

106-021-7921  
MOTC-IOT-105- H1DB001

# 道路及橋梁災害防治技術整合 之研究 (2/2)



交通部運輸研究所

中華民國 106 年 4 月

106-021-7921

MOTC-IOT-105-H1DB001

# 道路及橋梁災害防治技術整合 之研究 (2/2)

著者：賴瑞應、陳志芳、林雅雯、鄭明淵  
張文忠、黃安斌、廖國偉、吳育偉

交通部運輸研究所

中華民國 106 年 4 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

道路及橋梁災害防治技術整合之研究. (2/2) /  
賴瑞應等著. -- 初版. -- 臺北市：交通部運  
研所，民 106.04

面；公分

ISBN 978-986-05-2235-8(平裝)

1. 防災工程 2. 道路工程 3. 橋樑工程

445.5

106004979

道路及橋梁災害防治技術整合之研究 ( 2/2 )

著 者：賴瑞應、陳志芳、林雅雯、鄭明淵、張文忠  
黃安斌、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](http://www.ihmt.gov.tw) (中文版 > 中心出版品)

電 話：(04)26587176

出版年月：中華民國 106 年 4 月

印 刷 者：

版(刷)次冊數：初版一刷 60 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所臺灣技術研究中心網站

定 價：370 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：1010600496

ISBN：978-986-05-2235-8 (平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

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

GPN: 1010600496

定價 370 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：道路及橋梁災害防治技術整合之研究（2/2）			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN978-986-05-2235-8(平裝)	政府出版品統一編號 1010600496	運輸研究所出版品編號 106-021-7921	計畫編號 105-H1DA001d
本所主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計畫主持人：賴瑞應 共同主持人：陳志芳、林雅雯 聯絡電話：04-26587170 傳真號碼：04-26564418	合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會 國立臺灣科技大學 計畫主持人：張文忠 共同主持人：鄭明淵 協同主持人：黃安斌、廖國偉、吳育偉 地址：臺南市大學路1號 臺北市大安區基隆路4段43號 聯絡電話：06-2757575~63128、02-2737-6663		研究期間 自 105 年 1 月 至 105 年 12 月
關鍵詞：淺層崩塌破壞、地震破壞潛勢、水工模型試驗			
摘要：  本研究針對公路邊坡可能遭遇之淺層崩塌破壞進行解析法分析並研發與解析法搭配之無線感測土層反應模組，發展不同於現有以雨量監測為指標之經驗法預警模式，以提高預警之準確與時效性。  另外，本研究精進「橋梁振動檢測模式」、「橋梁耐震側推分析模式」及「人工智慧耐震能力推論模式」，更新推論模式，以提高預測之準確性。如此，橋梁管理單位可以依據橋梁振動檢測、材料劣化及地震破壞潛勢之相關數據，做為橋樑災後通阻決策之依據。  在跨河橋梁水工模型試驗部分，將中沙大橋及上下游河段完整納入水工模型試驗，考量濁水溪不同洪峰流量，進行橋墩基礎埋入式保護方案試驗，試驗成果將提供高速公路局中工處未來施政的參考。  成果效益與應用情形： 1. 開發客製化公路邊坡淺層崩塌監測與預警技術，提升預警準確度。 2. 提供橋梁管理單位於災前評估橋梁地震破壞潛勢，並依此進行維修補強。在災後應用移動式振動檢測，評估橋梁是否可開放通行。 3. 研提之橋基保護方案，將提供國道高速公路局未來施政的參考。			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
106 年 4 月	320	370	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
機密等級： <input type="checkbox"/> 密 <input type="checkbox"/> 機密 <input type="checkbox"/> 極機密 <input type="checkbox"/> 絕對機密 （解密條件： <input type="checkbox"/> 年 <input type="checkbox"/> 月 <input type="checkbox"/> 日解密， <input type="checkbox"/> 公布後解密， <input type="checkbox"/> 附件抽存後解密， <input type="checkbox"/> 工作完成或會議終了時解密， <input type="checkbox"/> 另行檢討後辦理解密） <input checked="" type="checkbox"/> 普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

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

TITLE: Research on Roads and Bridges of the Disaster Prevention Technology Integration (2/2)			
ISBN(OR ISSN) 978-986-05-2235-8(pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010600496	IOT SERIAL NUMBER 106-021-7921	PROJECT NUMBER 105-H1DA001d
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: Jui-Ying Lai COMMON INVESTIGATOR: Jyh-Fang Chen, Ya-Wen Lin PHONE: (04) 26587170 FAX: (04) 26564418			PROJECT PERIOD FROM January 2016 TO December 2016
RESEARCH AGENCY: NCKU Research And Development Foundation, National Taiwan University of Science and Technology PRINCIPAL INVESTIGATOR: Wen-Jong Chang Co-PRINCIPAL INVESTIGATOR: Min-Yuan Cheng PROJECT STAFF: An-Bin. Huang, Guo-Wei Liao, Yu-Wei Wu ADDRESS: No.1, University Road, Tainan City, 701, Taiwan , R.O.C #43 , Sec.4 , Keelung Rd. , Taipei , 106 , Taiwan , R.O.C PHONE: 06-2757575~63128 ~ 02-2737-6663			
KEY WORDS: shallow slope failure, earthquake damage potential, hydraulic model test			
ABSTRACT: <p>To improve the limitations of rainfall-based slope warning system, a new technique that integrated the hydro-mechanical slope analysis and wireless sensing module for shallow ground response monitoring is under development to establish a customized, time-dependent warning system for shallow slope failures triggered by rainfalls.</p> <p>In addition, this study aims to improve vibration-metering model, bridge push over model and artificial intelligence prediction model. Therefore, the management can determine the bridge blockage actions based on the vibration data, material degradation assessment and earthquake damage potential detection.</p> <p>In hydraulic model test on crossing bridge protection works, the Zhong-Sha Bridge and upstream and downstream reaches was integrated into the hydraulic model test. Considering the different flood peak flow in Zhushui Creek, the test of embedded protection scheme of bridge foundation was carried out. This study can be provided abutment protection works to National Freeway Bureau for decision-making reference.</p> BENEFITS AND APPLICATIONS: <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Develop customized, time-dependent warning system and procedure to improve the limitations of current empirical techniques.</li> <li>2. The bridge management department can refer to the earthquake similarity results for bridge maintenance policy-making. In the post-earthquake vibration-metering model can be used to determine the bridge status.</li> <li>3. This study can be provided abutment protection works to National Freeway Bureau for decision-making reference.</li> </ol>			
DATE OF PUBLICATION April 2017	NUMBER OF PAGES 320	PRICE 370	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.			

# 道路及橋梁災害防治技術整合之研究(2/2)

## 目 錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	II
目錄.....	III
圖目錄.....	V
表目錄.....	XVII
第一章 前言.....	1-1
1.1 研究緣起.....	1-1
1.2 研究目的.....	1-1
1.3 研究內容.....	1-2
第二章 水力力學耦合邊坡穩定分析.....	2-1
2.1 非飽和土壤力學.....	2-1
2.2 非飽和滲流分析.....	2-6
2.3 無限邊坡之水力力學耦合穩定分析.....	2-10
2.4 水力力學耦合試驗.....	2-14
第三章 土層監測模組研發.....	3-1
3.1 土層水力與運動反應量測.....	3-1
3.2 無線感測土層監測模組.....	3-5
3.3 無線土層監測模組.....	3-17

3.4 無線感測土層監測模組現地測試.....	3-21
第四章 邊坡依時預警系統.....	4-1
4.1 研究場址地質與土壤性質.....	4-1
4.2 無線監測模組成果.....	4-6
4.3 二維水力力學耦合穩定分析.....	4-16
4.4 客製化邊坡依時預警.....	4-21
第五章 移動式振動檢測模式驗證.....	5-1
5.1 移動式振動檢測模式驗證.....	5-1
5.2 洪水與地震安全臨界頻率.....	5-26
第六章 橋梁耐震側推分析模式.....	6-1
6.1 新增橋梁耐震側推分析模式分析案例.....	6-1
6.2 分析流程與相關參數.....	6-3
6.3 材料劣化評估.....	6-10
6.4 SAP2000橋梁結構模型之模擬.....	6-31
6.5 塑鉸設定.....	6-43
6.6 耐震能力評估.....	6-60
6.7 耐洪能力評估.....	6-82
第七章 人工智慧推論模式精進.....	7-1
7.1 橋梁耐震能力人工智慧推論模式.....	7-1
7.2 橋梁耐震臨界頻率比值推論模式.....	7-13
7.3 橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式.....	7-53
7.4 橋梁地震防災決策支援.....	7-76
第八章 平面水工模型試驗規劃與建置.....	8-1

8.1 模型範圍選定.....	8-1
8.2 模型比尺選定.....	8-1
8.3 模型用砂.....	8-4
8.4 試驗規劃與建置.....	8-6
第九章 水工模型預備與檢定試驗.....	9-1
9.1 試驗流量率定.....	9-1
9.2 變量流清水試驗 104 年 0808 蘇迪勒颱風流量.....	9-2
9.3 變量流加砂試驗 104 年 0808 蘇迪勒颱風流量.....	9-5
第十章 橋墩保護工法試驗.....	10-1
10.1 情境 1:下游潛堰無損定量流試驗.....	10-1
10.2 情境 2:無下游潛堰保護之定量流試驗.....	10-4
10.3 情境 3:無下游潛堰保護之橋基保護方案 1 .....	10-6
10.4 情境 4:無下游潛堰保護之橋基保護方案 2 .....	10-9
第十一章 結論與建議.....	11-1
11.1 結論.....	11-1
11.2 建議.....	11-3
11.3 研究成果效益.....	11-4
11.4 提供應用情形.....	11-4
參考文獻.....	參-1



## 圖目錄

圖 2.1 非飽和土壤結構示意圖(Fredlund and Rahardjo, 1993).....	2-3
圖 2.2 氣水交界面之表面張力現象(Fredlund and Rahardjo, 1993).....	2-3
圖 2.3 非飽和土壤莫爾-庫倫破壞包絡線(Fredlund and Rahardjo, 1993) .....	2-5
圖 2.4 剪應力與基質吸力之破壞包絡線(Fredlund, 1995) .....	2-5
圖 2.5 典型的土壤含水量特徵曲線 (Fredlund, 1995) .....	2-6
圖 2.6 土壤含水量特徵曲線去飽和三階段 (Fredlund, 1995) .....	2-7
圖 2.7 土壤滲透係數與基質吸力之關係(Fredlund, 1995) .....	2-7
圖 2.8 典型土壤之非飽和土壤特性曲線(Collins and Znidarcic, 2004)	2-9
圖 2.9 非飽和滲流分析結果比較.....	2-10
圖 2.10 無限邊坡之水力力學耦合穩定分析示意圖.....	2-11
圖 2.11 水力力學耦合試驗概念圖 .....	2-14
圖 2.12 水力力學耦合試驗系統實體圖.....	2-15
圖 2.13 水力力學耦合試驗系統剪力盒實體.....	2-16
圖 2.14 試體容器實體圖.....	2-16
圖 2.15 側向變位量測裝置.....	2-18
圖 2.16 試體各層剪應變計算示意圖.....	2-18
圖 2.17 試驗材料粒徑分佈曲線.....	2-19
圖 2.18 基質吸力與含水量關係圖.....	2-21
圖 2.19 非飽和強度參數試驗 (a)試體製作(b)試體架設完成圖 .....	2-22
圖 2.20 非飽和壓密排水單剪試驗(a)應力應變曲線(b)體積變化 .....	2-23
圖 2.21 非飽和土壤強度參數.....	2-24

圖 2.22 水力力學耦合試驗試體架設完成圖.....	2-26
圖 2.23 水力力學耦合試驗之試驗條件示意圖.....	2-27
圖 2.24 水力力學耦合試驗之試體配置.....	2-28
圖 2.25 試體初始含水量.....	2-29
圖 2.26 體積變化量測裝置與含水量感測元件入滲量比較.....	2-30
圖 2.27 水入滲量與試體各層剪應變變化情況.....	2-31
圖 2.28 含水量變化與各層剪應變之變化情形(a) DC-1 (b) DC-2 (c) DC-3.....	2-33
圖 2.29 入滲深度與各層剪應變之變化情況.....	2-34
圖 2.30 試體分層剪力強度與各層剪應變之變化情形(a) DC-3 (b) DC-2 (c) DC-1 .....	2-35
圖 2.31 分層剪力安全係數與各層剪應變之變化情形(a) DC-3 (b) DC-2 (c) DC-1 .....	2-37
圖 3.1 TI. FDC1004 電容數位轉換器(TI., 2015).....	3-3
圖 3.2 非接觸式電容量測之應用方法.....	3-3
圖 3.3 液位量測示意圖.....	3-4
圖 3.4 土層監測模組與分佈式含水量監測示意圖.....	3-6
圖 3.5 傾斜儀電路圖與測試模組.....	3-7
圖 3.6 傾斜角度標定系統.....	3-7
圖 3.7 傾斜儀 Arduino Uno 標定結果 .....	3-8
圖 3.8 Catnip Electronics 電容式土壤水份計 .....	3-9
圖 3.9 測得電容值與土壤體積含水量關係圖.....	3-10
圖 3.10 MPU-6050 模組(Arduino).....	3-11
圖 3.11 IMU 與傾斜角度之關係圖 .....	3-12

圖 3.12 土層監測模組內部架構示意圖.....	3-13
圖 3.13 Arduino Uno.....	3-14
圖 3.14 nRF24L01 模組(摘自 <a href="http://www.seeedstudio.com">www.seeedstudio.com</a> ).....	3-16
圖 3.15 使用者介面.....	3-17
圖 3.16 儲存後之文字檔.....	3-17
圖 3.17 Arduino UNO 原型擴展板(Sparkfun).....	3-19
圖 3.18 Arduino UNO(Green Board)結合原型擴展板.....	3-19
圖 3.19 發射端外構.....	3-20
圖 3.20 發射端防水盒.....	3-20
圖 3.21 土壤水份計外構.....	3-21
圖 3.22 安裝場址位置圖.....	3-22
圖 3.23 接收端與自動化監測記錄系統.....	3-23
圖 3.24 現場鑽孔照片.....	3-24
圖 3.25 土層監測模組裝設照片.....	3-25
圖 3.26 阻水層回填照片.....	3-25
圖 3.27 完工照片.....	3-26
圖 3.28 太平山土壤水份計紀錄.....	3-27
圖 3.29 太平山土中溫度變化紀錄.....	3-27
圖 3.30 太平山 IMU 傾斜角紀錄.....	3-28
圖 4.1 監測設施平面配置圖(南水局 2011).....	4-2
圖 4.2 監測剖面圖(南水局 2011).....	4-3
圖 4.3 現地土壤粒徑分布圖.....	4-4
圖 4.4 現地重模土樣土水特徵曲線.....	4-5

圖 4.5 飽和壓密排水單剪結果.....	4-6
圖 4.6 基質吸力 25 kPa 時非飽和排水單剪結果.....	4-7
圖 4.7 高雄甲仙攔河堰邊坡無線監測模組安裝位置.....	4-8
圖 4.8 監測點 ID02 安裝情況與相關方位資訊 .....	4-8
圖 4.9 監測點 ID05 安裝情況與相關方位資訊 .....	4-9
圖 4.10 監測點 ID02 現況.....	4-10
圖 4.11 監測點 ID02 觀測紀錄與雨量分布.....	4-11
圖 4.12 監測點 ID05 觀測紀錄與雨量分布 .....	4-12
圖 4.13 Megi 颱風期間 ID02 觀測紀錄與雨量分布 .....	4-13
圖 4.14 Megi 颱風期間 ID02 體積含水量剖面變化.....	4-13
圖 4.15 Megi 颱風期間 ID05 觀測紀錄與雨量分布 .....	4-14
圖 4.16 Megi 颱風期間 ID05 體積含水量剖面變化.....	4-15
圖 4.17 ID05 連續觀測紀錄與雨量分布 .....	4-15
圖 4.18 監測點 ID02 單向傾角連續觀測紀錄與雨量分布 .....	4-16
圖 4.19 數值分析模型.....	4-19
圖 4.20 入滲開始 900 秒後孔隙水壓分布與流動向量.....	4-19
圖 4.21 ID05 位置預測孔隙水壓歷時 .....	4-20
圖 4.22 ID05 位置預測地表運動歷時 .....	4-20
圖 4.23 室內模型試驗壓力水頭與破壞包絡線.....	4-21
圖 4.24 深度 0.75 m 體積含水量變化及依時預警概念 .....	4-22
圖 4.25 甲仙上邊坡深度 1.5 m 體積含水量變化依時預警概念 .....	4-23
圖 4.26 甲仙上邊坡表面傾角變化依時預警概念.....	4-23
圖 5.1 南雲大橋墩柱 9 到墩柱 16 之立面圖.....	5-4

圖5.2 南雲大橋9號墩柱沖刷現況.....	5-4
圖5.3 南雲大橋墩柱14沖刷現況.....	5-5
圖5.4 南雲大橋河床處的傅氏頻譜.....	5-19
圖5.5 南雲大橋河岸處的傅氏頻譜.....	5-20
圖5.6 速度計上之電源線、網路傳輸線與GPS連接線孔槽 .....	5-20
圖5.7 以備用電源供應筆電與速度計之電力.....	5-21
圖5.8 速度計上LED燈之檢核 .....	5-22
圖5.9 球心基座之定平設計-後視圖 .....	5-23
圖5.10 球心基座之定平設計-俯視圖 .....	5-23
圖5.11 球心基座圖.....	5-24
圖5.12 各沖刷深度下之側推分析結果示意圖.....	5-28
圖5.13 橋梁耐洪能力之容量曲線示意圖.....	5-28
圖5.14 橋梁耐洪能力容量曲線圖建構之結果圖.....	5-29
圖5.15.a 各沖刷深度下之需求曲線示意圖.....	5-30
圖5.15.b 各沖刷深度下之需求與容量連線示意圖.....	5-30
圖5.16 決定受損頻率示意圖.....	5-31
圖6.1 本計畫規劃建置側推分析模式流程圖(1).....	6-2
圖6.2 本計畫規劃建置側推分析模式流程圖(2).....	6-3
圖6.3 分析流程圖 .....	6-4
圖6.4 南雲大橋地理位置.....	6-5
圖6.5 南雲大橋現況.....	6-5
圖6.6 南雲大橋之河流斷面.....	6-5
圖6.7 橋台A1以及A2 之斷面 .....	6-6

圖6.8 橋墩P1 至 P22 之斷面 .....	6-6
圖6.9 橋面板及梁之斷面 .....	6-7
圖6.10 沉箱之斷面 .....	6-7
圖6.11 SAP2000所建立之南雲大橋結構模型 .....	6-8
圖6.12 SAP2000所建立 南雲大橋之結構3D土壤模型 .....	6-9
圖6.13 橋墩縱向鋼筋中性化開始時間之計算 .....	6-13
圖6.14 橋墩橫向鋼筋中性化開始時間之計算 .....	6-13
圖6.15 沉箱內部縱向鋼筋中性化開始時間之計算 .....	6-13
圖6.16 沉箱外部縱向鋼筋中性化開始時間之計算 .....	6-14
圖6.17 沉箱橫向鋼筋中性化開始時間之計算 .....	6-14
圖6.18 握裹滑移之應力應變關係 .....	6-18
圖6.19 鋼筋完美握裹下各腐蝕百分比之應力應變關係曲線 .....	6-19
圖6.20 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 .....	6-19
圖6.21 混凝土與鋼筋腐蝕相互影響示意圖 .....	6-22
圖6.22 有握裹折減效應之橋墩保護層混凝土應力應變曲線 .....	6-22
圖6.23 有握裹折減效應之沉箱保護層混凝土應力應變曲線 .....	6-23
圖6.24 圍束與未圍束混凝土單向載重之應力應變模型 .....	6-24
圖6.25 圓形箍筋之有效圍束核心 .....	6-25
圖6.26 圓形中空圍束混凝土 .....	6-26
圖6.27 中空圓形箍筋之有效圍束核心 .....	6-27
圖6.28 中空圓形圍束混凝土之力平衡 .....	6-28
圖6.29 橋墩核心混凝土之應力應變曲線 .....	6-30
圖6.30 沉箱核心混凝土之應力應變曲線 .....	6-30

圖6.31 以均佈載重模擬南雲大橋橋面板之重量.....	6-31
圖6.32 以集中載重考量鄰近跨度之橋梁.....	6-32
圖6.33 USCS土壤分類.....	6-34
圖6.34 基礎形狀的寬度和長度關係.....	6-34
圖6.35 計算土壤各方向地盤反力係數之方程式.....	6-35
圖6.36 沉箱基礎分析模式.....	6-35
圖6.37 水平向雙線性彈簧性質.....	6-36
圖6.38 設置於沉箱之水平彈簧.....	6-37
圖6.39 垂直雙線性彈簧之性質.....	6-38
圖6.40 基礎底部形狀影響因素.....	6-38
圖6.41 支承力因素.....	6-39
圖6.42 底部斷面分割之面積.....	6-39
圖6.43 設置於沉箱底部之垂直彈簧.....	6-39
圖6.44 雙線性摩擦阻力彈簧之性質.....	6-40
圖6.45 各基礎形狀之摩擦角與有效凝聚力.....	6-40
圖6.46 沉箱底部表面提供之最大摩擦力.....	6-41
圖6.47 SAP2000南雲大橋的彈簧配置圖.....	6-41
圖6.48 SAP2000南雲大橋模型之彈簧性質.....	6-42
圖6.49 橋墩之彎矩曲率關係.....	6-45
圖6.50 沉箱之彎矩曲率關係.....	6-46
圖6.51 剪力破壞模式.....	6-47
圖6.52 撓剪破壞模式.....	6-47
圖6.53 撓曲破壞模式.....	6-47

圖6.54 鋼筋混凝土之剪力強度關係圖.....	6-49
圖6.55 使用於第二次側推分析中撓曲行為之判定.....	6-50
圖6.56 橋墩彎矩轉角之模型.....	6-52
圖6.57 沉箱彎矩轉角之模型.....	6-52
圖6.58 橋墩剪力轉換之模型.....	6-53
圖6.59 沉箱剪力轉換之模型.....	6-53
圖6.60 沉箱鋼筋未腐蝕之破壞模式.....	6-54
圖6.61 沉箱鋼筋腐蝕10%之破壞模式.....	6-54
圖6.62 橋墩鋼筋未腐蝕之破壞模式.....	6-55
圖6.63 橋墩鋼筋腐蝕10%之破壞模式.....	6-55
圖6.64 於X方向和Y方向上(對稱)沉箱腐蝕0%之塑性鉸性質.....	6-59
圖6.65 於X方向和Y方向上(對稱)沉箱腐蝕10%之塑性鉸性質.....	6-59
圖6.66 X方向側推分析結果.....	6-60
圖6.67 Y方向側推分析結果.....	6-61
圖6.68 X方向側推分析橋梁變形圖(材料未劣化).....	6-61
圖6.69 Y方向側推分析橋梁變形圖(材料未劣化).....	6-62
圖6.70 台灣耐震設計規範獲得結構物反應譜.....	6-63
圖6.71 反應譜對應之譜加速度.....	6-63
圖6.72 $A_y$ 、 $A_c$ 示意圖.....	6-67
圖6.73 南雲大橋材料劣化對PGA之影響.....	6-71
圖6.74 南雲大橋X方向之PGA與位移關係圖.....	6-72
圖6.75 南雲大橋Y方向之PGA與位移關係圖.....	6-72
圖6.76 尖山大橋X向剪力與位移關係圖.....	6-74

圖6.77 尖山大橋X向PGA與位移關係圖 .....	6-74
圖6.78 尖山大橋Y向剪力與位移關係圖 .....	6-75
圖6.79 尖山大橋Y向PGA與位移關係圖 .....	6-75
圖6.80 名竹大橋材料劣化對PGA之影響 .....	6-77
圖6.81 名竹大橋X方向之PGA與位移關係圖 .....	6-77
圖6.82 名竹大橋Y方向之PGA與位移關係圖 .....	6-78
圖6.83 北港大橋X向剪力與位移關係圖 .....	6-80
圖6.84 北港大橋Y向剪力與位移關係圖 .....	6-80
圖6.85 北港大橋X向PGA與位移關係圖 .....	6-81
圖6.86 北港大橋Y向PGA與位移關係圖 .....	6-81
圖6.87 SAP2000中的洪水載重配置 .....	6-83
圖6.88 南雲大橋不同沖刷深度下之側推分析結果與容量包絡線 ....	6-84
圖6.89 南雲大橋不同沖刷深度下容量和需求曲線.....	6-86
圖6.90 尖山大橋不同沖刷深度下側推分析結果以及容量曲線 .....	6-88
圖6.91 尖山大橋不同沖刷深度下容量曲線和需求曲線 .....	6-88
圖6.92 名竹大橋不同沖刷深度下側推分析結果以及容量曲線 .....	6-89
圖6.93 名竹大橋不同沖刷深度下容量曲線和需求曲線 .....	6-89
圖6.94 北港大橋不同沖刷深度下側推分析結果以及容量曲線 .....	6-90
圖6.95 北港大橋不同沖刷深度下容量曲線和需求曲線 .....	6-91
圖7.1 人工智慧橋梁耐震能力推論模式流程圖 .....	7-2
圖7.2 演化式支持向量機推論模式圖 .....	7-5
圖7.3 模式訓練結果散佈圖 .....	7-8
圖7.4 模式測試結果散佈圖 .....	7-9

圖7.5 橋梁地震易損曲線範例圖 .....	7-11
圖7.6 「橋梁地震破壞潛勢」人機介面 .....	7-12
圖7.7 橋梁耐震臨界頻率比值推論模式流程圖 .....	7-13
圖7.8 橋墩配筋俯視圖與XTRACT模型建置圖 .....	7-14
圖7.9 塑鉸性質與破壞模式 .....	7-15
圖7.10 塑鉸性質建置於Sap2000模型 .....	7-15
圖7.11 鑽探柱狀圖 .....	7-16
圖7.12 於EXCEL計算彈簧常數 .....	7-17
圖7.13 土壤與結構互制彈簧常數繪製於Sap2000模型 .....	7-17
圖7.14 耐震側推完成圖 .....	7-18
圖7.15 容量曲線 .....	7-20
圖7.16 容量震譜 .....	7-20
圖7.17 由容量曲線與容量震譜計算位於 $\alpha_y$ 與 $\alpha_c$ 點頻率值 .....	7-22
圖7.18 確立Rec影響因子流程圖 .....	7-24
圖7.19 因素陡坡圖 .....	7-42
圖7.20 ESIM預測流程圖 .....	7-49
圖7.21 橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式架構圖 .....	7-53
圖7.22 橋梁耐洪有限元素模型建置完成圖 .....	7-54
圖7.23 各沖刷深度下之容量曲線示意圖 .....	7-55
圖7.24 各沖刷深度之容量定義示意圖 .....	7-56
圖7.25 樁基礎構造與各項外力分配圖 .....	7-57
圖7.26 樁基礎水流壓力分佈圖 .....	7-57
圖7.27 各沖刷深度下之需求與容量連線示意圖 .....	7-58

圖 7.28 SOS-LSSVM 預測流程圖(Rsc).....	7-73
圖 7.29 橋梁地震災害處理通報流程(1/2).....	7-77
圖 7.29(續) 橋梁地震災害處理通報流程(2/2).....	7-77
圖 7.30 智慧型手機橋梁災情回報系統.....	7-78
圖 7.31 手機端橋梁定位介面.....	7-79
圖 7.32 選取橋梁.....	7-79
圖 7.33 選擇災情等級.....	7-80
圖 7.34 開啟相機拍攝橋梁現況(以新聞歷史照片為例).....	7-80
圖 7.35 填寫現況說明.....	7-81
圖 7.36 災情記錄表.....	7-81
圖 8.1 濁水溪試驗河段範圍圖.....	8-1
圖 8.2 原體砂、臨界推移力法及模型用砂級配曲線圖.....	8-5
圖 8.3 場棚試驗平面空間配置圖.....	8-7
圖 8.4 蛇籠示意圖.....	8-8
圖 9.1 流量率定曲線圖.....	9-1
圖 9.2 試驗地形鋪設.....	9-2
圖 9.3 模型施放流量歷線圖.....	9-3
圖 9.4 中沙大橋上、下游 500 公尺範圍之正射影像圖.....	9-4
圖 9.5 模型地型試驗結果.....	9-4
圖 9.6 現地實測水位與模型試驗水位比較圖.....	9-6
圖 9.7 最大沖刷橋墩 P25~P26.....	9-6
圖 9.8 最大沖刷橋墩 P33~P35.....	9-7
圖 10.1 橋基沖刷深度量測示意圖.....	10-2

圖 10.2	50 年重現期退水後呈現之兩深槽流路.....	10-3
圖 10.3	50 年重現期退水後呈現之流路與深槽區.....	10-5
圖 10.4	50 年重現期退水後呈現之橋墩沖刷情形.....	10-5
圖 10.5	50 年重現期最大沖刷橋墩沖刷深度.....	10-6
圖 10.6	方案 1 橋基保護範圍.....	10-7
圖 10.7	方案 1 保護工佈設深度.....	10-7
圖 10.8	方案 1(50 年重現期距)主要沖刷範圍.....	10-8
圖 10.9	方案 1(50 年重現期距)無保護工最大沖刷深度.....	10-9
圖 10.10	方案 2 橋基保護範圍.....	10-10
圖 10.11	方案 2 保護工佈設深度.....	10-10
圖 10.12	方案 2(50 年重現期距)主要沖刷範圍.....	10-11
圖 10.13	方案 2(50 年重現期距)最大沖刷深度.....	10-12
圖 10.14	方案 2(50 年重現期距)沖刷深度與範圍 3D 圖.....	10-12
圖 10.15	方案 2(50 年重現期距)沖刷坑等高線示意圖.....	10-13
圖 10.16	方案 2(50 年重現期距)基礎沖刷縱斷面示意圖.....	10-13
圖 10.17	方案 2(50 年重現期距)保護工露出狀況.....	10-14

## 表目錄

表 2-1 非飽和土壤應力狀態變數組合(Fredlund and Morgenstern, 1977)	2-2
表 2-2 試驗材料基本物理性質	2-19
表 2-3 水力力學耦合試驗之試驗條件	2-27
表 2-4 水力力學耦合試驗試體配置表	2-29
表 3-1 太平山場址雨量紀錄	3-26
表 4-1 傾斜管孔位鑽孔資料(南水局 2011)	4-2
表 4-2 簡化地質材料參數(南水局 2011)	4-3
表 4-3 van Genuchten (1980) 模式擬合參數	4-5
表 4-4 非飽和水文參數	4-18
表5-1 各橋梁試驗之目的及關係	5-7
表5-2 各橋梁試驗結果	5-9
表5-3 南雲大橋(帽梁)量測穩定性結果(cov) (pier 14)	5-12
表5-4 南雲大橋(帽梁)量測穩定性結果(cov) (pier 9)	5-12
表5-5 南雲大橋(橋面板)量測穩定性結果(cov) (pier 14)	5-12
表5-6 南雲大橋(橋面板)量測穩定性結果(cov) (pier 9)	5-12
表5-7 尖山大橋(帽梁)量測穩定性結果(cov)	5-12
表5-8 尖山大橋(橋面板)量測穩定性結果(cov)	5-13
表5-9 南雲大橋帽梁所量測的頻率值(pier 14)	5-13
表5-10 南雲大橋帽梁所量測的頻率值 (pier 9)	5-13
表5-11 南雲大橋橋面板處所量測的頻率值 (pier 14)	5-14
表5-12 南雲大橋橋面板處所量測的頻率值 (pier 9)	5-14

表5-13 尖山大橋帽梁所量測的頻率值 .....	5-14
表5-14 尖山大橋橋面板處所量測的頻率值 .....	5-14
表5-15 南雲大橋帽梁 (pier 14)之傅氏頻譜 .....	5-15
表5-16 南雲大橋帽梁 (pier 9)之傅氏頻譜 .....	5-15
表5-17 南雲大橋橋面板 (pier 14)之傅氏頻譜 .....	5-16
表5-18 南雲大橋橋面板 (pier 9)之傅氏頻譜 .....	5-16
表5-19 尖山大橋帽梁之傅氏頻譜 .....	5-17
表5-20 尖山大橋橋面板之傅氏頻譜 .....	5-17
表5-21 南雲大橋水流方向頻率比值的比較(pier 14) .....	5-18
表5-22 南雲大橋水流方向頻率比值的比較 (pier 9) .....	5-19
表5-23 尖山大橋水流方向頻率比值的比較 .....	5-19
表6-1 橋墩性質 .....	6-9
表6-2 沉箱性質 .....	6-10
表6-3 環境參數 .....	6-11
表6-4 橋墩之腐蝕 .....	6-15
表6-5 沉箱之腐蝕 .....	6-16
表6-6 鋼筋腐蝕前之性質 .....	6-17
表6-7 腐蝕後鋼筋力學性質之腐蝕函數 .....	6-17
表6-8 計算南雲大橋均佈載重之資訊 .....	6-32
表6-9 計算南雲大橋集中載重之資訊 .....	6-33
表6-10 南雲大橋土壤模擬使用之參數 .....	6-42
表6-11 X、Y方向之彈簧性質(沖刷深度4公尺) .....	6-43
表6-12 基礎表垂直方向之彈簧性質(沖刷深度4公尺) .....	6-43

表6-13 彎矩曲率值.....	6-44
表6-14 彎矩轉角資料及結果數值 .....	6-50
表6-15 不同材料劣化程度下之塑鉸性質 .....	6-56
表6-16 橋墩之塑性鉸性質 .....	6-58
表6-17 沉箱之塑性鉸性質 .....	6-58
表6-18 PGA和阻尼比之關係 .....	6-64
表6-19 阻尼修正係數( $B_s$ 、 $B_1$ ).....	6-65
表6-20 短周期結構之工址放大係數 $F_a$ .....	6-66
表6-21 長周期結構之工址放大係數 $F_v$ .....	6-66
表6-22 南雲大橋當地資料 .....	6-67
表6-23 X方向側推分析結果(材料未劣化).....	6-68
表6-24 南雲大橋之Ac與Ay值.....	6-71
表6-25 尖山大橋之Ac與Ay值.....	6-73
表6-26 名竹大橋之Ac與Ay值.....	6-76
表6-27 北港大橋之Ac與Ay值.....	6-79
表6-28 不同沖刷深度下之頻率、降伏點以及基底剪力 .....	6-84
表6-29 流速15m/s之基底剪力和位移.....	6-85
表6-30 不同流速之臨界頻率 .....	6-87
表6-31 尖山大橋耐洪分析結果 .....	6-87
表6-32 北港大橋耐洪分析結果 .....	6-90
表7-1 耐震能力影響因子 .....	7-3
表7-2 初始案例資料庫 (節錄) .....	7-4
表7-3 橋梁耐震能力推論模式系統架構參數設定 .....	7-7

表7-4 橋梁分類之 $A_{c_n}$ 及 $A_{y_n}$ 之中值(節錄 <sup>[4]</sup> ).....	7-10
表7-5 ESIM與TELES結果比較.....	7-10
表7-6 一般工址或活動斷層近域最大地表加速度(PGA)之計算 .....	7-21
表7-7 橋梁屬性資料調查表 .....	7-25
表7-8 公路總局調查表與TBMS簡易調查因子 .....	7-26
表7-9 橋梁簡易調查因子耐震臨界頻率比值問卷調查 .....	7-27
表7-10 有效問卷填寫者背景 .....	7-28
表7-11 橋梁簡易調查因子耐震臨界頻率比值問卷統計計算 .....	7-29
表7-12 第一階段耐震分析篩選因子 .....	7-30
表7-13 計算定性選項權重語意變數表 .....	7-31
表7-14 專家問卷表.....	7-32
表7-15 定性選項量化範例表 .....	7-35
表7-16 橋梁簡易調查因子耐震臨界頻率比值相關矩陣 .....	7-40
表7-17 橋梁簡易調查因子耐震臨界頻率比值評估之主成分表 .....	7-41
表7-18 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	7-43
表7-19 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 .....	7-44
表7-20 主成份分析之橋梁耐震臨界頻率比值重要性因子 .....	7-45
表7-21 相關係數分析之橋梁耐震臨界頻率比值重要性因子 .....	7-45
表7-22 五次類神經分析之多層感知法結果 .....	7-46
表7-23 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..	7-47
表7-24 重要性影響因子彙整表 .....	7-47
表7-25 橋梁耐震臨界頻率比值推論模式主要影響因子 .....	7-48
表7-26 推論模式架構參數設定表 .....	7-49

表7-27 案例分組示意圖 .....	7-50
表7-28 MAPE評估指標 .....	7-51
表7-29 橋梁耐震臨界頻率比值推論模式訓練與測試結果 .....	7-52
表7-30 各橋梁於不同沖刷程度下臨界頻率值 .....	7-59
表7-31 橋梁耐洪臨界頻率比值(Rsc)數據.....	7-61
表7-32 橋梁簡易調查因子耐洪臨界頻率比值問卷統計計算 .....	7-64
表7-33 第一階段耐洪分析篩選因子 .....	7-65
表7-34 橋梁簡易調查因子耐洪臨界頻率比值相關矩陣 .....	7-67
表7-35 橋梁簡易調查因子耐洪臨界頻率比值評估之主成分表 .....	7-68
表7-36 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 .....	7-69
表7-37 主成份分析之橋梁耐洪臨界頻率比值重要性因子 .....	7-69
表7-38 相關係數分析之橋梁耐洪臨界頻率比值重要性因子 .....	7-70
表7-39 五次類神經分析之多層感知法結果 .....	7-70
表7-40 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 ..	7-71
表7-41 重要性影響因子彙整表 .....	7-71
表7-42 橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式主要影響因子 .....	7-72
表7-43 橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式訓練與測試結果 .....	7-74
表7-44 橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式各組案例最佳參數表 .....	7-75
表7-45 橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式不同模組比較結果 .....	7-75
表 8-1 各重現期距水工模型試驗洪峰流量表 .....	8-3
表 8-2 原體與模型間各物理量之比例關係 .....	8-4
表 8-3 原體砂及模型砂粒徑比較表 (單位: mm) .....	8-5
表 10-1 各重現期距最大沖刷深度 .....	10-3



# 第一章 前言

## 1.1 研究緣起

山區道路除為當地居民對外聯繫主要途徑，更具有觀光與國防之重要性，而台灣受造山運動影響導致地質脆弱之坡地分佈廣泛，且颱風與地震發生頻繁，整體天然環境因素導致坡地崩塌無法避免，因此邊坡崩塌時常導致人員損傷、交通中斷及經濟損失等。山區道路邊坡崩塌主要為地震與降雨引致，其中降雨引致之邊坡破壞其發生頻率與範圍遠較地震引致崩塌為高，且降雨引致邊坡破壞其具有一定延時與徵兆，使得此類災害之預警將較為可行且易發揮成效。本研究將針對公路邊坡可能遭遇之淺層崩塌破壞進行解析法分析並搭配簡易土層反應監測模組，研發不同於現有以雨量監測為指標之經驗法預警模式，以提高預警之準確與時效性，利於相關單位對此類災害預警及管理之決策參考。

另外，橋梁為台灣地區用來連絡河流兩岸之重要交通工程設施，然而台灣河川多屬坡陡流急，於洪水期間，橋墩或橋基之河床受到劇烈的沖刷，常導致橋梁傾倒而造成交通中斷的情況。再者由於橋梁為交通運輸與民生活動之重要管道，若因災害發生造成破壞，勢將對災後之聯絡、急難救助與物資運輸造成重大衝擊，嚴重影響救災工作之進行。本研究將針對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；並建立橋梁耐震側推分析模式，提供橋梁地震防災決策支援。同時進行橋梁沖刷水工模型試驗，提供橋河共治區橋墩保護工法及其施設方式之建議，作為相關單位設置橋墩保護工決策之參考。

## 1.2 研究目的

本研究目的如下：

1. 結合解析法與邊坡無線土層監測模組，發展場址客製化淺層公路邊坡

降雨崩塌預警系統。

2. 研提移動式振動檢測模式，檢測橋梁安全狀態，並建立橋梁耐震側推分析模式，提供橋梁地震防災決策支援。
3. 藉由水工模型試驗，研提橋基保護方案，提升橋基耐洪能力，滿足運輸安全需求。

### 1.3 研究內容

本研究主要整合「公路邊坡崩塌監測之無線感測網路模組研發(2/2)」、「橋梁耐震能力與檢測評估分析模式之建立研究(2/2)」及「跨河橋梁固床水工模型試驗-以中沙大橋為例(2/2)」3 個子計畫之主要研究成果(詳細內容請參閱各子計畫所出版之研究報告)，主要研究內容如下所示：

1. 水力力學耦合邊坡穩定分析。
2. 土層監測模組研發。
3. 邊坡依時預警系統建置
4. 移動式振動檢測模式驗證
5. 橋梁耐震側推分析模式
6. 人工智慧推論模式精進
7. 平面水工模型試驗規劃與建置
8. 水工模型預備與檢定試驗
9. 橋墩保護工法試驗
10. 結論與建議

## 第二章 水力力學耦合邊坡穩定分析

道路邊坡依其機制可分為淺層與深層滑動，二種邊坡破壞其滑動機制與致災因子顯著不同，因此其解析程序及對應之崩塌預警模式亦應分開考慮，本研究以較常見之降雨淺層崩塌為研究對象，以解析法整合地形、地質材料及水文特性之場址破壞機制分析，搭配水力力學耦合試驗了解降雨對土壤應力狀態之影響程度，以探討邊坡滑動機制，並作為依時預警系統之理論架構。

### 2.1 非飽和土壤力學

#### 2.1.1 非飽和土壤性質與基質吸力

土壤依其飽和程度可分為飽和土壤及非飽和土壤，飽和土壤中的孔隙完全被水填滿，可分為固相及液相；而非飽和土壤中的孔隙因包含水及空氣，故有固、液、氣三相，Fredlund and Morgenstern (1977) 提出非飽和土壤中存在孔隙水及孔隙空氣交界面形成之收縮膜，為非飽和土壤之第四相，收縮膜交界面一側為孔隙氣壓，一側為孔隙水壓，由於兩側壓力不同，為達到壓力平衡，收縮膜會產生一張力，即基質吸力。

飽和土壤之應力狀態多使用 Terzaghi (1936) 提出飽和土壤之有效應力( $\sigma'$ )，以兩個單一應力狀態變數：總應力( $\sigma$ )與孔隙水壓( $u$ )表示，公式即為  $\sigma' = \sigma - u$ 。而非飽和土壤應力狀態較複雜，Fredlund and Morgenstern (1977) 建議由不同的參考壓力決定兩獨立應力狀態變數組合，以描述非飽和土壤力學行為，如表 2-1 所列，而實際工程問題之孔隙氣壓為大氣壓力，即以孔隙氣壓作為參考壓力，以  $(\sigma - u_a)$  與  $(u_a - u_w)$  作為非飽和土壤之應力狀態變數較為恰當，其中  $(\sigma - u_a)$  為淨正向應力 (net normal stress)， $(u_a - u_w)$  則為基質吸力。

表 2-1 非飽和土壤應力狀態變數組合(Fredlund and Morgenstern, 1977)

參考壓力	應力狀態參數
孔隙氣壓， $u_a$	$(\sigma - u_a) \cdot (u_a - u_w)$
孔隙水壓， $u_w$	$(\sigma - u_w) \cdot (u_a - u_w)$
總應力， $\sigma$	$(\sigma - u_a) \cdot (\sigma - u_w)$

Bishop (1959)提出非飽和土壤有效應力公式中應用此兩應力狀態變數如式(2.1)所示：

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \dots\dots\dots (2.1)$$

式(2.1)中  $\chi$  為與飽和度相依之參數，飽和狀態為 1，完全乾燥狀態為 0。此應力狀態變數組合除符合實際工程條件外(Fredlund, 1979; Fredlund and Rahardjo, 1987)，並已廣泛應用於分析非飽和土壤之力學行為(Alonso et al., 1990; Wheeler and Sivakumar, 1995)。

非飽和土壤總吸力為基質吸力(或稱為毛細吸力)與滲透吸力(osmotic suction)之加總，Krahn and Fredlund (1972)對土壤吸力之試驗結果顯示滲透吸力的變化甚小，而基質吸力之變化約等於土壤總吸力之變化，故將基質吸力視為土壤總吸力，並視為非飽和土壤應力狀態變數之一。非飽和土壤之氣相與水相交界面(air-water interface)具有重要的力學影響，因此 Fredlund and Rahardjo (1993)將氣水交界面定義為除固、液、氣三項外之第四相稱之為收縮膜(contractile skin)，圖 2.1 為非飽和土壤結構示意圖。氣水交界面上之分子所受到不平衡之液體內聚力(圖 2.2a)，收縮膜產生表面張力使之平衡，收縮膜之受力情形如圖 2.2b 所示，其中  $u + \Delta u$  即為孔隙氣壓  $u_a$ ； $u$  為孔隙水壓  $u_w$ ； $T_s$  為表面張力； $R_s$  為收縮膜之曲率半徑，由 Kelvin 毛細模型公式推導出式(2.2)：

$$(u_a - u_w) = \frac{2T_s}{R_s} \dots\dots\dots (2.2)$$

上式之 $(u_a - u_w)$ 為收縮膜上氣相與水相之壓差，即為基質吸力。由上式可知當土壤基質吸力上升時，收縮膜之曲率半徑減小其曲率增加。

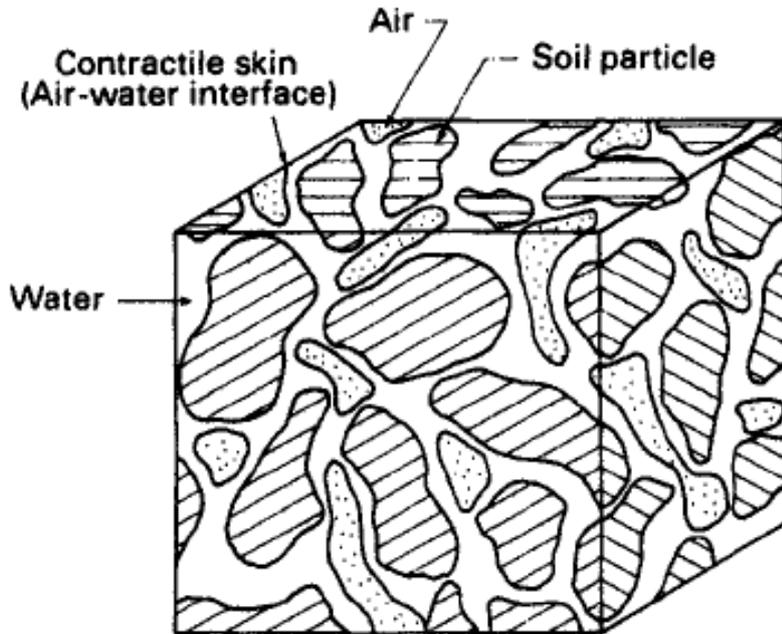
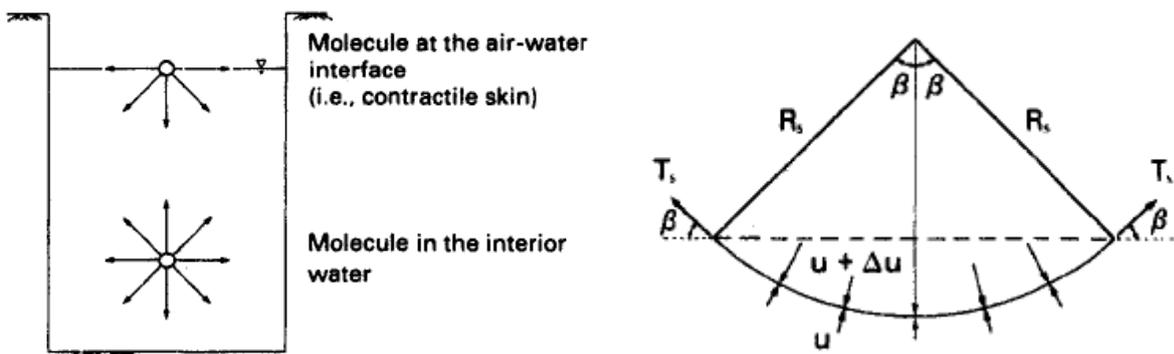


圖 2.1 非飽和土壤結構示意圖(Fredlund and Rahardjo, 1993)



(a)分子受力狀況

(b)收縮膜受力狀況

圖 2.2 氣水交界面之表面張力現象(Fredlund and Rahardjo, 1993)

### 2.1.2 非飽和土壤剪力強度

Fredlund et al. (1978)將淨正向應力與基質吸力兩獨立之應力狀態變數，代入衍伸莫爾-庫倫破壞準則(extended Mohr-Coulomb failure criteria)，非飽和土壤抗剪強度如式(2.3)：

$$\begin{aligned}\tau_f &= [c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b] + (\sigma - u_a) \tan \phi' \dots\dots\dots (2.3) \\ &= c_i + (\sigma - u_a) \tan \phi\end{aligned}$$

式中  $c'$  與  $\phi'$  分別為飽和土壤有效凝聚力與摩擦角， $\phi^b$  為非飽和土壤基質吸力所提供之剪力摩擦角； $c_i$  稱為視凝聚力(apparent cohesion)，為有效凝聚力與基質吸力項之加總，其示意圖如圖 2.3 所示以剪力、淨正向應力與基質吸力繪製之三維圖，而圖中存在一破壞包絡面與所有莫爾圓相切，且剪力強度隨著淨正向應力線性遞增，基質吸力亦有相同趨勢。

Gen et al. (1988)以冰凍土進行多階段非飽和直剪試驗，結果顯示剪力強度與基質吸力為非線性遞增關係，意即  $\phi^b$  非為定值。Fredlund et al. (1995)之試驗結果如圖 2.4 所示， $\phi^b$  隨基質吸力增大而漸小；Oloo and Fredlund (1996)發表此非線性關係說明當土壤達到殘餘含水量時，其基質吸力對於土壤剪力強度之影響可忽略。

### 2.1.3 土壤含水量特徵曲線

土壤含水量特徵曲線(Soil-water characteristic curve, SWCC)為描述土壤含水量與基質吸力關係之函數，含水量通常以體積含水量( $\theta$ )表示，其定義為土壤中水分佔有的體積和土壤總體積的比值，另亦可用重量含水量( $\omega$ )或飽和度( $S_r$ )表示，典型的土壤含水量特徵曲線如圖 2.5 所示。非飽和土壤因基質吸力改變，在吸水(wetting)及排水(drying)的過程中會產生遲滯效應，即在相同基質吸力下吸水曲線(wetting curve)上的含水量會低於排水曲線(drying curve)上的含水量，原因是排水後土壤顆粒排列變緊密。

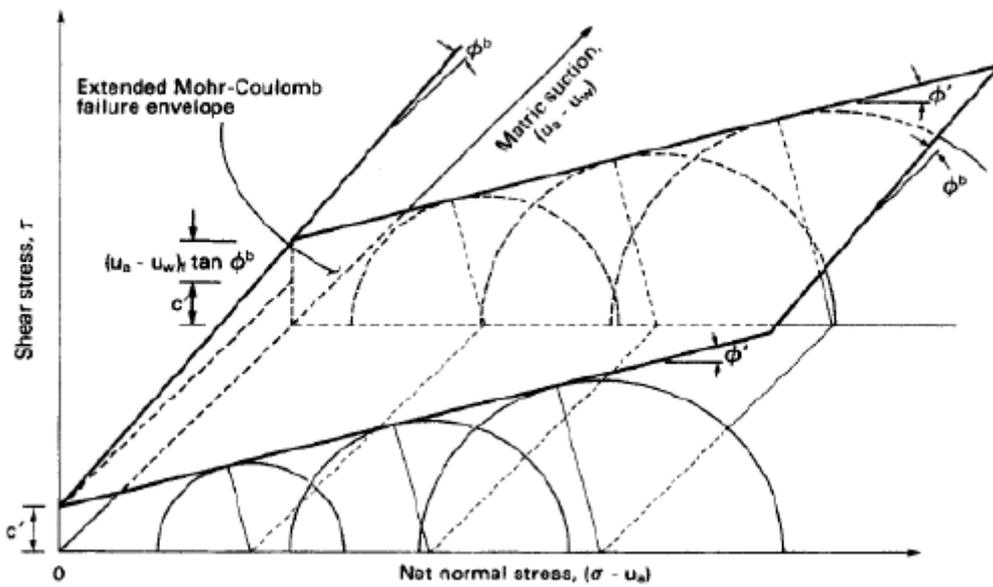


圖 2.3 非飽和土壤莫爾-庫倫破壞包絡線(Fredlund and Rahardjo, 1993)

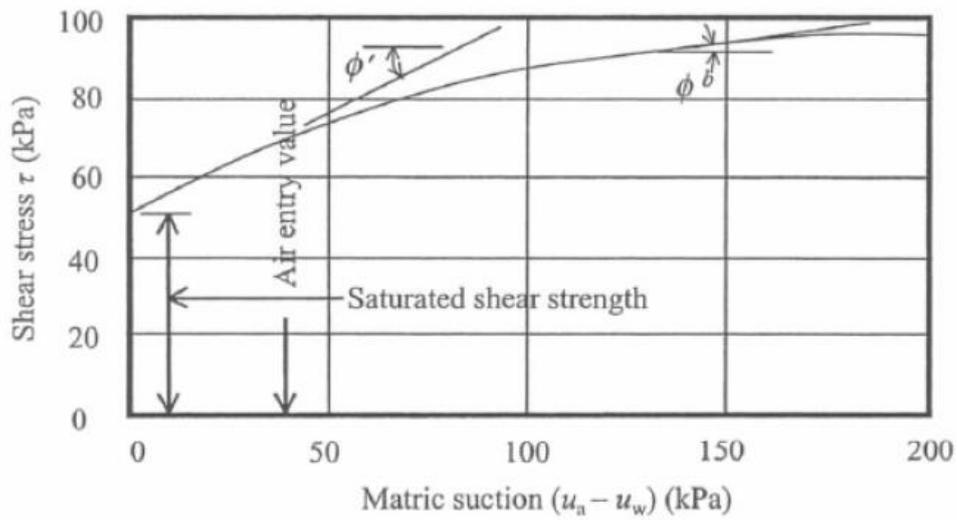


圖 2.4 剪應力與基質吸力之破壞包絡線(Fredlund, 1995)

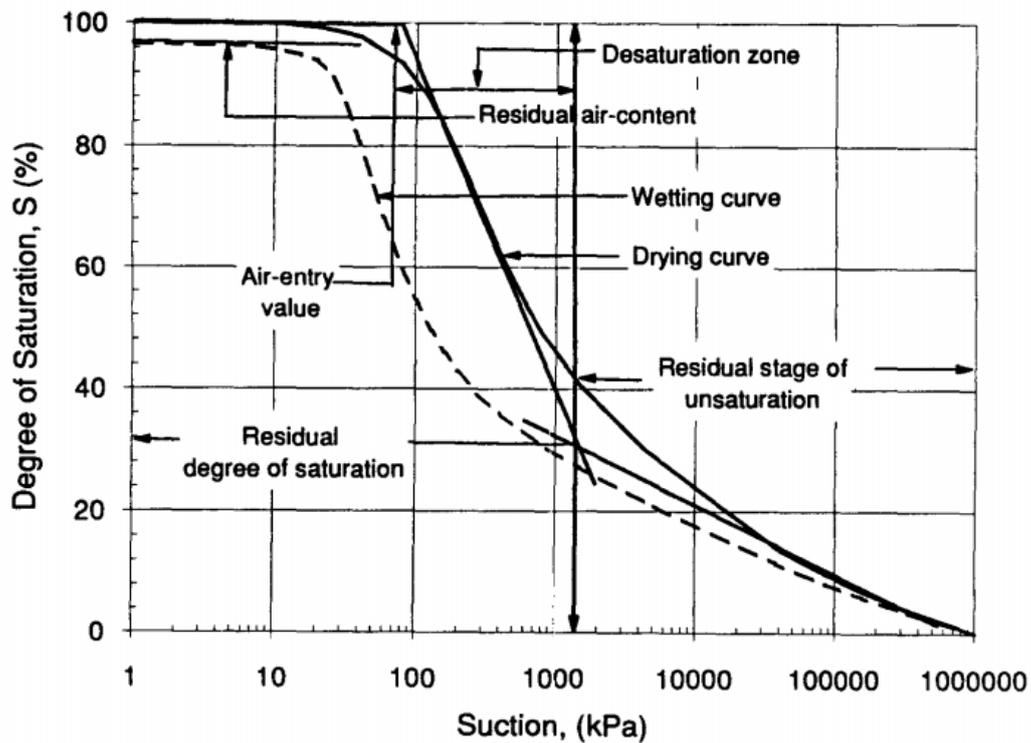


圖 2.5 典型的土壤含水量特徵曲線 (Fredlund, 1995)

土壤特徵曲線去飽和的過程可分為三個階段(如圖 2.6 所示)，邊界效應階段(boundary effect stage)時，幾乎所有孔隙都被水填滿，當基質吸力大於進氣值 $(u_a - u_w)_b$ (air-entry value)，空氣開始進入土壤孔隙；接著進入轉移階段(transition stage)，土壤開始去飽和，含水量隨基質吸力增加而明顯降低；最後進入殘餘階段(residual stage)，此階段含水量受基質吸力的影響快速降低達到殘餘含水量(residual water content)。另外，在非飽和土壤中，滲透係數亦會受到基質吸力的影響，如圖 2.7 所示。

## 2.2 非飽和滲流分析

實務上考慮滲透情形下的邊坡穩定分析，大部份利用提高地下水水位以模擬降雨入滲過程中孔隙水壓增加的現象，但孔隙水壓的變化受到土壤本身的滲透特性控制而有不同的反應。因非飽和土壤之基質

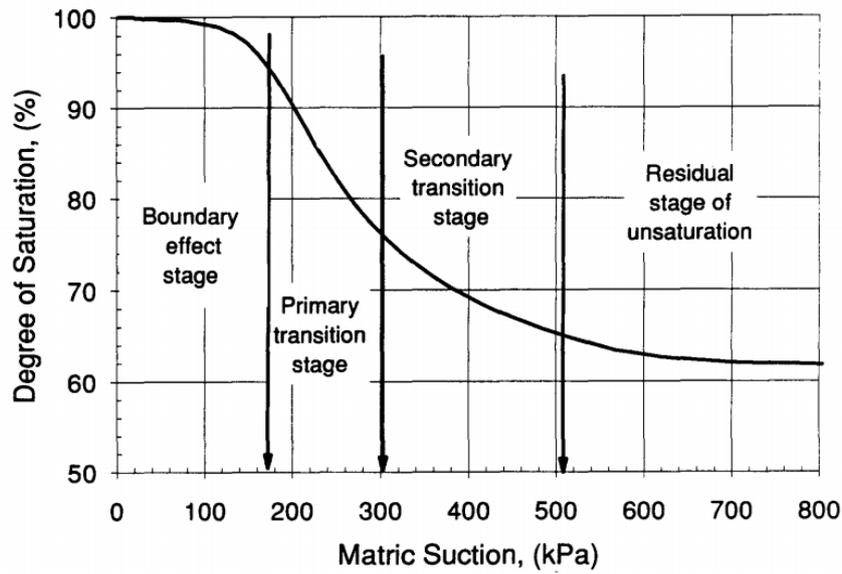


圖 2.6 土壤含水量特徵曲線去飽和三階段 (Fredlund, 1995)

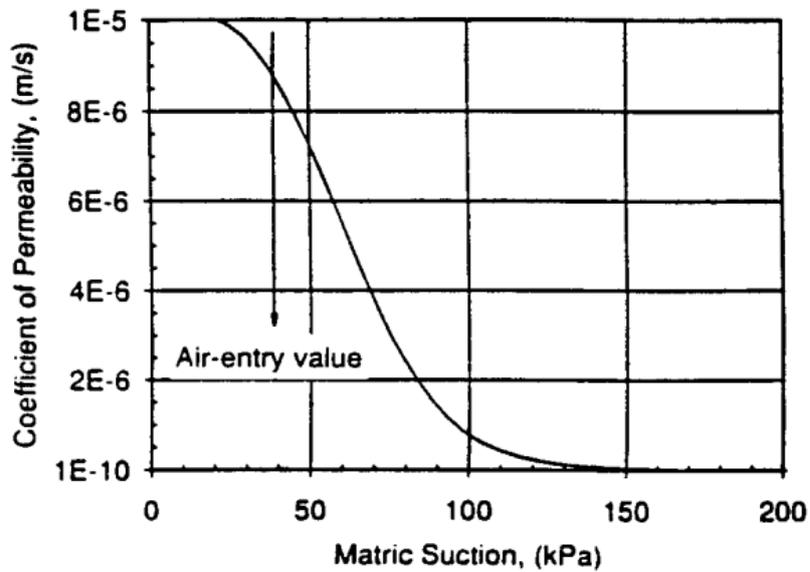


圖 2.7 土壤滲透係數與基質吸力之關係(Fredlund, 1995)

吸力及飽和土層滲流力之變化和孔隙水壓在邊坡內的分佈有密切關係，為得到孔隙水壓分佈隨滲透變化情形，需了解其水力機制。

### 2.2.1 非飽和滲透控制方程式

假設水在非飽和土中的流動滿足達西定律，但和飽和土中滲流的

不同為非飽和土之滲透係數為土壤含水量的函數，稱為基質吸力-滲透係數曲線，圖 2.8 為典型土壤之非飽和土壤特性曲線，而土壤含水量為基質吸力函數(土水特性曲線)，因此非飽和滲透(percolation)中滲透係數為孔隙水壓力的函數。土中水流動控制方程式可依質量守衡的原理推導建立，結合達西定律和流動控制方程式可推導出基本的地下水流控制方程式，Freeze and Cherry(1979) 假設孔隙氣壓等於大氣壓力，且可自由進出土壤，提出在一均質、均向土壤內之三維流體流動之控制方程式可以 Richard equation 表示，以總水頭的形式表示為：

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[ k(h_p) \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ k(h_p) \frac{\partial h}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ k(h_p) \frac{\partial h}{\partial z} \right] = \frac{\partial \theta(h_p)}{\partial t} \dots\dots\dots (2.4)$$

式中 h=總水頭； $\theta$ =體積含水量； $h_p$ =壓力水頭；k=土壤滲透係數(為壓力水頭之函數)，給定初始及邊界條件，可計算土壤內總水頭(或壓力水頭)隨時間之變化。

在自然邊坡中，若入滲率大於飽和滲透係數( $k_{sat}$ )，無法入滲之降雨會沿著邊坡表面流動，使邊坡表面之壓力水頭為零，故分析中上邊界之邊界條件並非以入滲率控制，而是以壓力水頭控制。滲透使非飽和之土柱隨時間增加而漸趨飽和，導致細顆粒土壤的基質吸力減少，使其剪力強度下降。

### 2.2.2 一維入滲分析

由於本研究目標為建立無限邊坡入滲引致之邊坡破壞依時預警系統，因此進行一維入滲分析。考慮一均質土體，根據質量守恆且土壤和水均不可壓縮，為了簡化計算，假設土壤滲透係數 k 不隨深度改變(即  $\partial k(h_p)/\partial z = 0$ )，可得鉛垂向之一維 Richard equation 如式 2.5 所示：

$$M(h_p) \frac{\partial h_p}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[ k(h_p) \frac{\partial h_p}{\partial z} \right] \dots\dots\dots (2.5)$$

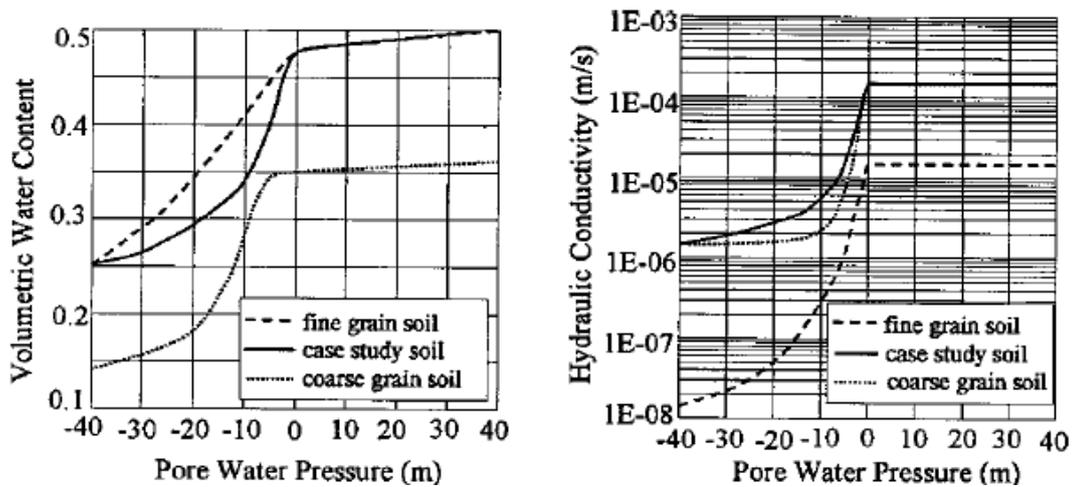


圖 2.8 典型土壤之非飽和土壤特性曲線(Collins and Znidarcic, 2004)

其中  $z$  為深度(地表為零且向下為正)； $h_p$ =壓力水頭； $k$ =土壤滲透係數(為壓力水頭之函數)，可由土水特性曲線決定； $M$ =孔隙水含容能力。

以 Crank-Nicolson 有限差分法，以求解深度之  $1/200$  為  $\Delta z$ ， $\Delta t$  則以 Hills 等人所建議的  $\Delta t$  限制式， $\Delta t \leq \Delta z / |V|$ ， $V = Q / (\theta(0, t) - \theta_i)$ ，即數值計算之可蘭穩定條件(CFL condition)，使每一計算時距之水流不會超過一個網格距離，可將式 2.5 改寫為差分形式：

$$M(h_p) \frac{h_{p,j}^{n+1} - h_{p,j}^n}{\Delta t} = \frac{k_{j+\frac{1}{2}} \left[ (h_{p,j+1}^{n+1} - h_{p,j}^{n+1}) + (h_{p,j+1}^n - h_{p,j}^n) \right]}{2\Delta z^2} - \frac{k_{j-\frac{1}{2}} \left[ (h_{p,j}^{n+1} - h_{p,j-1}^{n+1}) + (h_{p,j}^n - h_{p,j-1}^n) \right]}{2\Delta z^2} \dots\dots\dots (2.6)$$

為驗證一維分析模式之可靠度，以邊界條件和 Collins and Znidarcic (2004)相同，上邊界之使用壓力水頭=0m，下邊界條件為排水邊界，使用「典型」細顆粒土壤之水土特性曲線(如圖 2.8 所示)，解得之滲流分析結果，和 Collins and Znidarcic (2004)以 2D 數值程式 SEEP/W 之結果比較如圖 2.9 所示，可以發現趨勢大致上相同，但數值上有差異，可能是因為 SEEP/W 係利用有限元素法進行二維分析，而本研究為利用一維有限差分數值方法進行分析。

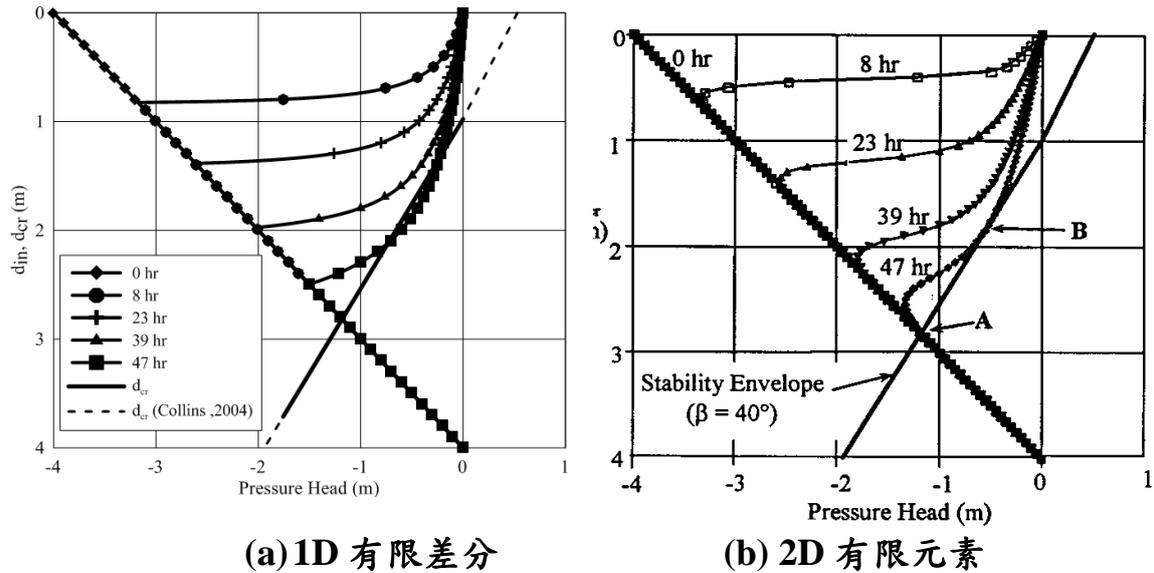


圖 2.9 非飽和滲流分析結果比較

### 2.3 無限邊坡之水力力學耦合穩定分析

本研究參考 Collins and Znidarcic (2004) 降雨下之無限邊坡穩定分析概念，推導無限邊坡之水力力學耦合穩定分析，考慮一坡角為  $\beta$  之無限長邊坡，如圖 2.10，地下水位面位於  $d_w$  處， $W$  為自重， $N$  及  $S$  分別為作用在切片底部之正向應力及剪應力， $d_{in}$  為入滲深度，假設邊坡破壞會發生在臨界深度  $d_{cr}$  處。切片內飽和部分 ( $z \leq d_{in}$ ) 以有效應力進行分析，土壤單位重為飽和單位重  $\gamma_s$ ，在土壤飽和部分會產生滲流，平行向滲流平行坡面，水力梯度為  $i_h = \sin \beta$ ，垂直向滲流由入滲造成，水力梯度  $i_v = 1$ ；切片內非飽和部分 ( $z > d_{in}$ ) 以總應力分析，土壤單位重為總體單位重  $\gamma_t$ ，其基質吸力之大小隨深度改變，即  $h_c = d_w - z$ 。



$$S_h = i_h \cdot \gamma_w \cdot d_{in} \cdot l \dots\dots\dots (2.9)$$

故滑動面上之正向力 N 及剪力 S 可以式(2.10a) 、(2.10b)表示：

$$\begin{aligned} N &= [\gamma' \cdot l \cdot d_{in} + \gamma_t \cdot l \cdot (d_{cr} - d_{in})] \cdot \cos \beta + i_v \cdot \gamma_w \cdot d_{in} \cdot l \cdot \cos \beta \\ &= [\gamma_s \cdot l \cdot d_{in} + \gamma_t \cdot l \cdot (d_{cr} - d_{in})] \cdot \cos \beta \dots\dots\dots (2.10a) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= [\gamma' \cdot l \cdot d_{in} + \gamma_t \cdot l \cdot (d_{cr} - d_{in})] \cdot \sin \beta + i_v \cdot \gamma_w \cdot d_{in} \cdot l \cdot \sin \beta + i_h \cdot \gamma_w \cdot d_{in} \cdot l \\ &= [\gamma_s \cdot l \cdot d_{in} + \gamma_t \cdot l \cdot (d_{cr} - d_{in})] \cdot \sin \beta + \gamma_w \cdot d_{in} \cdot l \cdot \sin \beta \dots\dots\dots (2.10b) \end{aligned}$$

除以  $l \cdot \sec \beta$  可得到滑動面上之正向應力及剪應力，如式(2.11a) 、(2.11b)：

$$\sigma = [\gamma_s \cdot d_{in} + \gamma_t \cdot (d_{cr} - d_{in})] \cdot \cos^2 \beta \dots\dots\dots (2.11a)$$

$$\tau = [\gamma_s \cdot d_{in} + \gamma_t \cdot (d_{cr} - d_{in})] \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta + \gamma_w \cdot d_{in} \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta \dots\dots (2.11b)$$

代入衍伸莫爾-庫倫破壞準則：

$$\tau = c_t + \sigma \cdot \tan \phi' \dots\dots\dots (2.12)$$

可推導臨界滑動深度  $d_{cr}$  為：

$$d_{cr} = \frac{c_t}{\gamma \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \phi')} - \left( \frac{\gamma_s}{\gamma_t} - 1 \right) \cdot d_{in} - \frac{\gamma_w}{\gamma_t} \cdot d_{in} \cdot \frac{\tan \beta}{\tan \beta - \tan \phi'} \dots\dots (2.13)$$

由  $c_t = c' + \gamma_w \cdot h_c \tan \phi^b$  、  $h_c = d_w - d_{cr}$  ，可將式(2.13)改寫為：

$$\begin{aligned} &\left[ 1 + \frac{\gamma_w \cdot \tan \phi^b}{\gamma \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \phi')} \right] \cdot d_{cr} \\ &= \frac{c' + d_w \cdot \gamma_w \cdot \tan \phi^b}{\gamma \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \phi')} - \underbrace{\left( \frac{\gamma_s}{\gamma_t} - 1 \right) \cdot d_{in}}_{\text{垂直滲流}} - \underbrace{\frac{\gamma_w}{\gamma_t} \cdot d_{in} \cdot \frac{\tan \beta}{\tan \beta - \tan \phi'}}_{\text{平行滲流}} \quad (2.14) \end{aligned}$$

若不考慮平行滲流的影響，並忽略入滲對土壤單位重的改變，可將式(2.11a)、(2.11b)改寫為：

$$\sigma = \gamma_t \cdot z \cdot \cos^2 \beta \dots\dots\dots(2.15a)$$

$$\tau = \gamma_t \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta \dots\dots\dots (2.15b)$$

所對應之安全係數(FS)為：

$$FS = \frac{c_t + \gamma_t \cdot z \cdot \cos^2 \beta}{\gamma_t \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} = \frac{c_t}{\gamma_t \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} + \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \dots\dots\dots (2.16)$$

當  $z = d_{cr}$  時  $FS = 1.0$ ，則式(2.16)可轉換為：

$$1 - \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} = \frac{c_t}{\gamma_t \cdot d_{cr} \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \dots\dots\dots (2.17)$$

$$d_{cr} = \frac{c_t}{\gamma_t \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \cdot \frac{\tan \beta}{\tan \beta - \tan \phi'} = \frac{c_t}{\gamma_t \cdot \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \phi')} \dots\dots (2.18)$$

由  $c_t = c' + \gamma_w \cdot h_c(z) \tan \phi^b$ ，可將式(2.18)改寫為：

$$d_{cr} = \frac{c' + \gamma_w \cdot h_c(z) \tan \phi^b}{\gamma_t \cdot \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \phi')} \dots\dots\dots (2.19)$$

式(2.19)中基質吸力隨深度的分佈  $h_c(z)$  可由 1-D 滲流分析解得，並代入式(2.19)進行迭代計算得到  $d_{cr}$ ，此架構為進行無限邊坡因降雨入滲引致淺層邊坡滑動之基礎，因入滲引起基質吸力改變為時間之函數，因此稱為具依時特性之滑動機制。

## 2.4 水力力學耦合試驗

### 2.4.1 水力力學耦合試驗系統

為模擬非飽和無限邊坡上之土壤元素，本研究利用 NGI 式單剪改裝為水力力學耦合試驗系統，利用置於試體盒底座之高進氣陶瓷板控制試驗所需之不飽和條件，加入入滲水力邊界，進行非飽和邊坡降雨入滲破壞機制之理論與模擬驗證，其概念如圖 2.11 所示，考慮滑動面附近之土壤元素，其受一法線正應力與切線剪應力，其大小可由坡角計算之，土壤於此受力下產生單剪(simple shear)之變形，加入剪動前基質吸力與入滲條件，模擬無限邊坡入滲破壞之行為，完整試驗系統包含剪力機構、含高進氣陶瓷板單剪盒、雙向伺服加載與監測系統，完整系統如圖 2.12 所示，各組成說明如下。

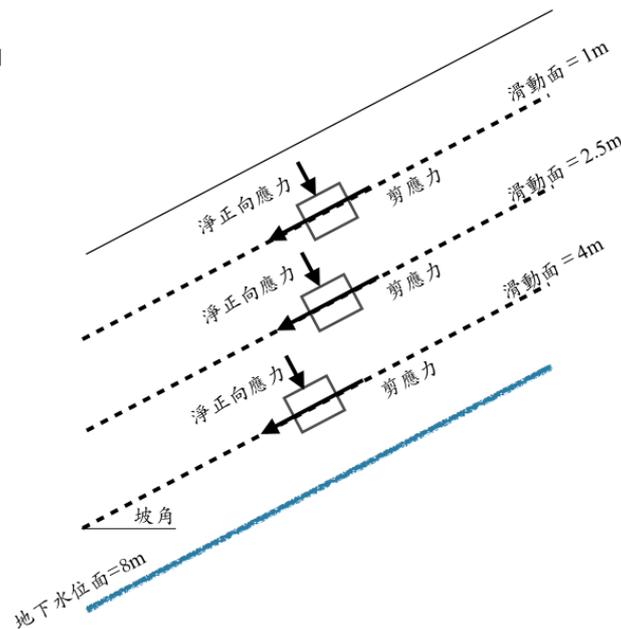


圖 2.11 水力力學耦合試驗概念圖



圖 2.12 水力力學耦合試驗系統實體圖

圖 2.13 為剪力機構，其平台尺寸為長 50cm、寬 50cm、高度可依試驗需求調整，調整範圍為 55cm-75cm，材料為鑄鐵，垂直向及水平向均裝設軸承以確保運動為直線運動，垂直向之運動及應力由軸桿連接試體盒頂蓋至加載系統進行控制，而水平向之運動及應力則透過預壓滑軌為基礎之平台，降低摩擦力，該平台連接試體盒底座至加載系統進行控制。

單剪盒共可分為三個部分，頂蓋、底座及堆疊鋼環，試體容器頂蓋直徑為 30cm，材質為不銹鋼，設計有排水路徑及 4 個可供空氣或水進出之通道，可連接至壓力系統；底座直徑為 30cm，高進氣陶瓷板鑲入底座並使用使矽利康密合，於陶瓷下方預留空間作為蓄水槽，以維持陶瓷之飽和度與提供試體排水或吸水所用。堆疊鋼環材質為鋁，鋼環內側與橡皮模膠合，每層鋼環間皆能自由滑動，可束制試體，使試體在實驗進行時保持  $K_0$  狀態，圖 2.14 為試體容器完成後實體圖。



圖 2.13 水力力學耦合試驗系統剪力盒實體

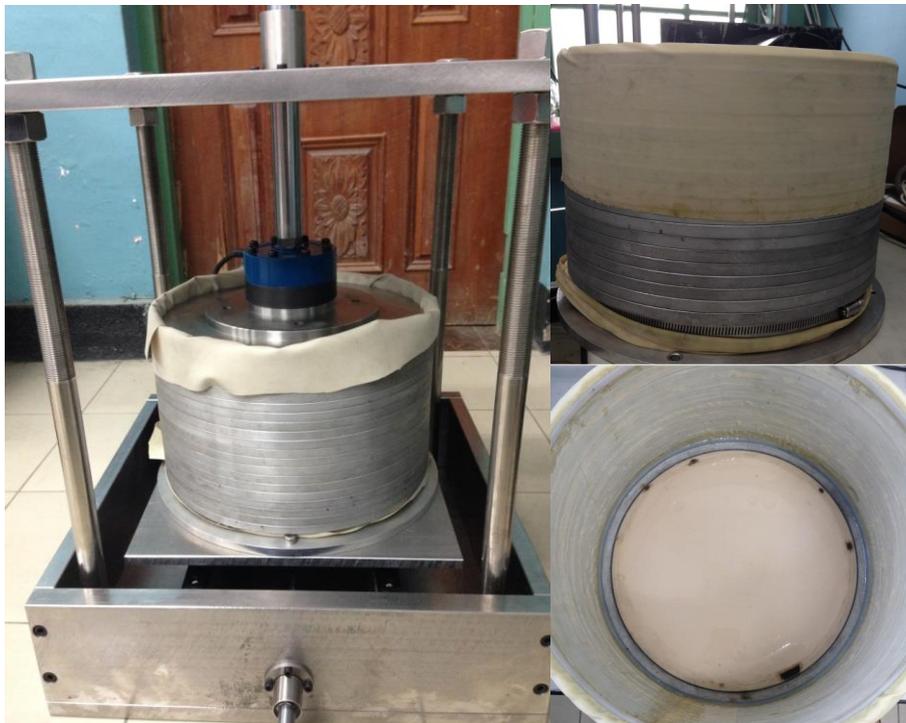


圖 2.14 試體容器實體圖

水力力學耦合試驗需同時控制淨正向應力及剪應力，再加上試驗時間長，因此需穩定之伺服控制系統及自動資料擷取系統，本研究以 LabVIEW 程式撰寫水力力學耦合試驗自動控制及擷取程式，並搭配馬達伺服控制設備及資料擷取設備，以建立自動化之水力力學耦合試驗系統。本研究之加載系統由垂直向及水平向伺服馬達提供，兩組馬達一圈可分解為 614400 steps，透過滾珠螺桿(ball screw)及花鍵(spline)可將馬達的旋轉運動轉為直線運動，利用垂直向及水平向之荷重計及變位計，可根據需要對應力或應變伺服控制，以符合實驗所需之條件。系統使用伺服馬達控制卡，伺服馬達本身只能進行位置、速度及扭矩控制，其中位置控制又可分為絕對位置及相對位置，選用相對位置控制較符合試驗之需求，根據感測器測得之物理量與設定之目標值，透過 PID 控制器運算後得到馬達位置控制輸出值，即步數(steps)，對垂直向及水平向馬達進行伺服控制。

水力力學耦合試驗所需擷取之資料為荷重計、LDT、體積變化儀(入滲量)感測之物理量，其訊號皆以類比電壓之型式輸出。側向變位量測裝置包含 6 個 LDT，6 個 LDT 固定在支架上，如圖 2.15 可分別測得試體 6 個不同高程之變位量。當試體非飽和狀態平衡後，根據邊坡坡角及假設滑動面位置給予正向應力及剪應力，待正向應力及剪應力達到設定值後，水開始由試體頂蓋入滲，並由側向變位量測裝置分析變位情形，將試體分為 5 層，如圖 2.16，由每層上下兩個 LDT 量測值及該層厚度可計算各層之剪應變量。

#### 2.4.2 非飽和土壤工程試驗結果

本研究之試驗分成三部分，分別為土壤非飽和強度參數試驗、壓力鍋試驗以及水力力學耦合試驗。研究之試驗材料取材於台灣南部現地土壤，試驗前對土壤進行基本物理試驗，將現地土壤烘乾過篩後，取通過標準篩號 20 號(孔徑 0.84 mm)之細顆粒土壤為主要試驗材料。基本物理試驗包括粒徑分析試驗、比重試驗、液塑限試驗及滲透係數試驗，試驗步驟均採用 ASTM 試驗規範，其物理性質如表 2-2 所列。

