測評估與沖刷深度的丈量或計算等不同領域的整合使能完成,其分析過程通常十分耗時,在有限的時間與經費的條件下,若欲對大量的橋梁進行詳細評估,顯然有執行上的困難。

若橋基受到嚴重的沖刷,則橋墩的振動頻率將隨之下降,許多學者注意到此一現象並針對洪水前後之橋墩頻率變化率進行研究,冀能藉由此參數之變動,判斷橋梁健康之依據;例如陳正興與李維峰 (2009)^[13]嘗試從頻率的下降程度診斷出結構是否安全或結構破壞的原因。不過,多數研究所採取直接量測法且缺乏定量的評估流程。所謂直接量測法係指將量測儀器安裝於橋梁之上,直接讀取橋梁的振動頻率,然而,台灣地區之橋梁數量高達數萬座,逐一設置固定式頻率監測儀器之成本可能過高,實際上並不可行;不同於直接量測法,非直接量測法(如移動式非破壞性振動檢測)並不嘗試讀取橋梁的振動資訊,而是將量測儀器裝置於具有行動能力的車輛中,藉由量測車輛的振動結果反推橋梁之振動特性;非直接量測法,無論讀取資料時,車輛為行進中或靜止,均較傳統之直接量測法具有機動性。

因此,港研中心委託東源科技工程有限公司與國立臺灣科技大學^[25],探討是否可以利用橋梁的自然振動頻率之定量化數據作為橋梁健康的指標。並針對多種橋梁頻率量測法(包含直接與非直接量測)進行試驗,分析並比較其間差異,探討非直接量測法應用於實際橋梁之可行性。

目前本計畫共進行3座橋梁試驗，分別為台中東勢大橋、台中天福大橋與苗栗西湖大橋。

根據試驗結果，以下說明所建議的臺灣地區之移動式振動檢測模式，如圖2.2所示，詳細內容說明如下；圖中之流程除儀器準備外，其餘各流程均已整合為單一流程。

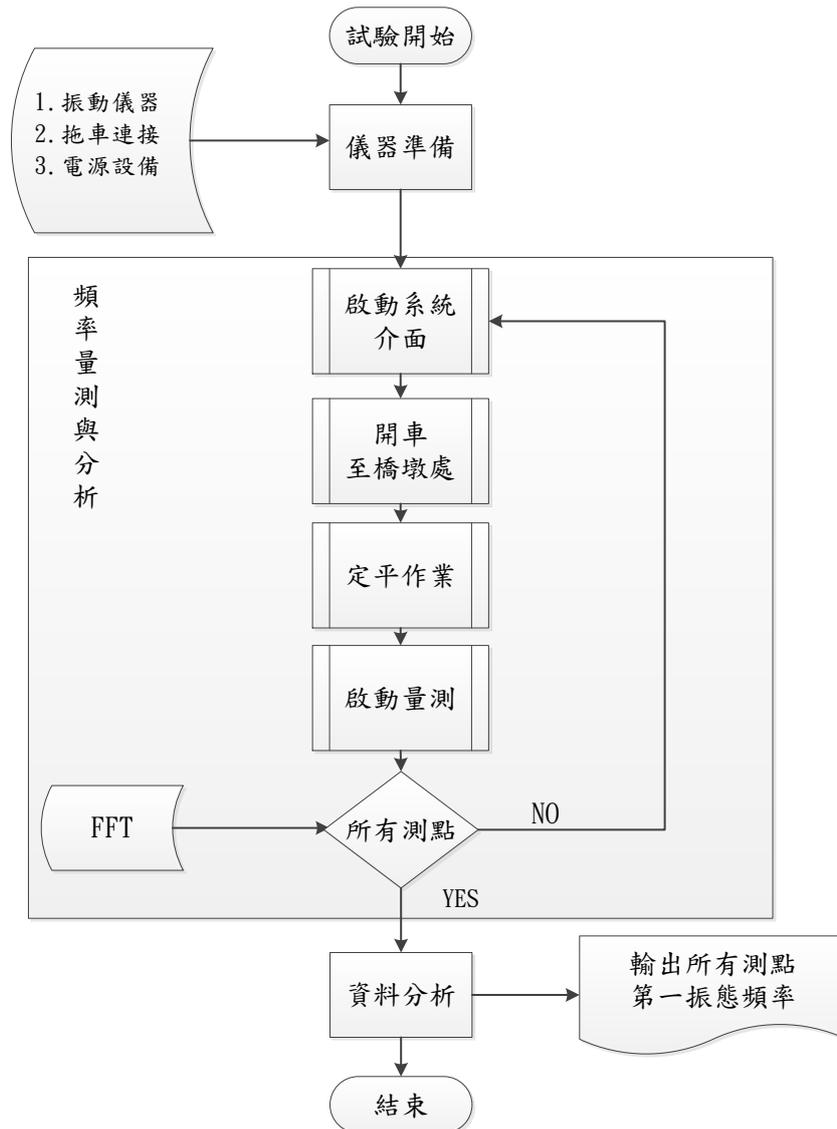


圖 2.2 臺灣地區建議之移動式振動檢測模式流程圖

- 1.目的：此振動檢測模式旨在提供一個可以相對快速、經濟且正確地量測橋面版與橋墩之振動頻率(第一振態)。
- 2.移動式振動檢測之定義：本計畫所規畫之移動式振動檢測係指量

測儀器(速度計)置於具移動性之拖車上，量測時，裝載儀器的拖車係靜止狀態(間接-有行車-靜止-未發動)，每次量測時間約 2 分鐘。

3. 檢測流程：

(1) 儀器準備：

<1.1> 振動儀器：建議使用速度計作為量測儀器，且其可量測範圍至少應為 ± 2 kine (± 0.02 m/s)；以可同時取得三個方向之歷時振動之儀器為優先考量。

<1.2> 拖車設計：托車之自然振動頻率不宜介於 2.0Hz-8Hz 之間、且其各向(x 與 y 方向)之阻尼比不宜大於 5%，上述托車之結構性能可以由自由振動之歷時反應取得。

<1.3> 電源設備：必須確保現場量測時筆記型電腦及速度計之電源無虞，不建議採用汽車之電力，以蓄電池(如電匠)提供電力較為理想。

<1.4> 儀器測試：現場試驗前，各儀器(如筆電及速度計)應先整合並測試是否可以正常讀取振動訊息。

(2) 頻率量測流程：

<2.1> 將儀器固定於托車上

<2.2> 將拖車固定於具移動性之車輛上

<2.3> 整合各項儀器

<2.4> 以汽車將拖車與量測儀器運送至某一橋墩上方

<2.5> 進行訊號收集

<2.6> 重複<2.4>至<2.5>直至每個橋墩與橋面版已完成資料之收集與分析(每筆兩分鐘)，量測資料之分析工作將於收集資料完畢時同步進行。

此計畫共進行6種不同橋梁頻率之量測方式：

1. 儀器(速度計)直接置於橋面版上，橋梁上無任何行車。
2. 儀器(速度計)直接置於橋面版上，橋梁上行車正常。
3. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止未發動，橋梁上無任何行車。
4. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止未發動，橋梁上行車正常。
5. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止但發動，橋梁上行車正常。
6. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車已 10km/hour 等速前進，橋梁上行車正常。

評估的結果係建議採用方式4或方式5的量測方式，理由說明如下：移動式量測法(方式1~方式2)的優點為機動性佳、儀器可以設置於車上不須搬動，滿足利用單一儀器快速量測多個橋梁的目的，缺點則有量測結果受路面粗糙度、車速影響過大，且行車經過收縮縫時(通常即為橋墩正上方)，路面不平經常造成巨大的振動，因此，欲藉由行車經過橋墩上方時所取得之極短的振動訊號，且經常伴有巨大的非預期振動來源，正確判讀出橋墩頻率的困難度過高，故上述量測方式不列入建議。

非直接量測法(方式4或5)，相較於移動式量測法，缺點為機動性稍不理想(因試驗車輛必須短暫停止且需定平)，需時較移動式量測法稍久，優點則為儀器設置於車上，不須搬動，具有相當程度的機動性，經檢查上述兩個量測方式之結果，以方式4的結果較為理想，故為建議之振動檢測模式。

2.3 橋梁振動檢測儀器介紹

港灣技術研究中心目前既有之振動檢測設備為速度計1組，如圖2.3所示，並有資料集錄系統擷取軟(硬)體1套。以下對(加)速度計及資料集錄系統擷取軟(硬)體性能(或功能)之描述內容係根據港研所採購時之規範(規定)，本研究團隊將針對下述功能逐一進行評估。



圖 2.3 速度計^[25]

(加)速度計之內部構造如圖2.4及圖2.5所示。其中，速度計為伺服器型三軸速度計，可進行一般微動測量，地震觀測與健康檢查；並可記錄大量波形資料，可觀察一般地震至中小型地震，可保存30天之連續量測紀錄(一張CF卡)及160小時的觸發紀錄，可單獨或數台使用，如圖2.6所示^[25]。

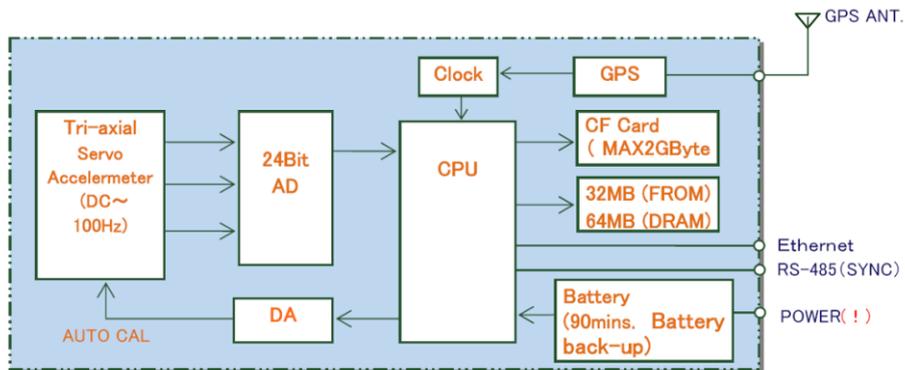


圖 2.4 加速度計內部構造^[25]

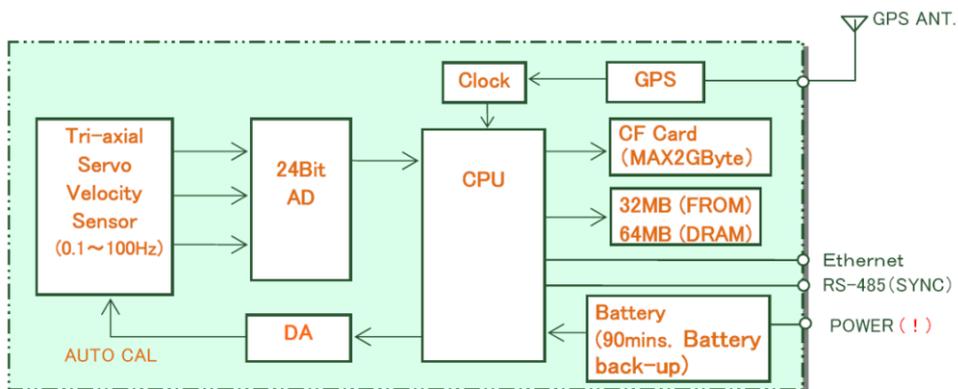


圖 2.5 速度計內部構造^[25]

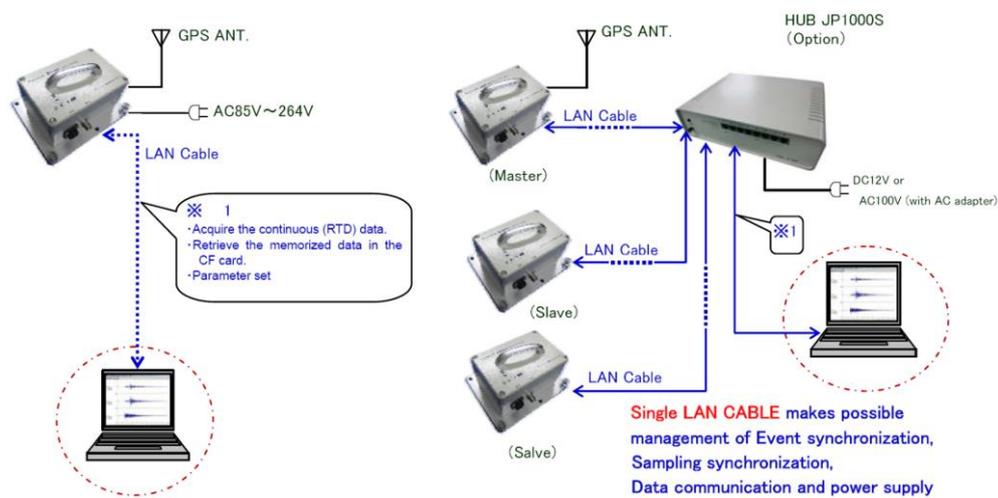


圖 2.6 速度計之單獨(左)或多台(右)使用^[25]

加速度計之功能略同速度計，惟加速度計可觀測之地表震動範圍為自微震至強震。

資料集錄系統擷取軟(硬)體具有以下功能：

1. 可供系統佈放設定、資料存取格式轉換、即時連線資料顯示及圖形資料顯示。
2. Binary資料轉換為ASCII資料檔輸出。
3. 自記式資料下載、資料格式轉換。
4. 即時回傳資料顯示及歷史資料顯示。
5. 感應器時間序列資料顯示。

2.4 橋墩基礎裸露與橋梁結構振動關係

本計畫初步蒐集橋墩基礎裸露與振動相關文獻如下:

1. 橋墩基礎裸露對橋梁結構振動反應之影響^[6]

此研究首先利用數值分析，說明橋墩基礎裸露對基礎本身與橋梁上部結構振動反應之影響。並於台三線汶水橋進行現地振動量測，利用頻譜分析與易損指數，實際探討橋墩基礎裸露所造成橋梁上部結構振動特性之變化。並建立汶水橋振動單元模型進行模態分析與動態歷時分析，藉以驗證現地振動量測之結果。此研究顯示，量測橋梁上部結構振動反應確有助於評估橋墩基礎之裸露情況。

2. 利用振動頻率判別橋墩基礎裸露之可行性研究^[17]

此研究利用現地實驗及數值模擬探討振動頻率判別橋墩基礎裸露或沖刷之可行性。利用廢棄之宜蘭牛鬥橋進行現地實驗，考慮基礎裸露四米對橋梁振動頻率之影響。透過Auto-Regressive Vector模式及Auto regressive model模式，分別分析微動及自由振動量測反應，識別整個橋體及橋墩局部自然振動頻率。試驗結果顯示，基礎裸露對橋墩局部自然振動頻率有較明顯之影響，但對整體橋梁之自然振動頻率無明顯之影響。

3. 結構健康監測暨損傷診斷^[18]

此研究考量結構常因混凝土老劣化、外力撞擊、地震或基礎受掏刷而發生損傷，進而影響結構物健康與使用功能，造成使用者遭遇危害之風險增加。而當結構之環境或材料發生變化時，結構系統整體勁度也會隨之改變，相對自然振動頻率也會隨之變化。因此可利用結構振動頻率變化來做損傷診斷之依據。文章中將以橋梁健康監測系統作為說明範例，說明監測系統可以有效且快速地提供結構健康之資訊，同時作為初步結構損傷之診斷。

4. 基於振動量測之鋼筋混凝土橋墩損傷評估^[7]

國家地震工程研究中心分別在不同基盤條件試體處於完整與受損

狀態時進行環境微振量測，藉此瞭解基盤條件與結構損傷對橋墩振動特性之影響。結果顯示，當橋柱發生損傷或基礎發生弱化時，橋墩結構之自然頻率將明顯下降。此外，此研究利用平均頻譜分析之方式，以降低振動量測時環境條件與振源特性變化造成之變異性。

5. 以振動頻率檢測橋基沖刷^{[5][19]}

該研究橋梁振動試驗主要在瞭解橋墩墩身之自然振動頻率與基礎沖刷深度兩者間之關聯性。藉由探討基礎因沖刷可能造成之頻率變化量，進而評估橋梁沖刷現況。其試驗結果顯示當橋梁墩柱因沖刷造成墩柱長度增加時，在相同型式的墩柱其頻率將由高頻往低頻移動。因此利用振動頻率來檢測橋梁沖刷長度，為可行方向。

6. 創新橋梁監測系統建置試驗研究^{[19][20]}

國家實驗研究院整合轄下六大中心，研發出「斷橋預警—雲端防災互聯網」，其基礎為文獻^{[9][22]}之研發成果。評估準則分兩階段：第一階段，由颱洪中心運用極短期降雨預報技術，進行降雨評估，搭配橋梁沖刷模擬，在斷橋危機前六小時提出預警。第二階段，考量河水沖刷、橋墩裸露問題，由國震中心和晶片中心所合作製作可感測水流振動感測晶片。當沙土被沖刷、掏空，晶片露出於水中而發出訊號，即可得知沙土沖刷情形。最後進行分析與計算，將結果傳送給橋梁管理單位，成為封橋的科學依據。

2.5 小結

上述研究中皆對橋梁進行振動頻率量測與分析，但主要目的仍為找出沖刷深度對振動頻率之影響，或需投入相當經費於單一橋梁。因此，如何藉由振動頻率之變化，且考量儀器可移動性之經濟性問題，進一步對橋梁之安全或危險進行判斷，仍是一項待解決之課題。

第三章 移動式振動檢測模式驗證

3.1 移動式振動檢測模式驗證

跨河橋梁之耐洪能力主要受到橋梁本身結構、河川環境、水文條件與河岸防護措施等眾多因素之影響，為一個跨領域的複雜問題。因此，完整的評估分析通常需要藉助歷年水文資料的收集與統計分析、橋體非破壞性檢測評估與沖刷深度的丈量或計算等不同領域的整合使能完成，其分析過程通常十分耗時，在有限的時間與經費的條件下，若欲對大量的橋梁進行詳細評估，顯然有執行上的困難。

若橋基受到嚴重的沖刷，則橋墩的振動頻率將隨之下降，許多學者注意到此一現象並針對洪水前後之橋墩頻率變化率進行研究，冀能藉由此參數之變動，判斷橋梁健康之依據；例如陳正興等(2009)^[12]嘗試從頻率的下降程度診斷出結構是否安全或結構破壞的原因。因此，振動頻率的取得為本檢測的重點項目之一；目前量測振動頻率的振動感測器約略可區分為固定式、攜帶式及移動式三類，固定式係指量測儀器(如速度計或加速度計)長期安裝於橋梁結構體上，攜帶式亦須固定安裝於結構體上，惟通常當試驗完畢之後，即自結構體中移除，屬短期量測；移動式則將量測儀器安裝於具行動性的交通工具如汽車等；因移動式之量測儀器並非直接設置於受測結構物上，故亦稱非直接式量測。移動式設備因不須於每座橋梁架設儀器，故振動感測器的需求數量相對於固定式或攜帶式量測，可以大幅降低，進而減少檢測的整體經費，缺點則有(1)無法建立長時監測資料，(2)台灣目前相關技術並不成熟，仍需時間開發及(3)所量測的振動頻率因設備置於車中，其精準度尚待確認。

當橋梁現場傳送的振動訊號送達資料整合的電腦時，尚需分析工具對訊號進行處理，以模態分析為例，一般可分為頻域法及時域法兩種；頻域法有傳統的傅立葉轉換(Fouier Transform)及正規化平均Welch頻譜法；時域法則有隨機空間識別法(Stochastic Subspace ID)。一般儀器廠商均針對自家儀器進行分析工具軟體的開發，因此，選擇量測儀器時，應將軟硬體之各項功能一併列入考量。

以下將針對(1).橋梁檢測與乘載評定之文獻回顧、(2).移動式非破壞性振動檢測可行性評估及(3).現地試驗結果等分別說明。

3.1.1 橋梁檢測與承載評定之文獻回顧

目前我國眾多公路橋梁因建造已達一定時間，各結構元件已呈現老化、劣化等問題，並且，由於地理位置的因素，地震及颱風發生的機率相對較高，兩者所伴隨的土石流及洪水問題也相對嚴重，加上海島型氣候的影響，混凝土結構中的鋼筋具有腐蝕劣化的潛在可能，以上種種，導致台灣的橋梁於使用壽命內經常需要花費相當的經費維護，鑑此，橋梁檢測的技術與應用便顯得相當重要；橋梁檢測可確認橋梁各元件損害程度、並據此判斷是否需要補強計畫，且完整的檢測資料建立有助於後續既有橋梁承載能力之評定。

一般而言，檢測與承載評定可細分為三階段：橋梁檢查、橋梁荷載試驗及評定分析。橋梁檢查包含橋梁各項歷史資料的收集，如建造年代與相關規範、歷史最高洪水位及結構形式及材料種類。橋梁檢查可以目視檢測或以非破壞性檢測進行，目前台灣橋梁檢查以「台灣地區橋梁維護管理系統TBMS」^[10]來進行檢測作業之紀錄。橋梁荷載試驗依外力形式可分為靜載試驗或動載試驗，一般量測的項目有位移、應變、裂縫、頻率、阻尼及振態。進行橋梁承載力評定時應將各項影響因素納入考量，如原設計規範、施工品質與方法、劣化程度及橋梁型式。

定量分析並不容易；橋梁承載力的評估方法尚無定論，可約略區分為以下三類：(1)透過理論分析計算：例如以側推分析推估橋梁的承載能力，為確保分析時所需之資料完整，檢測量測的內容宜於作業早期即予整合；(2)實物調查比較，即由實際交通情況之統計資料，判定橋梁之承載力，為動態荷載評定法之一；(3)實物荷載實驗法，如車行載重試驗；陳正興等(2009)^[12]利用車行載重試驗觀察到當橋梁結構因外力受到損害時，結構參數會隨著改變，其中又以振動頻率最為明顯，進一步針對洪水水位與頻率之關係進行定性的觀察，並於荷重試驗時，將橋梁受力機制區分為以下三類進行結構的頻率量測：(a)樁帽與基樁均埋置

於土層中、(b)樁帽裸露而基樁未裸露與(c)兩者均裸露。上述規劃的重點在於探討當不同洪水位沖刷橋梁基礎時的頻率反應，該理論可應用於當封橋管制之後，以頻率變化作為是否開放通行之參考依據。

3.1.2 移動式非破壞性振動檢測可行性評估

移動式非破壞性振動檢測擁有潛在的經濟效益及本身具有的機動性之優點，即使如此，此法亦有無法建立長期監測資料之缺點。不過如前所述，此法為橋梁檢測之新技術與概念，仍有許多重要的關鍵點需要加以驗證，說明如下：

1. 因量測儀器係裝置於車輛之中，其所接收之訊號的傳遞媒介包含了橋梁及車子本身，惟橋梁工程師僅對橋梁部分有興趣，故需確認所收集的震動訊息確實包含橋梁的部分。例如先前的研究，主要以儀器設置於所取得的振動頻率之變化作為橋量沖刷程度的判斷依據。移動式量測因儀器係裝置於車上，推測其所得之振動頻率大多來自於橋面板，此頻率是否可作為判斷指標，應列入觀察重點，因此，本計畫於後續的現地試驗中，將儀器同時設置於墩柱與非墩柱部分，並比較數據用以驗證將儀器設置於墩柱與非墩柱所取得的振動頻率之差異性。
2. 所取得之振動頻率是否具有隨洪水前後(沖刷前後)而變化的特質。因為現地試驗經常受限於洪水是否發生之條件(例如若執行計畫該年並無洪水與沖刷情事)，無法確定於墩柱所取得之頻率變化的趨勢。關於此點，本計畫擬比較南雲大橋第9號與第14號墩柱振動頻率的量測結果，以驗證沖刷深度與振動頻率間的關係。南雲大橋第9號與第14號墩柱的結構設計尺寸與材料完全相同，如圖3.1所示。目前兩個墩柱均有沖刷現象，如圖3.2所示，其中，第14號墩柱的沖刷現象較為明顯(如圖3.3所示)，因此，此二墩柱的試驗結果可以提供參考。

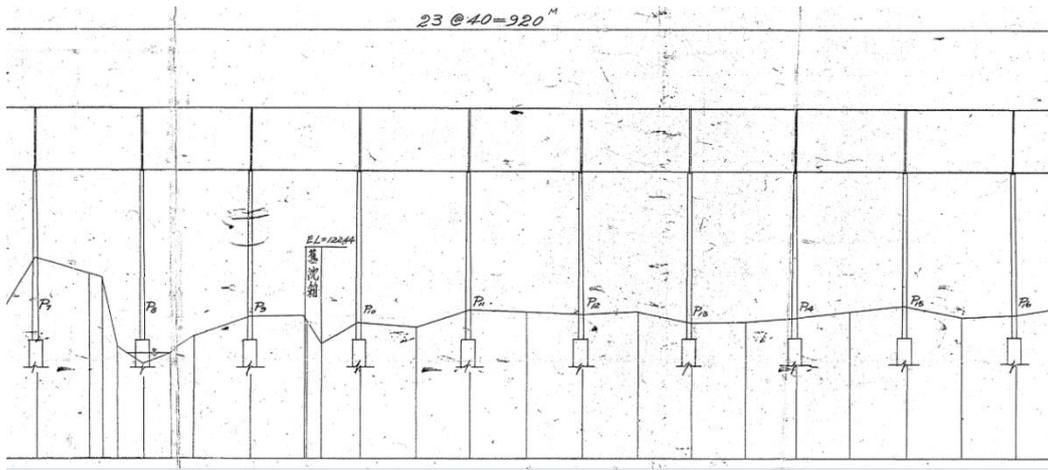


圖 3.1 南雲大橋墩柱 9 到墩柱 16 之立面圖



圖 3.2 南雲大橋 9 號墩柱沖刷現況



圖 3.3 南雲大橋墩柱 14 沖刷現況

根據以上考量，本計畫將應用先前港研中心100年度建立之「移動式振動檢測模式」^[25]與其他檢測方式進行相關課題的研究。振動檢測的方式眾多，於進行現地檢測前，應先確認適合的檢測方式。選定符合目標之試驗橋梁，利用多種振動檢測方法，針對橋墩處平行與垂直水流方向進行頻率量測，以下說明本計畫團隊先前對於檢測方式的經驗，並依據之前試驗的結果，選取適合國內橋梁振動頻率檢測方式並應用於本計畫。

首先，本計畫團隊曾經進行橋梁震動試驗三次，三次進行的方式不盡相同，以下將詳細說明期間的演進過程，最後再說明於本年度的檢測。以下分別說明：

<第一次試驗> (100年交通部運輸研究所「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」^[23]計畫)

首先說明檢測方式的分類原則如下：

1. 有無外力作用於橋梁：可分為兩類：(1)等速動態載重試驗(有)及(2)微振量測(無)。(1)項中，外力來源又可分為大型卡車(6噸)、小型休旅車(1.5噸)及小型自用車(1.5噸)三種；外力作用於橋梁之速度有10公里/小時、20公里/小時及40公里/小時等。
2. 儀器是否直接置於橋梁結構體上，則可分為以下兩類；(1)直接量測(有)及(2)非直接量測(無)；直接量測係指量測儀器直接置於橋梁結構體上，非直接量測係指量測儀器置於小自客或無動力拖車(斗)中。

3. 量測儀器移動與否，則可以分為移動式與靜止式量測；其中，移動式量測中，儀器可能設置於小型自用車之行李箱中或小拖車上。靜止式量測時，儀器可能設置於橋面板橋墩上方處、小自客後行李箱中及小拖車中。

綜合上述，本計畫團隊於100年度已進行評估的試驗項目計有：

- (1) <等速動態載重法 - 非直接量測 - 移動>
- (2) <等速動態載重法 - 非直接量測 - 靜止>
- (3) <等速動態載重法 - 直接量測 - 靜止>
- (4) <微振法 - 非直接量測 - 靜止>
- (5) <微振法 - 直接量測 - 靜止>

另、根據定義，以下三種組合為不可能實現之情形：

- (6) <等速動態載重法 - 直接量測 - 移動>：若為直接量測，表示儀器係直接設置於橋梁結構體上，則儀器自然不可能為移動狀態。
- (7) <微振法 - 非直接量測 - 移動>：既然是微振法，表示沒有外力來源，如此，沒有具移動性之車輛可提供儀器放置。
- (8) <微振法 - 直接量測 - 移動>：理由同第七個量測法。

以上各檢測方式的名稱過長，進一步精簡如下：

- (1) <移動式量測法>
- (2) <等速動態載重法 - 非直接量測>
- (3) <等速動態載重法 - 直接量測>
- (4) <微振法 - 非直接量測>
- (5) <微振法 - 直接量測>

其中，經觀察知，在五個試驗法中，僅有第一個量測法其儀器為移動形式，故精簡為<移動式量測法>；而第二個至第五個試驗則其儀器均為靜止狀態，故省略。

本團隊曾於100年交通部運輸研究所「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」^[23]計畫中，曾對四座橋梁進行五次試驗，各個試驗之目的及關係如下表3-1所示。

表3-1 各橋梁試驗之目的及關係

橋梁名稱	試驗重點	試驗結果	相對應措施
1. 牛鬥橋	(1)測試將量測儀器置於車內的可行性(移動式量測法之可行性評估) (2)確認港研提供之儀器與本團隊操作該儀器之準確性	(1)<移動式量測法>之可行性尚無法由此次試驗結果驗證。 (2)本團隊操作港研儀器之準確性已確認	(1) 於思源橋試驗中再次測試<移動式量測法>之可行性，並改用加速度計作為量測儀器
2. 思源橋	驗證<移動式量測法>之準確性	以加速度置於車內確可量測橋梁振動，準確性尚待驗證	於執信橋試驗之<移動式量測法>中，增加無動力小拖車之試驗，並加大外力來源(卡車)以增加試驗成功之機率
3. 執信橋(第一次)	(1)非直接量測法可行性探討 (2)外加载重(等速動態載重法)對量測結果影響之探討 (3) <移動式量測法>可行性再探討	(1)非直接量測法確實可行(橋面板)，橋墩方面，仍有改善空間 (2)外加载重對量測結果有正面效果，以車速20公里/小時最佳 (3)因一般小自客之高阻尼特性，不適用於<移動式量測法>中，加設無動力小拖車，為較可行之方案	(1)先行估算東勢大橋之振動頻率，若仍與現租用之小拖車相近，應另行設計或尋找其他小拖車
4. 執信橋(第二次)	沖刷前後頻率之比較(前提為今年的雨量對執信橋確有沖刷的事實)	兩次量得之頻率並無明顯之不同，原因為今年的降雨量並未對執信橋造成顯著之沖刷	
5. 集集橋	增加試驗案例之資料數	順利完成資料收集	

<第二次試驗> (102年交通部運輸研究所「移動式橋梁振動檢測及訊號分析與傳輸通報系統」^[25]計畫)

本團隊因鑒於若可在不影響交通的情形下可取得振動頻率，應為較理想的檢測方式，故此次檢測相較於前次試驗，主要是增加這項考量。此研究的檢測方式說明如下；

- 1.儀器(速度計)直接置於橋面版上，橋梁上無任何行車。
- 2.儀器(速度計)直接置於橋面版上，橋梁上行車正常。

- 3.儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止未發動，橋梁上無任何行車。
- 4.儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止未發動，橋梁上行車正常。
- 5.儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止但發動，橋梁上行車正常。
- 6.儀器(速度計)置於小拖車上，汽車已10km/hour等速前進，橋梁上行車正常。

若上述各方法均可行，最佳選擇之優先順序為：6、5、4、3、2、1；上述順序亦反映出各量測法中，對訊號的干擾程度。

第6個量測法為最優先選擇主因為其符合機動性佳、儀器可以設置於車上不須搬動，且不需進行任何交通管制計畫，除滿足利用單一儀器快速量測多個橋梁的目的，對交通衝擊最小且對施作性最佳；第5個量測法相較於第6個量測法，其量測過程中，除機動性稍為不理想(因試驗車輛必須短暫停止但不需熄火)，需時較第一個量測方法稍久，但有相當程度的機動性，且同樣地，因儀器設置於小拖車上不須機常搬動，故為第二優先；第4個量測法與第5個量測法類似，唯一不同處在於量測時引擎需要熄火；第3個量測法與第4個量測法一樣，唯須進行交通管制，對橋梁交通的衝擊較大；第1及第2個量測法則直接將速度計置於橋面板，其中第1個量測法因排除橋面上來往車輛的干擾，在訊號蒐集過程中干擾最小，故所求得之頻率可視為該橋之最正確的頻率，第2個量測法則為第1個量測法之對照組。

以上各量測方法進一步精簡如下：

- 1.<直接-無行車>
- 2.<直接-有行車>
- 3.<間接-無行車-靜止-未發動>
- 4.<間接-有行車-靜止-未發動>
- 5.<間接-有行車-靜止-發動>
- 6.<間接-有行車-移動>

以上名稱與先前相近，目的在於精簡各試驗名稱，增加本報告之閱讀性。此年度所進行的三座橋梁試驗之重點與結果如表3-2所示。

表3-2 各橋梁試驗結果

橋梁名稱	試驗代碼	試驗重點	試驗結果
6.台中東勢大橋	2、4、6	尋找最佳量測方式	(1)試驗方式2與4的結果較接近
7.台中天福大橋	1、2、3、4、6	比對橋上有無行車對頻譜之影響	(1)試驗方式1~4的結果接近，橋上是否有車輛通行，對第一振態(小於5Hz)的讀取並沒有太大的影響 (2)小拖車似乎具有過濾超過10Hz水流向振動的機制
8.苗栗西湖大橋	1~6	1.比對橋上有無行車對頻譜之影響 2.增加試驗資料 3.比對汽車發動引擎對頻譜之影響	(1)雖然試驗方式1~4的結果相對接近，但已不符合t test (2)引擎發動對第一振態(小於5Hz)的讀取並沒有太大的影響

<第三次試驗> (104年度橋梁耐震能力與檢測評估分析模式之建立研究 (1/2))

針對宜蘭「蘭陽大橋」與「舊東澳大橋」(位於台9號)進行現地試驗。檢測的方式根據前兩次試驗經驗擬定如下：

1. 儀器(速度計)直接置於橋面版上，橋梁上無任何行車。
2. 儀器(速度計)直接置於橋面版上，橋梁上行車正常。
3. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止未發動，橋梁上無任何行車。
4. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止未發動，橋梁上行車正常。
5. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止但發動，橋梁上無任何行車。
6. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止但發動，橋梁上行車正常。
7. 儀器(速度計)直接置於墩柱上，橋梁上無任何行車。
8. 儀器(速度計)直接置於墩柱上，橋梁上行車正常。

<本年度試驗規劃>

台灣全國橋梁逾二萬座，本計畫依據以下幾點選擇試驗對象：

1. 因非直接量測技術於國內尚未成熟，為專注於技術開發，以簡支直線型橋梁為優先。
2. 為配合整體計畫規劃，試驗橋梁需有竣工圖，以利相關後續計畫之分析。
3. 可以同時取得橋面板處與橋墩處之震動內容，藉以評估由橋面板所取得之振動頻率是否與橋墩處相近。

根據上述原則暨先前三次的試驗經驗，本計畫目前選擇苗栗「尖山大橋」(位於台1線)與南投雲林間的「南雲大橋」(位於台3線)進行現地試驗。檢測的方式如下：

1. 儀器(速度計)直接置於橋面板上，橋梁上無任何行車。
2. 儀器(速度計)直接置於橋面板上，橋梁上行車正常。
3. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止未發動，橋梁上無任何行車。
4. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止未發動，橋梁上行車正常。
5. 儀器(速度計)直接置於墩柱上，橋梁上無任何行車。
6. 儀器(速度計)直接置於墩柱上，橋梁上行車正常。

除上述測試外，南雲大橋並分別針對墩柱是否位於主河道進行量測，以探討水流對振動頻率的影響。其中，根據先前的測試結果與今年度的期中報告得知，試驗方式3與4誤差較大，故今年第二次實地量測時並未執行該兩個試驗方式。

3.1.3 現地試驗結果

本研究團隊於6月13日與6月17日分別赴南雲大橋與尖山大橋進行現地試驗，其間根據往年經驗，每年6、7月為颱風較為頻仍的季節，因此，本研究團隊另於9月28日與10月3日赴尖山大橋與南雲大橋進行現地試驗。

以南雲大橋為例，每次試驗均進行兩次重複的量測，而每次量測均分為車行方向與水流方向，因此，共有2(次)×2(方向)×6(量測方式)×2(墩柱)=48個試驗結果。另外根據委員建議，南雲大橋另外量測橋梁附近地表面的振動頻率，並與儀器置於橋面版處所得結果做一比較。

因為試驗的結果數目較多，以下僅就重要的部分進行說明。橋梁振動頻率是否可以作為橋梁健康診斷的依據，主要觀察的重點有：

- (1) 量測的頻率是否穩定
- (2) 橋梁狀態是否可以藉由頻率的變化得知
- (3) 對於移動式量測的方式，橋面板所取的頻率應如何應用

以下將藉由回答上述問題的過程中，說明試驗的結果。

3.1.3.1 量測的頻率是否穩定

量測結果是否穩定可以藉由同次現地試驗中的數次試驗結果觀察得知，表3-3及3-4所示為南雲大橋同一個量測位置(帽梁)同一天試驗的變異係數值(coefficient of variation, cov)。表3-5及3-6所示為南雲大橋同一個量測位置(橋面板)同一天試驗的變異係數值(coefficient of variation, cov)。表3-7與表3-8則為尖山大橋在上述條件下的cov值。由以下的數字顯示，就南雲大橋而言，當儀器置於橋面板，其最大的cov值為)0.15，若至於帽梁處時，則為0.1，顯示帽梁處的量測具有較佳的穩定性。然而，以尖山大橋而言，無論儀器置於帽梁或橋面板，其cov均達0.17，相對較不穩定。以這次梁座橋梁所取的頻率來看，其頻率約在3Hz附近，以0.17的cov而言，表示其頻率可能會在2.5Hz~3.5Hz之間，變化量頗大。不過上述分析是最糟的情形計算，由表3-3~至表3-8所示，多數的cov

並未超過0.1，尤其有些試驗的結果穩定性相當高，其cov值可以小到0.003。

表3-3 南雲大橋(帽梁)量測穩定性結果(cov) (pier 14)

	6/13	10/3
車行方向(x)	0.01	0.06
水流方向(y)	0.05	0.07

表3-4 南雲大橋(帽梁)量測穩定性結果(cov) (pier 9)

	6/13	10/3
車行方向(x)	0.003	0.007
水流方向(y)	0.01	0.1

表3-5 南雲大橋(橋面板)量測穩定性結果(cov) (pier 14)

	6/13	10/3
車行方向(x)	0.0007	0.0003
水流方向(y)	0.06	0.07

表3-6 南雲大橋(橋面板)量測穩定性結果(cov) (pier 9)

	6/13	10/3
車行方向(x)	0.013	0.006
水流方向(y)	0.15	0.075

表3-7 尖山大橋(帽梁)量測穩定性結果(cov)

	6/17	9/28
車行方向(x)	0.03	0.05
水流方向(y)	0.06	0.17

表3-8 尖山大橋(橋面板)量測穩定性結果(cov)

	6/17	9/28
車行方向(x)	0.01	0.03
水流方向(y)	0.06	0.17

3.1.3.2 橋梁狀態是否可以藉由頻率的變化得知

計畫原先預計的情形為雨季後所選的兩座橋梁可以有明顯的沖刷現象，不過根據觀察，兩座橋梁均未發生上述情形。因此，兩次現地試驗的結果應該要接近彼此以反映橋梁的狀態。因為橋梁的狀態實際上並未改變，因此，前後次所量測的結果亦可作為量測穩定度是否足夠的檢驗。表3-9及3-10所示為南雲大橋同一個量測位置(帽梁)不同天試驗的頻率值。表3-11及3-12所示為南雲大橋同一個量測位置(橋面板)不同天試驗的頻率值。表3-13與表3-14則為尖山大橋在上述條件下的cov值。上述表格中以同時列出不同天試驗結果的Z-test用以檢驗兩個母體平均數之差異檢定。在12組的檢定結果，顯示有3組的平均值並不相等，巧合的是，此三組均為車行方向的試驗數字。

表3-9 南雲大橋帽梁所量測的頻率值(pier 14)

	6/13	10/3	Z-test
車行方向(x)	2.93	2.89	相等
水流方向 (y)	2.47	2.44	相等

表3-10 南雲大橋帽梁所量測的頻率值 (pier 9)

	6/13	10/3	Z-test
車行方向(x)	3.04	3.04	相等
水流方向(y)	2.68	2.68	相等

表3-11 南雲大橋橋面板處所量測的頻率值 (pier 14)

	6/13	10/3	Z-test
車行方向(x)	2.89	2.96	不相等
水流方向(y)	2.42	2.44	相等

表3-12 南雲大橋橋面板處所量測的頻率值 (pier 9)

	6/13	10/3	Z-test
車行方向(x)	2.68	3.03	不相等
水流方向(y)	2.41	2.26	相等

表3-13 尖山大橋帽梁所量測的頻率值

	6/17	9/28	Z-test
車行方向(x)	3.01	3.15	不相等
水流方向(y)	2.83	2.63	相等

表3-14 尖山大橋橋面板處所量測的頻率值

	6/17	9/28	Z-test
車行方向(x)	2.90	2.92	相等
水流方向(y)	2.80	2.79	相等

表3-15及3-16所示為南雲大橋同一個量測位置(帽梁)不同天試驗的傅氏頻譜。表3-17及3-18所示為南雲大橋同一個量測位置(橋面板)不同天試驗的傅氏頻譜。表3-19與表3-20則為尖山大橋在上述條件下的傅氏頻譜。因為每次試驗均不只進行一次，因此，以上的表格針對同一次試驗，均只列出其中一次的傅氏頻譜。

表3-15 南雲大橋帽梁 (pier 14)之傅氏頻譜

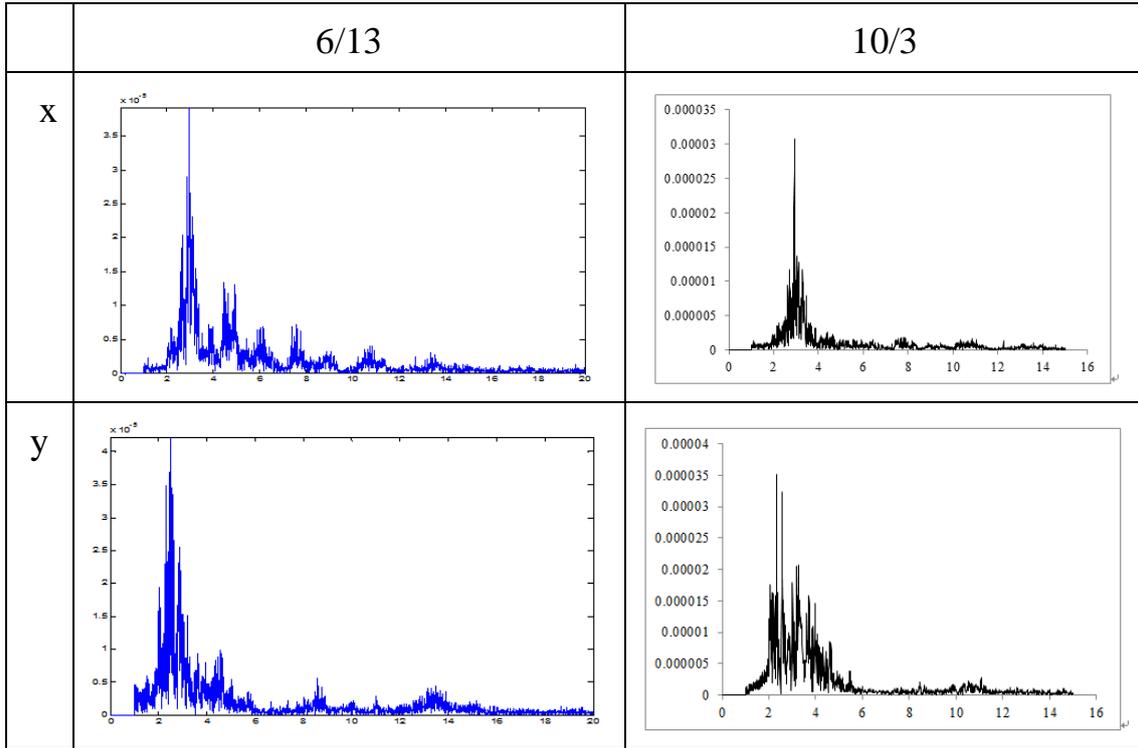


表3-16 南雲大橋帽梁 (pier 9)之傅氏頻譜

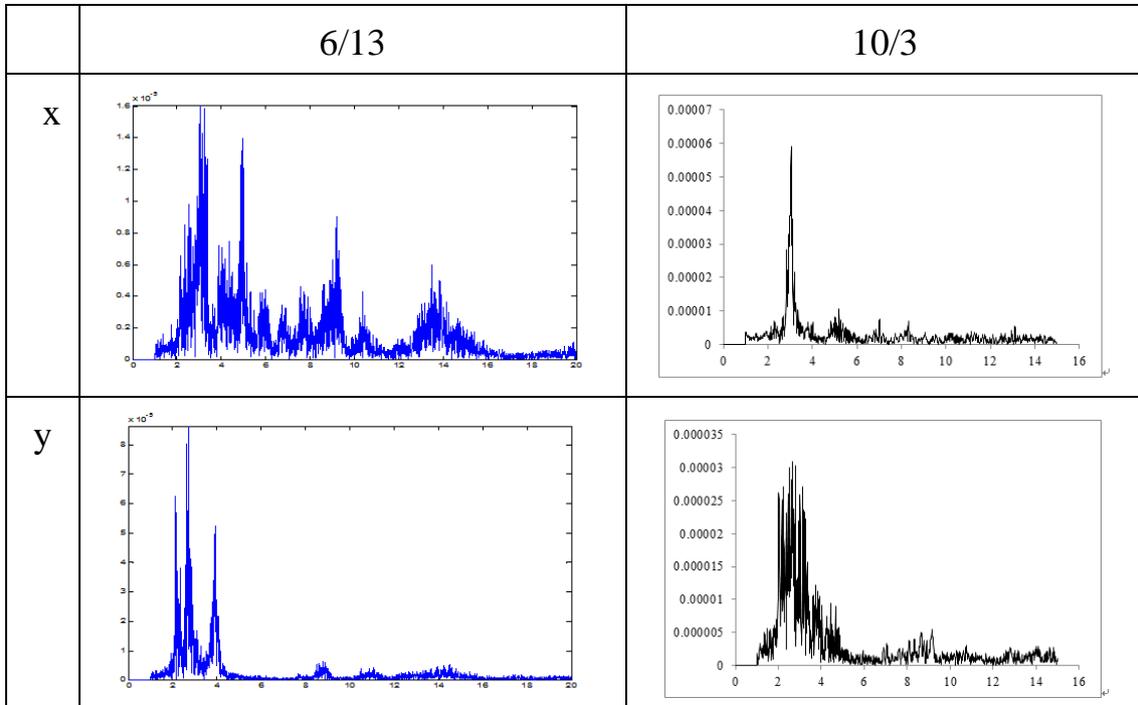


表3-17 南雲大橋橋面板 (pier 14)之傅氏頻譜

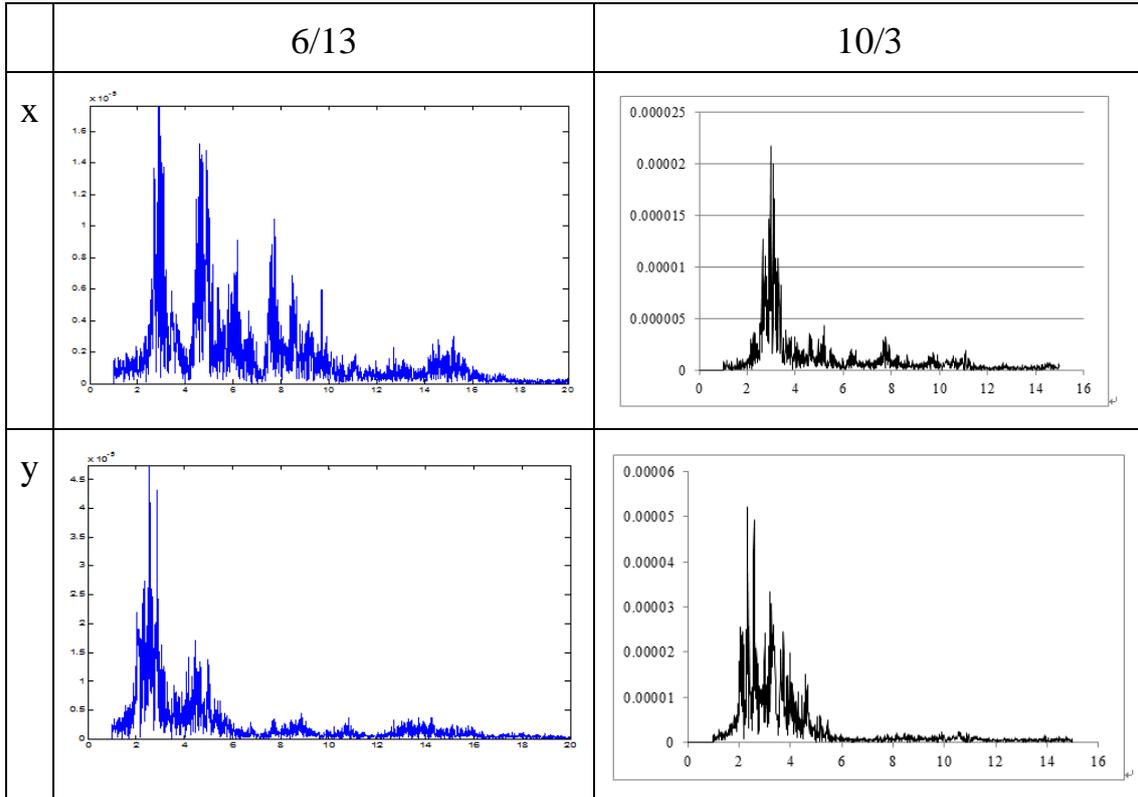


表3-18 南雲大橋橋面板 (pier 9)之傅氏頻譜

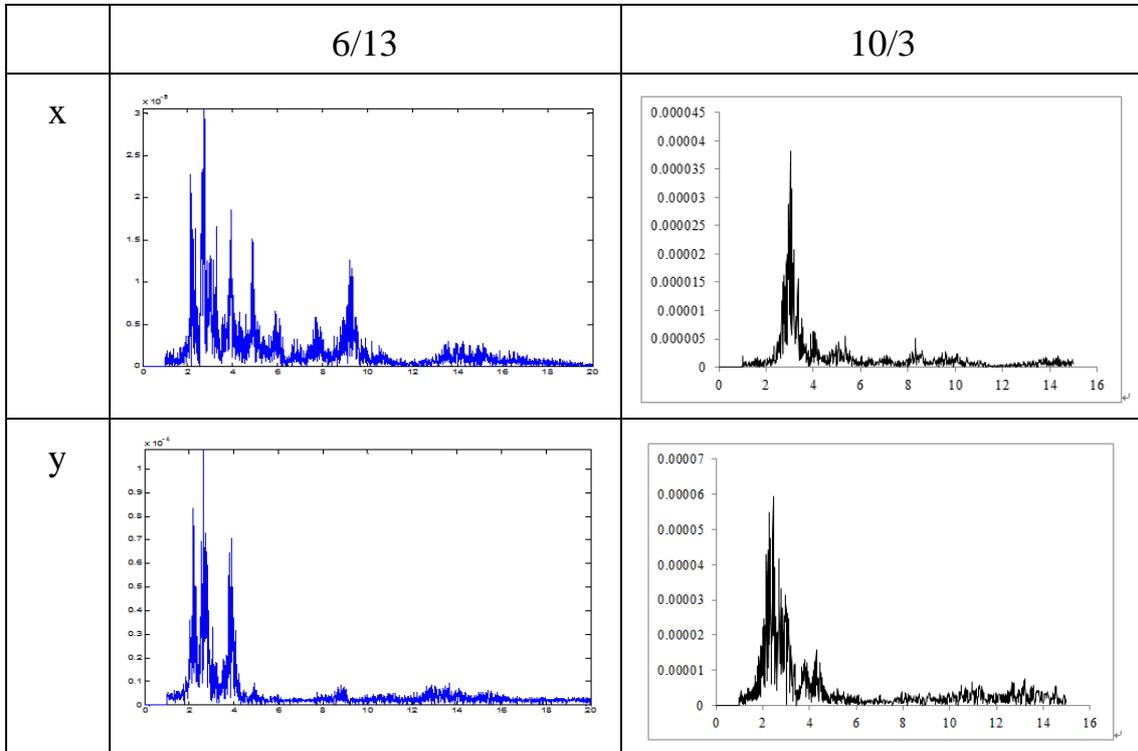


表3-19 尖山大橋帽梁之傅氏頻譜

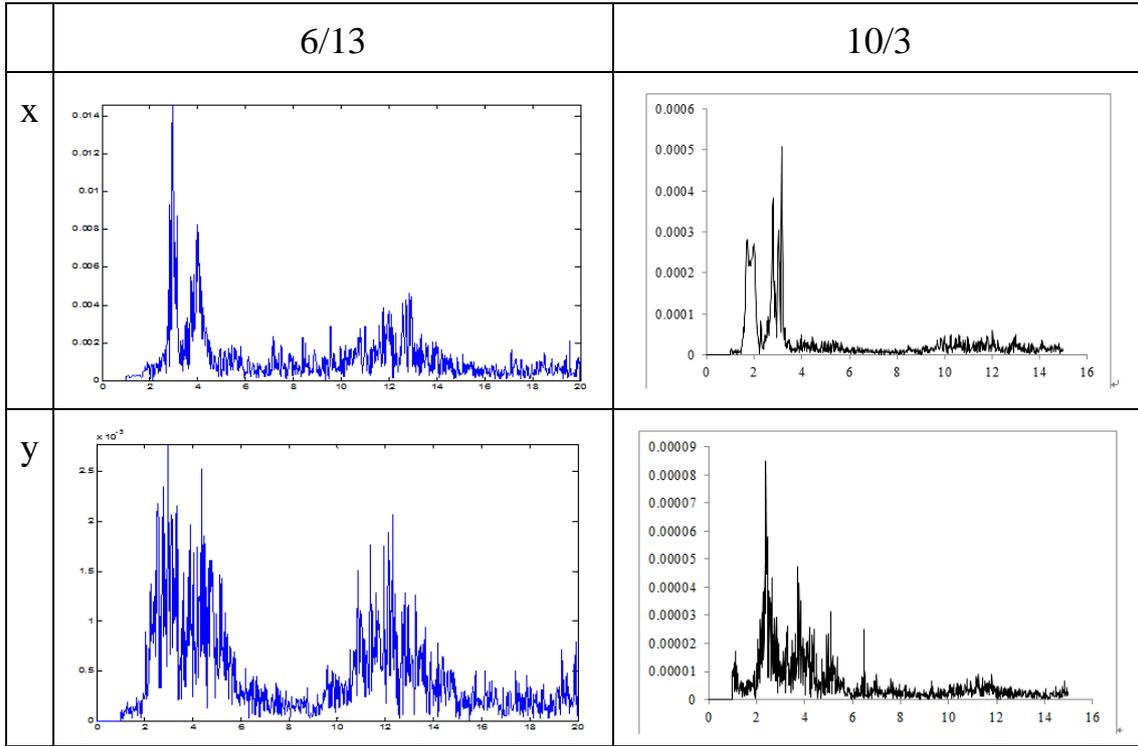
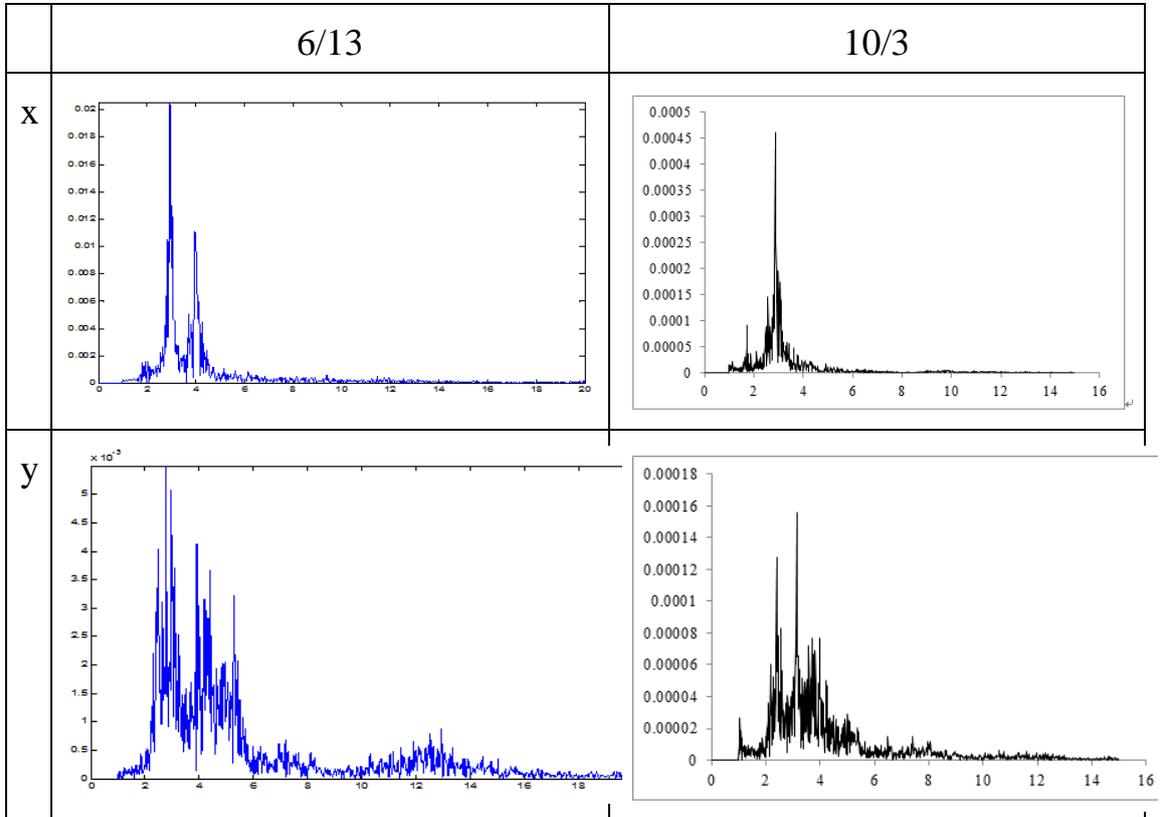


表3-20 尖山大橋橋面板之傅氏頻譜



由以上的分析可知，若橋梁狀態未改變，利用頻率可以反映橋梁狀態的成功率約75% (9/12)。因為橋梁狀態改變的試驗，需要所試驗橋梁具有沖刷事實的發生，以同一個橋墩而言，目前並無相關數字可供分析。

3.1.3.3 移動式量測中橋面板所取的頻率之分析

本計畫欲探討的目標至少有:1:頻率是否可以反映橋梁的健康狀態、2:是否可利用於橋面板處所取的頻率簡化未來的檢測作業。於3.1.3.2節的討論中可知，若將儀器設置於帽梁，目前的分析結果呈現預期的結果，然而，若將儀器置於橋面板則非。本節將針對橋面板所取得的頻率進行進一步的討論。橋面板與帽梁間存有支承墊，支承墊對頻率應有一定程度的影響，為減低支承墊對頻率的影響，本計畫所選的現地量測橋梁均不具有功能性支承墊。除此之外，本計畫提出以兩次量測間的頻率比來顯示頻率的變化，希望藉由比值去除支承墊(或量測位置)對頻率的影響。因為前後次比值基本上創造了一個新的隨機變數，在比較的過程中，如先前所使用的T-test，需要標準差的資訊。對於比值隨機變數，其變異數如下式(假設兩隨機變數為互相獨立)所示

$$\text{Var}(R/S) = \frac{\mu_R^2}{\mu_S^2} \left[\frac{\sigma_R^2}{\mu_R^2} + \frac{\sigma_S^2}{\mu_S^2} \right]$$

依據以上資訊與上式分別計算的結果如表3-21至表3-23所示。由表所示，藉由比值的計算，於帽梁或橋面板所取得的頻率並無顯著的差異，表示確實可以以比值作為指標。然而，目前所分析的條件僅限於橋梁狀態沒有明顯改變，若橋梁具有明顯的沖刷深度，比值是否仍如目前分析的結果，尚有待觀察。

表3-21 南雲大橋水流方向頻率比值的比較(pier 14)

	6/13	10/3	比值
帽梁	2.47 (0.05)*	2.44 (0.07)	1.010
橋面板	2.42 (0.06)	2.44 (0.07)	0.991
T-test	-	-	相等

*COV

表3-22 南雲大橋水流方向頻率比值的比較 (pier 9)

	6/13	10/3	比值
帽梁	2.68 (0.01)	2.68 (0.1)	1.000
橋面板	2.41 (0.15)	2.26 (0.075)	1.066
T-test	-	-	相等

表3-23 尖山大橋水流方向頻率比值的比較

	6/17	9/28	比值
帽梁	2.83 (0.06)	2.63 (0.17)	1.076
橋面板	2.80 (0.06)	2.79 (0.17)	1.003
T-test	-	-	相等

3.1.3.4 橋址處地表面頻率之量測

圖3.4與圖3.5所示為於橋址處附近之河床與河岸處的兩次量測結果，由結果可知，無論於何處量測，其震動特性與於橋體上所量測的結果有明顯的差距，儀器架設於橋體所取得的頻率應非來自於橋址處大地的震動頻率。

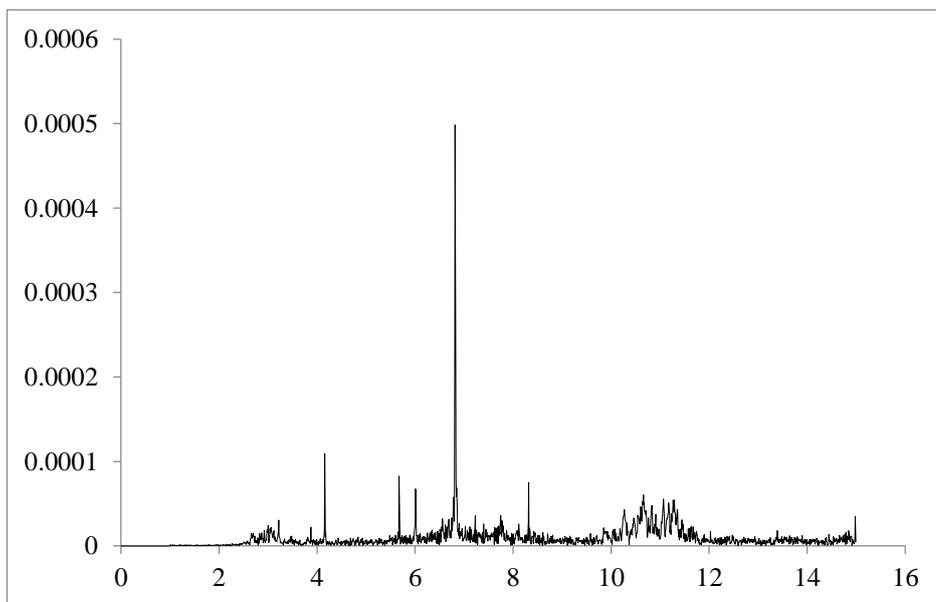


圖 3.4 南雲大橋河床處的傅氏頻譜

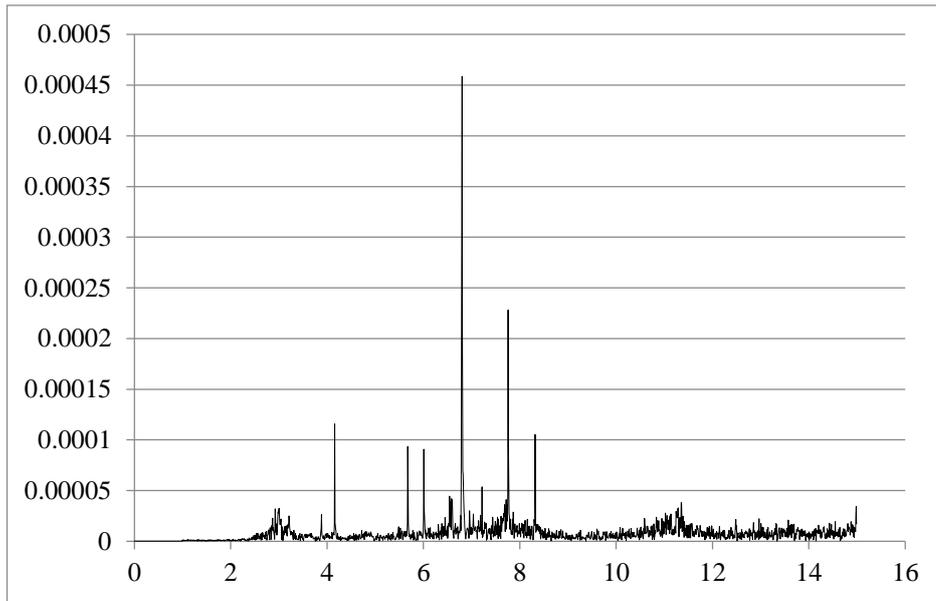


圖 3.5 南雲大橋河岸處的傅氏頻譜

3.1.4 本計畫建議之標準量測施作流程

- (1) 將量測相關器材及車子行駛至第一個量測點。
- (2) 至量測點後開始安裝儀器，安裝步驟如下：
 - ◆ 自箱子取出速度計後，將其電源線、網路傳輸線、GPS 連接線接至速度計上相對應的孔槽(如圖 3.6)。

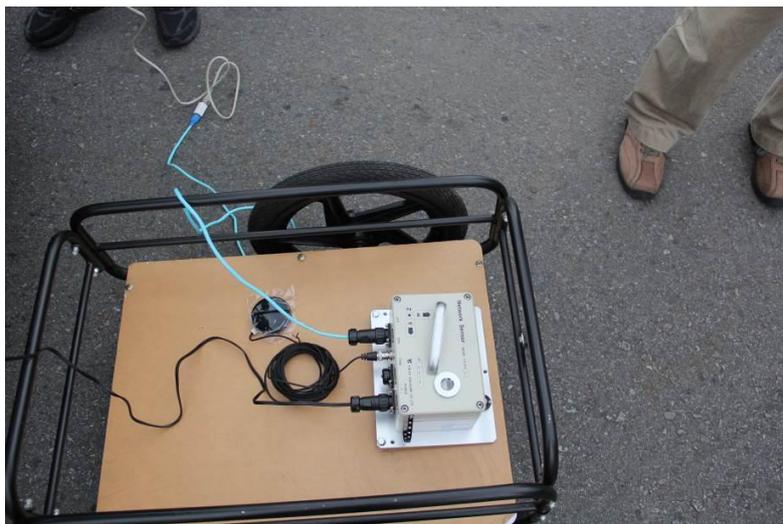


圖 3.6 速度計上之電源線、網路傳輸線與 GPS 連接線孔槽

- ◆ 開啟筆記型電腦並確認是否有足夠的電力。(如圖 3.7)
- ◆ 將筆電電源線及速度計之電源線插入電瓶中，並確保在量測時有足夠的電力，以避免量測中途斷電之問題產生。



圖 3.7 以備用電源供應筆電與速度計之電力

- ◆ 確定電源均安置好後，開啟速度計之電源開關(其電源開關於電源孔槽之下方)。
- ◆ 查看速度計上方之 LED 燈(於左至右數來第四個燈)是否有亮起綠燈，若亮起綠燈即完成開機的動作，若無請確認電源是否有插在電瓶中，亦或是電瓶之開關無啟動。



圖 3.8 速度計上 LED 燈之檢核

- ◆ 確認速度計上方之 LED 燈(於左至右數來第三個燈)是否有在閃爍橘燈，若無請確認速度計之相關設定是否有開起連續紀錄的選項。(如圖 3.8)
 - ◆ 確認速度計上方之 LED 燈(於左至右數來第二個燈)至否有在閃爍紅燈，其動作是確認 GPS 是否有接收到訊號，若無請進一步確認是否有將 GPS 接收器完整接好，並置於較寬廣的地方。
- (3) 完成好相關儀器之安裝步驟後，確認速度計之水準氣泡是否於中心，若沒有則微調旋轉鈕完成定平之動作，避免量測之數據不準確的問題。本計畫目前利用球心基座輔助速度計之定平，如圖 3.9~3.11 所示；



圖 3.9 球心基座之定平設計-後視圖



圖 3.10 球心基座之定平設計-俯視圖



圖 3.11 球心基座圖

(4) 完成上述之步驟後，開啟電腦內 Tokyo Sokushin\CV-374V 中之「CV373cnf」，進入初始介面後選右上方之「SEARCH」鍵來搜尋速度計之 IP 位置並選定，按下下方「OK」鍵後即可進入設定介面並確認介面中之參數是否與下述之設定相同。

- ◆ 確認「CONTINUOUS RECORD」之選項是否有勾起。
- ◆ 確認「SAMPING FREQUENCY」之選項為 200Hz。
- ◆ 確認「TRIGGER LOGIC」之選項為 OR、2AND、AND 其中一種。
- ◆ 另外進入在 Tokyo Sokushin\CV-374V 的 RTD.ini 檔，其選項「RTD_SAMP」、「RTD_NUMD」需與 CV373cnf 中「AMPING FREQUENCY」之選項一致，即同時為指定的 Hz，若無相同則無法進行量測動作，確認相同後並儲存該檔案。

(5) 在設定確認無誤後按下下方之「WRITE」鍵後，需等待 1 分鐘

讓速度計重新開機，此時進入命令提示字元視窗(cmd)鍵入「ping 192.168.10.200(速度計之 IP)」，約略等待 1 分鐘後，若此時命令提示字元視窗顯示成功連線後即完成相關設定。

(6) 上述之設定完成後，回至 Tokyo Sokushin\CV-374V 資料夾中開啟「SensChk」之程式來確定是否有完成設定且是否有亮起綠燈之圖案，若有亮起圖案即可按下右邊的「RTD start」鍵來開啟量測介面。

(7) 量測時須注意以下之事項

- ◆ 由於速度計之自動量測之功能是每十分鐘才紀錄資料並存於儀器中(例：11:10 儲存一筆、11:20 儲存一筆，以此類推)；因此若量測的資料有跨越兩段儲存時間之問題(例：起始量測時間為 11:59)，建議稍後如 12:00 再開始進行量測，因為速度計是每 10 分鐘儲存一筆資料。
- ◆ 若量測完成後，須等分針至每 10 分鐘後才可進行筆電與速度計之關機動作，否則會有資料遺失的問題。
- ◆ 需記錄當前量測之時間，以便後續作業的便捷。
- ◆ 若測點於橋面版上時，需確認速度計之擺放方向是否與前次量測之方向相同(於速度計左下方有 X、Y 軸之貼紙供參考)。

(8) 若第一個量測點完成後，即可移動拖車至下一個量測點並完成定平之動作，此時僅須注意上述之注意事項即可，待量測時間到時在移至下一個量測點，反覆此動作至全部測點均完成。

3.2 洪水與地震安全臨界頻率

3.2.1 地震載重下之安全臨界頻率

本節將討論橋梁承受地震作用力下的安全臨界頻率。如前節內容，本計畫將利用目前學術界與工程界廣泛接受的側推分析作為計算的工具，本計畫所研擬的計畫過程其最大的原則為在既有的流程作業下，計算安全臨界頻率。詳細步驟說明如下：

- (1)、決定橋梁之振動單元與建立有限元素分析模型。
- (2)、建立墩柱之彎矩-轉角曲線：結合墩柱三種破壞模式如剪力破壞、撓曲-剪力破壞與撓曲破壞模式，並僅以彎矩主軸(SAP2000中之M3)設定塑性鉸性質。
- (3)、進行側推分析並繪製橋梁之容量曲線。
- (4)、將容量曲線轉換成容量譜取得橋梁崩壞性能點之 S_a 與 S_d 值。
- (5)、利用下式(3.1)計算崩壞性能點之週期

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a g \dots\dots\dots (3.1)$$

其中， g 為重力加速度， T 為週期。

- (6)、利用下式(3.2)計算安全臨界頻率

$$R_{ec} = \frac{f_c}{f_o} \dots\dots\dots (3.2)$$

其中， f_c 為橋梁崩壞性能點所對應之週期， f_o 為橋梁原設計或未受損前(原始)之週期。

本節所提出的計算流程與目前國內在計算 A_y 與 A_c 的流程非常類似，除可減低計算量並因符合耐震設計與評估的概念，容易理解。

3.2.2 洪水載重下之安全臨界頻率

現地試驗量測橋梁所得之振動頻率，僅能定性描述洪水前後之頻率變化，不足以作為界定橋梁安全與否的依據，故尚須界定一個「安全臨界數值」作為判定的基礎。本計畫將分別以數值對此議題進一步深入研究，以下分兩個方向針對安全臨界頻率進行探討，分別為：(A)概述「安全臨界頻率」、(B)「安全臨界頻率」之數值模型。

(A)安全臨界頻率之定義

洪水前後之頻率比值定義如下：

$$R_s = \frac{f_{sa}}{f_{sb}} \dots\dots\dots (3.3)$$

其中， f_{sa} 為洪水後橋墩的量測振動頻率(第一振態)， f_{sb} 為洪水前橋墩的量測振動頻率(第一振態)， R 為兩者之比值。若 $R_s < R_{sc}$ 則該橋梁有安全上的疑慮，不建議開放通行， R_{sc} (安全臨界頻率比值)定義如下

$$R_{sc} = \frac{f_{aa}}{f_{ab}} \dots\dots\dots (3.4)$$

其中， f_{aa} 為橋墩達到極限受損時的振動頻率(第一振態)， f_{ab} 為橋墩原設計或未受損的振動頻率(第一振態)。極限受損之定義為任一橋梁之側向抵抗力等於洪水施加於該橋梁的外力。

(B)「安全臨界頻率」之數值模型

「臨界頻率比值」之計算受到橋梁是否已達極限受損狀態而定，極限受損狀態則需藉由橋梁之容量與需求計算而得，而橋梁之容量(側向抵抗力)與需求(洪水施加於該橋梁的外力)則視沖刷深度而異；即不同沖刷深度下橋梁的容量與需求均不同。橋梁的容量曲線可經由側推分析而得，而需求曲線則為水流力所引致之側向力。容量與需求之認定，以下將逐一說明。

a. 容量

橋梁結構耐震容量曲線通常以橋梁側推分析所得之基底剪力(Base shear)與位移(Displacement)之曲線表示；本計畫定義橋梁基礎耐洪能力之容量為側推分析中之降伏點。針對不同沖刷深度分別進行側推分析(水流方向)，如圖3.12所示，並將各側推分析之降伏點連成一曲線，即為橋梁耐洪能力之容量包絡線，如圖3.13與圖3.14所示。

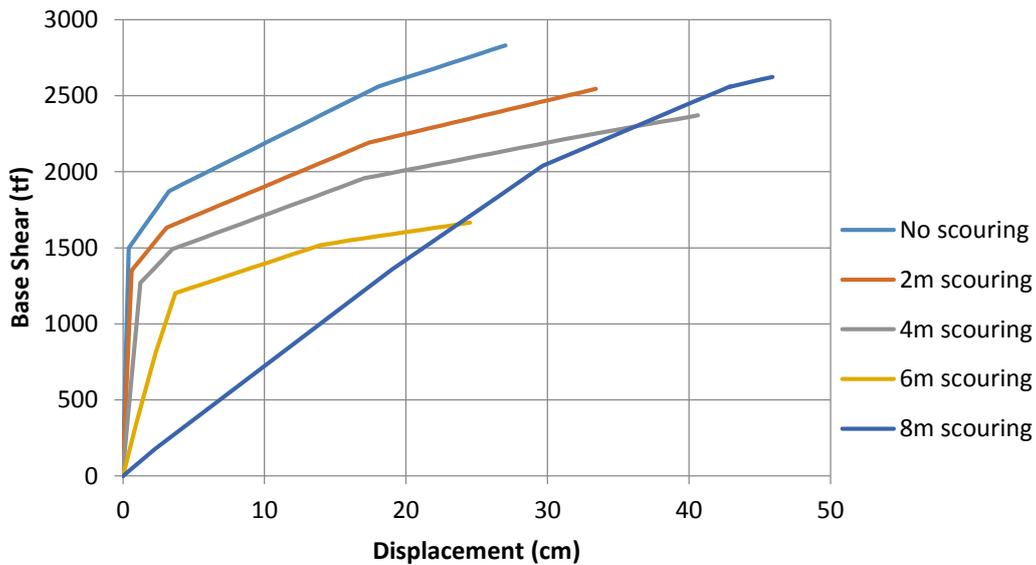


圖 3.12 各沖刷深度下之側推分析結果示意圖

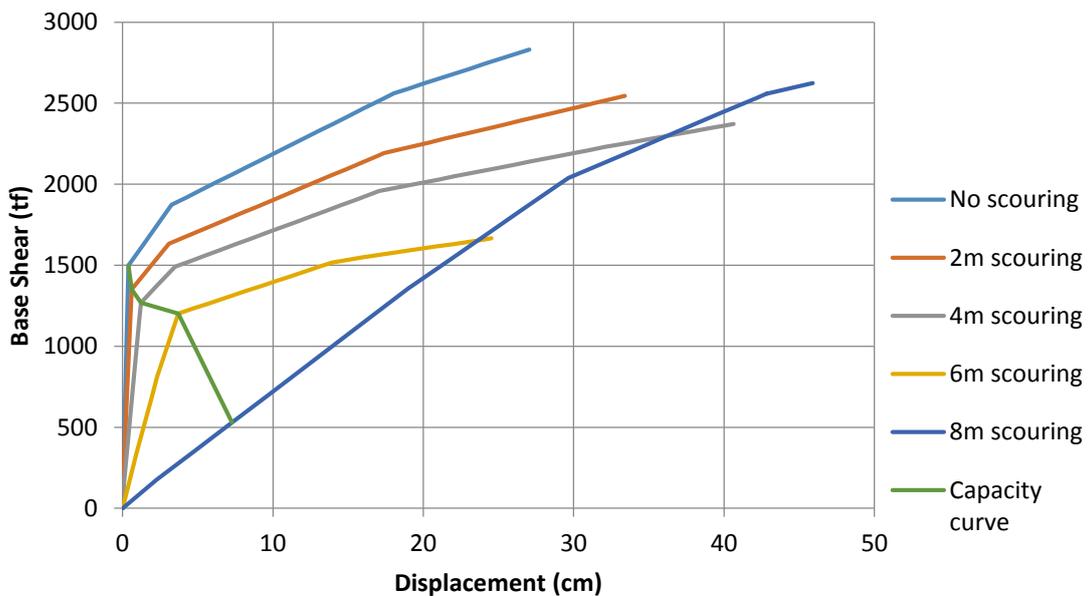


圖 3.13 橋梁耐洪能力之容量曲線示意圖

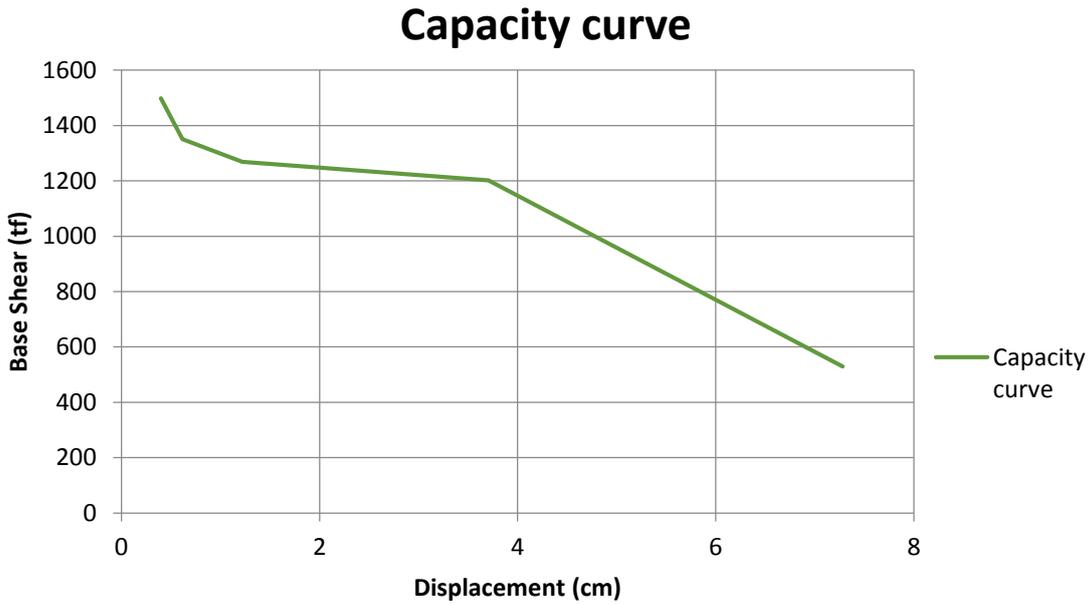


圖 3.14 橋梁耐洪能力容量曲線圖建構之結果圖

b.需求

橋梁基礎耐洪能力之需求定義為洪水所引致的總基底剪力，水流力對橋墩、樁帽、群樁之影響依據98年「公路橋梁設計規範」所述，水流壓力依式(3.5)計算之。

$$P_{avg} = \frac{52.5K(V_{avg})^2}{1000} \dots\dots\dots (3.5)$$

其中；

P_{avg} ：平均水流壓力 (tf/m^2)

