

98-28-7385

MOTC-IOT-97-H1DB005

# 現地模擬地震之液化試驗與碼頭 動態監測研究(3/3)



交通部運輸研究所

中華民國 98 年 4 月

98-28-7385

MOTC-IOT-97-H1DB005

# 現地模擬地震之液化試驗與碼頭 動態監測研究(3/3)

著 者：謝明志、陳志芳、林炳森  
張文忠、黃安斌

交通部運輸研究所

中華民國 98 年 4 月

國家圖書館出版品預行編目資料

現地模擬地震之液化試驗與碼頭動態監測研究.

(3/3) / 謝明志等著. -- 初版. -- 臺中市 :

交通部運輸研究所, 民 98. 04

面 ; 公分

參考書目:面

ISBN 978-986-01-8236-1(平裝)

1. 土壤力學 2. 港埠工程 3. 港埠管理

441. 12

98006732

現地模擬地震之液化試驗與碼頭動態監測研究(3/3)

著 者：謝明志、陳志芳、林炳森、張文忠、黃安斌

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 98 年 4 月

印 刷 者：承亞興企業有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 120 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

定 價：300 元

展 售 處：

交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880

國家書店松江門市：10485 臺北市中山區松江路 209 號 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：1009800891

ISBN：978-986-01-8236-1 (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。

## 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：現地模擬地震之液化試驗與碼頭動態監測研究(3/3)			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN978-986-01-8236-1 (平裝)	政府出版品統一編號 1009800891	運輸研究所出版品編號 98-28-7385	計畫編號 97-H1DB005
主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計畫主持人：謝明志 協同主持人：陳志芳 參與人員：陳毓清 聯絡電話：04-26587186 傳真號碼：04-26564418		合作研究單位：國立中興大學 計畫主持人：林炳森 協同主持人：張文忠、黃安斌 研究人員：洪傑人、張啟文、曾章凱 地址：臺中市南區國光路 250 號 聯絡電話：04-22855074	
研究期間 自 97 年 01 月 至 97 年 12 月			
關鍵詞：動態土壤結構互制、土壤液化、樁基礎、棧橋式碼頭、現地動態碼頭監測			
<p>摘要：</p> <p>港灣及海岸地區之結構物常採用樁基礎設計，進行考慮土壤－樁基礎－上部結構系統於液化前後之動態互制分析為進行結構設計、安全評估及研擬防制對策之要件。</p> <p>本年度計畫進行土壤非線性與孔隙水壓激發行為且可模擬基樁與上部結構之三維有效應力動態模擬，分析棧橋式碼頭考慮土壤側潰之動態反應，與前期大尺寸地表震源重模試坑單樁液化試驗結果對數值分析結果進行修正，利用相關成果進行現地營運中碼頭動態監測站規劃與安裝。</p> <p>成果與效益：</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 本研究計畫完成之棧橋式碼頭動態有效應力分析，可應用在震後土層液化分佈之快速評估與災害速報系統，并提供相關單位功能性設計之參考。</li> <li>2. 依據本現地模擬地震之液化試驗研究分析方法與結果，可作為本所、或相關單位後續災害應變管理及執行港灣及海岸地區災況模擬研究計畫之參考。</li> </ol>			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
98 年 4 月	308	300	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
<p>機密等級：</p> <p><input type="checkbox"/>密 <input type="checkbox"/>機密 <input type="checkbox"/>極機密 <input type="checkbox"/>絕對機密</p> <p>（解密條件：<input type="checkbox"/>年 <input type="checkbox"/>月 <input type="checkbox"/>日解密，<input type="checkbox"/>公布後解密，<input type="checkbox"/>附件抽存後解密， <input type="checkbox"/>工作完成或會議終了時解密，<input type="checkbox"/>另行檢討後辦理解密）</p> <p>■普通</p>			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

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

<b>TITLE: In situ liquefaction testing in port areas and its implementations in monitoring the dynamic behaviors of port structures (3/3)</b>			
<b>ISBN(OR ISSN)</b> ISBN 978-986-01-8236-1 (pbk)	<b>GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER</b> 1009800891	<b>IOT SERIAL NUMBER</b> 98-28-7385	<b>PROJECT NUMBER</b> 97-H1DB005
<b>DIVISION: Harbor &amp; Marine Technology Center</b> <b>DIVISION DIRECTOR: Chiu Yung-fang</b> <b>PRINCIPAL INVESTIGATOR: M. J. Hsieh</b> <b>PROJECT STAFF: J. F. Chen</b> <b>PHONE: 04-26587172</b> <b>FAX: 04-26564418</b>			<b>PROJECT PERIOD</b> <b>FROM January 2008</b> <b>TO December 2008</b>
<b>RESEARCH AGENCY: National Chung Hsing University</b> <b>PRINCIPAL INVESTIGATOR: P. S. Lin</b> <b>PROJECT STAFF: W. J. Chang</b> <b>ADDRESS: 250, Kuo kuang Rd., Taichung 402, Taiwan R.O.C</b> <b>PHONE: 886-4-22873181</b>			
<b>KEY WORDS: Dynamic soil-structure interaction, Liquefaction, Pile foundation, Pile wharf, In situ dynamic monitoring</b>			
<b>ABSTRACT:</b> <p>For pile in liquefiable soils, analyzing the soil-pile-superstructure dynamic behaviors prior to and after liquefaction is an essential issue for proper structure configurations, seismic safety assessments, and countermeasure designs.</p> <p>This project implements the state-of-the-art numerical techniques, which take into account the nonlinearity and pore pressure generation behavior of soils, to perform three dimensional, effective stress-based, dynamic soil-pile-superstructure interaction analyses. Large-scale dynamic pile testing on liquefied soil using large-energy vibration source on surface will verify the numerical results. The calibrated numerical procedure and experience from large scale physical modeling will be implemented to design the long-term monitoring station and a pilot instrumentation system will be developed and implemented in a currently running wharf.</p>			
<b>ACHIEVEMENT AND BENEFIT :</b> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. The results of effective dynamic stress analyses on a pile-support wharf can be implemented for quick evaluations of spatial liquefaction distribution and development of a real-time seismic assessment system.</li> <li>2. The results of seismic scenic simulations will provide background information on the development of disaster management and response systems in harbor areas for associated administrations.</li> </ol>			
<b>DATE OF PUBLICATION</b> April 2009	<b>NUMBER OF PAGES</b> 308	<b>PRICE</b> 300	<b>CLASSIFICATION</b> <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.			

# 現地模擬地震之液化試驗與碼頭動態監測研究(3/3)

## 目 錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	II
目錄.....	III
圖目錄.....	V
表目錄.....	XII
第一章 緒論.....	1-1
1.1 研究計畫之背景、目的及重要性.....	1-1
1.2 研究範圍與對象.....	1-3
1.3 國內外有關本計畫之研究情況.....	1-4
1.4 研究內容、項目與成果要求.....	1-16
1.5 研究方法與規劃進度.....	1-18
1.6 預期成果、效益及其應用.....	1-24
第二章 有效應力動態數值分析.....	2-1
2.1 分析原理與程序.....	2-1
2.2 棧橋式碼頭有效應力動態數值分析.....	2-9
第三章 港區碼頭微地動試驗與共振主頻分析.....	3-1
3.1 微地動量測目的與工作項目.....	3-1
3.2 微地動量測原理與設備.....	3-1
3.3 資料處理程序與結果範例.....	3-2
3.4 碼頭微地動試驗.....	3-5
第四章 棧橋式碼頭動態監測.....	4-1

4.1 監測站場址考量 .....	4-2
4.2 量測系統組成 .....	4-5
4.3 高雄港棧橋碼頭監測系統 .....	4-19
第五章 現地棧橋碼頭動態試驗結果分析 .....	5-1
5.1 試驗原理與模型配置 .....	5-1
5.2 試驗程序 .....	5-19
5.3 訊號處理與資料分析方法 .....	5-21
5.4 試驗結果分析與比對 .....	5-26
第六章 結論與建議 .....	6-1
6.1 研究目的與問題 .....	6-1
6.2 結論 .....	6-1
6.3 建議 .....	6-2
6.4 效益與應用 .....	6-2
參考文獻 .....	參-1
附錄一 期中報告審查意見處理情形表 .....	附錄 1-1
附錄二 期末報告審查意見處理情形表 .....	附錄 2-1
附錄三 期末簡報資料 .....	附錄 3-1

## 圖 目 錄

圖 1.1 高雄港#120 棧橋式碼頭斷面圖.....	1-4
圖 1.2 液化土層基樁破壞機制類型 (Tokimatsu et al. 1996).....	1-5
圖 1.3 可移動振源產生器.....	1-8
圖 1.4 現地棧橋式碼頭動態液化試驗配置圖.....	1-11
圖 1.5 擬靜態 Bean on Winkler Foundation 模型示意圖 (Liyanapathirana and Poulos 2005).....	1-12
圖 1.6 動態 Bean on Winkler Footing 模型示意圖 (Finn and Fujita, 2002).....	1-14
圖 1.7 簡易液化土層樁基礎擬靜態分析 (Tokimatsu, 2003).....	1-15
圖 1.8 研究流程圖.....	1-20
圖 2.1 考慮動態荷重之自由場物理模型圖.....	2-5
圖 2.2 高雄港#120 碼頭垂直向地質剖面(1).....	2-11
圖 2.3 高雄港#120 碼頭平行向地質剖面.....	2-12
圖 2.4 高雄港#120 碼頭垂直向地質剖面(2).....	2-13
圖 2.5 棧橋式碼頭斜坡網格土壤分區與靜態邊界.....	2-16
圖 2.6 橫樑與基樁元素位置與節點編號圖.....	2-17
圖 2.7 施加地震力前之土壤模式與動態邊界.....	2-18
圖 2.8 TCU059 速度與加速度歷時圖.....	2-19
圖 2.9 監測點位與初始垂直有效應力分佈圖.....	2-20
圖 2.10 加速度歷時變化.....	2-21

圖 2.11 x-向位移歷時變化 .....	2-23
圖 2.12 35 秒時 x-向位移分佈 .....	2-24
圖 2.13 超額孔隙水壓比歷時變化.....	2-25
圖 2-14 背填區近地表(elev=-3.5m)與海床(elev=-19 m)之土壤阻滯圈 .....	2-26
圖 2-15 土壤最大變位時(35sec)時土壤垂直有效應力與彎距分佈 ..	2-27
圖 2-16 棧橋版變位歷時 .....	2-28
圖 2-17 量測基樁側向變位與彎距分佈 .....	2-29
圖 3-1 Nakamura 法原理 (Carniel et al. 2006) .....	3-2
圖 3-2 量測資料時間歷時(a)垂直向(b)水平向(c)富氏譜.....	3-4
圖 3-3 均方根水平-垂直震幅頻譜比 .....	3-5
圖 3-4 微地動儀野外量測示意圖 .....	3-5
圖 3-5 各測站分佈位置圖 .....	3-6
圖 3-6 臺中港區各測站分析反應頻譜比【H/V】圖 .....	3-7
圖 3-7 臺中港區共振主頻等值分佈圖 .....	3-8
圖 3-8 高雄港區平面圖 .....	3-9
圖 3-9 高雄港第四貨櫃中心各測站分佈位置圖 .....	3-9
圖 3-10 高雄港區第四貨櫃中心各測站分析反應頻譜比【H/V】圖 .....	3-10
圖 3-11 高雄港區第四貨櫃中心共振主頻等值分佈圖 .....	3-10
圖 4-1 二維土壤結構互制反應圖 .....	4-3
圖 4-2 高雄港 120 號碼頭三維土壤結構互制反應圖 .....	4-4

圖 4-3 海底地震儀.....	4-6
圖 4-4 彎距應變量測配置 .....	4-8
圖 4-5 基樁變位固定套環 .....	4-9
圖 4-6 基樁變位固定套環組裝完成圖 .....	4-10
圖 4-7 Shape Accelerometer Array 構造示意圖.....	4-11
圖 4-8 FBG-SD 彎曲示意圖 .....	4-13
圖 4-9 光纖光柵訊號擷取系統 .....	4-13
圖 4-10 FBG-SD 標定之情形 .....	4-14
圖 4-11 FBG-SD 標定之結果 .....	4-14
圖 4-12 模擬現地監測流程圖 .....	4-18
圖 4-13 高雄港 120 號碼頭現況 .....	4-20
圖 4-14 高雄港 120 號碼頭動態監測站配置 .....	4-21
圖 4-15 碼頭下方現況.....	4-22
圖 4-16 水下地震儀裝設完成圖 .....	4-23
圖 4-17 基樁連結套環裝置完成圖 .....	4-24
圖 4-18 陣列式動態剖面儀連結於套環完成圖 .....	4-25
圖 4-19 光纖基樁變位感測元件連結於套環完成圖 .....	4-26
圖 4-20 訊號線出水處現況 .....	4-26
圖 4-21 開挖後裝設陸上地震儀 .....	4-27
圖 4-22 裝設水表箱外罩與調整水平 .....	4-27
圖 4-23 陸上地震儀完工圖 .....	4-28

圖 4-24 陸上管路施工圖 .....	4-29
圖 4-25 陸上管路施工復原圖 .....	4-29
圖 4-26 陸上固網施工圖 .....	4-30
圖 4-27 光學解讀模組與雙核工業級電腦 .....	4-32
圖 4-28 無風扇工業級電腦、SCXI-1520 與 UPS .....	4-323
圖 5-1 現地試驗場址(未開挖前).....	5-3
圖 5-2 現地依剪力波速劃分之剖面與分層(港灣研究中心 2007) .....	5-4
圖 5-3 現地試體取樣情況 .....	5-6
圖 5-4 取樣位置側視圖 .....	5-6
圖 5-5 粒徑分佈曲線.....	5-7
圖 5-6 孔隙比與深度變化圖 .....	5-8
圖 5-7 防水布裝置.....	5-9
圖 5-8 試體回填-現地水中貫落法 .....	5-10
圖 5-9 現地棧橋碼頭動態液化試驗配置圖 .....	5-12
圖 5-10 耦合感測子.....	5-15
圖 5-11 應變計.....	5-17
圖 5-12 資料擷取示意圖 .....	5-18
圖 5-13 現地資料擷取狀況 .....	5-19
圖 5-14 試驗流程圖.....	5-20
圖 5-15 高程量測點位側視圖 .....	5-20
圖 5-16 資料處理流程.....	5-22

圖 5-17 地表速度量測反應譜 .....	5-29
圖 5-18 試驗 5 地表震源速度震動歷時曲線 .....	5-30
圖 5-19 試驗 9 地表震源速度震動歷時曲線 .....	5-31
圖 5-20 試驗 5 後方回填土區感測子加速度震動歷時曲線 .....	5-34
圖 5-21 試驗 5 試坑內部距離震源相同位置之感測子垂直向震動反應比較 .....	5-35
圖 5-22 試驗 5 試坑內部距離震源相同位置之感測子水平向震動反應比較 .....	5-36
圖 5-23 試驗 5 碼頭正下方區域感測子加速度震動歷時曲線 .....	5-37
圖 5-24 試驗 8 各感測子累積孔隙水壓力比較 .....	5-39
圖 5-25 試驗 8 累積孔隙水壓力比較 .....	5-40
圖 5-26 試驗 9 後方回填土區感測子加速度震動歷時曲線 .....	5-42
圖 5-27 試驗 9 碼頭正下方區域感測子加速度震動歷時曲線 .....	5-43
圖 5-28 試驗 9 試坑內部剪應變歷時曲線 .....	5-45
圖 5-29 孔隙水壓力資料濾波分析示範 .....	5-46
圖 5-30 試驗 9 後方回填土區感測子超額孔隙水壓力激發歷時曲線 .....	5-48
圖 5-31 試驗 9 碼頭正下方區域感測子超額孔隙水壓力激發歷時曲線 .....	5-50
圖 5-32 試驗 9 試坑底部 TL40、TL39 孔隙水壓力激發歷時曲線 .....	5-51
圖 5-33 試驗 9 試坑底部 TL41、TL43、TL44 孔隙水壓力激發歷時曲線 .....	5-52
圖 5-34 試驗 9 試坑內部全域累積孔隙水壓力激發歷時曲線 .....	5-54

圖 5-35 試坑內部累積孔隙水壓力激發比對 .....	5-55
圖 5-36 試驗 9 試坑內部累積孔隙水壓力激發曲線與深度關係 .....	5-56
圖 5-37 試驗 9 後方回填土區感測子超額孔隙水壓比歷時曲線 .....	5-59
圖 5-38 試驗 9 碼頭正下方區域感測子超額孔隙水壓比 .....	5-60
圖 5-39 試驗 9 試坑底部 TL40、TL39 超額孔隙水壓比 .....	5-61
圖 5-40 試驗 9 試坑底部 TL41、TL43 及 TL44 超額孔隙水壓比 ...	5-62
圖 5-41 試驗 9 試坑內部超額孔隙水壓比與深度關係曲線 .....	5-63
圖 5-42 土壤剪應變與超額孔隙水壓力耦合反應曲線 .....	5-65
圖 5-43 三次平滑曲線計算以及加速度積分之樁身側向位移量比較 .....	5-67
圖 5-44 試驗 9 基樁頂板加速度震動反應 .....	5-68
圖 5-45 兩基樁深度 0.6 公尺內側向位移比對 .....	5-70
圖 5-46 試驗 9 近岸基樁彎距分佈曲線 .....	5-71
圖 5-47 試驗 8 後方回填土區感測子加速度震動歷時曲線 .....	5-74
圖 5-48 試驗 9 後方回填土區感測子加速度震動歷時曲線 .....	5-75
圖 5-49 試驗 9 試坑表面側潰反應 .....	5-76
圖 5-50 試驗 9 碼頭正下方區域感測子加速度震動歷時曲線 .....	5-77
圖 5-51 試驗 14 後方回填土區感測子加速度震動歷時曲線 .....	5-78
圖 5-52 試驗 14 碼頭正下方區域感測子加速度震動歷時曲線 .....	5-79
圖 5-53 各深度應變計周圍土壤元素與基樁反力之 p-y 曲線(1) .....	5-81
圖 5-54 各深度應變計周圍土壤元素與基樁反力之 p-y 曲線(2) .....	5-82

圖 5-55 深度 1.5~1.6 公尺之樁土介面間於 4 個超額孔隙水壓比時之 p-y 曲線.....	5-83
圖 5-56 土壤軸向應變量以及側向荷重(土壓力)關係.....	5-84
圖 5-57 土壤軸向應變量以及土壤楊氏模數關係曲線 .....	5-85

## 表 目 錄

表 2-1 棧橋式碼頭分析土層參數表 .....	2-15
表 2-2 結構元素參數表 .....	2-17
表 2-3 基樁元素中之 Mohr-Columb 介面彈簧參數表 .....	2-17
表 3-1 臺中港區測站資料 .....	3-6
表 3-2 高雄港區測站資料 .....	3-9
表 4-1 監測系統組成表 .....	4-5
表 4-2 LabVIEW 環境下各種網路技術的特性 .....	4-16
表 5-1 重模試體基本物理性質 .....	5-5
表 5-2 棧橋碼頭試體尺寸表 .....	5-10
表 5-3 相關量測儀器表 .....	5-16
表 5-4 試驗紀錄表 .....	5-21
表 5-5 試體沉陷表 .....	5-85

# 第一章 緒論

## 1.1 研究計畫之背景、目的及重要性

港口為臨海國家之重要物資進出通道，對臺灣這類天然資源有限且以出口導向之經濟體而言，為國家之命脈，而在地震發生後，為大宗救援物資進出之重要口岸，因此港口震災評估與耐震補強對國家抗災體系中不可或缺之一環。港口之設施中，碼頭為船舶繫靠設施中最主要之設備，為提供船舶安全離靠岸、順利裝卸貨物及乘客上下船之設施，其種類繁多，一般將碼頭結構物概分為重力式碼頭、板樁式碼頭、棧橋式碼頭及其他型式碼頭四大類，其受震破壞型態因碼頭類別不同而不同，包括回填土之沉陷、防波堤之沉陷及崩潰、棧橋之側潰、護岸之滑動及崩潰、整個或部份碼頭及倉棚破壞及管線破壞等。

臺灣西部因多屬砂岸地形，各港區地質多屬疏鬆軟弱之沖積土層及海埔新生地，且興建時多以水利抽砂回填施工，建於此類地質之港灣及臨海結構物，為得到符合靜態與動態基礎承載與側向抵抗力需求，因此多採用深基礎設計，其中樁基礎為最常見之選項之一。由於疏鬆軟弱之沖積土層與水利抽砂回填之海埔新生地為最易發生土壤液化(liquefaction)之土層，港區因液化引發之破壞型態包括承載力破壞(bearing capacity failure)、地表沈陷(subsurface settlement)、側潰(lateral spreading)及沈箱式基礎位移(deformation of caisson quay wall)等災害，相關案例如1995 Kobe地震後港區液化(JGS 1996 & 1998)、1999年土耳其Kocaeli地震後臨海區液化(Bray et al. 2004)與921地震後臺中港區1至4A號碼頭液化沈陷(港灣研究中心, 1999)等。

美日等國家對於土壤液化問題研究已發展多年，而國內也有諸多相關研究及試驗，但其主要重點與發展為土壤液化潛能評估方法及現地試驗等方面，對於液化過程與液化後結構物與液化土層間之互制反應研究相對缺乏，針對液化土層上港灣設施之相關研究其基礎學理與整合應用更是欠缺，使得相關設計規範與營運中防救災策略擬定等無

法更新或修正，因此對於土壤液化對碼頭設施影響之問題有需要作進一步深入之研究。

本研究計畫之目標為建立碼頭動態監測系統，良好的監測系統除可回饋設計與分析方法外，並可提供營運單位快速災損評估之用，由與碼頭種類眾多，本計畫將焦點集中於現地棧橋式碼頭基樁監測系統研發與考慮液化之動態反應分析程序，選擇棧橋式碼頭為分析主軸之原因有三：(1)臺灣之商港除花蓮港外，均有棧橋式碼頭，且臺中港有67%屬於棧橋式碼頭，現有棧橋式碼頭抗液化強度分析均有待補正；(2)棧橋式碼頭屬於非剛性結構物，其具有幾何形狀、質量分佈與勁度變化不規則之特性，因此以靜力分析方法難以反映結構物地震時的動態反應，需以動力分析方法分析設計；(3)碼頭棧橋由基樁支撐，地震時需考慮土壤-基樁-結構之互制行為，且其行為複雜且相關研究國內較為少見，而發展考慮土壤-樁基礎-上部結構系統於液化前後之動態互制分析為進行相關結構設計、安全性評估及研擬防制對策之要件。

現有考慮液化土壤-樁基礎-上部結構互制(Soil-pile- superstructure interaction)分析方法包括擬靜態分析(pseudo-static analysis)、動力數值模擬(dynamic numerical analysis)及模型試驗(physical modeling)等，其中擬靜態法其分析時雖相對較為簡單，但其結果常隨所使用參數及假設不同而使結果具相當之不準確性且多僅適用於特定簡化之場址及基樁尺寸。動態數值模擬因可模擬不同邊界條件、地震狀況、土層變異及結構模型等，其可靠度隨著數值分析所採用之網格模型及材料組構參數(constitutive parameters)之複雜化而提高，但因其理論繁複、計算量大、所需參數不易由常用之試驗求取及缺乏實驗資料驗證等限制，實用上有其侷限，但仍其結果對動態反應下土壤-基樁-上部結構互制反應之定性趨勢之瞭解及影響因子之量化分析具有相當助益，若分析時能佐以可靠之動態量測資料，可進一步增進其可靠度。而模型試驗因受限於試體尺寸，使其代表性與實際基礎行為仍有差異，因此多用於動態影響因子之基礎研究及提供動態數值模擬之驗證，雖然近年來已有相關研究者利用離心機(centrifuge)與大型振動台(shaking table)進

行動態基樁受震試驗，但受限於試體擾動與儀器限制，與實際工程應用仍有相當差距，解決之道為設立永久之現地監測站或進行現地基樁液化試驗。

為增進對現地基樁受震反應之瞭解及提供更可靠之數值模擬驗證資料，設立永久之現地監測站與進行全尺寸現地基樁動態試驗有其必要性，現地監測站為於現地土層或現有設施上安裝相關之監測儀器，等待下一次地震時紀錄相關反應之動態歷時；此為瞭解特定場址動態反應最佳之資料，但因地震之不可預測，其長期可靠度有賴於定期檢測與維護，改進方法為利用人造震源進行現地土壤－基樁系統之動態試驗，對選定之測站與場址進行可產生大應變震幅之震動，由於現地監測站與現地基樁動態試驗均為全尺寸現地紀錄，所得結果將可驗證現有分析方法，並可作為修復與改善之依據，其重要性與價值將遠比現有縮小尺寸之模型試驗為高。

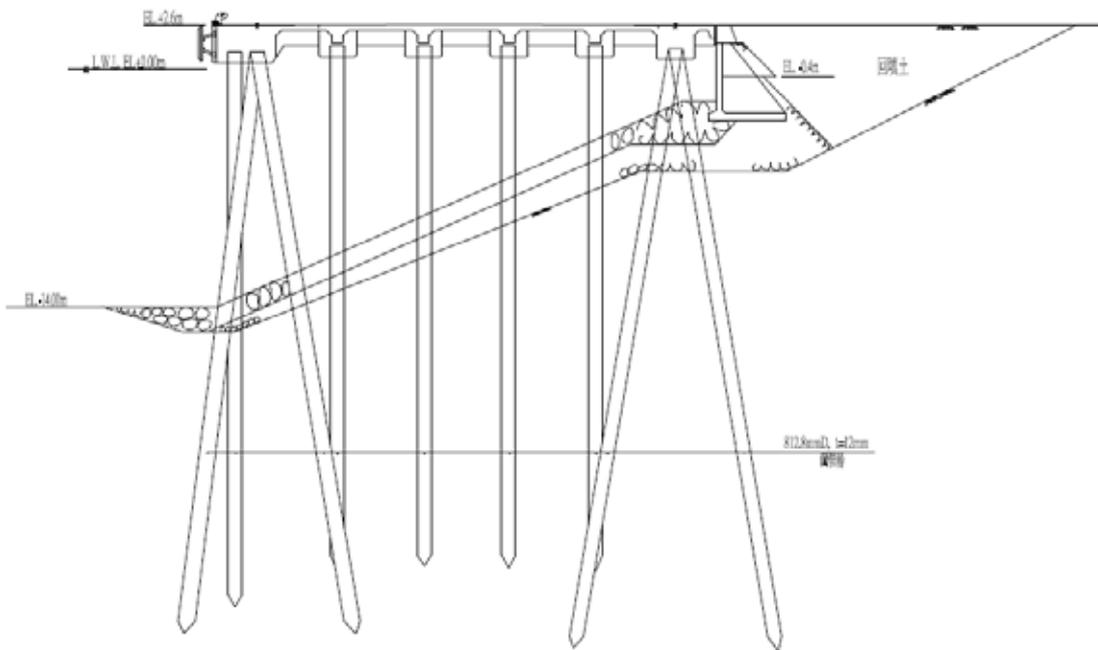
由於建置現地碼頭監測系統與後續維護之成本昂貴，如何建構一可反應碼頭液化動態反應量測系統以達成規劃目標需要為現地監測站規劃所需，為達到此一目的，需對且其複雜之反應機制進行深入探討以及以現有分析方法對受震反應進行預測與模擬，此為前二年度計畫之重點，本年度將應用過去二年研究中現地大型震動試驗、數值分析及大型重模試坑配合全尺寸量測基樁進行現地人工震源液化基樁試驗之成果，進行三維土壤-基樁動態互制反應分析，並以前期大型碼頭液化試驗進行驗證，以驗證後之結果，對選取之營運中碼頭進行分析，以數值分析成果規劃現地設置營運中碼頭動態監測系統，選擇一監測碼頭安裝相關量測設備，以試驗不同量測設備之可靠度與適用性，同時發展相關分析程序與程式，以建構完整碼頭監測站之雛形。

## 1.2 研究範圍與對象

為應用前期研究成果，本年度計畫之研究範圍以選定之進行相關棧橋式碼頭動態有效應力數值分析，並設置棧橋式碼頭監測站，港區

碼頭微地動試驗與共振主頻分析其量測範圍為包含臺中港區外圍及高雄港第四貨櫃中心。

本研究案以高雄港港目前營運中之棧橋式碼頭為試驗場址，規劃之候選場址為高雄港#120 貨櫃碼頭，該碼頭均為棧橋式碼頭，其斷面圖如圖 1.1 所示，其中基本組成除垂直承載基樁外，尚包括提供碼頭貨櫃起重機支撐之斜樁，下方則為原有潟湖土層與抵抗因潮汐導致邊坡沖蝕之拋石。



(a) 高雄港#120 碼頭設計斷面

圖 1.1 高雄港#120 棧橋式碼頭斷面圖

### 1.3 國內外有關本計畫之研究情況

#### 1.3.1 液化土層基樁破壞機制

基樁因地震導致土層液化使得樁基礎產生局部或整體破壞之類型，依 Tokimatsu et al. (1996)之歸納可分成 8 種主要類型，示意圖如圖 1.2 所示，破壞可能發生於單一基樁或整個樁基礎，其成因可分成三類，第一類一為基樁因土壤液化導致承載力降低，使等上部結構或基

樁元件產生彎距或剪力破壞如 1.2(a)、1.2(e)與 1.2(g)所示，第二類為地震產生之動態荷重導致上部結構與基樁產生破壞如圖 1.2(b)、1.2(f)及 1.2(g)所示，第三類為液化土層產生垂直或側向永久變形導致樁基礎破壞，如圖 1.2(c)、1.2(d)與 1.2(h)所示，其破壞機制隨不同類型破壞形式不同而不同，且系統本身含括結構分析、土壤結構互制與土壤分析。

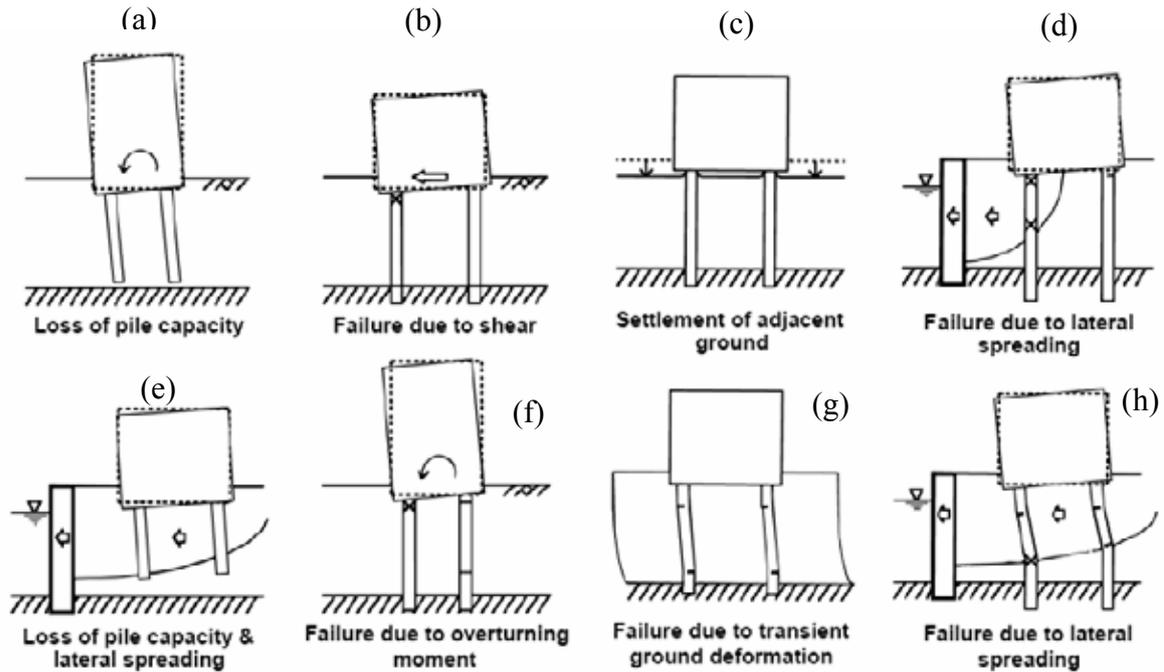


圖 1.2 液化土層基樁破壞機制類型 (Tokimatsu et al. 1996)

現地與離心模型之觀測結果發現對位於液化側潰土層之基樁而言，其剪力與彎距破壞最易發生於基樁頂部與液化土層與非液化土層介面包括液化土層底部與上方，若上部結構與基樁以剛接之形式連結，考慮側潰之土壤-結構反應時其最大剪力發生於樁頂，最大彎距產生於基樁兩端，且群樁中最大彎距與剪力大小隨距臨水岸或自由岸距離增加而減少，最大剪力與彎距發生於土壤液化後。Boulanger et al. (2003)整理過往案例及大型模型試驗，歸納樁基礎破壞原因包括因地震所引起之結構慣性(inertial)及土壤動力(kinematic)效應，液化土層對樁基礎穩定之影響主要為液化後土壤勁度與強度降低、土層變位及側潰導致之動力效應，其中因慣性導致之破壞主要為發生於水平自由場液

化地盤中，來自上部結構與上方未液化殼層(nonliquefied crustal layer)之慣性力導致樁頭與樁帽連接處產生剪力或彎距破壞、承載力不足及沈陷引致之下拉力(down-drag force) 增加，而動力效應包括液化後土層變形及側潰導致樁基礎於液化與非液化層交界最大彎距或是沿滑動破壞面處產生剪力破壞，此外現地震後調查發現基樁破壞常為慣性及動力作用組合作用(Fuji et al. 1998)。總結歸納，影響液化土層基樁反應之因子包括土樁間地層反力行為(subgrade reaction behavior)、土壤變位、基樁材料與尺寸、群樁效應、樁帽設計、基樁兩端束制條件(固定或自由)、上部結構配置等，亦即需考慮基樁結構行為、土壤液化特徵與土樁間互制反應。

### 1.3.2 自由場土壤液化試驗

現有土壤液化實驗設備，如動力三軸、反覆單剪、反覆扭剪、振動台及離心機試驗等因受限於試體尺寸、土壤擾動，受力狀態等影響，使得試驗結果的應用價值不大，因此多用於探討影響液化阻抗之因子研究。實務上利用現地試驗參數(如標準貫入試驗 N 值(SPT-N value)、電子錐貫入試驗錐尖阻抗(CPT- $q_c$ )及剪力波速( $V_s$ )量測)與半經驗公式評估液化潛能之方法(如 Youd et al. 2001)因現地試驗之誤差，半經驗公式之準確性及土層之變異性等，其結果具有相當之不確定性，尤其是在鄰近液化邊界之預測其不準確性更為明顯。解決之道為直接於現地監測土壤液化行為與發展現地土壤液化試驗。藉由現地直接量測地盤動態反應與超額孔隙水壓力歷時，避免現有試驗與評估方法之限制與誤差，其成果除可用於修正現有液化潛能評估法，並可由量測地震中地盤反應與超額孔隙水壓力之耦合反應(Coupled response)作為發展與驗證土壤液化數值分析之依據，其重要性早為地震工程學者所強調(Ishihara et al. 1981, NRC 1985)。

目前全世界僅有數個現地土壤液化量測紀錄，其震源產生方式可分成天然地震與人工震源如爆炸、震盪震源車等。以天然地震為震源之土壤液化監測站中，其原理為預先將地震儀(量測加速度)與孔隙

水壓力計安置於可能液化之土層，當地震發生時，自動啟動量測系統以紀錄地盤反應與孔隙水壓力變化。此類土壤液化監測站僅有美國加州 USGS 設置於 Wildlife site 之測站曾有液化現象發生，其他測站僅量測到激發之超額孔隙水壓力與地盤加速度反應。國內在 921 之後，亦有學者於嘉南地區（倪勝火, 2001）及港區（賴聖耀等, 2003）安裝強震儀及孔隙水壓監測系統，長期監測地震加速度以及地震前後土層之應力、應變與孔隙水壓之反應等。由於地震之不可預測，量測系統需安置於現地相當時日，其可靠度、精確度及耐久性均需特別加以考量，而發展可定期檢測測站功能之程序亦迫在眉睫。

以人工震源進行土壤液化試驗(Ashford et al., 2002, Chang 2002, Gohl et al., 2001)，因土壤液化需相當大之震幅，因此需可產生高應力應力波之震源，現有進行土壤液化試驗之人工振源主要分成打樁(Onoue et al., 1987)、爆炸(Gohl et al. 2001, Ashford et al., 2002)與可移動振源產生器(mobile shaker) (Rathje et al., 2005, 張文忠與許晉銘, 2005)三類。其中打樁及爆炸因其產生之頻寬與延時等與天然地震之振動特性有所差異，且瞬間產生高壓使監測相當困難，以爆炸為振源進行現地土壤液化試驗有其困難性。

常見之可移動振源產生器包括震盪震源車(Vibroiseis, 如圖 1.3(a)所示)及偏心質量起震器(Eccentric mass vibrator, 如圖 1.3(b)所示)，震盪震源車為地球物理學門中地質探勘常用震源，其力量來源為油壓設備，可施加特定頻率、振幅之反覆荷重，其可施加之反覆荷重可達到 20 噸以上，其操作頻率可低至數赫茲(Hz)，且具有高度機動性，Chang (2002)以震盪震源車為震源並配合新型內置式土壤液化感應子及量測系統，發展一嶄新之現地液化試驗，利用垂直向震動之表面震源，通過側向近地表量測區域 (instrumented test area)之應力波場包括體波(body waves)及表面波，藉由不同剪應變計算方式，由土壤震動歷時計算剪應變歷時，配合相同位置量測之孔隙水壓力歷時，可同時量測震動時土壤結構振動與孔隙水壓力激發之耦合(coupled)行為、震後孔隙水壓力消散及土壤之門檻應變(Threshold shear strain)等土層液化特性 (Rathje et

al., 2005)。張文忠與許晉銘(2005)利用類似之試驗配置，以重模越南砂試坑並配合不同剪應變計算方法，比較不同剪應變震幅評估法之差異，及量測現地剪應變震幅、作用次數及超額孔隙水壓比關係之孔隙水壓力激發曲線，可決定現地門檻剪應變(threshold shear strain)及孔隙水壓力激發行為。



(a) 中油 HEMI 50/IVI 震盪震源車



(b) ANCO MK-155U 偏心式動態震源

圖 1.3 可移動振源產生器

偏心質量起震器其原理為利用二旋轉偏心質量塊產生簡諧力，多用於結構強迫震動試驗，本計畫 95 年度中即以美國 ANCO Engineers 公司所製造，型號為 MK-155U 之偏心式動態震源(如圖 1.3(b)所示) 作為地表大型人工震源，於地表產生可控制頻率、震幅及延時之應力波並向預先埋設可同時量測地盤震動及水壓力變化量測系統之土層傳遞，使土層產生大於門檻應變值之剪應變並激發超額孔隙水壓力，藉由高速資料擷取系統量測地盤反應與孔隙水壓力激發之耦合反應(coupled response)，由地盤反應之質點震動計算剪應變歷時，使所發展之量測系統可進行剪應變—超額孔隙水壓力激發耦合反應量測系統，同時於試驗時啟動原有現地土壤液化測站，由新裝設之監測系統與現有測站量測成果，檢測現有測站不同深度之加速度計與水壓計之反應，現地液化試驗試驗之成果將作為驗證自由場有效應力動態分析之用。

### 1.3.3 液化土層基樁動態試驗

由於現地液化土層基樁動態反應其反應機制複雜，因此相關現地案例除 Kobe 地震有部分觀測資料外(Ishihara et al., 1998)，並無位於液化土層基樁之於地震之現地動態量測資料，大地地震工程現有液化土層基樁動態試驗結果可分成三種類型：(1)人工震源配合全尺寸基樁動態試驗，(2)大型震動台模型樁試驗及(3)離心機動態模型樁試驗。各試驗研究重點包括：位於液化土層基樁動態側向抵抗(seismic lateral resistance)分析、液化土層土壤—基樁—上部結構動態互制反應(Kinematics interaction response)、樁頂束制(pile head constrained)條件與樁群反應(pile group response)及土壤側潰對基樁影響(pile response to lateral spreads)等。

Rollins et al. (2004) 於加州 Treasure Island 以爆破方式使土層液化後再以側向油壓設備對現地全尺寸鋼管樁之單樁及群樁側向抵抗力進行側向反覆加載試驗，結果顯示液化與非液化土層其  $p-y$  曲線不同且

群樁效應並不明顯，但 Kamijo et al. (2004) 同樣利用爆破方式使重模土壤液化並觀測以樁帽連結四個鋼管樁組成之群樁效應，其結果顯示最大彎距發生於樁頂與樁帽連接處。Yao et al. (2004) 利用大型震動台及 1.75 m 長之模型鋁樁進行動態土壤－基樁－上部結構互制試驗，結果顯示基樁－上部結構之卓越週期(predominant period)受下方土壤孔隙水壓激發與地表震動影響且基樁行為與土層位移密切相關，且基樁最大彎距發生於土壤液化前之狀態。Wilson et al. (2000) 利用架設於離心機上之震動台及分層剪力盒(Laminar shear box)觀測單樁與群樁於液化土層之行為並發展考慮土層非線性動態反應下之  $p$ - $y$  法，Brandenberg et al. (2005) 利用相同設備探討液化後土壤測潰對基樁造成之影響，其結果發現利用 Matlock (1970) 靜態  $p$ - $y$  曲線可預測非液化殼層之反應，樁帽正下方非液化殼層與樁帽摩擦力會影響其受力，而液化土層之樁身位移則與樁身與周圍土壤之相對勁度相關。

本計畫 96 年度利用垂直向震動之表面震源，以重模試坑之現地棧橋式碼頭液化試驗之實體模型(physical modeling)，進行現地棧橋式碼頭液化動態試驗，其配置示意如圖 1.4 所示，以重模試坑準備液化土層並於回填過程安裝可量測土壤震動與孔隙水壓之耦合感測子，再將基樁量測系統之全尺寸單樁安置於試坑中央，以地表震源產生應力波通過試坑及基樁，造成液化或孔隙水壓力變化，並利用動態資料擷取系統擷取土壤、結構與周圍地表之反應。

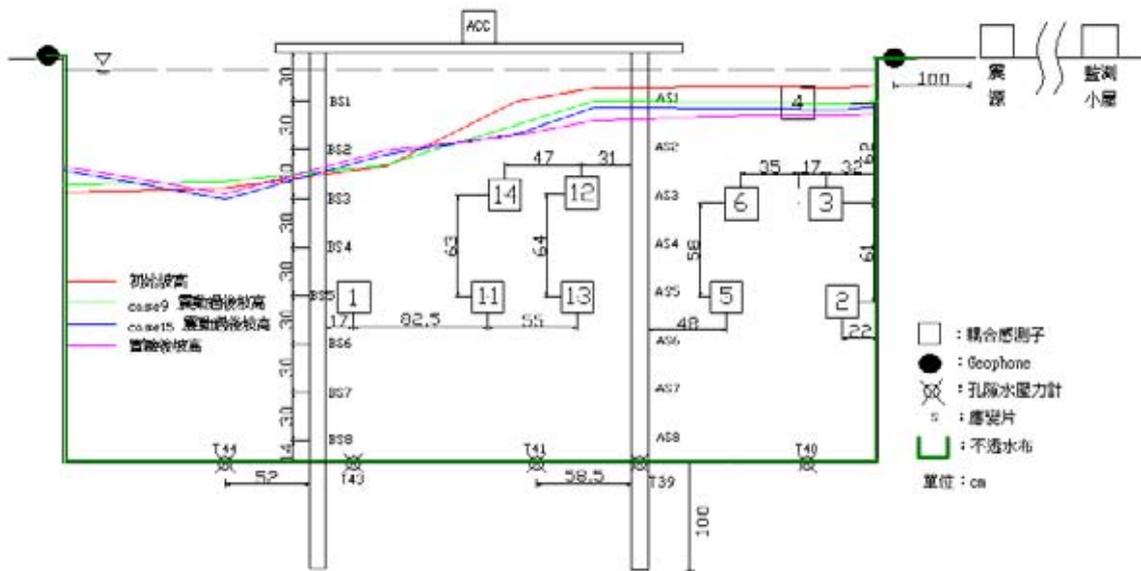


圖 1.4 現地棧橋式碼頭動態液化試驗配置圖

### 1.3.4 液化土壤－基樁－上部結構系統互制數值分析

針對土壤液化後產生側潰對樁所造成之影響分析，由於液化前後土壤性質、力學機制與作用時間等明顯不同，一般多將其分成二個階段：(1) 基樁自受地震力作用至土壤開始產生液化以及其後過程之歷時互制行為與(2)液化土壤產生側潰後考慮地盤側向位移對樁所造成之影響。

現有考慮液化土壤-樁基礎-上部結構互制(Soil-pile-superstructure interaction)數值分析方法包括擬靜態分析(pseudo-static analysis)及動力數值模擬(dynamic numerical analysis)二種。擬靜態分析為延伸 Matlock (1970)用於分析靜態側向變形分析之  $p$ - $y$  法，將基樁視為埋置土中之樑，周圍土壤以 Winkler 彈簧模擬土壤勁度，上部結構則以集中質量(lumped mass)代表，其物理模型如圖 1.5 所示，此類模型稱為 Bean on Winkler Foundation，其中 Winkler 彈簧可以最簡單之線彈性至複雜之非線性彈塑性彈簧表示。

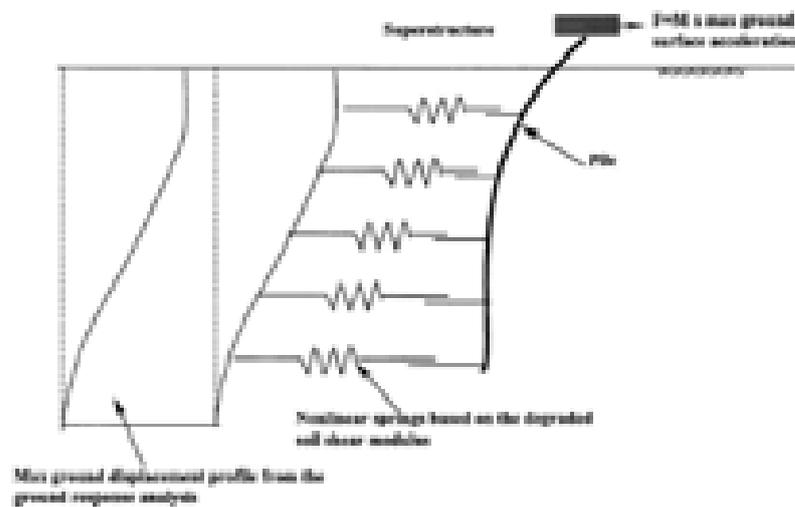


圖 1.5 擬靜態 Bean on Winkler Foundation 模型示意圖  
(Liyanapathirana and Poulos 2005)

分析液化土層基樁側向阻抗(lateral resistance)，實務上較常用之方法為 Wang and Reese (1998)所建議之分析程序，其主旨為導入砂土殘

餘不排水強度於傳統之  $p$ - $y$  曲線進行基樁側向分析，但  $p$ - $y$  曲線僅代表土壤－基樁互制行為，其並不考慮液化土壤之力學特性與孔隙水壓之影響；Rollins et al. (2005)以考慮液化後土層殘餘強度及以  $p$ -multiplier (Liu and Dobry 1995) 折減後之二種  $p$ - $y$  曲線分析現地液化土層基樁反應，並以迴歸法提出適用於不同樁徑之經驗  $p$ - $y$  曲線；Ashour and Norris (2003)提出考慮距離基樁不同距離之水壓力分佈之不排水 strain wedge model 進行單樁分析，其結果可較準確預測所收集之現地試驗結果；Liyanapathirana and Poulos (2005)利用 Winkler 形式之模型及一維度地盤有效應力反應分析結果，提出新的擬靜態液化土層之基樁分析程序，其中以地表最大加速度乘以上部結構質量作為施加在樁頂之集中側向力，樁身周圍土壤最大位移量與自由場相同，非線性土壤勁度以折減之剪力模數代表；整體而言，擬靜態分析法其參數決定有賴工程師判斷，且僅能提供基樁最大彎距與變位，對土壤與基樁之互制反應、液化前後動態反應、基樁勁度影響、樁帽效應及孔隙水壓力激發對互制反應之影響等均無法提供相關資訊。

液化土壤－基樁－上部結構系統之動態行為實際上應為耦合反應 (coupled response)，即經由土壤傳播之地震波會造成基樁與上部結構震動，且上部結構之震動亦會影響下方土壤之動態行為，分析液化土層之基樁系統時更需將因孔隙水壓激發造成之地震波傳遞影響及液化土層側向位移一併考量，但其物理模式複雜，為簡化分析，實務上多採將土壤動態反應與基樁－上部結構個別分析之非耦合分析 (decoupled analysis)，並以動態 Winkler 系統模擬土壤－基樁之互制行為。其物理模型如圖 1.6 所示，將基樁視為埋置土中之樑，周圍土壤以 Winkler 彈簧模擬土壤勁度並以並聯或串聯之 dashpot 模型模擬土壤阻泥 (damping) 效應，其中土壤動態反應分成二區：近場區 (near field) 及自由場 (free field)，自由場為單純考慮向上傳播之剪力波造成之地盤反應，近場區則考慮土壤－基樁互制效應之土層反應，近場區之 Winkler 彈簧多採用可模擬非線性彈塑性質之彈簧。

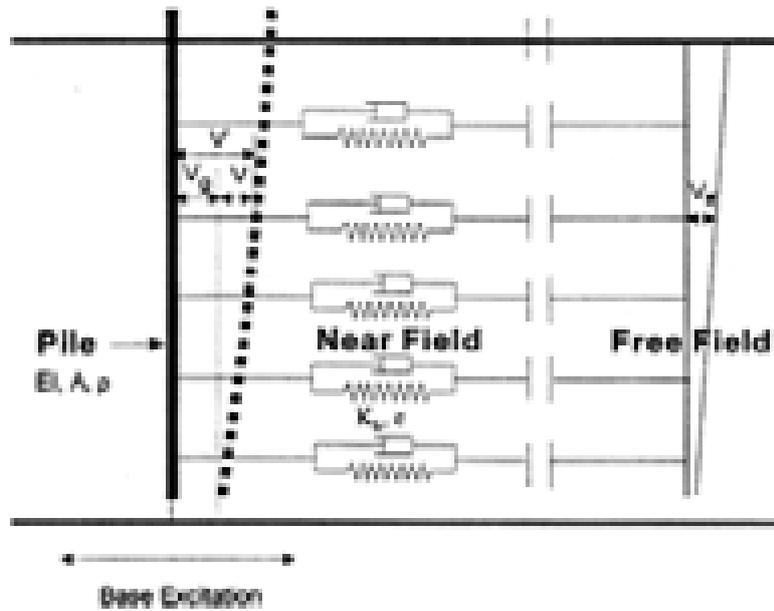
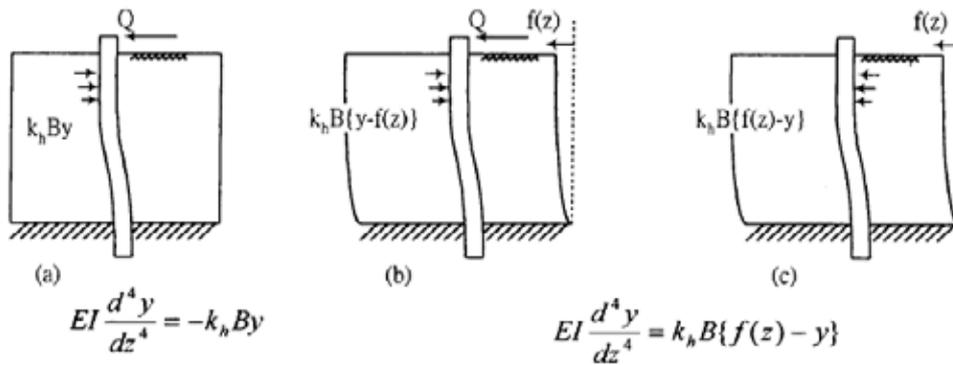


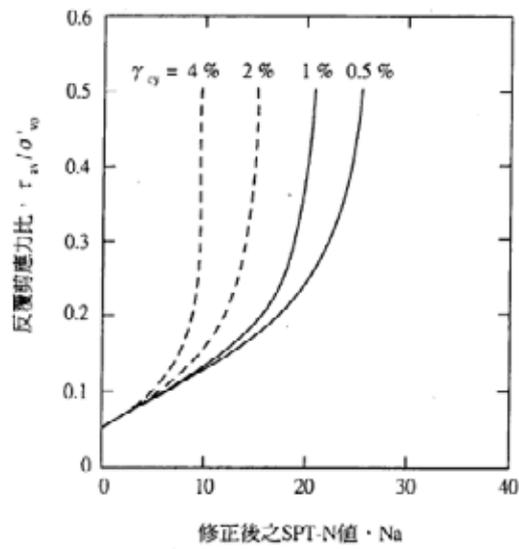
圖 1.6 動態 Beam on Winkler Footing 模型示意圖 (Finn and Fujita, 2002)

### 1.3.5 側潰土層基樁分析

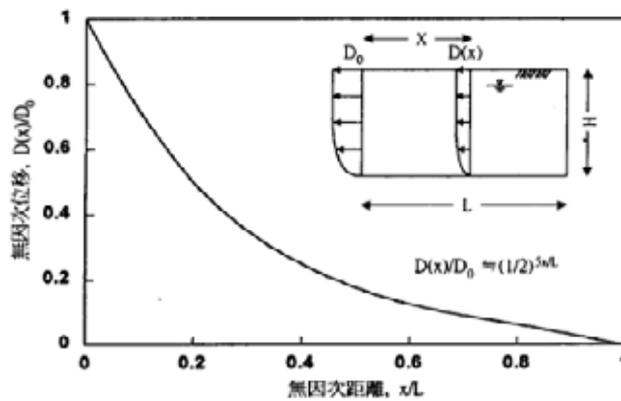
液化土壤產生側潰後考慮地盤側向位移對樁所造成之影響，目前多以考慮液化後土壤殘餘強度之靜態法模擬分析，陳正興等(2003)整理國內外資料並對樁土互制之非線性行為、土壤非線性行為、液化對土壤強度與勁度之影響分析及地盤側向位移對樁基礎之影響等重點進行分析探討，Tokimatsu (2003)以傳統基樁水平力分析所採用之非線性 $p-y$ 曲線分析模式上再加上側潰地盤反覆變位或流動化變位之擠壓作用，其簡化模型如圖1.7(a)所示，地震所引起之剪應變量可由土層之反覆剪力比與土壤之SPT-N值推估(圖1.7(b))，水平位移量與臨水面之關係可由圖1.7(c)推估。



(a)分析模式



(b)反覆剪應變量



(c)水平位移推估

圖 1.7 簡易液化土層樁基礎擬靜態分析 (Tokimatsu, 2003)

## 1.4 研究內容、項目與成果要求

本計畫預計分三年執行，各年度預計完成之工作項目條列如下：

第一年(95年) (已完成)

1. 彙整分析現有國內外港區液化案例及動態試驗相關分析。
2. 利用非破壞檢測方法選定試驗場址，並進行詳細之鑽探、SPT、CPT與剪力波量測等現地試驗。
3. 進行室內重模土樣動態單剪(cyclic simple shear)動力與液化試驗。
4. 以動態分析程式FLAC進行液化側潰對樁基礎影響數值分析。
5. 進行自由場動態數值分析，初步擬定所需監測系統規格與配置。
6. 以大型震源模擬強烈之地震作用，進行初期現地土壤液化試驗與現有液化監測站功能檢測。

第二年(96年) (已完成)

1. 蒐集彙整土壤-樁基礎-結構互制行為文獻。
2. 設計並組裝可進行動態試驗之量測基樁(instrumentation pile)與相關自動監測系統。
3. 於港區試驗場址安裝或施打量測基樁及監測儀器。
4. 以大型震盪震源車模擬強烈之地震作用，進行現地模擬地震之棧橋式碼頭液化試驗。
5. 以動態分析程式進行液化側潰對樁基礎及棧橋式碼頭之影響數值分析。
6. 配合港研中心進行港區碼頭微地動試驗與共振主頻分析。

第三年(97 年)

- 1.以動態分析程式FLAC3D進行考慮棧橋式碼頭液化時對樁基礎影響之動態有效應力數值分析。
- 2.設計並組裝可進行即時動態棧橋式碼頭反應監測與相關自動監測系統。
- 3.利用前期所發展之微地動量測與分析技術，選擇適當港區進行碼頭微地動試驗與共振主頻分析(由貴所港研中心配合調查)。
- 4.規畫安裝碼頭結構物與土壤動態反應監測設備。

本年度為第三年，針對本年度研究之內容與項目說明如下：

- 1.以 FLAC3D 進行棧橋式碼頭液化側潰時樁基礎之動態有效應力數值分析：由於棧橋式碼頭屬群樁結構，且地震時震波波傳方向與群樁幾何方向並不全然對稱，因此理想狀況為進行三維分析。本年度將延伸前兩年進行之二維棧橋式碼頭動態有效應力分析，進行三維度棧橋式碼頭動態有效應力分析，相關數值模型與參數將與二維分析相同，以此探討棧橋式碼頭受力狀況，相關參數將由施工資料與文獻推估，所得結果將可提供現地監測站細部規劃參考，並作為後續應用。
- 2.設計並組裝可進行即時動態棧橋式碼頭反應監測與相關自動監測系統：本年度將設計並規劃動態棧橋式碼頭液化監測站，主要量測物理量為基樁動態反應、地盤振動及碼頭棧橋反應，並發展搭配之自動監測系統，其將具有目前目前水平地盤液化監測站之即時監測、遠端遙控及傳輸功能，同時建立配合之分析程序，限於本年度經費額度，部分經費將由港研中心購置。
- 3.選擇適當港區進行碼頭微地動試驗與共振主頻分析：利用 96 年度發展之微地動分析程序，配合港研中心，於選定之監測站及周邊區域進行微地動量測與主頻分析，協助監測站之選定。
- 4.安裝碼頭結構物與土壤動態反應監測設備：結合數值分析與微

地動量測成果，將設計之動態棧橋式碼頭液化監測設備於選定之營運中棧橋式碼頭進行安裝，測試其成效與耐久性，本年度將著重於基樁與棧橋版反應量測。

依據研究之內容與項目，本年度之成果要求說明如下：

1. 進行三維動態土壤-基樁互制反應數值模擬：以 FLAC3D 及搭配之 Dynamic option 進行棧橋式碼頭動態分析，進行相關參數檢核與修正，再進行選定監測場址之動態分析，作為相關現地監測規劃之依據。
2. 設計並安裝可進行動態棧橋式碼頭液化監測站及相關分析程序：依數值模擬與微地動量測成果，選定監測站場址，規劃現地水下基樁動態變位、棧橋版反應、近岸土壤振動反應及孔隙水壓分變化等自動監測系統，並發展配合之動態自動監測系統，並進行儀器安裝與建構。
3. 配合港研中心進行監測站附近微地動量測與分析：利用港研中心設備，配合港研中心之人員進行棧橋式碼頭監測站附近之微地動量測，並進行主頻分析。
4. 完成研究報告書：將本年度成果，依據港研中心格式要求撰寫研究報告書。

## 1.5 研究方法與規劃進度

本研究計畫採用之方法主要包括考慮土壤-結構互制(soil-structure interaction, SSI)反應之動態有效應力數值模擬(numerical simulation)與現地棧橋式碼頭液化監測，數值模擬為延續過去二年之成果，改進土壤與介面之組構模式，以選定監測站現場配置與條件進行三維動態有效應力分析，其結果可作為現地棧橋式碼頭監測站規劃分析之用，並可作為後續應用之基礎。為選取適合之監測站場址，將收集港區興建與後續調查之相關文獻，進行初步篩選，再進行可能場址之地表與水

下調查，同時進行場址周圍微地動調查，以求取相關動力分析參數，並將現地調查所得結果提供三維數值分析用。利用數值分析與現地調查成果，同時參考文獻中大型模型試驗與震後調查結果，據以規劃現有營運中碼頭動態監測系統，相關自動監測設備亦將一併規劃，由於目前並無相關現地營運中碼頭監測相關文獻，且長期近岸監測所需儀器與系統之耐候與穩定性均需特別考量，因此本年度將採用不同量測技術，並發展可於現有碼頭安裝之程序，檢測這些設備之適用性，作為後續發展完整監測站之參考，相關研究流程如圖 1.8 所示。

錯誤!