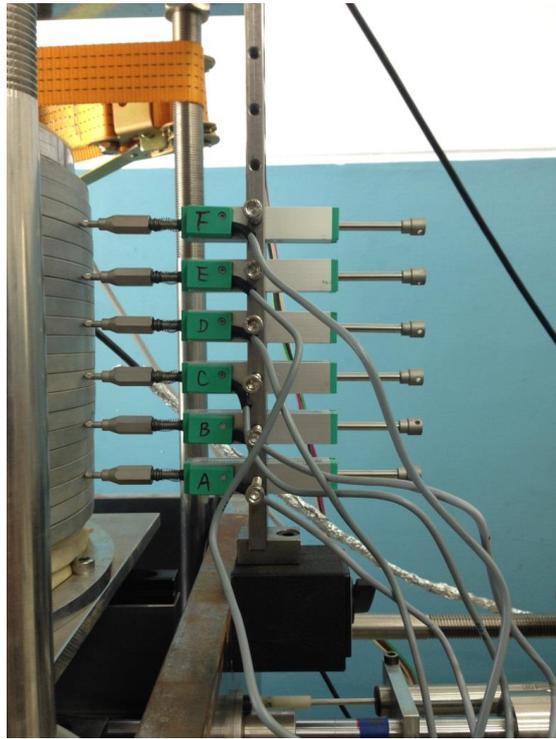


圖 2.15 側向變位量測裝置

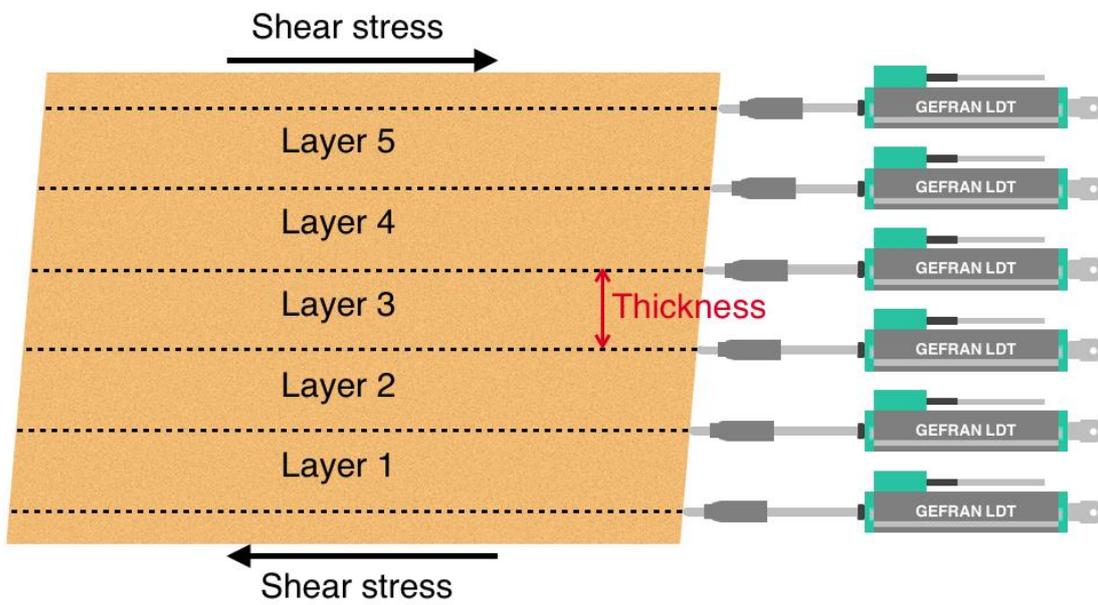


圖 2.16 試體各層剪應變計算示意圖

表 2-2 試驗材料基本物理性質

比重( $G_s$ )	2.67
液性限度(LL, %)	22
塑性指數(PI, %)	0 (NP)
USCS 土壤分類	ML
飽和滲透係數( $k_{sat}$ , cm/s)	$1.0 \times 10^{-6}$

本試驗材料比重( $G_s$ )為 2.67，液性限度(LL)與塑性指數(PI)分別為 22%、0%(NP)，，統一土壤分類法(USCS)為 ML，飽和滲透係數  $k_{sat}$  為  $1.0 \times 10^{-6}$  cm/s，圖 2.17 為試驗材料之粒徑分佈曲線。

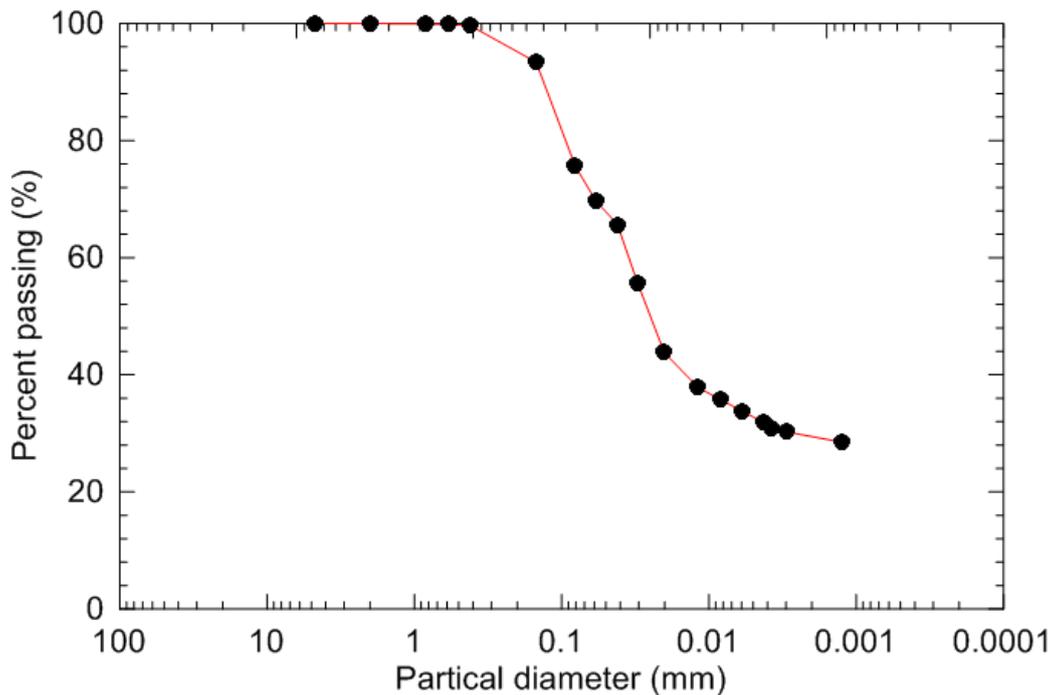


圖 2.17 試驗材料粒徑分佈曲線

壓力鍋試驗試體直徑為 6.3cm、高度為 2.5cm，共五個。將試驗材料放置烘箱烘乾至少 24 小時(溫度 110oC)，試體架設前將試驗材料取出，待其冷卻至室溫。以初始總體單位重  $18\text{kN/m}^3$  及含水量 15% 計算

所需土重與水重，均勻攪拌試驗材料後，再以濕搗法、不分層製作壓力鍋試驗試體。

試驗根據 ASTM 試驗規範，試驗前須將高進氣陶瓷板置於去氣水中至少 8 小時，使陶瓷板達到飽和狀態，將陶瓷板放入壓力鍋中，接著將試體鋪以濾紙置於高進氣陶瓷板上，壓力鍋試驗試體須至少準備 5 個試體，每一試體之面積需大於  $15\text{cm}^2$ ，並將高進氣陶瓷板蓄水空間以橡皮管與室壓連接，即試驗過程中之孔隙水壓為  $0\text{kPa}$ ，蓋上壓力鍋上蓋並鎖緊以確保氣密性，於壓力鍋內施加一氣壓，平衡過程中試體中可由橡皮管排水或吸水，當試體達到平衡狀態時之基質吸力即為  $(u_a - u_w)$ ，每階段須至少 18 小時以上使基質吸力和含水量達到平衡，當 48 小時內試體重量不再改變或壓力鍋進排水量變化小於  $0.05\text{ ml}$  時可視為此階段平衡，每階段完成後取出試體量測重量，根據不同基質吸力及平衡時之含水量即可求得土壤含水量特徵曲線。由於遲滯現象，壓力鍋試驗又可分為乾化及浸潤試驗，其兩種試驗結果不同，可根據研究需求進行所需試驗。

本研究之壓力鍋試驗分別施作乾化與浸潤試驗，依序提供之基質吸力為  $10$ 、 $20$ 、 $30$ 、 $50$ 、 $80$  與  $100\text{kPa}$ ，待其每階段非飽和平衡，卸除壓力鍋內壓力，將土餅取出量取重量，重複此步驟完成各階段平衡。其試驗結果如圖 2.18 所示，可看出在相同基質吸力下乾化曲線的含水量比浸潤曲線的高，結果與以往之研究符合。由於本研究水力力學耦合試驗為入滲試驗，故以浸潤曲線為參考依據較符合本研究之試驗條件，式(2.20)為以指數回歸得到試體體積含水量( $\theta$ )與基質吸力( $\psi$ )之關係:

$$\psi = 73659 \exp(-0.91 \times \theta) \dots\dots\dots (2.20)$$

式中  $\theta$  為% 而  $\psi$  之單位為  $\text{kPa}$ 。

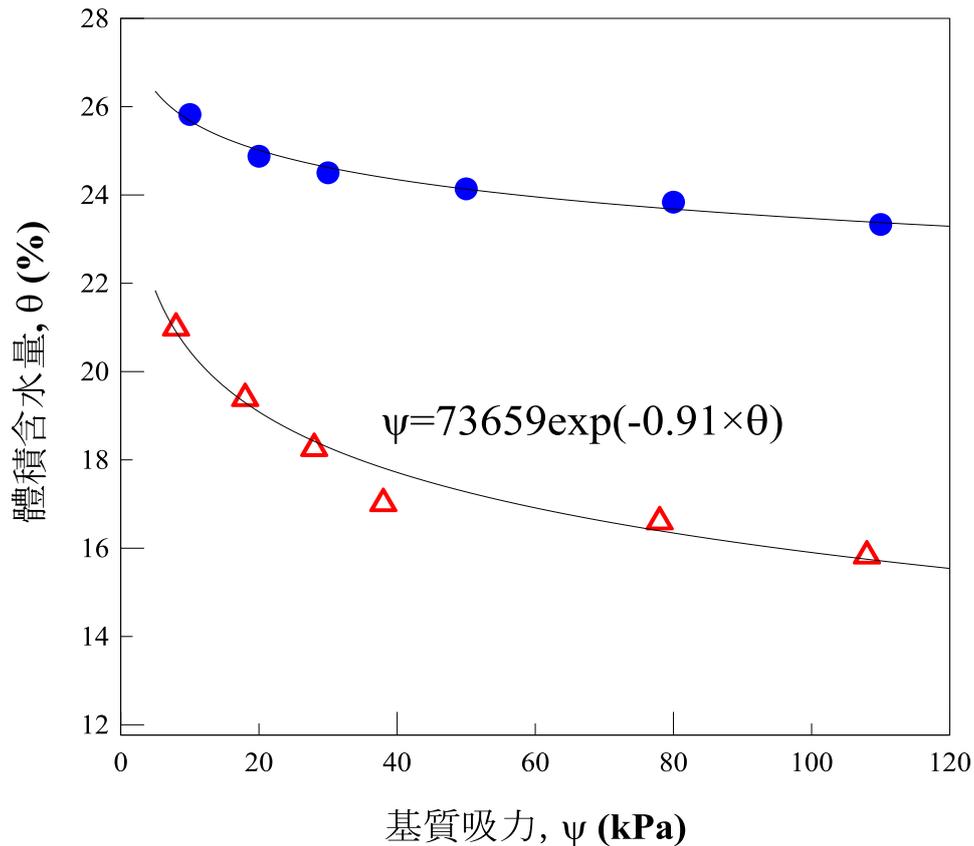


圖 2.18 基質吸力與含水量關係圖

本計畫以自行研發小型單剪進行非飽和與飽和壓密排水單剪試驗(如圖 2.19 所示)，求取非飽和土壤強度參數，試體直徑為 7cm、高度為 3cm。將試驗材料放置烘箱烘乾至少 24 小時(溫度 110°C)，試體架設前將試驗材料取出，待其冷卻至室溫，以初始總體單位重 18 kN/m<sup>3</sup> 及含水量 15% 計算所需土重與水重，均勻攪拌試驗材料後，再以濕搗法，分 2 層，將材料搗實於堆疊鋼環加勁之橡皮膜內，且層與層之間需均勻刮花。

進行飽和壓密排水單剪試驗時將試體固定於剪動臺上，試體頂底閥門與壓力控制面板連接，並通以水路，進行試體進水與飽和步驟。待試體飽和後施加預壓密應力(OCR=2)施加，再解壓至壓密應力分別為 25kPa、50kPa、75kPa。壓密完成後進行試體剪動。進行非飽和壓密排水單剪試驗時，更換鑲有高進氣陶瓷板之試體底座，且須先將高進氣陶瓷板浸泡於去氣水中至少 8 小時，待高進氣陶瓷板飽和方可進行試

體架設，試體架設完畢後將其固定於剪動臺上，頂底閥門與壓力控制面板連接，頂閥通以空氣，底閥通以水路。頂閥提供氣壓 25kPa 的基質吸力值，接著施加預壓密應力(OCR=2)於試體上，再解壓至壓密應力分別為 25kPa、50kPa、75kPa。等待試體非飽和平衡狀態方可進行剪動。



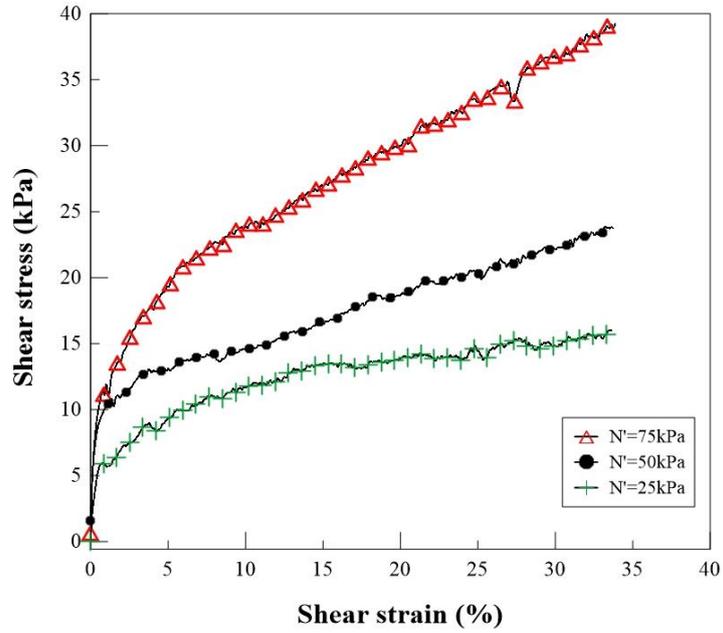
(a)



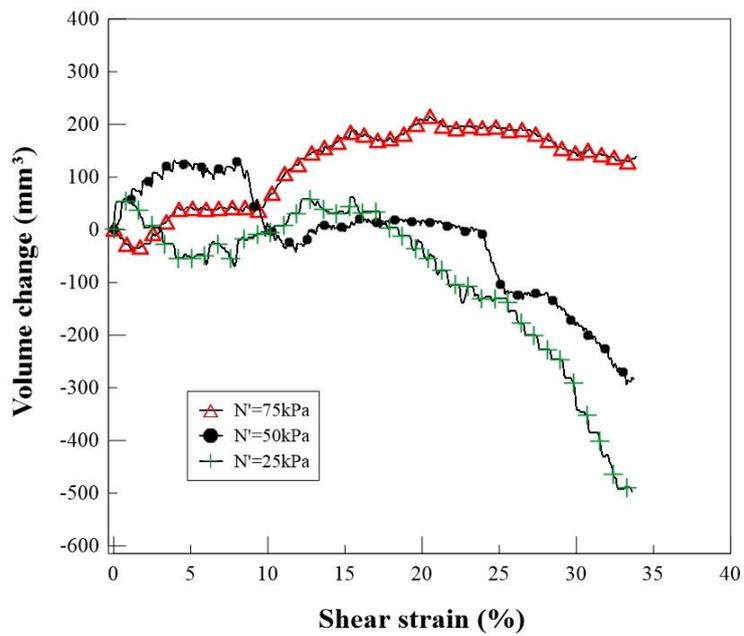
(b)

圖 2.19 非飽和強度參數試驗 (a)試體製作(b)試體架設完成圖

本研究進行飽和土壤壓密排水單剪試驗，其有效壓密應力分別為 25、50 及 75kPa，待試體壓密完畢後進行試體剪動，取剪應變 35%時為破壞，求得土壤飽和強度參數 $c'$ 、 $\phi'$ 。非飽和土壤壓密排水單剪試驗，提供試體 25kPa 氣壓(基質吸力)，接著分別施加 25、50、75kPa 之淨正向應力進行試體壓密步驟，待試體非飽和平衡後即可剪動試體，同樣取剪應變 35%時為破壞點，求取土壤非飽和強度參數 $\phi^b$ ，試驗結果如圖 2.20 與 2.21 所示，試驗土壤強度參數為 $c'=3.06$  kPa， $\phi'=25.07^\circ$ ， $\phi^b=6.73^\circ$ 。



(a)



(b)

圖 2.20 非飽和壓密排水單剪試驗(a)應力應變曲線(b)體積變化

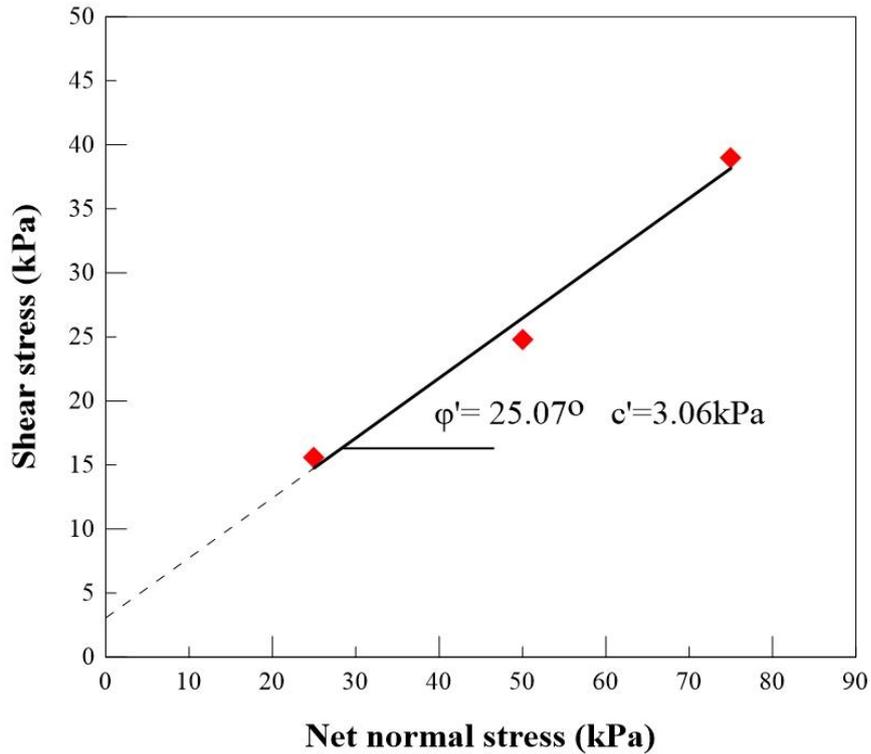


圖 2.21 非飽和土壤強度參數

### 2.4.3 水力力學耦合試驗結果

本試驗以初始總體單位重及初始含水量計算所需土重及水重，再以濕搗(moist tamping)之方式製作重模試體，經分層搗實後完成試體製作。水力力學試驗儀試體直徑為 30.5 公分、高度為 18 公分詳細架設流程如下：

1. 將試驗材料以烘箱烘乾 24 小時以上(溫度 110°C)，試體架設前取出使其冷卻至室溫。
2. 以初始總體單位重 18kN/m<sup>3</sup>，含水量 15% 均勻攪拌後，分為 6 層以濕搗法製作水力力學試驗儀試體，層與層間須均勻刮花，使試體均勻，避免層與層之間產生弱面。
3. 以初始總體單位重 18kN/m<sup>3</sup>，含水量 15% 均勻攪拌後，以濕搗法製作壓力板試驗試體根據欲控制之基質吸力連接壓力面板提供孔隙氣壓和孔隙水壓。

非飽和平衡狀態為平均淨應力與基質吸力於試體中達到穩定之狀態，多位學者均有不同之定義準則，Wheeler and Sivakumar (1995)以比水體積小於 0.001/day 之標準判定為非飽和平衡狀態；而 Ng et al. (2007)以含水量變化小於 0.05%/day 定義為達到平衡；本研究以總體積變化量作為平衡狀態判定之準則，故引用 Ng et al. (2007)之含水量判定數據，以總體積變化小於 0.05%/day 時表示非飽和狀態達到平衡，本試驗大約需要 4~6 天達到非飽和平衡狀態。

在試體架設前須先將水力力學耦合試驗之單剪盒浸於去氣水中至少 8 小時，使高進氣陶瓷板飽和。同時將試驗材料放置烘箱烘乾至少 24 小時(溫度 110°C)，取出已烘乾之試驗材料，待其冷卻至室溫方可進行試體架設。以初始總體單位重  $18\text{kN/m}^3$  及含水量 15% 計算所需土重與水重，均勻攪拌試驗材料後，再以濕搗法，分 6 層，將試驗材料搗實於水力力學耦合試驗之單剪盒內，且層與層間須刮花並分層埋入含水量感測元件。

將試體固定於剪動臺上，下降頂蓋至接觸試體，拉出含水量感測元件線路並將其線路通道密封。連接壓力控制面板與頂底閘門，頂閘施予 25kPa 基質吸力，底閘通以水路並連接至室壓，先施加一預壓密應力，預壓密完成後再根據試驗條件解壓至所需之正向應力，待試體達到非飽和平衡狀態，接著施加試驗條件剪應力。剪應力施加完畢後待其穩定後進行入滲試驗。觀察入滲量、時間以及各層側向應變變化。圖 2.22 為試體架設完畢圖。

試驗條件乃根據水力力學耦合數值分析使用之參數，進行水力力學耦合試驗，即地下水位為 4m、坡角為  $30^\circ$ ，並根據 2.3 節分析得到之  $d_{cr}$ ，計算  $d_{cr}$  之應力狀態，假設基質吸力隨滑動深度變化為線性，即滑動深度 1m 處基質吸力為 30kPa、2.5m 處為 15kPa、4m 處為 0kPa，計算  $d_{cr}$  之應基質吸力，其試驗示意圖如圖 2.23、試驗條件如表 2-3。

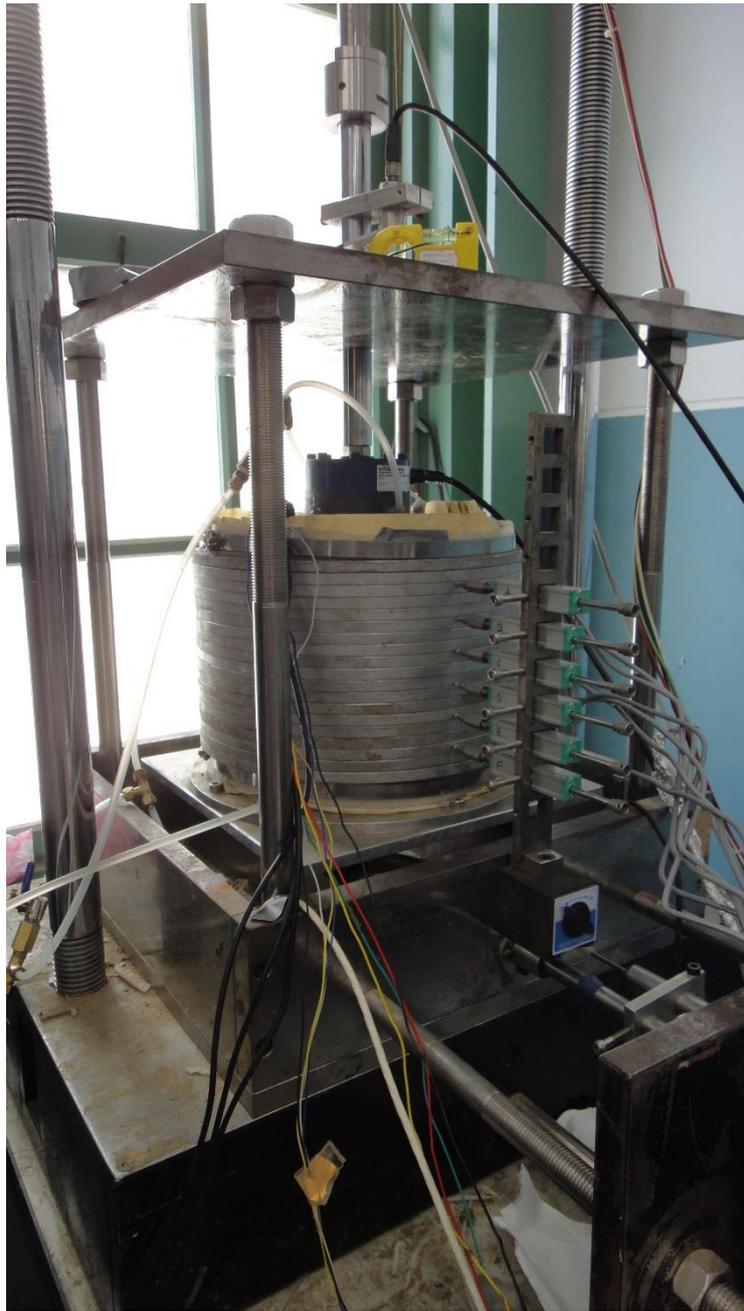


圖 2.22 水力力學耦合試驗試體架設完成圖

表 2-3 水力力學耦合試驗之試驗條件

滑動面深度 $d_{cr}$ (m)	1.5
地下水位深度 (m)	4
基質吸力 (kPa)	25
淨正向應力 (kPa)	22.7
剪應力 (kPa)	13.1

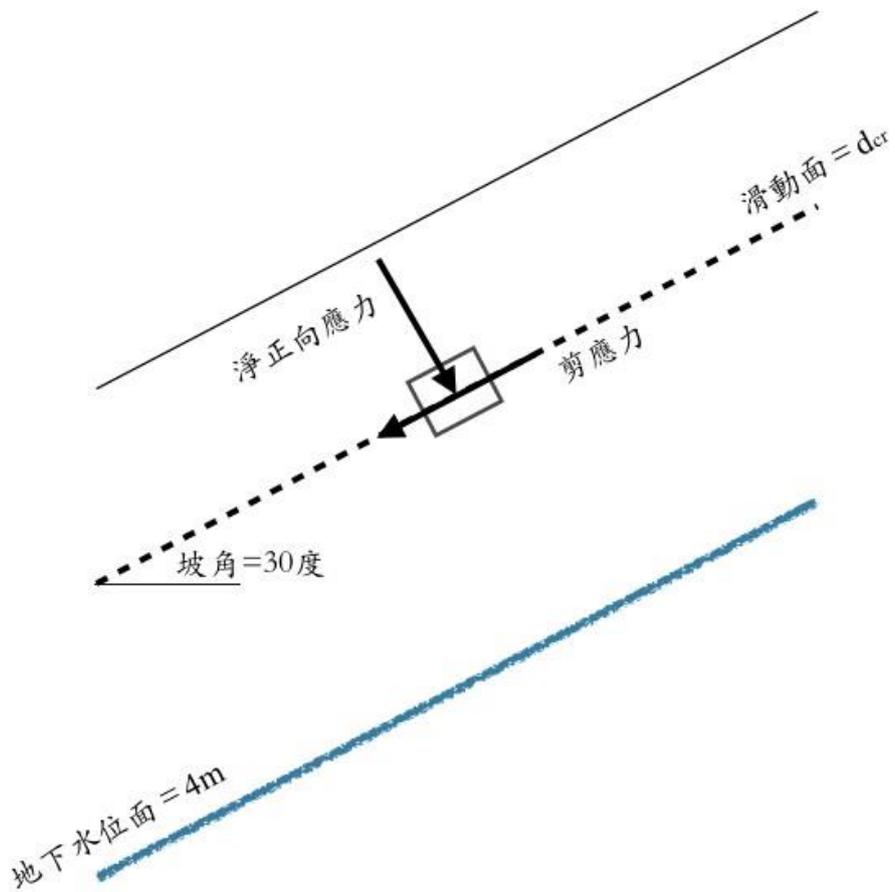


圖 2.23 水力力學耦合試驗之試驗條件示意圖

水力力學耦合試驗試體在 1(底)至 2 層間(DC-3)、3 至 4 層間(DC2)及 5 至 6(頂)層間(DC-1)埋設含水量感測元件，含水量感測元件皆埋設在試體中心附近，並在試體側邊架設分層側向變位量測裝置，由頂端到底部之變位計編號分別為 A 至 F，其剪應變以相鄰兩變位計中間為基準。試體配置如圖 2.24 與表 2-4 所示，白色透明部分為含水量感測元件量測範圍。

試體平衡厚含水量感測元件讀數結果如圖 2.25，可發現其量測之含水量數值與實際架設配比之試體含水量相近，DC-1 含水量為 15.21%、DC-2 含水量為 13.91%、DC-3 含水量為 14.14%，其量測誤差約為  $\pm 5\%$ 。

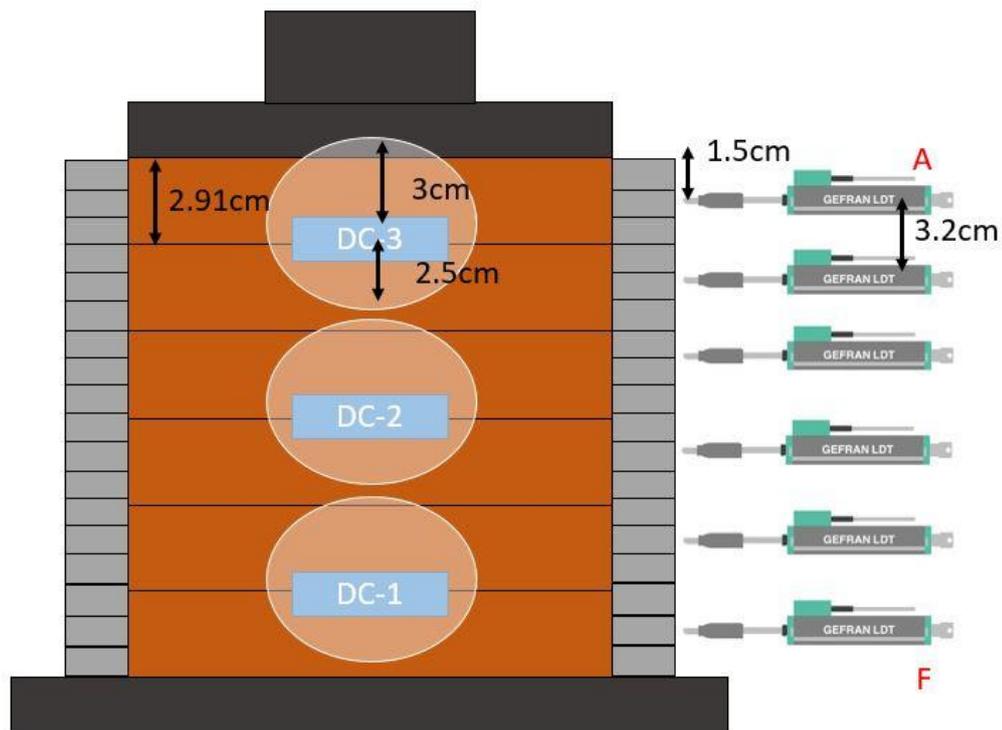


圖 2.24 水力力學耦合試驗之試體配置

表 2-4 水力力學耦合試驗試體配置表

感測器	編號	深度(cm)
含水量感測元件	1	2.91
	2	8.73
	3	14.55
側向變位計	A	1.5
	B	4.7
	C	7.9
	D	11.1
	E	14.3
	F	17.5

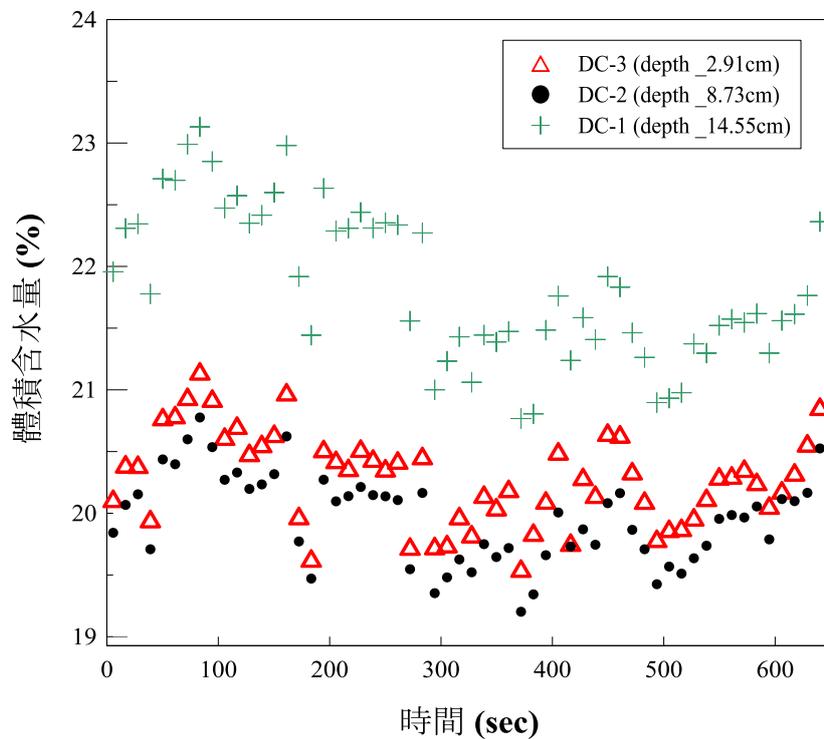


圖 2.25 試體初始含水量

入滲試驗時於頂閥提供 25 kPa 之孔隙氣壓( $u_a$ )，底閥連接室壓，試體上方施加預壓密應力，預壓密完成後解壓至試驗條件之正向應力，等待試體達非飽和平衡狀態。入滲試驗過程以大型體積變化量測裝置提供試驗所需之反水壓與量測入滲水量變化，並同時以含水量感測元件偵測各層土壤之含水量變化，利用含水量變化可反推感測範圍內土壤水量變化，圖 2.26 為體積變化量測裝置與含水量感測元件入滲量比較圖。可發現利用體積變化量測裝置量得之入滲量大於利用含水量感測元件反推之入滲量，相差大約 100~150cc，其原因可能為土壤的水平滲流量並未涵蓋在含水量感測元件感應範圍內，且試體具有側邊邊界，水沿著側邊邊界滲流速度較大，故兩者量測裝置會產生差值。但由於本研究需了解各層剪應變與土壤含水量之關係，故選用土中水分計所量測之入滲量當作參考依據。

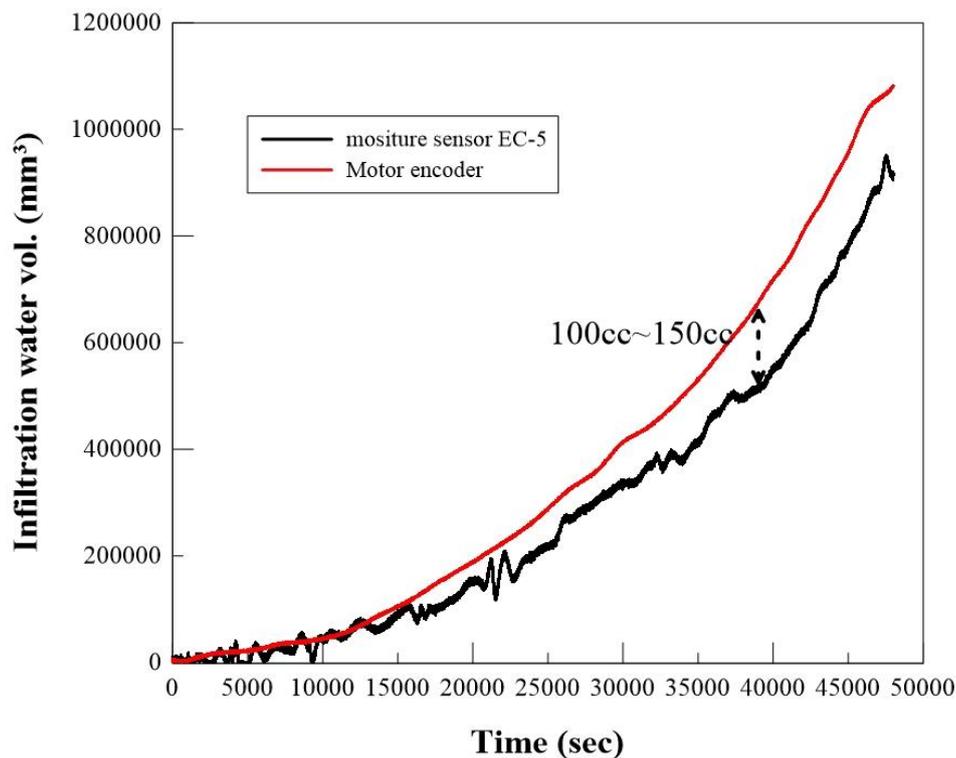


圖 2.26 體積變化量測裝置與含水量感測元件入滲量比較

圖 2.27 為以含水量感測元件量測之入滲量與各層剪應變之變化情形，由各層剪應變的變化可以觀察到，入滲開始後，試體各層並無產生明顯的剪應變，在入滲開始後約 30000 秒後，最上層剪應變開始增

加，此為水滲入試體，使基質吸力降低，造成基質吸力提供的剪力強度下降，最後試體剪力強度降低到無法提供足夠的阻抗(即剪應力>剪力強度)。隨著入滲時間越久，水入滲量越多也越深時，下層剪應變也開始增加。上層比下層先滑動的原因應為水是由試體頂部入滲，造成試體上層部分的強度會小於下層部分的強度，故破壞會從試體上層部分開始發生。

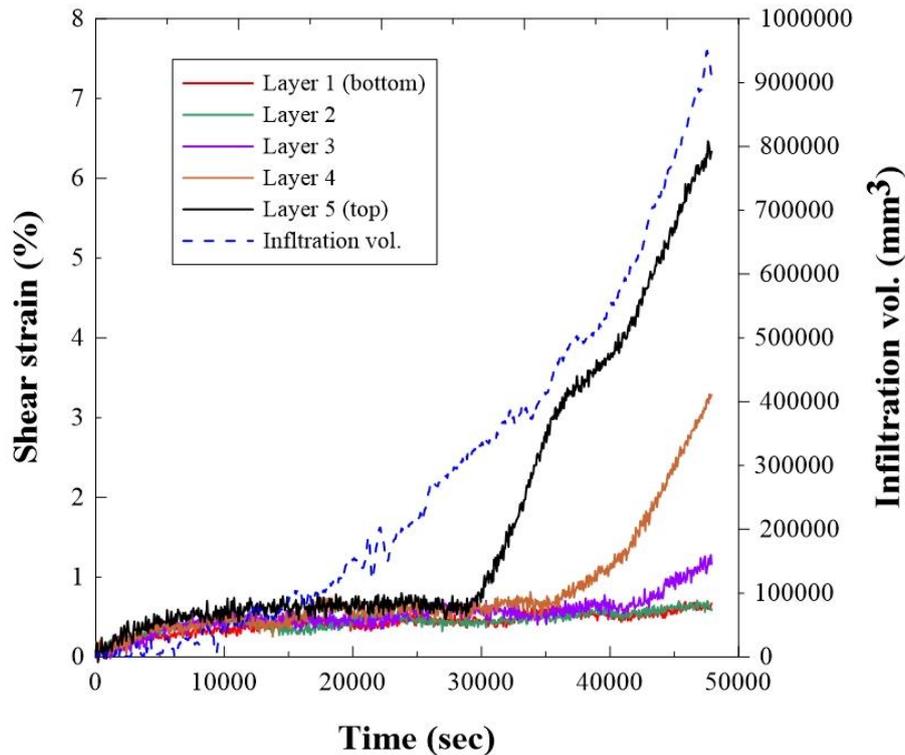


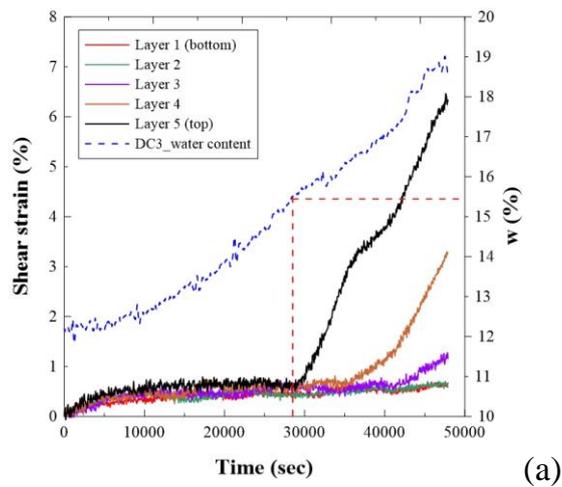
圖 2.27 水入滲量與試體各層剪應變變化情況

圖 2.28 為各層含水量與各層剪應變之變化情形，因水由試體頂部開始往下滲流，故頂層(Layer 1)內部含水量會最先開始增加，再者為 Layer 2，依序增加其含水量。圖 2.28(a)可看出當 Layer 1 開始滑動時其對應到 DC-3 所量測之含水量約為 15.5%，可視為試體之極限含水量，亦即當試體之含水量大於此值時，基質吸力所提供之強度降低至試體破壞強度。圖 2.28(b)發現 Layer 2 滑動點對應 DC-2 量測之含水量約為 14.3%，與 Layer 1 之試體極限含水量不同，其原因為感測儀器配置深度不同的關係，Layer 2 剪應變量測深度為 6.3cm，而 DC-2 含水量感測元件埋設深度為 8.73cm，DC-2 埋設深度大於 Layer 2 剪應變量測深度，

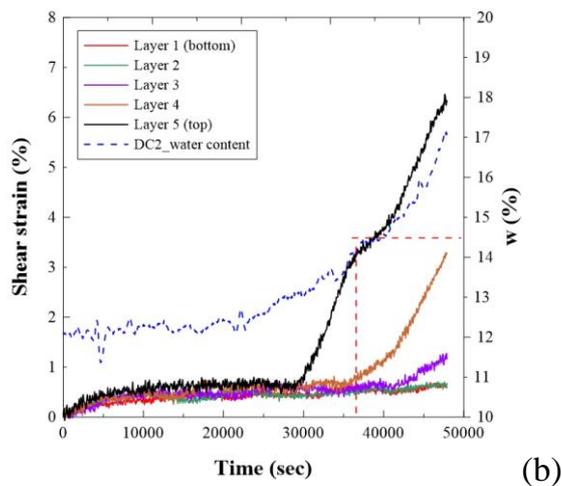
故當 Layer 2 滑動時，其 DC-2 所量測之含水量會低於極限含水量。圖 2.28(c)為 DC-1 與各層剪應變之變化情形，可發現 DC-1 感測含水量上升，說明其水有滲入至該感測器埋設深度(14.55cm)，但其含水量並未達到極限含水量，故 Layer 3、Layer 4 與 Layer 5 剪應變無明顯變化。

圖 2.29 為入滲深度與試體各層剪應變之變化情況，藍線以試體含水量達極限含水量時定義入滲深度到達之入滲深度與時間之關係；紅線為假設試體須達飽和才能入滲所繪製之入滲深度與時間之關係。可看出若假設試體飽和才能入滲之情況較慢於試體達極限含水量之入滲情況，同時也比各層試體滑動時間慢。大約慢 1000~2000 秒。其原因是假設試體飽和水才能滲入為最保守情況，故入滲時間相對最慢。

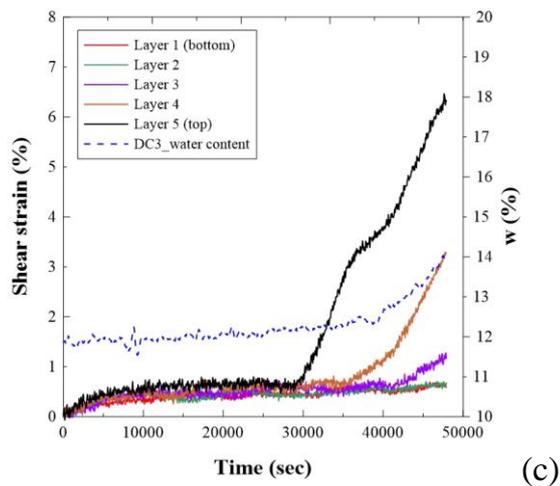
圖 2.30 為試體分層剪力強度與各層剪應變之變化情況，當試體強度低於試體所受之剪應力時，試體開始產生滑動。試驗施加至試體之剪應力為 13.1kPa(虛線)，稱之為臨界剪力強度。由圖 2.30(a)可看出 DC-3(頂層)層內之土壤剪力強度小於臨界剪力強度之時間與 Layer 1 滑動時間近乎相同，約為 30000 秒。圖 2.30(b)為 DC-2 層內土壤剪力強度之變化，可看出其剪力強度小於臨界剪力強度之時間晚於 Layer 2 之滑動時間，如同上述所說，這是由於 DC-2 埋設深度大於 Layer 2 剪應變量測深度。故 Layer 2 會較早發生滑動。圖 2.30(c)為 DC-1(底層)層內土壤剪力強度變化，其剪力強度並未達臨界剪力強度，故其餘分層並無明顯滑動跡象。圖 2.31 為試體分層安全係數與各層剪應變之變化情況，其趨勢與各層剪力強度相同，當 FS 小於 1 時，該層土壤會發生滑動現象。



(a)



(b)



(c)

圖 2.28 含水量變化與各層剪應變之變化情形(a) DC-1 (b) DC-2 (c) DC-3

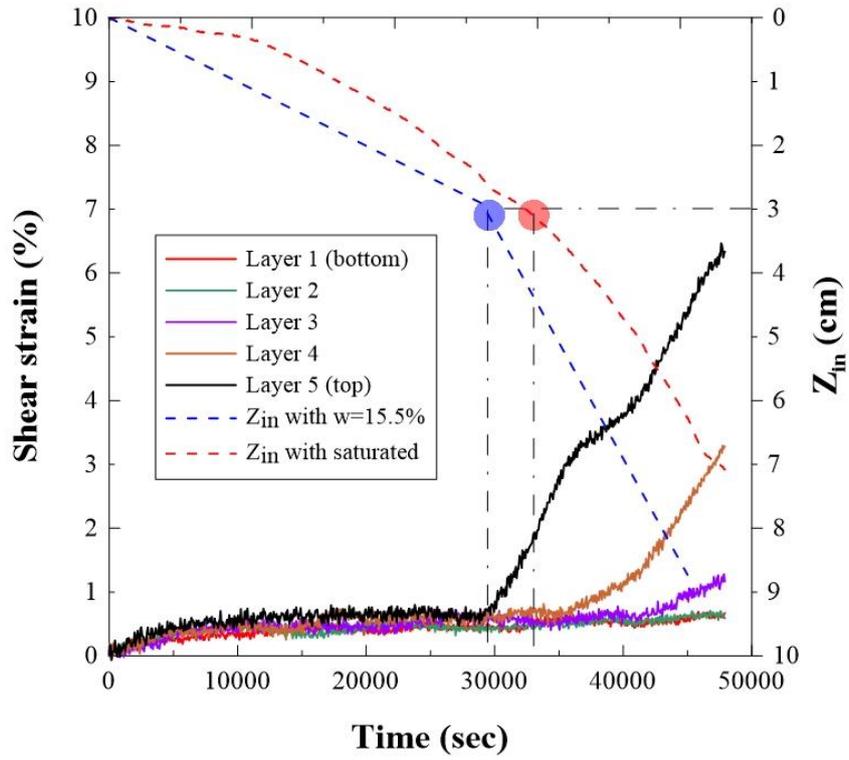
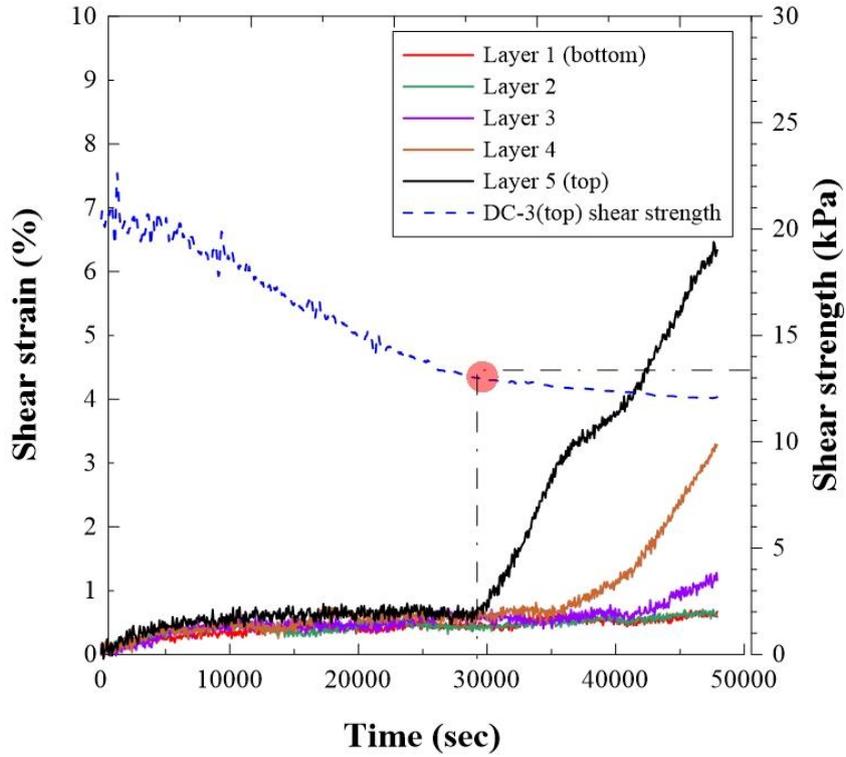
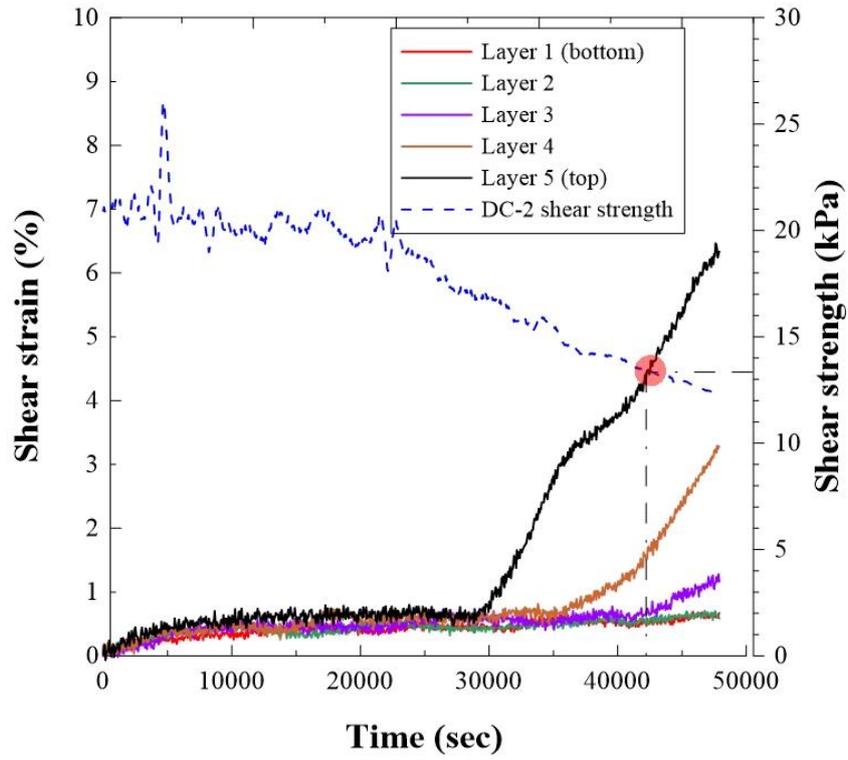


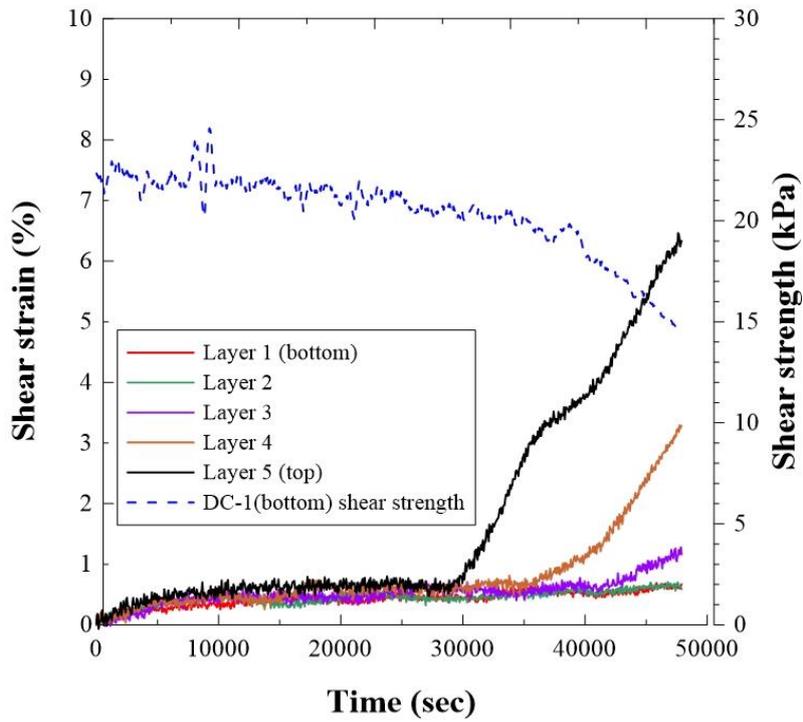
圖 2.29 入滲深度與各層剪應變之變化情況



(a)

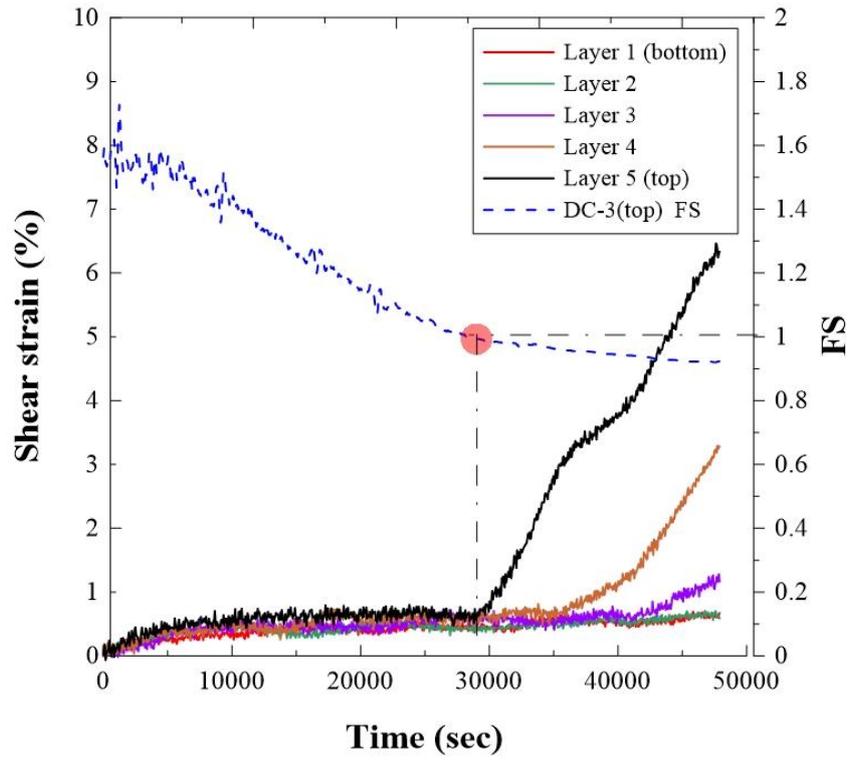


(b)

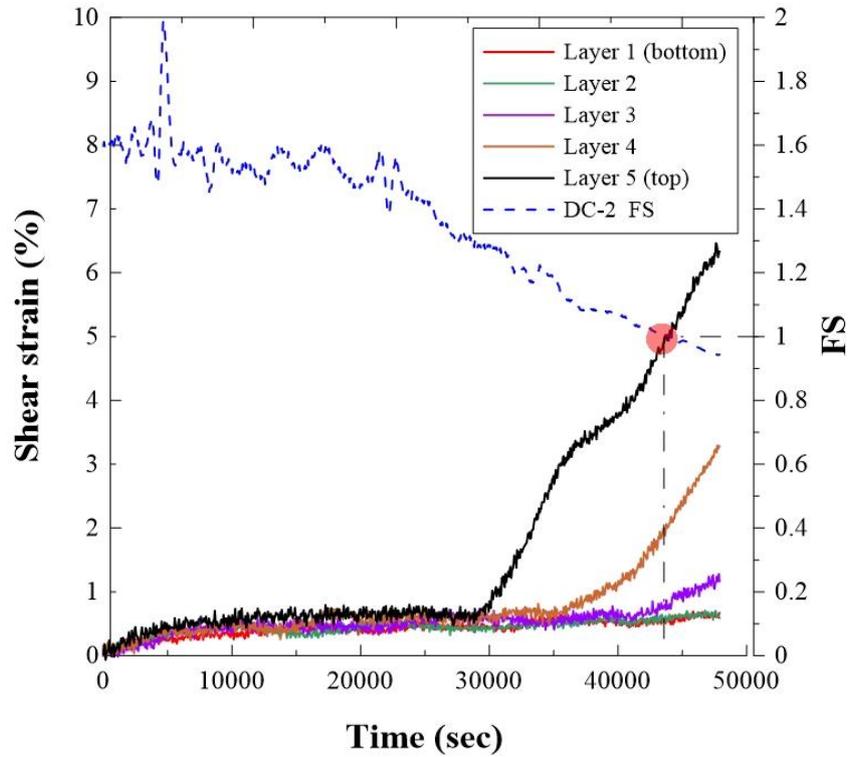


(c)

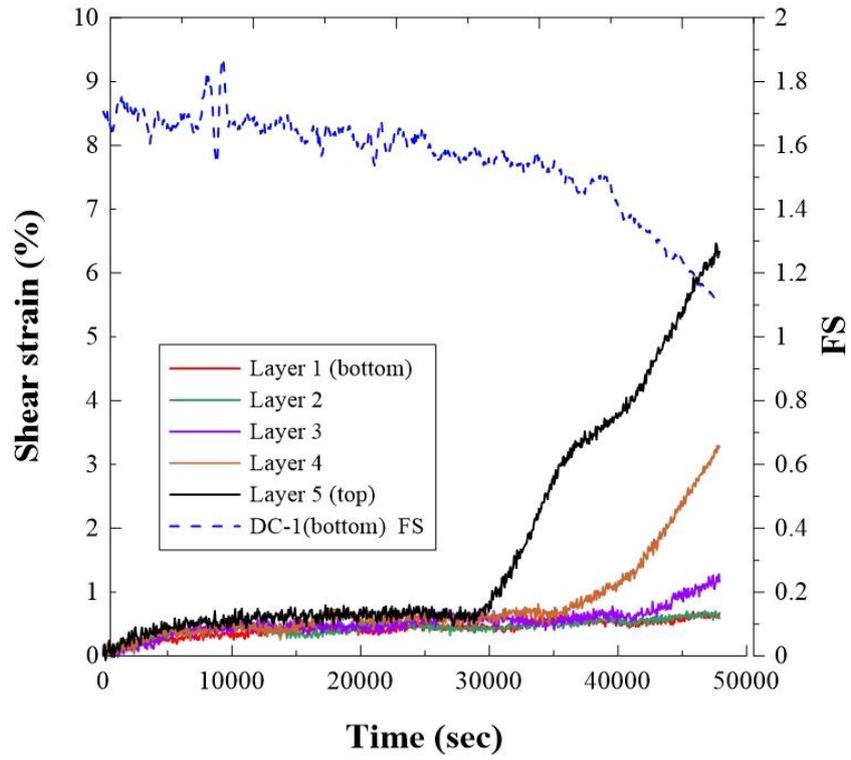
圖 2.30 試體分層剪力強度與各層剪應變之變化情形(a) DC-3 (b) DC-2 (c) DC-1



(a)



(b)



(c)

圖 2.31 分層剪力安全係數與各層剪應變之變化情形(a) DC-3 (b) DC-2  
(c) DC-1



## 第三章 土層監測模組研發

本研究目的為發展一簡易土層監測模組，廣設於具淺層崩坍潛勢之邊坡表層，監測地表傾角及淺層土壤含水量，各模組間以無線傳輸方式將資料傳至監測主機，由遠端人員進行判讀與預警，提前進行相關減災行動。研究採用廣為應用於消費性電子產品及醫療器材之微機電系統(MEMS)感測器，客製化具無線網路傳輸功能且可監測地表傾角與分層土壤含水量之土層監測模組，形成分佈式淺層土層監測網路，由於此類電子產品為大量生產因此可大幅降低成本。為達此目的，本計畫包含一分佈式土壤含水量計之研發，透過量測多深度土層電容值變化，間接測得各個深度土壤含水量，推估非飽和土壤強度參數以進行非飽和邊坡穩定分析，並可提供降雨時浸潤面隨時間/降雨量的變化。

### 3.1 土層水力與運動反應量測

#### 3.1.1 基質吸力量測

國內外研究已提出充分證據顯示土壤邊坡淺層崩塌主要之機制在於非飽和土壤內基質吸力( $u_a - u_w$ )(負孔隙水壓)受降雨入滲影響而降低或消失使得土壤強度降低，進而導致崩塌，因此推估不飽和邊坡破壞所需主要強度參數分別為( $u_a - u_w$ )及 $\phi^b$ 。

既有應用於現地之非飽和土壤內基質吸力量測方法可分為直接法與間接法兩種。直接方法使用張力計(Tensiometer)直接量測土壤內基質吸力。張力計使用一飽和之高進氣吸力值陶瓷(High air entry ceramic)量測周圍土壤之負孔隙水壓，但此類陶瓷製作成本相當高，且陶瓷內之孔隙水在較高負壓下會逐漸汽化為水蒸氣而形成氣泡，此現象稱穴蝕效應(Cavitation)，形成之氣泡將阻礙孔隙水的聯通而影響量測，故張力計須定期重新飽和其陶瓷，使其無法應用於長期邊坡安全監測。

間接量測方法係將取自現場試驗土樣依據現場孔隙比大小重模

後，求得土壤體積含水量與基質吸力之關係曲線，稱之為土水特性曲線(soil-water characterization curve, SWCC)，透過量測現地土壤體積含水量，藉由 SWCC 曲線間接推估現場土壤基質吸力大小。

已知土壤體積含水量(以下簡稱含水量)量測方式有下列二種方法：(1) 土壤電阻率 (R, Resistivity) 及 (2) 土壤介電常數 ( $\epsilon_r$ , Relative permittivity)，而土壤電阻率主要受土壤種類、土壤組構及土壤飽和度影響(林哲毅，1999)，其中土壤種類與土壤組構具有場址相依性，因此若欲透過量測土壤電阻率間接量得土壤含水量/飽和度，需先調查監測區域內之土壤種類與組構，其中土壤組構須透過現地試驗或取現地非擾動土樣方可測得，此法顯得相當不經濟。

土壤介電常數雖亦受上述土壤參數影響，但由於土壤固體介電常數(3~5)與空氣介電常數(=1)相當接近，而水介電常數在 20 度時為 80.1，100 度時為 55.3，皆遠大於土壤固體以及空氣之介電常數，若將土壤視為空氣所產生之誤差小於 5%，即土壤種類與土壤組構對土壤介電常數影響相當有限，其值主要受水佔有之比例(即土壤含水量或飽和度)影響，因此透過量測土壤介電常數間接量測土壤含水量方法可省去上述二土壤參數之調查，量測介電常數是取得土壤含水量較經濟的方法(林哲毅，1999)。

### 3.1.2 電容量測土壤含水量原理

介電常數可藉由平行板電容(parallel-plate capacitor)之特性，量測土壤電容間接獲得，下式即平行板電容特性關係式：

$$C = \epsilon A / D \dots\dots\dots (3.1)$$

式中 C = 電容， $\epsilon$  = 介電常數，A=平行板面積，D=平行板間距。透過式(3.1)可知平行板間土壤之電容值與其介電常數成正比，其餘參數皆可控制，故透過量測平行板間土壤電容值即可量得土壤之介電常數。

目前量測電容最經濟可靠之方案為利用德州儀器(TI., Texas Instruments)所販售之 FDC1004 轉換器(如圖 3.1 所示)，FDC1004 係一

4 頻道電容/數位轉換器(Capacitance/Digital Converter)，量測範圍為±15 pF，解析度可達 0.5 fF，工作電壓 3V，工作電流僅 0.75 mA，並透過 I2C 介面傳輸，屬於非接觸式電容量測，其應用方法如圖 3.2 所示，由左而右分別為：

1. 姿勢感測(Proximity Detection, Isolated Sensor - No GND)
2. 液位感測(Liquid Level Sensing, Parallel Fingers)
3. 材料檢測(Material Analysis, Parallel Plate)

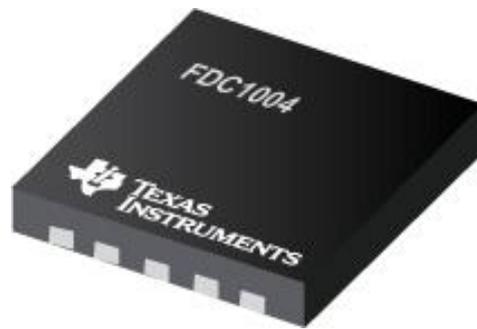


圖 3.1 TI. FDC1004 電容數位轉換器(TI., 2015)

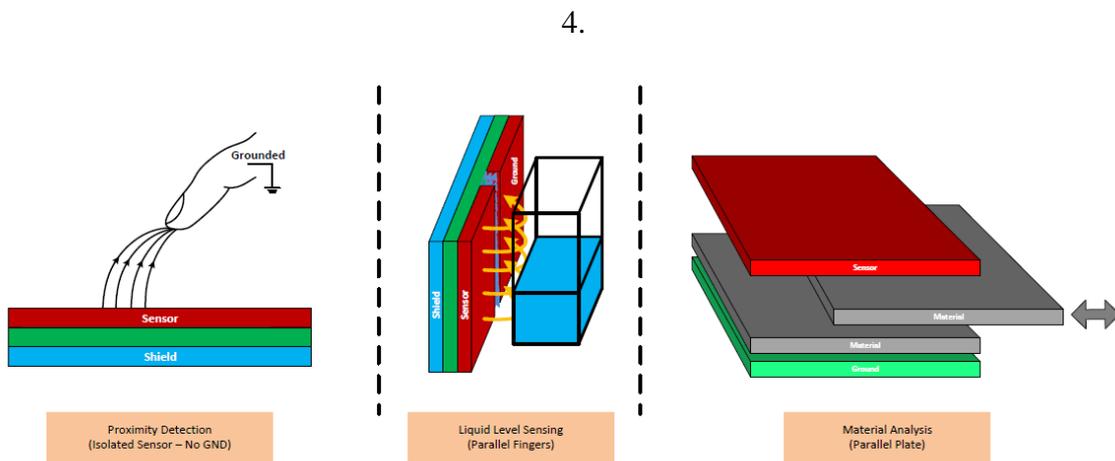


Figure 3. Basic Implements for Capacitive Sensing

圖 3.2 非接觸式電容量測之應用方法

液位量測(圖 3.3)即量測待測目標內液體與氣體比例，可透過下列二式獲得液面位置：

$$C_{meas} \propto h_w \varepsilon_w + (h_L - h_w) \varepsilon_a \dots\dots\dots (3.2)$$

其中  $h_L$ =最大液位高， $h_w$ =液位高， $\varepsilon_w$ =水介電常數， $\varepsilon_a$ =空氣介電常數。

$$Level = h_{RL} \frac{C_{level} - C_{level}(0)}{C_{RL} - C_{RE}} \dots\dots\dots (3.3)$$

其中  $h_{RL}$ =單位參考液位高(通常=1)， $C_{level}$ =液位電容量測值， $C_{level}(0)$ =液位電容乾燥值， $C_{RL}$ =參考液位電容量測值， $C_{RE}$ =參考環境電容量測值。

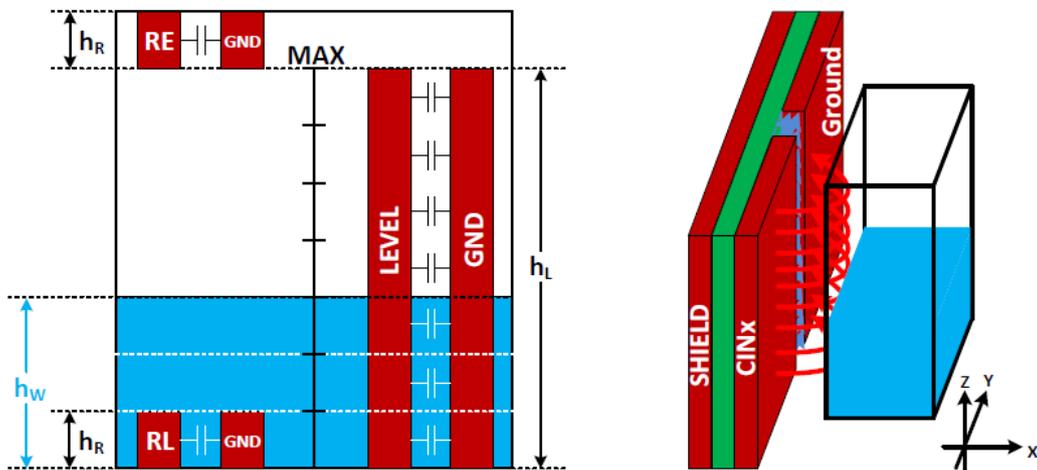


圖 3.3 液位量測示意圖

土壤雖包含液體、氣體、固體三相，較液位量測多一固相，但固相介電常數為一常數，不受含水量變化而改變，又式(3.3)中  $\frac{h_{RL}}{C_{RL} - C_{RE}}$  為常數，則式(3.3)可簡化為下式：

$$\begin{aligned} C_{level} - C_{level}(0) &= (h_a \varepsilon_a + h_w \varepsilon_w + h_s \varepsilon_s) - (h_a \varepsilon_a + h_w \varepsilon_a + h_s \varepsilon_s) \\ &= h_w (\varepsilon_w - \varepsilon_a) \dots\dots\dots (3.4) \end{aligned}$$

由式(3.4)可得固相影響因子為常數，在消除乾燥初始值時得以將之消除，故含水量計算與液位計算相同，顯示此方法可行性相當高。

## 3.2 無線感測土層監測模組

### 3.2.1 系統感測器

受消費性電子產品大量使用之影響，微機電系統(MEMS)感測器近來快速發展。此類感測器有以下之優點：

1. 體積微小，常用 MEMS 感測器長寬在 3 mm，厚度在 1 mm 以下。
2. 低功耗，其功率通常以  $\mu\text{W}$  來標示，非常省電。
3. 介面簡易，MEMS 輸出數據大多使用標準之數位介面，容易與其他感測器及通訊模組整合。
4. 低成本，本研究所需之 MEMS 感測器單價大都在 20 元美金以下，部分在 1 元美金以下，可提高監測目標區之佈設密度。且可以輕易在市場上找到配合廠商做系統整合，線路板製作與量產，所需零件可以輕易在國內取得。

本計畫主軸之一為開發一同時適用於非飽或與飽和土壤，因降雨造成之淺層邊坡滑移的即時、無線、自動化土層監測模組。充分利用 MEMS 優點，開發一適用於因降雨造成淺層邊坡滑移的即時、無線、自動化土層監測模組。感測器之種類與功能如下：

1. 傾斜儀(tiltmeter/inclinometer)：量測單軸向傾斜量變化，透過傾斜儀提供滑動方向高精度與高靈敏度之傾斜量。
2. 數位電容土壤水分計(digital capacitance soil moisture sensor)：量測周圍土壤電容變化，間接量得土壤之含水量並推估基質吸力。
3. 慣性量測單元 (IMU)：具備有一個三軸向重力感測器以及一個三軸向陀螺儀，運用於軌跡運算。

上述感測器皆為 MEMS 感測器，成本低廉且已發展成熟。而現有市售之現地含水量計成本相當高，且體積甚大，不利於整合進監測模組，因此本計畫將整合簡易含水量計，透過量測土壤介電係數，間接

量測土壤含水量變化，透過間接方法評估土壤內基質吸力。本計畫所研發之簡易含水量計可進行分佈式地層含水量量測，係透過多組電容感測裝置於一探棒表面(圖 3.4)，即可同時監測探棒長度內多深度土層之含水量，亦可提供降雨時浸潤面隨時間/降雨量的變化。

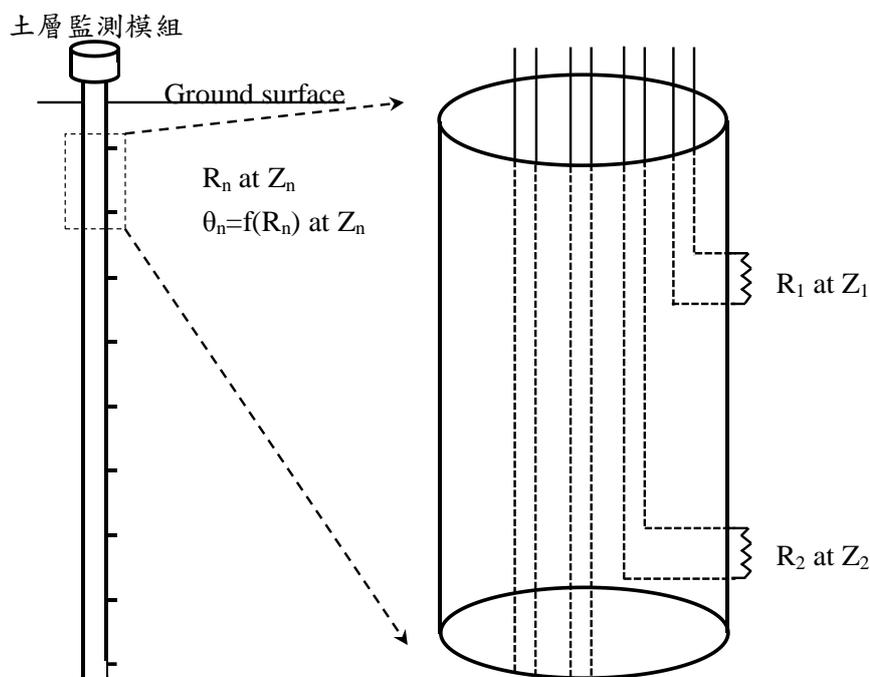


圖 3.4 土層監測模組與分佈式含水量監測示意圖

### (1) 傾斜儀

傾斜儀主要用於觀察地表傾斜角度之變化，因土層監測模組對傾斜儀之解析度要求相當高，市售高精度傾斜儀以 Murata Electronics 所生產之傾斜儀 SCA100T 具有 $\pm 15$  度量測範圍下最高可達 0.0035 度 (10Hz BW 類比輸出)之解析度，且差分訊號的輸出可提供優異的抗雜訊能力，支援比例類比電壓與數位 SPI 輸出，與微控制器間通訊相當彈性，故採用其作為土層監測模組之傾斜儀。

根據原廠建議之電路圖製作一 SCA100T 測試模組(圖 3.5)，並將 SCA100T 分別透過 Arduino Uno 以電源供應器進行數位訊號輸出標定，圖 3.6 為所使用之傾斜角度標定系統。整合於 Arduino 之高精度傾

斜儀標定結果展示如圖 3.7 所示，結果顯示 SCA100T 具有足夠之線性、重複性以及解析度。

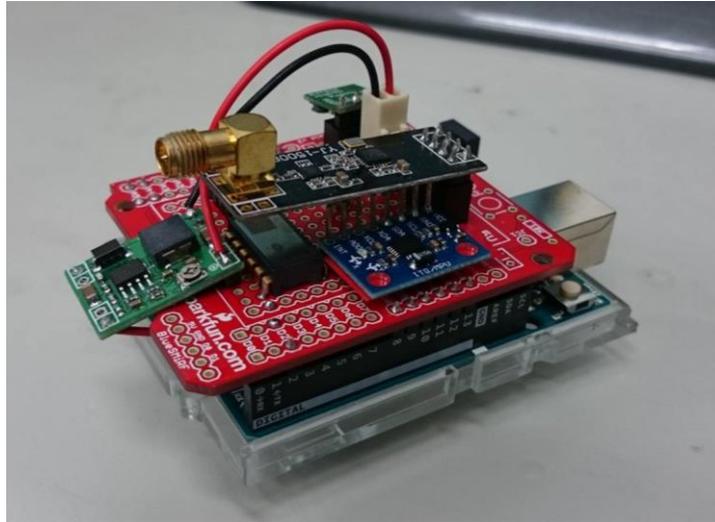


圖 3.5 傾斜儀電路圖與測試模組

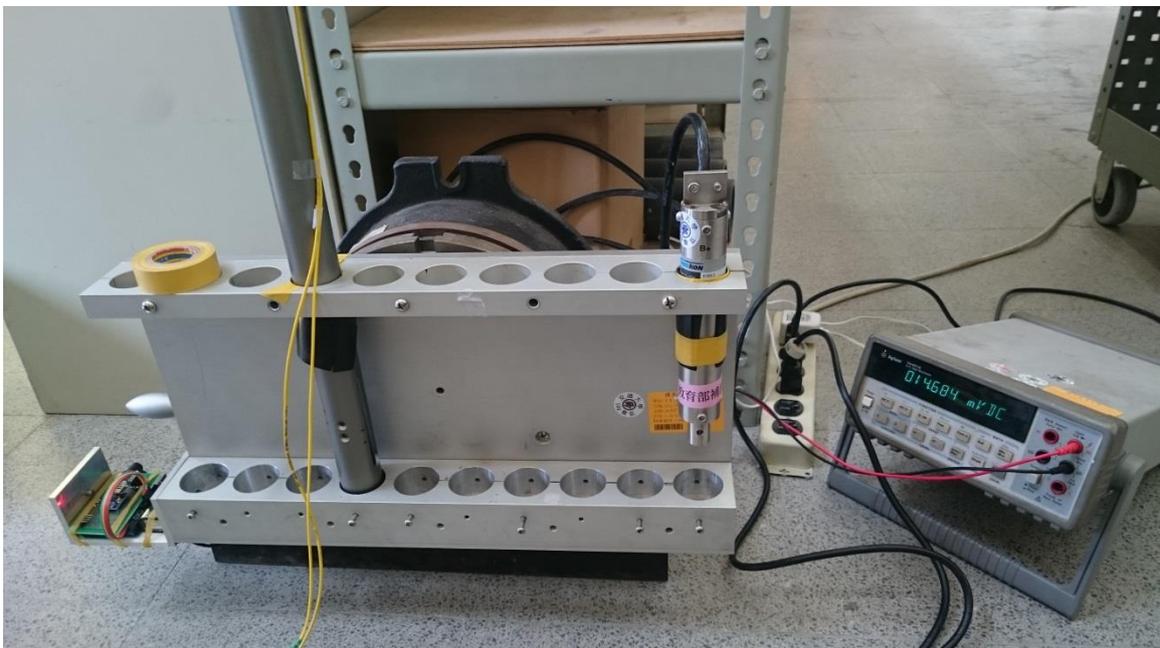


圖 3.6 傾斜角度標定系統

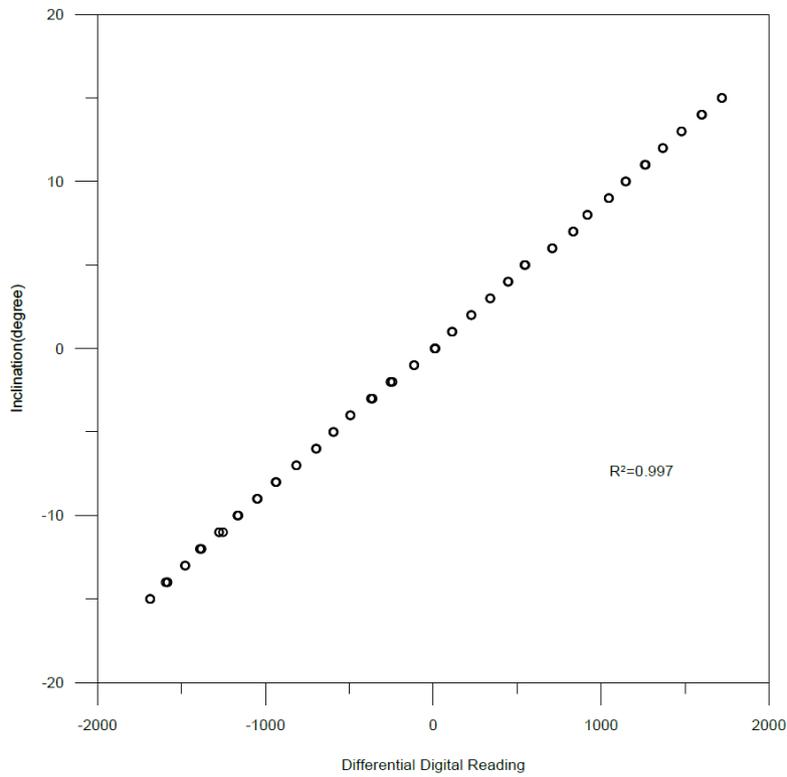
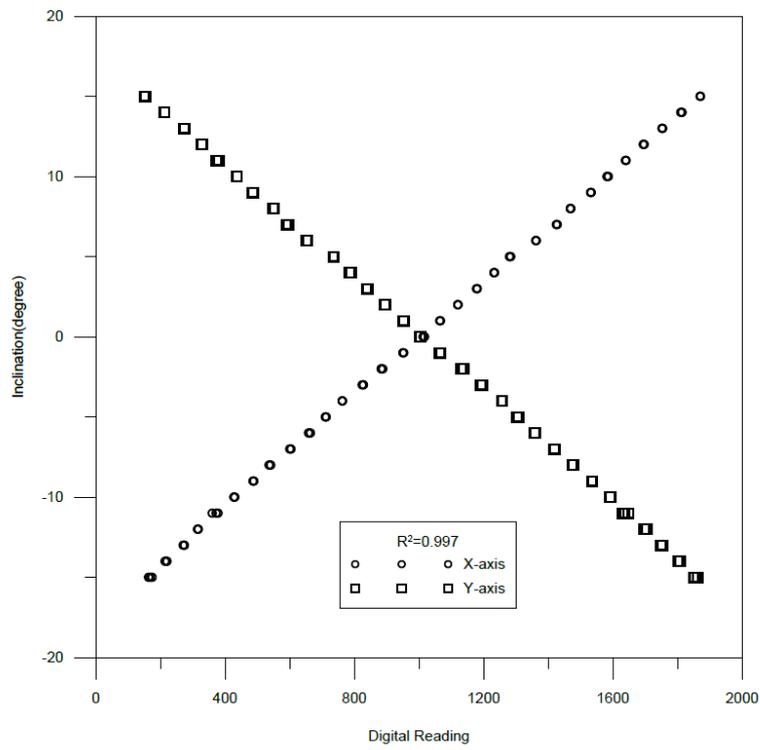