V_{avg} ：平均水流速 (m/sec)

K：水流作用力常數。平頭墩時為 1.4，圓頭墩時為 0.7，尖頭墩其角度小於或等於 30° 時為 0.5。

將水流作用力以水流壓力與水流流經橋墩面積之乘積計算而得，並將水流作用力對應於由側推分析後所得之各沖刷深度的側推曲線，可對應出各沖刷深度之位移，將其連成一曲線，即為本計畫對於橋梁結構體需求之認定，圖 3.15 為相同橋梁各沖刷深度下之需求與容量連線。

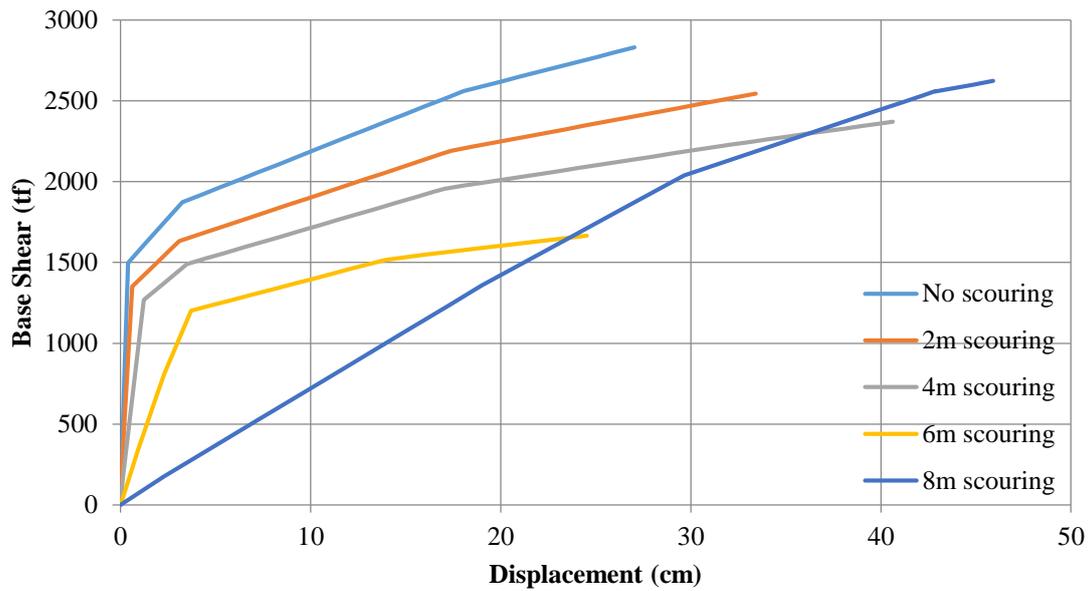


圖 3.15.a 各冲刷深度下之需求曲線示意圖

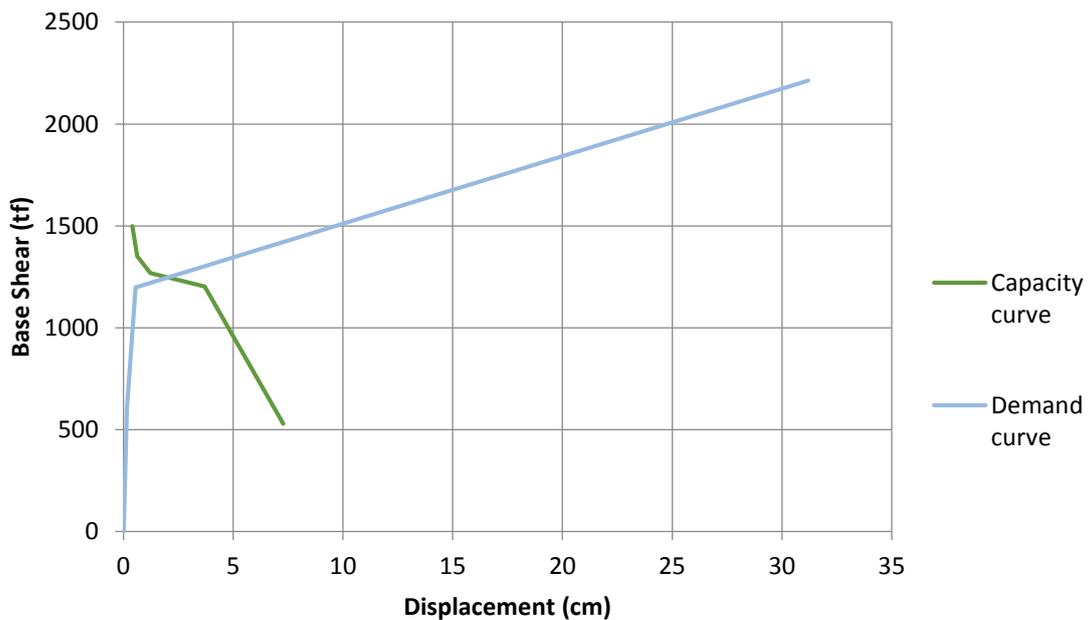


圖 3.15.b 各冲刷深度下之需求與容量連線示意圖

c. 安全臨界頻率之計算

由前述橋梁容量與需求之認定，可知橋梁結構體執行側推分析後，可得到其各冲刷深度下之容量，並可依據水流側向力得到橋梁結構體之需求。極限受損時頻率之計算以如圖 3.16 為例，容量需求曲線相交

於沖刷 4m 與沖刷 6m 之間，根據沖刷 4m 與沖刷 6m 的橋梁結構分別執行模態分析得到此兩種狀態下之橋梁振動頻率，並透過內插方式求出 B 點(相交點)之頻率，此即本文定義之極限受損頻率。由未受損與極限受損頻率，求得兩者之比值即可得安全臨界頻率比值 R_{sc} 。

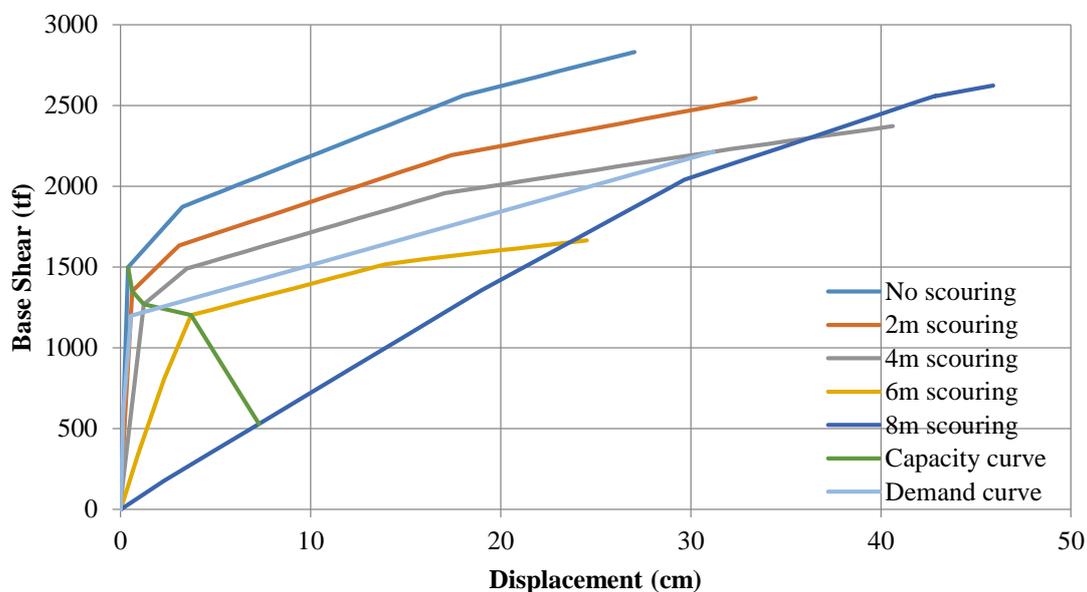


圖 3.16 決定受損頻率示意圖

d.側推分析

上述關於容量與需求之認定需要進行側推分析，均需進行側推分析，因本計畫的第三階段<新增橋梁耐震側推分析模式分析案例>亦需進行側推分析，故詳細的側推分析內容將於該章節詳細說明。然而，計算容量與需求之側推分析與推估 A_y 、 A_c 的側推分析並不相同，例如前者有考慮沖刷深度，後者則無；又如前者之側推力分佈係參考動水壓力的分布，後者則係參考第一振態的振形。另因本計畫主要考量橋梁受到洪水沖刷(水平力)下對於振動頻率之影響，垂直方向的破壞並不在考慮範圍之內，故本計畫的垂直等值土壤彈簧假設為剛性。

第四章 橋梁耐震側推分析模式

4.1 新增橋梁耐震側推分析模式分析案例

本研團隊已於執行港研中心100年度之「橋梁耐震側推分析模式」一案中建立詳細的橋梁側推分析模式，該模式主要可以分為三個主要步驟：

- (1) 進行橋梁構件之腐蝕程度評估；將鋼筋及混凝土之材料參數加以修正，而得到鋼筋及混凝土新的材料性質參數，如圖4.1所示。
- (2) 將此上述之參數輸入至Xtract軟體進行分析(初次輸入之柱軸力以靜力分析求得)，以求取鋼筋受腐後構件之斷面強度。並將根據Xtract軟體分析所得到之構件斷面強度加以分析，並進行斷面破壞模式之判定，以得到在利用SAP2000側推分析時所需之塑鉸資料。然後，將所需之資料輸入SAP2000後進行側推分析，如圖4.2所示。
- (3) 在進行側推分析時，要檢核橋梁橋柱構件之軸向力是否會收斂。若橋柱構件之軸向力不會收斂，則必須將前一次側推分析所得到之新的柱軸向受力，重輸新入Xtract中，然後重複圖4.2之步驟，直到柱構件之軸向力收斂為止。

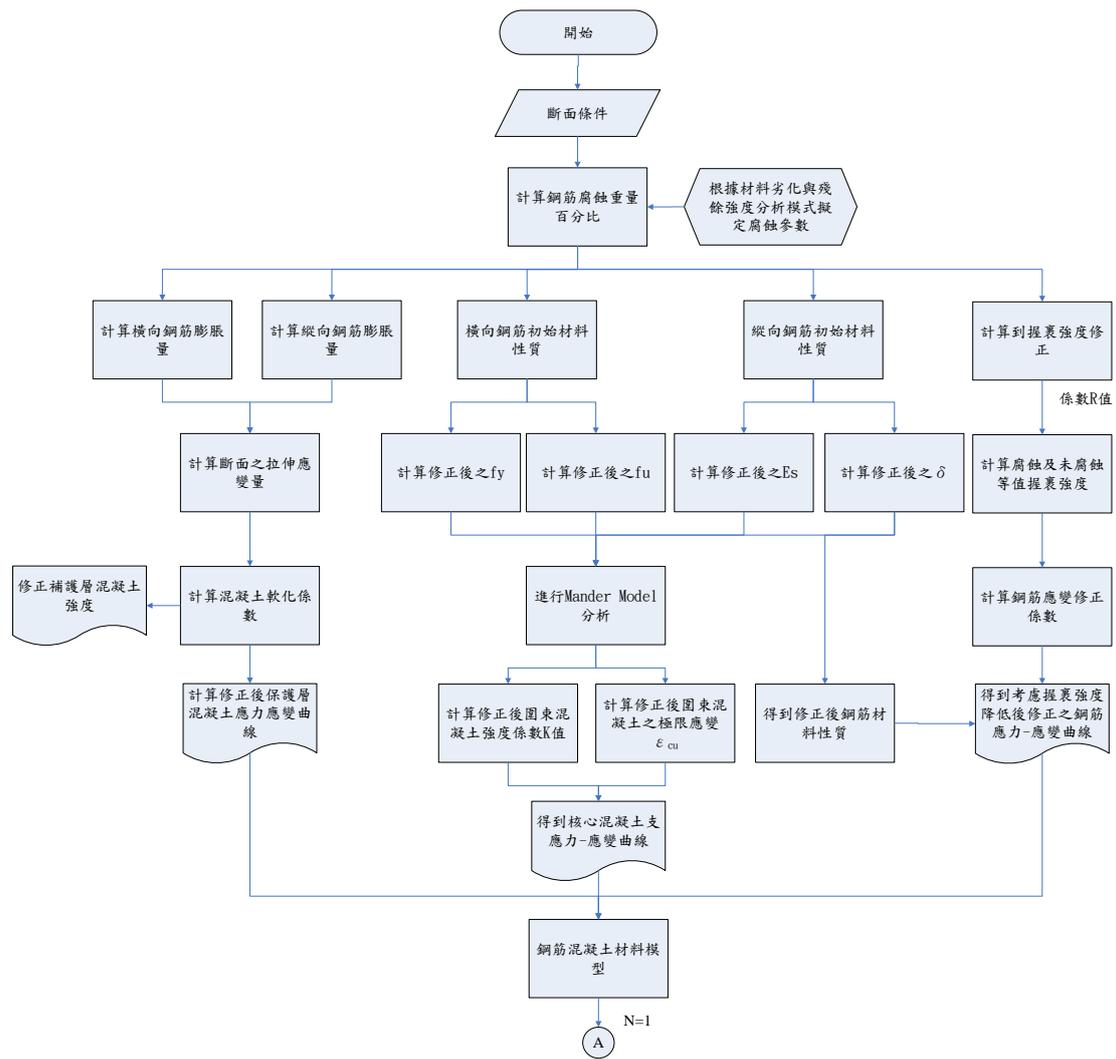


圖 4.1 本計畫規劃建置側推分析模式流程圖(1)

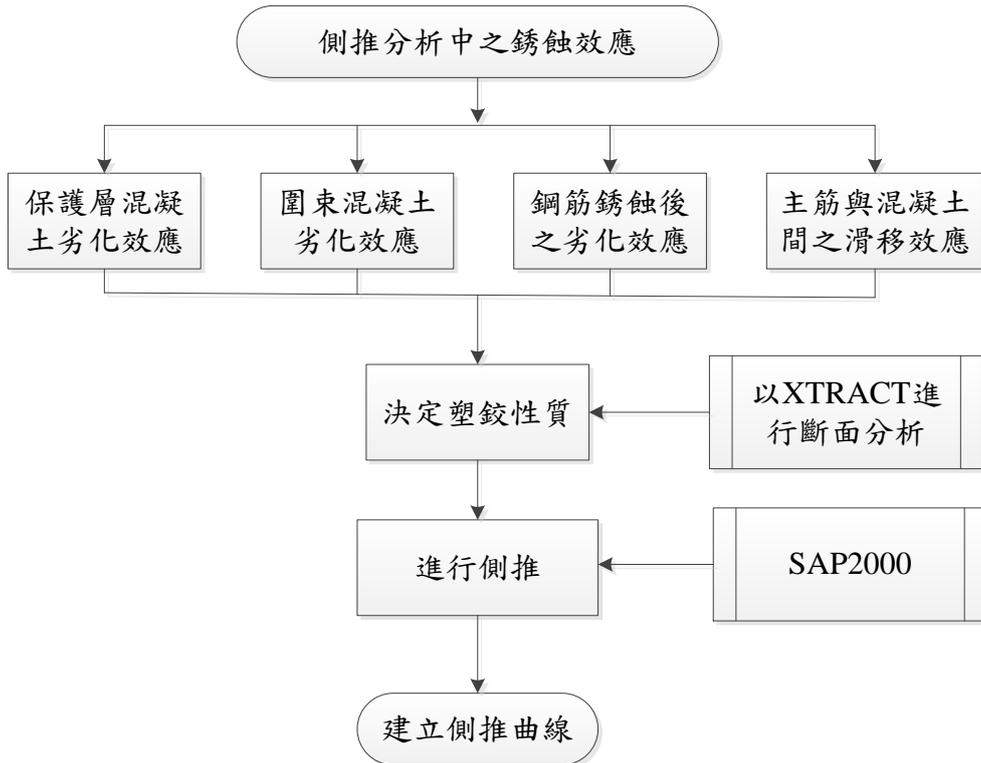


圖 4.2 本計畫規劃建置側推分析模式流程圖(2)

4.2 分析流程與相關參數

此章節介紹關於研究計畫中耐震能力與耐洪能力分析流程介紹以及所需相關參數。

4.2.1 選定橋梁之基本資訊

此部分的分析主要在計算「考慮材料劣化橋梁之耐震能力」與「橋梁沖刷後之耐洪能力」。在其計算過程中，根據橋梁設計或竣工圖得結構幾何斷面性質，並於分析軟體SAP2000中建置模型。於耐震能力評估部分須考慮材料劣化問題，依中央氣象局資料庫得歷年溫度、溼度、二氧化碳與風速等資料，建置台灣地區大氣腐蝕資料，並利用材料實驗所建立的回歸公式，求得大氣環境對橋梁RC材料之影響，據此初步繪製橋梁劣化曲線圖，以求得較橋梁殘餘容量，並作為後續推估地震破壞潛勢分析之依據。橋梁耐洪能力主要受到橋梁本身結構、基礎形式、土壤性質等眾多因素影響。本計畫所選定分析之橋梁分別為南雲大橋、尖山

大橋、名竹大橋與北港大橋，本研究往後章節分析過程所需資料參數主要以南雲大橋為範例，分析流程圖與所需相關資料如圖4.3所示：

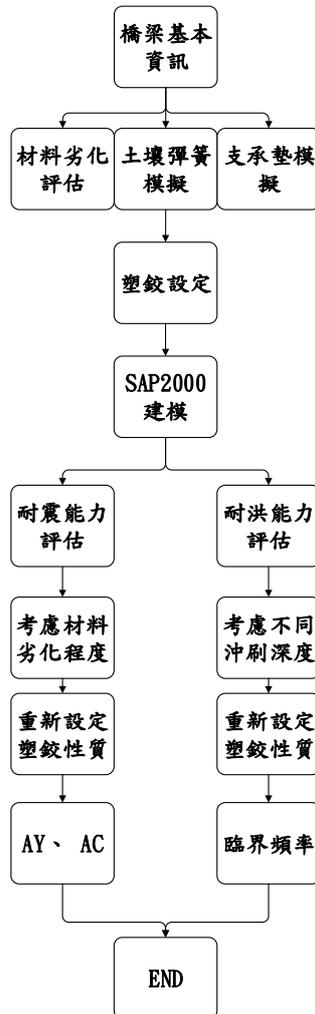


圖 4.3 分析流程圖

4.2.2 結構斷面性質

南雲大橋的地理位置與現況如圖4.4與4.5所示。此橋梁之下部結構為單一橋墩以及沉箱基礎。因實際的橋梁，於Y方向(河流方向)上的相鄰跨距均設有伸縮縫，因此，用單一橋墩於數值模型中。此橋梁於X方向(道路方向)上，以23個跨度所組成，其由24個橋墩以及2個末端橋台所支撐。橋台以及橋墩之細節設計，分別列於圖4.6及圖4.7之中。南雲大橋總長為920公尺，而橋墩與橋墩間的距離為40公尺。南雲大橋之寬度為10公尺，橋墩P1至P22之斷面如圖4.8所示。橋墩長度之間的變化是

根據每座橋墩之地面高度決定，圖4.9為橋面板及梁之斷面圖，圖4.10為沉箱之斷面圖。舉例來說，P1至P17橋墩長度和P18至P22橋墩長度，分別為6.6以及7.6公尺。名竹大橋與北港大橋之橋墩基礎型式則為樁基礎。



圖 4.4 南雲大橋地理位置



圖 4.5 南雲大橋現況

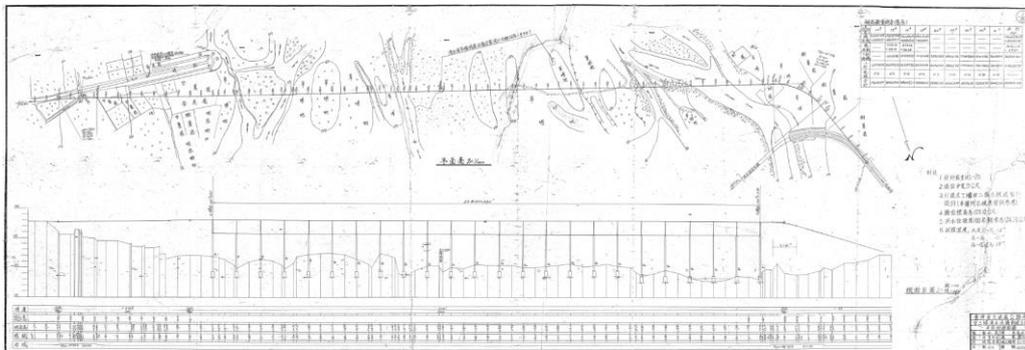


圖 4.6 南雲大橋之河流斷面

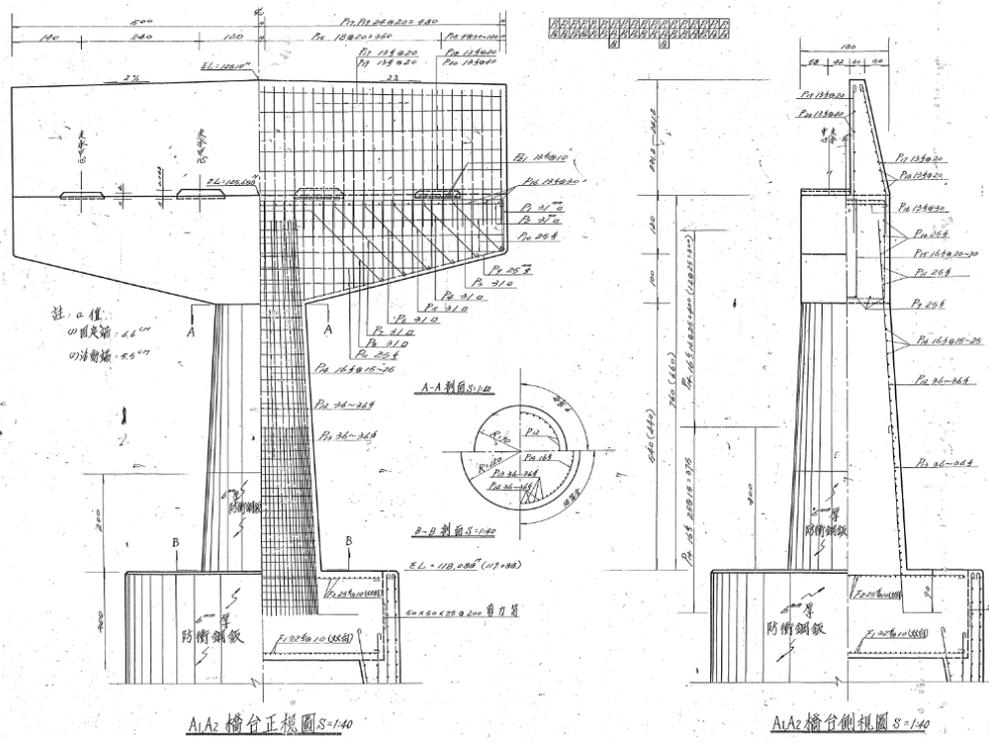


圖 4.7 橋台 A1 以及 A2 之斷面

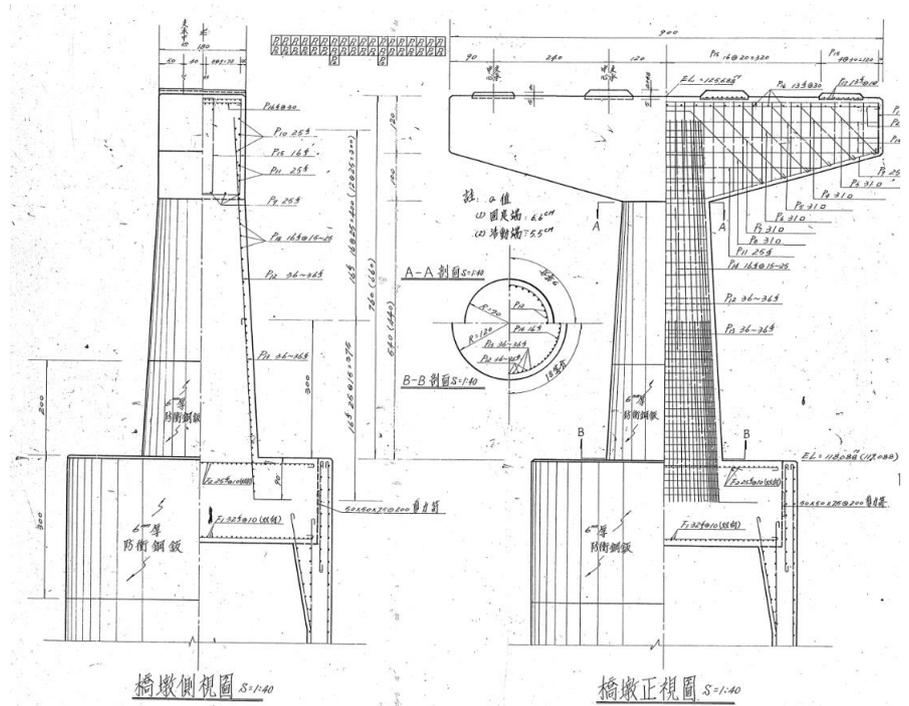
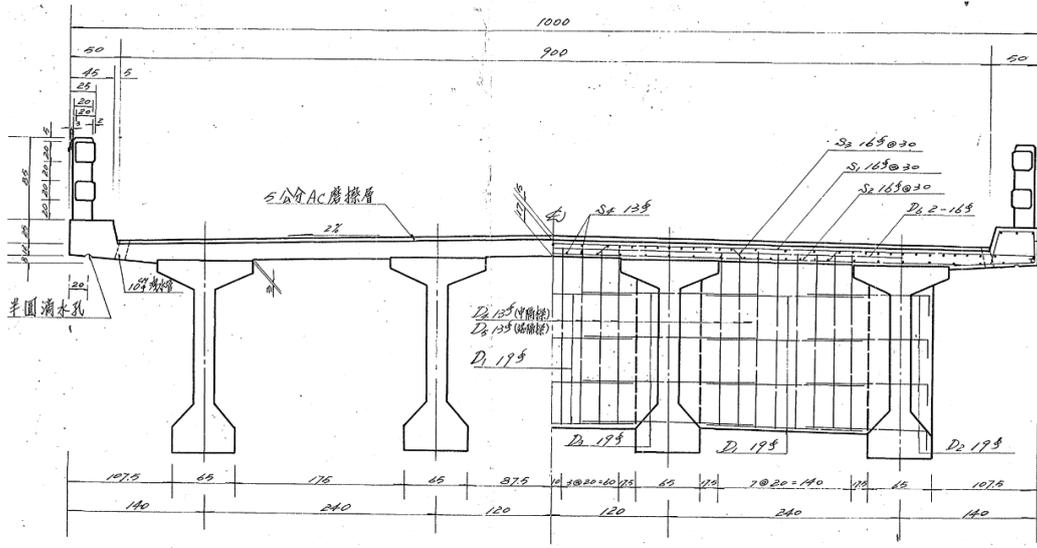
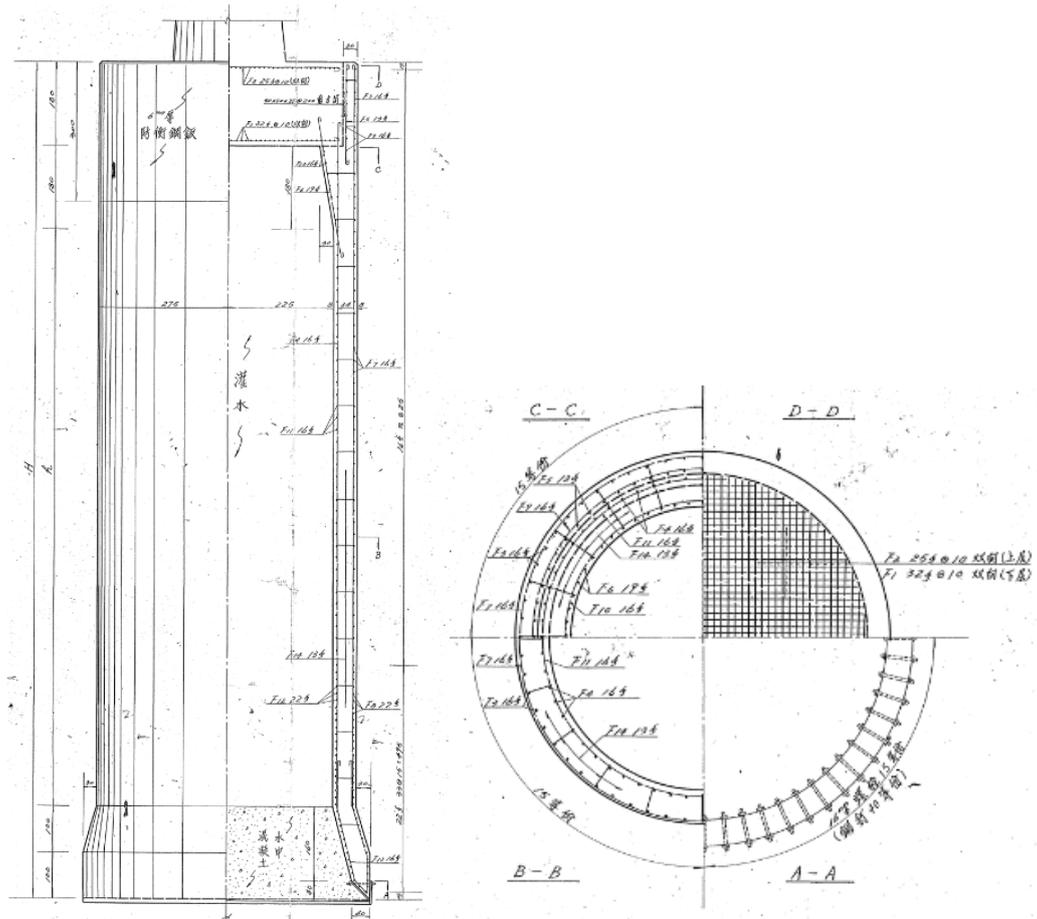


圖 4.8 橋墩 P1 至 P22 之斷面



橫斷面圖 S=1:30

圖 4.9 橋面板及梁之斷面



沉箱正視圖 S=1:40

沉箱側視圖 S=1:40

沉箱部份詳細圖 S=1:40

圖 4.10 沉箱之斷面

4.2.3 結構模型之建立

本計畫之結構分析係使用SAP2000來執行。其中，此橋梁之3D數值模型的斷面性質，如彎矩曲率轉角關係，則以Xtract進行計算。本計畫所建立的數值模型包含南雲大橋14號以及15號橋墩與其間的上部結構(如圖4.11及4.12)，其尺寸細節分別列於表4-1以及表4-2。

於SAP2000模型中，藉由約束功能(constraints)確保上部結構於各方向上一起移動，亦於每5公尺設置隔板(diaphragms)。並利用雙線性元素(bilinear link element)來描述土壤之行為。

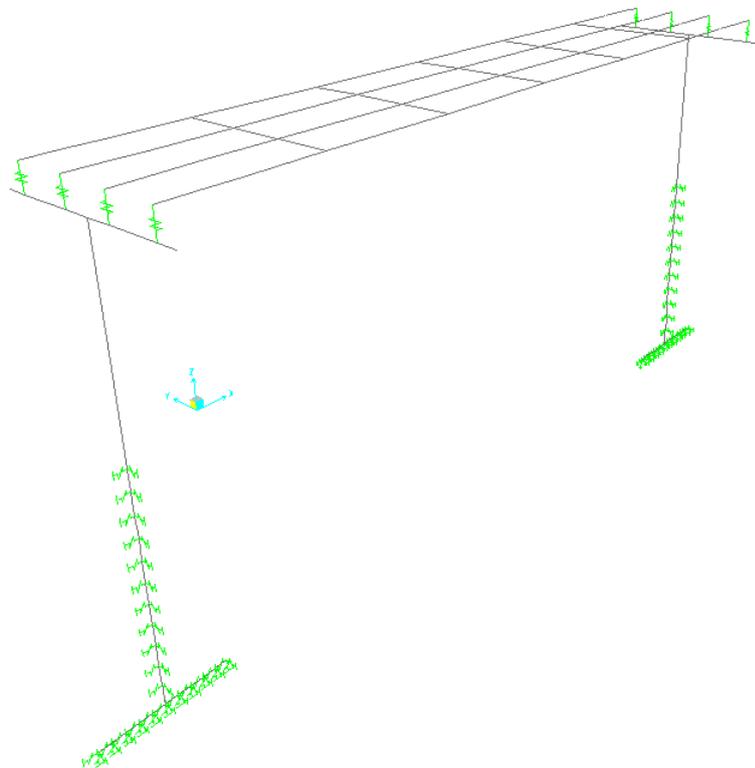


圖 4.11 SAP2000 所建立之南雲大橋結構模型

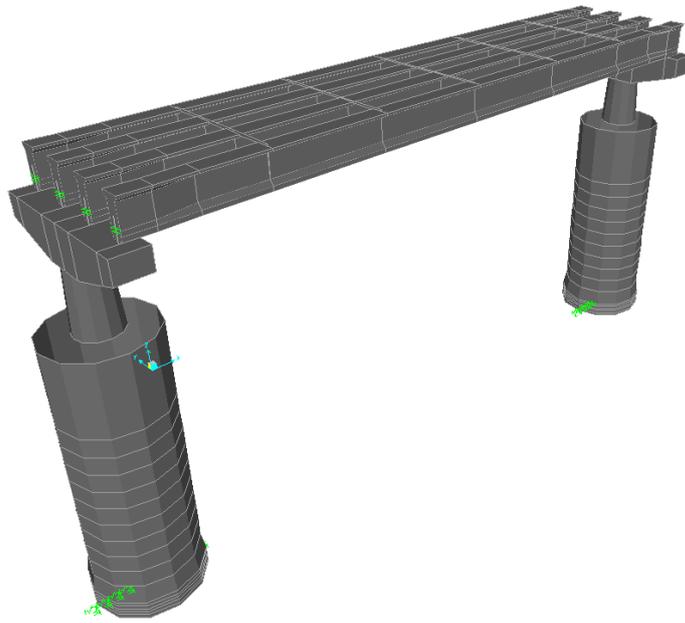


圖 4.12 SAP2000 所建立 南雲大橋之結構 3D 土壤模型

表4-1 橋墩性質

橋墩尺寸性質			
定義	代號	數值	單位
柱長	l	5400	mm
上部橋墩直徑	d_{up}	1800	mm
底部橋墩直徑	d_{bot}	2400	mm
混凝土保護層	d'	50	mm
縱向鋼筋直徑	d_{bl}	36	mm
橫向鋼筋直徑	d_{bt}	16	mm
橫向鋼筋間距	s	150	mm
鋼筋降伏應力	f_y	274.6	MPa
未圍束混凝土強度	f_{co}'	20.594	MPa

表4-2 沉箱性質

沉箱尺寸性質			
定義	代號	數值	單位
沉箱長度	l	15000	mm
外部直徑	d ₁	5500	mm
內部直徑	d ₂	4500	mm
混凝土保護層	d'	80	mm
縱向鋼筋直徑	d _{bl}	16	mm
橫向鋼筋直徑	d _{bt}	16	mm
橫向鋼筋間距	s	250	mm
鋼筋降伏應力	f _y	274.6	MPa
未圍束混凝土強度	f _{co'}	20.59	MPa

4.3 材料劣化評估

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

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

4.3.1 環境參數

南雲大橋位於南投縣與雲林縣的邊界之間，其至海洋之距離約為40公里。於此分析所使用之參數，係根據中央氣象局所提供之資訊。參數值列於表4-3。

表4-3 環境參數

環境參數			
定義	代號	數值	單位
水灰比	w/c	0.55	-
距海洋之距離	d _{so}	41.25	km
風速	w _s	2	m/s
風鹽比(Wind salt ratio)	w _r	0.3	-
基於台灣規範氣的上限值	C _{limit}	0.3	-

4.3.2 腐蝕

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

$$D_c = 10^{[-6.77 \times (w/c)^2 + (10.1 \times w/c) - 3.14]} \dots\dots\dots (4.1)$$

$$C_s = 1.5 \times [1.29 w_r \times (w_s^{0.386}) \times (d_{so}^{-0.9526})]^{0.4} \dots\dots\dots (4.2)$$

$$C_{(x,y)} = C_s \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_c \times t}} \right) \right] \dots\dots\dots (4.3)$$

其中：

w/c ：水灰比

w_r ：風鹽比

w_s ：風速

d_{so} ：至海洋最短距離

t ：服務年限

混凝土中性化所導致鋼筋腐蝕造成斷面積損失計算可分為兩階段，分別敘述如下：

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

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

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

於此報告中，因下部結構有5種形式的鋼筋，因此，共有5種不同的腐蝕計算。舉例來說，對於橋墩的部分有縱向和橫向鋼筋，而對於沉箱，因為中空斷面，則有內部縱向鋼筋、外部縱向鋼筋以及縱向鋼筋。對於中性化部分的計算程式設置，如圖4.13至4.17所示。

環境條件	地區	南投	
	平均溫度(°C)	19.2	平均相對濕度(%) 82.1
材料條件	鋼筋直徑(mm)	36	保護層厚度(cm) 5.8
	中性化深度變異係數(建議值)	0.458861	水灰比(0.55) 0.55
	保護層厚度變異係數(建議值)	0.2	中性化速度係數A(cm ² /年) 0.209
	規範機率(%)規範為10%	10	進展期腐蝕臨界量(直徑mm) 0.021
腐蝕時間與機率預測	開始腐蝕時間(year)	303年	加速前期腐蝕臨界量(直徑mm) 0.084
	腐蝕機率(%)	9.94	
	開始腐蝕時中性化深度(cm)	3.62	
執行按鍵			
<input type="radio"/> 100年 <input type="radio"/> 50年		計算	清除

圖 4.13 橋墩縱向鋼筋中性化開始時間之計算

環境條件	地區	南投	
	平均溫度(°C)	19.2	平均相對濕度(%) 82.1
材料條件	鋼筋直徑(mm)	16	保護層厚度(cm) 4.2
	中性化深度變異係數(建議值)	0.458861	水灰比(0.55) 0.55
	保護層厚度變異係數(建議值)	0.2	中性化速度係數A(cm ² /年) 0.209
	規範機率(%)規範為10%	10	進展期腐蝕臨界量(直徑mm) 0.034
腐蝕時間與機率預測	開始腐蝕時間(year)	146年	加速前期腐蝕臨界量(直徑mm) 0.137
	腐蝕機率(%)	9.89	
	開始腐蝕時中性化深度(cm)	2.51	
執行按鍵			
<input type="radio"/> 100年 <input type="radio"/> 50年		計算	清除

圖 4.14 橋墩橫向鋼筋中性化開始時間之計算

環境條件	地區	南投	
	平均溫度(°C)	19.2	平均相對濕度(%) 82.1
材料條件	鋼筋直徑(mm)	16	保護層厚度(cm) 39.6
	中性化深度變異係數(建議值)	0.458861	水灰比(0.55) 0.55
	保護層厚度變異係數(建議值)	0.2	中性化速度係數A(cm ² /年) 0.209
	規範機率(%)規範為10%	10	進展期腐蝕臨界量(直徑mm) 0.322
腐蝕時間與機率預測	開始腐蝕時間(year)	2001年	加速前期腐蝕臨界量(直徑mm) 1.287
	腐蝕機率(%)	0.01	
	開始腐蝕時中性化深度(cm)	9.33	
執行按鍵			
<input type="radio"/> 100年 <input type="radio"/> 50年		計算	清除

圖 4.15 沉箱內部縱向鋼筋中性化開始時間之計算

環境條件	地區	南投		
	平均溫度(°C)	19.2	平均相對濕度(%)	82.1
材料條件	鋼筋直徑(mm)	16	保護層厚度(cm)	8.8
	中性化深度變異係數(建議值)	0.458861	水灰比(0.55)	0.55
	保護層厚度變異係數(建議值)	0.2	中性化速度係數A (cm/√年)	0.209
腐蝕時間與機率預測	規範標準(%)規範為10%	10	進展期腐蝕臨界量(直徑mm)	0.072
	開始腐蝕時間(year)	786年	加速前期腐蝕臨界量(直徑mm)	0.286
	腐蝕機率(%)	10.00		
	開始腐蝕時中性化深度(cm)	5.85		
執行按鍵				
<input type="radio"/> 100年 <input type="radio"/> 50年		計算	清除	

圖 4.16 沉箱外部縱向鋼筋中性化開始時間之計算

環境條件	地區	南投		
	平均溫度(°C)	19.2	平均相對濕度(%)	82.1
材料條件	鋼筋直徑(mm)	16	保護層厚度(cm)	7.2
	中性化深度變異係數(建議值)	0.458861	水灰比(0.55)	0.55
	保護層厚度變異係數(建議值)	0.2	中性化速度係數A (cm/√年)	0.209
腐蝕時間與機率預測	規範標準(%)規範為10%	10	進展期腐蝕臨界量(直徑mm)	0.059
	開始腐蝕時間(year)	497年	加速前期腐蝕臨界量(直徑mm)	0.234
	腐蝕機率(%)	9.99		
	開始腐蝕時中性化深度(cm)	4.64		
執行按鍵				
<input type="radio"/> 100年 <input type="radio"/> 50年		計算	清除	

圖 4.17 沉箱橫向鋼筋中性化開始時間之計算

對於中性化開始時間，可以發現對於沉箱內部之縱向鋼筋需要2001年才會開始腐蝕。這意味著此鋼筋將不會腐蝕，因為外部鋼筋腐蝕至20%時，內部鋼筋尚未開始腐蝕。

氯化物滲透主要根據兩種因素:橋梁結構至海洋的最小距離以及風速。南雲大橋位於距海洋41.25公里處，如圖4.4所示。而其平均風速約2 m/s。因為距海洋之距離較遠且風速很小，氯離子的滲透不會達到0.3，表示南雲大橋之腐蝕主要由中性化所控制。表4-4以及4-5顯示腐蝕計算之資料及結果。

表4-4 橋墩之腐蝕

腐蝕之性質(橋墩)			
定義	代號	數值	單位
水灰比	w/c	0.55	-
距海洋之距離	d _{so}	41.25	km
風速	w _s	2	m/s
風鹽比	w _r	0.3	-
擴散係數	D _c	2.328493	-
表面氯離子濃度	C _s	0.277014	-
縱向鋼筋直徑	d _{bl}	36	mm
縱向鋼筋最外圍至斷面最外圍之距離	c _{bl}	5.8	cm
橫向鋼筋直徑	d _{bt}	16	mm
橫向鋼筋最外圍至斷面最外圍之距離	c _{bt}	4.2	cm
台灣規範之氯離子限制	C _{limit}	0.3	-
縱向鋼筋開始腐蝕之時間	T _{corr_longt}	UNL	year
橫向鋼筋開始腐蝕之時間	T _{corr_trans}	UNL	year
縱向鋼筋中性化開始之時間	T _{cl}	303	year
橫向鋼筋中性化開始之時間	T _{ct}	146	year
縱向鋼筋階段 2 中性化時間	Δt ₂	332	year
橫向鋼筋階段 2 中性化時間	Δt ₂	193	year

表4-5 沉箱之腐蝕

腐蝕之性質(沉箱)			
定義	代號	數值	單位
定義	w/c	0.55	-
水灰比	d _{so}	41.25	km
距海洋之距離	w _s	2	m/s
風速	w _r	0.3	-
風鹽比	D _c	2.32849	-
擴散係數	C _s	0.27701	-
內部縱向鋼筋直徑	d _{bl_in}	16	mm
內部縱向鋼筋外圍至斷面最外圍之距離	C _{bl_in}	39.6	cm
外部縱向鋼筋直徑	d _{bl_out}	16	mm
外部縱向鋼筋外圍至斷面最外圍之距離	C _{bl_out}	8.8	cm
橫向鋼筋直徑	d _{bt}	16	mm
橫向鋼筋外圍至斷面最外圍之距離	C _{bt}	7.2	cm
台灣規範之氯離子限制	C _{limit}	0.3	-
內部縱向鋼筋開始腐蝕之時間	T _{corr_longt_in} _s	UNL	year
外部縱向鋼筋開始腐蝕之時間	T _{corr_longt_out} _t	UNL	year
縱向鋼筋開始腐蝕之時間	T _{corr_trans}	UNL	year
內部縱向鋼筋中性化開始之時間	T _{cl_in}	2001	year
外部縱向鋼筋中性化開始之時間	T _{cl_out}	788	year
橫向鋼筋中性化開始之時間	T _{ct}	497	year
內部縱向鋼筋階段 2 中性化時間	Δr ₂	2002	year
外部縱向鋼筋階段 2 中性化時間	Δr ₂	885	year
橫向鋼筋階段 2 中性化時間	Δr ₂	577	year

4.3.3 鋼筋之力學性質

腐蝕使得鋼筋所提供的強度減弱，如果發生腐蝕，鋼筋之所提供的應力只由未腐蝕的部分所提供。鋼筋腐蝕發生前之性質，如表4-6所示。

表4-6 鋼筋腐蝕前之性質

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

透過(4.4)式可以得到鋼筋應力和應變之間的關係，表4-7描述腐蝕後鋼筋力學性質之腐蝕函數方程式(Yamamoto, 2006)，其中 Δw 為腐蝕百分比，而 δ_s , σ_{sy} , σ_{su} , E_{ss} 皆是初始條件下相應之參數。

$$f_s = f_y \left[\frac{f_u}{f_y} - \left(\frac{f_u - f_y}{f_y} \right) \times \left(\frac{\epsilon_u - \epsilon_s}{\epsilon_u - \epsilon_{sh}} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (4.4)$$

表4-7 腐蝕後鋼筋力學性質之腐蝕函數

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

除了因腐蝕所至之劣化，本計畫亦考量握裹滑移所致之劣化。用於計算握裹滑移效應之方程式(CEB FIP, 1990)，列於式(4.5)至式(4.12)，而握裹滑移之應力應變關係，如圖4.18所示。由腐蝕效應所致劣化之結

果，如圖4.19所示，其結果顯示出腐蝕使得鋼材之降伏應力變小、應變變大。合併由腐蝕以及握裹滑移影響劣化之結果，如圖4.20所示。當腐蝕發生時，混凝土以及變形鋼筋之間的握裹力變的光滑，鬆動其黏著效應。因此，必須結合握裹滑移與腐蝕之影響來描述劣化之行為。於此分析中，透過來修正因子 Φ 來考量握裹產生之劣化，可透過式(4.12)來計算。

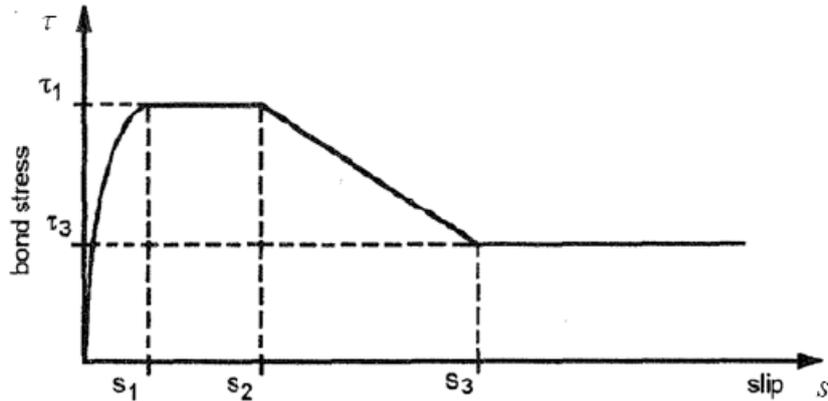


圖 4.18 握裹滑移之應力應變關係

$$\tau_{max} = \sqrt{f_c'} \dots\dots\dots (4.5)$$

$$\tau_f = 0.15 \tau_{max} \dots\dots\dots (4.6)$$

$$L_{d1} = \frac{f_s \times d_b}{4\tau_{max}} \dots\dots\dots (4.7)$$

$$L_{d2} = \frac{(f_s - f_y) d_b}{4\tau_f} \dots\dots\dots (4.8)$$

$$S_E = \epsilon_s (L_{d1}) , \text{ when } \epsilon_s \leq \epsilon_y \dots\dots\dots (4.9)$$

$$S_E = \epsilon_y (L_{d1}) + (\epsilon_s + \epsilon_y) L_{d2} , \text{ when } \epsilon_s > \epsilon_y \dots\dots\dots (4.10)$$

$$L_{eu} = \frac{S_E}{\epsilon_s} \dots\dots\dots (4.11)$$

$$\Phi = \frac{2 L_{eu} (\text{original bar})}{2 L_{eu} (\text{corroded bar})} \dots\dots\dots (4.12)$$

其中：

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

L_{d2} = 當 $f_{sm} > f_y$ 時，鋼筋所需之發展長度

f_{sm} = 起始鋼筋鋼材應力

d_b = 起始縱向鋼筋直徑

S_E = 鋼筋滑移量

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

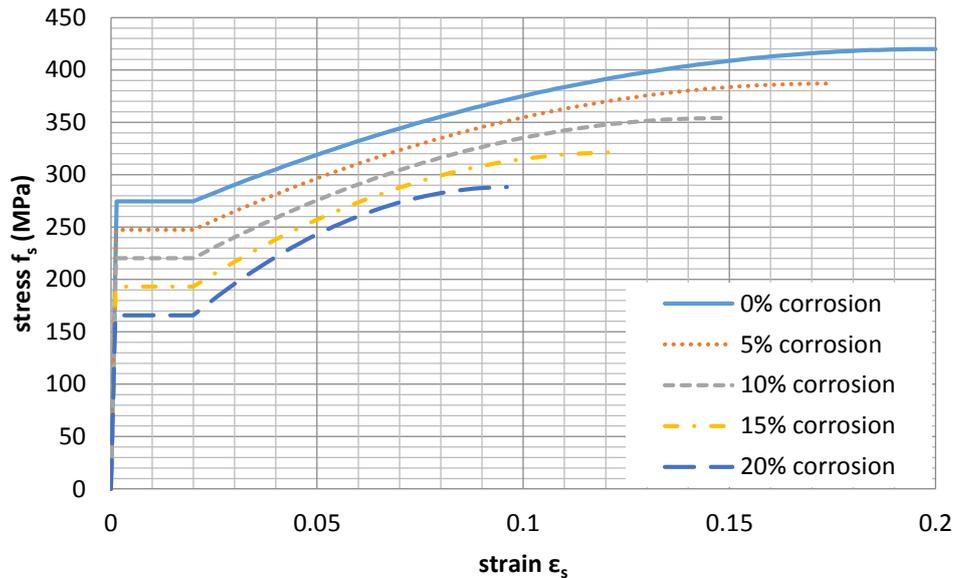


圖 4.19 鋼筋完美握裹下各腐蝕百分比之應力應變關係曲線

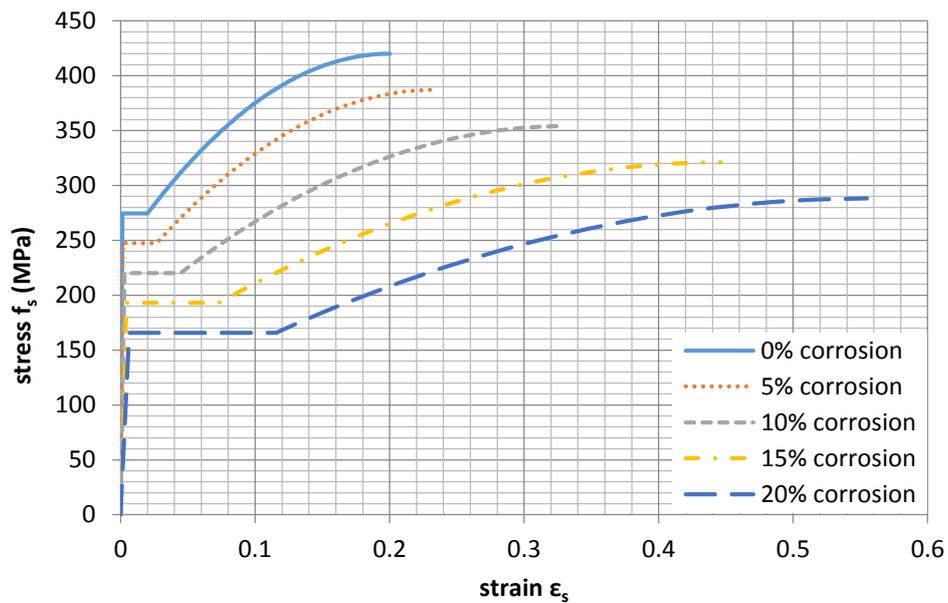


圖 4.20 考慮握裹折減效應下鋼筋各腐蝕百分比之應力應變關係曲線

4.3.4 混凝土力學性質

本計畫共考量兩種型式之混凝土力學性質。第一種為混凝土保護層，另一種為混凝土核心。因為它們有不同之特性，需各別計算其力學性質。腐蝕之鋼筋通常佔有導致混凝土保護層開裂之面積，如圖4.21所示。在這樣的條件下，橫向鋼筋之強度通常會降低，並影響核心混凝土的圍束效應。

4.3.4.1 保護層混凝土

由腐蝕所引致之軟化效應，可以透過式(4.13)至式(4.18)進行估算 (Coronelli and Gambarova, 2004; Molina et al, 1993)，計算的結果取決於腐蝕之百分比。本計畫以縱向鋼筋之腐蝕百分比作為控制參數，其範圍為0%至20%，並以5%做為間隔。根據縱向鋼筋之腐蝕百分比，同時計算所對應的橫向鋼筋之腐蝕百分比。根據結果，橫向鋼筋將會提供較高百分比，因為與縱向鋼筋相比，橫向鋼筋位於鋼筋混凝土斷面較外側之位置。

$$x = \frac{d_{bo} - d_{bi}}{2} \dots\dots\dots (4.13)$$

$$w_{cr} = 2\pi x \dots\dots\dots (4.14)$$

$$\Delta w_{cr1} = n_{bars} \times w_{cr} \dots\dots\dots (4.15)$$

$$\Delta w_{cr} = \Delta w_{cr1} + \Delta w_{cr2} \dots\dots\dots (4.16)$$

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta w_{cr}}{b_o} \dots\dots\dots (4.17)$$

$$\zeta = \frac{0.9}{\sqrt{1+600\varepsilon_r}} \dots\dots\dots (4.18)$$

其中：

d_{bi} = 鋼筋腐蝕後之直徑

b_o = 柱周長

ζ = 軟化係數

f_c' = 混凝土抗壓強度(kg/cm²)

w_{cr} = 單根鋼筋造成之開裂

n_{bars} = 斷面鋼筋數量

Δw_{cr1} = 軸向鋼筋造成之開裂

Δw_{cr2} = 橫向鋼筋造成之開裂

其中，未腐蝕之鋼筋，其軟化係數值為1。計算軟化係數值之後，則使用式(4.19)以及式(4.20)計算其應力應變曲線，兩式分別用於上升以及下降段。圖4.22以及圖4.23顯示保護層混凝土於各腐蝕百分比之應力應變關係。可以觀察到以橋墩來說，於相同腐蝕等級下，其剩餘的應力較沉箱來的低。這是因為橋墩之保護層較薄，所以其在橫向鋼筋之腐蝕百分比將會變高，使得鋼筋的面積擴張變大。

$$\sigma_a = \zeta f_c \left[2 \times \left(\frac{\varepsilon}{\zeta \times \varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\zeta \times \varepsilon_0} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (4.19)$$

$$\sigma_d = \zeta f_c \left[1 - \left(\frac{\frac{\varepsilon}{\zeta \times \varepsilon_0} - 1}{\frac{2}{\zeta} - 1} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (4.20)$$

式中

f_c = 混凝土抗壓強度

ζ = 軟化係數

σ = 混凝土應力

ε = 混凝土應變

ε_0 = 於最高應力之應變

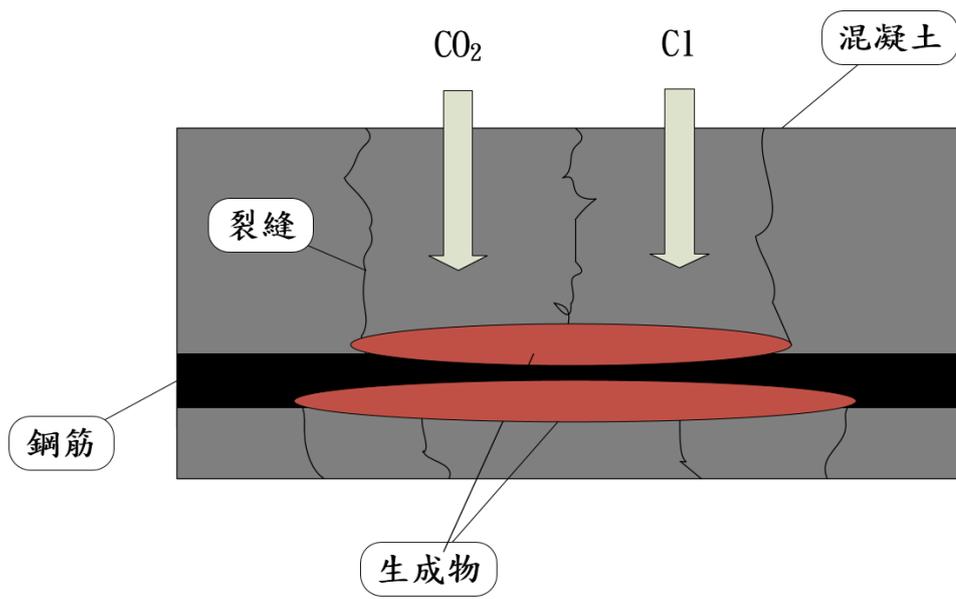


圖 4.21 混凝土與鋼筋腐蝕相互影響示意圖

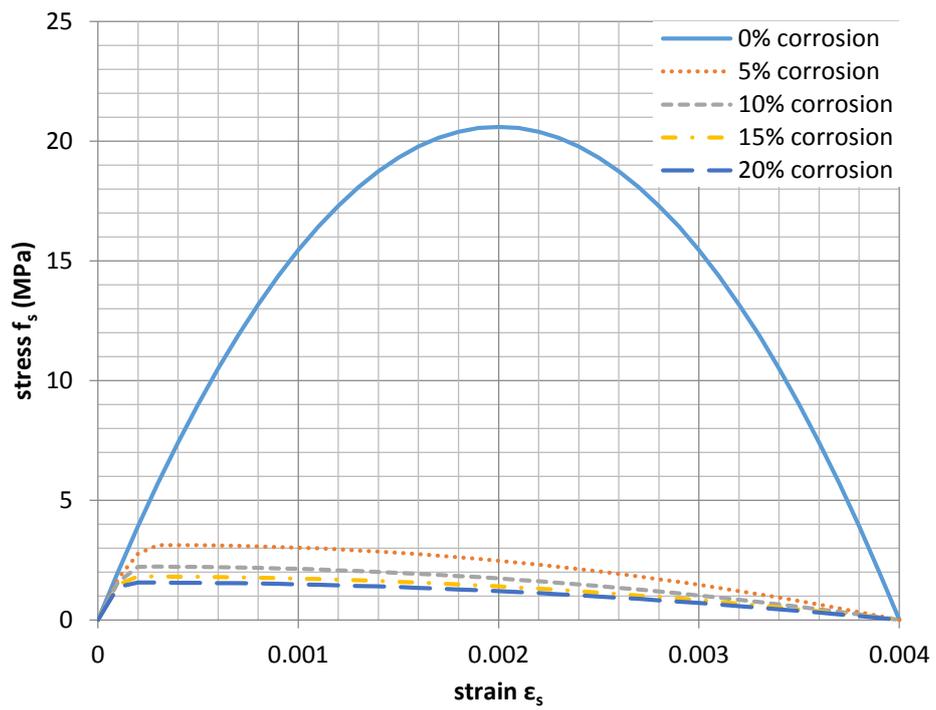


圖 4.22 有握裹折減效應之橋墩保護層混凝土應力應變曲線

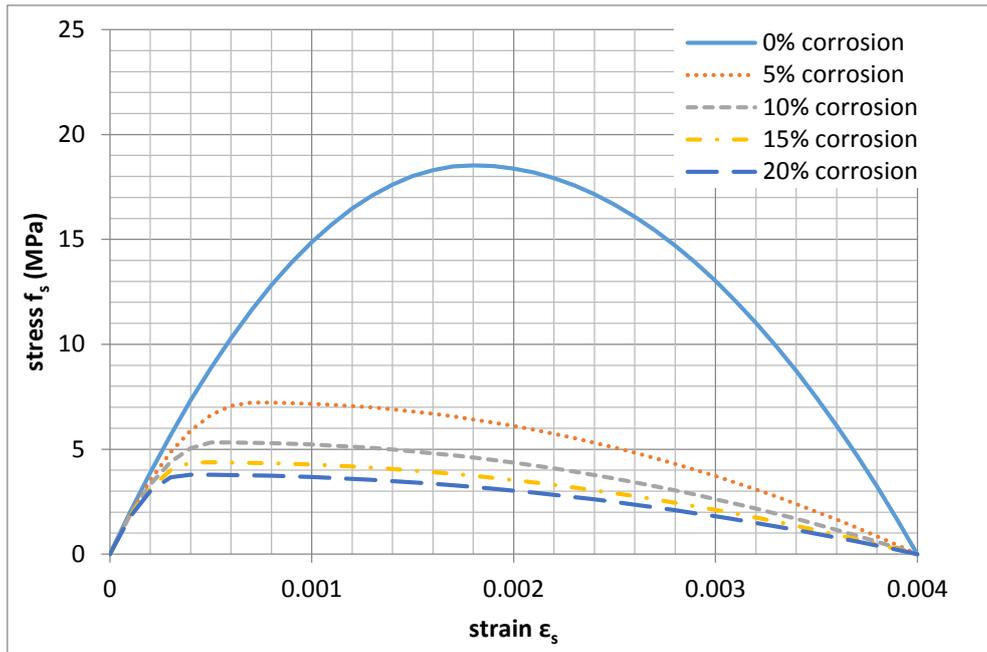


圖 4.23 有握裹折減效應之沉箱保護層混凝土應力應變曲線

4.3.4.2 核心混凝土

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

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

A. 橋墩單壓載重之基本方程式

根據Mander et al. (1984)所提之應力應變模型，如圖4.24所示：

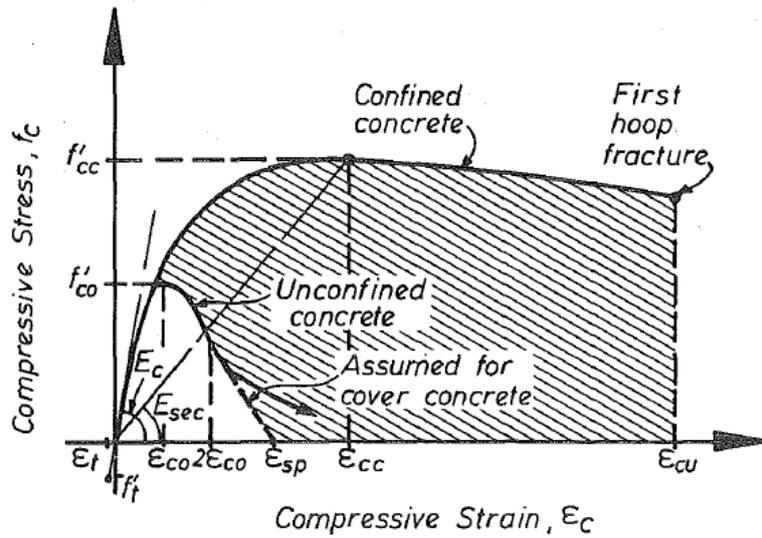


圖 4.24 圍束與未圍束混凝土單向載重之應力應變模型

對於單向靜力載重而言，縱向混凝土壓應力 f_c 如下式

$$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \dots\dots\dots (4.21)$$

其中 f'_{cc} 為圍束混凝土之抗壓強度

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \dots\dots\dots (4.22)$$

其中 ϵ_c 縱向混凝土之壓應變

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots (4.23)$$

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

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \dots\dots\dots (4.24)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \text{ MPa} \dots\dots\dots (4.25)$$

E_c 為混凝土之切線彈性模數

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \dots\dots\dots (4.26)$$

B. 側向有效圍束壓力以及圍束有效係數

為了計算柱之強度以及延展性，需計算其應力與應變的關係。如果

使用式(4.21)來建立此關係，通常假設圍束混凝土面積等於螺旋箍筋或箍筋之中心線內混凝土面積， A_{cc} 。然而現實中 A_e 較 A_{cc} 來的小，本計畫以有效側向圍束壓力即是用於考量此情形，如下所示。

$$f'_l = f_l \cdot k_e \dots\dots\dots (4.27)$$

其中 f_l = 橫向鋼筋之側向壓力，假設其均勻分布於混凝土核心表面。

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \dots\dots\dots (4.28)$$

$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc}) \dots\dots\dots (4.29)$$

C. 由螺旋箍筋及圓形箍筋所圍束斷面之圍束有效性

如圖4.25所示，假設拱效應以二次拋物線之形式產生，而其初始切線斜率為 45° ，於橫向鋼筋中間之有效圍束核心混凝土面積，如下：

$$A_e = \frac{\pi}{4} \left(d_s - \frac{s'}{2} \right)^2 = \frac{\pi}{4} d_s^2 \left(1 - \frac{s'}{2d_s} \right)^2 \dots\dots\dots (4.30)$$

$$A_{cc} = \frac{\pi}{4} d_s^2 (1 - \rho_{cc})^2 \dots\dots\dots (4.31)$$

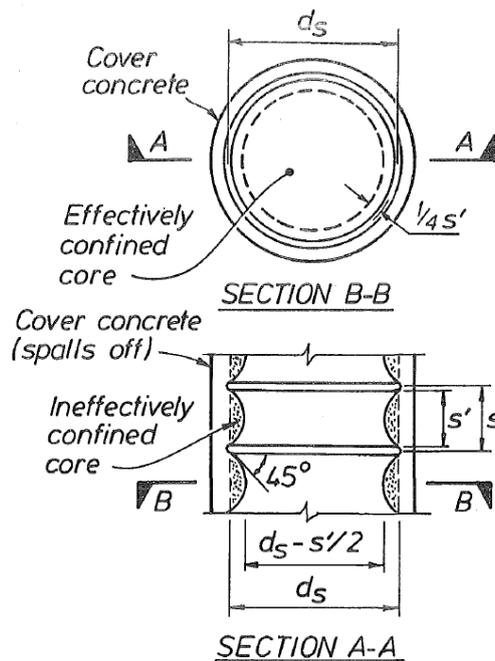


圖 4.25 圓形箍筋之有效圍束核心

因此透過式(4.28)，圓形箍筋之圍束有效係數，如下：

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)^2}{1 - \rho_{cc}} \dots\dots\dots (4.32)$$

相似地，圓形螺旋箍筋之圍束有效係數，如下：

$$k_e = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - \rho_{cc}} \dots\dots\dots (4.33)$$

側向圍束壓力可以透過考量一半受螺旋或圓形箍筋圍束之區域來建立。若均勻箍筋之張力發展降伏應力，且均勻地施加側向應力至混凝土核心，根據力平衡

$$2 \cdot f_{yh} \cdot A_{sp} = f_l \cdot s \cdot d_s \dots\dots\dots (4.34)$$

若 ρ_{cc} 為橫向圍束鋼材與圍束混凝土之體積比，則：

$$\rho_s = \frac{A_{sp} \cdot \pi \cdot d_s}{\frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 \cdot s} = \frac{4 A_{sp}}{d_s \cdot s} \dots\dots\dots (4.35)$$

並將式(4.34)代入式(4.33)，重新排列可得：

$$f_l = \frac{1}{2} \cdot k_e \cdot \rho_s \cdot f_{yh} \dots\dots\dots (4.36)$$

其中 k_e 可由式(4.32) 或式(4.33)得知

D. 圓形中空斷面之圍束有效性修正(使用於沉箱)(如圖 4.26)

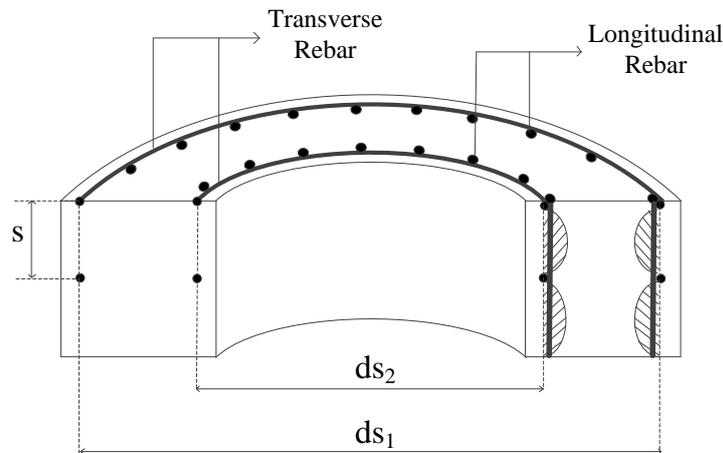


圖 4.26 圓形中空圍束混凝土

若以 d_1 做為外圍半徑，而 d_2 做為內部半徑，則：

$$A_c = \frac{\pi}{4} [(d_1 - 2 \times cover - d_{bt})^2 - (d_2 + 2 \times cover - d_{bt})^2] \dots\dots\dots (4.37)$$

$$\rho_{cc} = \frac{A_{st}}{A_c} = \frac{\text{Area of longitudinal reinforcement}}{\text{Area of core setion center to center}} \dots\dots\dots (4.38)$$

$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc}) \dots\dots\dots (4.39)$$

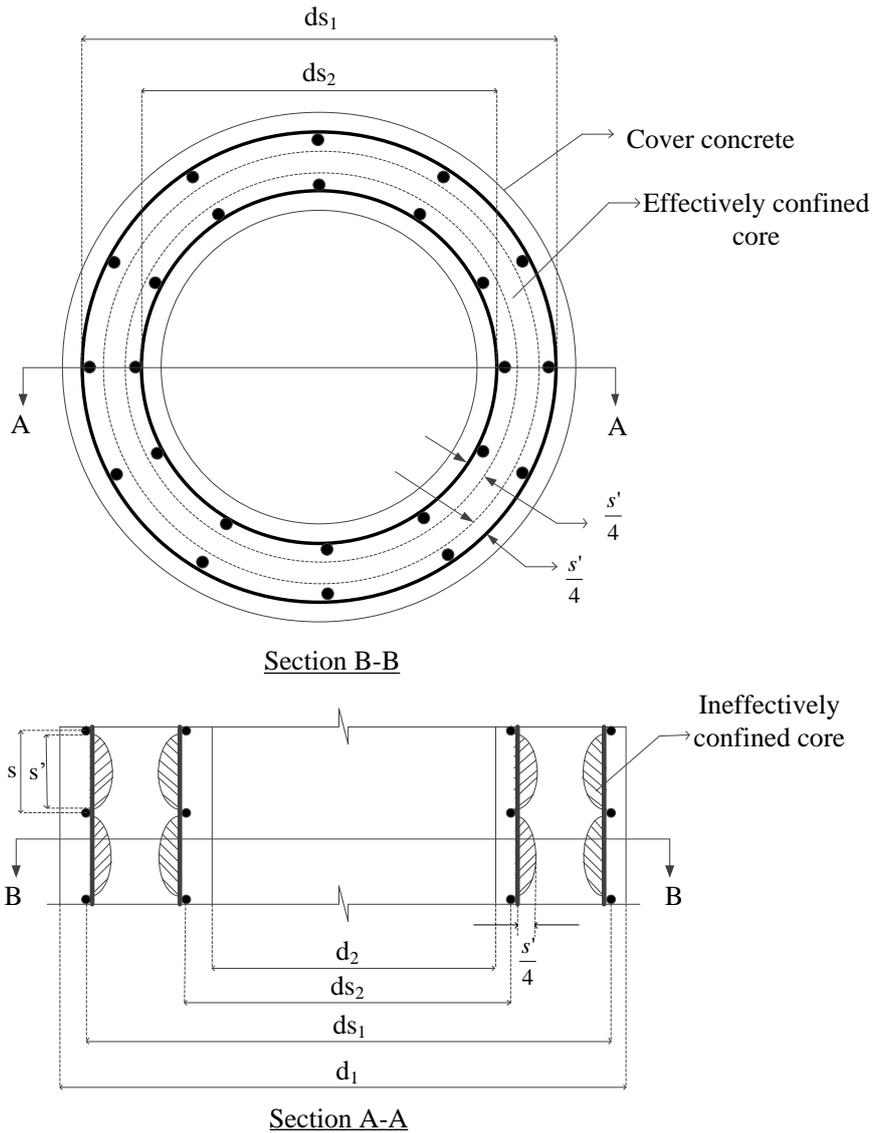


圖 4.27 中空圓形箍筋之有效圍束核心

如圖4.27 所示，圓形箍筋之混凝土核心擁有不同有效圍束混凝土面積，對應於式(4.30)，其方程式如下：

$$A_e = \frac{\pi}{4} \left[\left(d_1 - 2 \times cover - d_{bt} - \frac{s'}{4} \right)^2 - \left(d_2 + 2 \times cover + d_{bt} + \frac{s'}{4} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (4.40)$$

基於式(4.28)，圓形箍筋之圍束有效性係數如下：

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \dots\dots\dots (4.41)$$

根據力平衡可得以下方程式:(如圖4.28)

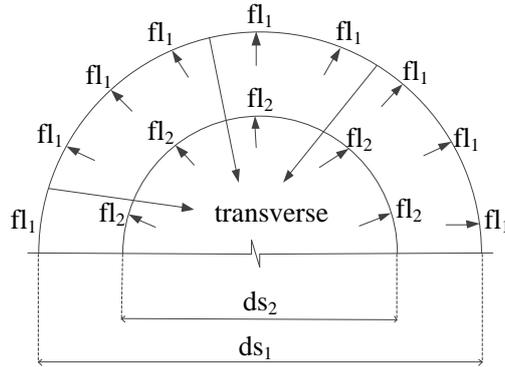


圖 4.28 中空圓形圍束混凝土之力平衡

$$d_{s1} = d_1 - 2 \times cover - d_{bt} \dots\dots\dots (4.42)$$

$$d_{s2} = d_2 + 2 \times cover + d_{bt} \dots\dots\dots (4.43)$$

$$2 \cdot f_{yh} \cdot A_{sp} = f_{l1} \cdot s \cdot d_{s1} \dots\dots\dots (4.44)$$

$$2 \cdot f_{yh} \cdot A_{sp} = f_{l2} \cdot s \cdot d_{s2} \dots\dots\dots (4.45)$$

透過式(4.44)以及式(4.45),橫向鋼筋之側向壓力如下：

$$c_{l\,final} = f_{l1} - f_{l2} = \frac{2 \cdot f_{yh} \cdot A_{sp}}{s \cdot (d_{s1} - d_{s2})} \dots\dots\dots (4.46)$$

$$f'_l = \text{effective confinement pressure} = k_e \cdot f_l = k_e \left[\frac{2 \cdot f_{yh} \cdot A_{sp}}{s \cdot (d_{s1} - d_{s2})} \right] \dots\dots\dots (4.47)$$

式 (4.35)修正如下：

$$\rho_s = \frac{A_{sp} \cdot \pi \cdot d_{s1}}{A_c \cdot s} \dots\dots\dots (4.48)$$

其中：

- f_c = 縱向混凝土抗壓強度
 f'_{cc} = 圍束混凝土之抗壓強度
 ε_c = 縱向混凝土壓應變
 f'_{co} = 未圍束混凝土強度
 ε_{co} = 未圍束混凝土應變
 E_c = 混凝土切線彈性模數
 A_{cc} = 圍束混凝土面積(螺旋箍筋或箍筋中線內之混凝土面積)
 f_l = 橫向鋼筋之側向圍束壓力
 k_e = 圍束有效係數
 A_e = 有效圍束混凝土核心面積
 ρ_{cc} = 縱向鋼筋面積與核心斷面積之比值
 A_c = 由螺旋箍筋或箍筋之中心線所圍之核心面積
 s' = 螺旋箍筋或箍筋之垂直淨間距
 s = 螺旋箍筋或箍筋中心到中心之間距
 d_s = 鋼筋中心之螺旋直徑
 f_{yh} = 橫向鋼筋之降伏強度
 A_{sp} = 橫向鋼筋之面積
 ρ_s = 橫向圍束鋼筋之體積與核心圍束混凝土之體積比值
 f'_l = 混凝土有效側向圍束應力

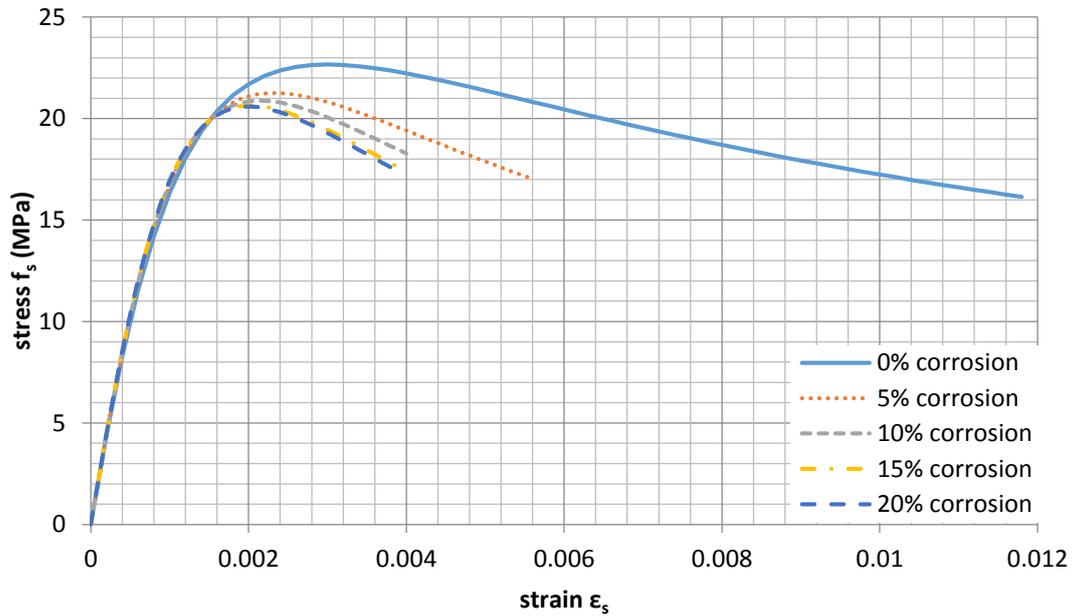


圖 4.29 橋墩核心混凝土之應力應變曲線

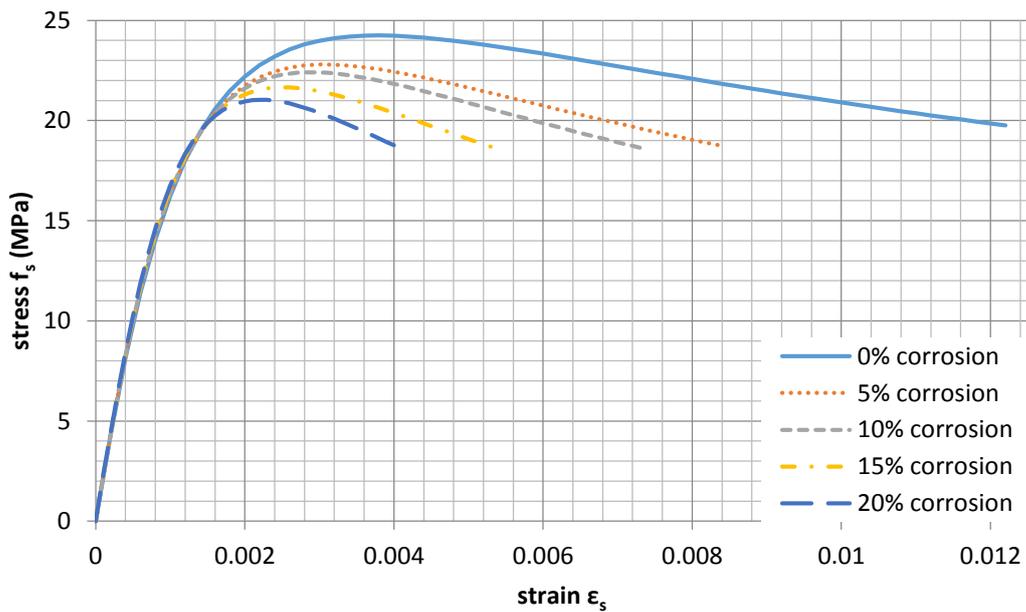


圖 4.30 沉箱核心混凝土之應力應變曲線

圖4.29和圖4.30顯示各斷面核心混凝土之應力應變關係。對於橋墩而言，可以發現15%和20%之腐蝕有幾乎相同之應力應變關係，主要因為此腐蝕百分比所對應之橫向鋼筋腐蝕率相當高，在此狀況下，圍束效應已微乎其微。