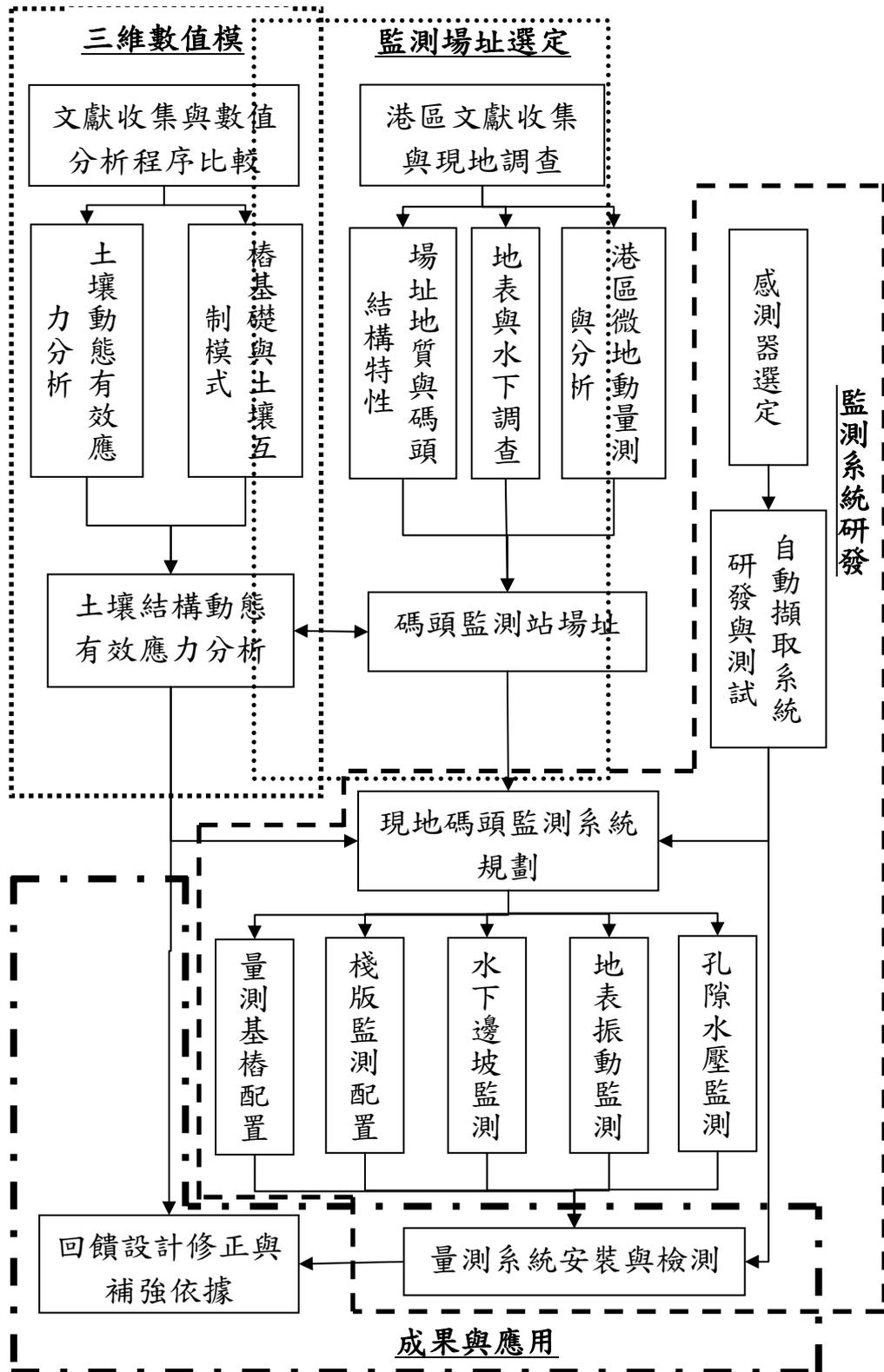


圖 1.8 研究流程圖

### 1.5.1 三維數值模擬

本研究之數值模擬主軸為液化土層之土壤-基樁-結構動態有效應力分析，其目的除可驗證前期實體模型試驗結果外，並可利用驗證之數值分析程序應用於現地棧橋式碼頭監測站規劃及後續棧橋式碼頭側潰分析，結合現地監測站成果可回饋設計修正與補強依據。進行土壤-基樁-結構動態有效應力分析中主要元件包括適當土壤組構模式、土壤-結構介面及動態邊界條件，動態邊界條件將沿用前期自由場與棧橋式碼頭成果，耦合土壤組構與土壤-結構介面模型建立及相關參數選取將延續前期二維分析成果，本年度重點為進行三維動態分析，以評估二維與三維分析之差異，並考慮數值模型中非對稱元件之影響。

本計畫應用 FLAC3D 程式及其動態模組進行基樁與棧橋式碼頭液化分析，FLAC3D 為外顯(explicit)有限差分程式，其運算過程中是以「時階的形態」(time-stepping fashion) 來求解每一個節點(node)的運動方程式，利用切的很小的時階，達到節點或元素(zone)間之訊息或變化不會傳給鄰近之節點或元素之假設，因此可對將連續空間離散化之節點進行個別運算，不需如內顯(implicit)有限元素般求解聯立方程組，而在每一個時階中，利用系統原本的不平衡狀態決定每一節點的不平衡力，然後求解其運動方程式，以求得該時接下各節點的速度，節點速度決定後，將速度積分求得節點的位移及並以位移-應變矩陣計算該時階之應變增量。應變增量決定後再利用材料的組合律求得對應之應力增量，將應力增量加上原來的應力狀態，即成為新得應力狀態，並可得另一不平衡力，再進行下一時階的運算，如此反覆運算直至不平衡力趨近於零，達到平衡為止。

由於 FLAC 及 FLAC3D 採取時階運算，雖然在解一些穩態問題時因採小時階而需較長運算，但有限元素在求解非線性材料與大應變模擬時，常需進行疊代且需採用特殊解法，外顯有限差分運算因不需求解聯立方程組，所以相較而言較為簡單，另外由於外顯有限差分運算不需建立完整勁度矩陣，因此對於加入介面元素 (interface element) 與

不同偏微分控制方程式相對簡單，因此近年已陸續加入邊界元素、結構元素及地下水滲流求解等，且其本身解的是完整的運動方程式，因此適於求解動力問題。由於進行土壤有效應力動態分析時，常需面對非線性與大應變行為，因此近年廣為應用於模擬地工材料之動態非線性行為，若結合介面元素與結構元素，可進一步模擬土壤結構互制，而導入孔隙水壓力激發模式於土壤之組構模式，可進一步進行土壤有效應力動力數值分析。

液化土壤－基樁－上部結構系統之動態行為實際上應為耦合反應(coupled response)，即經由土壤傳播之地震波會造成基樁與上部結構震動，且上部結構之震動亦會影響下方土壤之動態行為，分析液化土層之基樁系統時更需將因孔隙水壓激發造成之地震波傳遞影響及液化土層側向位移一併考量，但其物理模式複雜，為簡化分析，實務上多採將土壤動態反應與基樁－上部結構個別分析之非耦合分析(decoupled analysis)，並以動態 Winkler 系統模擬土壤－基樁之互制行為。

非耦合分析物理模型如圖 1.6 所示，將基樁視為埋置土中之樑，周圍土壤以 Winkler 彈簧模擬土壤勁度並以並聯或串聯之 dashpot 模型模擬土壤阻尼(damping)效應，其中土壤動態反應分成二區：近場區(near field)及自由場(free field)，自由場為單純考慮向上傳播之剪力波造成之地盤反應，近場區則考慮土壤－基樁互制效應之土層反應，近場區之 Winkler 彈簧多採用可模擬非線性彈塑性質之彈簧。

### 1.5.2 耦合土壤組構模式

為進行數值模擬中之自由場動態有效應力分析，將收集國內外相關文獻，主要為可考慮孔隙水壓力激發之分析程序，相關參數將以單剪儀試驗結果反算之用。Yang et al. (2003)以 Opensees 進行考慮固體－流體耦合反應(solid-fluid coupled response)之有效應力動態分析，由於其僅適用於中等緊密與緊密砂不排水下受剪時產生之有限變形之 cyclic mobility 行為，因此對於水利回填之鬆至中等緊密砂行為之模擬有其侷限性。Dafalias and Manzari (2004) 提出一與以應力比(stress ratio)

控制且與 Critical State Soil Mechanic (CSSM) 相容之砂土非線性塑性組構模式，由於導入組構-體積(fabric-dilatancy)塑性應變演化關係 (evaluation law)，使其可模擬 phase transformation 之行為，且其應力路徑與應力應變關係與土壤元素試驗結果頗為相似。且由於其與 CSSM 架構相容，參數相較其他模式為少，且可藉由組構膨脹張量模擬鬆砂與緊砂之行為，因此適用於液化相關模擬。

### 1.5.3 土壤-結構介面

模擬近場反應一般多以 Winkler model 與 p-y 曲線概念結合為主，Boulanger et al. (1999)引入近似於 p-y 曲線之概念，以非線性動態 p-y 元素模擬土壤-基樁互制行為，稱為 BNWF(Beam on Nonlinear Winkler Foundation)模式，並整合於時間域(time domain)二維動態有限元素分析中用於預測離心機基樁動態試驗結果，本研究後續將應用 Boulanger et al. (1999)之 BNWF(Beam on Nonlinear Winkler Foundation)模式，將其以 FISH 方式整合於 FLAC 及 FLAC3D 中，進行時間域(time domain)二維與三維動態數值分析，相關參數將由國內外不同介面材料之研究資料決定，並進行參數分析，將各主要參數之影響量化，利用前期現地大尺寸碼頭試驗之結果進行模式驗證，並以此對選取之碼頭進行分析，提供後續分析與現地觀測規劃之參考。

Curras et al. (2001)利用相同 Boulanger et al. (1999)之 BNWF 模型進行群樁分析，但其程式無法考慮孔隙水壓力激發之影響；Maheshwari et al. (2004) 以彈塑性土壤模型進行三向度動態有限元素分析探討土壤塑性對群樁側向反應分析，但因缺乏孔隙水壓力激發參數，無法適用於液化土層分析。Klar and Frydman (2002, 2004)以有限差分程式 FLAC 結合 Martin et al. (1975)之孔隙水壓力激發模式並考慮水壓消散行為進行時間域三向度液化土層-基樁動態分析，其結果相當接近於考慮耦合反應之有效應力分析，其缺點為土壤勁度與孔隙水壓分別考慮。

#### 1.5.4 棧橋式碼頭側潰分析

修正後之動態數值分析程序，將結合模擬基樁與上部結構之結構元素，進行典型臺灣港區棧橋式碼頭液化分析，選定之棧橋式碼頭案例為臺中港#19A 棧橋式碼頭，其斷面圖如圖 1.1(b)所示，其基本組成為垂直承載基樁及與基樁連結之橫樑所構成之棧橋，下方則為原有或水力回填之砂土與抵抗因潮汐導致邊坡沖蝕之拋石。另外計畫中亦將利用相同程序，分析 96 年度之大型棧橋式液化模型試驗，作為數值模型驗證之依據。

液化後因側潰對棧橋式碼頭之影響分析，將以相同之 BNWF 模型，但以殘餘強度進行土壤大應變下土壤-結構互制分析，殘餘強度之選取一般多以不排水剪力強度之 10% 評估，本研究初期將以定值之殘餘強度進行分析，並考慮發展水壓力消散後土壤強度改變之土壤組構模式，以進一步模擬其變化。

#### 1.6 預期成果、效益及其應用

由本年度之數值分析與現地監測系統建構，預期可得之成果、效益及應用包括：

1. 依樁基礎之動態有效應力分析，完成影響碼頭位移之動態水壓激發與地震歷時。
2. 瞭解動力狀態下土壤-樁基礎-結構互制之行為，作為修正相關設計方法與現有系統補強之參考。並可提供驗證現有考慮液化之土壤-樁基礎-結構互制行為分析方法之資料。
3. 提供棧橋式碼頭受震之數值分析程序，作為功能性設計之基礎。
4. 完成棧橋式碼頭即時監測系統之架構，作為後續災害管理之參考。

## 第二章 有效應力動態數值分析

### 2.1 分析原理與程序

#### 2.1.1 分析目的

本研究計畫採用之方法主要包括實體模型模擬(physical modeling)與數值模擬(numerical simulation)，現地土壤液化試驗為全尺寸實體模型模擬，數值模擬包括自由場與考慮土壤－結構互制(soil-structure interaction, SSI)反應之動態有效應力分析，實體模型模擬與數值模擬二種方法彼此間可作為規劃與驗證之用，其初步應用則包括棧橋式碼頭液化分析、現地全尺寸基樁動態試驗規劃與建立現有監測站定期檢測程序。

#### 2.1.2 分析原理

本計畫應用 FLAC3D 程式及其動態模組進行自由場分析及後續基樁與棧橋式碼頭液化分析，FLAC3D 為外顯(explicit)有限差分程式，其運算過程中是以「時階的形態」(time-stepping fashion) 來求解每一個節點(node)的運動方程式，利用切的很小的時階，達到節點或元素(zone)間之訊息或變化不會傳給鄰近之節點或元素之假設，因此可對將連續空間離散化之節點進行個別運算，不需如內顯(implicit)有限元素般求解聯立方程組，而在每一個時階中，利用系統原本的不平衡狀態決定每一節點的不平衡力，然後求解其運動方程式，以求得該時接下各節點的速度，節點速度決定後，將速度積分求得節點的位移及並以位移-應變矩陣計算該時階之應變增量。應變增量決定後再利用材料的組合律求得對應之應力增量，將應力增量加上原來的應力狀態，即成為新得應力狀態，並可得另一不平衡力，再進行下一時階的運算，如此反覆運算直至不平衡力趨近於零，達到平衡為止。

由於 FLAC3D 採取時階運算，雖然在解一些穩態問題時因採小時階而需較長運算，但有限元素在求解非線性材料與大應變模擬時，常常需進行疊代且需採用特殊解法，外顯有限差分運算因不需求解聯立方

程組，所以相較而言較為簡單，另外由於外顯有限差分運算不需建立完整勁度矩陣，因此對於加入介面元素(interface element)與不同偏微分控制方程式相對簡單，因此近年已陸續加入邊界元素、結構元素及地下水滲流求解等，且其本身解的是完整的運動方程式，因此適於求解動力問題。由於進行土壤有效應力動態分析時，常需面對非線性與大應變行為，因此近年廣為應用於模擬地工材料之動態非線性行為，若結合介面元素與結構元素，可進一步模擬土壤結構互制，而導入孔隙水壓力激發模式於土壤之組構模式，可進一步進行土壤有效應力動力數值分析。

### 2.1.3 FLAC Dynamic 介紹

進行動態分析時需考慮波傳行為在有限網格之影響，因此對應力波於邊界折射與反射行為需加以考慮，且在進行模擬時需考慮到應力波傳遞時其能量消散行為，而 FLAC 的 Dynamic Option 提供了阻尼與吸能邊界，此外內含 Finn model 可模擬孔隙水壓力激發，配合其地下水模式與有效應力計算，可適切模擬土壤液化現象。Klar and Frydman (2002, 2004)以 FLAC 結合 Martin et al. (1975)之孔隙水壓力激發模式並考慮水壓消散行為進行時間域三向度液化土層一基樁動態分析，雖然分析時其土壤勁度與孔隙水壓分別考慮，但其結果相當接近於考慮耦合反應之有效應力分析。

#### 1. 力學阻尼

應力波於固體材料傳遞時，其震幅會隨傳遞路徑增加而逐漸降低，亦即其攜帶能量會隨傳遞距離增加而減少，一般稱材料之吸能效應為阻尼(damping)，阻尼之來源包括應力波傳遞時因應力波擾動範圍增加而使單位體積之能量降低之幾何阻尼(geometric damping)與材料受擾動時應變吸收之能量，稱為材料阻尼(Material damping)。幾何阻尼一般較小且於一般動態模擬可自然滿足，材料阻尼(Material damping)傳統多以不具物理意義之數值阻尼模擬，彈性系統間常見以和質量或勁度相關之 Rayleigh damping 模擬，其缺點為物理意義不明顯且當材料進入非線性應力應變行為時，不易模

擬。

FLAC Dynamic 提供數種可模擬材料阻尼效應之方式，除傳統 Rayleigh damping 外，增加了用於模擬壓力波傳遞之人工阻尼 (artificial damping) 與考慮非線性應變關係之阻滯阻尼 (Hysteretic damping)，阻滯阻尼考慮類比於等值線性 (linear-equivalent) 之效應，考慮非線性剪應力與剪應變關係，引入 backbone curve 與 Masing rule 形成阻滯圈，由阻滯圈可計算不同剪應變下之割線剪力模數 (secant shear modulus) 與阻尼比 (damping ratio)，因其較符合土壤之非線性動態特性，因此適合模擬土壤或岩石等高度非線性地工材料，本計畫採用 Hardin and Drenvich (1972) 所提出之剪力模數與應變震幅關係。阻滯阻尼之缺點為阻尼計算時與非線性塑性應變組構模式分別獨立，因此無法完全模擬塑性應變之影響。

## 2. 吸能邊界

為在有限網格下模擬半無限空間下波傳行為，網格之側向邊界需能滿足實際波傳行為，亦即需降低因邊界束制條件而產生之反射應力波並允許能量逸散，理論上較為廣大的邊界距離，其幾何阻尼與材料阻尼可以吸收大部份的波，使傳達至邊界之應力波震幅很小，使反射能量誤差較小。但實際進行數值模擬時，因網格區域有限，在靜態分析時，網格延伸範圍可依模擬精度配合數值測試決定其主要影響範圍，但進行動態分析時，應力波傳遞之範圍遠較靜力分析為大，雖然幾何阻尼效應會造成應力波震幅衰減，但其仍較靜力分析為大，當應力波接觸數值模型邊界時，會造成反射現象，此與現地大範圍有所不同，而使分析造成誤差。

為使數值模型可符合動力行為，需於人為之數值邊界施加可消除應力波反射效應之邊界，一般多以黏滯邊界模擬，FLAC 中採用 Lysmer and Kuhlemeyer 所提出的黏滯性邊界條件，在邊界的正向與切向上加上阻尼盤 (dashpot)，吸收傳至邊界之能量而不產生反射，稱為安靜邊界 (quiet boundary)，此外分析土壤與結構互制行為問題時，所模擬區域平面與平面向外方向 (即 Z 方向) 均會產生消能效

應。平面上能量散射可由黏滯邊界條件吸收，FLAC 程式在平面向外方向採用 Lysmer(1975)所建議之 3-D 阻尼，其物理模型為可吸收平面向外方向能量之黏滯阻尼盤(viscous dashpot)。

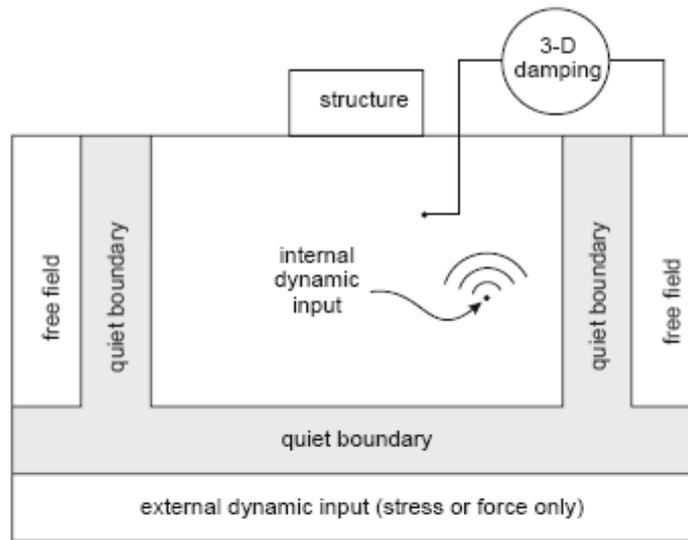
整合動態荷重與無限空間波傳邊界，可進行自由場動態分析，其數值模型如圖 2.1 所示，側向以黏滯邊界模擬模擬，底部依其與網格土壤之相對勁度差異分為柔性基底(flexible base)或剛性基底(rigid base)，當網格底部之材料與下方勁度差異不大時，需以柔性基底模擬，亦即需允許應力波傳遞至下方而非反射回網格，因此需於底部增加黏滯邊界，而剛性基底則以固定邊界模擬即可，FLAC Dynamic 中另提供可模擬垂直側向邊界之邊界條件稱為自由場邊界(free-field boundaries)，其主要為自動施加黏滯邊界於兩側邊界節點。

### 3. 動態邊界條件

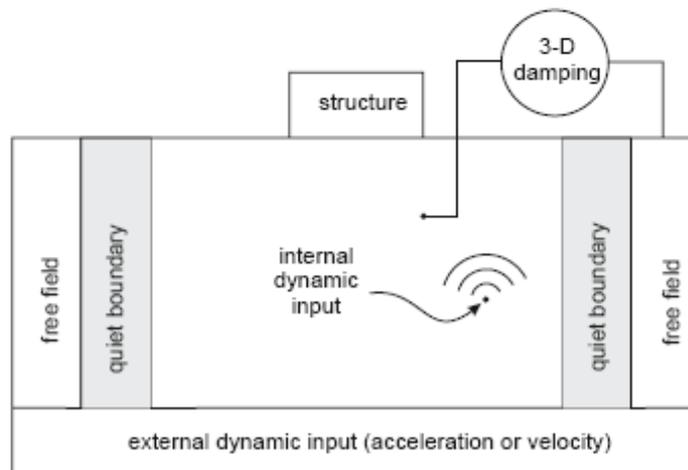
進行動態分析時需輸入適當之動態邊界條件，可以隨時間改變之荷重或格點運動量施加，FLAC Dynamic 所提供之動態輸入邊界包括作用於網格表面之應力或壓力歷時及作用於節點之荷重、速度或加速度歷時等，速度或加速度歷時一般多用於模擬自底部岩盤向上傳遞之地震波，對於底部為黏滯邊界之柔性基底，因速度或加速度邊界會使黏滯邊界無法運算，因此需轉換為應力邊界，其轉換公式為：

$$\sigma = 2(\rho v)\dot{\mu} \dots\dots\dots (2-1)$$

式中： $\sigma$  = 作用於底部之應力， $\rho$  = 底部材料總體密度， $v$  = 底部材料之體波波速， $\dot{\mu}$  = 垂直或平行於波傳方向之質點速度。



(a) Flexible base



(a) Rigid base

圖 2.1 考慮動態荷重之自由場物理模型圖

#### 4. 孔隙水壓力激發模式

進行動態荷重下土壤液化行為之有效應力分析時，除考慮土壤之非線性應力-應變行為外，亦需將因應變造成之超額孔隙水壓力列入考量，目前僅有少數超額孔隙水壓力激發模式提出，其中以 Finn et al. (1977) 所提出之模式模擬較為常見，Finn et al. (1977) 將非線性勁度變化與孔隙水壓力分開考量，利用 Martin et al (1975) 所建立

之飽和砂土受排水反覆荷重之體積減小量，和不排水試驗之孔隙水壓上升的關係，建立剪力模數、剪力強度、累積體積應變和有效應力變化的關係，常稱為 Finn-Martin model，引用 Finn-Martin model 時需四個參數，Byrne (1991) 提出簡化之 Martin 公式，其累積體積應變與剪應變之關係可以下式表示：

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2 \left(\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right)\right) \dots\dots\dots (2-2)$$

其他計算與 Finn-Martin model 相同，稱為 Finn and Byrne Model，此公式僅需 2 個參數，且  $C_1$  可由相對密度或修正之 SPT-N 值求得：

$$C_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-1.25} \dots\dots\dots (2-3)$$

而  $C_2$  則可以下式計算：

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \dots\dots\dots (2-4)$$

FLACDynamic 內建 Finn and Byrne Model，所需之孔隙水壓力激發模式參數將以現地 SPT 試驗結果估算，非線性應力與應變關係則以 Mohr-Coulomb 模式模擬並加入滲流影響，可進行近似於有效應力分析之模擬。

#### 2.1.4 分析程序

進行動態有效應力數值模擬程序包括：1) 建立網格；2) 設定材料彈性與塑性強度參數；3) 設定靜態邊界條件並進行重力力學平衡計算；4) 施加靜水壓力或滲流應力於於網格內部與邊界；5) 靜態系統力學平衡；6) 將液化土層以 Finn 模式模擬；7) 給予阻尼參數和吸能邊界條件；8) 施加動態邊界條件。

分析時之其主要考量可整合為包括：(1) 地層幾何模型建立、(2) 分層土壤組構行為模擬以及(3)動態荷重與邊界條件三部分，各部分說明如下：

## 1. 地層幾何模型建立

進行動態分析時其網格除需考慮靜態分析時之特性外，其網格大小(空間切割)與時間切割之單位需額外考慮波傳行為之影響，且其側向與下方延伸範圍與邊界條件亦需考慮應力波在固定邊界之反射現象，以模擬應力波於半無限空間傳遞之行為。網格之尺寸需滿足波傳方向(垂直向)之最大網格長度小於應力波最小波長之 1/10 為原則，若輸入之動態邊界其含有較高頻率(短波長)之成分，在不影響分析精度下需先進行濾波處理，將高於網格限制之頻寬部分移除，網格尺寸可模擬之最高頻率( $f_u$ )可以下式計算：

$$f_u = \frac{V}{10 \times L} \dots\dots\dots (2-5)$$

式中  $V$  = 應力波波速， $L$  = 平行波傳方向之最大網格長度。

進行動態分析前之數值模型需符合靜態穩定條件，靜態穩定包含力學平衡與地下水穩定，為滿足力學平衡與計算震動前初始狀態，需於網格邊界施加適當邊界條件，而地下水之影響亦需施加水壓力邊界條件，進行動態自由場分析時，假設底部邊界節點於水平與垂直向固定，二邊側向則假設側向邊界節點水平向固定，水壓力可依現地水位狀況模擬，並於 FLAC 中啟動滲流分析計算網格內部穩態水壓力分佈。

為配合自由場邊界應用，網格兩側節點需滿足垂直配置，側向延伸範圍需滿足靜態分析時之尺寸要求，垂直向需儘量涵蓋影響土層，模擬層狀地盤時需依現地鑽探之地質剖面進行適度簡化分層，此外網格劃分時，儘可能於現地監測系統位置附近有節點或元素，以便後續比較驗證。

## 2. 分層土壤力學組構行為模擬

網格中每一元素均需指定其材料參數，進行有效應力動態分析之參數包括彈性參數、塑性參數、滲流參數及孔隙水壓力激發模式參數，彈性參數可由震測試驗之波速求得，需有二個彈性力學參

數，FLAC3D 中可以體積模數配合剪力模數或者楊氏模數加柏松比輸入；塑性材料參數依選用模數不同而不同，因 FLAC 中之 Finn model 僅能用於 Mohr -Coulomb 模式，因此需要 Mohr -Coulomb 塑性參數，包括摩擦角、膨脹角、凝聚力、張力強度等；為進行滲流分析，需輸入土壤之滲透係數(permeability)與水之體積模數，此外為進行重力計算，需輸入土壤密度。

進行動態載重下液化行為有效應力分析時，除考慮應力應變行為外，亦需將因應變造成之孔隙水壓力列入考量，以 FLAC Dynamic 內建之 Finn and Byrne Model 分析，為將非線性勁度變化與孔隙水壓力分開考量，所需之孔隙水壓力激發模式參數初期以 SPT 之 N 值估算，非線性應力與應變關係則以 Mohr -Coulomb 模式模擬並加入滲流影響。

為考慮動態分析時之幾何阻尼效應與數值穩定，需以人為方式施加阻尼，常以雷利阻尼形式施加。然而，在以彈-塑性行為做為組成率的分析模式中，例如莫耳-庫倫塑性模式(Mohr-Coulomb Plasticity Model)，多數之能量消散會在呈現塑性流(Plastic Flow) 期間發生，並且會隨著剪應力或剪應變震幅的增加而增加，因此本計畫以考慮非線性應力應變關係中之切線勁度(tangent stiffness)，以 Masing 模擬應力大小改變之阻滯阻尼(Hysteretic damping)，並以單剪試驗求得之 Hardin 公式中之 reference strain，模擬阻尼效應，另結構物其阻尼則以 5% 之勁度阻尼模擬。

### 3. 動態荷重與邊界條件

為模擬半無限空間波傳行為，分析時側向需施加自由場邊界，底部則以可消除垂直與水平向震動之消能邊界模擬。動態荷重包括地震波與地表載重，地表荷重可以荷重形式施加於節點或以應力形式施加於邊界元素表面，但動態運動邊界(如位移、速度或加速度)之施加需將其轉換為作用於格點之邊界條件，本研究中因網格底部為柔性底層，為配合底部消能邊界使用，將加速度歷時積分後成為速度歷時，再以  $\tau_{xy} = 2(\rho V_s) \dot{u}$ ，( $\rho$ =底部土壤總體密度， $V_s$ 為土壤剪

力波速， $u$  為底部土壤質點水平速度)，將加速度歷時轉換為剪應力歷時施加於網格底部元素，進行自由場地震模擬；對地表動態載重則另外增加埋置於地表之剛性基礎並將荷重施加於剛性基礎元素之節點。

## 2.2 棧橋式碼頭有效應力動態數值分析

在土層中加入樑與基樁二種結構元素，模擬考慮液化之棧橋式碼頭動態有效應力分析，因缺乏實際取樣與試驗結果，因此所用參數依港研中心之高雄港相關文獻選用，碼頭剖面則以高雄港 120 號碼頭為案例，結果將可作為碼頭監測系統規劃之參考。

### 2.2.1 分析原理與程序

#### 1. 分析原理

液化土壤－基樁－上部結構系統之動態行為實際上應為耦合反應(coupled response)，即經由土壤傳播之地震波會造成基樁與上部結構震動，且上部結構之震動亦會影響下方土壤之動態行為，分析液化土層之基樁系統時更需將因孔隙水壓激發造成之地震波傳遞影響及液化土層側向位移一併考量，但其物理模式複雜，為簡化分析，實務上多採將土壤動態反應與基樁－上部結構個別分析之非耦合分析(decoupled analysis)，並以動態 Winkler 系統模擬土壤－基樁之互制行為。

非耦合分析物理模型如圖 2.4 所示，將基樁視為埋置土中之樑，周圍土壤以 Winkler 彈簧模擬土壤勁度並以並聯或串聯之 dashpot 模型模擬土壤阻尼(damping)效應，其中土壤動態反應分成二區：近場區(near field)及自由場(free field)，自由場為單純考慮向上傳播之剪力波造成之地盤反應，近場區則考慮土壤－基樁互制效應之土層反應，近場區之 Winkler 彈簧多採用可模擬非線性彈塑性質之彈簧。

本研究以 FLAC3D 中之基樁元素(pile element)，並以樑元素

(beam element)與基樁結合模擬棧橋式碼頭，結合 Martin et al. (1975) 之孔隙水壓力激發模式並考慮水壓消散行為進行時間域三向度液化土層－基樁動態分析，模擬棧橋式碼頭之動態反應。

## 2. 樑元素與基樁元素

本研究之棧橋式碼頭主要由樑元素與基樁元素組成，棧橋之樓版以樑元素模擬，樑元素為 3 維 6 自由度元素，可傳遞軸向力與彎矩，在 FLAC 中其幾何特性以節點(node)描述，其與接觸之土壤可以連結接觸之土壤格點或以介面元素連結。

基樁元素為 3 維元素，可傳遞正向力、剪力及彎矩至接觸之土壤，基樁本身限制其軸向降服行為，但可指定其節點形成塑性鉸，模擬彎矩破壞，其與周圍土壤之互動以介面元素傳遞，介面元素本身具備正向與剪向彈簧，並可指定其彈簧行為，此介面特性可用以模擬土壤結構互制中近場區(near field)行為，而周圍土壤則以自由場中之土壤元素模擬。

### 2.2.2 數值分析案例模型

#### 1. 高雄港#120 棧橋式碼頭配置

棧橋式碼頭之結構為基樁上連接橫樑再鋪以床版組成，使在穩定之斜坡維持穩定，基樁包含直立基樁與斜樁，直立基樁用以支撐結構自重與工作載重，斜樁可支撐海浪與地震時之橫向水平力。

由港研中心現有資料庫，高雄港 120 號碼頭其配置剖面如圖 1.6 所示，基樁為外徑 0.8 m 厚度為 12mm 之鋼管樁，長度為 30~36 m，基樁前後間距為 5.0 m，沿碼頭側之間距為 4.0 m。現地鑽探剖面資料如圖 2.2~2-4 所示，現地土層由上而下可分成三層，背填區、上層海床及下層海床，拋石區傾角約 21 度，厚度約 4 公尺，其內摩擦角為 40 度以上。

#### 2. 數值分析模型

本案例分析主要包括三個階段，分別為回填與構築斜坡之穩定

分析、棧橋結構施工後穩定性分析及動態有效應力分析，依此三階段規劃之之數值模擬共分七個步驟：1) 斜坡網格建立；2) 材料強度參數指定並重力平衡；3) 設定靜態運動與海水邊界條件；4) 加入橫樑與基樁元素完成力學平衡；5) 使用 Finn 模式於可能液化土壤；6) 給定阻尼參數和動態邊界條件；7) 規劃監測點並施加地震力。分別敘述如下：

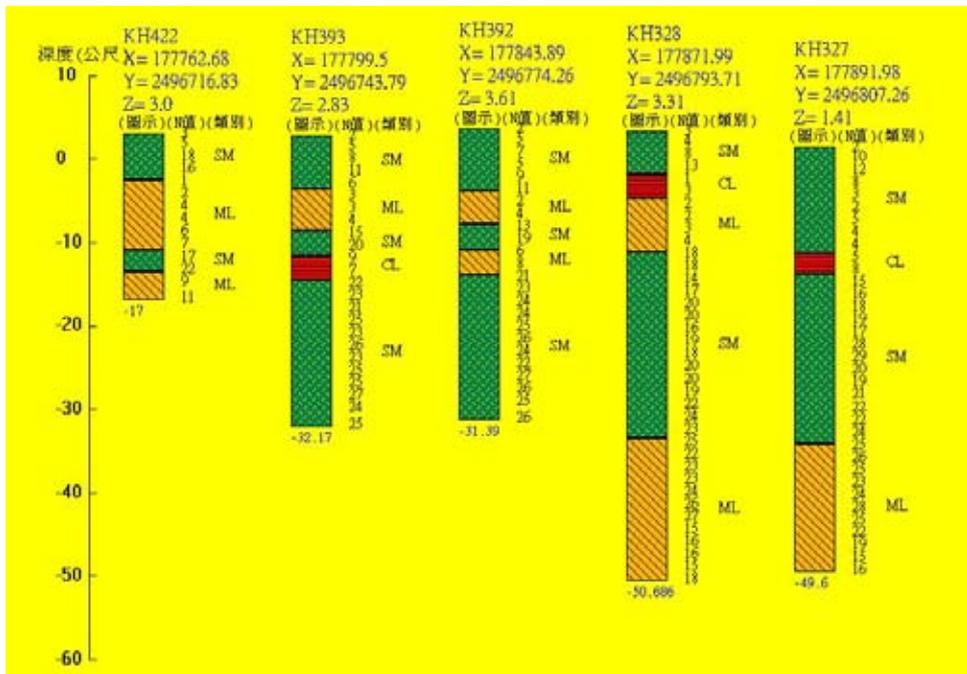
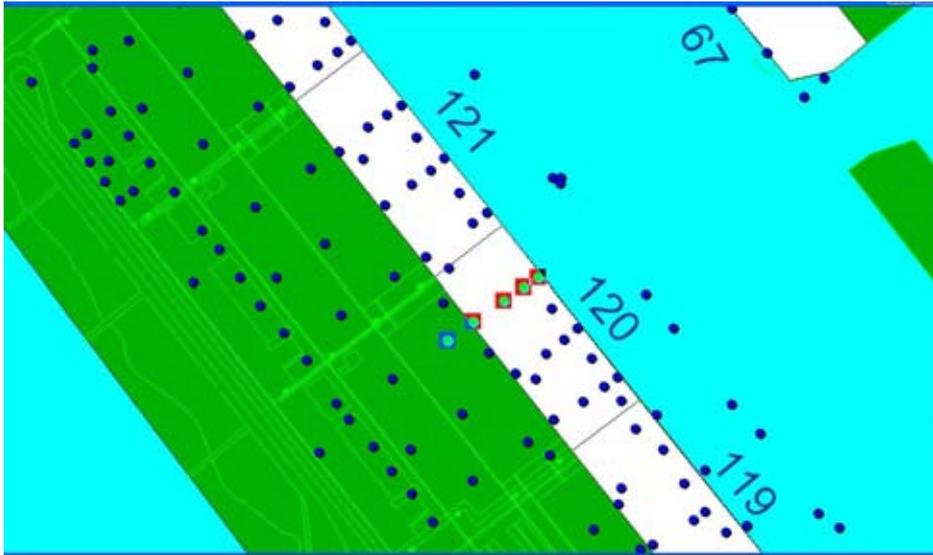


圖 2.2 高雄港#120 碼頭垂直向地質剖面(1)

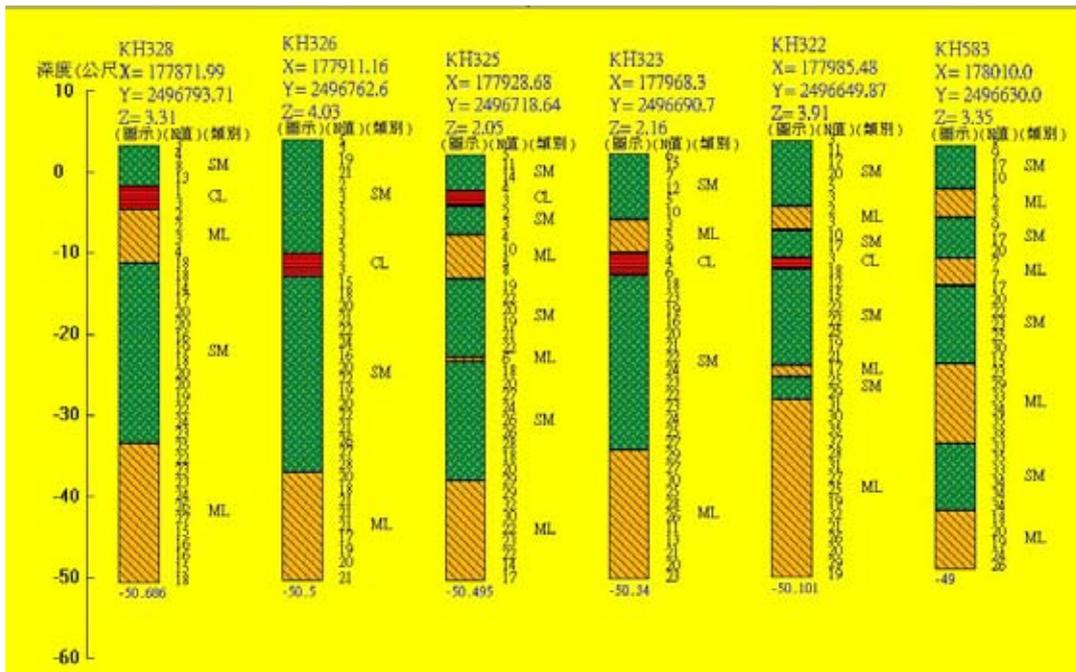


圖 2.3 高雄港#120 碼頭平行向地質剖面

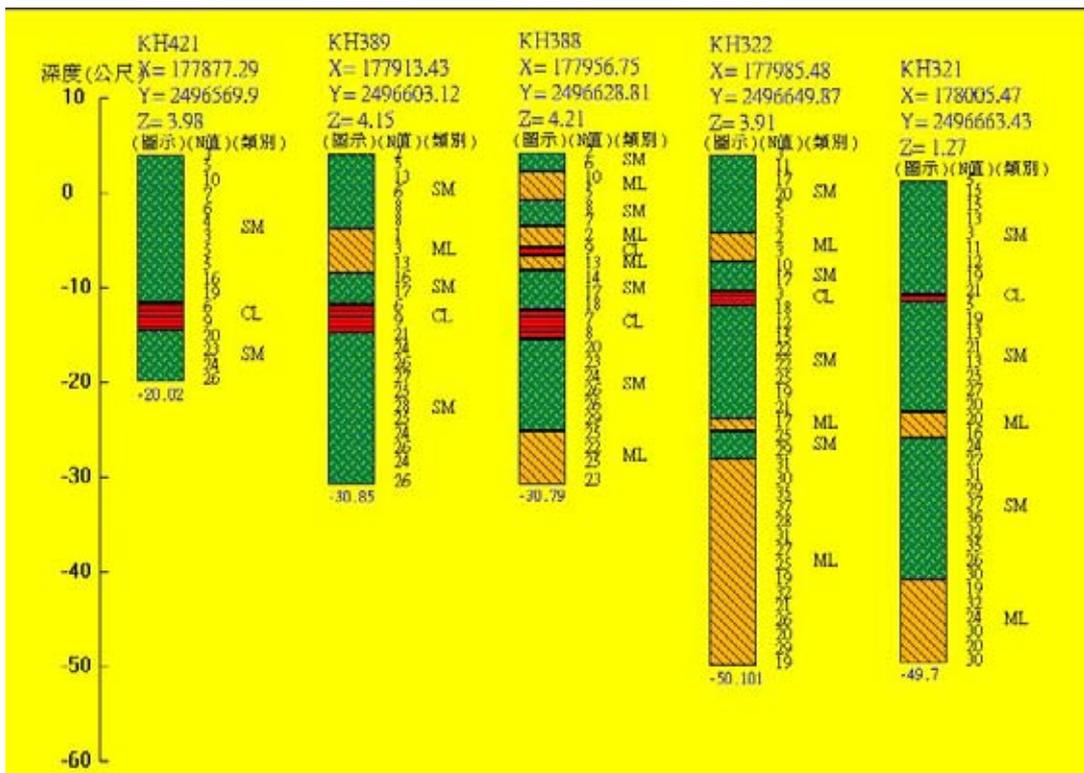


圖 2.4 高雄港#120 碼頭垂直向地質剖面(2)

### 3. 斜坡網格建立

本案例所建立之網格乃依照高雄港 120 號棧橋式碼頭的設計斷面圖 (圖 1.6)，建立一長 90 公尺，寬度 8.0 公尺，高 52 公尺之範圍，簡化海水位於高程為零，且不考慮潮差影響，將海床可分成三層，下海床為水下 50 公尺至 36 公尺，為 ML 土壤，其  $(N_1)_{60}$  約為 25，因其細粒料含量高於 50%，且深度較深，因此不考慮液化，上海床為水下 36 公尺至 22 公尺，其  $(N_1)_{60}$  約為 20，因其細粒料含量高於 50%，且深度較深，因此不考慮液化，上海床為水下 22 公尺至 14 公尺，其主要分類為 SM，其  $(N_1)_{60}$  約為 16，考慮其可能液化，拋石斜坡坡址(-14 m)至高程 2 公尺為背填區，其分類為 SM，以高程-6m 為分界，分成二層  $bf_1$  與  $bf_2$ ， $bf_1$  之  $(N_1)_{60}$  約為 13， $bf_2$  之  $(N_1)_{60}$  約為 10，考慮其可能液化，另考慮礫石回填區為非液化土壤，而與棧橋版碼頭與背填區下方有一以礫石模擬之擋土牆，其性質與拋石斜坡相同。擋土牆後方有一坡型擋土背填區  $bslope$ ，其  $(N_1)_{60}$  約為 14，考慮其可能液化。

各分區土壤資料如表 2-1 所列，建立之網格如圖 2.5 所示，座標軸為垂直碼頭方向為 x 軸方向，平行碼頭方向為 y 軸方向，z 軸以向上為正，以此網格執行重力平衡。

### 4. 設定靜態運動與水位邊界條件

靜態邊界條件為兩側其平面向量平行 x 軸向量層固定 x 軸，平面向量平行 y 軸向量層固定 y 軸只允許 x-向變位；網格底部於 x,y,z 方向固定，水位設於碼頭下方 2m (高程為 0)，左右邊界水位均相同，並在左側水下邊坡施加水壓力，靜態邊界條件如圖 2.5 所示。

表 2-1 棧橋式碼頭分析土層參數表

土層	底部海床	中間海床	上部海床	深層回填砂層	淺層回填砂層	擋土背填區	礫石回填區
代號	SB	SM	ST	Bf <sub>1</sub>	Bf <sub>2</sub>	Bslope	gravel
USCS	ML	ML	SM	SM	SM	SM	GP
( $N_1$ ) <sub>60</sub>	25	20	16	13	10	14	>50
Density (kg/m <sup>3</sup> )	1750	1750	1750	1750	1750	1800	1850
Shear Modulus (MPa)	130	124	104	84.3	67.7	98.4	235
Bulk Modulus (MPa)	287	213	225	183	147	213	820
Cohesion (Pa)	5000	1000	1000	3000	1000	2000	1000
Friction angle(degrees)	32	32	35	35	30	35	45
Dilation angle(degrees)	0	0	0	0	0	0	0
Hardin r <sub>ef</sub>	0.08	0.08	0.08	0.06	0.06	0.06	0.01
Finn Parameter C1	--	--	0.18	0.29	0.49	0.29	--
Finn Parameter C2	--	--	2.19	1.36	0.82	1.36	--

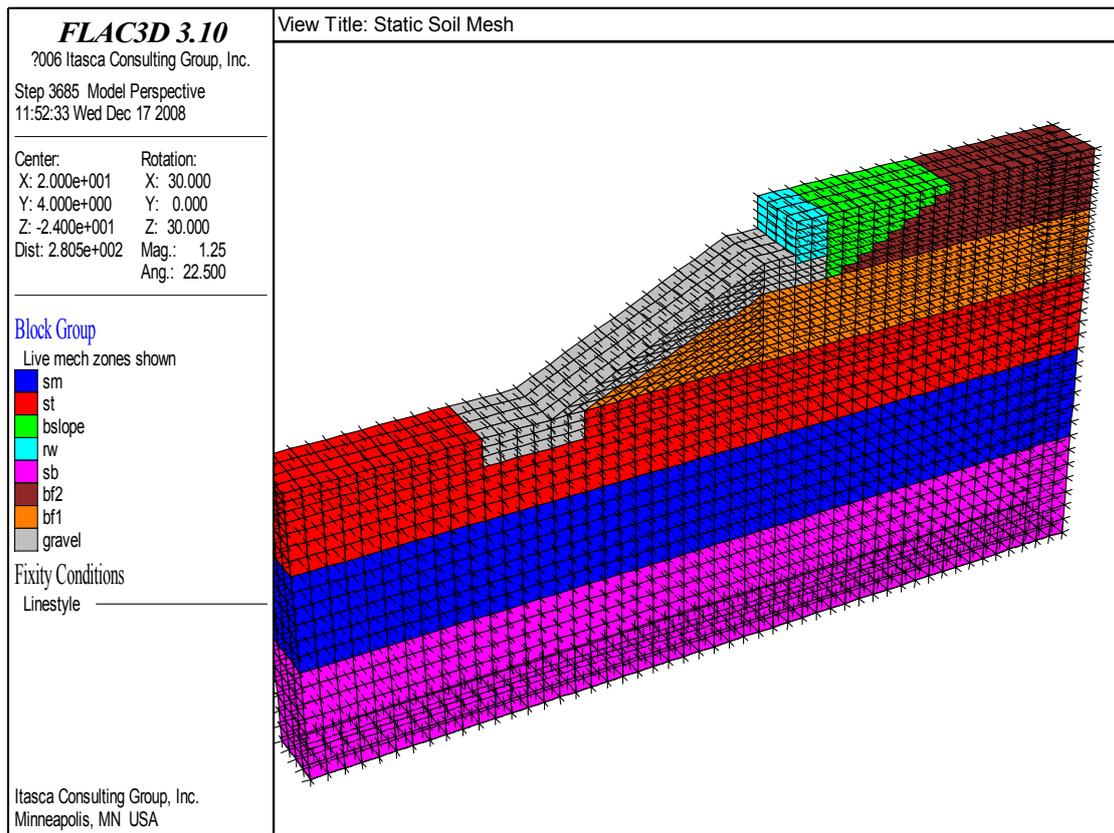


圖 2.5 棧橋式碼頭斜坡網格土壤分區與靜態邊界

## 5. 加入橫樑與基樁元素並完成力學平衡

以指定左右端點方式並配和自動分割方式產生樑與基樁，利用基樁與量接點為端點，每一個樑元素小於 2.5，並將樑之二端點與土壤連結，基樁則以每以土壤元素至少有一基樁節點為原則，每一基樁元素小於 1m，各結構元素之參數如表 2-2 所列，基樁元素中與土壤連結之介面元素以符合 Mohr-Columb 行為之介面彈簧參數模擬，介面彈簧參數如表 2-3 所列，結構元素建立後之網格如圖 2.6 所示，以此網格進行力學平衡。

碼頭結構之邊界條件則設定橫樑於 y-軸端點於 y-向固定，基樁與橫樑為剛接，入土基樁部份則與土壤以正向與剪向彈簧相連，棧橋版與後方 L 型擋土塊則以垂直向滾軸(roller)連接。

表 2-2 結構元素參數表

	Elastic Modulus (Gpa)	Moment of Inertia (m <sup>4</sup> )	Cross Sect. Area (m <sup>2</sup> )	Mass Density (kg/ m <sup>3</sup> )	Pile Perimeter (m)
Beams	31	8.3×10 <sup>-2</sup>	1	2400	—
Piles	200	1.6×10 <sup>-2</sup>	0.015	7850	2.55

表 2-3 基樁元素中之 Mohr-Columb 介面彈簧參數表

	Normal Stiffness (MN/m/m)	Shear Stiffness (MN/m/m)	Normal Coh. (N/m)	Shear Coh. (N/m)	Normal Friction (deg)	Shear Friction (deg)
ST Backfill	10	5	1000	1000	30	30
SB Gravel	13	6	1000	1000	30	30

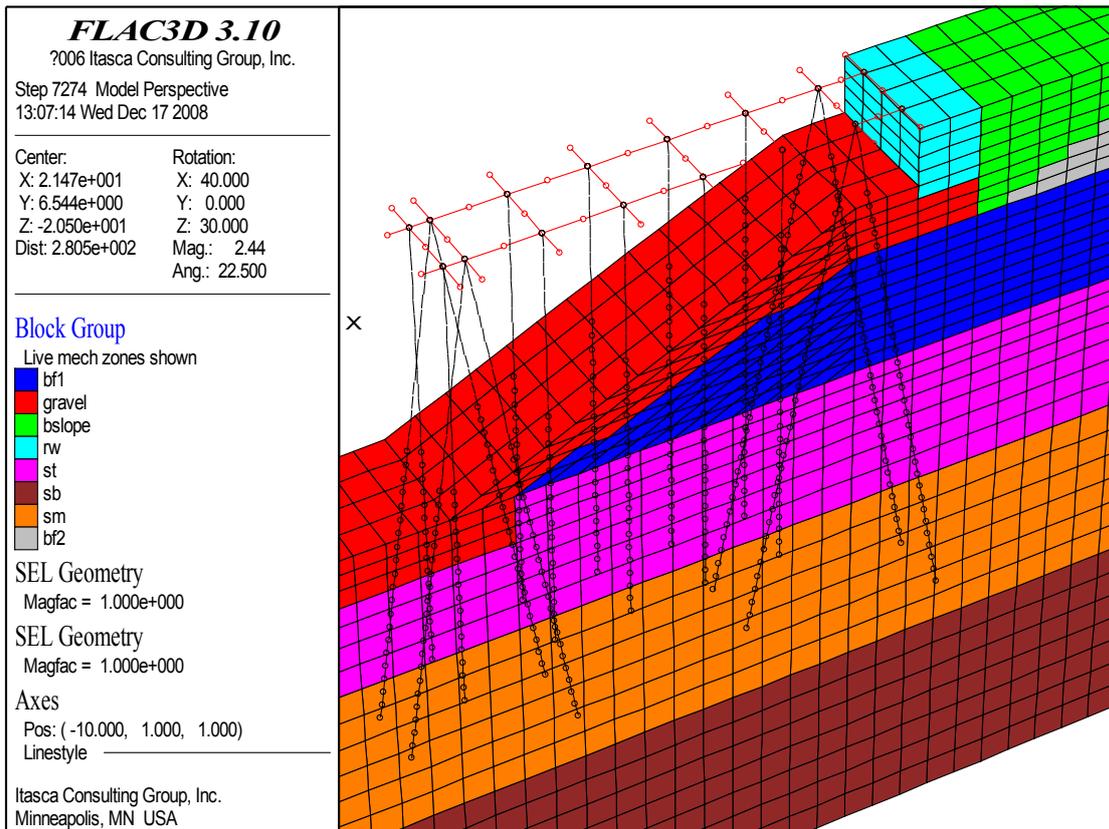


圖 2.6 橫樑與基樁元素位置與節點編號圖

## 6. 使用 Finn 模式土壤

由於高雄港底部原沖積土層其細粒料含量高於 50%，假設其不會發生土壤液化現象，因此本案例於背填砂區及上層海床使用 Finn 模式將 ST、bf<sub>1</sub>、bf<sub>2</sub> 及 bslope 土層改為 Finn 土壤，參數如表 2-1 所示，假設土壤滲透係數為 $10^{-7}$  m/s，土壤參數均為假設，其影響仍待以參數分析進行探討並考慮進行原樣或重模試體進行試驗。

## 7. 給予阻尼參數和動態邊界條件

結構元素以 Rayleigh 阻尼設為勁度之 5%，土壤則以 Hardin 型態之遲滯阻尼，參數如表 2-1 所列，以 free field 邊界指定作用於左右兩側，底部由於為非岩盤，為消除自自由面反射波之於底部造成反射現象，底部以三向均啟動之安定邊界(Quiet Boundary) 設定。另地震力以式(2.1)施加於底部，並將底部之束制改為垂直向固定，兩水平向可自由變位，施加地震力前之土壤模式與動態邊界如圖 2.7 所示。

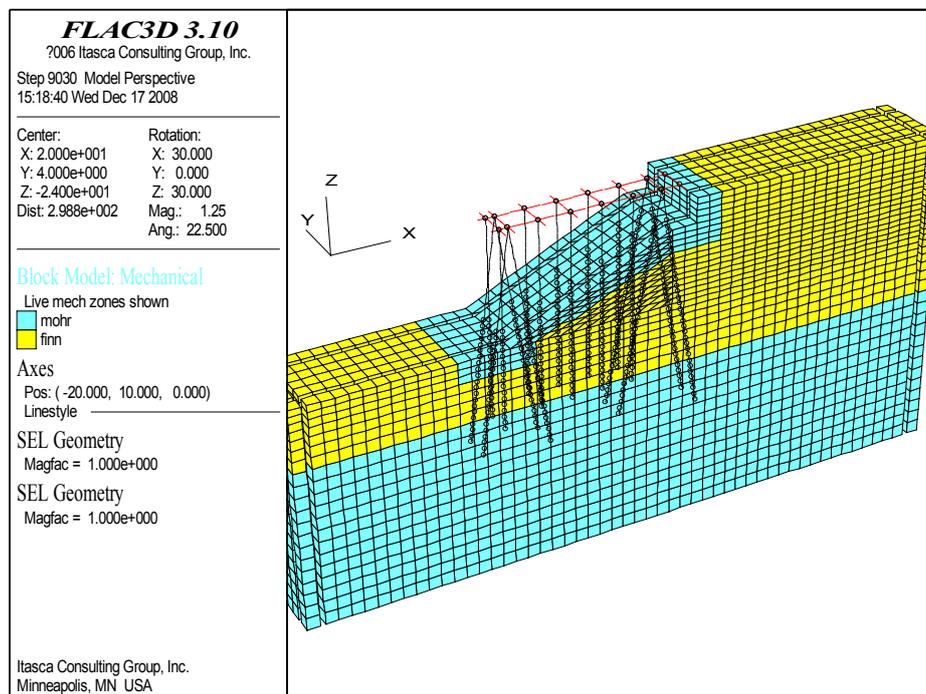


圖 2.7 施加地震力前之土壤模式與動態邊界

## 8. 規劃監測點並施加地震力

本研究以超額孔隙水壓力、超額孔隙水壓比、基樁彎距與號碼頭前端位移量、土壤加速度等，將地震紀錄轉換為速度歷時，以剪應力歷時作用於底部安定邊界之格點，依分析目的規劃監測點位，紀錄其時間變化量，本案例所使用之地震記錄為位於清水國小測站 (TCU059) 於 921 地震之地震記錄，包含二水平向紀錄(如圖 2.8 所示)，取最大震動方向 (NS) 的主要作用時間 40 秒作為動態輸入，並將頻率高於 5Hz 之波形移除，計算時所採用之時間間隔為  $1.703E-5$  秒。

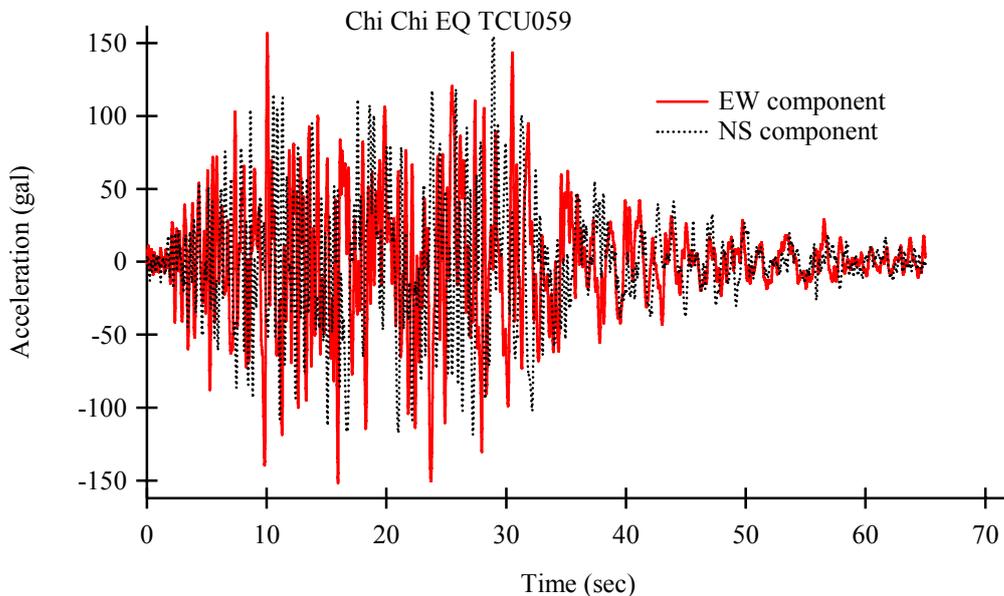


圖 2.8 TCU059 速度與加速度歷時圖

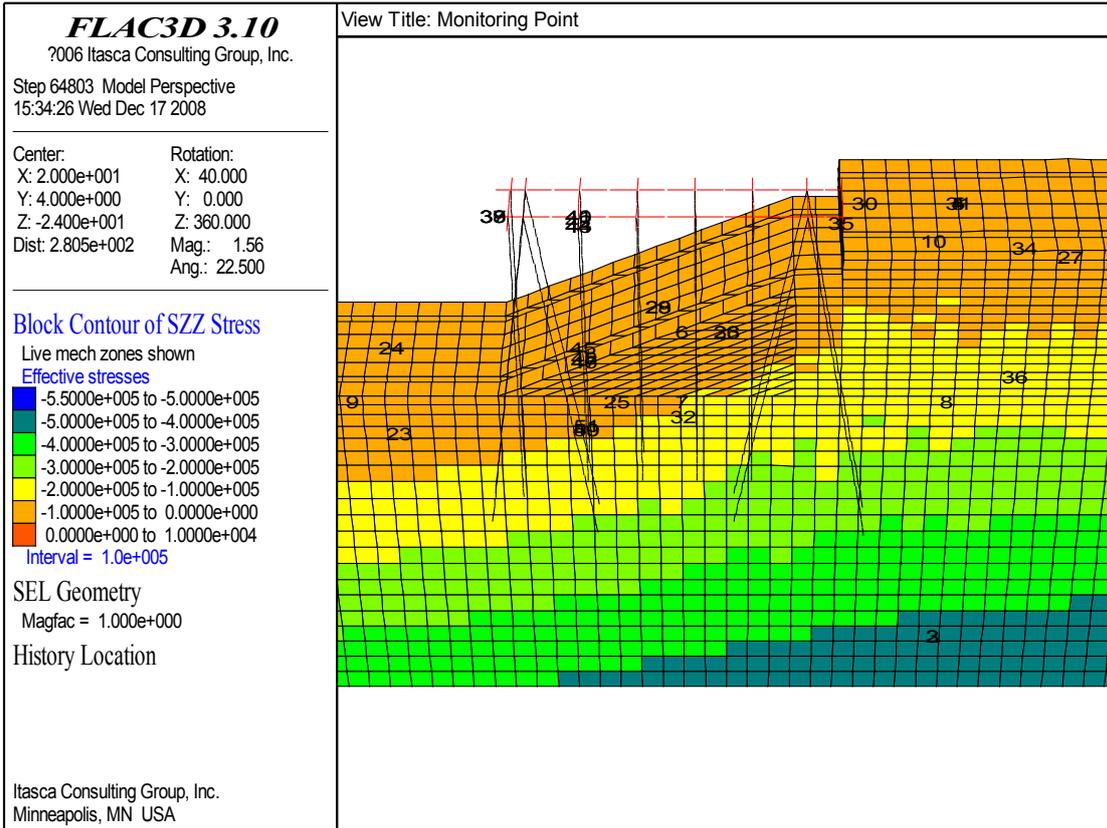


圖 2.9 監測點位與初始垂直有效應力分佈圖

### 2.2.3 數值分析成果

依據前述高雄港 #120 碼頭數值模型與 TCU059 地震紀錄，可得監測點之土壤運動歷時、應力應變歷時及碼頭結構物歷時，相關結果整理如下：

#### 1. 加速度與位移歷時變化

加速度變化分成後方水平背填土區在不同高程之加速度歷時變化(圖 2.10(a))、邊坡下方加速度變化(圖 2.10(b))及在高程-20m 時在背填土區、邊坡下方及前方海床之加速度變化(圖 2.10(c))，在水平背填土區最大加速度為在網格底部，不同高程之加速度變化不大，邊坡下方之加速度變化在不同高程其差異也有限，針對同一高程但不同地表幾何形狀之海床加速度也近乎相同，表示現有配置其土層放大與邊坡表面反射之效應不明顯。

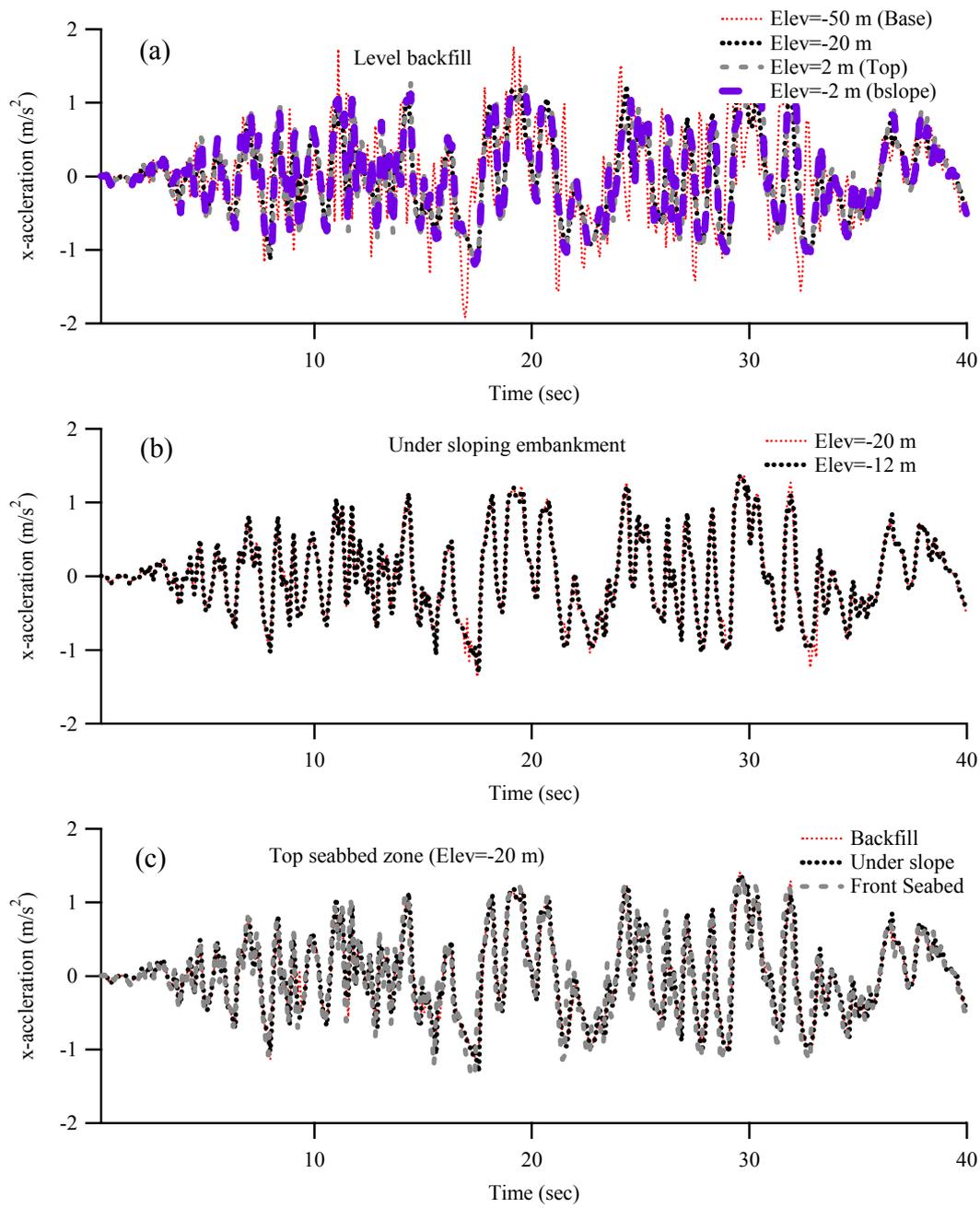


圖 2.10 加速度歷時變化

X 方向位移歷時則選取距碼頭前方 10m 高程-25m((x,y,z)=(-10, 4,-25))與-14m((x,y,z)=(-10,4,-14))之海床、邊坡下方自坡趾向內 10m 高程-20m((x,y,z)=( 10,4,-20))與向內 20m 高程-12m((x,y, z)=(20,4,-12))之點、邊坡礫石表面((x,y,z)=(13,4,-9))、後方背填土區高程-4m ((x,y,z)=(50,4,-4))及波形背填土區之點((x,y, z)=(32,4,2))觀測，結果如圖 2.11 所示，圖 2.11(a)為前方海床在不同高程其 x-向位移，正向為指向陸地，可知其最大變位超過 1.5m 且向陸側推擠，且淺層變位較小；邊坡下方變位與海床變位歷時相近，最大變位超過 1.65m 且向陸側推擠且坡面變位較下方土壤為小；後方背填土區則以越靠近網格邊界越大，顯示變位主要發生於陸側。最大位移量約發生於 35 秒時，此時之 x-向位移分佈如圖 2.12 所示，最大位移發生於陸側水平回填區中間海床與上部海床交界。