圖 3.7 傾斜儀 Arduino Uno 標定結果

## (2) 數位電容土壤水份計

市售土壤水份計可分為電阻式與電容式，以電容式精度與重複性較高，本計畫採用由 Catnip Electronics 所設計製作之電容式土壤水份計(如圖 3.8 所示)，其具有低成本、高解析度與高重複性等優勢，並同時支援 I<sup>2</sup>C 與 SPI 二種傳輸方式，降低與其他元件衝突之可能，利於與微控制器 Arduino Uno 之整合。



圖 3.8 Catnip Electronics 電容式土壤水份計

圖 3.9 為所用土壤水份計測得之數值與土壤體積飽和度之關係圖，測試之土壤為台灣南部現地土壤，圖中可見 Catnip 具備足夠之線性度。與率定所用 Decagon 之 MAS-1 相比，MAS-1 使用之量測頻率為 70MHz 高於 Catnip 的 16MHz，具有較佳之重複性與抗干擾性，但其售價約為 Catnip 的 20 倍，且 MAS-1 採用類比輸出，於訊號傳輸過程中亦受其他含水量計訊號與電源干擾，且 Arduino Uno ADC 僅 10 bit，解析度有限，相較之下 Catnip 同時支援 I<sup>2</sup>C 與 SPI 二種數位輸出，不僅訊號抗干擾力強，與控制器間傳輸更為彈性。

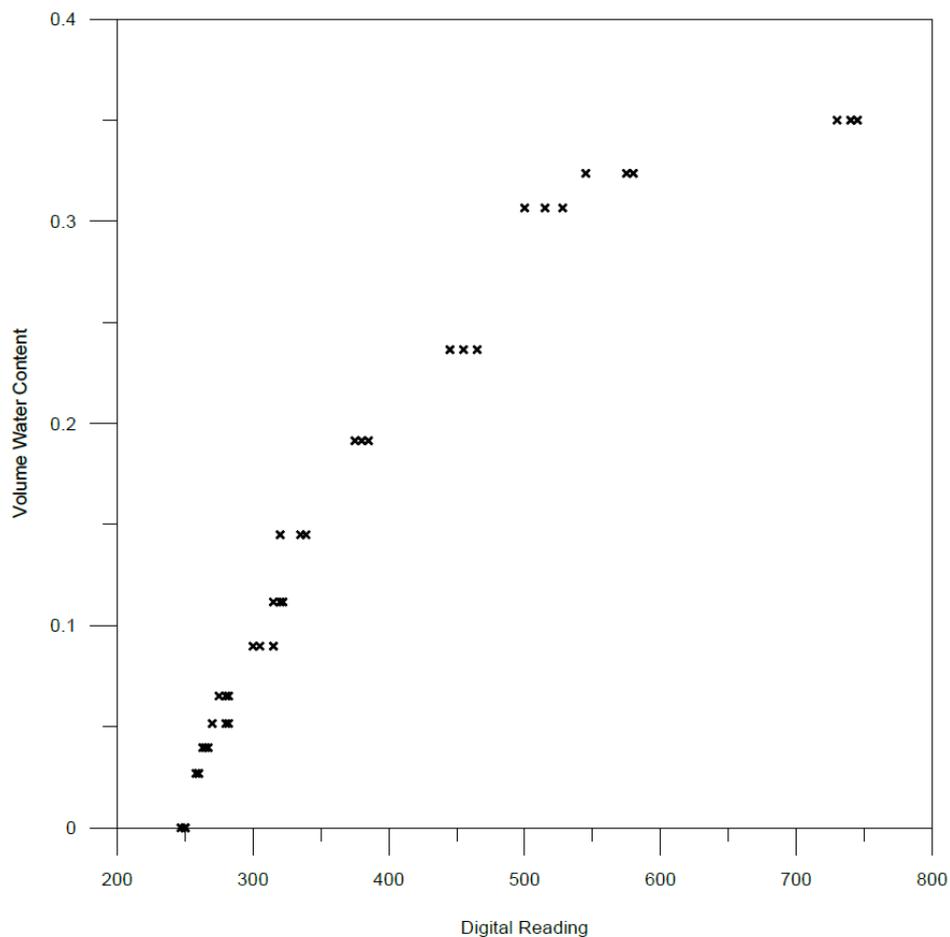


圖 3.9 測得電容值與土壤體積含水量關係圖

### (3) 慣性量測(IMU)單元

IMU 已廣泛應用於飛行器，汽車導航，娛樂與運動器材之中，做為軌跡追蹤主要感測單元，IMU 至少具備有一個三軸向重力感測器以及一個三軸向陀螺儀，由此二感測器分別提供三軸向線性加速度及三軸向角速度，上述二者共計六項物理量為循跡運算所必須之物理量，故 IMU 亦稱作六軸動態感測器。市面亦有九軸動態感測器，係指除上述六項必要物理量外，增設一三軸向磁力計(3-axis Magnetometer)，提供 IMU 一絕對參考準位以避免六軸 IMU 經由積分所產生之誤差累積，由於本研究軌跡量測可視為靜態量測，誤差累積並不明顯，為簡化軟體與韌體之開發，故本研究將選擇六軸 IMU 作為動態感測器。由於軌跡運算相當複雜，而 InvenSense 所生產之 MPU-6050 六軸 IMU 內

建一 MCU，除了同一般六軸 IMU 可提供三軸向之線性加速度與角速度外，該 MCU 已嵌入運算韌體，可將六軸資料轉換成軌跡運算所需之歐拉角(Euler angles)，大幅簡化韌體開發難度並提升 CPU 運算效能，考量土層監控模組所蒐集之六軸資料將來可運用於軌跡運算，故本研究採用 InvenSense 所生產之 MPU-6050。

MPU-6050 已經廣泛使用並有許多市售之模組可直接使用(圖 3.10)，由於 MPU-6050 之 IC 封裝較不易使用傳統焊槍與熱風槍進行焊接，因此本研究直接使用市售之模組以節省開發成本。IMU 亦可提供傾斜角度資訊，圖 3.11 顯示 MPU-6050 所測得之 X 向與 Y 向線性加速度與同向傾斜角度變化之關係，結果相當線性且高重複性，但雜訊較大，浮動值達 0.5 度是其缺點。



圖 3.10 MPU-6050 模組(Arduino)

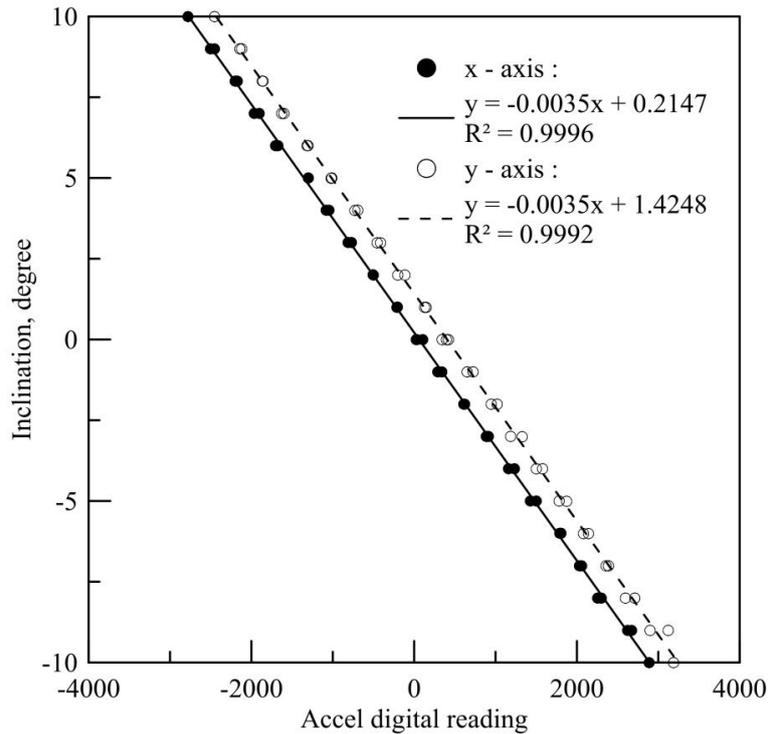


圖 3.11 IMU 與傾斜角度之關係圖

### 3.2.2 系統組成

規劃之 MEMS 感測器、通訊、數據及訊號處理/紀錄與電源供應模組全部裝置於一多層電路板(如圖 3.12 所示)，並固定於一防水金屬盒中，其外覆以防曬層以降低其受日曬影響其耐久性，防曬層可以 3D 印表機製作多孔隙之塑料殼層以增加通風，且製作成本低廉。其下方將連結分佈式含水量計。結合以上各感測器所測得之參數，配合遠端即時運算與預警系統，可進行即時邊坡穩定分析，並透過設立警戒值，適時在邊坡災害產生前提前發布預警。為達上述目的，在地層監測模組內裝有無線數據傳輸系統，以無線訊號傳送至管理單位並於遠端主機紀錄相關讀數。

無線土層監測模組包括(1)微處理器、(2)無線傳輸模組、(3)韌體與使用介面及(4)感測器，除感測器外各部分說明如下：

## (1) 微處理器

計畫採用市售開放式原始碼之微控制器，目前常見之市售開放式原始碼的軟硬體平台主要有四種：(1)Arduino、(2) 樹莓派(Raspberry Pi)、(3)Linkit、及(4)Intel Edison。其中 Intel Edison 由於成本較高，實際使用狀況尚不明確，Linkit 則缺乏記憶體管理單元 (Memory Management Unit, MMU)，故本研究不採用上述二者作為微控制器。

樹梅派係微型化電腦，而 Arduino 則為微處理器，因此樹梅派在功能上勝過 Arduino，但是 Arduino 包含 I/O 腳位，多可直接與電子元件連結，使得開發難度相對低於樹梅派，透過 USB 介面連結電腦便可更改其操作程序，使得 Arduino 在開發上較具優勢，且樹梅派需要掛載擴充面板方可提供足夠數量的輸入端，使得 Arduino 在空間上略勝一籌。故採用 Arduino 作為土層監測模組之微處理器，將來若 Arduino 無法滿足將來衍生功能，則再改採用微型化電腦以提供足夠之處理能力。

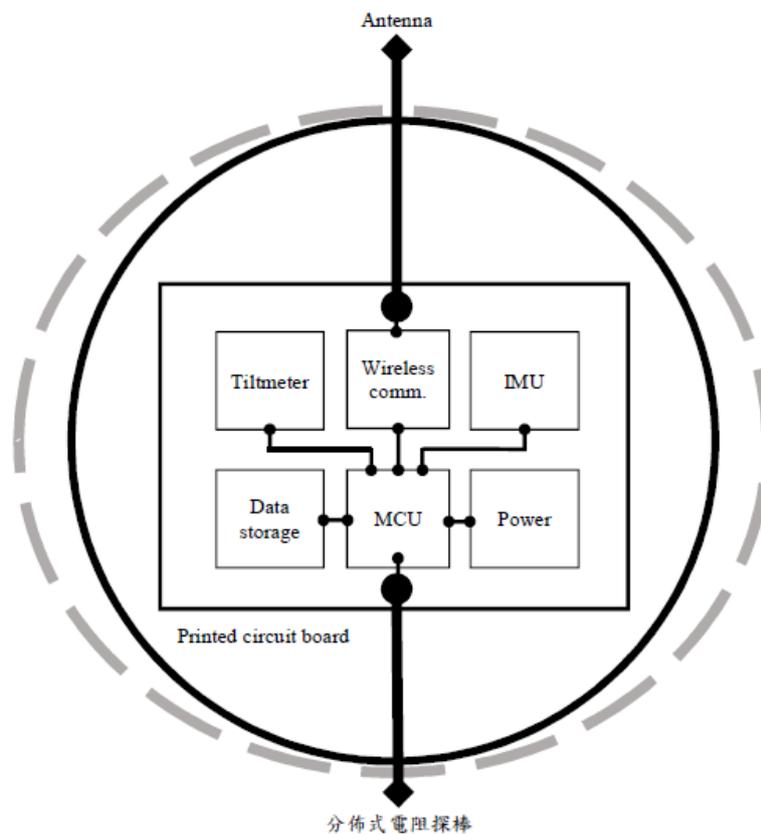


圖 3.12 土層監測模組內部架構示意圖

本研究採用 Arduino Uno 版本(圖 3.13),其搭載 ATmega328 微處理器,其時脈高達 16MHz,且具 14 支數位 I/O 接腳,其中包含有一組 SPI (Serial Peripheral Interface Bus)介面以及一組 I<sup>2</sup>C (Inter-Integrated Circuit)介面,I<sup>2</sup>C 支援單一匯流排最多可和 112 個節點通訊,足以應付多數模組間之數位資料傳輸。另外配有 6 支類比訊號接腳,可透過微控制器內含之 ADC (Analog/Digital Converter)將類比訊號轉換成數位訊號,亦可作為數位 I/O 接腳使用,滿足土層監測模組的功能需求,且尺寸僅長 2.7”(約 6.9cm)、寬 2.1”(約 5.4cm),符合土層監測模組尺寸限制,工作電壓 5V,輸入電壓介於 7~12V 也適用多數市售充電電池。

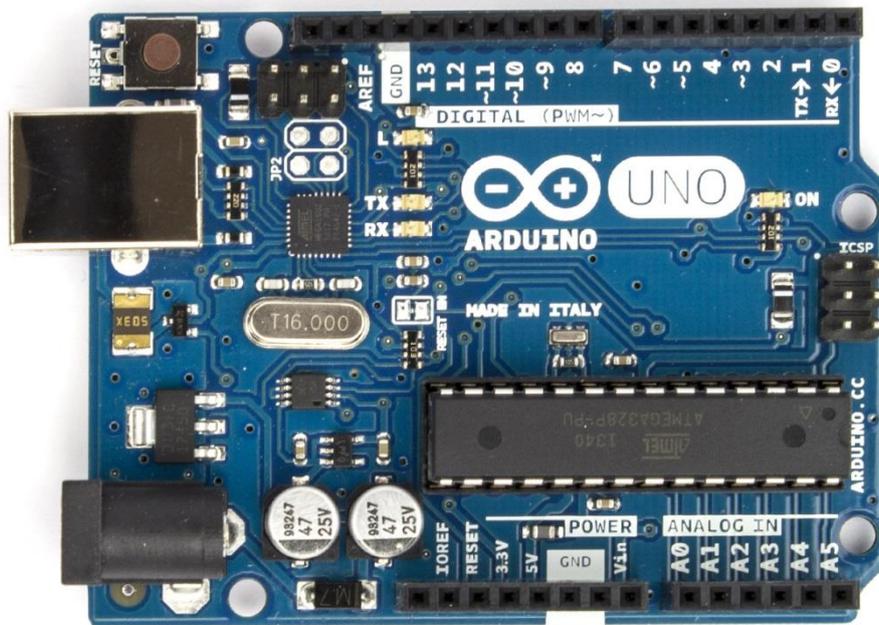


圖 3.13 Arduino Uno

## (2) 無線傳輸模組

無線數據傳輸平台有許多選擇,如 wi-fi,藍牙,GSM 與 zigbee 等相關技術可以在市場上購得。由於邊坡滑移多發生於強降雨時,而水對電磁波的傳遞具有相當程度的屏蔽效應,因此無線傳輸平台的選擇須將穿透屏蔽能力納入考量,而傳輸距離以及傳輸網路陣列則可降

低中繼站數量，降低能源與成本需求，亦為選擇上之考量。為此，各種適用於本案之無線通訊模組條列如下：

1. RF – 最為廣泛使用之無線訊號傳輸模組，由於具有智能調整以及可延伸傳輸的特性，使其幾乎適用各種狀況，對多系統平台的支援也使其更便於擷取。戶外無訊號屏蔽環境下傳輸距離約 650m。
2. XBee – 採用低速率無線個人區域網(WPAN, Wireless Personal Area Network)，具有多種頻段訊號發送能力，可因應環境條件選擇高頻或低頻發送訊號，低頻訊號傳輸較不受水的訊號屏蔽所影響。支援雙向傳輸，可藉此建立土層監測模組間的傳輸網路陣列，傳輸距離約 750m。
3. CC1200DK – 適用長距離數據傳輸，外接天線模組可使其傳輸距離達到 2.3km。
4. RC522 – 採用 RFID 傳輸技術，傳輸距離短，但具有最強的訊號遮蔽穿透能力可穿透 1m 水深。
5. CE0700 – 採用手機 GSM 傳輸技術，只要鄰近區域有基地台即可傳輸數據，無須另外架設傳輸中繼站。

其中 RC522 僅可作為回收用途，無法作為主要通訊方式。考慮災害時常伴隨惡劣天候條件，GSM 傳輸技術則仰賴基地台與監測地區距離，且有監測需求地區基地台密度通常較低，容易受到降雨造成之訊號屏蔽影響，故不列入考慮。XBee 係屬 ZigBee 傳輸技術之衍生，此類傳輸技術具有資料不同步的缺點，且耗電量約為 RF 的 10 倍左右，將減少監測模組在災害間之運作時間。相較於 CC1200DK，RF 具有低功耗、高速率、多頻點、低應用成本以及便於開發等優勢，故本計畫以 RF 傳輸技術的衍生技術 nRF24L01 作為無線傳輸模組。

由於 nRF24L01 之電路與元件已完全模組化(圖 3.14)，使其便於開發，而其低工作電壓(1.9V~3.6V)與工作電流(<25mA)使其具備低功耗之優勢，高速傳輸(2Mbps)並支援多達 125 頻點，滿足多點通信與跳頻

通訊之需求。NRF24L01 集成了所有與 RF 協議相關的高速信號處理功能，包括自動重發丟失數據包和自動產生應答信號，使其得以自動檢測並重發遺失的封包，重發時間及重發次數可透過軟體控制，並可自動存取未收到應答信號的封包，自動應答功能在收到有效數據後，模組將自動送出應答信號，無須另行編程載波檢測。NRF24L01 內部具有固定頻率檢測硬體 CRC 偵錯和對多點通道地址控制，封包傳輸錯誤計數器及載波檢測功能則可用於跳頻設置，提供同時最大 6 組接收通道地址設置，並可有選擇性地開啟接收通道標準排針 Dip2.54mm 介面，便於嵌入式應用。NRF24L01 的 SPI 介面可以利用微控制器的 SPI 介面連接或以 I/O 接腳進行模擬，內部具有 FIFO(First In, First Out)與各種高低速微處理器接腳，便於使用低成本微控制器。

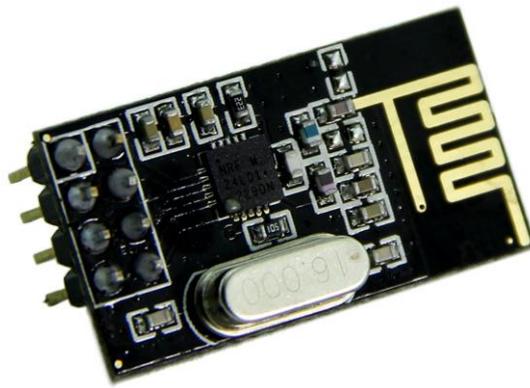


圖 3.14 nRF24L01 模組(摘自 [www.seeedstudio.com](http://www.seeedstudio.com))

### (3) 使用者介面(User interface)

本研究使用者介面採用第三方應用程式 Teraterm(圖 3.15)，以監控接收端 Arduino Uno、接收無線模組所發射之訊號，有效數據包括土壤體積飽和度變化、兩向度之傾斜角變化，以及加入系統時間，與所有資料儲存功能。

儲存不會覆蓋既有資料，新儲存之資料將空一行後繼續寫入文字檔，儲存後之檔案格式為.txt 文字檔(圖 3.16)，儲存時各資料皆以逗點分隔，便於以 Matlab 撰寫之之程式讀取及數據處理：

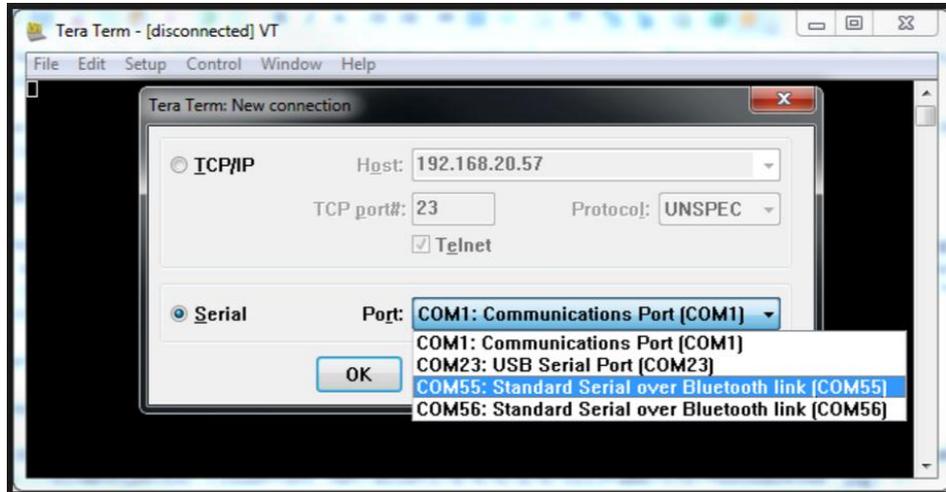


圖 3.15 使用者介面

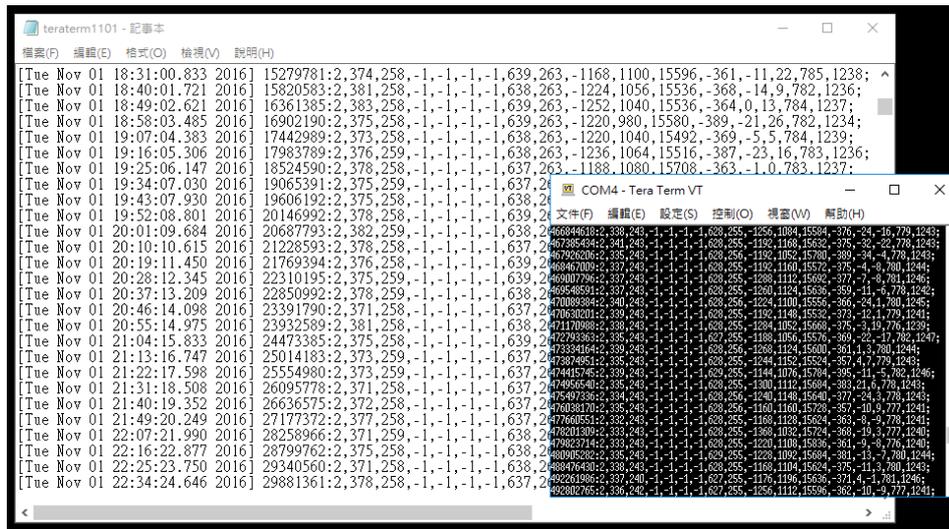


圖 3.16 儲存後之文字檔

### 3.3 無線土層監測模組

土層監測模組可分為發射端與接收端兩部分，發射端係指由微控制器結合各感測器所構成之土層監測模組，裝置於待測地點並持續透

過無線傳輸將各感測器所獲取之資料送出；接收端則指單純由微控制器結合無線傳輸模組之無線接收系統，負責管理 nRF24 網路中各發射端之網路位址，並不具備量測功能，裝設於現地之伺服電腦進行資料收集，並儲存至伺服電腦以供管理單位透過遠端監控並存取監測數據。

Sparkfun 推出一可相容 Arduino UNO 的原型擴充板(圖 3.17)可直接固定於作為微控制器 Arduino UNO 之排針母座上(如圖 3.18 所示)，本研究採用該原型擴充板，並將發射端方面除電容感測器以外之感測器皆固定於該原型電路板上，另設有多組含水量計排線接口，如此減少線材走線所佔用之體積以及接頭鬆脫之風險。發射端除了包含微控制器外，搭載 45AH 之蓄電池作為戶外供電系統，加入太陽能板與供電控制器以提升土層監測模組續航能力。圖 3.19 為本研究所研發之土層監測模組發射端之外構，發射端的外構設計可大致分為三部分：

- (1) 核心防水盒(圖 3.20)：可裝置微控制器、IMU、單向傾斜儀、無線傳輸模組、外接天線與電源之防水電子盒。
- (2) 含水量計外構(圖 3.21)：可裝置一只電容感測器之桿件外構，依含水量計配置數量進行串聯，或透過連接器以抗蝕 UPVC 管連接並延伸至預定裝設深度。

核心防水盒係採用市售之電子防水盒加工而成，其上具有 O 型環與溝槽使其上下盒以螺絲逼緊後具有防水功能，防水盒下方開孔並搭配底座與 UPVC 管黏合以連接下方含水量計外構，UPVC 管可視含水量計配置深度與核心防水盒高度進行調整，目前設計為將核心防水盒配置於地表上 0.2m 處。核心防水盒上蓋則開孔並裝設 2.4GHz 頻段專用之耐候型外接天線，透過 SMA 端子與無線傳輸模組連結，天線下方具有防水螺絲，並另以矽膠封填天線與上蓋間之縫隙。盒內則用以工業用膠條固定微控制系統與感測器電路板。

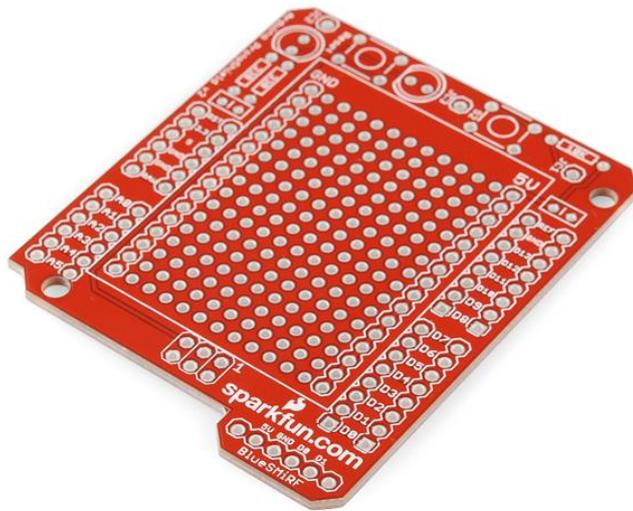


圖 3.17 Arduino UNO 原型擴展板(Sparkfun)

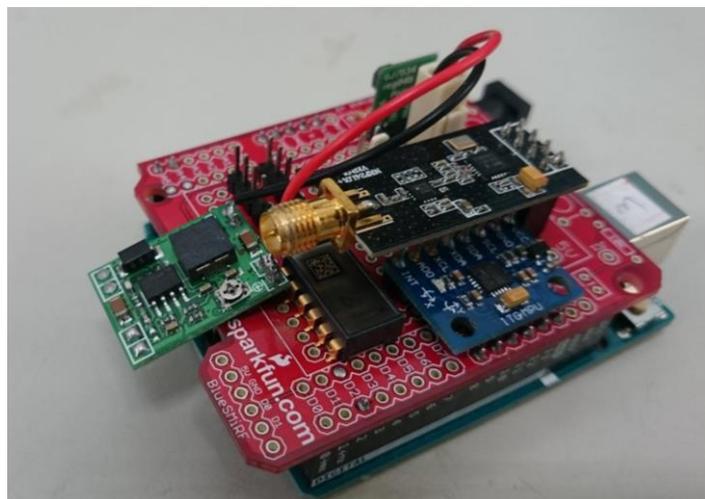


圖 3.18 Arduino UNO(Green Board)結合原型擴展板



圖 3.19 發射端外構



圖 3.20 發射端防水盒



圖 3.21 土壤水份計外構

含水量計外構可將水分計感測區塊暴露於外，使其得以直接接觸待測土壤以量測土壤含水量，含水量計之接線處與元件位置則置入後方箱體中，並以電子封裝膠進行封裝使其防水與絕緣，訊號線亦採用防水耐油污之耐候型外披覆 4 芯電子訊號線，故含水量計外構無須防水設計，採用 3D 列印以降低原型製作成本。

接收端包含一微控制器與一搭載無線傳輸模組之電路板，該電路板與感測電路板(圖 3.18)相同僅拔除感測單元，並以 USB 傳輸線與工業嵌入式電腦連接，將數據透過虛擬序列埠傳輸寫入電腦。

### 3.4 無線感測土層監測模組現地測試

為測試優化之土壤無線監測模組現地表現，本年度已於宜蘭太平山及甲仙攔河堰旁邊坡進行現地安裝測試，甲仙攔河堰旁邊坡為本年度測試場址，相關結果將於第四章呈現，宜蘭太平山主要用於現地測試與建立安裝程序，相關說明如下：

### 3.4.1 太平山場址安裝測試

本研究於 2016 年 6 月 20 日於宜蘭縣太平山公路(太平林道)13k 處(如圖 3.22)裝設二支土層監測模組，根據經濟部中央地質調查所既有地質調查資料顯示該處屬廬山層仁澤段地層，土壤為黃色粉土質黏土夾岩塊或黃色粉土質黏土，地下水位約位於地下 40m 以下，淺層皆處非飽和狀態相當適合飽和度量測，土壤厚度約 0.6 至 1.7m 間，故規劃本次安裝之含水量計數量為 2，深度位於 0.25m 與 0.75m 間隔為 0.5m，該處並設有中央研究院與中央大學之監測機箱，配有市電與無線網路，經溝通後取得中央研究院同意使用其監測機箱與工業電腦裝設接收端與外接天線如圖 3.23 所示。

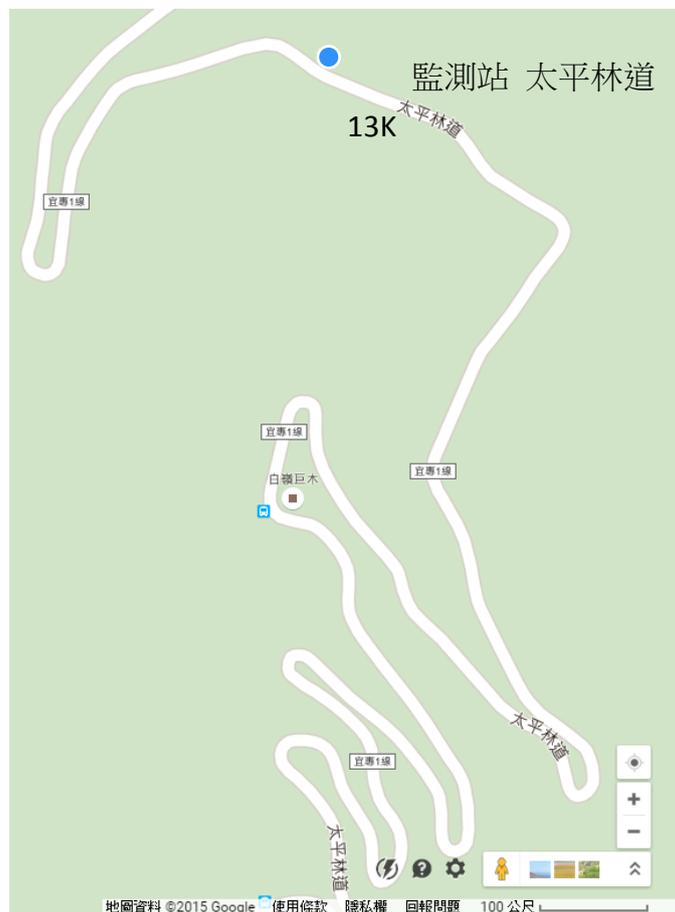


圖 3.22 安裝場址位置圖

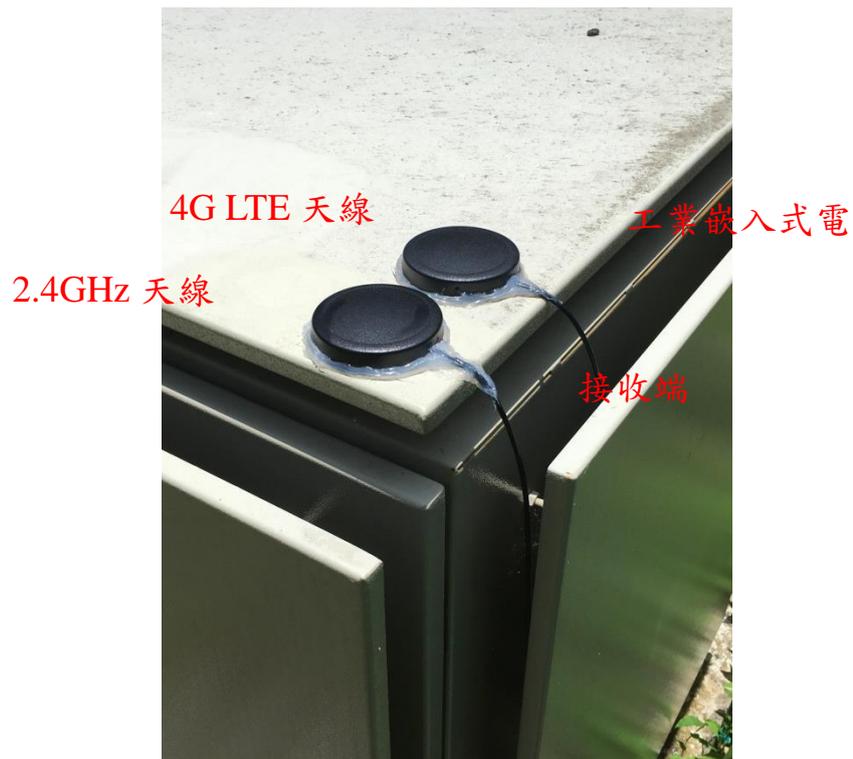


圖 3.23 接收端與自動化監測記錄系統

安裝程序：

1. 鑽孔至預定深度 0.8m。
2. 置入土層監測模組並定向定平。
3. 回填至含水量計上方，以少量皂土圍繞覆蓋於桿件周圍並淋濕皂土使其吸水膨脹。
4. 重複上述步驟回填至地表，以少量皂土圍繞覆蓋於地表桿件周圍並淋濕皂土使其吸水膨脹。

由於該場址土壤含有大量岩塊，故鑽孔採明挖法以電動錘破碎並以人工出渣交替進行(圖 3.24)，鑽至預定深度後安裝土層監測模組並定向定平後(圖 3.25)，以現場土料進行回填，回填過程確保石塊遠離感測桿件，回填至含水量計上方以少量皂土覆蓋(圖 3.26 左)以確保孔隙水無法沿桿件流動造成孔隙水之連通，回填完成後亦於地表鋪設皂土(圖 3.26 右)以防止地表水直接沿桿件滲流影響土壤飽和度，最後完工如圖 3.27 所示。



圖 3.24 現場鑽孔照片

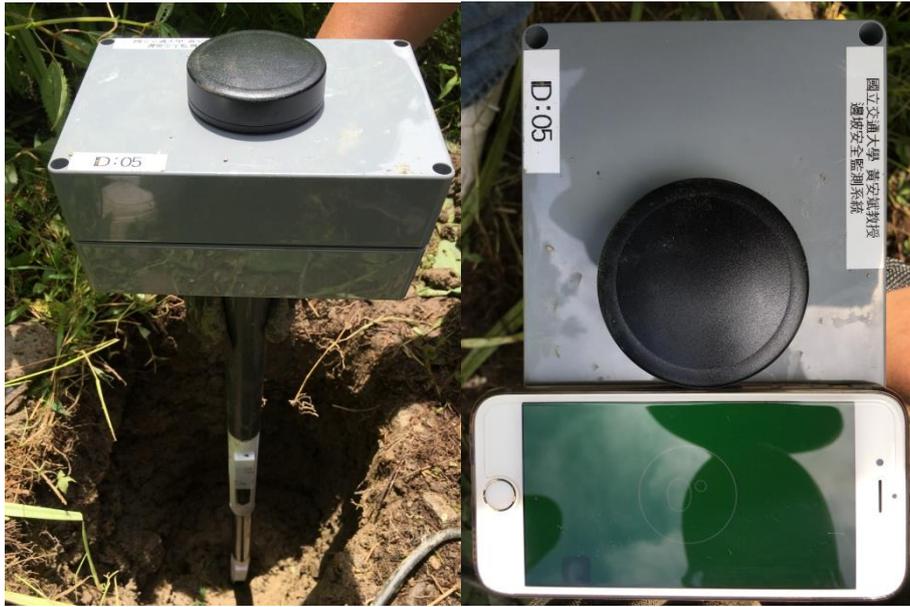


圖 3.25 土層監測模組裝設照片



圖 3.26 阻水層回填照片



圖 3.27 完工照片

### 3.4.2 太平山場址資料

太平山場址計安裝兩組監測模組，模組間間距約為 10m，編號為 N2 及 N5，測試期間於 2016/06/21~23 日間有降雨發生，降雨紀錄依中央氣象局太平林道測站觀測紀錄如表 3-1 所列，無線觀測模組所量測之土壤飽和度變化、溫度變化及 IMU 之傾角如圖 3.28~3.30 所示，圖 3.28 顯示深層飽和度較高，且降雨需有一定延時方可引致飽和度變化，而 N5 之淺層(深度 0.25 cm)之水份計對降雨之反應較靈敏，而深層水份變化可能與地下水水位變化腳有關連。而溫度變化顯示降雨時段較低，結果顯示土壤水份計已達到量測之功能。

表 3-1 太平山場址雨量紀錄

日期	時段(時)	時雨量 (mm)
2016/06/21	15~16	22
	16~17	19
	17~18	0.5
2016/06/22	13~14	4
	14~15	17.5
2016/06/23	16~17	9

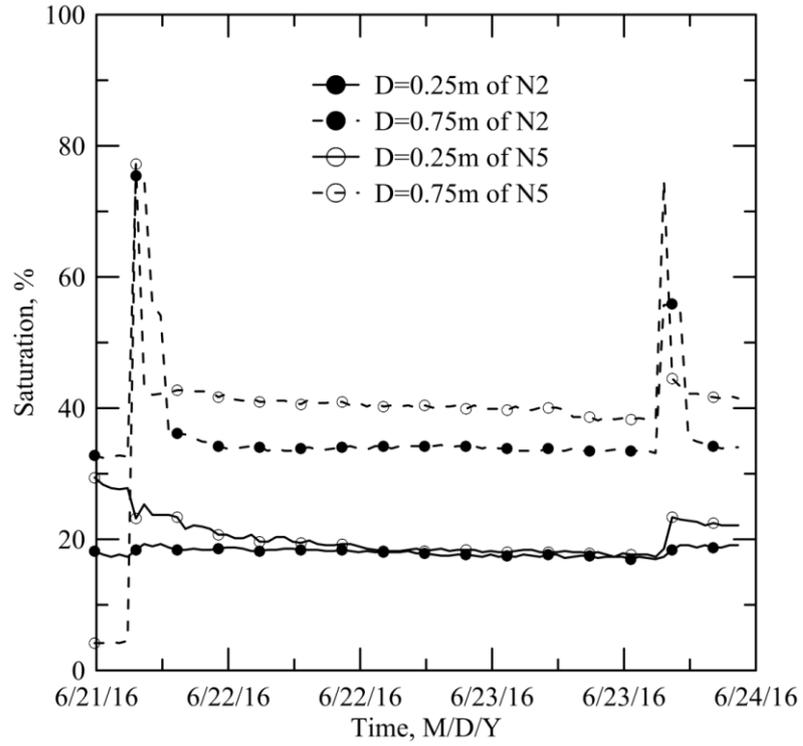


圖 3.28 太平山土壤水份計紀錄

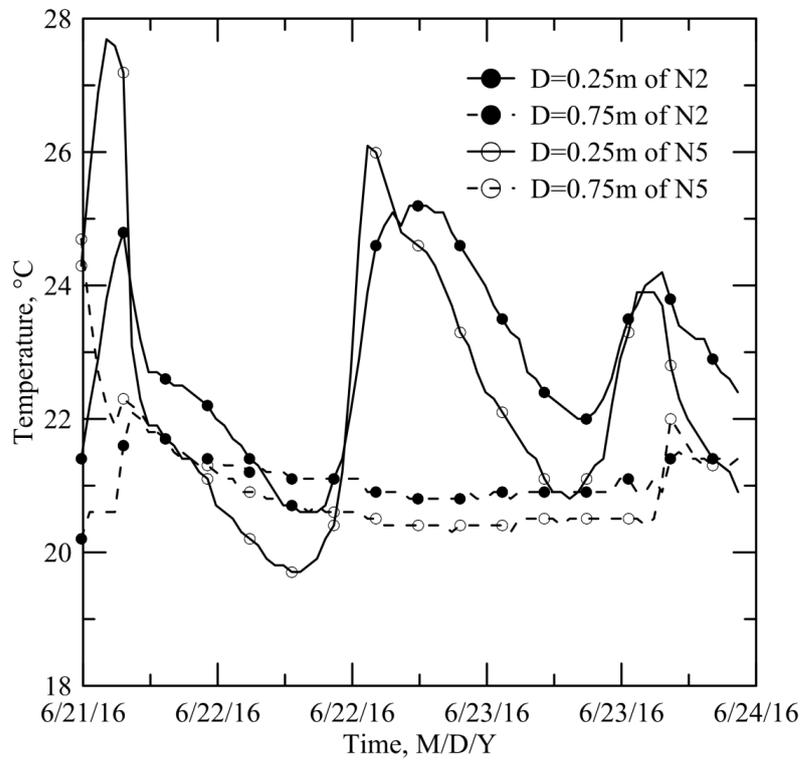


圖 3.29 太平山土中溫度變化紀錄

圖 3.30 顯示太平山以 IMU 量測之兩向傾角變化，因現地並無滑動跡象，所記錄應為感測之雜訊，此結果顯示高精度傾斜儀之必要性，配置高精度傾斜儀之感測器已開發完成並裝設於另一場址。此現地測試結果證明土中水份感測及資料傳輸具依定可靠度，且提供系統優化之方向。

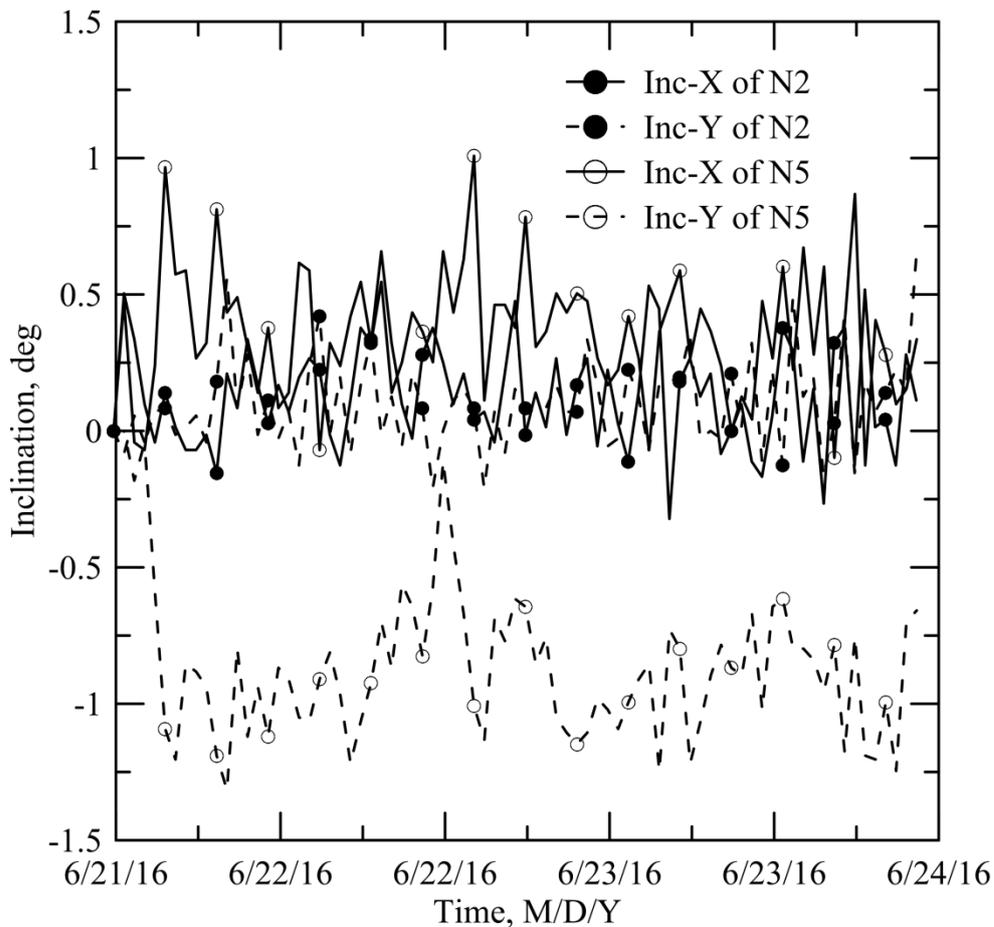


圖 3.30 太平山 IMU 傾斜角紀錄

## 第四章 邊坡依時預警系統

本年度選定候選場址一處進行現地監測及二維水力力學耦合分析，並整合提出場址客製化依時預警架構，相關成果於本章節呈現。

### 4.1 研究場址地質與土壤性質

#### 4.1.1 研究場址地質

為配合淺層邊坡破壞條件及後續監測模組安裝測試便利性，候選場址須符合下列條件：

1. 現地需有軟弱土層，且為陡坡地形，破壞面為非飽和土層之淺層破壞。
2. 具有相關幾何、水文及地質參數，並有現地監測資料參考。
3. 須為鄰近道路之邊坡，且具高破壞潛勢或有破壞歷史。
4. 鄰近具有有線通訊及電源供應，以裝設監測主機。

綜合考慮上述條件，本年度選定高雄甲仙區甲仙攔河堰通達道路邊坡，此場址位於甲仙攔河堰聯外道路上邊坡，西側坡地曾於民國 94 年 9 月受泰利風災連續豪雨影響，甲仙攔河堰聯外道路上方有數處邊坡發生坍滑而阻斷交通，道路上、下邊坡擋土牆亦形成多處裂縫。98 年莫拉克颱風期間造成邊坡再次坍塌，99 年 3 月 4 日規模 6.4 甲仙地震，由震後邊坡傾斜儀量測結果，顯示邊坡有滑動現象，最大滑移量約達 155mm，滑動崩塌潛勢甚高，依據「甲仙攔河堰第一次安全評估」於上邊坡埋設四處傾斜儀之量測資料顯示，潛在上邊坡滑動面約位於地表下 1.5~4.8m 之崩積層或土岩界面。

此場址已完成地形測量、地質鑽探、地質調查、邊坡監測、地球物理探測、地下水位量測、既有擋土設施調查等工作及邊坡穩定分析，

圖 4.1 為現地監測設施平面圖，表 4-1 為鑽孔資料，本次安裝於通過 BH-03 及 BH-04 之剖面，其剖面如圖 4.2 所示，地質材料參數如表 4-2 所示，部分相關資料將用於水力力學耦合分析。

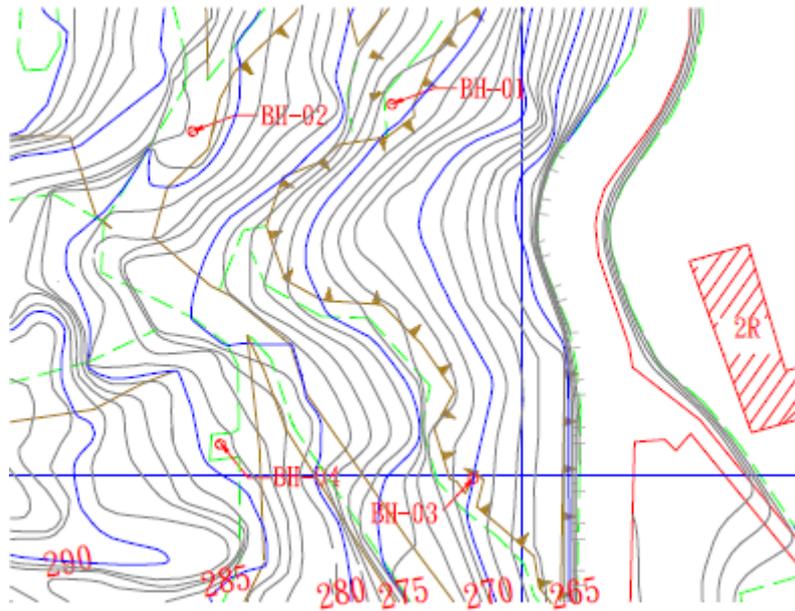


圖 4.1 監測設施平面配置圖(南水局 2011)

表 4-1 傾斜管孔位鑽孔資料(南水局 2011)

孔號	深度(m)	測傾管	鑽探成果
BH-01	15	有	0~0.8m, 覆土層: 黃棕色砂黏土夾岩塊 0.8~1.5m, 覆土層: 棕灰色岩塊夾砂黏土 1.5~4.2m, 頁岩層: 棕灰色破碎頁岩 4.2~15.0m, 頁岩層: 灰色頁岩。
BH-02	15	有	0~2.5m, 覆土層: 黃棕色砂黏土夾岩塊 2.5~2.9m, 覆土層: 棕灰色岩塊夾砂黏土 2.9~15.0m, 頁岩層: 灰色頁岩
BH-03	20	有	0~0.5m, 覆土層: 黃棕色砂黏土夾岩塊 0.5~2.45m, 覆土層: 棕灰色岩塊夾砂黏土 2.45~4.80m, 頁岩層: 棕灰色破碎頁岩 4.8m~20.0m, 頁岩層: 灰色頁岩局部破碎
BH-04	20	有	0~1.4m, 覆土層: 黃棕色砂黏土夾岩塊 1.4~2.2m, 覆土層: 棕灰色岩塊夾砂黏土 2.2~3.0m, 頁岩層: 棕灰色破碎頁岩 3.0~20.0m, 頁岩層: 灰色破碎頁岩

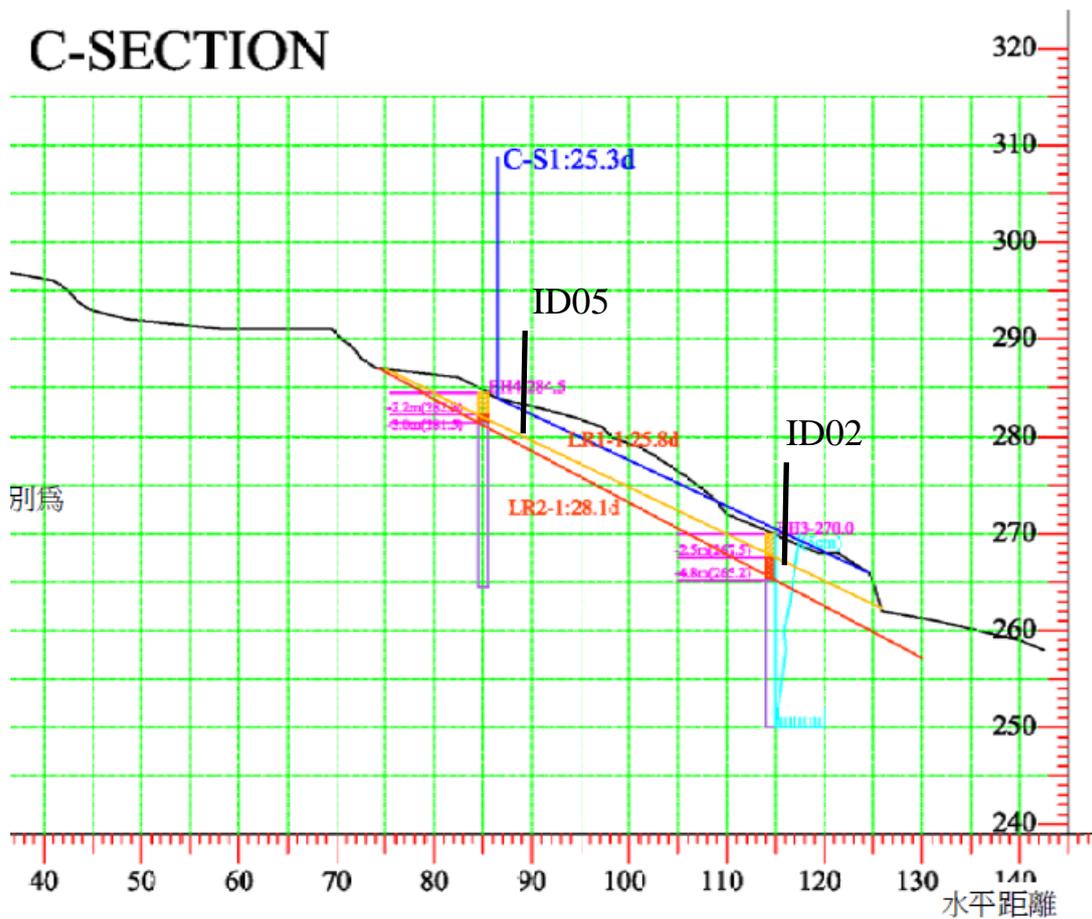


圖 4.2 監測剖面圖(南水局 2011)

表 4-2 簡化地質材料參數(南水局 2011)

參數	單位	風化土層	破碎頁岩	頁岩
飽和單位重	kN/m <sup>3</sup>	18.1	19.6	24.5
非飽和單位重	kN/m <sup>3</sup>	20.6	21.6	---
楊氏模數	kPa	7840	8820	29400
柏松比		0.3	0.3	0.2
有效凝聚力	kPa	24.5	29.4	98
有效摩擦角	度	31	32	30
膨脹角	度	2	0	0

#### 4.1.2 現地土壤試驗成果

因現有報告並無進行水力力學耦合分析所需之完整參數，尤其是非飽和滲透係數及衍伸莫爾庫倫破壞準則之強度參數，因此本計畫於現地取得表土，於室內以控制相同孔隙比之重模式體進行相關試驗，現地取得土樣其粒徑分布如圖 4.3 所示，現地含水量為 24% 時，總體單位重為  $18 \text{ kN/m}^3$ ，上邊坡指圖 4.1 中 BH-04 所在，下邊坡為 BH-03 旁土樣，兩處粒徑分布相近，土樣 Atterberg limits 為  $LL=39$ 、 $PL=28$ ，USCS 分類為 ML。以壓力鍋進行現地重模土樣之浸潤(wetting) SWCC 如圖 4.4 所示，以 van Genuchten 模式擬合參數如表 4-3 所列，殘餘體積含水量( $\theta_r$ )採用典型粉土數值。以重模視體進行三軸飽和透水試驗，所得之飽和滲透係數( $k_{sat}$ )為  $1.2 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ 。

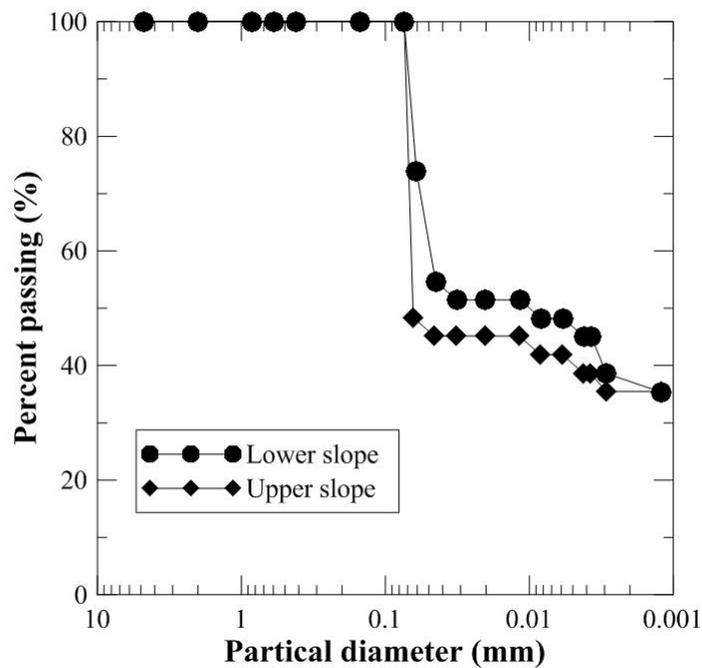


圖 4.3 現地土壤粒徑分布圖

非飽和土壤強度參數則以非飽和壓密排水單剪進行，包括飽和壓密排水單剪及基質吸力 25 kPa 下非飽和壓密排水單剪，飽和壓密排水單剪結果如圖 4.5 所示，定義剪應變達 15% 時之剪應力為破壞強度，現地土壤之有效凝聚力( $c'$ )為 2.46 kPa，有效摩擦角為  $17.3^\circ$ 。基質吸力 25 kPa

下非飽和壓密排水單剪試驗結果如圖 4.6 所示，其視凝聚力(ct)為 4.51 kPa，摩擦角為 17.7°，依據土壤衍伸莫爾-庫倫破壞準內，求得基質吸力引致土壤強度參數  $\phi^b$  為  $\phi^b = \tan^{-1}\left(\frac{4.51-2.46}{25}\right) = 4.69^\circ$

表 4-3 van Genuchten (1980) 模式擬合參數

$\theta_s$ (%)	$\theta_r$ (%)	$\alpha$	m	n
43.5	6.1	0.1	0.99	1.11

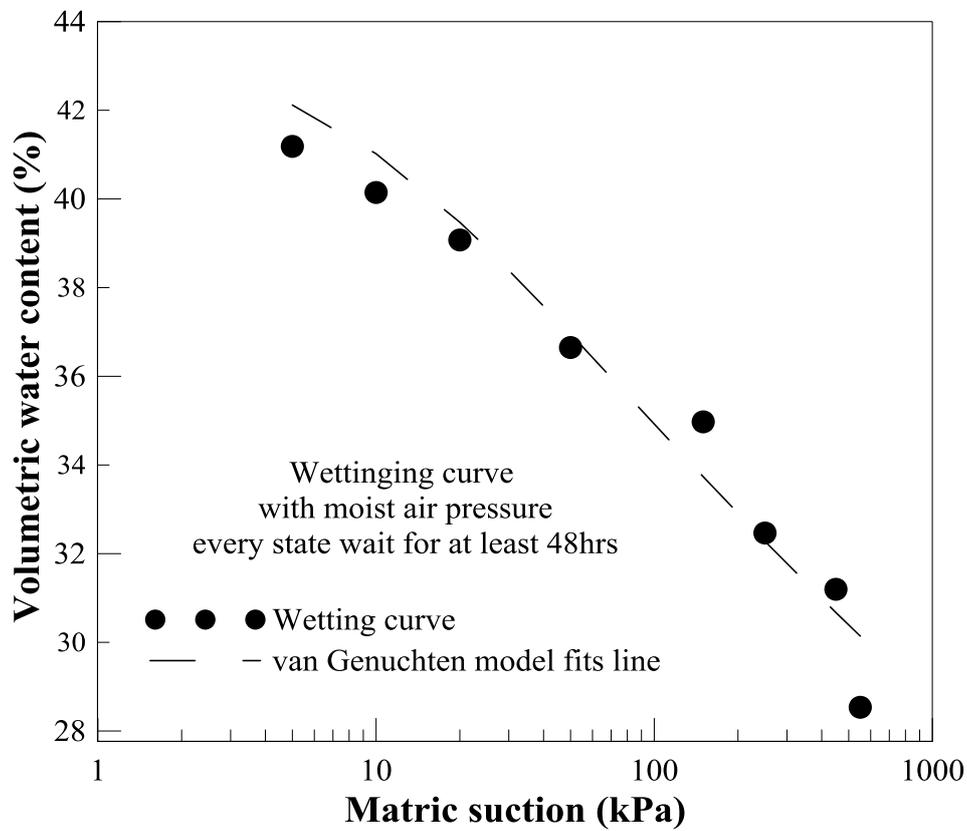


圖 4.4 現地重模土樣土水特徵曲線

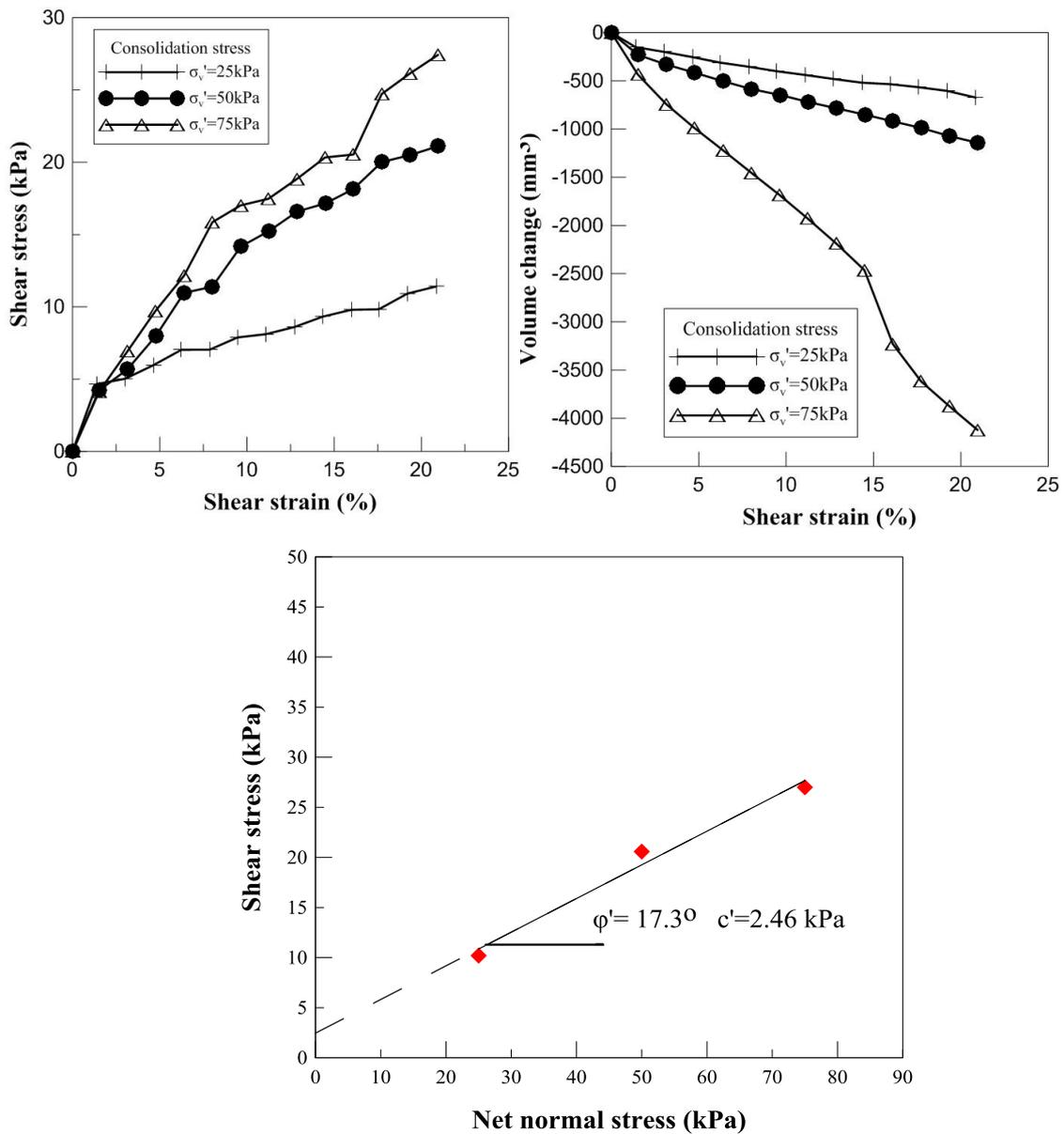


圖 4.5 飽和壓密排水單剪結果

## 4.2 無線監測模組成果

本研究於 2016/06/23 日於高雄甲仙攔河堰旁邊坡裝設二支土層監測模組(ID02 及 ID05)，並於甲仙攔河堰管理中心安置接收模組(ID00)，以 4G 無線網路進行資料回傳，其 ID 為統一以節點(Node)編號進行命名。監測點與接收點相對位置如圖 4.7 所示，ID02 裝置於 BH-03 旁，ID05

裝置於 BH-04 旁，監測點 N02 與 N05 安裝情況與方位相關資訊如圖 4.8 及 4.9 所示，監測點主要朝北偏東 65 度之方向，其安裝過程需注意監測模組保持水平避免造成量測誤差，另於近地表面回填皂土於無線監測模組桿身四周，避免降雨滲流直接沿桿身入滲影響入滲監測成果。

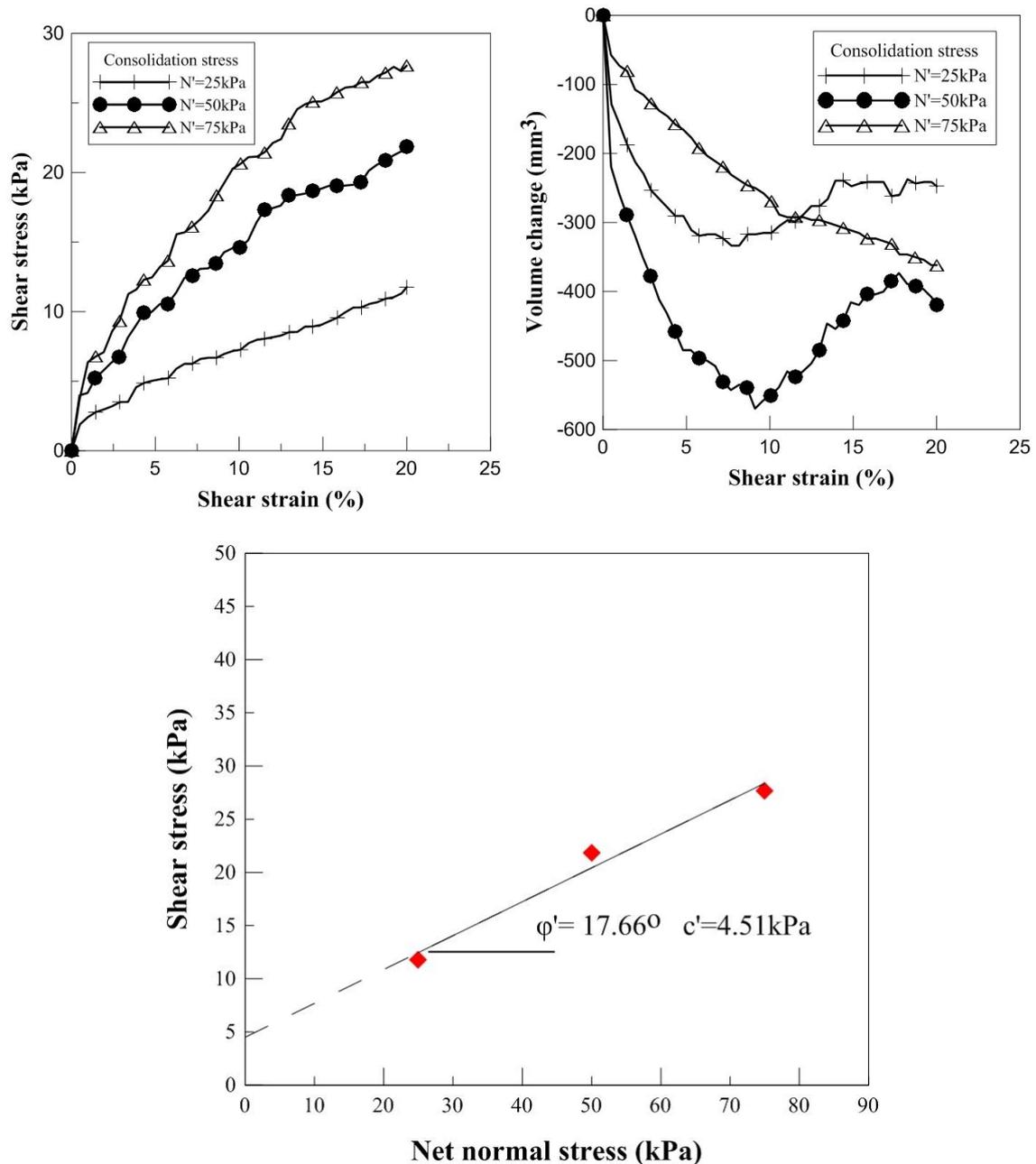


圖 4.6 基質吸力 25 kPa 時非飽和排水單剪結果



圖 4.7 高雄甲仙攔河堰邊坡無線監測模組安裝位置



圖 4.8 監測點 ID02 安裝情況與相關方位資訊

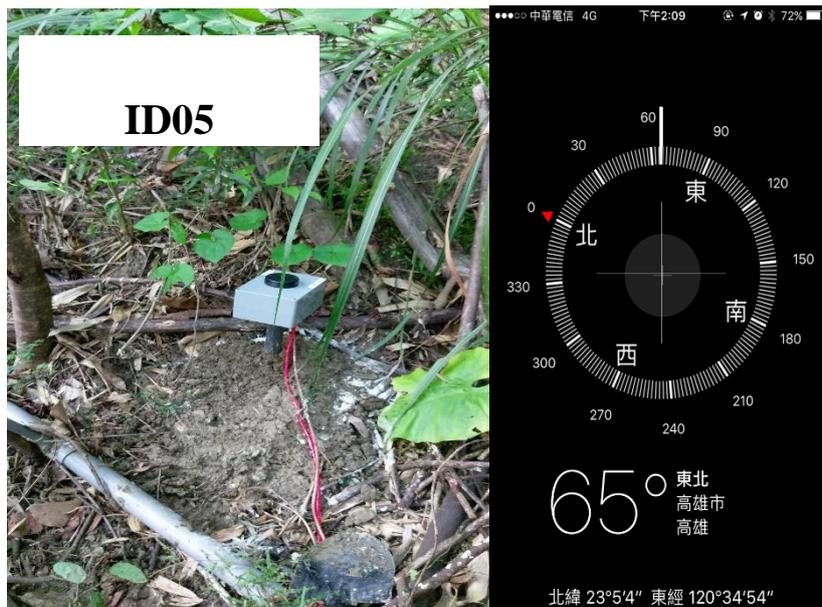


圖 4.9 監測點 ID05 安裝情況與相關方位資訊

本場址於本年度計畫執行期間進行過不同組件更換與升級，為延長電源使用期間，兩組監測模組均更換為 20W 太陽能板及 40AH 鉛蓄電池，目前配置如圖 4.10 所示，此更換可使系統運作超過 60 日以上。

系統安裝後已經歷兩次以上颱風，自 2016/09/1~2016/10/31 期間 ID02 與 ID05 之監測結果與氣象局甲仙站雨量資料如圖 4.11 及 4.12 所示，其共同趨勢為淺層體積含水量( $V_w/V_s$ ； $V_w$  為水體積， $V_s$  為顆粒體積)較深層為低，淺層土壤均無顯著運動。但下邊坡模組 ID02 因位於修復之擋土牆後方回填土層，因此其反應與降雨較為吻合，而 ID05 則位於原有崩積層，其土層厚度僅約 2 m，因此深層土壤常處於高含水量，與降雨較無關聯，因兩測點土層與排水邊界不同，需分開討論。

ID02 於梅姬(Megi)颱風期間之分層體積含水量與時雨量歷時如圖 4.13 所示，其深層含水量先上升，而淺層含水量在約 4 小時後亦達到飽和，淺層飽和前其體積含水量剖面變化如圖 4.14 所示，淺層含水量於 5 min 左右達到幾乎飽和，此與入滲分析並不一致，推測其應為地下水位上升引致。



圖 4.10 監測點 ID02 現況

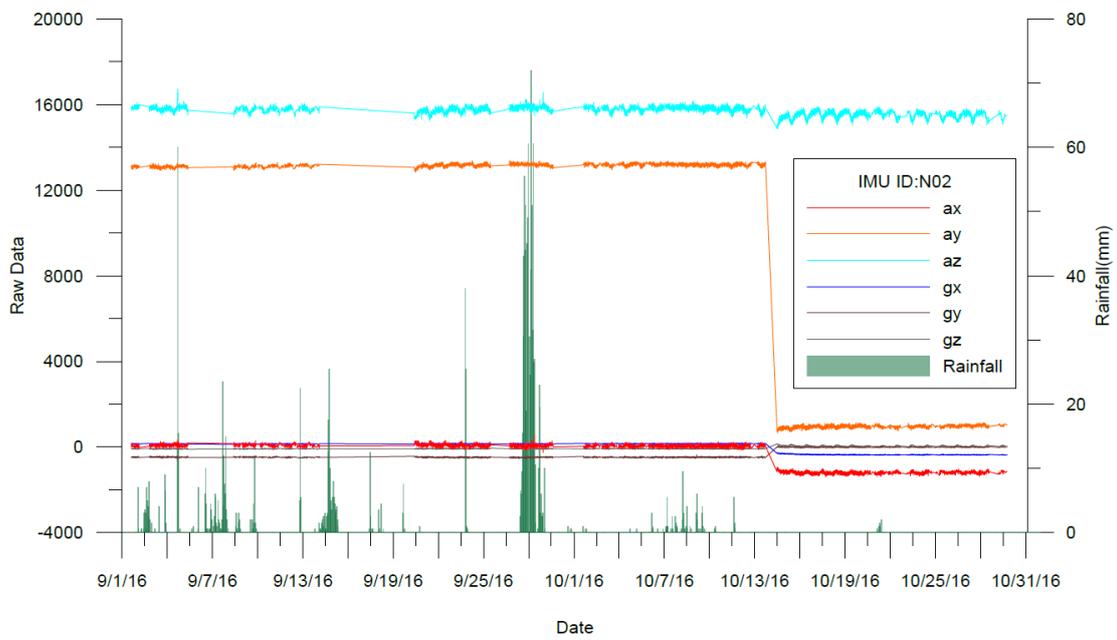
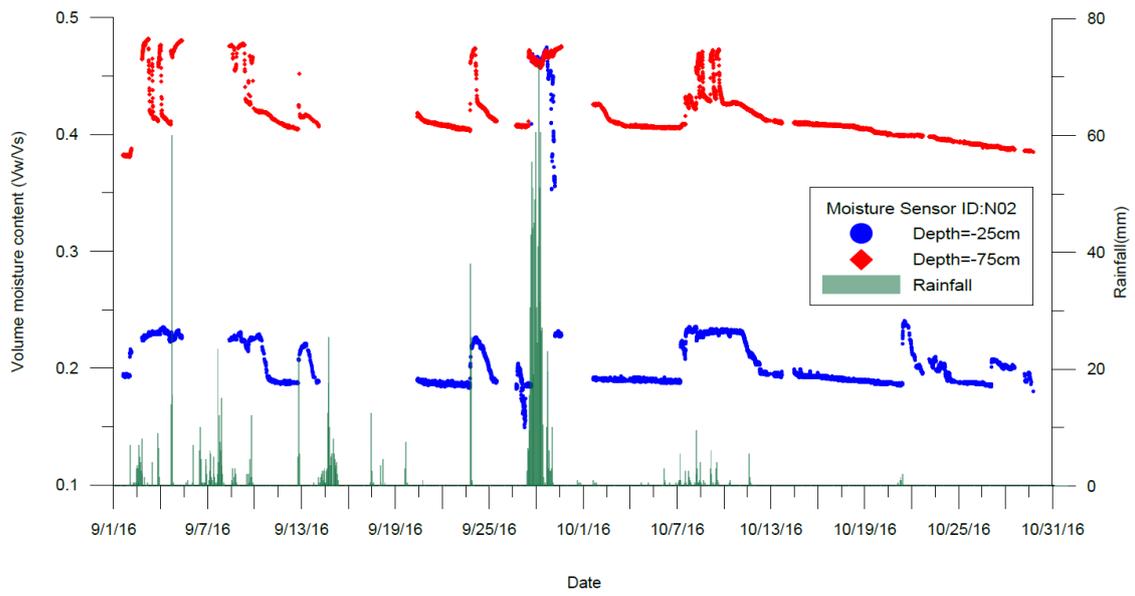


圖 4.11 監測點 ID02 觀測紀錄與雨量分布

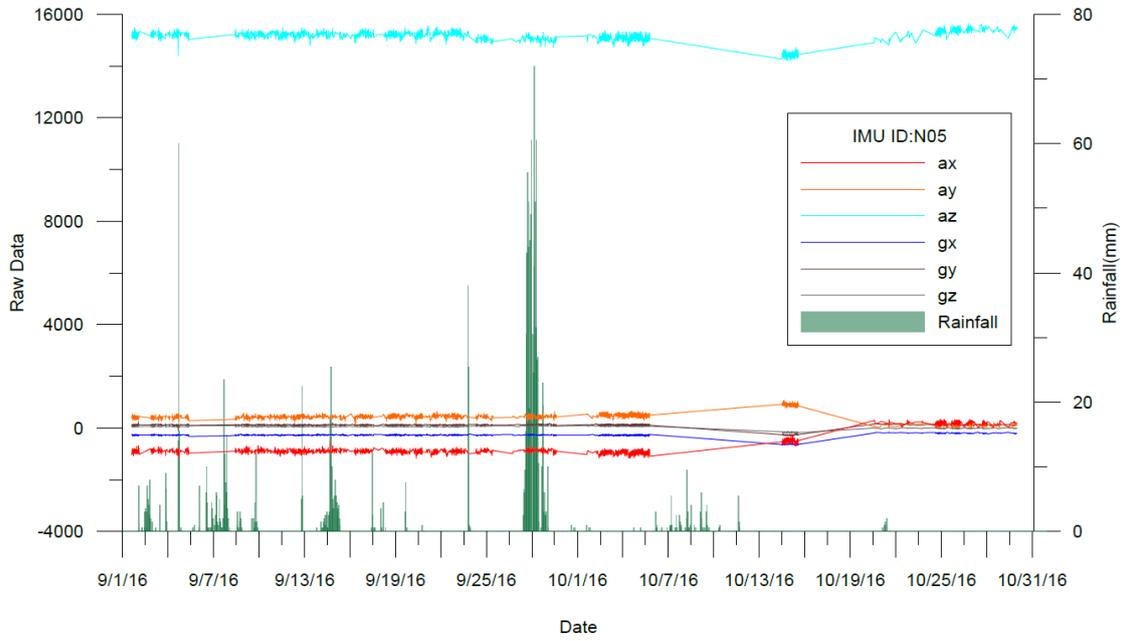
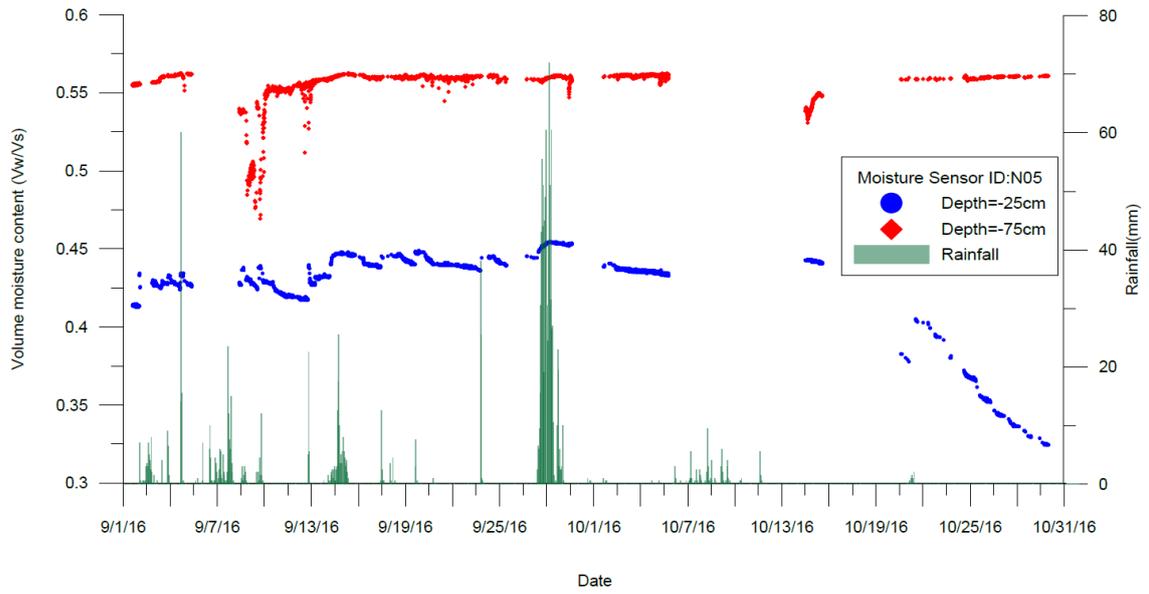