4.4 SAP2000橋梁結構模型之模擬

除了先前所獲得的資料，在執行側推分析前，仍有許多因素需要考量。例如，軸力對側推分析的影響，以及功能性支承墊之影響等，均需謹慎考慮。此外，土壤之模擬也會影響側推分析之結果，土壤模擬將會於此章節進行討論。

4.4.1 載重

為了模擬地震之影響，側推分析中的變形型式假設為第一模態。於執行地震下之側推分析前，需先執行靜載重之側推。用於南雲大橋之靜載重，列於表4-8以及表4-9與圖4.31及圖4.32。這些載重包括以均布載重模擬南雲大橋橋面板之重量。此外，考量其他跨距的重量，即兩側半跨橋梁之重量，則透過施加集中載重於橋墩之帽梁上來模擬。

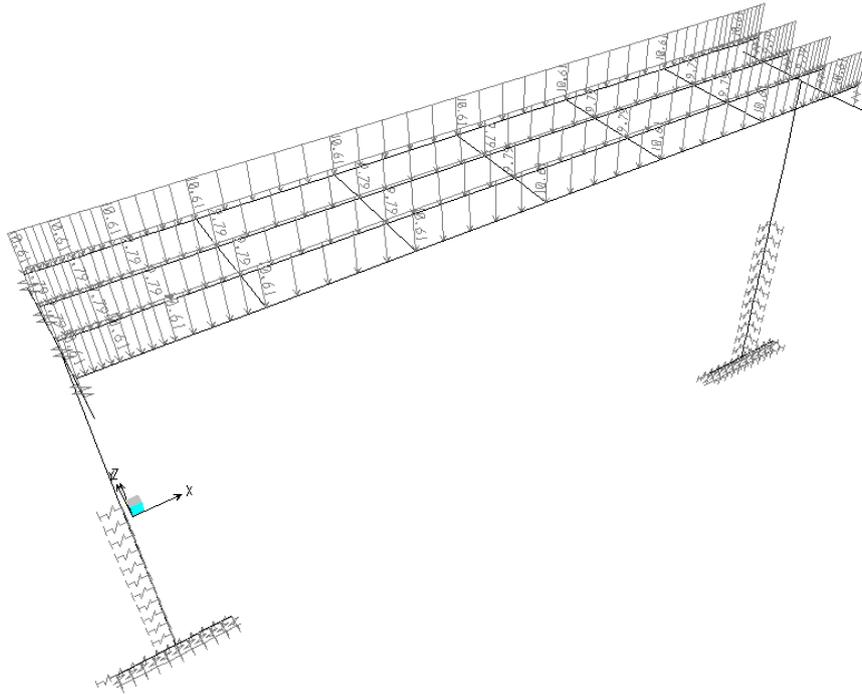


圖 4.31 以均佈載重模擬南雲大橋橋面板之重量

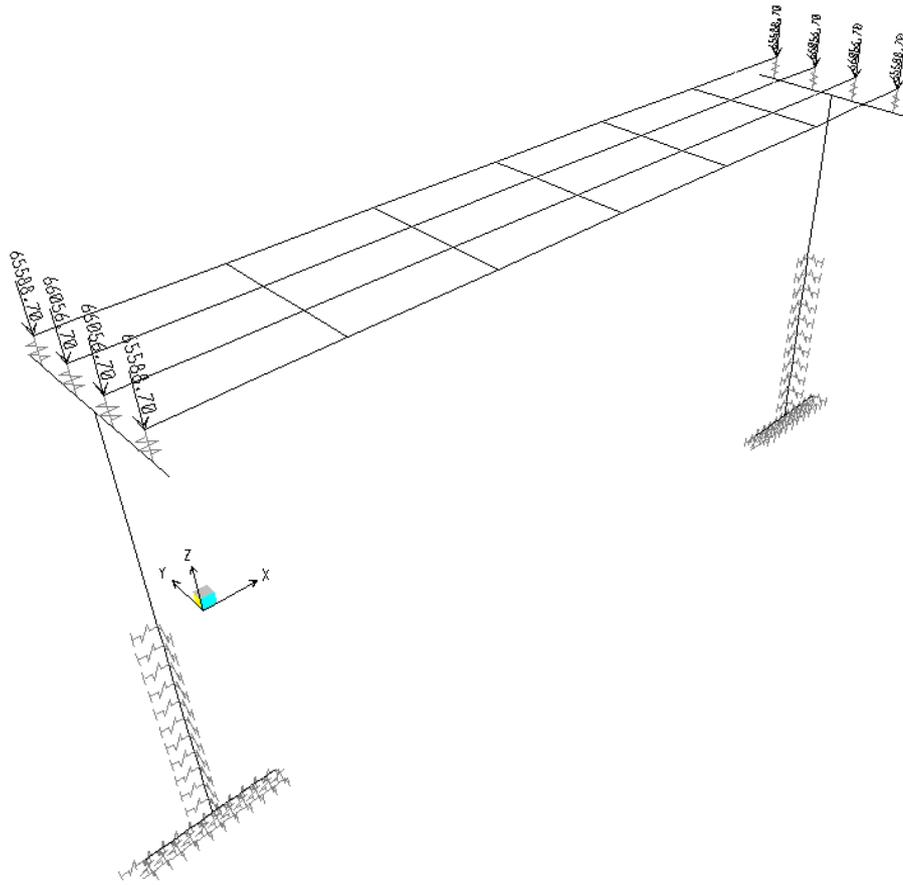


圖 4.32 以集中載重考量鄰近跨度之橋梁

表4-8 計算南雲大橋均佈載重之資訊

板載重				
區域	γ_{concrete} (kg/m ³)	厚度 (cm)	寬度 (cm)	載重 (kg/cm)
周圍	0.0024	17	260	10.608
中央	0.0024	17	240	9.792

表4-9 計算南雲大橋集中載重之資訊

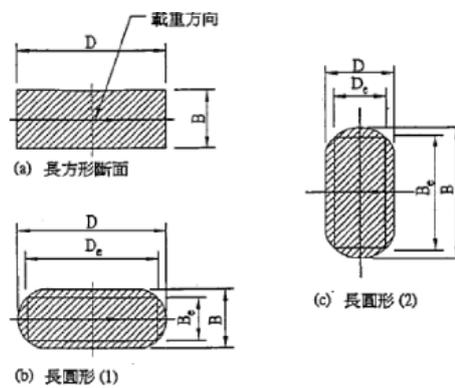
梁					
區域	γ_{concrete} (kg/m ³)	長度 (cm)	面積 (cm ²)	載重 (kg)	總載重 (kg)
末端	0.0024	350	13735	11537.4	40712.7
中央	0.0024	1650	7367.5	29175.3	
橫隔板					
區域	γ_{concrete} (kg/m ³)	長度 (cm)	面積 (cm ²)	載重 (kg)	總載重 (kg)
周圍	0.0024	4000	152.5	2.5	3660
中央	0.0024	4000	240	2.5	5760
板					
區域	γ_{concrete} (kg/m ³)	長度 (cm)	面積 (cm ²)	載重 (kg)	總載重 (kg)
周圍	0.0024	17	260	2000	21216
中央	0.0024	17	240	2000	19584
總點載重					
區域	載重 (kg)				
周圍	65588.7				
中央	66056.7				

4.4.2 土壤模擬

由於土壤本身具有許多不確定性，是SAP2000中相對複雜的參數。基於此，我們需謹慎地選擇土壤之模型。目前有許多可使用之土壤行為模擬之方法，於南雲大橋、尖山大橋分析中之土壤模式採用台灣所建議之法規。土壤參數之模擬使用SAP2000所提供之雙線性彈簧元素(bilinear link element)。土壤參數依據圖4.33之土壤分類，基礎型式屬沉箱基礎其形狀如圖4.34所示。南雲大橋之土壤條件於USCS之分類為岩石並且屬於優良級配之礫石(GW)。而link元素可分為三種：水平方向、垂直方向以及摩擦阻力。計算這些土壤彈簧之方程式，如式4.49至4.51所示。由這些方程式之地盤反力係數如圖4.35所示，分析模式如圖4.36。

USCS Soil-class	Description	Cohesion (kPa)	Friction angle (°)
GW	well-graded gravel, fine to coarse gravel	0	40
GP	poorly graded gravel	0	38
GM	silty gravel	0	36
GC	clayey gravel	0	34
GM-GL	silty gravel	0	35
GC-CL	clayey gravel with many fines	3	29
SW	well-graded sand, fine to coarse sand	0	38
SP	poorly graded sand	0	36
SM	silty sand	0	34
SC	clayey sand	0	32
SM-SL	silty sand with many fines	0	34
SC-CL	clayey sand with many fines	5	28
ML	silt	0	33
CL	clay of low plasticity, lean clay	20	27
CH	clay of high plasticity, fat clay	25	22
OL	organic silt, organic clay	10	25
OH	organic clay, organic silt	10	22
MH	silt of high plasticity, elastic silt	5	24

圖 4.33 USCS 土壤分類



(a) 長方形斷面： $B_e = B$ ， $D_e = D$

(b) 長圓形(1)： $B_e = 0.8B$ ， $D_e = D - 0.2B$

(c) 長圓形(2)： $B_e = B - 0.2D$ ， $D_e = 0.8D$

(d) 圓形斷面： $B_e = 0.8B$ ， $D_e = 0.8D$

圖 4.34 基礎形狀的寬度和長度關係

位置	方向	地盤反力係數
沉箱底面	垂直	$k_V = k_{V0}(B_V/30)^{-3/4}$ $B_V = \sqrt{A_V}$
沉箱正前方	水平	$k_S = 0.3k_V$ $k_{V0} = \frac{1}{30}\alpha E_0$
沉箱正前方	垂直	$k_H = \alpha_k k_{H0}(B_H/30)^{-3/4}$ $k_{H0} = \frac{1}{30}\alpha E_0$
沉箱側面	垂直	$k_{SVB} = 0.3k_H$ $B_H = B_e (\leq \sqrt{B_e \cdot L_e})$
沉箱側面	水平	$k_{SHD} = 0.6\alpha_k k_{H0}(D_H/30)^{-3/4}$
沉箱側面	垂直	$k_{SVD} = 0.3k_{SHD}$

圖 4.35 計算土壤各方向地盤反力係數之方程式

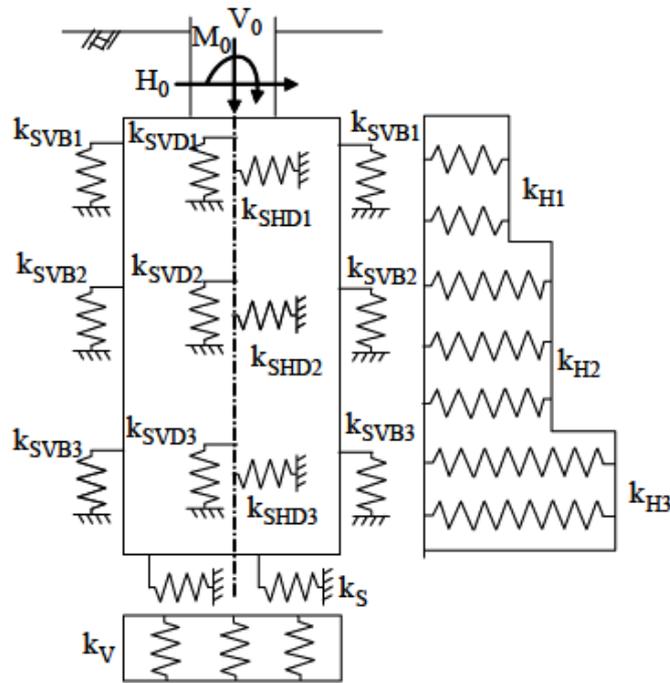


圖 4.36 沉箱基礎分析模式

A. 水平方向之彈簧

水平方向彈簧之性質，如圖 4.37 所示。因為南雲大橋之沉箱於 X 和 Y 方向上為對稱，因此橋梁於 X 和 Y 方向上有相同的彈簧性質，水平彈簧示意圖如圖 4.38。

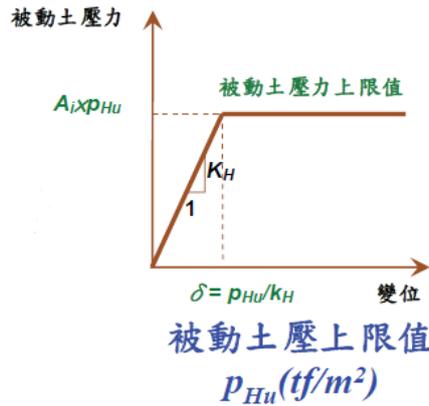


圖 4.37 水平向雙線性彈簧性質

$$p_{Hu} = \alpha_p p_{Ep} \dots\dots\dots (4.49)$$

$$p_{Ep} = \gamma \cdot x \cdot K_{EP} + 2c\sqrt{K_{EP}} + q' \cdot K_{EP} \quad , \text{ where } q' \cdot K_{EP} = 0 \quad (3.2)$$

$$\alpha_p = 1 + 0.5(x/B_e) \leq 3.0 \dots\dots\dots (4.50)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \emptyset}{\cos \delta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\emptyset - \delta) \sin(\emptyset + \alpha)}{\cos \delta \cos \alpha}} \right]^2} \dots\dots\dots (4.51)$$

其中

p_{Ep} = 深度 x 處之地震時被動土壓力 (ton/m²)

K_{EP} = 被動土壓係數

γ = 土壤單位重 (ton/m³)

c = 土壤凝聚力 (ton/m²)

\emptyset = 土壤摩擦角

α = 地表與水平面之夾角 (deg)

δ = 橋台背面與土壤間之摩擦角，直接取 $-\emptyset/6$ (deg)

x = 土壓力 p_{Ep} 作用於牆面之深度(m)

$$k_v = k_{vo} \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-3/4} \dots\dots\dots (4.52)$$

$$k_{vo} = \frac{1}{30} E_D \dots\dots\dots (4.53)$$

$$E_D = 2(1 + \nu_D)G_D \dots\dots\dots (4.54)$$

$$G_D = \frac{\gamma_t}{10g} V_{SD}^2 \dots\dots\dots (4.55)$$

$$V_{SD} = C_v \times V_s \dots\dots\dots (4.56)$$

$$C_v = 0.8 \text{ when } V_s < 300 \frac{m}{s} \text{ or } 1 \text{ when } V_s \geq 300 \frac{m}{s} \dots\dots\dots (4.57)$$

$$B_v = \sqrt{A_v} \dots\dots\dots (4.58)$$

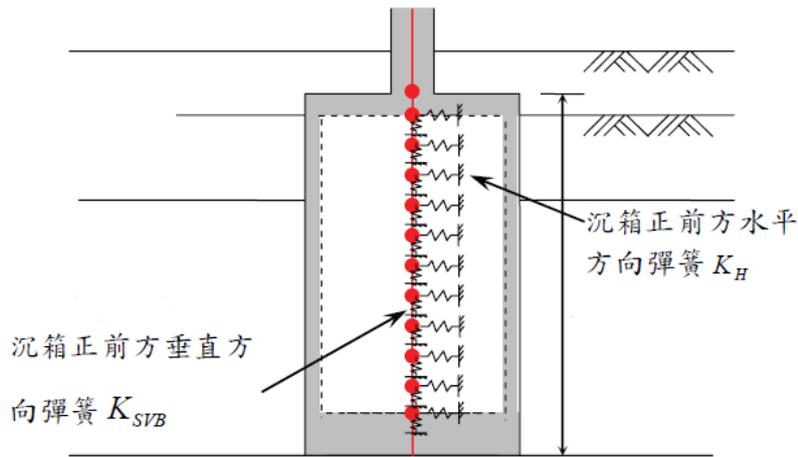


圖 4.38 設置於沉箱之水平彈簧

B. 垂直方向之彈簧

垂直方向上彈簧之性質，如圖 4.39 所示，其中， q_u 如式 4.59 所示。垂直彈簧設置於基礎之底部。土壤凝聚力、基礎影響因素等參數，可於圖 4.33、圖 4.40 以及圖 4.41 中獲得。於此計算中所分割之面積如圖 4.42 所示，垂直彈簧示意圖如圖 4.43。

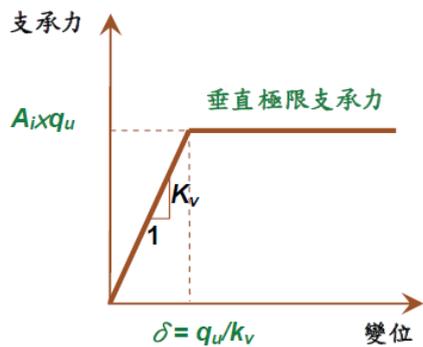


圖 4.39 垂直雙線性彈簧之性質

$$q_u = \alpha c N_c + \gamma_2 D_f N_q + 0.5 \beta \gamma_1 B N_r \dots\dots\dots (4.59)$$

其中：

- c = 基礎底面下土壤之凝聚力
- γ_1 = 基礎底面下土壤之有效單位重
- γ_2 = 基礎底面以上土壤之平均有效單位重
- B = 基礎寬度
- D_f = 基礎之有效埋置深度
- α, β = 基礎底部形狀影響因素
- N_c, N_q, N_r = 支承力因素

基礎底面之形狀影響因素

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

圖 4.40 基礎底部形狀影響因素

支承力因素

ϕ	Nc	Nq	Nr
0	5.14	1	0
5	6.49	1.6	0.1
10	8.34	2.5	0.4
15	10.97	3.9	1.2
20	14.83	6.4	2.9
25	20.71	10.7	6.8
26	22.25	11.8	7.9
28	25.79	14.7	10.9
30	30.13	18.4	15.1
32	35.47	23.2	20.8
34	42.14	29.4	28.7
36	50.55	37.7	40
38	61.31	48.9	56.1
40以上	75.25	64.1	79.4

圖 4.41 支承力因素

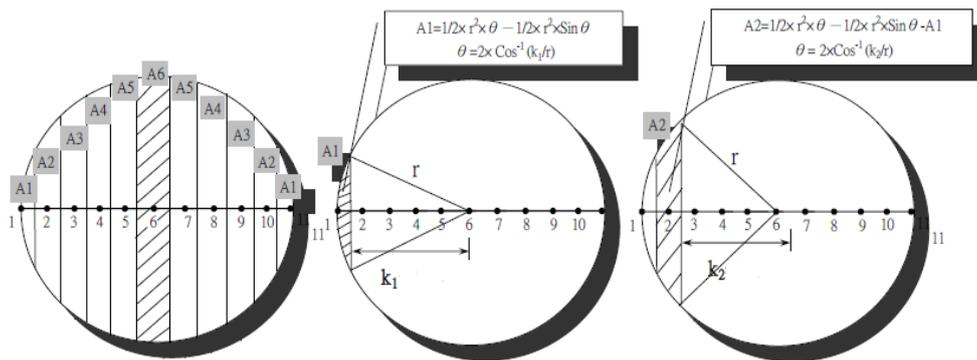


圖 4.42 底部斷面分割之面積

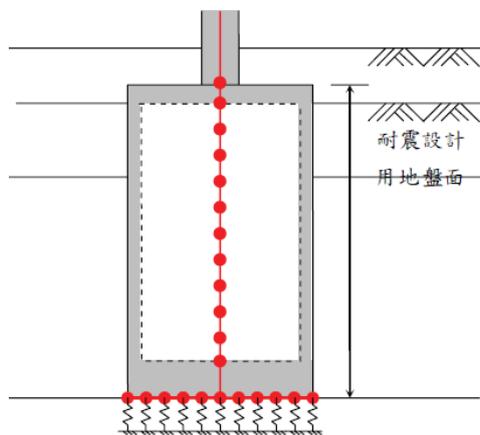


圖 4.43 設置於沉箱底部之垂直彈簧

C. 摩擦阻力之彈簧

此處考量之摩擦力有上限值，其性質如圖 4.44 所示，其中， R_f 如式 4.60 所示。摩擦阻力之彈簧設置於基礎的底部。土壤有效凝聚力 and 摩擦角之參數，如圖 4.45 所示。有效接觸面積之分割示意圖如圖 4.42，沉箱底部表面提供之最大摩擦力如圖 4.46。

$$R_f = N \cdot \tan \delta + A \cdot C_a \dots\dots\dots (4.60)$$

$$k_s = 0.3k_v \dots\dots\dots (4.61)$$

其中，

R_f = 基礎版底面之摩擦阻力 (tf)

N = 基礎版面之有效鉛直載重(tf)

δ = 基礎版與地面間之摩擦角(deg)

A = 基礎版底面之有效接觸面積 (m^2)

C_a = 基礎版底面與地層之有效附著力 (t/m^2)

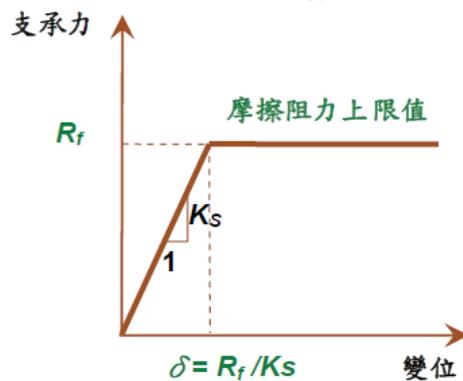


圖 4.44 雙線性摩擦阻力彈簧之性質

底面接觸條件	界面摩擦角 δ	附著力 C_a
1. 土壤與混凝土	$\delta = 2/3 \varphi$	$C_a = 0$
2. 土壤與混凝土間敷設碎石之情形	$\delta = \varphi \leq 30^\circ$	$C_a = 0$
3. 岩層與混凝土	$\delta = 30^\circ$	$C_a = 0$

圖 4.45 各基礎形狀之摩擦角與有效凝聚力

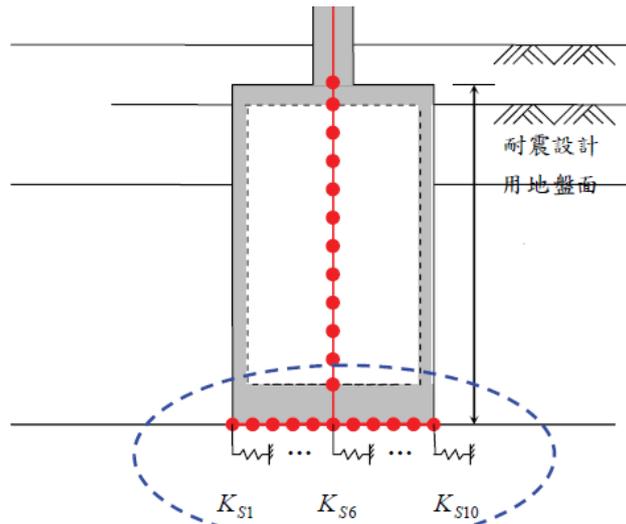


圖 4.46 沉箱底部表面提供之最大摩擦力

表4-10至4-12為一個計算範例，圖4.47至圖4.48所示為SAP2000之輸入值。可以觀察到此SAP2000模型利用多個雙線性彈簧(bilinear link elements)來模擬土壤之行為。只要基礎尺寸與土壤型式相同，則其彈簧勁度值亦相同。然而，最大位移和容許力會隨著深度越深而越高。基礎彈簧之數值將會隨著沖刷越深而改變，但於腐蝕之例子，彈簧之性質將保持不變。基於南雲大橋14號橋墩之現地觀察，於腐蝕分析中使用4公尺之沖刷深度。

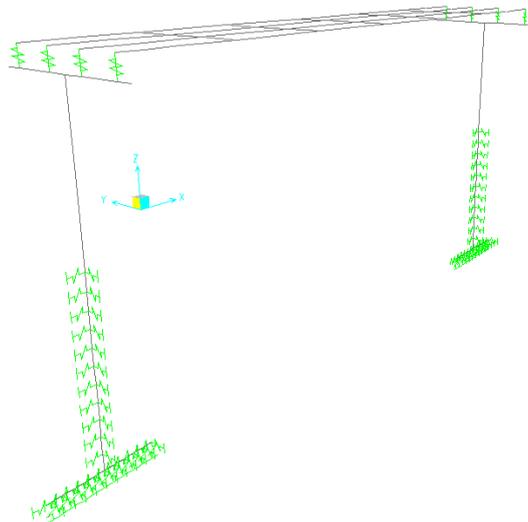


圖 4.47 SAP2000 南雲大橋的彈簧配置圖

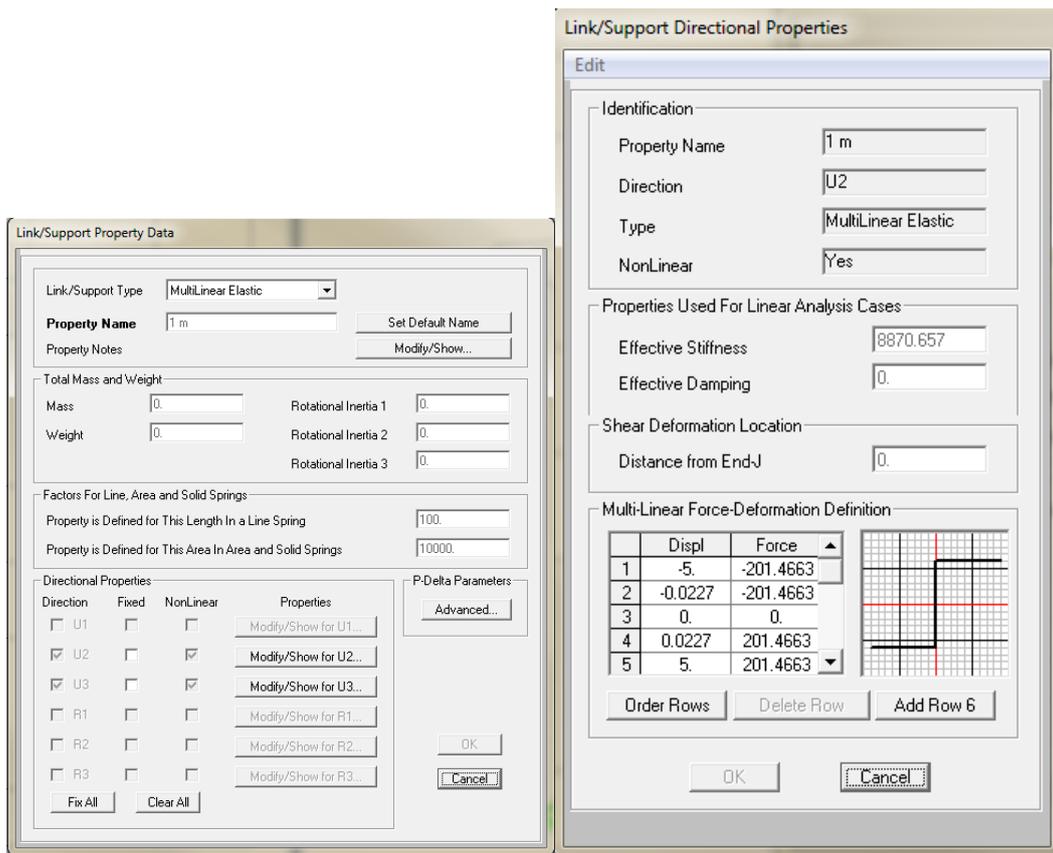


圖 4.48 SAP2000 南雲大橋模型之彈簧性質

表4-10 南雲大橋土壤模擬使用之參數

參數	數值	單位	備註
α	1.3		(for circular section)
β	0.6		
c	0		(for rock)
γ_1	2.1	t/m ³	(for rock)
γ_2	2.1	t/m ³	(for rock)
N_c	75.25		for $\phi = 40^\circ$
N_q	64.1		
N_r	79.4		
B	6.1	m	
D	11	m	
q_u	1785.8442	t/m ²	

表4-11 X、Y方向之彈簧性質(沖刷深度4公尺)

Depth (m)	A x P _{hu} (ton)	δ (m)	k (ton/m)
1	201.4662682	0.000227	887065.7
2	444.0481014	0.000501	887065.7
3	727.7454995	0.00082	887065.7
4	1052.558463	0.001187	887065.7
5	1418.48699	0.001599	887065.7
6	1825.531083	0.002058	887065.7
7	2273.690741	0.002563	887065.7
8	2762.965964	0.003115	887065.7
9	3293.356752	0.003713	887065.7
10	4179.733576	0.004409	947954.3
11	5206.710682	0.005157	1009636

表4-12 基礎垂直方向之彈簧性質(沖刷深度4公尺)

A _i (m ²)	A _i x q _u (ton)	δ (m)	k (ton/m)
0.54629775	975.602666	0.062031	15727.63
2.20258021	3933.465097	0.062031	63411.15
2.9645766	5294.271926	0.062031	85348.64
3.40226903	6075.922412	0.062031	97949.58
3.63921474	6499.070539	0.062031	104771.1
1.8573945	6634.034385	0.062031	106946.9

4.5 塑鉸設定

本章節將介紹SAP2000中之塑鉸設定，利用先前章節所建立之材料性質，透過Xtract來獲得各階段腐蝕之彎矩曲率用以模擬結構物構件之撓曲行為，剪力行為則參照台灣規範(公路橋梁耐震設計規範)依據前章節所建立之材料性質和斷面性質計算剪力強度，用來模擬結構物之剪

力行為。將撓曲行為與剪力行為之彎矩轉角圖疊加並決定破壞模式以獲得SAP2000之塑性鉸性質。

4.5.1 彎矩曲率分析

本研究使用斷面分析軟體Xtract來進行彎矩曲率分析。這些曲率分析用於建立撓曲行為中之彎矩與轉角的關係，以建立破壞模式和柱之塑性鉸性質，以進行側推分析。在此報告中，塑性鉸位設置於橋墩與沉箱。且因為斷面皆為圓形斷面，其對稱於X和Y方向，所以彎矩曲率之結果於兩方向上皆相同。表4-13提供Xtract分析之結果，而圖4.49和圖4.50顯示出各斷面彎矩曲率分析之結果。

表4-13 彎矩曲率值

斷面	腐蝕等級	階段	曲率 (1/m)	彎矩 (N-m)
橋墩	0%	有效降伏	9.68E-04	1.73E+07
		極限點	2.21E-02	2.42E+07
	5%	有效降伏	1.23E-03	1.56E+07
		極限點	1.05E-02	2.09E+07
	10%	有效降伏	1.82E-03	1.45E+07
		極限點	7.59E-03	1.85E+07
	15%	有效降伏	2.65E-03	1.33E+07
		極限點	7.73E-03	1.60E+07
	20%	有效降伏	3.71E-03	1.21E+07
		極限點	7.84E-03	1.38E+07

沉箱	0%	有效降伏	04	3.28E-	2.73E+07
		極限點	02	3.68E-	4.08E+07
	5%	有效降伏	04	3.49E-	2.62E+07
		極限點	02	2.50E-	3.73E+07
	10%	有效降伏	04	3.48E-	2.43E+07
		極限點	02	2.24E-	3.48E+07
	15%	有效降伏	04	3.47E-	2.33E+07
		極限點	04	3.47E-	2.33E+07
	20%	有效降伏	04	3.47E-	2.28E+07
		極限點	02	1.19E-	3.08E+07

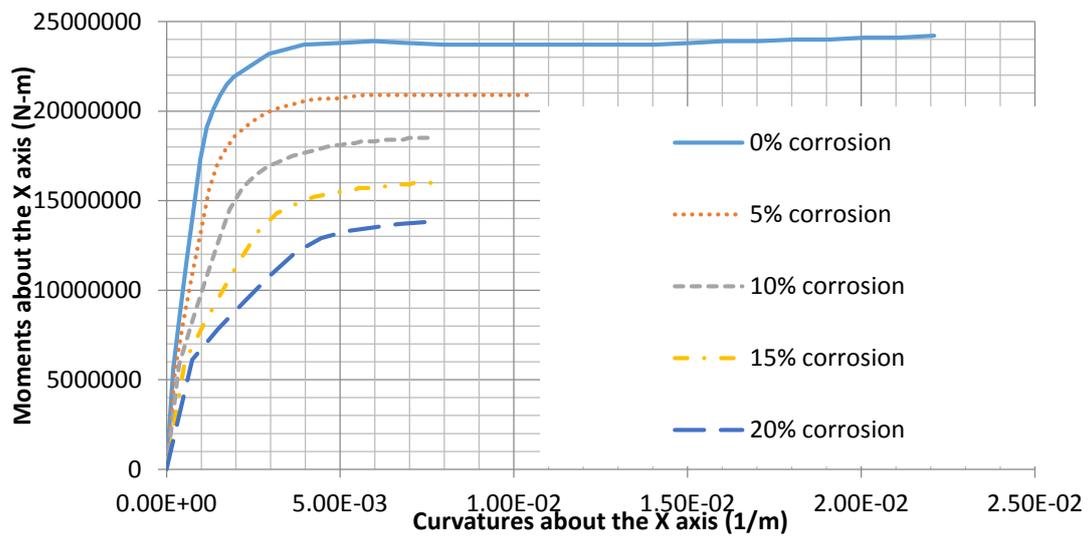


圖 4.49 橋墩之彎矩曲率關係

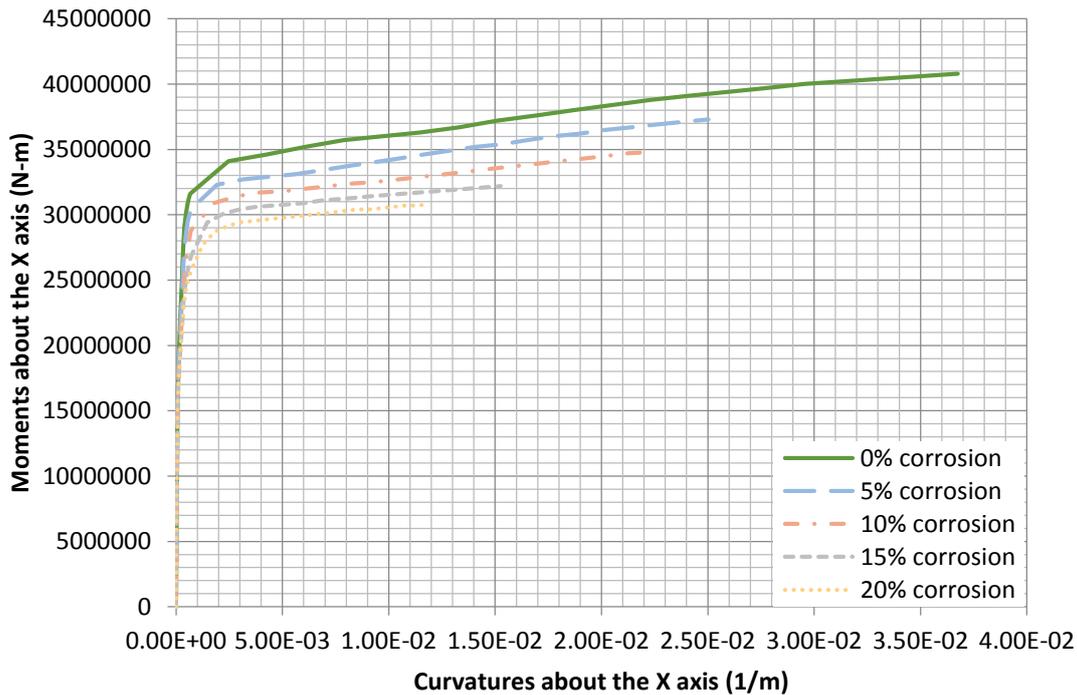


圖 4.50 沉箱之彎矩曲率關係

4.5.2 破壞模式分析

橋墩或沉箱之破壞之特性需透過破壞模式之分析來決定。破壞模式是透過撓曲行為和剪力行為之彎矩與轉角圖疊合決定。撓曲行為之彎矩轉角可以透過先前彎矩曲率分析中獲得，而剪力行為之彎矩轉角圖可透過規範計算剪力強度再予以轉換建立。

在分析過程中由於橋梁結構物橋墩處地表面之變化，而使得每個橋墩具有不同的性質。例如彎矩之降伏和極限轉角將因反曲點位置不同而改變，即使斷面為圓形亦是如此。

破壞模式總共有三種型式，分別為剪力破壞模式、撓剪破壞模式以及撓曲破壞模式。若剪力破壞較撓曲破壞先發生，則為剪力破壞模式控制，如圖4.51所示。若只於非線性範圍(非線性轉角 θ_i 至極限轉角 θ_u)由剪力破壞控制，則為撓剪破壞模式，如圖4.52所示。當剪力轉換之彎矩 M_v 總是大於撓曲彎矩 M_b 時，撓曲破壞模式將會控制斷面之破壞模式，如圖4.53所示。

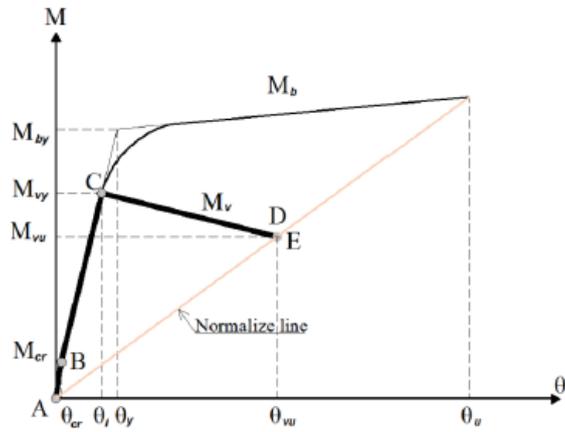


圖 4.51 剪力破壞模式

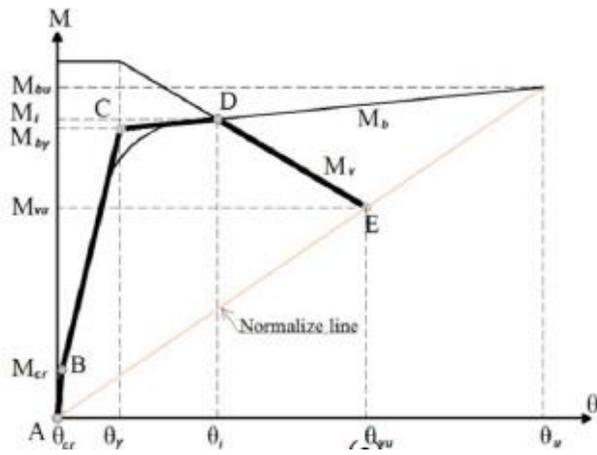


圖 4.52 撓剪破壞模式

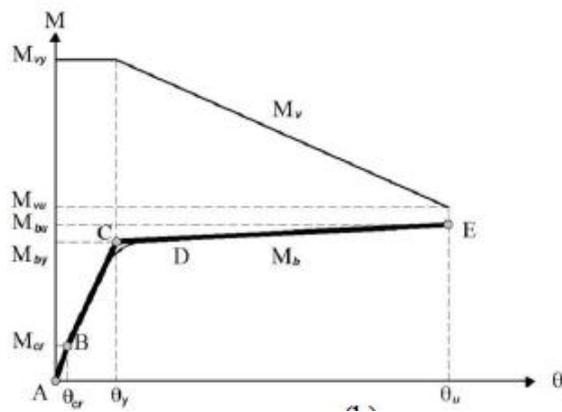


圖 4.53 撓曲破壞模式

於先前分析中所得之降伏和極限彎矩，可以透過方程式(4.62)至式(4.66)推導結構物之轉角；而對於剪力轉換彎矩之方程式，如式(4.68)至式(4.72)所示，剪力強度關係圖如圖4.54。

$$\theta = \frac{\Delta}{l} \dots\dots\dots (4.62)$$

$$l_p = 0.08l + (0.022 \times d_b \times f_y) \dots\dots\dots (4.63)$$

$$\Delta_y = \frac{\phi_{cr} \times l^2}{3} \dots\dots\dots (4.64)$$

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) l_p (l - 0.5l_p) \dots\dots\dots (4.65)$$

$$\theta_u = \left(\frac{\Delta_y}{h} \right) + \left(\frac{\Delta_p}{h - l_p/2} \right) \dots\dots\dots (4.66)$$

$$V_c = 0.53 \times (k + F) \times \sqrt{f'_c} \times A_e \dots\dots\dots (4.67)$$

$$k = \frac{R_{max} - R}{R_{max} - 1} \dots\dots\dots (4.68)$$

$$V_s = \frac{A_{sh} \times f_y \times d}{s} \times \frac{\pi}{2} \dots\dots\dots (4.69)$$

$$M_{vy} = V_n(\theta_y) \times h, \text{ 降伏階段} \dots\dots\dots (4.70)$$

$$M_{vu} = V_n(\theta_u) \times \left(h - \frac{l_p}{2} \right), \text{ 極限階段} \dots\dots\dots (4.71)$$

$$M_v = M_{vy} + (M_{vu} - M_{vy}) \times \frac{R-1}{R_{max}-1}, \text{ 非線性階段} \dots\dots\dots (4.72)$$

其中：

$V_n(\theta_y)$ = 降伏階段下之剪力強度

$V_n(\theta_u)$ = 極限階段下之剪力強度(忽略混凝土剪力強度)

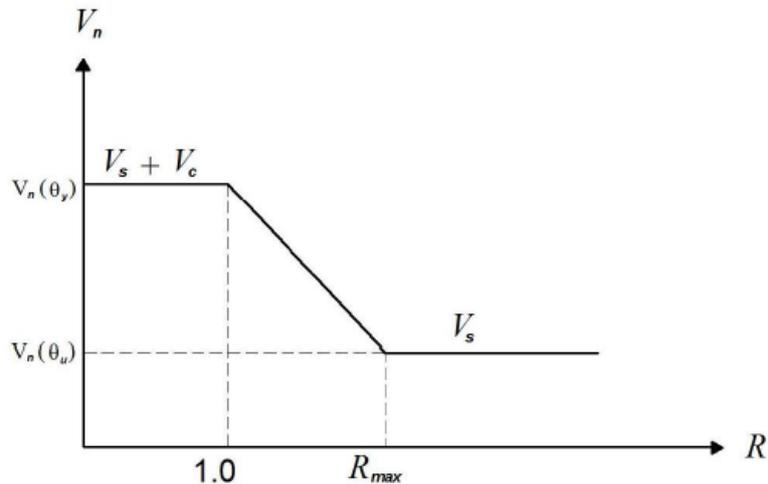


圖 4.54 鋼筋混凝土之剪力強度關係圖

以正方形斷面而言，式(4.69)之鋼筋剪力強度不需要再乘上 $\frac{\pi}{2}$ 。而對於南雲大橋高度為6.6公尺(塑性鉸至橋梁頂部之距離)之橋墩斷面，於各階段彎矩轉角、位移、剪力轉換之計算結果，列於表4-14(10%腐蝕)。圖4.56至圖4.59顯示出各腐蝕階段的彎矩轉角和剪力轉換之結果。而在於鋼筋無腐蝕以及各斷面腐10%之情況，其最終破壞模式之反應如表4-14以及圖4.60至圖4.63所示。

橋梁結構的塑鉸性質會隨著軸力而產生變化，考慮軸力對於塑鉸特性之影響需求先得最佳化考量之極限軸力 P_u ，再以最佳化考量極限軸力 P_u 計算極限狀態塑鉸，關於求得最佳化極限軸力 P_u 之方法本研究參考相關研究加以改良，概念是以「靜重狀態塑鉸特性」為基準向「極限狀態塑鉸逼近」，詳細敘述如下：

於SAP2000中進行兩次連續的側推分析以求得最理想塑鉸性質。於第一次的側推分析中，柱之初始塑性鉸性質僅考慮靜載重下之撓曲和剪力行為所組成，如圖4.55中DL曲線。撓曲行為可使用先前所提到混凝土和鋼材之應力應變曲線以及其彎矩曲率分析來建立，剪力行為可由先前之應力應變曲線來建立，於SAP2000側推分析結果中得「靜載重狀態塑鉸特性」之側推分析曲線，觀察側推曲線可得到極限狀態時柱構件之軸力 P_u 。第二次側推分析之塑鉸設定係參照第一次側推分析結果所得到之 P_u ，再次建立撓曲和剪力行為得新塑鉸性質，如圖4.55所示

之UL曲線。最後內插DL和UL曲線來決定第二次側推分析之撓曲行為。第一次與第二次彎矩轉角分析，分別執行於靜載重以及極限垂直載重作用下。而決定第二次側推分析時的塑鉸性質。

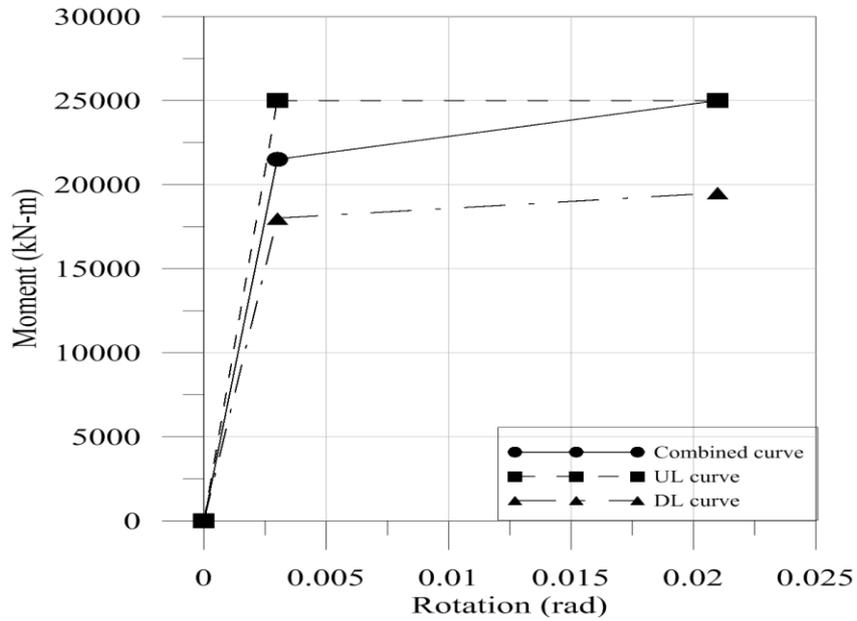


圖 4.55 使用於第二次側推分析中撓曲行為之判定

表4-14 彎矩轉角資料及結果數值

腐蝕 10%之橋墩斷面性質			
柱長	l	6600	mm
柱之直徑	d	2400	mm
混凝土保護層	d'	50	mm
縱向鋼筋直徑	d_{bl}	34.15259873	mm
橫向鋼筋直徑	d_{bt}	12.49639948	mm
橫向鋼筋間距	s	150	mm
鋼筋降伏應力	f_y	274.6	Mpa
縱向鋼筋腐蝕百分比		10	%
橫向鋼筋腐蝕百分比		39	%
未圍束混凝土強度	f_{co}'	20.594	Mpa
腐蝕後縱向鋼筋降伏應力	f_{cy_bl}	220.2292	Mpa
腐蝕後橫向鋼筋降伏應力 Y	f_{cy_bt}	62.55388	MPa

總斷面積	A_g	4523893.421	mm ²
有效面積	A_e	3323805.027	mm ²
斷面有效深度	d_e	2300	mm
彎矩轉角計算			
柱承受之軸力	P	6241485.56	N
降伏曲率	ϕ_y	0.000001819	1/mm
極限曲率	ϕ_u	0.000007588	1/mm
降伏彎矩	M_y	14500000000	Nmm
極限彎矩	M_u	18500000000	Nmm
混凝土軟化係數	ζ	0.10814508	-
塑性長度	l_p	693.4707889	mm
降伏位移	Δ_y	26.41188	mm
塑性位移	Δ_p	25.01701662	mm
極限位移	Δ_u	51.42889662	mm
降伏轉角	θ_y	0.0040018	rad
極限轉角	θ_u	0.008237285	rad
轉角延展因子	k	1	-
柱承受之應力	F	0.098547944	Mpa
混凝土貢獻之剪力	V_c	2817059.547	N
鋼筋貢獻之剪力	V_s	184786.5633	N
極限剪力	V_n (θ_y)	3001846.11	N
	V_n (θ_u)	184786.5633	N
降伏剪力彎矩	M_{vy}	19812184328	Nmm
極限剪力彎矩	M_{vu}	1155519276	Nmm

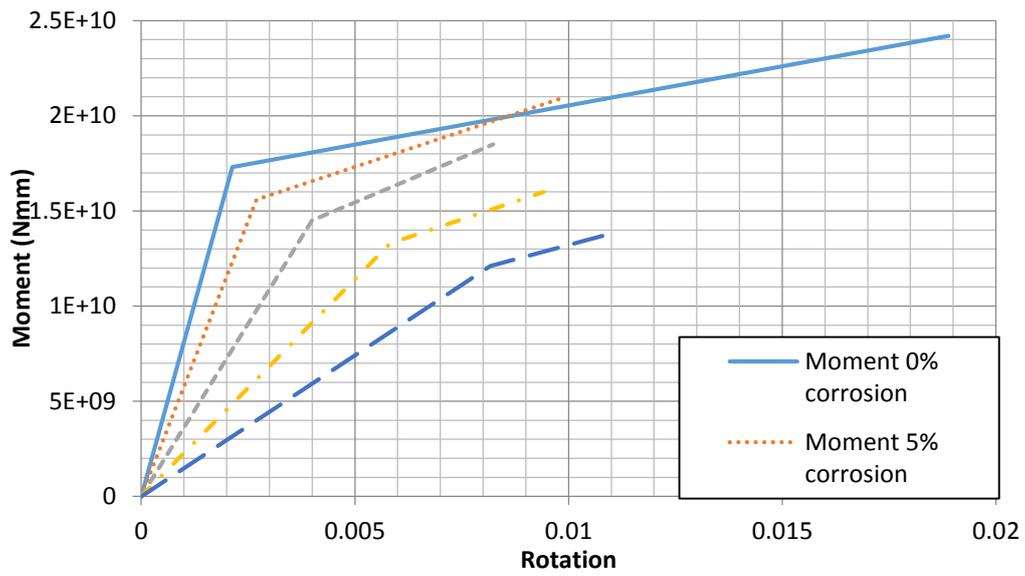


圖 4.56 橋墩彎矩轉角之模型

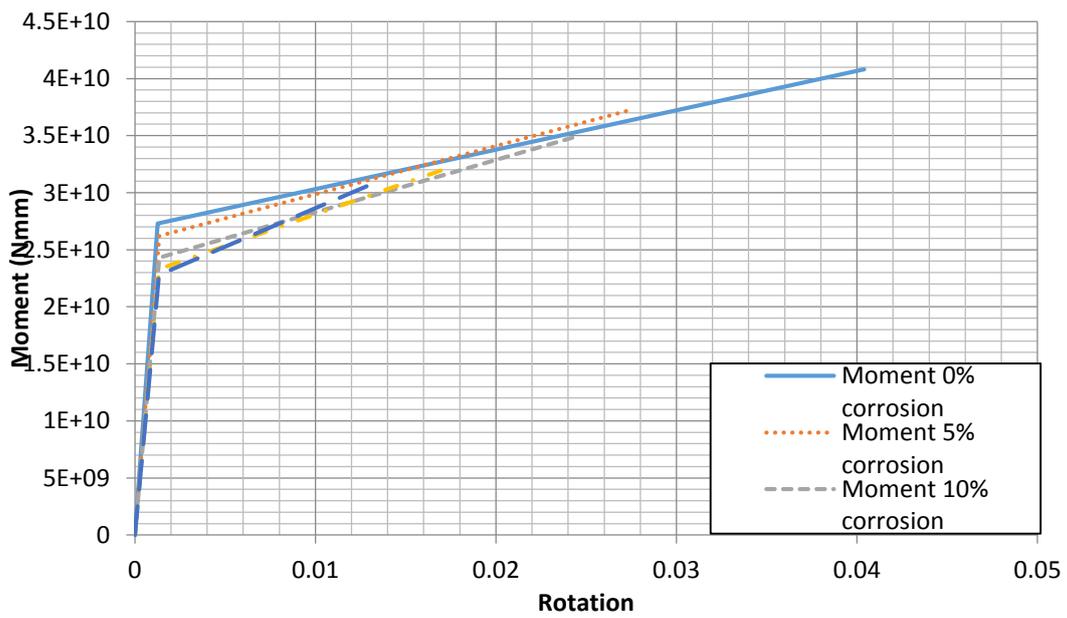


圖 4.57 沉箱彎矩轉角之模型

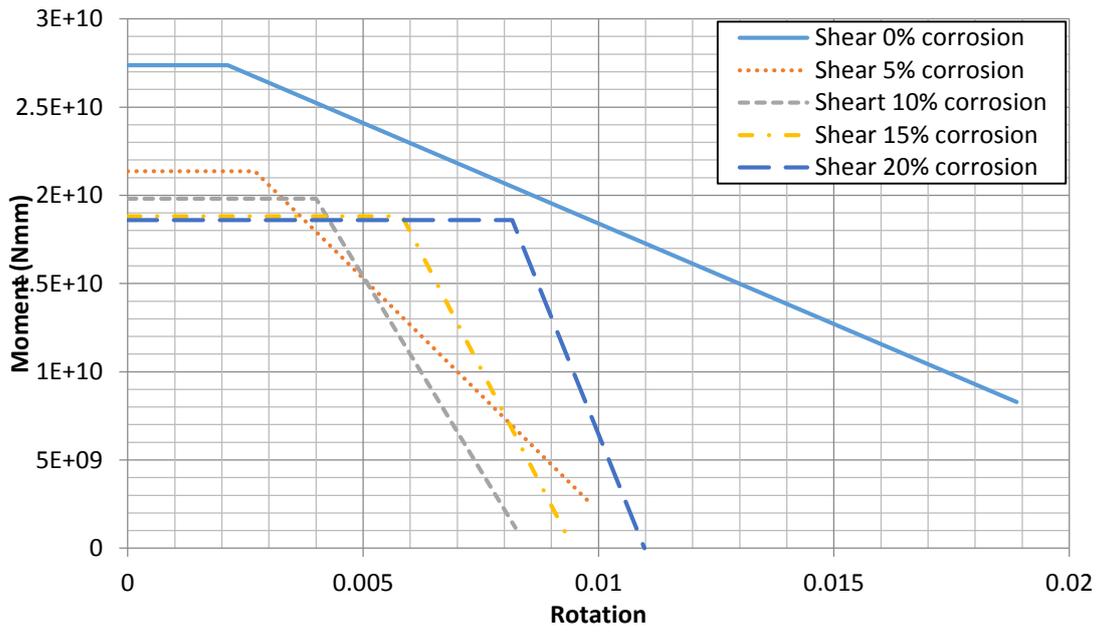


圖 4.58 橋墩剪力轉換之模型

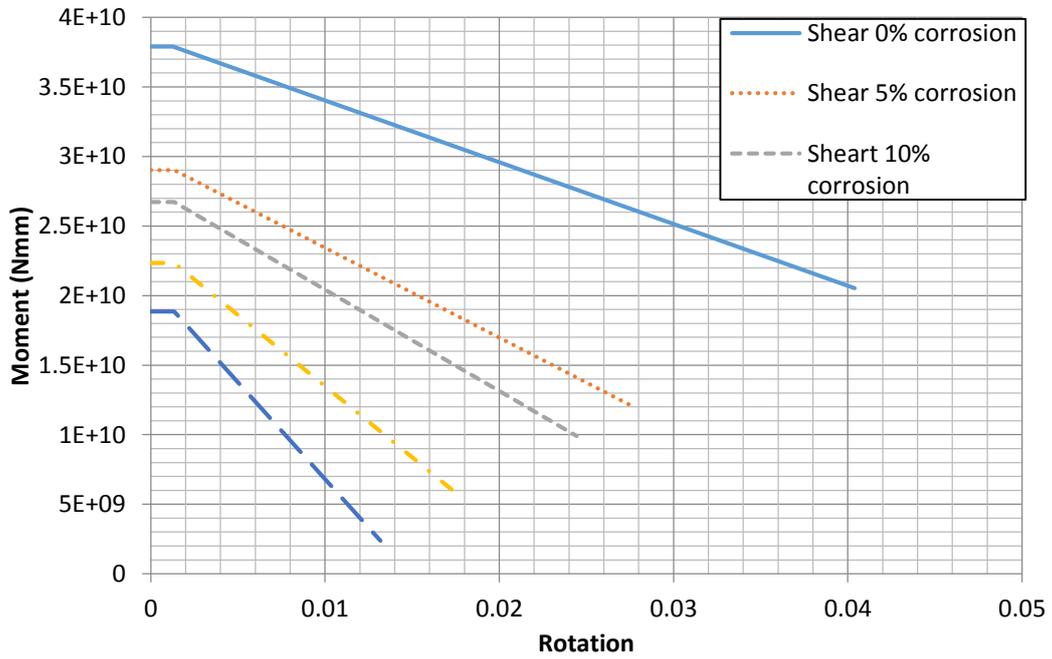


圖 4.59 沉箱剪力轉換之模型

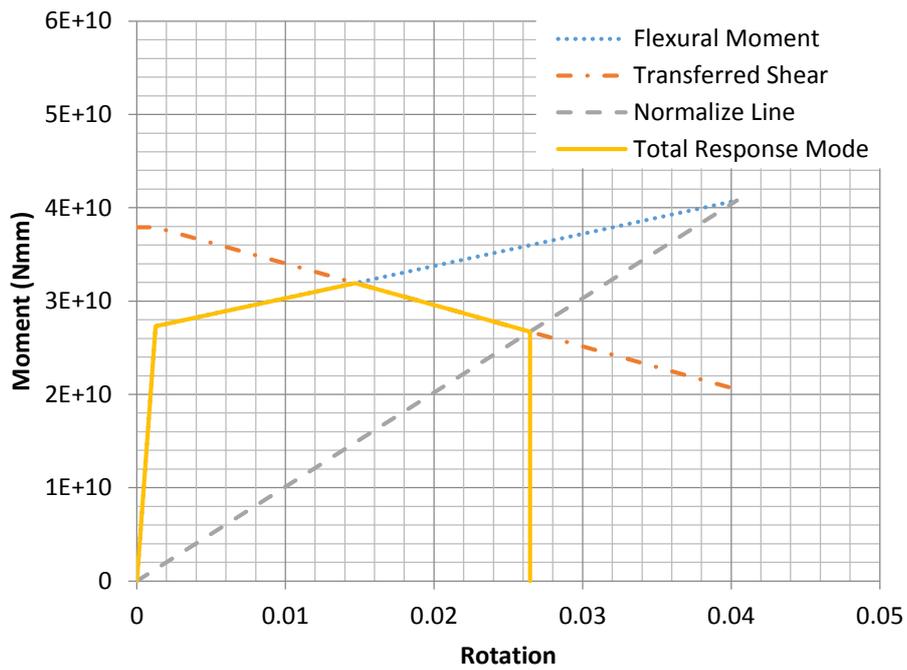


圖 4.60 沉箱鋼筋未腐蝕之破壞模式

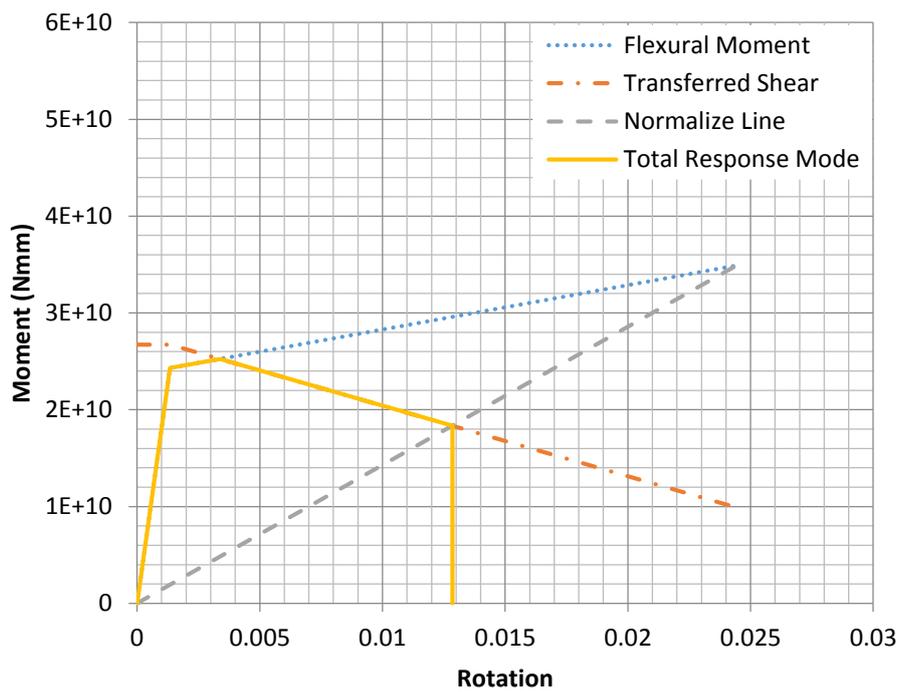


圖 4.61 沉箱鋼筋腐蝕 10%之破壞模式

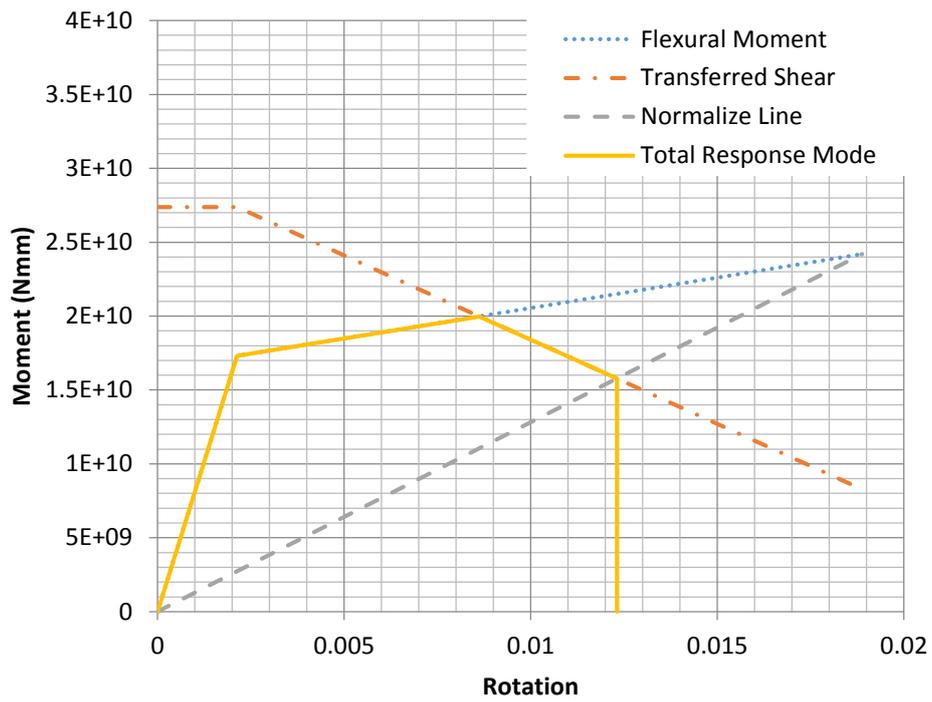


圖 4.62 橋墩鋼筋未腐蝕之破壞模式

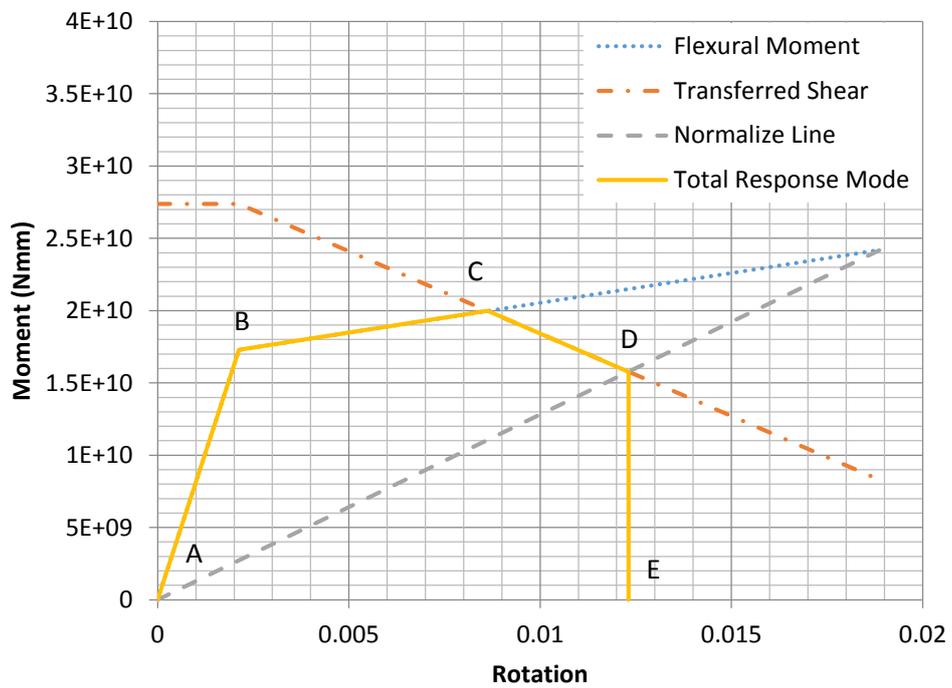


圖 4.63 橋墩鋼筋腐蝕 10%之破壞模式

從以上圖表可知，對於橋墩和沉箱從起始鋼筋至鋼筋腐蝕10%之破壞模式，由撓曲改變至剪力破壞模式，不同材料劣化程度下之塑鉸性質如表4-15。

表4-15 不同材料劣化程度下之塑鉸性質

腐蝕階段	點	橋墩		沉箱	
		彎矩 (N-mm)	轉角	彎矩 (N-mm)	轉角
0% Corrosion	A	0	0	0	0
	B	17300000000	0.002129	27300000000	0.001266
	C	19974713479	0.008624	31934972077	0.0147
	D	15774260381	0.01231	26721388433	0.026456
	E	0	0.01231	0	0.026456
5% Corrosion	A	0	0	0	0
	B	15600000000	0.002697	26200000000	0.00135
	C	16869625103	0.004399	27320934537	0.003996
	D	12727408886	0.00597	20241597833	0.014948
	E	0	0.00597	0	0.014948
10% Corrosion	A	0	0	0	0
	B	14500000000	0.004002	24300000000	0.001345
	C	15437858121	0.004995	25239656076	0.003392
	D	12642943304	0.005629	18350340116	0.012847
	E	0	0.005629	0	0.012847
15% Corrosion	A	0	0	0	0
	B	13300000000	0.00583	22343059858	0.001288
	C	13999436623	0.006761	22343059858	0.001343
	D	12102342973	0.007127	15228834572	0.0083
	E	0	0.007127	0	0.0083
20% Corrosion	A	0	0	0	0
	B	12100000000	0.008166	18865693874	0.001111
	C	12643897013	0.009066	18865693874	0.001343
	D	11596289466	0.009224	12991794192	0.005559
	E	0	0.009224	0	0.005559

4.5.3 SAP2000 塑性鉸性質輸入

先前建立之塑性鉸將做為SAP2000之輸入值。塑性鉸的模擬，則可以將結構物非線性之行為納入模擬。從先前已經計算之破壞模式，再計算彎矩和轉角於總破壞模式反應之安全係數(SF)，便可得塑性鉸。於SAP2000中，總共有5個輸入點代表各階段。這些點列於表4-16，而各點之說明敘述如下：

- Point A = 彎矩和轉角之起始條件
- Point B = 降伏條件
- Point C = 從撓曲至剪力破壞之交叉階段
- Point D = 於正規化段之剪力極限階段
- Point E = 極限點後之破壞

橋墩和沉箱於腐蝕0%和腐蝕10%之塑性鉸性質，分別列於表4-16及表4-17。利用這些塑性鉸來取代SAP2000內定之M3以及M2。於南雲大橋模型中，塑性鉸M2以及M3分別對應Y和X方向，橋墩之塑性鉸放置於橋墩底部，而沉箱之塑性鉸放置稍微低於地表面之位置。南雲大橋之地表位於沉箱頂部以下4公尺處，所以放置塑性鉸於地表面以下1公尺處，代表塑性鉸位於沉箱頂部以下5公尺處。塑鉸的設置點基本上均為各方向側推分析所產生最大彎矩值之位置。SAP2000所輸入之塑性鉸性質，如圖4.64和圖4.65所示。

表4-16 橋墩之塑性鉸性質

Point	0% Corrosion		10% Corrosion	
	M/SF	R/SF	M/SF	R/SF
E	0	-0.01231	0	-0.40671
D	-15774260381	-0.01231	-0.87193	-0.40671
C	-1.154607716	-3.05175	-1.06468	-0.24816
B	-1	0	-1	0
A	0	0	0	0
B	1	0	1	0
C	1.154607716	3.051751	1.06468	0.248156
D	0.911806958	4.78345	0.871927	0.406712
E	0	4.78345	0	0.406712
MSF (N-mm)	17300000000		14500000000	
RSF	0.0021285		0.0040018	

表4-17 沉箱之塑性鉸性質

Point	0% Corrosion		10% Corrosion	
	M/SF	R/SF	M/SF	R/SF
E	0	-19.8919	0	
D	-0.97880544	-19.8919	-0.75516	-8.54999
C	-1.1697792	-10.6087	-1.03867	-1.52143
B	-1	0	-1	0
A	0	0	0	0
B	1	0	1	0
C	1.169779197	10.60866	1.038669	1.521433
D	0.978805437	19.89193	0.755158	8.549995
E	0	19.89193	0	8.549995
MSF (N-mm)	27300000000		24300000000	
RSF	0.001266333		0.001345213	

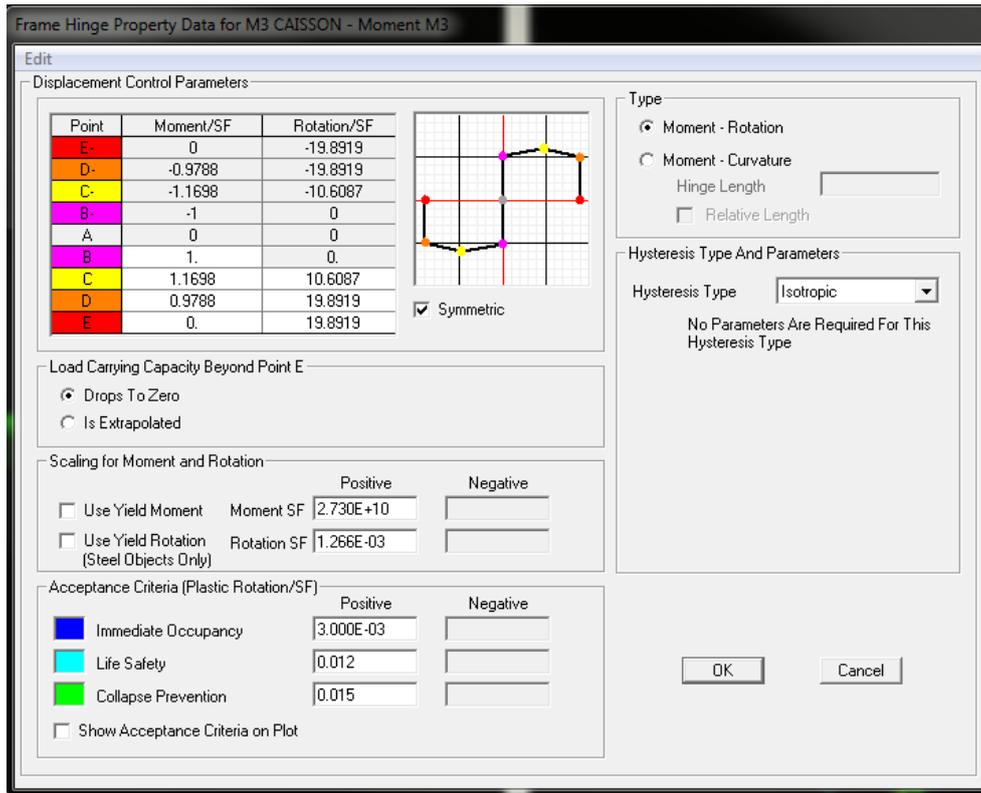


圖 4.64 於 X 方向和 Y 方向上(對稱)沉箱腐蝕 0%之塑性鉸性質

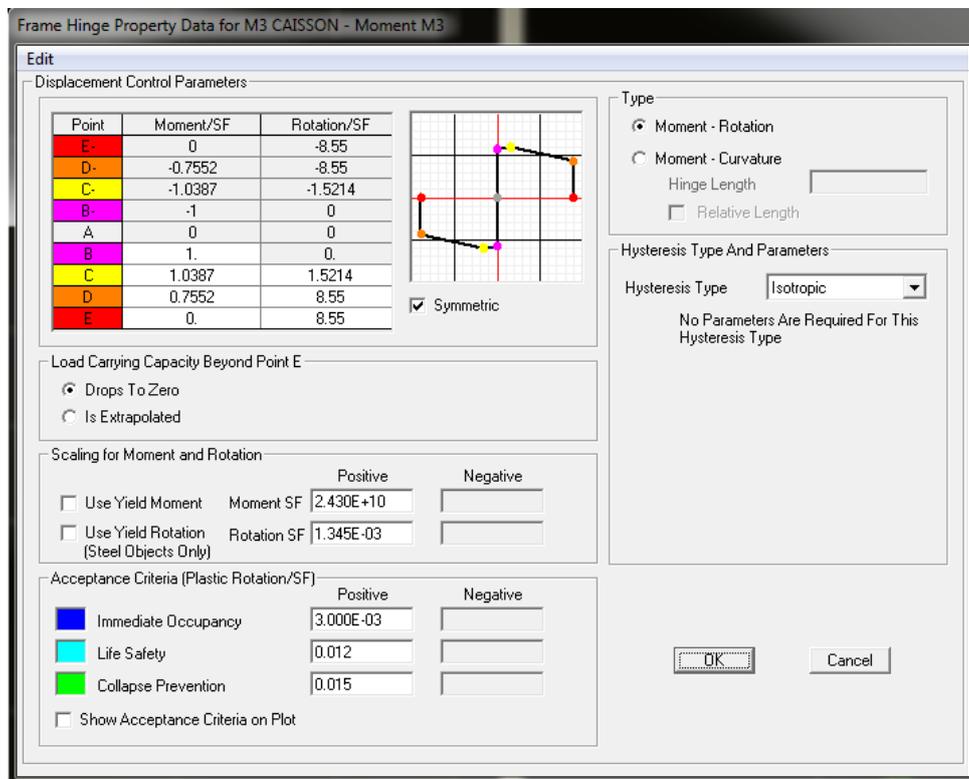


圖 4.65 於 X 方向和 Y 方向上(對稱)沉箱腐蝕 10%之塑性鉸性質

4.6 耐震能力評估

在發生地震時所量測的PGA值通常被用來作為橋梁抵抗地震力的耐震能力指標，因此，本研究耐震能力評估以PGA(地表最大加速度)為評估標準。

4.6.1 側推分析結果

本研究PGA求得方法係利用SAP2000軟體中之側推分析(非線性靜力分析)，由側推分析結果求得PGA值，針對南雲大橋在SAP2000側推分析之側向力(地震力)在X、Y方向均假設為第一振態，此外側推分析考慮橋梁全部靜載重，側推分析結果如圖4.66、4.67，經側推後橋梁之變形可由圖4.68、圖4.69顯示，從側推分析結果來看X方向與Y方向非常相似，因為橋墩基礎為具有對稱性質之沉箱基礎，在X、Y方向塑鉸性質相同。

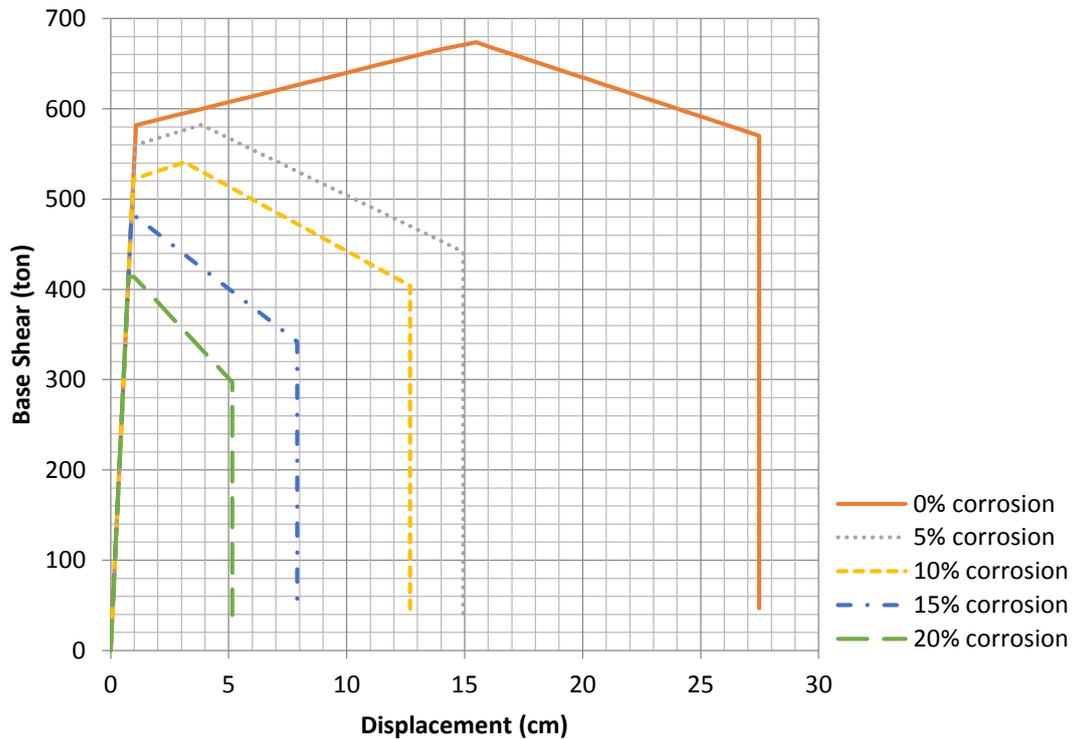


圖 4.66 X 方向側推分析結果

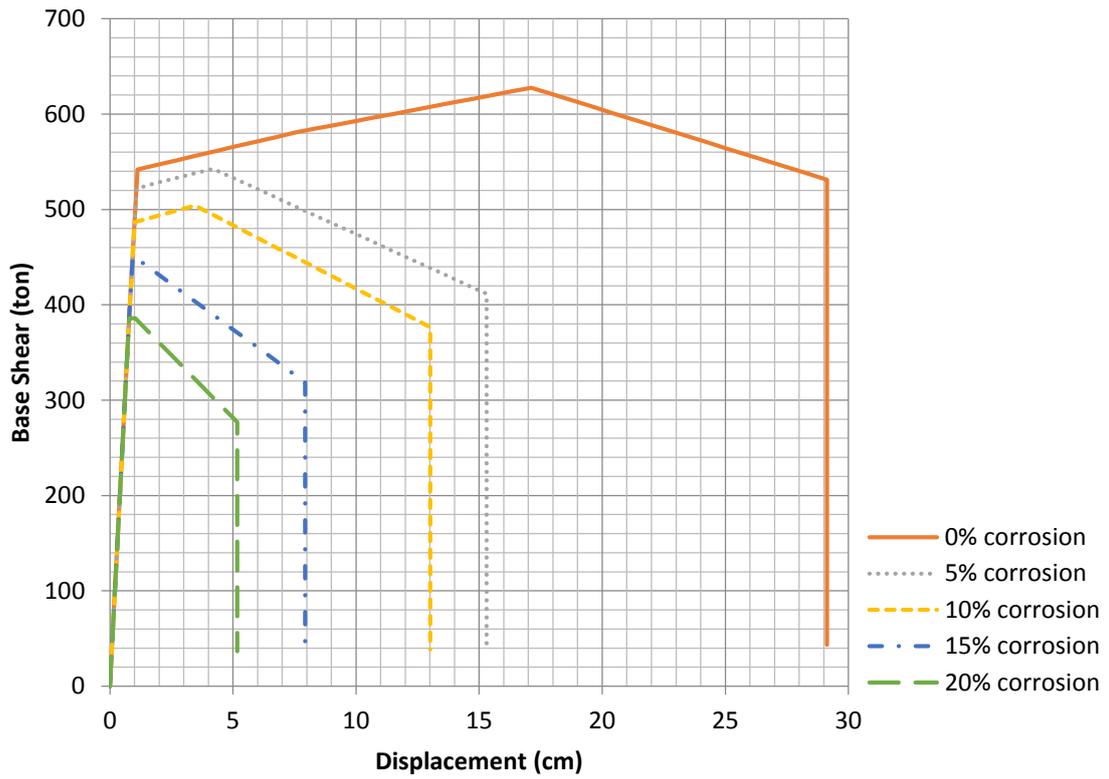


圖 4.67 Y 方向側推分析結果

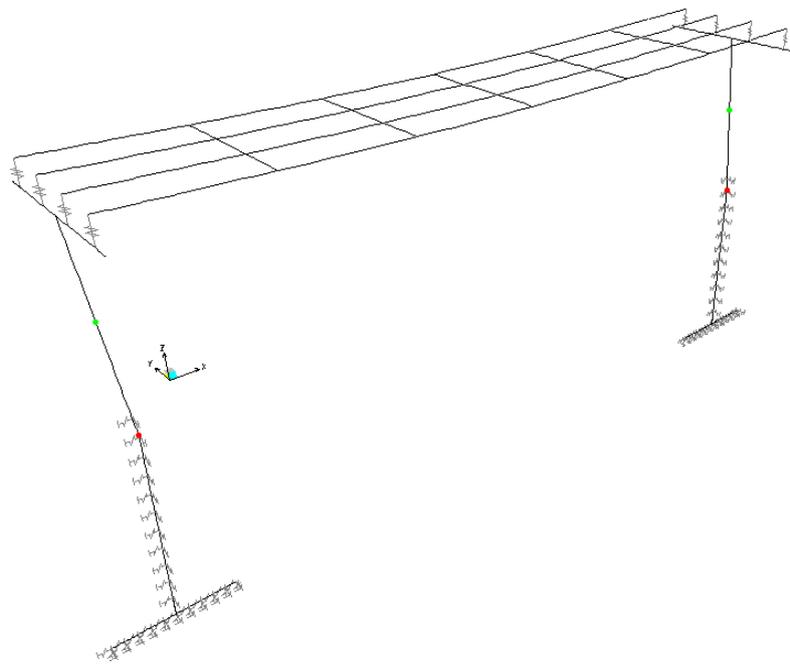


圖 4.68 X 方向側推分析橋梁變形圖(材料未劣化)