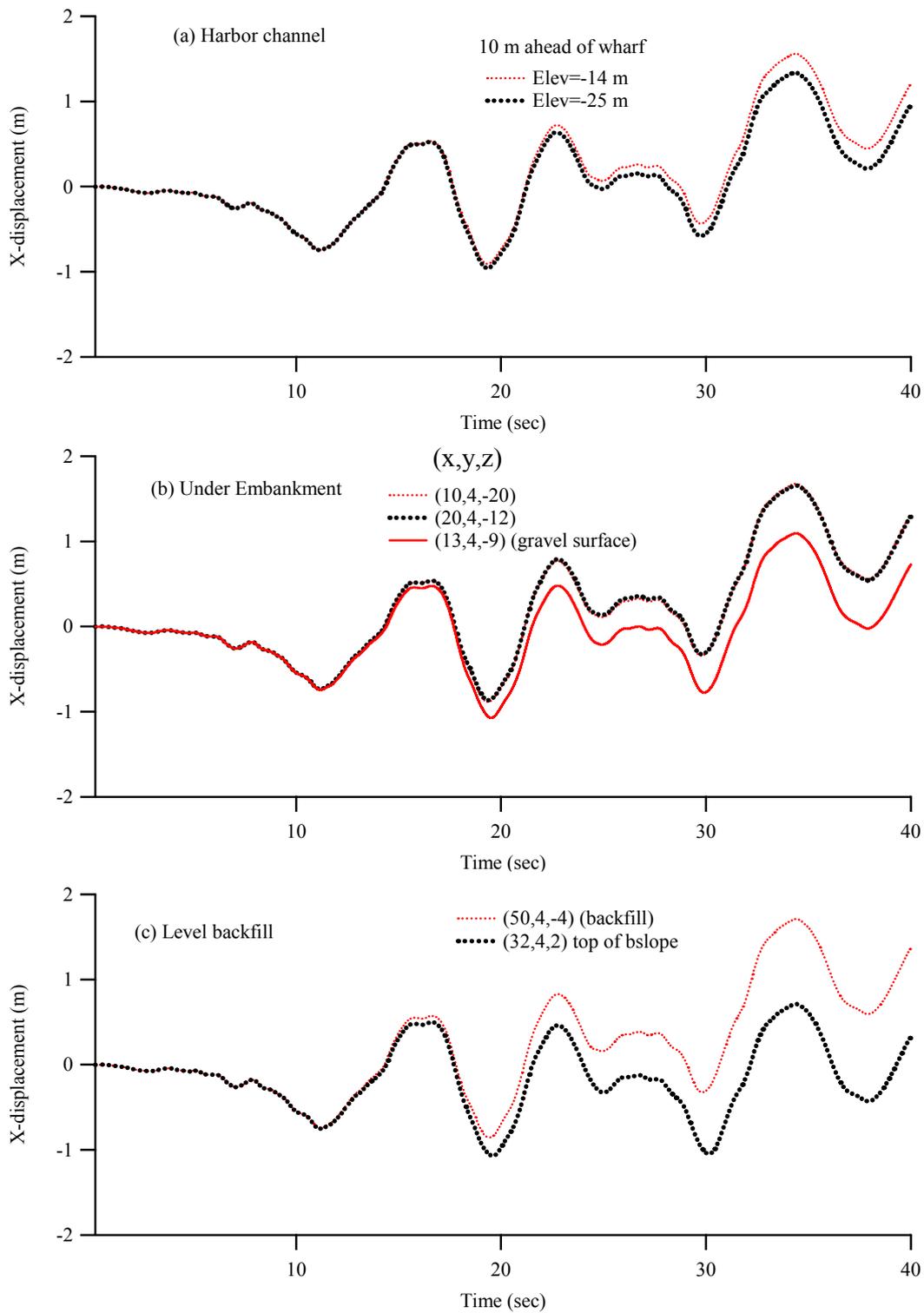


圖 2.11 x-向位移歷時變化

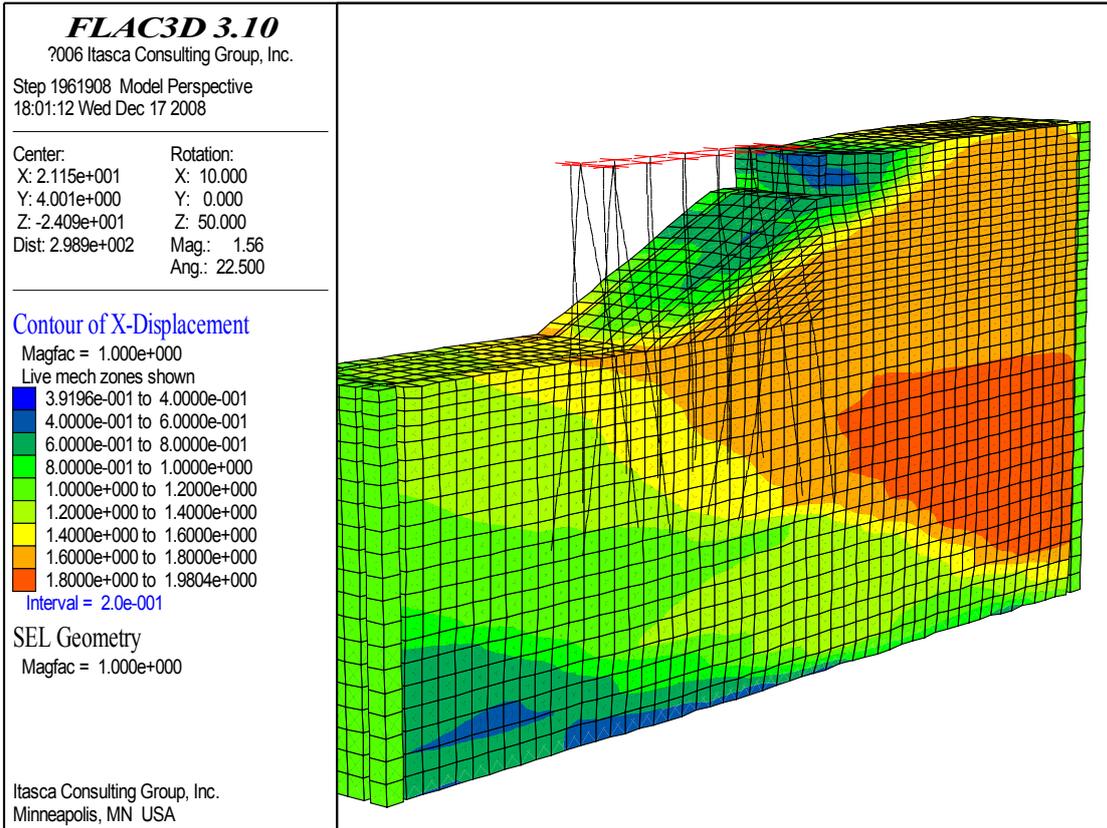


圖 2.12 35 秒時 x-向位移分佈

## 2. 超額孔隙水壓比

定義超額孔隙水壓比為激發之超額孔隙水壓力與初始垂直有效應力之比值，撰寫以 Fish 計算之，選定邊坡中點下方於高程-23m 之 st 土層、-12m 之  $bf_1$  土層、水平背填區於-23m 之 st 土層及-3m 之  $bf_2$  土層監測，其超額孔隙水壓比歷時如圖 2.13 所示，在此一輸入地震下，最大之超額孔隙水壓比發生於邊坡中之回填區，但最大僅有 0.25，顯示棧橋式碼頭不致液化，另同一高程之海床，其在邊坡下方與水平回填層其激發之超額孔隙水壓比不同，邊坡下方之變化較大。

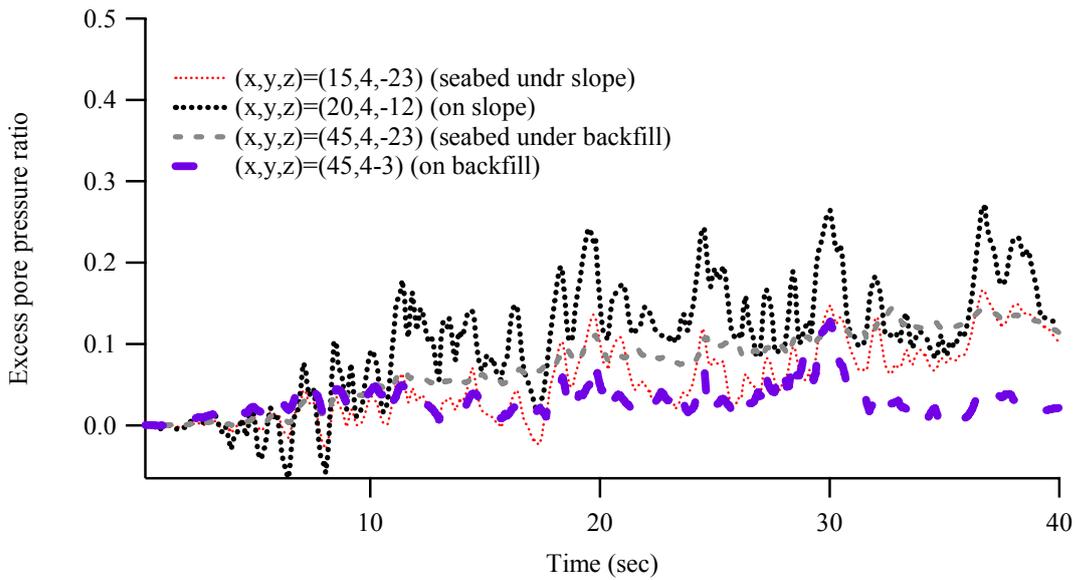


圖 2.13 超額孔隙水壓比歷時變化

### 3. 土壤阻滯圈

為瞭解土壤其因非線性產生之阻滯行為，利用元素節點間之相對位移與高程差可計算其剪應變，配合元素之剪應力可得到土壤元素之阻滯圈，以高程-3m 與-4m 間位於  $bf_2$  之土壤元素與高程-18m 至-20m 之  $st$  為例，其阻滯圈如圖 2.14 所示，顯示土壤可模擬因反覆荷重產生之阻滯行為與模擬永久變位導致之永久變形。

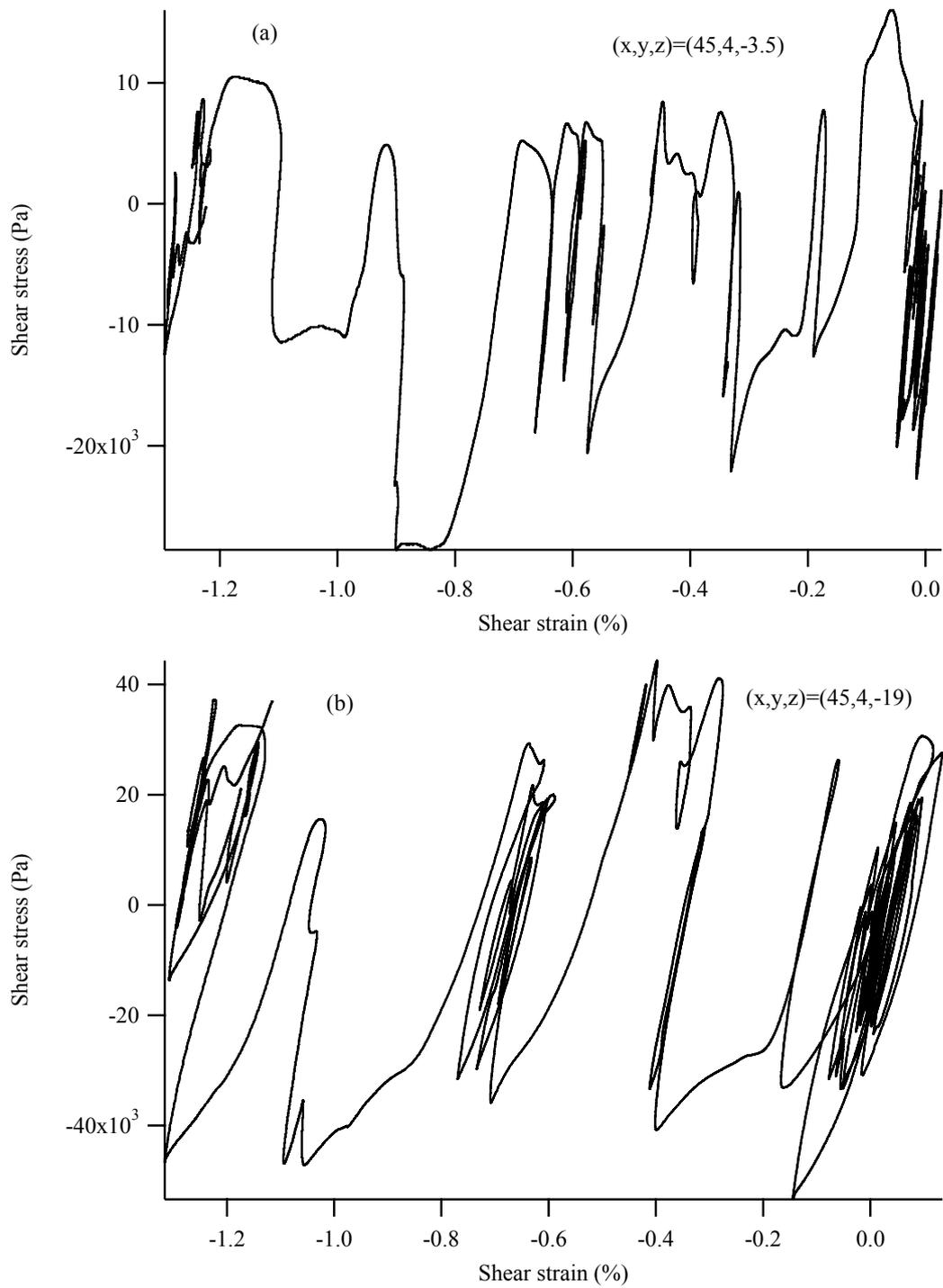


圖 2.14 背填區近地表(elev=-3.5m)與海床(elev=-19 m)之土壤阻滯圈

#### 4. 土壤結構互制

由加速度與位移歷時及孔隙水壓比可知在地震發生後約 35 秒其反應最大，以此時之垂直有效應力分佈與棧橋版彎距及基樁彎距分佈如圖 2.15 所示。棧橋版橫樑最大彎距發生於前二排基樁與橫樑相接處及後方與 L 型擋土塊相接處，單一基樁最大側向彎距發生於邊坡內與基樁-橫樑相接處，尤其在前排基樁與後排與 L 型塊相接之斜樁彎距較其他基樁為大，另由 L 型塊後側土壤變形，可知棧橋版向後擠壓 L 型塊。

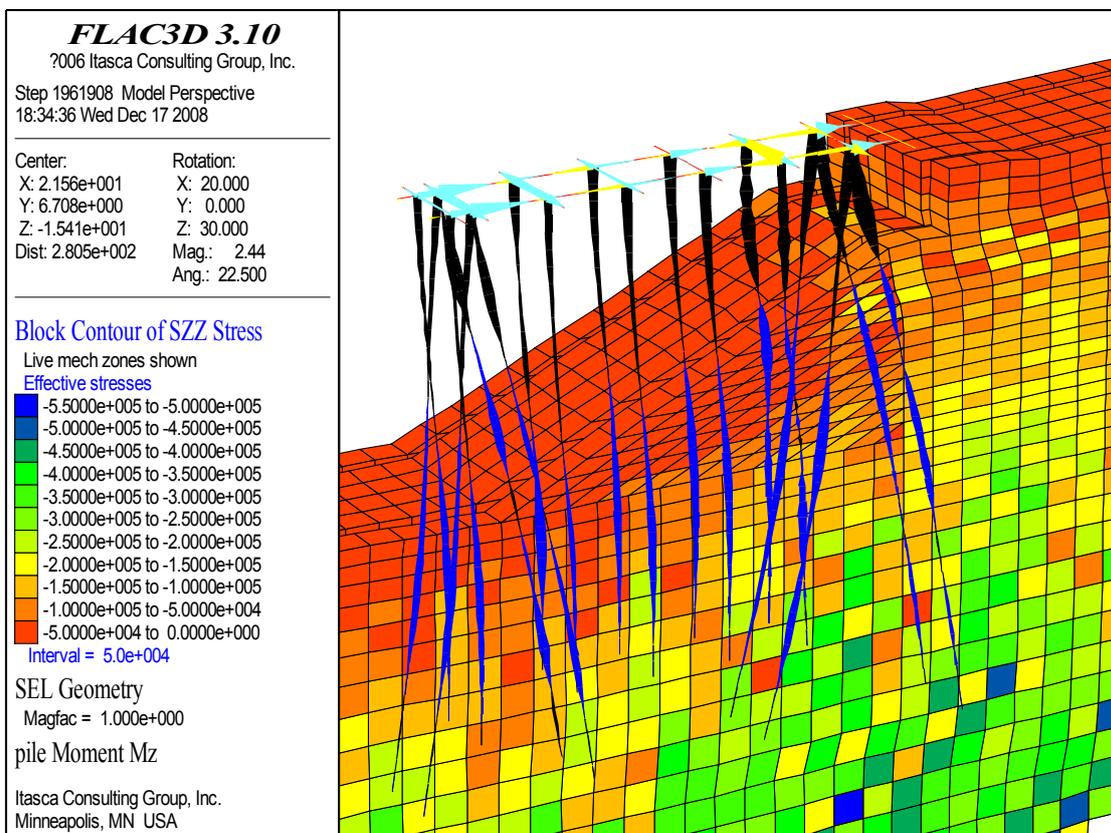


圖 2.15 土壤最大變位時(35sec)時土壤垂直有效應力與彎距分佈

監測棧橋版之變位歷時以碼頭最前端與安置監測系統之第二根直樁為例，其變位歷時如圖 2.16 所示，碼頭前端最大變位為向下 11 cm，其他兩向之變位幾可忽略不計，另外比較不同位置之變位得知，棧橋版在不同位置量測之變位一致，此與棧橋版勁度甚大，因此產生近乎剛體運動符合。

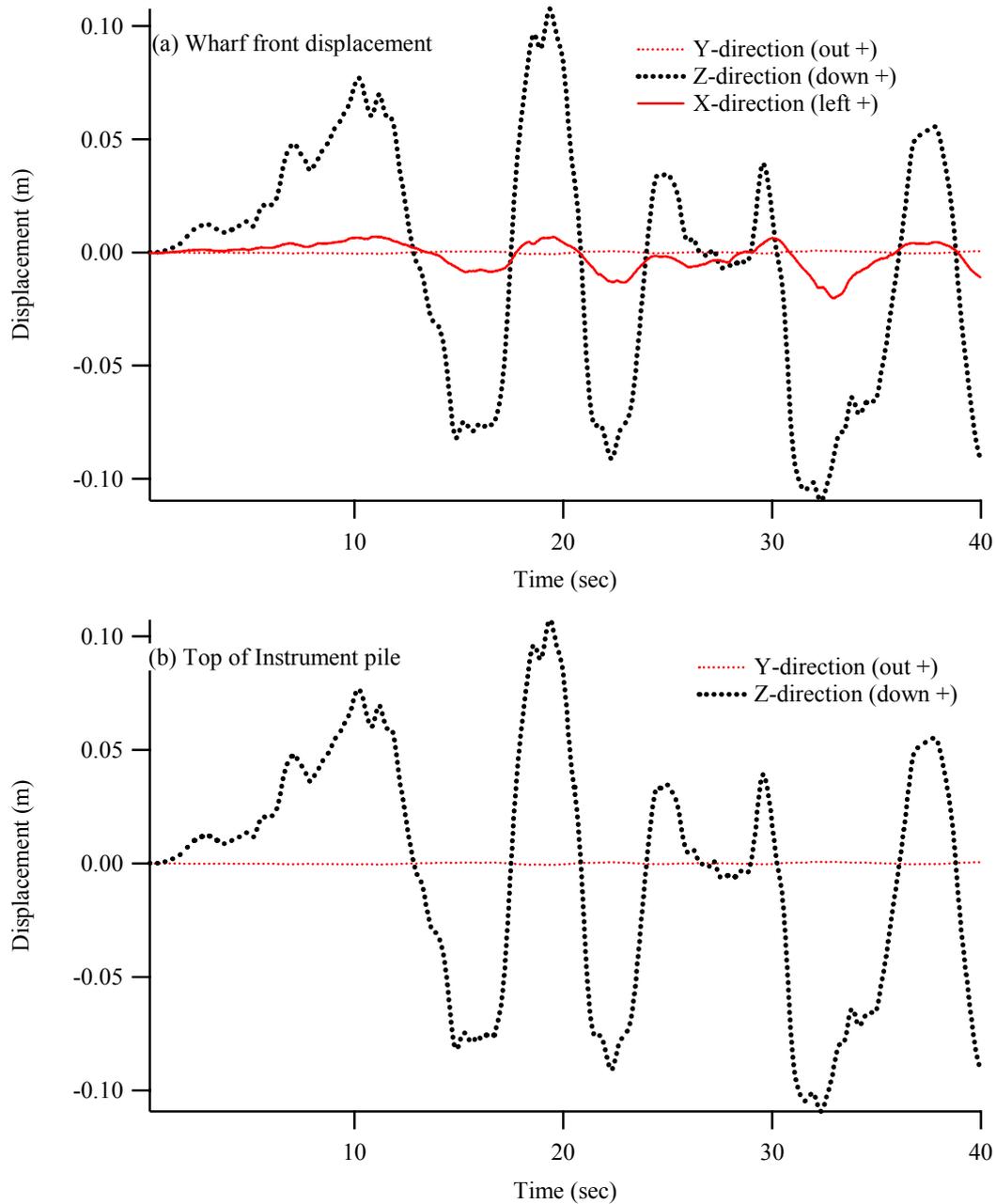


圖 2.16 棧橋版變位歷時

現地配置之量測系統裝設於第二根直樁（自面海線後退 7.33m），其在不同高程之側向變位(面海為正)如圖 2.17(a)所示，在土壤上方基樁斜率差異很小，基樁入土後其變位則明顯降低，彎距分佈如圖 2.17(b)所示，最大彎距發生於基樁與棧橋版連接處，入土後則彎距降低。

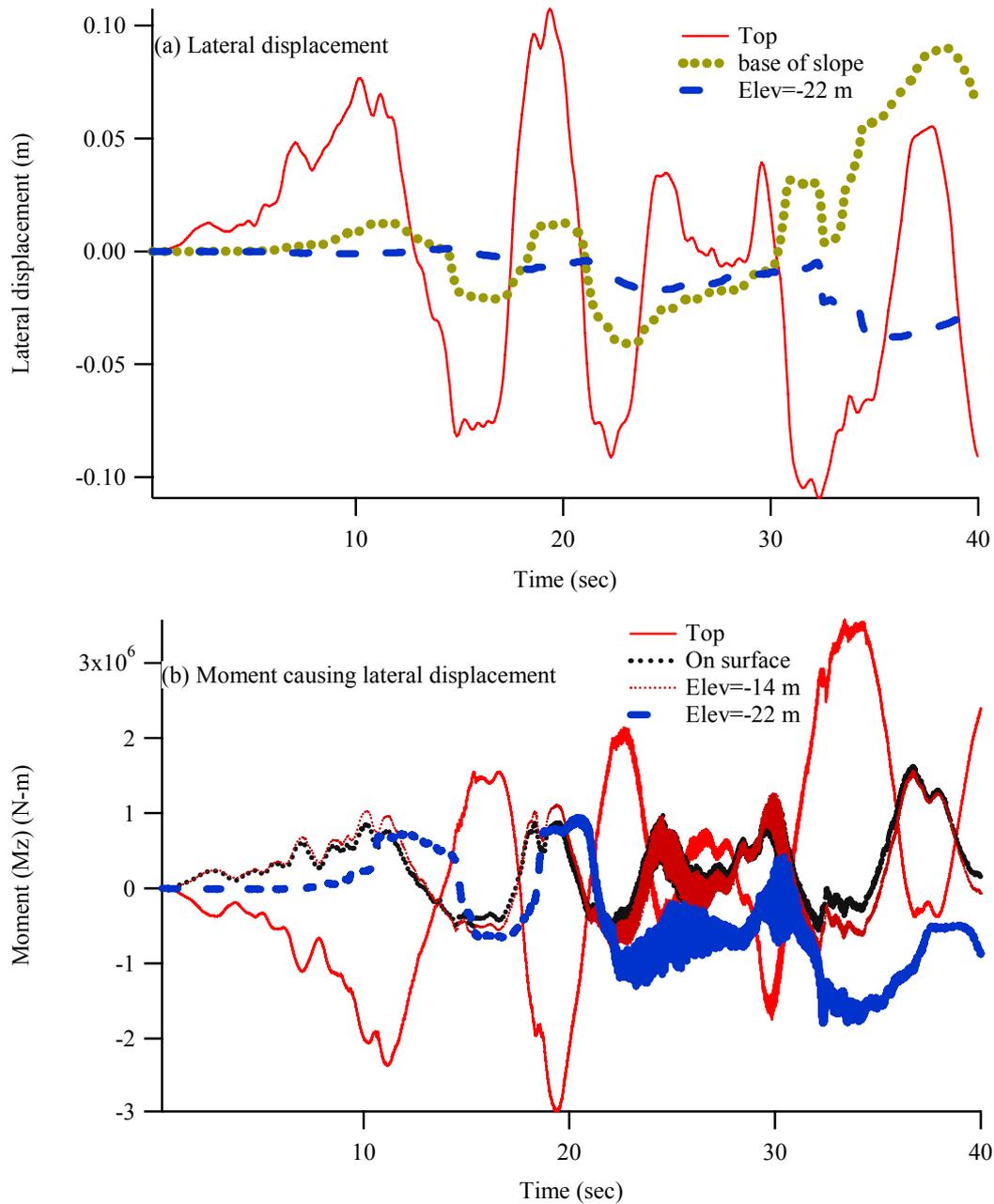


圖 2.17 量測基樁側向變位與彎距分佈

## 5. 數值分析總結

由數值分析結果得知在此一地質模型與輸入地震下，但土層可能產生大於 1.5m 向陸側之位移，最大位移發生於後方回填層之海床，土壤產生之永久剪應變量大於 1.2%，但反覆剪應變震幅則僅約 0.1%。由超額孔隙水壓比得知高雄港 #120 碼頭不致產生液化，且

於邊坡下方所激發之孔隙水壓比較大。

因為棧橋碼頭存在，使得後方 L 型擋土塊不易產生向海側水平變位，棧橋版由於勁度甚大，因此以剛體運動形式向海側運動，但最大水平位移僅約 11cm，其他向之位移可忽略不計，基樁之最大側向變位與彎距均發生於與棧橋版連接處，且斜樁之彎距較直樁為大，土中基樁變位與彎距大幅降低。安置監測系統之第二根直樁其最大側向變位為 11cm。由於缺乏現地試體實驗數據，目前分析結果為依據估算之參數所得之結果，其量化準確度有待進一步由現地監測資料與室內土壤動態試驗驗證，但定性結果符合預期。

### 第三章 港區碼頭微地動試驗與共振主頻分析

#### 3.1 微地動量測目的與工作項目

碼頭場址之地質概況為進行模擬與分析之重要參數，由於營運中碼頭取樣不易，因此擬以微地動(micro-tremor)量測，配合 Nakamura (1996, 2000)之單站法，以水平與垂直向震幅放大頻譜比(H/V amplification spectrum ratio)，探討場址之共振主頻與平均波速，本部分試驗由港研中心主導，本研究團隊提供支援之人力，並協助發展訊號處理與分析程序。

#### 3.2 微地動量測原理與設備

本計畫所採用之微地動量測其原理為 Nakamura (1996, 2000)之單站頻譜比法，其原理為利用假設地表下方為均質等向之半無限空間岩盤，由岩盤產生之體波(body waves)微震分成垂直( $V_b$ )與水平( $H_b$ )向分量地表傳播之路徑如圖 3.1 所示，地表量測之微地動(tremor)可分成垂直向( $V_f$ )與水平向( $H_f$ )分量，另外岩盤露頭(outcrop)於地表造成之表面波(surface waves)其垂直與水平分量分別為  $V_s$  與  $H_s$ ，定義向方岩盤體波於上方地層傳播時其垂直與水平向放大因子分別為  $A_v$  及  $A_h$ ，則於地表量測之垂直與水平向微地動為：

$$V_f = A_v V_b + V_s \dots\dots\dots (3.1a)$$

$$H_f = A_h H_b + H_s \dots\dots\dots (3.1b)$$

其中  $A_v = \frac{V_f}{V_b}$ ， $A_h = \frac{H_f}{H_b}$ ，Nakamura 定義 Quasi Transfer Spectrum

(QTS)為：

$$QTS = \frac{H_f}{V_f} = \frac{A_h H_b + H_s}{A_v V_b + V_s} = \frac{H_b}{V_b} \frac{A_h + \frac{H_s}{H_b}}{A_v + \frac{V_s}{V_b}} \dots\dots\dots (3-2)$$

考慮垂直與水平向之體波震幅相同，或者可以將量測之微地動分別對體波正規化後，因表面波震幅相對於體波之比值遠小於 1，因此可以忽略不計，另垂直向之放大係數( $A_v$ )小於水平向放大係數( $A_h$ )，故(3.2)式可簡化為：

$$QTS \approx A_h \dots\dots\dots (3-3)$$

此一方法與基本振態之反應類似，因此可由 QTS 得到水平向放大係數頻譜，由頻譜可得之地層之主頻，水平地盤之主頻( $f_0$ )與厚度(H)與平均剪力波速( $V_{sh}$ )關係為：

$$f_0 = \frac{V_{sh}}{4H} \dots\dots\dots (3-4)$$

水平地盤之主頻( $f_0$ )及水平放大頻譜可用於地盤反應與液化分析及與震波衰減 Q 值評估。

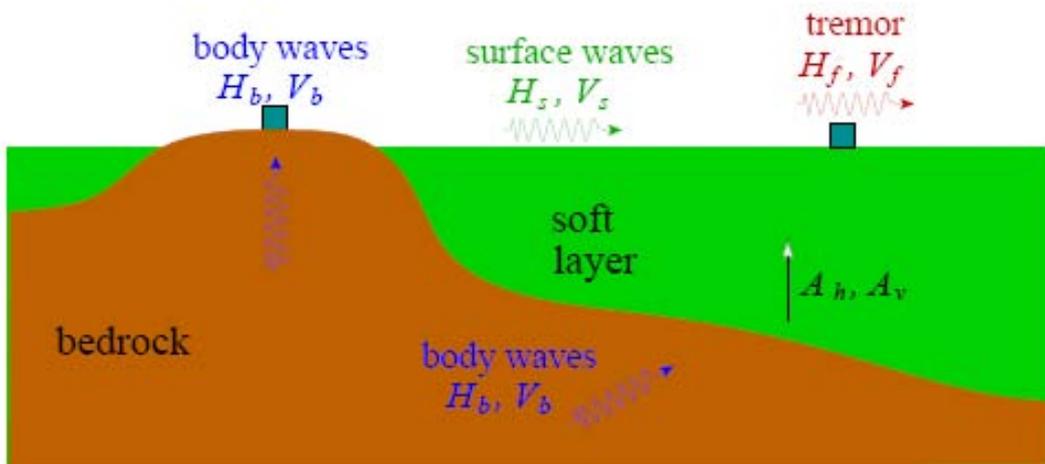


圖 3.1 Nakamura 法原理 (Carniel et al. 2006)

### 3.3 資料處理程序與結果範例

以擷取頻率為 200 Hz，量測一垂直與兩個互為垂直之水平向微地動資料為例，資料處理程序說明如下：

檢視所有量得之原始紀錄，將每筆記錄中受到人為雜訊干擾之區

段剔除。將每筆品質良好量測紀錄以約 4096 個資料點(20.48 秒)為一個區段，將時間域之資料做快速傅立葉轉換 (Fast Fourier Transform) 以獲得頻譜 (Amplitude Spectrum) 資料，所得之頻寬為 0.05-100 Hz。

以每次將時間軸平移視窗之一半(2048 個資料點)擷取下一個時間軸視窗，進行頻譜分析，如此程序重複直至量測結束，將所有時間軸視窗之頻譜進行統計分析，將偏移超過一個標準差之資料剔除後所得之平均頻譜，在頻率域取二個水平向頻譜之均方根 (Root Mean Square)，將所得之水平向頻譜均方根除以垂直向頻譜則可得到水平向對垂直向震幅比頻譜(HV ratio spectrum)，以此代表 QTS，由 QTS 可求得主頻與放大頻譜。黃有志 (2003)，比較不同路面 (泥土、硬性路面、軟性路面) 之量測結果，所得到在 0.1~40Hz 區間的 V/H ratio 圖形是類似的。且為了避免微地動儀未完全穩定造成影響，本研究只挑選 15Hz 以下的頻率做討論。

以港研中心前期於港區施測之結果驗證資料處理程序驗證資料處理程序，原始量測資料如圖 3.2 所示，由於 140 秒後震幅過大，且其頻譜反應超過一個標準差，因此不予分析，經視窗頻譜分析所得之均方根水平-垂直頻譜比結果如圖 3.3 所示，由於微地動適用於整體土層反應分析，因此僅考慮低頻部分，結果顯示放大倍率達 4 倍以上主頻在 4 至 8 Hz 間。

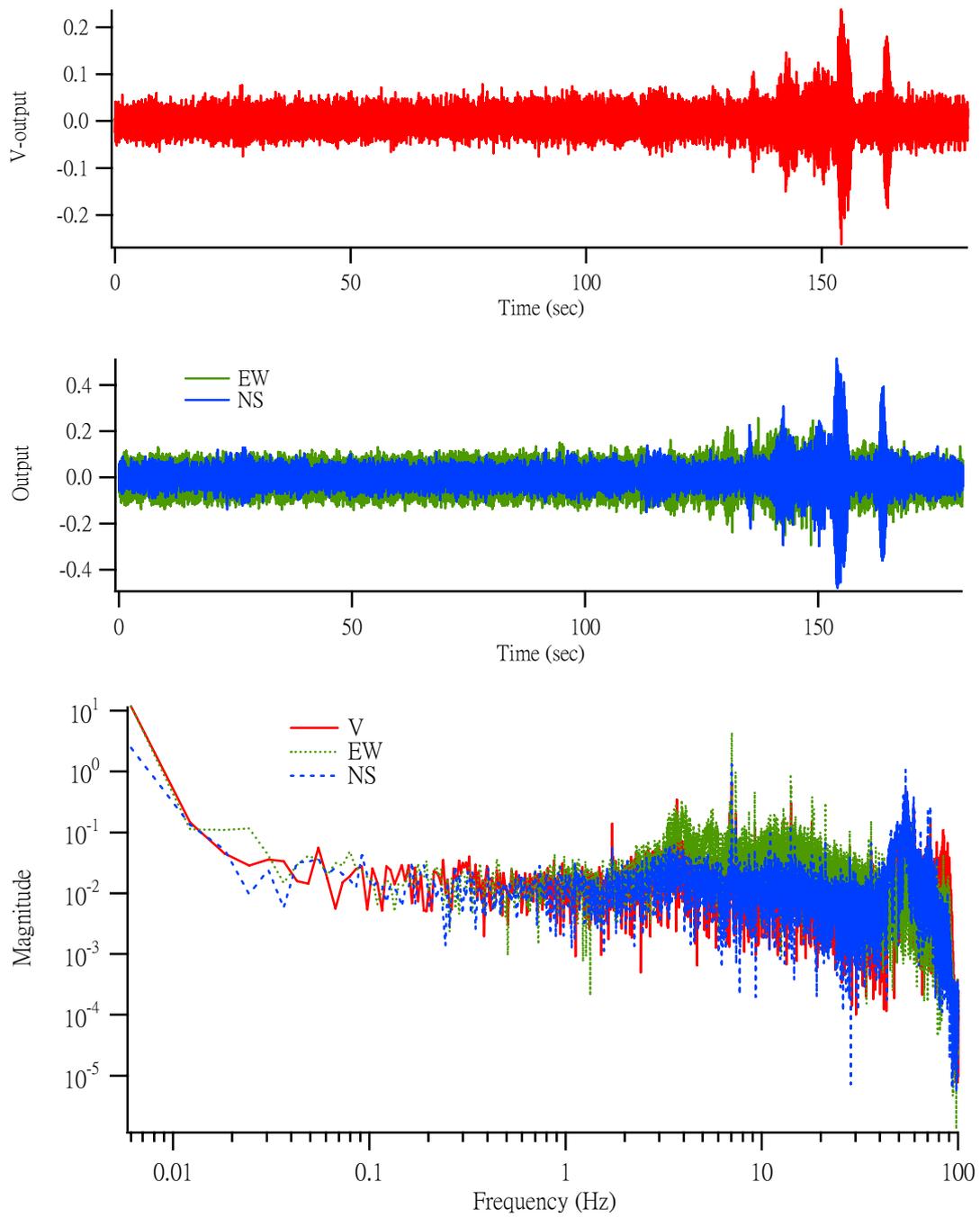


圖 3.2 量測資料時間歷時(a)垂直向(b)水平向(c)富氏譜

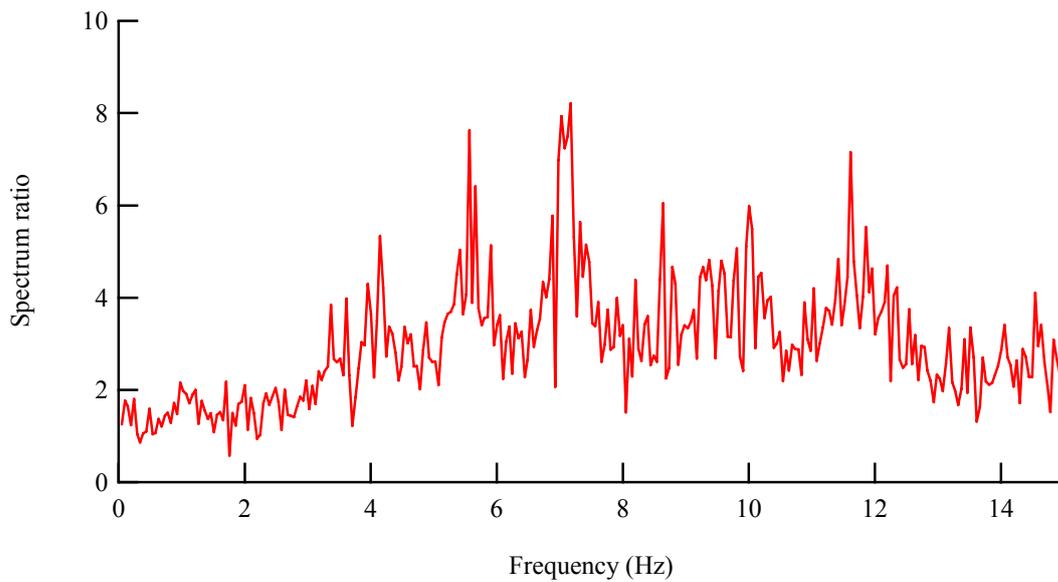


圖 3.3 均方根水平-垂直震幅頻譜比

### 3.4 碼頭微地動試驗

本計畫所用之微地動儀為港研中心所有 Guralp CMG-6TD 數位寬頻地震儀(圖 3.4)，選定實驗區域後，規劃測線，各測點散佈圍繞全區，利用晚間無重行機械運作實施作，每一測點施測 15 分鐘。



(a) 三軸微地動儀介紹



(b) 野外量測情形

圖 3.4 微地動儀野外量測示意圖

### 3.4.1 臺中港區微地動試驗與共振主頻分析

測線圍繞臺中港全區周邊，以 200~500 公尺設一個測站，總計量測 12 站，測站資料如表 3-1 所示，各站位置如圖 3.5 所示，典型測站分析反應頻譜比圖如圖 3.6。

表 3-1 臺中港區測站資料

測站編號	GPS 座標 (TWD97)		備註
	N	E	
1	202540	2687170	
2	202962	2687201	
3	203124	2686942	
4	202751	2686422	
5	202501	2685994	
6	202248	2685359	
7	201943	2684583	
8	201445	2684021	
9	199631	2680979	
10	197890	2680172	
11	196765	2679866	
12	201024	2682341	



圖 3.5 各測站分佈位置圖

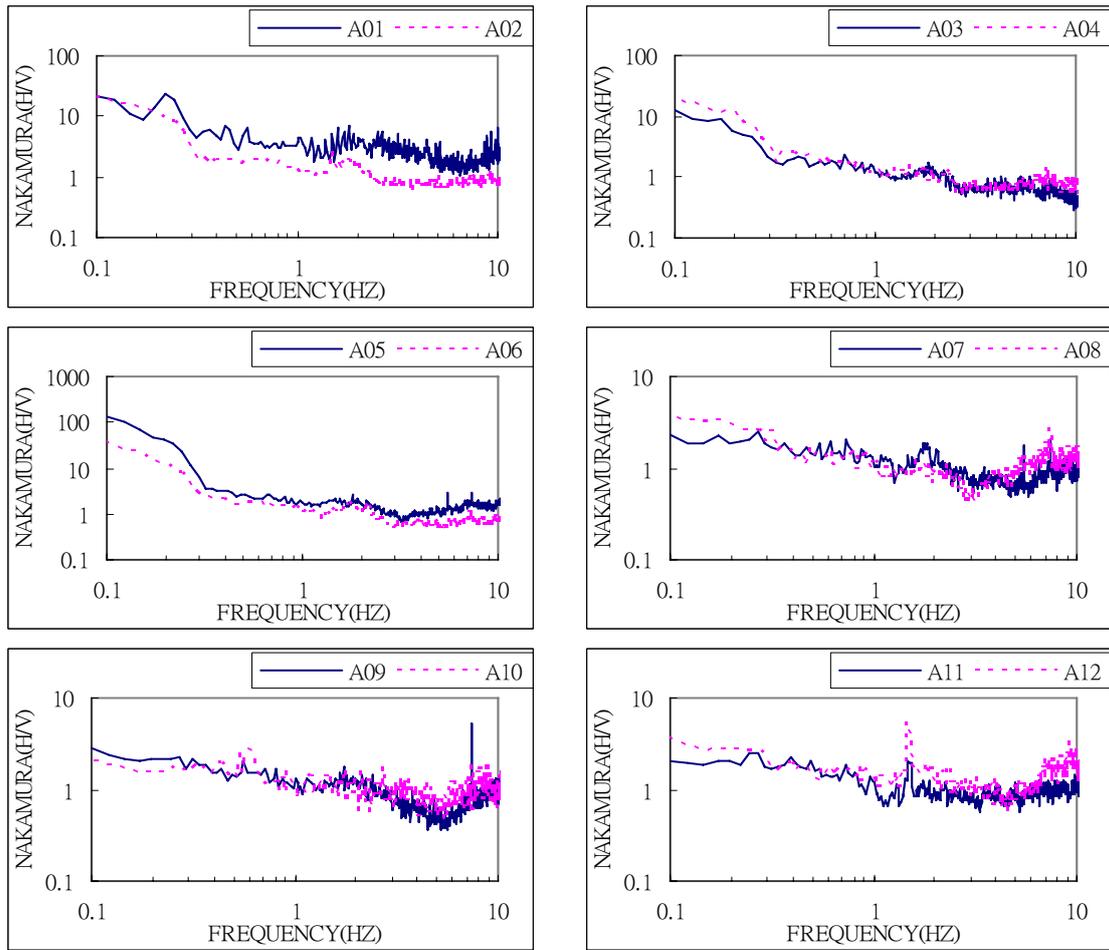


圖 3.6 臺中港區各測站分析反應頻譜比【H/V】圖

量測結果，臺中港區主頻約介於 0.5~1.5Hz，顯示此區域沖積層較厚，若平均剪力波速( $V_{sh}$ ) 400 m/s，利用經驗公式  $f_0 = V_{sh}/4H$ ，可推得岩盤深度約 500~70 公尺，臺中港區共振主頻等值分佈圖，如圖 3.7。

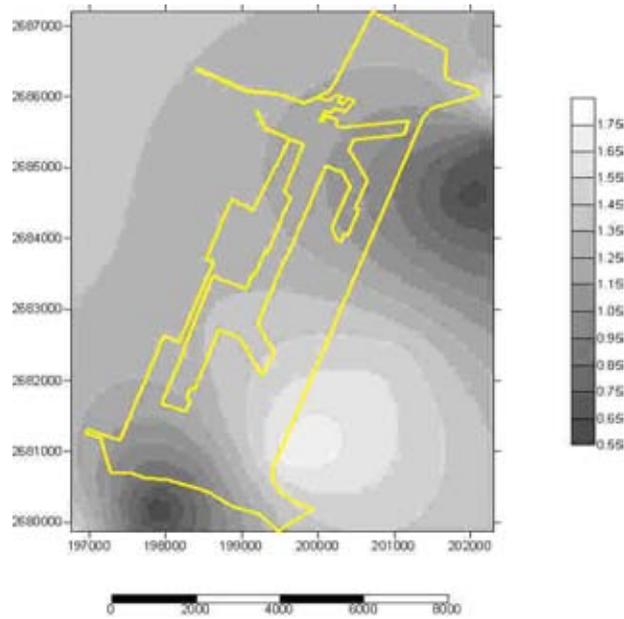


圖 3.7 臺中港區共振主頻等值分佈圖

### 3.4.2 高雄港區微地動試驗與共振主頻分析

高雄港量測區域以第四貨櫃中心(115~121 號碼頭)為主,200~500 公尺設一個測站,總計量測 9 站,測站資料如表 3-2 所示,高雄港區平面圖如圖 3.8,各站位置如圖 3.9 所示,測站分析反應頻譜比圖如圖 3.10。

量測結果,高雄港區主頻約介於 0.2 ~1.2Hz,顯示此區域沖積層較厚,若平均剪力波速( $V_{sh}$ ) 400 m/s,利用經驗公式  $f_0 = V_{sh} / 4H$ ,可推得岩盤深度約 500~83 公尺,高雄港區第四貨櫃中心共振主頻等值分佈圖,如圖 3.10。

表 3-2 高雄港區測站資料

測站編號	GPS 座標 (TWD97)		備註
	N	E	
1	178105	2496698	
2	178339	2496392	
3	178486	2496285	
4	178536	2496211	
5	178643	2496632	
6	178733	2496446	
7	178693	2496003	
8	178999	2495525	
9	179207	2495265	



圖 3.8 高雄港區平面圖



圖 3.9 高雄港第四貨櫃中心各測站分佈位置圖

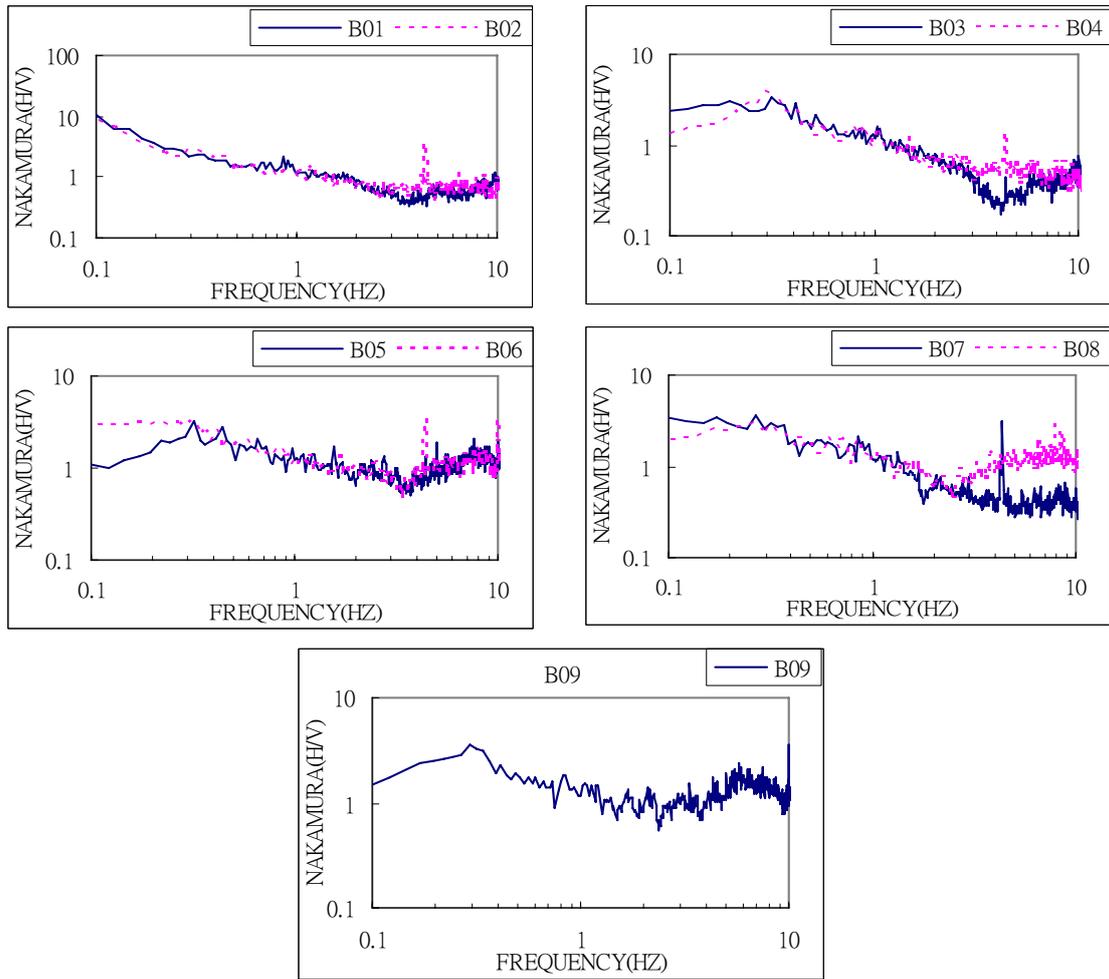


圖 3.10 高雄港區第四貨櫃中心各測站分析反應頻譜比【H/V】圖

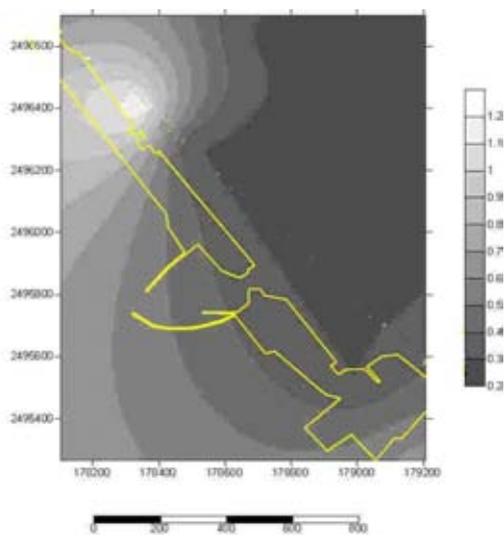


圖 3.11 高雄港區第四貨櫃中心共振主頻等值分佈圖

## 第四章 棧橋式碼頭動態監測

港口為臨海國家之重要物資進出通道，對臺灣這類天然資源有限且以出口導向之經濟體而言，為國家之命脈，而在地震發生後，為大宗救援物資進出之重要口岸，因此港口震災評估與耐震補強對國家抗災體系中不可或缺之一環。碼頭受震破壞型態因碼頭類別不同而有所差異，臺灣之商港除花蓮港外，均有棧橋式碼頭，且臺灣西部因多屬砂岸地形，各港區地質多屬疏鬆軟弱之沖積土層及海埔新生地，興建時多以水利抽砂回填施工，而疏鬆軟弱之沖積土層與水利抽砂回填之海埔新生地為最易發生土壤液化(liquefaction)之土層，在液化土層之棧橋式碼頭與其他以基樁支撐之碼頭結構在 1964 Alaska 地震、1995 Kobe 地震時神戶港及 921 臺中港區均有發現，而基樁之抗震隨土壤狀況、施工方式與基樁類型不同而表現不一，而現有港區基樁設計方法，多以靜力或擬靜態方法設計，由於棧橋式碼頭屬於非剛性結構物，其具有幾何形狀、質量分佈與勁度變化不規則之特性，以靜力分析方法難以反映結構物地震時的動態反應，需以動力分析方法分析設計，且其碼頭棧橋由基樁支撐，地震時需考慮土壤與結構之互制行為，其行為複雜且相關研究國內外較為少見。

本計畫以棧橋式碼頭動態監測系統建置為主軸，於營運中之碼頭基樁安裝相關之監測儀器，等待下一次地震時紀錄相關動態歷時。地棧橋式碼頭監測系統之規劃配置，所需量測之資料包括基樁變形歷時、基樁與土壤接觸應力歷時、地盤反應歷時、孔隙水壓力激發歷時與地層永久變形等，所需之儀器包括三向度加速度計、速度計、動態孔隙水壓計、壓力計、傾斜儀與具自動啟動(triggering)之動態資料擷取系統。為求取場址現地分析所需土層與結構物之幾何與力學參數，將以微地動量測技術，求取現地系統主頻與土層分佈並進行動態分析，其成果作為監測系統規劃與後續數值分析之依據。

目前全世界僅在 1995 Kobe 地震時神戶港有部分棧橋式碼頭監測資料，現地棧橋式碼頭動態監測系統其困難點為儀器安裝與監測站維

護不易，其優點為全尺寸現地試驗，無尺寸效應，其相關之成果可用於檢驗與修正數值分析之程序，且增進對液化土層基樁動態反應機制之認知，為後續修正與規劃相關設計參數與規範之擬定之樞紐，並可作為後續港區地震災害管理之基礎。

本計畫初期目標為設立營運中碼頭之動態監測站，作為基礎研究與未來地震即時告知系統之雛形，由於全尺寸棧橋式碼頭之動態監測並不常見，包含結構與土層反應量測，且需符合動態與長期運作之要件，所需之量測元件及系統整合需要進行整合測試，而由於位於營運中碼頭，其安裝需有特殊考量，本年度選擇高雄港 120 號碼頭進行初期測試(pilot installation)，相關細節說明如下：

#### 4.1 監測站場址考量

由文獻對液化樁基礎相關研究得知，液化土層基樁試驗需量測物理量包括：(1)鄰近基樁與遠離基樁之土壤剪應變與孔隙水壓力耦合反應，(2)基樁本身變形、剪力與彎距分佈，及(3)鄰近自由場土壤震動反應。考慮棧橋式碼頭之結構特性，棧橋式碼頭動態反應量測主要為基樁動態變位、棧橋版反應、近岸土壤振動反應及孔隙水壓分變化等。基樁受震反應會受其兩端束制條件與周圍土壤影響，對基樁本身而言其主要需考量之物理量為基樁變形、剪力與彎距分佈，前人研究發現最大水平變位與剪力發生於基樁頂部，最大彎距發生於液化與非液化土層交界及頂部剛性接點。

前期二維土壤棧橋式碼頭配置動態分析所得結果如圖 4.1 所示，在液化區其土壤位移量最大，但在基樁周圍其位移量很小，表示基樁對周圍土壤具束制作用，且因其彼此影響，在此區之基樁其彎矩相對較小，而液化區之土壤其彎矩有增加之情形，樑元素最大之彎距發生在與液化回填砂土接觸之部分，另外斜樁之彎矩並不比直樁大，其有效性仍待探討。基樁之彎距隨基樁所在位置不同而有所差異，但以垂直基樁而言，最大之彎距發生於樁頂與橫樑交界處及液化與非液化邊

界，此與數值模擬文獻之結果吻合，另外橫樑之最大彎距發生於兩支撐基樁中點，且間距越大，彎距越大。

利用 FLAC3D 以高雄港#120 碼頭進行動態有效應力分析，基樁彎距、側向變位及土壤位移於最大反應(35 sec)時之反應如圖 4.2 所示，最大反應發生於斜樁與前後直樁，土中彎距與土壤位移大小與方向有關，但考量安裝對營運機具與船舶之影響，選擇海側後之第二根直樁，另外因坡面之故，其坡趾海床與地表運動有所差異，因此在坡趾海床與後方回填區地表各裝置三向地震儀。

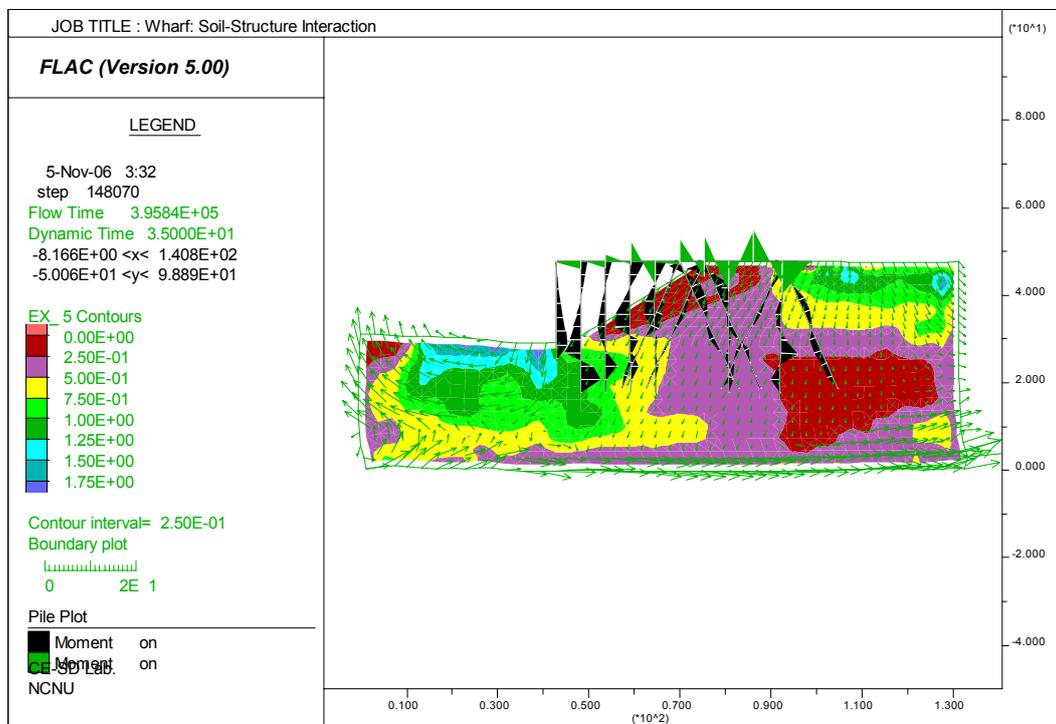


圖 4.1 二維土壤結構互制反應圖

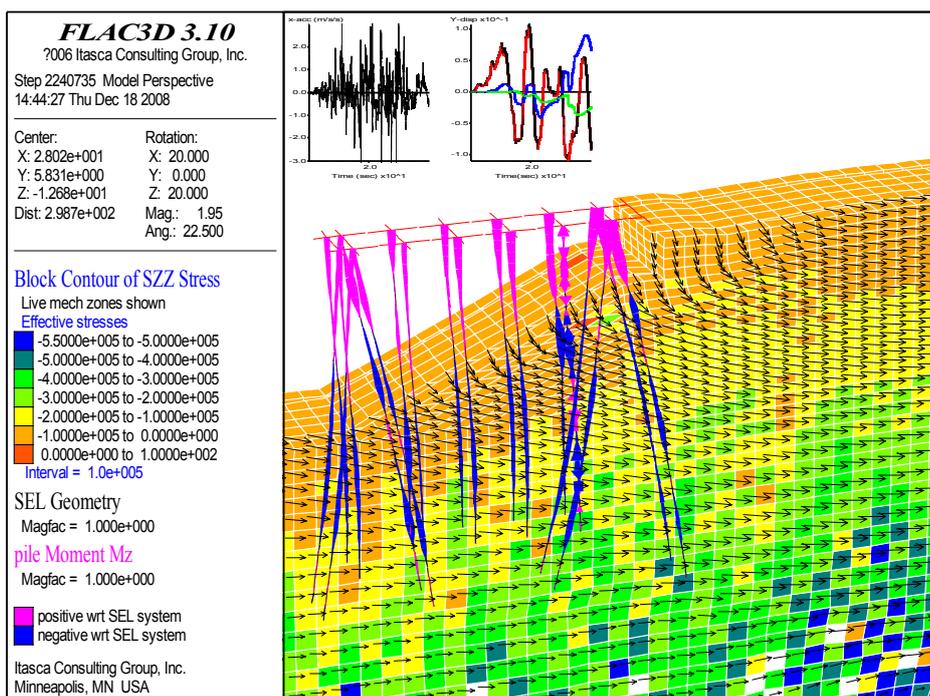


圖 4.2 高雄港 120 號碼頭三維土壤結構互制反應圖

整合文獻資料與數值分析成果，棧橋式碼頭之監測系統需包含基樁變位量測系統、孔內地震儀、海床及地表地震儀、孔隙水壓力計及棧橋版變位計等，針對不同觀測目的需採用不同感測器與量測技術，受限於經費編列，本年度將先行裝設動態基樁變位量測系統及海床及地表地震儀，其中動態基樁變位量測系統採用三種系統裝設於同一基樁，以測試其準確度及耐久性，海床及地表地震儀則作為系統觸發及即時報知系統之用。

此外動態監測站需具備高速擷取、定值觸發(level triggering)、定時啟動(time triggering)、人工啟動、遠端遙控、網路通訊、警報警示、資料顯示等功能，本計畫將以 National Instrument 之軟硬體為架構，延續前期現地試驗之擷取系統架構，加入現地監測站相關功能，發展一穩定、具擴充性且低廉之現地動態監測系統，同時開發可與觀測系統搭配之資料處理程序與軟體，使量測資料可立即分析。

由於本計畫為安裝於營運中碼頭，因此需考量安裝施工條件，由於港口進出繁忙，無法進行鑽孔與大規模開挖工作，且除地表監測設

備外，多數設備均位於水下，因此需由潛水員進行水下安裝，所以相關感測元件需儘量模組化，以利於水下安裝，由於上述原因，本年度之監測目標為建立監測系統之雛形、測試可用之水下基樁變位量測系統，及測試現地安裝之可行性。