圖 4.12 監測點 ID05 觀測紀錄與雨量分布

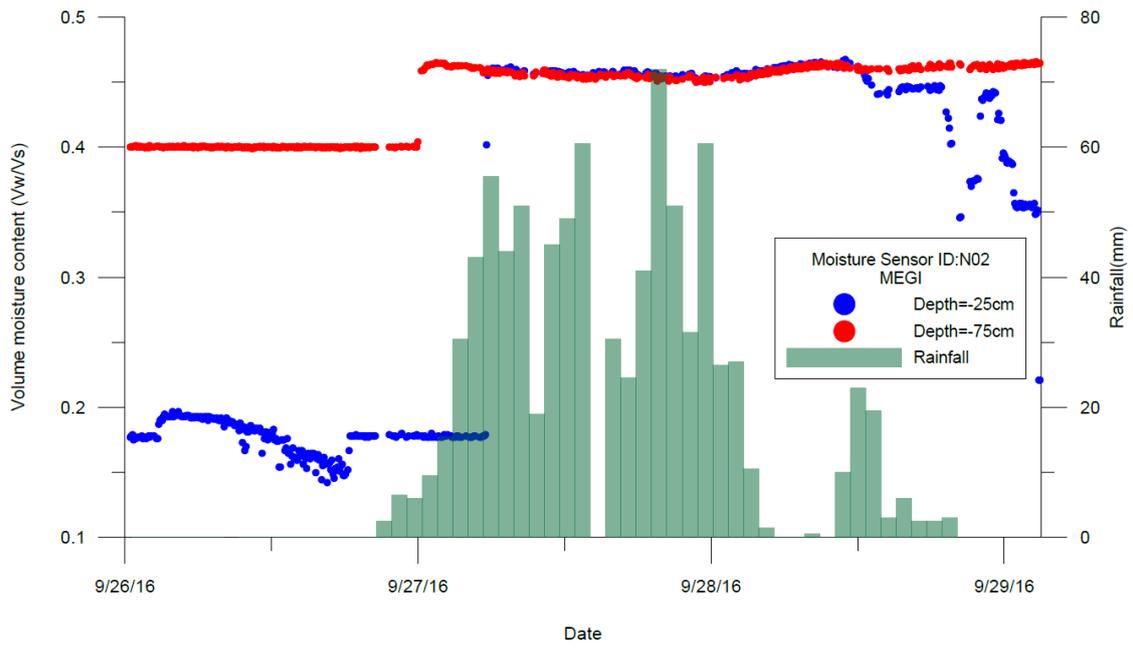


圖 4.13 Megi 颱風期間 ID02 觀測紀錄與雨量分布

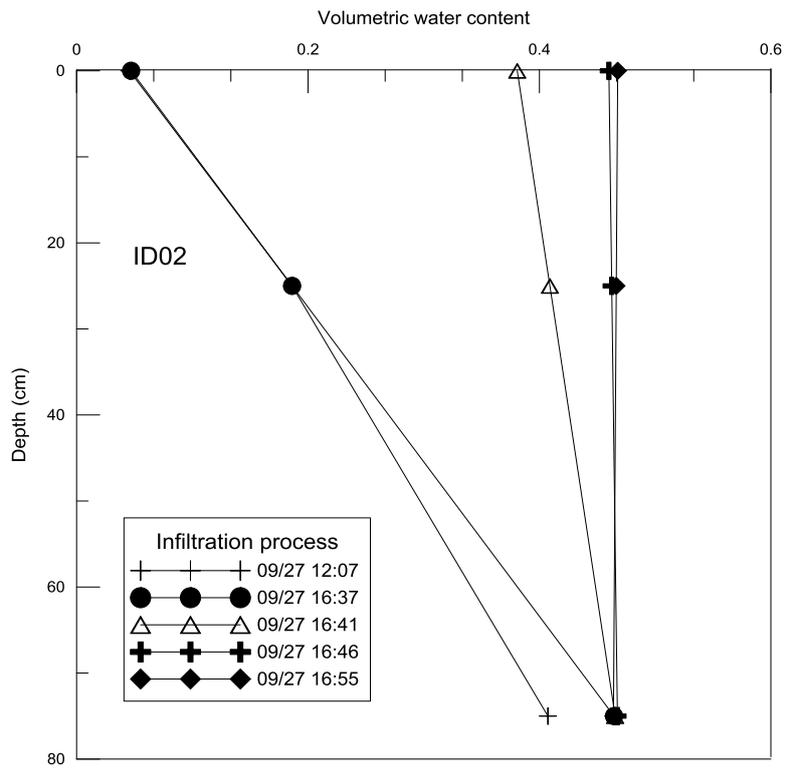


圖 4.14 Megi 颱風期間 ID02 體積含水量剖面變化

ID05 於梅姬(Megi)颱風期間之分層體積含水量與時雨量歷時如圖 4.15 所示，深層含水量因土層厚度僅約 2m，因此降雨前即達到近乎飽和狀態，但淺層其變化則與降雨強度與分布吻合，ID05 體積含水量剖面變化如圖 4.16 所示，以此可作為現地以瞬時剖面法(In situ instantaneous profile method) (Watson, 1966)推估土層滲透係數之數據，初步計算土層現地滲透係數約為 $5 \times 10^{-6}$  cm/s，為典型粉土範圍，且因此狀態含水量較高，接近飽和狀態滲透係數，與三軸定水頭試驗結果在相同數量級。圖 4.17 為 2016/09/13~2016/09/25 期間之監測記錄，此期間其變化模式具相同模式，顯示監測模組資料準確性應可接受。

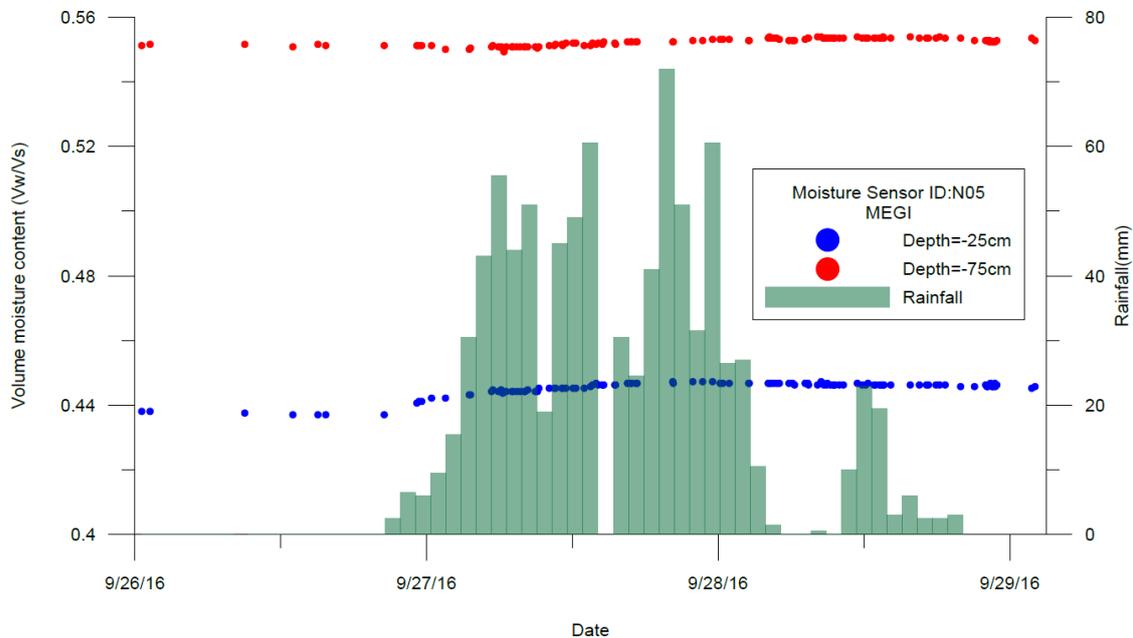


圖 4.15 Megi 颱風期間 ID05 觀測紀錄與雨量分布

此場址監測模組於 2016/10/14 日增加高精度單向傾斜儀量測，連續觀測結果如圖 4.18 所示，其中 ID05 部分資料因資料傳輸遮蔽而缺失，但 ID02 則有連續紀錄，且降雨期間有微小反應，此推測為表土暫態反應，整體而言現有模組功能已達計畫執行設定目標。

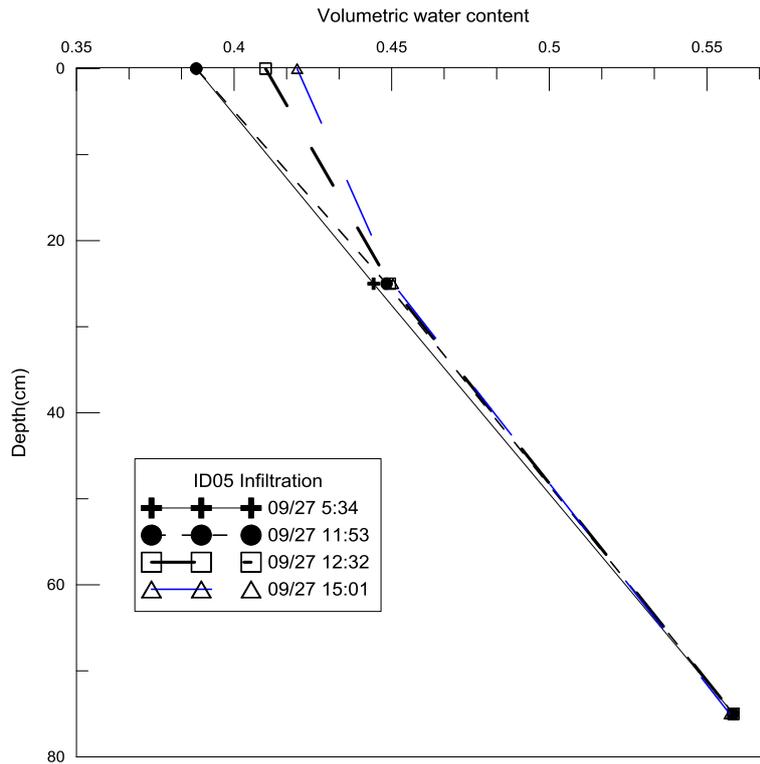


圖 4.16 Megi 颱風期間 ID05 體積含水量剖面變化

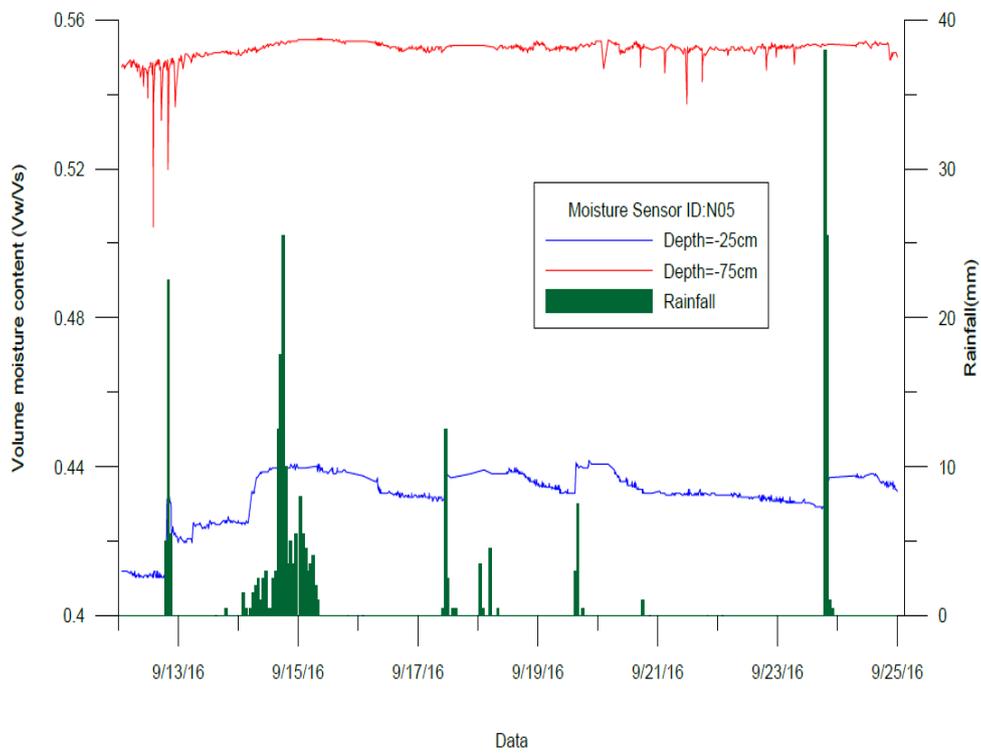


圖 4.17 ID05 連續觀測紀錄與雨量分布

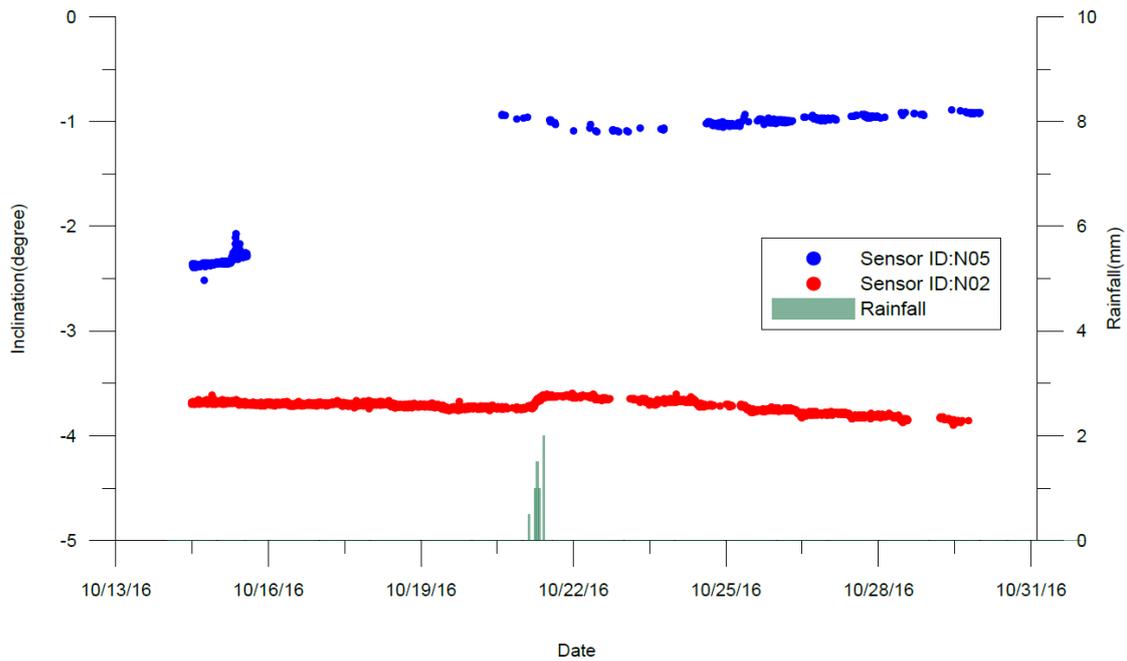


圖 4.18 監測點 ID02 單向傾角連續觀測紀錄與雨量分布

### 4.3 二維水力力學耦合穩定分析

為進行非飽和土層水力力學耦合分析，本研究以 FLAC 程式中之兩相流模組(two-phase flow module)進行非飽和滲流分析，並開啟力學分析功能，於暫態滲流分析過程中同步進行力學計算，以有限差分型式進行非線性大變形模擬，且力學計算中考慮非飽和土壤基質吸力改變對有效應力之影響，更新土壤彈性參數及強度，適切模擬非飽和土層邊坡因降雨引致之破壞過程模擬。

分析時以修正之 Mohr-Coulomb 彈塑性組構模式，考慮土壤剪力強度( $\tau^{\max}$ )為:

$$\tau^{\max} = (\sigma - u_a) \tan \phi + S_w (u_a - u_w) \tan \phi + c' \dots\dots\dots (4.1)$$

式中  $S_w$  為水之飽和度，基質吸力( $u_a - u_w$ )以  $P_c$  代表，其與水飽和度之關係以 van Genuchten (1980)建議之關係式表示如下:

$$P_c(S_w) = P_0 (S_e^{-1/a} - 1)^{(1-a)} \dots\dots\dots (4.2)$$

式中  $a$  為土壤常數， $S_e$  為有效飽和度，其定義為：

$$S_e = \frac{S_w - S_r}{1 - S_r} \dots\dots\dots (4.3)$$

式中  $S_r$  為土壤殘餘飽和度，低於此值土壤水力與力學特性不再變化； $P_0$  參考基質吸力，其值為：

$$P_0 = \frac{\rho_w g}{\alpha} \dots\dots\dots (4.4)$$

式中  $\rho_w$  為水之密度， $\alpha$  為土壤常數。

非飽和滲透係數亦以常用之 van Genuchten (1980) 準則表示，其與相對飽和度之關係為：

$$k_r = S_e \left[ 1 - (1 - S_e^{(1-a)})^a \right]^2 \dots\dots\dots (4.5)$$

式中  $k_r$  為相對滲透係數，不同飽和度之滲透係數( $k(S_e)$ ) 與飽和滲透係數  $k_{sat}$  為：

$$k(S_e) = k_r * k_{sat} \dots\dots\dots (4.6)$$

研究場址分為崩積層(Colluvium)及基岩(Bedrock)，相關水力參數如表 4-4 所示，力學參數則參考表 4-2 及單剪試驗結果。以圖 4.19 所示之網格，選用之力學邊界為兩側垂直邊界於水平向固定，底部則為雙向固定。水力邊界則以底部為滲流邊界，坡頂表面設為保持飽和狀態並固定其孔隙水壓力為 0，初始基質吸力為表 4-4 之 Pc 值，初始飽和度為崩積層之平均值，以此初始與邊界條件進行水力力學耦合模擬，分析時監測上下邊坡交界處不同深度之反應。

表 4-4 非飽和水文參數

參數	Colluvium	Bedrock	意義
Porosity	0.44	0.1	孔隙率
$k_{sat}$ (m/s)	1.2e-8	1e-12	飽和滲透係數
fmodulus (Pa)	2e9	2e9	水體積模數
saturation	0.54	0.54	初始飽和度
Vga	0.1	0.1	VG parameter a
Vgpcw	0.5	0.5	VG water parameter b
Vgpncw	0.5	0.5	VG air parameter
vgp0 (Pa)	15000	15000	VG P0
Pc (Pa)	-45203	-45203	初始 From Pc(Sw)

模擬初始階段孔隙水壓及水分子流動向量如圖 4.20 所示，水由表層開始以垂直向下流動進行入滲(infiltration)及滲漏(percolatation)，不同深度土層基質吸力降低，當土層飽和後其基質吸力為 0 並產生正的孔隙水壓力，其值與深度相近，來源為靜水壓，第二階段為當飽和土層達到一定厚度後開始產生約略平行坡面之滲流，此時孔隙水壓因滲流大幅增加，ID05 位置不同深度孔隙水壓時間歷時如圖 4.21 所示，此時孔隙水壓因滲流而大幅增加，且此時因孔隙水壓增加導致土體產生顯著運動，此可由 ID05 地表位移與傾角歷時(如圖 4.22 所示)與不同深度達到飽和時產生對應之運動量得到驗證。分析結果顯示，使用現有使用參數及地質模型，上邊坡 ID05 預測於持續降雨入滲下於  $2.2 \times 10^5$  秒(約 2.54 日)產生滑動，且此時土層均達到飽和，且地表於  $1.5 \times 10^5$  秒(約 1.6 日)前開始有顯著傾角變化，且傾角為先正(順時針)後負，此因滑動面由淺層轉為深層，深層滑動量較大時淺層所測之角度轉為逆時針。

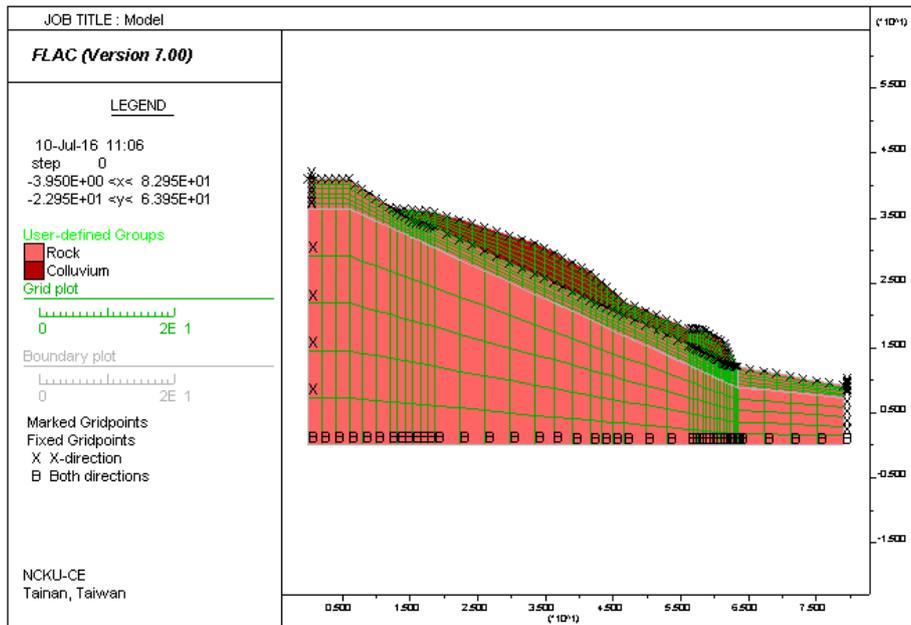


圖 4.19 數值分析模型



圖 4.20 入滲開始 900 秒後孔隙水壓分布與流動向量

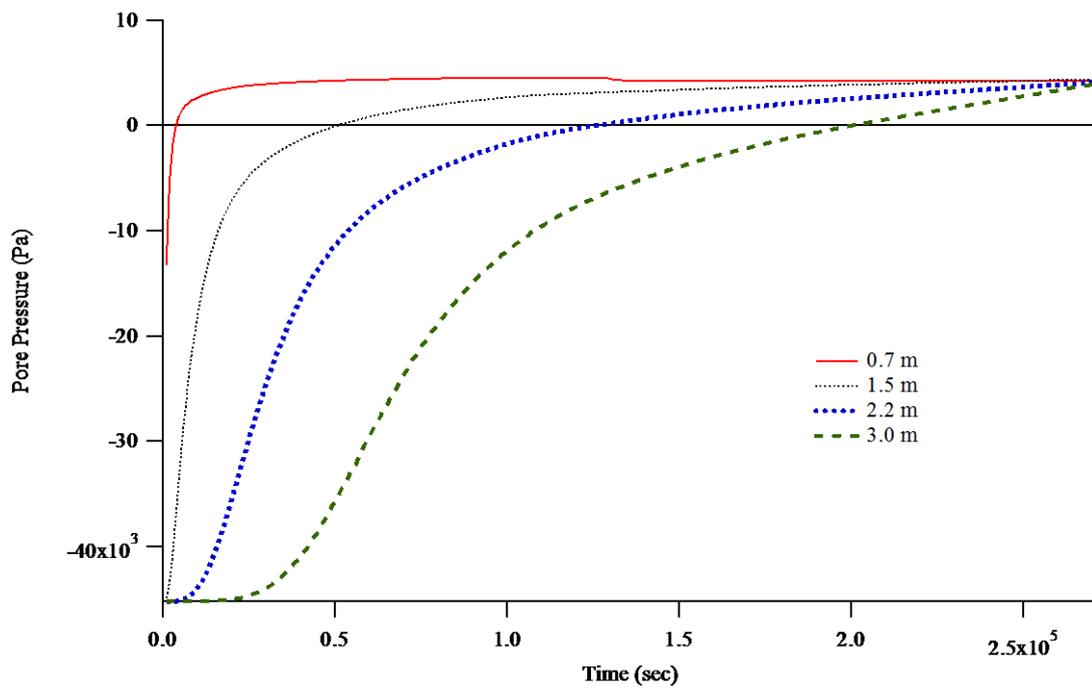


圖 4.21 ID05 位置預測孔隙水壓歷時

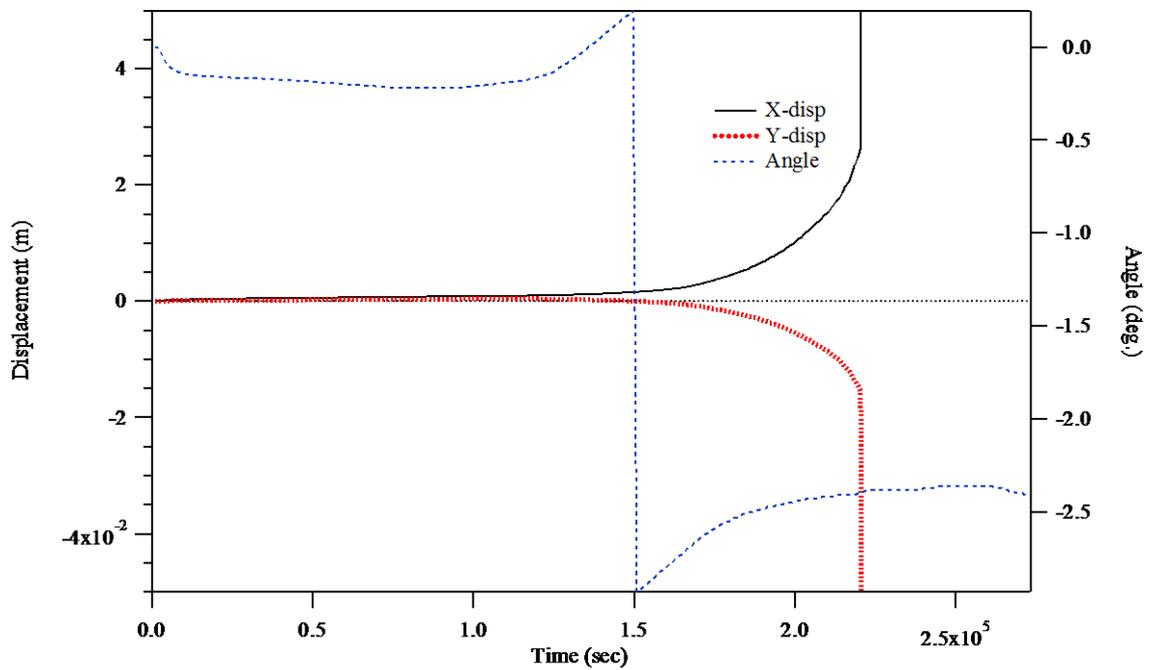


圖 4.22 ID05 位置預測地表運動歷時

#### 4.4 客製化邊坡依時預警

客製化邊坡預警系統可分為無限邊坡及二維水力力學分析，無限邊坡之依時預警以第二章模型試驗之試驗條件(表 2-3)為例，其不同時間之水頭分佈及破壞包絡線如圖 4.23 所示，破壞發生於地表飽和後 42 小時，滑動面深度為 1.5m，基質吸力與體積含水量之關係可由實驗結果(公式 3.20)或 VG model(公式 4.2 及 4.3)推估，在 0.75m 深度，以公式 3.20 推估之破壞過程體積含水量依時變化如圖 4.24 所示，由破壞時間(42 hr)往前推算可決定不同時間所對應之體積含水量，若以破壞前 24 小時為預警時間，則所對應之體積含水量為 0.22，可由現地於 0.75m 量測之含水量作為發布預警作為之依據，而不同階段預警值亦可由圖 4.24 推估。

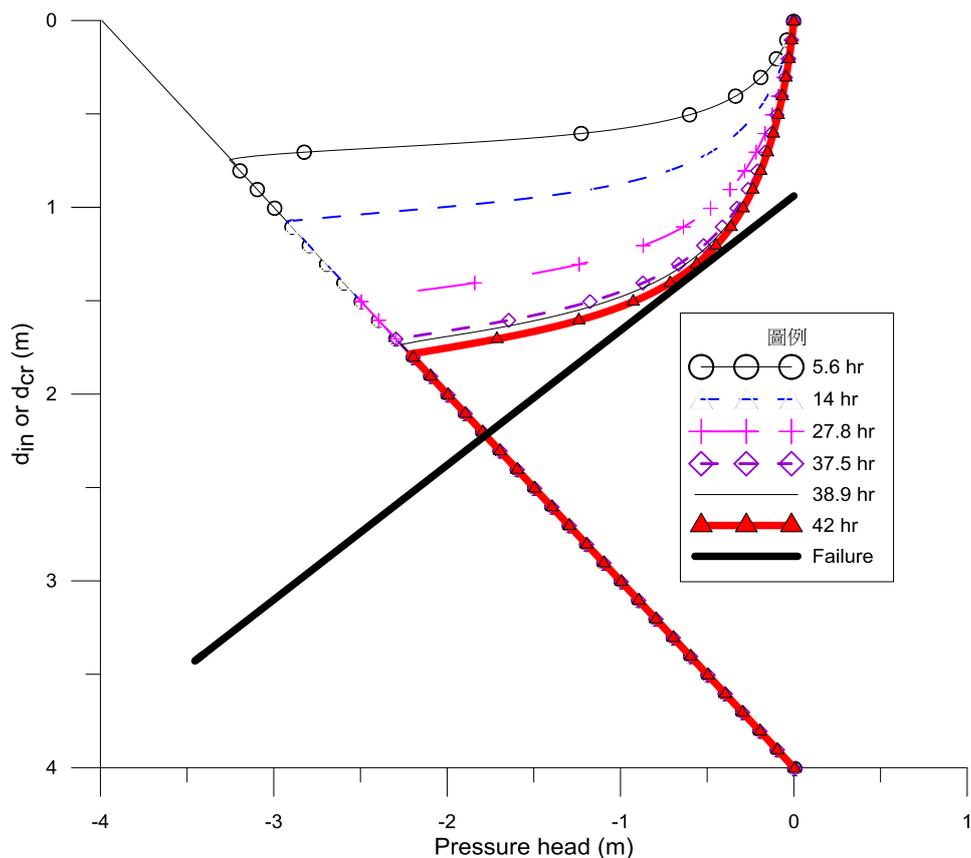


圖 4.23 室內模型試驗壓力水頭與破壞包絡線

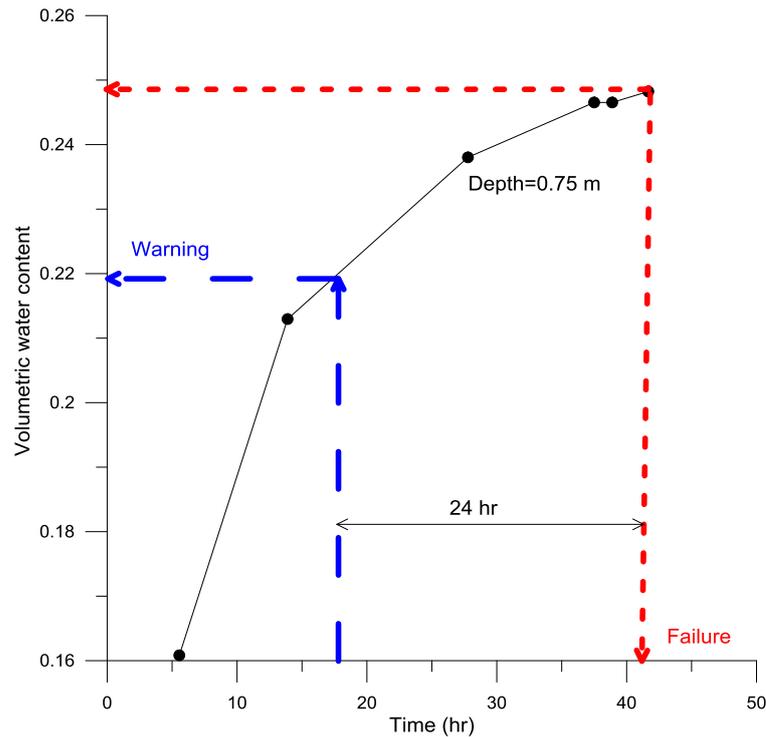


圖 4.24 深度 0.75 m 體積含水量變化及依時預警概念

而二維案例以甲仙場址上邊坡為例，由圖 4.21 及 VG model(公式 4.2 及 4.3)可推估其體積含水量變化，深度 1.5m 處含水量歷時如圖 4.25 所示，推估破壞時間為 61 小時，因此往前推算 24 小時所對應之體積含水量為 0.52，因此時已接近飽和，因此其數值較不可靠，此乃因所選場址土層厚度僅約 2.5m，破壞型態較接近平行滲流引致之深層滑動，但由地表傾度觀測結果(如圖 4.26 所示)，滑動破壞前 24 小時其地表傾角開始顯著變化，因此此類邊坡較適宜以地表傾角作為訂定依時預警之物理量。

由無限邊坡與二維分析結果顯示非飽和水力分析中之滲透係數對破壞時間預測具有重要影響，但是此類參數求取不易，且會受降雨前地下水位或基質吸力大小之影響，因此相當複雜，而解決途徑之一為於降雨時進行現地監測水分變化，由其表層入滲流況推估，並可據以更新破壞時間推估曲線，此為無線監測模組所具有之功能。

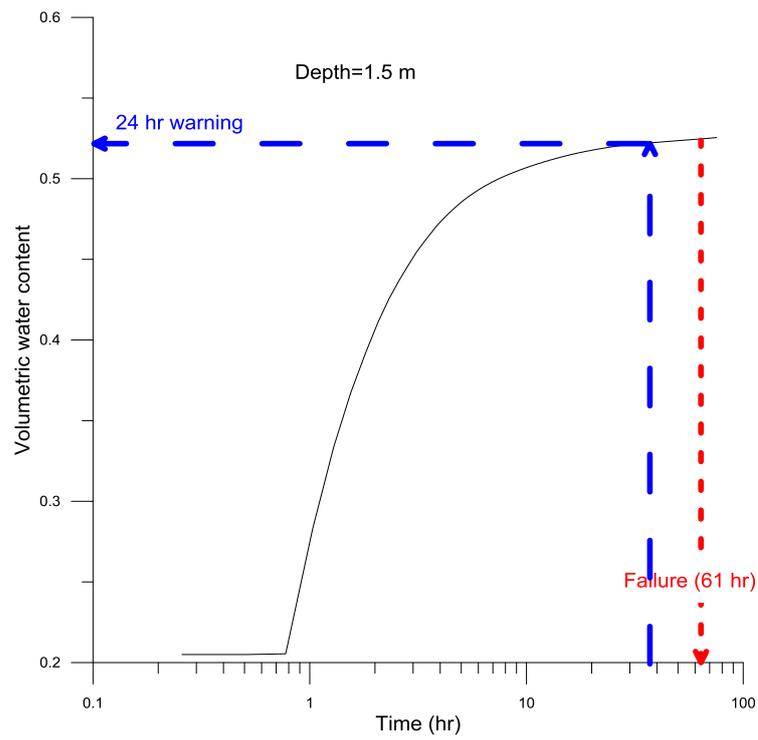


圖 4.25 甲仙上邊坡深度 1.5 m 體積含水量變化依時預警概念

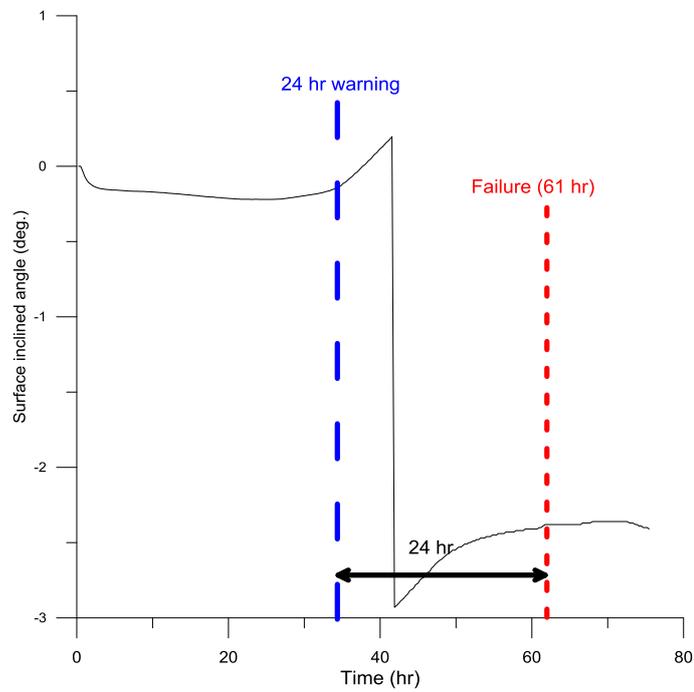


圖 4.26 甲仙上邊坡表面傾角變化依時預警概念

若現地符合無限邊坡條件，則可由現地土層參數及量測推估之滲透係數推估滑動深度及滑動之時間。若現地須進行二維分析，則由初期以合理假設之參數進行耦合分析，求得地表傾角與運動量分佈，作為無線監測模組安裝位置之依據，安裝時依滑動面選取包括最大運動及無顯著反應處，由初期無顯著破壞之監測值可先進行模式修正，雨季時由即時表層入滲及運動量據以修正依時預警歷時曲線及滑動面位置，相關不同階段之門檻值可由管理單位需求進行後續制定。由相關耦合分析結果顯示，以表層入滲行為與表層運動量監測推估破壞過程理論上可行，相關表層無線監測模組可依此成果進行硬體規劃。相關理論於模型與數值分析均已得到驗證，此架構應具一定之可信度。

## 第五章 移動式振動檢測模式驗證

### 5.1 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)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。

### 5.1.1 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」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)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。

### 5.1.2 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，本研究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(例如若執行研究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，本研究擬比較南雲大橋第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5.1所示。目前兩個墩柱均有沖刷現象，如圖5.2所示，其中，第14號墩柱的沖刷現象較為明顯(如圖5.3所示)，因此，此二墩柱的試驗結果可以提供參考。

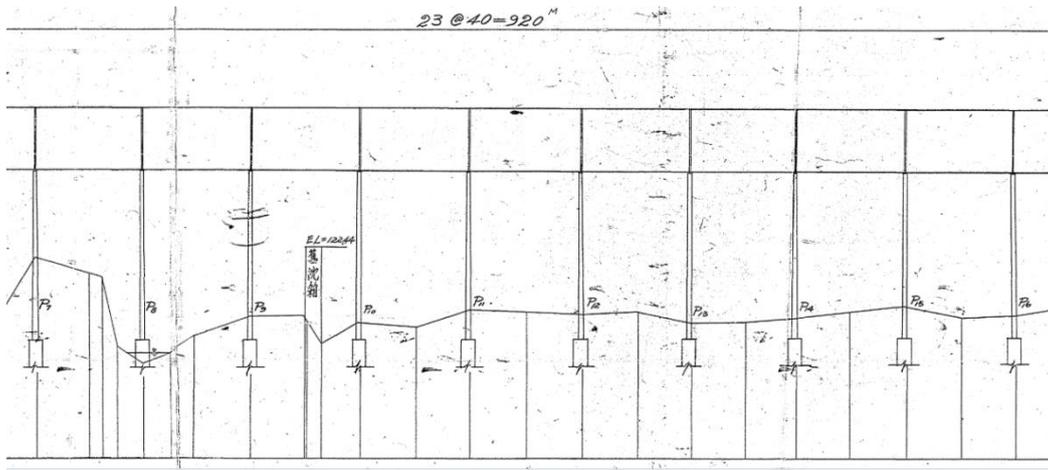


圖 5.1 南雲大橋墩柱 9 到墩柱 16 之立面圖



圖 5.2 南雲大橋 9 號墩柱沖刷現況



圖 5.3 南雲大橋墩柱 14 冲刷現況

根據以上考量，本研究將應用本所100年度建立之「移動式振動檢測模式」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，以下說明本研究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研究。

首先，本研究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年本所「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」)

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，本研究團隊於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年本所「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」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5-1所示。

表5-1 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年本所「移動式橋梁振動檢測及訊號分析與傳輸通報系統」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5-2所示。

表5-2 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，本研究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，以利相關後續研究之分析。
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，本研究目前選擇苗栗「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。

### 5.1.3 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。

#### 5.1.3.1 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5-3及5-4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5-5及5-6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5-7與表5-8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5-3~至表5-8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5-3 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5-4 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5-5 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5-6 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5-7 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5-8 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

**5.1.3.2 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5-9及5-10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5-11及5-12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5-13與表5-14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5-9 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5-10 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5-11 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5-12 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5-13 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5-14 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5-15及5-16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5-17及5-18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5-19與表5-20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5-15 南雲大橋帽梁 (pier 14)之傅氏頻譜

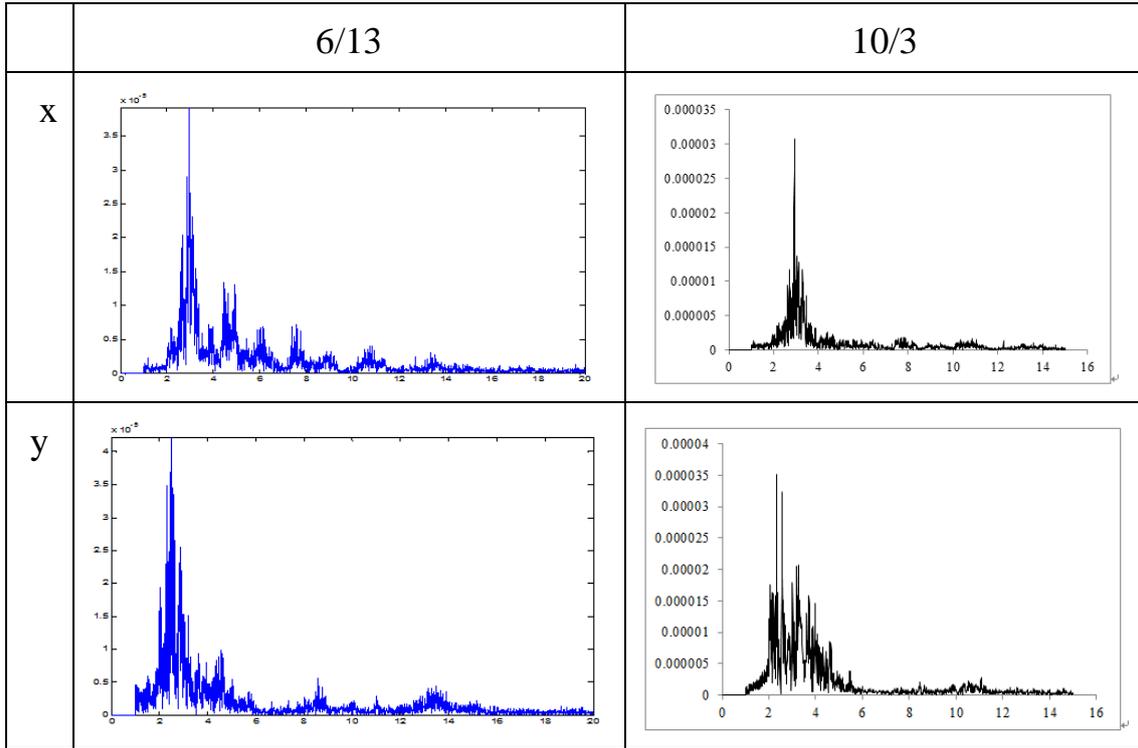


表5-16 南雲大橋帽梁 (pier 9)之傅氏頻譜

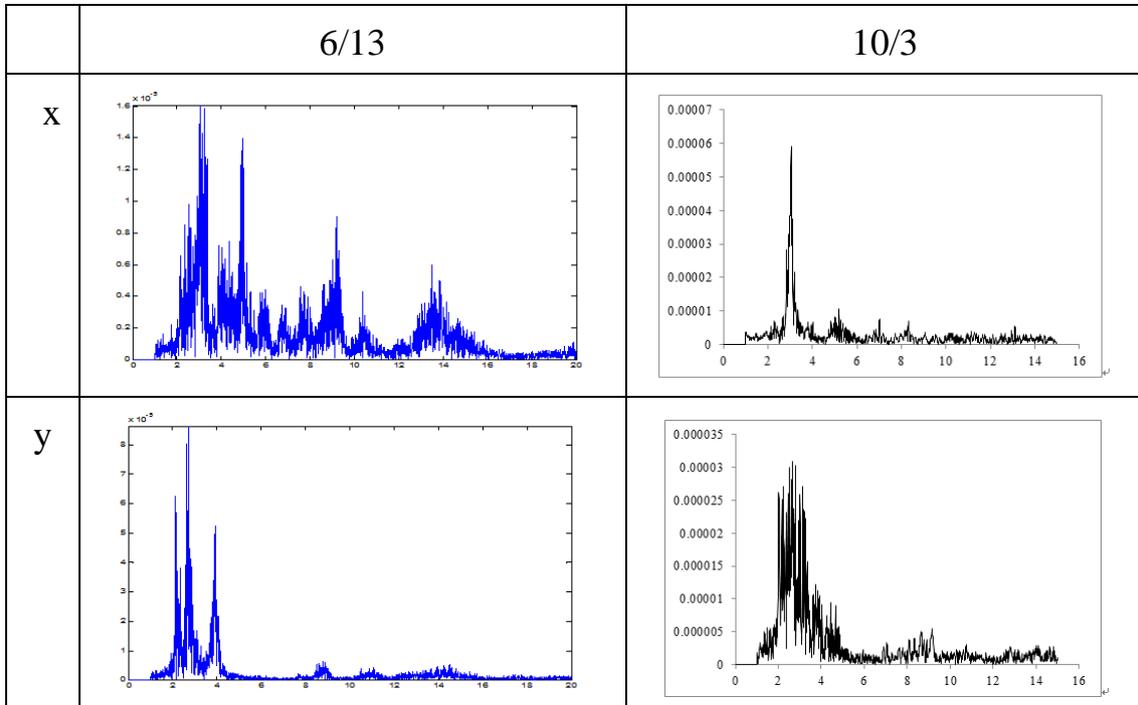


表5-17 南雲大橋橋面板 (pier 14)之傅氏頻譜

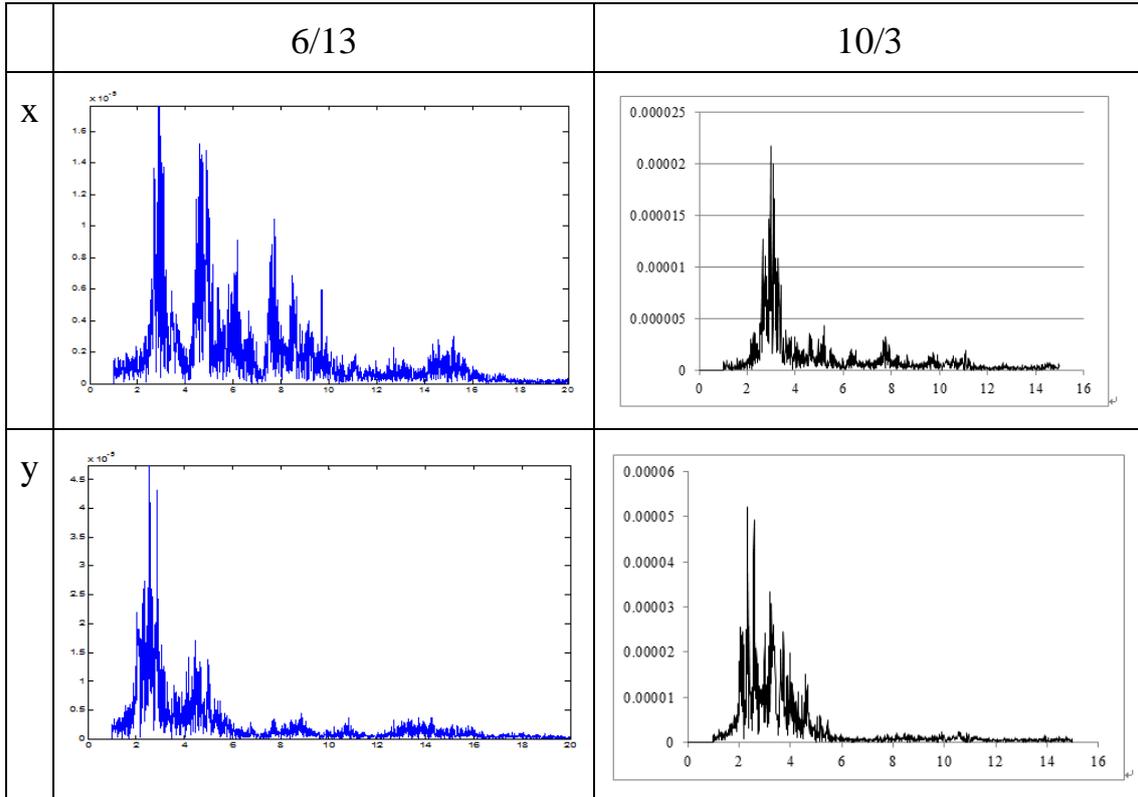


表5-18 南雲大橋橋面板 (pier 9)之傅氏頻譜

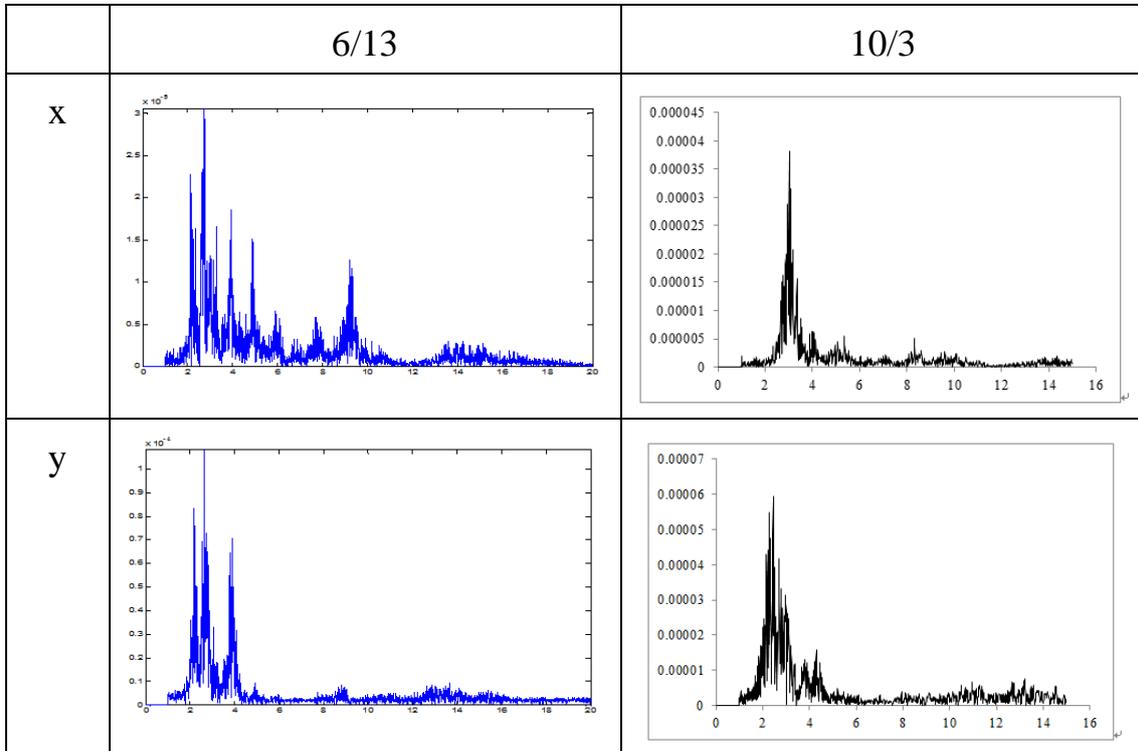


表5-19 尖山大橋帽梁之傅氏頻譜

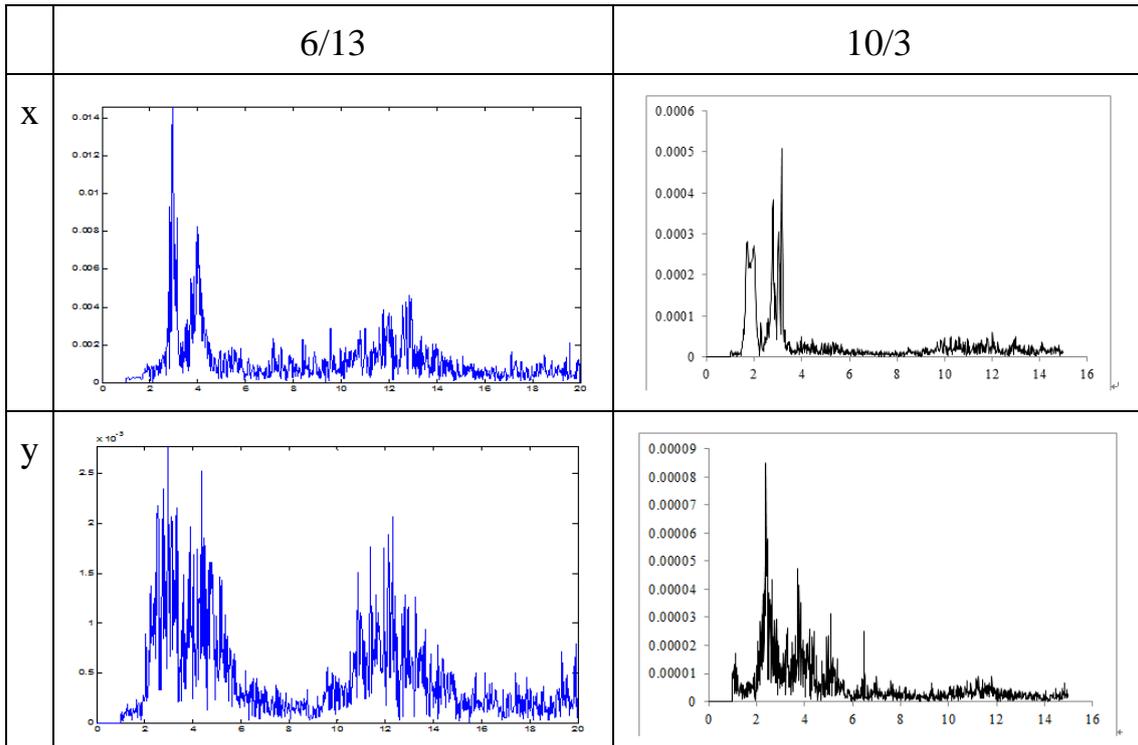
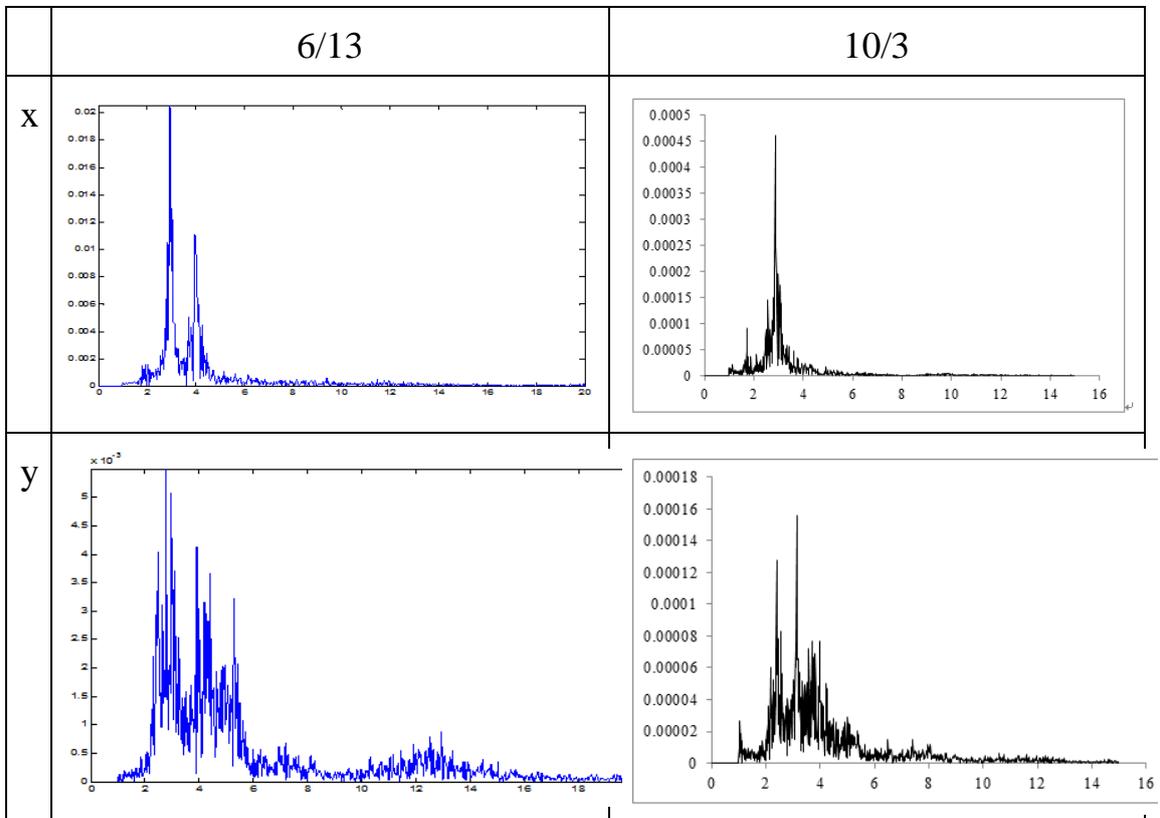


表5-20 尖山大橋橋面板之傅氏頻譜



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。

### 5.1.3.3 移動式量測中橋面板所取的頻率之分析

本研究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5.1.3.2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，本研究所選的現地量測橋梁均不具有功能性支承墊。除此之外，本研究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5-21至表5-23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5-21 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5-22 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5-23 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

#### 5.1.3.4 橋址處地表面頻率之量測

圖5.4與圖5.5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。

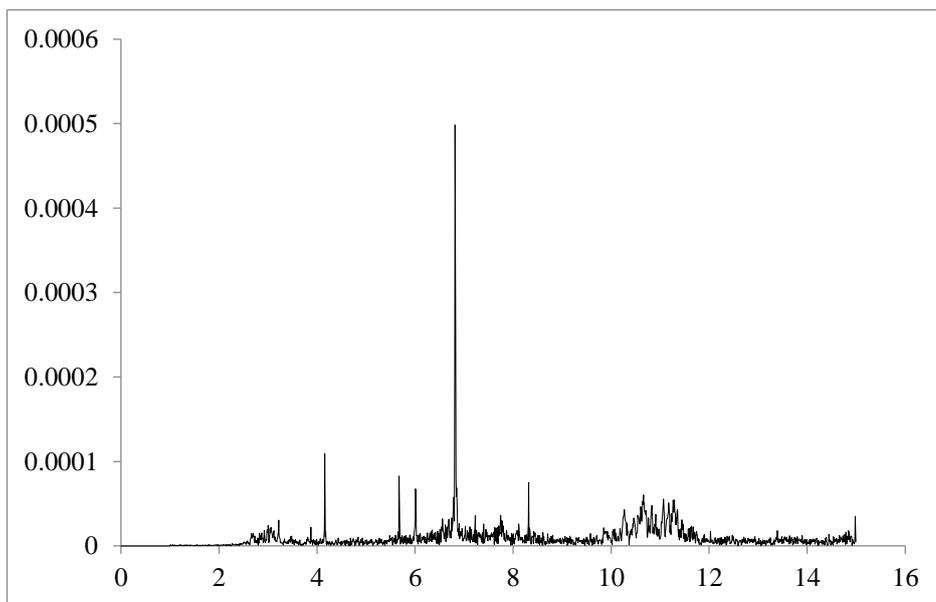


圖 5.4 南雲大橋河床處的傅氏頻譜

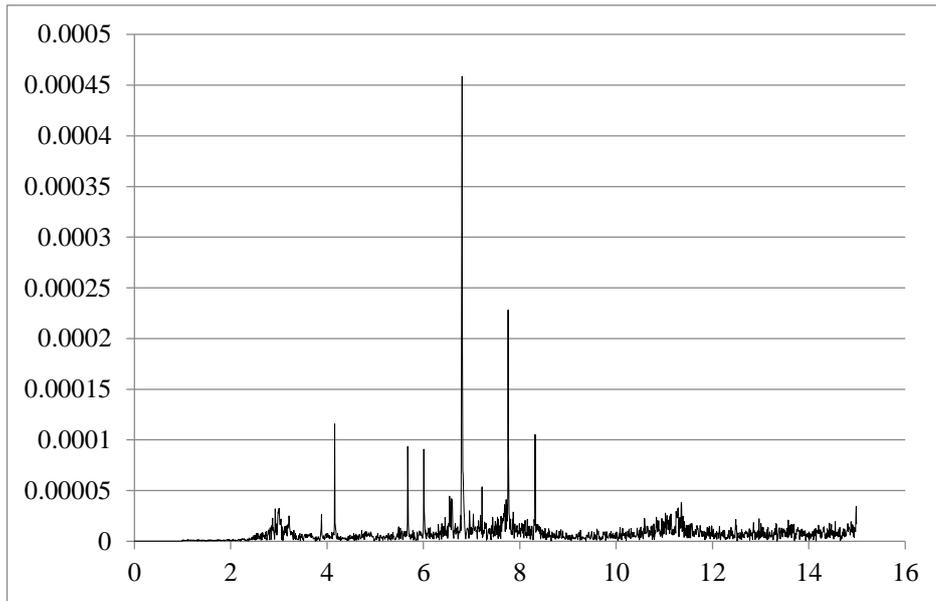


圖 5.5 南雲大橋河岸處的傅氏頻譜

#### 5.1.4 本研究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 5.6)。

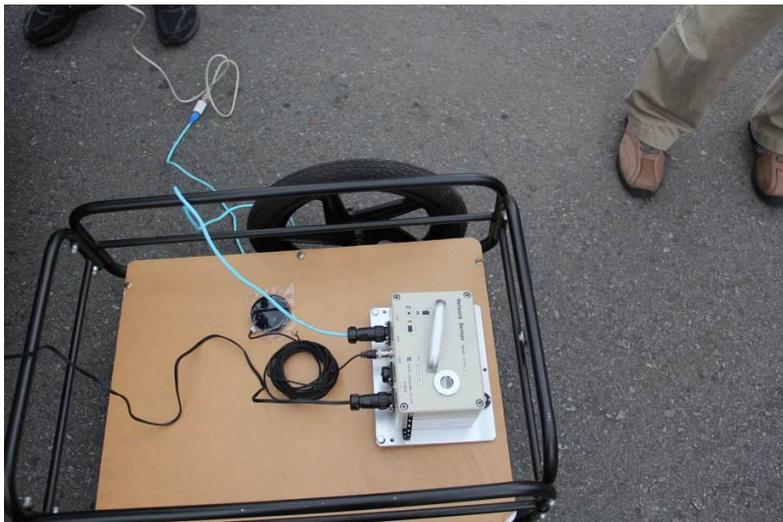


圖 5.6 速度計上之電源線、網路傳輸線與 GPS 連接線孔槽

- ◆ 開啟筆記型電腦並確認是否有足夠的電力。(如圖 5.7)
- ◆ 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 5.7 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 5.8 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 5.8)
  - ◆ 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。本研究目前利用球心基座輔助速度計之定平，如圖 5.9~5.11 所示；



圖 5.9 球心基座之定平設計-後視圖



圖 5.10 球心基座之定平設計-俯視圖



圖 5.11 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「SAMPING 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。

## 5.2 洪水與地震安全臨界頻率

### 5.2.1 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，本研究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，本研究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(5.1)計算崩壞性能點之週期

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a g \dots\dots\dots (5.1)$$

其中， $g$ 為重力加速度， $T$ 為週期。

- (6)、利用下式(5.2)計算安全臨界頻率

$$R_{ec} = \frac{f_c}{f_o} [RLI] \dots\dots\dots (5.2)$$

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。

### 5.2.2 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。本研究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：

$$R_s = \frac{f_{sa}}{f_{sb}} \dots\dots\dots (5.3)$$

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

$$R_{sc} = \frac{f_{aa}}{f_{ab}} \dots\dots\dots (5.4)$$

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；本研究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5.12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5.13與圖5.14所示。

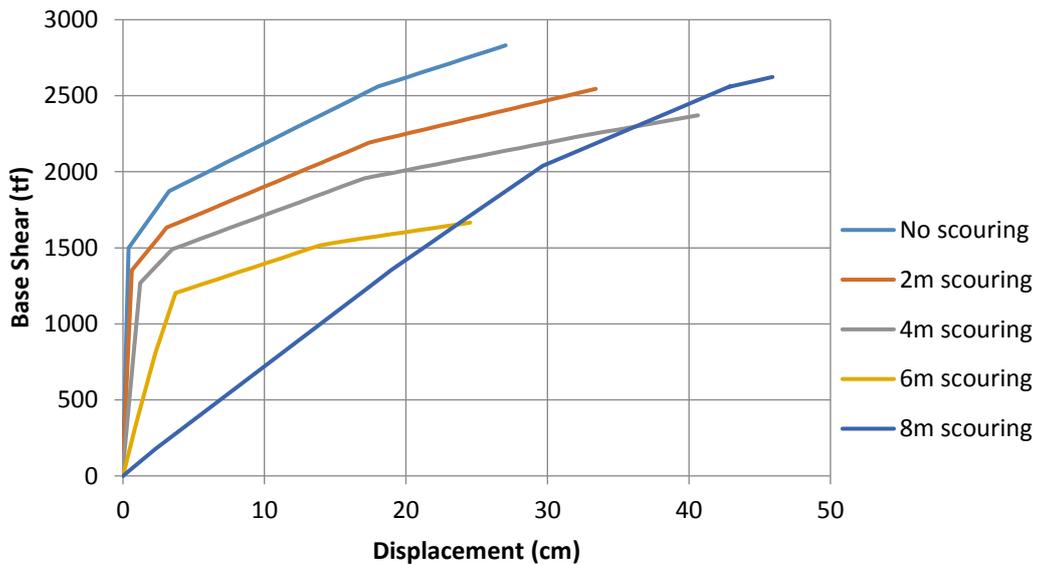


圖 5.12 各沖刷深度下之側推分析結果示意圖

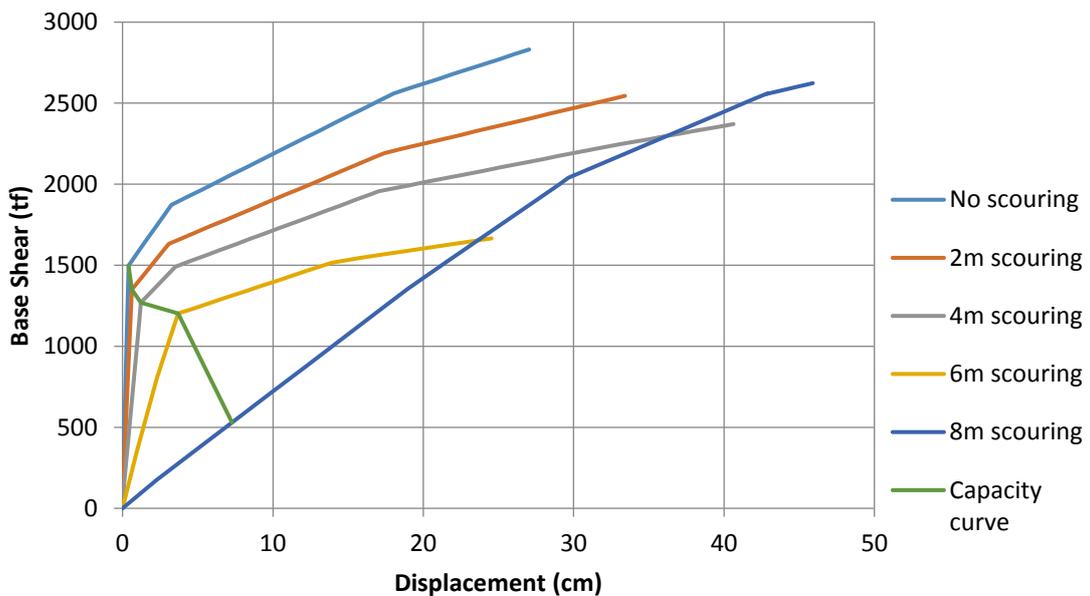


圖 5.13 橋梁耐洪能力之容量曲線示意圖

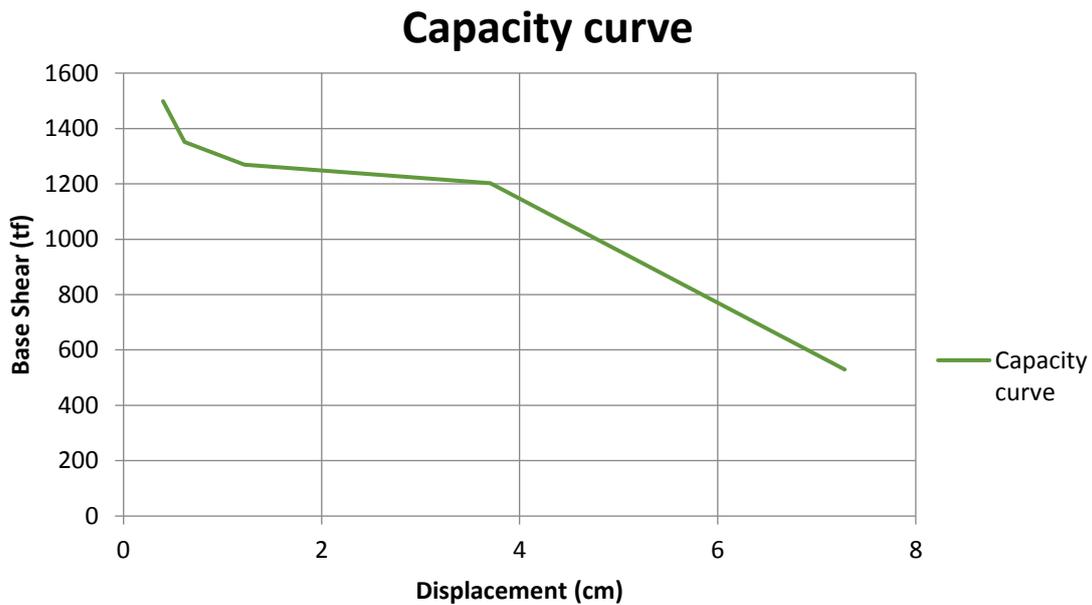


圖 5.14 橋梁耐洪能力容量曲線圖建構之結果圖

**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(5.5)計算之。

$$P_{avg} = \frac{52.5K(V_{avg})^2}{1000} \dots\dots\dots (5.5)$$

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  $30^\circ$  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，即為本研究對於橋梁結構體需求之認定，圖 5.15 為相同橋梁各沖刷深度下之需求與容量連線。

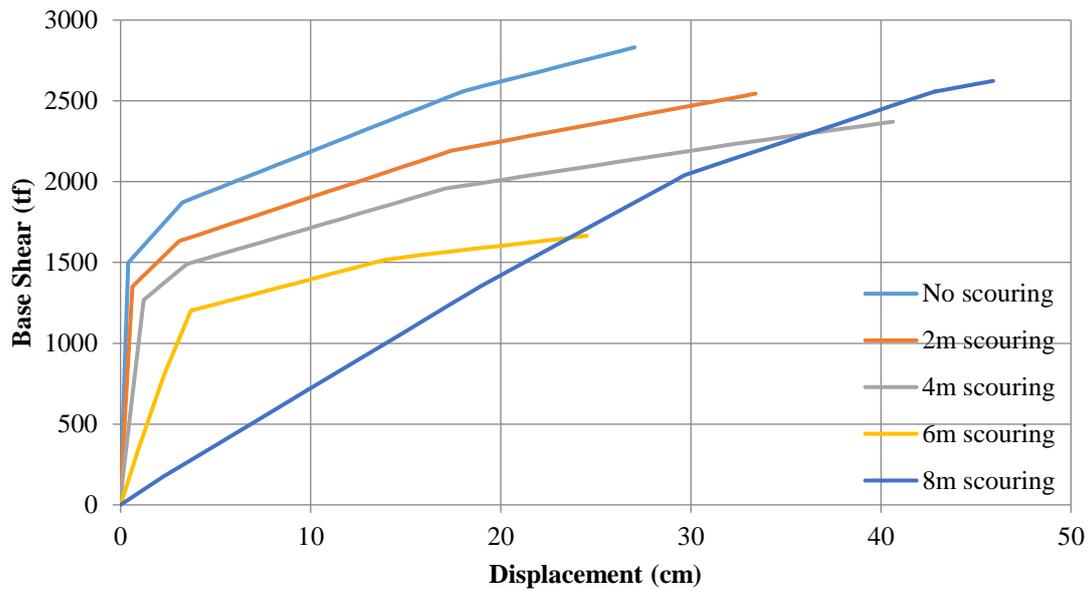


圖 5.15.a 各冲刷深度下之需求曲線示意圖

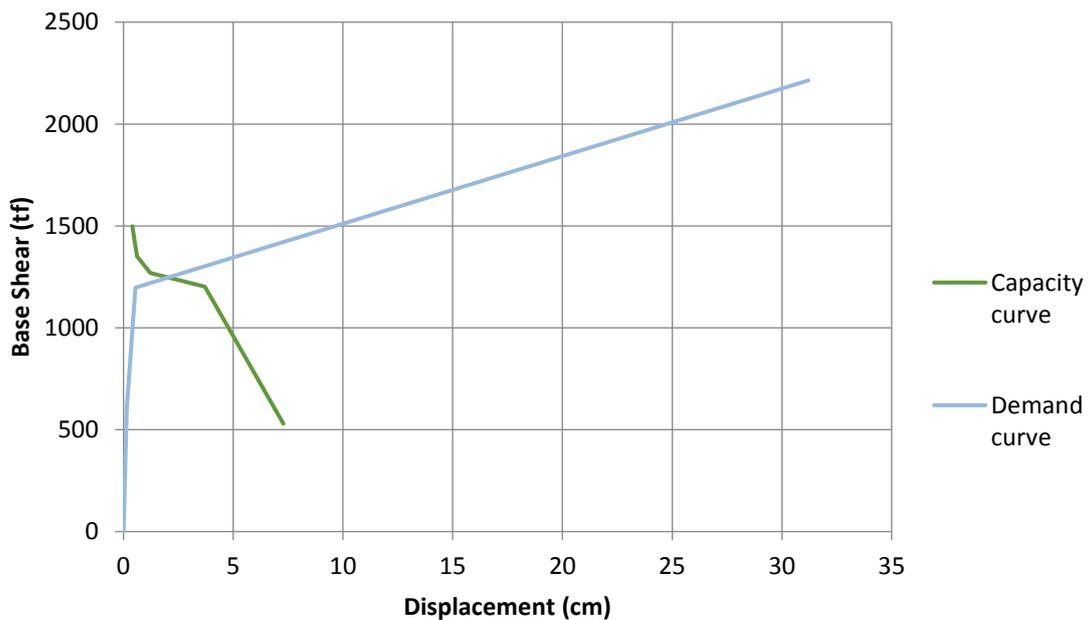


圖 5.15.b 各冲刷深度下之需求與容量連線示意圖

### 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 5.16 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  $R_{sc}$ 。

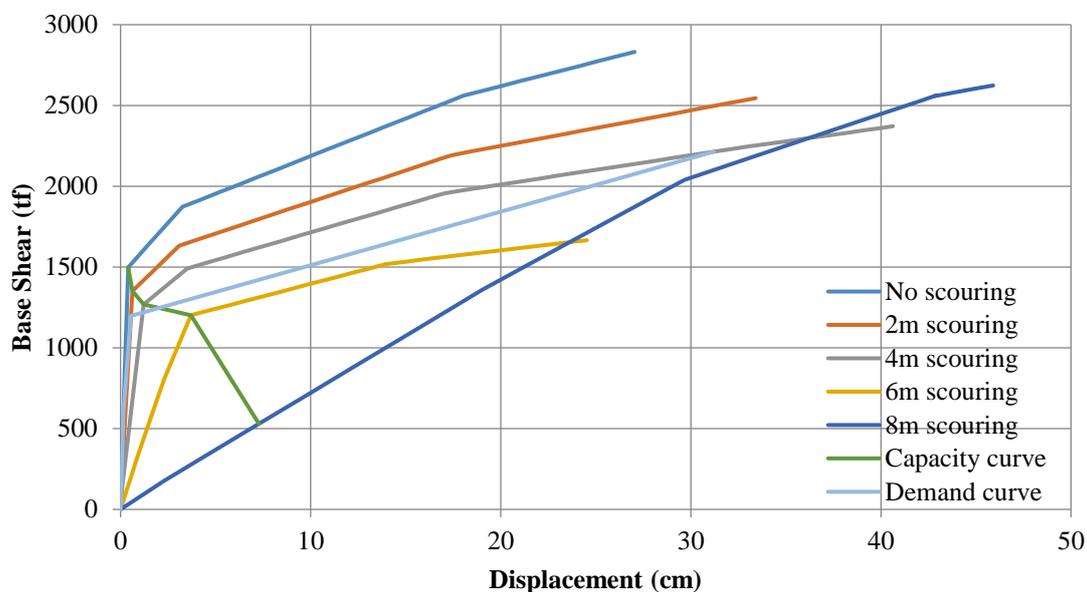


圖 5.16 決定受損頻率示意圖

#### 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，因本研究的第三階段<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。另因本研究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，故本研究的垂直等值土壤彈簧假設為剛性。



## 第六章 橋梁耐震側推分析模式

### 6.1 新增橋梁耐震側推分析模式分析案例

本研究已於100年度之「橋梁耐震側推分析模式」研究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6.1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6.2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6.2之步驟，直到柱構件之軸向力收斂為止。

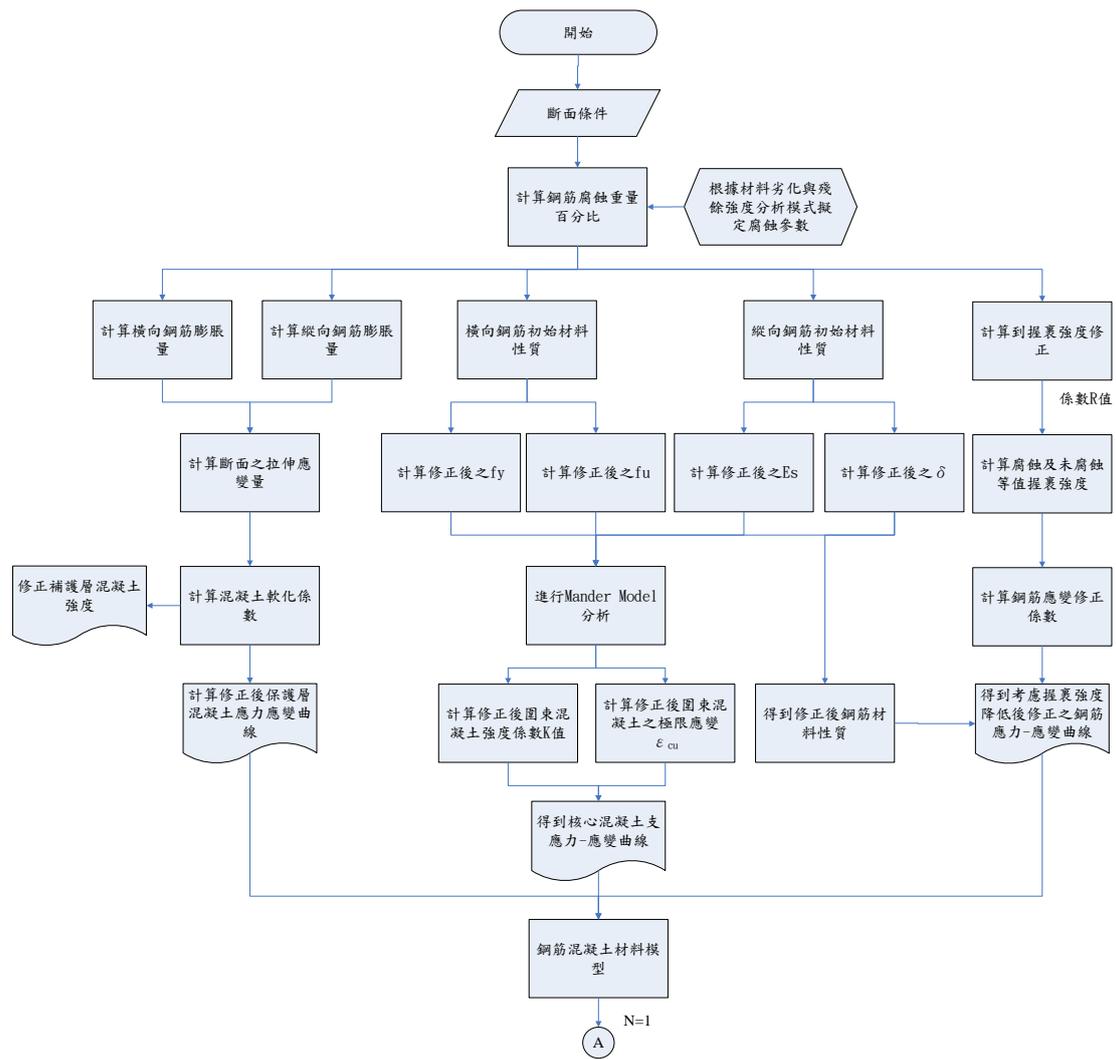


圖 6.1 本研究規劃建置側推分析模式流程圖(1)

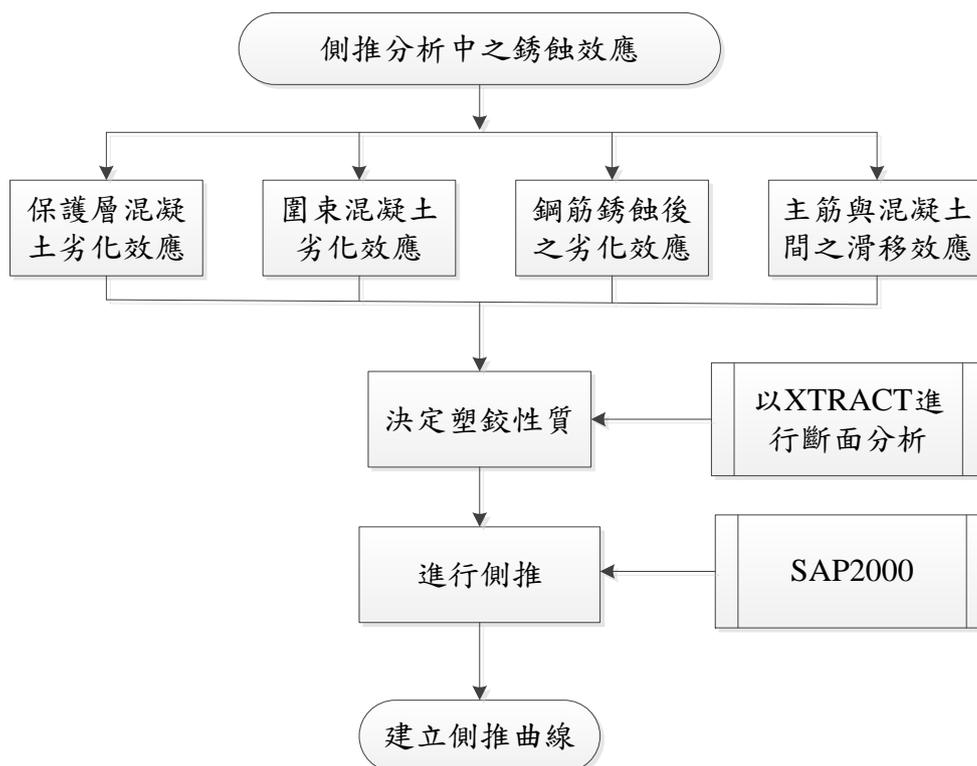


圖 6.2 本研究規劃建置側推分析模式流程圖(2)

## 6.2 分析流程與相關參數

此章節介紹關於本研究耐震能力與耐洪能力分析流程介紹以及所需相關參數。

### 6.2.1 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。本研究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6.3所示：

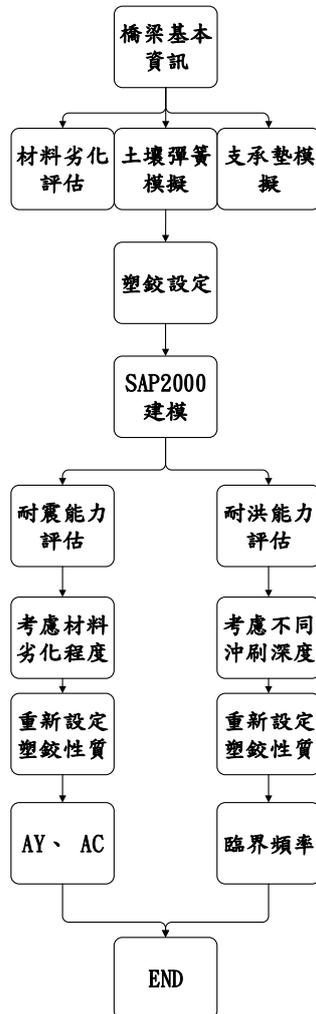


圖 6.3 分析流程圖

## 6.2.2 結構斷面性質

南雲大橋的地理位置與現況如圖6.4與6.5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6.6及圖6.7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6.8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6.9為橋面板及梁之斷面圖，圖6.10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 6.4 南雲大橋地理位置