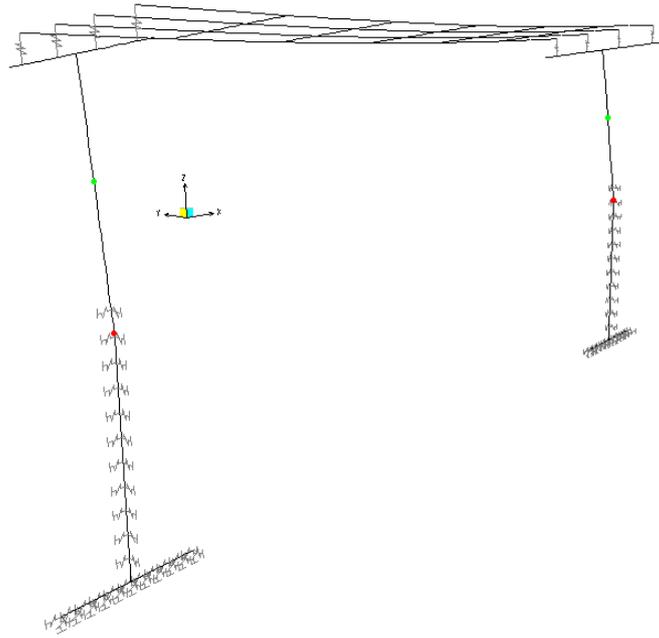


圖 4.69 Y 方向側推分析橋梁變形圖(材料未劣化)

4.6.2 地表最大加速度(PGA)之計算

本研究參考台灣公路橋梁耐震設計規範、台灣耐震設計規範，依據短、中、長周期分別計算不同週期之PGA值，其計算概念可由下式表達：

$$PGA = \frac{\frac{S_{DS}}{S_{ad}} \times \alpha_{pi}}{2.5}$$

其概念如下述：

SAP2000中之側推分析結果可得到結構物受漸增側向力各階段之週期 T_{eff} 、有效阻尼比 β_{eff} 和加速度值 α_{pi} ，依據台灣耐震設計規範可得到結構物反應譜(需求)，將側推分析結果之週期 T_{eff} 於反應譜上可求得對應之譜加速度 S_{ad} ，此時計算反應譜上 S_{DS} 和 S_{ad} 之比值關係，作為 α_{pi} 放大係數，再將放大之 α_{pi} 除以2.5即為PGA。說明如下。

- (1) 依據台灣耐震設計規範獲得結構物反應譜如圖 4.70。

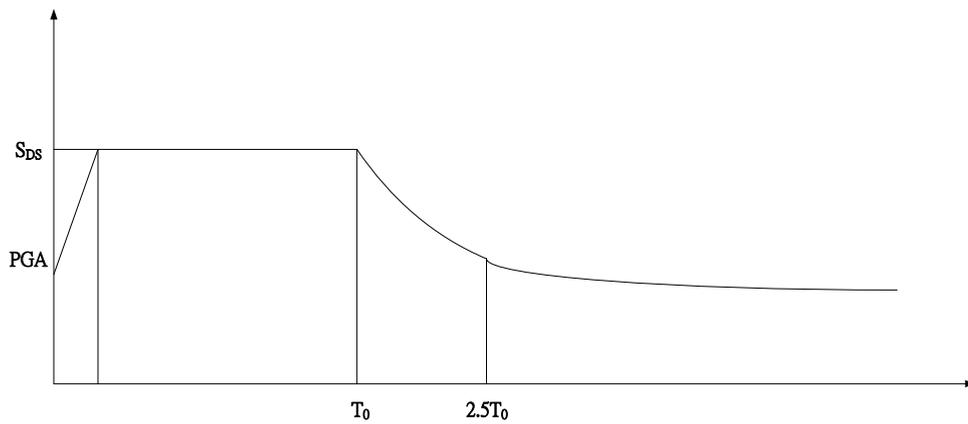


圖 4.70 台灣耐震設計規範獲得結構物反應譜

$$T_0 = T_0^D \frac{B_s}{B_1}$$

(2) 將側推分析各階段週期於反應譜上求得對應之譜加速度 S_{aD} 如圖 4.71。

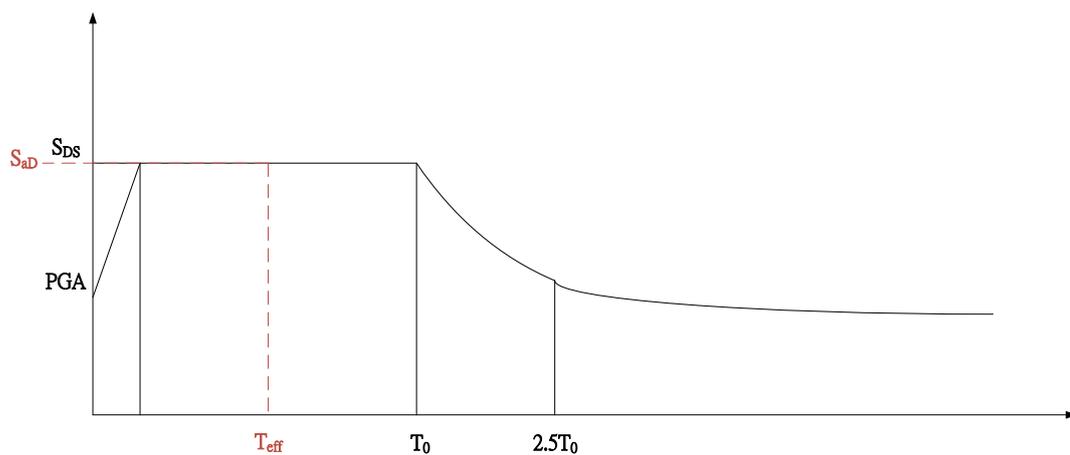


圖 4.71 反應譜對應之譜加速度

若計算時為結構物短週期階段即 $T_{eff} < T_0$ ($T_0 = T_0^D \frac{B_s}{B_1}$)

根據規範此段譜加速度為 $S_{aD} = \frac{S_{DS}}{B_s}$

其中 B_s 、 B_1 為阻尼修正係數，一般結構物阻尼比假設為 5% 時， $B_s = B_1 = 1$ ，阻尼比異於 5% 時可由查表得知

(3) 帶入 $PGA = \frac{S_{DS} \times \alpha_{pi}}{2.5}$ 一式，整理得 $PGA = \frac{\alpha_{pi} \times B_s(\beta_{eff})}{2.5}$

而在反應譜中依結構物週期長短不同求得譜加速度方程式也不同，所以PGA計算式也依據短、中、長週期有三種方程式，如表4-18所示。

表4-18 PGA和阻尼比之關係

短周期	中周期	長周期
$T_{eff} \leq T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})}$	$T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})} < T_{eff} \leq 2.5 T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})}$	$2.5 T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})} < T_{eff}$
$PGA = \frac{\alpha_{pi} \times B_s(\beta_{eff})}{2.5}$	$PGA = \frac{\alpha_{pi} \times B_1(\beta_{eff})}{\left(\frac{2.5 S_{ad}(T_{eff})}{S_{DS}}\right)}$	$PGA = \frac{\alpha_{pi} \times B_1(\beta_{eff})}{\left(\frac{2.5 T_0^D}{T_{eff}}\right)}$

其中：

S_{D1} : 工址一秒周期之設計地震水平譜加速度係數

S_{DS} : 工址短周期之設計地震水平譜加速度係數

B_1 : 一秒周期結構之阻尼修正係數

B_s : 短周期結構之阻尼修正係數

β_{eff} : 等效黏滯性阻尼比

T_{eff} : 地震力下結構物有效周期

α_{pi} : 峰值之譜加速度

S_{ad} : 設計地震水平譜加速度係數

T_0^D : 設計地震水平譜加速度係數短周期與中長周期分界

於表4-18的PGA計算式中之譜加速度 S_{ad} ，係假設結構阻尼比為5%即 $B_s = B_1 = 1$ 所計算的譜加速度，在計算PGA時才導入阻尼比異於5%時的修正係數 B_s 、 B_1 ，如表4-19。

在建立地震彈性反應譜中包含 S_{D1} 、 S_{DS} 兩個重要係數，此兩係數 (S_{D1} 、 S_{DS}) 根據台灣規範依地盤種類與震區水準譜加速度係數訂定工址放大

係數(F_a 、 F_v)，其中 F_a 為反應譜等加速度段工址放大係數， F_v 為反應譜等速度段之工址放大係數，其值可由表4-20、表4-21求得，然後建立反應譜中需決定短周期與中長周期的分界(T_0^D)，其值可以用式4.73求得，反應譜上周期所對應其譜加速度(S_{aD})可由式4.73至式4.77得到。

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (4.73)$$

當 $T \leq 0.2T_0$

$$S_{aD} = S_{DS}(0.4 + 3T/T_0) \dots\dots\dots (4.74)$$

當 $0.2T_0 < T \leq T_0$

$$S_{aD} = S_{DS} \dots\dots\dots (4.75)$$

當 $T_0 < T \leq 2.5T_0$

$$S_{aD} = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots (4.76)$$

當 $T > 2.5T_0$

$$S_{aD} = 0.4 S_{DS} \dots\dots\dots (4.77)$$

表4-19 阻尼修正係數(B_S 、 B_1)

Structure Damping Value (%)	Modification Factor for Short Periode	Modification Factor for Long Periode
< 2	0.8	0.80
5	1.00	1.00
10	1.33	1.25
≥ 20	1.60	1.50

表4-20 短周期結構之工址放大係數 F_a

Site Location Type	Amplification Factors Value due to Spectral Acceleration at Short Period				
	$S_s \leq 0.5$	$S_s = 0.6$	$S_s = 0.7$	$S_s = 0.8$	$S_s \geq 0.9$
Class 1 Rock Soil	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Class 2 Clay Soil	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0
Class 3 Soft Soil	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0

表4-21 長周期結構之工址放大係數 F_v

Site Location Type	Amplification Factors Value due to Spectral Acceleration at Long Period				
	$S_1 \leq 0.30$	$S_1 = 0.35$	$S_1 = 0.40$	$S_1 = 0.45$	$S_1 \geq 0.50$
Class 1 Rock Soil	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Class 2 Clay Soil	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1
Class 3 Soft Soil	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4

4.6.3 A_y 、 A_c 計算

本研究以PGA值做為橋梁耐震能力評估時分別求出結構物降伏時的PGA值(A_y)與結構物達極限狀態時的PGA值(A_c)，從側推分析可獲得結構物受漸增側向力各階段之剪力與位移關係， A_y 代表橋梁結構第一個構件進入降伏時候的PGA值，而 A_c 代表整體橋梁結構達到極限狀態的PGA值(即剪力與位移關係圖的峰值)， A_y 、 A_c 可從側推分析之剪力與位移關係圖判斷如圖4.72，從圖中可觀察到結構物明顯降伏點和最大剪力所對應之極限點，由此可得知降伏狀態和極限狀態的有效阻尼比 β_{eff} 、週期 T_{eff} 、加速度值 α_{pi} ...等結構性能，再經前述計算對應之PGA值，以下將以南雲大橋為範例進行介紹，南雲大橋的PGA計算參數資料如表4-22、表4-23所示。

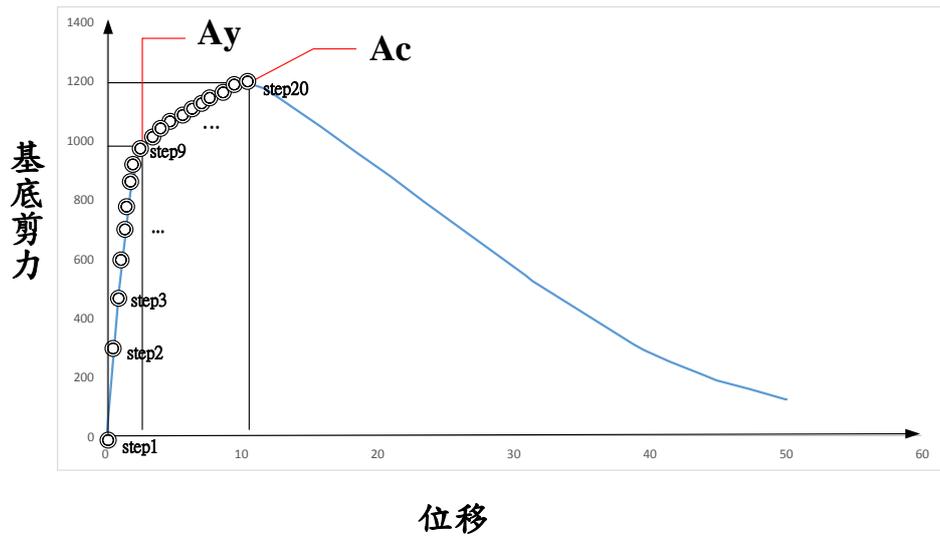


圖 4.72 Ay、Ac 示意圖

表 4-22 南雲大橋當地資料

定義	符號	值	備註
震區短周期設計水平譜加速度係數	S_S^D	0.8	依台灣規範並根據當地資料求得
震區一秒周期設計水平譜加速度係數	S_1^D	0.45	依台灣規範並根據當地資料求得
地盤分類		1	岩石地盤
反應譜等加速度段之工址放大係數	F_a	1	查表 5.3 求得
反應譜等速度段之工址放大係數	F_v	1	查表 5.4 求得
阻尼修正因子	κ	0.333333	假設

表4-23 X方向側推分析結果(材料未劣化)

TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - PUSH_X						
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand
			cm		cm	
0	0.304737	0.05	0	0	2.3068	1
1	0.304737	0.05	0.7932	0.343836	2.3068	1
2	0.307814	0.05644	1.0668	0.453256	2.2573	0.959055
3	0.405734	0.230867	1.8388	0.449661	2.0741	0.50722
4	0.482971	0.270678	2.6125	0.450876	2.6433	0.456192
5	0.548366	0.285143	3.3868	0.453409	3.092	0.413938
6	0.605792	0.297038	4.1614	0.456485	3.3708	0.369764
7	0.657363	0.307272	4.936	0.459838	3.6578	0.340755
8	0.704387	0.313927	5.7107	0.46335	3.9194	0.318007
9	0.747741	0.31832	6.4855	0.466962	4.1606	0.299569
10	0.788049	0.321202	7.2603	0.47064	4.3849	0.284246
11	0.825772	0.32303	8.0352	0.474366	4.5948	0.271261
12	0.861265	0.324096	8.81	0.478126	4.7923	0.260083
13	0.894806	0.3246	9.5849	0.481912	4.979	0.250334
14	0.926621	0.324677	10.3597	0.485718	5.156	0.241738
15	0.956894	0.324426	11.1346	0.489539	5.3244	0.234091
16	0.985778	0.32392	11.9095	0.493372	5.4851	0.227232
17	1.013403	0.323213	12.6844	0.497216	5.6389	0.221038
18	1.039878	0.322345	13.4593	0.501068	5.7862	0.21541
19	1.06576	0.321818	14.2354	0.504532	5.9302	0.210179
20	1.090712	0.321185	15.0115	0.507974	6.069	0.205371
21	1.124375	0.33072	15.786	0.502677	6.2563	0.199222
22	1.157732	0.339813	16.5605	0.49739	6.4419	0.193482
23	1.190829	0.348536	17.3351	0.492114	6.6261	0.188104
24	1.223709	0.356951	18.1096	0.486847	6.8091	0.18305
25	1.256409	0.365111	18.8842	0.481588	6.991	0.178286
26	1.288966	0.373058	19.6588	0.476335	7.1722	0.173783

27	1.321411	0.380832	20.4333	0.471088	7.3527	0.169516
28	1.353776	0.388464	21.2079	0.465847	7.5328	0.165463
29	1.386089	0.395985	21.9825	0.46061	7.7126	0.161606
30	1.418377	0.403419	22.7571	0.455378	7.8922	0.157927

表4-22為求得反應譜所需的當地資料，表4-23顯示材劣未劣化且沖刷深度4公尺之X方向側推分析結果，結果顯示南雲大橋受漸變側向力各階段之週期 T_{eff} 、有效阻尼比 β_{eff} 和加速度 S_a （即表4-23 SaCapacity項），在峰值時分別為1.09、0.3211、和0.5079即南雲大橋極限狀態之結構性能，Ac之計算可由下述步驟求得。

- 依據南雲大橋當地資料(表 4-22)決定反應譜係數 S_{D1} 、 S_{DS} 和 PGA 設計值

$$S_{DS} = F_a \times S_S^D = 1 \times 0.8 = 0.8$$

$$S_{D1} = F_v \times S_1^D = 1 \times 0.45 = 0.45$$

$$PGA\ Design = 0.4 \times S_{DS} = 0.4 \times 0.8 = 0.32$$

- 地震反應譜短週期與中長週期之分界點 T_0^D 可由下式求得

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.45}{0.8} = 0.5625$$

- 在反應譜上根據週期長短不同求得其對應之譜加速度，如式 4.73 至式 4.77，在此範例南雲大橋極限狀態週期為 1.09115 所以使用式 4.76 求得其對應之譜加速度

$$T_0 < T \leq 2.5T_0$$

$$0.5625 < 1.09115 \leq 2.5(0.5625) \dots OK$$

$$S_{aD} = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0.45}{1.09115} = 0.4124$$

- 計算 PGA 時考慮結構物阻尼影響，須求得阻尼修正係數 B_s 、 B_l ，而阻尼修正係數依據結構物有效阻尼比經由表 4-19 線性內插求得，有效阻尼比可由側推分析結果得知，然而在 SAP2000 中的有效阻尼比

之預設值係假設在理想化遲滯迴圈狀況下(即 $\kappa=1$)，實際上迴圈不會這麼完美，須給予一修正因數($\kappa=1/3$)折減避免導致高估現象，其詳細計算如下：

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 0.05$$

$$\beta_0 = \beta_{eff} - 0.05 = 0.321 - 0.05 = 0.271$$

$$\beta_{eff} = \frac{1}{3} \times 0.271 + 0.05 = 0.14$$

- 求得折減後之有效阻尼比 β_{eff} 可由表 4-19 線性內插求得 B_s 、 B_1 ，分別為 1.439、1.351
- PGA 值在短、中、長周期的求法也不同如表 4-20 所示

$$T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})} = 0.5625 \frac{1.439}{1.351} = 0.5991$$

$$2.5 T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})} = 2.5 \times 0.5625 \frac{1.439}{1.351} = 1.4978$$

此範例中屬中週期($T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})} < T_{eff} \leq 2.5 T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})}$)，所

以 PGA 使用下式求得：

$$PGA = \frac{\alpha_{pi} \times B_1(\beta_{eff})}{\left(\frac{2.5 S_{aD}(T_{eff})}{S_{DS}} \right)} = \frac{0.50766 \times 1.351}{\left(\frac{2.5 (0.4124)}{0.8} \right)} = 0.532$$

依上述方法考慮材料劣化影響求得X、Y方向之 A_y 、 A_c ，其結果顯示於表4-24，針對材劣料化對PGA值影響顯示於圖4.73，其結果可顯示 A_y 、 A_c 值隨著材料劣化嚴重而下降，意味著結構橋梁結構隨材料劣化程度而導地耐震能力減弱，而PGA與位移關係可由圖4.74、圖4.75顯示。而 A_y 所對應的 R_c 值為0.76。

表4-24 南雲大橋之 A_c 與 A_y 值

corrosion level (X direction) %	Pushover result (tf-cm)		PGA result (A_y)		PGA result (A_c)		PGA Design
	Displacement (cm)	Base Shear max	PGA result (A_y)	Displacement (cm)	PGA result (A_c)	Displacement (cm)	
0	10.14	673.67	0.18	1.08	0.53	15.48	0.32
5	1.34	582.25	0.18	1.04	0.25	3.83	
10	1.07	529.43	0.16	0.96	0.24	3.93	
15	0.70	483.25	0.15	0.89	0.16	0.94	
20	0.75	413.92	0.13	0.75	0.16	0.99	
corrosion level (y direction) %	Pushover result (tf-cm)		PGA result (A_y)		PGA result (A_c)		PGA Design
	Displ (cm)	Base Shear max	PGA result (A_y)	Displ (cm)	PGA result (A_c)	Displacement (cm)	
0	11.75	627.74	0.17	1.13	0.54	17.12	0.32
5	1.71	542.64	0.17	1.08	0.25	4.20	
10	1.30	504.09	0.15	1.00	0.22	3.47	
15	0.75	450.44	0.14	0.92	0.15	0.98	
20	0.79	385.82	0.12	0.78	0.15	1.02	

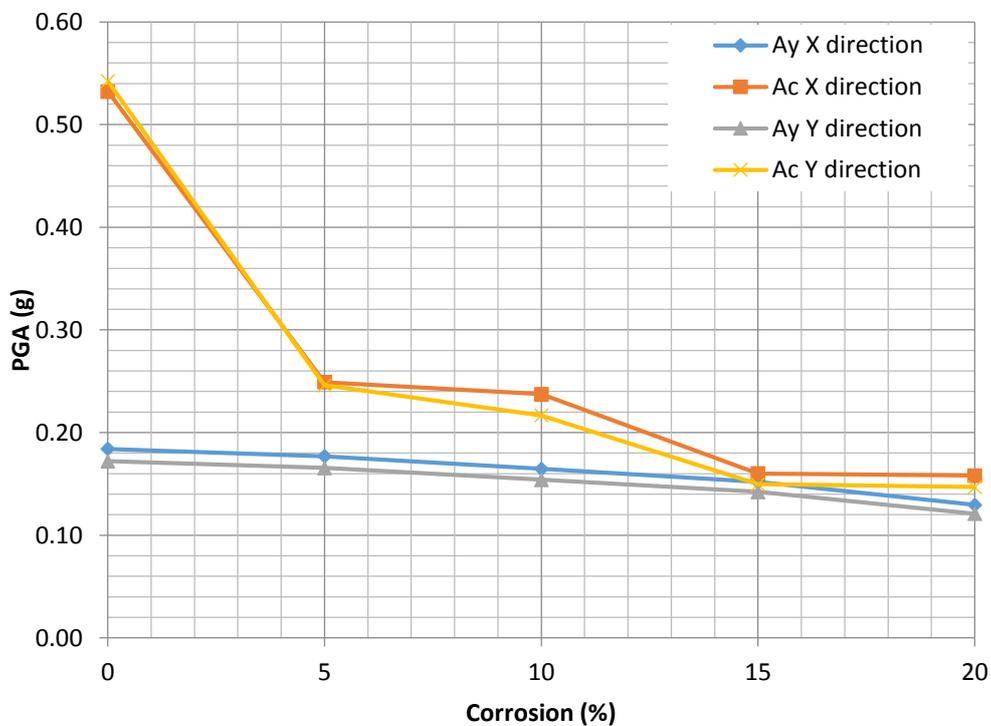


圖 4.73 南雲大橋材料劣化對 PGA 之影響

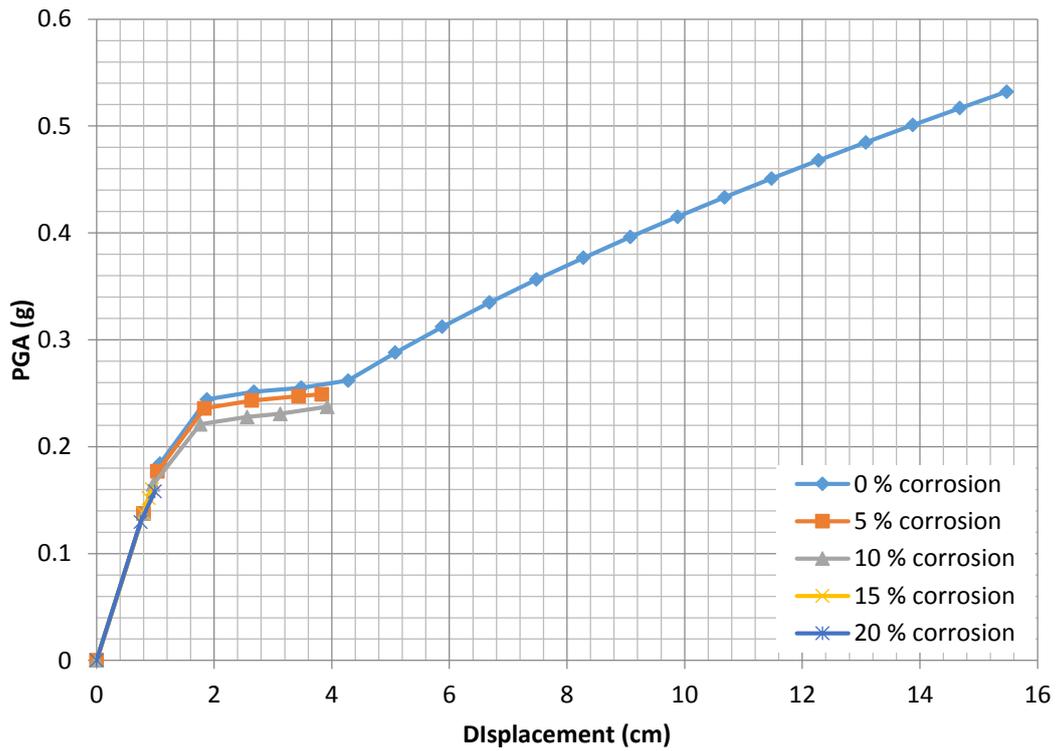


圖 4.74 南雲大橋 X 方向之 PGA 與位移關係圖

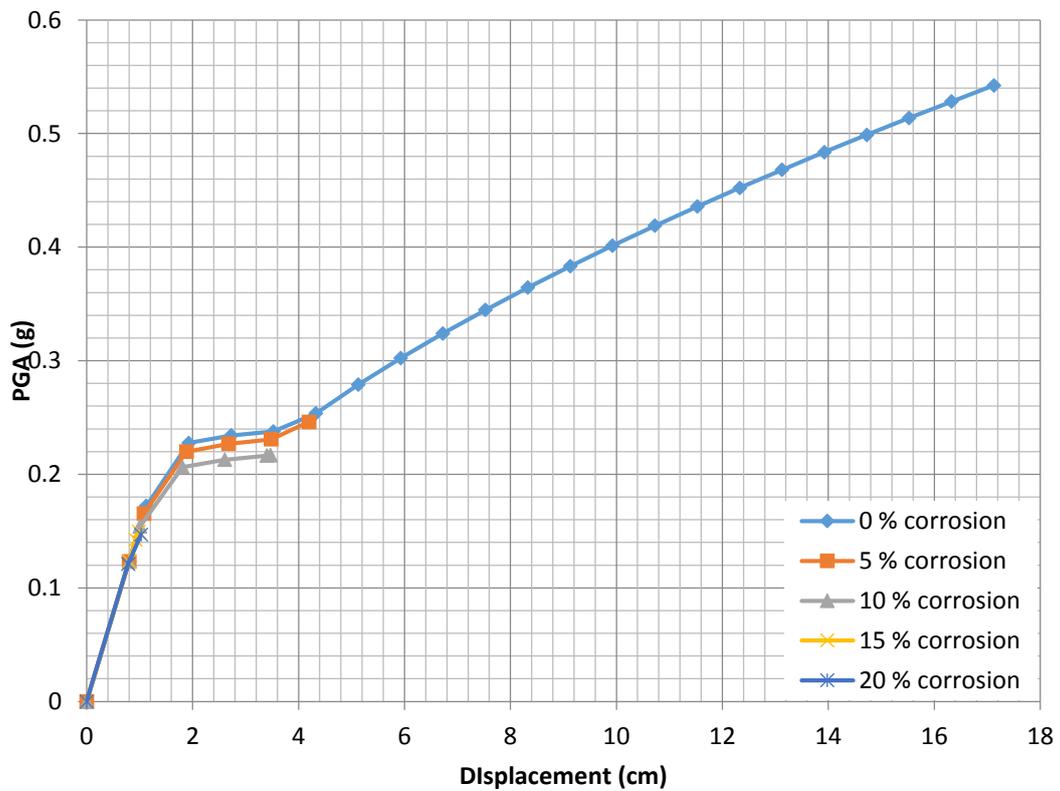


圖 4.75 南雲大橋 Y 方向之 PGA 與位移關係圖

4.6.4 案例分析

本計畫其他橋梁(尖山大橋、名竹大橋、北港大橋)之耐震評估分析結果，如下所示。

4.6.4.1 尖山大橋分析結果

尖山大橋分析結果如表4-25及圖4.76至4.79所示。

表4-25 尖山大橋之 A_c 與 A_y 值

corrosion level (Y direction) %	Pushover result (tonf-cm)		PGA result (A_y)		PGA result (A_c)		PGA Design
	Displacement (cm)	Base Shear max	PGA result (A_y)	Displacement (cm)	PGA result (AC)	Displacement (cm)	
0%	2.369	3531.17	0.188	1.254	0.285	2.369	0.28
5%	1.920	2832.43	0.166	1.096	0.231	1.920	
10%	1.350	2305.58	0.140	0.914	0.180	1.350	
15%	1.329	1980.30	0.117	0.760	0.162	1.329	
20%	1.308	1887.17	0.090	0.589	0.156	1.308	
corrosion level (X direction) %	Pushover result (tonf-cm)		PGA result (A_y)		PGA result (A_c)		PGA Design
	Displ (cm)	Base Shear max	PGA result (A_y)	Displ (cm)	PGA result (Ac)	Displ (cm)	
0%	30.531	1457.58	0.121	3.590	0.517	30.531	0.28
5%	19.545	1233.26	0.098	2.915	0.378	19.545	
10%	14.105	1040.93	0.079	2.356	0.294	14.105	
15%	8.963	889.50	0.070	2.071	0.216	8.963	
20%	8.606	790.81	0.062	1.839	0.200	8.606	

* A_y 所對應的 R_c 值為0.75。

Base Shear-Displacement Curve in Corrosion Case in X direction

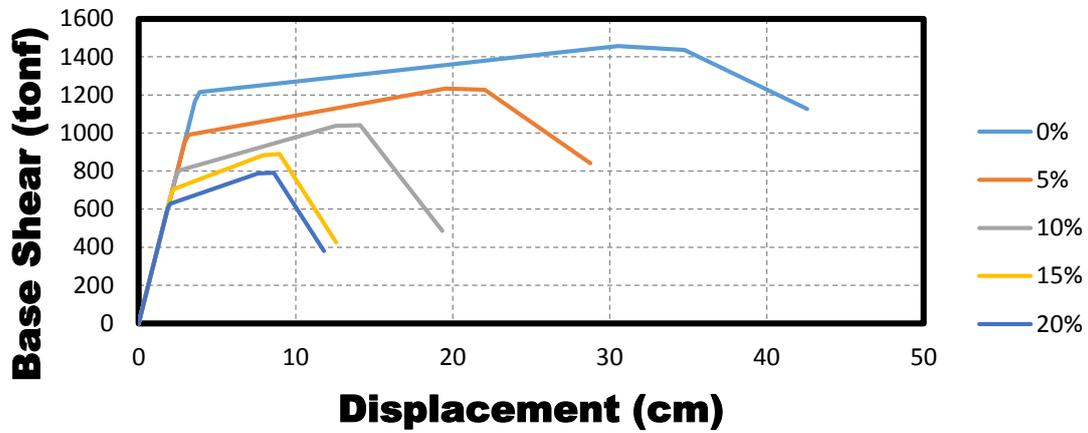


圖 4.76 尖山大橋 X 向剪力與位移關係圖

PGA-Displacement Curve in Corrosion Case in X direction

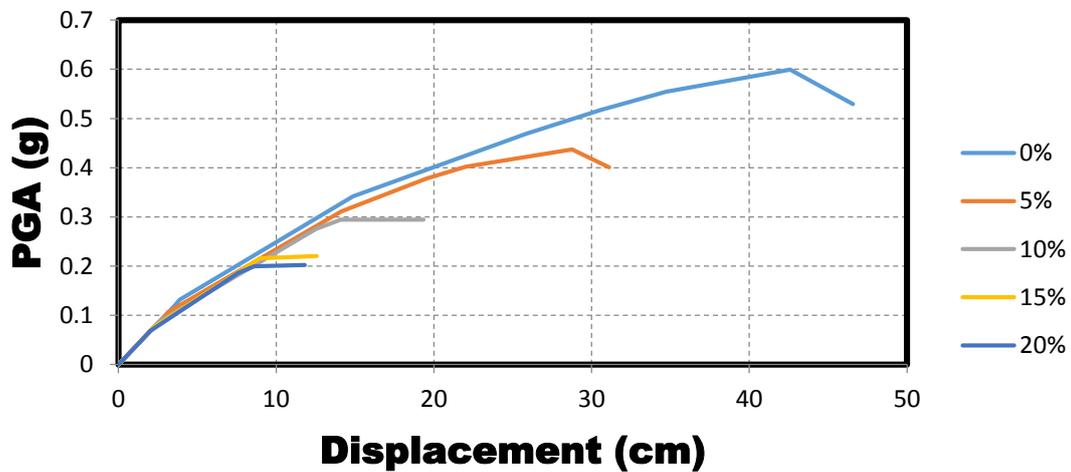


圖 4.77 尖山大橋 X 向 PGA 與位移關係圖

Base Shear-Displacement Curve for Corrosion Case in Y direction

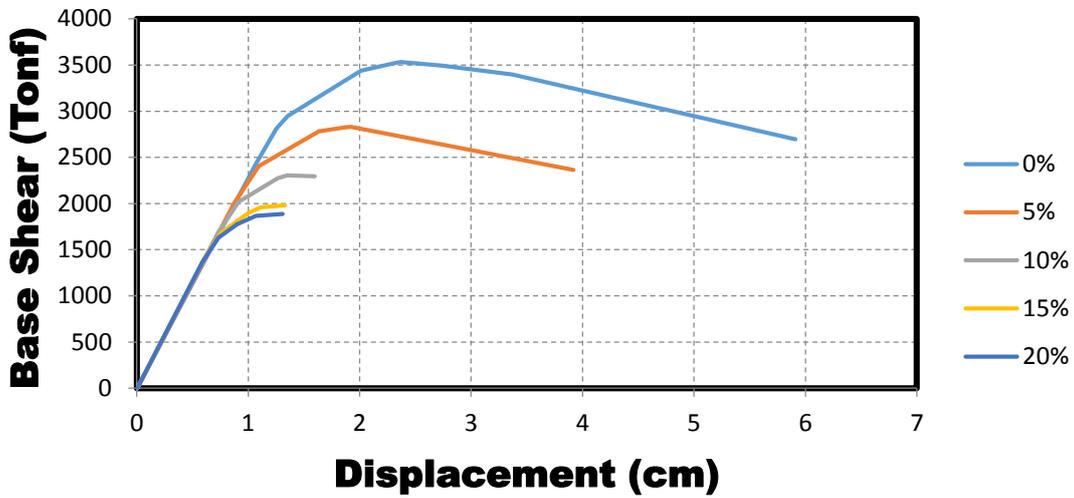


圖 4.78 尖山大橋 Y 向剪力與位移關係圖

PGA-Displacement Curve for Corrosion Case in Y direction

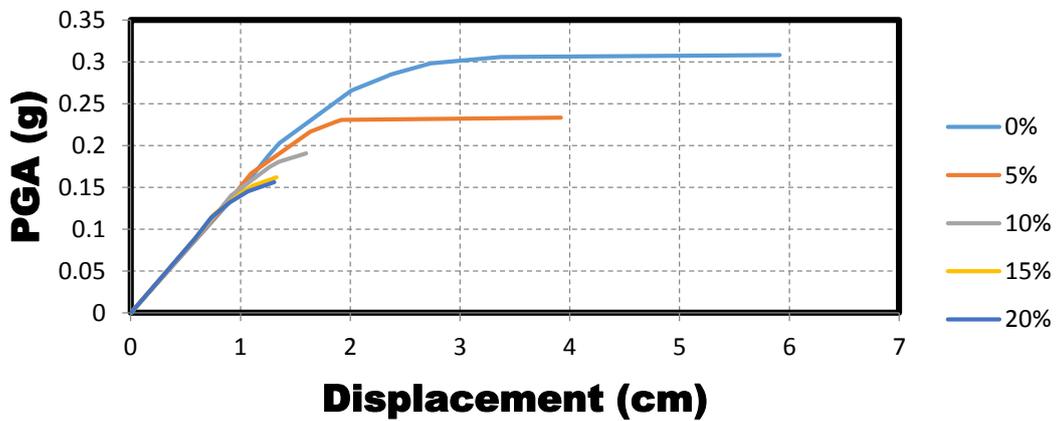


圖 4.79 尖山大橋 Y 向 PGA 與位移關係圖

4.6.4.2 名竹大橋分析結果

名竹大橋分析結果如表4-26及圖4.80至4.82所示。

表4-26 名竹大橋之 A_c 與 A_y 值

corrosion level (Y direction) %	Pushover result (kN-m)		PGA result (A_y)		PGA result (A_c)		PGA Design
	Displacement (m)	Base Shear max	PGA result (A_y)	Displacement (m)	PGA result (AC)	Displacement (m)	
0%	0.1382	79938.76	0.23552	0.022878	0.67725	0.138188	0.32
5%	0.1068	71700.07	0.20574	0.019979	0.57664	0.106827	
10%	0.0745	61549.99	0.17570	0.017054	0.49202	0.074503	
15%	0.0674	55506.78	0.1551	0.015055	0.44523	0.067426	
20%	0.06114	50952.75	0.15513	0.015052	0.41123	0.061142	
corrosion level (X direction) %	Pushover result (kN-cm)		PGA result (A_y)		PGA result (A_c)		PGA Design
	Displ (m)	Base Shear max	PGA result (A_y)	Displ (m)	PGA result (Ac)	Displ (m)	
0%	0.10527	39846.3	0.16174	0.03465	0.42085	0.10527	0.32
5%	0.09187	36000.2	0.14055	0.03011	0.37684	0.09187	
10%	0.09003	32212.8	0.11583	0.02481	0.34947	0.09003	
15%	0.05736	28215.2	0.10460	0.02241	0.25391	0.05736	
20%	0.04922	25822.6	0.09919	0.02125	0.22247	0.04922	

* A_y 所對應的 R_c 值為0.80。

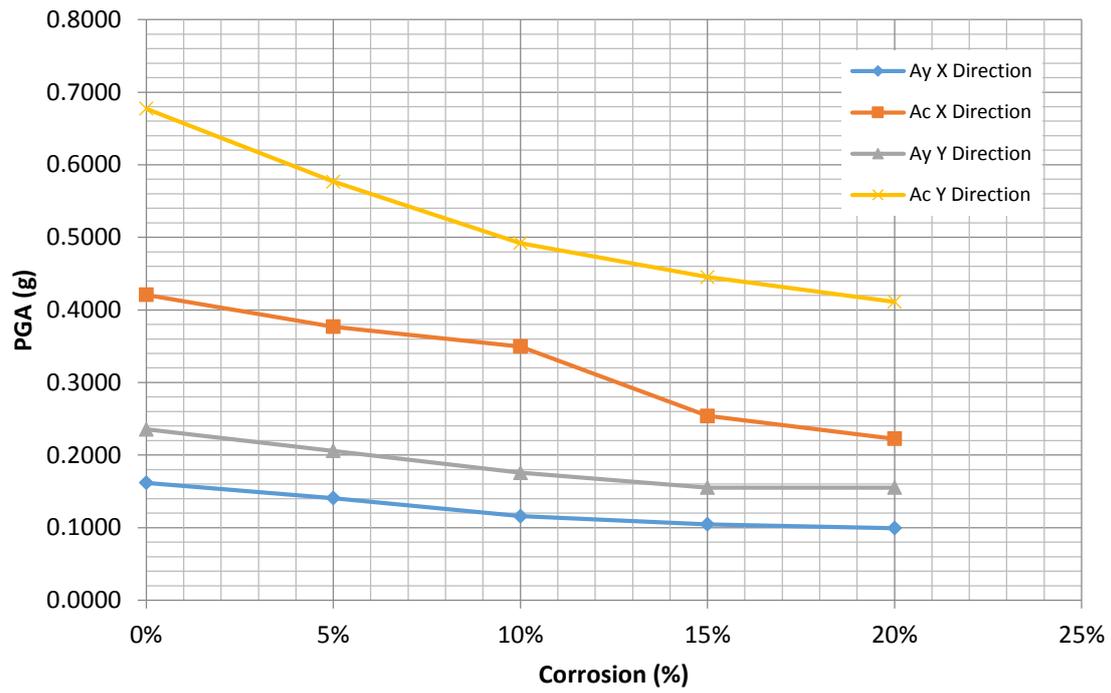


圖 4.80 名竹大橋材料劣化對 PGA 之影響

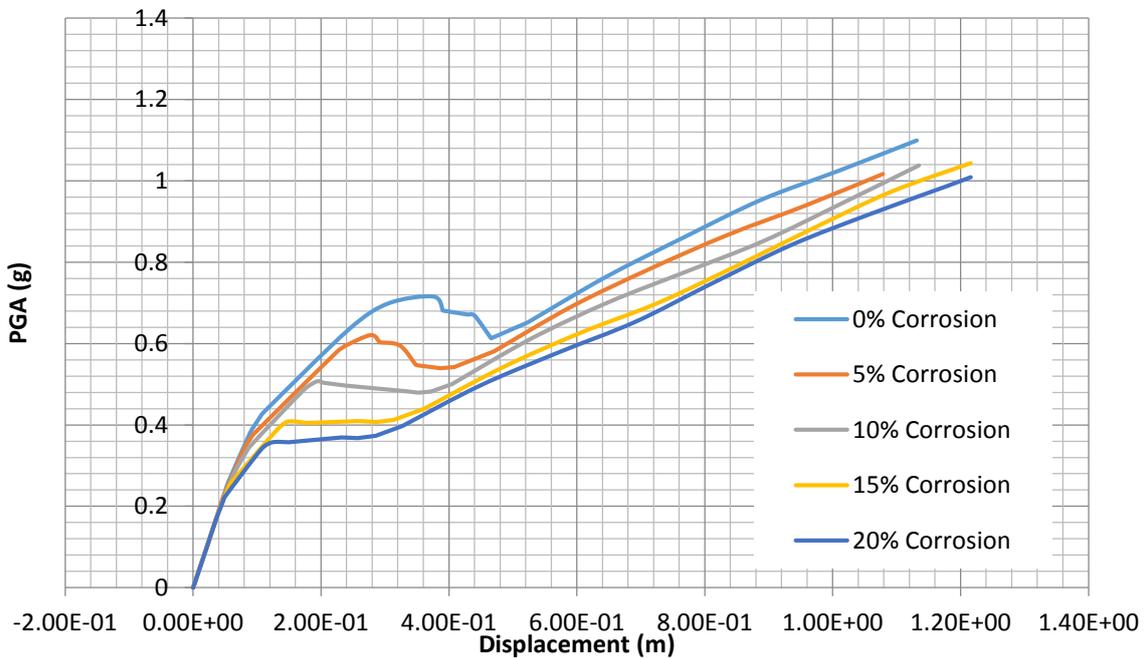


圖 4.81 名竹大橋 X 方向之 PGA 與位移關係圖

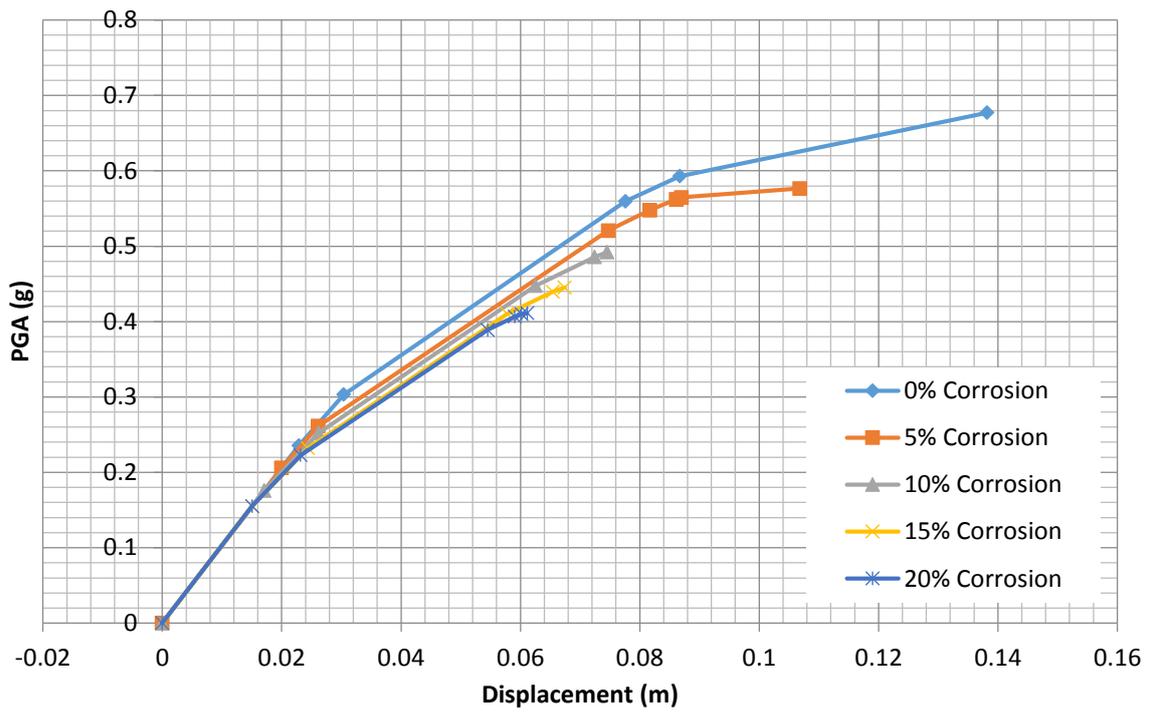


圖 4.82 名竹大橋 Y 方向之 PGA 與位移關係圖

4.6.4.3 北港大橋分析結果

北港大橋分析結果如表4-27及圖4.83至4.86所示。

表4-27 北港大橋之 A_c 與 A_y 值

corrosion level (Y direction) %	Pushover result (tonf-cm)		PGA result (A_y)		PGA result (A_c)		PGA Design
	Displacement (cm)	Base Shear max	PGA result (A_y)	Displacement (cm)	PGA result (AC)	Displacement (cm)	
0%	8.62	1677.02	0.129	1.65	0.226	8.62	0.308
5%	6.65	1452.06	0.111	1.40	0.192	6.65	
10%	6.24	1296.62	0.097	1.19	0.173	6.24	
15%	6.20	1130.35	0.085	1.06	0.153	6.20	
20%	5.89	1001.65	0.075	0.91	0.137	5.89	
corrosion level (X direction) %	Pushover result (tonf-cm)		PGA result (A_y)		PGA result (A_c)		PGA Design
	Displ (cm)	Base Shear max	PGA result (A_y)	Displ (cm)	PGA result (Ac)	Displ (cm)	
0%	10.85	2190.20	0.207	5.70	0.252	10.85	0.308
5%	9.27	2014.90	0.195	5.35	0.223	9.27	
10%	9.00	1680.59	0.162	4.91	0.203	9.00	
15%	8.98	1338.80	0.128	3.92	0.182	8.98	
20%	8.51	1309.80	0.128	4.38	0.176	8.51	

* A_y 所對應的 R_c 值為0.85。

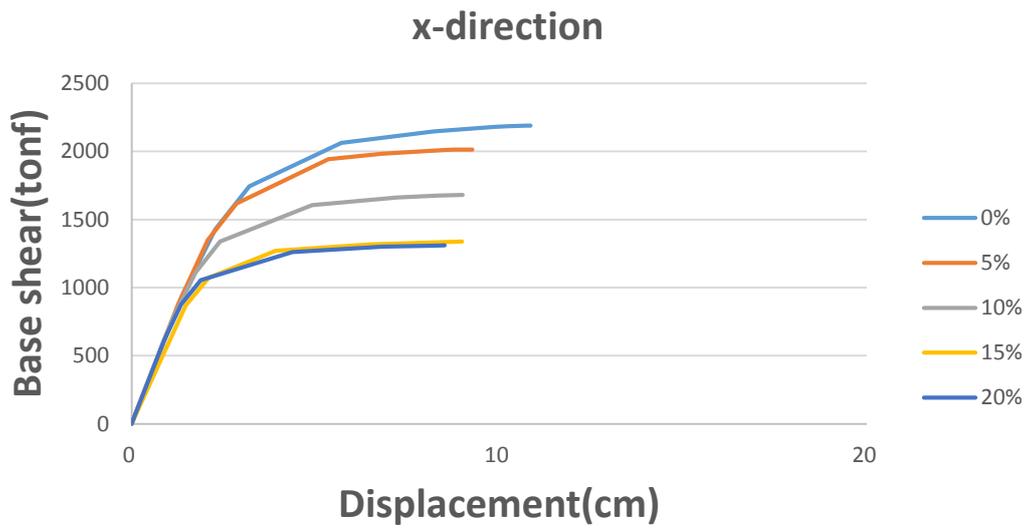


圖 4.83 北港大橋 X 向剪力與位移關係圖

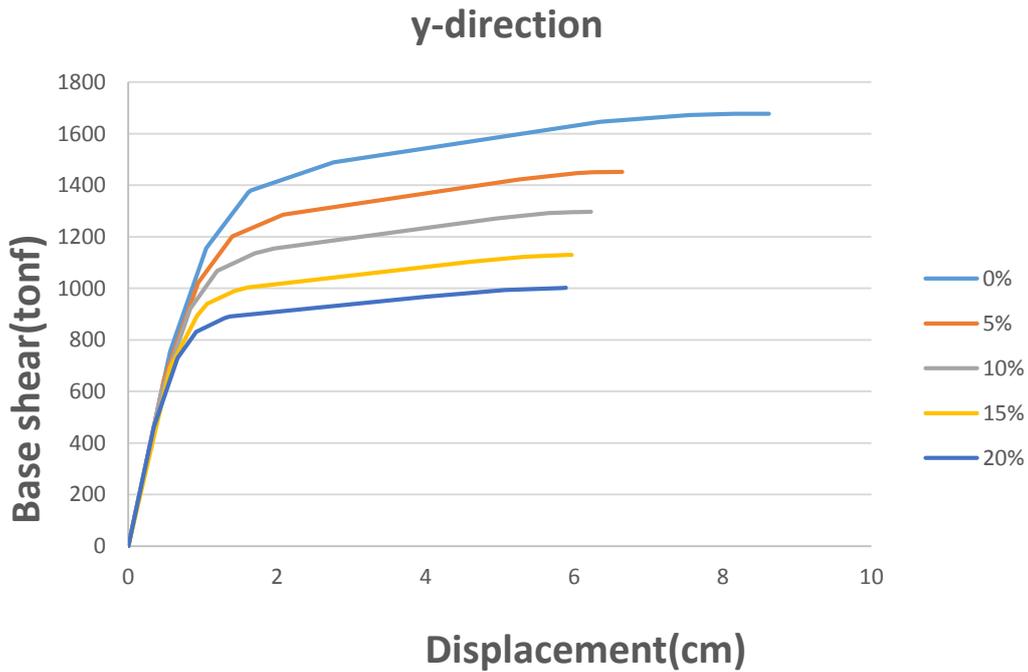


圖 4.84 北港大橋 Y 向剪力與位移關係圖

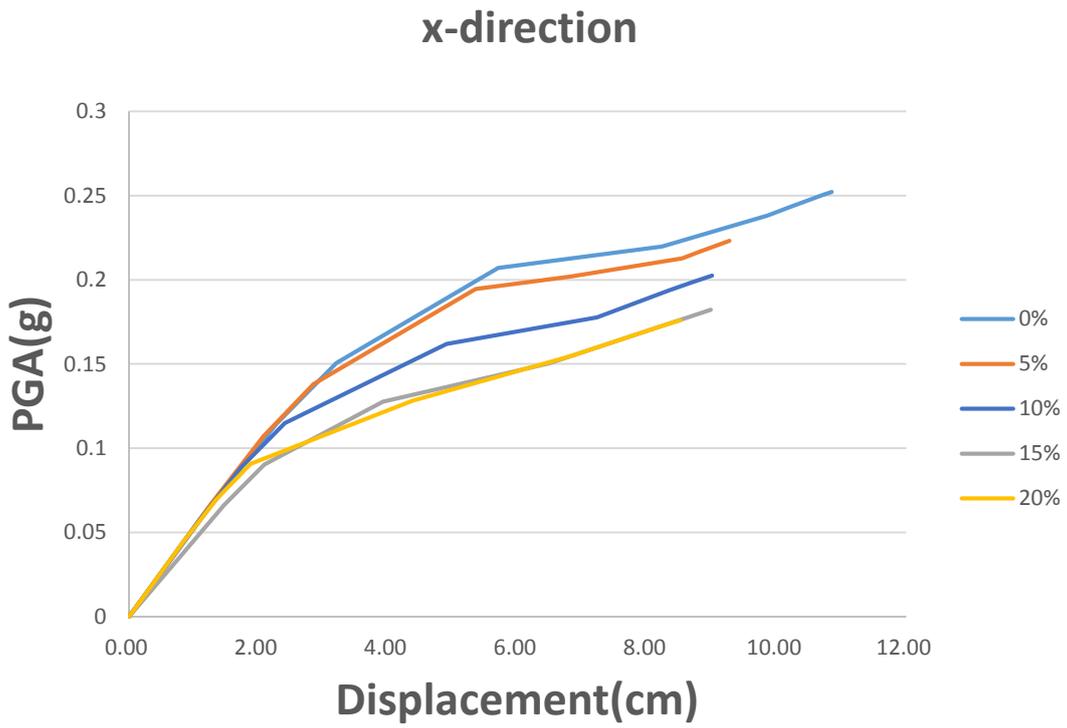


圖 4.85 北港大橋 X 向 PGA 與位移關係圖

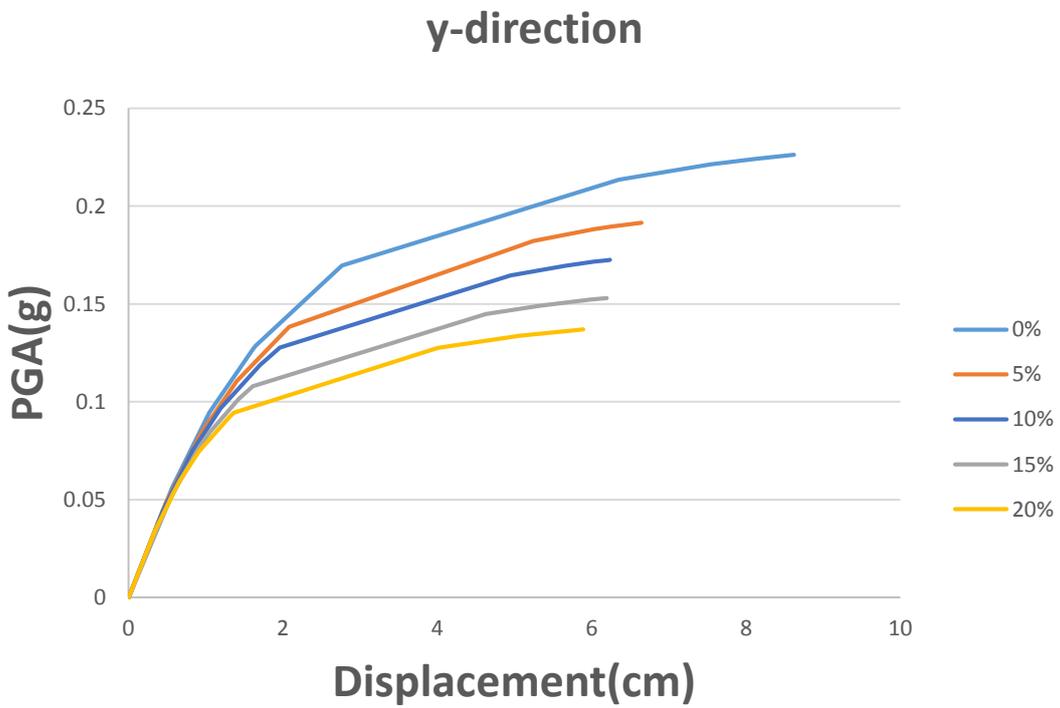


圖 4.86 北港大橋 Y 向 PGA 與位移關係圖

4.7 耐洪能力評估

台灣跨河橋梁大多面臨河流沖刷所導致基礎裸露問題，本研究對於耐洪能力評估時針對不同橋墩基礎沖刷深度進行側推分析，並依不同水流速度計算對應之臨界頻率，用此判斷橋梁狀態之依據。對於南雲大橋而言，目前有4公尺之沖刷深度。於此報告之沖刷分析假設無腐蝕之現象，所以對於不同沖刷深度側推分析中的各有限元素模型，只有地表面深度不同。

4.7.1 洪水載重

將台灣規範所定義之洪水載重配置於SAP2000並進行側推分析，如圖4.87所示。由圖中可知，所施加之載重形狀為倒三角形。其中，洪水之深度根據沖刷深度來決定，而載重只施加於Y方向上(水流方向)。對於所有沖刷深度之側推分析結果，如圖4.88所示。此外，南雲大橋之容量包絡線亦列於圖4.88之中。

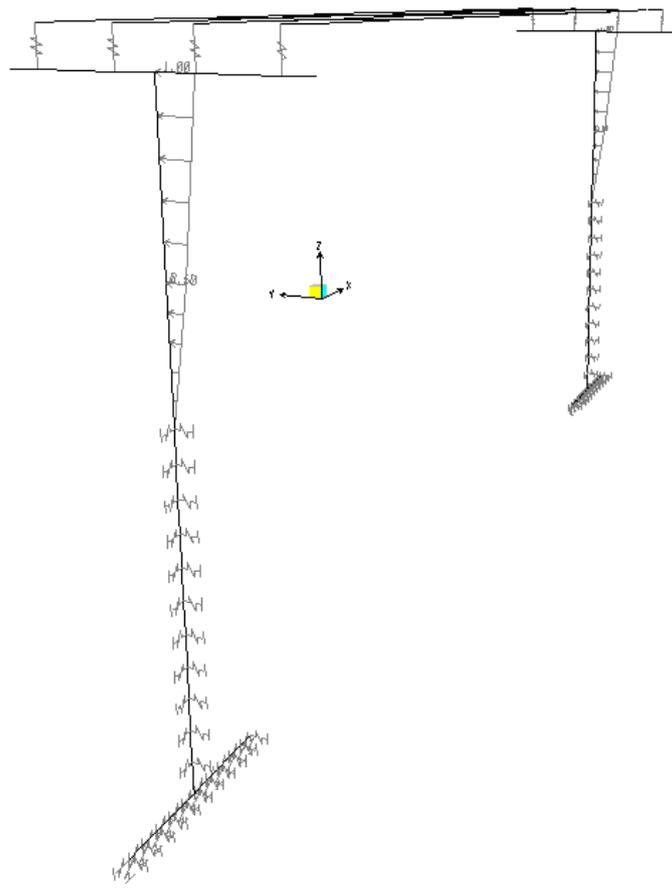


圖 4.87 SAP2000 中的洪水載重配置

4.7.2 容量、需求以及臨界頻率

4.7.2.1 容量

橋梁結構容量曲線是以SAP2000之側推分析求得，於側推分析中洪水載重模擬如前節所述，其分析結果可得到不同沖刷深度之剪力與位移關係圖即為容量曲線，如圖4.88實線部分，本計畫定義橋梁基礎耐洪能力之容量為容量曲線中之降伏點，將各沖刷深度容量曲線之降伏點連成一曲線即為容量包絡線，如圖4.88虛線部分。各容量包絡線之降伏點以及其對應之頻率，皆列於表4-28。

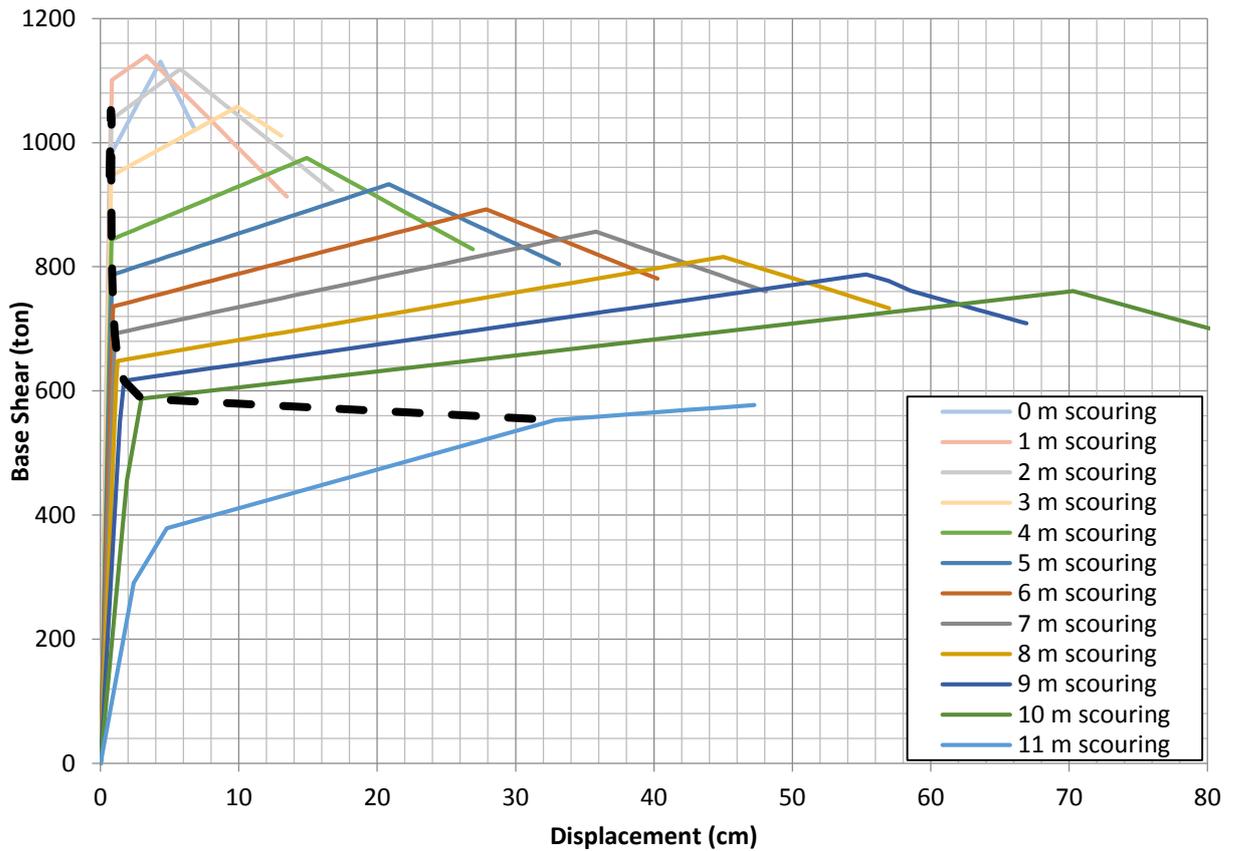


圖 4.88 南雲大橋不同沖刷深度下之側推分析結果與容量包絡線

表4-28 不同沖刷深度下之頻率、降伏點以及基底剪力

沖刷深度 (m)	位移 (cm)	基底剪力 (ton)	頻率
0	0.663176	947.5041	3.65674
1	0.751608	1052.649	3.54979
2	0.785763	1037.213	3.43229
3	0.780876	946.4728	3.30518
4	0.794903	843.8587	3.16845
5	0.844289	787.0417	3.02299
6	0.914393	736.1103	2.86871
7	1.0234	692.6242	2.70223
8	1.230674	648.3128	2.51823
9	1.691957	616.2368	2.30844
10	2.958032	587.7989	2.06733
11	32.84929	553.1622	1.57977

4.7.2.2 需求

本研究對耐洪能力需求定義為「洪水所引致的總基底剪力」。基於“Highway Bridge Design Criteria” (2009)，使用式(4.78)來計算洪水造成其動水壓力。洪水之力量假設為倒三角形，由水流頂部之 P_{max} 改變至地表面之零壓力，其中 P_{max} 為兩倍 P_{avg} ，各沖刷深度基底剪力之結果，如表4-29所示，其中使用洪水流速為15 m/s。因南雲大橋之SAP2000模型有兩座橋墩。所以總基底剪力應考量來自兩座橋墩之動水壓。當基底剪力決定後，便可從側推分析容量曲線決定其對應之位移。前述方法可求各沖刷深度之需求點，連接所有需求點變可得需求包絡線，如圖4.89所示。

$$P_{avg} = \frac{52.5 K (V_{avg})^2}{1000} \dots\dots\dots(4.78)$$

其中: P_{avg} : 平均動水壓力(tf/m²)

V_{avg} : 平均水流速度(m/sec)

K : 常數係數; 1.4用於鈍頭橋墩、 0.7 用於圓橋墩以及 0.5 用於尖橋墩，其角度小於或等於30°。

表4-29 流速15m/s之基底剪力和位移

沖刷深度 (m)	流速 (m/s)	壓力 (t/m ²)	基底剪力 (ton)	總基底剪力 (ton)	位移 (cm)
0	15	8.26875	92.444625	184.8893	0.129407
1	15	8.26875	122.92875	245.8575	0.175546
2	15	8.26875	157.69688	315.3938	0.238933
3	15	8.26875	195.1425	390.285	0.322
4	15	8.26875	234.37313	468.7463	0.441552
5	15	8.26875	274.85325	549.7065	0.586665
6	15	8.26875	316.2421	632.4842	0.784098
7	15	8.26875	358.3125	716.625	6.103795
8	15	8.26875	400.90716	801.8143	41.29472

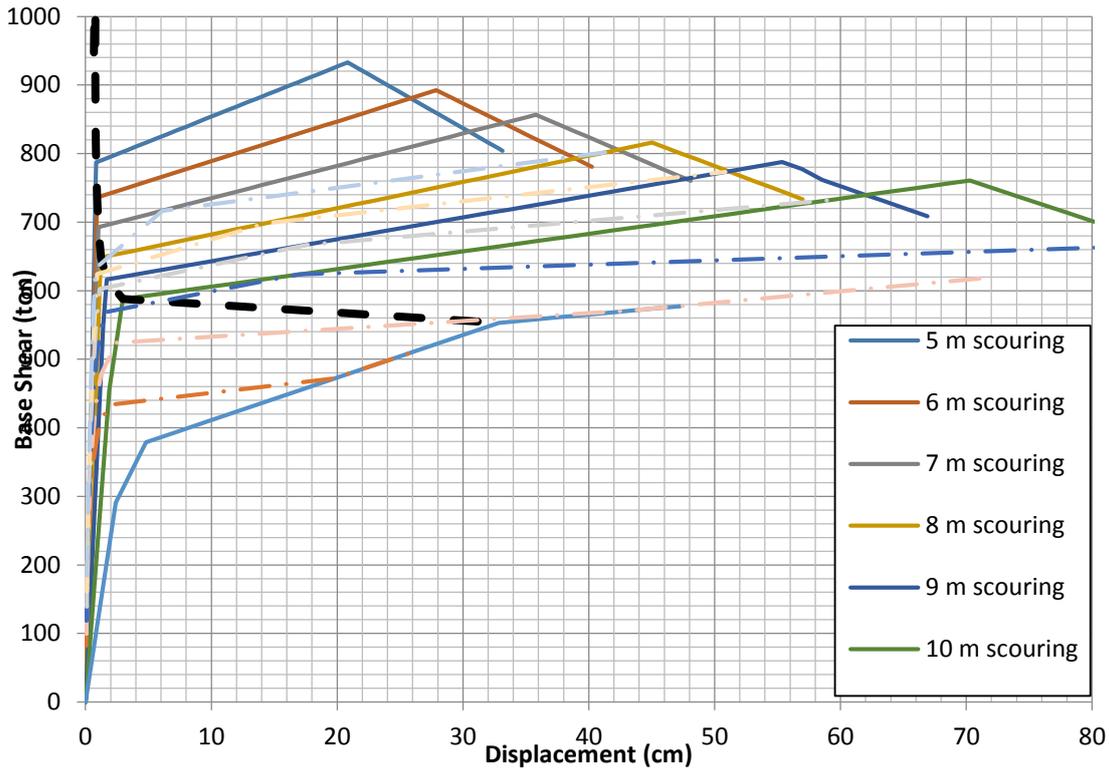


圖 4.89 南雲大橋不同沖刷深度下容量和需求曲線

4.7.2.3 臨界頻率

本研究將臨界頻率定義為受損前後頻率比值，臨界頻率可由式(4.79)表達，而其結果如表4-30所示。實地量測之臨界頻率 R 與數值分析之臨界頻率 R_c 作為比較時，當 R 低於 R_c 值時，其代表此橋梁可能有一定程度的損壞，應進行更詳細的結構分析以確保其安全性。

$$R_c = \frac{f_a}{f_b} \dots\dots\dots (4.79)$$

其中：

R_c ：臨界頻率

f_a ：橋梁達到極限受損之頻率，即需求包絡線與容量包絡線之交點

f_b ：未損害橋梁之頻率

表4-30 不同流速之臨界頻率

f_a	速度 (m/s)	f_b	R_c
3.65674	11	1.619296	0.442825
	12	2.017151	0.551626
	13	2.223901	0.608165
	14	2.382954	0.651661
	15	2.471525	0.675882

4.7.3 案例分析

其他橋梁(尖山大橋、名竹大橋、北港大橋)之耐洪評估分析結果如下所示。

4.7.3.1 尖山大橋分析報告

各沖刷深度下的容量與需求分析結果如表4-31，圖4.90與4.91所示；根據分析，在流速介於12~16m/s時，其 R_c 值約為0.77與0.59。

表4-31 尖山大橋耐洪分析結果

Scour	capacity		Demand (16m/s)		Demand (12 m/s)		Freq.
	Displ.	Force	Displ.	Force	Displ.	Force	Y-dir.
m	cm	Tf	cm	Tf	cm	Tf	Hz
0	0.646	2749.82	0.231	981.44	0.130	552.06	2.845
3	1.014	2233.67	0.992	2185.67	0.558	1229.44	2.245
6	1.677	2127.15	3.992	3540.42	1.570	1991.49	1.751
9	3.042	1691.608		4895.17	6.0907	2753.53	1.268
12	8.388	2039.634		6249.92		3515.58	0.874

Base Shear - Displacement

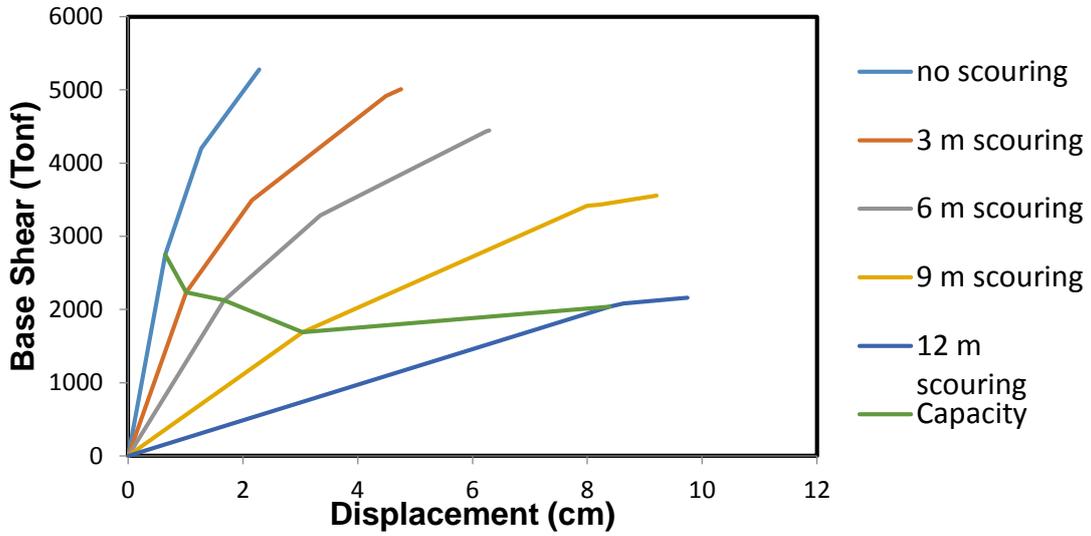


圖 4.90 尖山大橋不同沖刷深度下側推分析結果以及容量曲線

Base Shear - Displacement

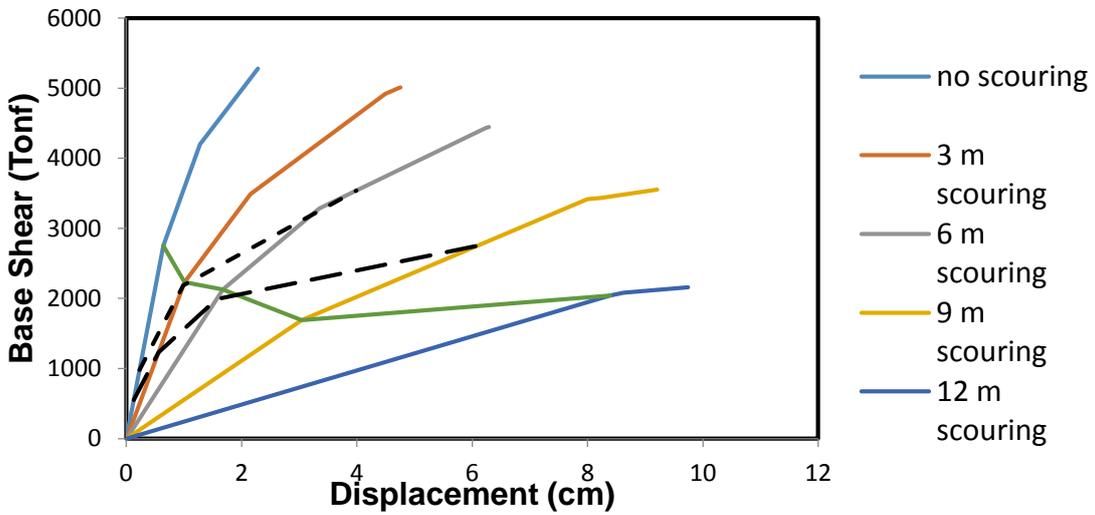


圖 4.91 尖山大橋不同沖刷深度下容量曲線和需求曲線

4.7.3.2 名竹大橋分析報告

各冲刷深度下的容量與需求分析結果如圖4.92與4.93所示；根據分析，在流速介於8~10m/s時，其Rc值約為0.71與0.82。

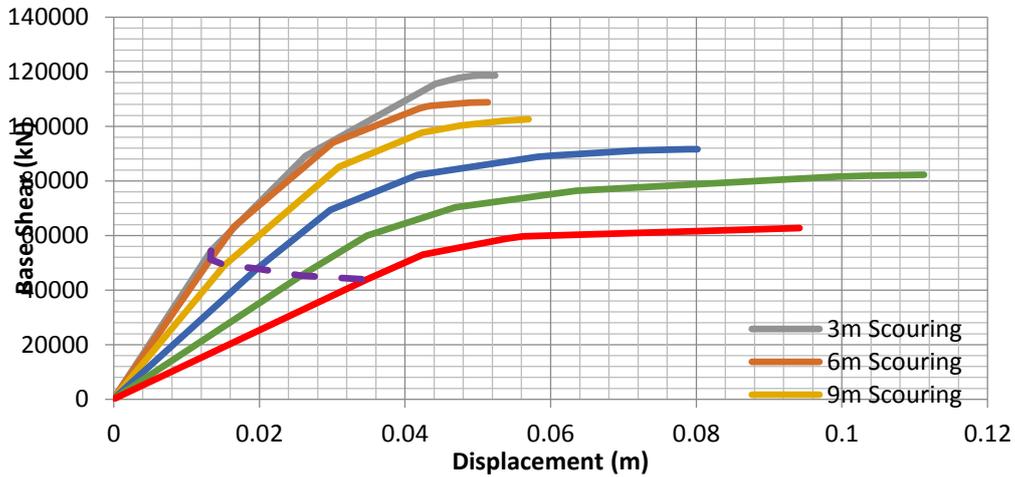


圖 4.92 名竹大橋不同冲刷深度下側推分析結果以及容量曲線

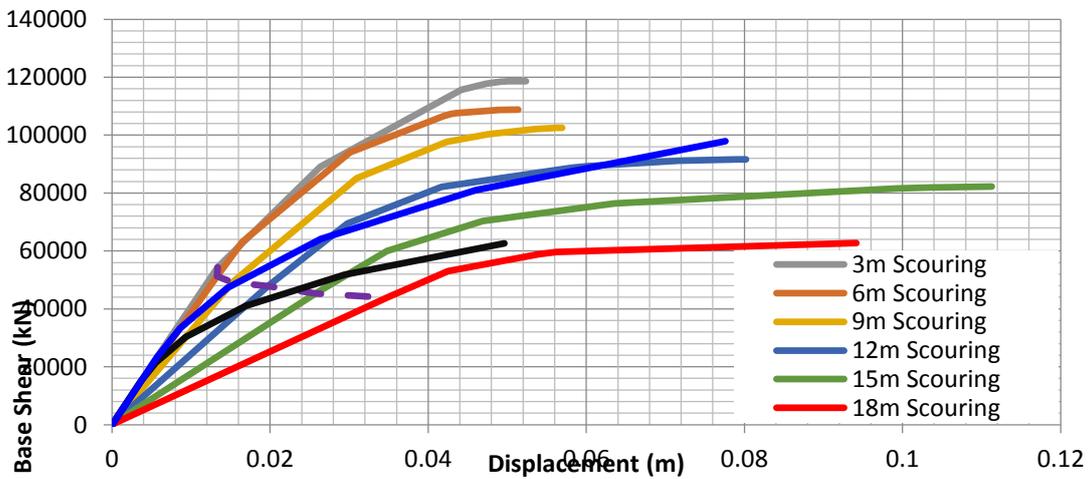


圖 4.93 名竹大橋不同冲刷深度下容量曲線和需求曲線

4.7.3.3 北港大橋分析報告

各冲刷深度下的容量與需求分析結果如表4-32與圖4.94與4.95所示；根據分析，在流速介於12~16m/s時，其Rc值約為0.73與0.84。

表4-32 北港大橋耐洪分析結果

Scouring m	capacity		Demand 17ms		Demand 16ms		Demand 12ms		Freq.
	displacement cm	Force Tonf	displacement cm	Force Tonf	displacement cm	Force Tonf	displacement cm	Force Tonf	Y-dir. Hz
0	0.371	6963.4	0.170	3200.159	0.151	2834.743	0.085	1594.5	2.77298
3	0.481	6549.4	0.442	6022.929	0.392	5335.190	0.220	3001.0	2.53389
6	0.677	4661.2	1.612	8245.109	1.366	7303.626	0.597	4108.2	2.11136
9	1.163	4492.305	7.497	11668.468	5.273	10336.082	1.695	5814.0	1.93253