## 4.2 量測系統組成

本年度安裝之量測系統元件包括海床與陸上地震儀、動態基樁變位量測系統、監測主機與機房，表列如表 4-1，相關說明如下：

表 4-1 監測系統組成表

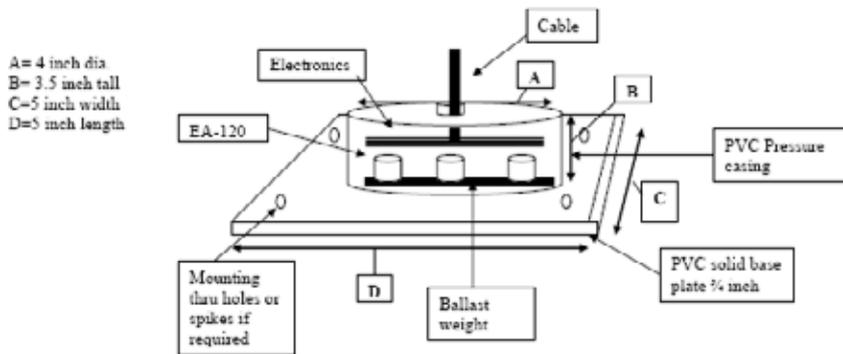
項目	規格	用途
監測主機系統	工業電腦、NI Labview、NI PCI hardware、固網通信	監測主機、資料儲存、網路連結
陣列式動態剖面儀	32 * 50 cm spacing 40 Hz sampling rate	基樁動態側向變位量測
光纖基樁變位感測元件	4 sensors, 8m long, 含獨立解讀設備	基樁動態側向變位量測
應變片環	20*50 cm	基樁動態側向變位量測
海底地震感應器 (OBS)	EENTEC EA-120-OBS，三軸向、解析度 0.8 mg，含安裝基座	海床振動量測，系統觸發
陸上地震感應器	EENTEC EA-120，三軸向、解析度 0.8 mg	地表振動量測

### 4.2.1 海床與陸上地震儀

海床地震儀(Ocean Bed Seismeter, OBS)將安裝於水下拋石斜坡坡趾，用以量測海床之震動，本計畫所用之海底地震儀其組成包括三向地震儀、防水外罩、安裝底座及防水加重訊號線，其外觀如圖 4.3 所示，三向地震儀可監測二水平向與一垂直向加速度，量測最大可到 2g，解析度為 0.8g，可承受 10g 之震動，防水外罩可承受 500 kPa 以

上水壓，安裝底座為直徑 50cm 之壓克力圓盤，可置於海床上並增加水平穩定度，安裝時以空壓機將海床開挖並整平後，裝置安裝底座，並以鉛塊增加重量，均勻配重下其可趨於水平並維持水平狀態，所用之訊號線除本身可防水外，並於外層以軟性 PVC 管外覆防水，外側並以同長度之鐵鍊連結，避免訊號線拉伸且可斜躺於海底，。

所用之陸上地震儀其電子元件與 OBS 相同，但以金屬外罩保護，並以防水膠將整個地震儀包覆，以增加防水，安裝時於地表開挖、整平、水平固定、回填覆蓋之步驟進行，陸上地震儀將裝置於棧橋版後方之回填土區。



(a)海底地震儀構造示意圖



(b)海底地震儀實體

圖 4.3 海底地震儀

## 4.2.2 動態基樁變位量測系統

由於用於水下之基樁動態變位系統並不常見，且於營運中之碼頭安裝需與新建基樁監測之安裝不同，且長期監測系統需考慮長期穩定性與準確度，本年度嘗試利用三種系統進行測試，並以套環連結於現地之基樁，所用之三種系統為等間距安置之應變片環、陣列式動態剖面儀及光纖基樁變位感測系統，各系統說明如下：

### 1. 應變片環

本系統與前期應用於現地棧橋式碼頭液化試驗中之基樁量測系統相同，基樁變形與剪應力及彎距由佈設於基樁前後之軸向防水應變片量測，利用對稱之應變片，該點位之曲率(curvature,  $k$ )可以下式計算：

$$k = \frac{(\varepsilon_n - \varepsilon_s)}{D} \dots\dots\dots (4-1)$$

式中  $\varepsilon_n$  及  $\varepsilon_s$  為基樁前後兩側由應變片量測之軸向應變量， $D$  為兩應變片之水平間距；其彎距  $M$  可由：

$$M = EIK \dots\dots\dots (4-2)$$

式中  $E$  與  $I$  分別為基樁之楊氏彈性模數(Young's Modulus)及慣性矩(moment inertia)；基樁水平變位  $y$  計算可由：

$$y = \int \left( \int kdz \right) dz \dots\dots\dots (4-3)$$

式中  $z$  向為垂直方向深度。量測點位由樁頂板底部下方 50 公分處貼設第一組軸向防水應變片，依序往下每間隔 50 公分裝置一組軸向防水應變片。

為量測其彎距應變，採用之二個對稱應變片配置，其配置與線路如圖 4.6 所示，採用此配置之優點為自動溫度補償，消除軸向應變之影響與加倍輸出訊號，其應變為：

$$\varepsilon_n = -\varepsilon_s = \frac{2V_{out}}{Ek_s} \dots\dots\dots (4-4)$$

式中  $V_{out}$  為輸出電壓， $E$  為量測材料之彈性模數(Young' s Modulus)， $k_s$  為應變片係數(strain gage factor)。

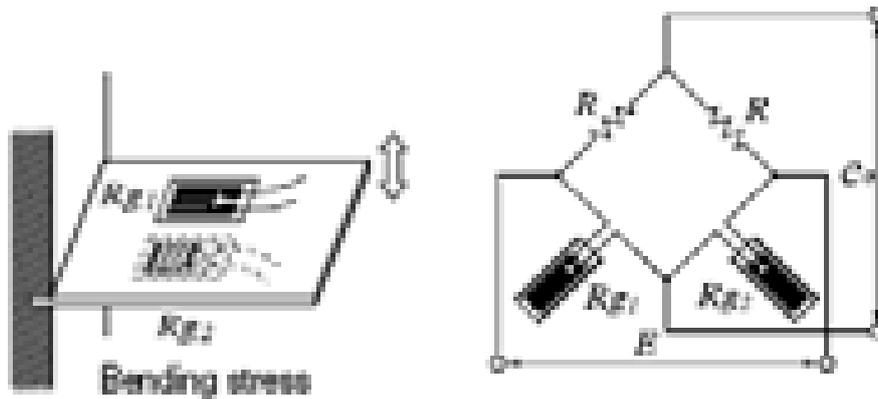


圖 4.4 彎距應變量測配置

利用(4.3)式以曲率進行基樁側向位移剖面計算時需進行有限積分且需有適當邊界條件，因量測點位有限所以需進行離散積分，且為滿足曲率微分要件，量測點位需滿足連續之要件，因此目前多建議先將曲率量測值以連續函數迴歸再進行積分與微分計算，常用之迴歸函數為高次方多項式(Abdou et al. 2003)，但其物理意義不明確且端點邊界不一定滿足，本計畫利用數位濾波後之訊號配合 cubic spline 函數，並以固定端點與外插端點曲率方式分析前期模型試驗資料，得到不錯之成果，且其可滿足量測點連續之條件。

為將應變片裝置於現地基樁，本計畫設計一基樁固定套環，其設計如圖 4.5 所示，包含二可於水下連結固定之套環，利用此一套環以特定方向可鎖於現地基樁表面，每個套環上將貼上對稱之應變片，以間隔 50 cm 之垂直間距鎖於基樁上，另外預留兩個可固定陣列式動態剖面儀及光纖基樁變位系統之套管，組裝完成之基樁固定套環如圖 4.6 所示。

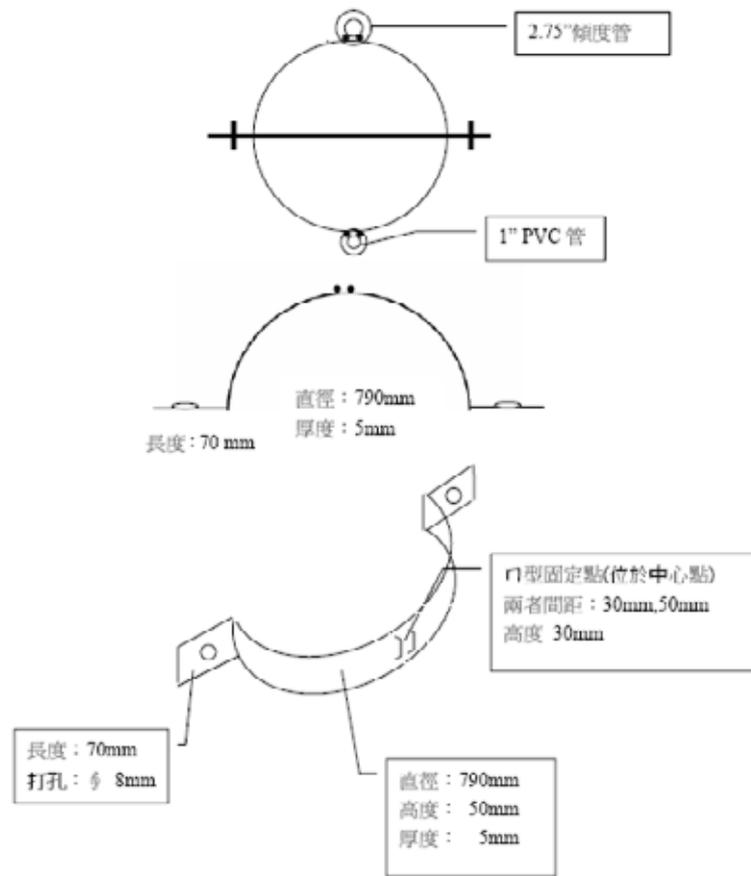


圖 4.5 基樁變位固定套環



圖 4.6 基樁變位固定套環組裝完成圖

## 2. 陣列式動態剖面儀

為驗證應變計量測結果，本計畫另外將適用二種新型量測技術，一種為以微機電系統(Micro Electronic Mechanical System, MEMS)為加速度計架構之陣列式動態剖面儀(high-bandwidth Shape Accelerometer Array)，製造廠商為 Measurand，其構造如圖 4.7 所示原理為利用加速度計量測桿件傾角，經由傾角與桿件長度可計算各別桿件位移量，並可由固定點計算各接點之累積位移量，進而求得剖面之側向位移變化。

動態剖面儀可量測三向度變位，所訂購之動態剖面位移計每一節為 50cm，計有 32 節總長 16m，利其每一節之解析度為 0.029 度，依據原廠提供之數據，對 16m 長之元件，經 2 年之準確度為 0.75 mm，最大可彎曲角度為 60 度，用廠商所提供之擷取程式可以擷取頻率 40Hz 擷取訊號，並可以 RS232 數位訊號啟動與停止擷取，本計畫以海底地震儀作為激發訊號，每筆紀錄延時為 5 min.。

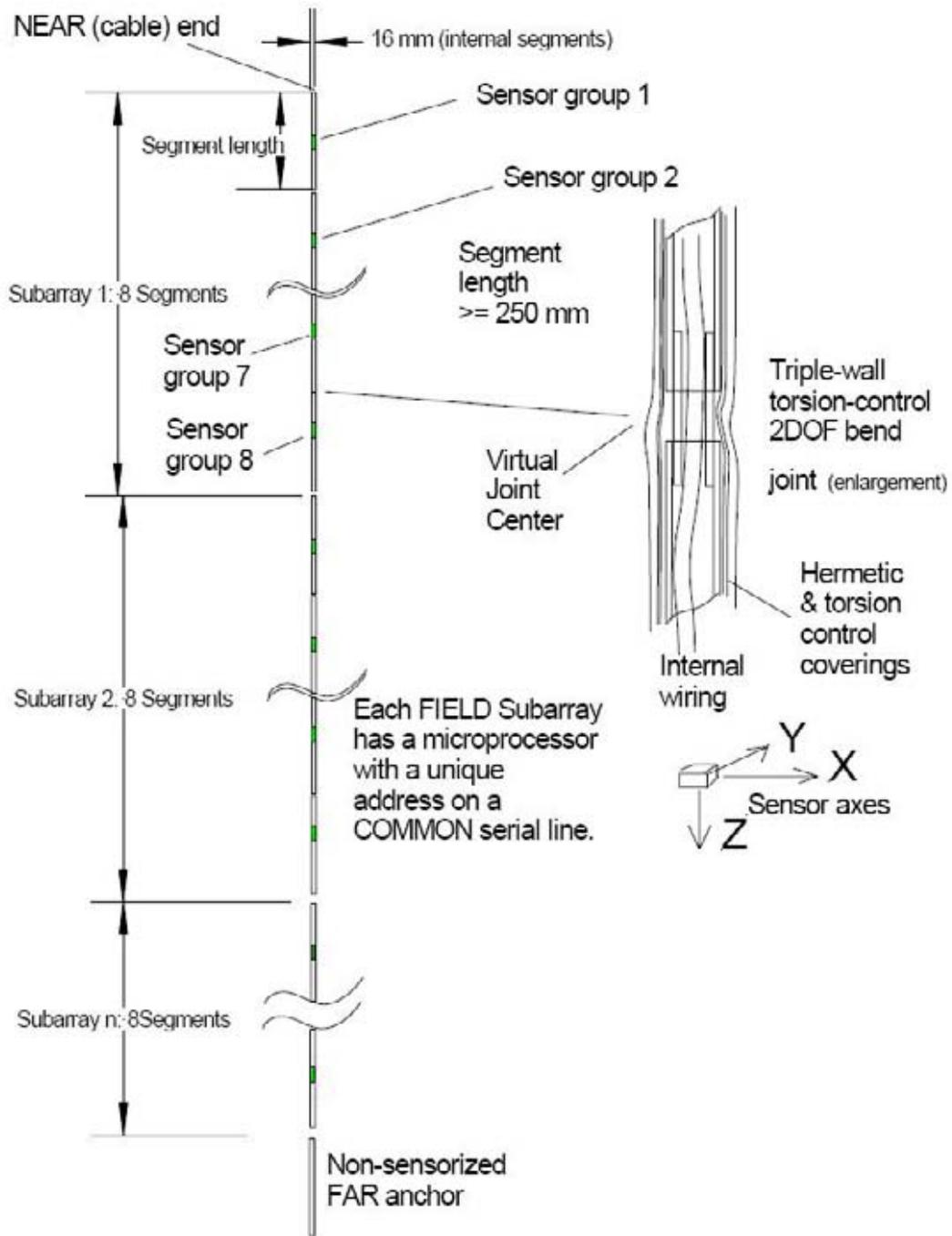


圖 4.7 Shape Accelerometer Array 構造示意圖

### 3. 光纖基樁變位感測元件

本研究使用改良後之光纖光柵 (Optic Fiber Bragg Grating, FBG) 地層扭曲感應系統。其示意圖如圖 4.8 所示，其優點為可連接多節感測器至同一量測之測傾管內，而 FBG 之優點除了因為使用光傳遞訊號而不受電磁干擾之外，在同一光纖上可以同時安裝最多 100 點之應變量測點，因此可同時記錄同一測線上之所有變形。所使用之 FBG 訊號擷取系統可以每秒讀 100 次之速度同時監測 4 條光纖，因此可以滿足試驗之需求。圖 4.9 為本實驗所採用之訊號擷取系統。

本計畫中所採用的 FBG-SD 量測結果解釋方法，為利用角度的變化來計算位移量，因此在標定本系統時，主要目標為獲得角度與光纖光柵波長改變的關係。標定時主要的架構如圖 4.10 所示，首先將螺旋測微計固定於光學平台上，之後將德爾林桿件尾端固定於螺旋測微計上，使其成為一簡單之懸臂樑，之後利用架設於 FBG-SD 前端的螺旋測微計，控制懸臂樑自由端的撓曲量，此螺旋測微計精度為 0.001mm。

之後將自由端的撓曲量控制在 1 至 3mm 之間，進行標定試驗，之後將量測到的結果換算成變位後和自由端的撓曲量做比較之後，可以得到光纖光柵中心的波長改變量和 FBG-SD 旋轉量之間的關係，圖 4.11 為標定的結果，由圖 4.11 可看出，本實驗所採用系統的重複性相當高，其 R-square 值可達 0.999 以上。

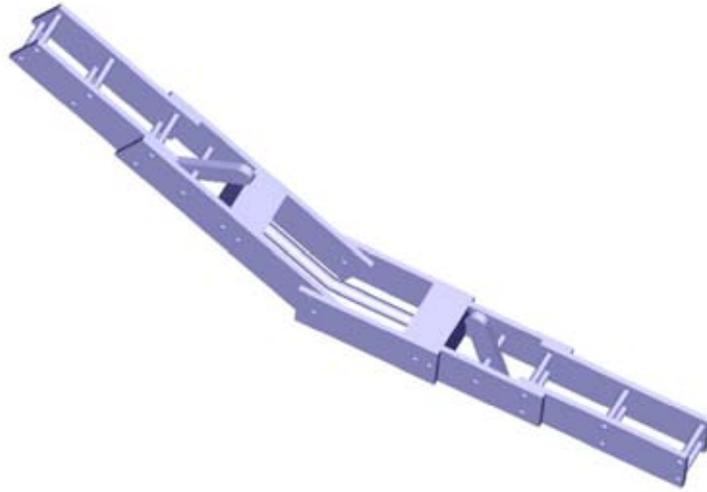


圖 4.8 FBG-SD 彎曲示意圖



圖 4.9 光纖光柵訊號擷取系統

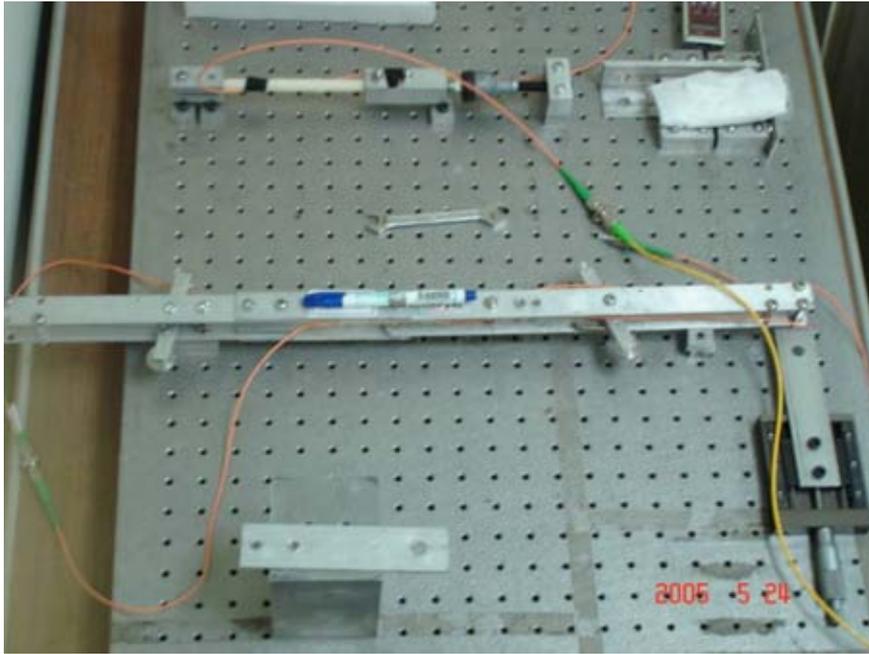


圖 4.10 FBG-SD 標定之情形

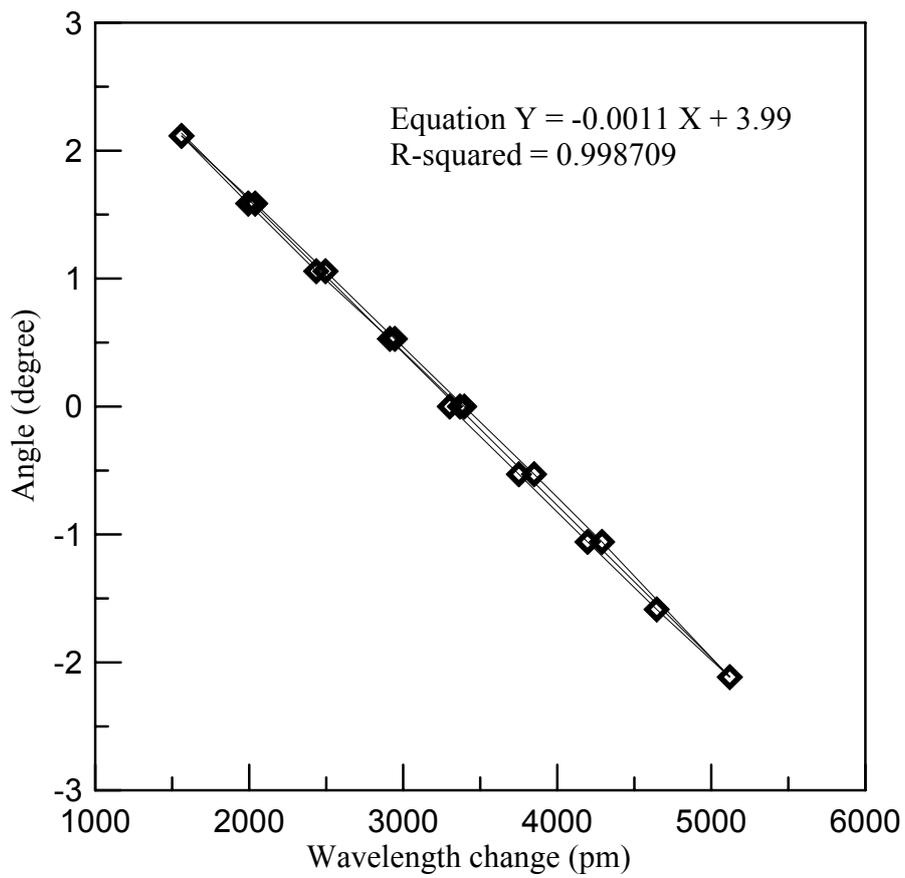


圖 4.11 FBG-SD 標定之結果

### 4.2.3 監測主機與通訊

土木工程系統監測，例如橋樑、水庫壩體結構、隧道與天然邊坡等，常需在偏遠，不易到達而潮濕惡劣環境下進行。感測系統之電源需求與耐久性為重要考量因素。本計畫修改交通大學光纖感測試驗室所研發之光纖光柵感測系統結合電子類比訊號資料擷取系統(DAQ)，做臺灣動態監測系統現地，長期自動化監測之用。所使用之軟硬體為美商國家儀器(National Instruments)之 Labview 程式與 NI-SCXI 應變式感測器，撰寫 PC-Based 自動化擷取系統，擷取系統主要分為三大技術，其說明如下。

#### 1. 網路傳輸技術

由於現地的環境惡劣與不安全，傳統使用的電子式設備大多需要人工現場計讀，一方面監測頻率低，另一方面在現地環境惡劣時也不適合人工現場作業。監測系統使用美商國家儀器(National Instruments)所發展出之 Real-Time 架構達到自動化監測、分析的功能，而這些監測資訊也可以透過 LabVIEW 程式語言所撰寫並與網路技術做連結，使得分析運算後的結果可以即時的呈現達到預警的功效，更可以透過網路的傳輸將運算簡化後的資訊傳回使用者端儲存。

目前監測系統所使用的是 LabVIEW 最新的網路技術 Share Variable，它提供廣域變數的技術，可以在 LabVIEW 環境下，透過此一技術在所有的分布式應用中存取任何類型的資料，使用 Share Variable 可以藉由網路的技術分享資料在單一程式的迴圈之中或是介於不同的程式之間，甚至是在不同網路位置的儀器上。相對於在 LabVIEW 中現存的許多技術例如：TCP (Transmission Communication Protocol)、UDP (Universal Data gram Protocol)、Data Socket 與 VI Server 等技術，Share Variable 是一種典型的簡化技術，而且其底層仍舊是使用 TCP/IP 的架構，不但傳輸速度快，而且訊號最為準確可靠，參考表 4-2。它可以直接透過屬性的設定，

建構出所需要的特定功能，達到分享資料的工作，而略過令人覺得煩雜的 TCP/IP 等低階的網路設定，與基本的程式碼撰寫工作。

**表 4-2 LabVIEW 環境下各種網路技術的特性**

Protocol	Speed	Reliability
TCP	Fast	Lossless
UDP	Very Fast	Lossy
DataSocket	Fast	Lossy
VI Server	Slow	Lossless

使用 Share Variable 有下列三種的基本變數型態 (Variable Type)：single-process、network-published、time-triggered。一般較常用的部分是 single-process、network-published 這兩種方式：

Single-process 大多是使用在單一程式之間的資料分享，例如在許多平行迴圈當中，我們無法直接將某參數拉到另一個迴圈做運算，就可以利用 single-process 的 Share Variable。另一種情況則是在同一個設備儀器中的兩個不同程式，也是需要透過這樣的功能屬性設定，才能將資料做傳遞或是同步運算。這樣的特性相當便利於執行具有決定性影響的即時應用，也可以更進一步藉由 Real-Time FIFO 的技術將這些資料給不同使用者運用，並且確保這些資料不會失真。

Network-published 則是使用在不同儀器設備之間的不同程式之間，也可以簡易的透過網際網路將資料作傳遞或是分享的動作。而在使用 Share Variable 除了上述的類型是需要被適當的選擇：資料型態 (Data Type) 也是需要事先被定義，否則可能因為在不同儀器中的程式所產出的資料型態差異，將導致在不同程式之間資料的傳輸發生錯誤。

使用者端並不一定都需安裝 LabVIEW 程式，但是仍然可以透

過 LabVIEW 的環境之下，進行網路權限分享設定，利用超文件傳輸協定（Hyper Text Transmission Protocol；HTTP）的網頁瀏覽格式，讓一般使用者使用網際網路瀏覽器（Internet Explorer；IE）就可以觀看系統的監測資訊，完全不需要任何特殊介面，或是安裝任何其他軟體，達到簡易分享資訊的功能。

## 2. 資料存取模式：

即時的監測資訊除了可以馬上讓使用者了解現地的情形外，如果可以将監測資訊儲存至遠端使用者的電腦中，這是利用網路技術將資料儲存在使用者的電腦，避免一般長期監測在現地的儀器可能發生的記憶空間不足的缺點。

在 LabVIEW 的環境下可以将資料儲存成文件檔的格式或是動態資料檔的型態。文件檔的優點是檔案位元小不佔記憶體空間，而動態檔案的優點則是可以立即將現地的動態資料馬上還原成波形，方便使用者觀看。

## 3. 即時預警功能

監測系統除了可以在使用者介面即時觀察現地情況，並將資訊透過網路儲存外，當使用者無法長時間觀看監測畫面時，仍然有辦法可以獲得重大變化的訊息，因此預警功能就是在這樣的環境下所產生的需求，可以透過撰寫程式完成警戒功能，在現地的量測物理量超過安全範圍，並透過 E-Mail 通知寄送到指定的信箱，將系統所設定的訊息傳達給使用者端，而使用者並不限定為一位，甚至可以一次傳送給多人，但是必須配合各家網路公司郵件伺服器是否允許未經驗證的使用者進行轉信，當系統如果轉信失敗會顯示出哪些收件者被拒絕，可以此檢視哪些使用者並沒有收到警訊的電子郵件，整體的運作流程如圖 4.12 所示。

所設定之警戒值、擷取頻率與頻道數目都是使用輸入參數寫在程式中，使用者都可以直接由控制者介面進行調整，針對不同的監

測深度與感測器量測範圍都是在程式使用者介面可以變更參數，減少更改程式的不便。

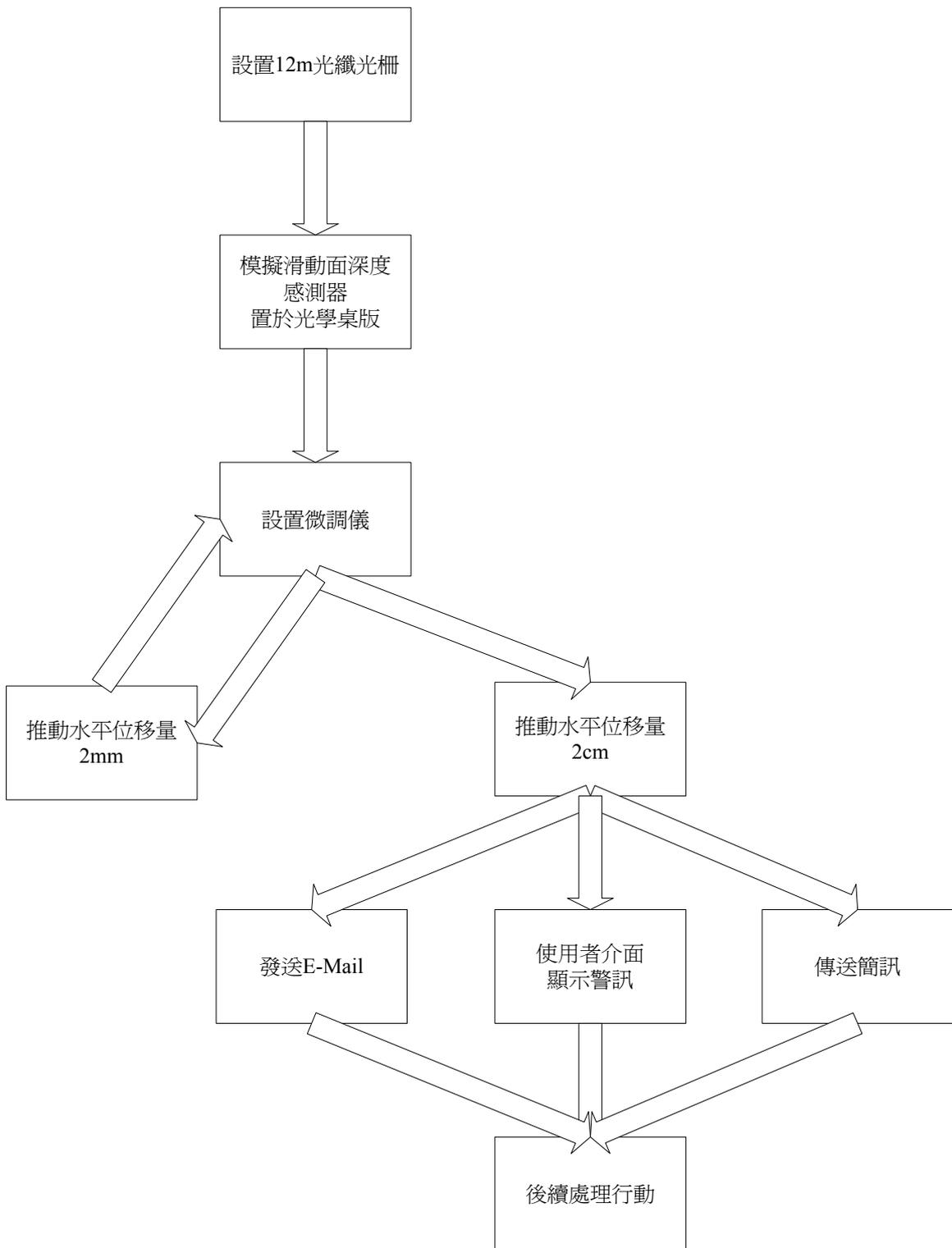


圖 4.12 模擬現地監測流程圖

## 4.3 高雄港棧橋碼頭監測系統

### 4.3.1 現地配置

本年度於高雄港 120 號碼頭設置監測系統，其主要考量為該碼頭為典型鋼管樁支撐之碼頭、現地地質狀況單純且有相關資料、鄰近具電力供應設施且有一簡易遮蔽物，現地概況如圖 4.13 所示。本年度裝設之配置如圖 4.14 所示，包括一海床地震儀、一陸上地震儀，水下動態基樁變位監測系統及一動態監測主機，後續將依計畫經費核定額度分年裝設孔隙水壓計、棧橋傾斜儀及動態攝影機等，相關監測系統與管線將以地下化、隱蔽與不妨礙碼頭動線為原則。

由於國內外並無類似於營運中碼頭裝設動態監測之案例，且由於部分儀器需裝設於水下，因此相關儀器安裝需進行特別規劃，基樁監測部分將以套環方式將相關感測器於陸上先行組裝，再由潛水員於水下進行固定組裝，線路部分將選用防水佳之訊號線，並避免於陸上露出。

### 4.3.2 現地安裝

儀器安裝分成水下與陸上兩部分，水下安裝包含海床地震儀與動態基樁變位監測系統，施工前進行水下調查與基樁清理，現地調查基樁表面照片與棧橋版下方之現況如圖 4.15 所示，水下儀器安裝需與承租單位協調，配合船期於碼頭無船舶停靠之空檔進行，並採分段方式進行。



圖 4.13 高雄港 120 號碼頭現況

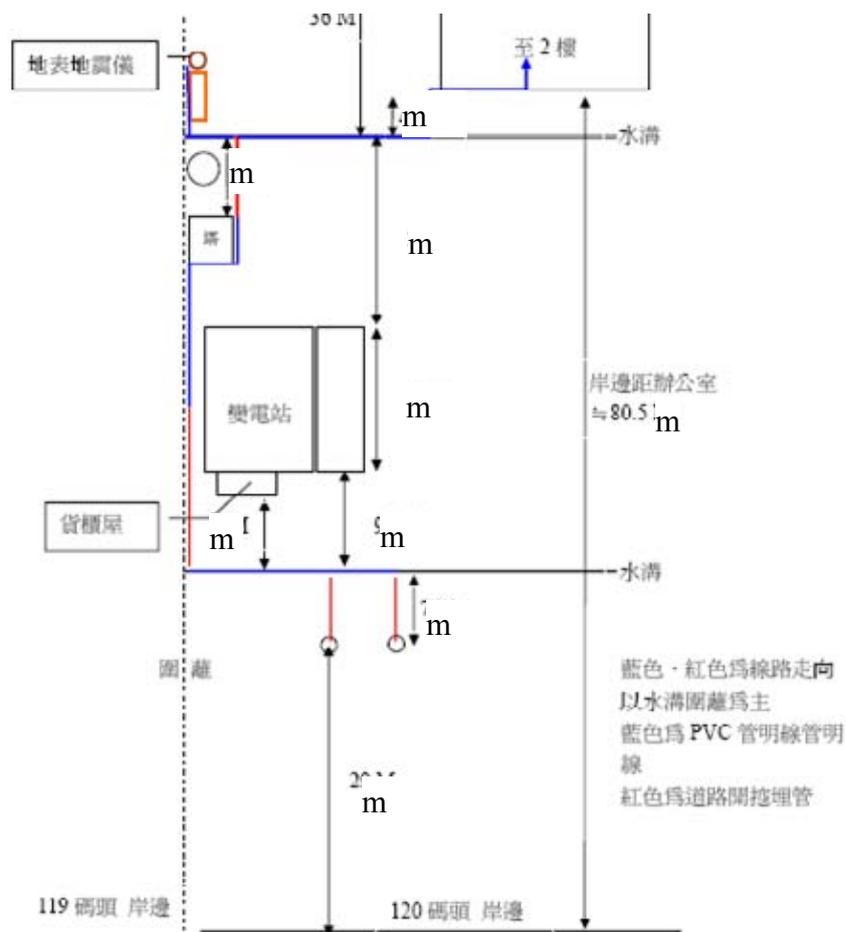
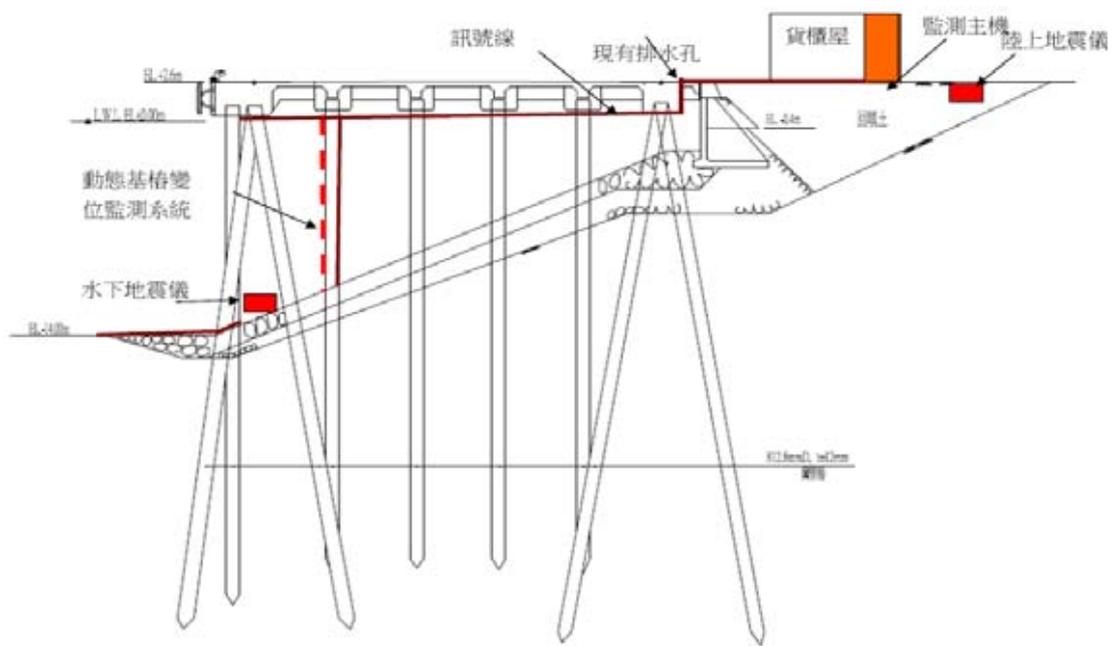


圖 4.14 高雄港 120 號碼頭動態監測站配置



(a)清潔前基樁表面



(b)

圖 4.15 碼頭下方現況

水下地震儀安裝於碼頭海側內縮 3m 之拋石坡趾，安裝方法為在水下地震儀底座之插孔等角放置三根鋼管，利用此鋼管位置調整方位，使水平兩向分別平行碼頭與垂直碼頭，鋼管同時連接氣瓶，利用氣瓶之壓力吹除拋石上方之淤泥，同時利用鉛塊與地震儀底座之重量使地震儀下沉，當深度達到 30cm 後，即停止充氣，此時由於底座之自重可使地震儀近乎水平，若底部接觸拋石時，因氣瓶壓力有限因此無法繼續降低，利用此一方法可避免移動拋石，目前埋置深度並無接觸拋石，且由於位於碼頭內側，因此較不易因碼頭疏浚而產生破壞，裝設後之，訊號線則與平貼於海床之鋼索連結，沿坡面上升至後方排水孔再出水面，另為考慮水下地震移沈陷或位移，已於地震儀側預留 1m 之訊號線長，完工現況如圖 4.16 所示。



圖 4.16 水下地震儀裝設完成圖

動態基樁變位監測系統則裝置於由岸邊向內陸之第二根直樁上，將於基樁每隔 50cm 間距，以鋼製套環鎖於基樁表面，其結合完成如圖 4.17~4-19 所示，水下設備之管線將以浮管方式固定於棧橋版下方，

並由近岸起重機軌道後方之排水通氣孔穿出至地表，完成現況如圖 4.20 所示。



圖 4.17 基樁連結套環裝置完成圖

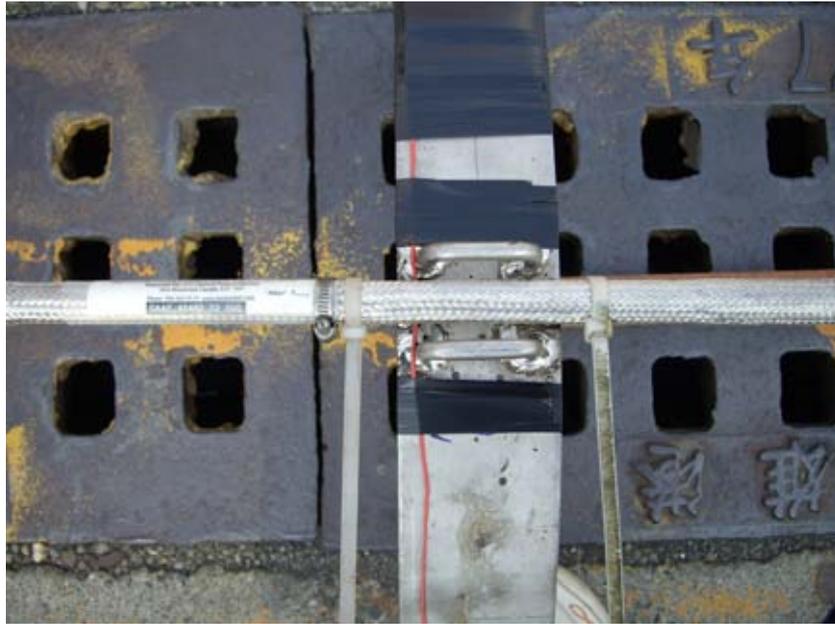


圖 4.18 陣列式動態剖面儀連結於套環完成圖



圖 4.19 光纖基樁變位感測元件連結於套環完成圖

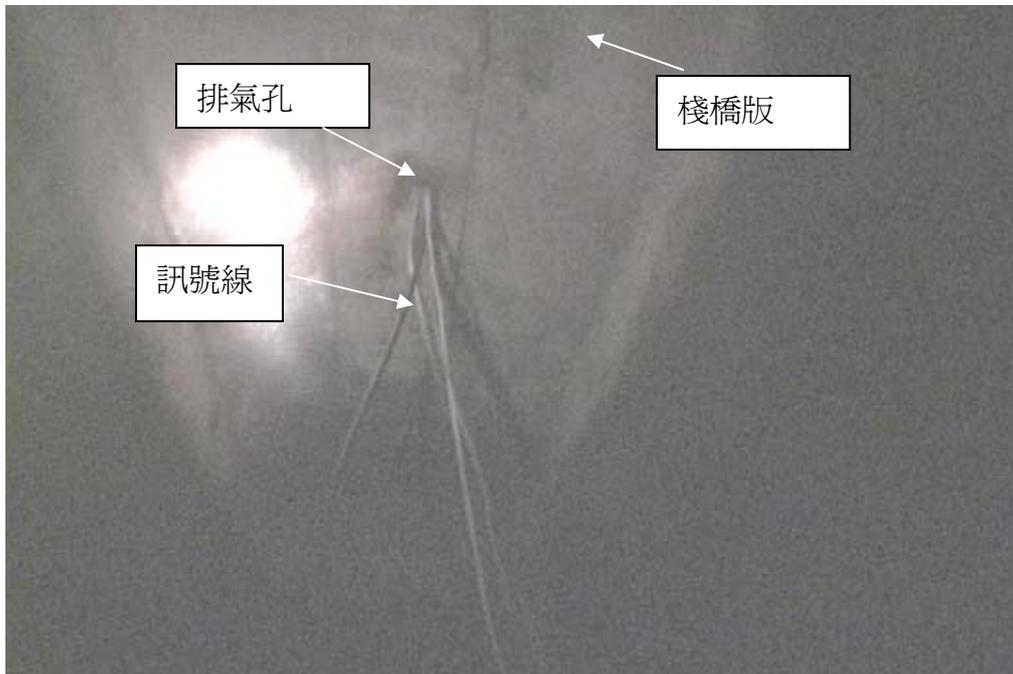


圖 4.20 訊號線出水處現況

陸上施工包括陸上地震儀安裝、管線開挖與監測主機連結，陸上地震儀裝置於地表，裝置於現有圍籬邊界之地表下，以避免影響動線與人為碰撞，為保護地震儀，以水表箱保護，其方位與水下地震儀相同，水平向分別平行碼頭與垂直碼頭，安裝時並保持水平，施工過程如圖 4.21、4-22 所示，完工現狀如圖 4.23 所示。



圖 4.21 開挖後裝設陸上地震儀



圖 4.22 裝設水表箱外罩與調整水平



圖 4.23 陸上地震儀完工圖

陸上管線為避免影響港區作業與人為損壞，所有管線以鋼管保護並將鋼管以淺溝方式埋設於地表下，水下設備由貨櫃起重機軌道後側之排氣孔出水後，即以管溝方式連結至監控主機，其施工過程如圖 4.24 所示，待牽線完畢後，以混凝土修復，完工圖如圖 4.25 所示。

監測主機安裝於起重機軌道後方之貨櫃屋中，該貨櫃屋原僅堆置雜物，且上方有港區監視系統，向現有碼頭承租商陽明海運公司商借一約 1.5m\*2.5m 之面積放置監測系統主機櫃，以木板隔開，並將裝置一空調系統，所需電源向現有租用單位借用並裝設分電表以利後續電費攤付，另向中華電信申請固定 3 個固定 IP 之 ADSL 與電話，電信網路施工如圖 4.26 所示。



圖 4.24 陸上管路施工圖



圖 4.25 陸上管路施工復原圖



圖 4.26 陸上固網施工圖

監測主機包含一台無風扇工業級電腦用於陣列式動態剖面儀資料，其他地震儀、應變計與光纖訊號則由另一台雙核工業級電腦擷取，另外有一直流電源供應器用於供給地震儀電源，一光纖訊號解讀模組用於光纖變位元件，應變計由 NI 之 SCXI-1520 模組供電與訊號放大，地震儀與應變計經 SCXI 放大後之類比訊號由裝設於雙核工業級電腦之 A/D 卡數位化後儲存於內建之 500GB 硬碟中，監測機櫃如圖 4.27~4-29 所示。

本計畫利用 NI 之 LabView 撰寫資料擷取系統，功能包括利用陸上地震儀設定超過 15gal 之水平振動時觸發系統開始紀錄 5 min，平時每日一次定時測試系統擷取 10 sec，另外動態剖面儀則由雙核工業級電腦於系統啟動時一併啟動。

系統通信則由固定 IP 之 ADSL 與遠端連結，當系統因地表振動超過設定之門檻值觸發時，會自動送一 email 於特定帳號，並可設定簡訊傳送功能，監控中心則可利用 ftp 進行定時或手動資料傳輸，同時可以遠端遙控軟體進行設定修改。

為考慮地震時通信與電力中斷之影響，本系統含一 30KV 之線上不斷電系統，可提供系統運作超過 40 min，並可於電力恢復後自動恢復擷取狀態，由於資料主要儲存與主機之硬碟，因此不致產生因通信或電力中斷導致監測資料遺失之缺失。

系統目前已完成初步測試，整合已無問題，但由於計畫執行期限有限，後續校正與微調仍需進一步測試，研究團隊將負責將系統修改至符合凡設定目標，相關設備之耐久性測試需要較長時間，建議業務單位能於後續計畫中編列相關經費維護與測試。



圖 4.27 光學解讀模組與雙核工業級電腦



圖 4.28 無風扇工業級電腦、SCXI-1520 與 UPS

## 第五章 現地棧橋碼頭動態試驗結果分析

本章主要針對所完成之現地棧橋碼頭動態試驗做詳細介紹，內容包括試驗原理與方法、現地試驗配置、試驗設備與擷取系統介紹以及試驗程序等。現地棧橋碼頭動態試驗主要是以重模試坑與大尺寸棧橋式碼頭配合大型地表震源方式進行，其規劃設計是以 Chang(2002)為理論背景並且經由修改許晉銘(2005)以及楊志偉(2006)所研發、改良之現地液化試驗監測系統(包含高速動態資料擷系統以及耦合感測子)進行量測。棧橋碼頭系統是由兩支底部各打入土壤 1 公尺之鋼管，且上部以長、寬、高為 2.5、1、0.01 公尺之鋼板焊接所構成監測基樁。為便於描述將試坑內部區域依照距離震源由近到遠區分為：(1)後方回填土區、(2)碼頭正下方區域以及(3)前方回填土區，土壤監測系統則大多佈置於後方回填土區以及碼頭正下方區域。試驗規劃需要量測物理量則包括：(1)試坑內部土層震動反應與孔隙水壓力激發行為，(2)基樁震動反應及(3)試坑外土壤震動反應。藉由地表人造震源對選定測站進行可產生大應變震幅之反覆剪動，由於現地基樁動態試驗為大尺寸現地紀錄，所得結果將可驗證現有分析方法，並可作為現地試驗規劃改善之依據，其重要性與價值將遠比小尺寸模型試驗為高。

### 5.1 試驗原理與模型配置

液化土壤與樁基礎結構物之動態行為實際上為耦合反應(coupled response)，即經由土壤傳播之震波能量會造成基樁與上部結構震動，且上部結構之震動亦會影響下方土壤動態行為，尤其當土壤發生液化時可將其破壞型式分成二個階段：(1)基樁受震動能量作用導致土壤產生液化以及其後過程之歷時互制行為與(2)液化土壤產生側潰後考慮地盤側向位移對樁所造成之影響。故分析液化土層之基樁系統時更需將因孔隙水壓激發所造成之震波傳遞影響及液化土層側向位移一併考量。本試驗即於臺中港地震及液化即時監測系統周圍空地(火力發電廠附近)利用大尺寸棧橋式碼頭系統進行動態液化試驗，並且探討土壤與樁基礎結構物互制反應。其方法為以重模試體模擬可液化之水下邊坡並於

回填過程安裝可量測土壤震動量與孔隙水壓力之耦合感測子，在回填試體之前將棧橋式碼頭監測系統安置於試坑中央，並且在試坑外部距試坑 1 公尺處以震盪震源車模擬人造震源，由於震盪震源車之出力方向為垂直向震動，又其波傳屬於表面波傳理論因此可藉由人造震源於地表產生應力波使其通過試坑造成液化或孔隙水壓力變化，並利用動態資料擷取系統擷取土壤、樁基礎結構與周圍地表之反應。

### 5.1.1 現地試驗配置

#### 1. 現地場址描述

本試驗選定臺中港地震及液化即時監測系統周圍空地(火力發電廠附近)為試驗場址，場址狀況如圖 5.1 所示。試驗場址擁有平緩空地約 50×25 平方公尺，長邊兩側為 40 公尺寬之環港道路與堤防，距臺中火力發電廠最短距離大約有 50 公尺，因此人造震源產生之震動對周圍環境影響應在可控制範圍。經由震測(MASW 及 SASW 法)可將現地場址地質剖面簡化為如圖 5.2 所示，其中地下水位線大約位於 3~5 公尺處，雖然開挖試坑只有 2.5 公尺深，但因試坑內部皆鋪設不透水布用以維持試驗土樣維持飽和狀態，因此對整體試驗而言其影響不大。而根據美國統一土壤分類法(USCS)現地土壤可歸類為 SM 或 ML。



(a) 除草前



(b) 除草後

圖 5.1 現地試驗場址(未開挖前)

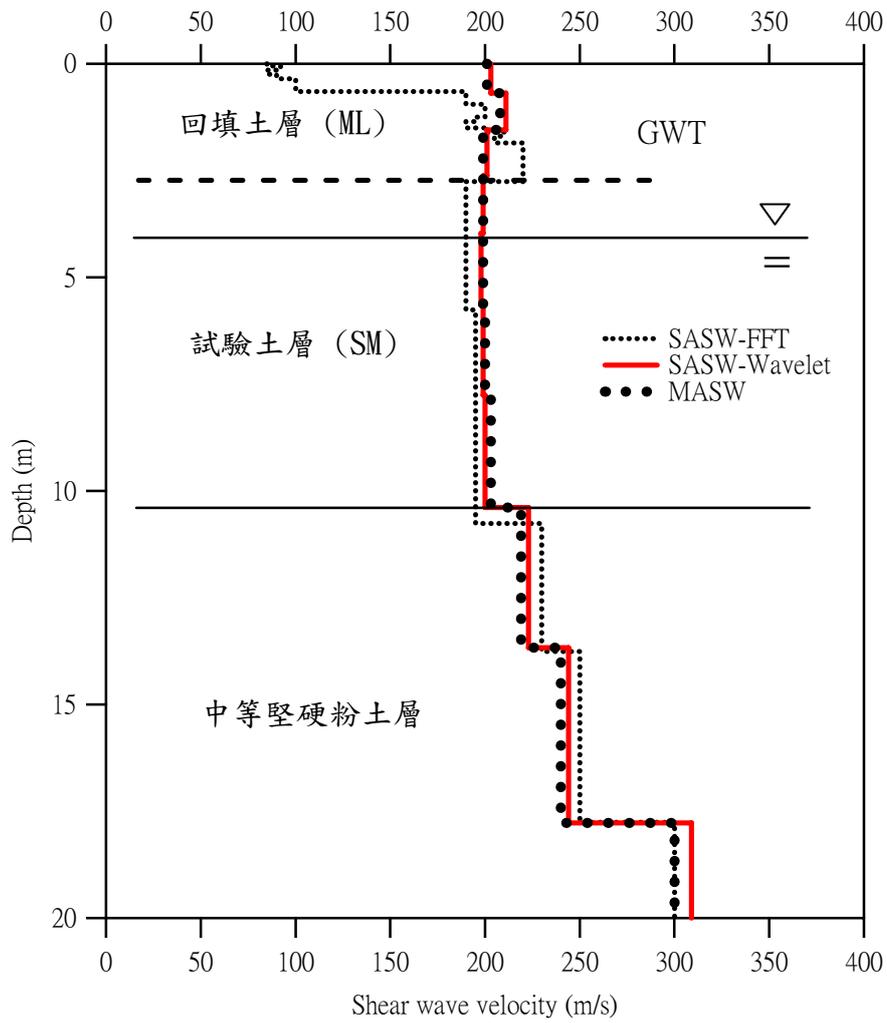


圖 5.2 現地依剪力波速劃分之剖面與分層(港灣研究中心 2007)

## 2. 重模試體土壤物理性質

為瞭解本次試驗前後土壤孔隙比變化以及回填試體土壤一般物理性質，因此於實驗結束後進行取樣將回填試體帶回實驗室進行一般物理性質試驗，包括含水量、比重、粒徑分析以及乾密度試驗。取樣方法為利用直徑 7.5 公分、高 17 公分之薄管分層取樣(如圖 5.3 所示)，取樣位置分為 A、B 兩斷面(如圖 5.4 所示)，A 斷面位於後方回填土區距離試坑邊緣 45 公分處，B 斷面位於碼頭正下方區域距離近岸基樁 60 公分處，另外為避免擾動取樣試體又以每處之中線分為左右兩側每間隔 50 公分取樣一次，兩斷面各取 5 次薄管試體。表 5-1 為重模試體基本物理性質表，試驗結果顯示 A 斷面平均土壤比重約為 2.67，而 B 斷面平均土壤比重約為 2.66；粒徑分佈結果則如圖 3-5 所示；兩斷面之如圖 5.6 所示，並且震後試體平均孔隙比( $e_f$ )為 0.82。透過上述物理性質以及試體總沉陷量可反算出試驗前回填試體初始孔隙比( $e_i$ )約為 0.944。

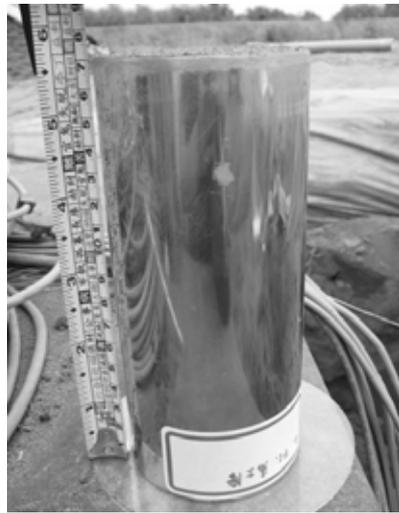
表 5-1 重模試體基本物理性質

平均比重( $G_s$ )	2.665
有效粒徑( $D_{10}$ )(mm)	0.25
有效粒徑( $D_{60}$ )(mm)	0.35
曲率細數( $C_d$ )	1.19
均勻係數( $C_u$ )	2.33
細粒料含量	0%
初始孔隙比	0.944



(a)表土層取樣過程

(b)將取樣管表面刮平



(c)取樣試體完成

圖 5.3 現地試體取樣情況

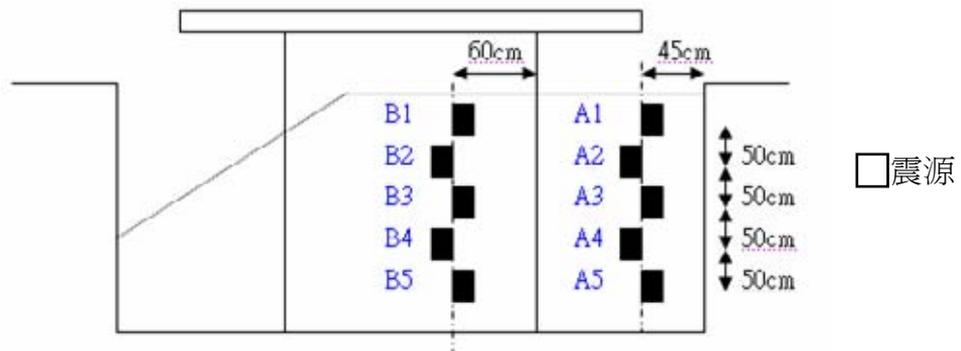
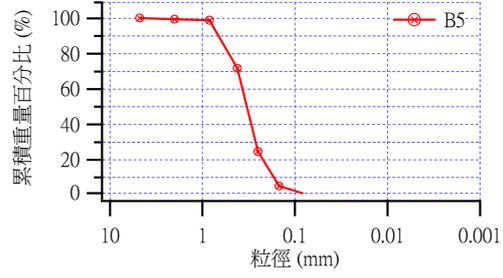
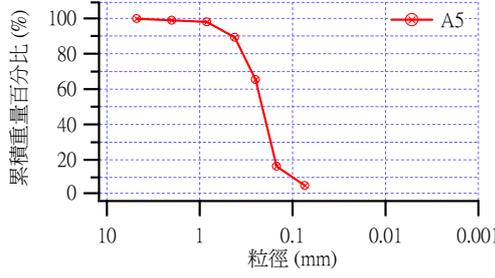
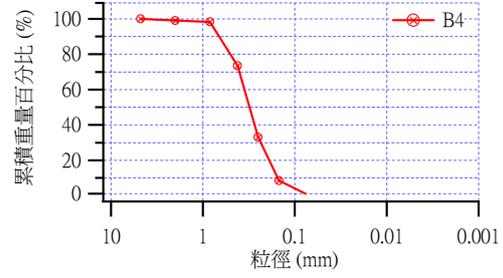
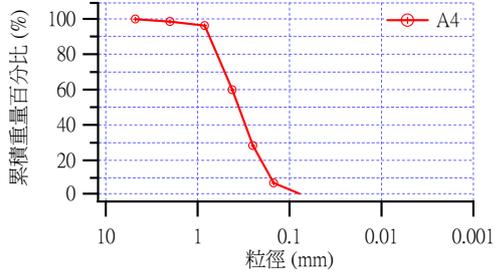
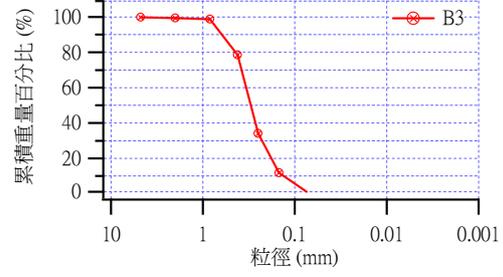
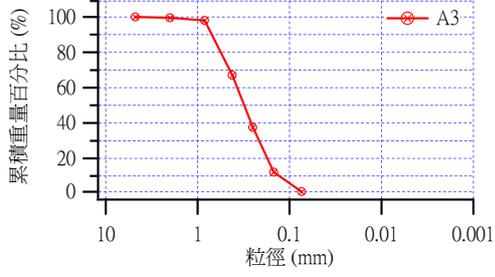
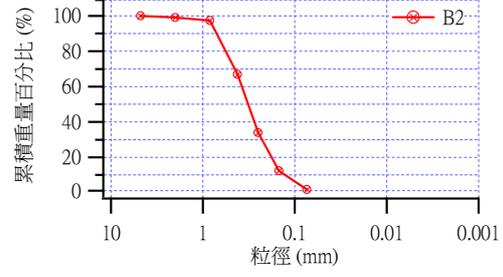
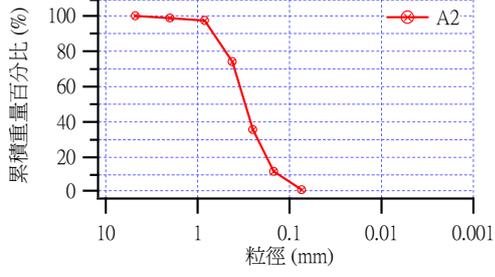
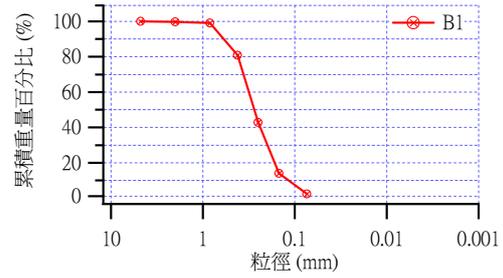
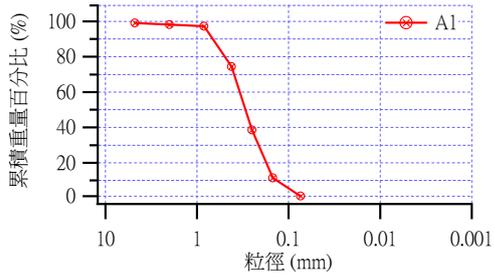


圖 5.4 取樣位置側視圖



(a) A 斷面

(b) B 斷面

圖 5.5 粒徑分佈曲線

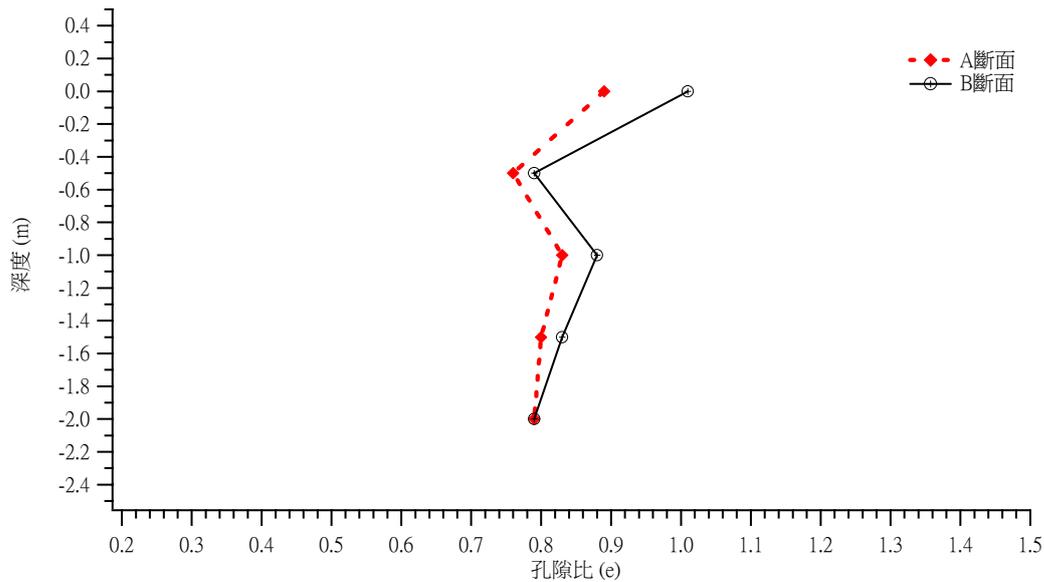


圖 5.6 孔隙比與深度變化圖

### 3. 試體回填準備與方法

於選定之試驗場地開挖一長 5 公尺、寬 2.5 公尺與深 2.5 公尺之試坑，並且將兩根空心鋼管安置於試坑中央(鋼管尺寸如表 5-2 示)，安裝方式為將其垂直打入現地土層 1 公尺，接著利用混凝土將鋼管底部與試坑交界處固定，而上部結構物則以焊接方式連接，並假定此連接點為固定端。由於現地地下水位線約為地表下 3~5 公尺且隨潮汐而改變，但開挖試坑深度約僅 2~3 m，為維持土壤飽和，因此待開挖試坑達到穩定狀態，不因人、車經過造成之震動而大幅崩坍後，利用不透水布將試坑四周內壁與底部做一阻隔(如圖 5.7 所示)，避免灌入水滲入現地土壤裡造成重模試體無法達到飽和狀態。回填試坑之目標為製作相對均勻之飽和試體，並且使其於震動過程裡發生液化反應。本次試驗中是利用現地水中實落法(如圖 5.8 所示)回填試體，根據 Chang (2002)可知利用此方法可使得回填試體達均勻狀態。土層之震動反應與孔隙水壓力變化量測系統將於試體回填前安裝，其方法為利用水線固定各感測子高層及方位(orientation)，綁設感測子時須注意各儀器其後之電纜線，以及用以固定高層方位之水線需互相交錯，彼此不能相互抵觸到，確保於試驗過程中，各感測子震動行為互為獨立狀態。