圖 6.5 南雲大橋現況

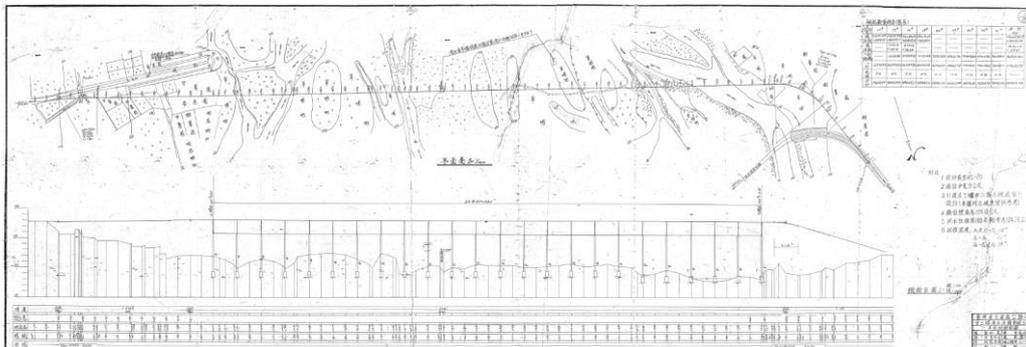


圖 6.6 南雲大橋之河流斷面

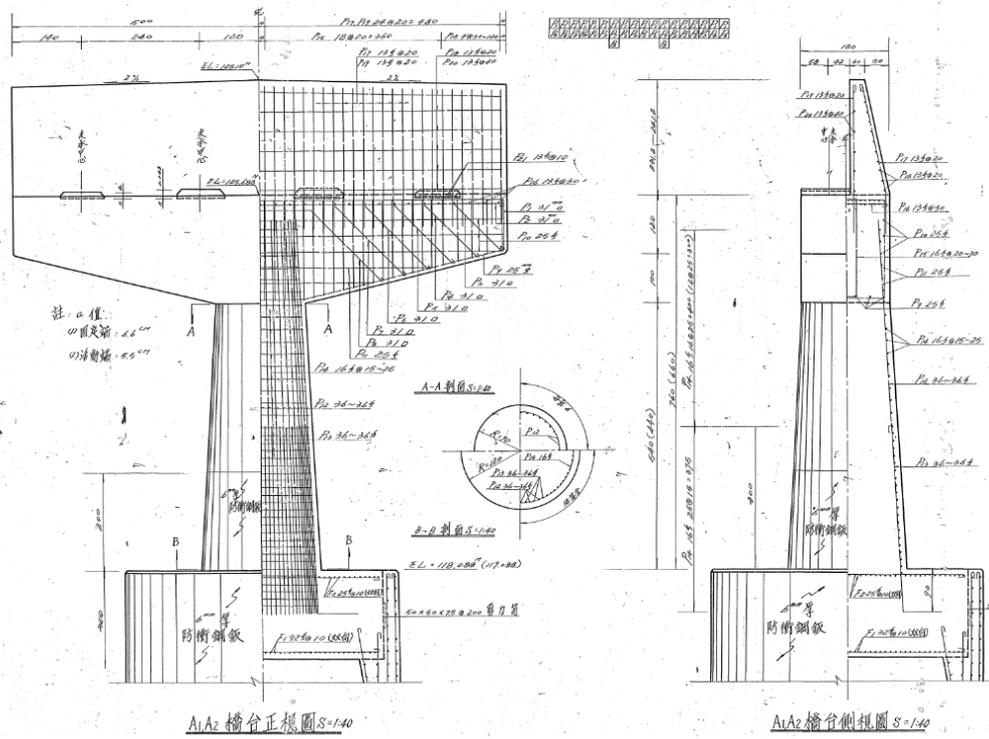


圖 6.7 橋台 A1 以及 A2 之斷面

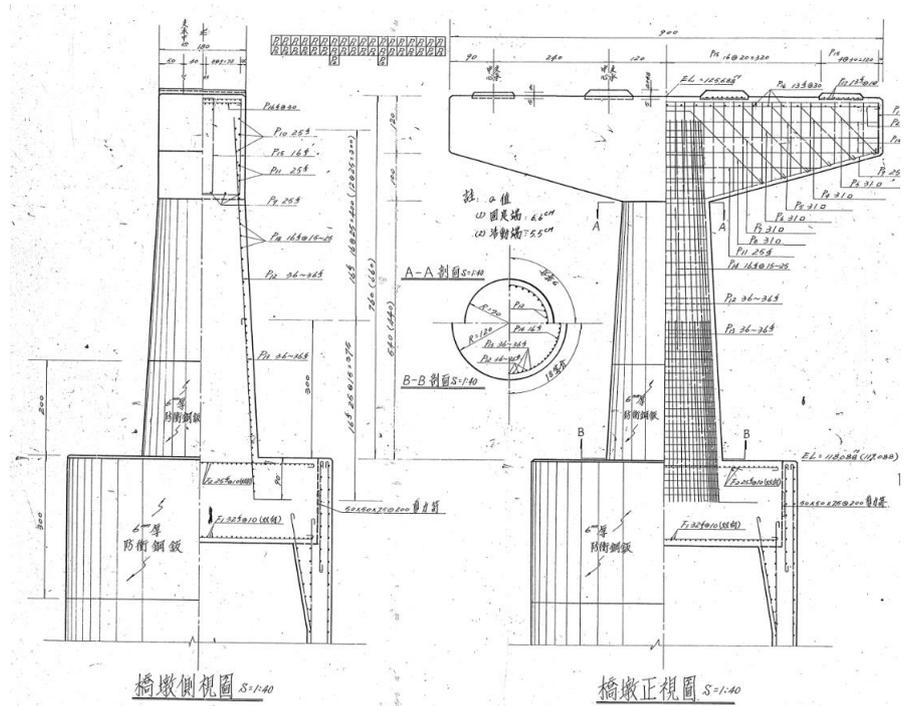


圖 6.8 橋墩 P1 至 P22 之斷面



### 6.2.3 結構模型之建立

本研究之結構分析係使用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。本研究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6.11及6.12)，其尺寸細節分別列於表6-1以及表6-2。

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。

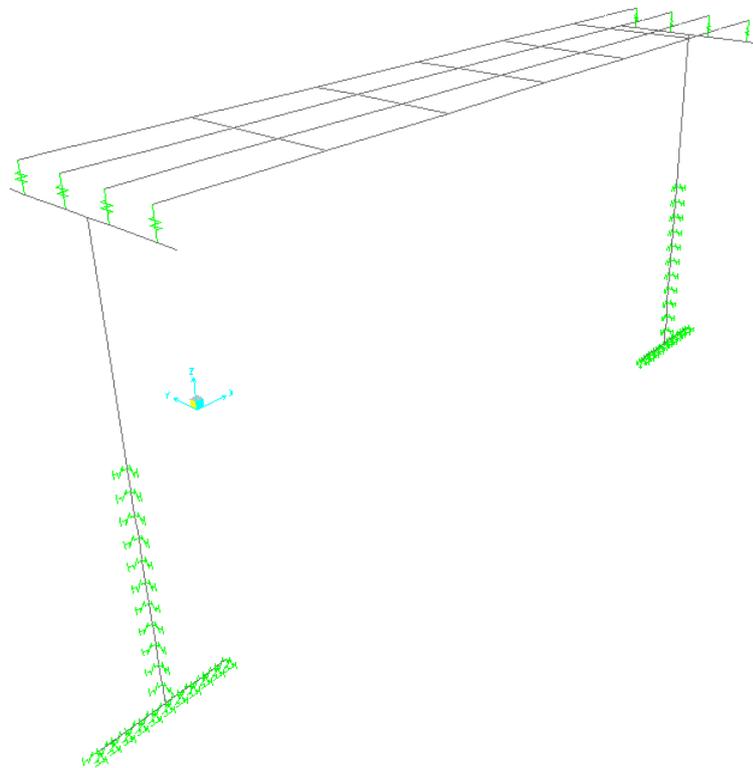


圖 6.11 SAP2000 所建立之南雲大橋結構模型

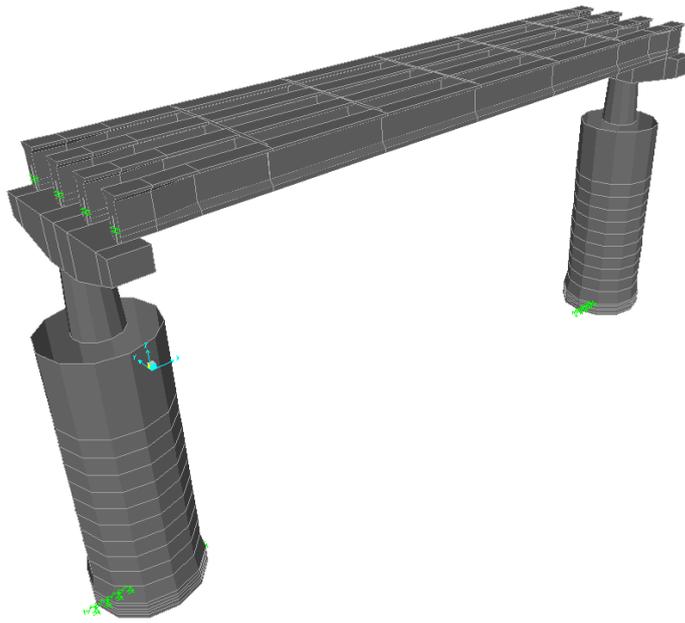


圖 6.12 SAP2000 所建立 南雲大橋之結構 3D 土壤模型

表6-1 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6-2 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

### 6.3 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

### 6.3.1 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6-3。

表6-3 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 <sub>so</sub>	41.25	km
風速	w <sub>s</sub>	2	m/s
風鹽比(Wind salt ratio)	w <sub>r</sub>	0.3	-
基於台灣規範氣的上限值	C <sub>limit</sub>	0.3	-

### 6.3.2 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：中性化和氯化物的滲透。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，本研究係根據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：

$$D_c = 10^{[-6.77 \times (w/c)^2 + (10.1 \times w/c) - 3.14]} \dots\dots\dots (6.1)$$

$$C_s = 1.5 \times [1.29 w_r \times (w_s^{0.386}) \times (d_{so}^{-0.9526})]^{0.4} \dots\dots\dots (6.2)$$

$$C_{(x,y)} = C_s \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{D_c \times t}} \right) \right] \dots\dots\dots (6.3)$$

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( $\Delta r_{cr1}$ )，直徑每年以  $3 \times 10^{-3} \text{ mm}$  ( $3 \times 10^{-3} \text{ mm/year}$ ) 減少。

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

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

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6.13至6.17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/年)	0.209
腐蝕時間與機率預測	規範機率(%)規範為10%	10	進展期腐蝕臨界量(直徑mm)	0.021
	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 6.13 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/年)	0.209
腐蝕時間與機率預測	規範機率(%)規範為10%	10	進展期腐蝕臨界量(直徑mm)	0.034
	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 6.14 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/年)	0.209
腐蝕時間與機率預測	規範機率(%)規範為10%	10	進展期腐蝕臨界量(直徑mm)	0.322
	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 6.15 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)	788年	加速前期腐蝕臨界量(直徑mm)	0.286
	腐蝕標準(%)	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		<input type="button" value="計算"/>	<input type="button" value="清除"/>	

圖 6.16 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
	腐蝕標準(%)	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		<input type="button" value="計算"/>	<input type="button" value="清除"/>	

圖 6.17 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6.4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6-4以及6-5顯示腐蝕計算之資料及結果。

表6-4 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 <sub>so</sub>	41.25	km
風速	w <sub>s</sub>	2	m/s
風鹽比	w <sub>r</sub>	0.3	-
擴散係數	D <sub>c</sub>	2.328493	-
表面氯離子濃度	C <sub>s</sub>	0.277014	-
縱向鋼筋直徑	d <sub>bl</sub>	36	mm
縱向鋼筋最外圍至斷面最外圍之距離	c <sub>bl</sub>	5.8	cm
橫向鋼筋直徑	d <sub>bt</sub>	16	mm
橫向鋼筋最外圍至斷面最外圍之距離	c <sub>bt</sub>	4.2	cm
台灣規範之氯離子限制	C <sub>limit</sub>	0.3	-
縱向鋼筋開始腐蝕之時間	T <sub>corr_longt</sub>	UNL	year
橫向鋼筋開始腐蝕之時間	T <sub>corr_trans</sub>	UNL	year
縱向鋼筋中性化開始之時間	T <sub>cl</sub>	303	year
橫向鋼筋中性化開始之時間	T <sub>ct</sub>	146	year
縱向鋼筋階段 2 中性化時間	Δt <sub>2</sub>	332	year
橫向鋼筋階段 2 中性化時間	Δt <sub>2</sub>	193	year

表6-5 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 <sub>so</sub>	41.25	km
距海洋之距離	w <sub>s</sub>	2	m/s
風速	w <sub>r</sub>	0.3	-
風鹽比	D <sub>c</sub>	2.32849	-
擴散係數	C <sub>s</sub>	0.27701	-
內部縱向鋼筋直徑	d <sub>bl_in</sub>	16	mm
內部縱向鋼筋外圍至斷面最外圍之距離	C <sub>bl_in</sub>	39.6	cm
外部縱向鋼筋直徑	d <sub>bl_out</sub>	16	mm
外部縱向鋼筋外圍至斷面最外圍之距離	C <sub>bl_out</sub>	8.8	cm
橫向鋼筋直徑	d <sub>bt</sub>	16	mm
橫向鋼筋外圍至斷面最外圍之距離	C <sub>bt</sub>	7.2	cm
台灣規範之氯離子限制	C <sub>limit</sub>	0.3	-
內部縱向鋼筋開始腐蝕之時間	T <sub>corr_longt_in</sub> <sub>s</sub>	UNL	year
外部縱向鋼筋開始腐蝕之時間	T <sub>corr_longt_out</sub> <sub>t</sub>	UNL	year
縱向鋼筋開始腐蝕之時間	T <sub>corr_trans</sub>	UNL	year
內部縱向鋼筋中性化開始之時間	T <sub>cl_in</sub>	2001	year
外部縱向鋼筋中性化開始之時間	T <sub>cl_out</sub>	788	year
橫向鋼筋中性化開始之時間	T <sub>ct</sub>	497	year
內部縱向鋼筋階段 2 中性化時間	Δr <sub>2</sub>	2002	year
外部縱向鋼筋階段 2 中性化時間	Δr <sub>2</sub>	885	year
橫向鋼筋階段 2 中性化時間	Δr <sub>2</sub>	577	year

### 6.3.3 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6-6所示。

表6-6 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	$\epsilon_{sh}$	0.02	-
極限應變	$\epsilon_{su}$	0.2	-
降伏應變	$\epsilon_y$	0.00137	-

透過(6.4)式可以得到鋼筋應力和應變之間的關係，表6-7描述腐蝕後鋼筋力學性質之腐蝕函數方程式(Yamamoto, 2006)，其中 $\Delta w$ 為腐蝕百分比，而 $\delta_s$ ,  $\sigma_{sy}$ ,  $\sigma_{su}$ ,  $E_{ss}$  皆是初始條件下相應之參數。

$$f_s = f_y \left[ \frac{f_u}{f_y} - \left( \frac{f_u - f_y}{f_y} \right) \times \left( \frac{\epsilon_u - \epsilon_s}{\epsilon_u - \epsilon_{sh}} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (6.4)$$

表6-7 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，本研究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(6.5)至式(6.12)，而握裹滑移之應力應變關係，如圖6.18所示。由腐蝕效應所致劣化之結

果，如圖6.19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6.20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 $\Phi$ 來考量握裹產生之劣化，可透過式(6.12)來計算。

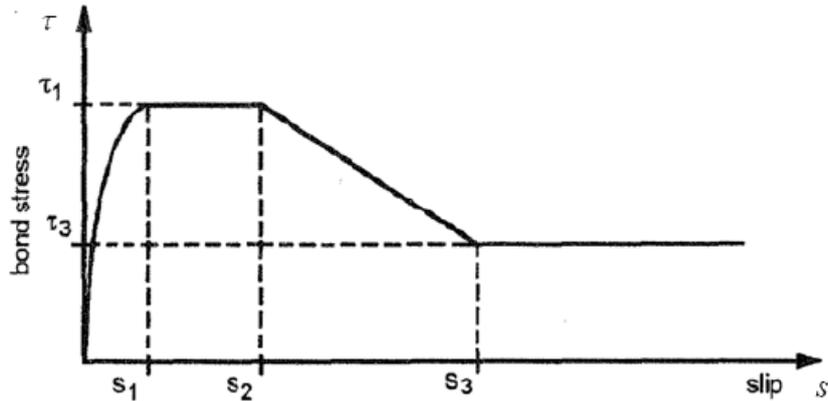


圖 6.18 握裹滑移之應力應變關係

$$\tau_{max} = \sqrt{f_c'} \dots\dots\dots (6.5)$$

$$\tau_f = 0.15 \tau_{max} \dots\dots\dots (6.6)$$

$$L_{d1} = \frac{f_s \times d_b}{4\tau_{max}} \dots\dots\dots (6.7)$$

$$L_{d2} = \frac{(f_s - f_y) d_b}{4\tau_f} \dots\dots\dots (6.8)$$

$$S_E = \epsilon_s (L_{d1}) , \text{ when } \epsilon_s \leq \epsilon_y \dots\dots\dots (6.9)$$

$$S_E = \epsilon_y (L_{d1}) + (\epsilon_s + \epsilon_y) L_{d2} , \text{ when } \epsilon_s > \epsilon_y \dots\dots\dots (6.10)$$

$$L_{eu} = \frac{S_E}{\epsilon_s} \dots\dots\dots (6.11)$$

$$\Phi = \frac{2 L_{eu} (\text{original bar})}{2 L_{eu} (\text{corroded bar})} \dots\dots\dots (6.12)$$

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

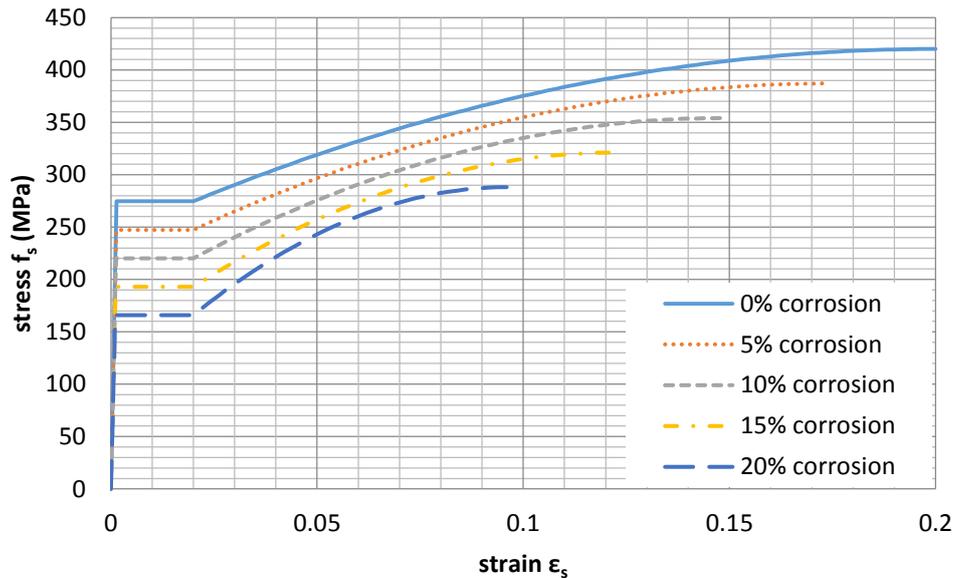


圖 6.19 鋼筋完美握裹下各腐蝕百分比之應力應變關係曲線

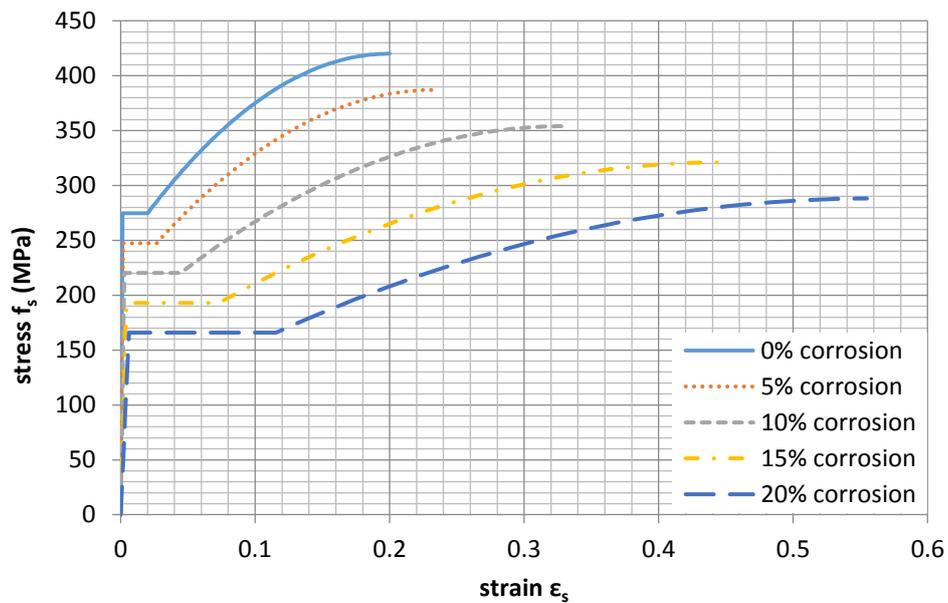


圖 6.20 考慮握裹折減效應下鋼筋各腐蝕百分比之應力應變關係曲線

### 6.3.4 混凝土力學性質

本研究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6.21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。

#### 6.3.4.1 保護層混凝土

由腐蝕所引致之軟化效應，可以透過式(6.13)至式(6.18)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。本研究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。

$$x = \frac{d_{bo} - d_{bi}}{2} \dots\dots\dots (6.13)$$

$$w_{cr} = 2\pi x \dots\dots\dots (6.14)$$

$$\Delta w_{cr1} = n_{bars} \times w_{cr} \dots\dots\dots (6.15)$$

$$\Delta w_{cr} = \Delta w_{cr1} + \Delta w_{cr2} \dots\dots\dots (6.16)$$

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta w_{cr}}{b_o} \dots\dots\dots (6.17)$$

$$\zeta = \frac{0.9}{\sqrt{1+600\varepsilon_r}} \dots\dots\dots (6.18)$$

其中：

$d_{bi}$  = 鋼筋腐蝕後之直徑

$b_o$  = 柱周長

$\zeta$  = 軟化係數

$f_c'$  = 混凝土抗壓強度(kg/cm<sup>2</sup>)

$w_{cr}$  = 單根鋼筋造成之開裂

$n_{bars}$  = 斷面鋼筋數量

$\Delta w_{cr1}$  = 軸向鋼筋造成之開裂

$\Delta w_{cr2}$  = 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(6.19)以及式(6.20)計算其應力應變曲線，兩式分別用於上升以及下降段。圖6.22以及圖6.23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。

$$\sigma_a = \zeta f_c \left[ 2 \times \left( \frac{\varepsilon}{\zeta \times \varepsilon_0} \right) - \left( \frac{\varepsilon}{\zeta \times \varepsilon_0} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (6.19)$$

$$\sigma_d = \zeta f_c \left[ 1 - \left( \frac{\frac{\varepsilon}{\zeta \times \varepsilon_0} - 1}{\frac{2}{\zeta} - 1} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (6.20)$$

式中

$f_c$  = 混凝土抗壓強度

$\zeta$  = 軟化係數

$\sigma$  = 混凝土應力

$\varepsilon$  = 混凝土應變

$\varepsilon_0$  = 於最高應力之應變

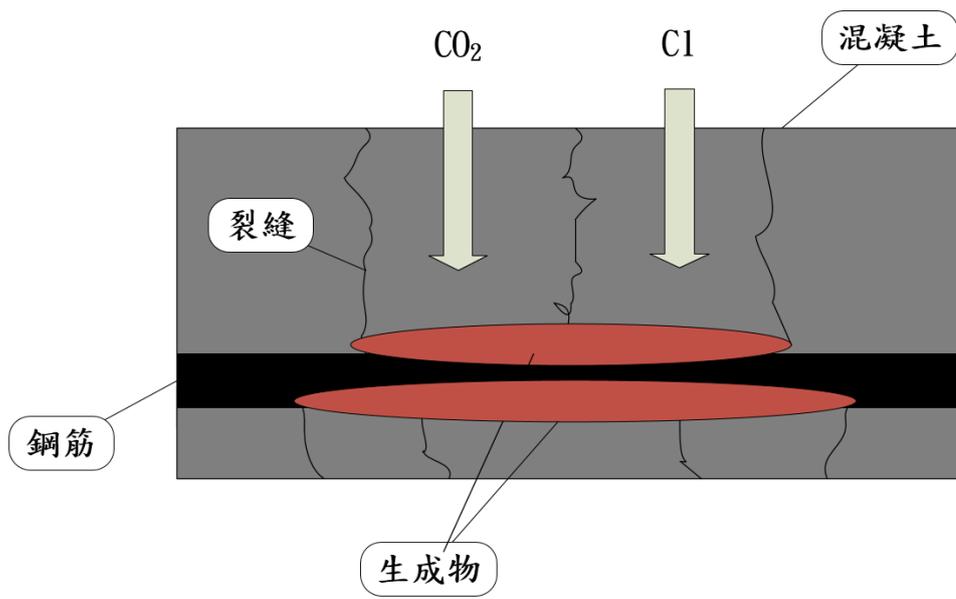


圖 6.21 混凝土與鋼筋腐蝕相互影響示意圖

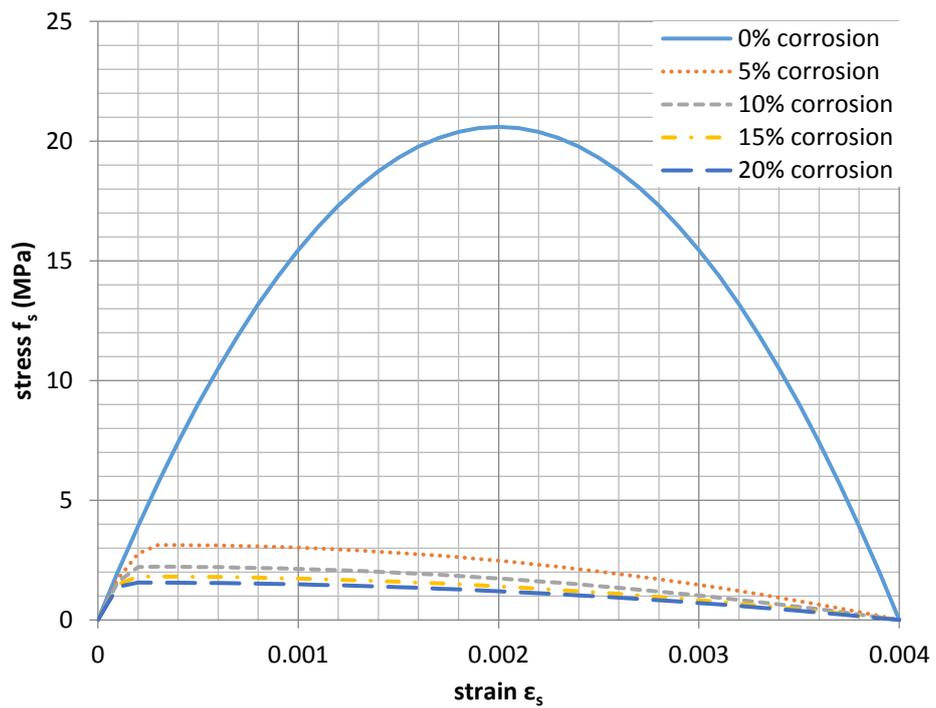


圖 6.22 有握裹折減效應之橋墩保護層混凝土應力應變曲線

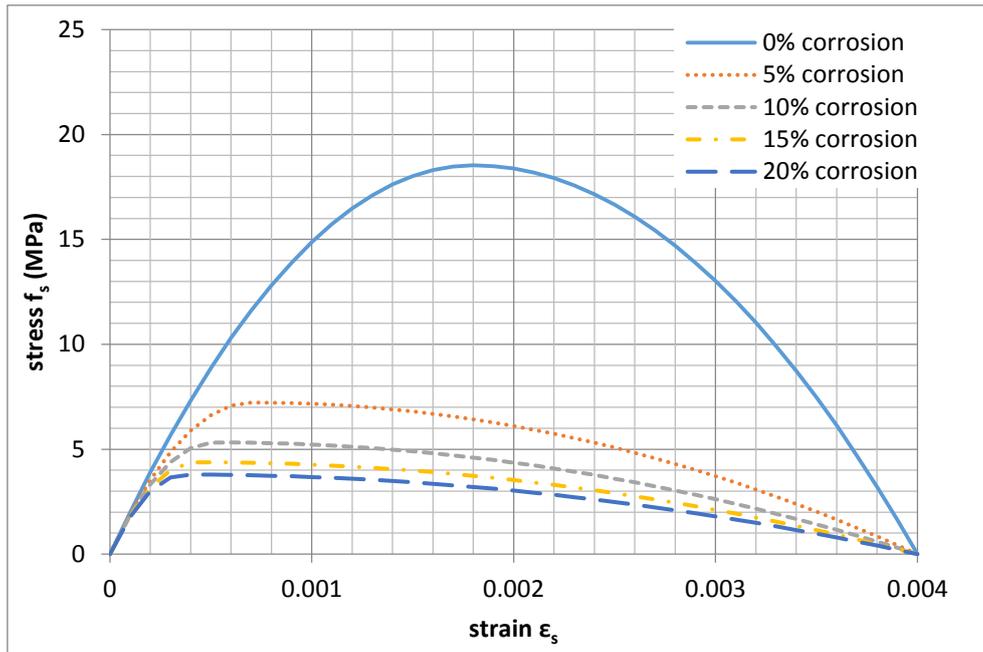


圖 6.23 有握裹折減效應之沉箱保護層混凝土應力應變曲線

#### 6.3.4.2 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。本研究採用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6.24所示：

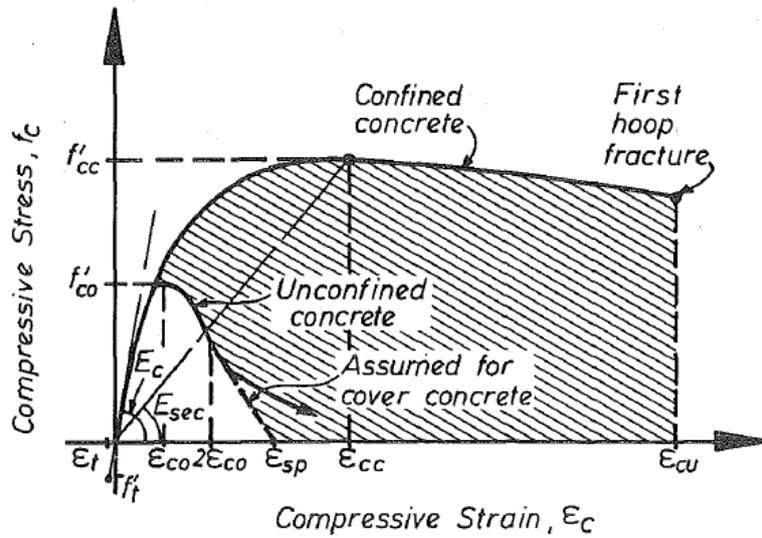


圖 6.24 圍束與未圍束混凝土單向載重之應力應變模型

對於單向靜力載重而言，縱向混凝土壓應力  $f_c$  如下式

$$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \dots\dots\dots (6.21)$$

其中  $f'_{cc}$  為圍束混凝土之抗壓強度

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \dots\dots\dots (6.22)$$

其中  $\epsilon_c$  縱向混凝土之壓應變

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots (6.23)$$

其中， $f'_{co}$  以及  $\epsilon_{co}$  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  $\epsilon_{co} = 0.002$ 。

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \dots\dots\dots (6.24)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \text{ MPa} \dots\dots\dots (6.25)$$

$E_c$  為混凝土之切線彈性模數

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \dots\dots\dots (6.26)$$

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(6.21)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，本研究以有效側向圍束壓力即是用於考量此情形，如下所示。

$$f'_l = f_l \cdot k_e \dots \dots \dots (6.27)$$

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。

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \dots \dots \dots (6.28)$$

$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc}) \dots \dots \dots (6.29)$$

C. 由螺旋箍筋及圓形箍筋所圍束斷面之圍束有效性

如圖6.25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 $45^\circ$ ，於橫向鋼筋中間之有效圍束核心混凝土面積，如下：

$$A_e = \frac{\pi}{4} \left( d_s - \frac{s'}{2} \right)^2 = \frac{\pi}{4} d_s^2 \left( 1 - \frac{s'}{2d_s} \right)^2 \dots \dots \dots (6.30)$$

$$A_{cc} = \frac{\pi}{4} d_s^2 (1 - \rho_{cc})^2 \dots \dots \dots (6.31)$$

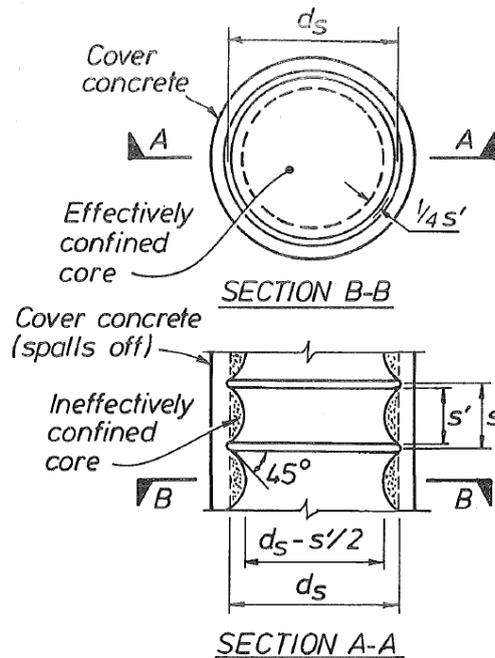


圖 6.25 圓形箍筋之有效圍束核心

因此透過式(6.28)，圓形箍筋之圍束有效係數，如下：

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)^2}{1 - \rho_{cc}} \dots\dots\dots (6.32)$$

相似地，圓形螺旋箍筋之圍束有效係數，如下：

$$k_e = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - \rho_{cc}} \dots\dots\dots (6.33)$$

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

$$2 \cdot f_{yh} \cdot A_{sp} = f_l \cdot s \cdot d_s \dots\dots\dots (6.34)$$

若  $\rho_{cc}$  為橫向圍束鋼材與圍束混凝土之體積比，則：

$$\rho_s = \frac{A_{sp} \cdot \pi \cdot d_s}{\frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 \cdot s} = \frac{4 A_{sp}}{d_s \cdot s} \dots\dots\dots (6.35)$$

並將式(6.34)代入式(6.33)，重新排列可得：

$$f_l = \frac{1}{2} \cdot k_e \cdot \rho_s \cdot f_{yh} \dots\dots\dots (6.36)$$

其中  $k_e$  可由式(6.32) 或式(6.33)得知

D. 圓形中空斷面之圍束有效性修正(使用於沉箱)(如圖 6.26)

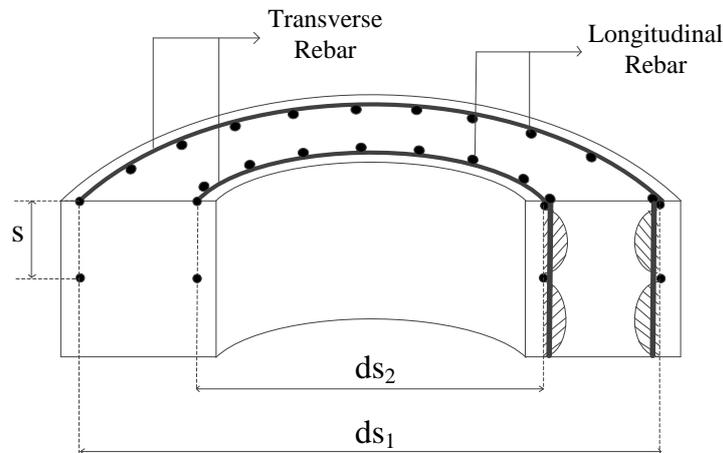


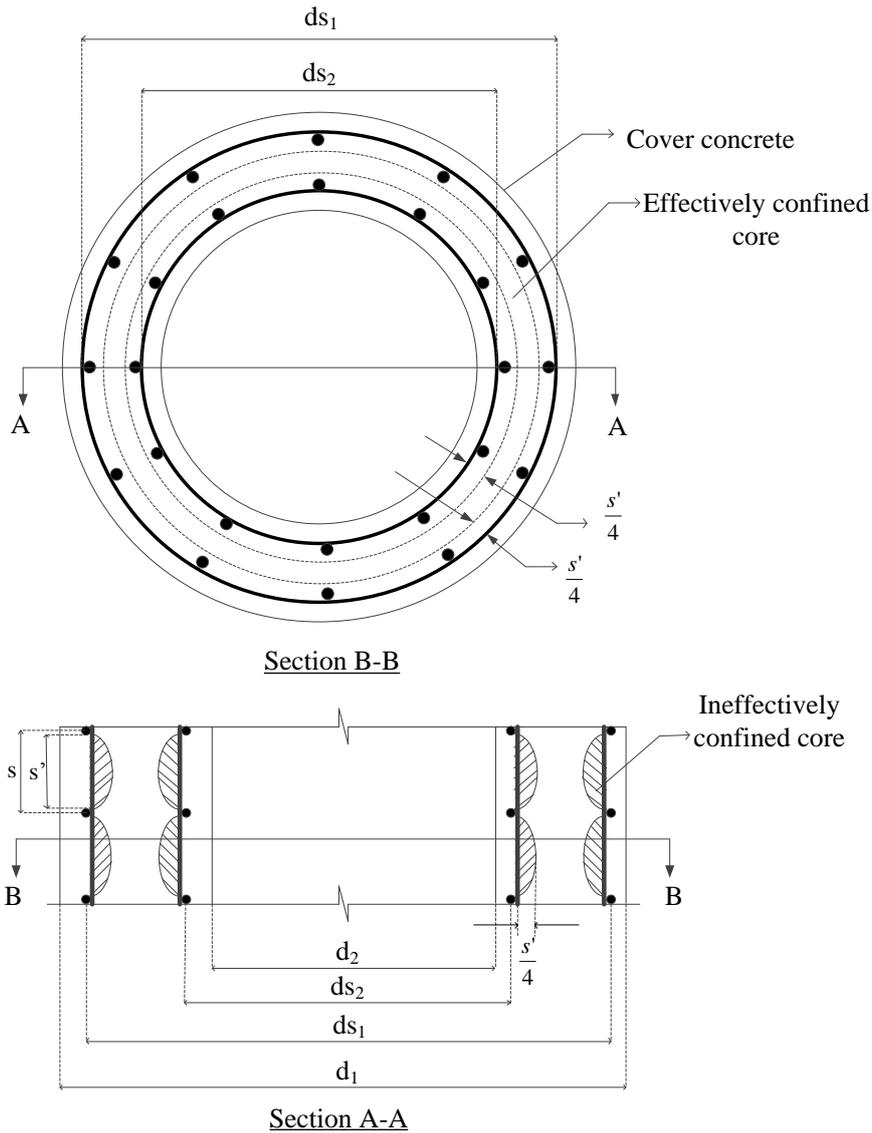
圖 6.26 圓形中空圍束混凝土

若以  $d_1$  做為外圍半徑，而  $d_2$  做為內部半徑，則：

$$A_c = \frac{\pi}{4} [(d_1 - 2 \times cover - d_{bt})^2 - (d_2 + 2 \times cover - d_{bt})^2] \dots\dots\dots (6.37)$$

$$\rho_{cc} = \frac{A_{st}}{A_c} = \frac{\text{Area of longitudinal reinforcement}}{\text{Area of core setion center to center}} \dots\dots\dots (6.38)$$

$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc}) \dots\dots\dots (6.39)$$



**圖 6.27 中空圓形箍筋之有效圍束核心**

如圖6.27 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(6.30)，其方程式如下：

$$A_e = \frac{\pi}{4} \left[ \left( d_1 - 2 \times cover - d_{bt} - \frac{s'}{4} \right)^2 - \left( d_2 + 2 \times cover + d_{bt} + \frac{s'}{4} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (6.40)$$

基於式(6.28)，圓形箍筋之圍束有效性係數如下：

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \dots\dots\dots (6.41)$$

根據力平衡可得以下方程式:(如圖6.28)

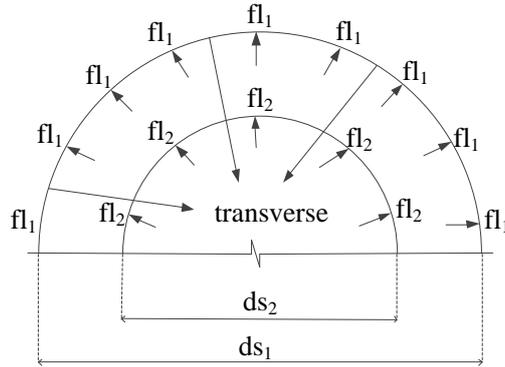


圖 6.28 中空圓形圍束混凝土之力平衡

$$d_{s1} = d_1 - 2 \times cover - d_{bt} \dots\dots\dots (6.42)$$

$$d_{s2} = d_2 + 2 \times cover + d_{bt} \dots\dots\dots (6.43)$$

$$2 \cdot f_{yh} \cdot A_{sp} = f_{l1} \cdot s \cdot d_{s1} \dots\dots\dots (6.44)$$

$$2 \cdot f_{yh} \cdot A_{sp} = f_{l2} \cdot s \cdot d_{s2} \dots\dots\dots (6.45)$$

透過式(6.44)以及式(6.45),橫向鋼筋之側向壓力如下：

$$c_{l_{final}} = f_{l1} - f_{l2} = \frac{2 \cdot f_{yh} \cdot A_{sp}}{s \cdot (d_{s1} - d_{s2})} \dots\dots\dots (6.46)$$

$$f'_l = \text{effective confinement pressure} = k_e \cdot f_l = k_e \left[ \frac{2 \cdot f_{yh} \cdot A_{sp}}{s \cdot (d_{s1} - d_{s2})} \right] \dots\dots\dots (6.47)$$

式 (6.35)修正如下：

$$\rho_s = \frac{A_{sp} \cdot \pi \cdot d_{s1}}{A_c \cdot s} \dots\dots\dots (6.48)$$

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  
 $\varepsilon_c$  = 縱向混凝土壓應變  
 $f'_{co}$  = 未圍束混凝土強度  
 $\varepsilon_{co}$  = 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  
 $\rho_{cc}$  = 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  
 $\rho_s$  = 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

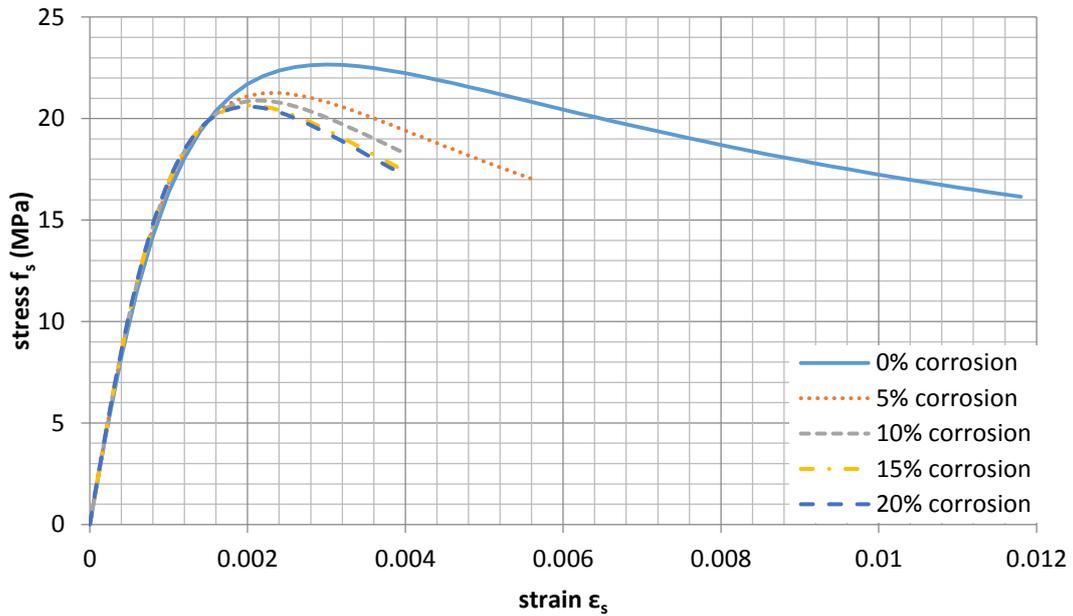


圖 6.29 橋墩核心混凝土之應力應變曲線

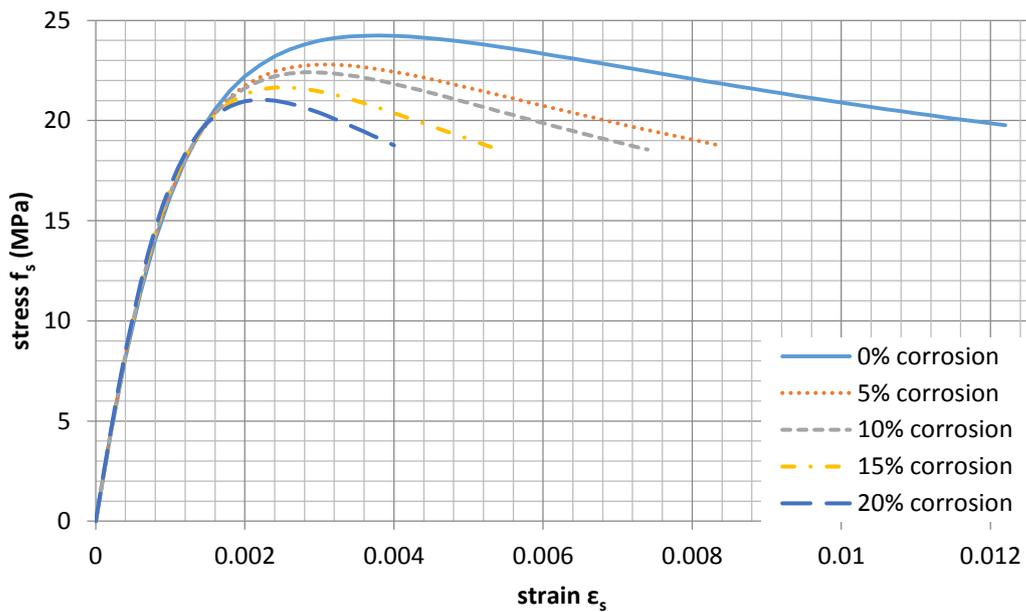


圖 6.30 沉箱核心混凝土之應力應變曲線

圖6.29和圖6.30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。

## 6.4 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。

### 6.4.1 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6-8以及表6-9與圖6.31及圖6.32。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。

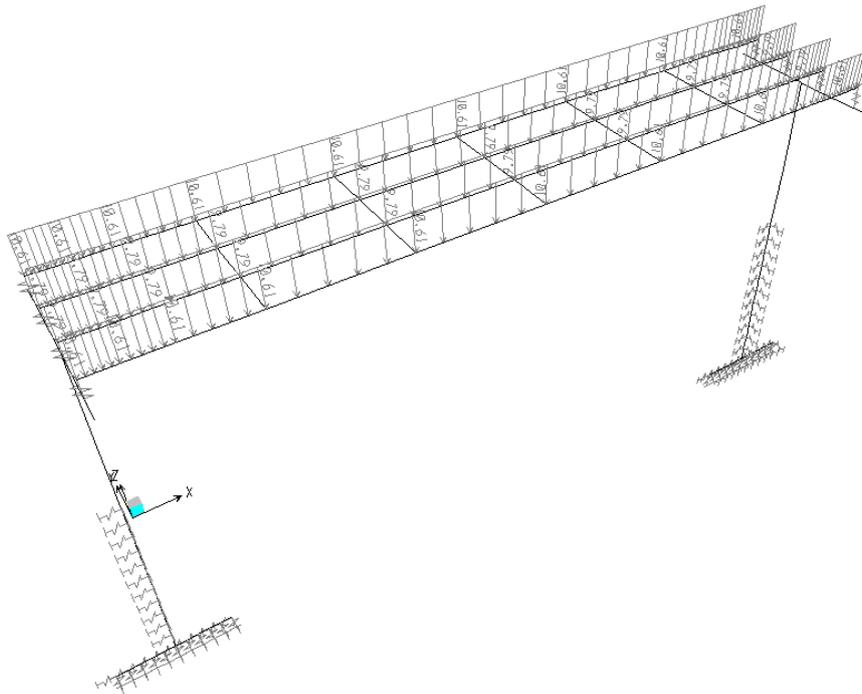


圖 6.31 以均佈載重模擬南雲大橋橋面板之重量

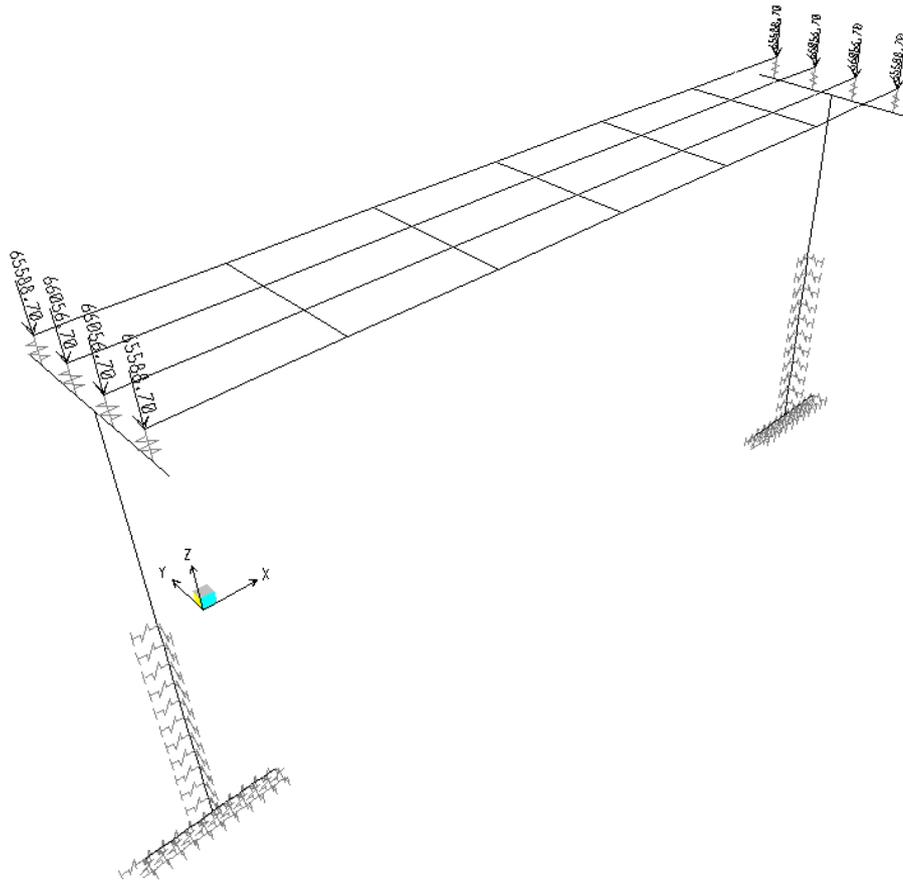


圖 6.32 以集中載重考量鄰近跨度之橋梁

表6-8 計算南雲大橋均佈載重之資訊

板載重				
區域	$\gamma_{\text{concrete}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	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6-9 計算南雲大橋集中載重之資訊

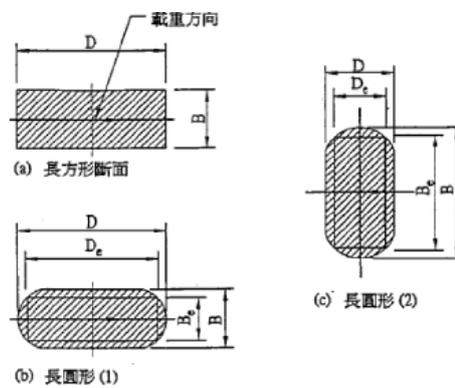
梁					
區域	$\gamma_{\text{concrete}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	長度 (cm)	面積 (cm <sup>2</sup> )	載重 (kg)	總載重 (kg)
末端	0.0024	350	13735	11537.4	40712.7
中央	0.0024	1650	7367.5	29175.3	
橫隔板					
區域	$\gamma_{\text{concrete}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	長度 (cm)	面積 (cm <sup>2</sup> )	載重 (kg)	總載重 (kg)
周圍	0.0024	4000	152.5	2.5	3660
中央	0.0024	4000	240	2.5	5760
板					
區域	$\gamma_{\text{concrete}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	長度 (cm)	面積 (cm <sup>2</sup> )	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				

#### 6.4.2 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6.33之土壤分類，基礎型式屬沉箱基礎其形狀如圖6.34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6.49至6.51所示。由這些方程式之地盤反力係數如圖6.35所示，分析模式如圖6.36。

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 6.33 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 6.34 基礎形狀的寬度和長度關係

位置	方向	地盤反力係數
沉箱	垂直	$k_V = k_{V0}(B_V/30)^{-3/4}$ <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;"><math>B_V = \sqrt{A_V}</math></span>
底面	水平	$k_S = 0.3k_V$ <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;"><math>k_{V0} = \frac{1}{30}\alpha E_0</math></span>
沉箱正	水平	$k_H = \alpha_k k_{H0}(B_H/30)^{-3/4}$ <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;"><math>k_{H0} = \frac{1}{30}\alpha E_0</math></span>
前方	垂直	$k_{SVB} = 0.3k_H$ <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;"><math>B_H = B_e (\leq \sqrt{B_e \cdot L_e})</math></span>
沉箱	水平	$k_{SHD} = 0.6\alpha_k k_{H0}(D_H/30)^{-3/4}$
側面	垂直	$k_{SVD} = 0.3k_{SHD}$

圖 6.35 計算土壤各方向地盤反力係數之方程式

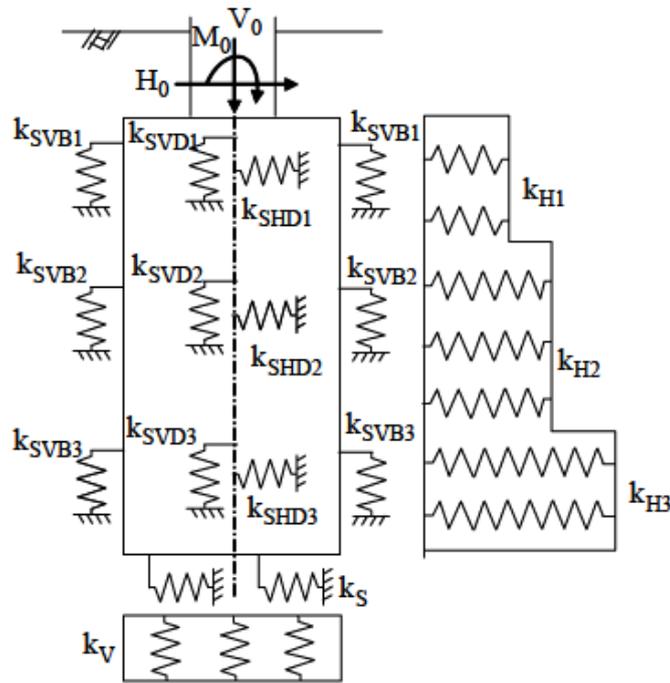


圖 6.36 沉箱基礎分析模式

A. 水平方向之彈簧

水平方向彈簧之性質，如圖 6.37 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 6.38。

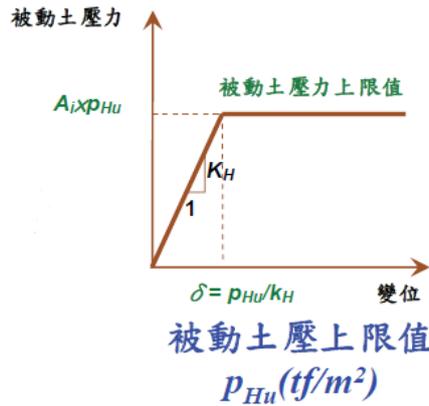


圖 6.37 水平向雙線性彈簧性質

$$p_{Hu} = \alpha_p p_{Ep} \dots\dots\dots (6.49)$$

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

$$\alpha_p = 1 + 0.5(x/B_e) \leq 3.0 \dots\dots\dots (6.50)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \emptyset}{\cos \delta \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\emptyset - \delta) \sin(\emptyset + \alpha)}{\cos \delta \cos \alpha}} \right]^2} \dots\dots\dots (6.51)$$

其中

$p_{Ep}$  = 深度  $x$  處之地震時被動土壓力 (ton/m<sup>2</sup>)

$K_{EP}$  = 被動土壓係數

$\gamma$  = 土壤單位重 (ton/m<sup>3</sup>)

$c$  = 土壤凝聚力 (ton/m<sup>2</sup>)

$\emptyset$  = 土壤摩擦角

$\alpha$  = 地表與水平面之夾角 (deg)

$\delta$  = 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)

$$k_v = k_{vo} \left( \frac{B_v}{30} \right)^{-3/4} \dots\dots\dots (6.52)$$

$$k_{vo} = \frac{1}{30} E_D \dots\dots\dots (6.53)$$

$$E_D = 2(1 + \nu_D)G_D \dots\dots\dots (6.54)$$

$$G_D = \frac{\gamma_t}{10g} V_{SD}^2 \dots\dots\dots (6.55)$$

$$V_{SD} = C_v \times V_s \dots\dots\dots (6.56)$$

$$C_v = 0.8 \text{ when } V_s < 300 \frac{m}{s} \text{ or } 1 \text{ when } V_s \geq 300 \frac{m}{s} \dots\dots\dots (6.57)$$

$$B_v = \sqrt{A_v} \dots\dots\dots (6.58)$$

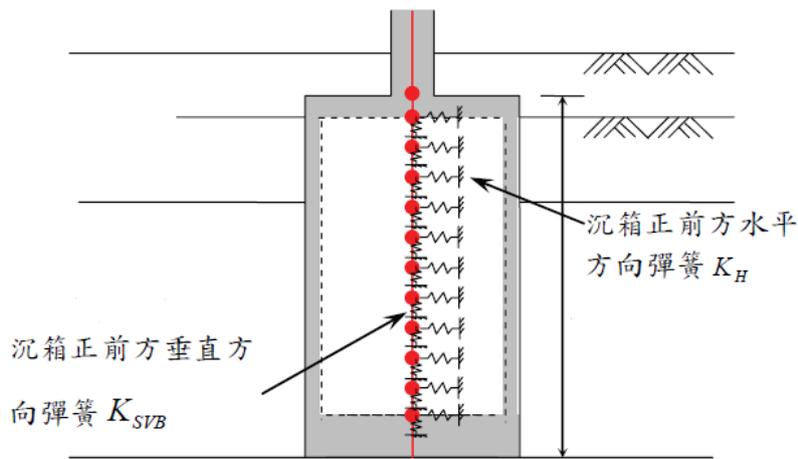


圖 6.38 設置於沉箱之水平彈簧

B. 垂直方向之彈簧

垂直方向上彈簧之性質，如圖 6.39 所示，其中， $q_u$  如式 6.59 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 6.33、圖 6.40 以及圖 6.41 中獲得。於此計算中所分割之面積如圖 6.42 所示，垂直彈簧示意圖如圖 6.43。

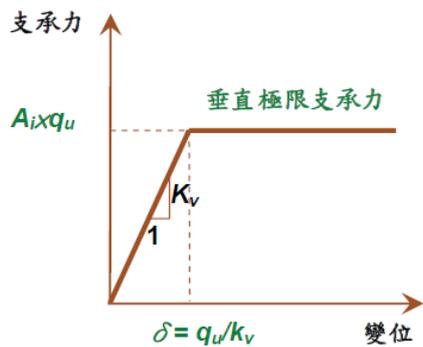


圖 6.39 垂直雙線性彈簧之性質

$$q_u = \alpha c N_c + \gamma_2 D_f N_q + 0.5 \beta \gamma_1 B N_r \dots\dots\dots (6.59)$$

其中：

$c$  = 基礎底面下土壤之凝聚力

$\gamma_1$  = 基礎底面下土壤之有效單位重

$\gamma_2$  = 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

$\alpha, \beta$  = 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
$\alpha$		1	1.3	$1+0.3B/D$
$\beta$		1	0.6	$1-0.4B/D$

圖 6.40 基礎底部形狀影響因素

支承力因素

$\phi$	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 6.41 支承力因素

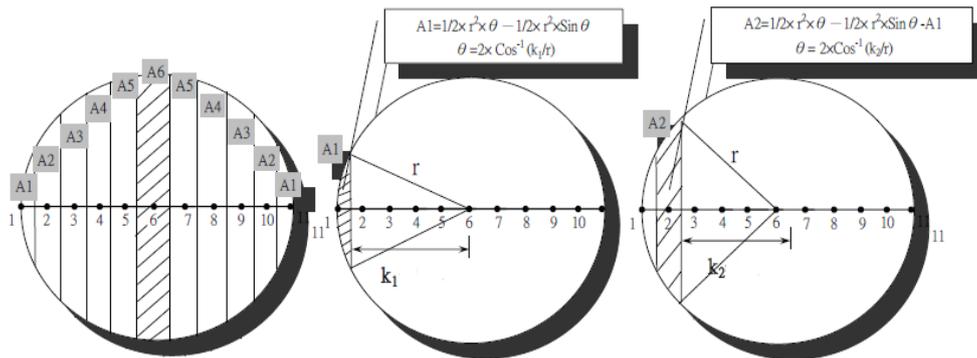


圖 6.42 底部斷面分割之面積

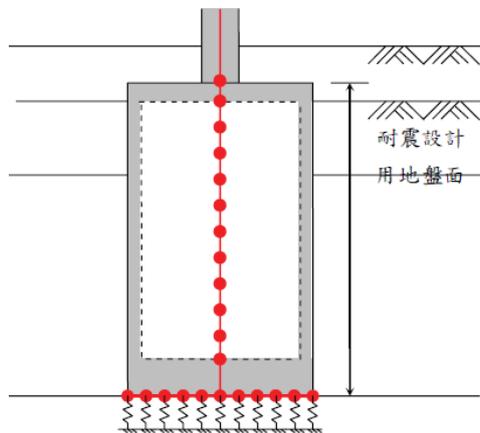


圖 6.43 設置於沉箱底部之垂直彈簧

### 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 6.44 所示，其中， $R_f$  如式 6.60 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 6.45 所示。有效接觸面積之分割示意圖如圖 6.42，沉箱底部表面提供之最大摩擦力如圖 6.46。

$$R_f = N \cdot \tan \delta + A \cdot C_a \dots\dots\dots (6.60)$$

$$k_s = 0.3k_v \dots\dots\dots (6.61)$$

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)

$\delta$  = 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 ( $t/m^2$ )

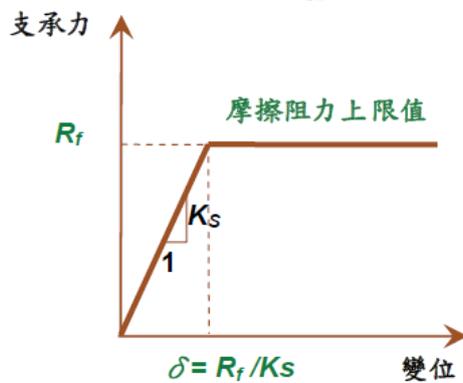


圖 6.44 雙線性摩擦阻力彈簧之性質

底面接觸條件	界面摩擦角 $\delta$	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 6.45 各基礎形狀之摩擦角與有效凝聚力

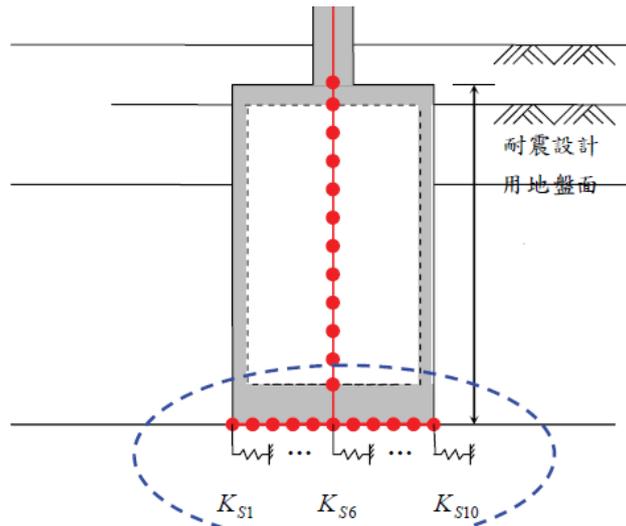


圖 6.46 沉箱底部表面提供之最大摩擦力

表6-10至6-12為一個計算範例，圖6.47至圖6.48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。

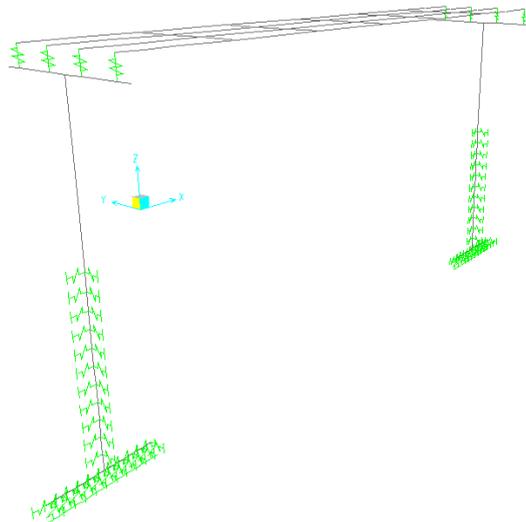


圖 6.47 SAP2000 南雲大橋的彈簧配置圖

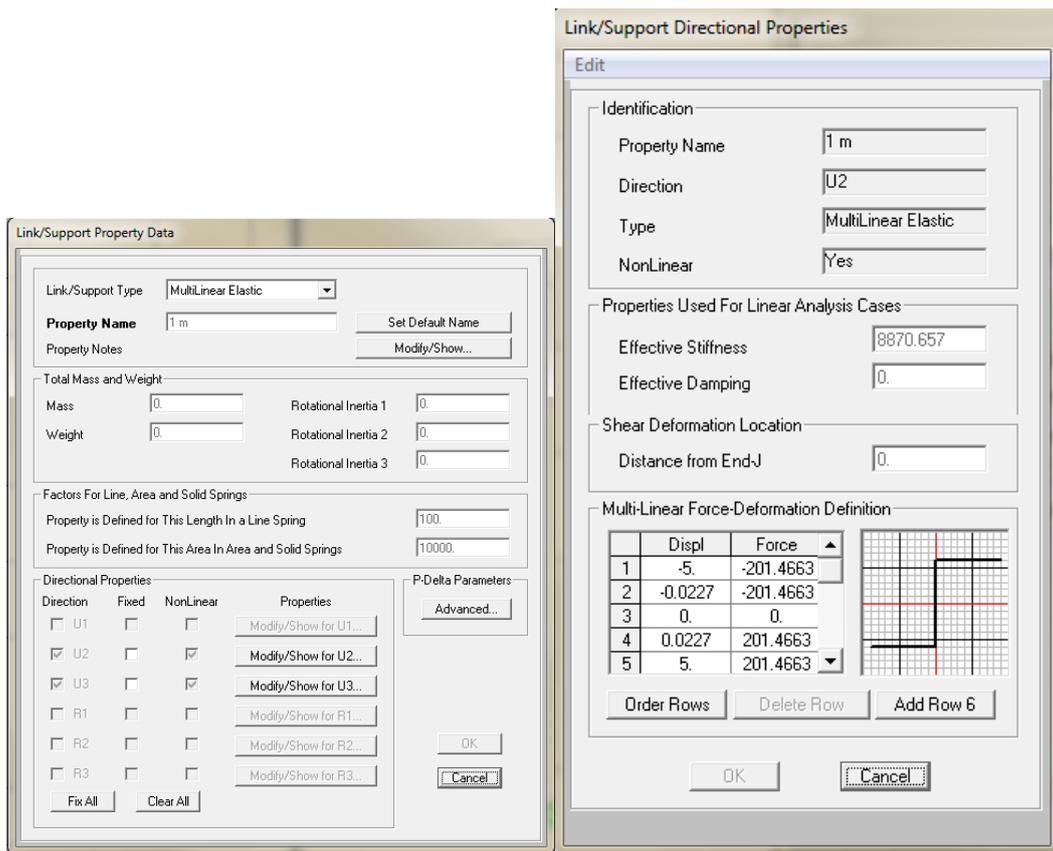


圖 6.48 SAP2000 南雲大橋模型之彈簧性質

表6-10 南雲大橋土壤模擬使用之參數

參數	數值	單位	備註
$\alpha$	1.3		(for circular section)
$\beta$	0.6		
$c$	0		(for rock)
$\gamma_1$	2.1	t/m <sup>3</sup>	(for rock)
$\gamma_2$	2.1	t/m <sup>3</sup>	(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 <sup>2</sup>	

表6-11 X、Y方向之彈簧性質(沖刷深度4公尺)

Depth (m)	A x P <sub>hu</sub> (ton)	$\delta$ (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6-12 基礎垂直方向之彈簧性質(沖刷深度4公尺)

A <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>i</sub> x q <sub>u</sub> (ton)	$\delta$ (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

## 6.5 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。

### 6.5.1 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6-13提供Xtract分析之結果，而圖6.49和圖6.50顯示出各斷面彎矩曲率分析之結果。

**表6-13 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	04	9.68E-04	1.73E+07
		極限點	02	2.21E-02	2.42E+07
	5%	有效降伏	03	1.23E-03	1.56E+07
		極限點	02	1.05E-02	2.09E+07
	10%	有效降伏	03	1.82E-03	1.45E+07
		極限點	03	7.59E-03	1.85E+07
	15%	有效降伏	03	2.65E-03	1.33E+07
		極限點	03	7.73E-03	1.60E+07
	20%	有效降伏	03	3.71E-03	1.21E+07
		極限點	03	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

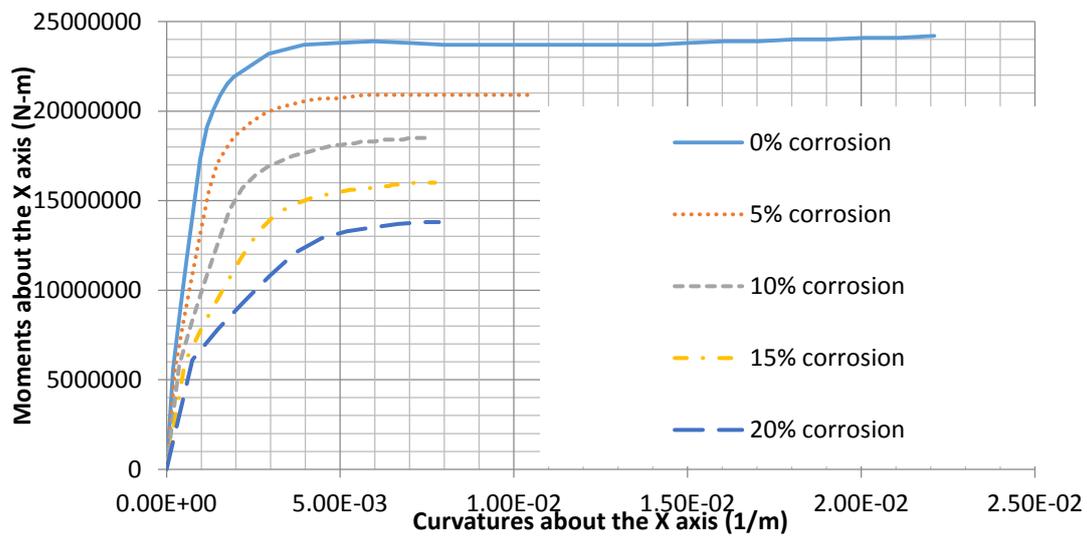


圖 6.49 橋墩之彎矩曲率關係

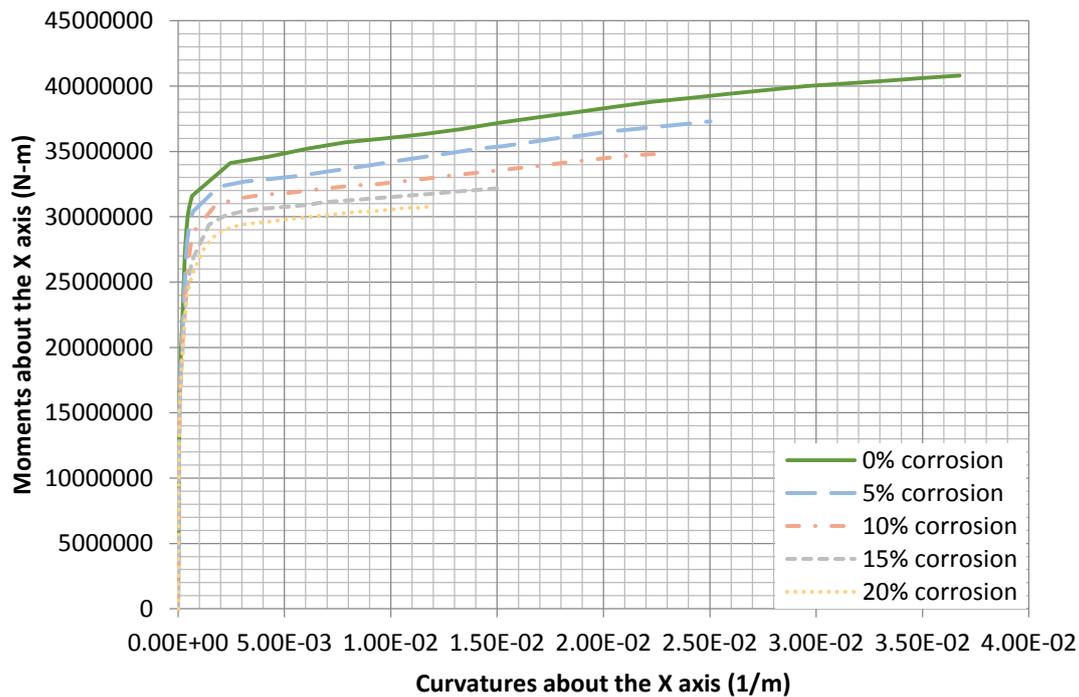


圖 6.50 沉箱之彎矩曲率關係

### 6.5.2 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6.51所示。若只於非線性範圍(非線性轉角 $\theta_i$ 至極限轉角 $\theta_u$ )由剪力破壞控制，則為撓剪破壞模式，如圖6.52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6.53所示。

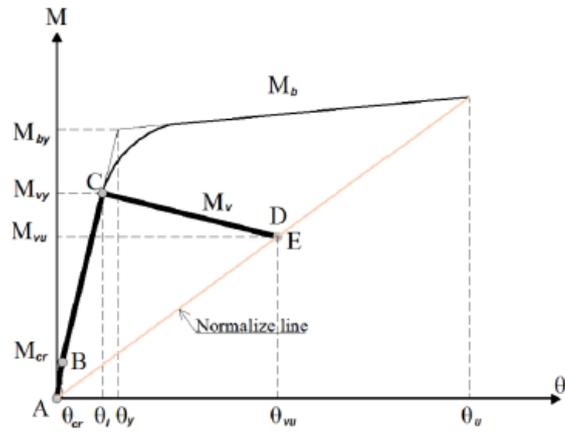


圖 6.51 剪力破壞模式

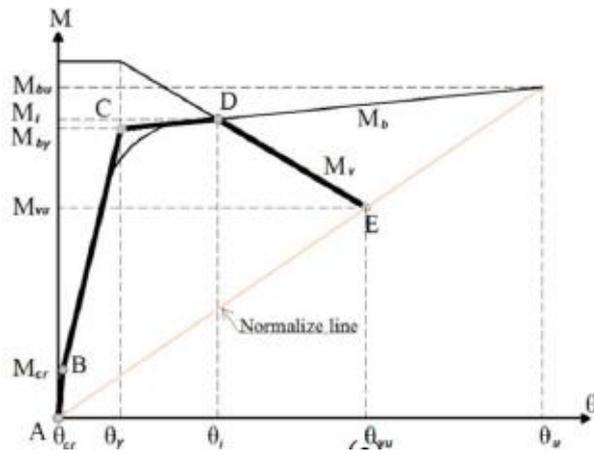


圖 6.52 撓剪破壞模式

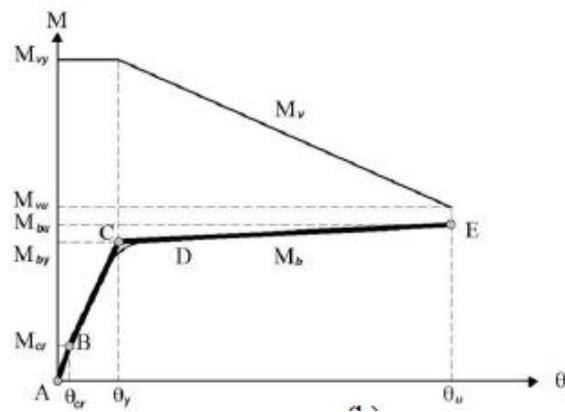


圖 6.53 撓曲破壞模式

於先前分析中所得之降伏和極限彎矩，可以透過方程式(6.62)至式(6.66)推導結構物之轉角；而對於剪力轉換彎矩之方程式，如式(6.68)至式(6.72)所示，剪力強度關係圖如圖6.54。

$$\theta = \frac{\Delta}{l} \dots\dots\dots (6.62)$$

$$l_p = 0.08l + (0.022 \times d_b \times f_y) \dots\dots\dots (6.63)$$

$$\Delta_y = \frac{\phi_{cr} \times l^2}{3} \dots\dots\dots (6.64)$$

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) l_p (l - 0.5l_p) \dots\dots\dots (6.65)$$

$$\theta_u = \left( \frac{\Delta_y}{h} \right) + \left( \frac{\Delta_p}{h - l_p/2} \right) \dots\dots\dots (6.66)$$

$$V_c = 0.53 \times (k + F) \times \sqrt{f'_c} \times A_e \dots\dots\dots (6.67)$$

$$k = \frac{R_{max} - R}{R_{max} - 1} \dots\dots\dots (6.68)$$

$$V_s = \frac{A_{sh} \times f_y \times d}{s} \times \frac{\pi}{2} \dots\dots\dots (6.69)$$

$$M_{vy} = V_n(\theta_y) \times h, \text{ 降伏階段} \dots\dots\dots (6.70)$$

$$M_{vu} = V_n(\theta_u) \times \left( h - \frac{l_p}{2} \right), \text{ 極限階段} \dots\dots\dots (6.71)$$

$$M_v = M_{vy} + (M_{vu} - M_{vy}) \times \frac{R-1}{R_{max}-1}, \text{ 非線性階段} \dots\dots\dots (6.72)$$

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)

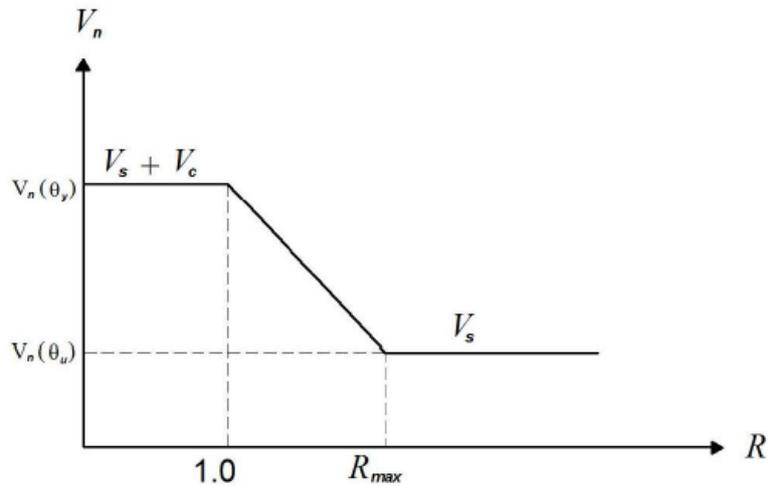


圖 6.54 鋼筋混凝土之剪力強度關係圖

以正方形斷面而言，式(6.69)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6-14(10%腐蝕)。圖6.56至圖6.59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6-14以及圖6.60至圖6.63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6.55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6.55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。

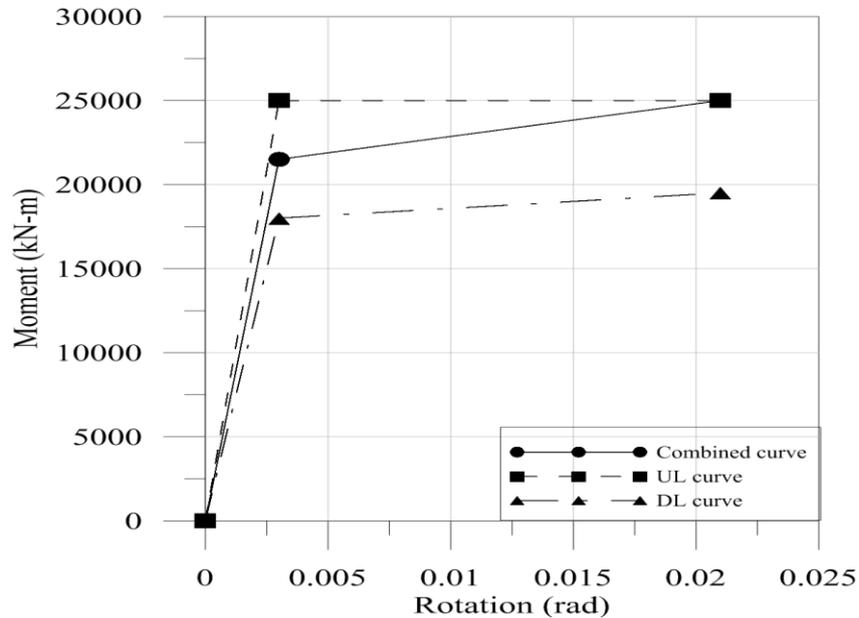


圖 6.55 使用於第二次側推分析中撓曲行為之判定

表6-14 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 <sup>2</sup>
有效面積	$A_e$	3323805.027	mm <sup>2</sup>
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	$\phi_y$	0.000001819	1/mm
極限曲率	$\phi_u$	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	$\zeta$	0.10814508	-
塑性長度	$l_p$	693.4707889	mm
降伏位移	$\Delta_y$	26.41188	mm
塑性位移	$\Delta_p$	25.01701662	mm
極限位移	$\Delta_u$	51.42889662	mm
降伏轉角	$\theta_y$	0.0040018	rad
極限轉角	$\theta_u$	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	$V_n$ ( $\theta_y$ )	3001846.11	N
	$V_n$ ( $\theta_u$ )	184786.5633	N
降伏剪力彎矩	$M_{vy}$	19812184328	Nmm
極限剪力彎矩	$M_{vu}$	1155519276	Nmm