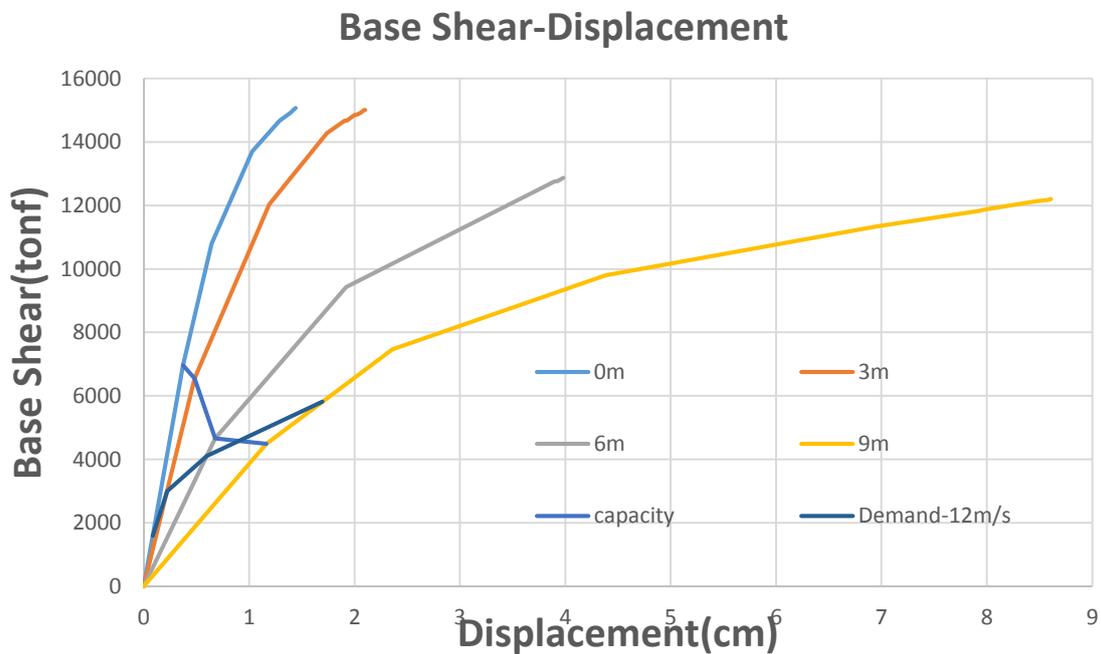


圖 4.94 北港大橋不同冲刷深度下側推分析結果以及容量曲線

Base Shear-Displacement

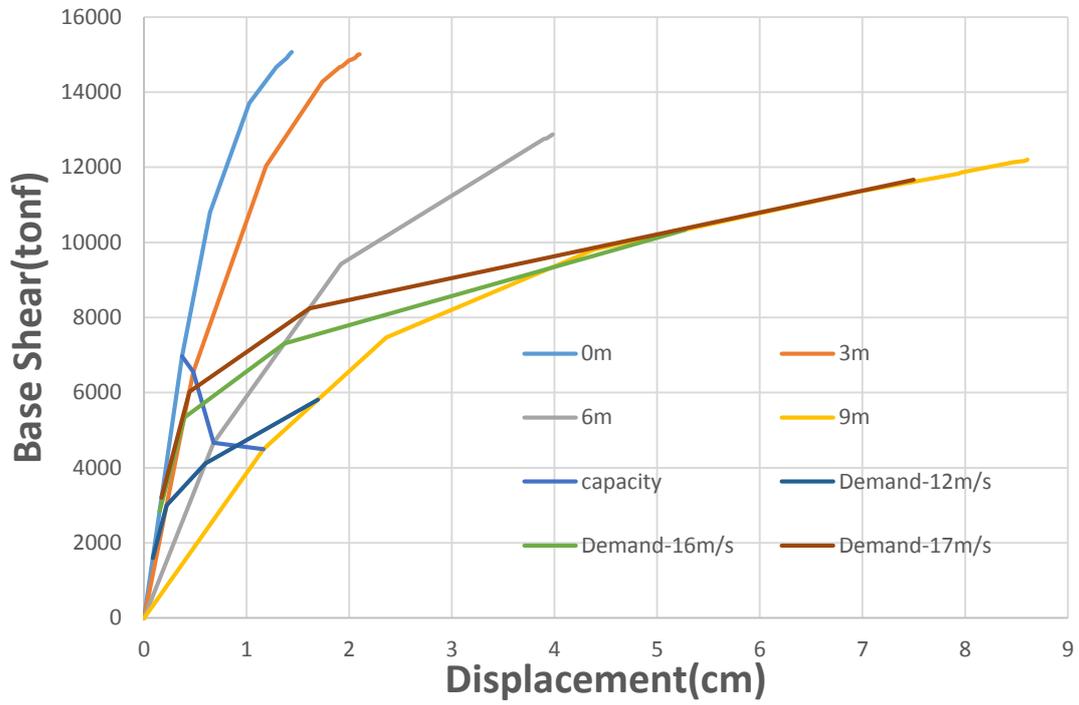


圖 4.95 北港大橋不同沖刷深度下容量曲線和需求曲線

第五章 人工智慧推論模式精進

此階段將分別針對a.橋梁耐震能力人工智慧推論模式、b.橋梁耐震臨界頻率比值推論模式與c.橋梁洪水臨界頻率比值推論模式三部分介紹。

5.1 橋梁耐震能力人工智慧推論模式

為避免災害發生時，造成橋梁損壞導致交通中斷、居民受困甚或是人員傷亡等事件的發生，對現有橋梁進行全面檢測勢在必行。然而國內橋梁數量高達數萬座，若應用簡易評估方式以目視進行調查，雖然快速但其結果較不準確。如皆採用細部評估，其結果雖然較準確，但需耗費時間及成本，且僅能由具備專業經驗之人員評估，在有限經費與專業人力下，將無法對每座橋梁做詳細結構分析。若能針對同樣橋梁歷史案例找出簡易評估因子與細部評估 A_y 、 A_c 之映射關係，據此推論其他橋梁之 A_y 、 A_c 值，如此可求得在容許誤差內之 A_y 、 A_c 值，將大幅節省人力成本。

過去研究「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」中，已針對公路總局「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」中橋梁121筆細部評估結果，應用人工智慧推論模式透過案例(橋梁耐震能力評估結果)學習，找出輸入(簡易調查耐震能力影響因子)與輸出(A_y 、 A_c)之映射關係。並額外加入24座含劣化因素細部評估得之橋梁 A_y 、 A_c 值，共120筆(24座橋梁各五種劣化程度)案例庫。再應用「人工智慧機械學習推論模式」進行案例訓練學習，以提高預測準確率。最後，全省縣道二千多座橋梁即可根據上述推論模式求得 A_y 與 A_c 值，繪製出地表震動影響下橋梁地震易損度曲線，並定義出不同地表震動下橋梁可能的損壞機率。

為提升模式耐震能力預測準確度，將前一階段所分析3座橋梁，包含尖山大橋、名竹大橋與南雲大橋(各5種劣化程度)共15筆案例加入人工智慧歷史案例庫，並重新進行模式更新。

此計畫同樣沿用「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」中之推論方

法，以快速混雜基因演算法融合支持向量機建置一「人工智慧機械學習推論模式」，透過快速混雜基因演算法搜尋模式最適參數值，應用支持向量機分析迴歸輸入(簡易調查耐震能力影響因子)與輸出(細部評估 A_y 、 A_c)之映射關係，進而發展出一最佳化推論模式。此推論模式之優點為可藉由案例資料庫之更新與新增案例數，提升模式預測準確率。

本階段流程如圖5.1所示，分別為「新增案例庫」、「建置人工智慧橋梁推論模式」及「橋梁耐震能力推論」。以下將分階段詳細說明各流程。

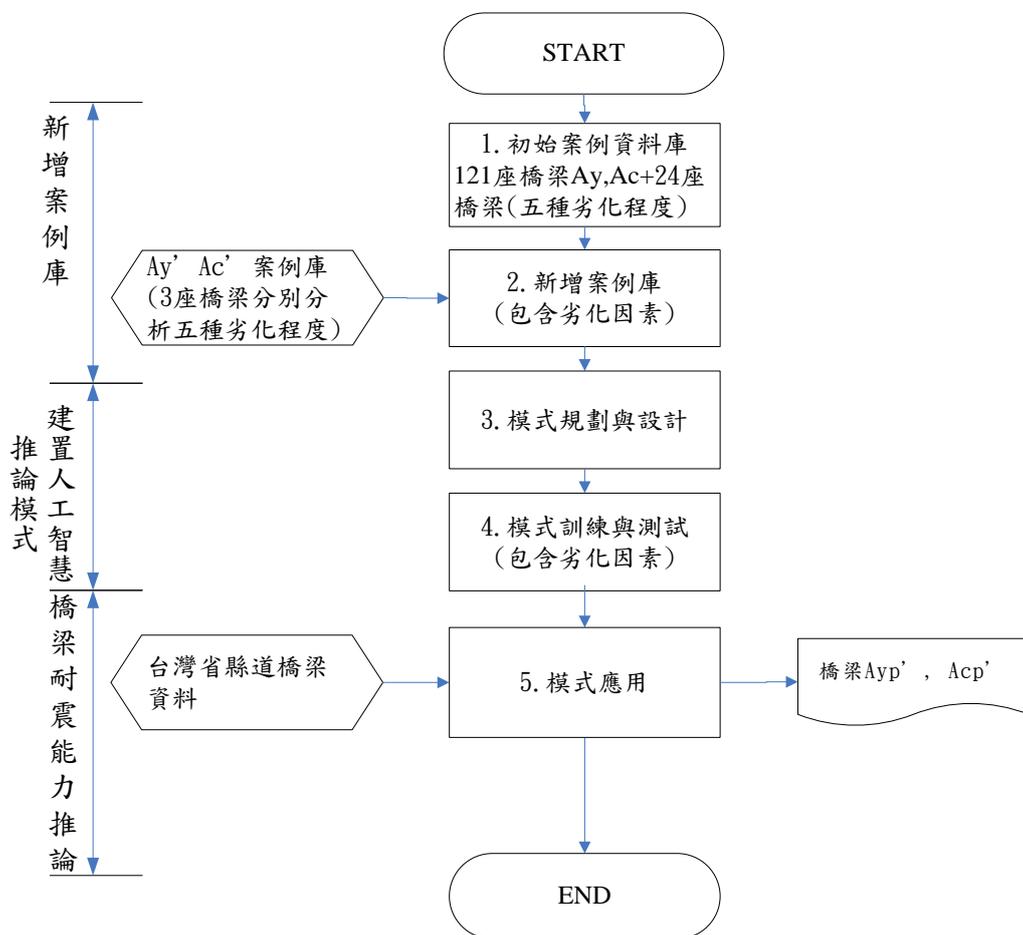


圖 5.1 人工智慧橋梁耐震能力推論模式流程圖

5.1.1 新增案例庫

●初始案例資料庫

本計畫根據「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」中所確立以11項影響因子加上總鋼筋腐蝕量(氯離子造成鋼筋腐蝕量+中性化造成鋼筋腐蝕量)與橋齡共13項作為橋梁耐震能力影響因子表(表5-1)，進行案例收集。其中土壤液化類別參考TBMS定義，分為堅實、中等、軟弱地盤及臺北一區、臺北二區、臺北三區和臺北四區。

表5-1 耐震能力影響因子

主要影響因子	定性/定量
1.設計水平加速度	定量
2.基樁裸露深度	定量
3.結構型態	定性
4.單跨最大跨距	定量
5.歪斜角	定量
6.橋長	定量
7.橋寬	定量
8.主梁型式	定性
9.振動單元數	定量
10.土壤液化類別	定性
11.支承裝置	定性
12.鋼筋斷面腐蝕率	定量
13.橋齡	定量

首先收集文獻「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」中

RC橋梁細部評估結果(未考慮劣化因素)共計121筆，與「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」中24座橋梁(各5種劣化程度)共計120筆，累計共241筆案例。並根據去年度所新增之3座橋梁側推分析與本年度3座橋梁側推分析結果(含五種劣化程度)，共計30筆案例資料作為新增之模式訓練案例，總共241+30=271筆訓練案例，如表5-2所示。

表5-2 初始案例資料庫 (節錄)

案例編號	輸出因子		輸入因子												
	Ay	Ac	設計水平加速度	基樁裸露深度	結構型態	單跨最大跨距	歪斜角	橋長	橋寬	主梁型式	振動單元數	土壤液化類別	支承裝置	鋼筋斷面腐蝕率	橋齡
1	0.245	0.318	0.139	0	0.5	25	90	50	29	0.95	2	0	1	0	24
2	0.116	0.254	0.139	3.2	0.5	20	90	60	30	0.95	3	0	1.21	0	24
3	0.277	0.978	0.15	0	0.5	15.4	90	15.6	11.6	0.95	1	1	0.46	0	26
4	0.112	0.166	0.208	0	0.5	21.5	90	88.5	27	0.95	4	1	1	0	41
5	0.212	0.295	0.208	0	0.5	20	90	202	30	0.95	9	0	1	0	53
6	0.116	0.175	0.208	0	1.1	10.7	90	60.6	11	0.95	3	1	0.46	0	38
7	0.359	0.4	0.139	0	0.5	20	66.5	120	21	0.95	6	1	1	0	42
271	0.11	0.15	0.139	0	0.088	12.6	90	25	30	0.191	2	2	0	35	29

5.1.2 建置人工智慧橋梁耐震能力推論模式

傳統上橋梁耐震能力評估的缺點主要分為1.依賴人員專業知識、2.繁雜的結構計算。在依賴人員專業知識方面：由於橋梁耐震能力評估領域的問題具有複雜、不確定與隨環境變動的特性，因此，在解決相關問題時多依賴該領域專家經驗與知識進行決策。然而這些屬於專家的經驗與知識會隨著專家記憶淡忘與離職或退休而失去，因此如何傳遞有用的專業知識非常困難。在繁雜的結構計算方面：解決橋梁耐震能力問題多是依賴複雜結構軟體計算，如第三階段之詳細橋梁側推分析過程，然而台灣橋梁數量龐大，計算過程耗時與費力，將影響決策的時效性與有效性。

為了改善上述橋梁耐震能力評估之缺點，目前文獻中以人工智慧模擬人類決策行為來解決問題的方法陸續被提出。其中，支持向量機

(Support Vector Machine, SVM) 為結合統計學VC維度理論 (Vapnik-Chervonenks Dimension) 與結構風險最小化原理 (Structure Risk Minimization Theory) 所發展之一種機械學習演算法, SVM在Vapnik等人提出後發展迅速, 目前已成功的應用在決策輔助及預測中(Cheng & Wu, 2009)^[31]。然而此模式必須先決定其參數的數值, 才能使模式的結果最佳化。

●模式規劃與設計

為解決SVM推論模式最佳化問題, Cheng與Wu於2009年提出一最佳化決策模式「演化式支持向量機推論模式」(Evolutionary Support Vector Machine Inference Model, ESIM) (Cheng & Wu, 2009)^[31], 此模式融合SVM與快速混雜基因演算法(Fast Messy GA), 模式中SVM用於歸納輸入變數與輸出變數間複雜的關係; 而快速混雜基因演算法(fmGA)搜尋SVM所需的最佳參數(C與 γ), 藉此提高SVM的預測準確度。本計畫冀望藉由此模式透過過去案例與經驗學習, 歸納出結構分析之邏輯, 以提昇橋梁耐震評估分析的時效性。模式架構如圖5.2所示。

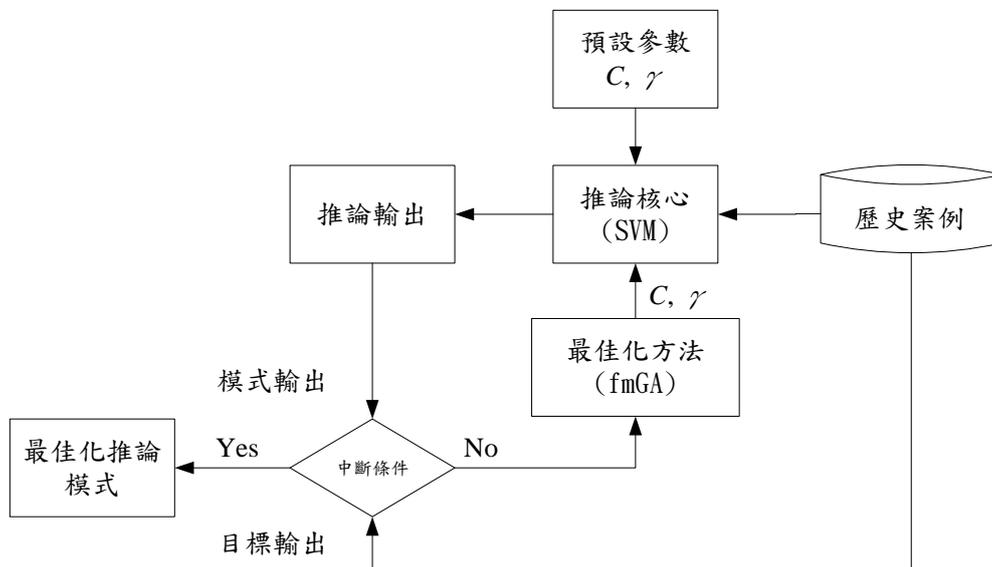


圖 5.2 演化式支持向量機推論模式圖

本計畫將依循ESIM之運作流程, 進行以下步驟:(1)收集歷史案例庫(241+30座經細部評估結果)包含橋梁之降伏強度(A_y)與崩塌加速度

(Ac)作為輸出，上一步驟所確認之橋梁耐震能力影響因子為輸入。(2)運用ESIM進行模式之訓練與學習，找出最佳化之C與 γ ，及輸入與輸出之映射關係。(3)根據所得到之最佳化推論模式，進行模式驗證與測試，其步驟說明如下：

預設參數C與 γ ：C與 γ 值可能依案例與問題特性而有不同設定，本計畫建議其預設值C與 γ 可分別設定為1及1/M，其中M為變數個數。

歷史案例：首先在預測模式之前，必須先尋找影響因素，並且建立影響因子集合(本計畫採用橋梁耐震能力影響因子)作為預測的輸入變數。

推論核心(SVM)：在此步驟中，本計畫以241+30=271座之耐震評估結果做為歷史案例，並以案例影響因子作為輸入因子，細部評估耐震值(Ay及Ac)作為輸出。將此輸入與輸出數值輸入SVM中進行模式的初始訓練，SVM將以預設之C與 γ 值作為模式中第一次訓練設定值。

推論輸出：此步驟將求算模式輸出值與實際值之誤差，再以誤差倒數為適應函式，其適存度越大表示此模式架構越佳。

中斷條件：此流程將持續運作，直到符合某些條件，如達到符合的適存度或數世代演算中適存度無明顯增加(表示已達收斂)。

最佳化方法(fmGA)：此步驟中，應用快速混雜基因演算法尋找下一世代中較適合之C與 γ 參數值。

最佳化推論模式：根據上述最佳化演算，可留下最佳之基因組合。將基因解碼為支持向量機模式之C與 γ 值，即可求得最佳之推論模式，後續階段即可應用此模式進行橋梁耐震能力推論。

為了驗證與測試模式之準確度，本計畫與交通部公路總局「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」文獻中所提出評估方法求得之橋梁Ay、Ac進行比較，驗證本模式之可行性。採用均方根誤差(Root Mean Square Error, RMSE)作為衡量公式，如式(5.1)所示。

$$RMSE = \left(\frac{\sum_{i=1}^M e_i^2}{M} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (5.1)$$

RMSE：均方根誤差。

M：測試案例數。

e_i ：實際值與預測值之差。

橋梁耐震能力預測模式中，共有13個輸入變數(影響因子)，2個輸出變數(A_y 、 A_c)。為了找出這其中的映射關係，ESIM需設定之模式架構變數範圍與模式學習參數，模式架構參數設定如表5-3所示。

表5-3 橋梁耐震能力推論模式系統架構參數設定

設定項目	設定值/方法
SVM 學習設定	regression
SVM 核心函數(kernel function)	radial base function
fmGA 執行迴圈內外迴圈 (EPOCH*ERA)	100
SVM 容錯參數 C	0~200
SVM 核心函數參數(gamma) γ	0.0001~1
fmGA 切割機率(Cut)	0.02
fmGA 結合機率(Splice)	0.02
fmGA 突變機率(Mutation)	0

●模式訓練與測試

系統建構完成後，依 ESIM 使用步驟建構橋梁耐震能力預測模式，對訓練案例進行模式訓練(Training)及測試(Testing)。並採用人工智慧推論模式所建議驗證方法-K 組交叉驗證(K-fold cross-validation)，K 值建議採用 10，方法為將數據集分成十份，輪流將其中 9 份當做訓練集，剩餘 1 份做測試集，最後將 10 次的結果平均評估為模式之準確度。步驟如下：

步驟一、案例輸入

將表 271 筆案例資料輸入案例資料庫，首先將案例先以亂數排列後，再分成 10 組。

將案例分組後，取其中 1 組作為測試案例(斜線部分)，其餘 9 組當成訓練案例，製作出 train-1 ~ train-10 與 test-1 ~ test-10 檔案，將 train-1 ~ train-10 與 test-1 ~ test-10 按次成對輸入 ESIM 之 Training File 及 Test File 案例資料庫中。

步驟二、模式訓練

案例推論模式經參數設定後，ESIM 系統即進行最佳模式搜尋。搜尋 100 個世代，可找出其最佳預測模式，在模式訓練階段推論 Ay 平均誤差為 0.163g，推論 Ac 平均誤差為 0.121g，如圖 5.3 所示。

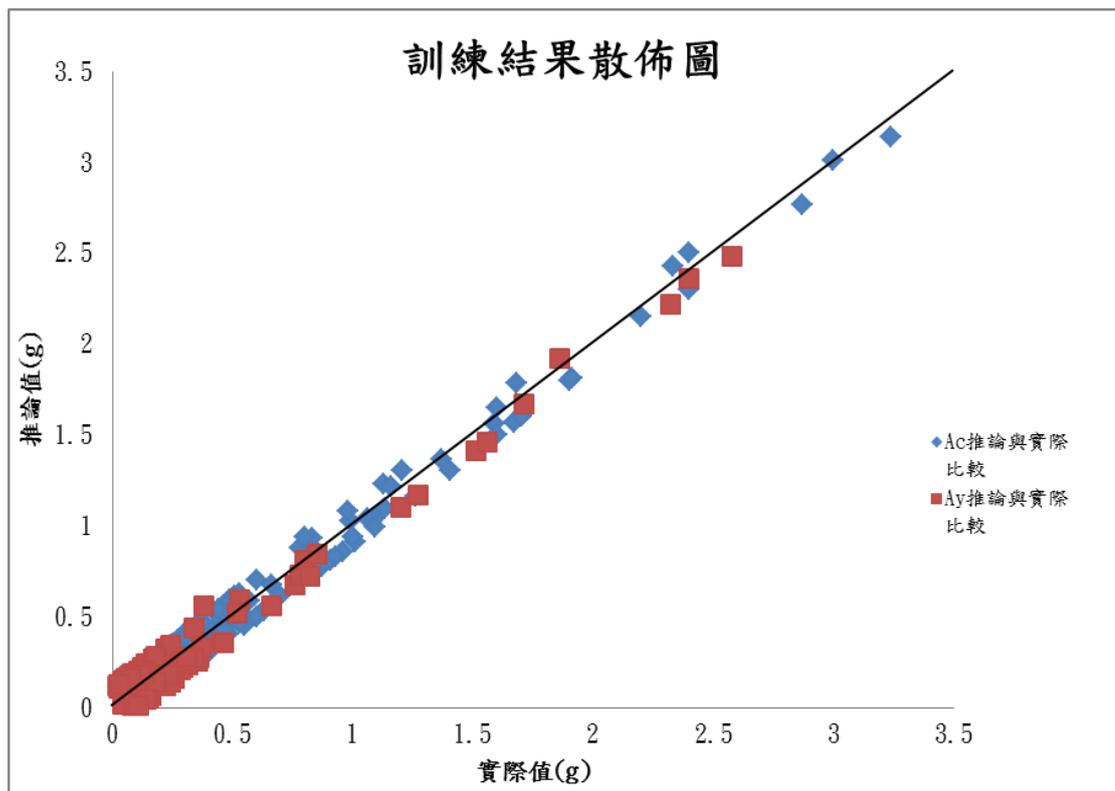


圖 5.3 模式訓練結果散佈圖

步驟三、模式測試

模式訓練完成後，經由模式測試可瞭解此推論模式之推論誤差與學習精度，如圖 5.4 所示。

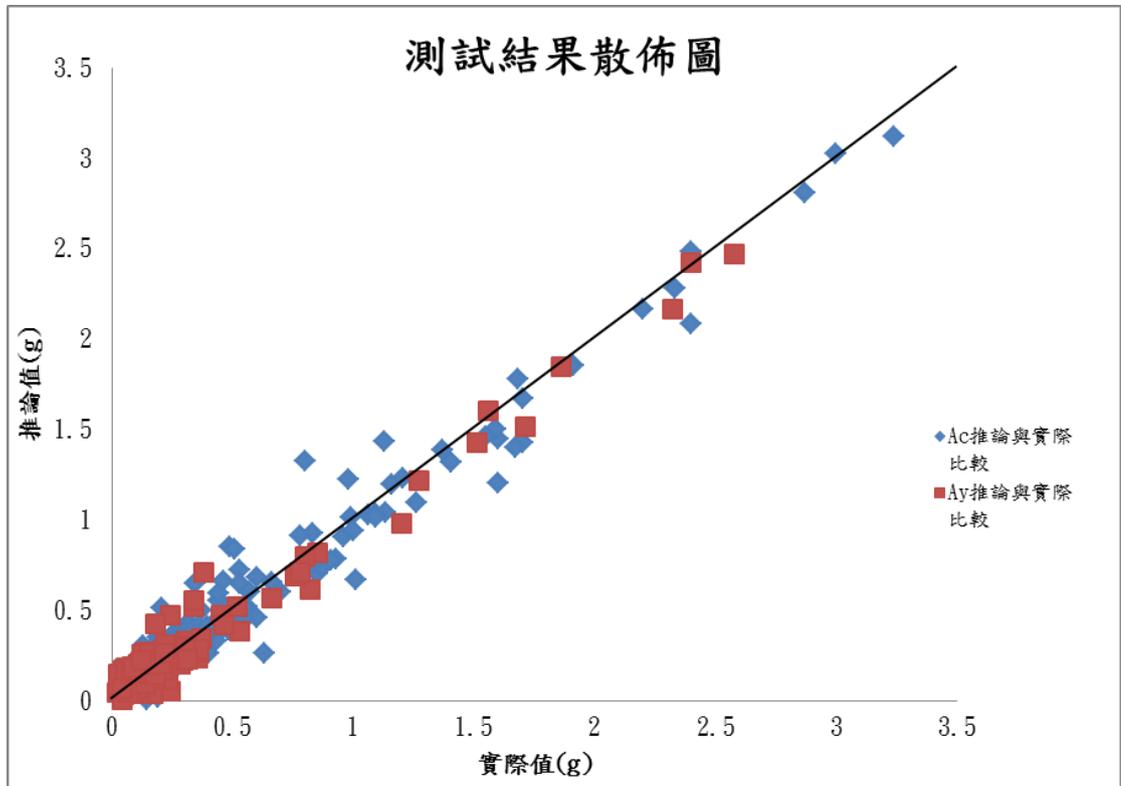


圖 5.4 模式測試結果散佈圖

在模式測試階段推論 Ay 平均誤差為 0.164g，推論 Ac 平均誤差為 0.246g。目前公路總局所採用 TELES 系統係根據民國 99 年委託臺灣世曦公司之計畫案「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」^[4]之成果，在未細評橋梁之耐震能力推估方式，將依其橋梁類型由下表 5-4 查得到一 Ac_n 及 Ay_n，依其橋址所在(行政區)及設計年代規範(49 年、76 年、84 年、89 年)轉換求得該橋之 Ac 及 Ay 值。

表5-4 橋梁分類之 Ac_n及Ay_n之中值(節錄[4])

類別	1C	2C	3C	4C	5C	6C	7C	15S
Ay_n	0.393	0.393	0.247	0.386	0.266	0.323	0.425	0.454
Ac_n	1.158	1.158	0.304	0.432	0.353	0.414	0.485	0.664

世曦所提出方法係由表 5-4 之中值針對各橋梁所在地、設計年代進行上下範圍之調整，與本計畫所提方法比較結果如表 5-5 所示。

表5-5 ESIM與TELES結果比較

組別	ESIM 測試預測誤差(g)		TELES 採用方法(台灣世曦)誤差(g)	
	Ay	Ac	Ay	Ac
平均	0.164	0.246	0.268	0.391

由表 5-5 可看出 TELES 之 Ay 之平均誤差 0.268g、Ac 之平均誤差為 0.391g，ESIM 在 Ay 誤差部分可改善約 38% $((0.268-0.164)/0.268=38\%)$ ，在 Ac 誤差部分可改善約 37% $((0.391-0.246)/0.391=37\%)$ ，整體效益可減少橋梁耐震能力評估錯誤之問題發生。

5.1.3 橋梁耐震能力推論

●模式應用

根據上一階段所得之推論模式，匯入台灣省縣道橋梁13項影響因子，進行預測得到各橋梁之Ay、Ac推論值。根據所推論之Ay及Ac值繪製橋梁地震易損曲線，易損曲線主要用來描述橋梁在地震作用下超越不同損害程度的機率，本計畫參考文獻交通部公路總局^[4]所定義，易損性曲線常以對數常態分佈(log-normal distribution)之機率分布函數表示，

此方法僅需兩個參數(平均值與變異數)即可繪製。其橫軸為地表加強度(PGA)，縱軸則為超越不同損害狀態的機率，其值介於0至1之間。易損曲線包含四條曲線，如圖5.5所示。分別描述在不同地表加速度下，超越輕微損害(由Ay繪製)、完全損害的機率(由Ac繪製)，並在此範圍內均分繪製超越中度損害、超越嚴重損害曲線。例如PGA為0.8g時，完全損壞機率為25%，嚴重破壞機率48%，中度損壞機率70%，輕微損壞機率92%。

橋梁通行失敗機率亦參考文獻^[4]做法，其計算方法如下:失敗機率(P)=0.01(輕微損壞機率-中度損壞機率)+0.2(中度損壞機率-嚴重破壞機率)+0.8(嚴重破壞機率-完全損害的機率)+完全損害的機率。根據此公式計算案例之失敗機率 $P=0.01(92-70)+0.2(70-48)+0.8(48-25)+25=47\%$ 。

此外，如圖5.5將橋梁之Ay訂為安全上限值與警戒下限值，橋梁之Ac訂為警戒上限值與危險下限值。本計畫預設超過安全上限值時為通報標準，超過安全上限值之橋梁再依每座橋之通行失敗機率大小作為震後橋梁管理人員巡檢之優先順序，橋梁管理人員可優先巡檢失敗機率較高之橋梁，避免用路人使用高破壞機率之橋梁並造成人員傷亡損失。

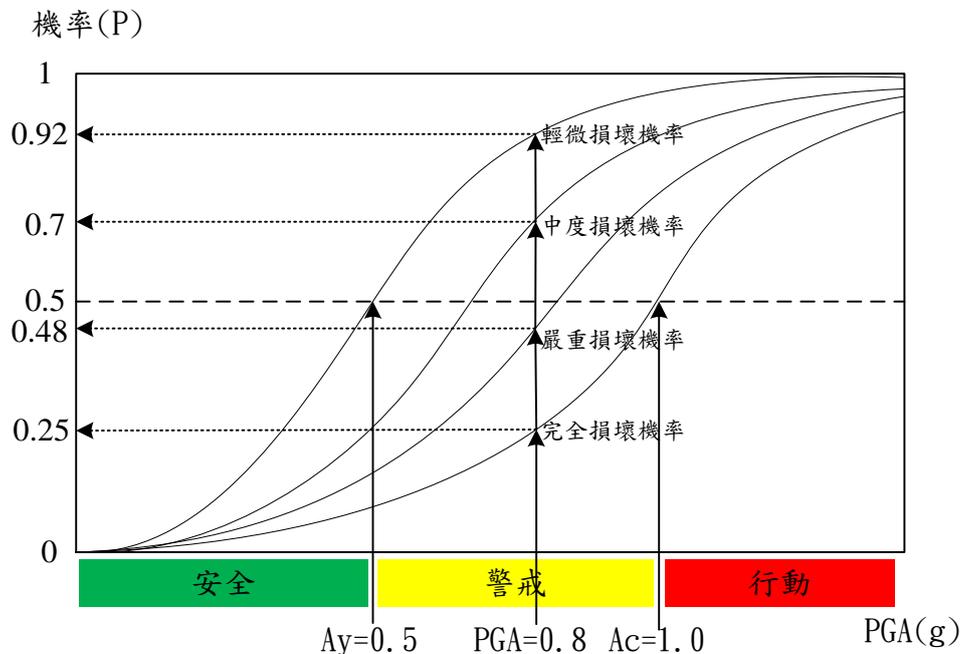


圖 5.5 橋梁地震易損曲線範例圖

本計畫亦將上述之成果整合到「公路防救災決策支援系統」(Taiwan Road Early Nature Disaster prevention System, TRENDS)。預計將功能放置於「災害資訊管理模組」的「橋梁地震破壞潛勢」功能，如圖5.6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。同時系統將超過安全值之橋梁視為危險橋梁，頁面左方表格分別列出橋名、工程處、工務段、橋梁所在震度、P(TELES計算通行失敗機率及本計畫計算通行失敗機率較保守考量下兩者取大值)、等級，並會在Google Map上點繪出危險橋梁位置。圖5.6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地震超過安全值之橋梁所在位置，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。

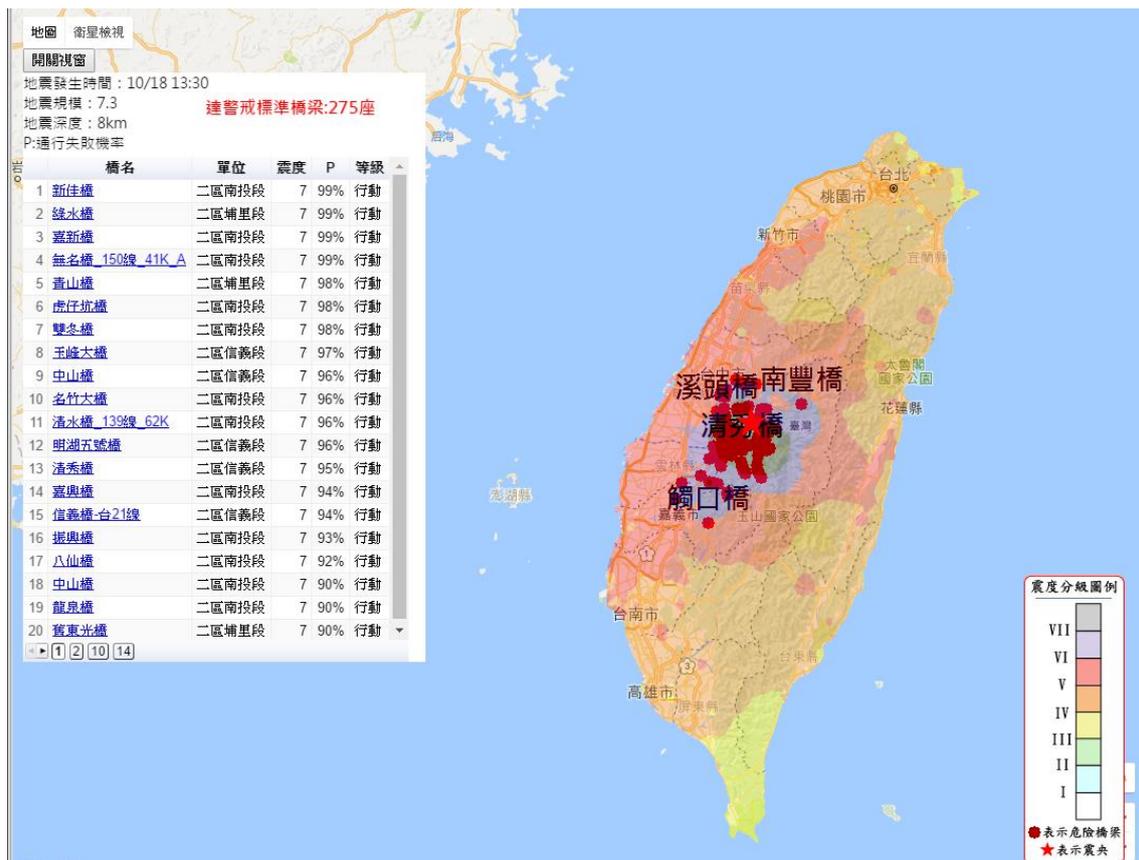


圖 5.6 「橋梁地震破壞潛勢」人機介面

5.2 橋梁耐震臨界頻率比值推論模式

國內橋梁數量高達數萬座，若應用簡易評估方式以目視進行調查，雖然快速但其結果較不準確。如皆採用細部評估，其結果雖然較準確，但需耗費時間及成本，且僅能由具備專業經驗之人員評估，在有限經費與專業人力下，將無法對每座橋梁做詳細結構分析。若能針對同樣橋梁歷史案例找出簡易評估因子與細部評估橋梁臨界頻率之映射關係，據此推論其他橋梁之頻率值，如此可求得在容許誤差內之頻率值，將大幅節省人力成本。

本研究將以交通部運研所「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」^[23]所建立橋梁案例中有土壤鑽探資料20座橋梁之Sap2000數值模型，加入本計畫兩年度共6座橋梁模型為基礎。基於橋梁振動頻率會受基礎土壤性質的影響，因此需將先前假設橋梁基礎為固定之條件解開；再考量各橋梁會因材料劣化如：鹽害、中性化等因素，造成鋼筋斷面腐蝕，降低橋梁耐震能力，進而影響橋梁之振動頻率，所以本步驟得針對每座橋考量5種不同鋼筋腐蝕程度，分別進行側推分析，建置分析案例，並依篩選因子流程，選擇重要因子，然後建置案例庫，進行模式訓練與測試。「橋梁耐震臨界頻率比值推論模式」，其流程如圖5.7所示。

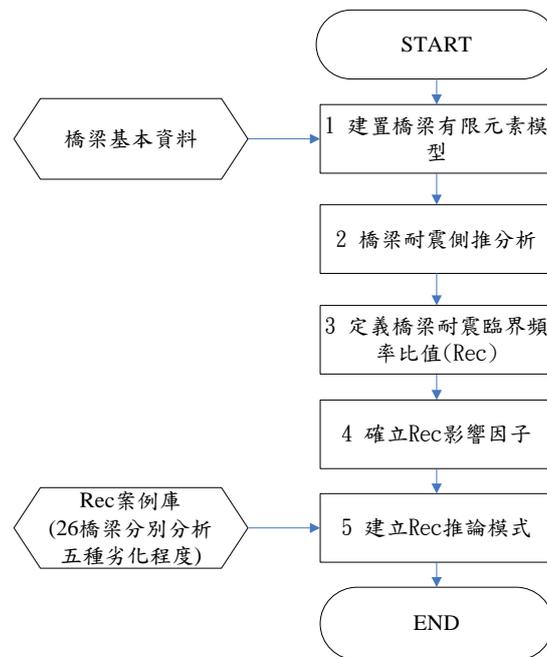


圖 5.7 橋梁耐震臨界頻率比值推論模式流程圖

5.2.1 建置橋梁耐震有限元素模型

本研究使用 1.XTRACT 2.Sap2000 兩套軟體，進行建模分析。在使用 Sap2000 套裝軟體建置橋梁模型前，應用 XTRACT 斷面分析軟體分析橋墩斷面取得塑鉸資訊，再以 Sap2000 中建置橋墩塑鉸資訊和土壤與結構互制之彈簧常數後進行側推分析，求得橋梁之振動臨界頻率。詳細分析如下：

(1) 橋墩塑鉸分析

在取得橋梁相關圖後，依據圖中橋梁相關尺寸與資訊，如橋墩高度、橋墩寬、基礎尺寸、鋼筋量等，應用在 XTRACT 建置墩柱斷面模型(如圖 5.8)，接著將 XTRACT 軟體分析所得之墩柱降伏彎矩、極限彎矩、降伏曲率、極限曲率等相關係數進行塑鉸之計算及破壞模式之判定，如此即可得知墩柱之塑鉸性質，並可判斷其破壞模式(如圖 5.9)。

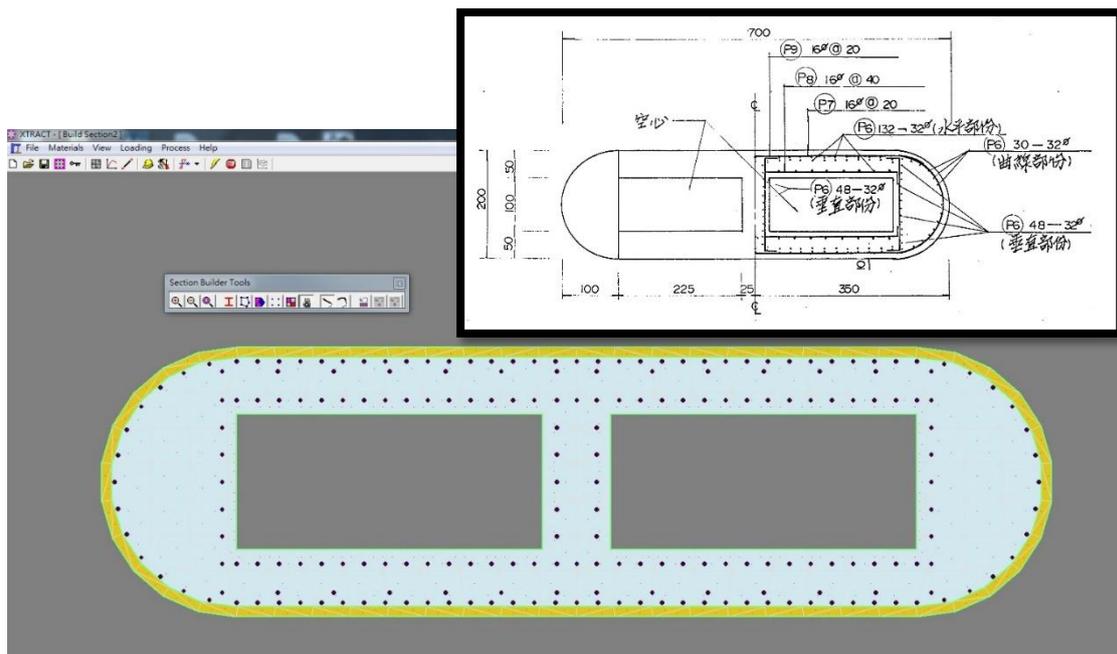


圖 5.8 橋墩配筋俯視圖與 XTRACT 模型建置圖



圖 5.9 塑鉸性質與破壞模式

因此在考量橋梁材料劣化後之材料強度及斷面尺寸，利用 XTRACT 程式進行墩柱斷面強度分析，隨著腐蝕程度的增加，斷面材料強度會隨之降低，因而也降低了橋柱彎矩強度。

應用 XTRACT 求得橋柱彎矩強度後，便可於 Sap2000 中建置塑鉸性質，依照五種劣化程度(0%、5%、10%、20%與 35%)分別建立五種塑鉸強度，圖 5.10 為模型建置完成。

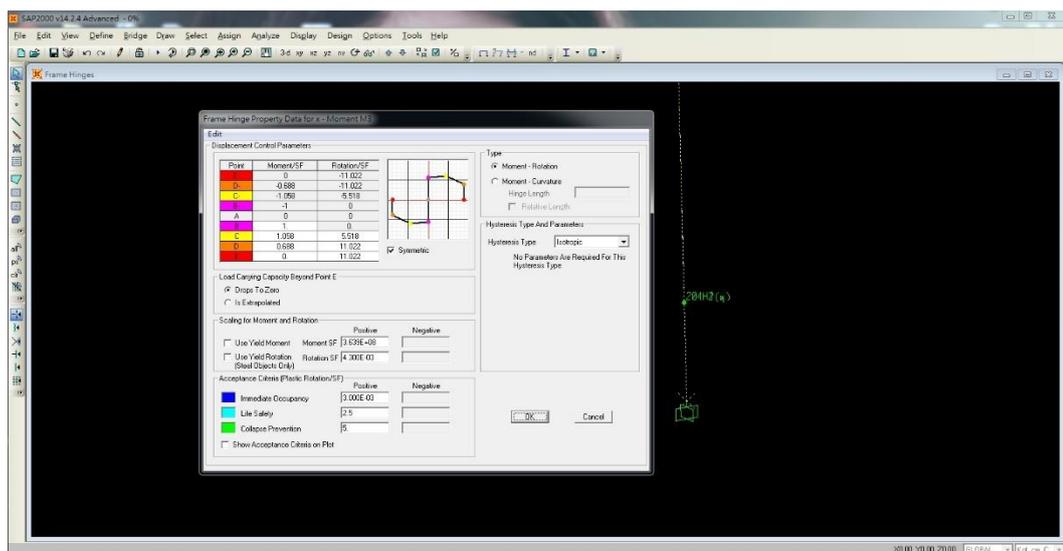


圖 5.10 塑鉸性質建置於 Sap2000 模型

(2) 計算土壤與基礎結構互制之彈簧常數

在 SAP2000 分析時，關於基礎與土壤互制行為中勁度之模擬，本階段計畫將採用目前工程界普遍所採用之分析理論方法，即基礎受力後之斷面力與地層反力可依據彈性基礎之有限梁理論分析，結構分析模型取一標準單跨橋為振動單元，進行耐震能力評估；其結構分析模式均考慮基礎為梁基礎進行模擬；而基礎周遭及底面之地層則視為支承彈簧，作為模擬實際地層之應力與應變行為；地層則假設為完全彈塑性體；等值土壤彈簧即沿著基礎不同深度設置水平等值土壤彈簧，並於底面設置垂直等值土壤彈簧。然而影響土壤彈簧之參數涉及甚廣，通常係依工址土壤性質而定，大致上包含了土壤種類、地質條件、基礎型式以及施工方式等。在此複雜的情況欲進行等值土壤彈簧之模擬有其困難，因此根據橋梁工址現場鑽探資料(如圖 5.11)，並參考相關經驗公式，進一步簡化為目前工程界所接受的方式，故本階段計畫將引用文獻所規定之等值彈簧做為分析之依據。

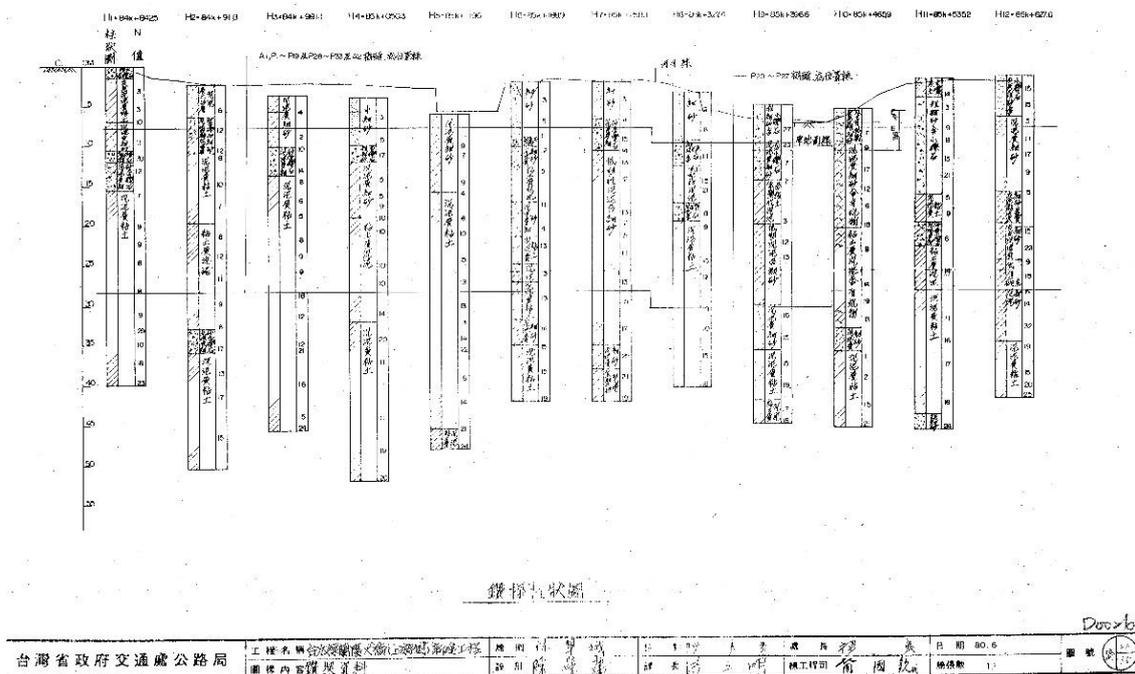


圖 5.11 鑽探柱狀圖

依文獻所提及公式，計算土壤與結構互制彈簧常數需要資訊為橋柱剖面積(cm^2)、橋柱直徑(m)、橋柱慣性矩(cm^4)、土層深度(m)、土壤性質(砂土、黏土或是岩層)、標準貫入試驗 N 值與土壤單位體積重(t/m^3)，其計算已於 Excel 做公式換算，使用者只須輸入黃色部分資訊，如下圖 5.12 表示：

Foundation Property																	
Area	384845.1001	cm ²															
λ	0.333333333	-															
2b	7	m															
Inertia	11785881189	cm ⁴															
Layer	Depth (m)	Soil Type	SPT-N	Soil density (t/m ³)	Soil poisson ratio	Vs (m/s)	Vsd (m/s)	Gd	Ed(kg/cm ²)	kh ₀ =kv ₀ (kg/cm ³)	BH	KH (kg/cm ³)	KV (kg/cm ³)	Ksb (kg/cm ³)			
1	7	s	3	2	0.5	115.3799656	92.30397	173.7008	521.1023449	17.37007816	620.3588	1.427461176	1.791267632	0.597089211			
2	5	s	12	2	0.5	183.1542788	146.5234	437.6985	1313.095627	43.76985423	620.3588	3.596976766	4.51371159	1.50457053			
3	5	c	5	1.9	0.5	170.9975947	136.7981	362.4471	1087.341153	36.24470509	620.3588	2.978565143	3.737689977	1.245896659			
4	18	s	18	2	0.5	209.6593115	167.7274	573.5473	1720.642032	57.3547344	620.3588	4.713372953	5.914635403	1.971545134			
5	5	c	20	1.9	0.5	271.4417617	217.1534	913.3093	2739.928014	91.33093379	620.3588	7.505513844	9.41838856	3.139462853			
K _x =K _y	8590017.577	kg/cm	84182172.25														
K _z	1737079.789	kg/cm	17023381.93														
K _{θx} =K _{θy}	1.14802E+13	kgcm	1.12506E+14														

Area：橋柱剖面積
 2b：橋柱直徑
 Inertia：慣性矩
 Depth(m)：土層深度
 Soil Type：土壤性質
 SPT-N：標準貫入試驗N值
 Soil density：土壤單位體積重

↑
彈簧常數

圖 5.12 於 EXCEL 計算彈簧常數

完成土壤與結構互制彈簧常數即可於模型上繪製(如圖 5.13)，以利後續進行結構側推分析，使結果更貼近現地情況。

圖 5.13 土壤與結構互制彈簧常數繪製於 Sap2000 模型

5.2.2 橋梁耐震側推分析

側推分析(Pushover Analysis)又稱非線性靜力分析，藉由施加側向力於結構物上，隨著力量緩慢增加，記錄構材開裂、降伏、塑性變形和結構失敗等發展行為，直到塑性鉸發展至崩塌機制或到達極限塑性變形為止。側推分析能清楚地提供結構物在各性能階段的受力與變形行為。目前工程界常用之分析軟體有 ETABS 與 SAP2000。

本研究對 130 筆橋梁耐震測推模型，設定好相關參數側推分析。而側推模式終止設定為當斷面強度用盡時，則視為整體結構破壞，分析運算即告終止。

Sap2000 軟體側推完成會產生許多橋梁現況圖表，例如容量曲線、容量震譜及位移係數曲線等等，本階段將運用容量曲線與容量震譜求得橋梁於降伏點頻率與最大側推點頻率作為判斷橋梁目前健康度標準。

(1) 耐震側推分析完成

橋梁耐震側推分析完成會餘模型上表現形變狀態(如圖 5.14)，而其分析結果與各圖表可於 Pushover 圖表叫出。

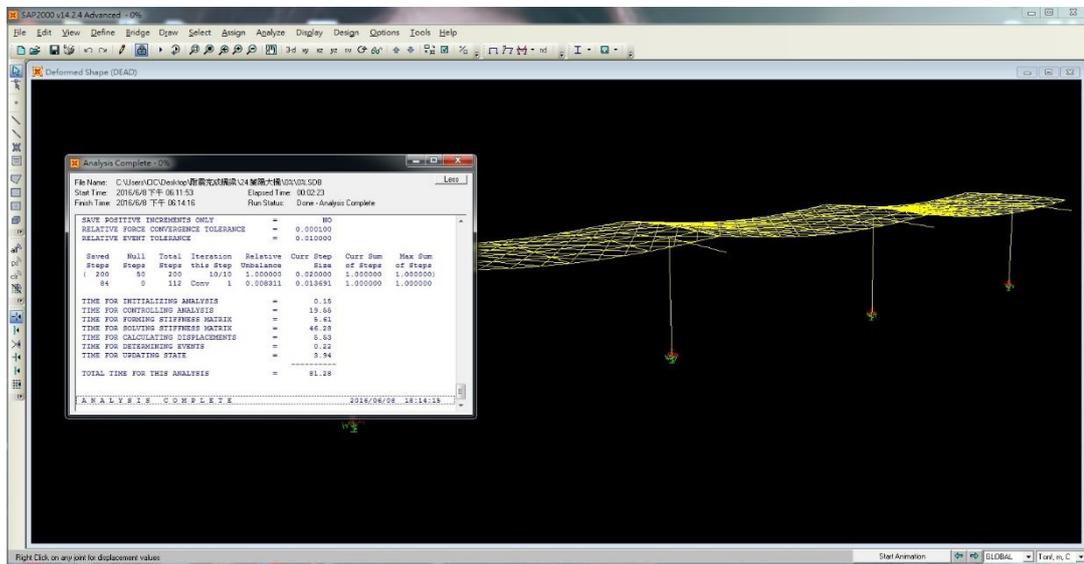


圖 5.14 耐震側推完成圖

(2) 輸出 static Pushover Curve 圖表

對於容量曲線(應力應變圖)之求取，按照該橋梁主要震動型態分配之水平力，然後照比例增加該水平力直到橋梁極限狀態，以求橋梁由初始線性至非線性階段，完整水平位移與總橫力的關係，該關係稱為容量曲線(Capacity Curve，如圖 5.15)。獲得容量曲線後，再以下述公式將其轉換成加速度與位移譜格式(Acceleration-Displacement Response Spectra, ADRS)，轉換後容量曲線稱為容量震譜(Capacity spectrum，如圖 5.16)，震譜的橫軸代表譜位移 S_d ，縱軸代表譜加速度 S_a 。

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \dots\dots\dots (5.2)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{deck}}{(PF_1 \times \phi_{deck,1})} \dots\dots\dots (5.3)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \dots\dots\dots (5.4)$$

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]}{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \dots\dots\dots (5.5)$$

式中： S_a =譜加速度值； V =基底剪力； W =重力載重； α_1 =第一振態的振態質量係數(modal mass coefficient)； S_d =譜位移值； Δ_{deck} =上部結構(superstructure)質心位移； PF_1 =第一振態的參與因子(Participation factor)； $\phi_{deck,1}$ =第一振態振形在上部結構質心的振幅； w_i =第*i*層的結構重量； $\phi_{i,1}$ =第一振態振形在第*i*層的振幅； g =重力加速度。

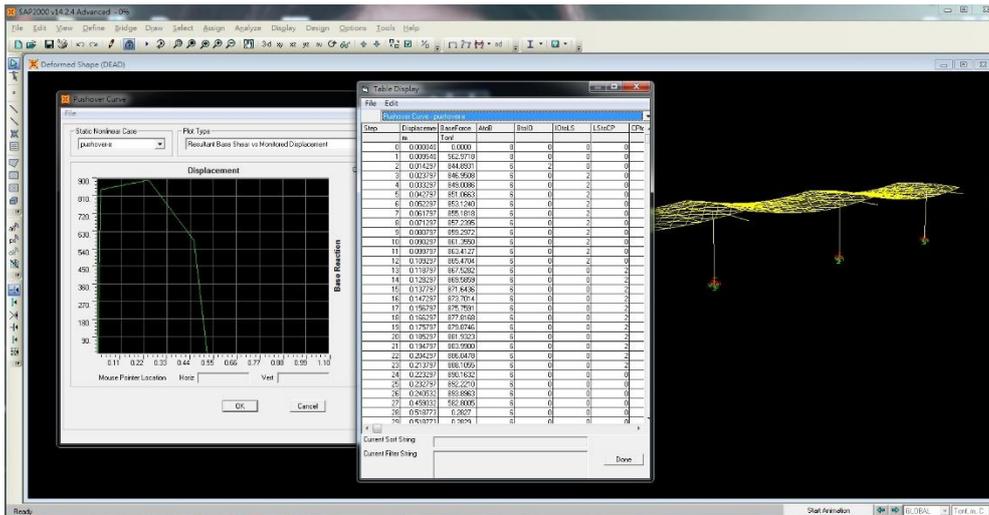


圖 5.15 容量曲線

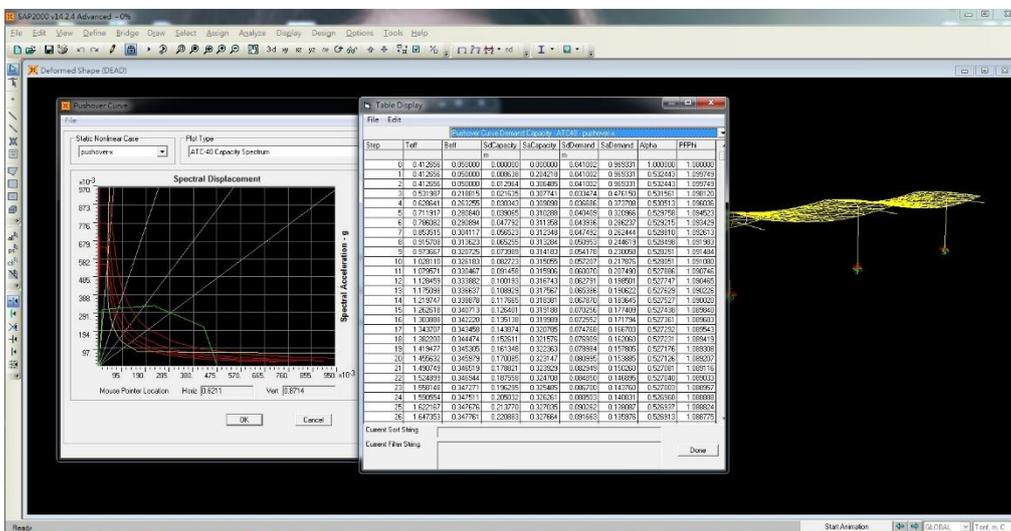


圖 5.16 容量震譜

由容量曲線與容量震譜的求取過程中，可知對應橋梁降服狀態的容量震譜座標 (a_y, d_y) ，與極限狀態的容量震譜座標 (a_c, d_c) ，此兩狀態所分別對應的地表加速度即為降服地表加速度 A_y 與崩塌地表加速度 A_c 。

(3) Pushover to PGA

根據國內目前最新公路橋梁耐震設計規範，將側推分析所得容量震譜中任一點處譜加速度 α_{pi} ，所對應最大地表加速度 PGA，與所在工址之地震需求特性 S_1^D 、 S_5^D 、橋梁結構物等效振動週期 T 、等值黏滯性阻

尼 β_{eff} ，與阻尼比異於 5% 加速度修正係數 B_1 、 B_s 等有關，其計算公式如表 5-6 所示^[23]；其中： S_1^D ：設計地震水平譜加速度係數。為工址設計地震水平譜加速度與重力加速度 g 之比值， S_s^D ：工址短週期之設計地震水平譜加速度係數， B_1 ：一秒週期結構之阻尼比修正係數， B_s ：短週期結構之阻尼比修正係數。

表5-6 一般工址或活動斷層近域最大地表加速度(PGA)之計算

較短及短週期	中週期	長週期
$T \leq T_0$	$T_0 < T \leq 2.5T_0$	$2.5T_0 < T$
$PGA = \frac{\alpha_{pi} \times B_s}{2.5}$	$PGA = \frac{\alpha_{pi} \times B_1}{\left(\frac{2.5S_1^D(T)}{S_s^D}\right)}$	$PGA = \frac{\alpha_{pi} \times B_1}{\left(\frac{2.5S_1^D(T)}{S_s^D T}\right)}$

其中，

B_1 或 $B_s = \frac{(S_a)_{elastic}}{(S_a)_{inelastic}}$ = 非彈性反應譜與彈性反應譜之比值，
 $(S_a)_{elastic} = (S_1^D)$ ， $(S_a)_{inelastic} = (\alpha_{pi})$ 。

α_{pi} 、 T 可由 SAP2000(Computer and Structures 2009)求得， S_1^D 、 S_s^D 、 B_1 、 B_s 可依公路橋梁耐震設計規範求得；其中： α_{pi} ：為容量震譜中任一點處譜加速度。

參照以上公式，計算出 α_y 與 α_c 點 PGA 值，並由容量頻譜圖中 T 倒數算出頻率，其計算如圖 5.17：

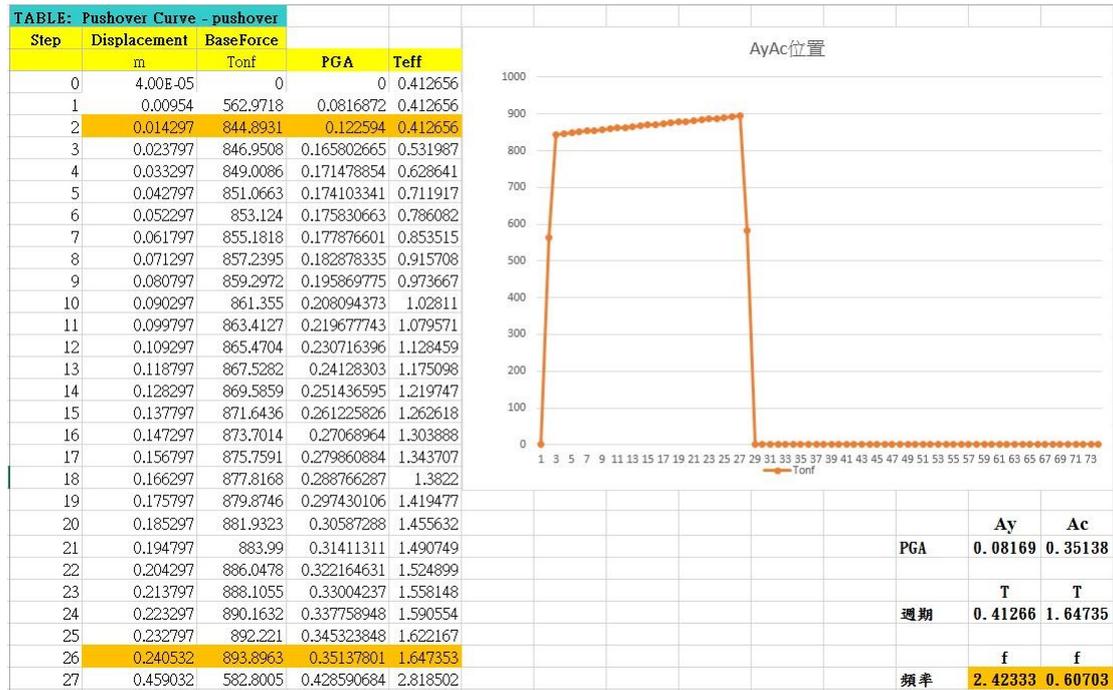


圖 5.17 由容量曲線與容量震譜計算位於 α_y 與 α_c 點頻率值

5.2.3 定義橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)

雖然工程師可以針對同一座橋梁進行地震前後頻率之比較，若欲需判斷比較結果後尚須訂定明確的臨界值，地震破壞橋梁前後之頻率比值定義如下：

$$R_e = \frac{f_a}{f_b} \dots\dots\dots (5.6)$$

其中， f_a 為地震後橋墩的量測振動頻率， f_b 為地震前橋墩的量測振動頻率， R_e 為兩者之比值。

R_{ec} (橋梁安全耐震臨界頻率比值)定義如下：

$$R_{ec} = \frac{f_c}{f_0} \dots\dots\dots (5.7)$$

其中， R_{ec} 為橋梁安全耐震臨界頻率比值， f_c 為橋梁崩壞性能點所對應之頻率， f_0 為橋梁未受損前(原始)之頻率。極限受損之定義為任一橋梁之側向抵抗力等於地震施加於該橋梁的外力。

$R_e < R_{ec}$ 則該橋梁有安全上的疑慮，封橋後不建議開放通行。

$R_e > R_{ec}$ 則該橋梁無安全上的疑慮，封橋後建議開放通行。

本計畫將以比值做為研判橋梁安全與否的一個指標，雖然以「 $f_a > f_c$ 」確實可作為研判橋梁安全與否的一個指標，但比值提供更多的資訊與應用範圍比由頻率互相比較提供更多的資訊與應用範圍，有以下兩點說明：

1.若僅使用參數 f_a 、 f_c 無未受損時的資料，若橋梁仍在安全範圍內，將無法得知目前損壞的程度。

2.比值提供一個衡量的尺度，即比值不會引入不同模型間(數值與現地)的誤差，若數值與現地所得之頻率有落差時，藉由比值仍可找出橋梁損壞程度。

本節所提出的計算流程與目前國內在計算 A_y 與 A_c 的流程非常類似，除可減低計算量並因符合耐震設計與評估的概念，容易理解。

5.2.4 確立 R_{ec} 影響因子

每座橋梁之耐震能力，因設計、施工及維護保養之條件有所不同，致使其耐震能力彼此間可能有很大的差異。對於耐震能力偏低的橋梁，如能在大地震來臨前透過耐震能力評估的作業，將其界定出來，並進行適當的耐震補強，可降低地震造成對橋梁的破壞，減少人民生命與財產損失。

進行橋梁之耐震能力評估，當然以詳細評估最為準確，不過當要評估的橋梁數量非常龐大時，所花費的時間與經費頗為驚人。因此本研究應用人工智慧，建立橋梁健康度診斷模式，利用此模式對橋梁耐震能力做出準確的判斷，降低成本及花費的時間。流程架構如圖 5.18 所示：

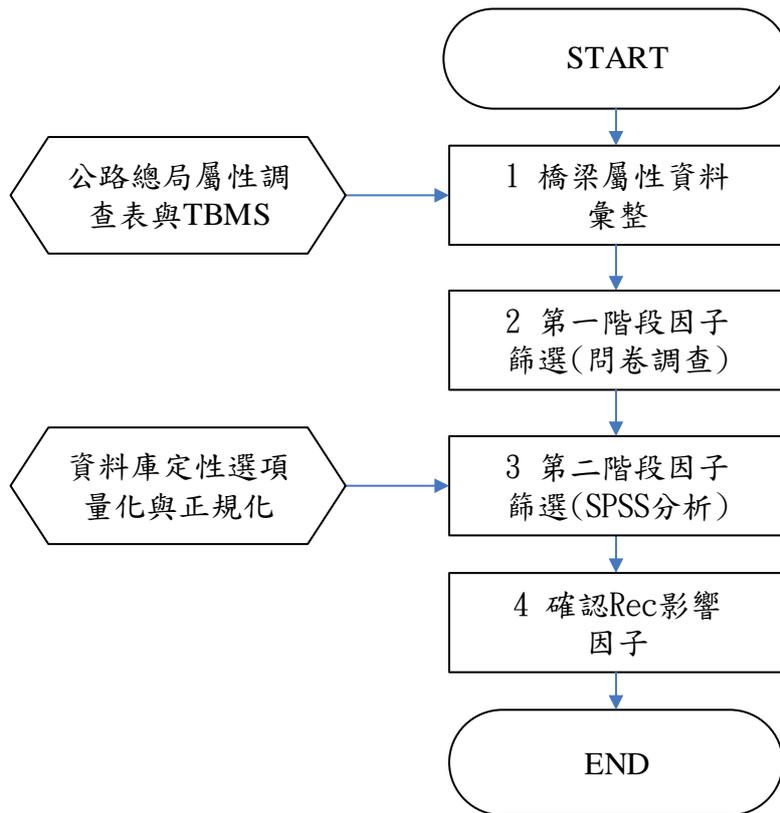


圖 5.18 確立 Rec 影響因子流程圖

(1) 橋梁屬性資料彙整

本研究參考交通部公路總局報告「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」^[4]，將依據其橋梁屬性調查表(表 5-7)的各項因子以專家問卷及統計方法，找出最適當的因子，做為本研究模型參數。

表5-7 橋梁屬性資料調查表

路線名/里程數/橋梁名稱/管理單位						
道路等級		<input type="checkbox"/> 1 省道 <input type="checkbox"/> 2 縣道 <input type="checkbox"/> 3 鄉道 <input type="checkbox"/> 4 市區道路				
跨越河川/道路		<input type="checkbox"/> 1 河川 <input type="checkbox"/> 2 道路 <input type="checkbox"/> 3 橋梁 <input type="checkbox"/> 4 無		附掛維生管線 <input type="checkbox"/> 1 有 <input type="checkbox"/> 2 無		
座標	橋頭座標	N _____ E _____ (經緯度, 均填至小數點以下 6 位)				
	橋尾座標	N _____ E _____ (經緯度, 均填至小數點以下 6 位)				
橋梁主體狀況	結構型式	<input type="checkbox"/> 1 梁橋 (簡支式) <input type="checkbox"/> 2 梁橋 (連續式) <input type="checkbox"/> 3 桁架橋 <input type="checkbox"/> 4 拱橋 <input type="checkbox"/> 5 斜張橋 <input type="checkbox"/> 6 吊橋 <input type="checkbox"/> 7 其他 _____				
	主梁型式	<input type="checkbox"/> 1 I 型梁 <input type="checkbox"/> 2 T 型梁 <input type="checkbox"/> 3 U 型梁 <input type="checkbox"/> 4 箱型梁 <input type="checkbox"/> 5 版梁 <input type="checkbox"/> 6 其他 _____				
	橋墩型式	<input type="checkbox"/> 1 無橋墩 (單跨) <input type="checkbox"/> 2 單柱式 <input type="checkbox"/> 3 架構式 <input type="checkbox"/> 4 壁式 <input type="checkbox"/> 5 其他 _____				
	橋墩基礎	<input type="checkbox"/> 1 無橋墩基礎 <input type="checkbox"/> 2 直接基礎 <input type="checkbox"/> 3 樁基礎 <input type="checkbox"/> 4 沉箱基礎 <input type="checkbox"/> 5 其他 _____				
	橋台型式	<input type="checkbox"/> 1 無橋台 <input type="checkbox"/> 2 重力式 <input type="checkbox"/> 3 懸臂式 <input type="checkbox"/> 4 扶壁式 <input type="checkbox"/> 5 鋼構式 <input type="checkbox"/> 6 椿排架式 <input type="checkbox"/> 7 其他 _____				
	橋台基礎	<input type="checkbox"/> 1 無橋台基礎 <input type="checkbox"/> 2 直接基礎 <input type="checkbox"/> 3 樁基礎 <input type="checkbox"/> 4 沉箱基礎 <input type="checkbox"/> 5 其他 _____				
	支承裝置	<input type="checkbox"/> 1 無支承 <input type="checkbox"/> 2 合成橡膠支承 <input type="checkbox"/> 3 鋼製支承 <input type="checkbox"/> 4 盤式支承 <input type="checkbox"/> 5 其他 _____				
	防落設施	<input type="checkbox"/> 1 無 <input type="checkbox"/> 2 鋼製止震塊 <input type="checkbox"/> 3 RC 止震塊 <input type="checkbox"/> 4 防震拉桿 <input type="checkbox"/> 5 剪力鋼棒 <input type="checkbox"/> 6 其他 _____				
橋長：_____ 公尺		橋寬：_____ 公尺		歪斜角：_____ 度		
跨數：_____ 跨		振動單元數：_____ 個		單跨最大跨度：_____ 公尺		
橋墩防落長度：_____ CM		橋台防落長度：_____ CM		基樁裸露：_____ 公尺		
車道數：_____ <input type="checkbox"/> 另有慢車道			竣工年代：_____ 年 _____ 月			
TELES 橋梁分類	<input type="checkbox"/> 1 單跨橋 <input type="checkbox"/> 2 多跨簡支橋—單柱橋墩 <input type="checkbox"/> 3 多跨簡支橋—架構式橋墩 <input type="checkbox"/> 4 多跨簡支橋—壁式橋墩 <input type="checkbox"/> 5 多跨連續橋—單柱橋墩 <input type="checkbox"/> 6 多跨連續橋—架構式橋墩 <input type="checkbox"/> 7 多跨連續橋—壁式橋墩 <input type="checkbox"/> 8 其他橋梁		橋墩尺寸	高：_____ m 寬：_____ m 厚：_____ m 最高橋墩：_____ m	地盤類別	<input type="checkbox"/> 1 堅實地盤 <input type="checkbox"/> 2 中等地盤 <input type="checkbox"/> 3 軟弱地盤 <input type="checkbox"/> 4 台北盆地
	設計水準	<input type="checkbox"/> 1 傳統設計 <input type="checkbox"/> 2 耐震設計 <input type="checkbox"/> 3 經耐震補強	線型	<input type="checkbox"/> 1 直 <input type="checkbox"/> 2 曲		
調查日期	_____ 年 _____ 月 _____ 日		填寫人員			

本研究依據公路總局橋梁屬性資料調查表及收集之橋梁案例列出 33 項因子，再將其分為三類，分別為定量因子、定性因子及其他因子，如表 5-8 所示。

表5-8 公路總局調查表與TBMS簡易調查因子

定量因子	1.單跨最大跨距	6. 橋長
	2.橋寬	7. 橋梁座標
	3.震動單元數	8. 土壤液化類別
	4.基樁裸露深度	9. 歪斜角
	5.設計水平加速度	10.跨數
定性因子	11.結構型態	17.橋墩基礎
	12.橋墩型式	18.橋台基礎
	13.橋台型式	19.防落設施
	14.支承裝置	20.地盤種類
	15.橋梁分類	21.設計年代
	16.主梁型式	
其他因子	22.橋梁名稱	28.公路總局橋梁編號
	23.工程處	29.竣工年
	24.工務段	30.竣工月
	25.道路等級	31.ID
	26.路線名稱	32.跨越河川或道路
	27.里程數	33.附設維生管線

(2) 第一階段因子篩選(問卷調查)

本研究設計「橋梁簡易調查因子耐震臨界頻率比值問卷」，問卷內容包括以下三大部份：

- 1.問卷填寫例示範。
- 2.「橋梁簡易調查因子耐震臨界頻率比值」相關性調查。
- 3.填寫個人資料。

本問卷對以上 33 項因子做橋梁耐震頻率比值問卷調查，填寫人以自身主觀的認知勾選各項因子對於橋梁耐震頻率比值的強弱關係，本問卷分為五個等級分別為無關、微相關、相關、極為相關以及絕對相關。而各等級間再進一步細分折衷值，有助於專家學者勾填，再量化計算時

由 0 到 10 分成九等份，每往右一間格則相關性提高 1.25，依序計算之，主要問卷內容如表 5-9 所示。

表5-9 橋梁簡易調查因子耐震臨界頻率比值問卷調查

		無 關		微 相 關		相 關		極 為 相 關		絕 對 相 關
定 量 因 子	1. 單跨最大跨距									
	2. 橋寬									
	3. 震動單元數									
	4. 基樁裸露深度									
	5. 設計水平加速度									
	6. 橋長									
	7. 橋梁座標									
	8. 土壤液化類別									
	9. 歪斜角									
	10. 跨數									
定 性 因 子	11. 結構型態									
	12. 橋墩型式									
	13. 橋台型式									
	14. 支承裝置									
	15. 橋梁分類									
	16. 主梁型式									
	17. 橋墩基礎型式									
	18. 橋台基礎型式									
	19. 防落設施									
	20. 地盤種類									
	21. 設計年代									
其 他 因 子	22. 橋梁名稱									
	23. 工務處									
	24. 工務段									
	25. 道路等級									
	26. 路線名稱									
	27. 里程數									
	28. 公路總局橋梁編號									
	29. 竣工年									
	30. 竣工月									
	31. ID (橋梁標號)									
	32. 跨越河川或道路									
	33. 附設維生管線									

本問卷之發放對象為國內五家與橋梁設計與維護相關公司與學術教授，問卷填寫者包括部門主管與工程師員工。問卷調查總數共發放 55 份，回收有效問卷共 50 份，有效問卷回收率為 90.9%，受訪者之平均工作年資為 10.8 年，有效問卷填寫者背景彙整如表 5-10 所示。

表5-10 有效問卷填寫者背景

公司與學術教授	人數	學歷	平均工作年資
TYLIN	11	大專 5 名，碩士 6 名	10.8 年
世曦	18	大專 1 名，碩士 14 名，博士 3 名	
萬鼎	5	大專 1 名，碩士 4 名	
邑昌	1	大專 1 名，碩士 4 名	
亞新	2	碩士 2 名	
學術教授	13	碩士 11 名，博士 2 名	

回收與整理「橋梁簡易調查因子耐震臨界頻率比值問卷」，將問卷勾選結果，轉換成分數，然後計算每一指標之平均值與標準差，以做為相關分析之基礎，如表 5-11 所示。

表5-11 橋梁簡易調查因子耐震臨界頻率比值問卷統計計算

橋梁因子	N	Min	Max	Mean	std.
1.單跨最大跨距	50	0	10	7.23	2.18
2.橋寬	50	0	10	5.61	2.69
3.振動單元數	50	0	10	5.91	2.55
4.基樁裸露深度	50	0	10	7.37	2.75
5.設計水平加速度	50	0	10	7.35	2.47
6.橋長	50	0	10	5.91	2.67
7.橋梁座標	50	0	7.5	1.60	1.72
8.土壤液化類別	50	0	10	7.42	2.44
9.歪斜角	50	0	10	6.19	2.13
10.跨數	50	0	10	5.67	2.26
11.結構型態	50	2.5	10	7.67	1.85
12.橋墩型式	50	2.5	10	7.51	2.11
13.橋台型式	50	0	8.75	4.93	2.12
14.支承型式	50	0	10	6.57	2.19
15.橋梁分類	50	0	10	5.86	2.70
16.主梁型式	50	0	10	6.03	2.82
17.橋墩基礎型式	50	0	10	6.82	2.60
18.橋台基礎型式	50	0	10	5.53	2.64
19.防落設施	50	0	10	5.10	3.21
20.地盤種類	50	0	10	7.28	2.41
21.設計年代	50	0	10	6.92	2.91
22.橋梁名稱	50	0	2.5	0.17	0.24
23.工務處	50	0	5	1.36	1.37
24.工務段	50	0	7.5	1.53	1.74
25.道路等級	50	0	10	3.55	2.49
26.路線名稱	50	0	5	0.58	0.77
27.里程數	50	0	5	0.43	0.58
28.公路總局橋梁編號	50	0	5	0.58	0.77
29.竣工年	50	0	10	3.88	2.77
30.竣工月	50	0	6.25	1.90	1.88
31.ID(橋梁編號)	50	0	2.5	0.33	0.45
32.跨越河川或道路	50	0	10	4.04	3.20
33.附設維生管線	50	0	10	2.55	2.41

根據統計結果，先將其以平均值高至低作排序，再移除平均值低於3分以下的因子，將剩餘的因子做為第一階段篩選過後因子(如表 5-12)，再進行下一階段的統計分析。然而由於本研究 26 座橋梁之「道路等級」皆相同，故在此也一併移除、不列入下一階段進行統計分析，避免干擾計算。

表5-12 第一階段耐震分析篩選因子

橋梁因子	Mean
1.結構型態	7.67
2.橋墩型式	7.51
3.土壤液化類別	7.42
4.基樁裸露深度	7.37
5.設計水平加速度	7.35
6.地盤種類	7.28
7.單跨最大跨距	7.23
8.設計年代	6.92
9.橋墩基礎型式	6.82
10.支承型式	6.57
11.歪斜角	6.19
12.主梁型式	6.03
13.振動單元數	5.91
14.橋長	5.91
15.橋梁分類	5.86
16.跨數	5.67
17.橋寬	5.61
18.橋台基礎型式	5.53
19.防落設施	5.10
20.橋台型式	4.93
21.竣工年	3.88

(3) 第二階段因子篩選(SPSS 分析)