表 5-2 棧橋碼頭試體尺寸表

頂版	長度	250 公分
	寬度	100 公分
	厚度	1 公分
基樁(鋼管)	外徑	10 公分
	厚度	0.3 公分
	內徑	9.7 公分

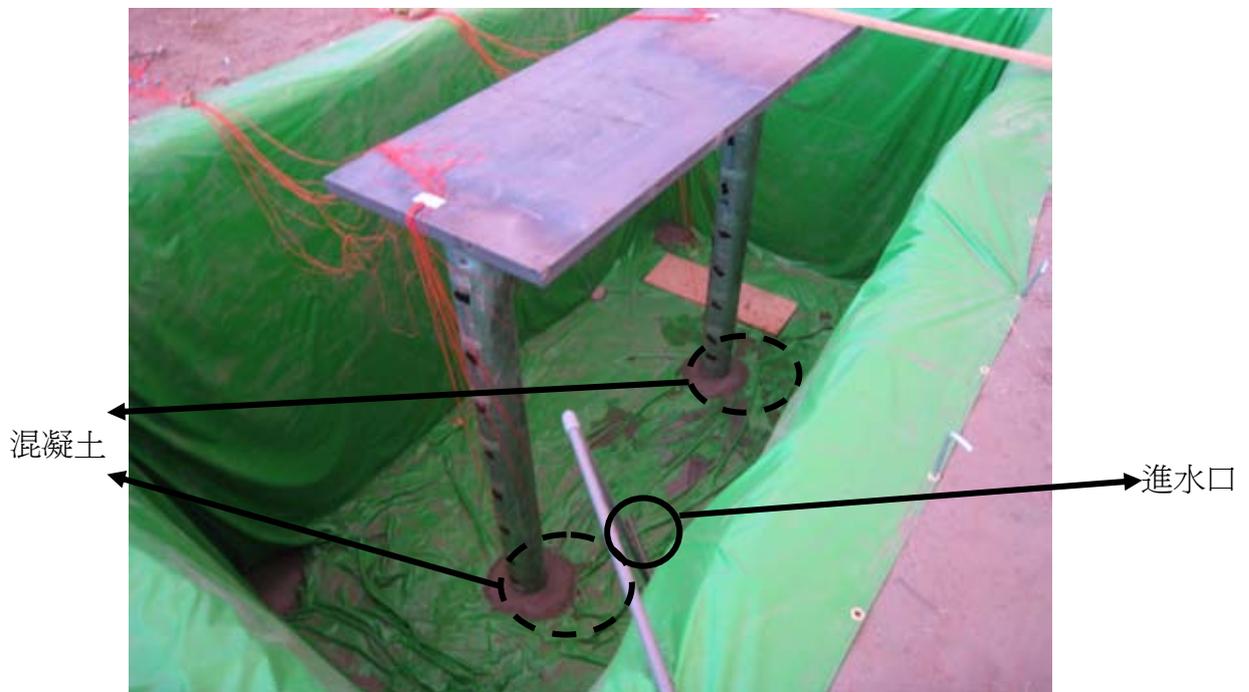


圖 5.7 防水布裝置



圖 5.8 試體回填-現地水中質落法

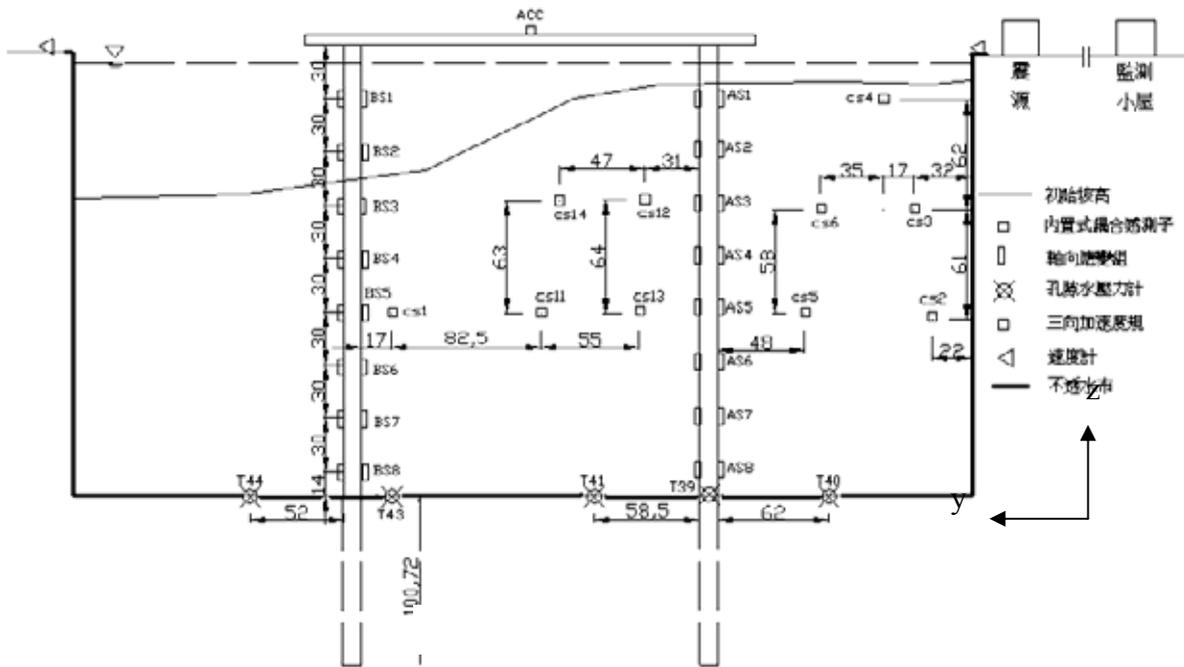
#### 4. 現地試驗配置

為控制現地棧橋碼頭動態試驗條件，本計畫將以重模試坑與大尺寸棧橋碼頭系統配合地表震源方式進行試驗，進行試驗所需主要配置包括試坑內、外部儀器配置、量測基樁配置與地表震源配置，而所規劃之量測設備則可於震動過程裡量測土層震動反應與孔隙水壓力激發行為以及基樁反應。

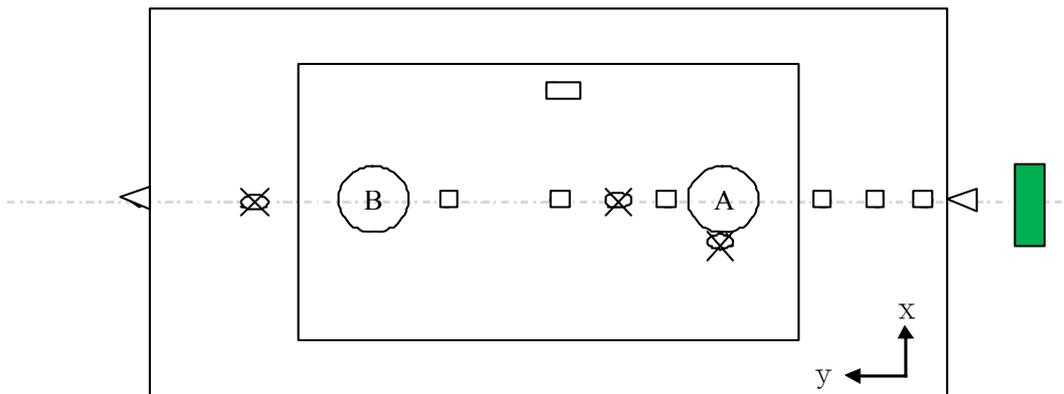
土層震動反應與孔隙水壓力激發行為是利用 10 顆耦合感測子進行量測。試坑內部感測子埋置情況如圖 5.9 所示，分別於後方回填土區以及碼頭正下方區域裡各自設有一長、寬為 0.6 公尺矩形感測子陣列(cs2、cs3、cs5、cs6 與 cs11~cs14)，其方法為利用四個耦合感測子佈設於與波傳方向平行之矩形平面上，用以量測質點震動量以及孔隙水壓力激發行為。另外在後方回填土區離試坑邊界 0.49 公尺、深度 0.4 公尺以及碼頭正下方區域離遠岸基樁 0.17 公尺、深度 1.6 公尺處則各自擺放一顆耦合感測子量測土體耦合反應。

試坑底部另佈有 5 顆孔隙水壓力計紀錄底部孔隙水壓力激發與消散反應，其分別位於：後方回填土區離近岸基樁 0.62 公尺(TL40)、近岸基樁正前方(TL39)、碼頭正下方區域離近岸基樁 0.585 公尺(TL41)、碼頭正下方區域離遠岸基樁 0.17 公尺(TL43)以及前方回填土區離遠岸基樁 0.52 公尺(TL44)處。

基樁受震反應會受其兩端點束制條件與周圍土壤影響，於本次試驗裡基樁主要量測資料為頂板加速度震動以及樁身彎曲應變量(bending strain)，因此於樁頂板放置一顆三軸向加速度規，並且將應變計分別貼設於樁基礎同一高層前後對稱處使其得以量測彎曲應變量。樁身上第一組應變計貼設於樁頂板下方 0.3 公尺處，其下等間距每 0.3 公尺貼設一組應變計共設 8 組，兩根樁基礎共 16 組(32 片)。



(a) 側視圖(圖上長度單位為公分)



- : 地表震源
- : 近岸基樁
- : 孔隙水壓計
- : 耦合感測子
- : 三向加速度規
- : 速度計

(b) 上視圖

圖 5.9 現地棧橋碼頭動態液化試驗配置圖

## 5.1.2 試驗設備與擷取系統介紹

### 1. 動態震源系統

為使現地土層激發大量孔隙水壓力而產生液化，需要藉由相當大振幅震源能量，因此可產生高能量之震源為現地液化試驗之必需，現有進行土壤液化試驗之人工震源可分為打樁、爆炸與可移動震源產生器(mobile shaker)等。其中打樁及爆炸產生之頻寬與延時等與天然地震之振動特性有所差異，且其震源產生方式為瞬間爆發高壓能量導致監測難以進行，因此以打樁與爆炸做為震源之現地土壤液化試驗有其困難性。震盪震源車為一常見之可移動式震源產生器，其力量來源為油壓設備可施加特定頻率、振幅之反覆荷重，具有高度機動性。而且其施加反覆荷重特性與天然地震發生時土層受反覆剪動的情況類似，並且此種震源產生方式可控制土層產生剪應變大小，相當適合用來進行現地土壤液化試驗。

### 2. 內置式耦合試驗感測子

傳統利用加速度計以及孔隙水壓力計各別量測局部質點加速度震動量與孔隙水壓力激發反應之監測系統，常受限於儀器擺放高層不一而無法監測到相同點位之震動反應，並且因其擷取系統不同導致量測資料有時間上之延遲與誤差，因此為求能夠同步量測到震動時試體內局部質點震動加速度量與孔隙水壓力激發反應，本試驗利用許晉銘(2005)以及楊志偉(2006)所改良之內置式(embedded)耦合感測子(coupled sensor)進行試驗。

耦合感測子為 Chang(2002)年所研發，許晉銘(2005)延續其觀念設計製作，其本身包含了一組相互正交(orthogonal)之速度計(Geophone，如圖 5.10 (a)、(b)所示)，錐形設計使感測子類似於一圓形貫入錐，易於嵌入重模試體之中。感測子中兩互為正交之速度計，可分別量測水平與垂直方向之土層質點振動速度，速度計本身之自然頻率為 4.5Hz，小於試驗規劃之激發頻率 10~20Hz，因

此試驗資料可扣除掉儀器本身之影響；而其量測頻率範圍可到 100Hz。耦合感測子製作方式為將兩速度計以 AB 膠(epoxy)固定於錐形壓克力盒裡，微型孔隙水壓計也以此種方法固定於其中，並使微型孔隙水壓力計之透水銅露出於壓克力外殼表面，使其內部壓力感應膜(pressure-sensing diaphragm)能測到土壤孔隙水壓力變化情況。壓克力外殼上並設計可放置圓形油封(O-ring)之凹槽，當液化感測子置入密封套管時維持良好的密閉空間。另因水平速度計需面向振源，感測子設計時即利用其訊號纜線位置標記水平速度計之方位，安裝時只需依訊號纜線位置即可得知是否已達欲安裝方位。

楊志偉(2006)以低頻高精度之電容式三軸向加速度計(如圖 5.10 (f)所示)取代耦合感測子內部兩正交之速度計，其有效頻寬為 DC 至 100 赫茲。改良之耦合感測子內部結構如圖 5.10 (e)所示，其外型為長 12 公分直徑 5.5 公分之尖錐。由於所欲探討之試驗分析包含了土層之側潰行為，而側潰為土體流動所造成之永久變形量，在訊號分析概念裡永久變形量屬於低頻訊號，因此此一改良之耦合感測子能夠藉由量測土層因流動造成之微量震動，進而分析土層之側潰行為。本次試驗中總共使用 10 顆耦合感測子進行量測，由兩速度計構成之感測子編號為 cs11~cs14，另外由加速度計構成之感測子編號則為 cs1~cs6，各相關量測儀器則如表 5-3。

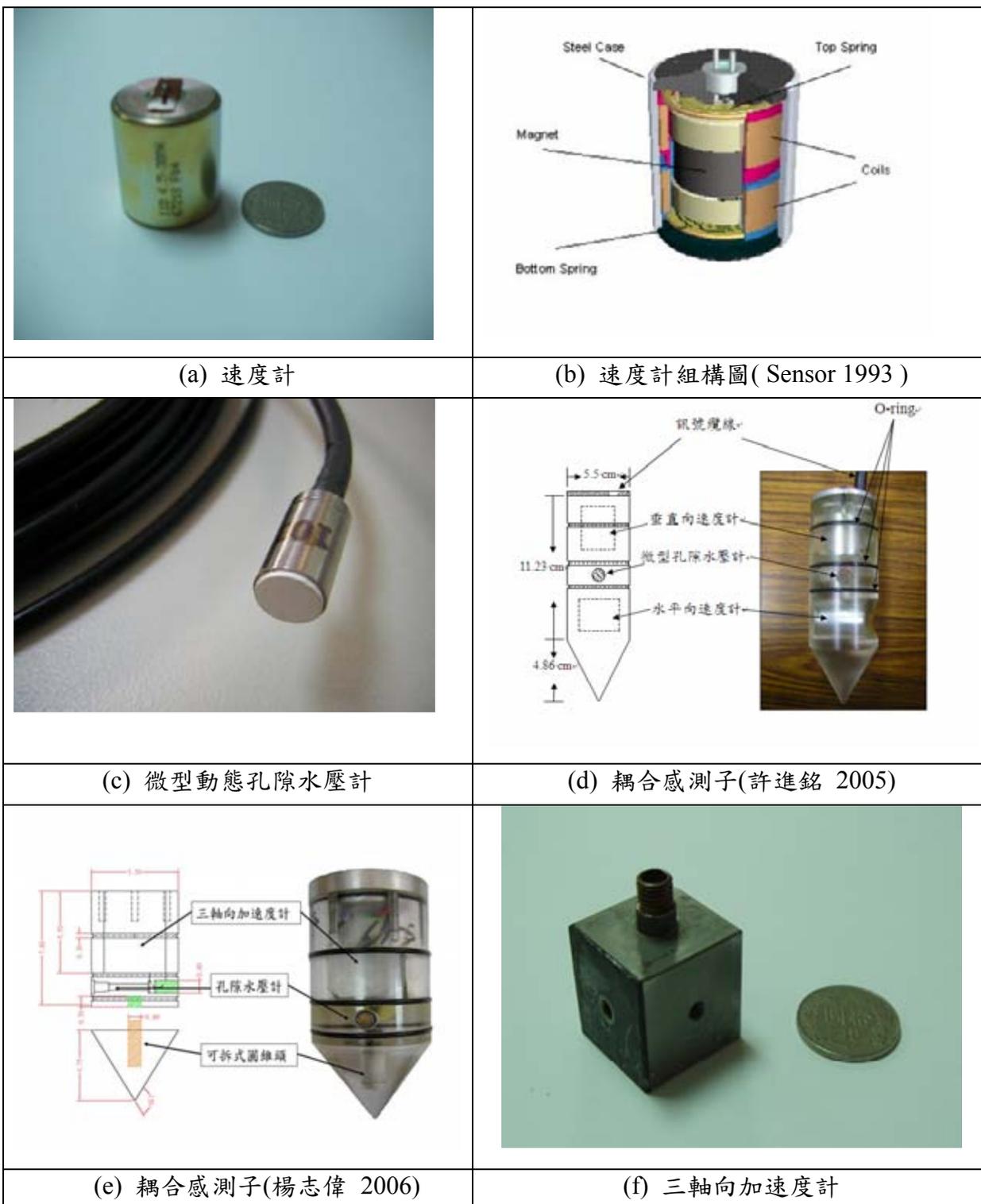


圖 5.10 耦合感測子

表 5-3 相關量測儀器表

感測器種類	編號	最大量測值
微型孔隙水壓計	11~14	172 kPa
垂直向速度計	1~6	--
水平向速度計	1~5	--
孔隙水壓計	TL39~TL44	200 kPa
三軸向加速度計	1	±4g
三軸向加速度計	1~6	--
微型孔隙水壓計	1~6	100 kPa
應變計	1~32	3%

註：

- 1.每個耦合感測子(許進銘 2005)皆由 1 微型孔隙水壓計(11~14)、1 垂直向與 1 水平向速度計組成，本文中以 cs11~cs14 代表其編號。
- 2.每個耦合感測子(楊志偉 2006)皆由 1 微型孔隙水壓計(1~6)及 1 三軸向加速度組成，本文中以 cs1~cs6 代表耦合感測子之編號。
- 3.孔隙水壓計 TL39~TL44 皆擺放在試坑內部底層，且 TL42 為跳號，並無此編號孔隙水壓計。
- 4.速度計還包含了裝置在地表之水平向及兩顆垂直向速度計，因此速度計總計使用了 11 顆。
- 5.應變計為兩個一組，其編號為 AS1~AS8(近岸基樁)以及 BS1~BS8(遠岸基樁)。

### 3. 應變計

應變計(strain gage，如圖 5.11 所示)為一片附有鍍合金電阻柵絲的薄膜感應器，將應變計黏貼於待測物體表面上，當待測物體受到力的作用造成變形時，其變形量會扯動應變計上之電阻柵絲，使得應變計電阻柵絲電阻值因長度變化而改變，藉由電阻柵絲電阻值改變量即可利用式(5.1)計算求得待測物於震動過程所產生之彎曲應變量( $\varepsilon_0$ )。

$$\varepsilon_0 = 2 \frac{e_0}{EK_s} \dots\dots\dots (5-1)$$

其中  $\varepsilon_0$  為彎曲應變量。 $e_0$  為輸出電壓值。 $E$  為 bridge voltage。 $K_s$  為 gage factor。

本試驗中所使用之應變計為兩條導線、防水型且為適用在鋼製金屬物體表面上之應變計，因此不需要考慮應變計本身勁度小於待測物體(空心鋼管)造成量測失效等問題。由於應變計是藉由金

屬電阻柵絲之電阻改變量換算求得待測物之應變量，因此電阻的影響對整個試驗量測結果相當重要，在試驗中為盡量避免此項誤差產生，將其後連接之導線以垂直方式連接至量測系統(試坑外部)並且盡量不使導線彎曲，減少電纜線本身之電阻值。又電阻與導線為正比關係，因此盡量避免預留過長之電纜線也可減少試驗誤差。



圖 5.11 應變計

#### 4. 自動資料擷取系統

本試驗以工業電腦為基礎之動態資料擷取系統可分為硬體與軟體兩部份，硬體包含工業電腦、A/D(類比數位轉換)資料擷取卡及訊號制約模組，軟體則為自行撰寫之儀控程式。訊號擷取原理為由前端感測器傳回所記錄之電子類比訊號，若訊號本身之強度較為微弱，則經由訊號制約模組作放大處理以得到最佳之解析度，接著由 A/D 資料擷取卡將所量測的類比訊號轉換為數位訊號，儲存於記憶體與硬碟中，以利進行後續分析。自行研發、改良之擷取系統最大特點在於可針對使用者不同量測需求自行調整所需擷取功能，不受固有系統設備無法擴增擷取頻道的限制。

本擷取系統之運作流程如圖 5.12 所示，當孔隙水壓力計與應變計兩類感測器將量測資料回傳時，首先經由訊號制約模組將訊號收集並放大以獲得較佳的解析度，接著利用排線將訊號彙整傳

輸至工業電腦。土層加速度震動量則由附加在工業電腦上之資料擷取卡量測。這些電子訊號將透過 A/D 卡將類比訊號轉換成電腦可接收之數位訊號。各前端感測器與高速動態量測系統是利用訊號整合箱連接，試驗過程裡所有前端感測器包含裝置於樁基礎頂部結構物之三軸向加速度計、試坑邊緣之垂直與水平向速度計以及試坑內部之耦合感測子、應變計、孔隙水壓計，總計需規劃 63 個擷取頻道進行量測，依感測子順序收集到訊號整合箱內，此外因訊號整合箱無法供給感測器激發電壓，所以訊號整合箱需外連電源供應器(power supply)供給儀器所需之激發電壓。訊號收集與整合後隨即將水壓計資料與加速度計資料分別傳送到工業電腦系統內進行資料擷取(現地擷取情況如圖 5.13 所示)。

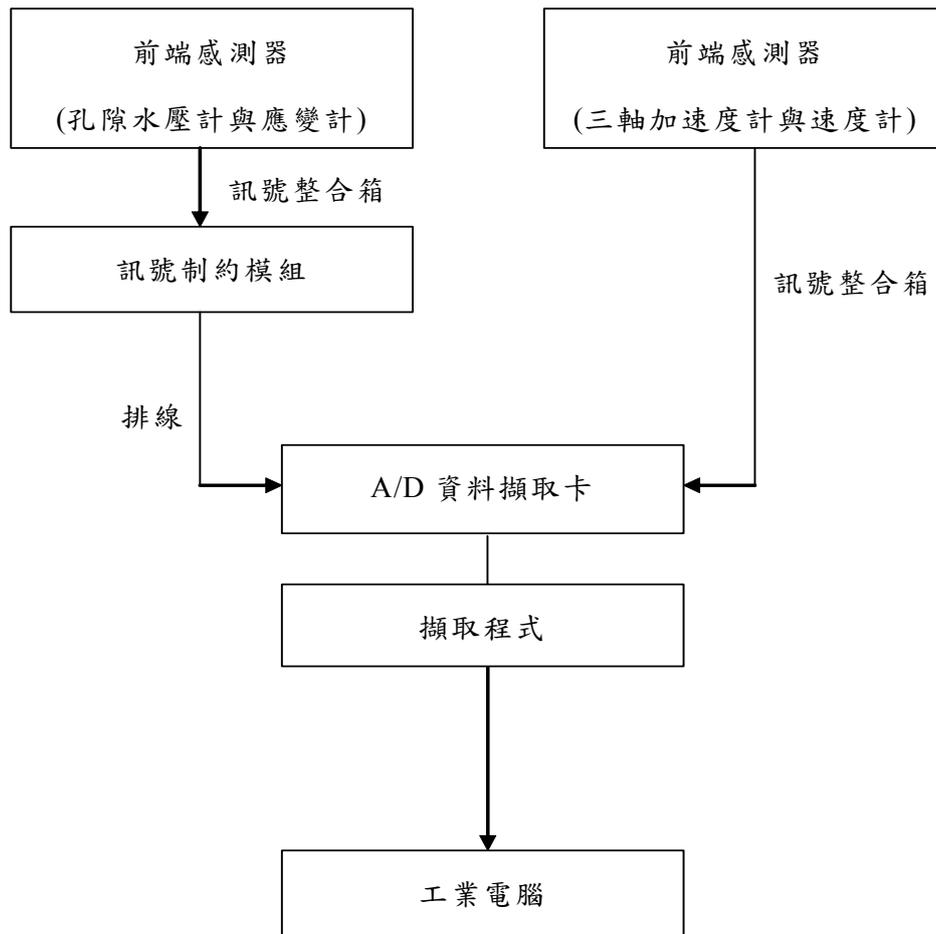


圖 5.12 資料擷取示意圖



圖 5.13 現地資料擷取狀況

## 5.2 試驗程序

現地棧橋碼頭動態試驗研究流程如圖 5.14 所示，於試驗前須先檢測所有量測設備確定系統運作功能。試驗由震源車於地表上施加固定頻率與振幅之反覆剪動，施加荷重由小漸增，每回震動結束後由試坑內部八個點位(如圖 5.15 所示)量測試體震後高度，用以推求試體受震造成之沉陷量，並且將量測資料進行初步分析，觀察孔隙水壓激發情況以決定下次震動試驗所施加之震動條件，試驗紀錄如表 5-4 所示。另外，每次震動間隔至少 15 分鐘，以使前次試驗所激發之超額孔隙水壓力得以消散完全。在所有試驗結束後於現地取樣以求得重模試體之一般物理性質，並且將埋置於試體之感測器取回重新率定，可得知感測器於試驗中是否損壞，以及感測子所記錄之數據準確度。

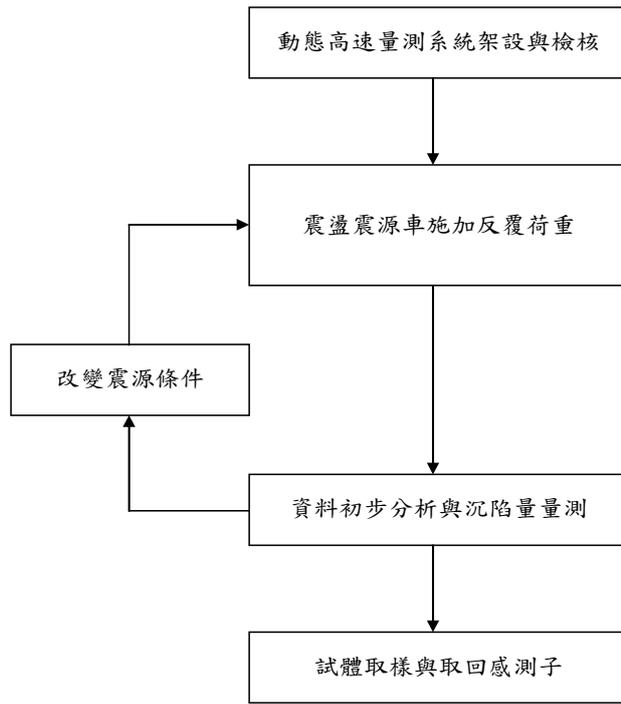


圖 5.14 試驗流程圖

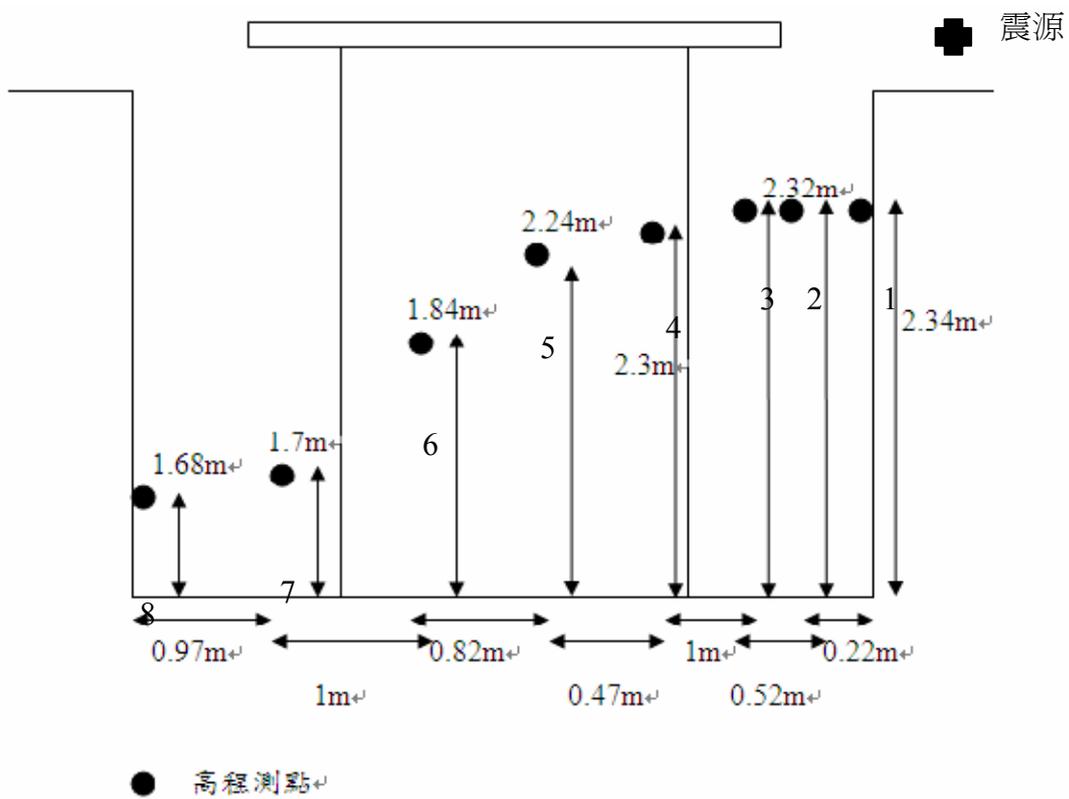


圖 5.15 高程量測點位側視圖

表 5-4 試驗紀錄表

IHMT TEST							
2007.7.10							
Time	Case	Dir.	Frequency	Energy	Duration	File	Sampling rate
	0	y	10Hz	5%	5s	s0,p0	1,000
12 : 25	1	y	10Hz	10%	5s	s1,p1	1,000
13 : 10	2	y	10Hz	15%	5s	s2,p2	1,000
13 : 33	3	y	10Hz	20%	5s	s3,p3	1,000
13 : 54	4	y	10Hz	25%	5s	s4,p4	1,000
14 : 15	5	y	10Hz	30%	5s	s5,p5	1,000
14 : 38	6	y	10Hz	35%	10s	s6,p6	1,000
15 : 05	7	y	10Hz	50%	15s	s7,p7	1,000
15 : 30	8	y	10Hz	90%	20s	s8,p8	1,000
16 : 10	9	y	15Hz	90%	30s	s9,p9	1,000
10 : 50	10	y	---	---	---	s10,p10	1,000
10 : 52	11	y	10Hz	10%	5s	s11,p11	1,000
11 : 06	12	y	10Hz	10%	5s	s12,p12	1,000
11 : 10	13	y	10Hz	90%	30s	s13,p13	1,000
11 : 37	14	y	15Hz	90%	30s	s14,p14	1,000
12 : 12	15	y	20Hz	90%	30s	s15,p15	1,000

### 5.3 訊號處理與資料分析方法

本次試驗所有量測資料皆為前端感測器以電壓的形式紀錄訊號反應，因此必須搭配訊號處理技術做為分析基礎。本章將介紹訊號處理技術以及資料處理流程，並且說明各資料分析方法，其中包含孔隙水壓力分析法、剪應變計算方式以及基樁反應分析。

#### 5.3.1 資料處理流程

資料處理流程如圖 5.16 所示，本次試驗性質屬於現地大尺寸模型試驗，而現地雜訊來源極為廣泛，試驗所擷取訊號容易受到干擾影響試驗品值與可信度，因此濾除這些不屬於試驗數據之雜訊為首要步驟。雜訊過濾後可將數據區分為孔隙水壓力、內部土層震動反應及樁基礎反應三個部分各自運算。本次試驗目的在於探討土壤與樁基礎結構物於液化土層之互制反應，因此將累積孔隙水壓力激發值轉換為超

額孔隙水壓比，利用超額孔隙水壓比推論試體是否達液化狀態，並且運用內部土層加速度震動行為討論試體側潰反應。探討土層受反覆剪動造成之剪應變量與超額孔隙水壓比之耦合反應則利用超額孔隙水壓比與土層剪應變歷時做比對分析。最後藉由基樁側向荷重與樁身側向位移量討論樁土動態 p-y 曲線，並且利用樁土動態 p-y 曲線與超額孔隙水壓比三者關係討論土壤與樁基礎結構互制反應。

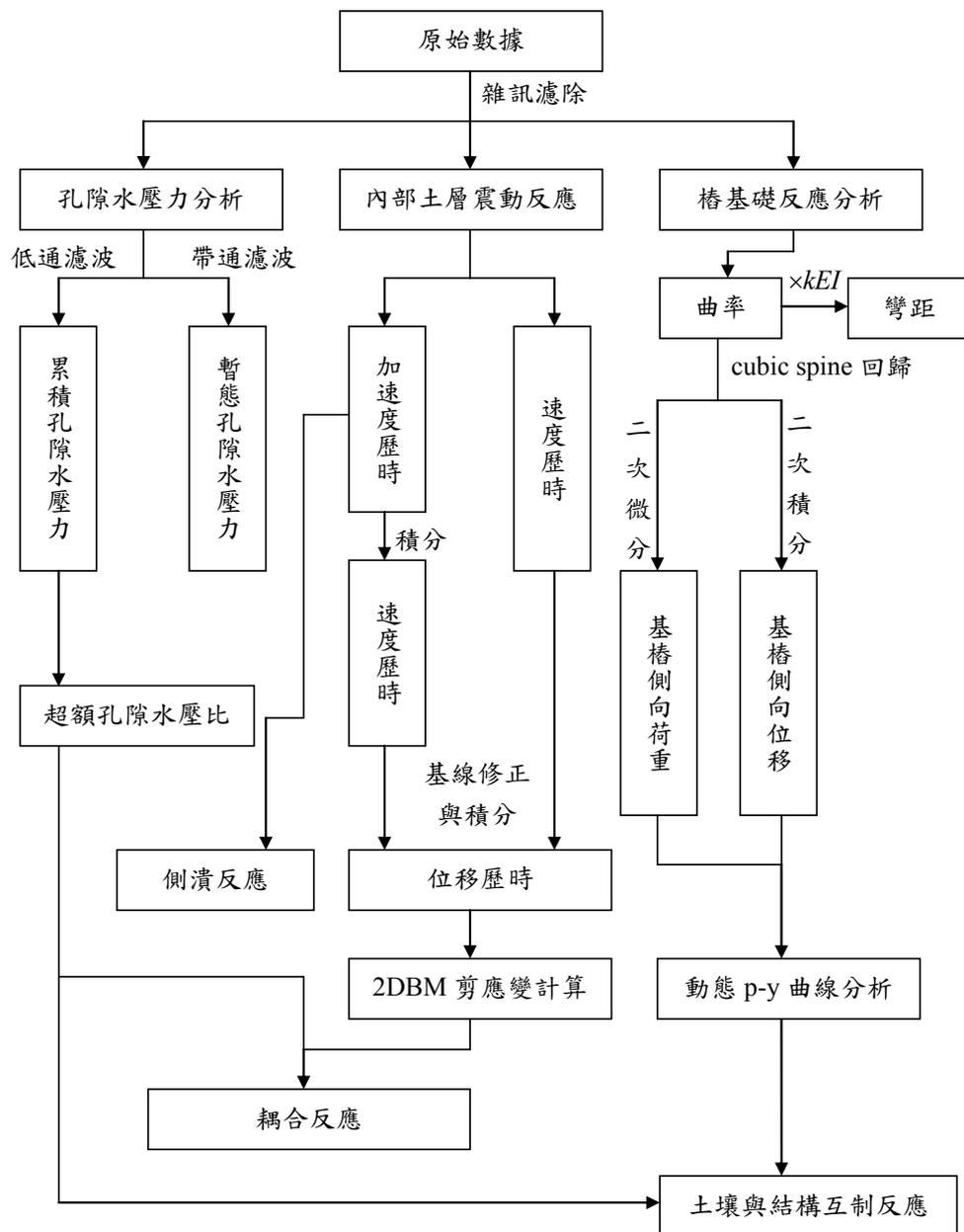


圖 5.16 資料處理流程

## 1. 孔隙水壓力分析

本試驗利用所研發之高速動態資料擷取系統量測孔隙水壓力歷時，其是以電壓變化量表示，因此為求得土層於受震過程中孔隙水壓力激發行爲，必須先將原始數據乘上率定係數，才能進一步討論孔隙水壓力所隱含物理意義。

當土體受反覆剪動造成其結構產生改變，並且同時激發土體內部之超額孔隙水壓力(excess pore pressure)，而超額孔隙水壓力激發依照其動態特性又可分為累積孔隙水壓力(accumulated epp)與暫態孔隙水壓力(transient epp)。暫態孔隙水壓力為波前透過土壤傳遞使平均應力改變及可回復剪應變量(recoverable strain)所造成，因此暫態孔隙水壓力僅存在於動態加載期間，並且其無論是時間歷時或是相角等皆應與震源相似。而累積孔隙水壓力則於動態加載期間慢慢累積，並在加載結束後漸漸消散至零。累積孔隙水壓力激發量即為造成土壤有效應力變化因素之一，可藉由式(5.2)將其轉換為超額孔隙水壓比討論耦合反應。

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma_{v0}} \dots\dots\dots (5-2)$$

其中  $r_u$  為超額孔隙水壓比  $\Delta u$  為累積孔隙水壓力激發量。 $\sigma_{v0}'$  為土體初始有效垂直應力。

## 2. 剪應變計算

假設節點間變位為線性分佈且符合平面應變條件，利用四個耦合感測子於試體內部形成一平面元素，將其所在位置設為元素之節點(nodes)，由感測子量測資料利用積分方式可得各節點位移量。計算剪應變所使用之內差函數是利用自然座標系統(natural coordinate system，座標以  $(r,s)$  表示)下對某一參數變化情形之描述。若考量整體座標系統(global coordinate system，座標以  $(x,y)$  表示)，可由式(5.3)、式(5.4)進行轉換：

$$x = \sum_{i=1}^4 N_i(r,s)x_i \dots\dots\dots(5-3)$$

$$y = \sum_{i=1}^4 N_i(r,s)y_i \dots\dots\dots(5-4)$$

其中， $x, y$  為整體座標系統中元素內之任意點。 $x_i, y_i$  為整體座標系統中元素之節點。 $N_i(r,s)$  為自然座標系統元素節點  $i$  之形狀函數(shape function)。

形狀函數( $N_i$ )之基本性質為在自然座標系統中節點  $i$  處具有一單位之值，於其它節點則為零。在二維狀況下之 Lagrangian 多項式可產生元素形狀函數運算式如式(5.5)~式(5.8)所示：

$$N_1 = \frac{1}{4}(1-r)(1-s) \dots\dots\dots(5-5)$$

$$N_2 = \frac{1}{4}(1+r)(1-s) \dots\dots\dots(5-6)$$

$$N_3 = \frac{1}{4}(1+r)(1+s) \dots\dots\dots(5-7)$$

$$N_4 = \frac{1}{4}(1-r)(1+s) \dots\dots\dots(5-8)$$

而元素內位移量計算則使用相同之形狀函數，由節點位移進行內差運算(如式(5.9)~ (5.10))。應用式(5.9)、式(5.10)，則元素內任意點( $x, y$ )之位移量可由節點位移與相對應自然座標之點位求得。

$$u = \sum_{i=1}^4 N_i(r,s)u_i \dots\dots\dots(5-9)$$

$$v = \sum_{i=1}^4 N_i(r,s)v_i \dots\dots\dots(5-10)$$

其中， $u, v$  分別為  $x$  與  $y$  方向之位移量。 $u_i, v_i$  分別為  $x$  與  $y$  方向節點  $i$  之節點位移。

元素應變向量可表示為矩陣形式，如式(5.11)：

$$\varepsilon = B \cdot u \dots\dots\dots(5-11)$$

其中， $u^T = [u_1 \ v_1 \ u_2 \ v_2 \ u_3 \ v_3 \ u_4 \ v_4]$ 。  $u_i$  為節點  $i$  之水平位移， $i=1\sim 4$ 。  $v_i$  為節點  $i$  之垂直位移， $i=1\sim 4$ 。  $B$  為應變-位移轉換矩陣 (strain-displacement transformation matrix)。 應變-位移轉換矩陣  $B$  之詳細型態如式(5.12)所示，而本試驗於分析時  $B$  矩陣內各非零元素之值皆為 0.25。

$$B = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial y} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \frac{\partial N_3}{\partial y} & \frac{\partial N_3}{\partial x} & \frac{\partial N_4}{\partial y} & \frac{\partial N_4}{\partial x} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (5-12)$$

使用式(5.12)，並且配合節點上經修正之位移歷時，可計算現地感測子陣列內任意點之應變歷時。 位移剪應變評估法中採用數個假設，包括假設節點間位移為線性變化及應用疊加法 (superposition) 於不同節點位移之內插運算。 並且所有節點都必須排列於同一垂直面以滿足二維之公式運算。 以位移為基礎之剪應變評估法，其優點為提供了一套系統性程序用以評估現地土層之應變情形。

### 3. 基樁反應分析

應變計量測之彎曲應變量可藉由式(5.13)求得基樁曲率歷時反應，並且可藉由曲率乘上基樁之楊氏模數與慣性矩(如式(5.4)所示)得知樁身於震動過程彎距分佈情況。

$$k = \frac{(\varepsilon_n - \varepsilon_s)}{D} \dots\dots\dots (5-13)$$

$$M = EIK \dots\dots\dots (5-14)$$

其中  $\varepsilon_n$  與  $\varepsilon_s$  為各組對稱於樁身前後之應變計量測值。  $D$  為兩應變片之水平間距。  $E$  與  $I$  分別為基樁之楊氏模數及慣性矩。

若將基樁視為彈性樑系統，其底部與土壤交界處視為固定端而樁身高度為樑長，可將式(5.14)替換為：

$$M = EIy'' \dots\dots\dots(5-15)$$

其中  $y''$  為撓度二次微分。

綜合式(5.14)及(5.15)可知曲率即為撓度之二次微分項，因此對曲率做二次積分即可求得樁身側向變位量(如式(5.16))。

$$k = y'' \rightarrow y \iint (k dz) dz \dots\dots\dots(5-16)$$

其中  $z$  為垂直方向深度。

又於懸臂樑觀念可推得對撓度做四次微分即為其所承受之均佈載重  $q$  (如式(5.17))。基於此理論下可知對曲率做二次微分即為樁身於受震過程所承受之側向土壓力大小。

$$q = EIy^{(4)} = EIk' \dots\dots\dots(5-17)$$

一般進行大量數據運算時都需要利用回歸曲線將各離散資料轉為連續型態。現今進行迴歸分析的方法多為 Lagrange interpolation 以及 Newton interpolation 兩種，然而此兩種回歸方式所造成的誤差量會隨著高階次方項增加而遞增，造成分析結果失去可信度，而三次平滑曲線插補法(cubic spline interpolation)並不受限於高階多項式的誤差。三次平滑曲線插補法是將任意兩相鄰點之間隔利用三次多項式填補，使得資料由離散轉換為連續型式，此三次多項式具有四個係數，其中利用兩個係數來限定此多項式必定通過資料曲線兩端點，另外兩個係數則用來讓一次與二次微分項保持連續。因此本研究將以三次平滑曲線插補法進行迴歸分析，使得量測數據成為可進行二次微分之連續函數(piecewise continuous function)。

## 5.4 試驗結果分析與比對

本研究所用之現地試驗感測器包括速度計、加速度計、孔隙水壓計與應變計等，配合第四章所敘述之資料分析方法，將量測數據作處理並加以分析。其中，速度計與加速度計量測之資料經數值積分後可

得到位移量，並且用於計算土壤受振動產生之剪應變；孔隙水壓計則記錄反覆荷重加載期間超額孔隙水壓力激發與加載結束之孔隙水壓力消散過程；應變計則可用於計算基樁側向變位量及彎矩分佈情況等。

本章將試坑內部區分為三個區域：(1)靠近震源之土體為後方回填土區(近岸)、(2)位於棧橋碼頭下方土體為碼頭正下方區域以及(3)前方回填土區(遠岸)，而兩基樁則分別依照距震源遠近區分為近岸以及遠岸基樁。內容主要針對現地試驗結果作詳細分析與說明，包含系統檢核、地盤動態反應分析、孔隙水壓力及液化區域探討、樁基礎反應分析以及土體側潰反應討論等，並探討現地剪應變振幅與孔隙水壓力之耦合行為與分析土壤與結構互制反應。由於在試體回填後進行檢測時即發現 1 號感測子無法正常量測到土層震動量，而 2、11、14 號感測子之微型孔隙水壓計也同樣在試體回填後進行檢測時發現其無法正常運作，因此將不做討論。

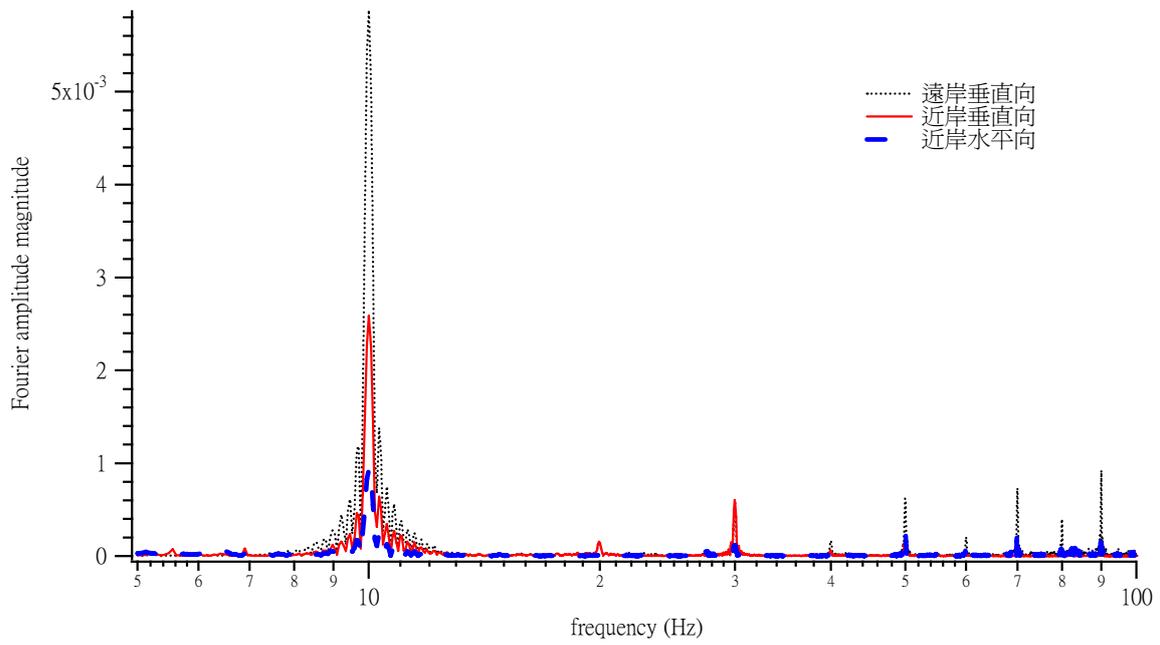
#### 5.4.1 量測系統檢核

##### 1. 振源能量

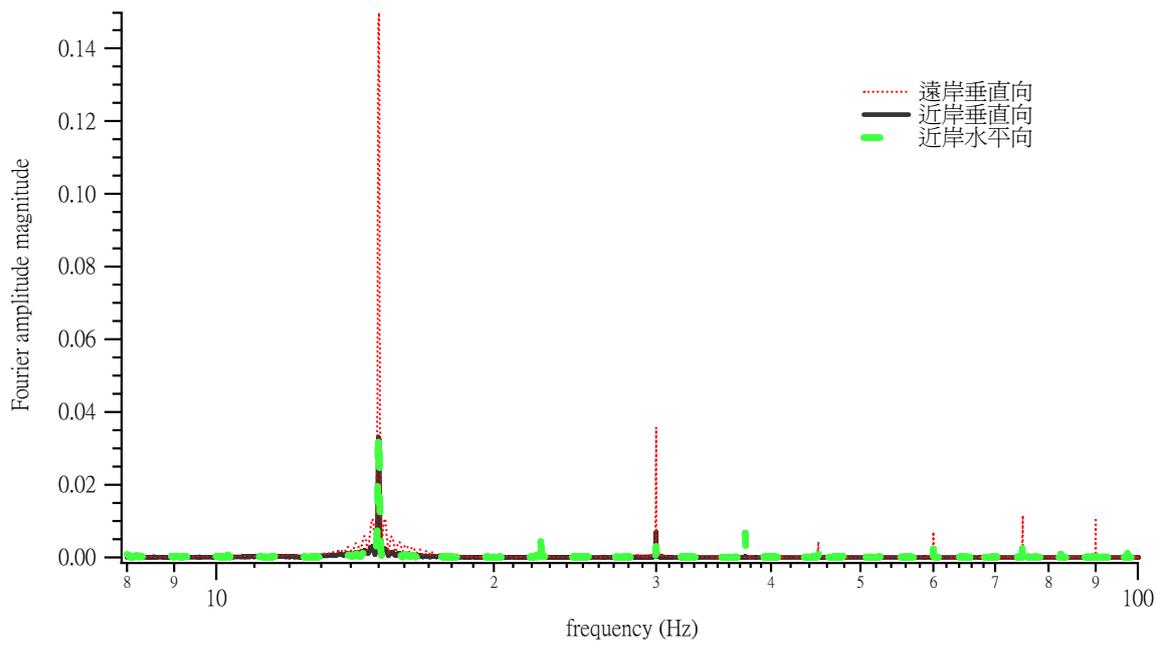
本次試驗於重模試坑地表邊界處(試坑外部)裝設垂直以及水平向之速度計，用以量測震盪震源車所造成之震波能量經由現地土層傳遞至試坑邊界以及遠離試坑時該區土層震動速度大小，利用量測速度歷時反應檢測人造震源之震動歷時、出力大小與震動頻率等是否能夠達到正確的控制。試驗中人造震源所產生之震動量屬於表面波傳行為，其主要能量是透過雷利波(Rayleigh wave)所傳遞，而雷利波垂直向(z)震幅大於同一點位之水平向(y)震幅，並且其波傳行進軌跡屬於橢圓形傳遞方式，因此距離震源相同水平距離之質點震動量會隨著垂直深度變化而不同。圖 5.16(a)、(b)分別為小震動試驗(case5, 30%出力、10Hz、歷時 5 秒)與大震動試驗(case9, 90%出力、15Hz、歷時 30 秒)之下，由地表速度計所量測之速度歷時經快速傅立葉轉換求得之速度量測反應譜。圖中無論為近岸或遠岸地表其垂直向(z)震動能量皆大於水平

向(y)能量，而圖中主要速度反應頻率各為 10Hz 與 15Hz，與人造震源震盪震源車之激發頻率相同。由圖中亦可看出土層之速度反應除了有第一模態震動外，另有高模態之震動頻率產生，因此若分析數據時僅考慮基態震動(fundamental vibration)，可在頻率域分析時使用低通濾波器將高模態震動移除突顯出基態震動。

圖 5.17、圖 5.18 為試驗 5 與試驗 9 震源能量傳遞至試坑及通過試坑後之速度歷時曲線圖，由圖中可看出人造震源震盪震源車穩定的輸出震動能量，並且震動歷時與震動頻率無論在大、小震動試驗之下皆能正確掌控。而在圖 5.17~圖 5.19 中可發現無論在大小震動試驗之下遠岸速度震幅皆大於近岸，推估是由於回填試坑之試體屬於鬆軟之堆積土層，因此當震源能量通過試坑時造成震幅放大，導致遠岸速度震幅大於近岸速度震幅。

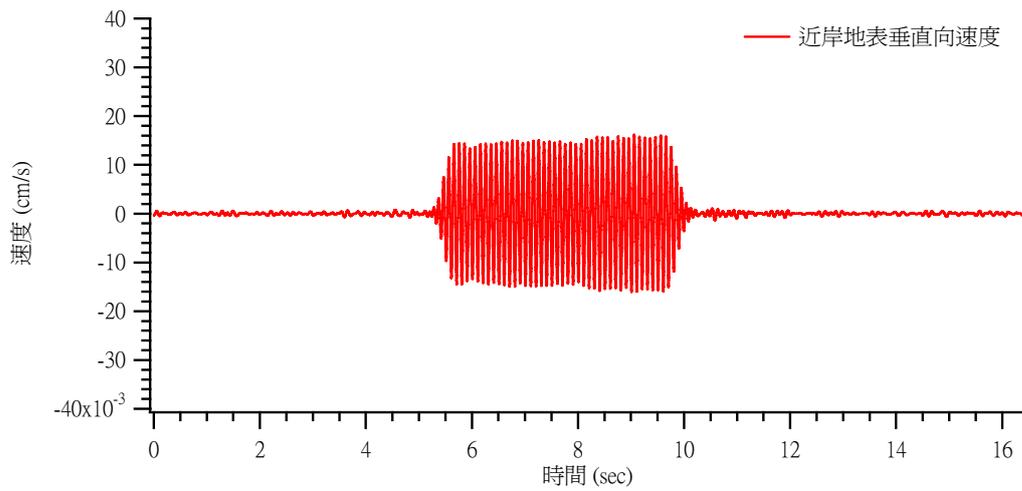


(a) 試驗 5 地表速度量測反應譜

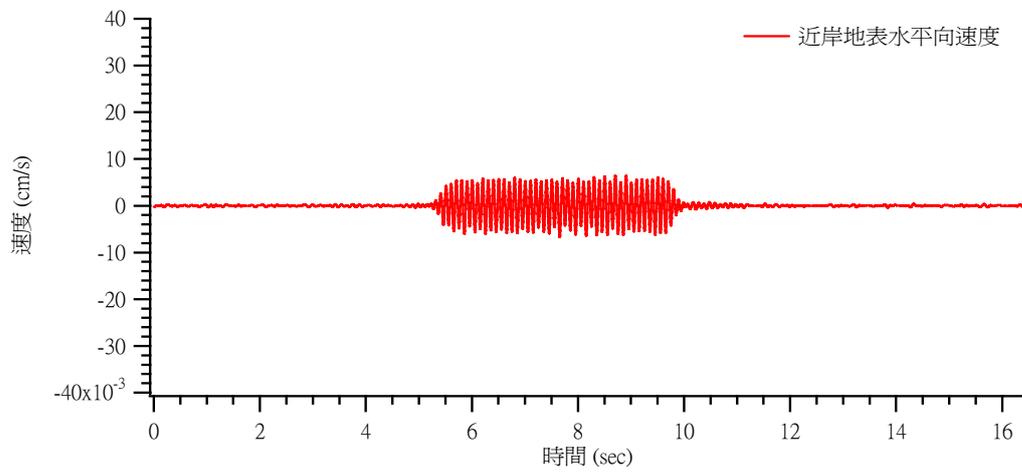


(b) 試驗 9 地表速度量測反應譜

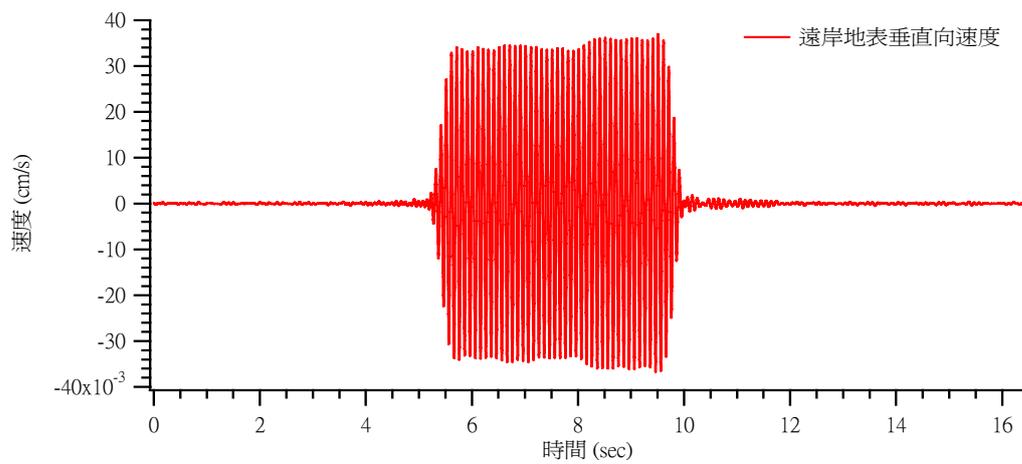
圖 5.17 地表速度量測反應譜



(a)近岸地表垂直向速度歷時曲線

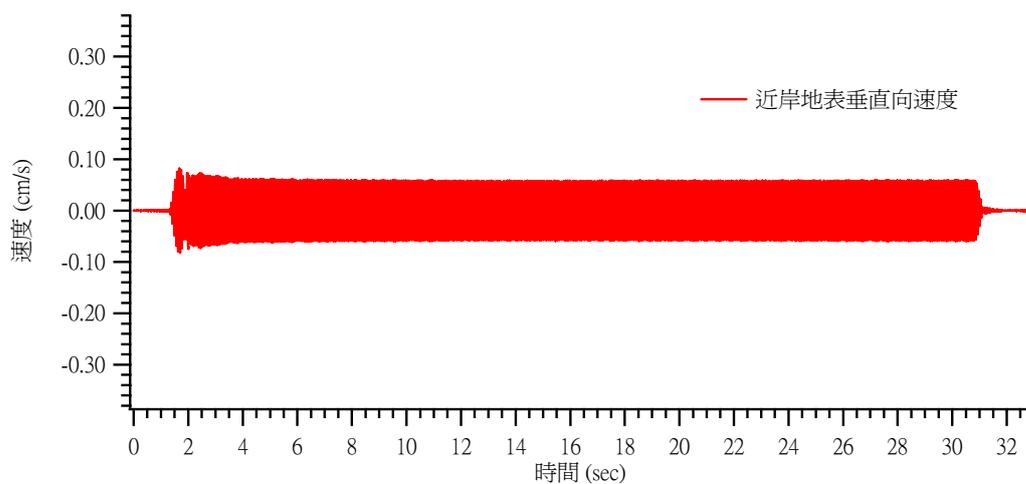


(b)近岸地表水平向速度歷時曲線

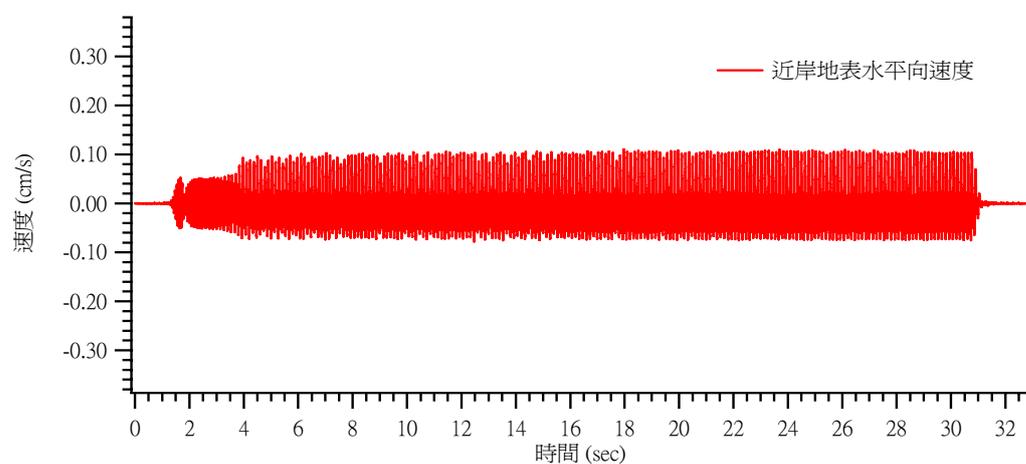


(c)遠岸地表垂直速度歷時曲線

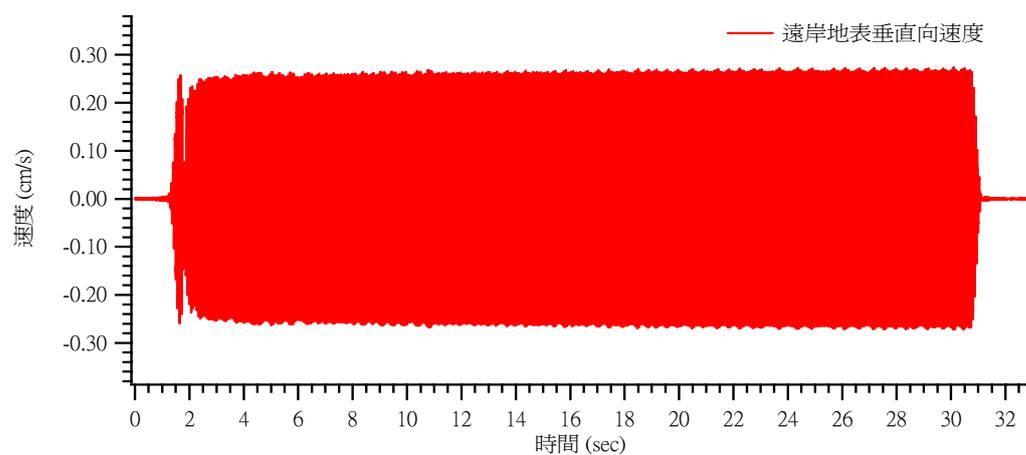
圖 5.18 試驗 5 地表震源速度震動歷時曲線



(a) 近岸地表垂直向速度歷時曲線



(b) 近岸地表水平向速度歷時曲線



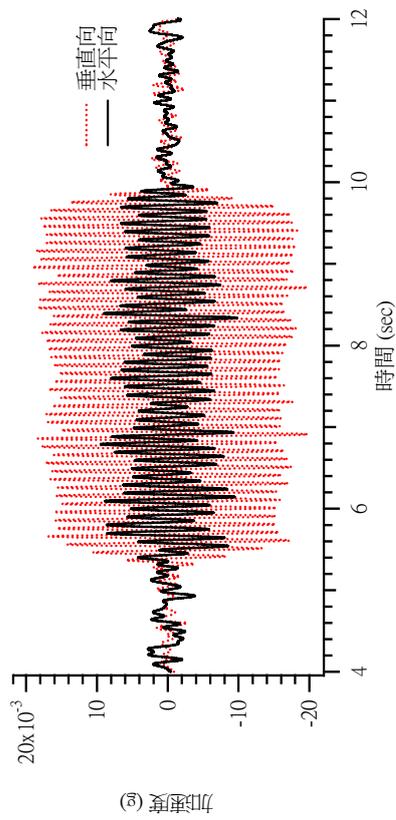
(c) 遠岸地表垂直速度歷時曲線

圖 5.19 試驗 9 地表震源速度震動歷時曲線

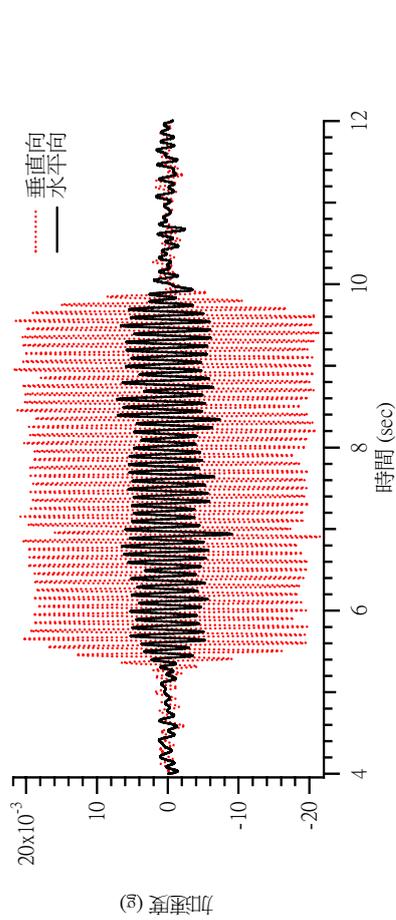
## 2. 試坑內部質點震動反應

本小節將利用小震動試驗測試內置式量測系統於埋置過程中是否有損壞其量測功能，並且檢核擷取系統能準確擷取試驗資料。在小震動試驗下以試驗 5(30%，10Hz，5s)作為討論。圖 5.4 為後方回填土區深度 1 公尺之 cs3、cs6 與深度 1.6 公尺之 cs2、cs5 受反覆剪動過程土層加速度震動歷時曲線，圖 5.20 (a)、(b)為距離震源 1.8 公尺之 cs6 與 cs5 加速度震動反應歷時曲線圖，兩顆感測子之垂直向平均加速度震幅大約為 0.02g，水平向平均加速度震幅約為 0.007g；圖 5.19 (c)、(d)則為距離震源 1.2 公尺 cs3 與 cs2 加速度反應歷時曲線圖，其垂直向平均加速度震幅大約為 0.015g，水平向平均加速度震幅亦為 0.007g。由圖上顯示此區域中各感測子之加速度震動量皆為垂直向分量大於水平向，與震源所提供之波傳行為相符。圖 5.21、圖 5.22 為將距離震源相同位置不同深度感測子之垂直與水平向加速度震動歷時曲線做比較，圖上顯示在小震動試驗之下震源能量可均勻傳遞至試坑內部各區域，代表回填邊坡為一均勻試體。圖 5.23 為碼頭正下方區域之 cs11~cs14 受反覆剪動過程之加速度震動歷時曲線，其中只有深度 1 公尺之 cs14 有量測到微量水平向加速度震動(如圖 5.23(a))，其餘感測子之水平向加速度震動量幾乎為零(如圖 5.23(b)~(d))。因為土壤為高度非線性材料，在小應變下其波傳行為近似於彈性波傳遞，因此當震波能量在土層中傳遞時遇到勁度極大之近岸基樁(固定端)時其波傳反應會以相同能量大小反彈，因此人造震源所產生之震波能量無法傳遞至該區域中，導致此區域中感測子所量測之水平向加速度震動量趨近於零。而該區垂直向震動量仍然與後方回填土區之加速度震幅相同則是因為基樁打入試坑底部約為 1 公尺，依據室內物理性質試驗得知回填試體之波速約為 150m/s 在試驗 5 的震動頻率之下，雷利波能量影響範圍為地表至深度 15 公尺之處，所以震波能量仍然可以利用試坑下方之現地土層傳遞垂直向震波能量，因此當震源能量通過近岸基樁時，震源能量便可垂直向上