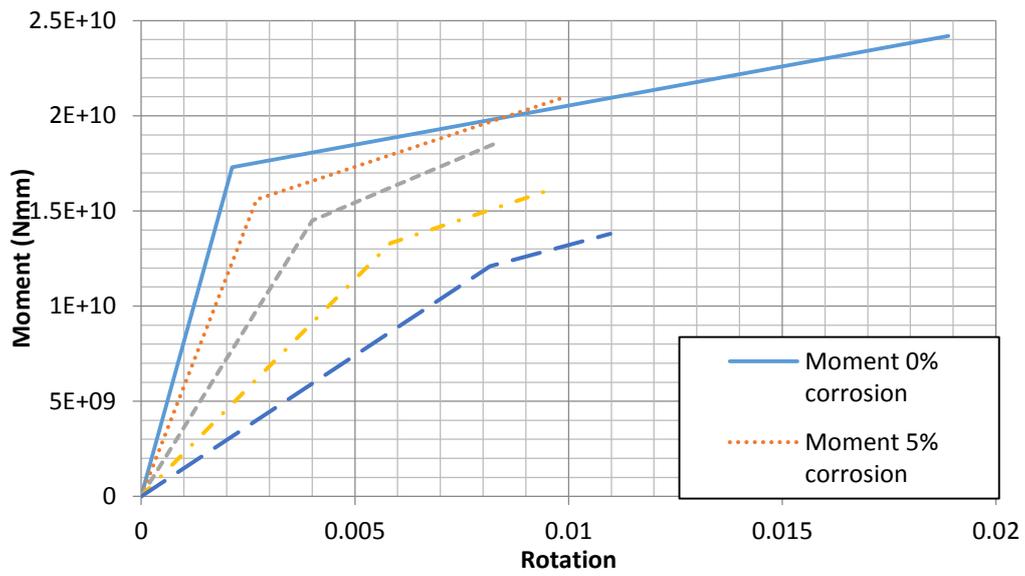


圖 6.56 橋墩彎矩轉角之模型

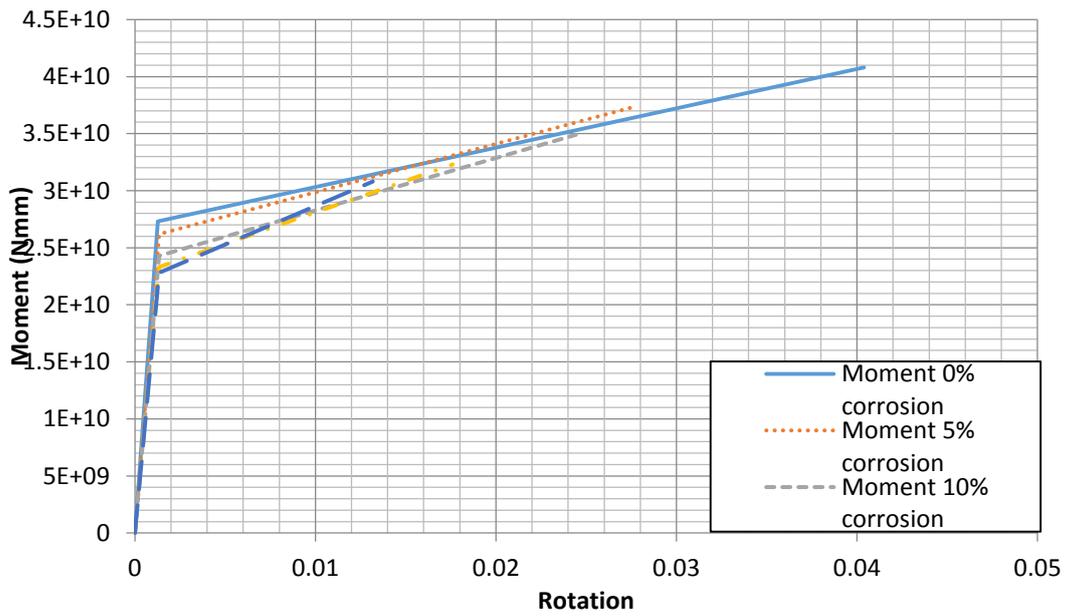


圖 6.57 沉箱彎矩轉角之模型

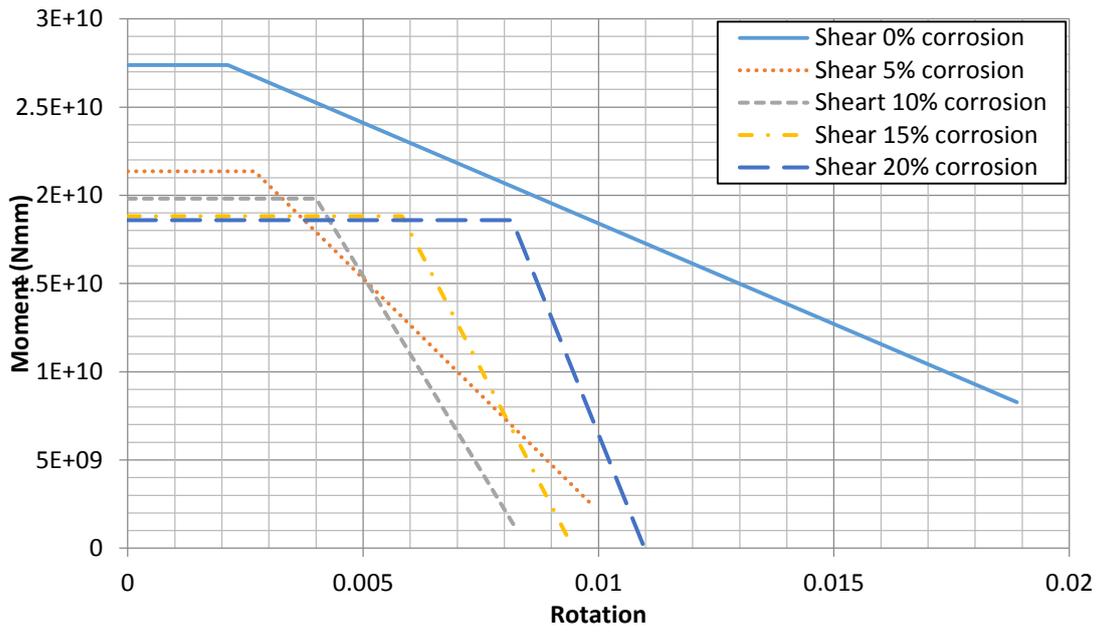


圖 6.58 橋墩剪力轉換之模型

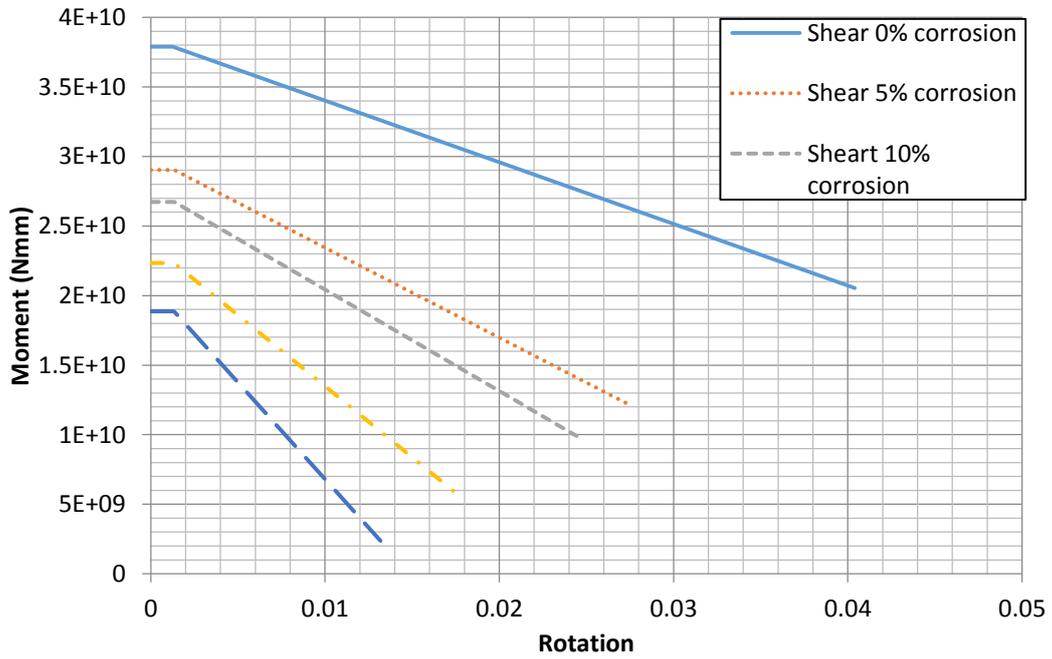


圖 6.59 沉箱剪力轉換之模型

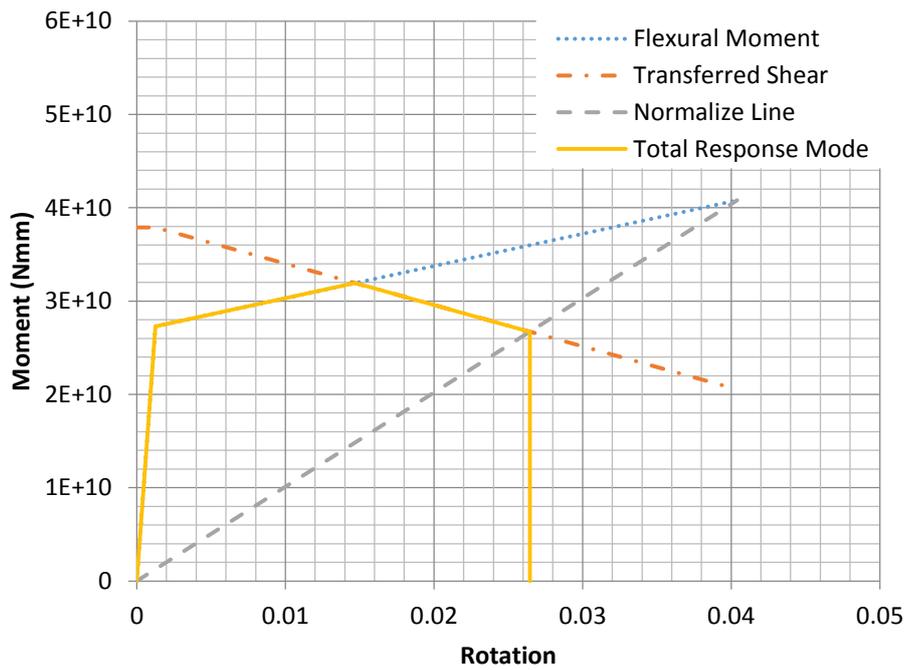


圖 6.60 沉箱鋼筋未腐蝕之破壞模式

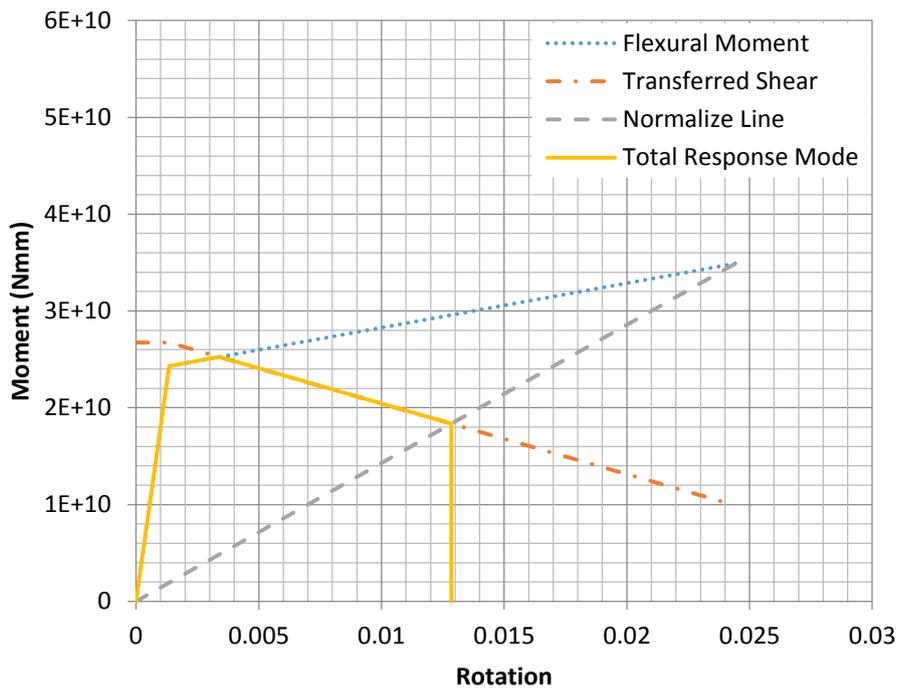


圖 6.61 沉箱鋼筋腐蝕 10%之破壞模式

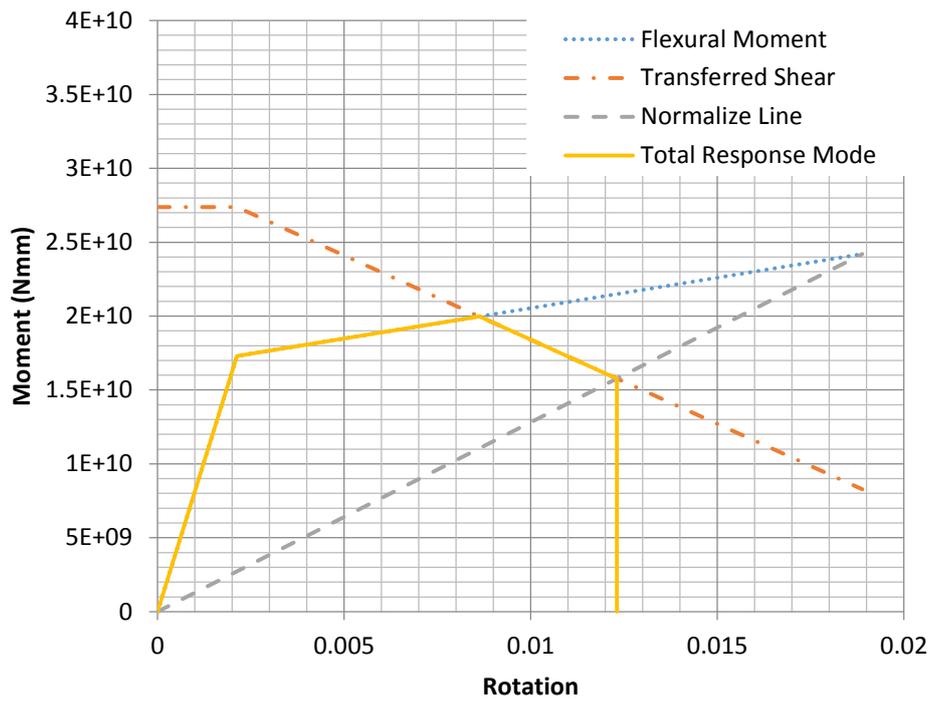


圖 6.62 橋墩鋼筋未腐蝕之破壞模式

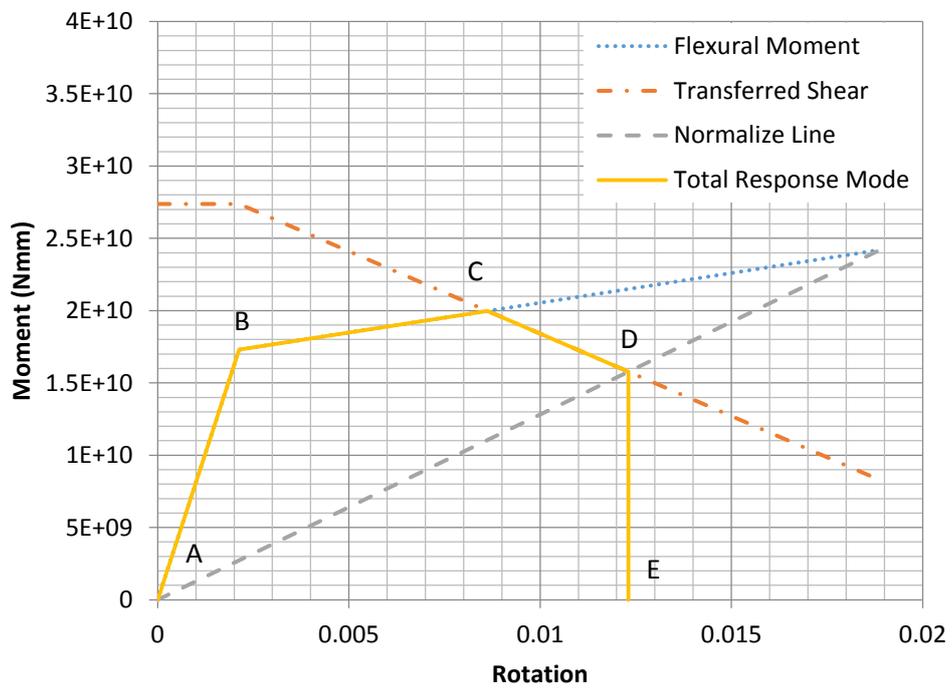


圖 6.63 橋墩鋼筋腐蝕 10%之破壞模式

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6-15。

**表6-15 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

### 6.5.3 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6-16，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6-16及表6-17。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6.64和圖6.65所示。

表6-16 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6-17 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	

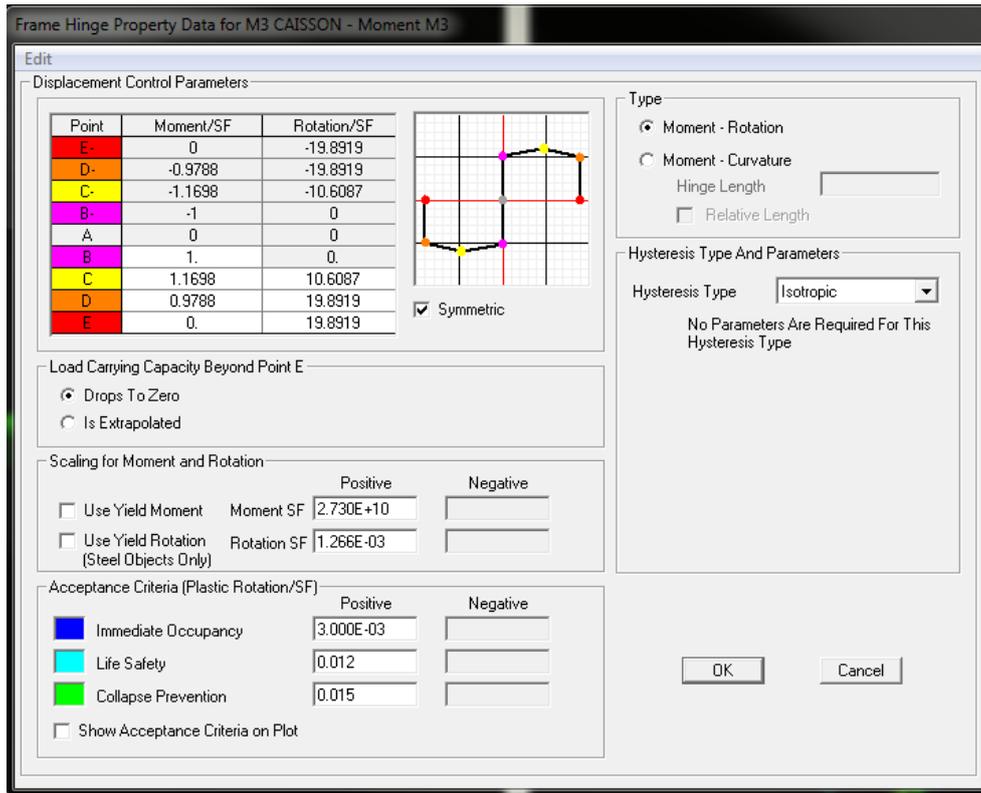


圖 6.64 於 X 方向和 Y 方向上(對稱)沉箱腐蝕 0%之塑性鉸性質

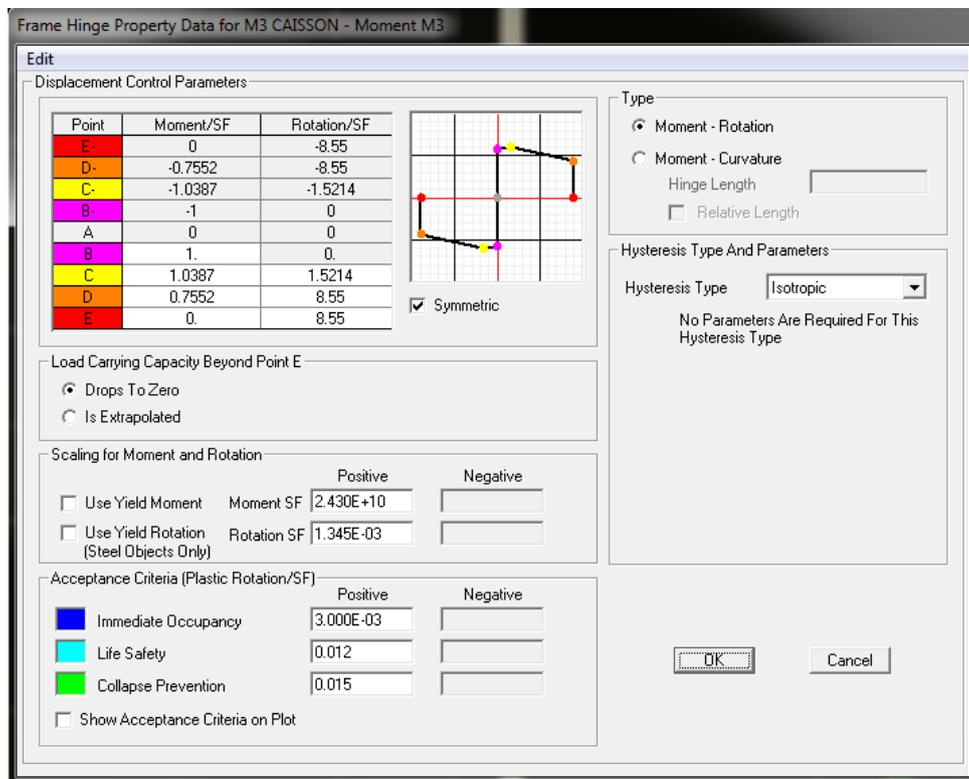


圖 6.65 於 X 方向和 Y 方向上(對稱)沉箱腐蝕 10%之塑性鉸性質

## 6.6 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。

### 6.6.1 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6.66、6.67，經側推後橋梁之變形可由圖6.68、圖6.69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。

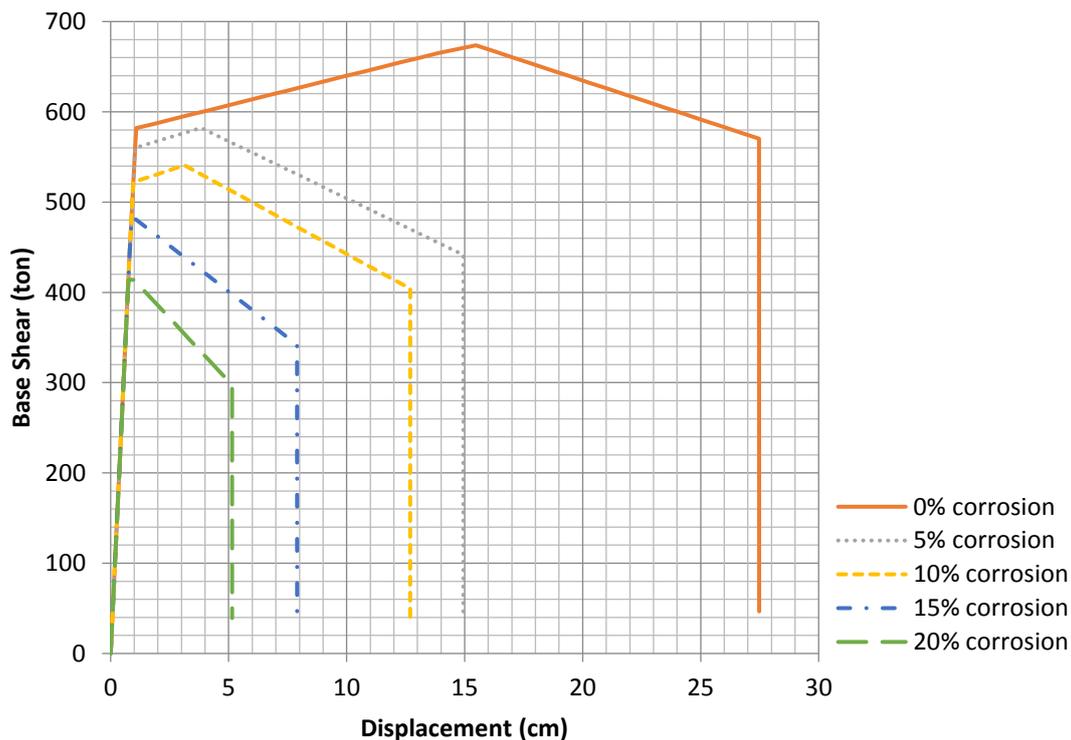


圖 6.66 X 方向側推分析結果

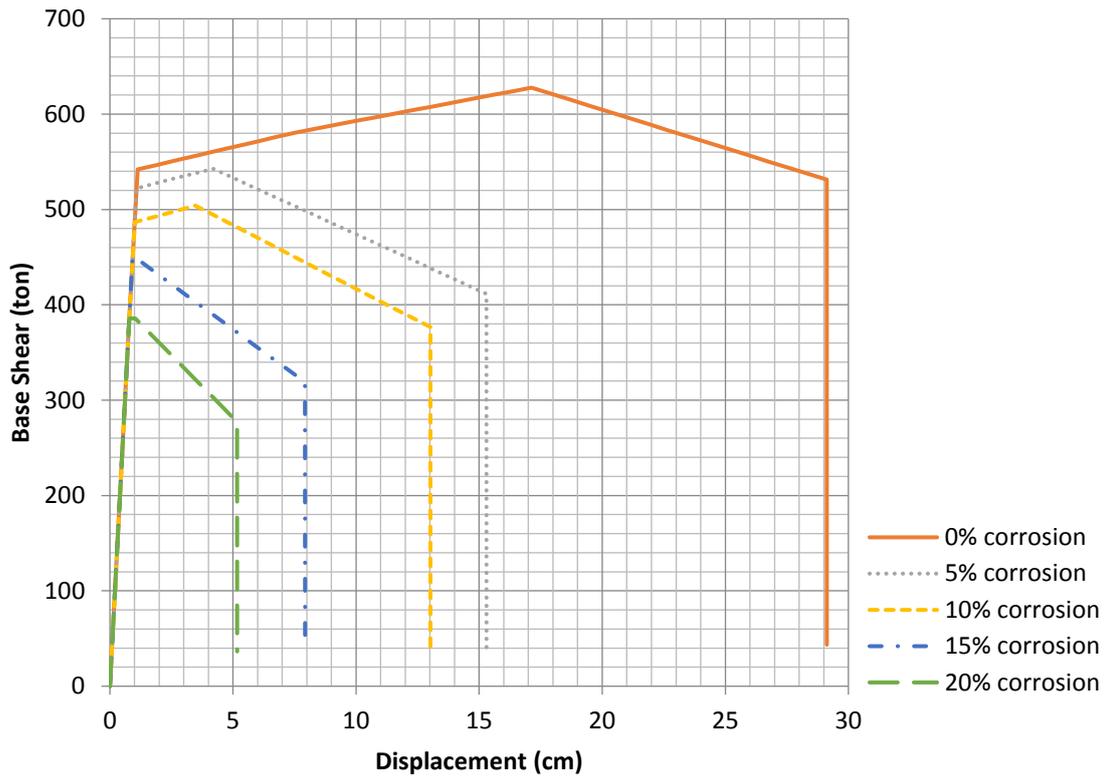


圖 6.67 Y 方向側推分析結果

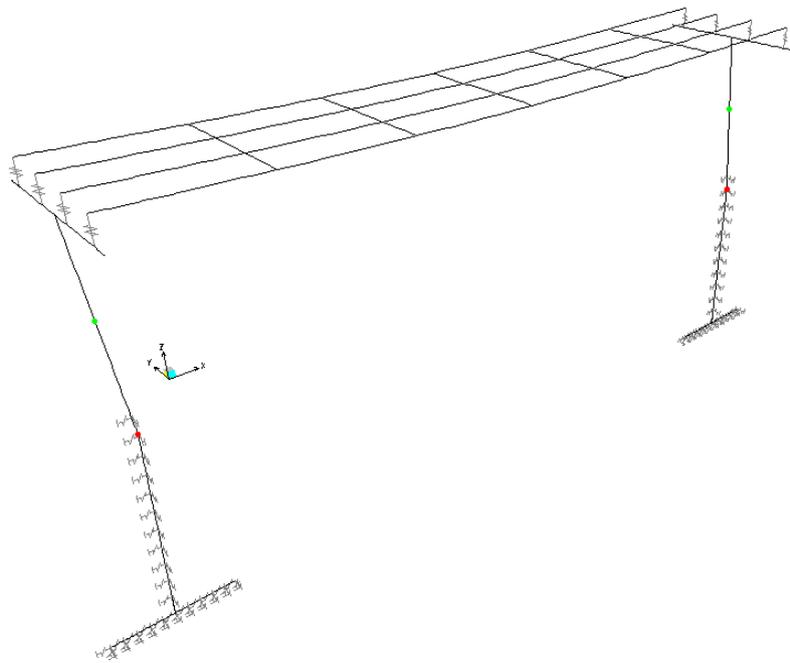


圖 6.68 X 方向側推分析橋梁變形圖(材料未劣化)

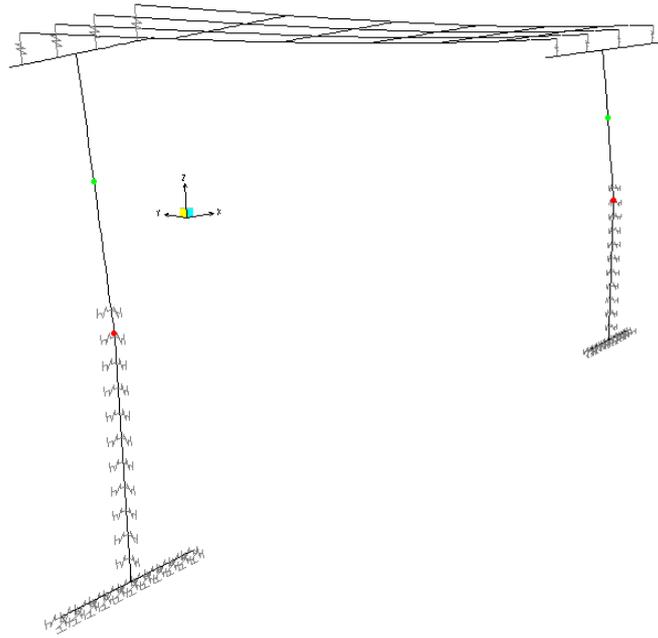


圖 6.69 Y 方向側推分析橋梁變形圖(材料未劣化)

### 6.6.2 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 $\beta_{eff}$ 和加速度值 $\alpha_{pi}$ ，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 $\alpha_{pi}$ 放大係數，再將放大之 $\alpha_{pi}$ 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 6.70。

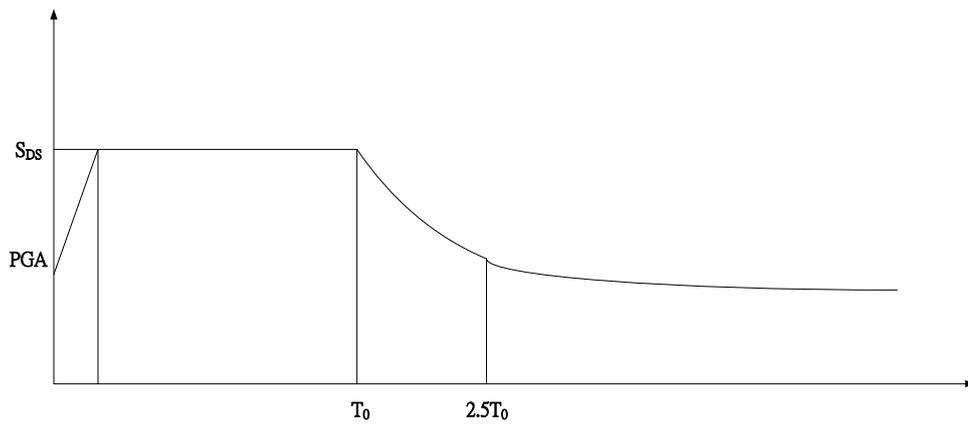


圖 6.70 台灣耐震設計規範獲得結構物反應譜

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

(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 6.71。

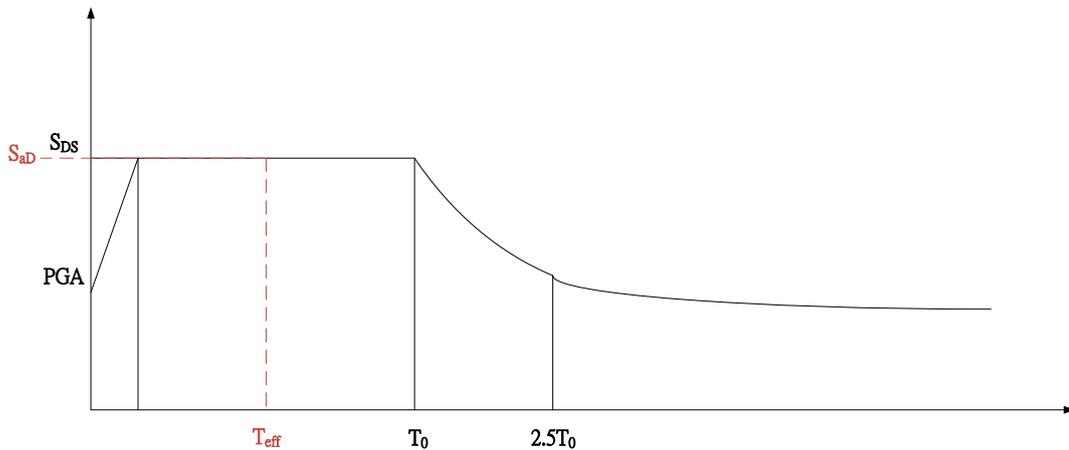


圖 6.71 反應譜對應之譜加速度

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6-18所示。

表6-18 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

$\beta_{eff}$  : 等效黏滯性阻尼比

$T_{eff}$  : 地震力下結構物有效周期

$\alpha_{pi}$ : 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6-18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6-19。

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6-20、表6-21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6.73求得，反應譜上周期所對應其譜加速度( $S_{ad}$ )可由式6.73至式6.77得到。

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (6.73)$$

當  $T \leq 0.2T_0$

$$S_{ad} = S_{DS}(0.4 + 3T/T_0) \dots\dots\dots (6.74)$$

當  $0.2T_0 < T \leq T_0$

$$S_{ad} = S_{DS} \dots\dots\dots (6.75)$$

當  $T_0 < T \leq 2.5T_0$

$$S_{ad} = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots (6.76)$$

當  $T > 2.5T_0$

$$S_{ad} = 0.4 S_{DS} \dots\dots\dots (6.77)$$

表6-19 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6-20 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6-21 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

### 6.6.3 $A_y$ 、 $A_c$ 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6.72，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 $\beta_{eff}$ 、週期 $T_{eff}$ 、加速度值 $\alpha_{pi}$ ...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6-22、表6-23所示。

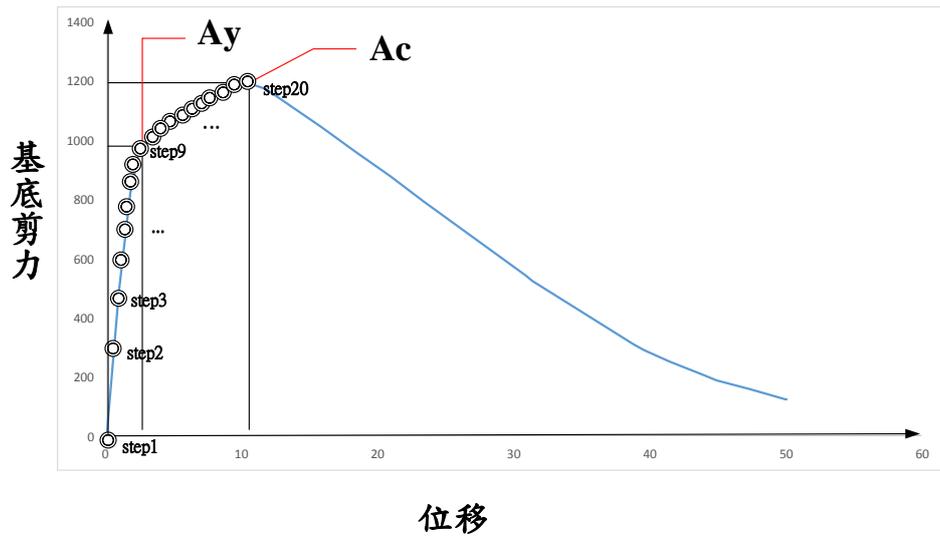


圖 6.72Ay、Ac 示意圖

表6-22 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	$\kappa$	0.333333	假設

表6-23 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
<b>20</b>	<b>1.090712</b>	<b>0.321185</b>	<b>15.0115</b>	<b>0.507974</b>	<b>6.069</b>	<b>0.205371</b>
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6-22為求得反應譜所需的當地資料，表6-23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 $\beta_{eff}$ 和加速度 $S_a$ （即表6-23 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 6-22)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 6.73 至式 6.77，在此範例南雲大橋極限狀態週期為 1.09115 所以使用式 6.76 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 6-19 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  $\beta_{eff}$  可由表 6-19 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 6-20 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6-24，針對材劣料化對PGA值影響顯示於圖6.73，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6.74、圖6.75顯示。而  $A_y$ 所對應的  $R_c$ 值為0.76。

表6-24 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	

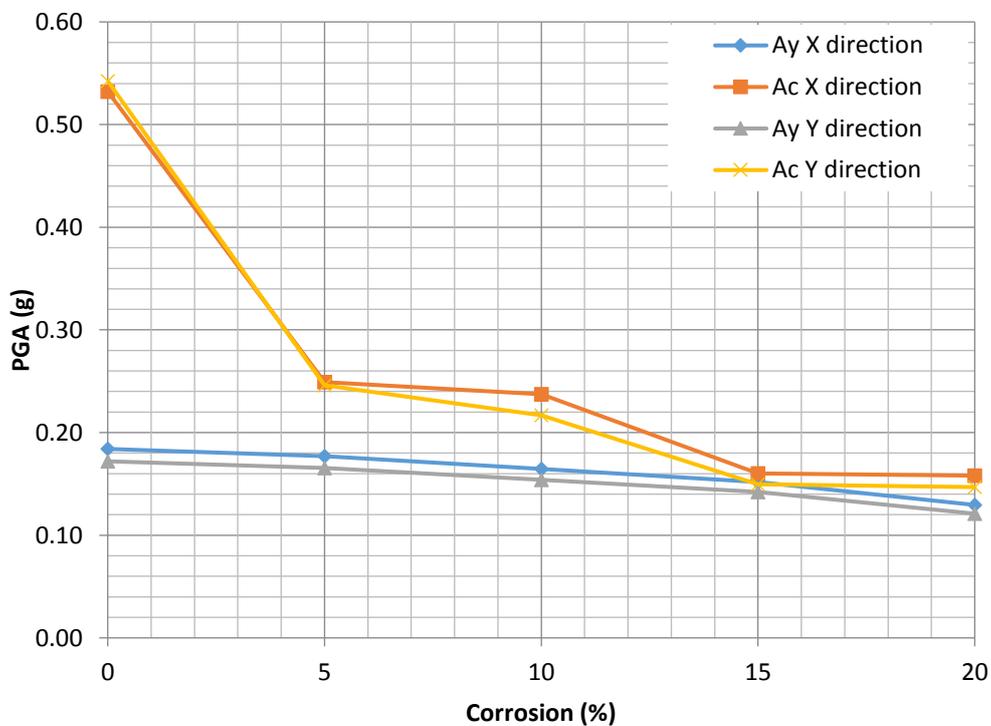


圖 6.73 南雲大橋材料劣化對 PGA 之影響

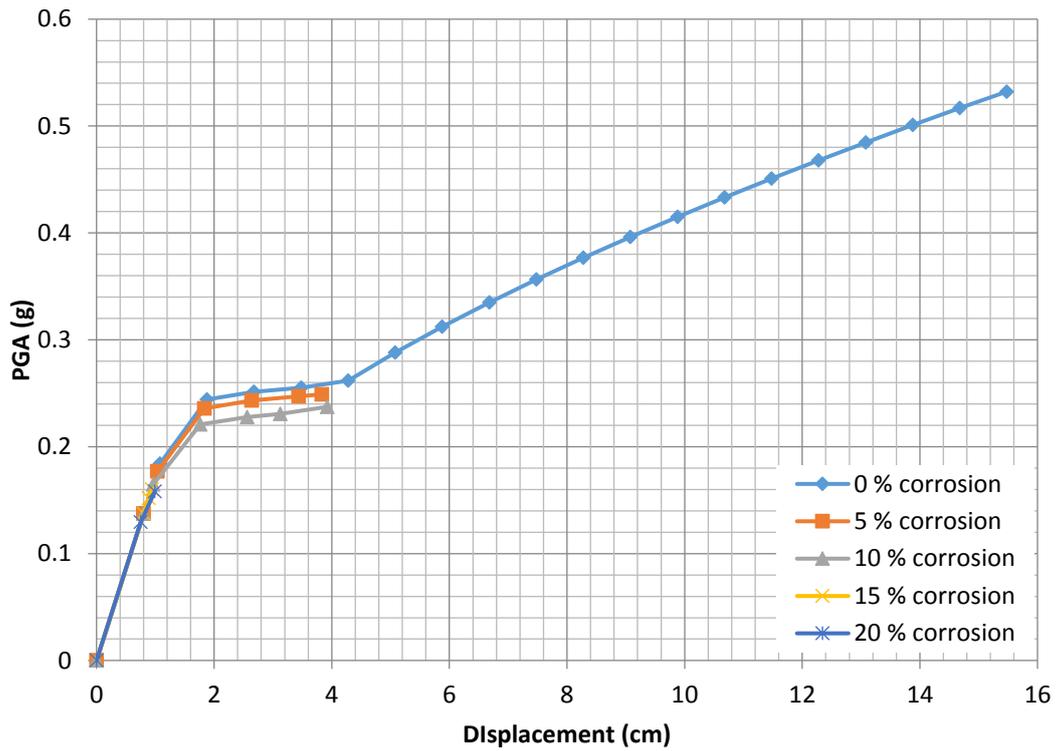


圖 6.74 南雲大橋 X 方向之 PGA 與位移關係圖

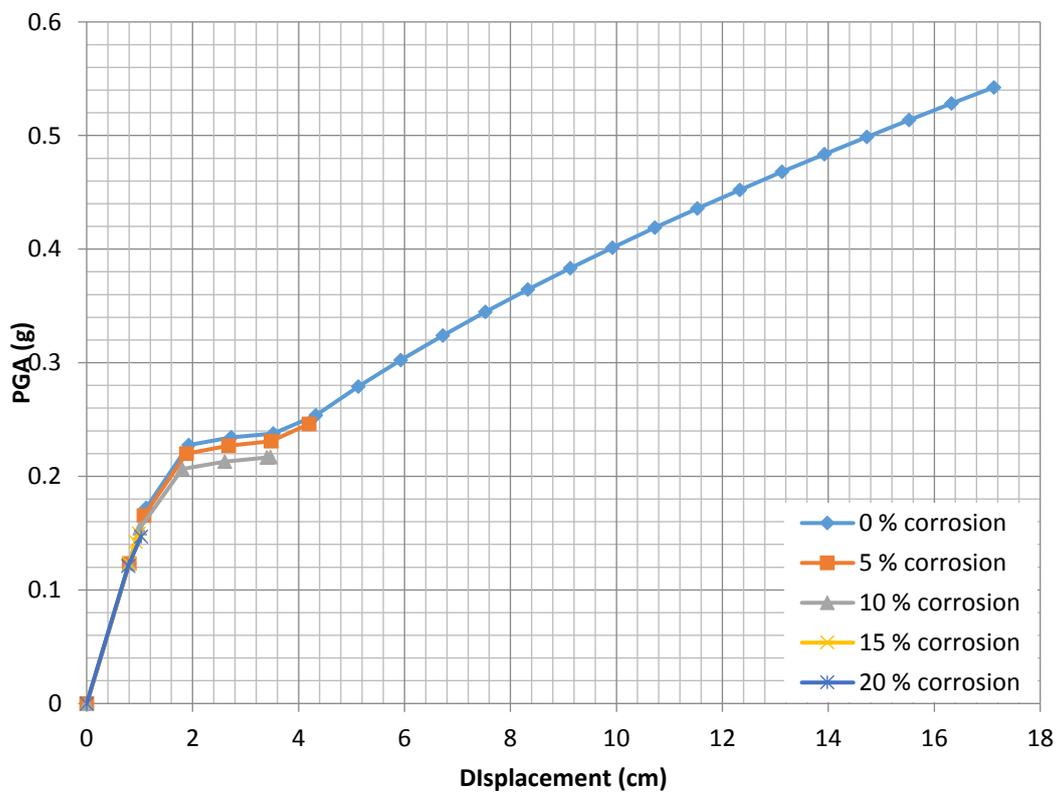


圖 6.75 南雲大橋 Y 方向之 PGA 與位移關係圖

### 6.6.4 案例分析

本研究其他橋梁(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。

#### 6.6.4.1 尖山大橋分析結果

尖山大橋分析結果如表6-25及圖6.76至6.79所示。

表6-25 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

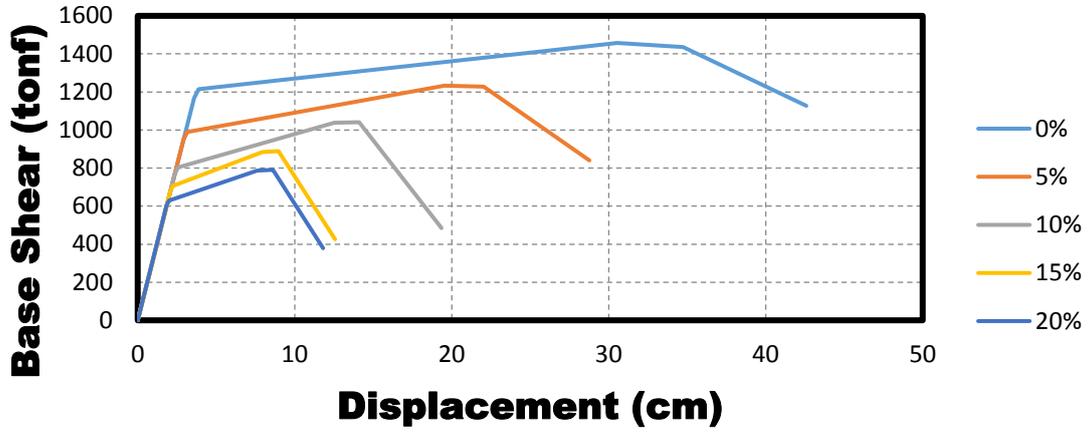


圖 6.76 尖山大橋 X 向剪力與位移關係圖

### PGA-Displacement Curve in Corrosion Case in X direction

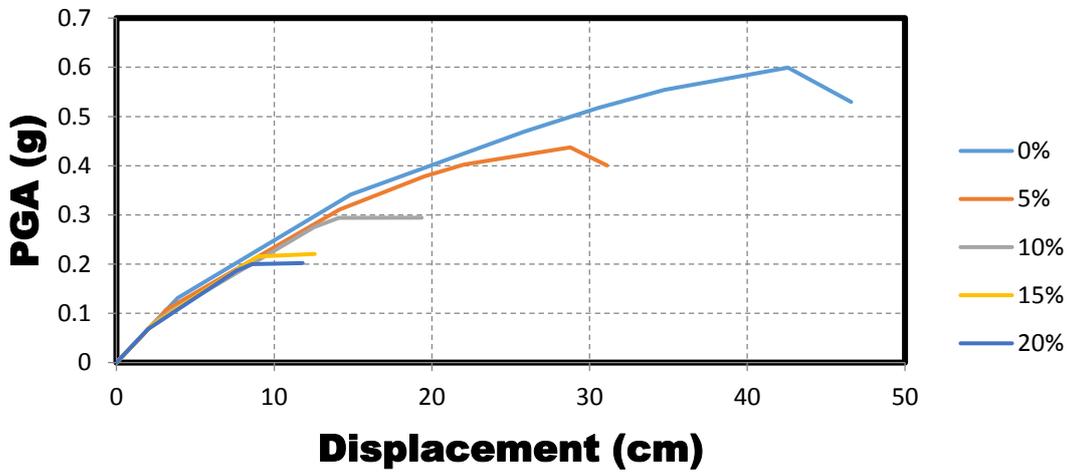


圖 6.77 尖山大橋 X 向 PGA 與位移關係圖

### Base Shear-Displacement Curve for Corrosion Case in Y direction

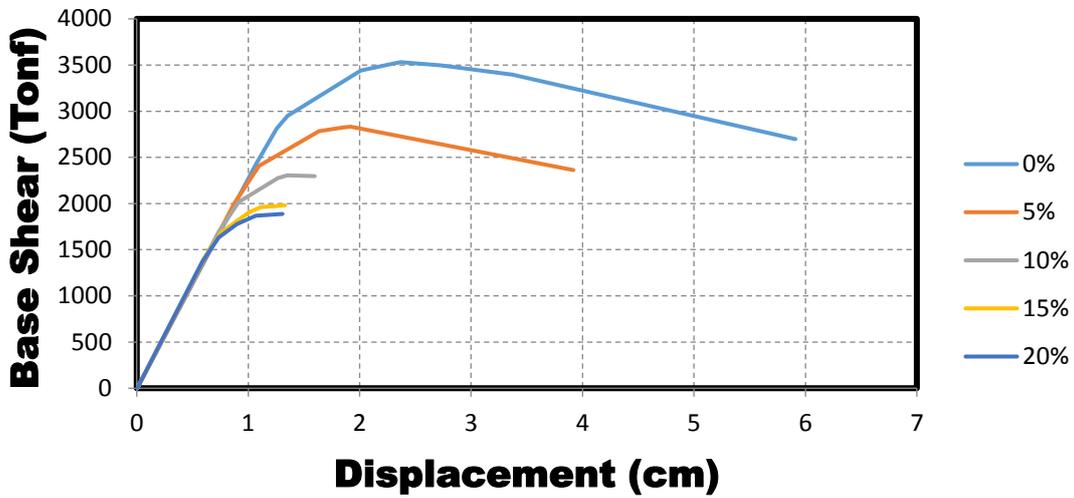


圖 6.78 尖山大橋 Y 向剪力與位移關係圖

### PGA-Displacement Curve for Corrosion Case in Y direction

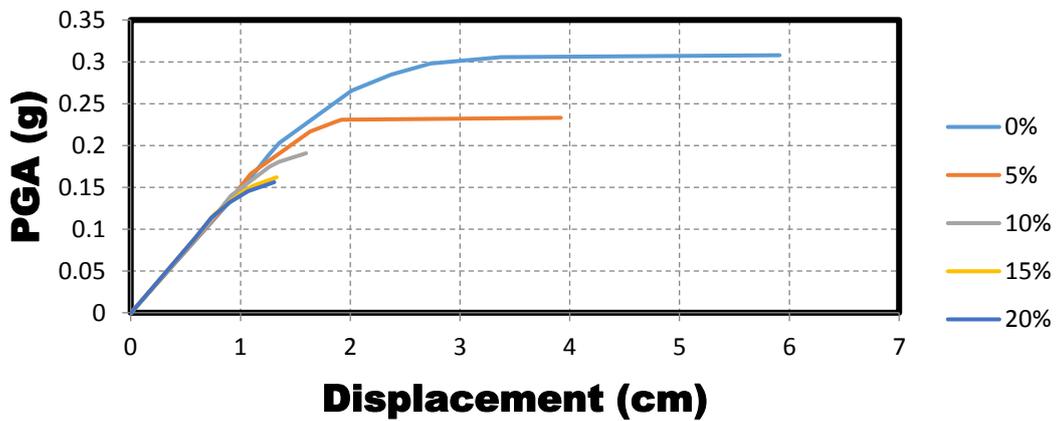


圖 6.79 尖山大橋 Y 向 PGA 與位移關係圖

#### 6.6.4.2 名竹大橋分析結果

名竹大橋分析結果如表6-26及圖6.80至6.82所示。

表6-26 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。

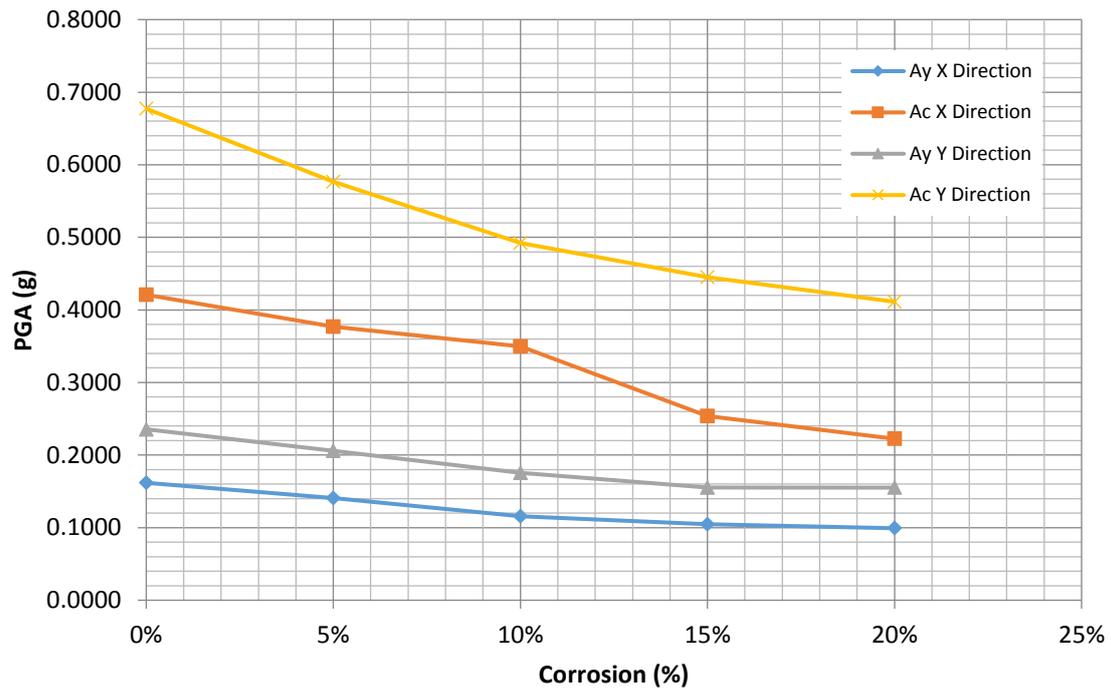


圖 6.80 名竹大橋材料劣化對 PGA 之影響

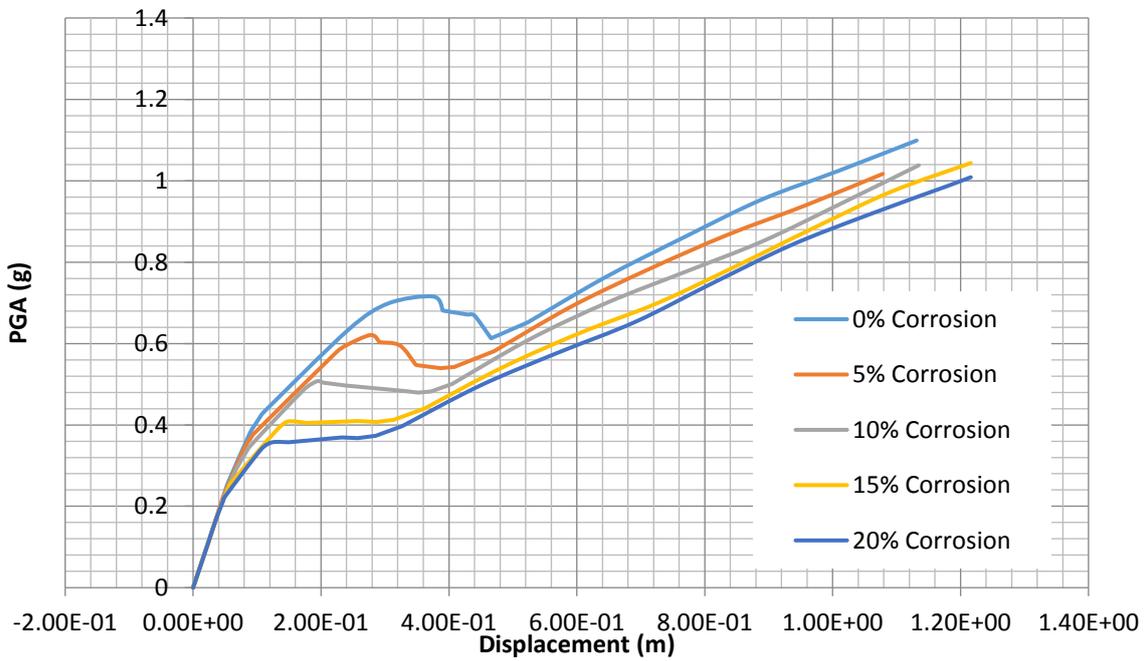


圖 6.81 名竹大橋 X 方向之 PGA 與位移關係圖

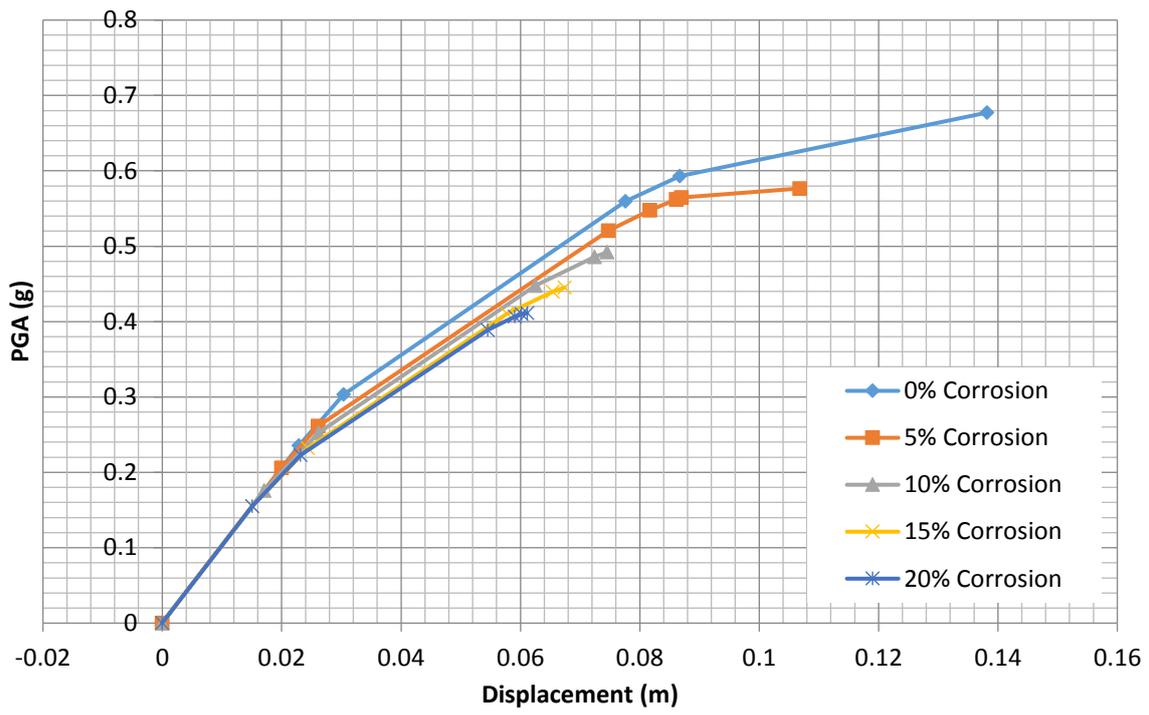


圖 6.82 名竹大橋 Y 方向之 PGA 與位移關係圖

### 6.6.4.3 北港大橋分析結果

北港大橋分析結果如表6-27及圖6.83至6.86所示。

**表6-27 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 ( $A_c$ )	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 ( $A_c$ )	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。

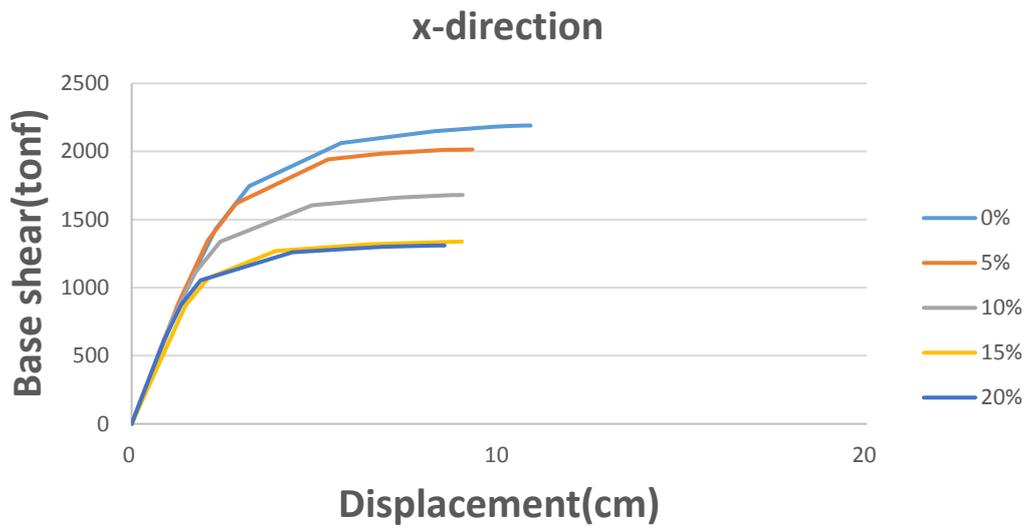


圖 6.83 北港大橋 X 向剪力與位移關係圖

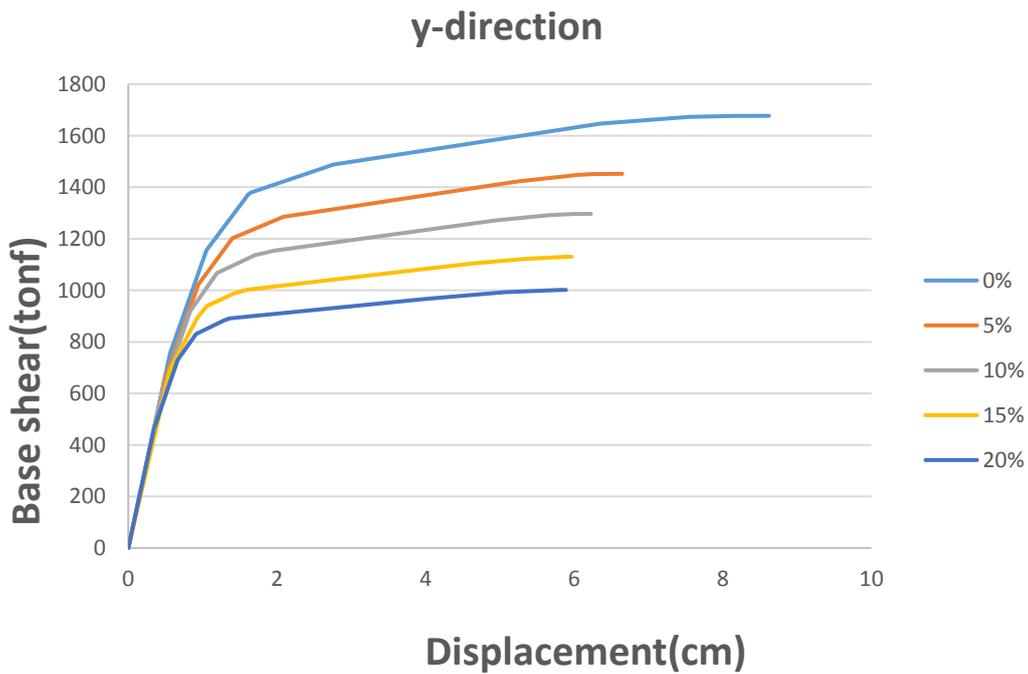


圖 6.84 北港大橋 Y 向剪力與位移關係圖

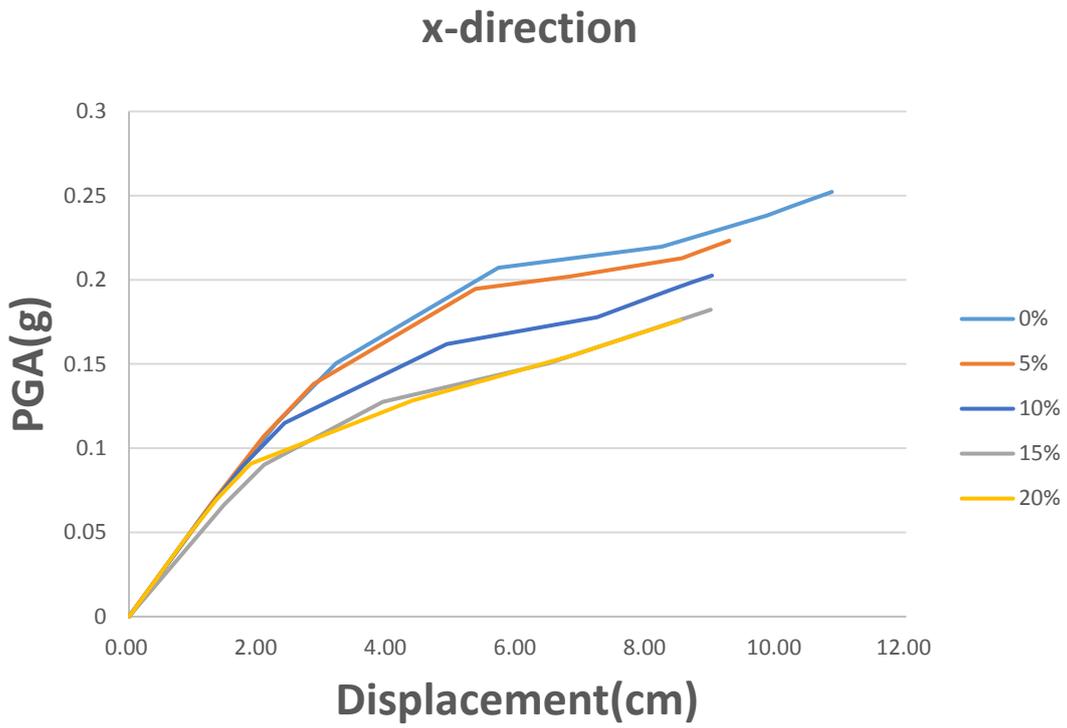


圖 6.85 北港大橋 X 向 PGA 與位移關係圖

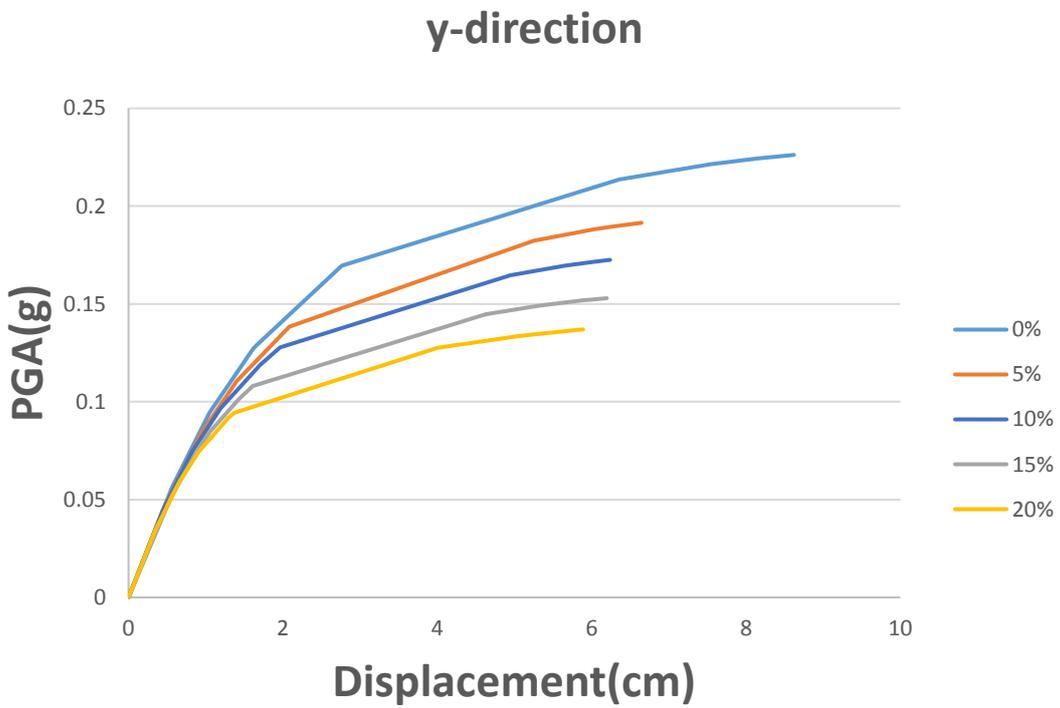


圖 6.86 北港大橋 Y 向 PGA 與位移關係圖

## 6.7 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。

### 6.7.1 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6.87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6.88所示。此外，南雲大橋之容量包絡線亦列於圖6.88之中。

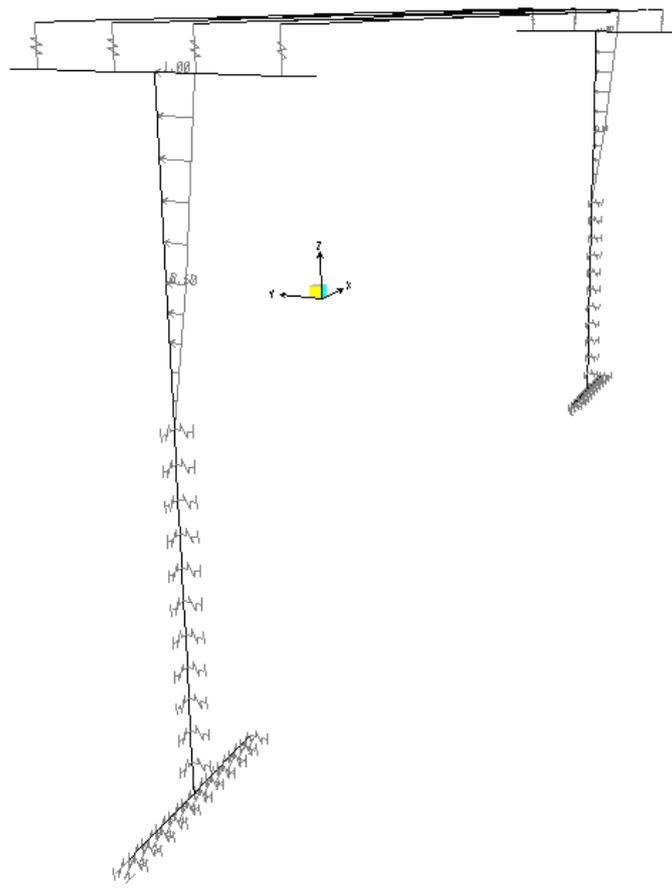


圖 6.87 SAP2000 中的洪水載重配置

## 6.7.2 容量、需求以及臨界頻率

### 6.7.2.1 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6.88實線部分，本研究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6.88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6-28。

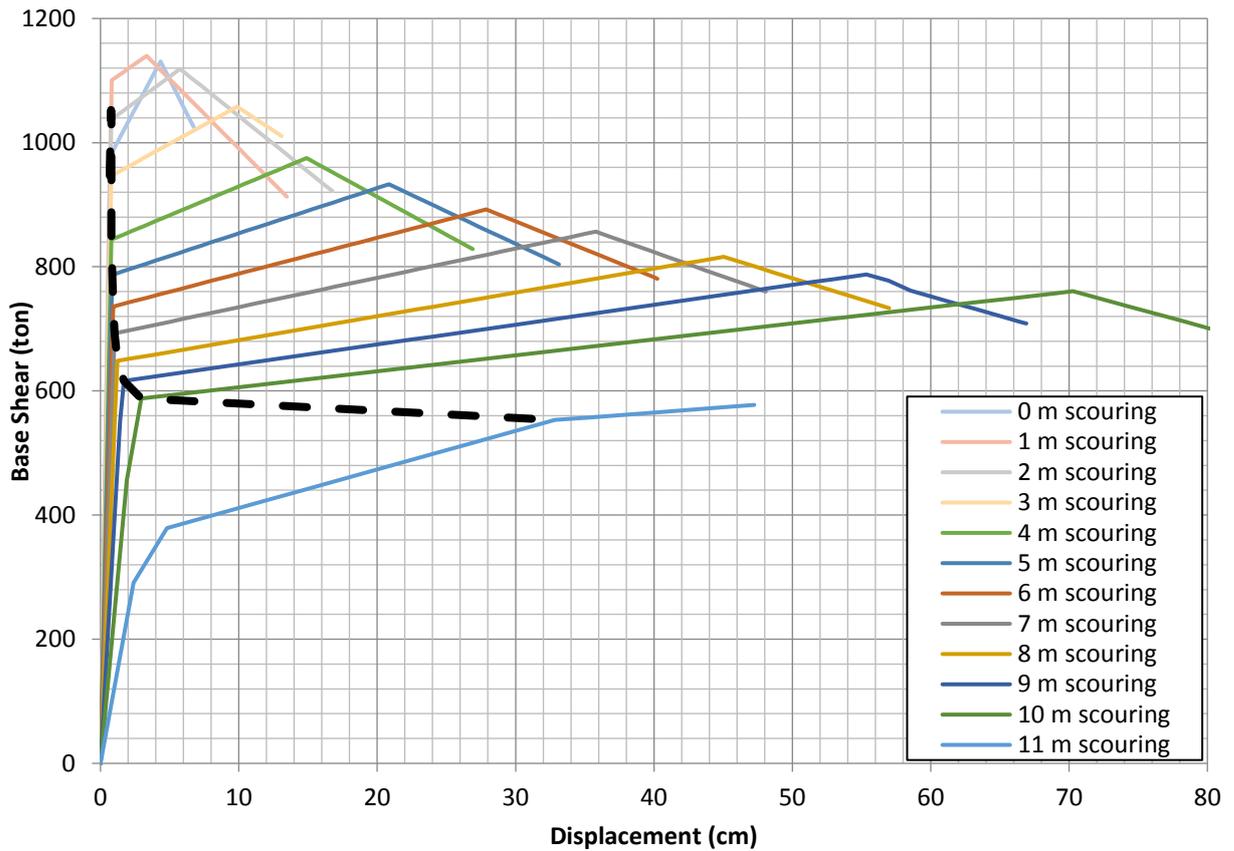


圖 6.88 南雲大橋不同沖刷深度下之側推分析結果與容量包絡線

表 6-28 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

### 6.7.2.2 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(6.78)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6-29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6.89所示。

$$P_{avg} = \frac{52.5 K (V_{avg})^2}{1000} \dots\dots\dots (6.78)$$

其中: $P_{avg}$  : 平均動水壓力(tf/m<sup>2</sup>)

$V_{avg}$  : 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6-29 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 <sup>2</sup> )	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

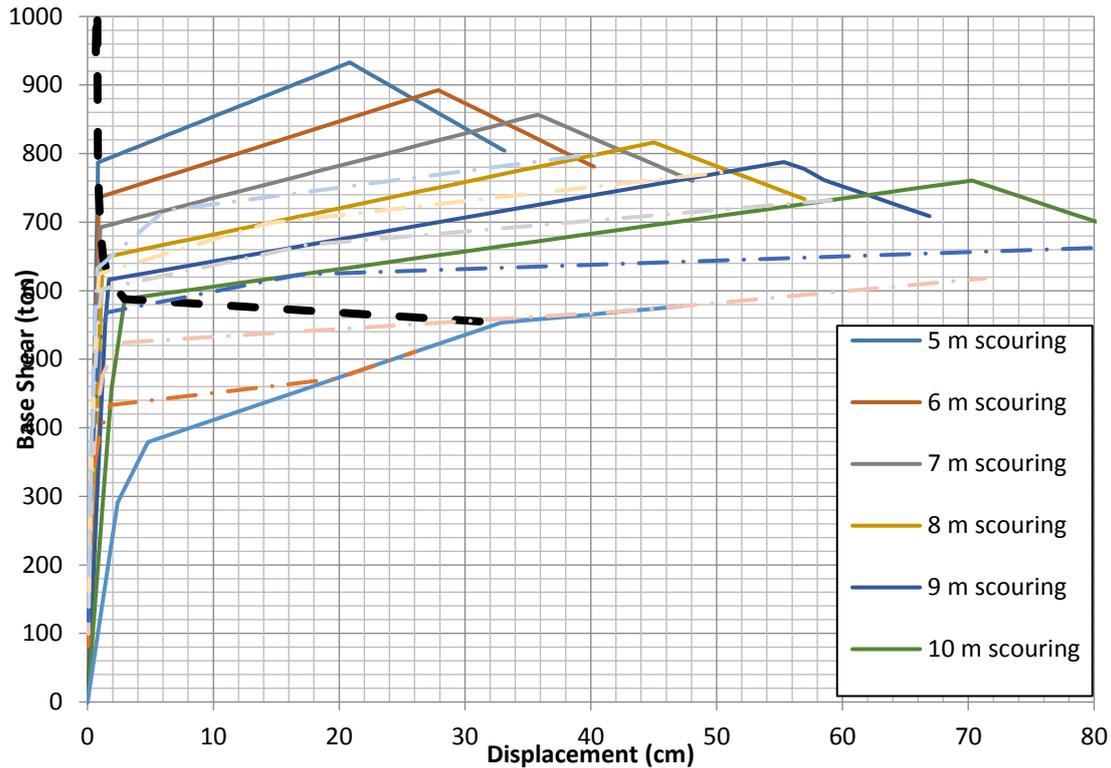


圖 6.89 南雲大橋不同沖刷深度下容量和需求曲線

### 6.7.2.3 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(6.79)表達，而其結果如表6-30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。

$$R_c = \frac{f_a}{f_b} \dots\dots\dots (6.79)$$

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6-30 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

### 6.7.3 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。

#### 6.7.3.1 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6-31，圖6.90與6.91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6-31 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

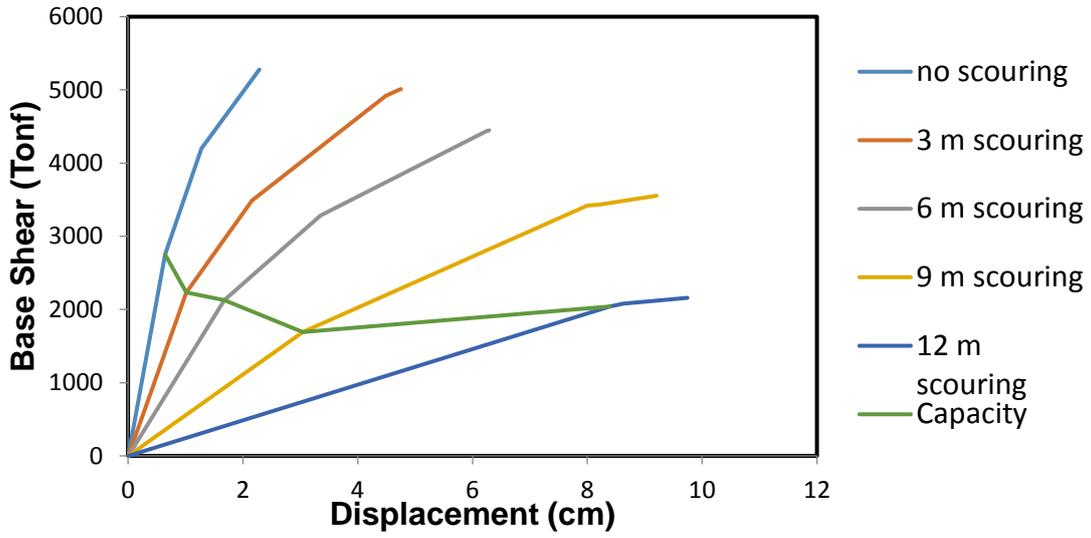


圖 6.90 尖山大橋不同沖刷深度下側推分析結果以及容量曲線

### Base Shear - Displacement

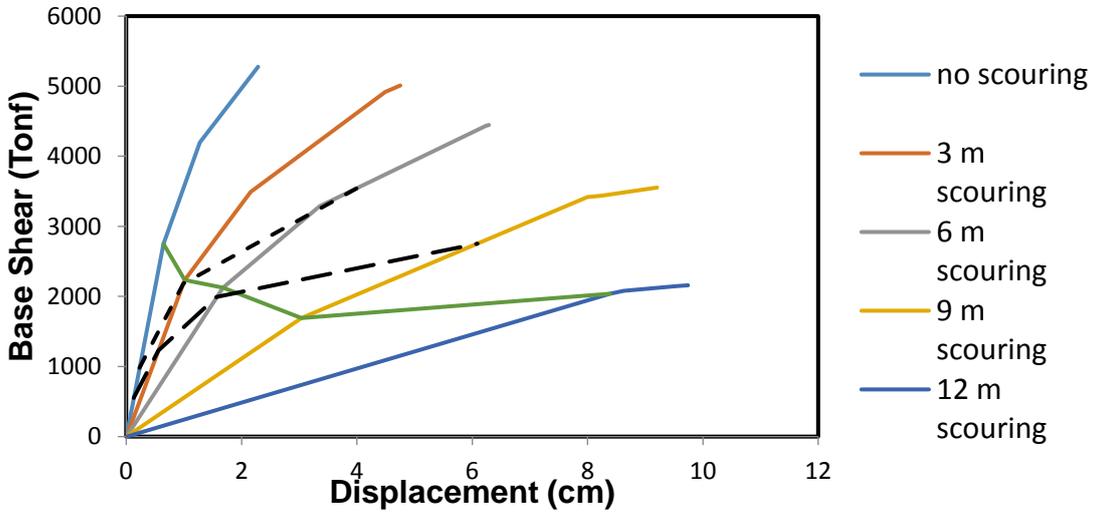


圖 6.91 尖山大橋不同沖刷深度下容量曲線和需求曲線

### 6.7.3.2 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6.92與6.93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。