由於定性因子並非以數字呈現，無法明確表示出與橋梁耐震臨界頻率比值之關係，故本階段需先將各定性因子做量化動作，以便後續應用 AI 軟體作訓練。

本研究採用問卷調查的方式，結合模糊偏好關係(FPR)對定性因子進行調查，找出各不同屬性之因子對於耐震臨界頻率比值的高低關係，以便量化。

確定定性因子中定性選項權眾共分為七個步驟：

Step 1. 定義語意變數：

本研究沿用 Herrera-Viedma 等人 (2004)^[28]研究成果，將語意變數定義為 $\left[\frac{1}{9}, 9\right]$ ，如表 5-13 所示。

表5-13 計算定性選項權重語意變數表

定義	重要性程度
絕對重要(Absolutely more Important)	9
極為重要(Very strongly more Important)	7
重要(Strongly more Important)	5
稍為重要(Weakly more Important)	3
一樣重要(Equally Important)	1
稍為不重要(Weakly less Important)	1/3
不重要(Strongly less Important)	1/5
極為不重要(Very strongly less Important)	1/7
絕對不重要(Absolutely less Important)	1/9

Step 2. 專家問卷：

本階段之目的在於找出進行橋梁耐震因子評估時，下列定性因子彼此之相對重要性關係，如表 5-14 所示。

表5-14 專家問卷表

	非常高		高		相等		弱		非常弱	
<i>Bf_{A.1}</i>										<i>Bf_{A.2}</i>
<i>Bf_{A.2}</i>										<i>Bf_{A.3}</i>
<i>Bf_{A.3}</i>										<i>Bf_{A.4}</i>
<i>Bf_{A.4}</i>										<i>Bf_{A.5}</i>
<i>Bf_{A.5}</i>										<i>Bf_{A.6}</i>
<i>Bf_{A.6}</i>										<i>Bf_{A.7}</i>

代號	橋梁種類
<i>Bf_{A.1}</i>	單跨橋
<i>Bf_{A.2}</i>	多跨簡支橋—單柱橋墩
<i>Bf_{A.3}</i>	多跨簡支橋—架構式橋墩
<i>Bf_{A.4}</i>	多跨簡支橋—壁式橋墩
<i>Bf_{A.5}</i>	多跨連續橋—單柱橋墩
<i>Bf_{A.6}</i>	多跨連續橋—架構式橋墩
<i>Bf_{A.7}</i>	多跨連續橋—壁式橋墩

Step 3. 建置成對比較矩陣：

依據橋梁耐震評估的影響因子($F_i, i=1,2,\dots,n$)，讓每一位受測者($E_k, k=1,2,\dots,m; k$:受測者編號)針對兩兩選項間進行成對比較，即 F_1 比 F_2 、 F_2 比 F_3 、 F_3 比 F_4 ...以此類推，得知相關的正倒值乘積偏好關係 $A=(a_{ij})$ ，

其中 $a_{ij} \in \left[\frac{1}{9}, 9 \right]$ ，如式 5.8 所示。

$$\begin{matrix} & F_1 & F_2 & F_3 & \dots & F_n \\ F_1 & \left[\begin{array}{cccccc} 1 & a_{12}^k & \times & \times & \times \\ \times & 1 & a_{23}^k & \times & \times \\ \times & \times & 1 & a_{34}^k & \times \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & a_{n-1n}^k \\ \times & \times & \times & \times & 1 \end{array} \right] & & & & & & \dots\dots\dots (5.8)
\end{matrix}$$

從成對比較偏好關係值 a_{ij} ，透過 $p_{ij} = g(a_{ij}) = \frac{1}{2}(1 + \log_9 a_{ij})$ 求得與 A 之相對應的正倒值模糊偏好關係 $P = (p_{ij})$ ，其中 $P_{ij} \in [0,1]$ ，如式 5.9 所示。

$$\begin{matrix} & F_1 & F_2 & F_3 & \dots & F_n \\ F_1 & \left[\begin{array}{cccccc} 0.5 & p_{12}^k & \times & \times & \times \\ 1 - p_{12}^k & 0.5 & p_{23}^k & \times & \times \\ \times & 1 - p_{23}^k & 0.5 & p_{34}^k & \times \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & p_{n-1n}^k \\ \times & \times & \times & \times & 0.5 \end{array} \right] & & & & & & \dots\dots\dots (5.9)
\end{matrix}$$

Step 4. 計算一致性模糊偏好關係 (FPR)：

透過轉換函數公式，求得 $n-1$ 個模糊偏好關係值 $\{p_{12}, p_{23}, \dots, p_{n-1n}\}$ ，此 $n-1$ 個模糊偏好關係值，可得式 5.10，利用式 5.10 求得矩陣 P 之其他各個元素的模糊偏好關係值。

$$p_{ji} = \frac{j-i+1}{2} - p_{ii+1} - p_{i+1i+2} \dots - p_{j-1j} \dots\dots\dots (5.10)$$

其中 $P_{ij} \in [0,1]$ 矩陣 P 的數值必須在 0 與 1 之間，若其中有一數值未介於 0 與 1 之間，需透過式 5.11 加以轉換獲得一致性模糊偏好關係 P' 確保整個矩陣一致性。

$$f(x) = \frac{x+a}{1+2a} \dots\dots\dots (5.11)$$

其中 $a = |\min\{B \cup \{p_{12}, p_{23}, \dots, p_{n-1n}\} \cup \neg B \cup \{1 - p_{12}, 1 - p_{23}, \dots, 1 - p_{n-1n}\}\}|$

Step 5. 將受測者之成對矩陣 FPR 進行平均：

將各個決策者做出的 p_{ij}^k 值，加權平均求出 p_{ij} 。如式 5.12 所示。

$$p_{ij} = \frac{1}{m}(p_{ij}^1 + p_{ij}^2 + \dots + p_{ij}^m) \dots\dots\dots (5.12)$$

Step 6. 正規化 step5.所得之 FPR 矩陣：

正規化第五步驟所求出平均的模糊偏好關係，依據式 5.13 所示，表示各個選項因子的模糊偏好值。

$$r_{ij} = \frac{p_{ij}}{\sum_{i=1}^n p_{ij}} \quad , \quad i, j = 1, 2, \dots, n \dots\dots\dots (5.13)$$

Step 7. 求取各橋梁耐震因子之權重：

最後依據式 5.14 所示，則可找到議題中各個影響因子的權重 \bar{w}_i 。

$$\bar{w}_i = \frac{\sum_{j=1}^n r_{ij}}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n r_{ij}} \dots\dots\dots (5.14)$$

本階段係根據 Step 6 所求出的模糊偏好值，即為各定性選項的量化值，在此以橋梁結構型態為例，其量化結果如表 5-15 所示：

表5-15 定性選項量化範例表

橋梁結構型態定性選項	模糊偏好值 Total	Weight
梁橋（簡支式）	0.9546	0.1591
梁橋（連續式）	1.1004	0.1834
桁架橋	0.9332	0.1555
拱橋	1.0686	0.1781
斜張橋	1.0124	0.1687
吊橋	0.9308	0.1551
總和	6	1

人工智慧雖然可以處理大量的數據資料，並且找出輸入變數與輸出值之間的非線性映射關係，但若是各個參數間數值的範圍呈現差額頗大的不一致性時，則模式學習的精確度與速度便會受到很大的影響。因此在訓練之前，為了防止模式產生暫時性的不穩定以致收斂困難之情形，設定各輸入與輸出的數值預處理是必要的方式。

本模式輸入變數為「橋梁耐震臨界頻率比值影響因子」，輸出為「Rec」，經由線性調整（Linear Scaling）進行正規化，使輸出值介於 0~1 之間，參數正規化之過程如式 5.15，由於本模式輸出橋梁耐震臨界頻率比值本身已介於 0~1 之前，故輸出值不做正規化動作，以免拉大數據資料：

$$X_{norm} = (X - X_{Min}) / (X_{Max} - X_{Min}) \dots\dots\dots (5.15)$$

本階段使用 SPSS22.0 版，應用主成份分析法、相關係數分析法及類神經分析之多層感知法，對 130 筆案例裡的 21 項因子與 Rec 做相關性分析，找出各輸入(因子)與輸出(Rec)的重要性程度，最後再依據結果，挑選出部分重要性因子，做為本研究之模型參數。

Step1. 橋梁簡易調查因子耐震能力問卷統計計算

採用表 5-11 統計計算求得各因子之平均值與標準差，作為後續相關矩陣分析之基礎。

Step2. 橋梁簡易調查因子耐震能力相關矩陣分析：

根據 n 份回收問卷中，假設某一評估構面有 p 個指標，則第一份問卷之量化方法以 x_{11} 、 x_{21} 、 x_{31} 、……、 x_{p1} 表示，第二份問卷則以 x_{12} 、 x_{22} 、 x_{32} 、……、 x_{p2} 表示，依此類推，則會形成一個原始數據矩陣，如公式 5.16 所示

$$x = \begin{bmatrix} x_{11} & x_{12} & \dots & x_{1n} \\ x_{21} & x_{22} & \dots & x_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ x_{p1} & x_{p1} & x_{p1} & x_{p1} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (5.16)$$

$$x'_{ij} = \frac{x_{ij} - \bar{x}_i}{S_i} (i = 1, 2, \dots, p; j = 1, 2, \dots, n) \dots\dots\dots (5.17)$$

$$\bar{x}_i = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n x_{ij} \quad S_i^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{j=1}^n (x_{ij} - \bar{x}_i)^2 \dots\dots\dots (5.18)$$

其中 x_{ij} 為原始變量， \bar{x}_i 為變量平均值， S_i 為變量標準差，以及 x'_{ij} 為標準化後之變量。利用皮爾森 (Pearson) 相關係數計算公式(式 5.19)將原始數據矩陣轉化成皮爾森相關係數矩陣 R，如式 5.20 所示：

$$r_{ij} = \frac{\left(\sum_{k=1}^n x'_{kj} \cdot x'_{ki} \right)}{n-1} \quad (i, j = 1, 2, 3, \dots, p) \dots\dots\dots (5.19)$$

$$R = \begin{bmatrix} 1 & r_{12} & \dots & r_{1p} \\ r_{21} & 1 & \dots & r_{2p} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ r_{p1} & r_{p2} & \dots & 1 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (5.20)$$

Step3. 橋梁簡易調查因子耐震相關之因素萃取

本研究之因素萃取採用主成份分析法，假設對於 5.19 公式相關係數矩陣之相對應特徵值為 λ_1 、 λ_2 、……、 λ_p 、特徵向量為 C_{ij} ，則有以下行列式

5.21 關係存在。

$$CR' = \Lambda \dots\dots\dots (5.21)$$

由 C' 左乘式 5.21，可得

$$RC' = C' \Lambda \dots\dots\dots (5.22)$$

其中 $R = xx'$ 為相關係數，特徵向量 C_{ij} 為正交矩陣，滿足 $C \cdot C' = I$ ，

而 Λ 定義為：

$$\Lambda = \begin{bmatrix} \lambda_1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \lambda_2 & 0 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & \dots & \dots & \dots & \lambda_p \end{bmatrix} \dots\dots\dots (5.23)$$

λ_i 稱為主成份特徵值，因此式 5.22 可寫成：

$$\begin{bmatrix} r_{11} & r_{12} & \dots & r_{1p} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ r_{p1} & r_{p2} & \dots & r_{pp} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_{11} & C_{21} & \dots & C_{p1} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ C_{1p} & C_{2p} & \dots & C_{pp} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{21} & \dots & C_{p1} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ C_{1p} & C_{2p} & \dots & C_{pp} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \lambda_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \lambda_2 & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & \dots & \dots & \lambda_p \end{bmatrix} \dots\dots\dots (5.24)$$

將式 5.24 展開可得 p^2 個方程式，在此考慮在該矩陣乘積中由第一行所得之 p 個方程為：

$$\begin{cases} (r_{11} - \lambda_1)C_{11} + r_{12}C_{12} + \dots + r_{1p}C_{1p} = 0 \\ r_{21}C_{11} + (r_{22} - \lambda_1)C_{12} + \dots + r_{2p}C_{1p} = 0 \\ \dots \\ r_{p1}C_{11} + r_{p2}C_{12} + \dots + (r_{pp} - \lambda_1)C_{1p} = 0 \end{cases} \dots\dots\dots (5.25)$$

為得到齊次式 5.25 的非零解，要求關於 C_{ij} 的係數行列式為零，即為：

$$\begin{bmatrix} (r_{11} - \lambda_1) & r_{12} & \dots & r_{1p} \\ r_{21} & (r_{22} - \lambda_1) & \dots & r_{2p} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ r_{p1} & r_{p2} & \dots & r_{p1} \end{bmatrix} = 0 \dots\dots\dots (5.26)$$

依此類推寫成矩陣式可得式 5.27：

$$|R - \lambda I| = 0 \dots\dots\dots (5.27)$$

其中矩陣 I 稱為單位矩陣，由此矩陣行列式可解出特徵值 $\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_p$ ，而特徵值相對應之特徵向量 C_{ij} 也可求出。

$$C = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & \dots & c_{1p} \\ c_{21} & c_{22} & \dots & c_{2p} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ c_{p1} & c_{p2} & \dots & c_{pp} \end{bmatrix} = (C_1 \ C_2 \ \dots \ C_p) \dots\dots\dots (5.28)$$

可求得主成份之特徵向量矩陣如式 5.29 所示：

$$y = \begin{cases} y_1 = c_{11}x_1 + c_{12}x_2 + \dots + c_{1p}x_p \\ y_2 = c_{21}x_1 + c_{22}x_2 + \dots + c_{2p}x_p \\ \dots\dots\dots \\ y_p = c_{p1}x_1 + c_{p2}x_2 + \dots + c_{pp}x_p \end{cases} \dots\dots\dots (5.29)$$

所得到之 y_i 主成份量 p 個，即是對於樣本事件具有解釋能力之互相獨立之變量，其累積解釋能力為 100%。而針對其 p 個主成份篩選以簡化相對變量之方法為累積解釋變異比門檻值大約定為 80% 且特徵值大於 1。

Step4. 計算因素載荷矩陣

假設依 STEP6 篩選出之主成份為 m 個，則此 m 個主成份經由特徵向量與特徵值方根相乘積所形成之變數矩陣為 $Y_{m \times p} = C'_{m \times p} X_{m \times p}$ ，對此矩陣兩端同乘以 C' 的正交矩陣 C 之後得出 $X_{m \times p} = C_{m \times p} Y_{m \times p}$ 之矩陣。此矩陣稱為「因素模型」，代表原始變量與主成份間之相對關係大小。而將因素模型進行規格化計算後得出一 X 矩陣稱為因素載荷矩陣，如式 5.30 所示矩陣。

$$X = \left\{ \begin{array}{l} x_1 = a_{11}y_1 + a_{12}y_2 + \dots + a_{1p}y_m \\ x_2 = a_{21}y_1 + \dots + \dots + \dots \\ \dots \\ x_p = a_{p1}y_1 + a_{p2}y_2 + \dots + a_{pm}y_m \end{array} \right\} \dots \dots \dots (5.30)$$

在因素載荷矩陣中：

(1) $y_1, y_2, y_3, \dots, y_m$ 稱為公共因子(主成份)，它是在各個變量中共同出的因子，公共因子是高維度空間中所張起的互相垂直的 m 個坐標軸。

(2) a_{ij} 為因子載荷，它是第 i 個變量在第 j 個主成份上的負荷，或者為第 i 個變量在第 j 個主成份上的權，它反映了第 i 個變量在第 j 個主成份上的相對重要性。如果把看作高維因子空間上的一個向量，則因子載荷量即表示在坐標軸上的投影。

Step5. 進行因素轉軸

本步驟是利用各主成份矩陣之特性進行空間軸之旋轉。即是說，若第 i 個變量在第 j 個主成份上經過旋轉後其值增大或縮小，意味著該變量在另一些主成份上的荷載要縮小或增大。所以因素轉軸是使因素荷載按列向 0、1 二極分化。進一步使各變量對主成份之關係能夠被明顯表現出來。

Step6. 篩選橋梁耐震能力影響因子

為了有效篩選橋梁耐震能力影響因子，對於各主成份之指標篩選原則為每一主成份選取最重要的因子，若該主成份中重要因子極顯著接近，則依該因子群之特性一起選取。將經過因素分析法篩選後所得到之橋梁耐震能力影響因子予彙整。

本節利用公式 5.29、5.30 求得橋梁簡易調查因子耐震之相關矩陣，如表 5-16 所示。

表5-16 橋梁簡易調查因子耐震臨界頻率比值相關矩陣

橋梁因子	單跨	橋寬	振動	基樁	設計	橋長	土壤	歪斜	跨數	結構	橋墩	橋台	支承	橋梁	主梁	橋墩	橋台	防落	地盤	射計	竣工
單跨最大跨距	1.00	.725	.948	.460	.452	.734	.506	.909	.830	.933	.842	.785	.806	.718	.837	.774	.817	.364	.509	.408	.434
橋寬	.725	1.00	.609	.552	.403	.885	.429	.569	.459	.607	.548	.448	.798	.539	.548	.517	.429	.493	.286	.218	.568
振動單元數	.948	.609	1.00	.353	.307	.649	.402	.861	.854	.889	.764	.805	.707	.699	.842	.717	.781	.140	.398	.210	.174
基樁裸露深度	.460	.552	.353	1.00	.876	.476	.962	.633	.542	.640	.756	.463	.712	.529	.626	.800	.659	.721	.842	.539	.720
設計水平加速	.452	.403	.307	.876	1.00	.415	.905	.624	.574	.623	.725	.406	.538	.577	.499	.733	.615	.804	.807	.716	.682
橋長	.734	.885	.649	.476	.415	1.00	.398	.561	.658	.674	.630	.683	.774	.790	.657	.584	.536	.373	.373	.234	.501
土壤液化類別	.506	.429	.402	.962	.905	.398	1.00	.730	.646	.720	.835	.553	.675	.567	.698	.873	.765	.674	.919	.696	.696
歪斜角	.909	.569	.861	.633	.624	.561	.730	1.00	.871	.939	.930	.802	.717	.738	.902	.923	.927	.360	.715	.589	.438
跨數	.830	.459	.854	.542	.574	.658	.646	.871	1.00	.930	.898	.945	.686	.887	.927	.877	.905	.231	.687	.483	.307
結構型態	.933	.607	.889	.640	.623	.674	.720	.939	.930	1.00	.956	.873	.855	.766	.927	.905	.932	.450	.735	.561	.534
橋墩型式	.842	.548	.764	.756	.725	.630	.835	.930	.898	.956	1.00	.875	.821	.807	.937	.980	.979	.488	.887	.620	.617
橋台型式	.785	.448	.805	.463	.406	.683	.553	.802	.945	.873	.875	1.00	.699	.885	.955	.858	.909	.089	.682	.377	.310
支承型式	.806	.798	.707	.712	.538	.774	.675	.717	.686	.855	.821	.699	1.00	.584	.789	.756	.739	.605	.653	.407	.748
橋梁分類	.718	.539	.699	.529	.577	.790	.567	.738	.887	.766	.807	.885	.584	1.00	.823	.813	.794	.204	.638	.359	.306
主梁型式	.837	.548	.842	.626	.499	.657	.698	.902	.927	.927	.937	.955	.789	.823	1.00	.940	.957	.204	.754	.433	.404
橋墩基礎型式	.774	.517	.717	.800	.733	.584	.873	.923	.877	.905	.980	.858	.756	.813	.940	1.00	.970	.417	.901	.595	.552
橋台基礎型式	.817	.429	.781	.659	.615	.536	.765	.927	.905	.932	.979	.909	.739	.794	.957	.970	1.00	.322	.862	.550	.482
防落設施	.364	.493	.140	.721	.804	.373	.674	.360	.231	.450	.488	.089	.605	.204	.204	.417	.322	1.00	.561	.586	.864
地盤種類	.509	.286	.398	.842	.807	.373	.919	.715	.687	.735	.887	.682	.653	.638	.754	.901	.862	.561	1.00	.669	.693
設計年代	.408	.218	.210	.539	.716	.234	.696	.589	.483	.561	.620	.377	.407	.359	.433	.595	.550	.586	.669	1.00	.676
竣工年	.434	.568	.174	.720	.682	.501	.696	.438	.307	.534	.617	.310	.748	.306	.404	.552	.482	.864	.693	.676	1.00

求得相關矩陣後，將相關矩陣計算出各主成份之特徵值，如表 5-17 所示，以及畫出相對之因素陡坡圖(Scree Plot)如圖 5.19 所示。由於前五個主成份對總體解釋能力已達 90.12%，且特徵值大於 1，故萃取特徵值大於 1 之前五個主成份。

表5-17 橋梁簡易調查因子耐震臨界頻率比值評估之主成分表

元件	起始特徵值			擷取平方和載入			循環平方和載入
	總計	變異的 %	累加 %	總計	變異的 %	累加 %	總計
1	14.414	68.636	68.636	14.414	68.636	68.636	9.407
2	2.877	13.700	82.336	2.877	13.700	82.336	6.289
3	1.635	7.784	90.120	1.635	7.784	90.120	3.229
4	.690	3.286	93.405				
5	.530	2.522	95.928				
6	.463	2.203	98.131				
7	.254	1.211	99.342				
8	.138	.656	99.997				
9	.001	.003	100.000				
10	2.560E-15	1.219E-14	100.000				
11	1.733E-15	8.255E-15	100.000				
12	1.566E-15	7.457E-15	100.000				
13	9.717E-16	4.627E-15	100.000				
14	7.539E-16	3.590E-15	100.000				
15	4.456E-16	2.122E-15	100.000				
16	2.943E-16	1.401E-15	100.000				
17	1.200E-16	5.715E-16	100.000				
18	-9.392E-16	-4.472E-15	100.000				
19	-1.179E-15	-5.614E-15	100.000				
20	-1.570E-15	-7.478E-15	100.000				
21	-2.178E-15	-1.037E-14	100.000				

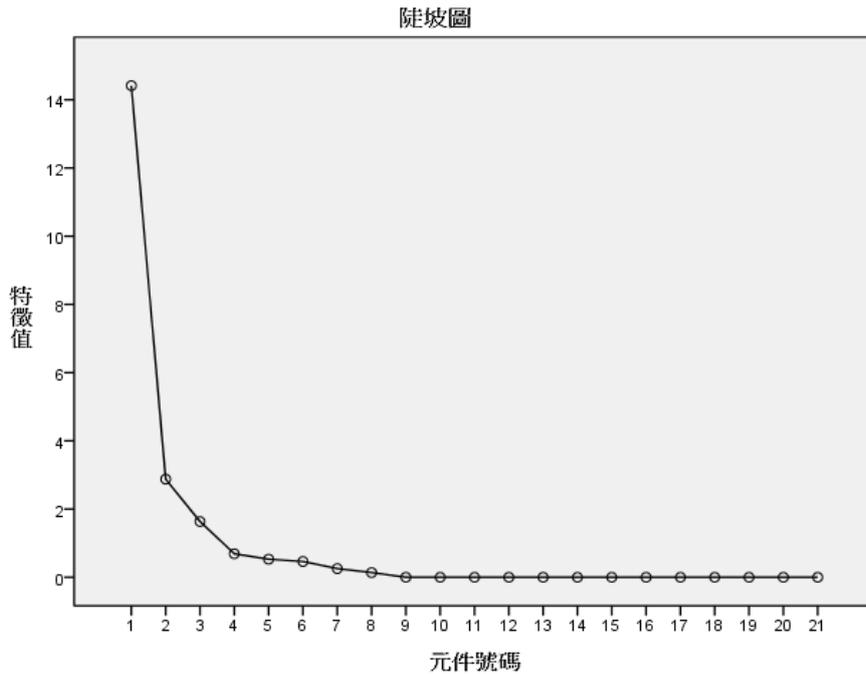


圖 5.19 因素陡坡圖

由於前述所篩選出之前五個主成份量，已經足以解釋評估指標之變異程度的 90.12%。因此進一步對前五個主成份量進行因素篩選步驟，將原本五個主成份所形成之特徵向量矩陣進行正交矩陣運算，獲得因素載荷矩陣，此矩陣意義在於描述各別評估因子與主成份間相互關係大小，如表 5-18 所示。從表 5-18 之因素載荷矩陣中，可以看出各橋梁耐震因子評估指標對於主成份之重要關係，但由於其相關性差異區別並不明顯，在進行篩選時可能造成困擾，故必需進一步針對因素載荷矩陣進行因素轉軸之計算，以利本研究進行篩選之工作。

表5-18 橋梁簡易調查因子耐震臨界頻率比值評估之因素載荷矩陣

	元件		
	1	2	3
單跨最大跨距	.865	-.325	.219
橋寬	.659	-.049	.706
振動單元數	.779	-.534	.118
基樁裸露深度	.791	.474	.001
設計水平加速度	.753	.537	-.110
橋長	.723	-.213	.549
土壤液化類別	.842	.437	-.203
歪斜角	.923	-.165	-.116
跨數	.898	-.321	-.176
結構型態	.962	-.163	-.001
橋墩型式	.986	-.018	-.129
橋台型式	.856	-.417	-.159
支承型式	.867	.033	.373
橋梁分類	.824	-.294	-.048
主梁型式	.926	-.298	-.129
橋墩基礎型式	.965	-.010	-.211
橋台基礎型式	.939	-.148	-.263
防落設施	.542	.717	.317
地盤種類	.845	.326	-.342
設計年代	.618	.463	-.241
竣工年	.650	.608	.292

為使得各評估指標對主成份之差異關係被明顯區別，因此將針對因素轉軸後之因素荷載矩陣進行因素篩選，橋梁簡易調查因子耐震能力評估之因素載荷矩陣如表 5-19 所示。

表5-19 橋梁簡易調查因子耐震臨界頻率比值評估轉軸後之音速載荷矩陣

	元件		
	1	2	3
單跨最大跨距	.769	.171	.530
橋寬	.300	.212	.895
振動單元數	.854	-.032	.418
基樁裸露深度	.333	.822	.251
設計水平加速度	.305	.870	.130
橋長	.492	.135	.780
土壤液化類別	.459	.851	.081
歪斜角	.832	.386	.227
跨數	.920	.253	.172
結構型態	.823	.391	.348
橋墩型式	.801	.543	.228
橋台型式	.937	.148	.178
支承型式	.519	.444	.652
橋梁分類	.808	.215	.264
主梁型式	.913	.280	.224
橋墩基礎型式	.807	.551	.144
橋台基礎型式	.882	.431	.095
防落設施	-.095	.839	.444
地盤種類	.569	.782	-.041
設計年代	.287	.756	-.035
竣工年	.056	.811	.465

本研究中對於各主成份之因素篩選原則為每一主成份指標分數超過 0.8 以上的因子，以第一主成份為例，其中「震動單元數」、「歪斜角」、「跨數」、「結構型態」、「橋墩型式」、「橋台型式」、「橋梁分類」、「主梁型式」、「橋墩基礎型式」及「橋台基礎型式」10 指標，明顯影響第一主成份，故選擇之，依此類推篩選第二、三主成分因子，篩選結果如表 5-20 所示。

表5-20 主成份分析之橋梁耐震臨界頻率比值重要性因子

1.震動單元數	9.橋墩基礎型式
2.歪斜角	10.橋台基礎型式
3.跨數	11.基樁裸露深度
4.結構型態	12.設計水平加速度
5.橋墩型式	13.土壤液化類別
6.橋台型式	14.防落設施
7.橋梁分類	15.竣工年
8.主梁型式	16.橋寬

本階段將正規化後的歷史案例數據應用 SPSS22.0 版進行分析，以 Pearson 分析法、Kendall's tau_b 統計量數分析法及 Spearman's rho 係數法、對 130 筆案例的 21 項因子與 Rec 進行相關係數分析，在三個結果中取連集找出顯著水準低於 0.1 的橋梁影響因子，作為本階段橋梁耐震臨界頻率比值影響因子，其分析結果如表 5-21。

表5-21 相關係數分析之橋梁耐震臨界頻率比值重要性因子

1.震動單元數	9.橋墩基礎型式
2.歪斜角	10.橋台基礎型式
3.跨數	11.基樁裸露深度
4.結構型態	12.設計水平加速度
5.橋墩型式	13.土壤液化類別
6.橋台型式	14.防落設施
7.橋梁分類	15.竣工年
8.主梁型式	16.橋寬

本研究階段一樣將正規化後的歷史案例數據應用 SPSS22.0 版進行分析，以類神經分析之多層感知法，對 130 筆案例的 21 項因子與 Rec 進行分析，由於每次分析結果都不同，本階段共分析五次，任一次重要性高於 50% 及選為本階段的橋梁耐震臨界頻率比值影響因子，其分析結果如表 5-22。

表5-22 五次類神經分析之多層感知法結果

因子	類神經分析之多層感知法				
	1	2	3	4	5
橋長	9.5	17.1	8.9	23.6	20.7
橋寬	28.7	12.4	23.5	28.4	13.7
跨數	2.5	16.2	22.5	16.5	13.5
振動單元數	70.7	21.1	70.9	11.3	63
橋梁分類	18.2	35.8	16.6	31.5	17
竣工年	69.7	80.4	81.5	45.8	99.7
設計年代	55.2	28.4	34.8	32.4	46.8
設計水平加速度	16.3	7	15.1	46.7	18.6
地盤種類	3.8	11.5	4.7	13	4.5
土壤液化類別	82.4	66.2	55.6	80.2	71.6
歪斜角	27.1	42.8	43.2	65	49
基樁裸露	100	79.3	91.8	69.2	100
單跨最大跨距	4.1	26	22.5	16.7	9.5
橋梁結構型態	31.6	9.8	11	12	46.9
橋梁主梁型式	24.3	11.6	21.8	31.9	34.4
橋墩型式	88	100	100	100	72
橋墩基礎型式	15.4	15.8	31.4	26	11.2
橋台型式	12.8	12.9	12.9	34.1	34
橋台基礎型式	54	51.5	57.3	40	62.2
支承裝置	6	17	4.6	19.5	11.1
防落設施	8.3	7.6	30.5	30.8	13.3

再根據表 5-22 的結果，挑選正規化重要性 50% 以上的各項因子作為本階段的橋梁耐震臨界頻率比值重要性影響因子，如下表 5-23。

表5-23 類神經分析多層感知法之橋梁耐震臨界頻率比值重要性因子

編號	因子名稱
1	震動單元數
2	竣工年
3	設計年代
4	土壤液化類別
5	歪斜角
6	基樁裸露深度
7	橋墩型式
8	橋台基礎型式

(4) 確認 Rec 影響因子

首先先將以上各階段挑選出的橋梁重要性影響因子作彙整，如表 5-24 所示。

表5-24 重要性影響因子彙整表

專家問卷重要性排序	主成分分析法	相關係數法	類神經分析法
1.結構型態	✓		
2.橋墩型式	✓	✓	✓
3.土壤液化類別	✓	✓	✓
4.基樁裸露深度	✓	✓	✓
5.設計水平加速度	✓	✓	
6.地盤種類			
7.單跨最大跨距		✓	
8.設計年代		✓	✓
9.橋墩基礎型式	✓	✓	
10.支承型式		✓	
11.歪斜角	✓	✓	✓
12.主梁型式	✓		
13.振動單元數	✓	✓	✓
14.橋長		✓	
15.橋梁分類	✓	✓	
16.跨數	✓	✓	
17.橋寬	✓		
18.橋台基礎型式	✓		✓
19.防落設施	✓	✓	
20.橋台型式	✓	✓	
21.竣工年	✓	✓	✓

最後對表 5-12 前 19 項因子(專家問卷 5 分以上)進行最後篩選，在三種統計方法中出現兩次(含)以上的因子，即選為本模型主要影響因子，如表 5-25 所示。其中，鋼筋斷面劣化程度為模型參數，故直接加入主要影響因子，而橋台型式與竣工年未達第一階段問卷篩選 5 分，故刪除。

表5-25 橋梁耐震臨界頻率比值推論模式主要影響因子

主要影響因子
1.橋墩型式
2.土壤液化類別
3.基樁裸露深度
4.設計水平加速度
5.設計年代
6.橋墩基礎型式
7.歪斜角
8.振動單元數
9.橋梁分類
10.跨數
11.橋台基礎型式
12.防落設施
13.鋼筋斷面劣化程度

5.2.5 建置Rec推論模式

本研究以 ESIM 為架構發展「橋梁耐震臨界頻率比值推論模式」，將所需之參數設定值輸入軟體中，利用 ESIM 執行自我調適程序，預測橋梁耐震臨界頻率比值，圖 5.20 為 ESIM 預測流程圖。

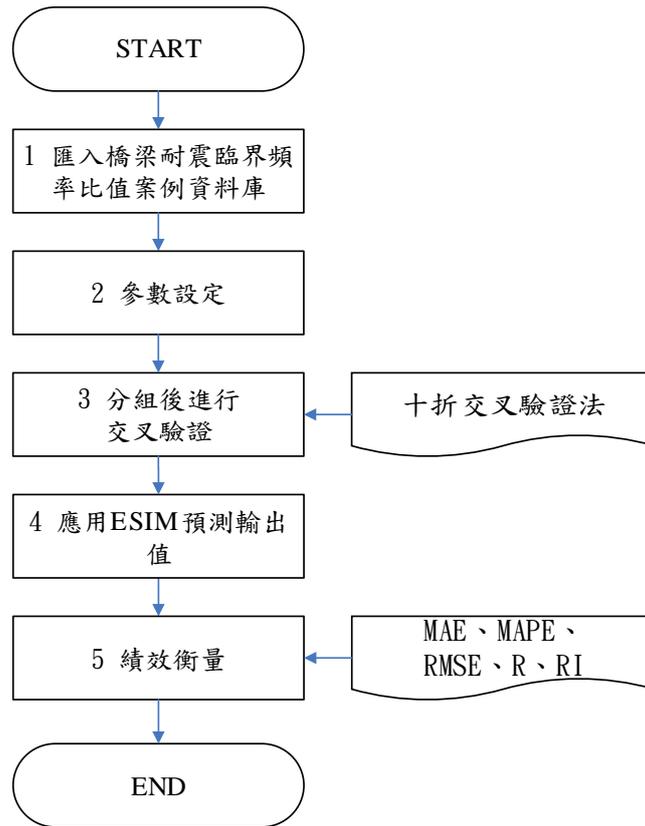


圖 5.20 ESIM 預測流程圖

(1) 匯入橋梁耐震臨界頻率比值案例庫

匯入前述所建置橋梁耐震臨界頻率比值案例庫，26 座橋梁五種鋼筋劣化程度共 130 筆案例。

(2) 參數設定

為了找出橋梁耐震臨界頻率比值推論模式之輸入變數及輸出變數之映射關係，人工智慧推論模式需設定模式架構變數範圍與模式學習參數，模式架構參數設定如表 5-26 所示。

表5-26 推論模式架構參數設定表

設定項目	設定值
參數範圍最小值 lb	$[10^{-5}, 10^{-5}]$
參數範圍最大值 ub	$[10^5, 10^5]$
最大迭代次數 maxIter	50
種群規模 size	25

(3) 分組後進行交叉驗證

為了提升模式的精確度，本研究採用十折交叉驗證法(10-fold cross validation)，先將案例亂序排列後分成十組，輪流將一組作為測試組(斜線部分)，其餘九組作為訓練組，如下表 5-27 所示。

表5-27 案例分組示意圖

Fold K	案例分組									
Fold 1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Fold 2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Fold 3	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Fold 4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Fold 5	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Fold 6	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Fold 7	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Fold 8	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Fold 9	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Fold 10	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

(4) 應用 ESIM 預測輸出值

應用 ESIM 找出輸入和輸出變量之間的映射關係，預測輸出結果。

(5) 績效衡量

檢驗模式預測能力的指標有許多種，本研究採用平均絕對誤差(MAE)、平均絕對誤差百分比(MAPE)、均方根誤差(RMSE)及相關係數(R)，此四種來衡量模式預測能力，如式(5.31)、(5.32)、(5.33)、(5.34)所示，其中 y_i 為第*i*筆案例之實際值， \hat{y}_i 為第*i*筆案例之預測值，則*n*為預測案例之總筆數，橋梁耐震臨界頻率比值推論模式訓練與測試結果於表 5-29。

上述四種公式會透過參考索引(RI)進行綜合比較^[30]，將各項公式進行正規化後加總，若為 1 則代表績效最佳，反之 0 代表績效較差，式(5.35)為參考索引(RI)公式，式(5.36)為正規化公式。

a.平均絕對誤差(Mean Absolute Error，MAE)

平均絕對誤差是將各個實際值與預測值之誤差絕對值後取平均值，如式(5.31)所示，可藉由 MAE 值比較實際值與預測值之間的平均誤差，而不受正負抵消之影響。其 MAE 值愈小，表示誤差愈小。

$$MAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |y_i - \hat{y}_i| \dots\dots\dots (5.31)$$

b.平均絕對百分比誤差(Mean Absolute Percentage Error，MAPE)

平均絕對百分誤差為實際值與預測值的誤差程度，以百分比表示，如式(5.32)所示。所得之 MAPE 值愈小，表示預測能力愈佳。

$$MAPE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left| \frac{y_i - \hat{y}_i}{y_i} \right| \times 100\% \dots\dots\dots (5.32)$$

依據 Lewis(1982)^[27]建議，模式依據 MAPE 大小能分為四種等級，如下表 5-28 所示。

表5-28 MAPE評估指標

MAPE(%)	預測能力
<10	高度準確
10~20	良好
20~50	合理
>50	不準確

c.均方根誤差(Root Mean Squared Error，RMSE)

均方根誤差為實際值與預測值之誤差平方值之平方根，公式(5.33)所示。可藉由 RMSE 值衡量實際值與預測值間得離散程度，將誤差程度以該變數之實際值標準化。平方值的意義為給予各個實際值與預測值誤差不同的平方加權方式，強化誤差分配的群聚範圍，能得到更明確的比較結果，所得之 RMSE 值愈小，表示預測能力愈佳。

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{n}} \dots\dots\dots (5.33)$$

d. 回歸模式之變異量(Coefficient of determination, R^2)

與相關係數 r 相似，在學術研究上最通俗的觀念是 R^2 愈接近 1.0 愈好。

$$R^2 = SS_{Reg} / SS_{Total} \dots\dots\dots (5.34)$$

f. 參考索引(Reference Index, RI)^[30]

$$RI = \frac{MAE_{norm} + MAPE_{norm} + RMSE_{norm} + R^2_{norm}}{4} \dots\dots\dots (5.35)$$

$$X_{norm} = \left(\frac{X - X_{Min}}{X_{Max} - X_{Min}} \right) \dots\dots\dots (5.36)$$

表5-29 橋梁耐震臨界頻率比值推論模式訓練與測試結果

	Training				Testing			
	MAE	MAPE (%)	RMSE	R^2	MAE	MAPE (%)	RMSE	R^2
Fold1	0.0141	3.66	0.0269	0.9905	0.0420	11.81	0.0603	0.9001
Fold2	0.0096	2.17	0.0198	0.9944	0.0164	3.68	0.0235	0.9941
Fold3	0.0072	1.69	0.0127	0.9978	0.0607	11.96	0.1156	0.8483
Fold4	0.0060	1.37	0.0125	0.9979	0.0507	13.49	0.0746	0.9190
Fold5	0.0062	1.37	0.0134	0.9974	0.0404	8.69	0.0605	0.9673
Fold6	0.0101	2.24	0.0206	0.9943	0.035	9.22	0.0471	0.9621
Fold7	0.0071	1.49	0.0158	0.9965	0.0228	10.67	0.0284	0.9933
Fold8	0.0099	2.33	0.0207	0.9938	0.0337	13.34	0.0484	0.9802
Fold9	0.0097	2.18	0.0195	0.9948	0.0174	6.86	0.0255	0.9911
Fold10	0.0091	2.10	0.0192	0.9950	0.0276	7.51	0.0403	0.9793
Average	0.0089	2.06	0.0181	0.9952	0.0347	9.72	0.0524	0.9535

5.3 橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式

本章節與第前一節究流程相似，同樣以 26 座橋梁之 Sap2000 數值模型為基礎，基於橋梁振動頻率會受基礎土壤性質的影響，因此需將先前假設橋梁基礎為固定之條件解開；再考量各橋梁會因颱風期間洪水來襲，造成土層沖刷，嚴重時機處裸露造成鋼筋斷面腐蝕，降低橋梁耐洪能力，進而影響橋梁之振動頻率，所以得針對每座橋考量 5 種不同洪水沖刷程度，進行側推分析，篩選因子後建立「橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式」。其架構如下圖 5.21 所示。

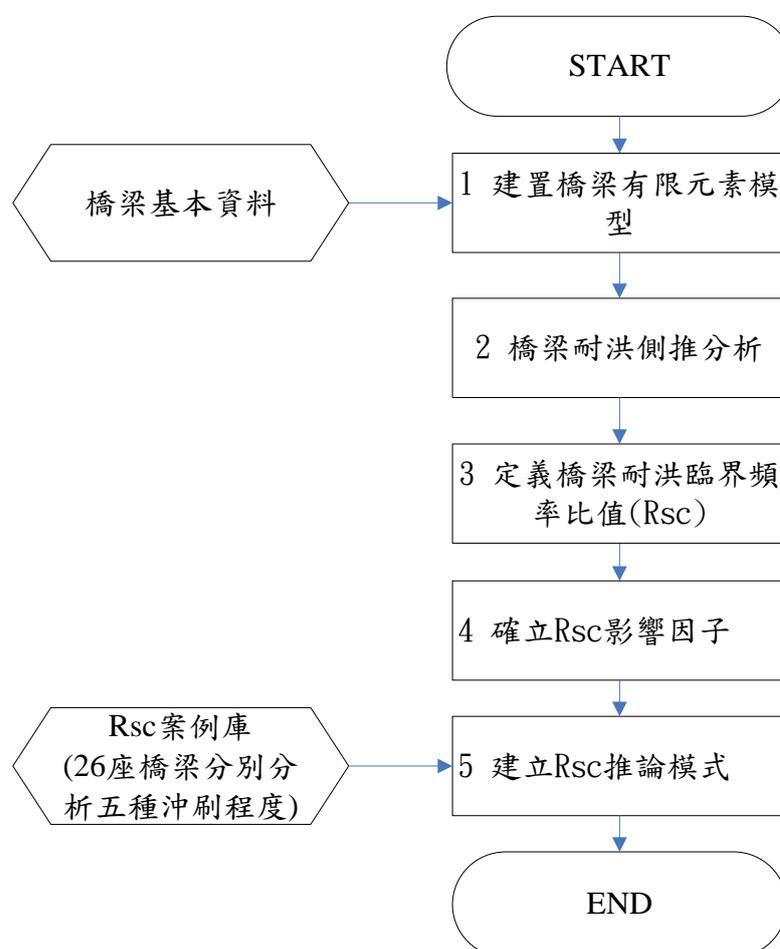


圖 5.21 橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式架構圖

5.3.1 建置橋梁耐洪有限元素模型

同樣使用 1.XTRACT、2.SAP2000 兩套軟體，進行建模分析。

(1) 橋墩塑鉸分析

本階段運用 5.2.1 節建立之塑鉸分析，本章應用塑鉸模型 0% 之塑鉸性質，再於有限元素模型上加入土壤與結構互制彈簧常數，改變土壤與結構互制彈簧常數位置，模擬因洪水沖刷造成橋墩逐漸顯露情形。

(2) 計算土壤與基礎結構互制之彈簧常數

在 SAP2000 分析時，關於基礎與土壤互制行為中勁度之模擬，本階段同樣採用 5.2.2 節所規定之等值彈簧作為分析之依據，運用建立之土壤與結構互制互制之彈簧常數於本章做耐洪有限元素建立，為了模擬洪水沖刷造成土層逐漸降低，本階段將土壤彈簧常數設置於橋墩不同位置，由於每座橋梁之橋墩長度不同，設定其橋梁竣工圖資訊土層高度為沖刷 0%，至橋梁基礎完全裸露為沖刷程度 100%，中間依序訂定 25%、50%、75% 各橋梁不同沖刷深度位置，圖 5.22 為橋梁耐洪有限元素模型建置完成圖。

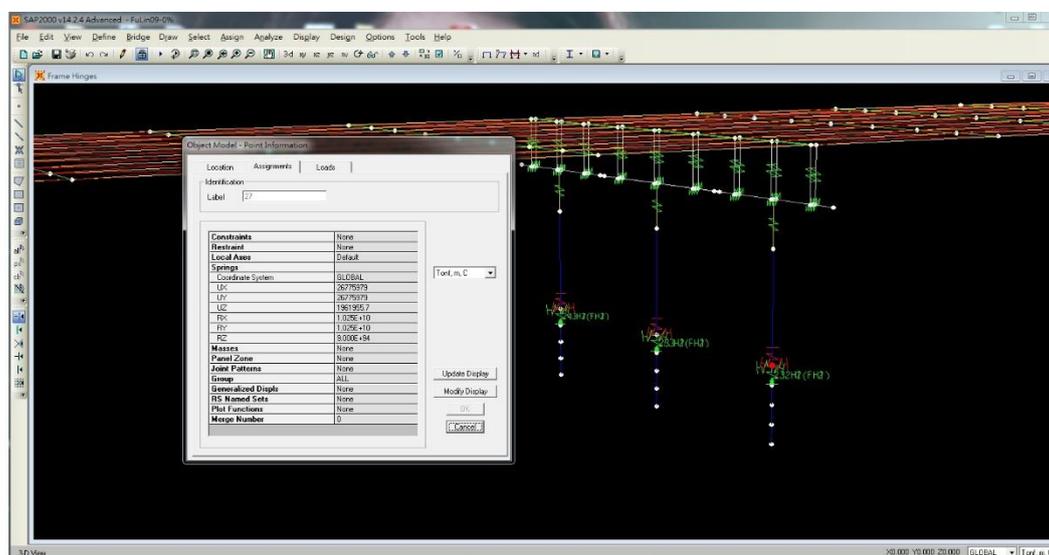


圖 5.22 橋梁耐洪有限元素模型建置完成圖

5.3.2 橋梁耐洪側推分析

本階段對 130 筆橋梁耐洪側推模型，設定好相關參數進行側推分析。側推模式終止設定為當斷面強度用盡時，視為整體結構破壞，分析運算即告終止。

SAP2000 軟體側推完成會產生許多橋梁現況圖表，例如容量曲線、容量震譜及位移係數曲線等等，但因為耐洪之界定與耐震不同，為探討容量曲線與橋梁受沖刷後的需求關係，本研究將此概念進行瞭解。容量曲線經由執行側推分析後所得，而需求曲線為水流力所引致之側向力所造成，故不同裸露深度下橋梁結構體的需求亦各不相同。

(1) 容量之認定

橋梁結構耐震容量通常是整體橋梁的基底剪力與橋柱頂之水平位移表示之。故一般容量曲線即為側推分析後所得之基底剪力(*Base shear*)與位移(*Displacement*)之曲線。

本研究中橋梁基礎耐洪能力之容量定義為側推分析中之降伏點，故側推分析後將各沖刷深度之容量曲線繪於相同之座標軸系統(如圖 5.23 所示)，其各裸露深度的容量曲線之降伏點即可連成一曲線(如圖 5.24 所示)。

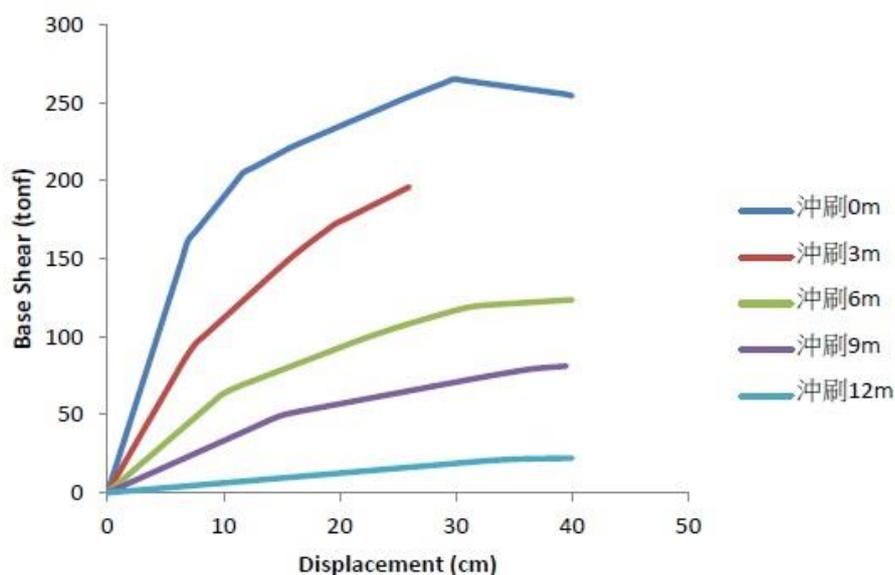


圖 5.23 各沖刷深度下之容量曲線示意圖

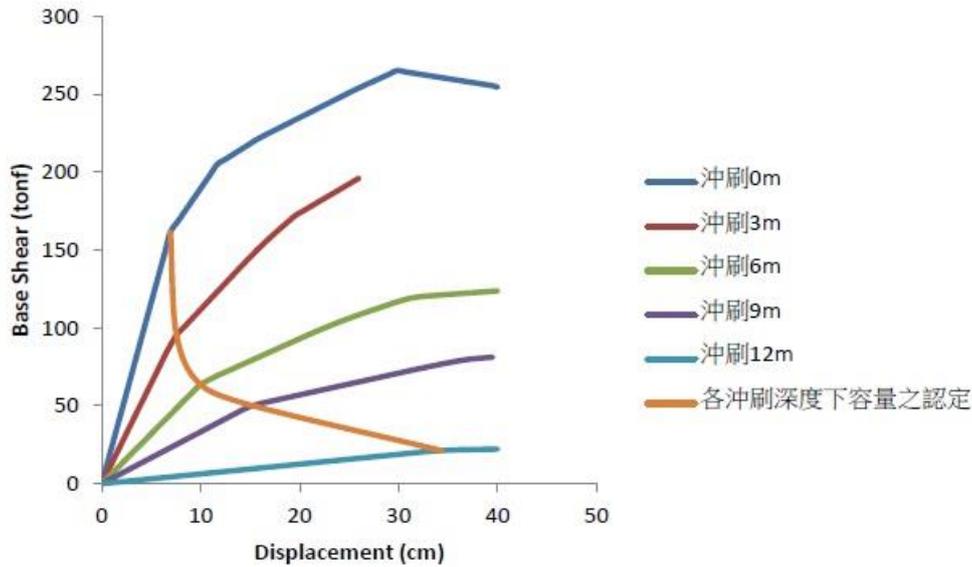


圖 5.24 各沖刷深度之容量定義示意圖

(2) 需求之認定

橋梁基礎耐洪能力之需求定義為洪水所引致的總基底剪力，水流力對橋墩、樁帽、群樁之影響依據 98 年「公路橋梁設計規範」所述 [18]，水流壓力依 5.37 式計算之。

$$P_{avg} = \frac{52.5K(V_{avg})^2}{100} \dots\dots\dots (5.37)$$

其中， P_{avg} ：平均水流壓力 (tf/m²)

V_{avg} ：平均水流速 (m/sec)

K：水流作用力常數。平頭墩時為 1.4，圓頭墩時為 0.7，尖頭墩其角度小於或等於 30° 時為 0.5

以下以單根橋墩說明，樁基礎主要由橋墩、樁帽、群樁構成，各項外力分配如圖 5.25 所示。

其中， h_w ：風力重心至橋墩頂部之距離

h_p ：橋墩高度

h_{pw} ：橋墩水面下長度

h_h : 樁帽高度

h_1 : 基樁高度

h_{left} : 基樁於地面下之深度，單位為公尺(m)

Y : 最外側基樁至群樁中心之距離；各項作用力之單位為公噸(tf)。

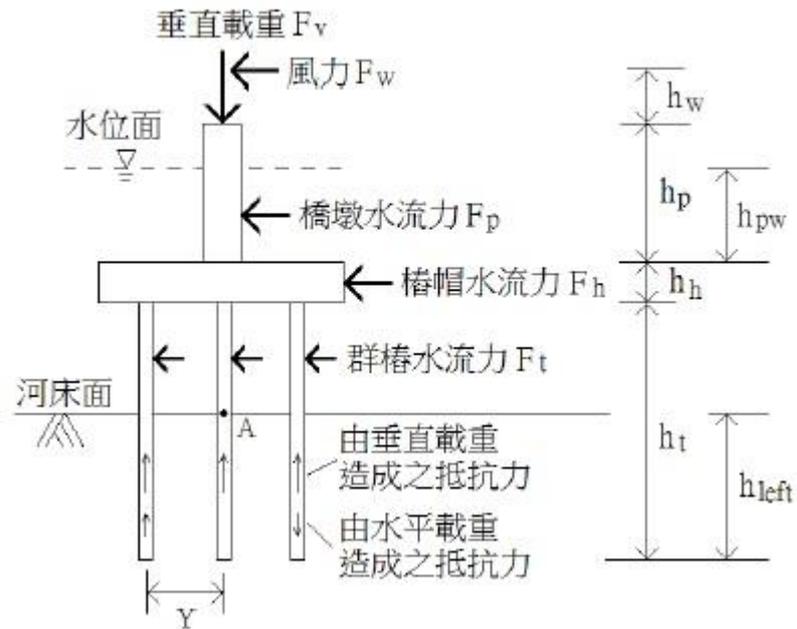


圖 5.25 樁基礎構造與各項外力分配圖

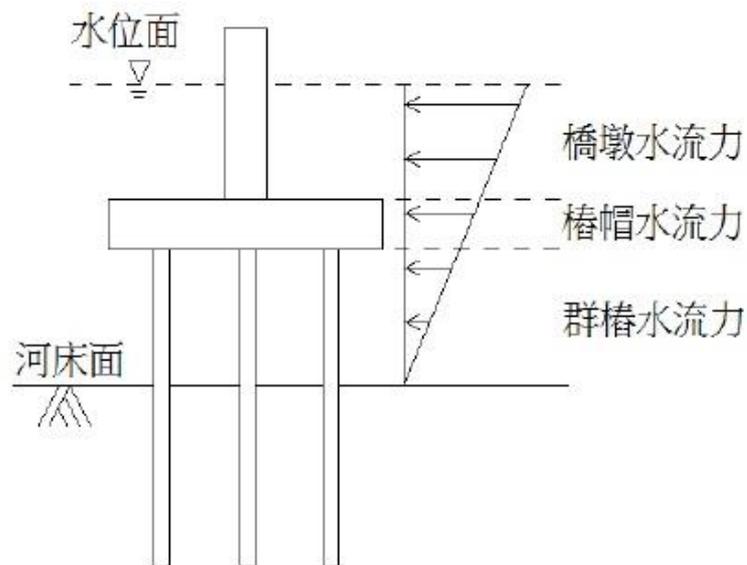


圖 5.26 樁基礎水流壓力分佈圖

如前述，最大水流壓力 P_{max} 為 P_{avg} 之二倍。水流壓力自水位面頂部為 P_{max} 變化到流線處為零之三角形方式分佈。水流作用力可以水流壓力(考量壓力分佈方式)與水流流經橋墩面積之乘積計算而得。若水位面頂部高程較梁底為高時，水流作用力對於上部結構之影響亦納入考量，此時上部結構所受之水流壓力為 P_{max} 按均勻分佈之方式作用之。此時水流壓力之分佈如圖 5.26 所示。雖然水流壓力呈現三角形分佈，但水流作用力之作用點一般並非位於三角形之形心位置，例如 2006 年「橋梁監測預警系統及沖刷保護措施及補強等策略之研究」係將作用點置於作用長度的平均值處[44];如圖 5.25 所示;除了水流作用力，圖中亦顯示其他外力於各結構單元之合力作用點，同樣地，各作用點亦位於作用長度之平均值處。

將水流作用力以水流壓力與水流流經橋墩面積之乘積計算而得，並將水流作用力對應於由側推分析後所得之各沖刷深度的容量曲線，可對應出各沖刷深度之位移，將其連成一曲線，即為本研究對於橋梁結構體需求之認定，圖 5.27 為相同橋梁各沖刷深度下之需求與容量連線。

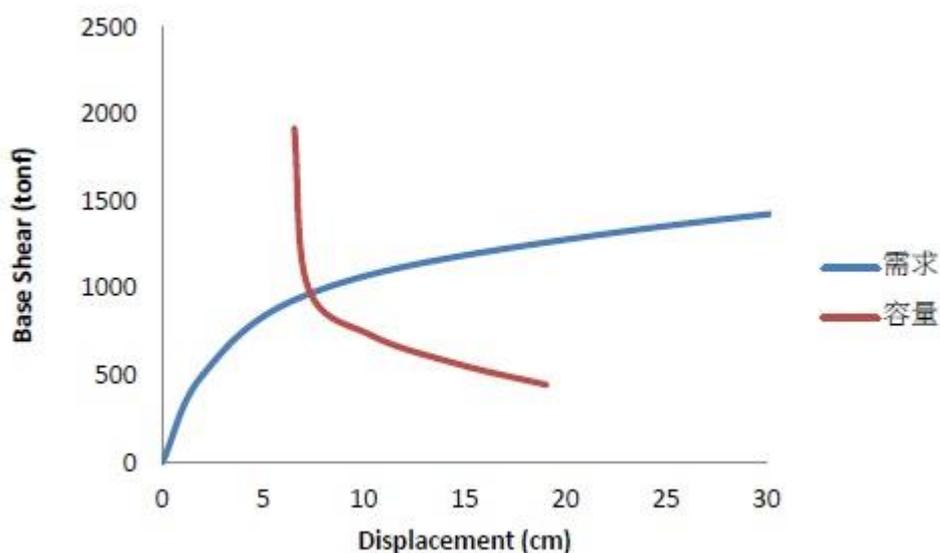


圖 5.27 各沖刷深度下之需求與容量連線示意圖

由於本研究考慮不同沖刷下之分析，便可得知橋梁在不同基礎裸露深度沖刷下，各橋柱與其基礎在側向力下之力學反應與行為，並可得到其結構體之週期、振動頻率等相關結果，以下表 5-30 為各橋梁在不同沖刷程度下的臨界頻率。

表5-30 各橋梁於不同沖刷程度下臨界頻率值

編號	各沖刷程度下側推之臨界頻率值					
	沖刷 0%	沖刷 0%	沖刷 25%	沖刷 50%	沖刷 75%	沖刷 100%
	未受損	極限受損				
1	4.588	3.596	3.527	3.457	3.388	3.316
2	7.182	4.540	3.870	2.744	1.204	1.100
3	5.558	4.509	3.565	2.989	1.171	1.151
4	3.654	2.351	1.865	1.530	1.195	1.194
5	1.367	0.794	0.737	0.719	0.710	0.696
6	4.295	1.631	1.322	1.095	0.544	0.513
7	4.308	1.227	1.200	1.176	1.156	1.145
8	4.312	3.585	3.342	3.229	2.854	2.645
9	11.246	10.711	10.463	10.345	10.114	9.625
10	5.621	2.642	2.295	2.264	1.875	1.862
11	5.658	4.326	3.877	3.428	3.051	3.021
12	5.324	4.611	4.310	4.271	4.235	4.022
13	2.884	0.717	0.604	0.587	0.436	0.387
14	6.523	4.422	3.721	3.168	2.350	1.826
15	6.180	2.563	2.508	2.474	2.468	2.463
16	2.967	1.078	1.056	1.039	1.026	1.018
17	2.071	1.671	0.999	0.973	0.947	0.920
18	4.627	2.944	2.764	0.844	0.837	0.537
19	4.394	2.900	2.665	2.459	2.278	2.117
20	9.941	5.520	3.763	2.389	0.787	0.773
21	3.225	2.780	2.649	2.518	2.400	2.292
22	2.446	0.987	0.931	0.796	0.656	0.599
23	5.123	4.792	4.103	3.854	3.768	3.724
24	3.656	2.702	2.518	2.308	2.067	1.579
25	2.845	2.758	2.254	1.751	1.268	0.874
26	2.772	2.533	2.111	2.078	2.054	1.932

5.3.3 定義橋梁耐洪臨界頻率比值(R_{sc})

洪水前後之頻率比值定義如下：

$$R_s = \frac{f_{sa}}{f_{sb}} \dots\dots\dots (5.38)$$

其中， f_{sa} 為洪水後橋墩的量測振動頻率(第一振態)， f_{sb} 為洪水前橋墩的量測振動頻率(第一振態) R_s 為兩者之比值。 R_{sc} (橋梁安全耐洪臨界頻率比值)定義如下：

$$R_{sc} = \frac{f_{aa}}{f_{ab}} \dots\dots\dots (5.39)$$

其中， R_{sc} 為橋梁安全耐洪臨界頻率比值， f_{aa} 為橋墩達到極限受損時的振動頻率(第一振態)， f_{ab} 為橋墩未受損的振動頻率(第一振態)。極限受損之定義為任一橋梁之側向抵抗力等於洪水施加於該橋梁的外力。

$R_s < R_{sc}$ 則該橋梁有安全上的疑慮，反之則無虞。

以下表 5-31 為側推分析取得臨界頻率值計算成比值數據，分母為 0%沖刷下側推分析量測到的臨界頻率，分子則為各沖刷下側推得知臨界頻率：

表5-31 橋梁耐洪臨界頻率比值(Rsc)數據

編號	各冲刷程度下耐洪臨界頻率比值				
	0%	25%	50%	75%	100%
1	0.784	0.769	0.753	0.738	0.723
2	0.632	0.539	0.382	0.168	0.153
3	0.811	0.641	0.538	0.211	0.207
4	0.644	0.510	0.419	0.327	0.327
5	0.580	0.539	0.526	0.519	0.509
6	0.380	0.308	0.255	0.127	0.119
7	0.285	0.279	0.273	0.268	0.266
8	0.831	0.775	0.749	0.662	0.613
9	0.952	0.930	0.920	0.899	0.856
10	0.470	0.408	0.403	0.334	0.331
11	0.765	0.685	0.606	0.539	0.534
12	0.866	0.810	0.802	0.795	0.755
13	0.249	0.209	0.204	0.151	0.134
14	0.678	0.570	0.486	0.360	0.280
15	0.415	0.406	0.400	0.399	0.399
16	0.364	0.356	0.350	0.346	0.343
17	0.807	0.482	0.470	0.457	0.444
18	0.636	0.597	0.182	0.181	0.116
19	0.660	0.607	0.560	0.518	0.482
20	0.555	0.379	0.240	0.079	0.078
21	0.862	0.821	0.781	0.744	0.711
22	0.404	0.381	0.325	0.268	0.245
23	0.936	0.801	0.752	0.736	0.727
24	0.739	0.689	0.631	0.565	0.432
25	0.969	0.792	0.615	0.446	0.307
26	0.914	0.762	0.750	0.741	0.697

5.3.4 確立Rsc影響因子

每座橋梁之耐洪能力，因設計、施工及維護保養之條件有所不同，致使其耐洪能力彼此間可能有很大的差異。對於耐洪能力偏低的橋梁，將其界定出來，並進行適當的補強，可降低洪水造成對橋梁的破壞，減少人民生命與財產損失。

進行橋梁之耐洪能力評估，當然以詳細評估最為準確，不過當要評估的橋梁數量非常龐大時，所花費的時間與經費頗為驚人，因此本研究希望應用人工智慧，建立橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式，利用此模式對橋梁耐洪能力做出準確的預測，降低成本及花費的時間，建立推論模式前需先決定影響因子，本階段篩選影響因子流程架構與圖 5.12 相同。

(1) 橋梁屬性資料彙整

同樣參考交通部公路總局於 2009 年所做之報告：公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究[18]，將依據其橋梁屬性調查表的各項因子，以專家問卷及統計方法，找出最適當的因子，作為本研究模型參數。同樣列出 33 項因子，再將其分為三類，分別為定量因子、定性因子及其他因子，如表 5-8 所示。

(2) 第一階段因子篩選(問卷調查)

(2-1).問卷設計

本研究設計「橋梁簡易調查因子耐洪臨界頻率比值問卷」，問卷內容包括以下三大部份：

- 1.問卷填寫例示範。
- 2.「橋梁簡易調查因子耐洪臨界頻率比值」相關性調查。
- 3.填寫個人資料。

本問卷對以上 33 項因子做橋梁耐洪頻率比值問卷調查，填寫人以自身主觀的認知勾選各項因子對於橋梁耐洪頻率比值的強弱關係，本問卷分為五個等級分別為無關、微相關、相關、極為相關以及絕對

相關。而各等級間再進一步細分折衷值，有助於專家學者勾填，再量化計算時由 0 到 10 分成九等份，每往右一間格則相關性提高 1.25，依序計算之，主要問卷內容如表 5-9 所示。

(2-2).問卷填寫

本問卷之發放對象與表 5-10 相同，為國內五家與橋梁設計與維護相關公司與學術單位，問卷填寫者包括部門主管與工程師員工。問卷調查總數共發放 55 份，回收有效問卷共 50 份，有效問卷回收率為 90.9%，受訪者之平均工作年資為 10.8 年，有效問卷填寫者背景彙整如表 5-10 所示。

(2-3).橋梁簡易調查因子耐洪臨界頻率比值統計量計算

回收與整理「橋梁簡易調查因子耐洪臨界頻率比值問卷」，將問卷勾選結果，轉換成分數，然後計算每一指標之平均值與標準差，以作為後續相關分析之基礎，如表 5-32 所示。

表5-32 橋梁簡易調查因子耐洪臨界頻率比值問卷統計計算

橋梁因子	N	Min	Max	Mean	std.
1.單跨最大跨距	50	2.5	10	7.62	2.56
2.橋寬	50	1.25	10	5.72	2.55
3.振動單元數	50	3.75	10	6.33	2.59
4.基樁裸露深度	50	0	10	7.91	1.47
5.設計水平加速度	50	0	10	7.76	2.92
6.橋長	50	5	10	6.90	1.97
7.橋梁座標	50	0	10	1.52	3.39
8.土壤液化類別	50	0	10	7.89	2.30
9.歪斜角	50	3.75	10	6.39	2.23
10.跨數	50	3.75	10	5.85	1.99
11.結構型態	50	6.25	10	8.13	1.61
12.橋墩型式	50	5	10	8.02	1.44
13.橋台型式	50	5	10	5.20	2.30
14.支承型式	50	5	10	6.98	1.59
15.橋梁分類	50	5	10	6.38	1.99
16.主梁型式	50	5	10	6.42	1.84
17.橋墩基礎型式	50	2.5	10	7.27	1.57
18.橋台基礎型式	50	2.5	10	5.76	2.09
19.防落設施	50	0	10	5.77	3.10
20.地盤種類	50	0	10	7.99	1.07
21.設計年代	50	0	10	7.41	3.26
22.橋梁名稱	50	0	10	0.34	3.45
23.工務處	50	0	10	1.13	3.40
24.工務段	50	0	3.75	1.22	1.41
25.道路等級	50	0	5	3.57	1.98
26.路線名稱	50	0	0	0.30	0.14
27.里程數	50	0	5	0.43	1.74
28.公路總局橋梁編號	50	0	0	0.30	0.14
29.竣工年	50	0	5	4.09	2.04
30.竣工月	50	0	5	1.73	1.73
31.ID(橋梁編號)	50	0	0	0.18	0.08
32.跨越河川或道路	50	0	7.5	3.81	2.71
33.附設維生管線	50	0	7.5	2.65	2.54

(2-4).第一階段因子篩選

根據統計結果，先將其以平均值高至低排序，然後移除平均值低於 3 分以下的因子，將剩餘的因子作為第一階段篩選過後因子(如表 5-33)，再進行下一階段的統計分析。然而由於本研究 26 座橋梁之「道路等級」與「跨越河川或道路」皆相同，故在此也一併移除、不列入下一階段進行統計分析，避免干擾計算。

表5-33 第一階段耐洪分析篩選因子

橋梁因子	Mean
1.結構型態	7.29
2.橋墩型式	7.19
3.地盤種類	7.16
4.土壤液化類別	7.13
5.基樁裸露深度	7.05
6.單跨最大跨距	6.84
7.設計水平加速度	6.83
8.設計年代	6.82
9.橋墩基礎型式	6.50
10.支承型式	6.23
11.橋長	6.17
12.歪斜角	5.74
13.主梁型式	5.71
14.橋梁分類	5.67
15.振動單元數	5.63
16.防落設施	5.19
17.跨數	5.19
18.橋寬	5.16
19.橋台基礎型式	5.14
20.橋台型式	4.61
21.竣工年	3.78

(3) 第二階段因子篩選(SPSS 分析)

本階段同樣與耐震階段相同採用問卷調查的方式，結合模糊偏好關係(FPR)對定性因子進行調查，找出各不同屬性之因子對於耐洪臨界頻率比值的高低關係，以便量化後，應用 SPSS 軟體進行相關分析。

(3-1).FPR 問卷調查

本階段之目的在於找出進行橋梁耐洪因子評估時，下列定性因子彼此之相對重要性關係，如表 5-14 所示，將耐震能力改為耐洪能力問卷調查，其表格相同。

依建置成對比較矩陣與計算一致性模糊偏好關係，將受測者之成對矩陣 FPR 進行平均，並正規化後求取各橋梁耐震因子之權重。

(3-2).定性選項量化

本階段係根據前節所求出的模糊偏好值，即為各定性選項的量化值。

(3-3).正規化

本模式輸入變數為「橋梁耐洪臨界頻率比值影響因子」，經由線性調整 (Linear Scaling) 進行正規化，使輸出值介於 0~1 之間，參數正規化之過程如式(5.36)，由於本模式輸出橋梁耐洪臨界頻率比值本身已介於 0~1 之間，故輸出值不做正規化動作。

(3-4).SPSS 分析

本階段使用 SPSS22.0 版，應用主成份分析法、相關係數分析法及類神經分析之多層感知法，對 130 筆案例裡的 21 項因子與 Rsc 做相關性分析，找出各輸入(因子)與輸出(Rsc)的重要性程度，最後再依據結果，挑選出部分重要性因子，作為本研究之模型參數。

(a)主成分分析法

採用第一階段問卷統計計算求得各因子之平均值與標準差，作為後續相關矩陣分析之基礎，運用同樣分析步驟，建立相關矩陣分析(如表 5-34)後做橋梁簡易調查因子耐洪相關之因素萃取，取得各個主成份量(即是對於樣本事件具有解釋能力之互相獨立之變量，其累積解釋能力為 90.446%)，針對主成份進行篩選以簡化相對變量之方法為累積解釋變異比門檻值大約定為 80%且特徵值大於 1(如表 5-35)，之後計算轉軸後載荷矩陣(如表 5-36)，最後篩選出橋梁耐洪能力影響因子，本階段中對於各主成份之因素篩選原則為每一主成份指標分數超過 0.8 以上的因子，即選為重要性因子(如表 5-37)。

表5-34 橋梁簡易調查因子耐洪臨界頻率比值相關矩陣

橋梁因子	單跨	橋寬	振動	基樁	設計	橋長	土壤	歪斜	跨數	結構	橋墩	橋台	支承	橋梁	主梁	橋墩	橋台	防落	地盤	射計	竣工
單跨最大跨距	1.00	.841	.900	.514	.233	.937	.450	.771	.703	.928	.839	.776	.697	.864	.795	.725	.717	.369	.506	.494	.476
橋寬	.841	1.00	.742	.449	.384	.753	.394	.721	.666	.786	.654	.644	.823	.650	.597	.549	.576	.615	.335	.376	.629
振動單元數	.900	.742	1.00	.444	.093	.948	.454	.781	.748	.905	.788	.845	.685	.891	.886	.746	.684	.232	.497	.273	.240
基樁裸露深度	.514	.449	.444	1.00	.858	.512	.899	.828	.776	.745	.858	.560	.653	.725	.729	.890	.733	.702	.942	.732	.658
設計水平加速	.233	.384	.093	.858	1.00	.197	.656	.642	.641	.427	.547	.202	.567	.361	.369	.563	.438	.728	.666	.562	.643
橋長	.937	.753	.948	.512	.197	1.00	.470	.791	.801	.925	.856	.860	.758	.922	.910	.787	.785	.289	.562	.433	.389
土壤液化類別	.450	.394	.454	.899	.656	.470	1.00	.769	.594	.718	.802	.588	.546	.687	.722	.877	.695	.661	.933	.795	.662
歪斜角	.771	.721	.781	.828	.642	.791	.769	1.00	.880	.895	.874	.659	.727	.826	.857	.869	.668	.492	.756	.588	.487
跨數	.703	.666	.748	.776	.641	.801	.594	.880	1.00	.833	.846	.751	.869	.852	.870	.838	.779	.519	.717	.383	.434
結構型態	.928	.786	.905	.745	.427	.925	.718	.895	.833	1.00	.964	.870	.798	.963	.936	.920	.849	.533	.762	.597	.570
橋墩型式	.839	.654	.788	.858	.547	.856	.802	.874	.846	.964	1.00	.851	.777	.964	.937	.976	.913	.585	.890	.707	.629
橋台型式	.776	.644	.845	.560	.202	.860	.588	.659	.751	.870	.851	1.00	.803	.937	.904	.840	.933	.517	.688	.439	.493
支承型式	.697	.823	.685	.653	.567	.758	.546	.727	.869	.798	.777	.803	1.00	.777	.765	.742	.826	.753	.606	.399	.698
橋梁分類	.864	.650	.891	.725	.361	.922	.687	.826	.852	.963	.964	.937	.777	1.00	.976	.943	.918	.468	.802	.545	.479
主梁型式	.795	.597	.886	.729	.369	.910	.722	.857	.870	.936	.937	.904	.765	.976	1.00	.949	.875	.408	.813	.516	.420
橋墩基礎型式	.725	.549	.746	.890	.563	.584	.873	.923	.877	.905	.980	.840	.742	.943	.949	1.00	.898	.578	.947	.686	.580
橋台基礎型式	.717	.576	.684	.733	.438	.536	.765	.927	.905	.932	.979	.933	.826	.918	.875	.898	1.00	.656	.831	.635	.675
防落設施	.369	.615	.232	.702	.728	.373	.674	.360	.231	.450	.488	.517	.753	.468	.408	.578	.656	1.00	.617	.569	.899
地盤種類	.506	.335	.497	.942	.666	.373	.919	.715	.687	.735	.887	.688	.606	.802	.813	.947	.831	.617	1.00	.759	.609
設計年代	.494	.376	.273	.732	.562	.234	.696	.589	.483	.561	.620	.439	.399	.545	.516	.686	.635	.569	.759	1.00	.781
竣工年	.476	.629	.240	.658	.643	.501	.696	.438	.307	.534	.617	.493	.698	.479	.420	.580	.675	.899	.609	.781	1.00

表5-35 橋梁簡易調查因子耐洪臨界頻率比值評估之主成分表

元件	起始特徵值			擷取平方和載入			循環平方和載入
	總計	變異的 %	累加 %	總計	變異的 %	累加 %	
1	15.013	71.492	71.492	15.013	71.492	71.492	9.490
2	2.664	12.683	84.175	2.664	12.683	84.175	6.204
3	1.317	6.271	90.446	1.317	6.271	90.446	3.300
4	.876	4.170	94.617				
5	.682	3.247	97.863				
6	.267	1.271	99.135				
7	.130	.620	99.755				
8	.051	.243	99.998				
9	.000	.002	100.000				
10	2.190E-15	1.043E-14	100.000				
11	1.961E-15	9.338E-15	100.000				
12	1.413E-15	6.729E-15	100.000				
13	1.062E-15	5.057E-15	100.000				
14	5.197E-16	2.475E-15	100.000				
15	2.575E-17	1.226E-16	100.000				
16	-3.270E-16	-1.557E-15	100.000				
17	-6.221E-16	-2.962E-15	100.000				
18	-8.715E-16	-4.150E-15	100.000				
19	-1.390E-15	-6.619E-15	100.000				
21	-3.061E-15	-1.458E-14	100.000				

表5-36 橋梁簡易調查因子耐洪臨界頻率比值評估轉軸後之因素載荷矩陣

	元件		
	1	2	3
單跨最大跨距	.891	.135	.264
橋寬	.703	-.030	.662
振動單元數	.979	.107	.032
基樁裸露深度	.341	.853	.329
設計水平加速度	-.001	.683	.571
橋長	.958	.180	.126
土壤液化類別	.317	.865	.233
歪斜角	.684	.538	.250
跨數	.723	.433	.284
結構型態	.853	.424	.258
橋墩型式	.739	.615	.238
橋台型式	.847	.307	.191
支承型式	.672	.250	.619
橋梁分類	.868	.464	.119
主梁型式	.851	.504	.045
橋墩基礎型式	.677	.715	.156
橋台基礎型式	.685	.524	.308
防落設施	.155	.456	.829
地盤種類	.413	.892	.144
設計年代	.198	.734	.335
竣工年	.185	.459	.803

表5-37 主成份分析之橋梁耐洪臨界頻率比值重要性因子

主成分分析之重要性因子	
1.結構型態	7. 振動單元數
2.土壤液化類別	8. 橋長
3.基樁裸露深度	9. 橋梁分類
4.地盤種類	10.防落設施
5.單跨最大跨距	11.橋台型式
6.主梁型式	12.竣工年

(b) 相關係數分析法

本階段將正規化後的歷史案例數據應用 SPSS22.0 版進行分析，以 Pearson 分析法、Kendall's tau_b 統計量數分析法及 Spearman's rho 係數法、對 130 筆案例的 21 項因子與 Rsc 進行相關係數分析，在三個結果中取聯集找出顯著水準低於 0.1 的橋梁影響因子，作為本階段橋梁耐洪臨界頻率比值影響因子，其分析結果如表 5-38。

表5-38 相關係數分析之橋梁耐洪臨界頻率比值重要性因子

相關係數分析法之重要性因子	
1.橋墩型式	6.橋墩基礎型式
2.設計水平加速度	7.振動單元數
3.地盤種類	8.橋台基礎型式
4.單跨最大跨距	9.竣工年
5.設計年代	

(c) 類神經分析之多層感知法

本研究階段一樣將正規化後的歷史案例數據應用 SPSS22.0 版進行分析，以類神經分析之多層感知法，對 130 筆案例的 21 項因子與 Rsc 進行分析，由於每次分析結果都不同，本階段共分析五次，任一次重要性高於 50% 及選為本階段的橋梁耐洪臨界頻率比值影響因子，其分析結果如表 5-39。

表5-39 五次類神經分析之多層感知法結果

因子	類神經分析多層感知法之重要性				
	1	2	3	4	5
橋長	21.6	16	14.2	18	22.5
橋寬	11.5	92	39.2	59.9	60.2
跨數	10.8	28.9	26.9	60.6	50.3
振動單元數	26.3	53	46.8	28.9	21.7
橋梁分類	18.3	9.8	8.9	9.5	65.4
竣工年	9.7	18.6	62.2	26.7	37.7
設計年代	47.4	91.4	62.1	45.3	59.1
設計水平加速度	38.3	18.9	100	81.7	63.8
地盤種類	100	78.3	64.7	100	100
土壤液化類別	8.6	4.3	31.5	43	30.3

歪斜角	59.7	57.8	34.1	21.2	22.5
基樁裸露	35.1	14.2	39.3	23.6	21
單跨最大跨距	42.8	55.6	79.4	56.1	61.2
橋梁結構型態	11.4	18.9	48.7	15.4	14.2
橋梁主梁型式	13.7	14.9	9.1	18.3	19.8
橋墩型式	10.6	91.3	32.5	75.6	60.1
橋墩基礎型式	23.4	21.9	59.5	39.6	8.7
橋台型式	12.2	10.8	77.5	23.6	16.6
橋台基礎型式	17.7	14.3	26.9	34.9	32.2
支承裝置	37.7	8.6	3.7	12.4	33.7
防落設施	16.2	100	72.7	69.9	23.5

再根據表 5-39 的結果，挑選正規化重要性 50% 以上的各項因子作為本階段的橋梁耐洪臨界頻率比值重要性影響因子，如下表 5-40。

表5-40 類神經分析多層感知法之橋梁耐洪臨界頻率比值重要性因子

類神經分析多層感知法之重要性因子	
1.橋墩型式	8. 振動單元數
2.設計水平加速度	9. 橋梁分類
3.地盤種類	10.跨數
4.單跨最大跨距	11.橋寬
5.設計年代	12.防落設施
6.橋墩基礎型式	13.橋台型式
7.歪斜角	14.竣工年

(4) 確認 Rsc 影響因子

首先先將以上各階段挑選出的橋梁重要性影響因子作彙整，如表 5-41 所示。

表5-41 重要性影響因子彙整表

專家問卷重要性排序	主成分分析法	相關係數法	類神經分析法
1.結構型態	✓		
2.橋墩型式		✓	✓
3.土壤液化類別	✓		
4.基樁裸露深度	✓		
5.設計水平加速度		✓	✓
6.地盤種類	✓	✓	✓

7.單跨最大跨距	✓	✓	✓
8.設計年代		✓	✓
9.橋墩基礎型式		✓	✓
10.支承型式			
11.歪斜角			✓
12.主梁型式	✓		
13.振動單元數	✓	✓	✓
14.橋長	✓		
15.橋梁分類	✓		✓
16.跨數			✓
17.橋寬			✓
18.橋台基礎型式		✓	
19.防落設施	✓		✓
20.橋台型式	✓		✓
21.竣工年	✓	✓	✓