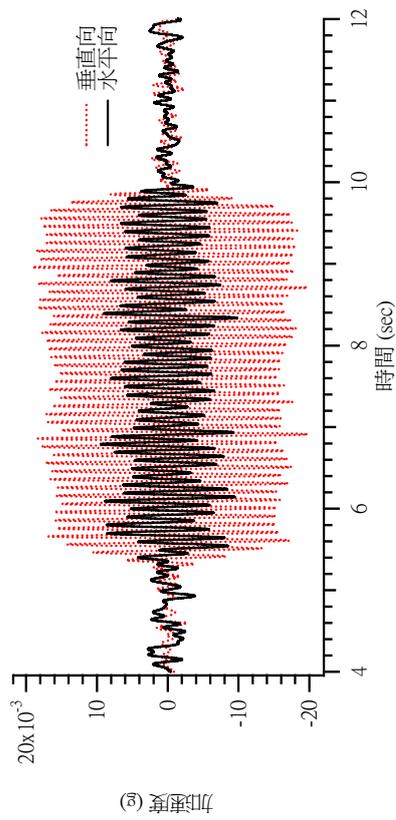
傳遞影響試坑內部土層垂直向加速度震動量。而 cs14 之加速度歷時曲線因其位置靠邊坡附近，容易量測到由邊坡反射回來之三維波傳行為，故水平向加速度震動行為並不與其他同區域內感測子相似。



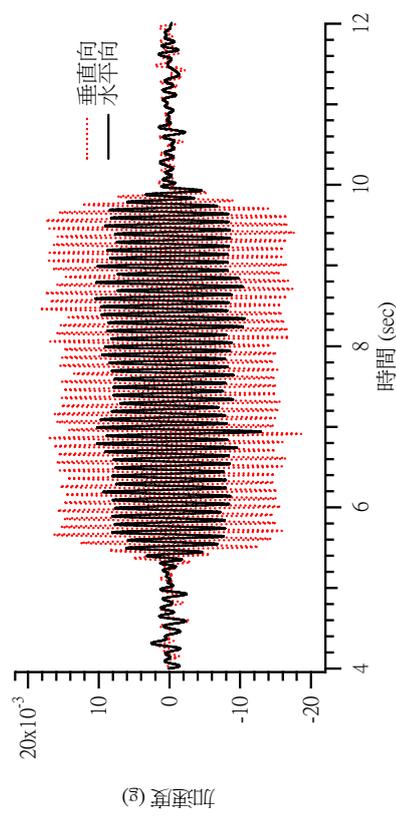
(a) cs6(深度 1.6 公尺)



(b) cs5(深度 1.6 公尺)



(c) cs3(深度 1.6 公尺)



(d) cs2(深度 1.6 公尺)

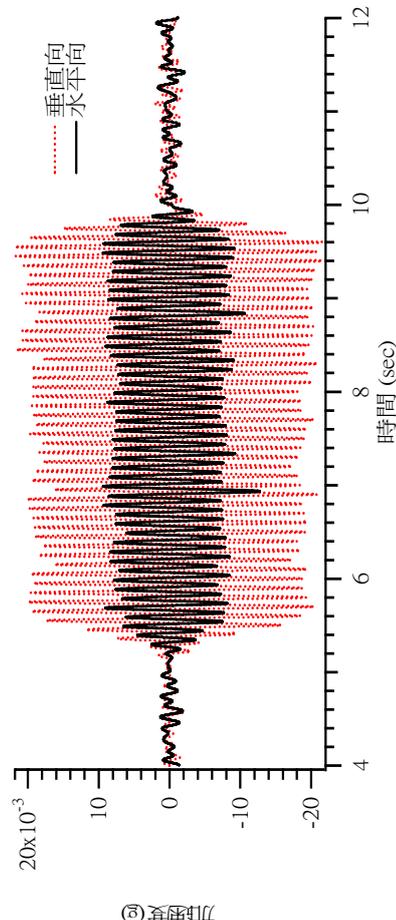
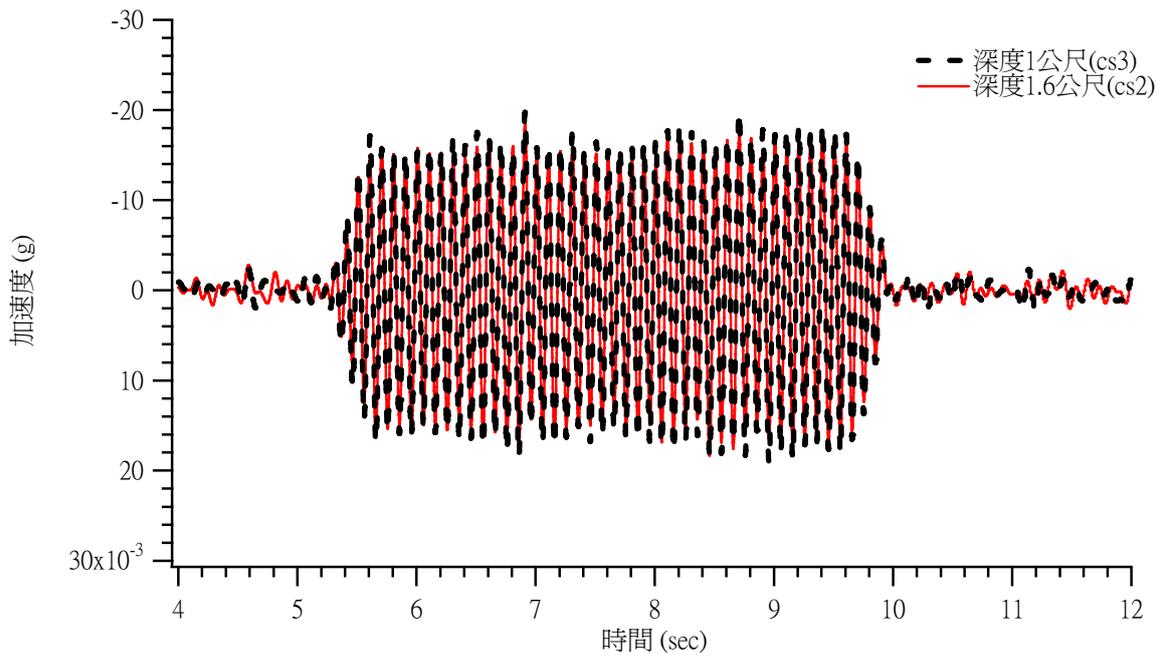
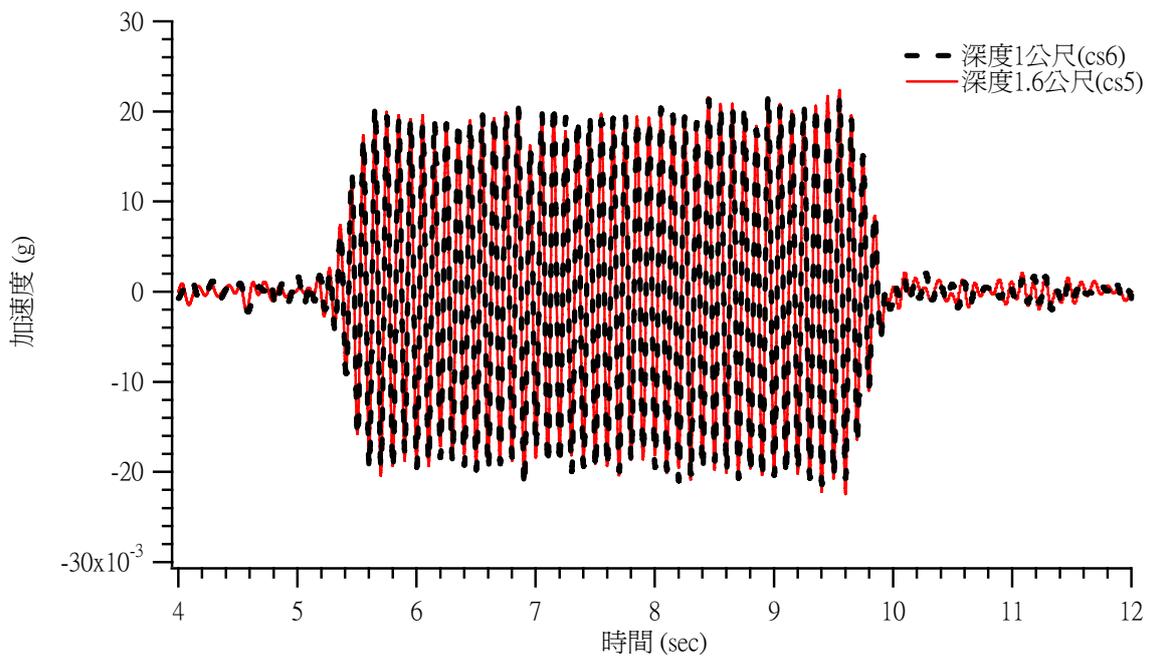


圖 5.20 試驗 5 後方回填土區感測子加速度震動歷時曲線



(a) cs2、cs3



(b) cs5、cs6

圖 5.21 試驗 5 試坑內部距離震源相同位置之感測子垂直向震動反應比較

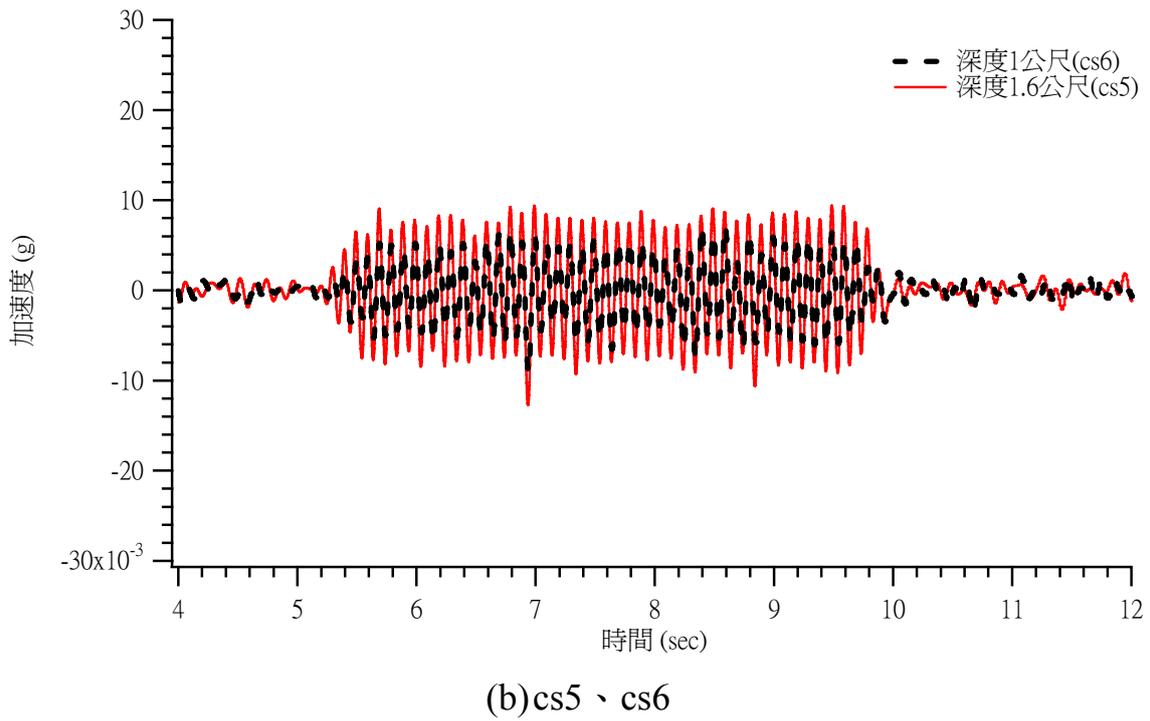
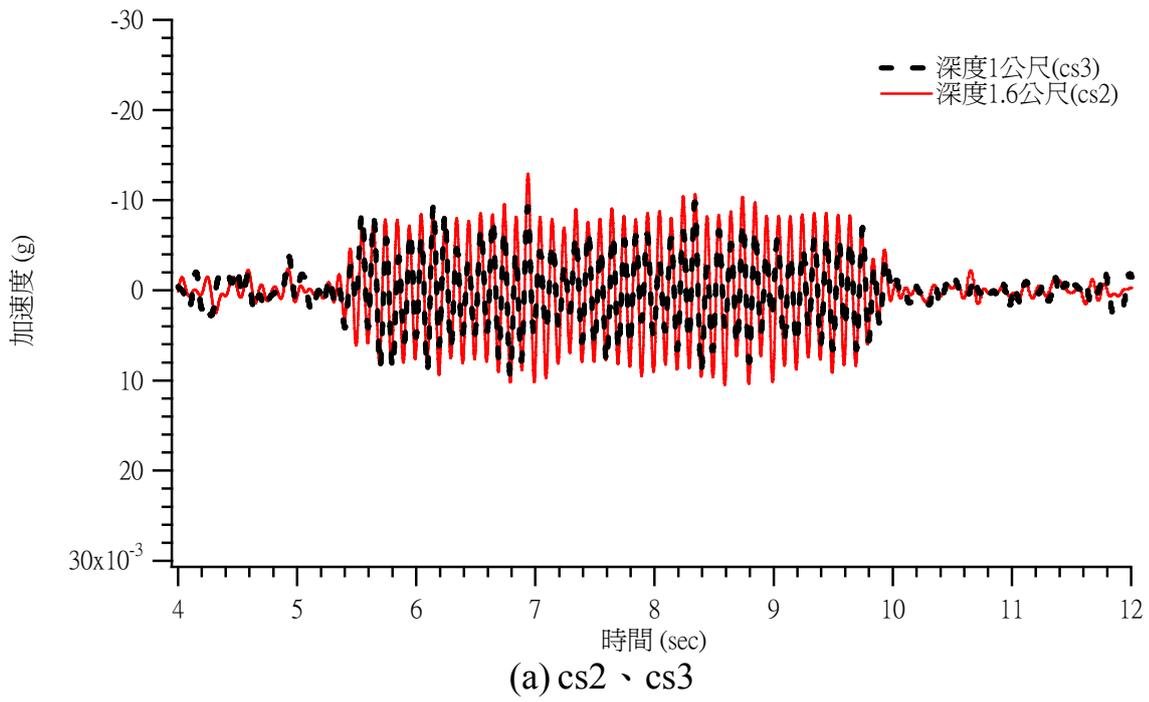
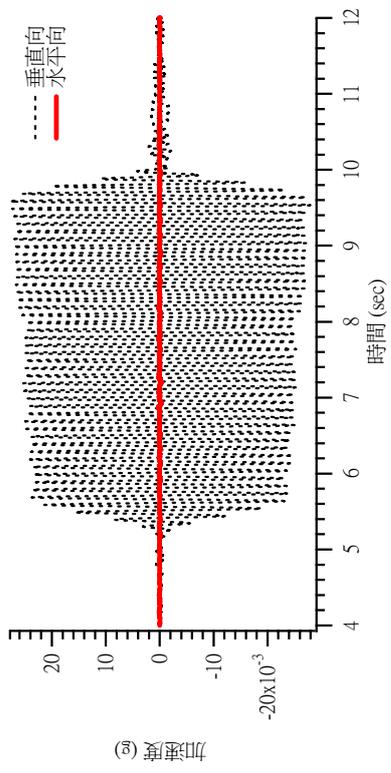
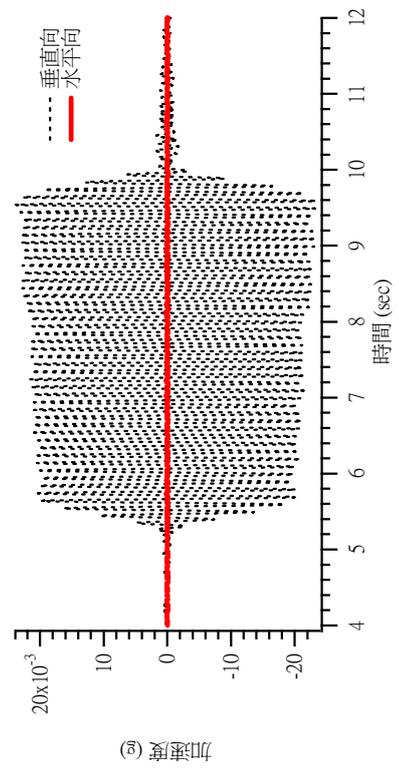


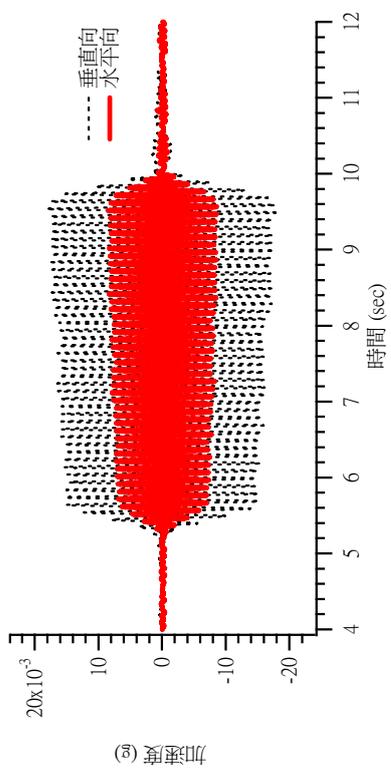
圖 5.22 試驗 5 試坑內部距離震源相同位置之感測子水平向震動反應比較



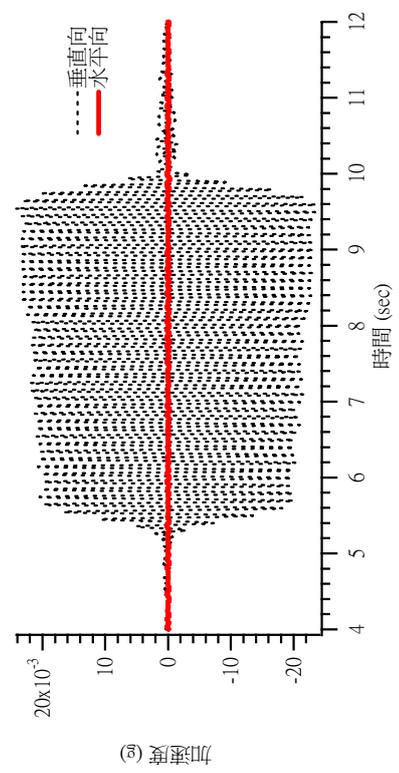
(c) cs12(深度 1 公尺)



(d) cs13(深度 1.6 公尺)



(a) cs14(深度 1 公尺)

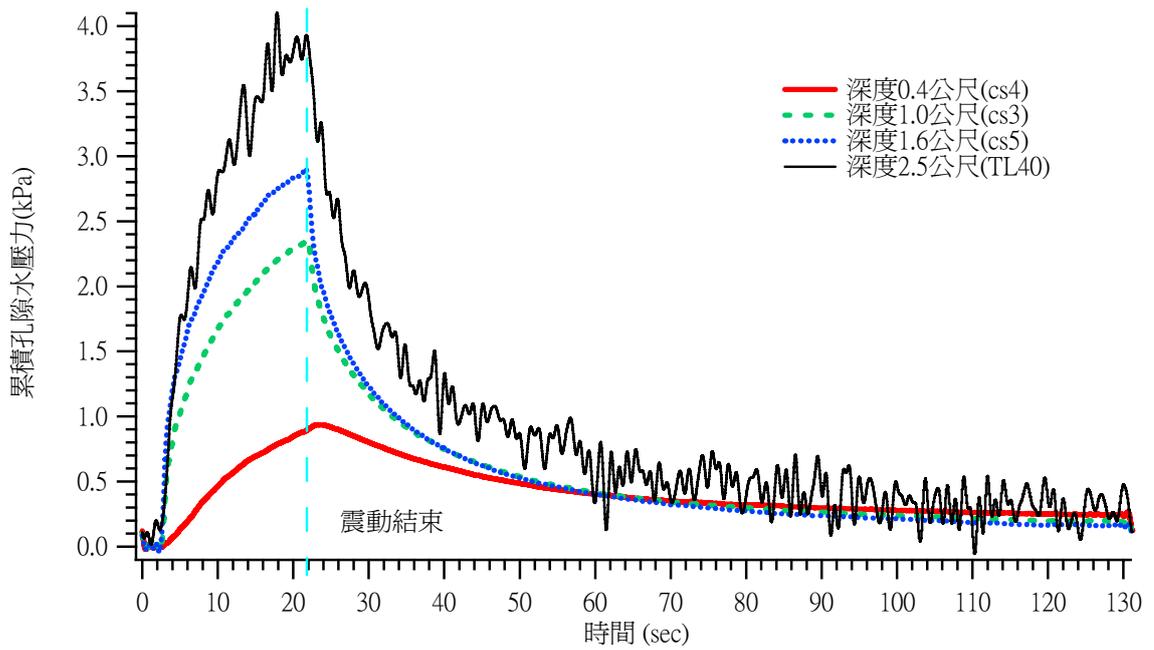


(b) cs11(深度 1.6 公尺)

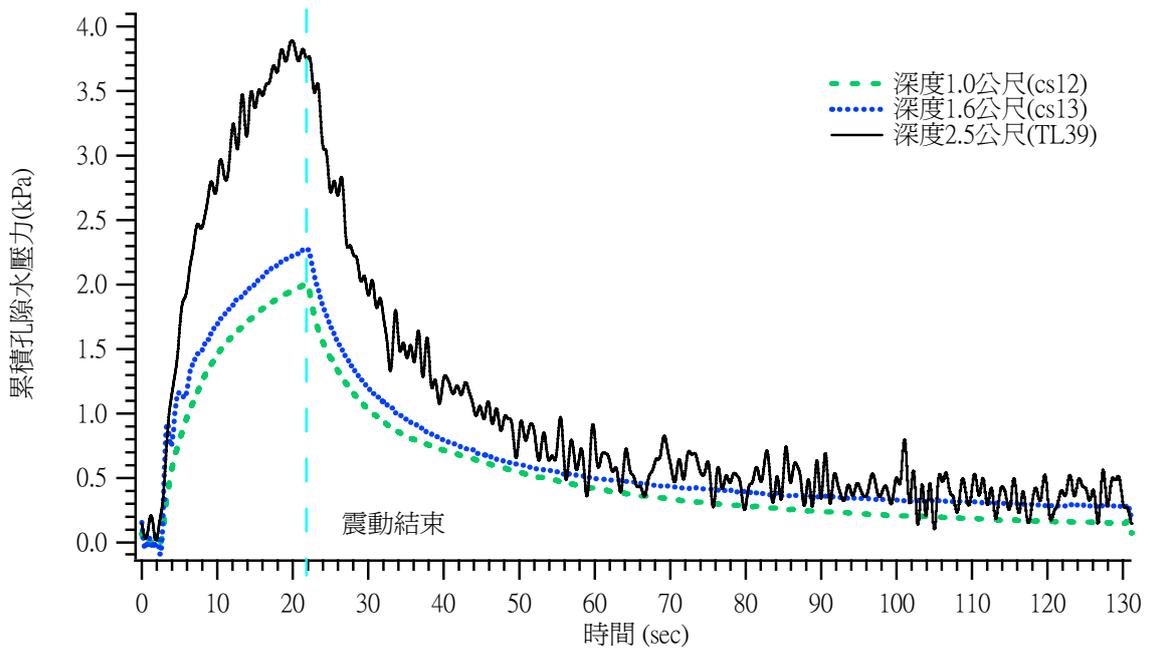
圖 5.23 試驗 5 碼頭正下方區域感測子加速度震動歷時曲線

### 3. 孔隙水壓力激發反應

當土體受反覆剪動作用時會導致質點顆粒重新堆積，並且使存在於孔隙間水壓力被激發，若當孔隙水壓力激發量與土體本身有效應力相同時即造成土體發生液化反應，因此孔隙水壓力激發量為現地動態液化試驗重要量測數據之一。試驗中孔隙水壓力變化情形可直接由孔隙水壓計紀錄觀測。由於擷取系統是以電腦為基礎之作業環境，孔隙水壓計是以電壓變化值來代表孔隙水壓力變化情形，因此由擷取系統擷取之電壓需再以乘上率定係數，才能將其轉換為物理量(水壓力)。圖 5.24 分別為試驗 8 後方回填土區以及碼頭正下方區域各感測子量測之累積孔隙水壓力比較圖，於圖中可得知孔隙水壓力隨深度增加而遞增，並且除了在後方回填土區淺層(深度 0.4 公尺)之孔隙水壓力激發有時間延遲外(圖 5.24 (a))，其餘孔隙水壓力皆在同一時間(震動開始)被激發，並且在振動結束後立即消散。若比較兩圖中同深度之孔隙水壓力激發量(圖 5.25)可發現後方回填土區之激發量大於碼頭正下方區域，推估是由於近岸基樁阻擋了震波能量傳遞至碼頭正下方區域，因此造成該區域孔隙水壓力激發量小於後方回填土區。



(a)後方回填土區



(b)碼頭正下方區

圖 5.24 試驗 8 各感測子累積孔隙水壓力比較

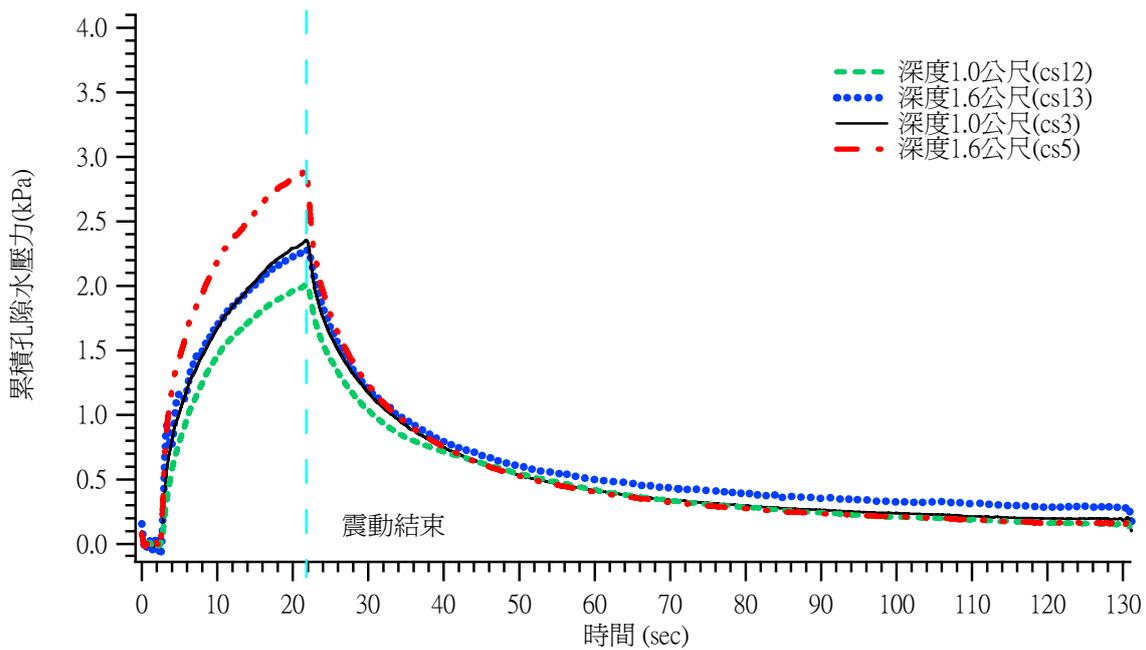


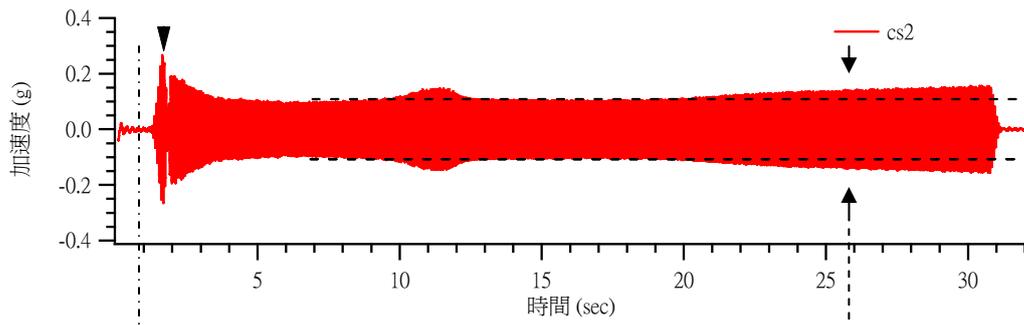
圖 5.25 試驗 8 累積孔隙水壓力比較

#### 5.4.2 地盤動態反應

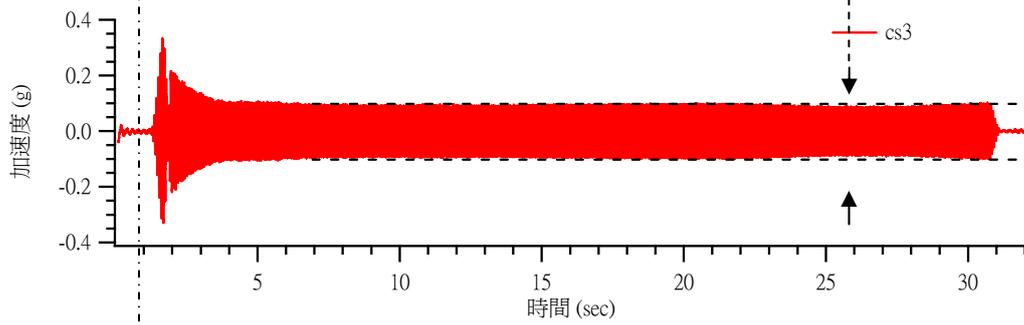
在本節裡將試坑內部量測資料分為後方回填區以及碼頭正下方區域進行討論。而佈設於碼頭正下方區域之 cs1 其三軸向加速度計於試坑回填後進行檢測時便無法有效運作，因此無法討論其震動行為。在前面章節裡提到雖然震源是激發兩相加速度震動量，但是由於樁基礎結構物存在使得水平向震動能量無法有效傳遞至碼頭正下方區域，並且水平向震動能量相對於垂直向震動能量而言較小，因此將不特別對水平向加速度作探討。在分析過程中依據超額孔隙水壓比可知試驗過程裡第 9 次震動(試驗 9)為水下邊坡試體第一次發生液化反應試驗，其出力為 90%激發頻率為 15Hz 震動歷時 30 秒，所以本小節裡將以試驗 9 做為討論依據，並且將討論焦點集中在質點震動行為，因此於分析數據時將利用帶通濾波技術處理試驗 9 之試驗資料，因為試驗 9 之激發頻率為 15Hz 故將履歷帶通濾波頻寬設為 5~18Hz，以突顯土壤顆粒受反覆剪動作用所造成之基態震動量。

圖 5.25、圖 5.26 為後方回填土區 cs2、cs3、cs5、cs6 及碼頭正下方區域 cs11、cs12、cs13、cs14 所量測之加速度震動歷時曲線，由兩圖

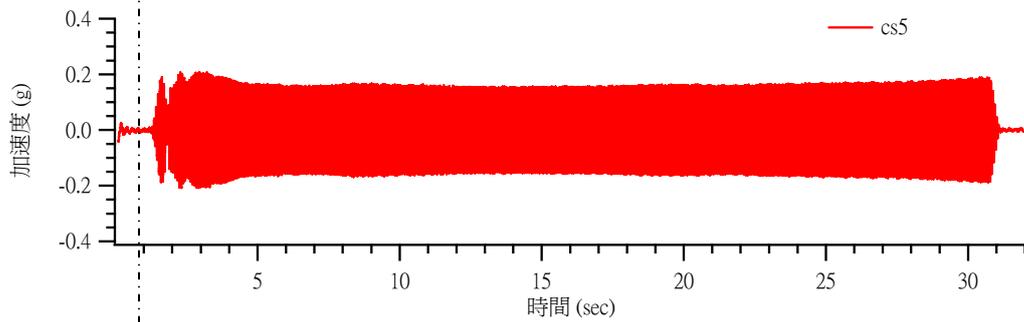
可觀察出此區域內各感測子於震動初期時(0~2.5 秒)其加速度震動行為相似，皆於 1.6 秒時達最大震幅並且在 1.8 秒時加速度震幅最小。圖 5.26(a)中 cs2 其加速度震幅於震動後期(20~31 秒)有明顯增量，而圖 5.26(b)之 cs3 其加速度震幅卻變小，其可能原因推估是由於此兩顆感測子靠近試坑邊界，試坑邊界處為了防止試坑內部飽和水量滲透到周圍現地土層中，因此有鋪設一層不透水布避免水分流失，由於開挖試坑邊界與現地土層交界處並非為光滑平面因此在震動過程中不透水布受到兩面勁度與材質不同之土壤拉扯，所以兩感測子之加速度震動行為有些許不同。圖 5.26(c)、(d)之加速度震動歷時曲線行為(cs5、cs6)在震動初期時(0~2 秒)測得之加速度震動行為亦相似。由圖 5.27 可看出碼頭正下方區域之感測子量測到之加速度震動歷時行為相似，並且同樣位於深度 1.6 公尺之 cs11、cs13 其加速度震幅幾乎相同，而上層(深度 1 公尺)之 cs12、cs14 則因 cs14 位於邊坡下方，因此於此兩顆感測子正上方之覆土高度及有效應力不同，導致此兩顆感測子所量測到之加速度震幅稍有差異，但其行為、曲線仍然相似。



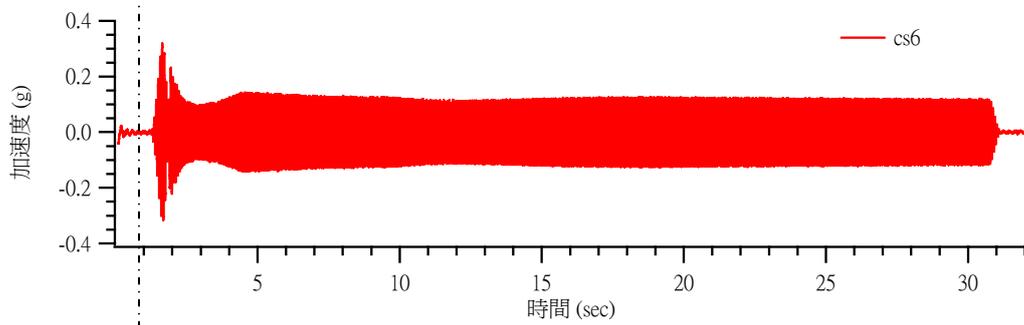
(a) cs2(深度 1.6 公尺)



(b) cs3(深度 1.0 公尺)

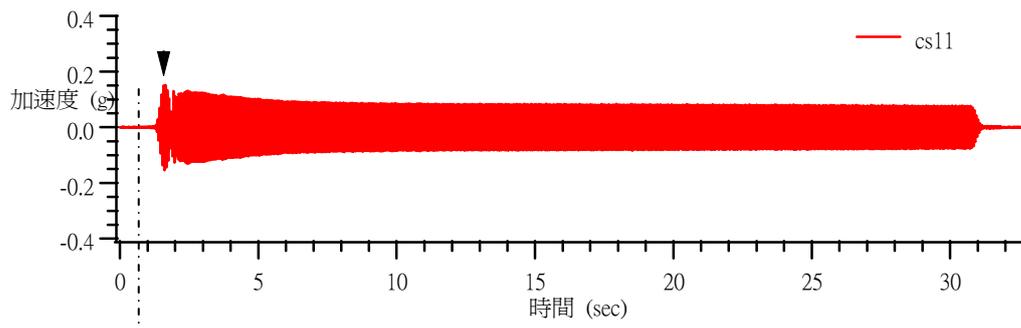


(c) cs5(深度 1.6 公尺)

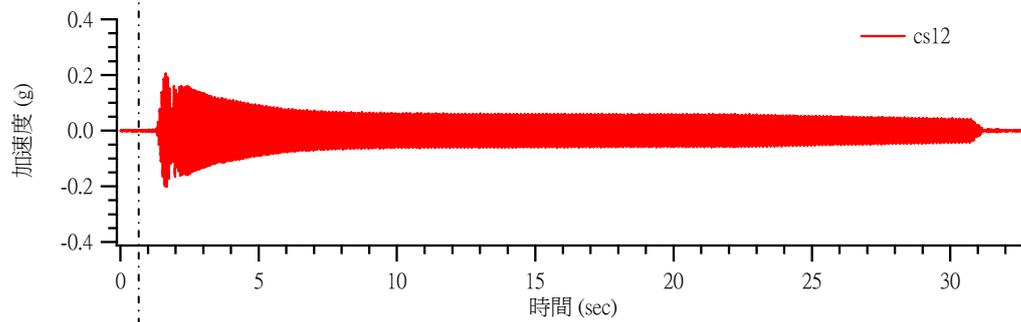


(d) cs6(深度 1.0 公尺)

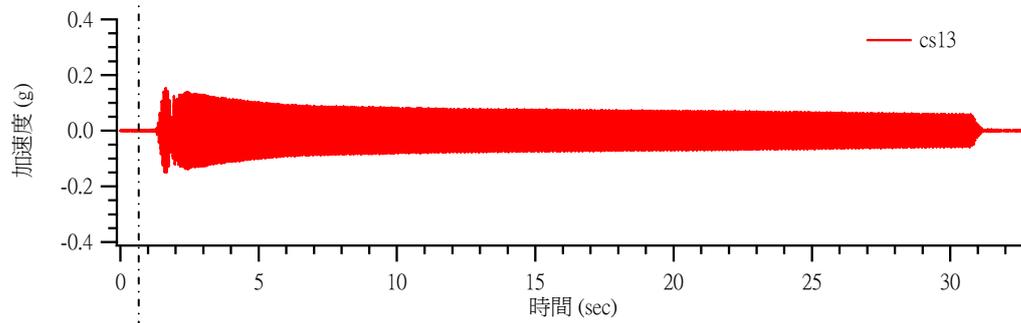
圖 5.26 試驗 9 後方回填土區感測子加速度震動歷時曲線



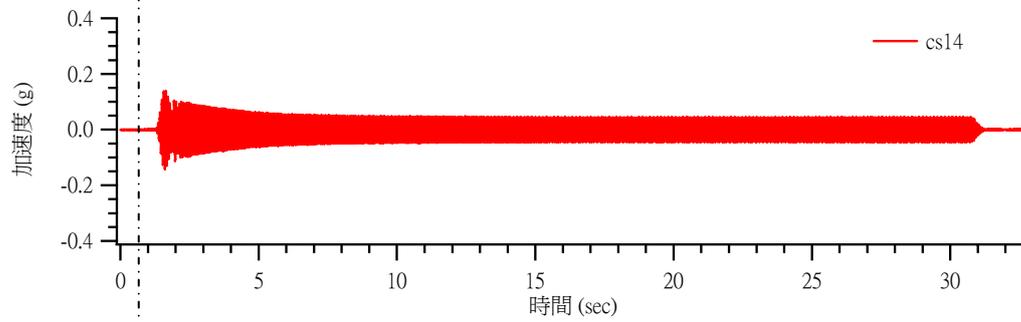
(a) cs11(深度 1.6 公尺)



(b) cs12(深度 1.0 公尺)



(c) cs13(深度 1.6 公尺)

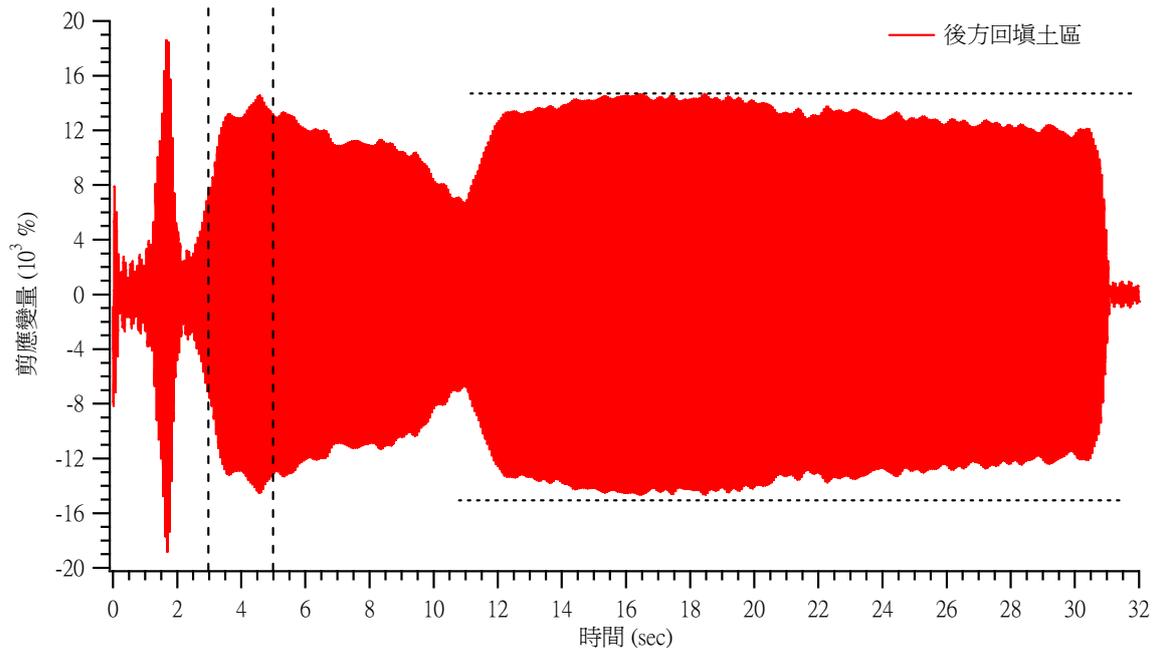


(d) cs14(深度 1.0 公尺)

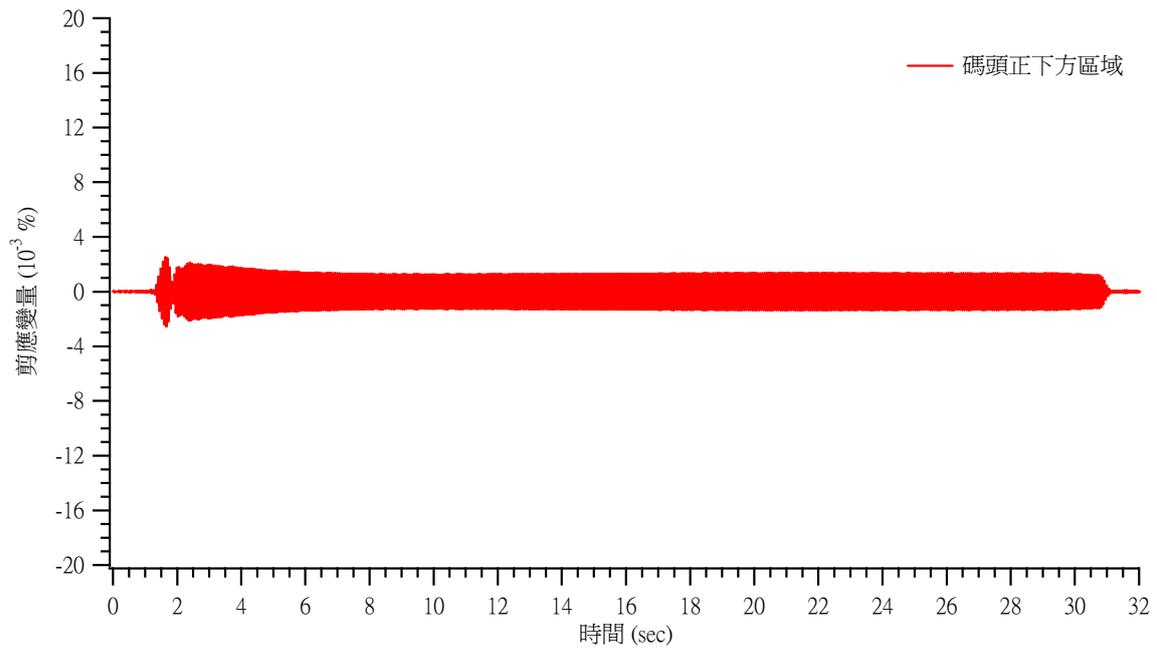
圖 5.27 試驗 9 碼頭正下方區域感測子加速度震動歷時曲線

### 5.4.3 剪應變分析

本次試驗利用二維位移剪應變評估法計算土壤試體受反覆剪動產生之剪應變反應，當土體發生液化時由於失去剪力強度，因此會造成土體產生大量剪應變。圖 5.28 為試驗 9(90%，15Hz，30s)後方回填區以及碼頭正下方區域土層中心平均剪應變歷時曲線，由於此兩處之剪應變歷時曲線是藉由佈置於四個節點之感測子其位移歷時曲線計算而得，因此剪應變曲線會受到節點上感測子反應影響。由圖 5.28(a)裡可觀察出在 3~5 秒之間後方回填區中心平均剪應變量為遞增狀態，此即受到 5 號感測子於 3~5 秒時發生液化之影響。後方回填土區於 10~11 秒時土體發生側潰反應，因此在圖 5.28(a)可發現中心點平均剪應變量亦受到側潰影響而縮減。於 5.3.4 小節將說明於 15 秒時試坑內部後方回填土區深度 1 公尺以下皆已達液化狀態，因此於 15 秒後其剪應變曲線一直維持在最大值狀態(0.012~0.014%)直至震動結束，並且可由最大剪應變量得知試驗 9 震動過程裡剪應變震幅達到 0.01%以上，已超過 Seed et al.於 1986 年所定義之門檻剪應變量屬於大應變層級。圖 5.28(b)為碼頭正下方區域土體中心剪應變量，由圖中可發現其平均剪應變量約為 0.0012%，這是由於後排樁幾乎遮蔽了人造震源所產生之水平向震動能量，因此碼頭正下方區域之剪應變量很小。



(a)後方回填土區中心平均剪應變歷時曲線



(b)碼頭正下方區域中心平均剪應變歷時曲線

圖 5.28 試驗 9 試坑內部剪應變歷時曲線

#### 5.4.4 孔隙水壓力分析

孔隙水壓力的激發為液化現象最主要特徵之一，觀察現地孔隙水壓力激發與消散行為更可了解液化機制等相關現象。試驗中量測之孔隙水壓力稱為激發孔隙水壓力，藉由濾波技術可將其依照不圖頻率含量區分為暫態孔隙水壓力以及累積孔隙水壓力兩種(如圖 5.29 所示)。

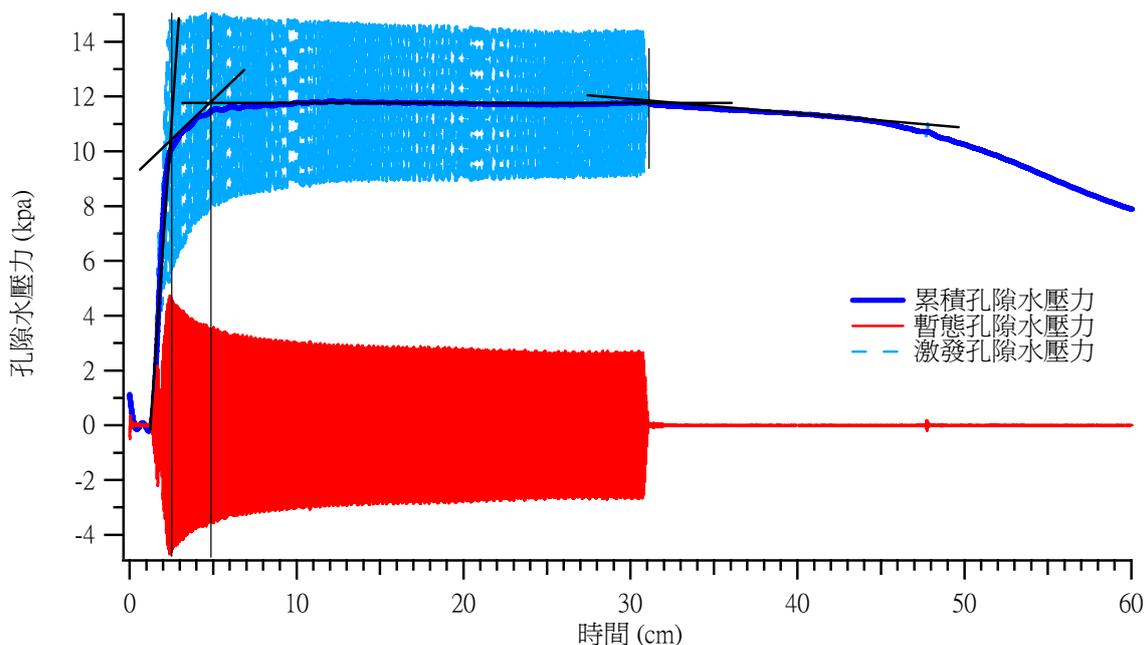
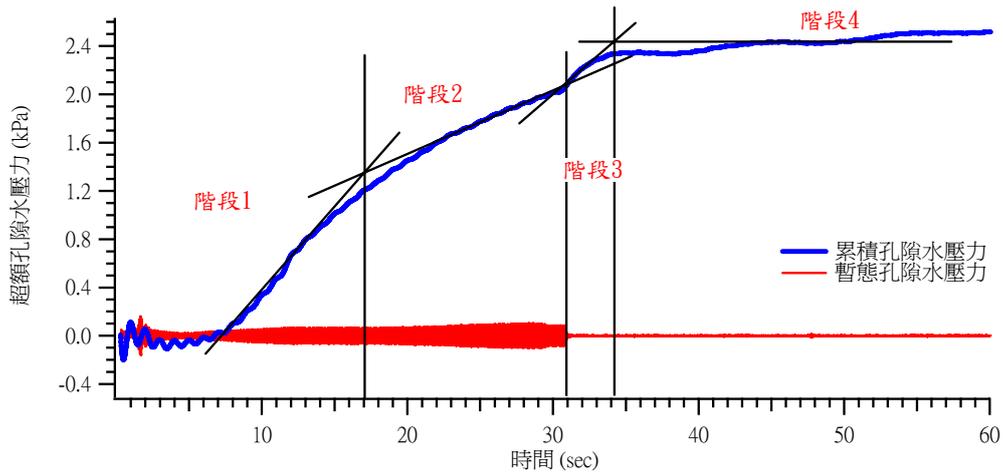


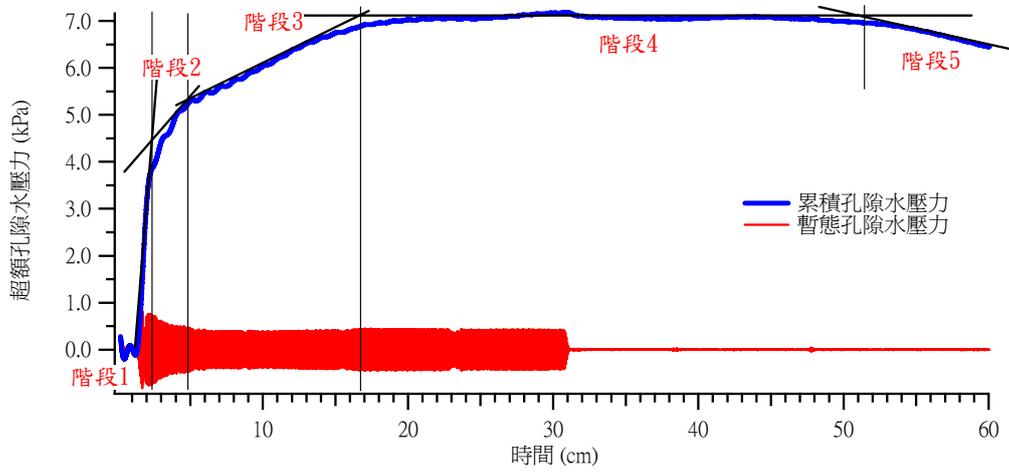
圖 5.29 孔隙水壓力資料濾波分析示範

圖 5.30 為利用低通(切斷頻率為 1Hz)與帶通(頻寬為 10~20Hz)兩種濾波技術所分離之試驗 9 後方回填土區深度 0.4 公尺 cs4、深度 1 公尺 cs3 及深度 1.6 公尺 cs5 之累積以及暫態之孔隙水壓力激發歷時曲線圖。圖中所激發之最大累積孔隙水壓力隨深度增加而增加，若將孔隙水壓力激發歷時曲線依照激發速率可將位於淺層之 cs4(圖 5.30(a))區分為 4 個階段，在第一階段裡，其暫態孔隙水壓力非常小僅約 0.098kPa，在 7~16 秒時超額孔隙水壓力才逐漸開始激發。在第二階段裡超額孔隙水壓力以穩定速率被激發直至振動結束，然而其孔隙水壓力並未隨著震動結束而停止激發，於第三階段裡孔隙水壓力仍然持續增加，這是由於此感測子位於淺層區域，容易受到周圍土壤以及向上滲流等影響

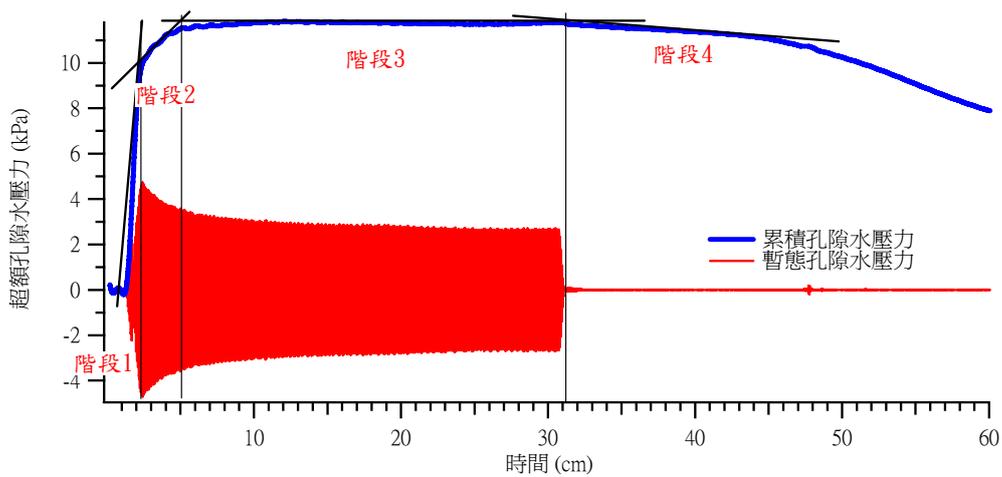
導致此現象發生。在第四階段裡孔隙水壓力仍然維持在一定值並未隨震動結束開始消散，推估也是受到土層內向上滲流之水影響。圖 5.30 (b) 也可依照激發速率將 cs3 之激發量區分為 5 個階段，在第一階段裡累積孔隙水壓力激發速率相當快，僅僅於 1 秒鐘時就累積了 3.63kPa 之孔隙水壓力，並且在第一階段內暫態孔隙水壓力震幅隨時間遞增。在第二階段裡孔隙水壓力激發速率變小，但仍然持續在激發孔隙水壓力，而暫態孔隙水壓力之震幅在此階段中呈現遞減狀態。在第三階段裡孔隙水壓力激發速率更小，其累積孔隙水壓力在 12 秒內只累積 1.72kPa 之孔隙水壓力，而暫態孔隙水壓力震幅在此階段裡幾乎維持在一定值。第四階段中孔隙水壓力停止激發，累積孔隙水壓力維持在一定值而暫態孔隙水壓力震幅則在震動期間維持一定值，於震動結束後即消散不見，第五階段則為累積孔隙水壓力消散階段。同樣依照孔隙水壓力激發速率可將深度 1.6 公尺之 cs5(圖 5.30 (c))區分為 4 個階段，其激發行為與 cs3 相似在第一階段內孔隙水壓力瞬間被激發，並且暫態孔隙水壓力為遞增狀態，第二階段累積孔隙水壓力的激發速率小於第一階段，因此其暫態孔隙水壓力程遞減狀態。第三階段其殘隙水壓力已不再隨時間變化而激發因此其暫態孔隙水壓力之震幅維持定值，第四階段裡孔隙水壓力開始消散，並且暫態孔隙水壓力不存在於此階段內。



(a)cs4(深度 0.4 公尺)



(b)cs3(深度 1.0 公尺)

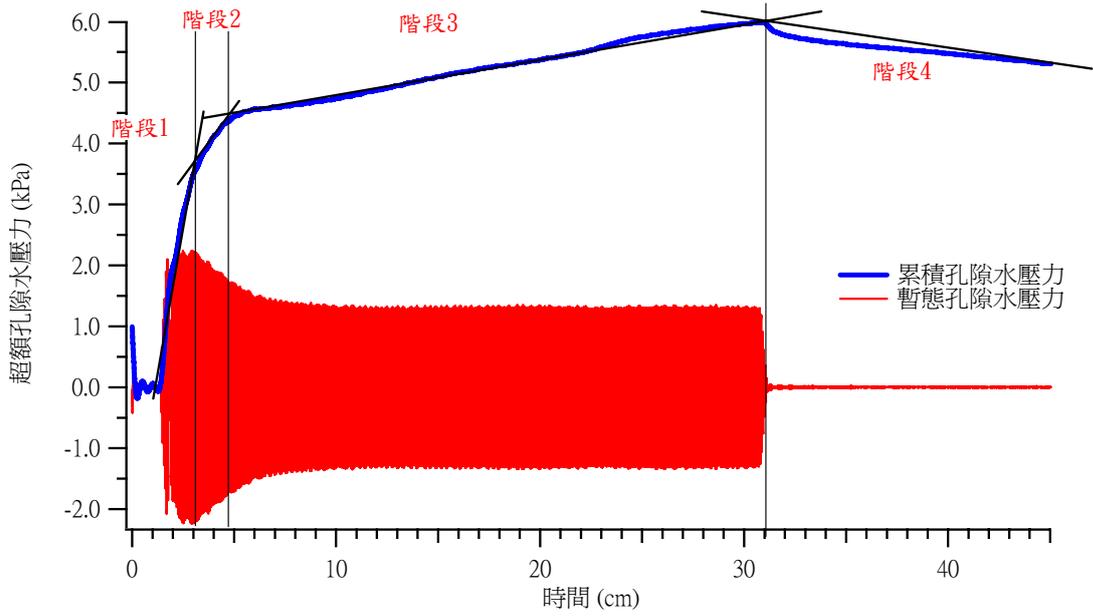


(c)cs5(深度 1.6 公尺)