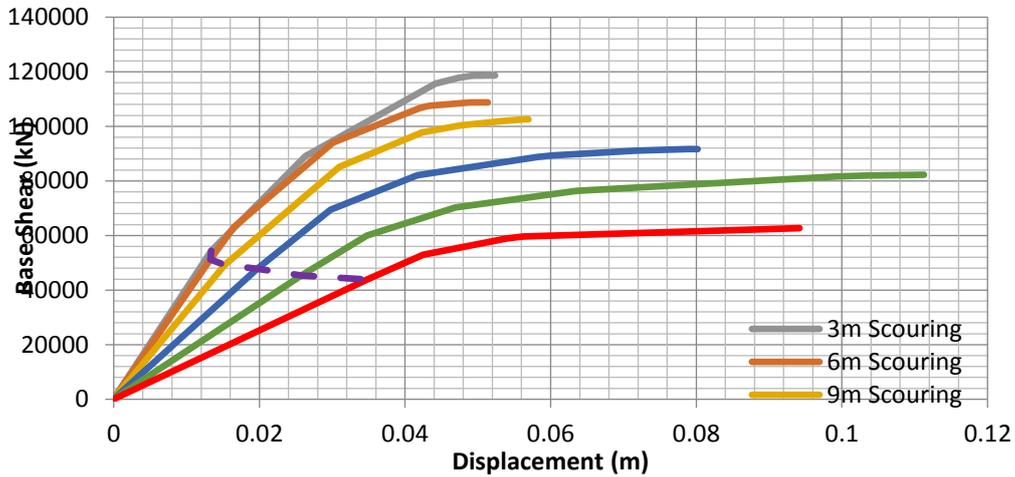


圖 6.92 名竹大橋不同冲刷深度下側推分析結果以及容量曲線

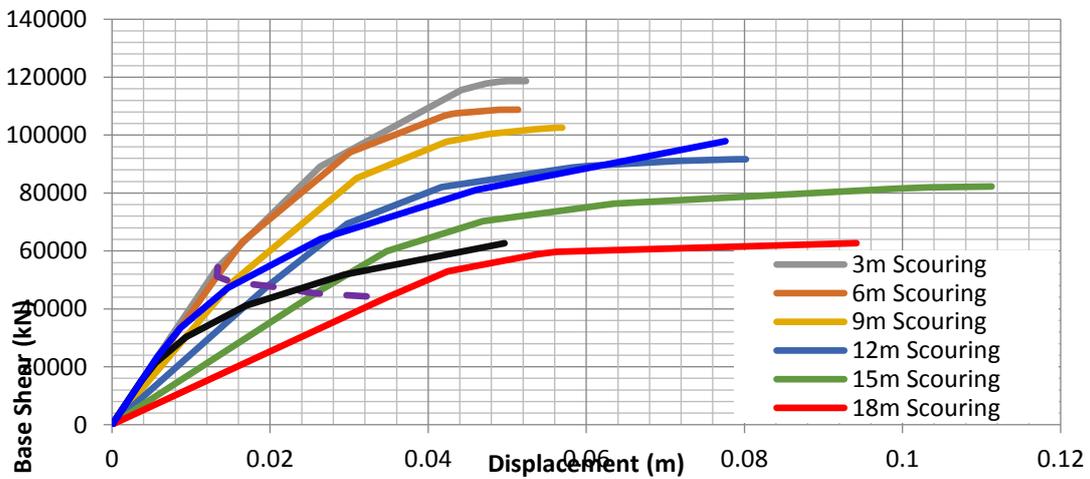


圖 6.93 名竹大橋不同冲刷深度下容量曲線和需求曲線

### 6.7.3.3 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6-32與圖6.94與6.95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6-32 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

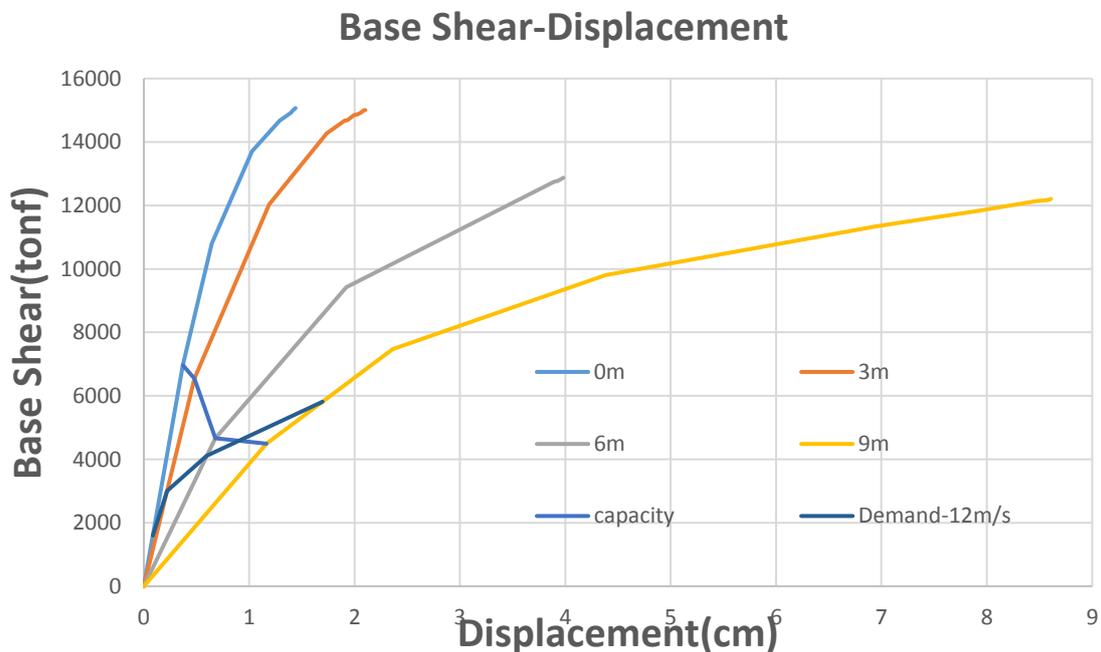


圖 6.94 北港大橋不同冲刷深度下側推分析結果以及容量曲線

### Base Shear-Displacement

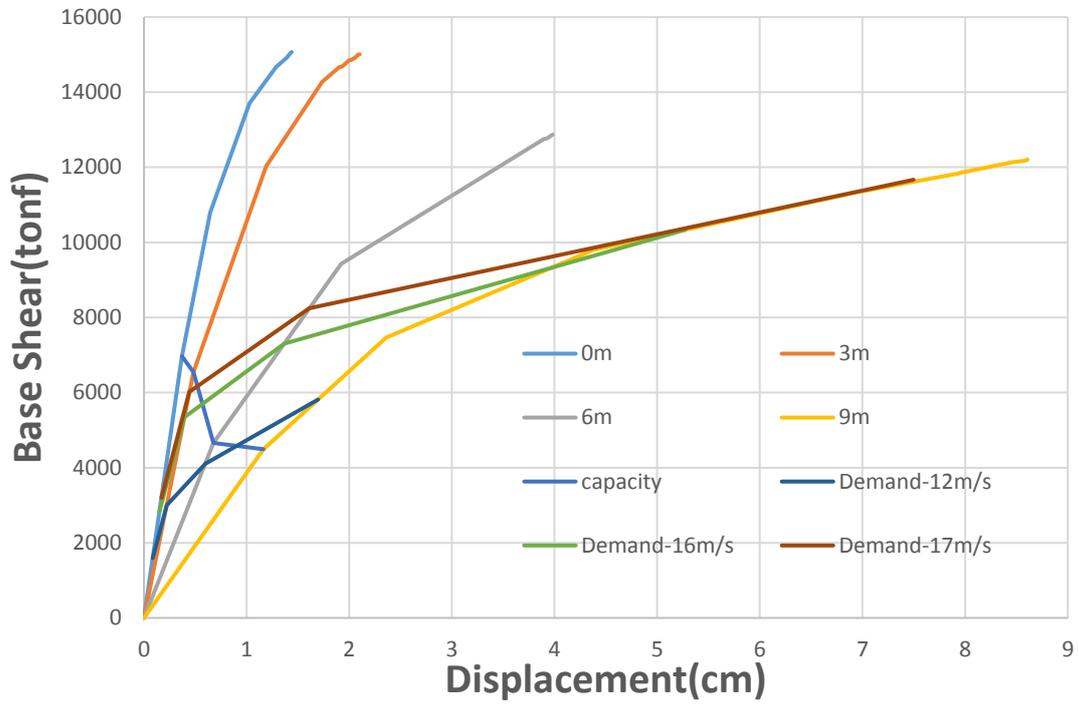


圖 6.95 北港大橋不同沖刷深度下容量曲線和需求曲線



## 第七章 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。

### 7.1 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。

本研究同樣沿用「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7.1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。

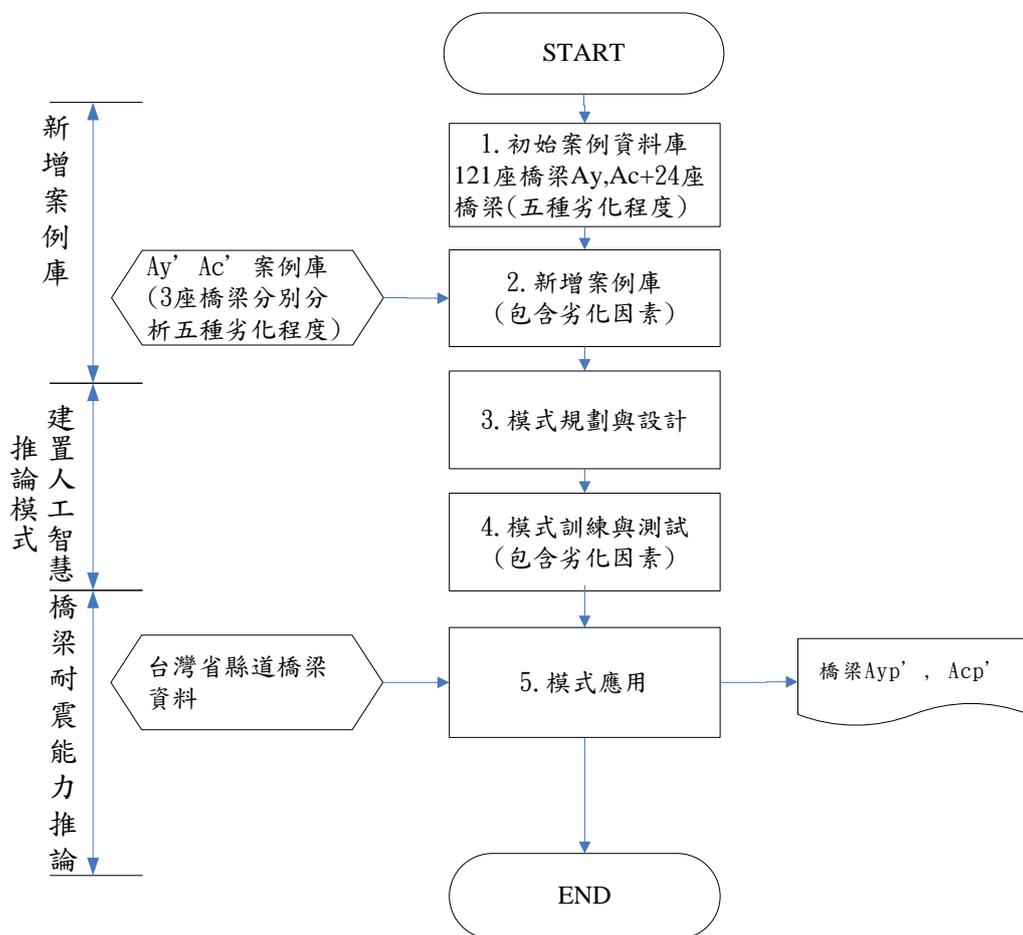


圖 7.1 人工智慧橋梁耐震能力推論模式流程圖

### 7.1.1 新增案例庫

#### ●初始案例資料庫

本研究根據「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7-1)，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7-1 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7-2所示。

表7-2 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

### 7.1.2 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)。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), 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 $\gamma$ ), 藉此提高SVM的預測準確度。本研究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7.2所示。

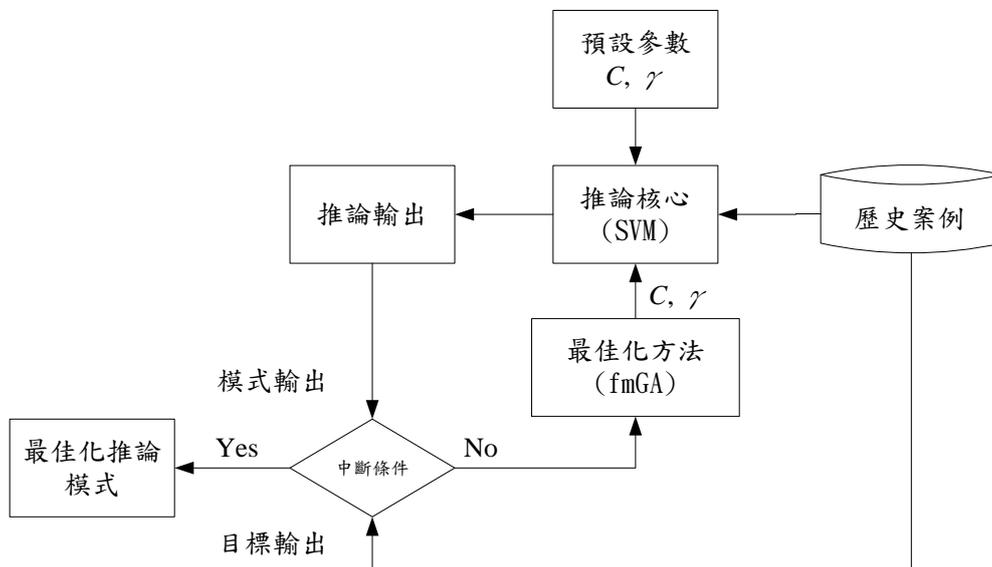


圖 7.2 演化式支持向量機推論模式圖

本研究將依循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 $\gamma$ ，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 $\gamma$ ：C與 $\gamma$ 值可能依案例與問題特性而有不同設定，本研究建議其預設值C與 $\gamma$ 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(本研究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，本研究以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 $\gamma$ 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 $\gamma$ 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 $\gamma$ 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，本研究與交通部公路總局「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(7.1)所示。

$$RMSE = \left( \frac{\sum_{i=1}^M e_i^2}{M} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (7.1)$$

*RMSE*：均方根誤差。

*M*：測試案例數。

*e<sub>i</sub>*：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<sub>y</sub>*、*A<sub>c</sub>*)。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7-3所示。

**表7-3 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) $\gamma$	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 7.3 所示。

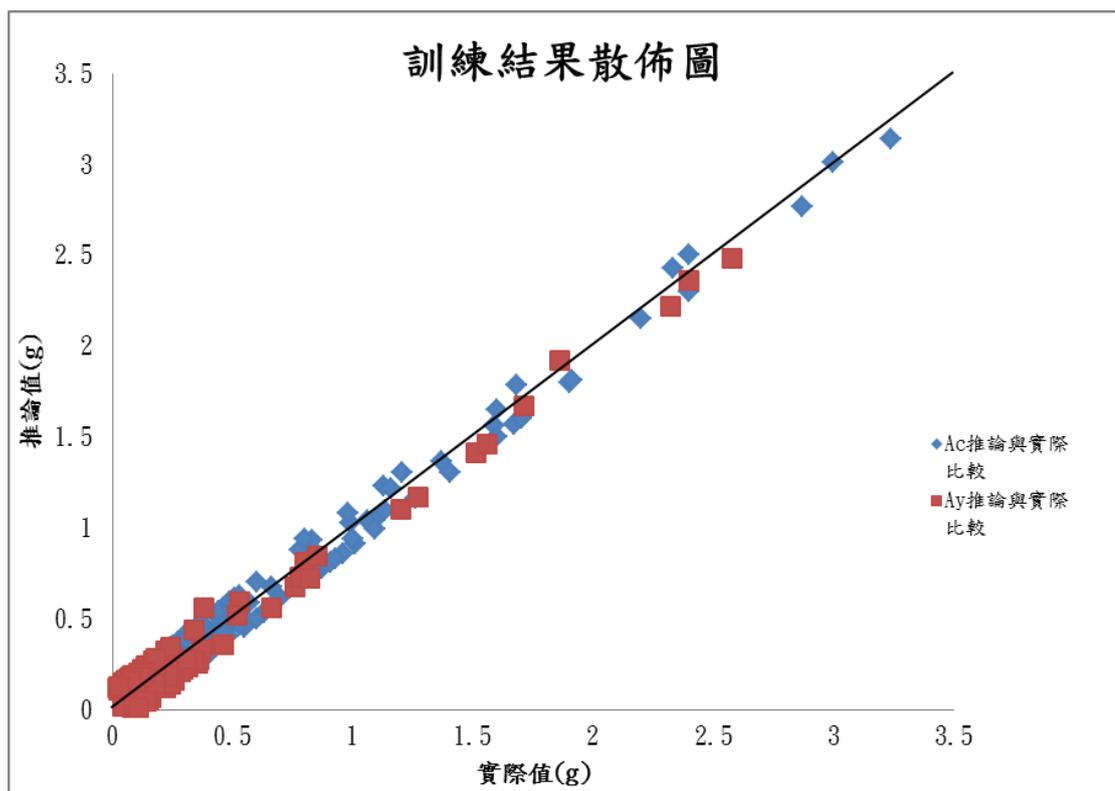


圖 7.3 模式訓練結果散佈圖

### 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 7.4 所示。

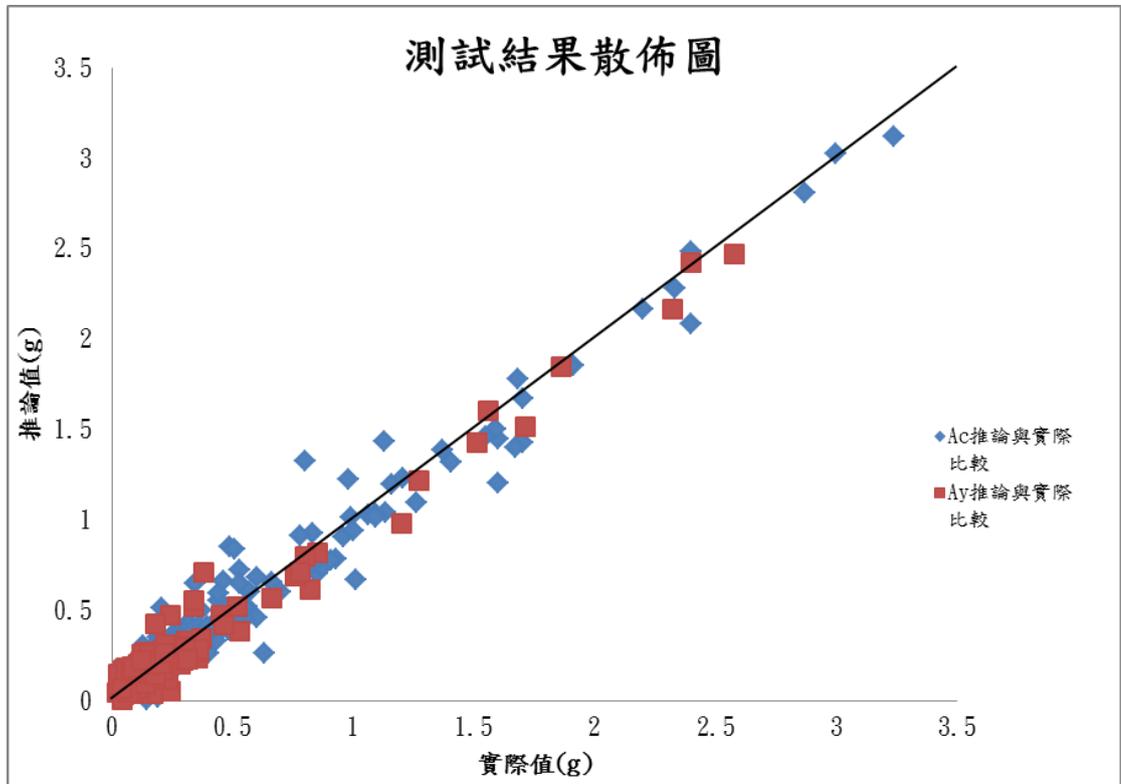


圖 7.4 模式測試結果散佈圖

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研究案「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」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 7-4 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7-4 橋梁分類之 Ac\_n及Ay\_n之中值

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 7-4 之中值針對各橋梁所在地、設計年代進行上下範圍之調整，與本研究所提方法比較結果如表 7-5 所示。

表7-5 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 7-5 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。

### 7.1.3 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，本研究參考文獻交通部公路總局所定義，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7.5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7.5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。本研究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。

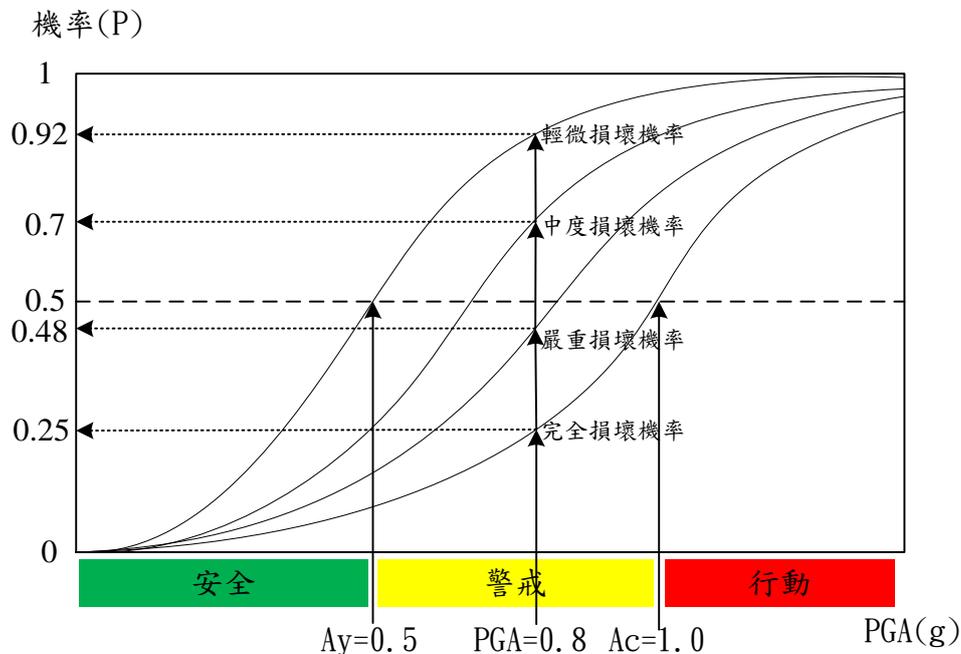


圖 7.5 橋梁地震易損曲線範例圖

本研究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7.6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研究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7.6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。

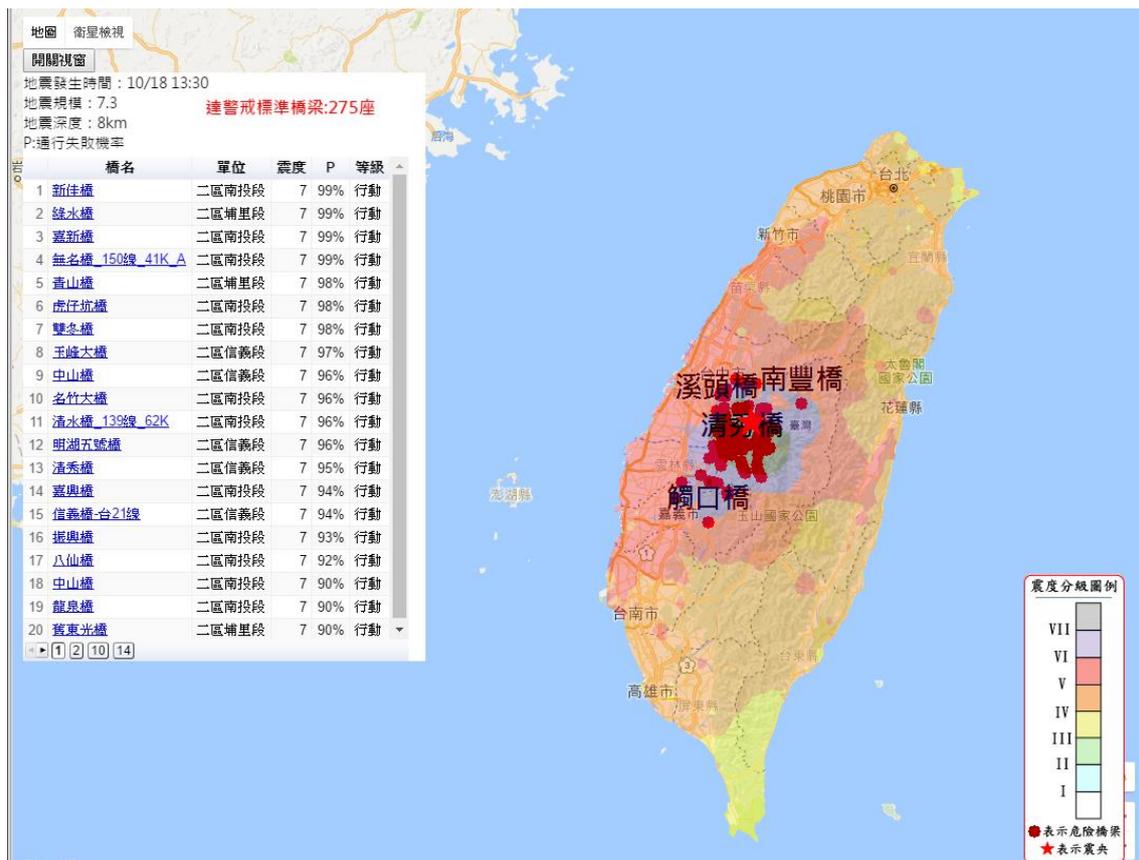


圖 7.6 「橋梁地震破壞潛勢」人機介面

## 7.2 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。

本研究將以本所「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」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，加入本研究兩年度共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7.7所示。

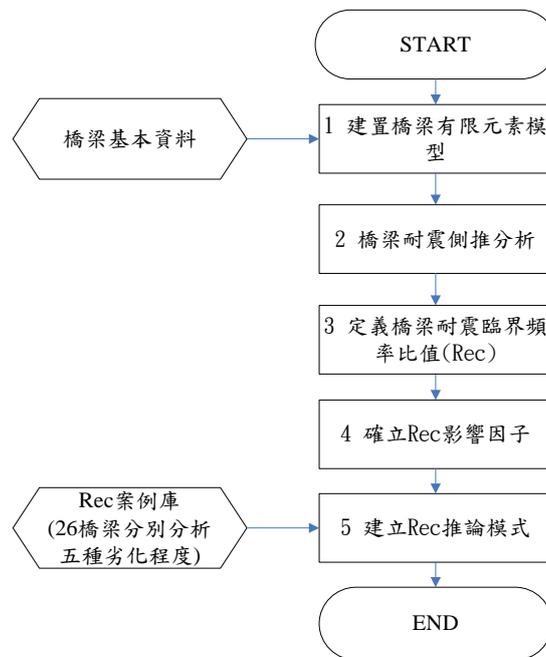


圖 7.7 橋梁耐震臨界頻率比值推論模式流程圖

### 7.2.1 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 7.8)，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 7.9)。

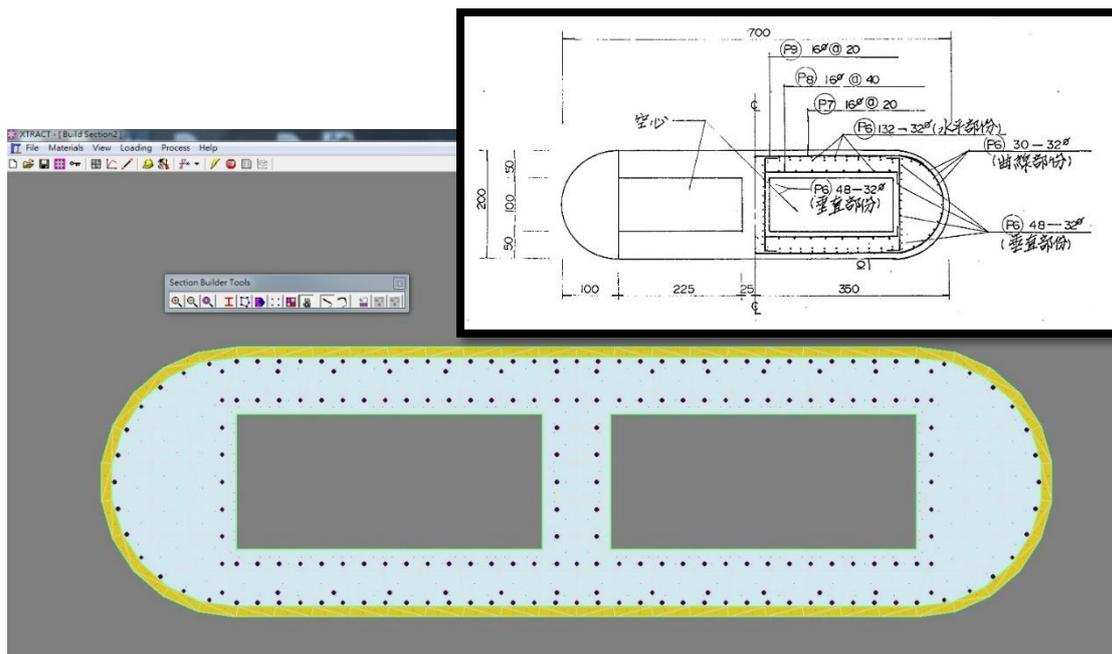


圖 7.8 橋墩配筋俯視圖與 XTRACT 模型建置圖



圖 7.9 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 7.10 為模型建置完成。

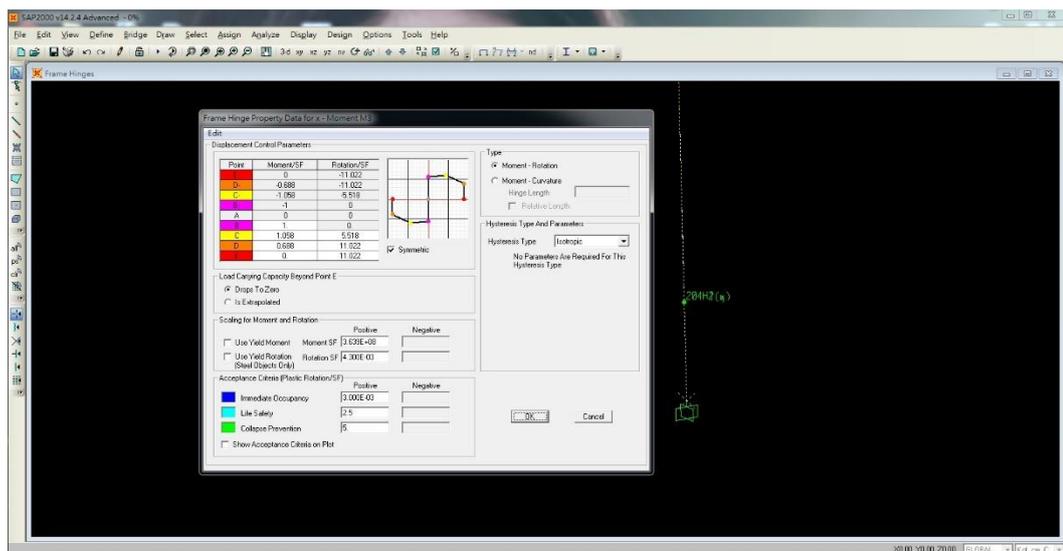


圖 7.10 塑鉸性質建置於 Sap2000 模型

## (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，本階段研究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 7.11)，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，故本階段研究將引用文獻所規定之等值彈簧做為分析之依據。

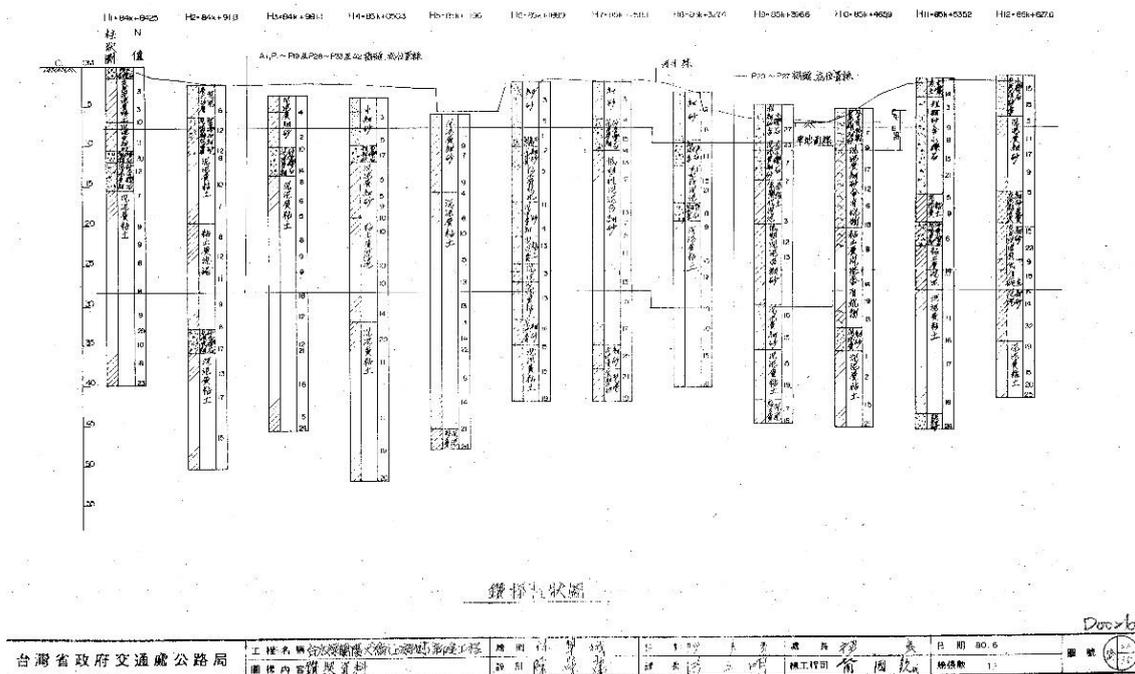


圖 7.11 鑽探柱狀圖



## 7.2.2 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 7.14)，而其分析結果與各圖表可於 Pushover 圖表叫出。

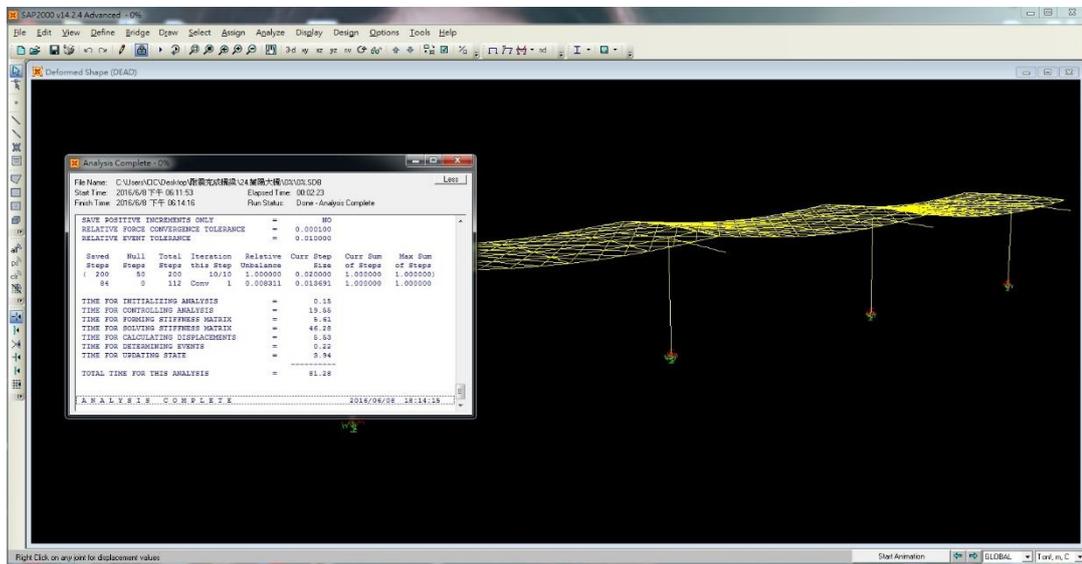


圖 7.14 耐震側推完成圖

## (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 7.15)。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 7.16)，震譜的橫軸代表譜位移 $S_d$ ，縱軸代表譜加速度 $S_a$ 。

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \dots\dots\dots (7.2)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{deck}}{(PF_1 \times \phi_{deck,1})} \dots\dots\dots (7.3)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \dots\dots\dots (7.4)$$

$$PF_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]}{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \dots\dots\dots (7.5)$$

式中： $S_a$ =譜加速度值； $V$ =基底剪力； $W$ =重力載重； $\alpha_1$ =第一振態的振態質量係數(modal mass coefficient)； $S_d$ =譜位移值； $\Delta_{deck}$ =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。

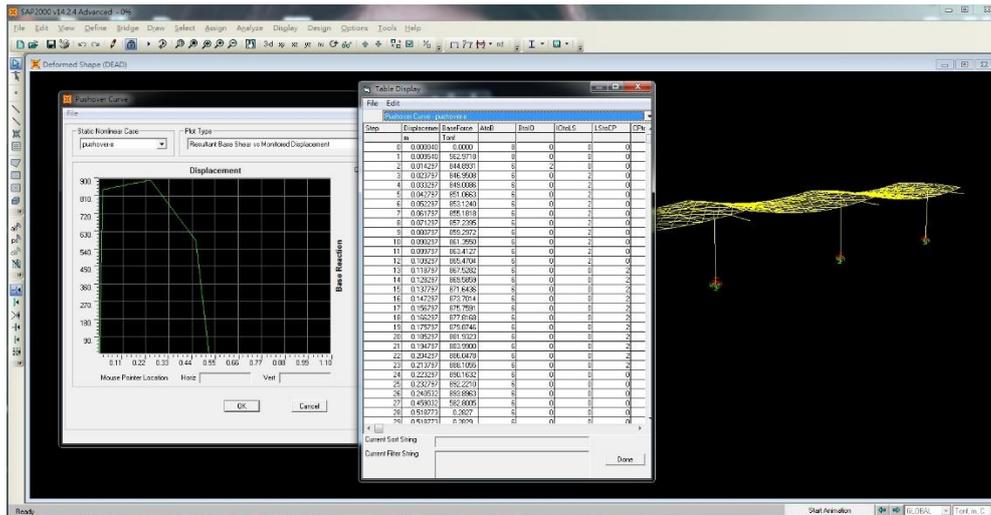


圖 7.15 容量曲線

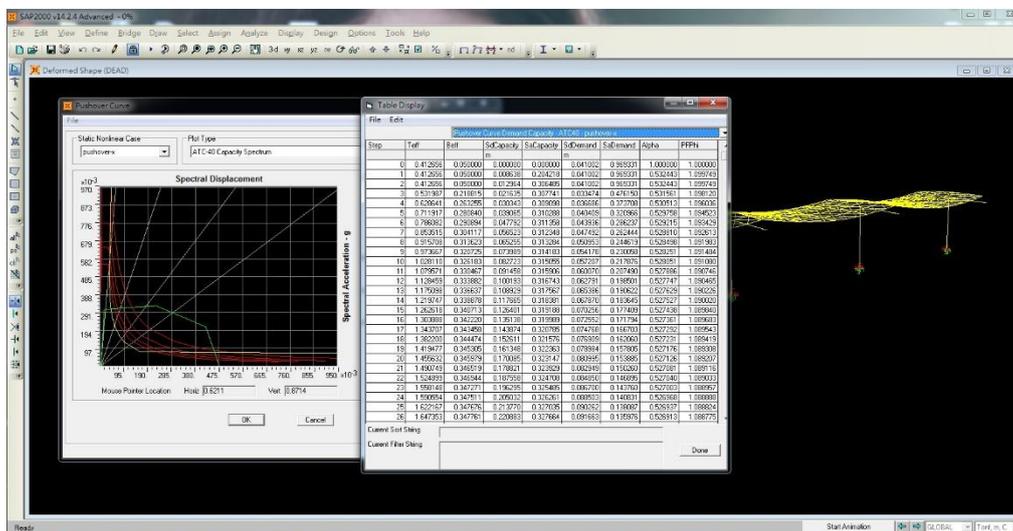


圖 7.16 容量震譜

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  $\alpha_{pi}$ ，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 $\beta_{eff}$ ，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 7-6 所示：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7-6 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，  
 $(S_a)_{elastic} = (S_1^D)$ ， $(S_a)_{inelastic} = (\alpha_{pi})$ 。

$\alpha_{pi}$ 、 $T$  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： $\alpha_{pi}$ ：為容量震譜中任一點處譜加速度。

參照以上公式，計算出 $\alpha_y$ 與 $\alpha_c$ 點 PGA 值，並由容量頻譜圖中  $T$  倒數算出頻率，其計算如圖 7.17：

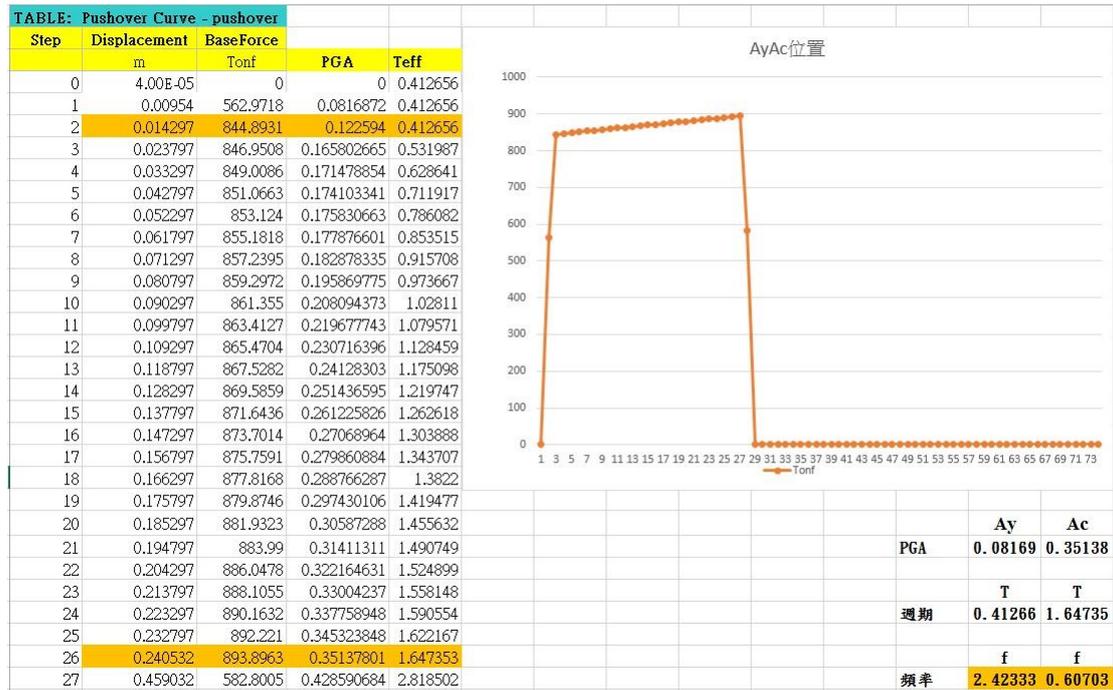


圖 7.17 由容量曲線與容量震譜計算位於 $\alpha_y$ 與 $\alpha_c$ 點頻率值

### 7.2.3 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：

$$R_e = \frac{f_a}{f_b} \dots\dots\dots (7.6)$$

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：

$$R_{ec} = \frac{f_c}{f_0} \dots\dots\dots (7.7)$$

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。

本研究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。

#### 7.2.4 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 7.18 所示：

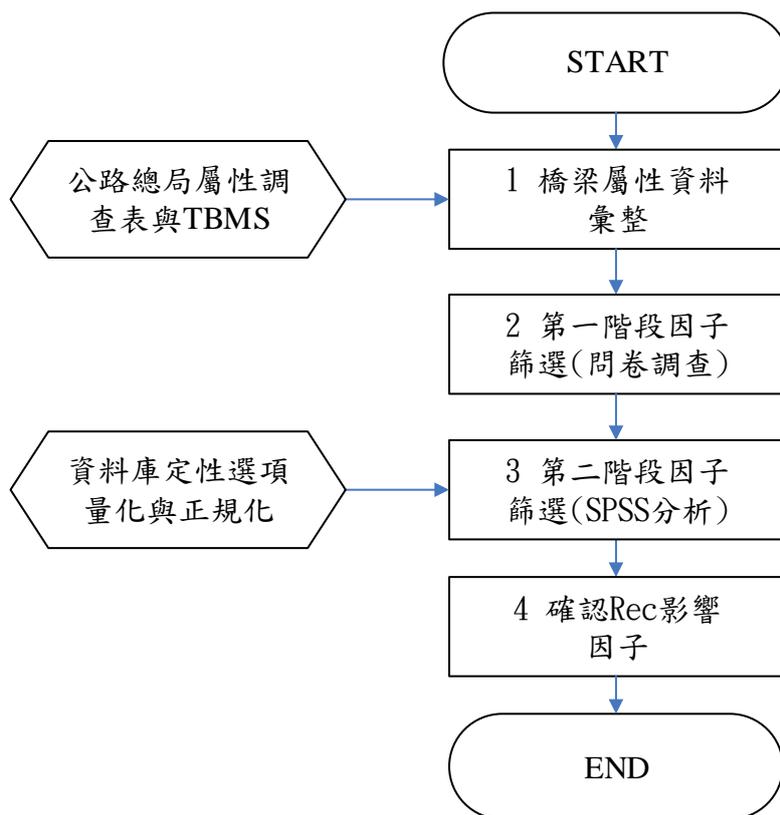


圖 7.18 確立 Rec 影響因子流程圖

### (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」，將依據其橋梁屬性調查表(表 7-7)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7-7 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 樁排架式 <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 7-8 所示。

表7-8 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 7-9 所示。

表 7-9 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 7-10 所示。

**表7-10 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 7-11 所示。

表7-11 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 7-12)，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7-12 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)研究成果，將語意變數定義為  $\left[\frac{1}{9}, 9\right]$ ，如表 7-13 所示。

表7-13 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 7-14 所示。

表7-14 專家問卷表

	非常高		高		相等		弱		非常弱	
<i>Bf<sub>A.1</sub></i>										<i>Bf<sub>A.2</sub></i>
<i>Bf<sub>A.2</sub></i>										<i>Bf<sub>A.3</sub></i>
<i>Bf<sub>A.3</sub></i>										<i>Bf<sub>A.4</sub></i>
<i>Bf<sub>A.4</sub></i>										<i>Bf<sub>A.5</sub></i>
<i>Bf<sub>A.5</sub></i>										<i>Bf<sub>A.6</sub></i>
<i>Bf<sub>A.6</sub></i>										<i>Bf<sub>A.7</sub></i>

代號	橋梁種類
<i>Bf<sub>A.1</sub></i>	單跨橋
<i>Bf<sub>A.2</sub></i>	多跨簡支橋—單柱橋墩
<i>Bf<sub>A.3</sub></i>	多跨簡支橋—架構式橋墩
<i>Bf<sub>A.4</sub></i>	多跨簡支橋—壁式橋墩
<i>Bf<sub>A.5</sub></i>	多跨連續橋—單柱橋墩
<i>Bf<sub>A.6</sub></i>	多跨連續橋—架構式橋墩
<i>Bf<sub>A.7</sub></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 7.8 所示。

$$\begin{matrix} & F_1 & F_2 & F_3 & \dots & F_n \\ F_1 & \left[ \begin{array}{cccccc} 1 & a_{12}^k & \times & \times & \times \\ \times & 1 & a_{23}^k & \times & \times \\ \times & \times & 1 & a_{34}^k & \times \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & a_{n-1n}^k \\ \times & \times & \times & \times & 1 \end{array} \right] & & & & & & \dots\dots\dots (7.8)
\end{matrix}$$

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 7.9 所示。

$$\begin{matrix} & F_1 & F_2 & F_3 & \dots & F_n \\ F_1 & \left[ \begin{array}{cccccc} 0.5 & p_{12}^k & \times & \times & \times \\ 1 - p_{12}^k & 0.5 & p_{23}^k & \times & \times \\ \times & 1 - p_{23}^k & 0.5 & p_{34}^k & \times \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & p_{n-1n}^k \\ \times & \times & \times & \times & 0.5 \end{array} \right] & & & & & & \dots\dots\dots (7.9)
\end{matrix}$$

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 7.10，利用式 7.10 求得矩陣  $P$  之其他各個元素的模糊偏好關係值。

$$p_{ji} = \frac{j-i+1}{2} - p_{i+1} - p_{i+2} \dots - p_{j-1j} \dots\dots\dots (7.10)$$

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 7.11 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。

$$f(x) = \frac{x+a}{1+2a} \dots\dots\dots (7.11)$$

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 7.12 所示。

$$p_{ij} = \frac{1}{m}(p_{ij}^1 + p_{ij}^2 + \dots + p_{ij}^m) \dots\dots\dots (7.12)$$

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 7.13 所示，表示各個選項因子的模糊偏好值。

$$r_{ij} = \frac{p_{ij}}{\sum_{i=1}^n p_{ij}}, \quad i, j = 1, 2, \dots, n \dots\dots\dots (7.13)$$

Step 7. 求取各橋梁耐震因子之權重：

最後依據式 7.14 所示，則可找到議題中各個影響因子的權重  $\bar{w}_i$ 。

$$\bar{w}_i = \frac{\sum_{j=1}^n r_{ij}}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n r_{ij}} \dots\dots\dots (7.14)$$

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 7-15 所示：

表7-15 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 7.15，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：

$$X_{norm} = (X - X_{Min}) / (X_{Max} - X_{Min}) \dots\dots\dots (7.15)$$

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 7-11 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 7.16 所示

$$x = \begin{bmatrix} x_{11} & x_{12} & \dots & x_{1n} \\ x_{21} & x_{22} & \dots & x_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ x_{p1} & x_{p1} & x_{p1} & x_{p1} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (7.16)$$

$$x'_{ij} = \frac{x_{ij} - \bar{x}_i}{S_i} (i = 1, 2, \dots, p; j = 1, 2, \dots, n) \dots\dots\dots (7.17)$$

$$\bar{x}_i = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n x_{ij} \quad S_i^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{j=1}^n (x_{ij} - \bar{x}_i)^2 \dots\dots\dots (7.18)$$

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 7.19)將原始數據矩陣轉化成皮爾森相關係數矩陣 R，如式 7.20 所示：

$$r_{ij} = \frac{\left( \sum_{k=1}^n x'_{kj} \cdot x'_{ki} \right)}{n-1} \quad (i, j = 1, 2, 3, \dots, p) \dots\dots\dots (7.19)$$

$$R = \begin{bmatrix} 1 & r_{12} & \dots & r_{1p} \\ r_{21} & 1 & \dots & r_{2p} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ r_{p1} & r_{p2} & \dots & 1 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (7.20)$$

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 7.19 公式相關係數矩陣之相對應特徵值為  $\lambda_1$ 、 $\lambda_2$ 、.....、 $\lambda_p$ 、特徵向量為 Cij，則有以下行列式

7.21 關係存在。

$$CR' = \Lambda \dots\dots\dots (7.21)$$

由  $C'$  左乘式 7.21，可得

$$RC' = C' \Lambda \dots\dots\dots (7.22)$$

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  $\Lambda$  定義為：

$$\Lambda = \begin{bmatrix} \lambda_1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \lambda_2 & 0 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & \dots & \dots & \dots & \lambda_p \end{bmatrix} \dots\dots\dots (7.23)$$

$\lambda_i$  稱為主成份特徵值，因此式 7.22 可寫成：

$$\begin{bmatrix} r_{11} & r_{12} & \dots & r_{1p} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ r_{p1} & r_{p2} & \dots & r_{pp} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_{11} & C_{21} & \dots & C_{p1} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ C_{1p} & C_{2p} & \dots & C_{pp} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{21} & \dots & C_{p1} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ C_{1p} & C_{2p} & \dots & C_{pp} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \lambda_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \lambda_2 & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & \dots & \dots & \lambda_p \end{bmatrix} \dots\dots\dots (7.24)$$

將式 7.24 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：

$$\begin{cases} (r_{11} - \lambda_1)C_{11} + r_{12}C_{12} + \dots + r_{1p}C_{1p} = 0 \\ r_{21}C_{11} + (r_{22} - \lambda_1)C_{12} + \dots + r_{2p}C_{1p} = 0 \\ \dots \\ r_{p1}C_{11} + r_{p2}C_{12} + \dots + (r_{pp} - \lambda_1)C_{1p} = 0 \end{cases} \dots\dots\dots (7.25)$$

為得到齊次式 7.25 的非零解，要求關於  $C_{ij}$  的係數行列式為零，即為：

$$\begin{bmatrix} (r_{11} - \lambda_1) & r_{12} & \dots & r_{1p} \\ r_{21} & (r_{22} - \lambda_1) & \dots & r_{2p} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ r_{p1} & r_{p2} & \dots & r_{p1} \end{bmatrix} = 0 \dots\dots\dots (7.26)$$

依此類推寫成矩陣式可得式 7.27：

$$|R - \lambda I| = 0 \dots\dots\dots (7.27)$$

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。

$$C = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & \dots & c_{1p} \\ c_{21} & c_{22} & \dots & c_{2p} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ c_{p1} & c_{p2} & \dots & c_{pp} \end{bmatrix} = (C_1 \ C_2 \ \dots \ C_p) \dots\dots\dots (7.28)$$

可求得主成份之特徵向量矩陣如式 7.29 所示：

$$y = \begin{cases} y_1 = c_{11}x_1 + c_{12}x_2 + \dots + c_{1p}x_p \\ y_2 = c_{21}x_1 + c_{22}x_2 + \dots + c_{2p}x_p \\ \dots\dots\dots \\ y_p = c_{p1}x_1 + c_{p2}x_2 + \dots + c_{pp}x_p \end{cases} \dots\dots\dots (7.29)$$

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 7.30 所示矩陣。

$$X = \left\{ \begin{array}{l} x_1 = a_{11}y_1 + a_{12}y_2 + \dots + a_{1p}y_m \\ x_2 = a_{21}y_1 + \dots + \dots + \dots \\ \dots \\ x_p = a_{p1}y_1 + a_{p2}y_2 + \dots + a_{pm}y_m \end{array} \right\} \dots\dots\dots (7.30)$$

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 7.29、7.30 求得橋梁簡易調查因子耐震之相關矩陣，如表 7-16 所示。

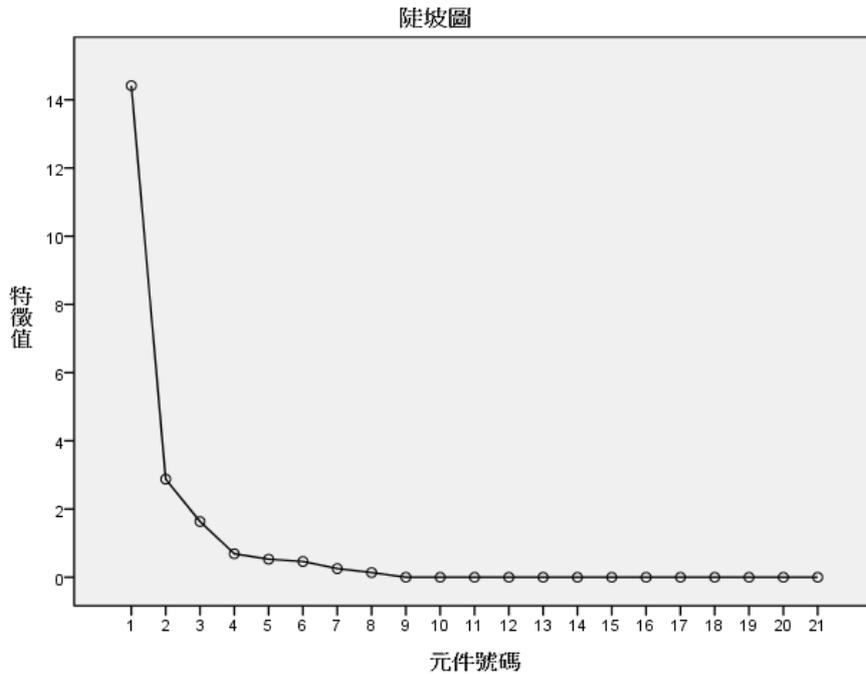
表7-16 橋梁簡易調查因子耐震臨界頻率比值相關矩陣

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 7-17 所示，以及畫出相對之因素陡坡圖(Scree Plot)如圖 7.19 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7-17 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 7.19 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 7-18 所示。從表 7-18 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7-18 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 7-19 所示。

**表7-19 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	<b>.895</b>
振動單元數	<b>.854</b>	-.032	.418
基樁裸露深度	.333	<b>.822</b>	.251
設計水平加速度	.305	<b>.870</b>	.130
橋長	.492	.135	.780
土壤液化類別	.459	<b>.851</b>	.081
歪斜角	<b>.832</b>	.386	.227
跨數	<b>.920</b>	.253	.172
結構型態	<b>.823</b>	.391	.348
橋墩型式	<b>.801</b>	.543	.228
橋台型式	<b>.937</b>	.148	.178
支承型式	.519	.444	.652
橋梁分類	<b>.808</b>	.215	.264
主梁型式	<b>.913</b>	.280	.224
橋墩基礎型式	<b>.807</b>	.551	.144
橋台基礎型式	<b>.882</b>	.431	.095
防落設施	-.095	<b>.839</b>	.444
地盤種類	.569	.782	-.041
設計年代	.287	.756	-.035
竣工年	.056	<b>.811</b>	.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 7-20 所示。

**表7-20 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 7-21。

**表7-21 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 7-22。

表7-22 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	<b>70.7</b>	21.1	<b>70.9</b>	11.3	<b>63</b>
橋梁分類	18.2	35.8	16.6	31.5	17
竣工年	<b>69.7</b>	<b>80.4</b>	<b>81.5</b>	45.8	<b>99.7</b>
設計年代	<b>55.2</b>	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	<b>82.4</b>	<b>66.2</b>	<b>55.6</b>	<b>80.2</b>	<b>71.6</b>
歪斜角	27.1	42.8	43.2	<b>65</b>	49
基樁裸露	<b>100</b>	<b>79.3</b>	<b>91.8</b>	<b>69.2</b>	<b>100</b>
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	<b>88</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>72</b>
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	<b>54</b>	<b>51.5</b>	<b>57.3</b>	40	<b>62.2</b>
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 7-22 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 7-23。

表7-23 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 7-24 所示。

表7-24 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 7-12 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 7-25 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7-25 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

### 7.2.5 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 7.20 為 ESIM 預測流程圖。

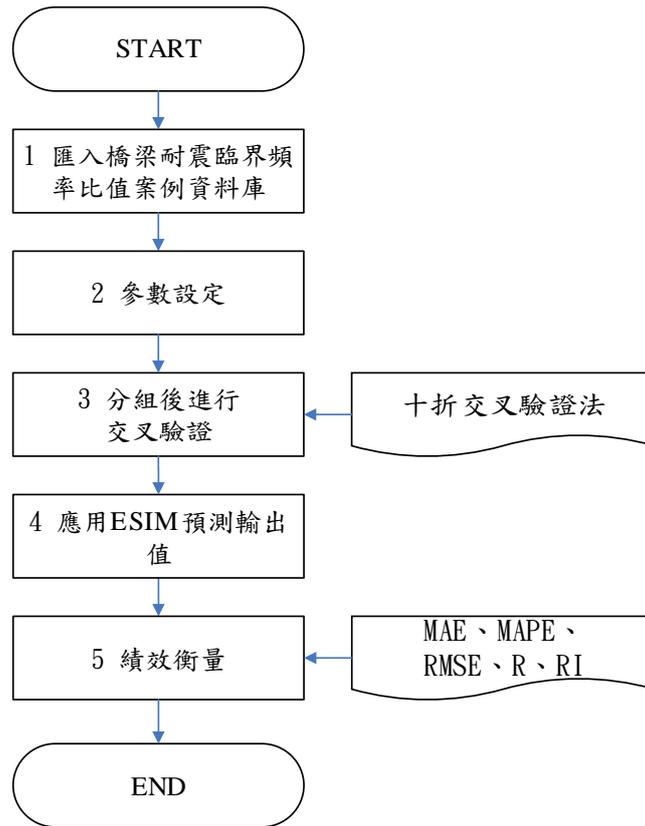


圖 7.20 ESIM 預測流程圖

(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 7-26 所示。

表 7-26 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 7-27 所示。

表7-27 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(7.31)、(7.32)、(7.33)、(7.34)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 7-29。

上述四種公式會透過參考索引(RI)進行綜合比較，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(7.35)為參考索引(RI)公式，式(7.36)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(7.31)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。

$$MAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |y_i - \hat{y}_i| \dots\dots\dots (7.31)$$

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(7.32)所示。所得之 MAPE 值愈小，表示預測能力愈佳。

$$MAPE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left| \frac{y_i - \hat{y}_i}{y_i} \right| \times 100\% \dots\dots\dots (7.32)$$

依據 Lewis(1982)建議，模式依據 MAPE 大小能分為四種等級，如下表 7-28 所示。

**表 7-28 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(7.33)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。

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{n}} \dots\dots\dots (7.33)$$

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。

$$R^2 = SS_{Reg} / SS_{Total} \dots\dots\dots (7.34)$$

f. 參考索引(Reference Index, RI)

$$RI = \frac{MAE_{norm} + MAPE_{norm} + RMSE_{norm} + R^2_{norm}}{4} \dots\dots\dots (7.35)$$

$$X_{norm} = \left( \frac{X - X_{Min}}{X_{Max} - X_{Min}} \right) \dots\dots\dots (7.36)$$

**表7-29 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

### 7.3 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 7.21 所示。

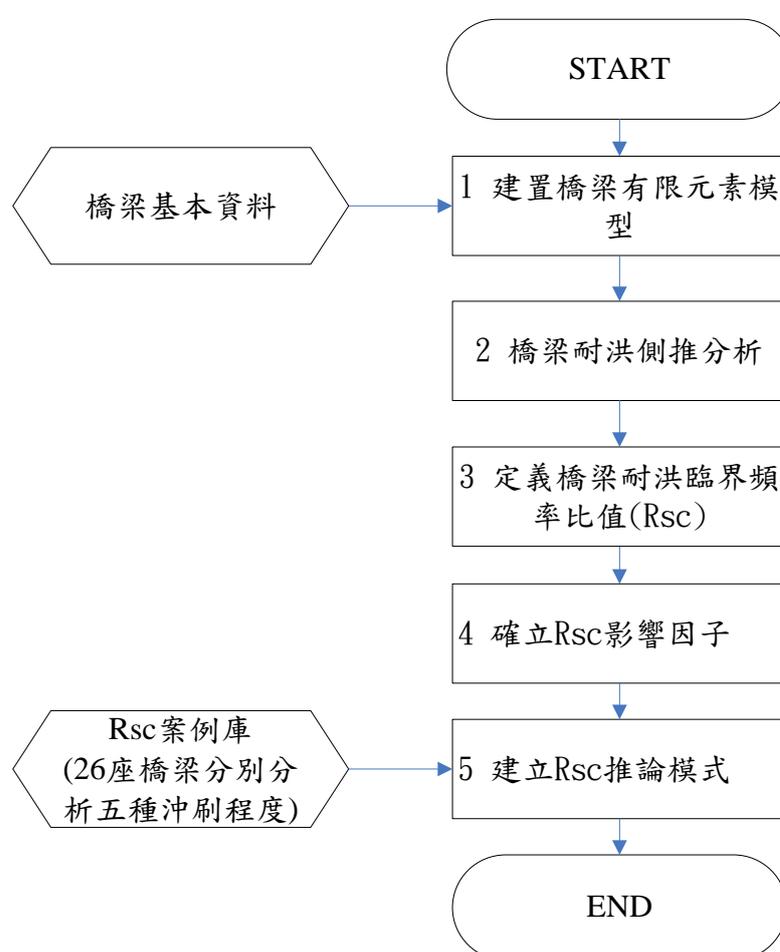


圖 7.21 橋梁耐洪臨界頻率比值推論模式架構圖

### 7.3.1 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 7.2.1 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 7.2.2 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 7.22 為橋梁耐洪有限元素模型建置完成圖。

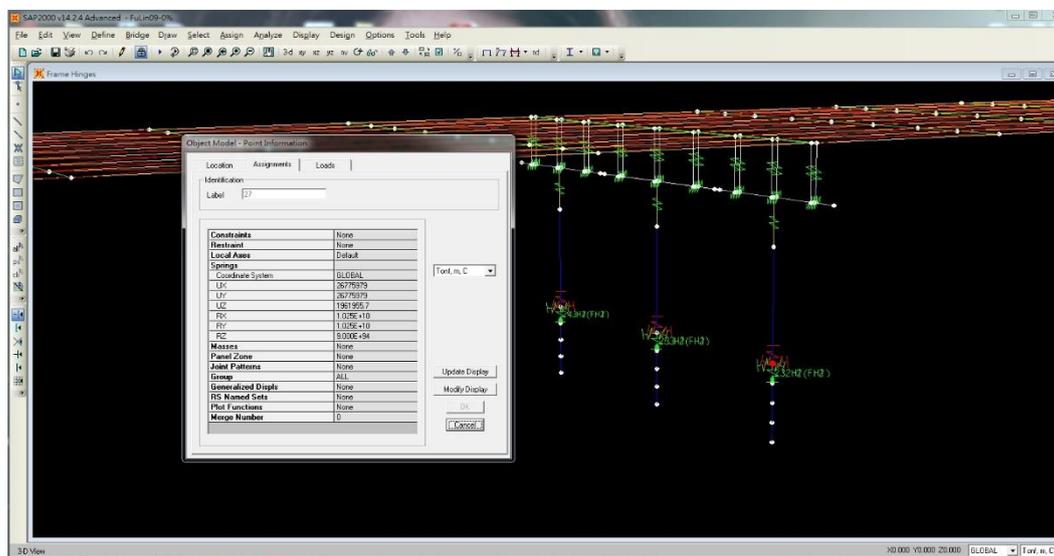


圖 7.22 橋梁耐洪有限元素模型建置完成圖

### 7.3.2 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 7.23 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 7.24 所示)。

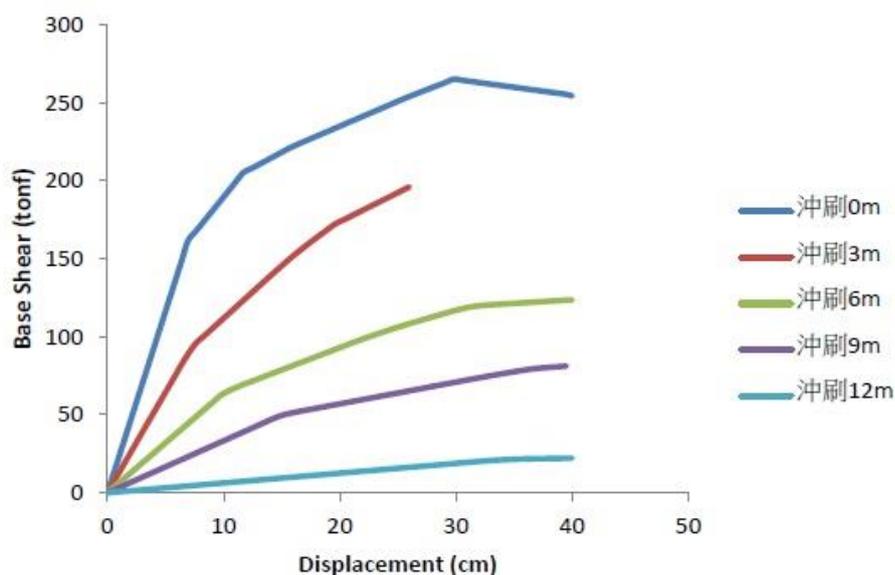


圖 7.23 各沖刷深度下之容量曲線示意圖

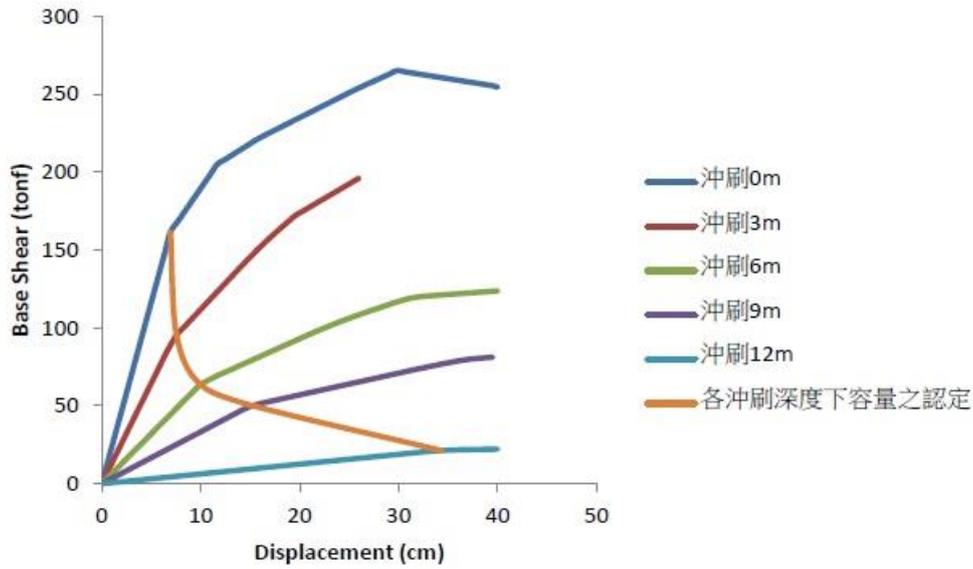


圖 7.24 各沖刷深度之容量定義示意圖

(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，水流壓力依 7.37 式計算之。

$$P_{avg} = \frac{52.5K(V_{avg})^2}{100} \dots\dots\dots (7.37)$$

其中， $P_{avg}$ ：平均水流壓力 (tf/m<sup>2</sup>)

$V_{avg}$ ：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 7.25 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( $tf$ )。

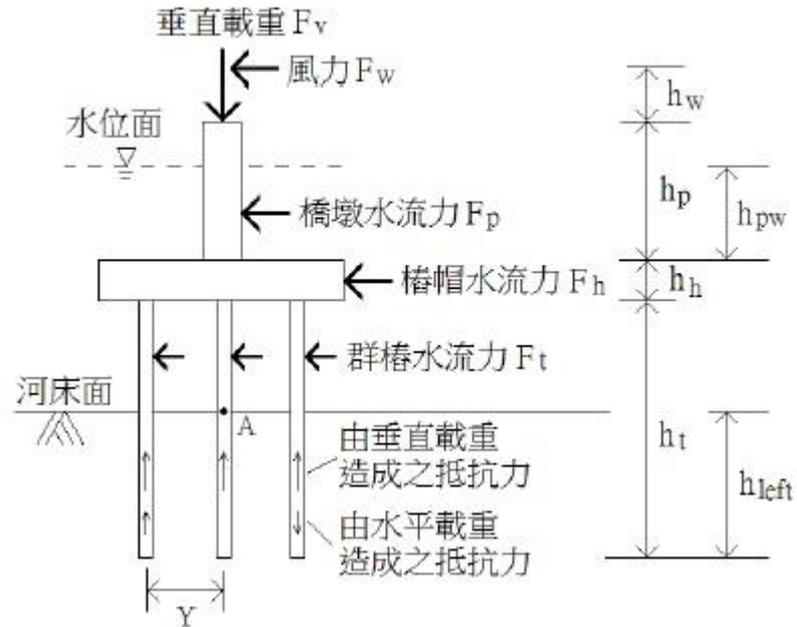


圖 7.25 樁基礎構造與各項外力分配圖

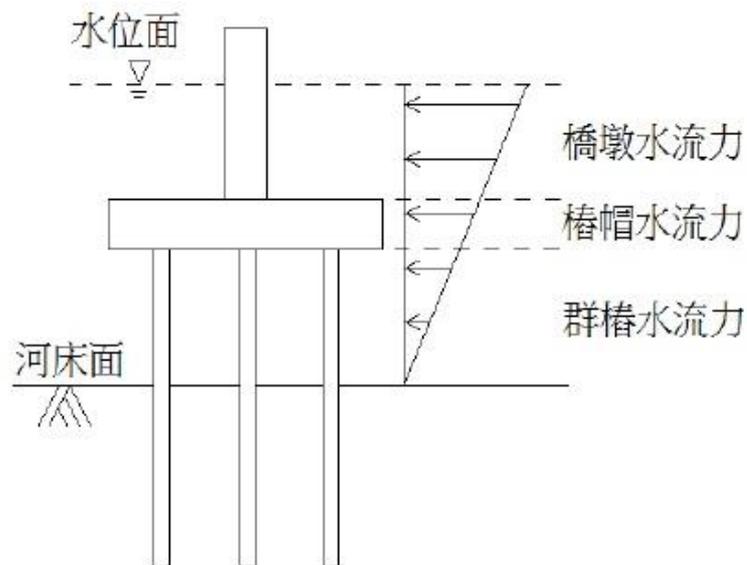


圖 7.26 樁基礎水流壓力分佈圖

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 7.26 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；如圖 7.25 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 7.27 為相同橋梁各沖刷深度下之需求與容量連線。

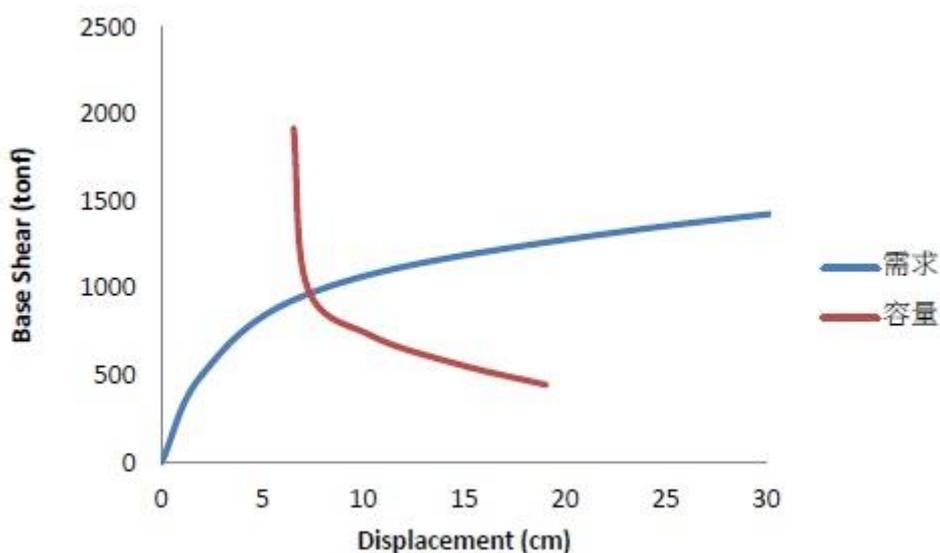


圖 7.27 各沖刷深度下之需求與容量連線示意圖

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 7-30 為各橋梁在不同沖刷程度下的臨界頻率。

表7-30 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

### 7.3.3 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：

$$R_s = \frac{f_{sa}}{f_{sb}} \dots\dots\dots(7.38)$$

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：

$$R_{sc} = \frac{f_{aa}}{f_{ab}} \dots\dots\dots(7.39)$$

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 7-31 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7-31 橋梁耐洪臨界頻率比值(Rsc)數據

編號	各沖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

### 7.3.4 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 7.12 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，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 7-8 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 7-9 所示。

### **(2-2).問卷填寫**

本問卷之發放對象與表 7-10 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 7-10 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 7-32 所示。

表7-32 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 7-33)，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7-33 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 7-14 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(7.36)，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 7-34)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 7-35)，之後計算轉軸後載荷矩陣(如表 7-36)，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 7-37)。

表7-34 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7-35 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7-36 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7-37 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 7-38。

表7-38 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 7-39。

表7-39 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 7-39 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 7-40。

**表7-40 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 7-41 所示。

**表7-41 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 7-42 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7-42 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

### 7.3.5 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 7.28 為 SOS-LSSVM 預測流程圖。

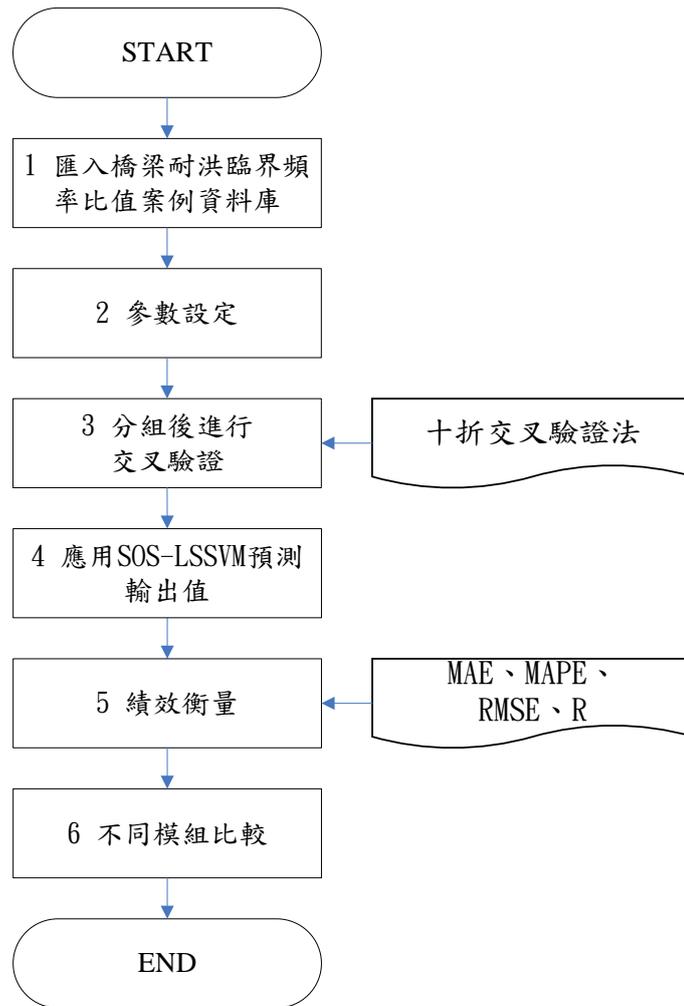


圖 7.28 SOS-LSSVM 預測流程圖( $R_{sc}$ )

#### (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 7-26 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 7-27 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 7-43，橋梁耐震臨界頻率比值推論模式各組案例最佳參數於表 7-44。

**表7-43 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7-44 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 $\gamma$	參數 $\sigma$
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 7-45 所示。

表7-45 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

## 7.4 橋梁地震防災決策支援

本研究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，並加入本研究「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7.29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7.29(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研究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。

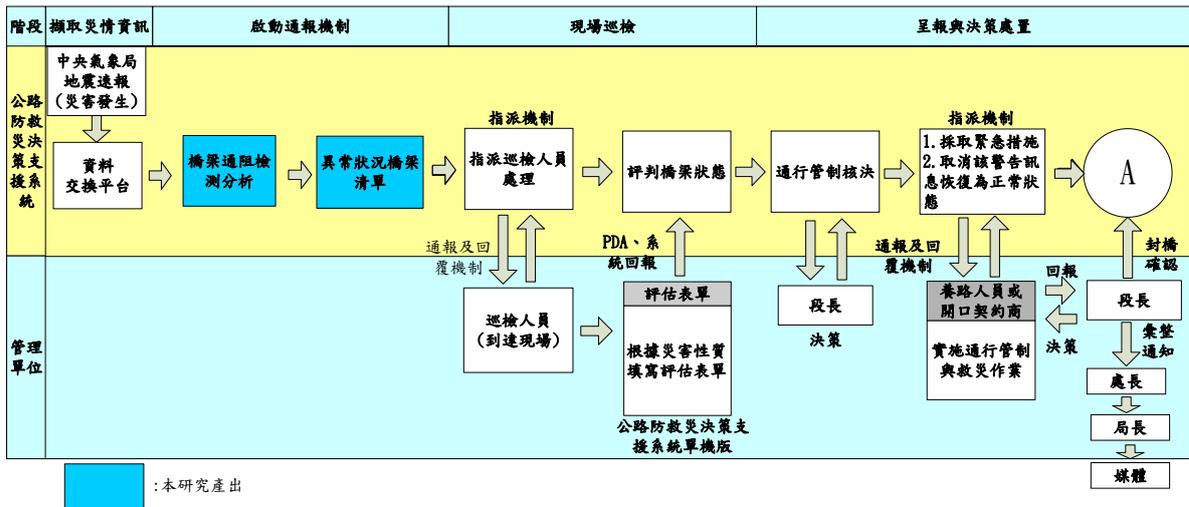


圖 7.29 橋梁地震災害處理通報流程(1/2)

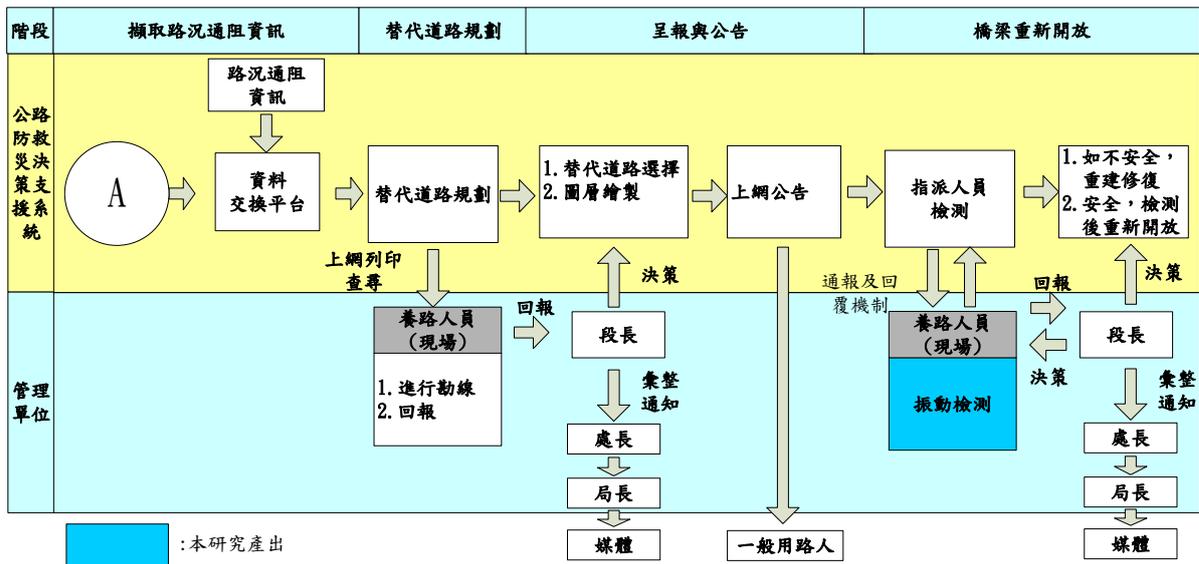


圖 7.29(續) 橋梁地震災害處理通報流程(2/2)

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，本研究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7.30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 7.30 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7.31)，根據所在地點顯示周邊橋梁名稱。



圖 7.31 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7.32所示，點選橋梁下拉選單列出附近橋梁。



圖 7.32 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7.33)。



圖 7.33 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7.34所示可直接由手機相機拍攝現場照片。



圖 7.34 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7.35。最後按下確定鍵即可將災情回傳至TRENDS中。

圖 7.35 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7.36。

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 7.36 災情記錄表



## 第八章 平面水工模型試驗規劃與建置

### 8.1 模型範圍選定

本研究以研擬國 1 中沙大橋橋基沖刷保護方案為目的，而直接影響中沙大橋橋基沖刷深度的主要因素為下游潛堰功能是否完整良好，至於中沙大橋及潛堰間的中油管架橋雖會影響潛堰的穩定，並進而影響上游中沙大橋的沖刷深度，但畢竟還是透過潛堰來影響，爰此，本研究基於經費因素及中油管架橋相關結構斷面資料取得困難等因素，並未將管架橋納入，僅以中沙大橋及下游潛堰為研究對象，其水工模型試驗範圍涵蓋「國道 1 號中沙大橋」上下游共 2 公里範圍做為研究河段，其範圍如圖 8.1 所示。