最後對前 18 項因子(專家問卷 5 分以上)進行最後篩選，在三種統計方法中出現兩次(含)以上的因子，即選為本模型主要影響因子，(如表 5-42 所示)，沖刷程度即表示由基樁頂至沖刷下土讓間之距離，亦即包括基樁裸露深度與即時沖刷深度，故直接加入主要影響因子，而橋台型式與竣工年未達第一階段問卷篩選 5 分，故刪除。

表5-42 橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式主要影響因子

主要影響因子
1.橋墩型式
2.設計水平加速度
3.地盤種類
4.單跨最大跨距
5.設計年代
6.橋墩基礎型式
7.振動單元數
8.橋梁分類
9.防落設施
10.沖刷程度

5.3.5 建立Rsc推論模式

本研究以 SOS-LSSVM 為架構發展「橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式」，將所需之參數設定值輸入軟體中，利用 SOS-LSSVM 執行自我調適程序，預測橋梁耐洪臨界頻率比值，圖 5.28 為 SOS-LSSVM 預測流程圖。

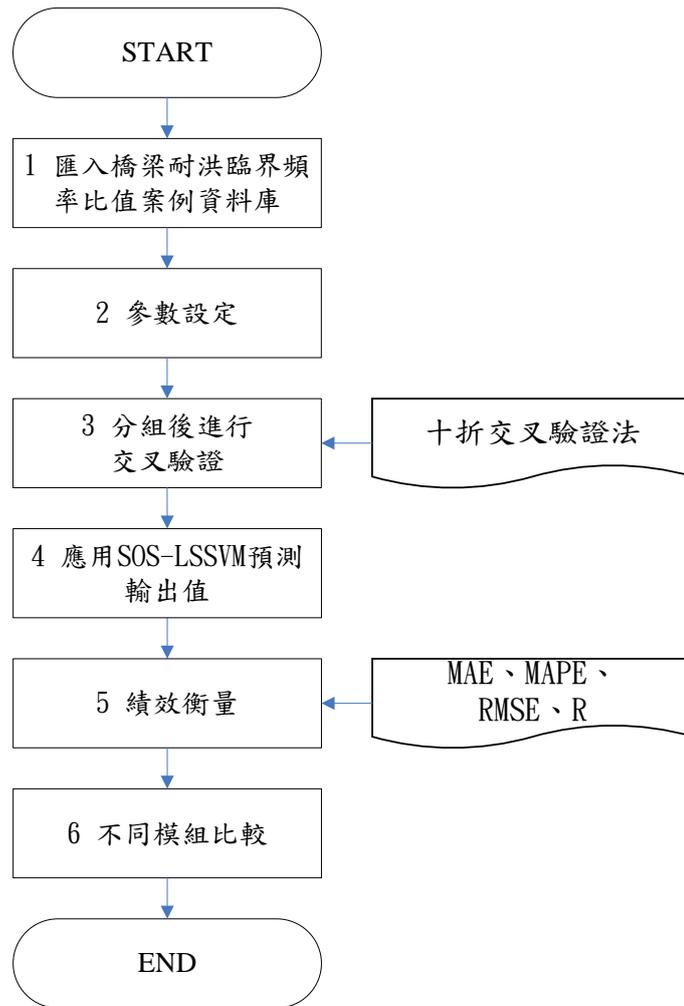


圖 5.28 SOS-LSSVM 預測流程圖(R_{sc})

(1) 匯入橋梁耐洪臨界頻率比值案例庫

匯入橋梁耐洪臨界頻率比值案例庫，26 座橋梁五種洪水沖刷深度共 130 筆案例。

(2) 參數設定

為了找出橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式之輸入變數及輸出變數

之映射關係，SOS-LSSVM 需設定模式架構變數範圍與模式學習參數，本階段模式架構參數設定與表 5-26 相同。

(3) 分組後進行交叉驗證

為了提升模式的精確度，本研究採用十折交叉驗證法(*10-fold cross validation*)，本階段同樣先將案例亂序排列後分成十組，輪流將一組作為測試組(斜線部分)，其餘九組作為訓練組，如表 5-27 所示。

(4) 應用 SOS-LSSVM 預測輸出值

應用 SOS-LSSVM 找出輸入和輸出變量之間的映射關係，預測輸出結果。

(5) 績效衡量

檢驗模式預測能力的指標有許多種，本節同樣採用平均絕對誤差(MAE)、平均絕對誤差百分比(MAPE)、均方根誤差(RMSE)及回歸模式之變異量(R^2)，此四種來衡量模式預測能力。橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式訓練與測試結果於表 5-43，橋梁耐震臨界頻率比值推論模式各組案例最佳參數於表 5-44。

表5-43 橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式訓練與測試結果

	Training				Testing			
	MAE	MAPE (%)	RMSE	R^2	MAE	MAPE (%)	RMSE	R^2
Fold1	0.0112	3.82	0.0181	0.9942	0.0376	8.27	0.0603	0.8864
Fold2	0.0113	3.36	0.0210	0.9915	0.0319	11.04	0.0372	0.9842
Fold3	0.0159	5.52	0.0285	0.9841	0.0848	10.87	0.1283	0.6761
Fold4	0.0162	4.82	0.0273	0.9862	0.0254	15.77	0.0378	0.9732
Fold5	0.0111	3.60	0.0173	0.9944	0.0383	15.49	0.0671	0.9506
Fold6	0.0178	5.83	0.0294	0.9844	0.036	9.33	0.0499	0.9515
Fold7	0.0167	5.57	0.0282	0.9850	0.0246	4.51	0.0378	0.9868
Fold8	0.0126	4.15	0.0231	0.9906	0.0281	9.61	0.0342	0.9627
Fold9	0.0118	3.86	0.0209	0.9923	0.0455	11.73	0.0558	0.9125
Fold10	0.0104	3.40	0.0208	0.9916	0.0491	24.15	0.0702	0.9348
Average	0.0135	4.39	0.0235	0.9894	0.0401	12.08	0.0579	0.9219

表5-44 橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式各組案例最佳參數表

	參數 γ	參數 σ
Fold 1	1438.9273	1.636
Fold 2	104.2878	0.51629
Fold 3	135.7371	1.4102
Fold 4	100000	12.0939
Fold 5	284.7072	0.83355
Fold 6	1077.9082	2.9842
Fold 7	852.9365	2.4416
Fold 8	207.8205	0.90144
Fold 9	185.1598	0.81473
Fold 10	100000	7.2159

(6) 不同模組比較

本研究為了突顯 SOS-LSSVM 的預測準確性，故將與其他現行的人工智慧預測模式比較，將採用文獻所介紹的支持向量機(SVM)、最小平方差支持向量機(LSSVM)、演化式支持向量機推論模式(ESIM)及演化式最小平方差支持向量機推論模式(ELSIM)，上述四個模式比較。

同樣將案例庫分為十組，做十折交叉驗證並計算其 MAE、RMSE、MAPE 及 R^2 ，最後將此四種模式的訓練與測試結果與 SOS-LSSVM 模式比較，採用 RI 值來進行全面性的比較，其結果如表 5-45 所示。

表5-45 橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式不同模組比較結果

總表	Training					Testing				
	MAE	MAPE (%)	RMSE	R^2	RI	MAE	MAPE (%)	RMSE	R^2	RI
SVM	0.1740	51.31	0.2020	0.2550	0.0000	0.1916	56.71	0.2203	0.2747	0.0000
LSSVM	0.16	46.60	0.1762	0.4744	0.1622	0.1829	54.25	0.2021	0.3081	0.0691
ESIM	0.10	26.36	0.1048	0.8043	0.5786	0.1242	34.68	0.1415	0.6447	0.4989
ELSIM	0.02	4.52	0.0243	0.9889	0.9955	0.0456	12.86	0.0657	0.9065	0.9686
SOS-LSSVM	0.01	4.39	0.0235	0.9894	1.0000	0.0401	12.08	0.0579	0.9219	1.0000

5.4 橋梁地震防災決策支援

本計畫之主要目的期望提供公路管理單位地震災害的決策輔助，讓公路管理單位面臨地震災害有所依據及參考，得以短時間做出最佳決策。故本階段參考公路防救災決策支援系統(TRENDS)之地震災害處理通報機制，並加入本計畫「橋梁通阻檢測分析模組」及「振動檢測」成果，得以強化TRENDS原本地震災害處理通報流程之效果，提升公路系統震後應變效能，減輕不必要的生命財產損失。

修正之地震災害處理通報機制，如圖5.29中。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。巡檢人員接獲通報後，則至現場利用PDA進行巡檢表單填寫並回傳系統。系統經評估若無危險則回復正常狀態，如具危險之橋梁後，通知段長核決後，採取緊急措施。

當採行緊急措施時，如圖5.29(續)所示，實施指派相關人員進行通行管制，TRENDS則會執行替代道路規劃建議，提供段長參考。橋梁封橋管制後，公路管理單位可以配合本計畫所建議移動式非破壞振動檢測流程，藉此解析沖刷深度或橋梁破壞時所造成頻率的影響，判斷橋梁之安全狀態，進而作為橋梁封橋管制後是否開放通行之決策參考。

上述中詳細指派機制、替代道路規劃等，請參考鄭明淵等「公路防救災決策支援系統建立之研究4/4」之成果。

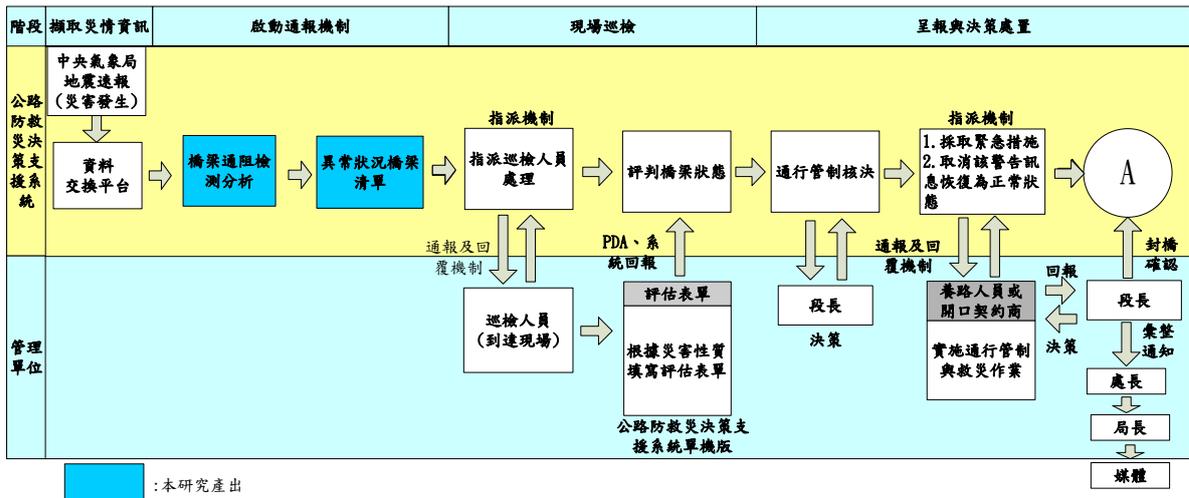


圖 5.29 橋梁地震災害處理通報流程(1/2)

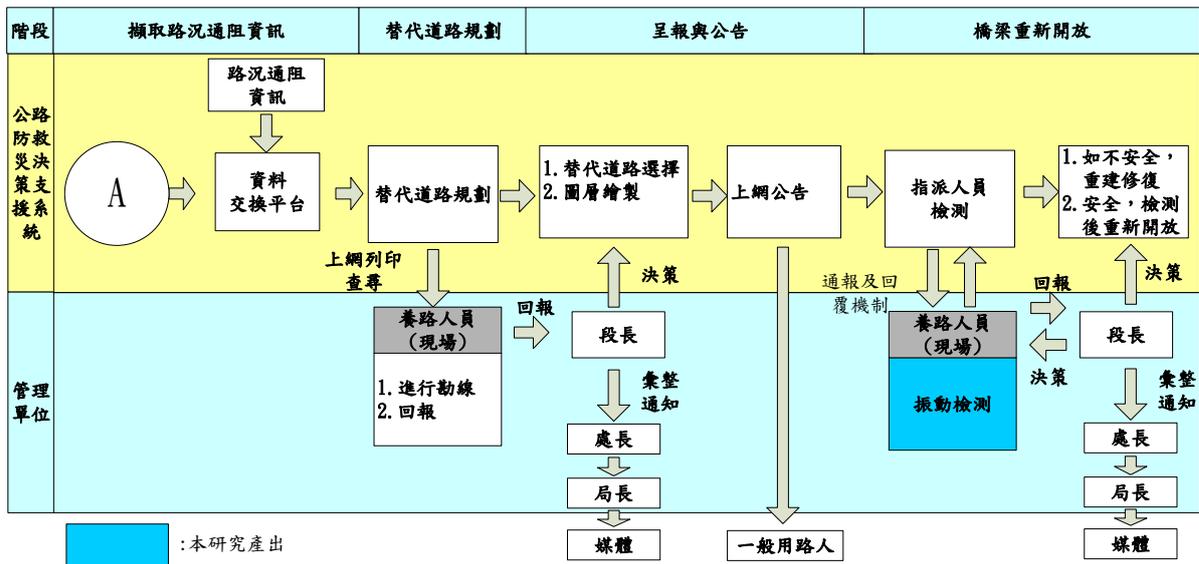


圖 5.29(續) 橋梁地震災害處理通報流程(2/2)

由於災害發生時，道路、橋梁皆處於中斷情形，各級長官皆以直升機作為勘災之交通工具，而搭乘直升機時觀看橋梁之角度為似空照圖。因此為了便於直升機勘災時將災情點選回傳，本計畫將開發一套橋梁災情回報軟體，此軟體規劃以HTML5語法架構完成，HTML5是HTML最新的修訂版本，2014年10月由全球資訊網協會（W3C）完成標準制定。並應用其Geolocation API，使得程式可取得使用者所在地理位置，並在Web應用的協助下完成位置感知服務（location-aware services）。

HTML5為網頁架構之程式，可在不同作業系統中運作，如apple的ios、google的android或microsoft的windows phone。因此軟體可於智慧型手機或平板中運作(如圖5.30所示)，利用手機或平板內建之衛星定位功能，系統畫面將與直升機所在位置同步。並結合橋梁資料庫中各橋梁經緯度座標，於系統畫面中將各橋梁名稱標示套疊於Google Map上，使用者僅需點選災情標註，即可將此橋梁標示為中斷狀態，並可以手機或平板拍照或錄影回傳，進行災情回報功能。



圖 5.30 智慧型手機橋梁災情回報系統

系統畫面將以Google MAP為底圖(如圖5.31)，根據所在地點顯示周邊橋梁名稱。



圖 5.31 手機端橋梁定位介面

點選災情回報按鈕後，可開啟平板或手機內建相機拍攝橋梁現況，以過去后豐大橋斷橋案件為例，可拍攝現地斷橋狀況並回傳。如圖5.32所示，點選橋梁下拉選單列出附近橋梁。



圖 5.32 選取橋梁

選擇災情等級，依公路總局定義分為安全、注意、警戒與行動四種(圖5.33)。



圖 5.33 選擇災情等級

上傳圖檔部分可拍攝現地斷橋狀況並回傳。以過去后豐大橋斷橋案件為例，如圖5.34所示可直接由手機相機拍攝現場照片。



圖 5.34 開啟相機拍攝橋梁現況(以新聞歷史照片為例)

並於橋梁災情說明欄位加註文字說明，如圖5.35。最後按下確定鍵即可將災情回傳至TRENDS中。

圖 5.35 填寫現況說明

點選首頁災情列表按鈕後，可條列災情巡查結果之記錄清單，如圖5.36。

橋名	時間	狀況	說明	現場狀況
和盛橋	2015/10/12 15:12	注意	水位 偏高	
后豐大橋	2015/10/12 15:12	行動	發生 落橋	

圖 5.36 災情記錄表

第六章 結論與建議

本計畫在考量橋梁材料劣化下，進行3座鋼筋混凝土橋梁側推分析，累積過去研究橋梁側推分析共271筆案例，並彙整成案例資料庫提供人工智慧學習，進而推論鋼筋混凝土橋之耐震能力。該成果預期能有效降低大量進行結構計算的時間，即能在短時間推測全台灣公路總局轄下橋梁耐震能力。災前，透過地震模擬器計算全台各地地表加速度，配合全台省縣道橋梁耐震資料庫，即能計算各橋梁損壞機率。然後本計畫將上述成果系統化後，建置為Web-GIS展示，讓橋梁管理單位能夠在地震來臨時，快速找出具高危險潛勢橋梁，將有助橋梁管理單位能夠快速進行災中搶救應變，減少生命財產的損失。

另外，本計畫所發展移動式非破壞性振動檢測，將實測與分析橋梁振動頻率之臨界比值，探討應用於封橋後開放通行決策之可行性，支援交通部擬定防救災調適策略。本計畫綜合上述做以下結論與建議：

6.1 結論

災害處理首重於對災害資訊的彙整，決策者如能於短時間掌握完整災害資訊及相關參考資料，將有助決策者之判斷，進而避免或減輕災害損失。本計畫針對TRENDS中地震災害處理通報流程的評估機制部分較不足地方，包含異常橋梁狀況推測及橋梁封閉後開放通行輔助決策機制等，可透過本研究成果補足，並提升災前(維護)、災時(破壞潛勢)與災後(是否開放通行)不同階段之決策參考依據。以下為本研究成果效益之說明：

- (1) 本計畫至南雲大橋與尖山大橋進行共計4次量測試驗，試驗結果經統計方法證實藉由前後振動頻率量測比值的計算，於帽梁或橋面版所取得的頻率並無顯著的差異，表示確實可以以比值作為指標。
- (2) 擴展原有側推分析橋梁案例，額外進行3座橋梁側推分析。分析過程中除採用橋梁耐震側推分析之方法外，另將考量不同沖刷深

度對橋梁安全之影響。並在去年度與今年度共新增 30 筆之側推分析橋梁案例，擴充人工智慧推論案例資料庫，提升預測準確度。

- (3) 完成橋梁地震臨界頻率比值推論模式與橋梁洪水臨界頻率比值推論模式，做為後續橋梁於地震或洪水災害後開放通行之參考。
- (4) 修正精進橋梁資料自動更新機制，檢核及測試橋梁災情回報系統。並整合各項資訊，應用橋梁地震損壞診斷模式即時評估各橋梁之破壞機率，應用通報機制自動通報。

6.2 建議

- (1) 移動式振動頻率量測過程，目前仍需人力與準備時間，並可能受現地外在因素影響，建議未來考量自動化量測方法與開發相關設備，以降低人員操作之門檻。
- (2) 各橋梁之耐震能力、地震與沖刷後之臨界頻率比值會因橋梁之結構類型、土壤狀況等變數而有所不同，如以傳統橋梁結構分析方法求得各橋梁之比值將花費相當人力、時間與經費。而人工智慧推論模式之學習機制將依賴案例庫之豐富性，為了更有效提升模式推論之正確性，建議後續持續建置橋梁側推分析與臨界頻率案例資料庫，納入更多類型之橋梁，以強化人工智慧推論模式之適用性。

6.3 預期成果效益與應用情形

在施政上，本研究成果可提供橋梁管理單位於災前評估橋梁地震損壞潛勢，並依此進行維修補強。在實務上，可在災後應用移動式振動檢測，評估橋梁是否可開放通行。

參考文獻

1. 王仲宇、陳振華，「橋梁結構之檢測、監測與評定作業」，土木技術，第四卷，第四期，2001。
2. 王仲宇、陳銘鴻、王顥霖、黃進國、蔡欣局、劉正偉、黎萬正、陳嘉佑、林嘉欣，「交通部台灣區國道1號中山高速公路大安溪橋、大甲溪橋及烏溪橋動力特性及沖刷監測系統規劃期末報告」，國立中央大學工學院橋樑工程研究中心，2005。
3. 石峰，「應用現地微振量測進行斜張橋之沖刷評估」，國立雲林科技大學，2011。
4. 交通部公路總局，「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」，2009。
5. 李維峰、張嘉峰、梅興泰，「以振動量測檢驗橋基沖刷」，營建知訊，vol. 304，第54-65頁，2008。
6. 柯永彥、張為光、陳正興，「橋墩基礎裸露對橋梁結構振動反應之影響」，中國土木水利工程學刊，23卷1期，P.103-P.110，2011。
7. 柯永彥，張為光，劉光晏，洪曉慧，陳正興，張國鎮，基於振動量測之鋼筋混凝土橋墩損傷評估，第十屆中華民國結構工程研討會，p.268，2010。
8. 林其穎，陳俊仲，張國鎮，「橋梁沖刷監測預警系統建置之試驗研究」，國家地震工程研究中心，2011。
9. 林詠彬、古孟晃與張國鎮，「橋梁安全監測跨領域整合平台」，行政院災害防救應用科技方案研究成果報告。

10. 陳永銘、許阿明，「臺灣與美國之橋梁檢測系統與制度」，臺灣公路工程，2008。
11. 陳旻昱，「橋梁振動特性實驗研究」，國立臺灣大學碩士論文，2014。
12. 陳正興、李維峰與梅興泰，「振動量測於橋梁之識別分析」，第六屆公共工程非破壞檢測技術研討會，2009。
13. 陳正興、李維峰與梅興泰，「公路橋梁振動量測與分析」，第六屆公共工程非破壞檢測技術研討會，2009。
14. 陳正興、張森源、胡邵源、周公台、鍾毓東，建築技術規則建築構造編基礎構造設計規範（含解說），內政部建築研究所，民國八十七年六月。
15. 陳彥豪，基礎裸露橋梁耐震能力評估，國立台灣大學土木工程研究所碩士論文，蔡益超教授指導，民國九十四年六月。
16. 劉佩玲，「貝氏統計在結構系統模態與動態識別之應用」，行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告，2004。
17. 張鈞誠，利用振動頻率判別橋墩基礎裸露之可行性研究，交通大學碩士論文，2012。
18. 張為光，李維峰，梅興泰，陳正興，結構健康監測暨損傷診斷，土木水利，第三十八卷，第三期，P.17-25，2011。
19. 張嘉峰、梅興泰，「以振動頻率檢測橋基沖刷」，營建知訊，vol. 315，第 50-55 頁，2009。
20. 張嘉峰、簡臣佑，「目測檢測紀錄數位化，橋梁全方位管理」，營建資訊，第 315 期，2009。

21. 張達德、陳柏麟、黃鋼、何暖軒、聞玉珮，「沖刷橋墩基礎的 HHT 振動頻率特性分析與判讀研究」，*Rock and Soil Mechanics*，vol. 31(7)，第 2241-2246 頁，2010。
22. 張國鎮、宋裕祺、林詠彬、林呈、賴進松、李路生、陳俊仲與翁士晟，「創新橋梁監測系統建置試驗研究」，高速公路局研究成果報告。
23. 鄭明淵等，「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」交通部運輸研究所，2011。
24. 鄭明淵等，「橋梁耐震能力與檢測評估分析模式之建立研究(1/2)」交通部運輸研究所，2015。
25. 鄭明淵等，「移動式橋梁振動檢測及訊號分析與傳輸通報系統」交通部運輸研究所，2013。
26. 橋梁檢測基本理論，中國土木水利工程協會，2013。
27. C.D. Lewis, "Industrial and Business Forecasting Method", London: Butterworth-Heinemann, 1982.
28. E. Herrera-Viedma, , F. Herrera, et al. "Some issues on consistency of fuzzy preference relations." *European Journal of Operational Research* 154(1): 98-109, 2004.
29. K.-W. Liao, M.-Y. Cheng, Y.-F. Chiu, J.-H. Lee, "Preliminary bridge health evaluation using the pier vibration frequency", *Construction and Building Materials*, 102 (1), pp.552-563, 2016.
30. M.-Y. Cheng, Prayogo Doddy, Pratama Mahardika Firdausi, "High Performance Concrete Compressive Strength Prediction Using Genetic Weighted Pyramid Operation Tree (GW POT)", *Engineering Applications of Artificial Intelligence*, Vol.29, pp.104-113, SCI, 2014.

31. M.-Y. Cheng and Y.W Wu, “Evolutionary Support Vector Machine Inference System for Construction Management”, *Automation in Construction*, 18 (5), pp.597-604, 2009.
32. P.L. Liu and C.Y. Yu, “Damage Detection of Structures with Bayesian Approach using Static Test Data”, *Journal of the Institute of Civil and Hydraulic Engineering, Special Issue*, pp. 831-838, 2004.
33. S.A. Mirza and J.G. MacGregor, “Variability of mechanical properties of reinforcing bars.” *Jour. Struct. Div., ASCE*, 105(ST5) : 921-937, 1979.
34. S. Hoon, “A Bayesian Probabilistic Approach to Damage Detection for Civil Structures”, PhD. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, U.S.A., 1998.
35. Yang, Y.B., Lin, C.W., and Yau, J.D., “Extracting bridge frequencies from the dynamic response of a passing vehicle,” *Journal of Sound and Vibration* 272: 471-493, 2004.

附錄一

期中報告意見處理情形

交通部運輸研究所合作研究計畫(具委託性質)

期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋梁耐震能力與檢測評估分析模式之建立研究(2/2)

合作研究單位：國立台灣科技大學

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>一、王華弘委員</p> <p>1. 國立臺灣科技大學研究團隊透過微震量測方式，在為期兩年的後半段，建置移動式量測橋梁自然頻率的變動，測試橋梁耐震能力的評估方式可行性。此計畫在計畫主持人的領導下、優秀的團隊成員，進行現地實驗並且藉由電腦模型的分析比對，嘗試建立耐震及耐洪臨界頻率比值，未來作為通行的參考。研究學理紮實，實驗設計嚴謹，期程內應呈現之成果具體並且符合計畫主旨，研究團隊所付出的努力以及共同主持人廖國偉教授的專業，值得肯定，盼望期末成果能夠順利進行。</p> <p>2. 橋梁模型建置應使用竣工圖，而非設計圖，且長期累積的維修損傷(含施工及歷年地震或洪災)或補強的紀錄應列入建模考量。</p>	<p>1. 感謝委員之肯定。</p> <p>2. 所收集之圖說包含設計圖、竣工圖，其用意為可找出當初橋梁之鑽探、設計地震與洪水強度等資料，而後續長期累積的損傷，在計畫團隊另一研究案成果「橋梁殘</p>	<p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p>

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>3. 橋面或是橋墩帽微震儀的量測結果在數據上看似類似，但是就量測內容而言，標的大不相同，兩者之間除了銜接的支承座種類，現況和性質均未明，宜作深入論述。</p> <p>二、張文忠委員：</p> <p>1. 檢測系統應增列硬體規格及量測時之量測參數，如取樣頻率、延時等。</p> <p>2. 沉箱與鑽掘樁為不同基礎型式，應加以釐清。</p>	<p>餘壽齡與保全評估決策模式之研究」亦有考量橋梁不可視損傷(材料劣化)與可視損傷(地震、洪水)之因素，相關成果亦整合至系統中。</p> <p>3. 支承的形式因橋梁種類與建造年代不同而不同，且一般竣工圖中並未有詳細的資料，此因素確實不易掌握；因此，本計畫目前均將量測的橋梁形式設定為簡支梁，亦即選擇支承相對簡單的形式，以減少其對量測結果的影響。例如，本次試驗的結果，儀器設置於橋墩墩帽與橋面板處，結果類似。</p> <p>1. 硬體規格將於期末報告中補述，取樣頻率為200Hz，取樣延時為兩分鐘。</p> <p>2. 文章中有提到本研究所研究對象為沉箱基礎橋梁，因此式(4.36)到式(4.38)之公式為沉箱基礎之等值彈簧計算公式，其公式來源為「公路橋樑耐震設計</p>	<p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p>

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>3. 說明垂直水流與平行水流向量測目的及物理意義，另垂直向量測是否分析？</p> <p>4. 請補充說明如何用 SPT-N 推估地盤反力係數相關係數 (Eq.4.36)。</p> <p>5. 建議量測場址自然振動週期，以了解量測物理量。</p>	<p>規範之補充研究_第六章」。</p> <p>3. 每次量測時均同時量測三個方向的震動歷時，其中，垂直水流與平行水流為一平面上兩個互相獨立的物理量，經討論，「垂直車流與平行車流」應較理想，期末將修正；垂直向量測不進行分析。</p> <p>4. 式 4.36 至式 4.38 中，可以利用 SPT-N 值、根據土壤種類，如砂質、黏性或軟礫石，建立與土壤平均剪力波速之關係，並推得地盤反力係數基準值(4.37)，而得地盤反力係數(4.36)。</p> <p>5. 將規劃於於下次現地振動試驗時進行量測，相關內容於期末報告補充。</p>	<p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p>
<p>三、劉俊秀委員</p> <p>1. 橋面板上量與 Capbeam 上量是完全不一樣的東西。</p>	<p>1. 雖然儀器設置位置不同，但根據此次試驗進行多次量測的結果，兩者的反應譜十分類似，仍有機會在不同的試驗中(但同時)量測到相同的震動特性。另、本計畫所關注的另一</p>	<p>同意辦理</p>

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>2. 目前以 Frequency 變化判斷是否危險不可行。</p>	<p>個重點為災害前後橋體的震動特性是否有明顯變化，橋面板與墩帽所取的震動結果是否一致，僅為參考。</p> <p>2. 以本次試驗的結果而言，對於沖刷與未沖刷的墩柱，其量測的結果差異性確實不大，其中，量測的墩柱僅沖刷約 3~4 公尺(全長約 30 公尺)，為差異不大的可能原因之一。後續將針對不同橋梁狀況進行量測，期望能量測到橋梁災前與災後較明顯頻率變化。</p>	<p>同意辦理</p>
<p>四、劉白梅委員</p> <p>1. 臨界頻率比值 R_{sc} 的量化合理性(1)沖刷外力是否夠大(2)數值差異是否明顯。</p> <p>2. 微振量測在標的物沖刷前後能否有具體的差異。</p> <p>3. 頻率、週期在公式上應用請調整一致性表達。</p>	<p>1. 此為本計畫觀察的重點，以本次試驗的結果而言，對於沖刷與未沖刷的墩柱，其量測的結果差異性不大，其中，量測的墩柱僅沖刷約 3~4 公尺(全長約 30 公尺)，為差異不大的可能原因之一。</p> <p>2. 同上題，後續現地量測將嘗試可量測到較大差異之方法，例如找沖刷變化量大之橋梁。</p> <p>3. 期末報告將修正(統一)。</p>	<p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p>

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>4. ppt 中 p.59,p.60 表單的 To 與 faa 應為可代表同一件事，但若差異很大應另有解釋或說明。</p> <p>五、公路總局</p> <p>1. 依據過去文獻及本局委外研究案(如「高科技橋梁即時監測系統建置計畫(西濱大橋)」等)，沖刷深度與結構頻率變化趨勢在實務上似未能充分直接反應，有時事件中實際量測數據甚至有違學理，貴團隊採用橋梁結構振動為主要判斷依據，是否在技術上已有重大突破。</p> <p>2. 有關移動式非破壞振動檢測，貴團隊在過去 100 年、102 年及 104 年所做的三次試驗，對於直接於橋墩柱進行量測之數據比對其準確性不足，尚存不穩定因子其檢討後主要因子為何?在本年度於南雲大橋與尖山大橋進行之現地試驗，是否已對其干擾因子再做釐</p>	<p>4. 期末報告時將統一以頻率作為評判之標準，並更新相關數據。</p> <p>1. 根據學理，當沖刷發生時，結構勁度下降，頻率應該隨之下降，並無疑慮；然而現場量測時，因為變數較多，量測的結果變動性較大，若沖刷深度不夠大時，確實有可能無法觀測到預期的結果。本計畫的重點之一為量測時的便利性，例如根據此次試驗結果，對於橋齡較久的簡支型橋梁，橋面板的震動特性與墩帽處類似，此結果可以簡化量測作業。</p> <p>2. 先前的量測結果(100 年、102 年及 104 年)不確定因素如拖車、行進間量測等因具有較高的不確定性，本次試驗均已排除；另 104 年度提出墩柱位置之影響(是否落於主河道上)，根據此次南雲大橋的結果，影響不大；惟每一座橋梁均有其特別處，例如南雲大橋(清水溪)的流量在平時不若蘭陽溪充沛，亦有可</p>	<p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p>

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>清，以提升其準確度。</p> <p>3. 於橋面板上非直接振動檢測，除車輛振動、水流、風力外，儀器本身載具之避震裝置所造成加速度計或速度量測頻率誤差，恐已超過識別所需之精度，實務上恐有判讀之困難。</p> <p>4. 本系統在人工智慧推論模式下，採數值模型所獲得的相關數據作為訓練案例，將如何檢核所得之應用參數(c、γ)是否過於保守，未來在實際應用上將如何驗證其可靠度。</p> <p>5. 目前省道之混凝土橋梁，類型各異且依不同建造年代在結構配置上亦有所不同，以少部分資料所發展之人工智慧推論模式，應用至其它橋梁時是否有二次檢核機制，以確保其準確性及可行性。?</p>	<p>能差異不大的原因。</p> <p>3. 同意委員所述，橋面板上非直接振動檢測並非所推薦的量測方式，本次試驗仍進行相關測試的原因：1.再次嘗試其可性、2.增加案例並與先前結果比較。</p> <p>4. 本研究所採用之交叉驗證方式為目前人工智慧通用檢驗方式，其理論為隨機將不同橋梁視為檢核組，並比較其綜合誤差，因此在經過模式驗證後，其誤差值已較 TELES 之評估結果低，而在此訓練結果下所選定之模式參數即為建議值，後續可藉由持續增加側推分析案例增進模式準確率。</p> <p>5. 如同前一題回覆，本研究在經過模式驗證後，其誤差值已較 TELES 之評估結果低，目前所採用之案例為 151 座典型橋梁，後續可藉由持續增加側推分析案例增進模式不同橋型之預測準確率。</p>	<p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p>

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>六、本所港研中心第一科謝明志科長</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 橋梁震動檢測，儀器放拖車上，檢測效果不如儀器直接放橋面板上，可能受拖車輪胎、軸承的影響，建議嘗試拆掉輪胎，以鐵輪圈直接接觸橋面板，檢視其效果是否會有改善。 2. 在橋梁可能有危險時，人員不應開車上橋檢測，建議思考有哪些方法，可不用人上橋而能施做檢測。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 儀器放拖車上，檢測效果確實不如儀器直接放橋面板上，所建議的量測方式將於下次試驗時納入考慮。 2. 目前有嘗試利用微型加速度計，目前結果顯示，雖然平時(微震)微型加速度計因解析度因素無法有效量測，但若危險期間(洪水或地震發生時)，微型加速度計確實有機會可以取代目前的量測方式；除微型加速度計外，本團隊亦將針對其他自動化量測方式進行評估。 	<p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p>
<p>七、本所港研中心第一科賴瑞應研究員</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 本計畫考量橋梁生命週期內可能遭遇地震、洪水及材料劣化等的安全問題，提出相關安全評估方法及檢測方法供未來防災決策之應用，研究團隊的努力及成果值得肯定。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 感謝委員肯定。 	<p>同意辦理</p>

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
2. 報告第 2-8 頁頻率量測流程中之<2.4>於橋墩上方量測與<2.6>於橋面板跨度中央處量測，兩者量測之差異在報告似乎無說明，請補充。	2. 報告第 2-8 頁所提及的頻率量測流程為文獻回顧的一部分，並非本次試驗的流程，書寫時並未清楚表示，將於期末報告修正。	同意辦理
3. 報告第 2-13 頁第 5 點內容與第 1 點重複請刪除。	3. 期末報告將刪除重複項目。	同意辦理
4. 報告第 3-34 頁提到圖 3.13 將有沖刷與無沖刷的墩柱之頻譜進行比較，兩者並沒有明顯的差異，但感覺上似乎有沖刷之頻率較低頻，無沖刷之頻率較高頻，也就是隨著沖刷深度的增加感覺頻率有往低頻移動的趨勢。	4. 以反應譜的結果而言，有沖刷橋梁之頻率確實較低，本計畫將持續觀察此一現象；另、雖然趨勢與學理一致，但頻率的變化量仍有不足，仍難以量測頻率變化判斷橋梁是否有安全的疑慮(初評)。以目前的沖刷程度(約 3~4 公尺)，橋梁可能確實並無安全上的疑慮，目前南雲大橋並未針對沖刷墩柱進行補強，量測的結果與工程人員的經驗判斷一致。	同意辦理
5. 報告第 3-40 頁提到 Z-test 驗算，能否簡單說明其原理。	5. Z-test 主要目的在驗證兩組樣本是否具有相同的平均值，若母體的標準差已知，則使用 Z-test，但通常母體的標準差為未知，此時若以樣本的標準差推估母體的標準差，稱	同意辦理

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>6. 由報告第 3-41 頁圖 3.15 所示，本計畫建議之標準量測橋梁頻率設備有含拖車，但報告第 3-40 頁提到拖車對頻率的量測有相當程度之影響，是否有矛盾請說明。</p> <p>7. 報告第 4-30 頁表 4-5 之初始案例資料庫之相關欄位單位請說明，設計水平加速度及結構型態值為何為 0，另外，部分 A_y，A_c 值超過 2g 或 3g 是否合理，請檢視。表 4-6 之 A_c 值大部分都超過 A_y 值 10 倍是否合理，請檢視。</p> <p>八、本所港研中心第一科林雅雯研究員</p> <p>1. 報告第 2-3 頁倒數第四行振動檢測可分析不同水位、流速、車行振動及橋梁劣化等狀況，解析沖刷深度或橋梁破壞所造成頻率的影響，建議釐清是否可做到。</p>	<p>t-test。詳細的內容將於期末報告補充。</p> <p>6. 感謝委員提醒，將修正圖 3.15 之內容或以文字補述所建議的量測施作流程。</p> <p>7. 此表格於期中報告為示意表，其數據亦經過正規化，於期末報告中將放置實際橋梁分析結果。</p> <p>1. 本計畫將針對墩柱是否位於河道中分別進行量測，試驗結果可以針對不同水位與流速進行討論，依目前的數據顯示，不同水位與流速對橋梁頻率的影響大，這結果顯然受到個案影響，以南雲大橋為例，落於主河道的橋墩</p>	<p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p>

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>2. 報告 2-12 頁提及第 2 點之文獻試驗結果顯示，基礎裸露對橋墩局部自然振動頻率有較明顯之影響，但對整體橋梁之自然振動頻率無明顯之影響，如此在橋面板振動檢測之意義建議說明。</p> <p>3. 報告 3-20 頁第四行僅憑最大能量決定第一振態</p>	<p>平時的水深僅有 1~2 公尺，流速緩慢，故有此結果。至於車型振動的影響根據前期的試驗結果，對橋梁頻率影響甚大，且依目前技術，不易將其影響排除，故目前的試驗方法，並不包含車行振動的影響。同樣地，雖然理論上，橋梁劣化應對頻率有所影響，但不在本計畫設定範圍內，期末報告將修正委員所提之文字描述。</p> <p>2. 報告 2-12 之文獻說明基礎裸露對橋墩局部自然振動頻率有較明顯之影響，但對整體橋梁之自然振動頻率無明顯之影響，可知基礎沖刷對於將儀器設置於橋墩所取得的頻率有較明確的影響，此點與本試驗目標一致。除此之外，本計畫另探討將儀器分別至於橋面板或墩柱帽梁上所取得頻率之差異性，若類似，則可簡化量測流程；若相異，則探討各別量測點在橋梁受損前後所取得的頻率是否有明顯差別，作為初步評估的依據。</p> <p>3. 利用有限元素模型進行第一模態頻率的確</p>	<p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p>

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>的頻率值，存有一定的風險，要用有限元素進行交互驗證，如此於現地振動量測後數據之分析作業流程如何制度化，有限元素分析亦不可能每個個案皆施行，橋梁管理單位如何應用。</p> <p>4. 目前試驗結果沖刷之橋墩振動頻率無減反增，建議說明解釋。</p> <p>5. 構架式與單柱式橋墩於側推分析時不同計算方式，在 AI 人工智慧推論全臺橋梁時，是否有將此因素特別考量。</p>	<p>認是一般常用的方法，不過此法誠如委員所言，不適用於橋梁管理單位；因為本計畫主要的試驗目的在於觀測洪災發生前後橋梁頻率變化，因此，本計畫後續試驗結果，將試圖將具有最大能量的幾個頻率變化值均列出，並比較兩次試驗的變化。</p> <p>4. 若僅由最大能量之頻率值來看，在兩個觀測的方向中，確實有一個方向存在的趨勢，不過，若由反應譜觀察，其實兩次試驗結果相近，且第二大能量的頻率值確實有下降的趨勢，因此，報告中建議僅憑最大能量決定第一振態的頻率值，存有一定的風險，亦即，應多考慮幾個主要頻率的變化。</p> <p>5. 人工智慧所考量相關因子已將 TELES 所調查之因子皆納入，其中包含了橋台型式，再經統計分析後，找出與耐震能力有高度相關性的有結構型態、跨距、主梁形式等。</p>	<p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p>

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>6. 簡報第 10 頁文獻振動頻率沒沖刷為 25Hz、沖刷 4m 為 5Hz，與本研究結果差異甚大，建議說明。</p>	<p>6. 該文獻並非針對完整的墩柱基礎進行試驗，該試驗僅針對單一支樁進行試驗，且該樁總長僅有 8.76 公尺，入土深僅有 6.5 公尺，當沖刷深度達 4 公尺時，該深度已經超過該樁入土深的一半，對於樁的頻率影響遠大於本試驗所觀察的數據，應是可預期的結果。</p>	<p>同意辦理</p>

附錄二

期末報告意見處理情形

交通部運輸研究所合作研究計畫(具委託性質)

期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋梁耐震能力與檢測評估分析模式之建立研究(2/2)

合作研究單位：國立台灣科技大學

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>一、公路總局材試所何鴻文委員</p> <p>1. 本案之移動式頻率檢測方式建議6種，並稱方式3與4誤差較大故未執行，與「公路早期防救災決策支援系統精進及橋梁耐震耐洪資料管理系統驗證」建議採用之方式4或5不同，請說明差異原因。</p> <p>2. 本案研究目的為災後開放通行之參考依據，故橋管單位亟需穩定量測系統配合快速分析能力作為決策支援，然研究量測結果仍存有高度的不確定性，如何克服以免誤判有待進一步努力。</p> <p>3. 請就本案實際量測橋梁之現象(橋基深度、災前災後裸露情況、上游集水區之降雨狀況等)加以描述說明，並配合本案之理論分析結果予以對照說明。</p>	<p>1. 兩篇文獻所介紹之研究為不同階段之成果，將在期末報告修正檔中統一編號方式。</p> <p>2. 根據試驗結果，不同次的量測間確實存有不小的差異，本研究團隊將持續探討可行且穩定的方案已避免未來應用時的誤判。</p> <p>3. 以兩座橋梁(尖山與南雲大橋)而言，災前災後的橋基深度與裸露情況並無明顯差異，原因為計畫執行其間，並無重大災害發生。因此，根據上述，前後兩次量測結果應當一致，經過t檢定後發現，在12組檢定中，有9組符合客觀</p>	<p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p>

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>二、臺灣大學土木系陳正興委員(退休)：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 本研究報告內容包含橋梁耐震與耐洪能力之評估，惟研究題目、摘要與關鍵詞均未包含耐洪之項目，建議應作適當修正。 2. 本研究報告之結論部份論及「將實測分析封橋及開放通行臨界比值」，似乎與簡報內容並不一致，請修正。 3. 本研究人工智慧分析所使用之 271 筆資料宜分為未包含劣化案例與包含劣化案例兩類作分析較宜，另將分析結果用於建立全臺 2000 多座橋梁之耐震資料庫似乎過於推論，宜審慎考慮其適用性。 <p>三、臺北科大土木系施邦築委員</p>	<p>觀察</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 感謝委員建議，相關錯誤在期末報告定稿中修正。 2. 感謝委員建議，相關錯誤在期末報告定稿中修正。 3. 本計畫所建置之人工智慧模式有將材料劣化因素納為模式輸入因子，因此未列化之案例此因子(鋼筋斷面腐蝕率)數值為 0，而有不同劣化之案例則根據不同鋼筋斷面腐蝕率而有不同數值，故在模式中不會將兩種案例視為同一類。另外分析結果用於推論全台橋梁耐震能力之應用，系統同時考量本計畫研究計算值與國家地震中心 TELES 模式輸出值，取兩者聯集，避免偏差過大。 	<p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p>

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>1. 以橋面板上量測頻率的值與帽梁上量測值相當接近，請說明其限制條件，例如 Box Girder 是否適用。</p> <p>2. 橋基在洪水過程中，有先淘後淤的情況，頻率的改變有否可能在淘淤過程中顯現其應用性。</p> <p>3. 橋梁耐震能力的分析，主要考慮下部結構的振動頻率，是否亦可考慮上部結構、支承等。</p>	<p>1. 本研究所選定橋梁並無 Box Girder 之橋梁型式，因此，雖然目前橋面板與墩柱的結果相近，在未有進一步的驗證下，Box Girder 的適用性不得而知。</p> <p>2. 同意委員所述，惟本計畫目前的目標為封橋後重新開啟時機之先驅研究，在這個情形下，委員所關注的議題並不在考量之內。然而因為委員所提之議題十分重要，本團隊曾計畫於蘇迪勒颱風期間觀察橋梁的反應，惟因所選橋梁位於中部，雨量不大，並未成功觀測到高水位時的橋梁反應。</p> <p>3. 將上部結構細部納入有限元素模式中為目前分析的趨勢之一，因本研究為一持續性計畫，分析模型需具有一致性，目前雖暫無此規劃，但此本研究團隊將考量其可行性。</p>	<p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p>

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>4. 以人工智慧方式將有限資料應用到臺灣多數橋梁，方法及模式均良好，但臺灣橋梁的型態、老舊、結構材料、環境等差異甚大，請說明應用時之不確定性。</p>	<p>4. 感謝委員建議，模式中已有考量橋樑結構型態、使用年、環境劣化等因素，但仍會於結論與建議中補充如擴充不同類型案例可提升模式預測準確性。</p>	<p>同意辦理</p>
<p>四、中興工程顧問社張權委員</p>		
<p>1. 本研究具實用性，研究邏輯與規劃相當清楚，研發成果具體且符合研究目標。</p>	<p>1. 感謝委員認同。</p>	<p>同意辦理</p>
<p>2. 請修正材料應力應變圖之應變量單位。</p>	<p>2. 謝謝委員意見，已參照委員意見修正。</p>	<p>同意辦理</p>
<p>3. 橋梁結構側推分析模型，是否有設定橋墩柱斷筋點塑性鉸以及考慮RC開裂勁度折減？</p>	<p>3. 對於柱塑鉸位置配置，本研究在依彎矩最大處為原則進行塑鉸配置，所以在柱之頂部與底部設置塑鉸，斷筋處並無塑鉸；在計算塑鉸性質只考慮斷面之降伏點以及極限點，並無考慮RC斷面之開裂勁度折減。</p>	<p>同意辦理</p>
<p>4. 圖 5.3 誤植相同的圖 5.4。</p>	<p>4. 感謝委員糾正，錯誤已修正。</p>	<p>同意辦理</p>

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>5. 以一般橋梁耐震評估結果之 A_y、A_c 大約 0.3~0.6g，而 P.5-11 ESIM 測試預測誤差平均值 $A_y=0.164g$、$A_c=0.246g$ 相較之下仍然稍大。系統訓練時某些案例 A_y、A_c 值過高較不合理。</p>	<p>5. 目前國內針對大規模橋梁之耐震能力推論分析僅有 TELES 系統，在無法對每座橋梁側推分析之前提下，目前系統之推論結果僅能跟 TELES 之方法進行比較，而由結果顯示本計畫成果與 TELES 相比提升的預測準確性。</p>	<p>同意辦理</p>
<p>6. 目前公路總局之橋梁耐震評估法係以性能設計概念為主，似已不採用 A_y、A_c 值。</p>	<p>6. 以性能設計做為橋梁耐震評估為目前的趨勢之一，因本研究為一持續性計畫，分析模型需具有一致性，目前雖暫無此規劃，但此本研究團隊將考量其可行性。</p>	<p>同意辦理</p>
<p>五、本所港研中心第一科謝明志科長</p>		
<p>1. 報告 P.3-30 耐震安全臨界比值公式 (3.2 式)，請修正與耐洪公式表示法一致，如公式 5.7 式。</p>	<p>1. 謝謝委員意見，已參照委員意見修正。</p>	<p>同意辦理</p>
<p>2. p.5-51 表 5-25 是取用表 5-24 前 18 項因子，請確認「防落設施」因子有否在專家問卷 5 分以上。</p>	<p>2. 感謝委員建議，錯誤已修正。</p>	<p>同意辦理</p>

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>3. 5.3.2 節耐洪分析，圖 5.23、圖 5.24 剪力-位移曲線都畫到沖刷 12m(i.e.沖刷 100%)的曲線，為何表 5-30、表 5-31 最後都只求到沖刷 90%，而不是沖刷 100%，是何原因？</p> <p>4. P.5-65 表 5-31 頻率比值的 1st 欄，分子、分母都為 0%沖刷，此欄位的值是否應都為 1？另表 5-31 應是來自表 5-30，但後者有 26 筆資料，為何推算到表 5-31，只剩 23 筆資料？</p>	<p>3. 感謝委員建議，錯誤已修正，修正為沖刷到 100%。</p> <p>4. 感謝委員建議，表中漏列完整狀態之橋梁頻率，即橋梁沖刷 0% 且未受損為分母，各沖刷深度下的極限受損程度之頻率為分子。另外筆數錯誤已修正為 26 筆。</p>	<p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p>
<p>六、本所港研中心第一科賴瑞應研究員</p> <p>1. 本報告詳細說明整個計畫之研究過程、相關文獻、相關理論及分析方法，研究成果相當豐碩，研究單位之努力與付出值得肯定。僅提供幾點意見供研究單位參考。</p>	<p>1. 感謝委員肯定。</p>	<p>同意辦理</p>

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>2. 報告提到橋面板與帽梁間存有支承墊之橋梁，在橋面板量測橋梁頻率有一定程度的影響，所以本計畫所選的現地量測橋梁均不具有支承墊。另外也提到，目前所分析的條件僅限於橋梁狀態沒有明顯改變的狀態，若有明顯的沖刷深度，比值是否仍如目前分析的結果，尚有待觀察。但報告結論第(1)點，卻很肯定的述說帽梁或橋面板所取得的頻率並無顯著的差異，表示確實可以以比值作為指標。此論述是否過於樂觀，建議把本研究的限制條件說明清楚，以免產生誤解。</p>	<p>2. 因此兩次試驗間並未有明顯的沖刷深度，比值的適用性，尚有待觀察，相關結論已做修正。</p>	<p>同意辦理</p>
<p>3. 第4-12頁4.3.2腐蝕章節之論述，有關服務年限一千年、開始腐蝕時間303年或146年、788年、497年等之論述，覺得很不可思議，因為一般結構設計使用年限為50年，尚無聽過設計使用年限有一千年之構造物，且構造物之設計能在50年使用</p>	<p>3. 因試驗橋梁係在多個因素下選定，最終選定的橋梁並非最具劣化潛勢。根據目前所選定的劣化模式，開始腐蝕時間確實高過一般橋梁壽命甚多，也因如此，在計算A_y與A_c時，選定的參數為鋼筋腐蝕比率，並非時間。</p>	<p>同意辦理</p>

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>年限內無腐蝕狀況發生已很不簡單，更遑論超過 146 年，相關論述或模擬是否適當請再考量。</p> <p>4. 第 5-77 頁表 5-42 橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式主要影響因子，包含沖刷程度，請問沖刷程度之定義為何？個人認為影響因子中之基樁裸露深度及洪水即時沖刷深度對橋梁的耐洪能力均有很大影響，但為何均未納入影響因子中。</p> <p>5. 報告中之加速度計與速度計兩名詞似乎常常有混淆的情形，請加強校核是否有誤植之處。</p> <p>七、本所陳副所長天賜</p> <p>1. 以橋梁振動量測及臨界頻率比值做為開放通行之依據，建議振動量測及分析時背景干擾、環境狀況及水位高度等皆納入考量。</p> <p>2. 橋面板振動量測國外有無類似的做法，日本</p>	<p>4. 模式中的沖刷深度，即表示由基樁頂至沖刷下土讓間之距離，亦即包括委員所提到之基樁裸露深度與即時沖刷深度。</p> <p>5. 謝謝委員意見，已參照委員意見修正。</p> <p>1. 目前振動量測時之背景等環境狀況已納入考慮，但水位高度則無，水位高度對量測結果確實應有影響，未來將評估將其納入分析的可行性。</p> <p>2. 以前後頻率比值做為橋梁初步健康的依據</p>	<p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p>

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>實用性的作法為何，有無實際應用案例？</p> <p>3. P.87 通行失敗機率意義為何？可白話方式解釋，各損壞的定義及如何量測判定，通行失敗機率與 A_y、A_c 的關係為何？</p>	<p>先前已有研究，如 Nishimura A 於 1990 的研究 (Examination of Bridge Substructure for Integrity. Jpn Rail Eng 1990; 114: 13 - 17)，該研究的臨界頻率的比值與本研究相近。不過，該研究並未針對橋面版頻率進行分析或量測，這方面的研究目前的文獻並不多。</p> <p>3. 根據國家地震中心在震害調查報告中對震害之定義，即橋梁受到不同強度地震後橋梁可能損壞造成無法通行之機率，而根據結構之定義 A_y 為降伏加速度，A_c 為損壞加速度，當橋梁受到比 A_y 小的加速度，橋梁仍在線性應力應變階段，仍可回復原來能力，而超過降伏點後，橋梁即進入非線性階段，將造成永久之傷害，而受到超過 A_c 之加速度將直接造成橋梁崩壞，因此參考國家地震中心之定義各損壞等級，並賦予每損壞級下可能造成無法通行之權重，綜合各等級與權重計算出通行失敗機率。</p>	<p>同意辦理</p>

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
4. 簡報 P.24 變異係數達 0.15 之原因為何? 請探討說明。	4. 因為試驗的結果中，變異係數變化相當大，因為操作流程相近，因此目前推斷，應是環境雜訊所造成的結果。	同意辦理
5. 簡報 P.9 橋梁 TBMS 平台並非橋梁檢查，建議說明清楚。	5. 感謝委員建議，TBMS 為交通部應用於紀錄橋梁基本資料及巡檢紀錄之用，而其中 TBMS 中的 D.E.R.&U. 表單用於橋梁檢測。	同意辦理
八、公路總局(書面審查意見)		
1. 目前高公局委託美商同棧國際工程顧問股份有限公司台灣分公司，辦理「研訂交通部既有公路橋梁耐震補強評估與設計規範(草案)」，該草案針對耐震評估新增定量化的計算，可做為貴團隊的參考。	1. 感謝委員建議，委託單位與團隊在規畫後續研究方向時，可參考此文件。	同意辦理
2. 「移動式非破壞性振動檢測」依目前測試結果似仍未達穩定、高準確性的目標，且尚有橋梁結構系統不同是否一體適用之疑慮，此類問題未來都有賴於貴	2. 本團目前針對簡支不具功能性支承的橋梁進行試驗，未來將持續觀察結構系統不同時的適用性。	同意辦理

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>團隊持續的研發與突破。</p> <p>3. 以橋梁振動頻率為主要健檢指標，立意高遠，但本局橋梁極重視養護、補強，不允許有危橋產生，在此前題下要透過實例驗證貴團隊的理論極為困難，是否需另覓合適的研究標的，貴團隊可再評估考量。</p>	<p>3. 感謝貴局寶貴建議，日後找尋現地試驗橋梁對象將參考貴局之建議。</p>	<p>同意辦理</p>
<p>九、本所港研中心第一科林雅雯研究員</p> <p>1. 非破壞性振動檢測共有 6 檢測方式，最後建議的檢測方式請述明。</p> <p>2. 報告 3-17 頁南雲大橋及尖山大橋量測頻率值 Z-test 不相等，建議說明。</p> <p>3. 報告 3-17 頁南雲大橋第 14 橋墩較 9 橋墩沖刷深但檢測結果頻率較高，建議說明。</p>	<p>1. 根據試驗結果，最佳的量測方式為將儀器置於墩帽上(無行車)，致於橋面版處次之(無行車)。</p> <p>2. 因為各試驗的操作流程相近，但卻有不同結果，目前推斷應是環境雜訊所造成的結果。</p> <p>3. 理論上具有較深的沖刷深度期頻率應較低，但 9 號與 14 號橋墩並未呈現上述結論。原因可能為 1. 量測本身的不確定性導</p>	<p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p>

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>4. 報告第 4-22 及 4-23 頁有握裹效應之橋墩保護層混凝土應力因 5% 腐蝕應力由 21MPa 降到 3MPa，是否合理，建議說明。</p> <p>5. 報告第 4-74 頁表 4-25 側推分析尖山大橋分析結果建議如表 4-26 方式呈現。</p> <p>6. 對於橋梁耐洪臨界頻率比值(Rsc)，如 5-65 頁表 5-31，編號 1 在</p>	<p>致；2.兩座墩柱雖然具有相同的結構設計，但因所處位置不同，其土層性質有異。</p> <p>4. 握裹效應主要影響鋼筋，而保護層混凝土因鋼筋鏽蝕，鋼筋表面生成氧化物造成混凝土開裂，為強度下降之主因，本研究用一軟化係數考慮之，此係數主要由鋼筋數量控制，當斷面鋼筋數量越多混凝土脆化情況就越嚴重，而南雲大橋之斷面配筋多達 72 根，一旦發生腐蝕將導致嚴重之脆化效應(軟化係數由 1 變成 0.152)，通常鋼筋一發生腐蝕混凝土保護層即開裂毀壞，為 0% 至 5% 應力下降幅度距大之主因，北港大橋、尖山大橋也有類似情況。</p> <p>5. 謝謝委員意見，已參照委員意見修正。</p> <p>6. 此表並不會應用於比較各沖刷深度之差異，而是當橋梁前後量測的頻率比值由 1</p>	<p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p> <p>同意辦理</p>

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>0%~90% 沖刷其比值由 0.784 降至 0.723，其下降幅度是否能有效應用於判斷橋梁安全程度。</p>	<p>降至 0.784 或是降至 0.723 皆是屬於危險階段，將不建議開放通行。</p>	

附錄三

期末簡報資料

橋梁耐震能力與檢測評估分析模式之建立研究 (2/2) 期末報告簡報



委託單位：交通部運輸研究所

執行單位：台灣科技大學生態與防災工程研究中心

中華民國一百零五年十一月



簡報流程

壹 計畫背景及目的

貳 研究方法

參 執行步驟

肆 執行進度

伍 結論與建議



壹

計畫背景及目的(1/2)

- 橋梁為連絡河流兩岸之重要交通工程設施，洪水來襲地震皆造成重大威脅，使得橋梁現有狀況不明。

動機

- 目前缺少一套有效評估橋梁現況之通阻檢測模式。且國內橋梁數量多，若對所有橋梁進行詳細檢測評估，將花費許多時間與經費。
- 橋梁耐震能力推論模式如增加案例資料庫，可提升預測Ay與Ac準確度。
- 橋梁振動頻率量測於前期計畫提出，但所量測頻率是否能代表橋梁狀態，仍待確認。



壹

計畫背景及目的(2/2)

目的

- 新增橋梁側推分析案例，擴充資料庫，更新推論模式。
- 建置橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)與橋梁沖刷後臨界頻率比值(Rsc)推論模式，做為橋梁開放通行之標準。
- 驗證在橋面版或拖車上所量測振動頻率是否可作為橋梁安全檢測之依據指標。
- 災前(維護)、災時(破壞潛勢)與災後(是否開放通行)不同階段之決策參考依據。



貳

研究方法(1/2)

本計畫期程分為五個階段完成



貳

研究方法(2/2)



執行步驟-第一階段 研究團隊組成

研究團隊組成

名稱	服務機構/系所	專長	負責事項
鄭明淵 特聘教授	國立台灣科技大學 營建工程系/管理組	資訊管理系統、營建業流 程再造、人工智慧、地理 資訊系統	計畫案整合 與協調
廖國偉 副教授	國立台灣科技大學 營建工程系/資訊組	可靠度分析、最佳化設計、 結構力學、機器學習理論、 系統工程	振動檢測規 劃設計與量 測
吳育偉 博 士	國立台灣科技大學 營建工程系	資訊工程、軟體代理人、 網頁系統	資訊傳遞與 系統整合
4 名 碩士兼任助理	國立台灣科技大學 營建工程系	營建管理、資訊工程等	橋梁振動量 測試驗



執行步驟-第二階段 擬定移動式振動檢測通阻臨界頻率

1 橋梁檢測與承載評定之文獻回顧

2 量測模式擬定與驗證

3 實尺寸橋梁試驗簡介

4 橋梁試驗結果



1 橋梁檢測與承載評定之文獻回顧(1/2)

第二階段-擬定移動式振動檢測通阻臨界頻率

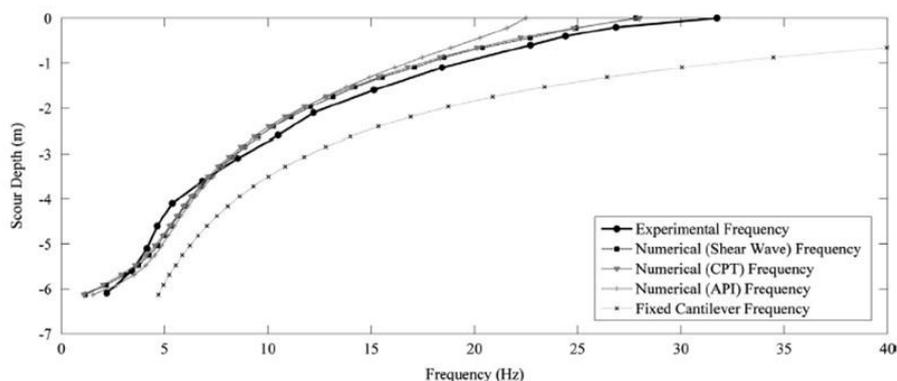
項目	方法	
橋梁檢查	D. E. R. &U.	
橋梁荷載試驗 -承載評定分析	靜載試驗或動載試驗	
	透過理論分析	側推分析
	實物調查	由實際交通情況之統計資料
	實物荷載實驗法	車行載重試驗
以頻率為基礎之 檢測	微震法、移動式量測法...	



1 橋梁檢測與承載評定之文獻回顧(2/2)

第二階段-擬定移動式振動檢測通阻臨界頻率

文獻中提出不同沖刷深度對振動頻率之影響



S.H. Ju, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2013
L.J. Prendergast et al., Journal of Sound and Vibration, 2013



2 量測模式擬定與驗證-前期成果

(1) 量測方法

	試驗方式	儀器位置	橋梁振動外力來源				試驗代碼	可行性	
			小自客	重車	正常車流	無車			
待驗證量測	移動式量測法	小自客	✓				1	×	
			✓	✓			2	×	
		拖車	✓				3	×	
			✓	✓			4	×	
	靜止量測法	橋面版				✓	5	◎	
					✓		6	◎	
		小自客(靜止)				✓	7	×	
					✓		8	×	
			拖車	小自客靜止			✓	9	◎
							✓		10
	小自客發動			✓		11	×		
				✓					
	等速量測法	橋面版		✓			12	×	
		小自客		✓			13	×	
拖車			✓			14	×		
基準量測	儀器放置於橋墩量測								

2 量測模式擬定與驗證-前期成果

第二階段-擬定移動式振動檢測通阻臨界頻率

(2) 團隊過去試驗結果

總計9座橋共13次試驗

所在縣市	橋梁名稱	試驗日期
宜蘭	舊牛鬥橋	2010/12/05
	執信橋	2011/05/23(第一次)
		2011/05/27(第二次)
	蘭陽大橋	2015/06/02(颱洪前)
		2015/08/17(颱洪後)
		2015/11/11(無車流)
		2015/06/02(颱洪前)
	舊東澳橋	2015/08/17(颱洪後)
台北	思源橋	2011/03/25
南投	集集橋	2011/10/11
台中	東勢大橋	2013/10/18
	天福大橋	2013/10/18
苗栗	西湖大橋	2013/11/01

3 實尺寸橋梁試驗簡介-本年度新增2座

第二階段-擬定移動式振動檢測通阻臨界頻率

實尺寸橋梁試驗



驗證前述試驗◎之方法
何者更能反應橋梁沖刷
前後之頻率變化？



台灣科技大學生態與防災工程研究中心

3 實尺寸橋梁試驗簡介-本年度新增2座

第二階段-擬定移動式振動檢測通阻臨界頻率

(1) 實尺寸橋梁試驗-南雲大橋



Pier 14



台灣科技大學生態與防災工程研究中心

3 實尺寸橋梁試驗簡介-本年度新增2座

第二階段-擬定移動式振動檢測通阻臨界頻率

(1) 實尺寸橋梁試驗-南雲大橋



Pier 9

3 實尺寸橋梁試驗簡介-本年度新增2座

第二階段-擬定移動式振動檢測通阻臨界頻率

(2) 實尺寸橋梁試驗-尖山大橋



3 實尺寸橋梁試驗簡介-本年度新增2座

第二階段-擬定移動式振動檢測通阻臨界頻率

(1) 試驗日期

橋梁試驗對象	試驗日期(洪水前)	試驗日期(洪水後)
南雲大橋	105/6/13	105/10/3
尖山大橋	105/6/17	105/9/28

(2) 試驗所使用的小拖車



後視圖



俯視圖

3 實尺寸橋梁試驗簡介-本年度新增2座

第二階段-擬定移動式振動檢測通阻臨界頻率

(3) 橋梁現地狀況

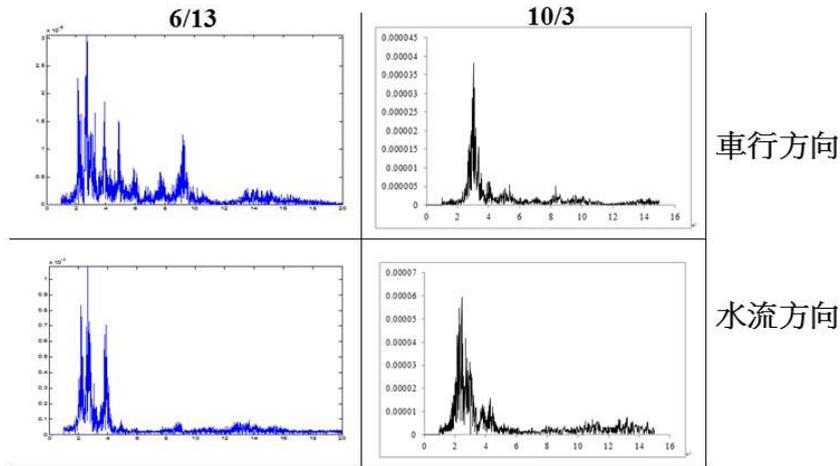
1. 南投縣竹山鎮南雲大橋(6/13, 10/3):

- 試驗墩柱: P14 (行水區), P9
- 6車道(兩側各一個慢車道)
- 需交通管制(封閉一慢車道進行試驗)

2. 苗栗縣頭份鎮尖山大橋(6/17, 9/28)

- 試驗墩柱: P7(行水區)
- 6車道(兩側各一個慢車道)
- 需交通管制(封閉一慢車道進行試驗)

南雲大橋橋面板(pier 9)之傅氏頻譜



南雲大橋 pier 14帽梁 所量測的頻率值

	6/13	10/3	t-test
車行方向(x)	2.93	2.89	相等
水流方向(y)	2.47	2.44	相等

南雲大橋 pier 9帽梁 所量測的頻率值 樣本數:20

	6/13	10/3	t-test
車行方向(x)	3.04	3.04	相等
水流方向(y)	2.68	2.68	相等

樣本數:20



4

橋梁試驗結果-南雲大橋(橋面板)

第二階段-擬定移動式振動檢測通阻臨界頻率

南雲大橋 pier 14橋面板 處所量測的頻率值

	6/13	10/3	t-test
車行方向(x)	2.89	2.96	不相等
水流方向(y)	2.42	2.44	相等

樣本數:20

南雲大橋 pier 9橋面板 處所量測的頻率值

	6/13	10/3	t-test
車行方向(x)	2.68	3.03	不相等
水流方向(y)	2.41	2.26	相等

樣本數:20



4

橋梁試驗結果-南雲大橋(帽梁穩定性)

第二階段-擬定移動式振動檢測通阻臨界頻率

南雲大橋 pier 14帽梁 量測穩定性結果(變異係數 σ/μ)

	6/13	10/3
車行方向(x)	0.01	0.06
水流方向(y)	0.05	0.07

南雲大橋 pier 9帽梁 量測穩定性結果(變異係數 σ/μ)

	6/13	10/3
車行方向(x)	0.003	0.007
水流方向(y)	0.01	0.1



4 橋梁試驗結果-南雲大橋(橋面板穩定性)

第二階段-擬定移動式振動檢測通阻臨界頻率

南雲大橋 pier 14橋面板 量測穩定性結果(變異係數 σ/μ)

	6/13	10/3
車行方向(x)	0.0007	0.0003
水流方向(y)	0.06	0.07

南雲大橋 pier 9橋面板 量測穩定性結果(變異係數 σ/μ)

	6/13	10/3
車行方向(x)	0.013	0.006
水流方向(y)	0.15	0.075

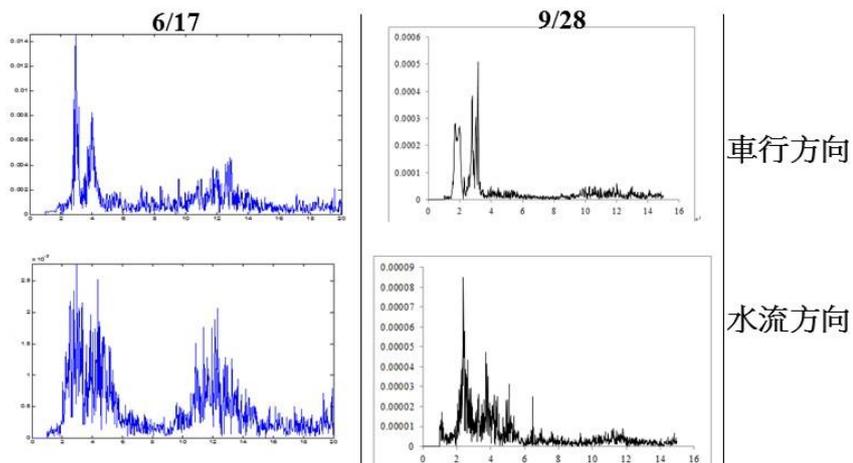


4

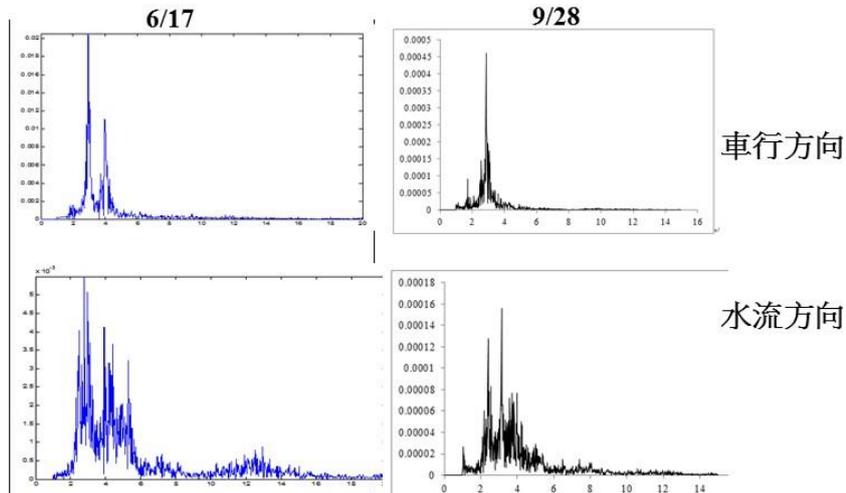
橋梁試驗結果-尖山大橋

第二階段-擬定移動式振動檢測通阻臨界頻率

尖山大橋帽梁之傅氏頻譜



尖山大橋橋面板之傅氏頻譜



4 橋梁試驗結果-尖山大橋(帽梁、橋面板)

尖山大橋帽梁所量測的頻率值

	6/17	9/28	t-test
車行方向(x)	3.01	3.15	不相等
水流方向(y)	2.83	2.63	相等

樣本數:20

尖山大橋橋面板處所量測的頻率值

	6/17	9/28	t-test
車行方向(x)	2.90	2.92	相等
水流方向(y)	2.80	2.79	相等

樣本數:20



4 橋梁試驗結果-尖山大橋(帽梁、橋面板穩定性)

第二階段-擬定移動式振動檢測通阻臨界頻率

尖山大橋 pier 7 帽梁 量測穩定性結果(變異係數 σ/μ)

	6/17	9/28
車行方向(x)	0.03	0.05
水流方向 (y)	0.06	0.17

尖山大橋 pier 7 橋面板 量測穩定性結果(變異係數 σ/μ)

	6/17	9/28
車行方向(x)	0.01	0.03
水流方向 (y)	0.06	0.17



4 橋梁試驗結果-南雲大橋頻率比值t檢定

第二階段-擬定移動式振動檢測通阻臨界頻率

南雲大橋 pier 14 水流方向頻率比值之比較

	6/13	10/3	比值
帽梁	2.47 (0.05)	2.44 (0.07)	1.01
橋面板	2.42 (0.06)	2.44 (0.07)	0.991
t-test	-	-	相等

()內數值為變異係數

樣本數:20

南雲大橋 pier 9 水流方向頻率比值之比較

	6/13	10/3	比值
帽梁	2.68 (0.01)	2.68 (0.1)	1.000
橋面板	2.41 (0.15)	2.26 (0.075)	1.066
t-test	-	-	相等

()內數值為變異係數

樣本數:20



4 橋梁試驗結果-尖山大橋頻率比值t檢定

第二階段-擬定移動式振動檢測通阻臨界頻率

尖山大橋 pier 7 水流方向頻率比值之比較

	6/17	9/28	比值
帽梁	2.83 (0.06)	2.63 (0.17)	1.076
橋面板	2.80 (0.06)	2.79 (0.17)	1.003
t-test	-	-	相等

()內數值為變異係數

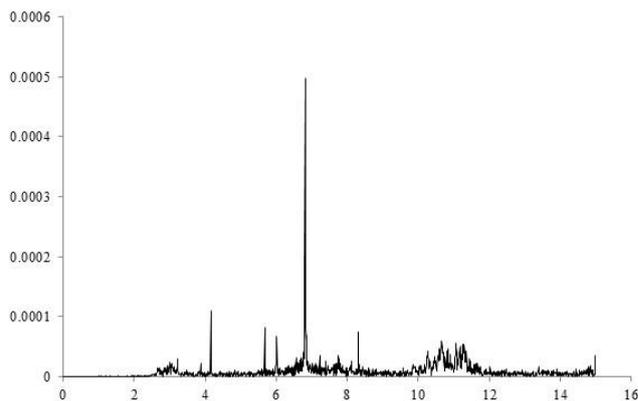
樣本數:20



4 橋梁試驗結果-與河床處1比較

第二階段-擬定移動式振動檢測通阻臨界頻率

南雲大橋河床處的傅氏頻譜 - 1

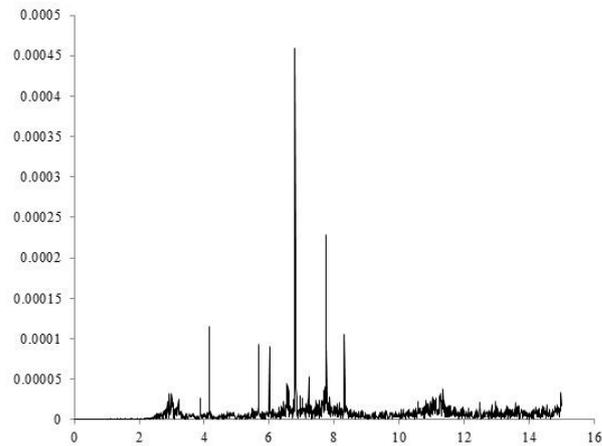


4

橋梁試驗結果-與河床處2比較

第二階段-擬定移動式振動檢測通阻臨界頻率

南雲大橋河床處的傅氏頻譜 - 2



4

橋梁試驗結果-與河床處2比較

第二階段-擬定移動式振動檢測通阻臨界頻率

橋梁處與河床處頻率比較

位置		頻率
橋面板	車行	2.98 Hz
	水流	2.57 Hz
墩帽	車行	2.89 Hz
	水流	2.38 Hz
河床1		6.68 Hz
河床2		6.64 Hz



小結

- 每次量測的結果的穩定性存有高度的不確定性，例如有時變異係數接近零，有時接近0.15
- 前後次測量時因無重大災害，橋梁客觀狀態並未改變。而在12次的前後結果比較中，有9次的T檢定顯示其頻率並無顯著的差異，大致呼應客觀的觀察
- 橋面板與帽梁處之比值，在本計畫以兩座橋梁3組t檢定的結果顯示，並無顯著的差異



小結

- 尖山大橋雖將試驗提前至9/28(颱風當天離台)，尖山大橋的水位仍不高，無法測得水流對橋梁頻率的影響
- 根據所量的之河床面之振動頻率，其與所量得的橋梁振動頻率有明顯的不同



執行步驟-第三階段 擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

- 1 原有側推分析案例庫
- 2 建置塑鉸分析模式
- 3 建置側推分析模式
- 4 建置土壤性質
- 5 橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)分析
- 6 橋梁沖刷後之臨界頻率比值(Rsc)分析



1

原有側推分析案例庫

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

本團隊已建置之側推分析案例27筆(各5種鋼筋斷面劣化程度)，今年新增3座。

編號	橋名	縣市	區鄉	竣工年度	路線	總長	最大淨寬	跨越河道
1	三星橋	宜蘭縣	三星	76	臺7丙線	120	12.2	安農溪
2	千島橋	臺南市	新化	85	臺20線	148.2	20	那拔林溪
3	中隘橋	新竹市	新竹	79	臺1線	45.2	29.8	鹽港溪
4	中彰大橋	臺中市	龍井	84	臺61線	2743	21.6	烏溪
5	牛鬥橋	宜蘭縣	大同	99	臺7丙線	547.5	13	蘭陽溪
6	平和橋	臺南市	左鎮	84	臺20線	70	20	笨寮溪
7	尖山大橋	苗栗縣	頭份	83	臺1線	432	25	溪河
8	朴子溪橋	嘉義縣	朴子	96	臺19線	320	24.1	朴子溪
9	老坑溪橋	桃園	楊梅	78	臺1線	26.4	30	石門大川
10	西湖橋	雲林縣	臺西	83	臺17線	50	18.2	舊虎尾溪
11	東華大橋	花蓮縣	壽豐	91	臺11丙線	2069	13.6	志學堤防
12	枋山大橋	屏東縣	枋山	68	臺1線	265	24.2	枋山溪
13	虎尾溪橋	雲林縣	虎尾	82	臺1線	350	25	虎尾溪
14	南勝橋	高雄市	旗山	72	臺21線	35	19	野溪
15	急水溪橋	臺南市	新營	72	臺1線	300	24	急水溪
16	軟信橋	宜蘭縣	大同	78	臺7線	143.4	5	圓山溪
17	郁威橋	臺東縣	長濱	87	臺11線	50	18	郁威溪
18	富林橋	桃園縣	觀音	71	臺15線	60	20	大坵溪
19	新潮州大橋	屏東縣	潮州	70	臺1線	360	24.5	東港溪
20	福同橋	南投縣	埔里	76	臺21線	96	15	桃米坑溪
21	頭屋大橋	苗栗縣	頭屋	77	臺13線	390	15	溪河
22	龍門橋	新北市	貢寮	67	臺2線	150	22	雙溪
23	豐源大橋	臺東縣	臺東	74	臺11線	470	18	利嘉溪
24	蘭陽大橋	宜蘭縣	宜蘭	80	臺9線	785	15	蘭陽溪
25	北勢大橋	苗栗縣	苗栗	66	臺13甲線	393.3	36	溪河
26	武陵橋	臺東縣	鹿野	76	臺9線	385	12	鹿寮溪
27	仙人橋	南投縣	國姓	74	臺14線	160	16	烏溪

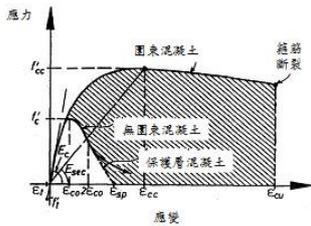


2

建置塑鉸分析模式

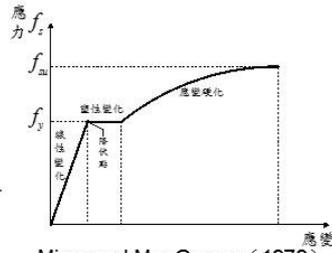
第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

(a) 混凝土材料模型



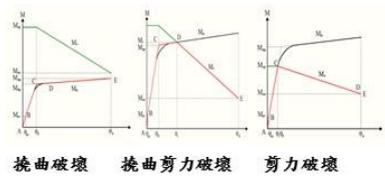
Mander (1988)

(b) 鋼筋材料模型



Mirza and MacGregor (1979)

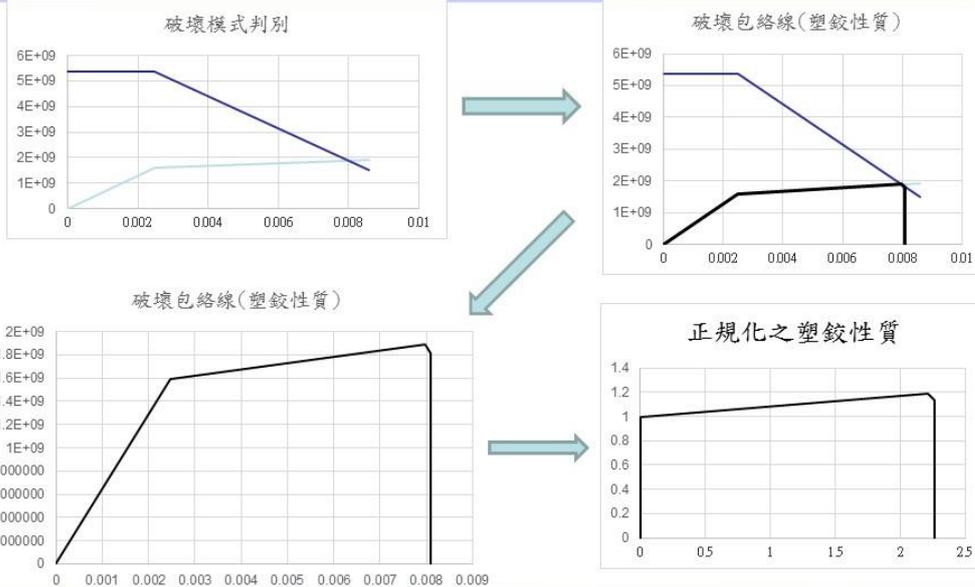
(c) 塑鉸破壞模式



2

建置塑鉸分析模式

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

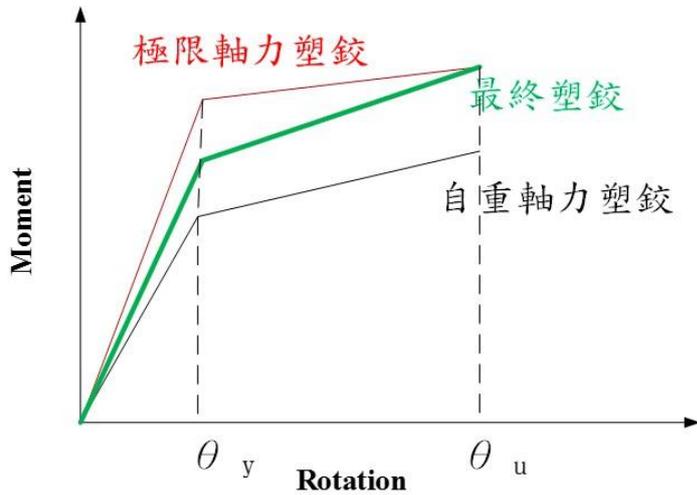


2

建置塑鉸分析模式

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

考慮軸力變化之塑鉸性質



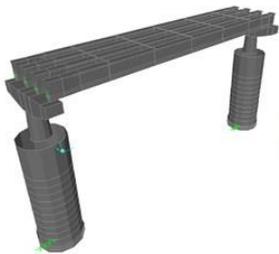
3

建置側推分析模式

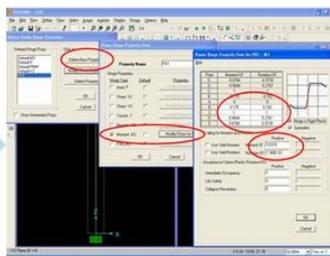
第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

以SAP2000軟體為平台，分為以下五步驟：

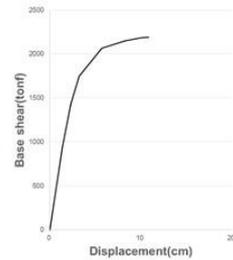
(a) 建置橋梁有限元素模型



(b) 匯入塑鉸特性



(c) 建立容量曲線



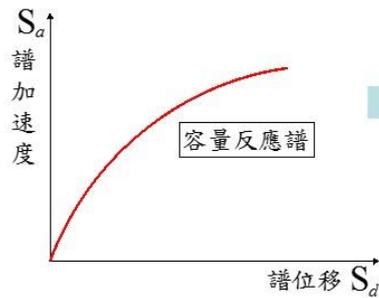
3

建置側推分析模式

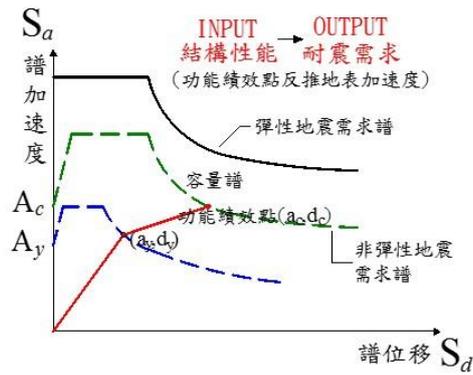
第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

以SAP2000軟體為平台，分為以下五步驟：

(d) 建立容量震譜



(e) 求取A_y與A_c值



3

建置側推分析模式-南雲大橋

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

南雲大橋

corrosion level (X direction) %	Pushover result (tf-cm)		PGA result (A _y)		PGA result (A _c)		PGA Design
	Displacement (cm)	Base Shear max	PGA result (A _y)	Displacement (cm)	PGA result (A _c)	Displacement (cm)	
0	10.14	673.6	0.18	1.08	0.53	15.48	0.32
5	1.34	582.2	0.18	1.04	0.25	3.83	
10	1.07	529.4	0.16	0.96	0.24	3.93	
15	0.70	483.2	0.15	0.89	0.16	0.94	
20	0.75	413.9	0.13	0.75	0.16	0.99	
corrosion level (y direction) %	Pushover result (tf-cm)		PGA result (A _y)		PGA result (A _c)		PGA Design
Displ (cm)	Base Shear max	PGA result (A _y)	Displ (cm)	PGA result (A _c)	Displacement (cm)		
0	11.75	627.7	0.17	1.13	0.54	17.12	0.32
5	1.71	542.6	0.17	1.08	0.25	4.20	
10	1.30	504.0	0.15	1.00	0.22	3.47	
15	0.75	450.4	0.14	0.92	0.15	0.98	
20	0.79	385.8	0.12	0.78	0.15	1.02	



3

建置側推分析模式-名竹大橋

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

名竹大橋

Y dir (Cor)	Pushover result (kN-m)		PGA result (Ay)		PGA result (Ac)		PGA Design
	Displ (m)	Base Shear max	PGA result (Ay)*	Displ (m)	PGA result (Ac)	Displ(m)	
0%	0.1382	79938.76	0.23552	0.022878	0.67725	0.138188	0.32
5%	0.1068	71700.07	0.20574	0.019979	0.57664	0.106827	
10%	0.0745	61549.99	0.17570	0.017054	0.49202	0.074503	
15%	0.0674	55506.78	0.1551	0.015055	0.44523	0.067426	
20%	0.06114	50952.75	0.15513	0.015052	0.41123	0.061142	
X dir (Cor)	Pushover result (kN-cm)		PGA result (Ay)		PGA result (Ac)		PGA Design
	Displ (m)	Base Shear max	PGA result (Ay)	Displ (m)	PGA result (Ac)	Displ (m)	
0%	0.10527	39846.3	0.16174	0.03465	0.42085	0.10527	0.32
5%	0.09187	36000.2	0.14055	0.03011	0.37684	0.09187	
10%	0.09003	32212.8	0.11583	0.02481	0.34947	0.09003	
15%	0.05736	28215.2	0.10460	0.02241	0.25391	0.05736	
20%	0.04922	25822.6	0.09919	0.02125	0.22247	0.04922	



3

建置側推分析模式-北港大橋

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

北港大橋

Direction	Corrosion	Pushover Result				Peak Ground Acceleration	
		Yield		Ultimate		Ay g	Ac g
		Displ cm	Base Shear tonf	Displ cm	Base Shear tonf		
X	0%	5.70	2063.16	10.85	2190.20	0.207	0.252
	5%	5.35	1942.78	9.27	2014.90	0.195	0.223
	10%	4.91	1605.46	9.00	1680.59	0.162	0.203
	15%	3.92	1270.55	8.98	1338.80	0.128	0.182
	20%	4.38	1261.03	8.51	1309.80	0.128	0.176
Y	0%	1.65	1379.75	8.62	1677.02	0.129	0.226
	5%	1.40	1201.93	6.65	1452.06	0.111	0.192
	10%	1.19	1067.70	6.24	1296.62	0.097	0.173
	15%	1.06	940.09	6.20	1130.35	0.085	0.153
	20%	0.91	830.76	5.89	1001.65	0.075	0.137



4

建置土壤性質

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

- (1) 橋梁設計圖說調查
- (2) 地質鑽探資料調查
- (3) 土壤與基礎結構互制之彈簧模擬
- (4) 模型示意圖



4

建置土壤性質

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

- (1) 橋梁設計圖說
- (2) 地質鑽探資料

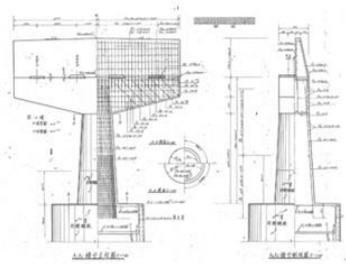


Figure 1.4 Abutment A1 and A2 Cross Section.