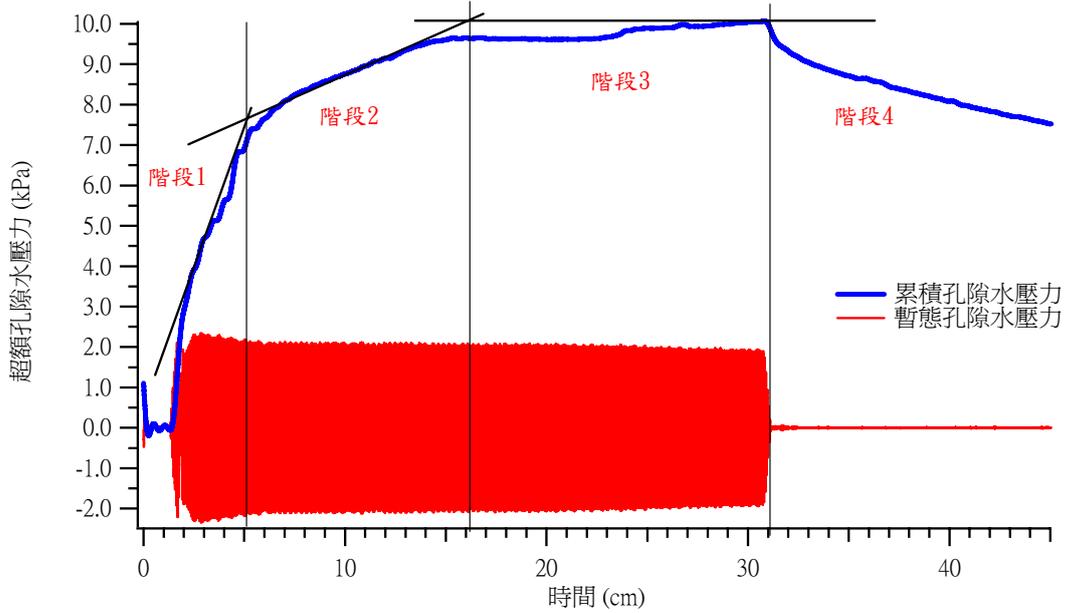
圖 5.30 試驗 9 後方回填土區感測子超額孔隙水壓力激發歷時曲線

圖 5.31 為利用低通(切斷頻率為 1Hz)與帶通(頻寬為 10~20Hz)兩種濾波技術所分離之試驗 9 碼頭正下方區域深度 1 公尺 cs12 及深度 1.6 公尺 cs13 之累積以及暫態之孔隙水壓力激發歷時曲線圖。深度 1 公尺 cs12 之孔隙水壓力激發曲線依照激發速率可區分為 4 個階段(如圖 5.31 (a)所示)，在第一階段裡累積孔隙水壓力持續激發因此其暫態孔隙水壓力為遞增狀態，然而在第二階段中累積孔隙水壓力之激發速率不及第一階段快，因此第二階段中暫態孔隙水壓力有遞減趨勢，在第三階段裡累積孔隙水壓力激發速率更為緩慢，因此當暫態孔隙水壓力於第三階段初期有遞減反應，並且逐漸趨於一定值直至震動結束後暫態孔隙水壓力瞬間消失而累積孔隙水壓力開始消散(第四階段)。圖 5.31(b)為深度 1.6 公尺之 cs13 之孔隙水壓力激發曲線，其激發反應同樣可依照激發速率將曲線分為 4 個階段，並且激發行為與 12 號感測子相同。

試坑內部除區分為上述兩個區域外，另外將試坑底部之孔隙水壓力視為同一區域觀看其反應。圖 5.32、圖 5.33 為利用低通(切斷頻率為 1Hz)與帶通(頻寬為 10~20Hz)兩種濾波技術所分離的試驗 9 試坑底部孔隙水壓力計量測之累積以及暫態孔隙水壓力歷時曲線圖。依據各感測子孔隙水壓力激發速率可將圖 5.32、圖 5.33 分別可區分為 5 個階段與 4 個階段，圖 5.33 中可看到 TL39、TL40 在 15 秒後其累積孔隙水壓力幾乎停止激發維持一定值，在圖 5.17 裡 TL41、TL43 及 TL44 孔隙水壓力計則隨著各感測子離震源距離不同其累積孔隙水壓力停止激發時間點也不盡相同，分別在 15、16、17 秒時停止激發。TL40 及 TL41 各為位於後方回填土區以及碼頭正下方區域底部之孔隙水壓力計，其累積孔隙水壓最大值各為 18.73 與 17.16kPa 與其上之覆土所造成之有效應力情況相符合，TL39 則因其位於後排基樁附近，受到樁基礎的影響導致該區累積孔隙水壓力激發量略大於周圍區域為 20.98kPa。而 TL43 及前方回填土區之 TL44 之孔隙水壓力激發特性曲線幾乎完全相同，並且因為這兩個感測子位於水下邊坡處，於其上之覆土較少因此垂直有效應力較低，導致該處所量測之累積孔隙水壓力較其他感測子小。

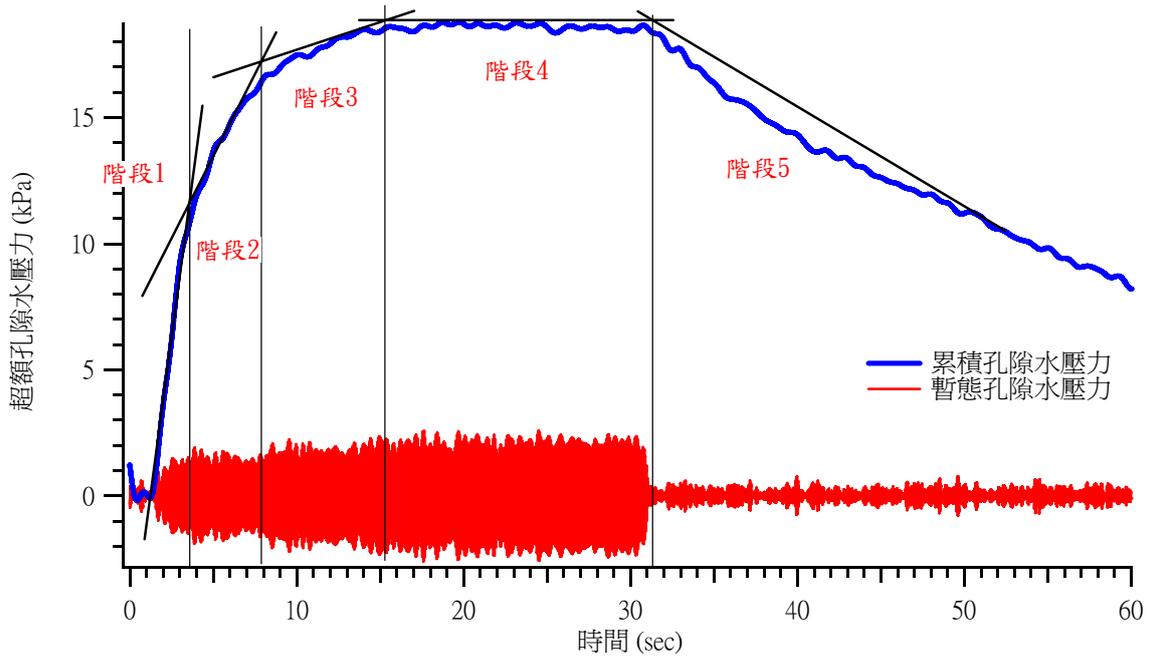


(a) cs12(深度 1.0 公尺)

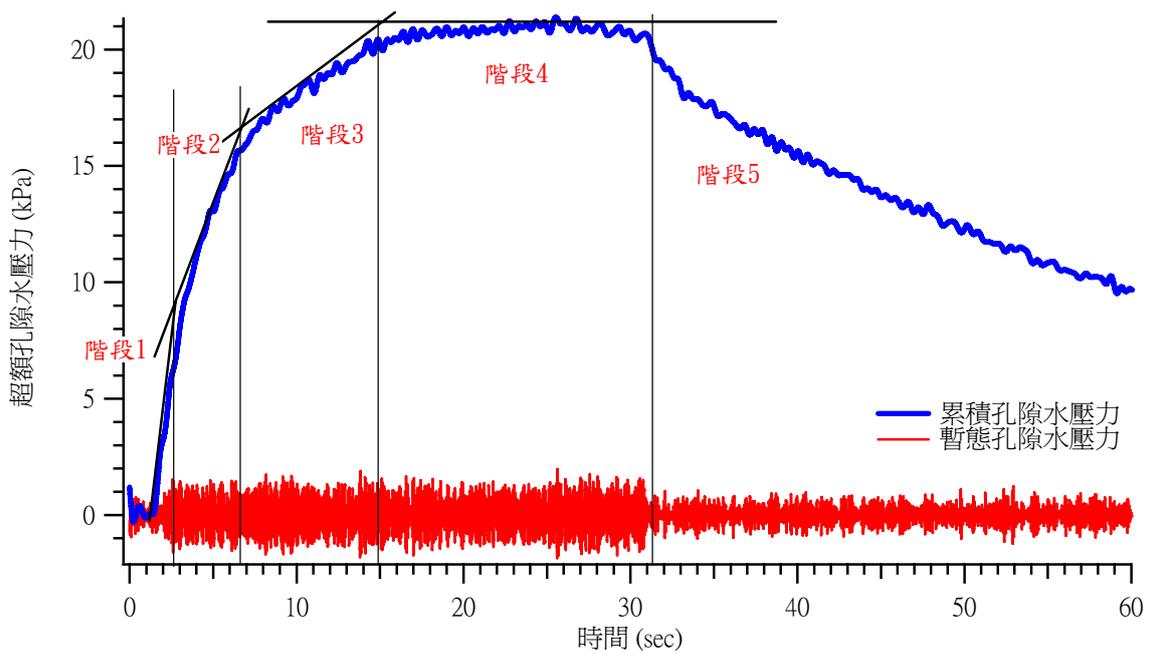


(b) cs13(深度 1.6 公尺)

圖 5.31 試驗 9 碼頭正下方區域感測子超額孔隙水壓力激發歷時曲線

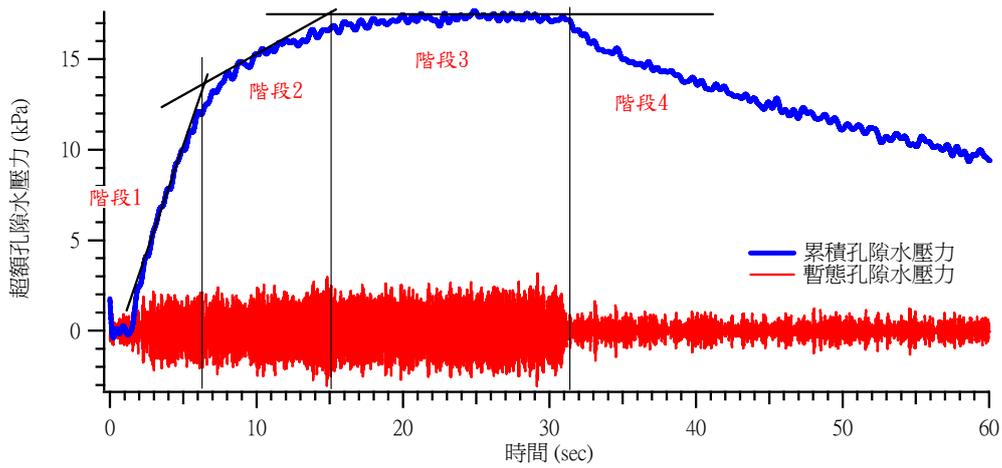


(a) TL40

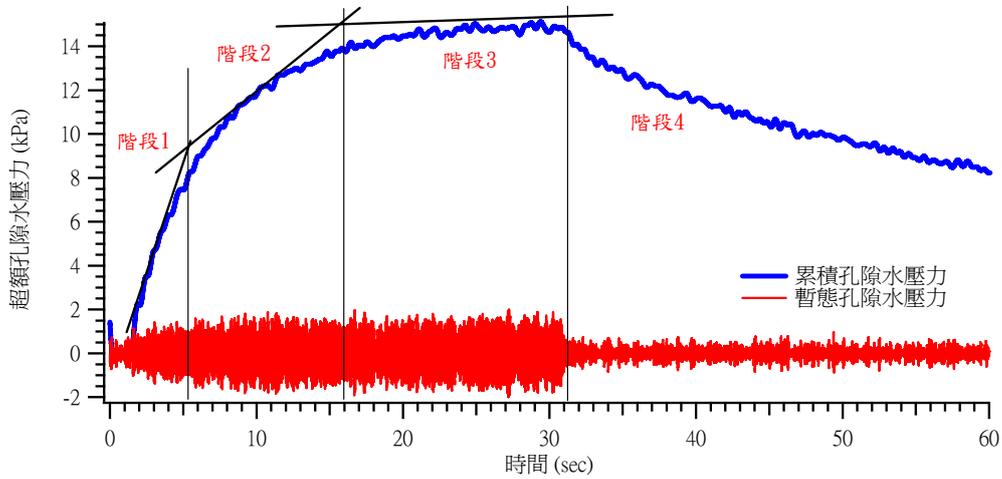


(b) TL39

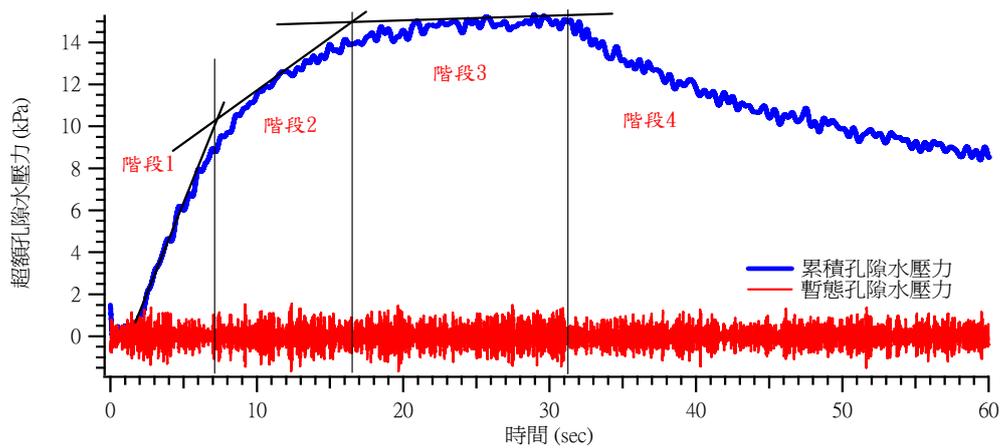
圖 5.32 試驗 9 試坑底部 TL40、TL39 孔隙水壓力激發歷時曲線



(a) TL41



(b) TL43



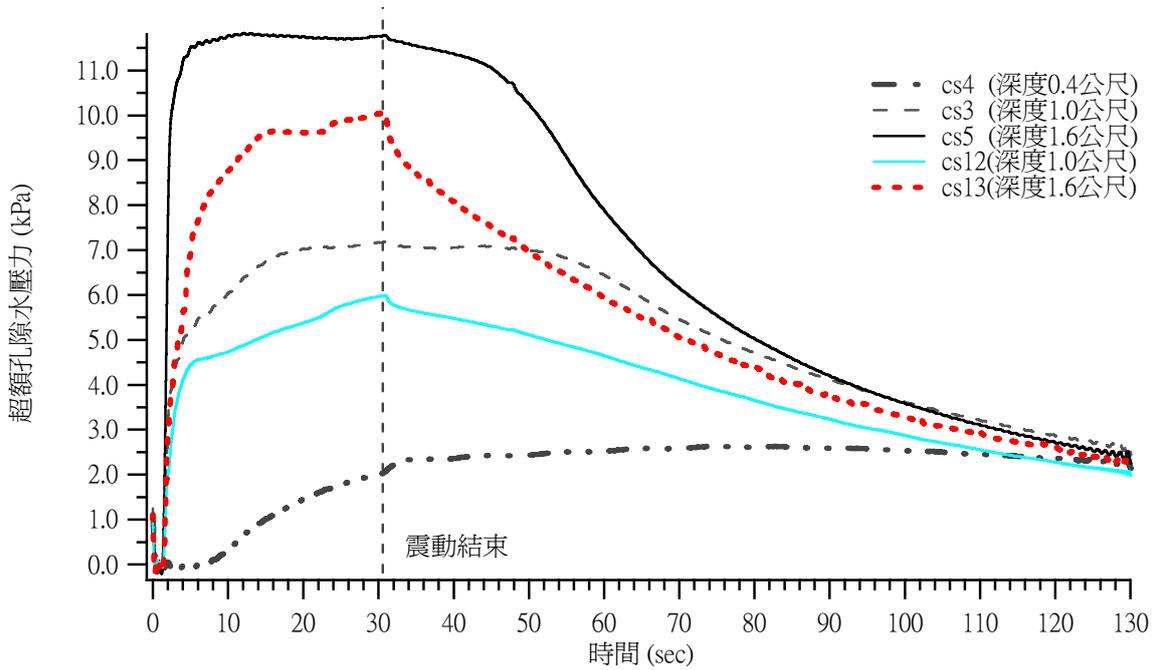
(c) TL44

圖 5.33 試驗 9 試坑底部 TL41、TL43、TL44 孔隙水壓力激發歷時曲線

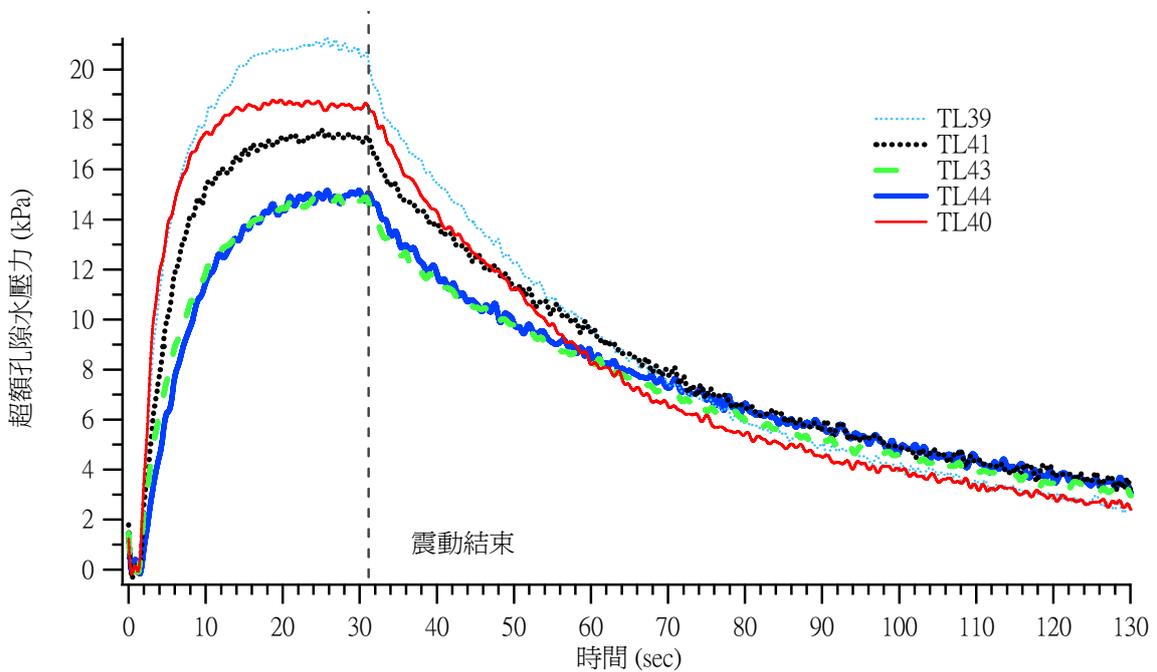
圖 5.34(a)、(b)為試坑內部 cs3~cs5 與 cs12、cs13 以及式坑底部 TL39~TL44 所在區域之累積孔隙水壓力比對圖，由圖 5.34(a)中可發現除了位於淺層之 cs4 其累積孔隙水壓激發量有延遲之外，其餘感測子幾乎皆於同一時間(震動開始)瞬間激發，並且位於深度 1.6 公尺靠近岸基樁附近之 cs5 其孔隙水壓激發速率最快。在圖 5.34(b)裡發現到當震動開始時，試坑底部之孔隙水壓力雖然在同時裡被激發，然而激發速率卻不盡相同，由圖中可得知位於後方回填土區之 TL39、TL40 其激發速率最快，並且激發曲線在前 10 秒時吻合度極高，而位於前方回填土區之 TL43、TL44 之激發速率最為緩慢，推估是由於此兩顆感測子所在區域位於前方回填土區，其距離震源較遠並且有兩根樁基礎結構物阻擋震源傳遞至該區域，因此造成該區之孔隙水壓力激發速度較慢。累積孔隙水壓力激發情況會受到空間與時間變化影響，例如向上流動之滲流以及土壤分層堆積效應等，圖 5.35(a)為試坑內部全區於同一深度之水平向孔隙水壓力激發歷時曲線比對圖，由圖中可發現在深度皆為 1.6 公尺之感測子所在區域其累積孔隙水壓力激發情形也隨著離震源距離遠近有所差異，而圖 5.35(b)顯示當試驗 9 震動結束後，淺層所激發之累積孔隙水壓力並未立即消散，由此可看出位於上層之孔隙水壓力較容易受到周圍土層以及滲流等影響，故震動結束後最底部之土層其孔隙水壓力隨即消散，而淺層之土層則繼續維持在液化狀態。

為瞭解於震動過程中試坑內部各區域孔隙水壓力之激發情況，將水壓激發情況與深度關係做一比較(如圖 5.36 所示)，圖 5.36(a)為後方回填土區深度 0.4、1.0、1.6 以及 2.5 公尺之 cs4、cs3、cs5、TL40 號感測子所構成之超額孔隙水壓力激發情況，圖中可看出 cs5 所在深度之孔隙水壓力激發速率最快，大約在 4~5 秒時其孔隙水壓力激發量幾乎與該深度之有效應力相同。接著於 15 秒時，試坑底部 TL40 號孔隙水壓力計以及深度約 1 公尺區域之孔隙水壓力激發量也與各區域之有效應力相同，而淺層之孔隙水壓力則於 34 秒時才累積到與有效應力相同。圖 5.36(b)則為碼頭正下方區域深度 1.0、1.6 以及 2.5 公尺之 cs12、cs13、TL39 所構成之超額孔隙水壓力激發情況，圖中得之 cs13 以及 TL39 所

在區域於 15~17 秒之間其超額孔隙水壓激發量已達到與有效應力相同，而 cs12 所在區域則約於 30 秒時其激發量才累積至與有效應力相當。

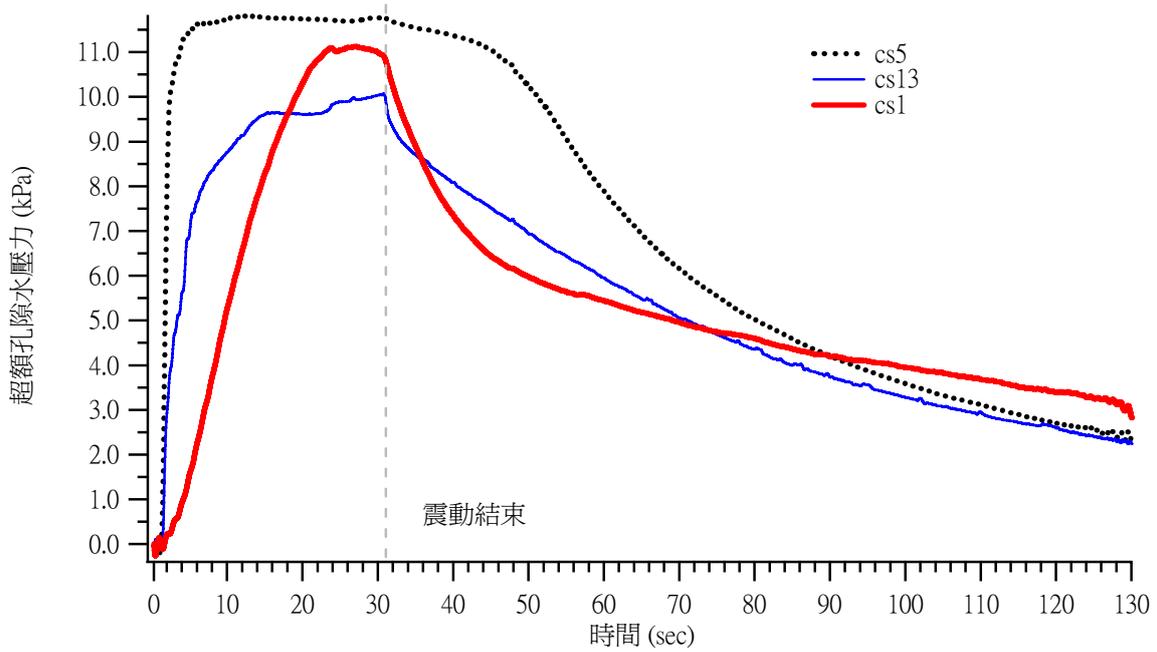


(a) cs3、cs4、cs5、cs12、cs13

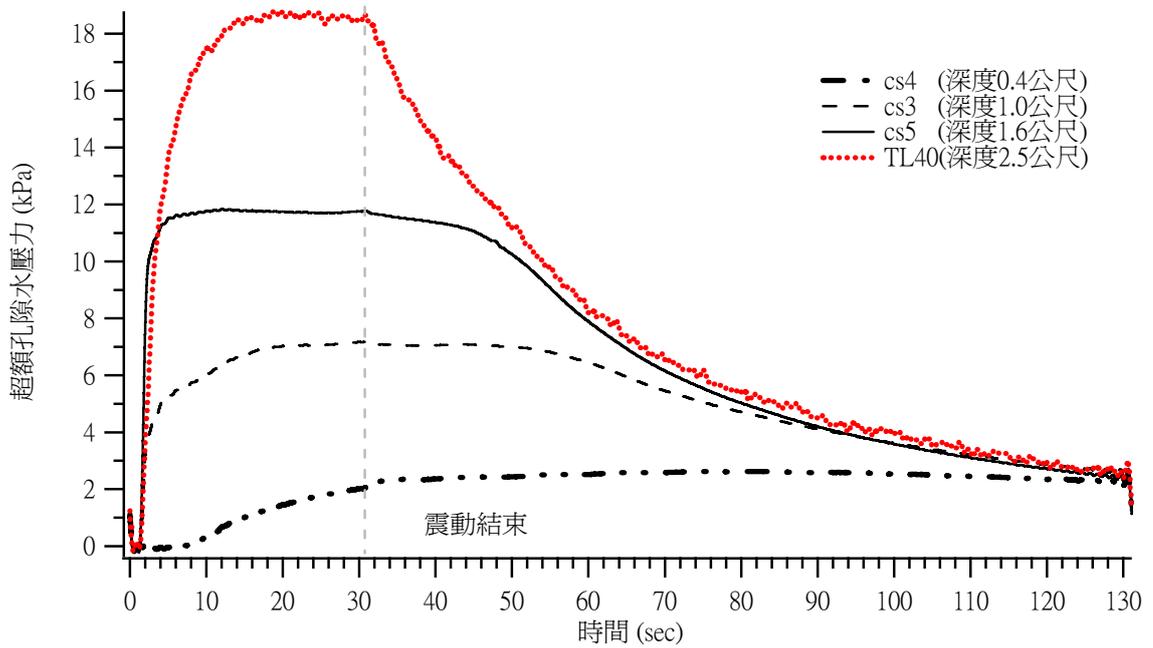


(b) TL39~TL41、TL43~TL44

圖 5.34 試驗 9 試坑內部全域累積孔隙水壓力激發歷時曲線

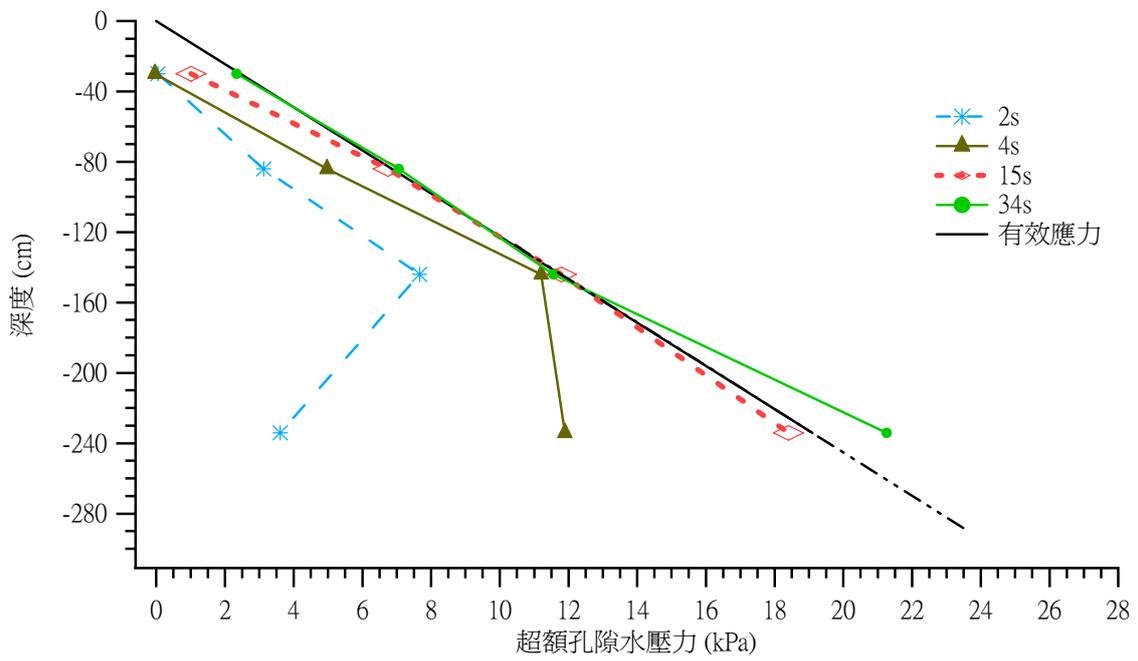


(a) 試坑內部深度 1.6 公尺水平向(cs1、cs5、cs13)累積孔隙水壓力激發情況

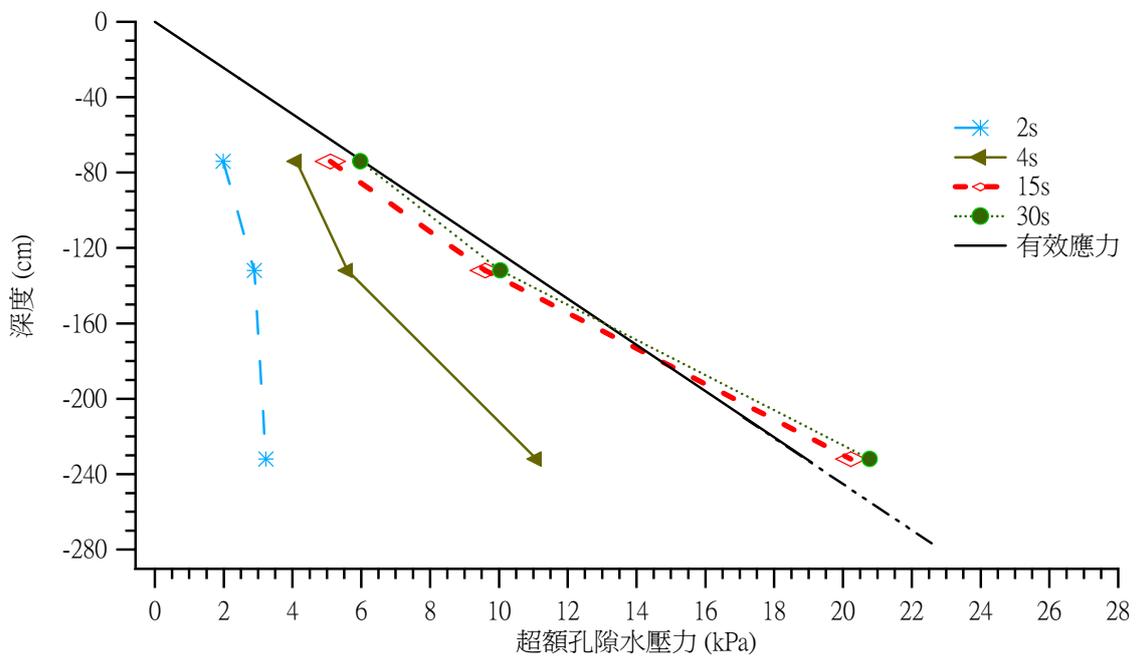


(b) 後方回填土區縱向(cs3、cs4、cs5、TL40)累積孔隙水壓力激發情況

圖 5.35 試坑內部累積孔隙水壓力激發比對



(a)後方回填土區超額孔隙水壓力激發情況



(b)碼頭正下方區超額孔隙水壓力激發情況

圖 5.36 試驗 9 試坑內部累積孔隙水壓力激發曲線與深度關係

#### 5.4.5 液化區域

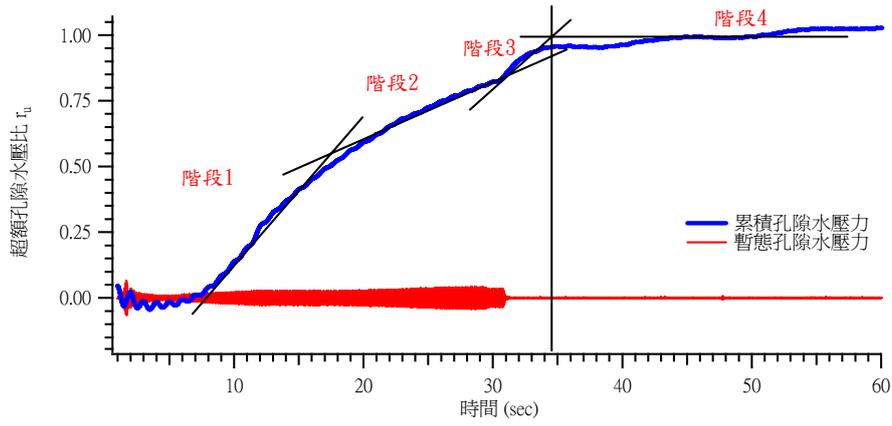
土體受到反覆剪動作用時其顆粒與顆粒之間因為受到擠壓，導致顆粒間孔隙變小造成顆粒重新堆疊激發出孔隙間水壓力，孔隙水壓力不斷激發會導致覆土層有效應下降，當土體達液化狀態不再具有支撐強度時表示孔隙間之水壓力已經被激發完全，而此時質點猶如懸浮在液體中的顆粒，因此當遠處震源能量傳遞至液化土層時，能量並不能夠藉由波的傳遞通過此區域，所以在液化土層裡質點加速度震動量在達液化狀態時會呈現自由震動(free vibration)狀態。本小節中將試驗 9 量測資料區分為後方回填土區、碼頭正下方區域以及試坑底部之累積孔隙水壓力作討論，並且當超額孔隙水壓比(excess pore pressure ratio,  $r_u$ )大於等於 0.95( $r_u \geq 0.95$ )時即定義該土層達液化狀態。

圖 5.37~圖 5.40 為依據試驗 9 試坑內部各區感測子所量測孔隙水壓力計算之超額孔隙水壓比，圖中皆以孔隙水壓力激發速率做分隔。由圖 5.37 (a)得知 cs4 之超額孔隙水壓比約於 34 秒時達到液化狀態，其最大超額孔隙水壓比約為 1.07。由圖 5.37 (b)可得知 cs3 之超額孔隙水壓比約在 18 秒時停止激發，因此可推估該區域在此時發生液化，其最大超額孔隙水壓比為 1.05。由圖 5.37 (c)顯示 cs5 所在區域在 5 秒時即達液化狀態，該區液化時間點比 cs3 所在區域快，經分析過後推估是因 cs5 位於近岸基樁附近，而樁基礎在土壤裡會形成不排水路徑，因此造成 cs5 累積孔隙水壓力累積速率較快，其最大超額孔隙水壓比為 1.0。圖 5.38 (a)為深度 1 公尺之 cs12 超額孔隙水壓比歷時曲線，由圖中可觀察出該區域累積孔隙水壓力在振動過程裡持續激發直到震動結束，並且其孔隙水壓力於震動結束時開始消散，其超額孔隙水壓比於震動結束時約為 0.99。位於 cs12 下方土層(cs13 所在區域)之超額孔隙水壓比如圖 5.39 (b)，圖上顯示該區於 16 秒時其超額孔隙水壓比已達 0.9，並且在 16~23 秒之間超額孔隙水壓比皆為定值，於 23 秒至震動結束之間超額孔隙水壓比約累積至 0.95，因此可推估地表下深度約 1.6 公尺之 cs13 所在區域約於 16~23 秒期間發生液化。

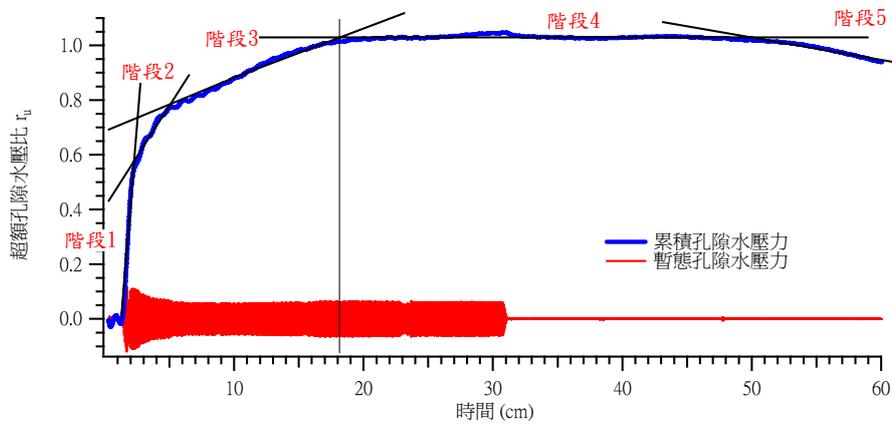
試坑內部除上述兩個區域之反應外，另外將試坑底部之超額孔隙

水壓比視為同一個區域觀看其反應(如圖 5.39、圖 5.440 所示)，由圖 5.39(a)中可知 TL40 則約在 15 秒左右超額孔隙水壓比激發至 0.97，因此 TL40 該區土壤大約在此時發生液化，圖 5.39(b)顯示 TL39 附近區域大約在 15 秒左右超額孔隙水壓比激發至 1 達液化狀態。TL41、TL43 以及 TL44 約在 16~17 秒時達液化狀態，其超額孔隙水壓比各約 0.92、0.95、1.1。

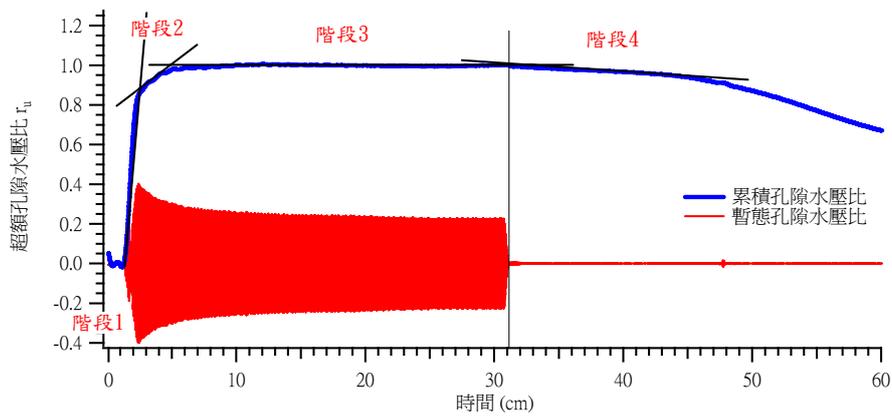
圖 5.41 為超額孔隙水壓比與深度關係圖，由圖 5.41(a)可觀察出於後方回填土區靠近近岸基樁之 cs5 為最先達液化狀態之區域(4~5 秒)，接著位於試坑底部之孔隙水壓力計以及碼頭正下方區域靠近後排基樁之 cs13 以及試坑底部之孔隙水壓力計皆於 16 秒時液化，而位於上層靠近試坑邊界之 cs3 於 18 秒時發生液化，同樣位於上層之 cs12 則為最後液化的區域(30 秒)，因此可得知試坑裡於震動過程中其液化反應是有由下至上、由左至右發生。



(a)cs4(深度 0.4 公尺)

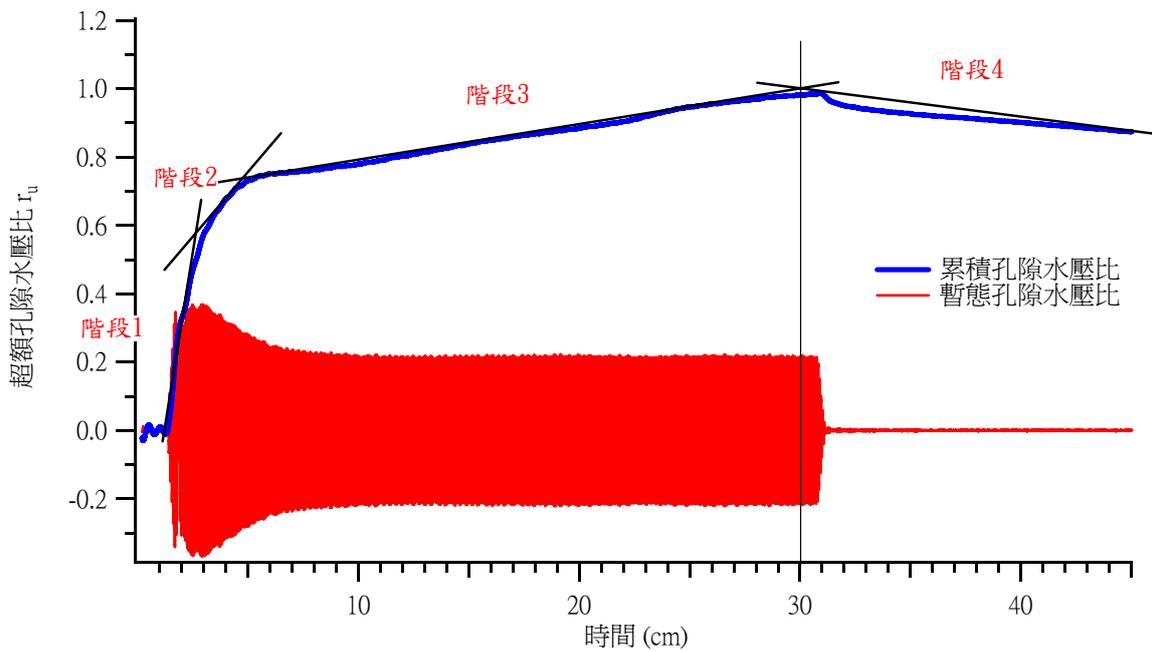


(b)cs3(深度 1.0 公尺)

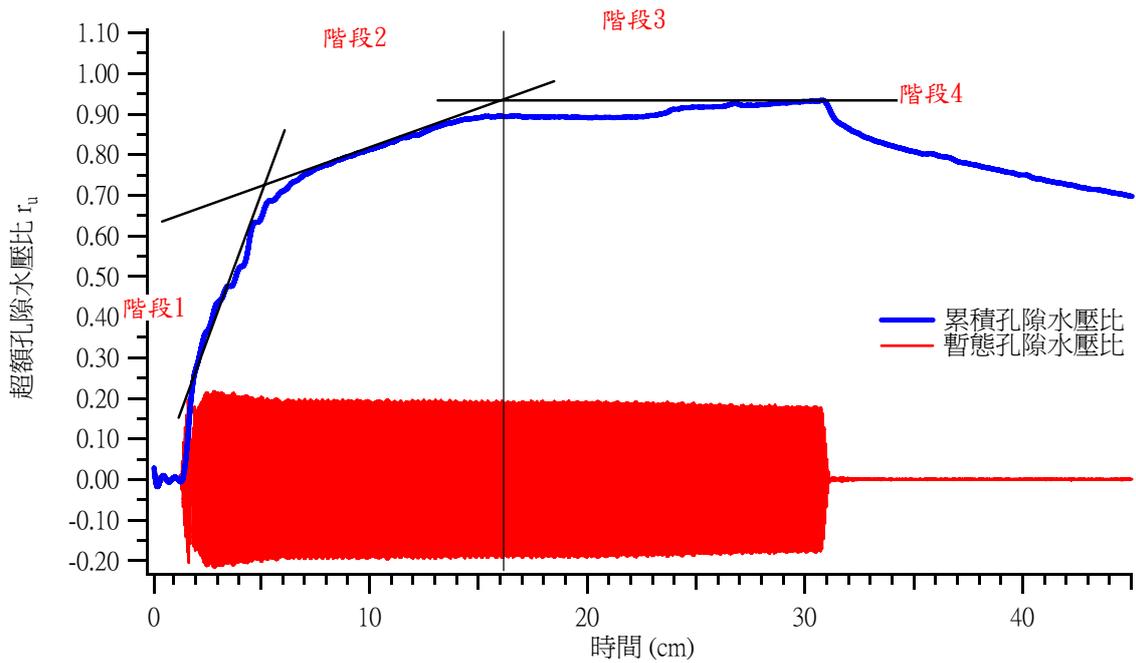


(c) cs5(深度 1.6 公尺)

圖 5.37 試驗 9 後方回填土區感測子超額孔隙水壓比歷時曲線

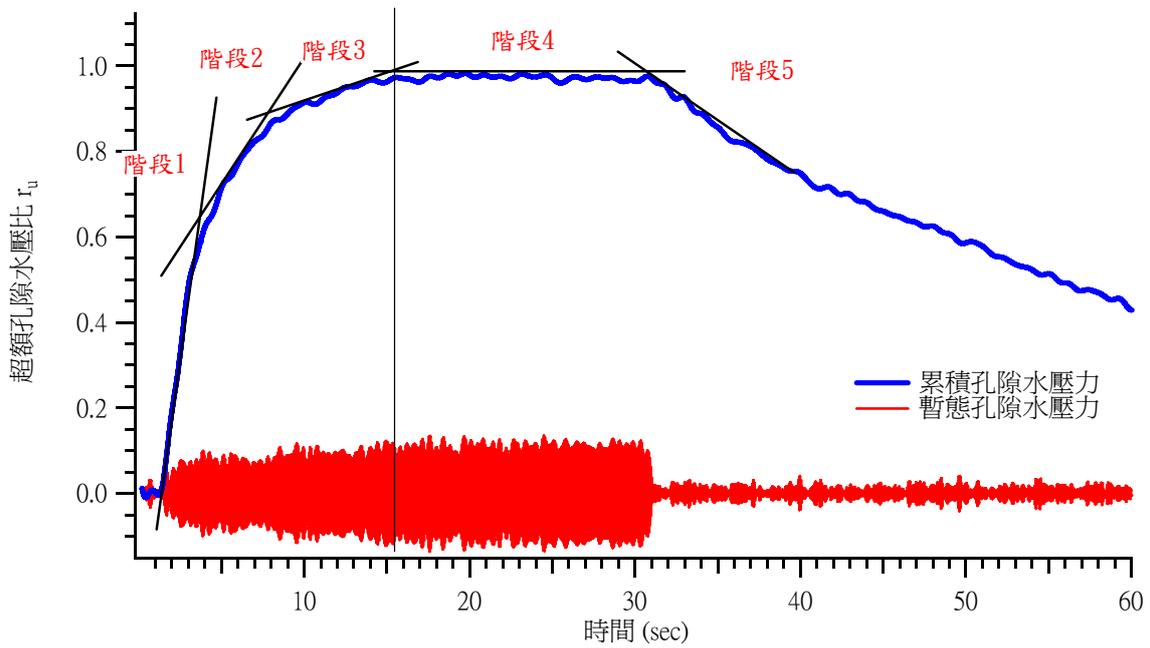


(a) cs12(深度 1.0 公尺)

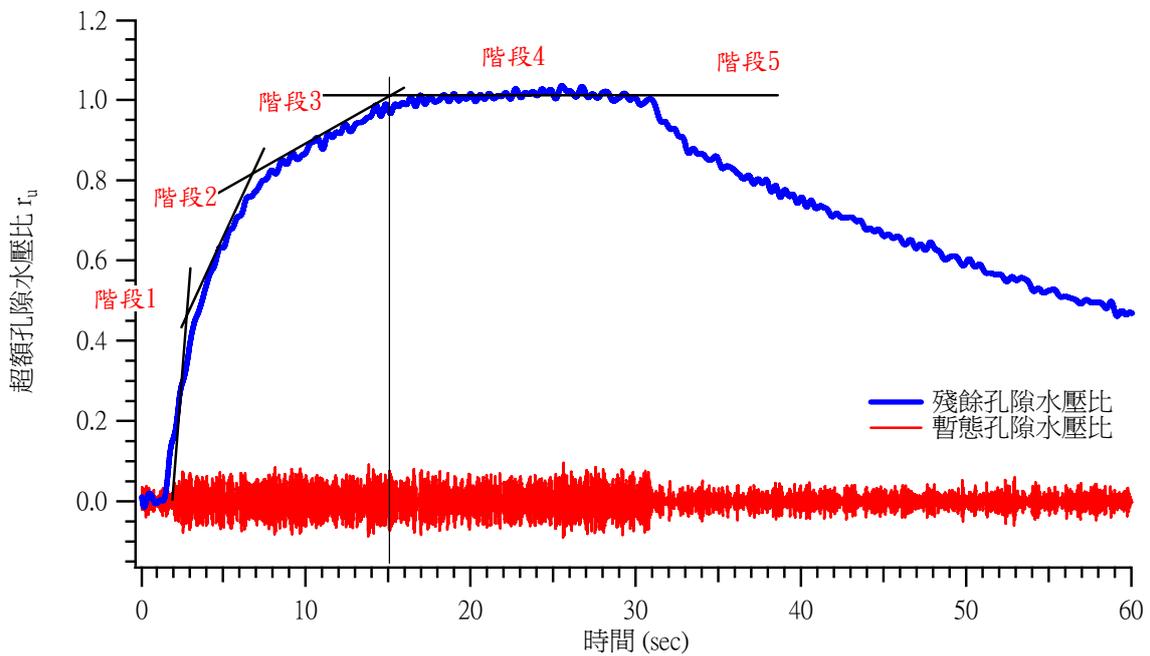


(b) cs13(深度 1.6 公尺)

圖 5.38 試驗 9 碼頭正下方區域感測子超額孔隙水壓比

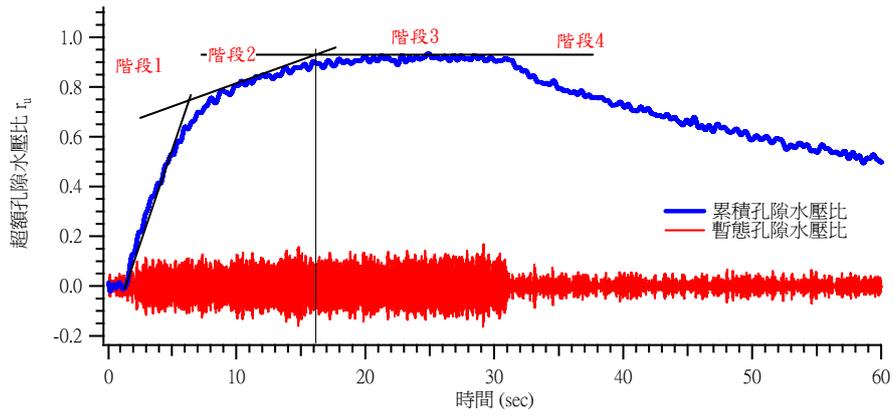


(c) TL40

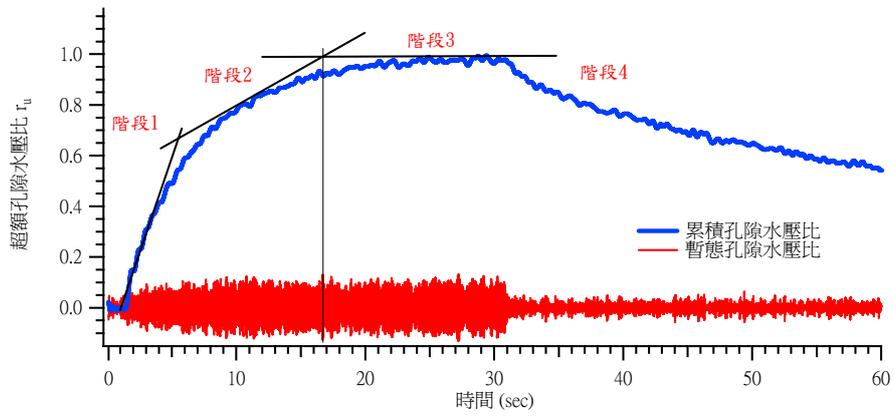


(d) TL39

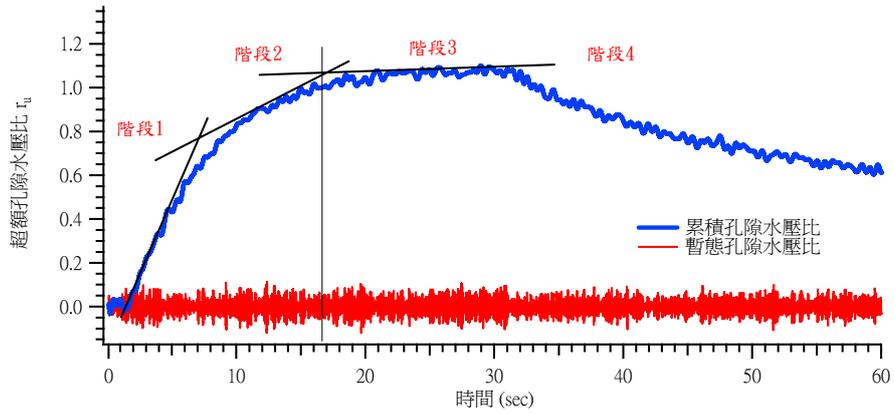
圖 5.39 試驗 9 試坑底部 TL40、TL39 超額孔隙水壓比



(a) TL41

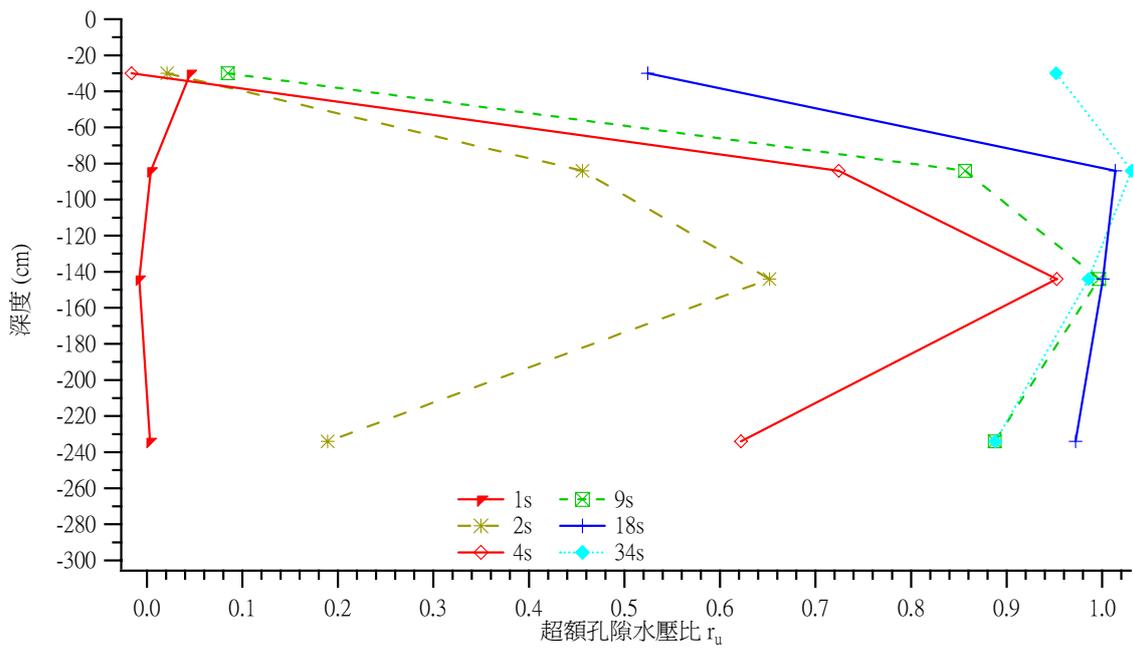


(b) TL43

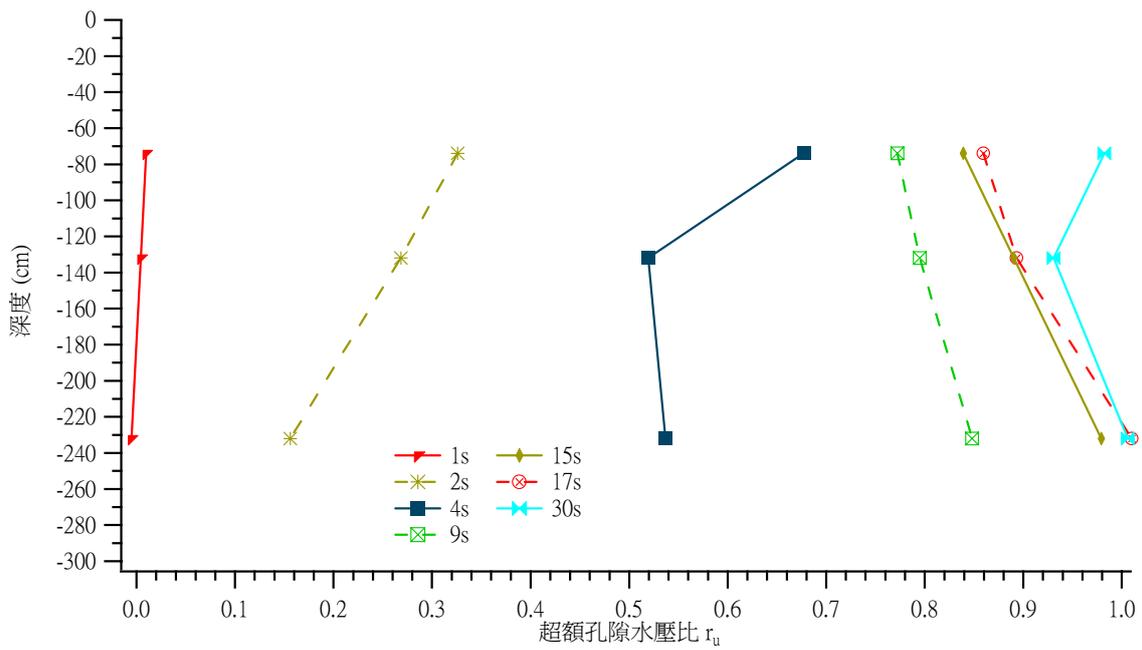


(c) TL44

圖 5.40 試驗 9 試坑底部 TL41、TL43 及 TL44 超額孔隙水壓比



(a) 後方回填土區

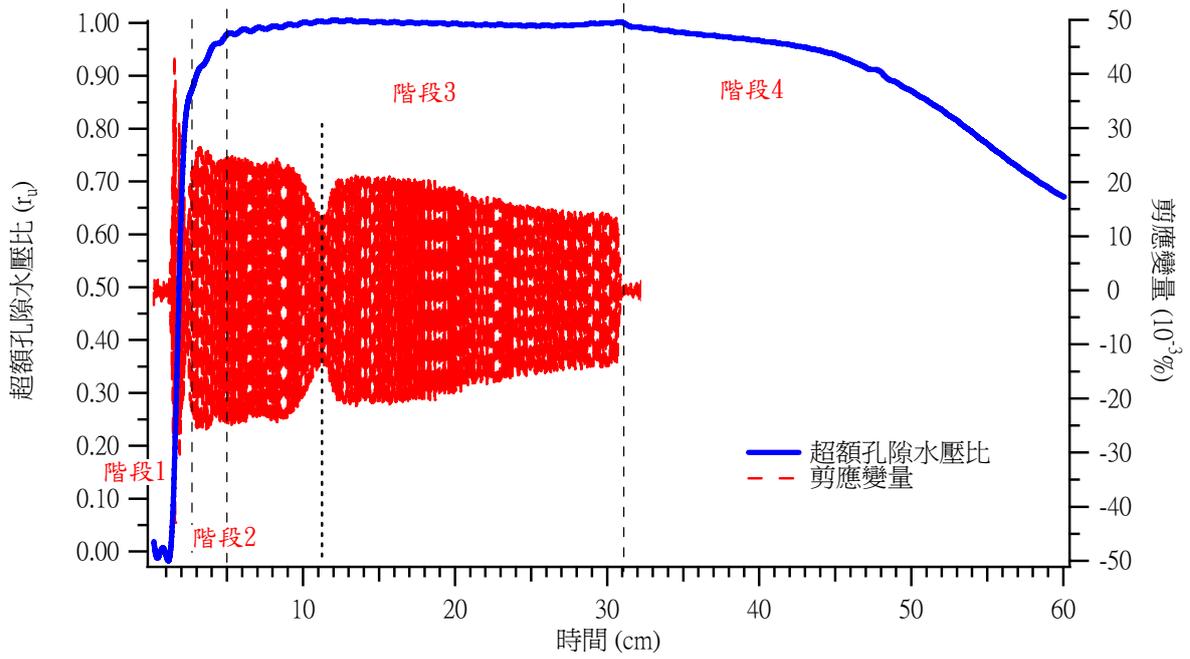


(b) 碼頭正下方區域

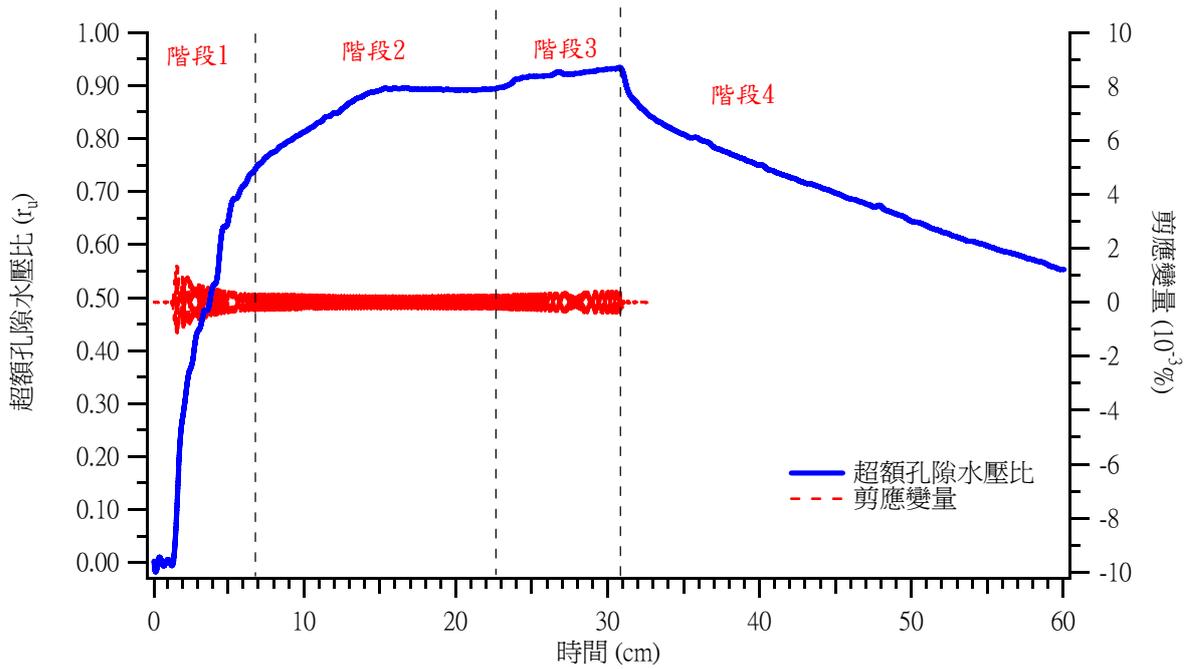
圖 5.41 試驗 9 試坑內部超額孔隙水壓比與深度關係曲線

#### 5.4.5 土壤剪應變與超額孔隙水壓力耦合反應

土壤液化為土壤結構變化(剪應變)與孔隙水壓力激發之耦合行為(Coupled behavior)，因此土壤因震動產生之剪應變與激發之孔隙水壓力大小為進行飽和砂土試體受震反應中最重要之量測物理量。圖 5.42 為試驗 9 位於深度 1.6 公尺之 cs5(後方回填土區)以及 cs13(碼頭正下方區域)所在區域土壤剪應變與超額孔隙水壓比耦合反應曲線圖。圖 5.42(a) 為 cs5 所在區域耦合反應曲線圖，由 5.3 小節得知可將超額孔隙水壓比歷時曲線依照激發速率區分為 4 個階段，並且於 5 秒時該處發生區域液化。由圖中可看出當超額孔隙水壓比激發至 0.9 時，其剪應變量開始遞增，並且當  $ru=1.0$  時剪應變量也維持在最大值(約 0.025%)。在 10~11 秒時則受到側潰反應影響，因此剪應變量歷時曲線略有變化，然而剪應變震幅仍然屬於穩定變化狀態(仍然保持在液化狀態下之剪應變量)。圖 5.42(b) 為碼頭正下方區域 cs13 子所在區域(深度 1.6 公尺)耦合反應曲線圖，圖中平均剪應變量約為 0.004%，應變量未達 0.001%，但其超額孔隙水壓比仍激發到 0.94(94%)達液化狀態，這是由於後排樁幾乎遮蔽了人造震源所產生之水平向震動能量，因此碼頭正下方土層區域之剪應變量很小，但是孔隙水壓力卻仍然被激發，因為整個試坑內部之土體受人造震源之震動能量影響，導致試坑內孔隙水壓力重新分佈，因此近碼頭正下方土層區域之孔隙水壓仍然被激發導致液化。