圖8.1 濁水溪試驗河段範圍圖

### 8.2 模型比尺選定

在確定模型平面比例尺時，既要考慮試驗水深必須大於 1.5cm，且試驗粒徑須大於 0.1mm，免得因薄層流或砂質顆粒因縮尺而小至粘

粒，導致泥砂運動特性異於原型，必然影響模型試驗的準確度。因此，為較準確地研究河道底床泥砂沖淤變化，從而較真實地反映其沖刷深度，本模型與原體須滿足幾何相似及運動相似性外還必須滿足動力相似，由明渠水流現象，原體受慣性力及重力影響較其他因素(表面張力、黏滯力及彈性力)顯著，故動力相似率以福祿數定律為基準，研擬其相關參數尺度分述如下：

## 1. 水平及垂直比尺

一般明渠之水深方向遠小於河寬方向及水流方向，為使模型有足夠的水深方便量測，同時受限於其它限制無法等比放大模型時，將採用幾何不等比之模型設計。因中沙大橋全長 2,345 公尺，且河床質屬較細的砂，若以水平及垂直等比尺規劃，將無法獲得可用的試驗砂，爰此，本研究考量水平與垂直比尺以不等比尺考量。考量模型試驗場地大小，及試驗砂的尺寸因素後，水平比例尺( $L_r$ )和垂直比例尺( $H_r$ )分別如 8.1 及 8.2 式所示，其不等比率為 3.2，依經濟部水利署水利規劃試驗所民國 100 年出版之「水工模型試驗參考手冊」之研究，不等比率應小於 6，符合相關規定。

$$L_r = \frac{L_m}{L_p} = \frac{1}{156} = 0.0064 \dots\dots\dots (8.1)$$

$$H_r = \frac{H_m}{H_p} = \frac{1}{49} = 0.0204 \dots\dots\dots (8.2)$$

式中， $L_m$  為模型平面尺度； $L_p$  為原型平面尺度； $H_m$  模型垂直尺度； $H_p$  原型垂直尺度。

## 2. 水流運動相似

按水流運動方程式和連續方程式，可得

(1)流速比尺(重力相似條件)

$$u_r = H_r^{1/2} = \frac{1}{7} = 0.1429 \dots\dots\dots (8.3)$$

(2)水流時間比尺

$$t_r = L_r / u_r = \frac{7}{156} = 0.0448 \dots\dots\dots (8.4)$$

由上式說明模型放水試驗 1 小時，約為現場原型 22 小時之延時，考量一般颱風洪尖峰流量不會超過 12 小時，後續試驗之放水以 0.5 小時來進行相關沖刷試驗。

(3)坡度比尺

$$S_r = H_r / L_r = 3.2 \dots\dots\dots (8.5)$$

(4)流量比尺

$$Q_r = L_r H_r^{3/2} = 1.866E^{-5} \dots\dots\dots (8.6)$$

以濁水溪流域河口段各重現期距洪峰流量資料，換算本次水工模型試驗流量，如下表 8-1 所示。然而表 8-1 之 200 年重現期距洪峰流量為 35,820cms，模型洪峰流量為 0.668cms，超出本所試驗室能供給的水量(約 0.48cms)，爰此，本研究後續平面試驗之最大重現期距僅能做到 50 年之洪峰流量。

表8-1 各重現期距水工模型試驗洪峰流量表

重現期距 (年)	1.1 年	2 年	5 年	10 年	20 年	50 年	100 年	200 年
現況洪峰 流量(cms)	2,181	6,290	11,337	15,224	19,361	25,354	30,354	35,820
模型洪峰 流量(cms)	0.041	0.117	0.211	0.284	0.361	0.473	0.566	0.668

資料來源：經濟部水利署「濁水溪流域整理治理規劃檢討」

3. 雷諾數比

$$Re_r = \frac{Re_m}{Re_p} = \frac{u_r D_r}{\nu_r} = H_r^{\frac{3}{2}} = 0.0029 \dots\dots\dots (8.7)$$

#### 4. 河床質粒徑比尺

根據目前比較常用的 shields 臨界推移力公式，即

$$\frac{\tau_c}{\gamma_w(\gamma_s - 1)D} = f_1\left(\frac{u_* D}{\nu}\right) \dots\dots\dots (8.8)$$

式中， $\tau_c$ =臨界起動剪應力(= $r_w h S$ ;  $r_w$  為水單位重， $h$  為水位高， $S$  為坡度)； $\gamma_s$ =泥砂比重。當  $R_{e*} = u_* D/\nu \geq 70$  時， $f_1 \approx 0.05$ 。由於本試驗係在高速水流的狀況下進行，故顆粒剪力雷諾數  $R_{e*} \geq 70$ ，且因  $(\gamma_s)_r = (\gamma_s - \gamma_w)_r = 1$ ，故由上式可得推移質粒徑比尺為

$$D_r = H_r S_r = \frac{H_r^2}{L_r} = 0.065 \dots\dots\dots (8.9)$$

根據以上計算結果，其各項相關物理量比尺關係如表 8-2 所示。

表8-2 原體與模型間各物理量之比例關係

模 型 比 例	水 平	垂 直	流 速	時 間	流 量	雷諾數	河床質 粒徑
關係式	$L_r$	$H_r$	$H_r^{1/2}$	$L_r H_r^{-1/2}$	$L_r H_r^{3/2}$	$H_r^{3/2}$	$H_r^2 L_r^{-1}$
比 例	0.0064	0.0204	0.1429	0.0448	1.866E <sup>-5</sup>	0.0029	0.065

### 8.3 模型用砂

依據「濁水河流域(濁水溪本流、東埔蚋溪、清水溪及陳有蘭溪)監測工作計畫」測量報告書，濁水溪本流河床質分佈由上游往下游粒徑逐漸變小，上游雙龍橋至神龍橋平均粒徑(dm)介於 130~169 公厘間，中游神龍橋至彰雲大橋平均粒徑(dm)介於 61~154 公厘間，下游彰雲大橋至河口平均粒徑(dm)介於 4.1~99.7 公厘間。中沙大橋位於斷面 54.5，即位於彰雲大橋至河口段間，依據經濟部水利署水利規劃試驗所「濁

水溪治理規劃檢討(2007)」報告，濁水溪斷面 54 之代表粒徑如表 8-3 所示，其中 D50 為 3.91 公厘。其臨界推移力法所推算之模型砂粒徑詳如表 8-3 所示

表8-3 原體砂及模型砂粒徑比較表(單位：mm)

砂樣	粒徑							
	D <sub>10</sub>	D <sub>20</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>40</sub>	D <sub>50</sub>	D <sub>65</sub>	D <sub>75</sub>	D <sub>90</sub>
原體砂	0.35	0.68	1.19	2.17	3.91	9.27	18.42	67.73
臨界推移力法	0.02	0.04	0.08	0.14	0.25	0.60	1.20	4.40
模型用砂	0.09	0.15	0.18	0.21	0.25	0.4	0.68	1.9

由於本研究係研究底床泥砂沖刷為主的動床模型，最主要須滿足泥砂運動的相似性。底床砂顆粒被水流沖起後可以懸浮和推移形態運動，分別遵循其相應之運動規律，惟對於有河中砂洲產生之多砂河段，其河道變化大多與推移質運移有關，即推移質主導河床變形。故本模型主要考慮推移質的影響，其懸浮質則忽略不計。

根據上述臨界推移力法求得模型用砂之粒徑，因粒徑很小，本研究以台中港之細砂混合河砂，以做為試驗用河床質及加砂用，採用之模型用砂如表 8-3 及圖 8.2 所示。

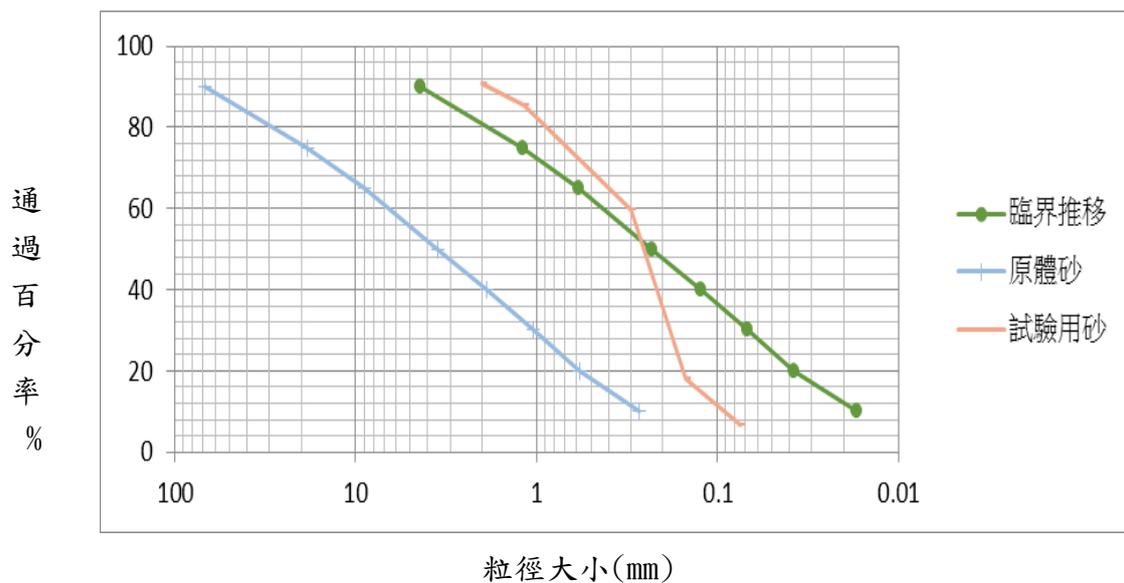


圖8.2 原體砂、臨界推移力法及模型用砂級配曲線圖

## 8.4 試驗規劃與建置

水工模型試驗主要在模擬濁水溪河段各重現期洪水量的中沙大橋橋基沖刷變化情形，並擬定橋基保護方案以進行沖刷試驗，探討保護方案對於橋基之沖刷改善情形。據此，本研究按試驗場地、供水設備及使用材料等因素，規劃試驗配置並建置試驗模型。

### 8.4.1 試驗設備及模型規劃

本試驗設備系統包含抽水機及管路系統、1.2cms 定水頭箱、整流槽及供水、溢流、尾水、回水 14 吋管道溝系統及水工模型等 5 部分，其試驗場棚平面空間配置如圖 8.3 所示。其各試驗設備系統內容概述如下：

#### 1. 抽水機及管路系統

抽水機為 2 組  $16\text{ m}^3/\text{min}$  (0.266cms) 低轉速(880rpm) 低馬力低噪音抽水機(50HP×8P 三相 220V)，各抽水機各自獨立安裝自動灌水系統，並以 2 支 14 吋供水管路管接入水工模型定水頭箱。

#### 2. 定水頭箱

水工模型定水頭為不鏽鋼溢流堰消能靜水能力達 1.2cms，溢流水全部流入原有回水池，供水量由人機介面操控不鏽鋼閘閥，經不鏽鋼矩形導水箱流落。

#### 3. 整流槽

整流槽四面建置 1.2m 高磚牆，其內設置人機介面操控閘閥落水不鏽鋼消能靜水蓋箱，並於整流槽內設置流量率定閘閥。

#### 4. 供水、溢流、尾水回水管溝系統

場棚南北兩側有供水道、溢流回水路及尾水回水路。

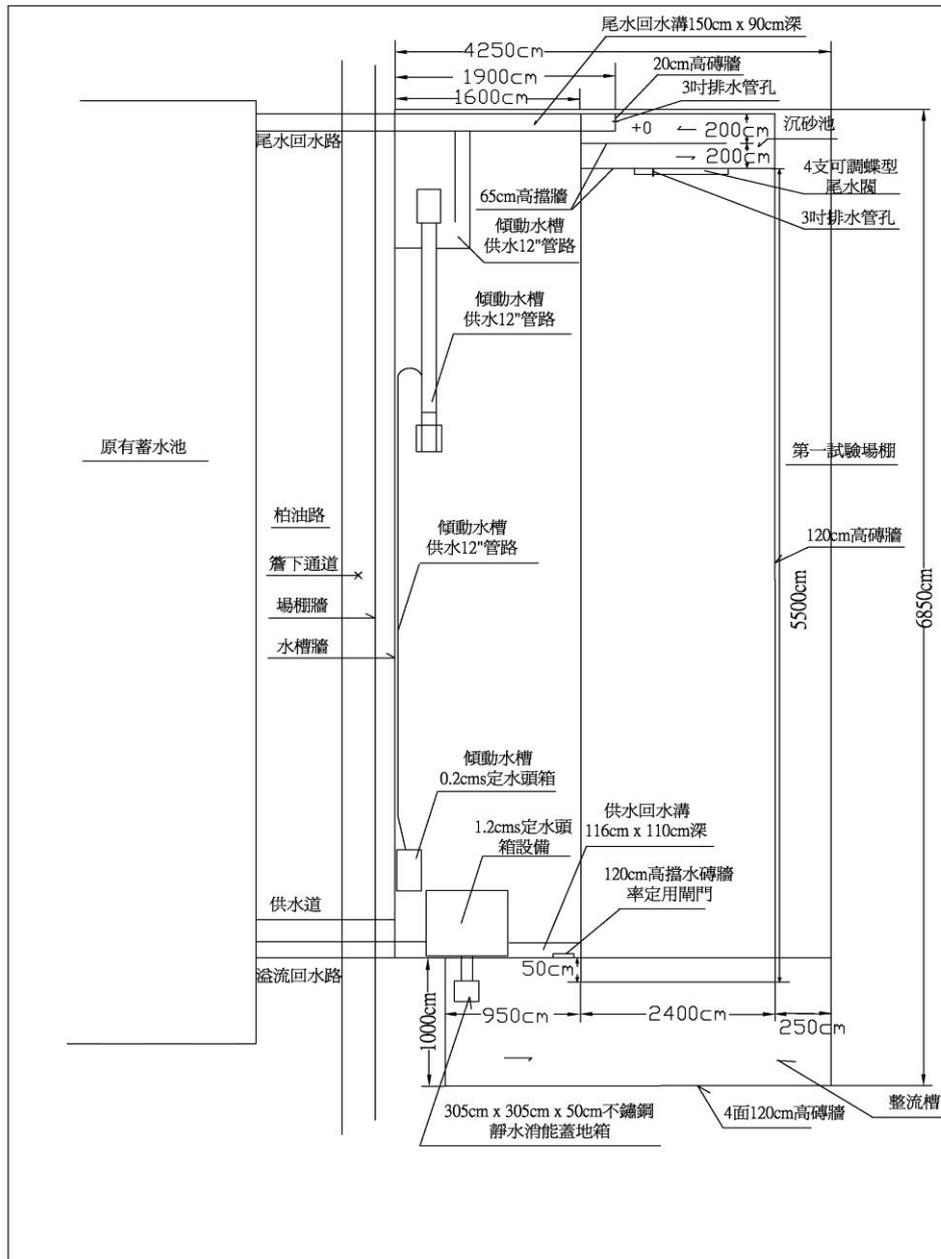


圖8.3 場棚試驗平面空間配置圖

## 5. 水工模型規劃

### (1) 水工模型四周磚牆(含整流槽)及平面放樣

本試驗範圍，橋長 2,345 公尺，河段長度為上下游約 2,000 公尺，依本研究水平比尺計算，模型左右兩側最大距離約 15 公尺，試驗區長度約為 13 公尺，考量試驗相關餘裕，故選定本次水工模

型製作場地以長 15 公尺、寬 16 公尺為界，並於預定試驗場地兩側及整流槽四周建置磚牆(0.5B 磚牆)，磚牆以水泥砂漿粉刷。隨後依據模型水平比例尺 1/156 及垂直比尺 1/49，按地形圖各等高線，於地面相關位置上進行放樣，並依試驗需求區分為漸變段、試驗段及尾水段。

## (2) 水工模型漸變段

水工模型漸變段部分則設置溢流堰，其堰長度約 2,400cm、寬度為 50cm、溢流堰高度及形狀依實測地形測量資料按模型縮尺製作，係為定床。溢流口處亦增設整流設施(蛇籠)，以穩定水流。其蛇籠係以 ST 鐵網(#2cm)包覆 8 分卵石，兩側以角鋼固定，長度與溢流堰同長、厚度為 4cm，高度 120cm。蛇籠示意圖如圖 8.4 所示。

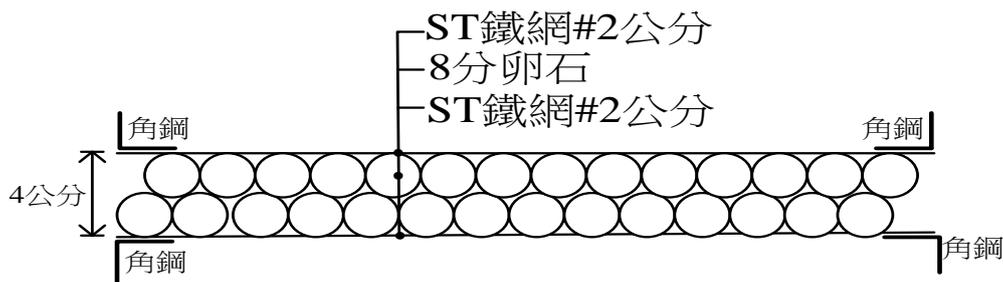


圖8.4 蛇籠示意圖

## (3) 水工模型試驗段

水工模型試驗段部分，則根據國道高速公路局中區工程處提供的 105 年 5 月完成的中沙大橋上下游的斷面測量資料，作為地形鋪設的依據。另為防止模型試驗區尾端地形遭受水流入滲而坍塌，故於模型尾端之地形採用定床製作，其定床範圍長度為 0.5B 磚牆厚。

## (4) 水工模型尾水段

水工模型尾水段部分則設置沉砂池，其長 20 公尺、寬 4 公尺，並於沉砂池尾端設置 30cm 高磚牆與尾水回水溝。

### 8.4.2 試驗模型建置

試驗模型建置項目包含橋梁模型製作、試驗砂拌合、模型漸變段製作、模型試驗段鋪設、模型尾水斷製作等，相關過程照片詳如照片 8.1～照片 8.8 所示。



照片8.1 橋墩模型



照片8.2 試驗砂拌合



照片8.3 模型漸變斷製作



照片8.4 橋墩佈置



照片8.5 模型試驗斷鋪設



照片8.6 模型試驗斷鋪設



照片8.7 尾水段製作



照片8.8 沉砂池製作

## 第九章 水工模型預備與檢定試驗

依據前章水工模型試驗規劃與建置之基礎布置下，本章進行水工模型預備與檢定試驗，試驗順序流程分別為試驗流量率定、變量流清水試驗(104年0808蘇迪勒颱風流量)及變量流加砂試驗(104年0808蘇迪勒颱風流量)，以下分述各項試驗目的、條件、過程及結果：

### 9.1 試驗流量率定

本試驗之流量係由定水頭箱上之閘閥所控制，水流從定水頭箱經由矩形管路送到整流槽中，利用整流槽水位上升高度計算水體體積，並除以所需時間推算流量。本試驗流量率定公式及流量率定曲線如下：

$$y = 0.0024x - 0.0063 \dots\dots\dots (9.1)$$

式中， $y$  = 流量(cms)、 $x$  = 矩型堰開口高度(mm)

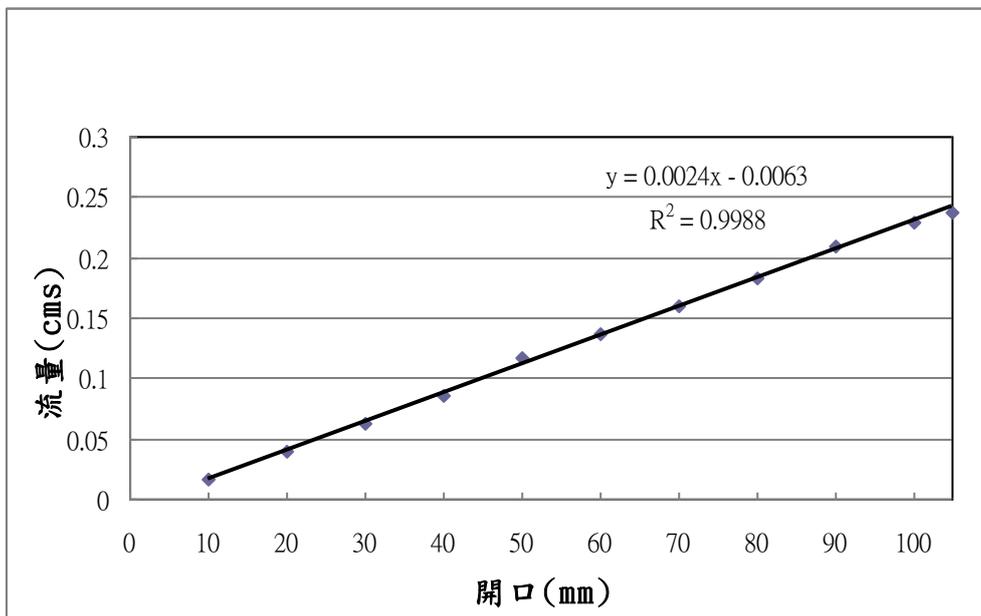


圖9.1 流量率定曲線圖

## 9.2 變量流清水試驗 104 年 0808 蘇迪勒颱風流量

### 1. 模型試驗目的

由於橋梁上下游的地形測量完整資料並非每年都有，國道高速公路局中工處於 104 年 10 月完成中沙大橋上下游 500 公尺的斷面測量，經濟部水利署第 4 河川局也於 104 年底完成濁水溪大斷面測量(前 1 期為民國 100 年)，因近幾年濁水溪並無特別大的颱洪事件發生，在此情境下，假設近幾年中沙大橋上下游地形無顯著變化之情境下，本研究以民國 104 年 10 月之中沙大橋上下游 500 公尺地形，配合水利署 4 河局之 104 年濁水溪大斷面測量資料，鋪設試驗範圍內之地形後，以 104 年 0808 蘇迪勒颱風流量下，通過各斷面及橋梁時在模型所呈現之水位是否會有漫淹至高灘地情況及了解清水流況下泥砂被沖走量體，作為估算加砂試驗之加砂量體，爰此，先進行 104 年 0808 蘇迪勒颱風清水流量模擬。

### 2. 模型試驗條件

(1) 試驗前鋪設 104 年 10 月地形，如圖 9.2 所示。



圖9.2 試驗地形鋪設

(2)上游不加砂之變量流清水試驗，歷線與時間如圖 9.3 所示(現場時間約 21 小時、模型時間約 1 小時)。

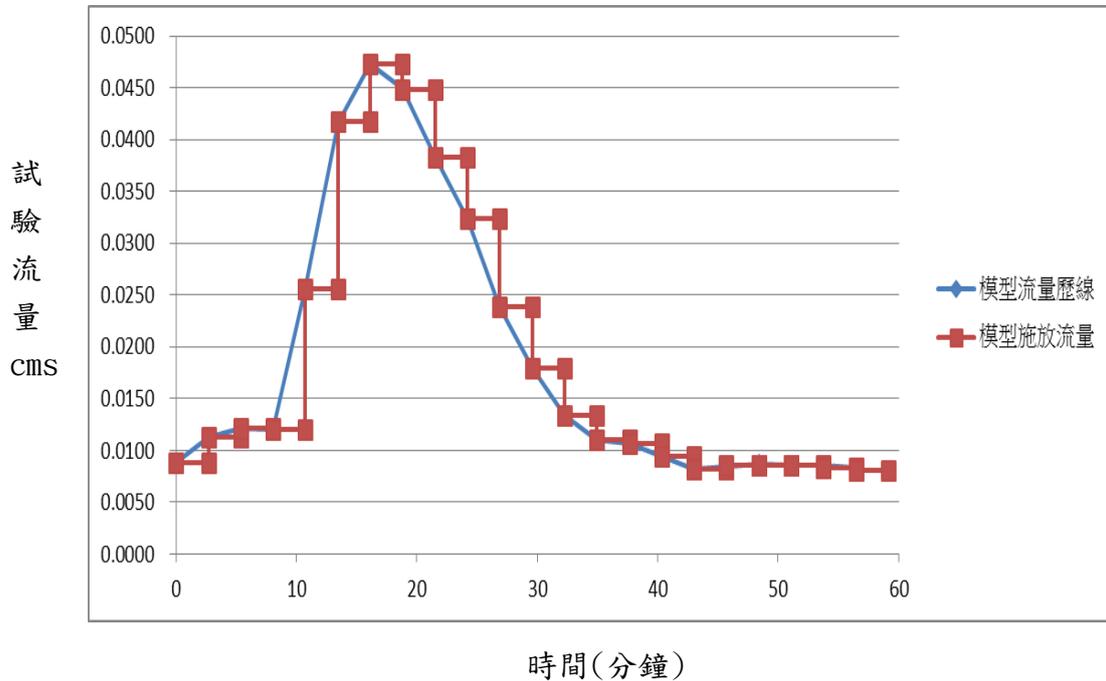


圖9.3 模型施放流量歷線圖

### 3.模型試驗過程

模型試驗前先施放小流量濕潤河床，隨即上游施放相當於現場 104 年 0808 蘇迪勒颱風之清水流量，試驗結束時關閉上游流量。

### 4.模型試驗結果

105 年 5 月中沙大橋上、下游 500 公尺範圍之正射影像圖如圖 9.4 所示，圖中顯示，中沙大橋上游因河中沙洲影響，流路分兩股流路，分別為 P22~P27 與 P32~P34 間，模型地型試驗結果，如圖 9.5 所示，流路與上游沙洲位置與現況地形相近。沖刷後流入層砂池的砂量經計算，清水試驗收砂量約 80 公斤。



圖9.4 中沙大橋上、下游500公尺範圍之正射影像圖

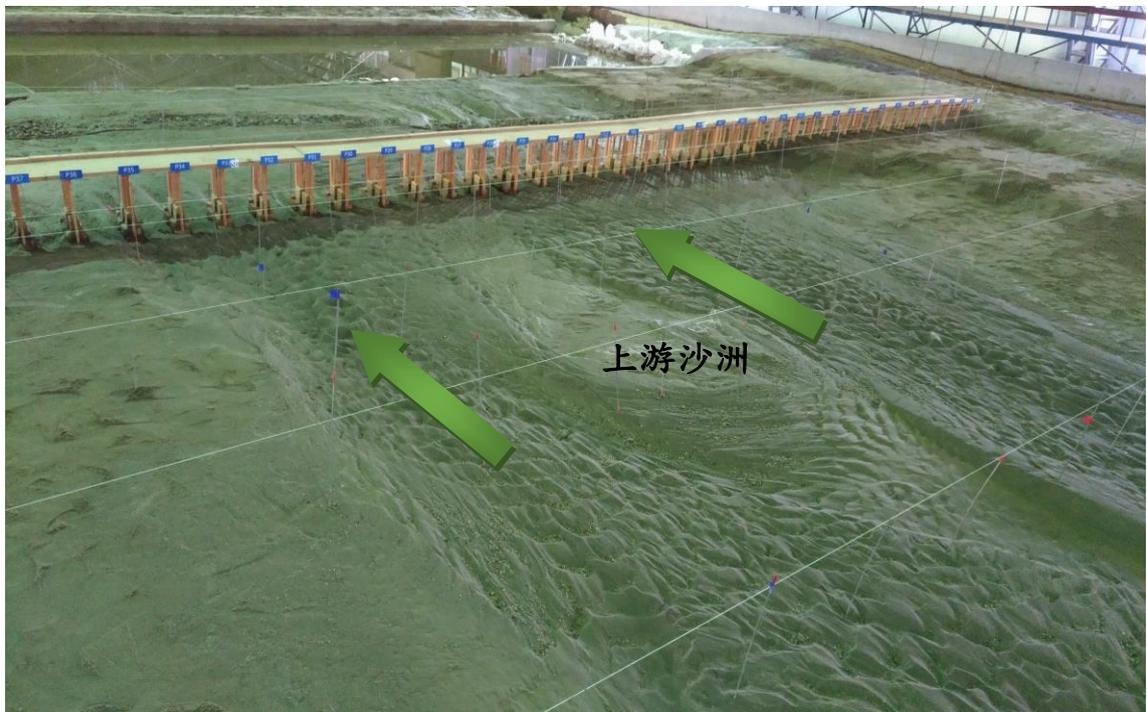


圖9.5 模型地型試驗結果

## 9.3 變量流加砂試驗 104 年 0808 蘇迪勒颱風下流量

### 1. 模型試驗目的

本項試驗主要目的是為了解以民國 104 年 10 月地形鋪設後，若發生 104 年蘇迪勒颱風流量下，檢驗通過中沙大橋時所呈現水位是否會與歷史紀錄相吻合，且同時了解歷年沖刷較嚴重區段是否能由模型反應。然而本次試驗主要採取水位作為檢定項目，係因水位變化係由流體力及摩擦阻力等綜合作用下轉化而成，且又有實測資料可供比對，故進行 104 年蘇迪勒颱風加砂流量模擬，並量測水位資料。

### 2. 模型試驗條件

- (1)試驗前鋪設 104 年 10 月地形。
- (2)上游加砂之變量流試驗，其流量歷線與前項清水試驗相同。
- (3)模型上游 1 小時加砂量約 80 公斤(參考前次清水試驗收砂量約 80 公斤)。

### 3. 模型試驗過程

模型試驗前先施放小流量濕潤河床，隨即上游施放相當於現場 104 年蘇迪勒颱風下之流量，全程加砂約 80 公斤，並進而量測中沙大橋深槽水位高程，待試驗結束時關閉上游流量。本研究水位量測以標尺黏貼於深槽流路之橋墩(P34)，以單眼照相機紀錄不同時間的水位。

### 4. 模型試驗結果

經多次的重複試驗與上下游地形檢測與調整後，最終水位檢定結果與現地實測水位比較，詳如圖 9.6 所示，由圖可以看出試驗水位高於實測水位，最高水位誤差約為 30 公分左右(換算為現地尺度後)，此誤差經現場瞭解水位量測方式，目前中沙大橋之水位量測以量測橋墩下游之水位，而本研究之水位量測是量測橋墩上游側之水

位，故會產生此誤差，若扣除上游之湧水現象，則水位應該很接近，比對水位上升與下降趨勢也非常相似。最大沖刷橋墩範圍為 P25~P26(圖 9.7)及 P33~P35(圖 9.8)與現況流路經過之橋墩範圍相似。爰此，本研究完成試驗模型之檢定試驗。

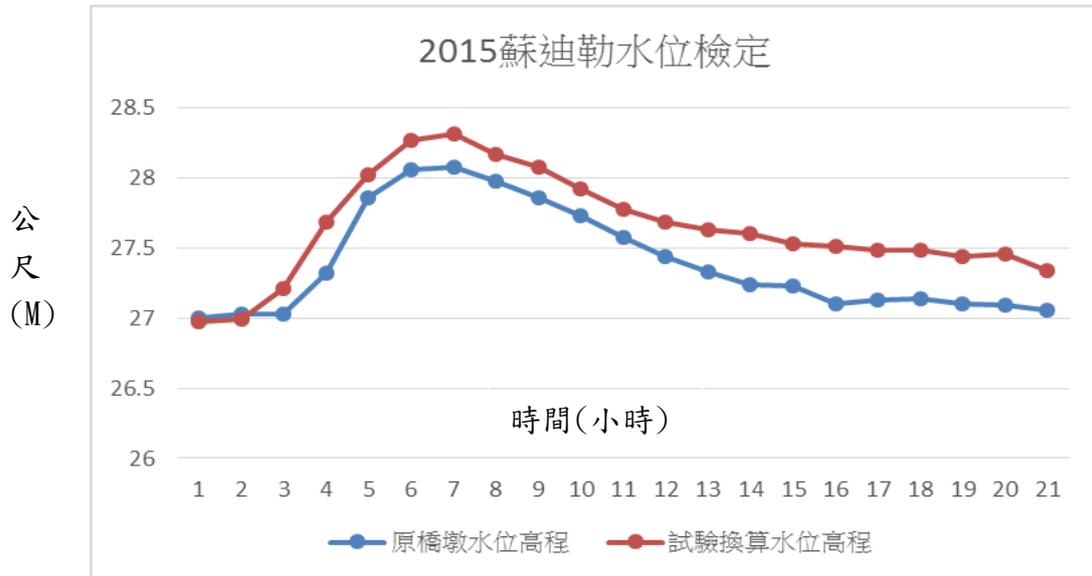


圖9.6 現地實測水位與模型試驗水位比較圖

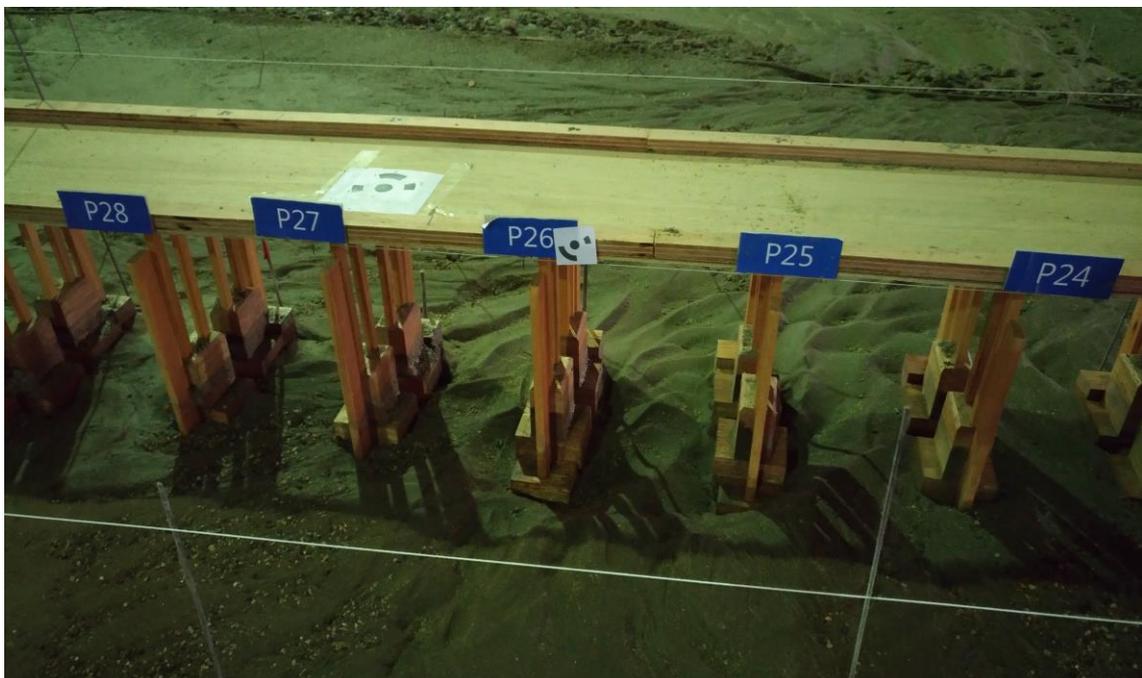


圖9.7 最大沖刷橋墩P25~P26

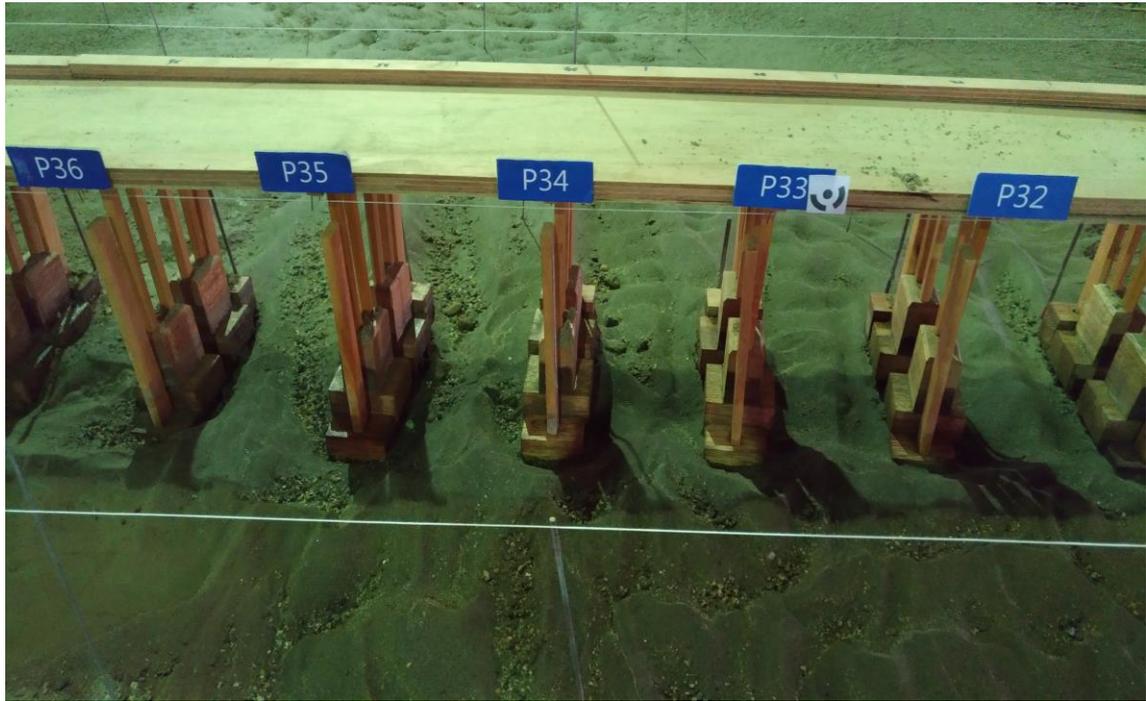


圖9.8 最大沖刷橋墩P33~P35



## 第十章 橋墩保護工法試驗

本項試驗主要目的是為了解以民國 104 年 10 月實測地形鋪設後，以不同重現期距(因試驗設備供水系統能量因素，僅以 1.1 年、2 年、5 年、10 年、20 年與 50 年洪水頻率之模型縮尺流量進行試驗)檢驗通過中沙大橋沖刷深度與流路變化，研判可能沖刷較嚴重區段及位置後，鋪設保護工法比較其工法效益。

### 10.1 情境 1:下游潛堰無損定量流試驗

#### 1. 模型試驗條件

- (1)試驗前鋪設 104 年 10 月地形。
- (2)上游施放相當於現場 1.1 年、2 年、5 年、10 年、20 年與 50 年之重現期距流量，為得到可能最大沖刷深度，本試驗上游採不加砂試驗，共進行 6 組試驗。
- (3)模型試驗時間為 0.5 小時，模擬現地洪峰時間約 10.5 小時。

#### 2. 模型試驗過程

模型試驗前先施放小流量濕潤河床，隨即於上游施放相當於現場 1.1 年、2 年、5 年、10 年、20 年與 50 年之重現期距流量，待試驗結束關閉上游流量後，量測各橋橋墩沖刷深度以及模型斷面地形，了解各橋墩沖刷深度與流路變化趨勢。

#### 3. 模型試驗結果

##### (1)沖刷深度分析

在下游潛堰保持現況功能之情境下，中沙大橋各重現期橋墩沖刷試驗之最大沖刷深度(量測方式如圖 10.1 所示)與換算現地之沖刷深度(以橋墩補強基礎底部高程約 26.25 公尺為基準零點，往下沖刷為正值表示)如表 10-1 所示，由表中資料顯示，重現期距 1.1 年、2 年、5 年、10 年、20 年與 50 年時，中沙大橋發生最大

沖刷深度橋墩分別為 P27、P26、P26、P26、P26、P26，換算現地最大可能沖刷深度分別為 0.45m、2.10m、2.30m、2.95m、2.90m、3.00m。由試驗結果，最大沖刷深度發生於重現期 50 年之情境，橋墩補強基礎底部之基樁可能裸露 3 公尺，依基樁設計資料得知，補強基礎之基樁長度為 20 公尺，依「國 1 中沙大橋、烏溪橋及國 3 濁水溪橋墩基保護方案暨精進沖刷巡檢機制專業技術服務工作」之橋基耐洪安全評估結果，補強基礎之基樁容許沖刷深度為 10 公尺，約為基樁長度之 0.5 倍，爰此，在下游潛堰維持現況下，中沙大橋在遭遇重現期 50 年之洪水沖刷下，橋墩基礎並無安全疑慮。



圖 10.1 橋基沖刷深度量測示意圖

表10-1 各重現期距最大沖刷深度

重現期	橋墩編號	水工試驗沖刷深度 (公分)	現地沖刷深度 (公尺)
1.1	P27	0.9	0.45
2	P26	4.2	2.10
5	P26	4.6	2.30
10	P26	5.9	2.95
20	P26	5.8	2.90
50	P26	6.0	3.00

(2)流路分析

各重現期距流路變動不大，主要分成兩主深槽，如圖 10.2 所示，分別位於 P26~P27 間與 P34~P35 間，與現況之流路相近，惟河中沙洲因洪水沖刷已消失，探討流路分成兩主深槽之因素，應該與下游潛堰之兩處缺口位置有關，導致上游形成兩深槽流路。

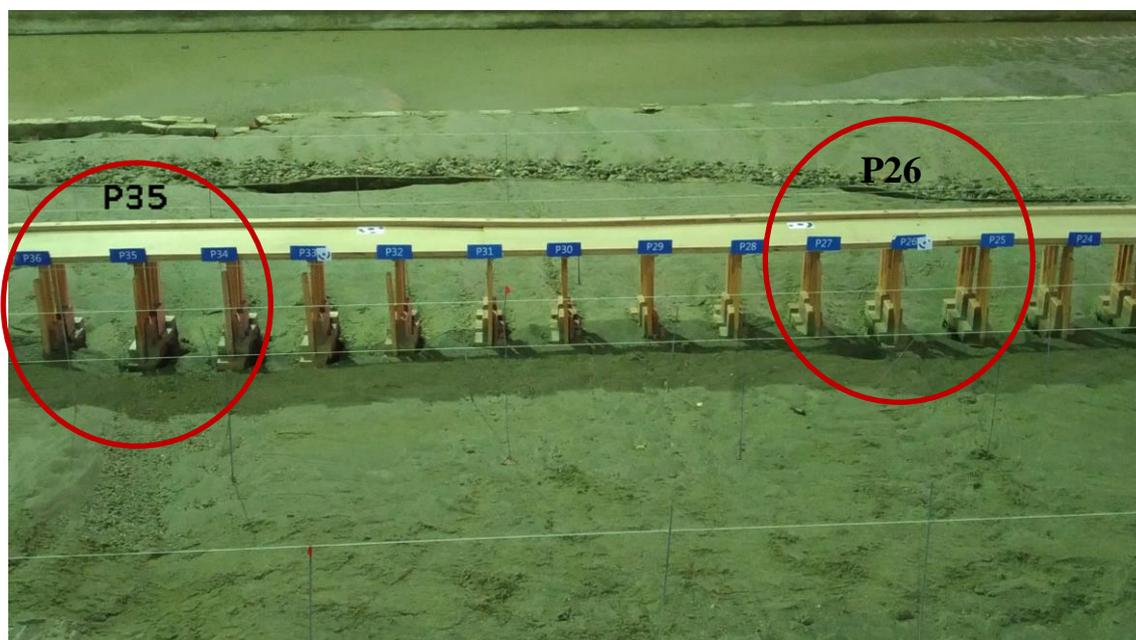


圖10.2 50年重現期退水後呈現之兩深槽流路

## 10.2 情境 2:無下游潛堰保護之定量流試驗

由前面小節之試驗結果顯示，在下游潛堰固床工保護下，上游之中沙大橋橋墩基礎原則上在重現期 50 年之洪峰流量沖刷下會產生最大沖刷深度，但並無安全疑慮，爰此，本節將探討在無下游潛堰固床工保護之情境下，且下游河床高程下降 3 公尺的情境下，上游中沙大橋遭遇 50 年之洪峰流量沖刷下橋墩基礎之沖刷情況。

### 1. 模型試驗條件

- (1)試驗前鋪設 104 年 10 月地形，下游水利署第 4 河川局編號第 55 河床斷面(距中沙大橋約 500 公尺)高程下降 3 公尺。
- (2)上游施放相當於現場 50 年之重現期距流量，為考慮可能最大沖刷量，本試驗上游採不加砂試驗。
- (3)模型試驗時間為 0.5 小時，模擬現地洪峰時間約 10.5 小時。

### 2. 模型試驗過程

模型試驗前先施放小流量濕潤河床，隨即上游施放相當於現場 50 年之重現期距流量，待試驗結束時關閉上游流量後，量測各橋橋墩沖刷深度以及模型斷面地形，了解各橋墩沖刷深度與流路變化趨勢。

### 3. 模型試驗結果

由退水後之照片顯示(如圖 10.3 所示)，中沙大橋上游之 2 深槽流路因中間沙洲沖刷消失後，2 流路匯集成 1 深槽流路，範圍介於 P26~P31 間，如圖 10.4 所示，最大沖刷橋墩發生於 P28 墩，沖刷深度約 15 公分，如圖 10.5 所示，換算現地沖刷深度約 7.5 公尺，接近臨界安全沖刷深度 10 公尺。

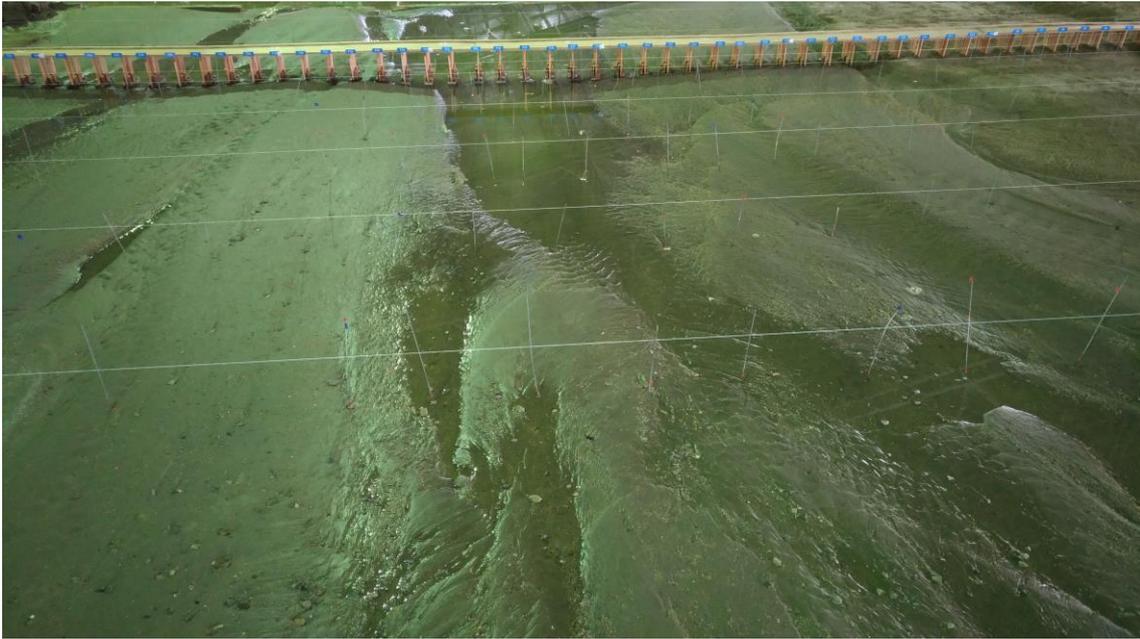


圖 10.3 50 年重現期退水後呈現之流路與深槽區

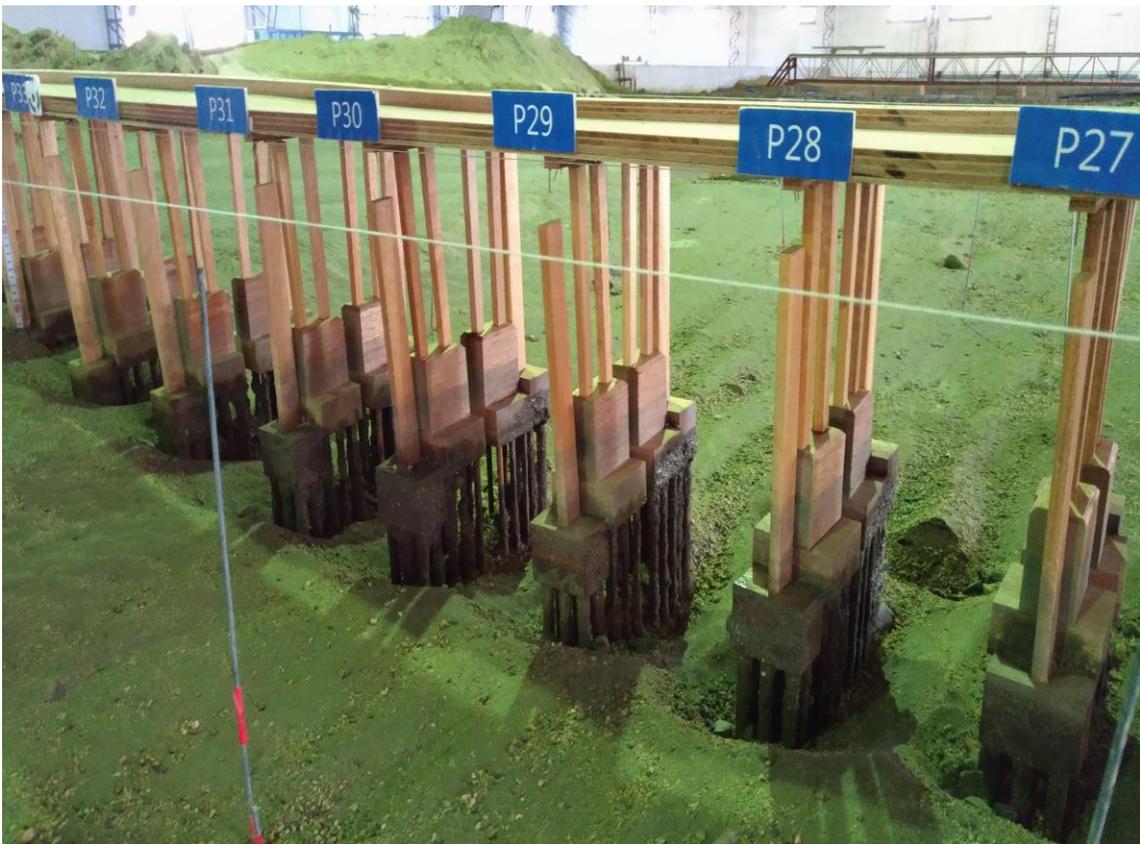


圖 10.4 50 年重現期退水後呈現之橋墩沖刷情形



圖 10.5 50 年重現期最大沖刷橋墩沖刷深度

### 10.3 情境 3:無下游潛堰保護之橋基保護方案 1

由前面小節之試驗結果顯示，在無下游潛堰固床工保護下，且下游河床高程下降 3 公尺的情境下，上游中沙大橋遭遇 50 年之洪峰流量沖刷下橋墩基礎發生最大沖刷 7.5 公尺之情況，接近橋基安全的臨界沖刷深度，已有安全疑慮，有必要考慮施加必要之保護工法。爰此，本節將依據斷面試驗所得到之最適保護方案(砂腸袋+織物模板)進行橋墩基礎之保護。

#### 1. 模型試驗條件

- (1)試驗前鋪設 104 年 10 月地形，下游編號第 55 河床斷面(距中沙大橋約 500 公尺)高程下降 3 公尺。
- (2)上游施放相當於現場 50 年之重現期距流量，為考慮可能最大沖刷量，本試驗上游採不加砂試驗。
- (3)模型試驗時間為 0.5 小時，模擬現地洪峰時間約 10.5 小時。

(4)在 P26~P31 之橋基處(如圖 10.6 所示)，於橋墩補強基礎底部往下 8 公分處鋪設不織布(模擬織物模板)以防下層砂被沖刷，上層靠近橋基處以砂腸袋圍繞橋基，其作用為防止不織布被向下射流掀開造成破壞(如圖 10.7 所示)。



圖 10.6 方案 1 橋基保護範圍



圖 10.7 方案 1 保護工佈設深度

## 2. 模型試驗過程

模型試驗前先施放小流量濕潤河床，隨即上游施放相當於現場 50 年之重現期距流量，待試驗結束關閉上游流量後，量測各橋橋墩沖刷深度以及模型斷面地形，了解各橋墩沖刷深度與流路變化趨勢。

## 3. 模型試驗結果

由退水後之流路顯示，中沙大橋上游之 2 深槽流路因上游沙洲沖刷消失後，2 流路匯集成 1 深槽流路，沖刷範圍因上游地形每次鋪設會略為不同影響，此次試驗沖刷範圍擴大至 P26~P35，如圖 10.8 所示，由圖中顯示，因 P32~P35 橋基無設置保護工，導致產生很大的沖刷深度，最大沖刷深度發生於 P32，經量測最大沖刷深度為 20 公分，如圖 10.9 所示，現地可能產生 10 公尺之沖刷深度，已達容許臨界沖刷深度。

整體試驗結果顯示，橋基有保護與無保護的沖刷深度有明顯之差異，由此可證明保護工有其成效。因原保護範圍(P26~P31)不足，導致無保護之 P32~P35 橋基產生嚴重的沖刷，且部分橋基不織布已外露，於現地可能已產生破壞，爰此，判定此保護方案不適宜。

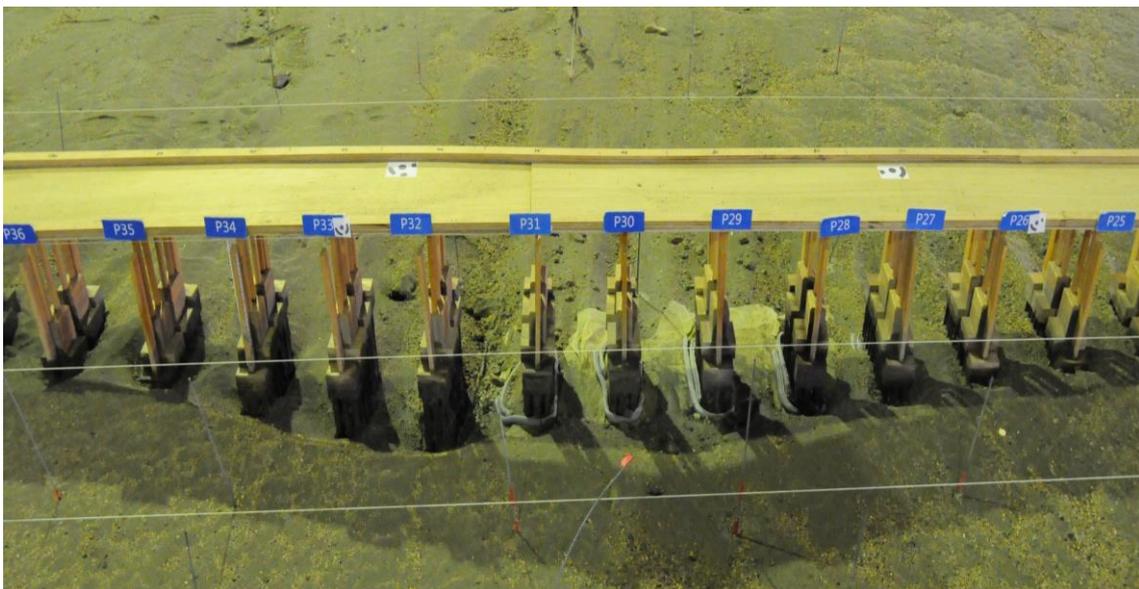


圖10.8 方案1(50年重現期距)主要沖刷範圍

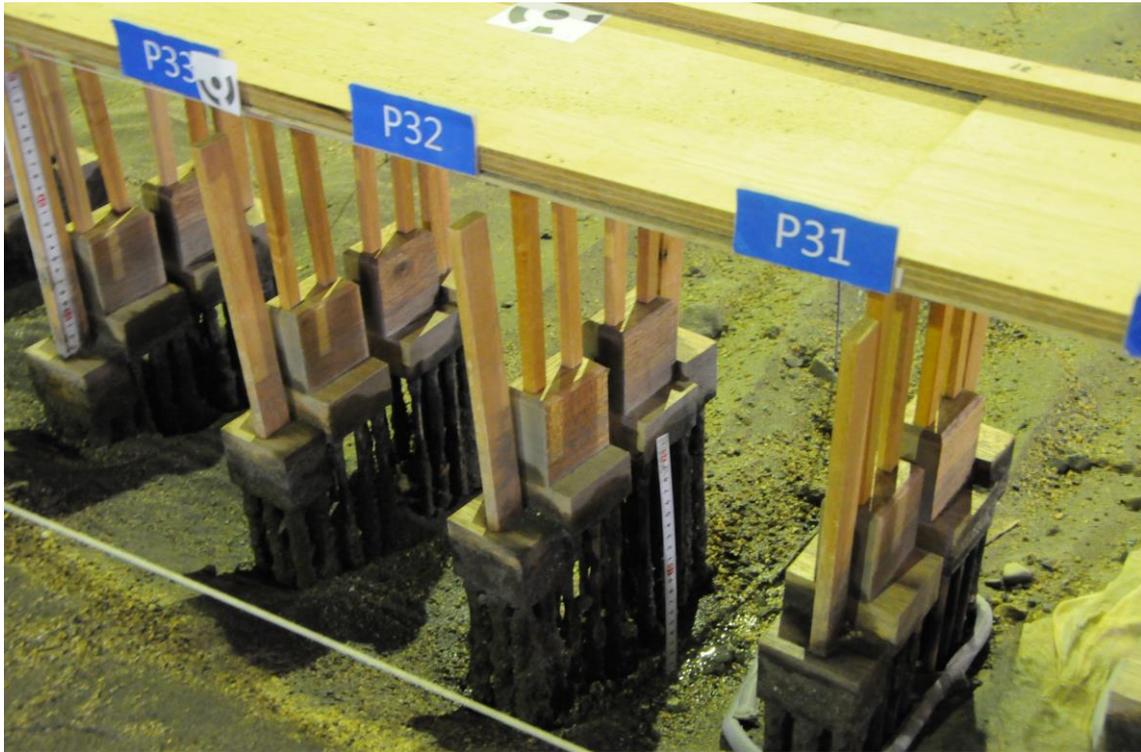


圖10.9 方案1(50年重現期距)無保護工最大沖刷深度

#### 10.4 情境 4:無下游潛堰保護之橋基保護方案 2

由前面小節之試驗結果顯示，在無下游潛堰固床工保護下，且下游河床高程下降 3 公尺的情境下，在 P26~P31 之橋墩補強基礎底部往下 8 公分處鋪設不織布及砂腸袋(保護方案 1)，其保護範圍不足，且不織布及砂腸袋之埋設深度也不足。爰此，本節將依據方案 1 之試驗結果，擴大保護範圍及加深保護工之鋪設深度，進行 50 年重現期距流量之沖刷試驗，瞭解保護成效。

##### 1. 模型試驗條件

- (1)試驗前鋪設 104 年 10 月地形，下游編號第 55 河床斷面(距中沙大橋約 500 公尺)高程下降 3 公尺。
- (2)上游施放相當於現場 50 年之重現期距流量，為考慮可能最大沖刷量，本試驗上游採不加砂試驗。

- (3)模型試驗時間為 0.5 小時，模擬現地洪峰時間約 10.5 小時。
- (4)在 P25~P35 之橋基處(如圖 10.10 所示)，於橋墩補強基礎底部往下 13 公分處鋪設不織布(模擬織物模板)以防下層砂被沖刷，上層靠近橋基處以砂腸袋圍繞橋基，其作用為防止不織布被向下射流掀開造成破壞(如圖 10.11 所示)。



圖 10.10 方案 2 橋基保護範圍



圖 10.11 方案 2 保護工佈設深度

## 2. 模型試驗過程

模型試驗前先施放小流量濕潤河床，隨即上游施放相當於現場 50 年之重現期距流量，待試驗結束關閉上游流量後，量測各橋橋墩沖刷深度以及模型斷面地形，了解各橋墩沖刷深度與流路變化趨勢。

## 3. 模型試驗結果

由退水後之流路顯示，中沙大橋上游之 2 深槽流路因上游沙洲沖刷消失後，2 流路匯集成 1 深槽流路，沖刷範圍因上游地形每次鋪設會略為不同影響，此次試驗沖刷範圍為 P26~P32，如圖 10.12 所示，最大沖刷深度橋墩發生於 P28，最大沖刷深度為 13 公分，如圖 10.13 所示，剛好是不織布及砂腸袋鋪設之位置，換算現地可能產生 6.5 公尺之沖刷深度。以近景攝影測量展繪之沖刷深度及範圍 3D 圖如圖 10.14 所示，沖刷坑等高線示意圖如圖 10.15 所示，基礎沖刷縱斷面示意圖如圖 10.16 所示。

整體試驗結果顯示，大部分保護工均未露出，最大沖刷橋墩處僅露出一小部分之砂腸袋及不織布，如圖 10.17 所示，顯示在 50 年之重現期距流量下，方案 2 之保護工法應屬可行。



圖 10.12 方案 2(50 年重現期距)主要沖刷範圍



圖 10.13 方案 2(50 年重現期距)最大沖刷深度

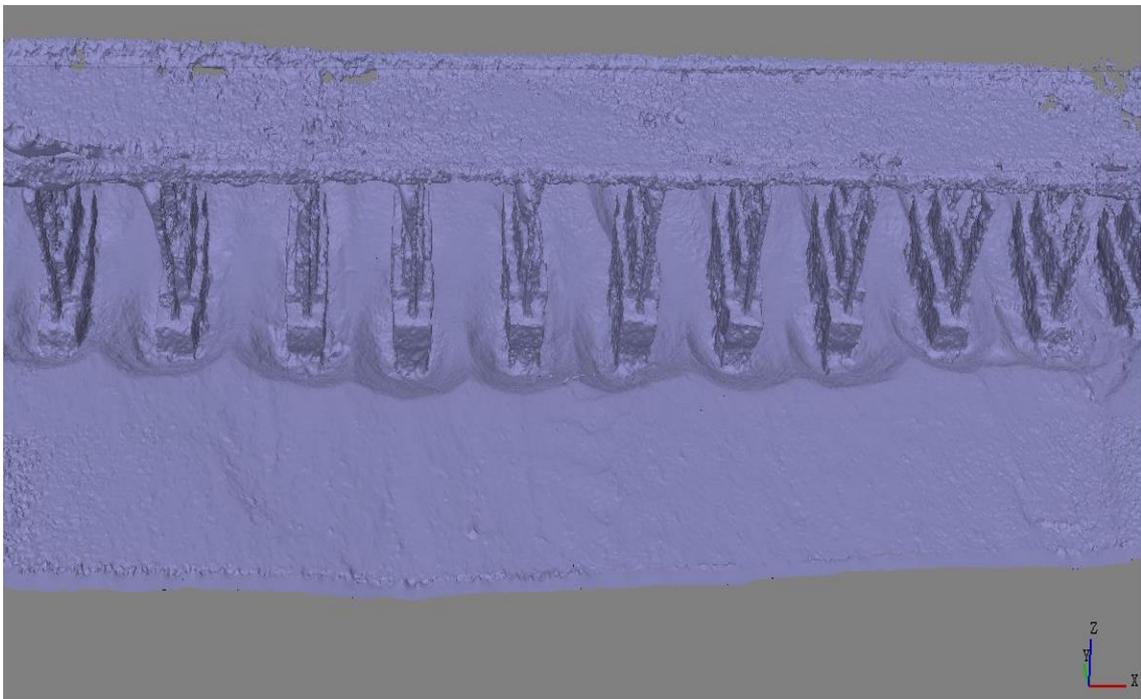


圖 10.14 方案 2(50 年重現期距)沖刷深度與範圍 3D 圖

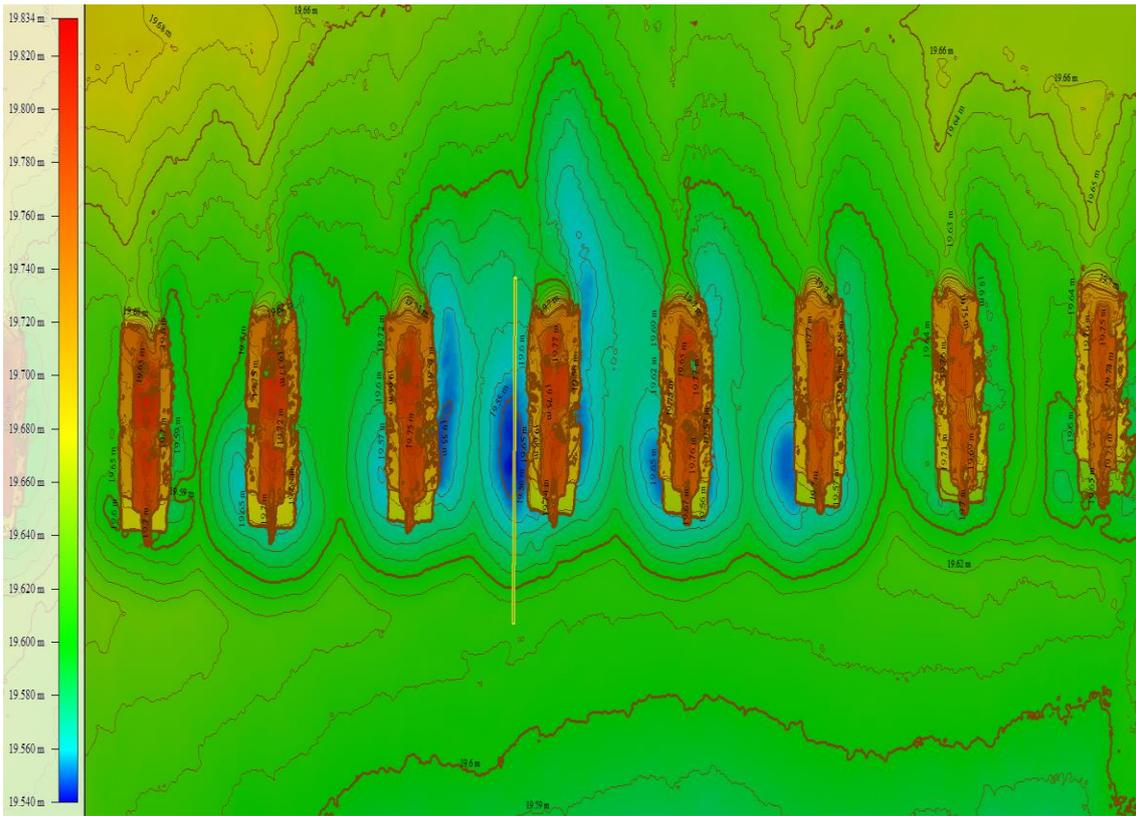


圖 10.15 方案 2(50 年重現期距)冲刷坑等高線示意圖

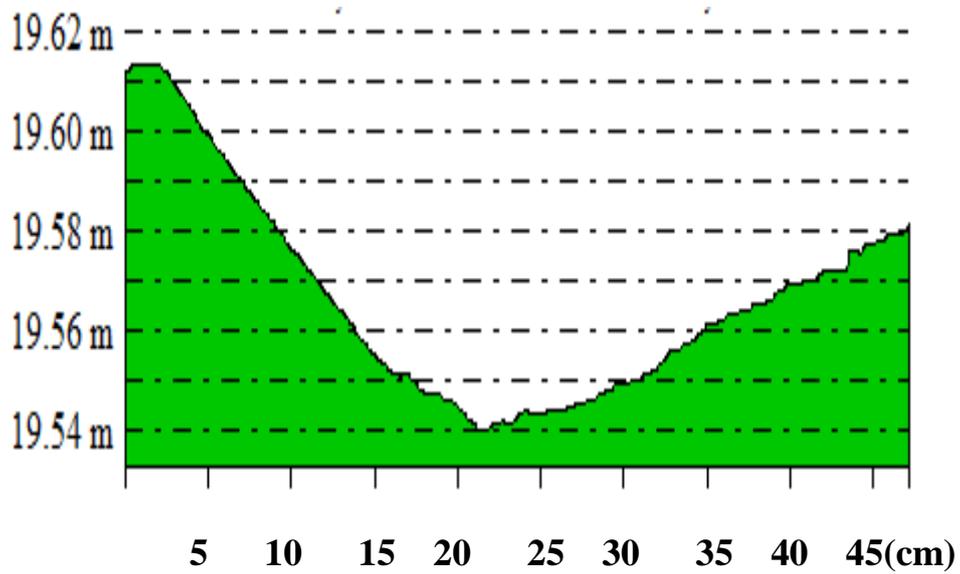


圖 10.16 方案 2(50 年重現期距)基礎冲刷縱斷面示意圖



圖 10.17 方案 2(50 年重現期距)保護工露出狀況

## 10.5 小節

本節平面水工模型試驗，共測試 4 種情境，以瞭解不同情境下之橋墩基礎沖刷情形，依試驗結果綜整如下：

- (1)在下游潛堰維持現況，中沙大橋在遭遇重現期距 1.1 年、2 年、5 年、10 年、20 年與 50 年之流量沖刷下，換算現地最大可能沖刷深度分別為 0.45 公尺、2.10 公尺、2.30 公尺、2.95 公尺、2.90 公尺、3.00 公尺，均遠小於橋墩基礎之最大容許沖刷深度 10 公尺。試驗結果顯示，在下游潛堰維持現況之情境下，中沙大橋在 50 年之洪水流量沖刷下，橋墩基礎並無安全疑慮。
- (2)在無下游潛堰固床工保護，且下游河床高程下降 3 公尺的情境下，上游中沙大橋遭遇 50 年之洪峰流量沖刷，橋墩基礎可能會發生換

算現地最大沖刷 10 公尺之情況，已達橋基安全的臨界沖刷深度，橋梁已有安全疑慮，有必要考慮施加必要之保護工法。

- (3)經由方案 1(保護工鋪設於橋墩補強基礎底部往下 8 公分)及方案 2(保護工鋪設於橋墩補強基礎底部往下 13 公分)的試驗結果顯示，方案 1 在 50 年之洪峰流量沖刷下，保護工全部裸露，因本試驗無法模擬現地材料的磨損破壞，爰此，保守評估於現地保護工應已破壞。而方案 2 在 50 年之洪峰流量沖刷下，大部分橋墩保護工均未露出，僅部分最大沖刷橋墩露出一小部分之砂腸袋及不織布，研判方案 2 之保護工法應屬可行。



## 第十一章 結論與建議

山區道路邊坡崩塌主要為地震與降雨引致，其中降雨引致之邊坡破壞其發生頻率與範圍遠較地震引致崩塌為高，且降雨引致邊坡破壞其具有一定延時與徵兆，使得此類災害之預警將較為可行且易發揮成效。本研究針對公路邊坡可能遭遇之淺層崩塌破壞進行解析法分析並搭配簡易土層反應監測模組，研發不同於現有以雨量監測為指標之經驗法預警模式，以提高預警之準確與時效性，利於相關單位對此類災害預警及管理之決策參考。

另外，本研究針對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；並建立橋梁耐震側推分析模式，提供橋梁地震防災決策支援。同時進行橋梁沖刷水工模型試驗，提供橋河共治區橋墩保護工法及其施設方式之建議，作為相關單位設置橋墩保護工決策之參考。

### 11.1 結論

1. 本研究完成無限邊坡因入滲引致淺層滑動依時分析架構，考慮非飽和土層水文與力學性質，並發展大型模型試驗設備，結果顯示所發展之架構完整可行。
2. 完成現地無線監測模組性能測試，並進行系統優化與可靠度提升，包括傳輸穩定性、長期電源系統改善、土壤水分計耐久測試，通過兩次以上颱風事件。
3. 以甲仙攔河堰通達道路邊坡為測試場址，完成重模試體於非飽和狀態下水力與力學參數試驗，回饋水力力學耦合分析。
4. 不同預警技術各有其優劣及適用情境，本系統僅適用於淺層滑動之土壤邊坡，但具有合於力學理論及客製化特性，可做為重要路段降雨預警之輔助。

5. 本研究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。
6. 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。
7. 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。
8. 在中沙大橋水工模型沖刷試驗部份，試驗結果顯示，在下游潛堰維持現況之情境下，中沙大橋在 50 年之洪水流量沖刷下，橋墩基礎並無安全疑慮。
9. 在無下游潛堰固床工保護，且假設下游水利署第 4 河川局編號第 55 河床斷面高程下降 3 公尺的情境下，上游中沙大橋遭遇 50 年之洪峰流量沖刷，橋墩基礎可能會發生換算現地最大沖刷 10 公尺之情況，已達橋基安全的臨界沖刷深度，橋梁已有安全疑慮，有必要考慮施加必要之保護工法。
10. 本研究研提之保護方案 2(保護工鋪設於橋墩補強基礎底部往下 13 公分，換算現地約 6.5 公尺)的試驗結果顯示，在 50 年之洪峰流量沖刷下，大部分橋墩保護工均未露出，僅部分最大沖刷橋墩露出一小部分之砂腸袋及不織布，研判方案 2 之保護工法應屬可行。

## 11.2 建議

1. 由於入滲量測具一定難度及不確定性，本研究雖已建立以現有分層土壤含水量感測模組，進行現地水文參數測定方法，但量測數量仍有所不足，後續建議可擴充土壤水分量測數量。
2. 由於所用傳輸模組須具備一定通透性且雨天傳輸距離僅數十公尺，選用適宜傳輸網路或整合高功率無線傳輸元件，對於系統推廣與佈設將有極大助益。
3. 本研究僅考慮淺層滑動，但無線監測網路技術架構應可用於不同機制，不同機制應發展不同量測系統與預警模式，對主機可考量新發展的模組，持續引進測試。
4. 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。
5. 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. 本研究平面水工模型試驗結果，未來國道高速公路局中工處可挑選中沙大橋適當的橋墩來進行現地試驗以驗證研究成果。

### 11.3 研究成果效益

1. 完成山區公路邊坡降雨崩塌無線感測網路模組開發，提升公路總局山區公路邊坡預警準確度。
2. 建立橋梁耐震能力評估與通阻檢測分析模式，提供公路總局各工程處防災業務之應用。
3. 藉由水工模型試驗，研提橋基保護方案，提升橋基耐洪能力，滿足運輸安全需求。

### 11.4 提供應用情形

1. 提供公路總局於災前能依照橋梁破壞潛勢分析結果，進行檢測與擬定維護優先順序策略之使用。
2. 提供公路總局針對山區公路邊坡預警監測使用，提升預警準確度。
3. 本研究研提之橋基保護方案，將提供國道高速公路局中工處未來施政的參據。
4. 本研究所進行的不同保護工鋪設試驗案例，可提供本所及相關單位後續研究之參採。

## 參考文獻

1. 交通部公路總局，2009，「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」。
2. 交通部台灣區國道高速公路局中工處，2016，「國 1 中沙大橋、烏溪橋及國 3 濁水溪橋墩基保護方案暨精進沖刷巡檢機制專業技術服務工作」。
3. 林哲毅，1999，「土壤電阻率與含水特性關係之探討」，國立交通大學土木工程系，碩士論文。
4. 李維峰等人，2003，「台灣地區道路邊坡崩塌發生機制及防治效益評估方法研究與應用（二）」，MOTC。
5. 吳從龍，2009，「山區道路邊坡崩塌潛勢之研究」，逢甲大學交通工程與管理所，碩士論文。
6. 財團法人中興工程顧問社，2009，「易淹水地區上游集水區地質調查與資料庫建置(第 2 期 98 年度)－集水區水文地質對坡地穩定性影響之調查評估計畫(2/3)」，經濟部中央地質調查所研究報告，成果報告。
7. 陳永銘、許阿明，「臺灣與美國之橋梁檢測系統與制度」，2008，臺灣公路工程。
8. 陳正興、李維峰與梅興泰，2009，「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。
9. 張為光，李維峰，梅興泰，陳正興，2011，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。
10. 張達德、蔡育秀、李宏徹、楊凱鈞，2013，「無線感測網路應用於

- 邊坡穩定即時監測系統的研究」，第十五屆大地工程學術研討會。
- 11.黃安斌、林志平、廖志中、潘以文、湯士弘、簡旭君、吳政達、葉致翔、盧吉勇、楊培熙，2002，「先進邊坡監測系統之研發」，中國土木水利學會會刊，第二十九卷第二期，第 65-78 頁。
  - 12.經濟部水利署第 4 河川局，2005，「濁水河流域(濁水溪本流、東埔蚋溪、清水溪及陳有蘭溪)監測工作計畫」。
  - 13.經濟部水利署水利規劃試驗所，2007，「濁水溪治理規劃檢討」。
  - 14.經濟部水利署水利規劃試驗所，2011，「水工模型試驗參考手冊」。
  - 15.經濟部水利署水利規劃試驗所，2011，「濁水河流域整理治理規劃檢討」。
  - 16.鄭清江、譚志豪、鍾明劍、李錦發、費立沅，2009，「莫拉克降雨引致高屏地區邊坡淺層崩塌災害勘查與穩定性數值分析案例」，地工技術，第 122 期 (2009 年 12 月) 第 133-142 頁。
  - 17.鄭明淵等，2011，「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」交通部運輸研究所。
  - 18.鄭明淵等，2013，「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。
  - 19.廖文選，2010，「以 DSP 實現 GPS 與 IMU 感測器整合系統」，國立交通大學機械工程學系，碩士論文。
  - 20.Alonso, E. E., Gens, A. and Josa, A. (1990). "A constitutive model for partially saturated soils." *Géotechnique*, 40(3), pp.405-430.
  - 21.Anderson, S.A., and Sitar, N. (1995). "Analysis of rainfall-induced debris flows." *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(7), pp. 544-552.
  - 22.Bishop, W. (1959). "The principle of effective stress.", Lecture delivered

- in Oslo, Norway, 1955; published in *Technisk Ukeblad*, 106(39), pp. 859-863.
- 23.C.D. Lewis. (1982). “Industrial and Business Forecasting Method”, London: Butterworth-Heinemann.
- 24.Cascini, L., Cuomo, S., Pastor M, and Giuseppe Sorbino, G. (2010). “Modeling of Rainfall-Induced Shallow Landslides of the Flow-Type.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(1), pp. 85-98.
- 25.Chong, C.Y. Kumar, S.P. (2003). “Sensor networks: Evolution, opportunities, and challenges.” *Proc. IEEE*, August.
- 26.Collins, B.D., and Znidarcic, D. (2004). “Stability analyses of rainfall induced landslides.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* , 130, pp. 362–372.
- 27.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.
- 28.Eberhardt, E. (2008). “Twenty-ninth Canadian Geotechnical Colloquium: The role of advanced numerical methods and geotechnical field measurements in understanding complex deep-seated rock slope failure mechanisms.” *Canadian Geotechnical Journal*, 45, pp. 484 – 510.
- 29.Edlefsen, N.E. and Anderson, A. B. C. (1943) “Thermodynamics of Soil Moisture.” *Hilgardia*, 15, pp. 31-298.
- 30.Fredlund, D. G. and Morgenstern, N. R. (1977). “Stress state variables for unsaturated soils.” *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103(5), pp.447-466.
- 31.Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R. and Widger, R. A. (1978). “The shear strength of unsaturated soils.” *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3), pp.313-321.

32. Fredlund, D. G. and Rahardjo, H (1987). "Soil mechanics principles for highway engineering in arid regions." *Transportation Research Record*, 1137, pp.1-11.
33. Fredlund, D. G. and Rahardjo, H. (1993). "Soil mechanics for unsaturated soils." New York, Wiley.
34. Fredlund, D. G., Xing, A., Fredlund, M. D. and Barbour, S. L. (1995). "The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve." *Canadian Geotechnical Journal*, 32(3), pp.440-448.
35. Gen, K. M., Fredlund, D. G. and Rahardjo, H. (1988). "Determination of shear strength parameters of an unsaturated soil using the direct shear test." *Canadian Geotechnical Journal*, 25(3), pp.500-510.
36. Huang, A.B., Lee, J.T., Ho, Y.T., Chiu, Y.F., and Cheng, S.Y. (2012). "Stability Monitoring of Rainfall Induced Deep Landslides Through Pore Pressure Profile Measurements." *Soils and Foundations*, 52(4), pp. 737-747.
37. Krahn, J. and Fredlund, D. G. (1972). "On total matric and osmotic suction." *Journal of Soil Science*, 114(5), pp.339-348.
38. Kurahashi, T., Yajima, Y., & Sasaki, Y. (2008). "Landslide disasters and hazard maps along national highways in Japan. ", In: *The 2nd East Asia Landslides Symposium*, Seoul, Korea, May 22–23, 2008.
39. 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.
40. 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.
41. Muraleetharan, K. K. and Granger, K. K. (1999). "The use of miniature

- pore pressure transducers in measuring matric suction in unsaturated soils.” *Geotechnical Testing Journal*, 22(3), pp.226-234
- 42.Oloo, S. Y. and Fredlund, D. G. (1996). “A method for determination of  $b$  for statically compacted soils.” *Canadian Geotechnical Journal*, 33, pp.272-280
- 43.Richards, B. G. (1965) “Measurement of the Free Energy of Soil Moisture by the Psychrometric Technique Using Thermistors.”, in *Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas*, A Symp. in Print. Australia: Butterworths, pp. 39-46.
- 44.Ridley, A. M. and Burland, J. B. (1995). “Measurement of suction in materials which swell.” *Applied Mechanics Reviews*, 48(9), pp.727-732
- 45.Terzaghi, K. (1936). “The shear resistance of saturated soils.”, *Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, 1, pp.54-56
- 46.Texas Instruments (2015). “FDC1004 4-Channel Capacitance-to -Digital Converter for Capacitive Sensing Solutions.” Literature Number: SNOSCY5B
- 47.Texas Instruments (2015). “TI Designs: Capacitive-Based Liquid Level Sensing Sensor Reference Design.” Literature Number: TIDU736A
- 48.Texas Instruments (2014). “FDC1004EVM User Guide.” Literature Number: SNAU163B
- 49.Texas Instruments (2015). “TI Designs: Capacitive-Based Liquid Level Sensing Sensor Reference Design.” Literature Number: TIDU736A
- 50.Uchimura T, Towhata I, Wang L and Seko I. (2008). “Simple and low-cost wireless monitoring units for slope failure. ”, In: *Proc. of the First World Landslide Forum, International Consortium on Landslides (ICL)*, Tokyo, pp. 611–614.
- 51.Varnes, D. J. (1978). “Slope movement types and processes.”, In: *Special*

- Report 176: Landslides: Analysis and Control (Eds: Schuster, R. L. & Krizek, R. J.), Transportation and Road Research Board, National Academy of Science, Washington D. C.,pp. 11-33.
- 52.van Genuchten M. (1980). “A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils.” Journal of Soil Science Society of America, 44, pp. 892–898.
- 53.Wang, D. (2014). “FDC1004: Basics of Capacitive Sensing and Applications.” Texas Instruments, Literature Number: NOA927
- 54.Wang, D. (2015). “Capacitive Sensing: Out-of-Phase Liquid Level Technique.” Texas Instruments, Literature Number: SNOA925
- 55.Watson, K. K. (1967). “A recording field tensiometer with rapid response characteristics.” Journal of Hydrology, 5, pp.33-39
- 56.Wheeler, S. J. and Sivakumar, V. (1995). “An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil.” Géotechnique, 45(1), pp.35-53