捷益有限公司 — 鑽孔柱狀圖及一般物理試驗表

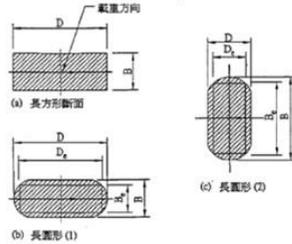
工程名稱：台17線中寮大橋擴充工程耐震分析補強工程
 地質圖號：台17線中寮大橋
 孔位：01(20P)
 鑽探日期：89/11/25
 孔口直徑：φ300
 管數：1/1

層 序	土層 編號	土層 名稱	土層 厚度 (m)	土層 厚度 (ft)	土層 厚度 (m)	土層 厚度 (ft)	鑽孔柱狀圖及一般物理試驗表				備 註							
							土質 說明	土質 說明	土質 說明	土質 說明								
1	SP-1	砂	4	13	0	96	4	0	SP	21.3	-	SP	1.84	2.66	0.75	3.3		
2	SP-2	砂	8	26	0	90	10	0	SP	19.4	19.4	-	SP	1.99	2.87	0.65	3.3	
3	SP-3	砂	17	56	0	95	5	0	SP	20.8	-	SP	2.00	2.85	0.60	14.0		
4	SP-4	砂	19	61	0	90	10	3	SP	21.7	-	SP	2.05	2.85	0.57	13.1		
5	SP-5	砂	20	66	0	96	4	0	SP	22.3	-	SP	2.05	2.87	0.59	28.3		
6	SP-6	砂	9	29	0	84	16	0	SM	16.2	-	SP	1.89	2.66	0.64	14.2		
7	SP-7	砂	11	36	0	4	57	39	CL	18.0	41.5	19.3	1.86	2.72	1.02	22.1		
8	SP-8	砂	13	43	0	5	72	23	ML	22.1	39.4	11.5	1.90	2.71	0.88	27.2		
9	SP-9	砂	10	33	0	4	73	19	SM	16.3	37.7	10.8	1.82	2.71	1.03	27.0		
10	SP-10	砂	23	75	0	79	21	0	SM	27.3	-	SP	1.95	2.66	0.74			



(3) 土壤與基礎結構互制之彈簧模擬

• 沉箱基礎地盤反力係數計算

(a) 長方形斷面： $B_s = B$, $D_s = D$ (b) 長圓形(1)： $B_s = 0.8B$, $D_s = D - 0.2B$ (c) 長圓形(2)： $B_s = B - 0.2D$, $D_s = 0.8D$ (d) 圓形斷面： $B_s = 0.8B$, $D_s = 0.8D$

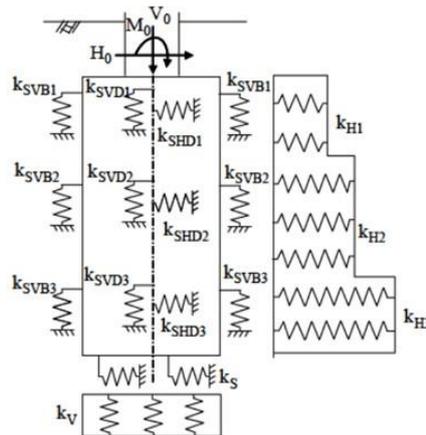
基礎形狀的寬度和長度關係。

位置	方向	地盤反力係數
沉箱 底面	垂直	$k_V = k_{V0}(B_V/30)^{-3/4}$ $B_V = \sqrt{A_V}$
	水平	$k_S = 0.3k_V$ $k_{V0} = \frac{1}{30}\alpha E_0$
沉箱正 前方	水平	$k_H = \alpha_k k_{H0}(B_H/30)^{-3/4}$ $k_{H0} = \frac{1}{30}\alpha E_0$
	垂直	$k_{SVB} = 0.3k_H$ $B_H = B_s (\leq \sqrt{B_s \cdot L_s})$
沉箱 側面	水平	$k_{SHD} = 0.6\alpha_k k_{H0}(D_H/30)^{-3/4}$
	垂直	$k_{SVD} = 0.3k_{SHD}$

計算土壤各方向抗力之方程式。



(3) 土壤與基礎結構互制之彈簧模擬



沉箱基礎分析模式。



(3) 土壤與基礎結構互制之彈簧模擬

沉箱線性土壤彈簧分析：基礎之勁度以簡化之單點等值彈簧模擬

$$K_y = B_e \left(\frac{1}{2} k_{H1} L_1 + k_{H2} L_2 + k_{H3} L_3 \right) + k_s A_f$$

$$K_z = k_v A_f$$

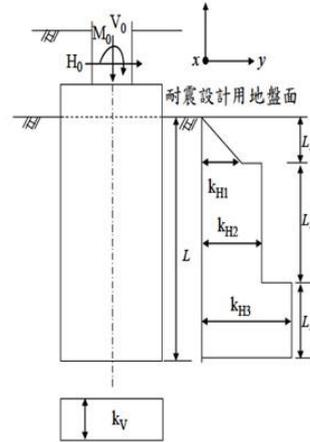
$$K_{\theta_x} = B_e \left[\frac{1}{4} k_{H1} L_1^3 + \frac{1}{3} k_{H2} L_2^3 + \frac{1}{3} k_{H3} L_3^3 + k_{H2} (L_1^2 + L_2^2) L_1 L_2 \right] + k_s A_f L^2 + k_v I_B$$

$$K_{y\theta_x} = -B_e \left[\frac{1}{3} k_{H1} L_1^2 + k_{H2} L_2 (L_1 + \frac{1}{2} L_2) + k_{H3} L_3 (L_1 + L_2 + \frac{1}{2} L_3) \right] - k_s A_f L$$

L ：沉箱於耐震設計用地盤面下之深度

L_1, L_2, L_3 ：土層厚度

k_{H1}, k_{H2}, k_{H3} ：各土層之水平向地盤反力係數



(3) 土壤與基礎結構互制之彈簧模擬

沉箱非線性分析，沉箱之基礎之土壤彈簧模擬分為正前方與底部兩個部分

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 - \frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta \cos \alpha} \right]^2} + \frac{p_{Ep} = \gamma \cdot x \cdot K_{EP} + 2c \sqrt{K_{EP}} + q \cdot K_{EP}}{\alpha_p = 1.0 + 0.5(x / Be) \leq 3.0} = p_{Hu} = \alpha_p p_{Ep}$$

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)

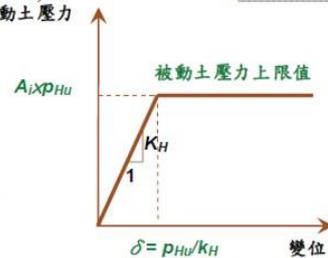
c ：土壤凝聚力，(tonf/m²)

ϕ ：土壤摩擦角，(deg)

α ：地表面與水平面之夾角，(deg)

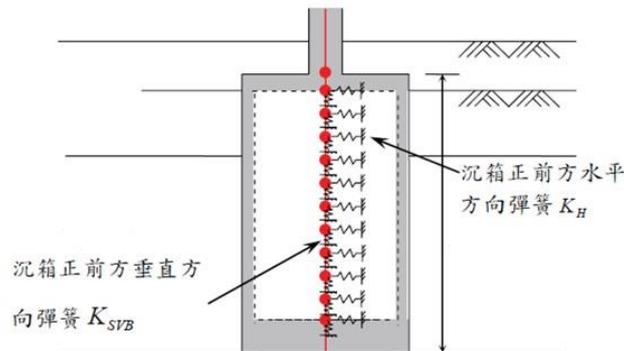
δ ：橋台背面與土壤間之摩擦角，直接取為 $-\phi/6$ (deg)

沉箱正前方土壤彈簧：彈簧勁度依不同深度之被土壓力 p_{Ep} 及被動土壓上限值 p_{Hu} ，計算各深度土壤彈簧行為之降伏點



(3) 土壤與基礎結構互制之彈簧模擬

非線性水平方向彈簧放置



(3) 土壤與基礎結構互制之彈簧模擬

沉箱底部土壤彈簧:計算垂直極限支承力 q_u ，視為**底部**土壤彈簧行為之降伏點

沉箱基礎之垂直極限支承力 q_u (tf/m^2)

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

c = 基礎底面下土壤之凝聚力 (tf/m^2)

γ_1 = 基礎底面下土壤之有效單位重 (tf/m^3)

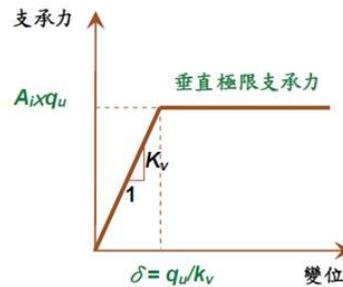
γ_2 = 基礎底面以上土壤之平均有效單位重 (tf/m^3)

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_q 、 N_r = 支承力因素



4

建置土壤性質

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

(3) 土壤與基礎結構互制之彈簧模擬

支承力因素

ϕ	N_c	N_q	N_r
0	5.14	1	0
5	6.49	1.6	0.1
10	8.34	2.5	0.4
15	10.97	3.9	1.2
20	14.83	6.4	2.9
25	20.71	10.7	6.8
26	22.25	11.8	7.9
28	25.79	14.7	10.9
30	30.13	18.4	15.1
32	35.47	23.2	20.8
34	42.14	29.4	28.7
36	50.55	37.7	40
38	61.31	48.9	56.1
40以上	75.25	64.1	79.4

基礎底面之形狀影響因素

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



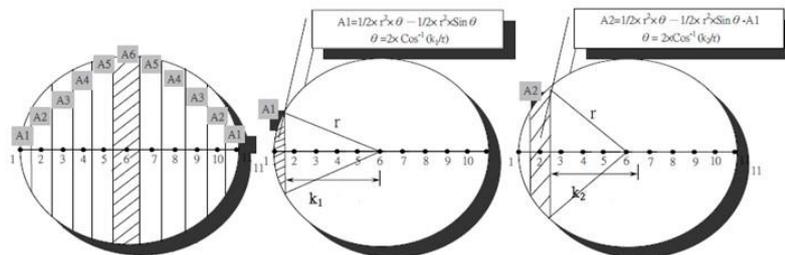
4

建置土壤性質

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

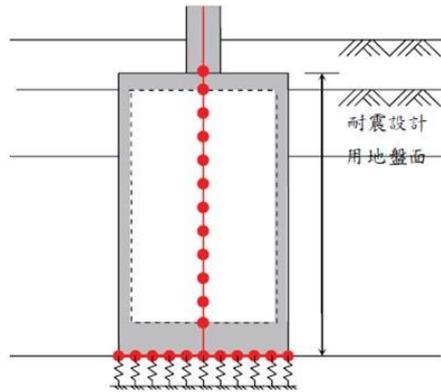
(3) 土壤與基礎結構互制之彈簧模擬

將底部分承11個區間，每一個區間設置一個土壤彈簧



(3) 土壤與基礎結構互制之彈簧模擬

放置於沉箱底部之垂直彈簧



(3) 土壤與基礎結構互制之彈簧模擬

考慮基礎底部與土壤間摩擦阻力影響，在底部放置水平土壤彈簧模擬

沉箱底部摩擦阻力所提供之最大摩擦力

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

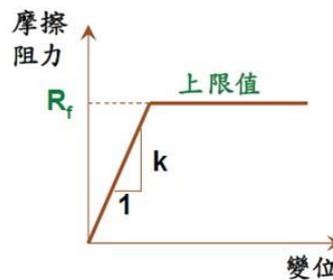
R_f 為基礎版底面之摩擦阻力 (tf)

N 為作用於基礎版面之有效鉛直載重 (tf)

δ 為基礎版與地面間之摩擦角 (deg)

A 為基礎版底面之有效接觸面積 (m²)

C_a 為基礎版底面與地層之有效附着力 (t/m²)



底面接觸條件	界面摩擦角 δ	附着力 C_a
1. 土壤與混凝土	$\delta = 2/3 \varphi$	$C_a = 0$
2. 土壤與混凝土間敷設碎石之情形	$\delta = \varphi \leq 30^\circ$	$C_a = 0$
3. 岩層與混凝土	$\delta = 30^\circ$	$C_a = 0$



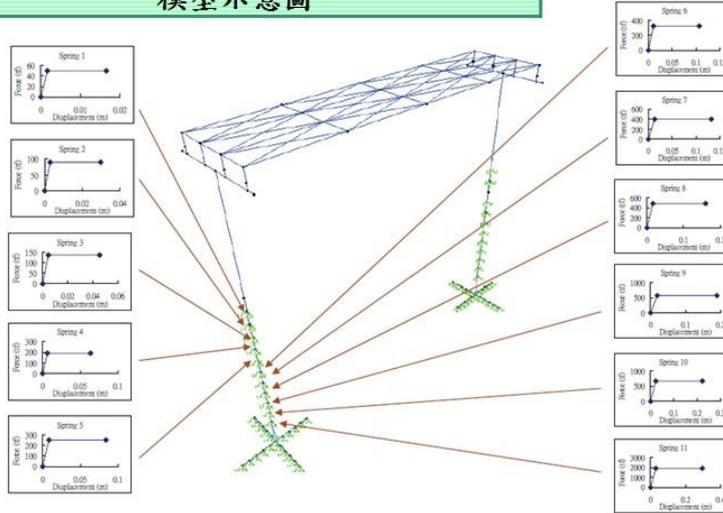
4

建置土壤性質

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

(4)

模型示意圖



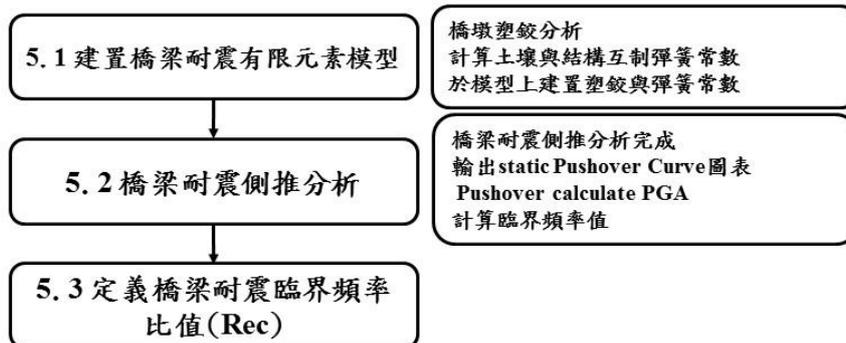
非線性沉箱正前方水平與垂直方向彈簧放置示意圖



5

橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)分析

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例



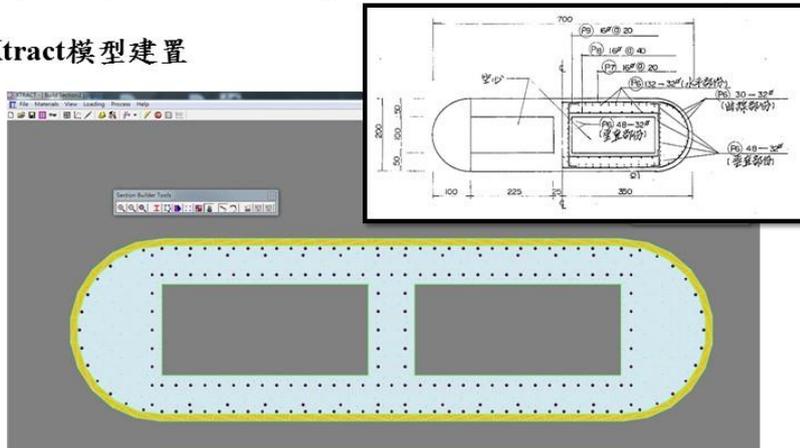
5.1

建置橋梁耐震有限元素模型

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

(1) 進行橋墩塑鉸分析

Xtract模型建置



依據圖中橋梁相關尺寸與資訊，如橋墩高度、橋墩寬、基礎尺寸、鋼筋量等，應用在Xtract建置墩柱斷面模型



5.1

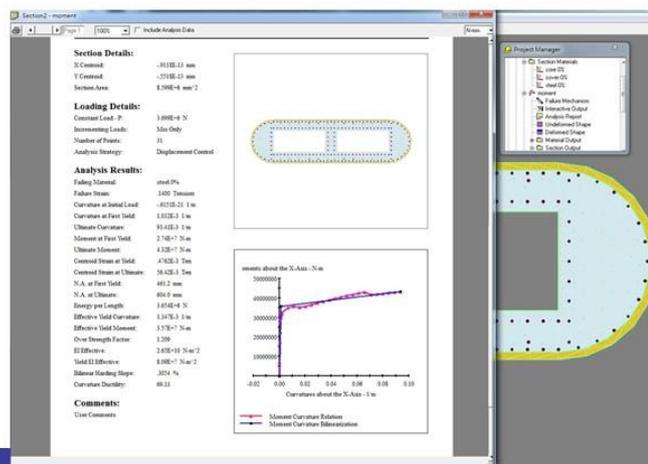
建置橋梁耐震有限元素模型

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

(1) 進行橋墩塑鉸分析

Xtract模型分析

-得到
墩柱降伏彎矩
極限彎矩
降伏曲率
極限曲率
等相關係數



5.1

建置橋梁耐震有限元素模型

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

(1) 進行橋墩塑鉸分析

Xtract分析結果

Hinge Properties		
Point	M/SF	R/SF
-E	0.000	-11.022
-D	-0.688	-11.022
-C	-1.058	-5.518
-B	-1.000	0.000
A	0.000	0.000
B	1.000	0.000
C	1.058	5.518
D	0.688	11.022
E	0.000	11.022
MSF	3638.14	tf-m
RSF		0.0043



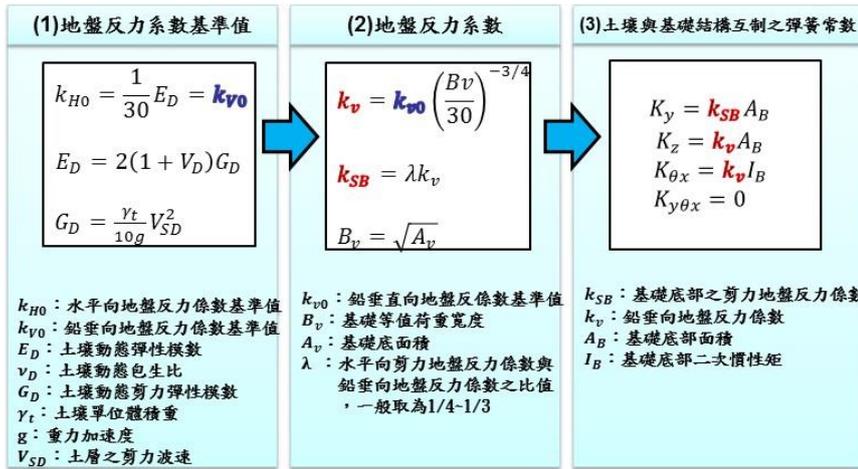
-進行塑鉸之計算及破壞模式之判定，如此即可得知墩柱之塑鉸性質。

5.1

建置橋梁耐震有限元素模型

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

(2) 計算土壤與基礎結構互制之彈簧常數



5.1

建置橋梁耐震有限元素模型

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

(2) 計算土壤與基礎結構互制之彈簧常數

輸入橋梁圖說資料套用公式計算彈簧常數

Layer	Depth (m)	Soil Type	SPT-N	Soil density (t/m ³)	Soil poisson ratio	Vs (m/s)	Vsd (m/s)	Gd	Ed(kg/cm ²)	kh=kv0 (kg/cm ³)	BH	KH (kg/cm)	KV (kg/cm ³)	Ksb (kg/cm ³)
1	7	a	3	2	0.5	115.3799656	92.30397	173.7008	521.1023449	17.37007816	620.3588	1.427461176	1.791267632	0.597089211
2	5	s	12	2	0.5	183.1542788	146.5234	487.6985	1313.095627	48.76995423	620.3588	3.969976766	4.51371159	1.50457653
3	5	c	5	1.9	0.5	170.9975947	136.7983	362.4471	1087.341153	36.24470209	620.3588	3.978465143	3.737689977	1.245896659
4	18	s	18	2	0.5	209.6593115	167.7274	573.5473	1720.642032	57.3547344	620.3588	4.713372953	5.914635403	1.971541134
5	5	c	20	1.9	0.5	271.4417617	217.1534	913.3093	2739.928014	91.33093379	620.3588	7.505513844	9.41838856	3.139462853

K _{ax} =K _{xy}	8590017.577	kg/cm	84182172.25
K _{za}	1737079.789	kg/cm	37023381.93
K _{tb} =K _{ty}	1.14802E+13	kg/cm	1.12506E+14

彈簧常數

- Area : 橋柱剖面積
- 2b : 橋柱直徑
- Inertia : 慣性矩
- Depth(m) : 土層深度
- Soil Type : 土壤性質
- SPT-N : 標準貫入試驗N值
- Soil density : 土壤單位體積重

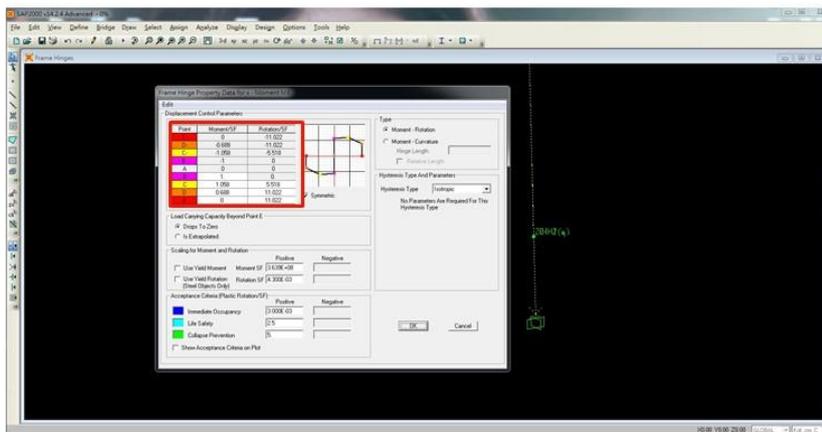
5.1

建置橋梁耐震有限元素模型

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

(3) 於模型上建置塑鉸分析與土壤結構互制結果

輸入塑鉸性質



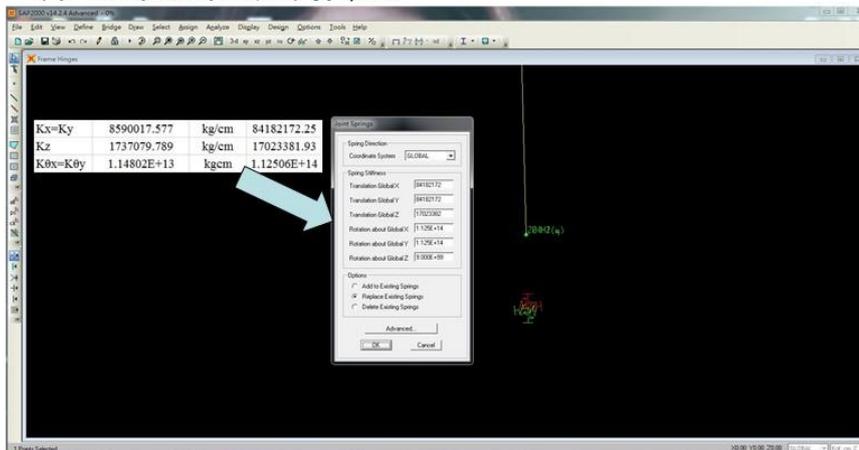
5.1

建置橋梁耐震有限元素模型

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

(3) 於模型上建置塑鉸分析與土壤結構互制結果

輸入土壤結構互制彈簧常數



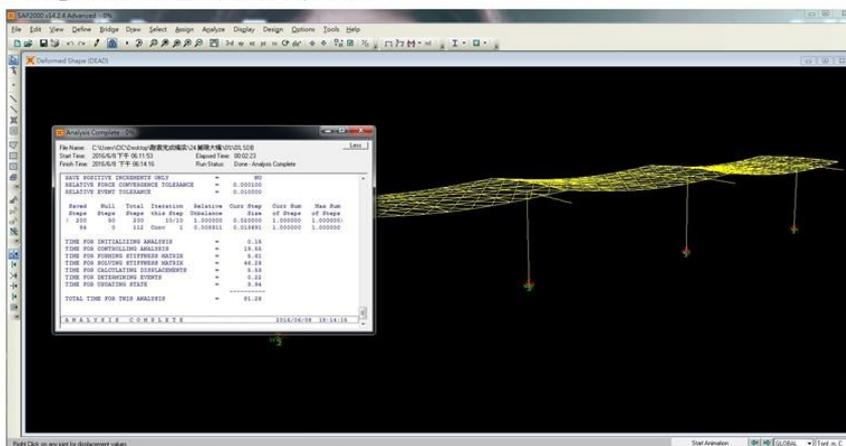
5.2

橋梁耐震側推分析

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

(1) 耐震側推分析完成

Sap2000耐震側推分析結果



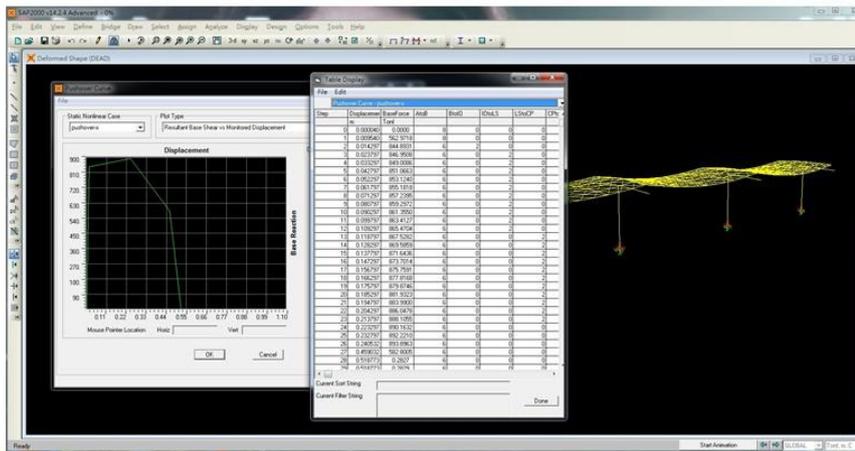
5.2

橋梁耐震側推分析

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

(2) 輸出 static Pushover Curve 圖表

應力應變圖



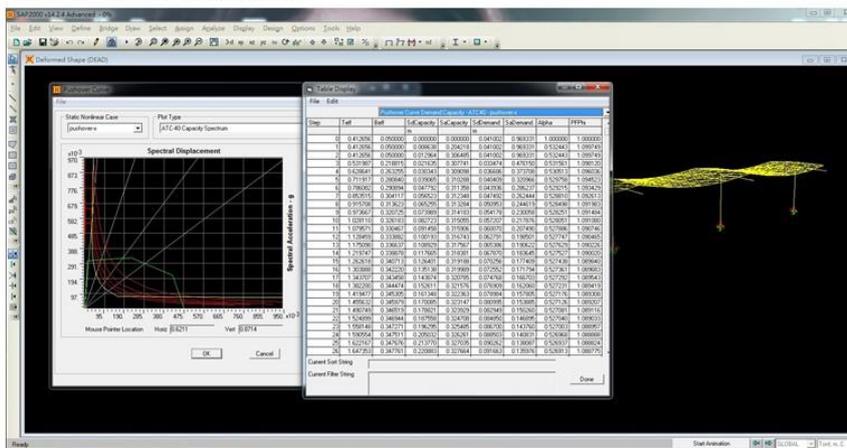
5.2

橋梁耐震側推分析

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

(2) 輸出 static Pushover Curve 圖表

ATC-40 容量震譜圖



5.2

橋梁耐震側推分析

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

(3) Pushover calculate PGA(地表加速度)

PGA 計算

利用ATC-40容量震譜圖結合各地區修正係數取得地表加速度(PGA)

較短及短週期	中週期	長週期
$T \leq T_0$	$T_0 < T \leq 2.5T_0$	$2.5T_0 < T$
$PGA = \frac{\alpha_{pi} \times B_s}{2.5}$	$PGA = \frac{\alpha_{pi} \times B_1}{\left(\frac{2.5S_1^D(T)}{S_s^D}\right)}$	$PGA = \frac{\alpha_{pi} \times B_1}{\left(\frac{2.5S_1^D(T)}{S_s^D T}\right)}$

例:	鄉鎮市區	S_s^D	S_1^D	F_a	F_v
宜蘭縣	宜蘭	0.8	0.45	1	1.5

S_s^D : 震區短週期之設計水平譜加速度係數
 S_1^D : 一秒週期之設計水平譜加速度係數
 F_a : 反應譜等加速度段之工址放大係數(短週期)
 F_v : 反應譜等加速度段之工址放大係數(一秒週期)

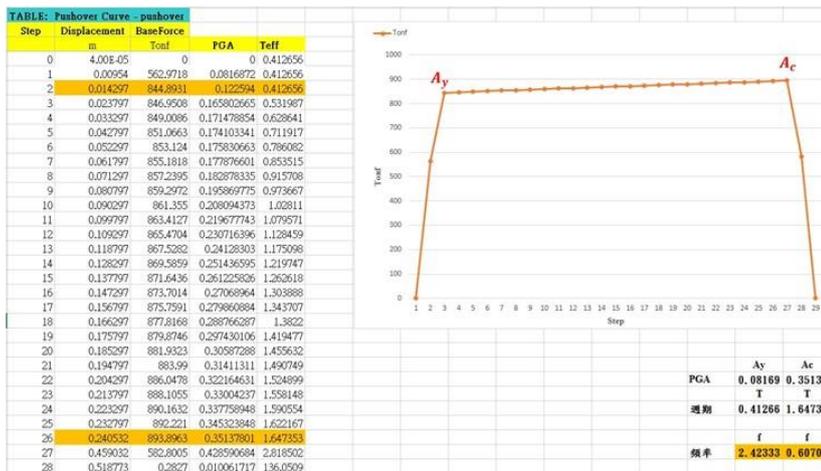


5.2

橋梁耐震側推分析

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

(4) 計算Ay, Ac點PGA與振動頻率



5.3

定義橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

$$R_e = \frac{f_a}{f_b}$$

快速間接量測法

f_a : 地震後橋墩的量測振動頻率

f_b : 地震前橋墩的量測振動頻率

$$R_{ec} = \frac{f_c}{f_o}$$

側推軟體分析

f_c : 橋梁崩壞性能點所對應之頻率

f_o : 橋梁未受損前(原始)之頻率

$$R_e < R_{ec}$$

橋梁有安全上的疑慮

平時應進一步做詳細橋梁結構分析

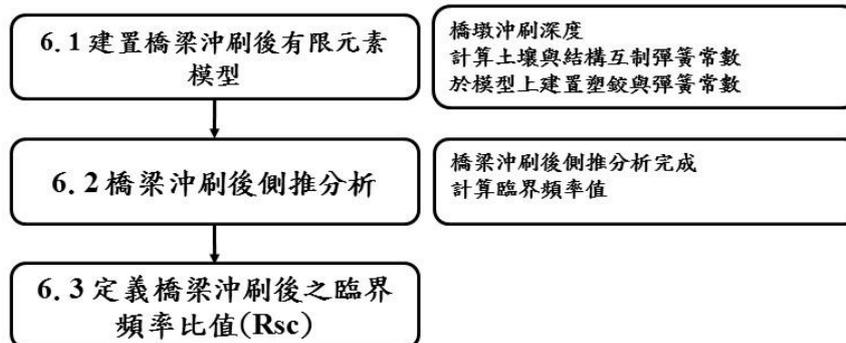
災後封橋則不開放通行



6

橋梁沖刷後之臨界頻率比值(Rsc)分析

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例



6.3 定義橋梁沖刷後之臨界頻率比值(R_{sc})

第三階段-擴充橋梁耐震側推分析模式分析案例

$$R_s = \frac{f_{sa}}{f_{sb}}$$

快速間接量測法
 f_{sa} : 沖刷後橋墩的量測振動頻率
 f_{sb} : 沖刷前橋墩的量測振動頻率

$$R_{sc} = \frac{f_{aa}}{f_{ab}}$$

側推軟體分析
 f_{aa} : 橋墩達到極限受損時的振動頻率(沖刷破壞)
 f_{ab} : 橋墩未受損時的振動頻率(無沖刷破壞)

$R_s < R_{sc}$ 橋梁有安全上的疑慮
平時應進一步做詳細橋梁結構分析



參

執行步驟-第四階段 人工智慧推論模式精進

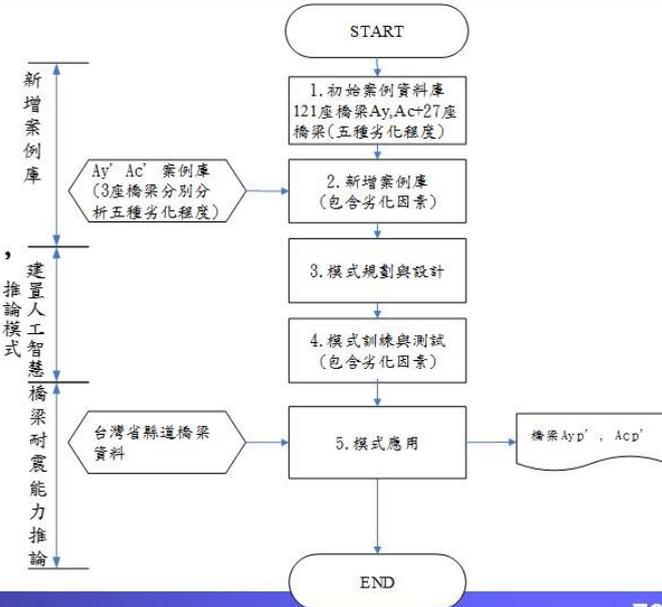
- 1 橋梁耐震能力(A_y, A_c)人工智慧推論模式
- 2 橋梁耐震臨界頻率比值(R_{ec})推論模式
- 3 橋梁沖刷後之臨界頻率比值(R_{sc})推論模式



1 橋梁耐震能力(Ay,Ac)人工智慧推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

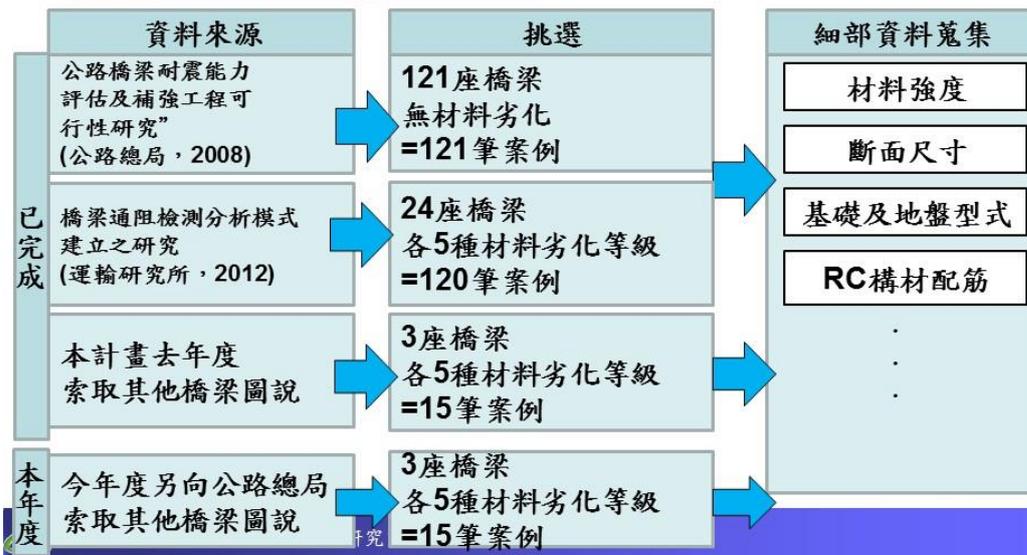
- 應用快速混雜基因演算法融合支持向量機發展建置「人工智慧推論模式」。
- 採用271筆橋梁細部評估結果資料庫，透過案例學習，找出輸入(簡易調查耐震能力影響因子)與輸出(細部評估Ay、Ac)之映射關係。流程如下：



1 橋梁耐震能力(Ay,Ac)人工智慧推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

(1) 新增案例庫



1 橋梁耐震能力(Ay,Ac)人工智慧推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

(1) 新增案例庫

橋梁耐震能力影響因子 (Input)

編號	項目	定性/定量
1	設計水平加速度	定量
2	基樁裸露深度	定量
3	結構型態	定性
4	單跨最大跨距	定量
5	歪斜角	定量
6	橋長	定量
7	橋寬	定量
8	主梁型式	定性
9	振動單元數	定量
10	土壤液化類別	定性
11	支承裝置	定性
12	鋼筋斷面腐蝕率	定量
13	橋齡	定量

編號	項目	定性/定量
1	降伏加速度(Ay)	定量
2	崩塌加速度(Ac)	定量

橋梁耐震能力輸出值 (Output)



81

1 橋梁耐震能力(Ay,Ac)人工智慧推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

(1) 新增案例庫

以11項影響因子加上總鋼筋腐蝕量(氯離子造成鋼筋腐蝕量+中性化造成鋼筋腐蝕量)與橋齡共13項作為輸入因子，考量劣化下側推分析Ay、Ac為輸出因子，建立271筆案例庫

案例編號	輸出因子		輸入因子												
	Ay	Ac	設計水平加速度	基樁裸露深度	結構型態	單跨最大跨距	歪斜角	橋長	橋寬	主梁型式	振動單元數	土壤液化類別	支承裝置	鋼筋斷面腐蝕率	橋齡
1	0.126	0.537	0.000	0.026	0.000	0.034	1.000	0.009	0.171	0.325	43.860	0.200	0.673	0.000	0.209
2	0.141	0.468	0.000	0.026	0.000	0.034	1.000	0.009	0.171	0.325	43.860	0.200	0.673	0.580	0.209
3	0.133	0.422	0.000	0.026	0.000	0.034	1.000	0.009	0.171	0.325	43.860	0.200	0.673	1.160	0.209
...															
266	0.040	0.433	0.058	0.000	0.754	0.041	1.000	0.009	0.234	0.325	8.772	0.200	0.673	4.060	0.483
267	0.528	1.684	0.058	0.000	0.000	0.055	1.000	0.004	0.232	0.325	8.772	0.000	0.673	0.000	0.483
268	0.453	1.588	0.058	0.000	0.000	0.055	1.000	0.004	0.232	0.325	8.772	0.000	0.673	0.580	0.483
269	0.259	1.403	0.058	0.000	0.000	0.055	1.000	0.004	0.232	0.325	8.772	0.000	0.673	1.160	0.483
270	0.069	1.131	0.058	0.000	0.000	0.055	1.000	0.004	0.232	0.325	8.772	0.000	0.673	2.320	0.483
271	0.062	1.010	0.058	0.000	0.000	0.055	1.000	0.004	0.232	0.325	8.772	0.000	0.673	4.060	0.483



台灣科技大學生態與防災工程研究中心

82

1 橋梁耐震能力(Ay,Ac)人工智慧推論模式

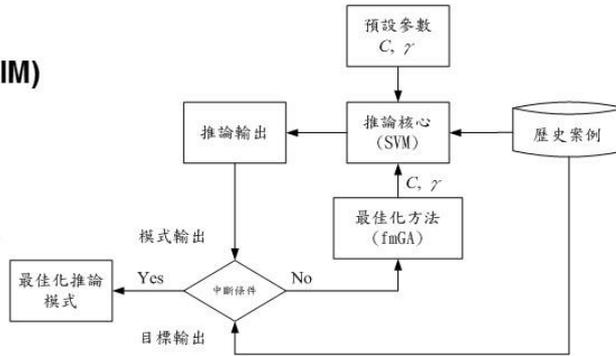
第四階段-人工智慧推論模式精進

(2) 建置人工智慧推論模式

「演化式支持向量機推論模式」
(Evolutionary Support Vector Machine Inference Model, ESIM)

融合SVM與快速混雜基因演算法

- **SVM**:用於歸納輸入變數與輸出變數間複雜的關係；
- **fmGA**:搜尋SVM所需的最佳參數(C與 γ)，藉此提高SVM的預測準確度。



推論模式架構圖

1 橋梁耐震能力(Ay,Ac)人工智慧推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

(2) 建置人工智慧推論模式

以十組交叉驗證(10 fold Cross-validation)方式進行案例訓練與測試。

將資料集分成十組，輪流將其中9組當作訓練集，1組當作測試集，並將10次的結果平均驗證方法可行性。

組別編號	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10

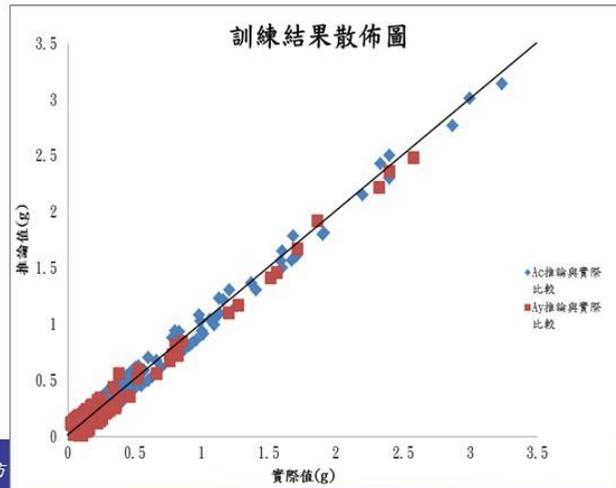
1 橋梁耐震能力(Ay,Ac)人工智慧推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

(2) 建置人工智慧推論模式

十組交叉驗證模式訓練結果散佈圖如

右圖所示。



1 橋梁耐震能力(Ay,Ac)人工智慧推論模式

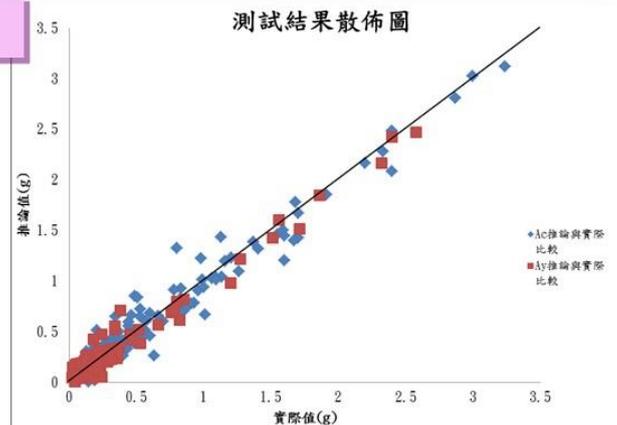
第四階段-人工智慧推論模式精進

(3) 橋梁耐震能力推論

以此模式測試結果散佈圖如右圖所示。

各群組預測誤差平均值，Ay為0.164，Ac為0.246

TELES採用方法誤差平均值Ay為0.268，Ac為0.391



方法	Ay誤差(g)	Ac誤差(g)
本研究	0.164	0.246
TELES	0.268	0.391

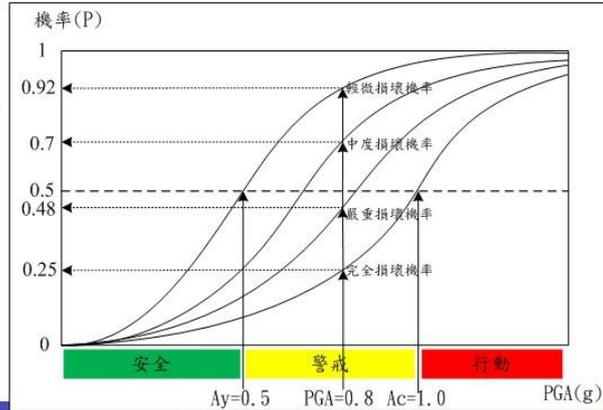
1 橋梁耐震能力(A_y,A_c)人工智慧推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

(3) 橋梁耐震能力推論

根據所推論A_y及A_c值繪製橋梁易損曲線，可找出全台省縣道橋梁地震作用下超越不同損害程度的機率。

- 1.橫軸為地表加強度 (PGA)
- 2.縱軸則為不同損害狀態的機率

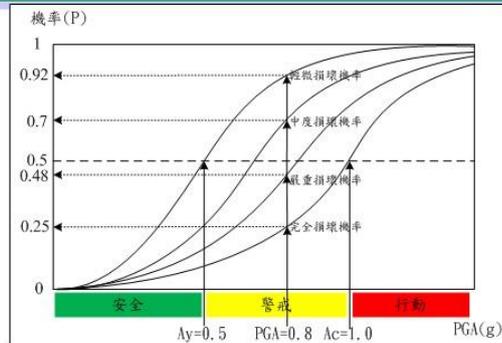


1 橋梁耐震能力(A_y,A_c)人工智慧推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

(3) 橋梁耐震能力推論

如右圖所示。PGA為0.8g時，完全損壞機率為25%，嚴重破壞機率48%，中度損壞機率70%，輕微損壞機率92%。



參考劉季宇、葉錦勳、張國鎮等人(2010)做法。

失敗機率(P)=0.01(輕微損壞機率-中度損壞機率)+0.2(中度損壞機率-嚴重破壞機率)+0.8(嚴重破壞機率-完全損害的機率)+完全損害的機率。

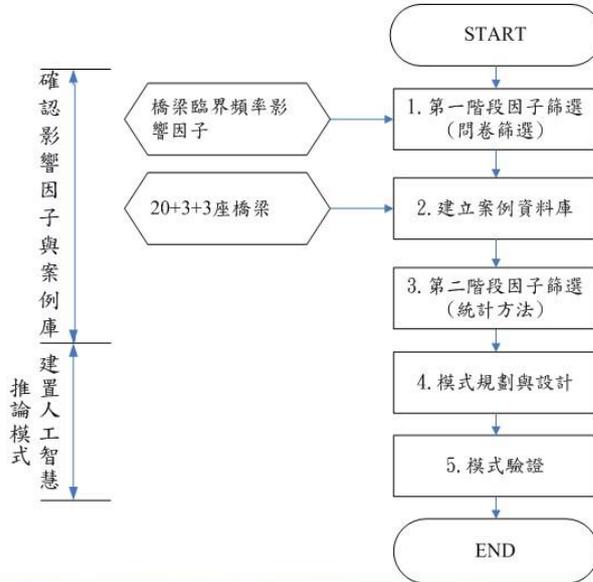
故此橋通行失敗機率 $P=0.01(92-70)+0.2(70-48)+0.8(48-25)+25=47\%$

2 橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

- 同樣應用ESIM初步建置橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)模式。

- 採用26座(130筆)橋梁解開下部結構，進行細部評估結果資料庫，透過案例學習，找出輸入(簡易調查耐震能力影響因子)與輸出(臨界頻率)之映射關係。



2 橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

橋梁屬性資料彙整

公路總局橋梁屬性資料

	TELES簡易調查因子	
定量因子	1. 單墩最大跨距	6. 橋長
	2. 橋寬	7. 橋梁座標
	3. 振動單元數	8. 土壤液化類別
	4. 基樁裸露深度	9. 歪斜角
	5. 設計水平加速度	10. 垮數
定性因子	11. 結構型態	17. 橋墩基礎
	12. 橋墩型式	18. 橋台基礎
	13. 橋台型式	19. 防落設施
	14. 支承型式	20. 地盤種類
	15. 橋梁分類	21. 設計年代
	16. 主梁型式	
其他因子	22. 橋梁名稱	28. 公路總局橋梁編號
	23. 工程處	29. 竣工年
	24. 工務段	30. 竣工月
	25. 道路等級	31. ID
	26. 路線名稱	32. 跨越河川或道路
	27. 里程數	33. 附設雜生管線

2

橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

1. 第一階段因子篩選(問卷篩選)

橋梁因子	N	Min	Max	Mean	std. (標準差)
1. 單跨最大跨距	50	0	10	7.23	2.18
2. 橋寬	50	0	10	5.61	2.69
3. 振動單元數	50	0	10	5.91	2.55
4. 基樁裸露深度	50	0	10	7.37	2.75
5. 設計水平加速度	50	0	10	7.35	2.47
6. 橋長	50	0	10	5.91	2.67
7. 橋梁座標	50	0	7.5	1.60	1.72
8. 土壤液化類別	50	0	10	7.42	2.44
9. 歪斜角	50	0	10	6.19	2.13
10. 跨數	50	0	10	5.67	2.26
11. 結構型態	50	2.5	10	7.67	1.85
12. 橋墩型式	50	2.5	10	7.51	2.11
13. 橋台型式	50	0	8.75	4.93	2.12
14. 支承型式	50	0	10	6.57	2.19
15. 橋梁分類	50	0	10	5.86	2.70
16. 主梁型式	50	0	10	6.03	2.82
17. 橋墩基礎型式	50	0	10	6.82	2.60
18. 橋台基礎型式	50	0	10	5.53	2.64
19. 防落設施	50	0	10	5.10	3.21
20. 地盤種類	50	0	10	7.28	2.41
21. 設計年代	50	0	10	6.92	2.91
22. 橋梁名稱	50	0	2.5	0.17	0.24
23. 工務處	50	0	5	1.36	1.37
24. 工務段	50	0	7.5	1.63	1.74
25. 道路等級	50	0	10	3.55	2.49
26. 路線名稱	50	0	5	0.58	0.77
27. 里程數	50	0	5	0.43	0.58
28. 公路總局橋梁編號	50	0	5	0.58	0.77
29. 竣工年	50	0	10	3.88	2.77
30. 竣工月	50	0	6.25	1.90	1.88
31. ID(橋梁編號)	50	0	2.5	0.33	0.45
32. 跨越河川長度	50	0	10	4.04	3.20
33. 附設逃生管線	50	0	10	2.55	2.41



2

橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

1. 第一階段因子篩選(問卷調查)

移除平均值小於3分的因子

做後續SPSS分析

橋梁因子	Mean
1. 結構型態	7.67
2. 橋墩型式	7.51
3. 土壤液化類別	7.42
4. 基樁裸露深度	7.37
5. 設計水平加速度	7.35
6. 地盤種類	7.28
7. 單跨最大跨距	7.23
8. 設計年代	6.92
9. 橋墩基礎型式	6.82
10. 支承型式	6.57
11. 歪斜角	6.19
12. 主梁型式	6.03
13. 振動單元數	5.91
14. 橋長	5.91
15. 橋梁分類	5.86
16. 跨數	5.67
17. 橋寬	5.61
18. 橋台基礎型式	5.53
19. 防落設施	5.10
20. 橋台型式	4.93
21. 竣工年	3.88



2 橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

2. 建立案例資料庫(26*5=130筆)

	橋名	橋墩型式	土壤液化類別	基樁深 露	設計水 平加速 度	設計年 代	橋墩基 礎型式	歪斜角	振動單 元數	橋梁分 類	跨數	橋台基 礎型式	防落設 施	腐蝕程 度	..	Rec
1	三星橋	0.2032	0.6667	0	0	0.1733	0.2501	0	0.0476	0.1469	0.0323	0.231	0.2231	0%	.	0.756265
2	三星橋	0.2032	0.6667	0	0	0.1733	0.2501	0	0.0476	0.1469	0.0323	0.231	0.2231	5%	.	0.743015
3	三星橋	0.2032	0.6667	0	0	0.1733	0.2501	0	0.0476	0.1469	0.0323	0.231	0.2231	10%	.	0.613796
4	三星橋	0.2032	0.6667	0	0	0.1733	0.2501	0	0.0476	0.1469	0.0323	0.231	0.2231	20%	.	0.50171
5	三星橋	0.2032	0.6667	0	0	0.1733	0.2501	0	0.0476	0.1469	0.0323	0.231	0.2231	35%	.	0.405718
6	千鳥橋	0.2751	0.3333	0	0.0576	0.2021	0.2874	1	0.0476	0.1469	0.0484	0.3007	0.2231	0%	.	0.731892
7	千鳥橋	0.2751	0.3333	0	0.0576	0.2021	0.2874	1	0.0476	0.1469	0.0484	0.3007	0.2231	5%	.	0.729642
8	千鳥橋	0.2751	0.3333	0	0.0576	0.2021	0.2874	1	0.0476	0.1469	0.0484	0.3007	0.2231	10%	.	0.727403
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	.	:
127	仙人橋	0.2032	0	0.381	0.3613	0.1733	0.2695	1	0.1429	0.1469	0.0323	0.231	0.2231	5%	.	0.719036
128	仙人橋	0.2032	0	0.381	0.3613	0.1733	0.2695	1	0.1429	0.1469	0.0323	0.231	0.2231	10%	.	0.717263
129	仙人橋	0.2032	0	0.381	0.3613	0.1733	0.2695	1	0.1429	0.1469	0.0323	0.231	0.2231	15%	.	0.695011
130	仙人橋	0.2032	0	0.381	0.3613	0.1733	0.2695	1	0.1429	0.1469	0.0323	0.231	0.2231	20%	.	0.688694



2 橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

3. a 主成分分析法

本研究對於各主成份之因素篩選原則為每一主成份指標分數**超過0.8以上**的因子

本階段共篩選出16項因子

因子	元件		
	1	2	3
單塔最大跨距	.769	.171	.530
橋寬	.300	.212	.895
振動單元數	.854	-.032	.418
基樁裸露深度	.333	.822	.251
設計水平加速度	.305	.870	.130
橋長	.492	.135	.780
土壤液化類別	.459	.851	.081
歪斜角	.832	.386	.227
跨數	.920	.253	.172
結構型態	.823	.391	.348
橋墩型式	.801	.543	.228
橋台型式	.937	.148	.178
支承型式	.519	.444	.652
橋梁分類	.808	.215	.264
主梁型式	.913	.280	.224
橋墩基礎型式	.807	.551	.144
橋台基礎型式	.882	.431	.095
防落設施	-.095	.839	.444
地盤種類	.569	.782	-.041
設計年代	.287	.756	-.035
竣工年	.056	.811	.465



2 橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)推論模式

3. b 相關係數法

本階段將正規化的歷史數據應用

Pearson分析法

Kendall's tau_b統計量法

Spearman's rho係數法

進行相關性分析

本研究在三個結果中
取連集找出**顯著水準
低於0.1**的橋梁影響因子

本階段共篩選出16項因子

因子		Pearson分析	Kendall's tau b	Spearman's rho
橋長	相關係數	0.329	-0.014	-0.017
	顯著性(單尾)	0.000	0.415	0.429
橋寬	相關係數	0.071	-0.006	-0.001
	顯著性(單尾)	0.447	0.461	0.497
跨數	相關係數	0.249	-0.054	-0.096
	顯著性(單尾)	0.004	0.205	0.154
振動單元數	相關係數	0.208	-0.022	-0.030
	顯著性(單尾)	0.013	0.374	0.375
橋梁分類	相關係數	-0.149	-0.143	-0.195
	顯著性(單尾)	0.056	0.019	0.018
竣工年	相關係數	0.448	0.364	0.482
	顯著性(單尾)	0.000	0.000	0.000
設計年代	相關係數	0.337	0.277	0.345
	顯著性(單尾)	0.000	0.000	0.000
設計水平加速度	相關係數	0.205	0.165	0.215
	顯著性(單尾)	0.014	0.009	0.010
地盤種類	相關係數	-0.059	-0.025	-0.016
	顯著性(單尾)	0.287	0.366	0.432
土壤液化類別	相關係數	0.282	0.169	0.214
	顯著性(單尾)	0.001	0.011	0.011
歪斜角	相關係數	-0.246	-0.186	-0.236
	顯著性(單尾)	0.004	0.007	0.006
基樁裸露	相關係數	-0.458	-0.335	-0.462
	顯著性(單尾)	0.000	0.000	0.000
單跨最大跨距	相關係數	0.231	0.063	0.077
	顯著性(單尾)	0.006	0.169	0.205
橋梁結構型態	相關係數	-0.051	-0.050	-0.061
	顯著性(單尾)	0.295	0.257	0.258
橋梁主梁型式	相關係數	0.103	0.077	0.097
	顯著性(單尾)	0.137	0.155	0.151
橋墩型式	相關係數	0.471	0.388	0.483
	顯著性(單尾)	0.000	0.000	0.000
橋墩基礎型式	相關係數	0.231	0.190	0.239
	顯著性(單尾)	0.007	0.005	0.005
橋台型式	相關係數	0.144	-0.018	-0.032
	顯著性(單尾)	0.062	0.405	0.365
橋台基礎型式	相關係數	-0.033	0.016	0.007
	顯著性(單尾)	0.365	0.416	0.470
支承裝置	相關係數	0.129	0.111	0.142
	顯著性(單尾)	0.084	0.072	0.065
防落設施	相關係數	0.323	0.281	0.345
	顯著性(單尾)	0.000	0.000	0.000



2 橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

3. c 類神經分析法

本階段將正規化的歷史數據應用類神經-多層感知法

由於類神經分析法每次結果都不同，本研究共分析五次，並在五次結果中取連集找出**重要性高於50%**的橋梁影響因子

本階段共篩選出8項因子

因子	重要性(%)				
	1	2	3	4	5
橋長	9.5	17.1	8.9	23.6	20.7
橋寬	28.7	12.4	23.5	28.4	13.7
跨數	2.5	16.2	22.5	16.5	13.5
振動單元數	70.7	21.1	70.9	11.3	63
橋梁分類	18.2	35.8	16.6	31.5	17
竣工年	69.7	80.4	81.5	45.8	99.7
設計年代	55.2	28.4	34.8	32.4	46.8
設計水平加速度	16.3	7	15.1	46.7	18.6
地盤種類	3.8	11.5	4.7	13	4.5
土壤液化類別	82.4	66.2	55.6	80.2	71.6
歪斜角	27.1	42.8	43.2	65	49
基樁裸露	100	79.3	91.8	69.2	100
單跨最大跨距	4.1	26	22.5	16.7	9.5
橋梁結構型態	31.6	9.8	11	12	46.9
橋梁主梁型式	24.3	11.6	21.8	31.9	34.4
橋墩型式	88	100	100	100	72
橋墩基礎型式	15.4	15.8	31.4	26	11.2
橋台型式	12.8	12.9	12.9	34.1	34
橋台基礎型式	54	51.5	57.3	40	62.2
支承裝置	6	17	4.6	19.5	11.1
防落設施	8.3	7.6	30.5	30.8	13.3



2

橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

3. 確認Rec影響因子

SPSS分析結果

專家問卷重要性排序	主成分分析法	相關係數法	類神經分析法
1. 結構型態	✓		
2. 橋墩型式	✓	✓	✓
3. 土壤液化類別	✓	✓	✓
4. 基樁裸露深度	✓	✓	✓
5. 設計水平加速度	✓	✓	
6. 地盤種類			
7. 單跨最大跨距		✓	
8. 設計年代		✓	✓
9. 橋墩基礎型式	✓	✓	
10. 支承型式		✓	
11. 歪斜角	✓	✓	✓
12. 主梁型式	✓		
13. 振動單元數	✓	✓	✓
14. 橋長		✓	
15. 橋梁分類	✓	✓	
16. 跨數	✓	✓	
17. 橋寬	✓		
18. 橋台基礎型式	✓		✓
19. 防落設施	✓	✓	
20. 橋台型式	✓	✓	
21. 竣工年	✓	✓	✓



台灣科技大學生態與防災工程研究中心

97

2

橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

3. 確認Rec影響因子

最後對前19項因子(專家問卷5分以上)進行最後篩選，三種統計方法中出現兩次(含)以上的因子，即選為本模型主要影響因子

主要影響因子
1. 橋墩型式
2. 土壤液化類別
3. 基樁裸露深度
4. 設計水平加速度
5. 設計年代
6. 橋墩基礎型式
7. 歪斜角
8. 振動單元數
9. 橋梁分類
10. 跨數
11. 橋台基礎型式
12. 防落設施
13. 腐蝕程度



台灣科技大學生態與防災工程研究中心

98

2

橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

正規化後130筆案例數據

編號	橋墩型式	土壤液化類別	基橋裸露	設計水平加速度	設計年代	橋墩基礎型式	歪斜角	振動單元數	橋梁分類	跨數	橋台基礎型式	防落設施	腐蝕程度	Rec
1	0.2032	0.6667	0	0	0.1733	0.2501	0	0.0476	0.1469	0.0323	0.231	0.2231	0%	0.784
2	0.2032	0.6667	0	0	0.1733	0.2501	0	0.0476	0.1469	0.0323	0.231	0.2231	5%	0.770
3	0.2032	0.6667	0	0	0.1733	0.2501	0	0.0476	0.1469	0.0323	0.231	0.2231	10%	0.636
4	0.2032	0.6667	0	0	0.1733	0.2501	0	0.0476	0.1469	0.0323	0.231	0.2231	20%	0.520
5	0.2032	0.6667	0	0	0.1733	0.2501	0	0.0476	0.1469	0.0323	0.231	0.2231	35%	0.420
6	0.2751	0.3333	0	0.0576	0.2021	0.2874	1	0.0476	0.1469	0.0484	0.3007	0.2231	0%	0.632
7	0.2751	0.3333	0	0.0576	0.2021	0.2874	1	0.0476	0.1469	0.0484	0.3007	0.2231	5%	0.630
8	0.2751	0.3333	0	0.0576	0.2021	0.2874	1	0.0476	0.1469	0.0484	0.3007	0.2231	10%	0.628
124	0.2032	0.3333	1	0.3613	0.1733	0.2501	1	0.1904	0.1434	0.1452	0.2628	0.2231	15%	0.198
125	0.2032	0.3333	1	0.3613	0.1733	0.2501	1	0.1904	0.1434	0.1452	0.2628	0.2231	20%	0.081
126	0.2032	0	0.381	0.3613	0.1733	0.2695	1	0.1429	0.1469	0.0323	0.231	0.2231	0%	0.936
127	0.2032	0	0.381	0.3613	0.1733	0.2695	1	0.1429	0.1469	0.0323	0.231	0.2231	5%	0.774
128	0.2032	0	0.381	0.3613	0.1733	0.2695	1	0.1429	0.1469	0.0323	0.231	0.2231	10%	0.773
129	0.2032	0	0.381	0.3613	0.1733	0.2695	1	0.1429	0.1469	0.0323	0.231	0.2231	15%	0.749
130	0.2032	0	0.381	0.3613	0.1733	0.2695	1	0.1429	0.1469	0.0323	0.231	0.2231	20%	0.742



2

橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

4. 模式規劃與設計

同樣採用**10組交叉驗證方法**，先將案例採亂數排列，再分成10組，取其中1組作為測試案例，其餘9組作為訓練案例。

5. 模式驗證

各AI分析結果

	Training					Testing				
	MAE	MAPE (%)	RMSE	R ²	RI	MAE	MAPE (%)	RMSE	R ²	RI
SVM	0.1625	45.54	0.1932	0.4902	0.000	0.1708	47.92	0.1981	0.4865	0.000
LSSVM	0.1409	43.37	0.1659	0.6565	0.169	0.1571	47.73	0.1812	0.5633	0.097
ESIM	0.0760	23.06	0.0868	0.8975	0.624	0.0787	24.61	0.0981	0.8763	0.702
ELSIM	0.0145	3.42	0.0254	0.9906	0.970	0.0450	12.99	0.0720	0.9296	0.913
SOS-LSSVM	0.0089	2.06	0.0181	0.9952	1.000	0.0347	9.72	0.0524	0.9535	1.000



3 橋梁沖刷後之臨界頻率比值(Rsc)推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

●執行步驟與地震臨界頻率比值(Rec)推論模式相同

1. 第一階段因子篩選(問卷調查)

根據統計結果，以平均值高至低作排序，再**移除平均值小於3分以下**的因子做後續SPSS分析。

橋梁因子	Mean
1. 結構型態	7.29
2. 橋墩型式	7.19
3. 地盤種類	7.16
4. 土壤液化類別	7.13
5. 基樁裸露深度	7.05
6. 單跨最大跨距	6.84
7. 設計水平加速度	6.83
8. 設計年代	6.82
9. 橋墩基礎型式	6.50
10. 支承型式	6.23
11. 橋長	6.17
12. 歪斜角	5.74
13. 主梁型式	5.71
14. 橋梁分類	5.67
15. 振動單元數	5.63
16. 防落設施	5.19
17. 垮數	5.19
18. 橋寬	5.16
19. 橋台基礎型式	5.14
20. 橋台型式	4.61
21. 竣工年	3.78

3 橋梁沖刷後之臨界頻率比值(Rsc)推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

2 第二階段因子篩選(SPSS分析)

SPSS分析結果

專家問卷重要性排序	主成分分析法	相關係數法	類神經分析法
1. 結構型態	✓		
2. 橋墩型式		✓	✓
3. 地盤種類	✓	✓	✓
4. 土壤液化類別	✓		
5. 基樁裸露深度	✓		
6. 單跨最大跨距	✓	✓	✓
7. 設計水平加速度		✓	✓
8. 設計年代		✓	✓
9. 橋墩基礎型式		✓	✓
10. 支承型式			✓
11. 橋長	✓		
12. 歪斜角			✓
13. 主梁型式	✓		
14. 橋梁分類	✓		✓
15. 振動單元數	✓	✓	✓
16. 防落設施	✓		✓
17. 垮數			✓
18. 橋寬			✓
19. 橋台基礎型式		✓	
20. 橋台型式	✓		✓
21. 竣工年	✓	✓	

3 橋梁沖刷後之臨界頻率比值(Rsc)推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

3 確認Rsc影響因子

最後對前19項因子(專家問卷5分以上)進行最後篩選，三種統計方法中出現兩次(含)以上的因子，即選為本模型主要影響因子

主要影響因子
1. 橋墩型式
2. 地盤種類
3. 單跨最大跨距
4. 設計水平加速度
5. 設計年代
6. 橋墩基礎型式
7. 橋梁分類
8. 振動單元數
9. 防落設施
10. 沖刷程度



3 橋梁沖刷後之臨界頻率比值(Rsc)推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

4. 模式規劃與設計

正規化後130筆案例數據，將案例資料庫匯入AI分析，並採用十組交叉驗證

編號	橋墩型式	地盤種類	單跨最大跨距	設計水平加速度	設計年代	橋墩基礎型式	橋梁分類	振動單元數	防落設施	沖刷程度	Rsc
1	0.202	0.2872	0.3249	0	0.1845	0.2412	0.1352	0.048	0.2318	0	1
2	0.202	0.2872	0.3249	0	0.1845	0.2412	0.1352	0.048	0.2318	0.25	0.954458
3	0.202	0.2872	0.3249	0	0.1845	0.2412	0.1352	0.048	0.2318	0.5	0.912056
4	0.202	0.2872	0.3249	0	0.1845	0.2412	0.1352	0.048	0.2318	0.75	0.872534
5	0.202	0.2872	0.3249	0	0.1845	0.2412	0.1352	0.048	0.2318	1	0.835805
6	0.2916	0.2795	0.3249	0.0576	0.1993	0.2705	0.1352	0.048	0.2318	0	1
7	0.2916	0.2795	0.3249	0.0576	0.1993	0.2705	0.1352	0.048	0.2318	0.25	0.706777
8	0.2916	0.2795	0.3249	0.0576	0.1993	0.2705	0.1352	0.048	0.2318	0.5	0.527284
124	0.202	0.2795	0.4937	0.3613	0.1845	0.2412	0.1703	0.19	0.2318	0.75	0.871692
125	0.202	0.2795	0.4937	0.3613	0.1845	0.2412	0.1703	0.19	0.2318	1	0.845544
126	0.202	0.2872	0.4937	0.3613	0.1845	0.2203	0.1352	0.143	0.2318	0	1
127	0.202	0.2872	0.4937	0.3613	0.1845	0.2203	0.1352	0.143	0.2318	0.25	0.971466
128	0.202	0.2872	0.4937	0.3613	0.1845	0.2203	0.1352	0.143	0.2318	0.5	0.945375
129	0.202	0.2872	0.4937	0.3613	0.1845	0.2203	0.1352	0.143	0.2318	0.75	0.922333
130	0.202	0.2872	0.4937	0.3613	0.1845	0.2203	0.1352	0.143	0.2318	1	0.901986



3 橋梁沖刷後之臨界頻率比值(R_{sc})推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

5. 模式驗證 各AI分析結果

	Training					Testing				
	MAE	MAPE (%)	RMSE	R^2	RI	MAE	MAPE (%)	RMSE	R^2	RI
SVM	0.1740	51.31	0.2020	0.2550	0.0000	0.1916	56.71	0.2203	0.2747	0.0000
LSSVM	0.16	46.60	0.1762	0.4744	0.1622	0.1829	54.25	0.2021	0.3081	0.0691
ESIM	0.10	26.36	0.1048	0.8043	0.5786	0.1242	34.68	0.1415	0.6447	0.4989
ELSIM	0.02	4.52	0.0243	0.9889	0.9955	0.0456	12.86	0.0657	0.9065	0.9686
SOS-LSSVM	0.01	4.39	0.0235	0.9894	1.0000	0.0401	12.08	0.0579	0.9219	1.0000

參

執行步驟-第五階段 檢核及測試橋梁災情回報系統

1

檢核及測試橋梁災情回報系統

1

橋梁災情回報

第五階段-檢核及測試橋梁災情回報系統

測試上一年度完成之災情回報系統。

- (1). 點選災情回報系統按鈕。
- (2). 根據所在地定位，點選災情回報。
- (3). 點選橋梁下拉選單位，點選災情回報。 選擇橋梁(所在地周邊橋梁)



- (4). 選擇災情等級，(依公路總局定義:安全、注意、警戒與行動)



- (5). 拍攝災情並上傳照片 (以新聞歷史照片為例)



肆

執行進度

工作項目	第1月	第2月	第3月	第4月	第5月	第6月	第7月	第8月	第9月	第10月
研究團隊組成										
移動式振動檢測模式驗證			※							
新增橋梁耐震側推分析模式分析案例										
期中報告						※				
人工智慧推論模式精進								※		
檢核及測試橋梁災情回報系統										
期末簡報										※
工作進度估計百分比(累積數)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100

(1) 結論

完成兩座現地移動式振動檢測試驗，比較其沖刷對振動頻率之影響並驗證可行性。

增加3座橋梁側推分析(每座含5種鋼筋斷面劣化程度)，並考量不同沖刷深度對橋梁安全之影響。

擴充人工智慧推論案例資料庫(Ay、Ac各15筆；Rec、Rsc各130筆)，更新推論模式，提高預測準確度。



(1) 結論

建置橋梁地震、洪水臨界頻率比值推論模式，篩選可能影響因子，推論公路總局轄下省縣道橋梁臨界頻率值，做為橋梁封橋後是否開放通行之參考。

檢核修正橋梁災情回報系統，符合使用者需求，便於直升機勘災時將災情回傳。



(2) 建議

移動式振動頻率量測過程，目前仍需人力與準備時間，並可能受現地外在因素影響，建議未來考量自動化量測方法與開發相關軟硬體設備，降低人員操作門檻。

研究成果後續可供公路總局BOBE系統介接，震時：通報橋梁通行失敗機率；災後：振動頻率比值量測是否可開放通行。

各橋梁臨界頻率比值R皆不同，可應用AI推論找出影響因子與R之映射關係，並持續建置省縣道橋梁R值資料庫，作為災害開放通行決策之依據。

簡報完畢

敬請指教