(a) 後方回填土區 cs5



(b) 碼頭正下方區域 cs13

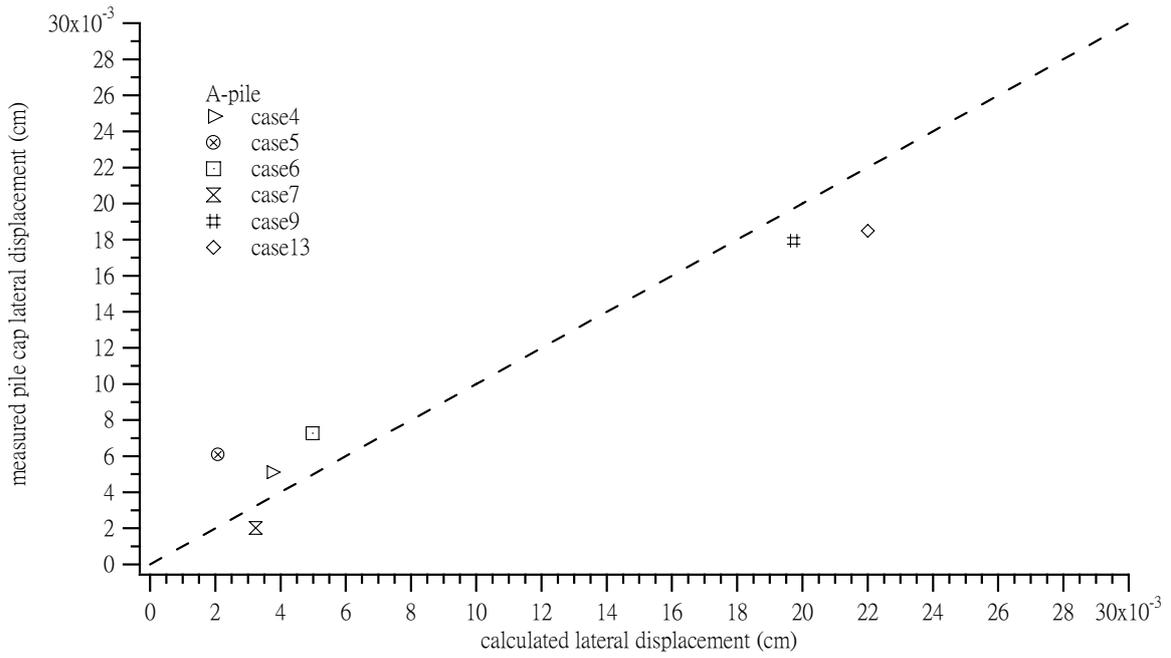
圖 5.42 土壤剪應變與超額孔隙水壓力耦合反應曲線

## 5.4.6 樁基礎反應分析

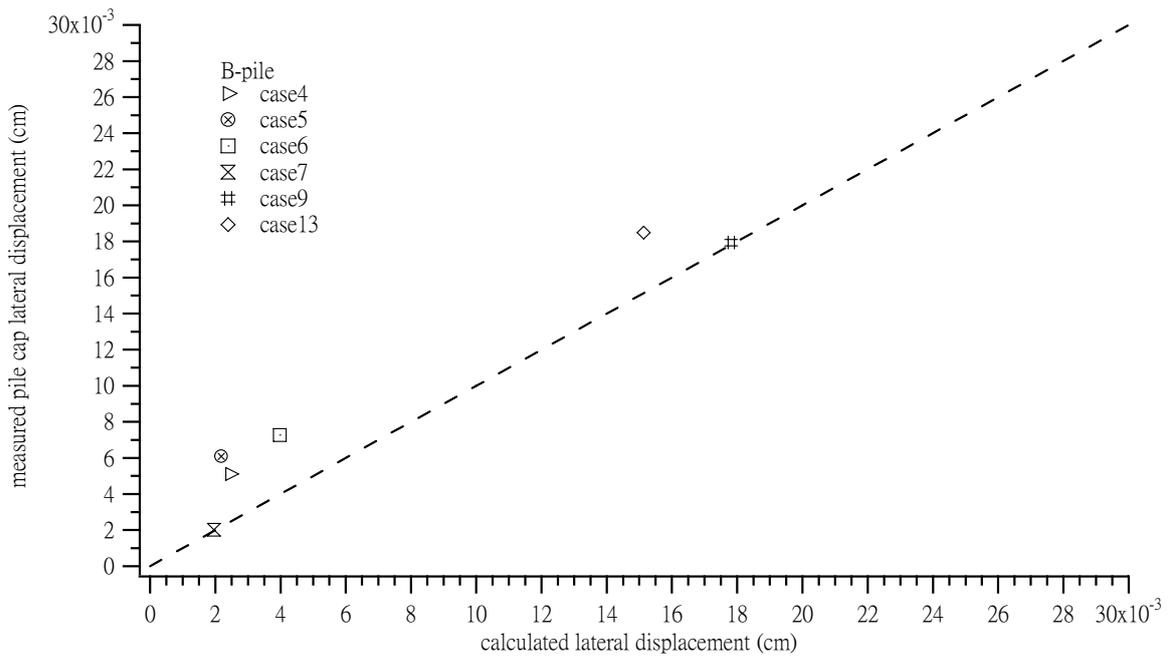
### 1. 基樁頂版震動反應

本次試驗中於樁頂平台上佈設一加速度規 (Accelerometer) 以量測樁頂之震動反應，並且可藉由數值積分方式將加速度歷時曲線做二次積分求得頂板之位移量，圖 5.43 為利用三次平滑曲線以曲率推算之頂板側向變位量以及由量測值加速度做二次積分所求得之側向變位量比較圖，圖中顯示無論在大應變或小應變震動試驗之下兩方法所計算之位移量相當吻合，若比較兩圖可發現只有在試驗 13 時遠岸與近岸基樁之側向變位量稍有誤差，因此可說明利用三次平滑曲線所計算之數值資料具有相當的可靠度。

圖 5.44 為試驗 9 (90%出力、15Hz、歷時 30 秒) 基樁頂板震動反應圖，圖 5.44 (a) 為樁頂板加速度量測反應頻譜，由圖中可看出樁頂板主要振動頻率與激發頻率相同為 15Hz，並且有第二模態 30Hz、第三模態 45Hz 反應等高頻行為明顯。然而基樁頂板之震動頻率雖然集中在 15Hz，但是頻譜反應中垂直向震動能量在 16Hz 時也有一明顯尖峰值，此一反應並不屬於激發頻率也並非高頻反應，因此推測 16Hz 為樁基礎結構之自然震動頻率。圖 5.44 (b) 為基樁頂板垂直與水平向加速度震動反應圖，其垂直向震動量大於水平向與震源相符，圖中可看出垂直向加速度振幅約於 2 秒時達最大值(約 0.1g)並且在 2~10 秒時加速度振幅遞減至 0.05g，由 03 小節知後方回填土區 cs5 所在區域約於 5 秒時土層發生液化，當土體達液化狀態後人造震源產生之表面波其垂直方向分量(即剪力波)便無法透過土層傳遞至樁基礎，因此此時樁基礎以及樁頂板之震動反而轉換為由深度 2.5~3.5 公尺之樁身以及周圍土壤震動影響，故可以推測基樁頂板之加速度震動量在 2~10 秒的反應是受到周圍土層影響所造成，然而有關此一現象仍需繼續探討。

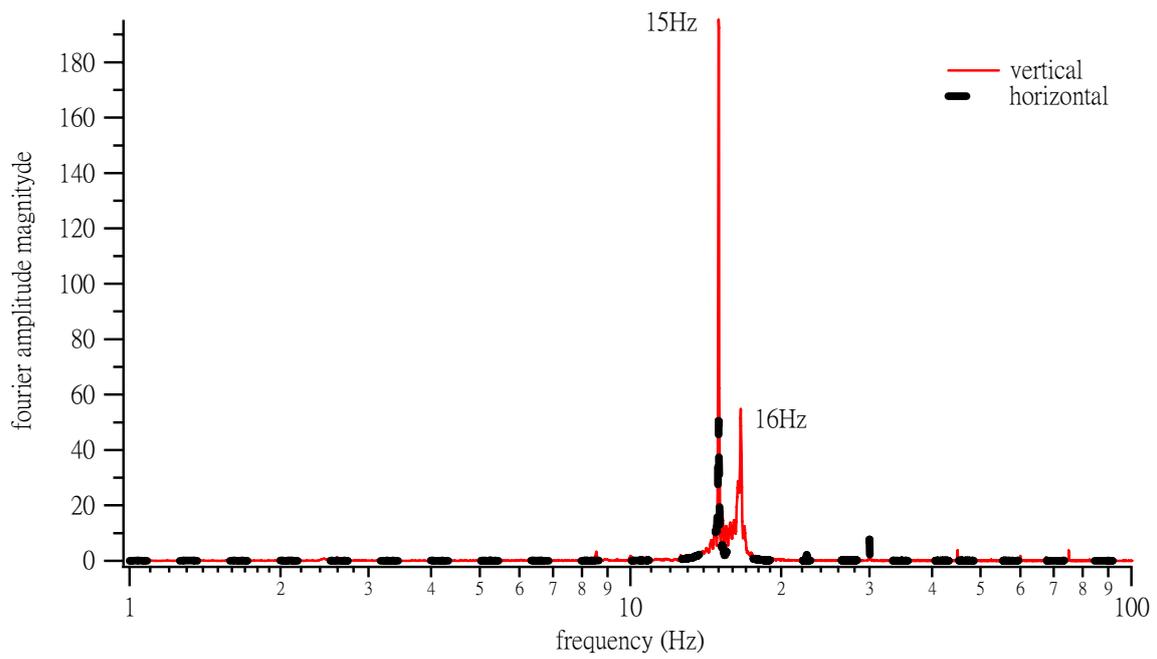


(c) 近岸基樁

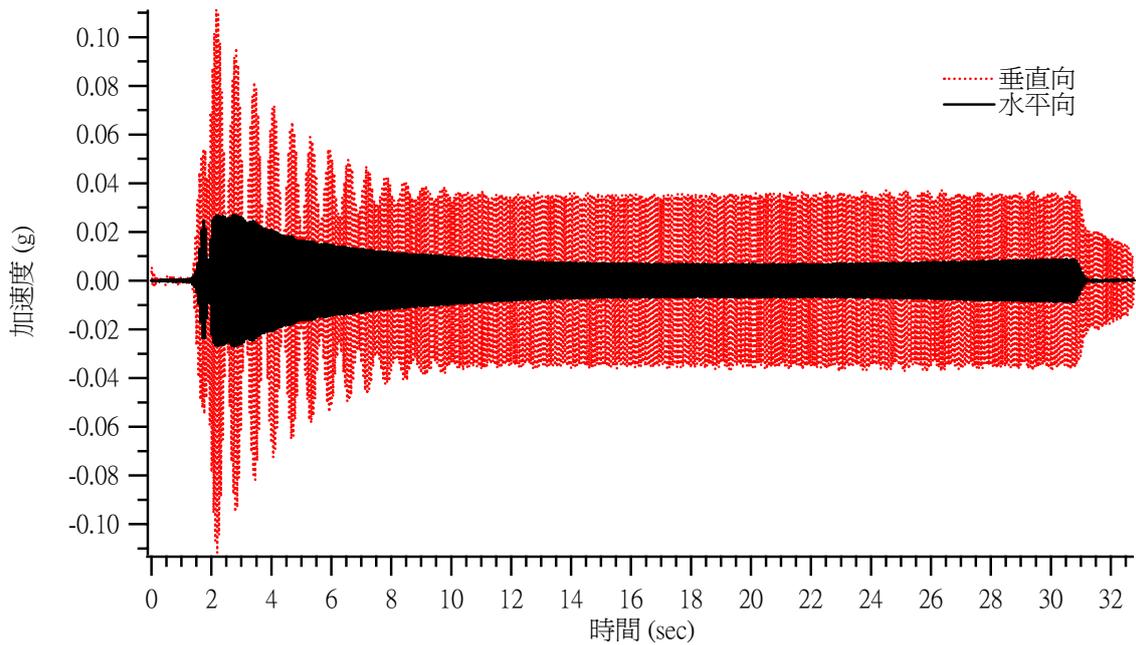


(d) 遠岸基樁

圖 5.43 三次平滑曲線計算以及加速度積分之樁身側向位移量比較



(a) 基樁頂板兩向加速度量測反應頻譜



(b) 基樁頂板垂直與水平向加速度震動歷時曲線

圖 5.44 試驗 9 基樁頂板加速度震動反應

## 2. 樁身側向變位與彎距分佈

為便於描述將靠近震源之近岸基樁為 A-Pile，遠離震源為 B-Pile。若將樁基礎結構物視為彈性樑結構，樁基礎之曲率 (curvature,  $\kappa$ ) 可藉由基樁前後兩側應變量測值除上有效長度求得，而其側向變位則利用二次數值積分法求得。本試驗假設基樁打入試坑底部之接觸點為固定端，故兩基樁之側向變位量必須具有相同相角，而基樁於受震過程中其側向變位量為由上往下遞減(Miwa et al. 2006)，若不考慮頂板之側向變位量則兩基樁之側向變位在 1 號應變計所在區域最大，2 號應變計所在區域則次之，因此比較 1 號與 2 號應變計所在區域基樁之側向變位量，藉以說明兩根基樁於受震過程裡其側向變位量以及相角是否相等(如圖 5.45 所示)，由圖上可得知近岸以及遠岸基樁在深度 0.6 公尺內其側向位移量曲線比對圖相當吻合，表示兩基樁具有相同側向變位量以及相角，並且 2 號應變計所在區域在同一時間下其側向變為量皆小於 1 號應變計所在區域。

根據研究顯示最大彎矩會發生在液化與非液化土層之交界處 (Dobry 2003)，若試體尺寸以及液化土層位於兩非液化區域中間，並且液化土層深度夠深的情況下，可發現彎矩於液化土層中呈線性變化，並且於液化區域內會有一彎矩由正值轉為負值的反曲點。經由 5.3.4 小節的描述已得知試坑內部於震動過程中液化發生區域以及時間點，圖 5.4 6 為近岸基樁(試驗 9)利用曲率乘上楊氏模數與慣性矩所求得之彎矩圖 5.46 (a)圖為振動初期 1~3 秒彎矩分佈曲線，5-46 (b)、5-46 (c)圖則為各感測子所在區域達液化狀態時之彎矩分佈曲線，由圖中可得知在振動初期時由於土體仍然保持原有強度，因此基樁受震產生左右晃動時會受到土體限制，此時基樁承受較大彎矩量，然而當土體達液化狀態後由於土體本身失去剪力強度不再具有支撐力此時基樁猶如在液體內部自由擺動，因此土體對於基樁限制較小導致基樁的彎距量較少。

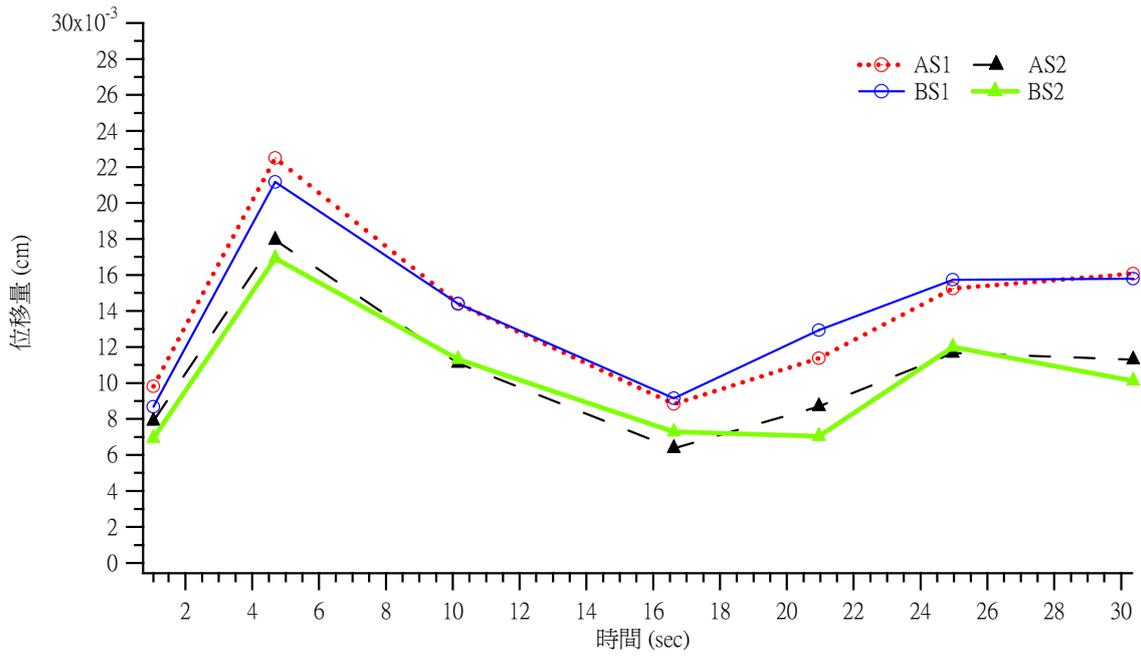
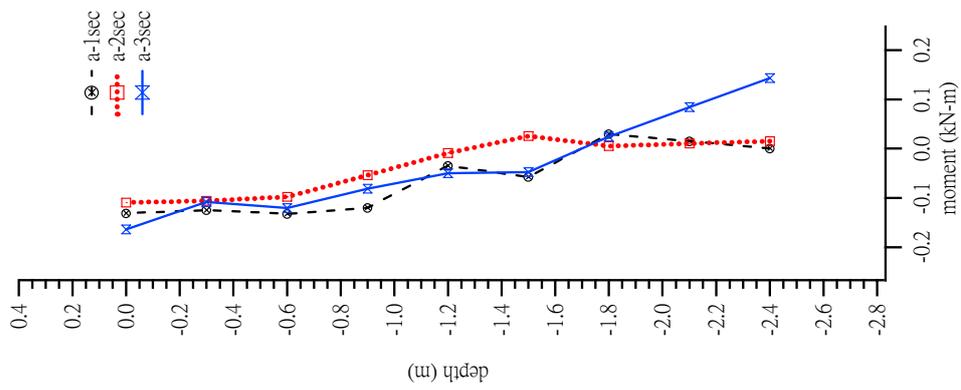
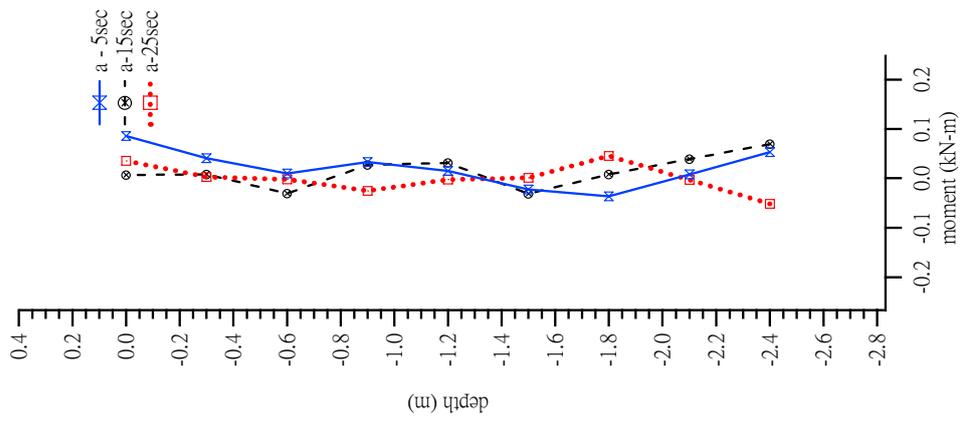


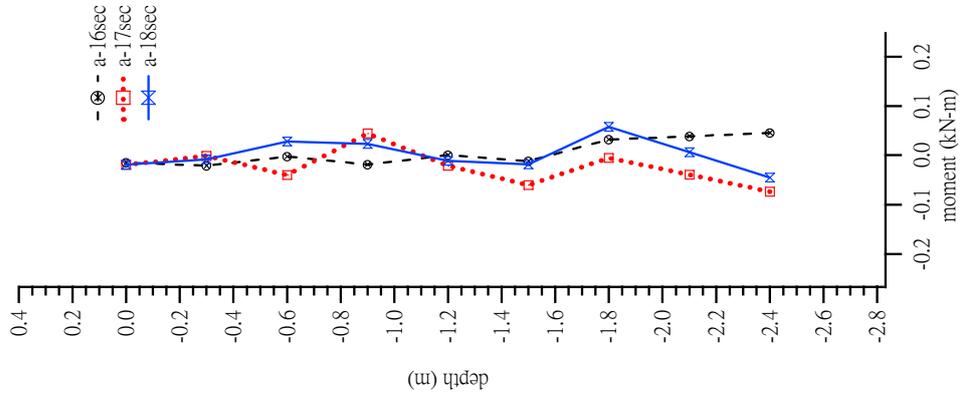
圖 5.45 兩基樁深度 0.6 公尺內側向位移比對



(a) 1、2、3 秒



(b) 5、15、25 秒



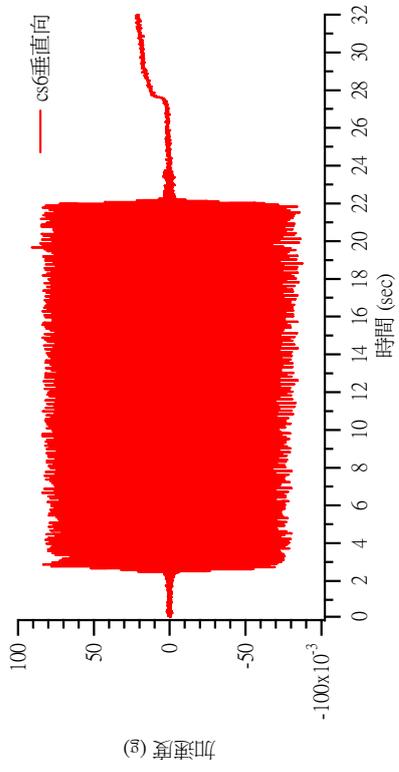
(c) 16、17、18 秒

圖 5.46 試驗 9 近岸基樁彎矩分佈曲線

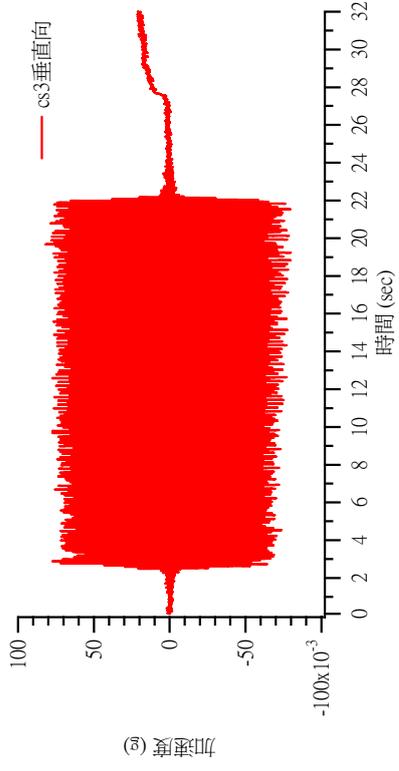
#### 5.4.7 液化土層側潰反應

一般液化反應常會導致許多災害，例如噴砂及土體側潰等。圖 5.47 為試驗 8(90%，10Hz，20 秒)感測子 cs6、cs5、cs3、cs2 加速度震動反應，由圖中可知約在 2.5 秒時土層開始震動直至 22.5 秒震動停止，但是約在 27.5 秒時，加速度震動歷時曲線斜率改變不再為 0，圖中顯示於震動停止後具有兩段不同斜率的反應，推測當震動停止五秒後土層開始側移改變了水下邊坡試體本身的高度與坡度。在分析數據過程中可以利用濾波技術保留所欲探討之頻寬，圖 5.48 (a)~(d)即為利用低通濾波技術(切斷頻率為 18Hz)保留試驗 9 後方回填土區 cs6、cs5、cs3 及 cs2 之極低頻振動頻加速度震動反應，由圖中加速度歷時反應曲線之斜率可看約於 8 秒時加速度歷時曲線開始向下漂移，於 11 秒時各感測子所量測到之加速度歷時反應曲線飄移量更為明顯，直至約 12 秒時加速度反應歷時曲線才恢復平穩狀態。一般當土體液化發生側潰反應時即造成土體永久變形，而永久變形量就是一種極低頻的震動行為，由圖 5.26 以及圖 5.48 相互比對，兩者差別在於圖 5.26 再分析過程中是將低頻振動量移除，而圖 5.48 的頻寬則是保留了極低頻頻率含量，由圖中加速度歷時曲線飄移的情況推估於試驗 9 震動過程中，試坑內部有側潰反應發生。圖 5.49 (a)~(f)為試驗 9 震動結束後所拍攝近岸基樁各角度所呈現之行為，於圖中可看出在近岸基樁與土壤交界處有明顯因擠壓所造成之皺褶以及凸起處，因此藉由表 5.5、圖 5.26、圖 5.48 與圖 5.49 可推估當試驗 9 震動結束後水下邊坡試體不但發生大量沉陷，並且於後方回填土區土層有側潰反應發生。然而碼頭正下方區域之 cs14 及 cs11~cs13 號(圖 5.50)其加速度歷時反應曲線並未有漂移情況，因此可排除掉此區域中有側潰反應發生，推估是因為當土層往遠岸基樁方向發生側潰時，在土體流至近岸基樁時即被擋住，因此近岸基樁與土壤交界處有皺摺與凸起，所以碼頭正下方區域的土體並沒有受到後方回填土區側潰影響。圖 5.51 與圖 5.52 為同樣震動條件下試驗 14 分析頻寬為 0-18Hz 後方回填土區以及碼頭正下方區域之感測子加速度歷時反應曲線，圖中並未觀測到加速度歷時曲線有漂移現象，並且由表 5-5

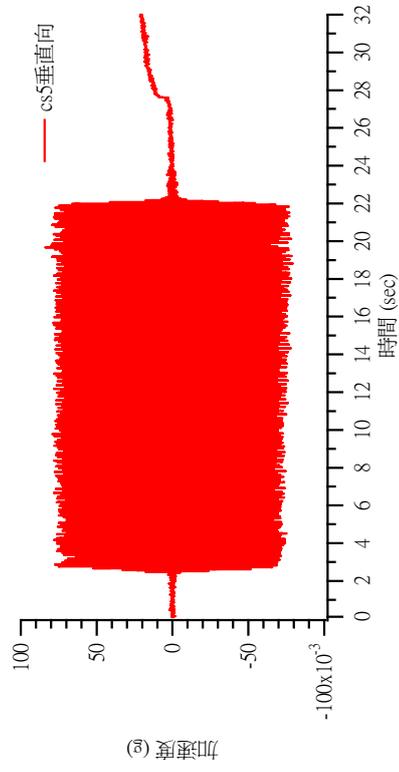
知道雖然試驗 9 與試驗 14 為相同震動條件然而試體沉陷量卻相差很多，其最大沉陷量只有 2.3 公分。因此可知水下邊坡試體其孔隙堆積情況於試驗 9 震動結束後已趨於穩定，而此時之孔隙比由試驗結束後反算推估大約為 0.861。



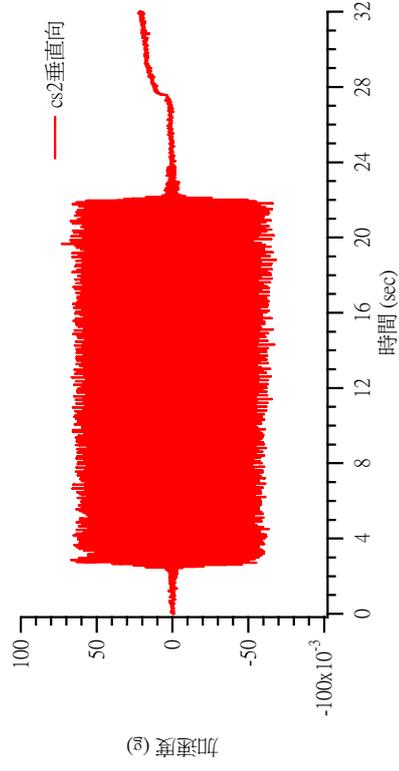
(a) cs6(深度 1.0 公尺)



(c) cs3(深度 1.0 公尺)

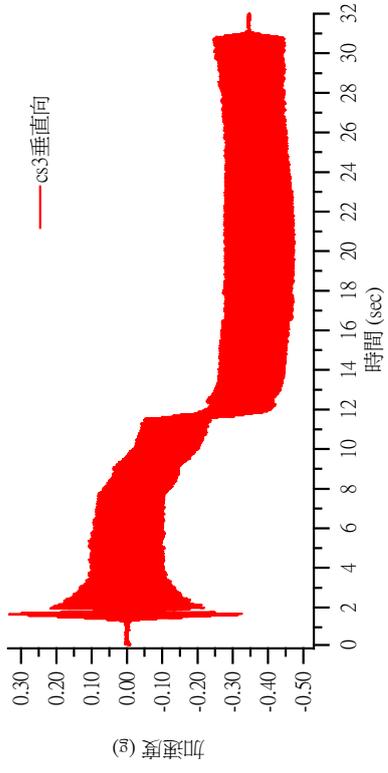
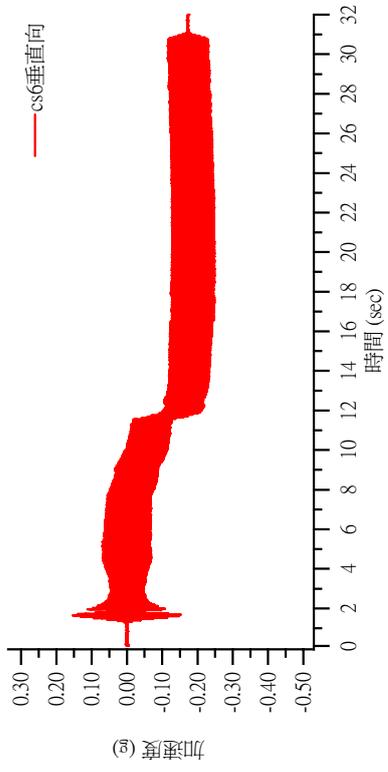


(b) cs5(深度 1.6 公尺)



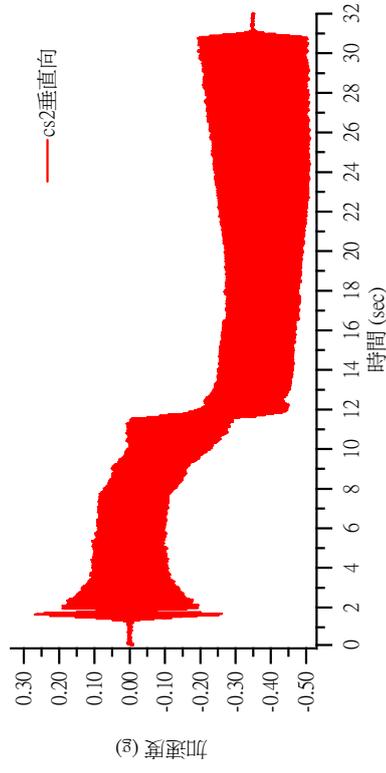
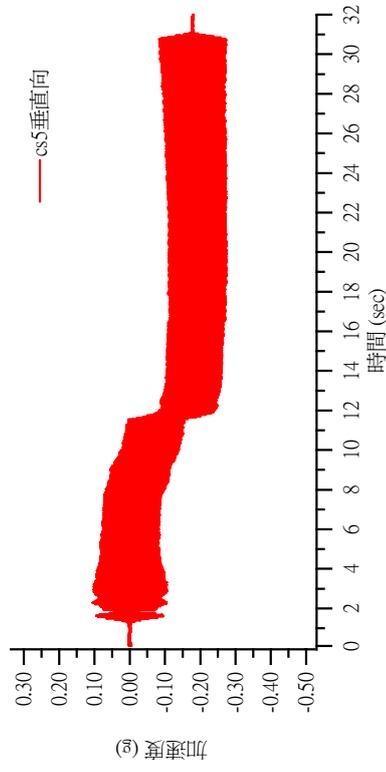
(d) cs2(深度 1.6 公尺)

圖 5.47 試驗 8 後方回填土區感測子加速度震動歷時曲線



(a) cs6(深度 1.0 公尺)

(c) cs3(深度 1.0 公尺)



(b) cs5(深度 1.6 公尺)

(d) cs2(深度 1.6 公尺)

圖 5.48 試驗 9 後方回填土區感測子加速度震動歷時曲線



(a)



(b)



(c)



(d)

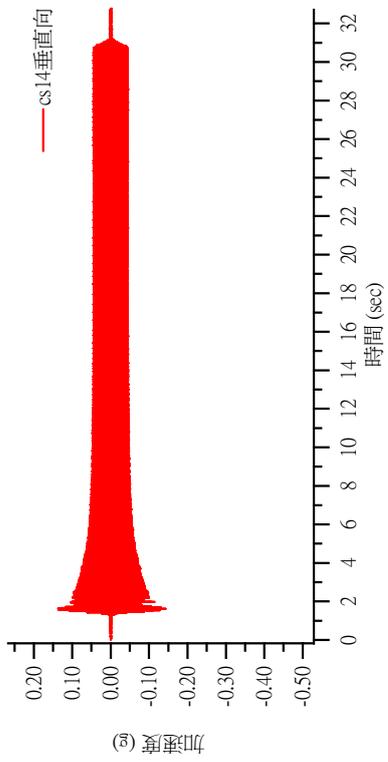


(e)

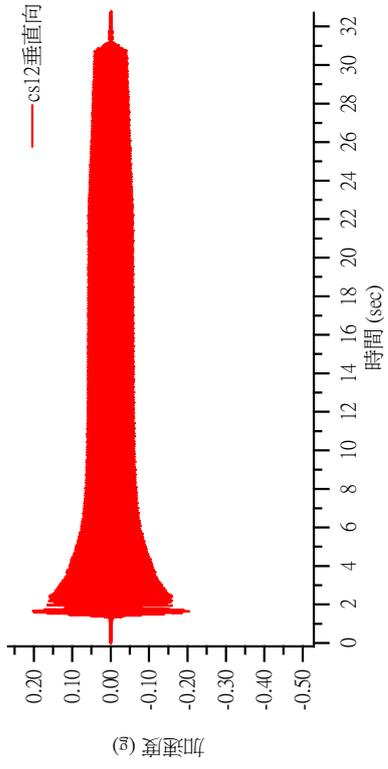


(f)

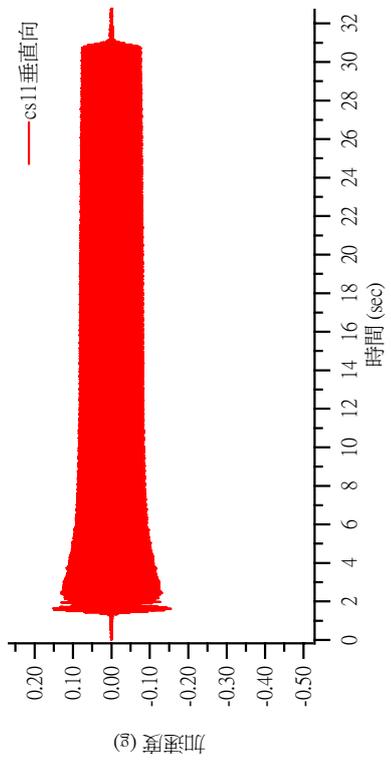
圖 5.49 試驗 9 試坑表面側潰反應



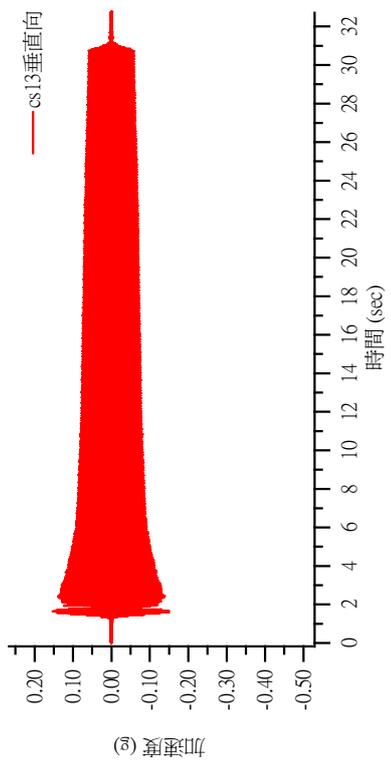
(a) cs14(深度 1.0 公尺)



(c) cs12(深度 1.0 公尺)

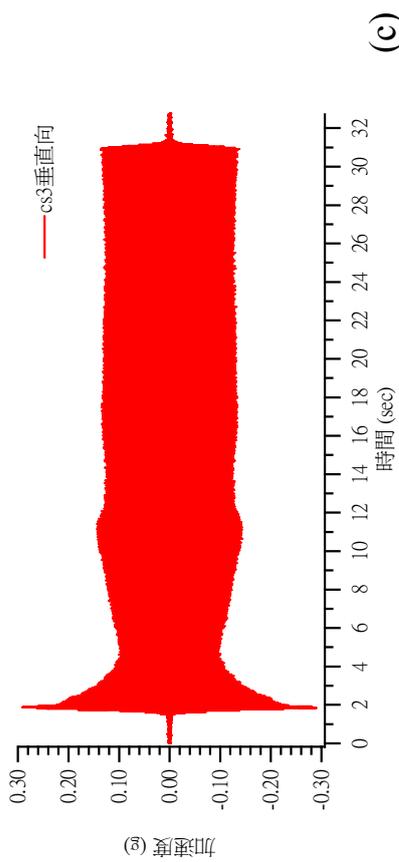
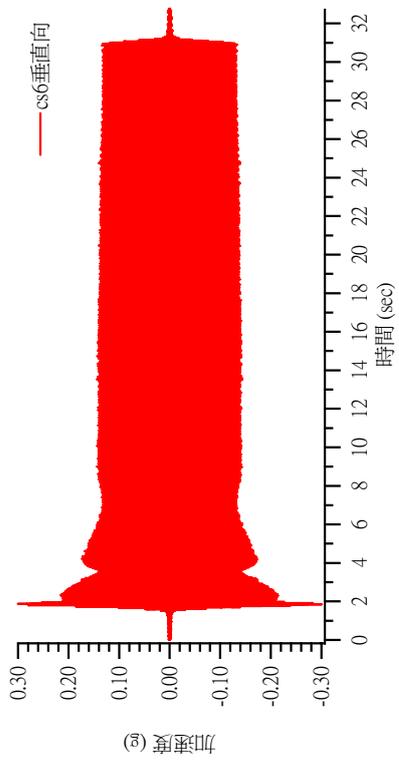


(b) cs11(深度 1.6 公尺)



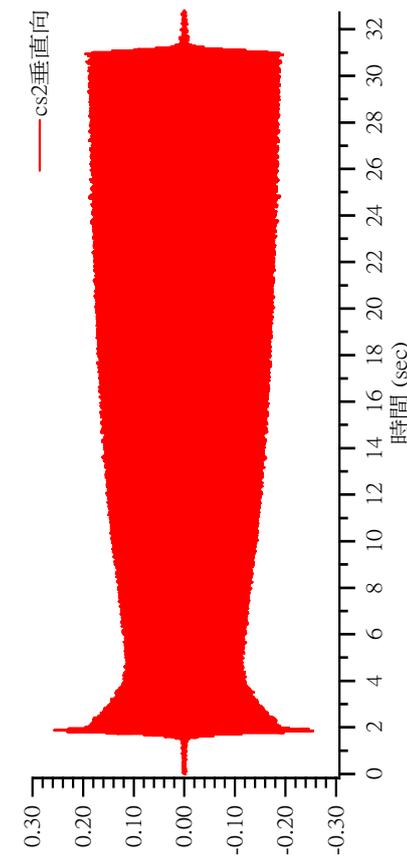
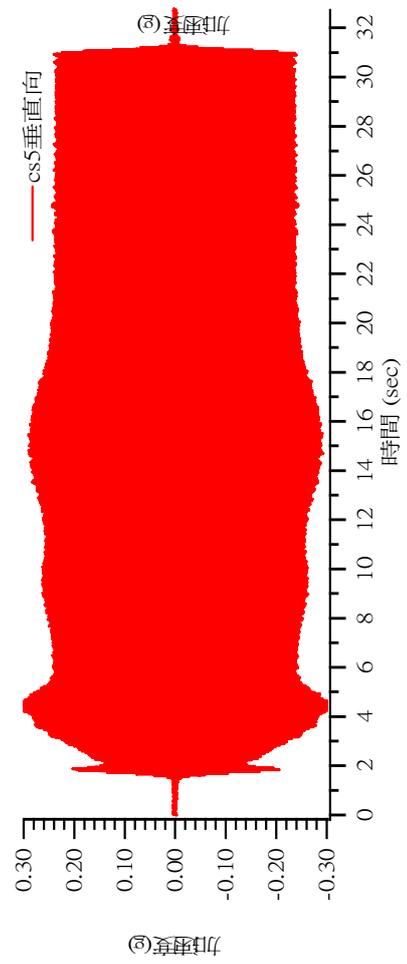
(d) cs13(深度 1.6 公尺)

圖 5.50 試驗 9 碼頭正下方區域感測子加速度震動歷時曲線



(a) cs6(深度 1.0 公尺)

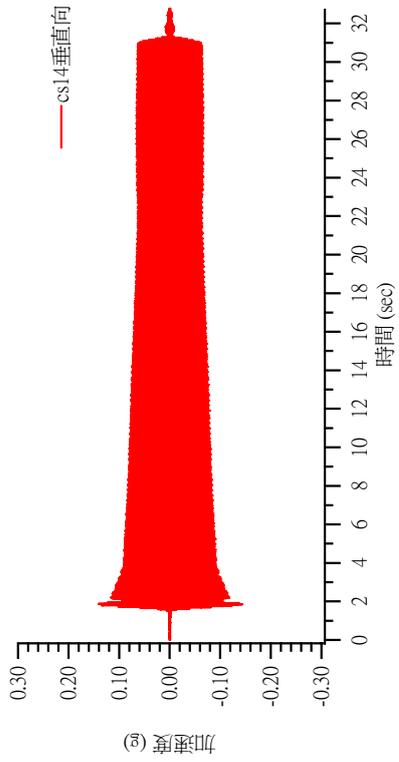
cs3(深度 1.0 公尺)



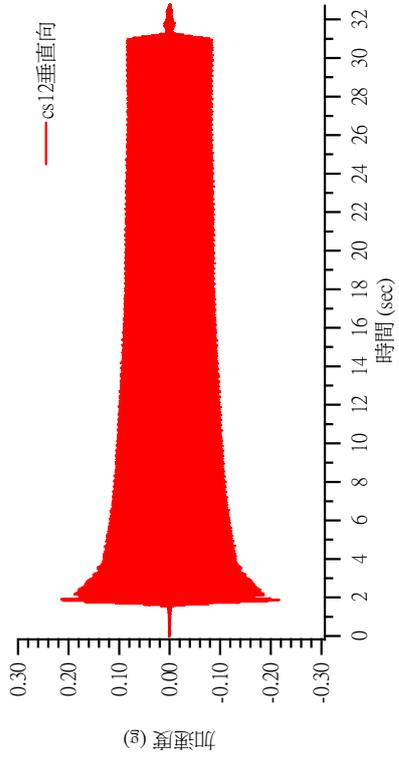
(b) cs5(深度 1.6 公尺)

(d) cs2(深度 1.6 公尺)

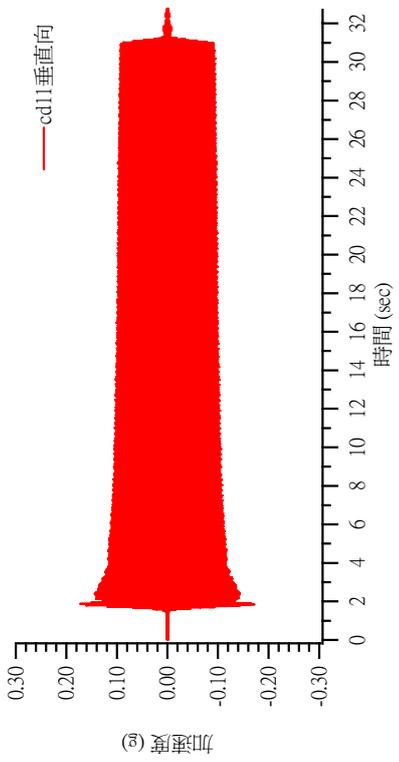
圖 5.51 試驗 14 後方回填土區感測子加速度震動歷時曲線



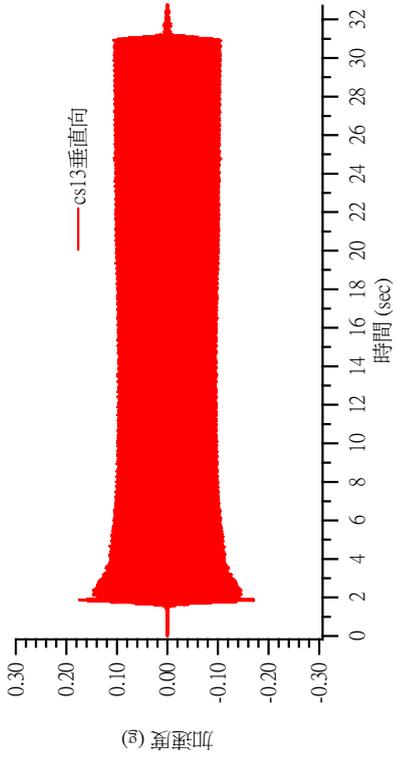
(a) cs14(深度 1.0 公尺)



(c) cs12(深度 1.0 公尺)



(b) cs11(深度 1.6 公尺)



(d) cs13(深度 1.6 公尺)

圖 5.52 試驗 14 碼頭正下方區域感測子加速度震動歷時曲線

#### 5.4.8 土壤與樁基礎結構物互制反應

對土壤-結構系統而言當受外來動力載重作用而產生振動時，上部結構因外力所產生的振動能量必會下傳至基礎或其周圍土壤而擴散出去。如以地震為例，當地盤受一地震力的作用下，透過基礎引致上部結構物振動，而結構物所產生之慣性力又會下傳至基礎，使得結構物所產生之振動能量回傳至土壤中，如此循環直至整體達到平衡為止，此一過程即所謂土壤-樁基礎結構互制作用。圖 5.53 以及圖 5.54 為試驗 9 近岸基樁於後方回填土區裡垂直剖面超額孔隙水壓比分別為 0、0.5、0.75 及 1.0 時各深度應變計周圍土壤元素與基樁反力之 p-y 曲線圖。由兩圖可發現 p-y 曲線所構成的阻滯圈其寬度隨深度增加而減少而高度則隨深度增加而增加，代表基樁之側向位移量與深度有類似反比的關係存在，並且施加於樁身上之側向土壓力與深度成類似正比關係。由兩圖中亦可觀察出當超額孔隙水壓比增加時，p-y 曲線構成之阻滯圈其面積越趨於扁平，亦即當超額孔隙水壓比越大時，基樁之側向位移量越大而施加於樁身之側向土壓力卻越小，表示當土體趨於液化狀態時樁身兩側土體對其所造成之反力越小，因此基樁可產生較大側向位移量。

考慮到 p-y 曲線法為利用單一土壤元素進行分析，因此將討論焦點集中在地表下深度大約 1.5 公尺之 AS5 應變計所在區域(約與 cs5 位於同一高層)。在圖 5.54 中當超額孔隙水壓比為 1 時，AS5 應變計所在區域之側向荷重為 0.4kN/m，於其上區域之側向荷重為 1.6 kN/m，其下則各為 2.0 以及 1.0kN/m，造成此現象之因素推估是由於 AS5 所在區域發生局部液化，因此該區土壤元素失去有效應力無法於震動過程對基樁施加側向土壓力，故其側向荷重較少而基樁之側向變位卻比 AS6、AS7 應變計所在區域大。圖 5.55 為深度 1.5~1.6 公尺之樁土介面間於 4 個超額孔隙水壓比時之 p-y 曲線。由圖中可看出當超額孔隙水壓比由 0 增加至 0.75 時(震動歷時為 1~3 秒之間)，土體施加於樁身上之側向土壓力並未隨著時間而改變，並且基樁之相對側向位移量在超額孔隙水壓比為 0.5 及 0.75 時具有相同振幅。當超額孔隙水壓比增加至 1.0 時，其側向荷重(土壓力)比  $r_u$  為 0.75 時少而側向位移量卻較大，表示在超額孔隙水壓比為 1 時土體勁度降低。

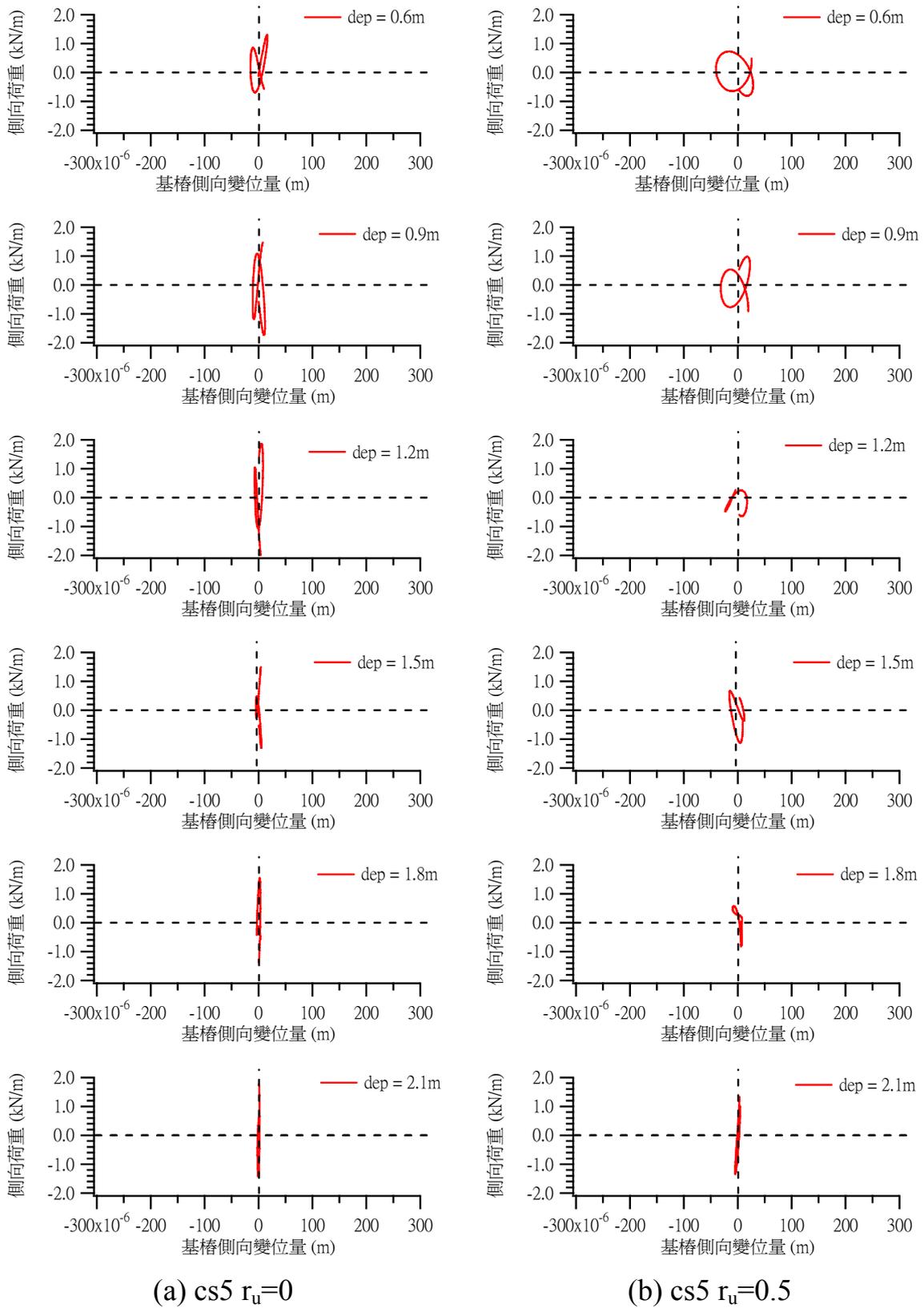


圖 5.53 各深度應變計周圍土壤元素與基樁反力之 p-y 曲線(1)

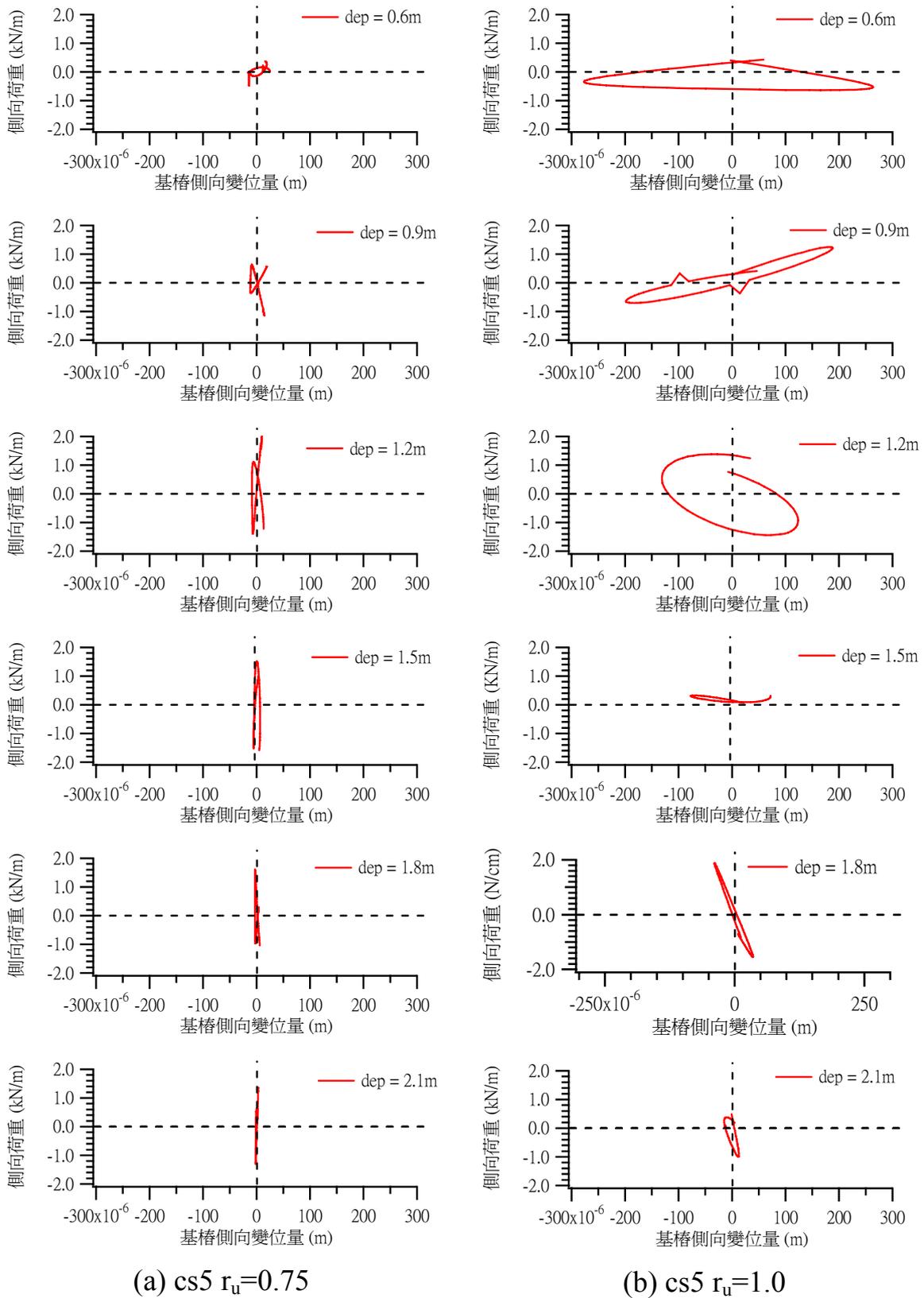


圖 5.54 各深度應變計周圍土壤元素與基樁反力之 p-y 曲線(2)

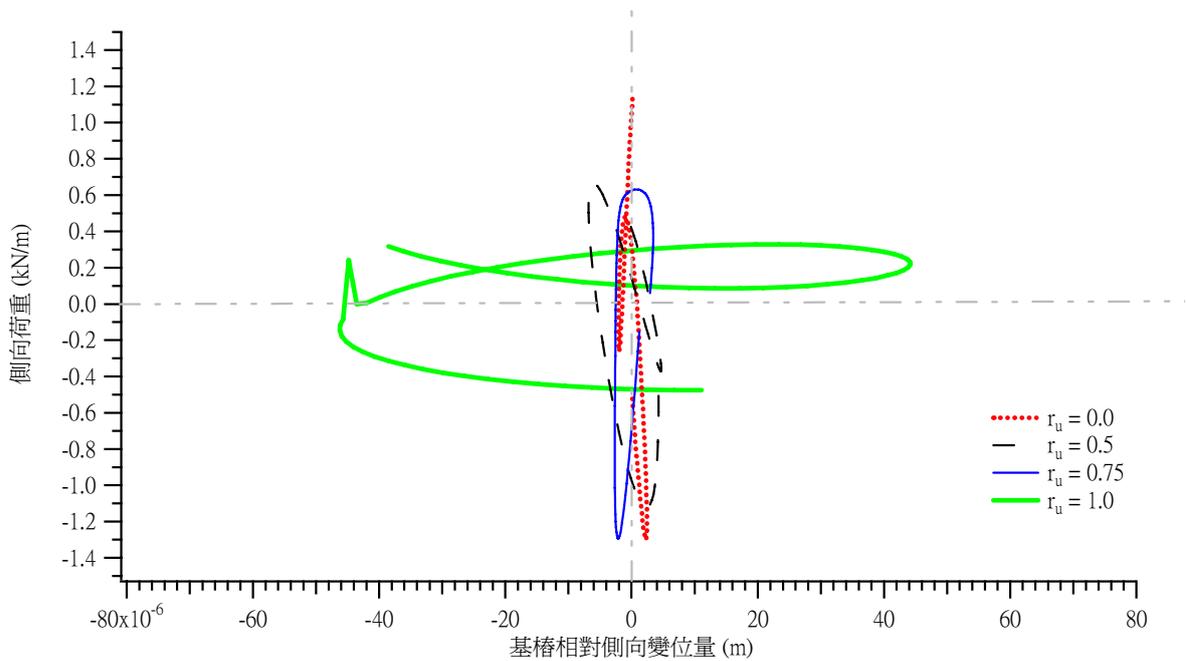


圖 5.55 深度 1.5~1.6 公尺之樁土介面間於 4 個超額孔隙水壓比時之 p-y 曲線

圖 5.5 6 為 cs5 及 AS5 應變計中間土壤之軸向應變量以及施加於基樁上側向荷重關係比對圖，圖中當超額孔隙水壓比由 0 增加至 0.75 時，其軸向應變量以及側向荷重類似於正比關係，然而當超額孔隙水壓比由 0.75 增加至 1.0 時，側向荷重明顯比超額孔隙水壓比為 0.75 時小，但是卻具有相同之土壤軸向應變量，因此可說明在  $r_u=1.0$  時，該區土壤元素確實失去剪力強度發生液化。依據圖 5.41 裡土壤軸向應變量以及側向荷重關係曲線可進而推論出圖 5.57 土壤楊氏模數以及土壤軸向應變(與圖 5.56 為相同土壤元素)關係曲線圖，圖中曲線行為與 1986 年 Seed 所提出之剪力模數與剪應變關係曲線相似，並且由圖中可得知楊氏模數隨軸應變增加而減少表示土壤之勁度隨著超額孔隙水壓激發而降低。

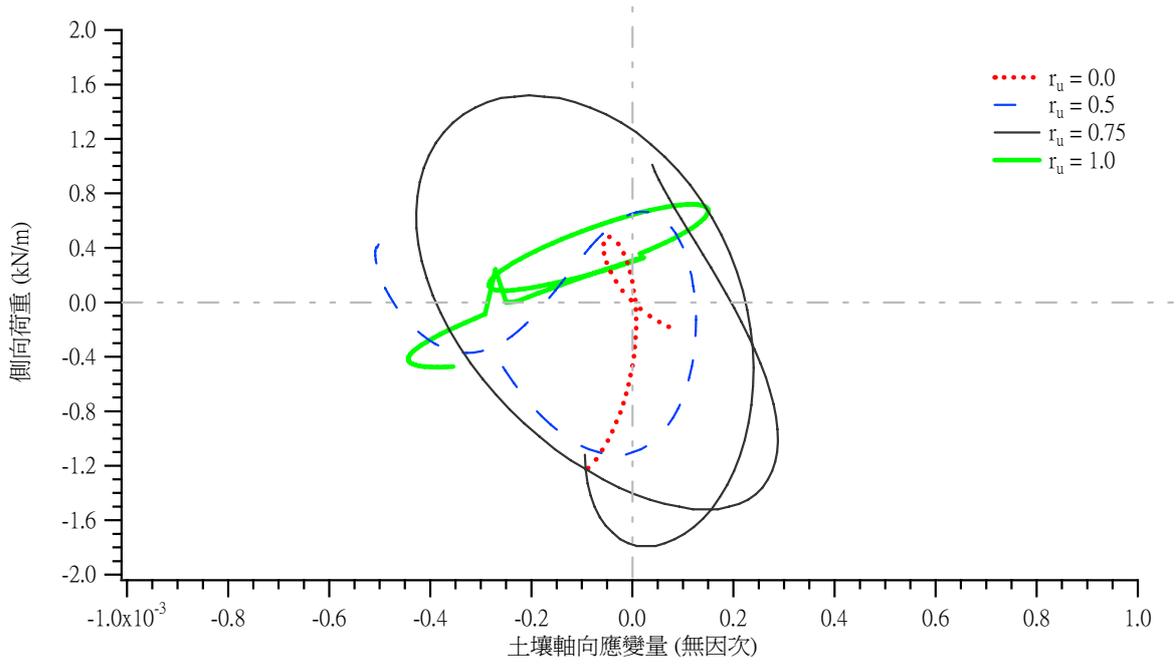


圖 5.56 土壤軸向應變量以及側向荷重(土壓力)關係

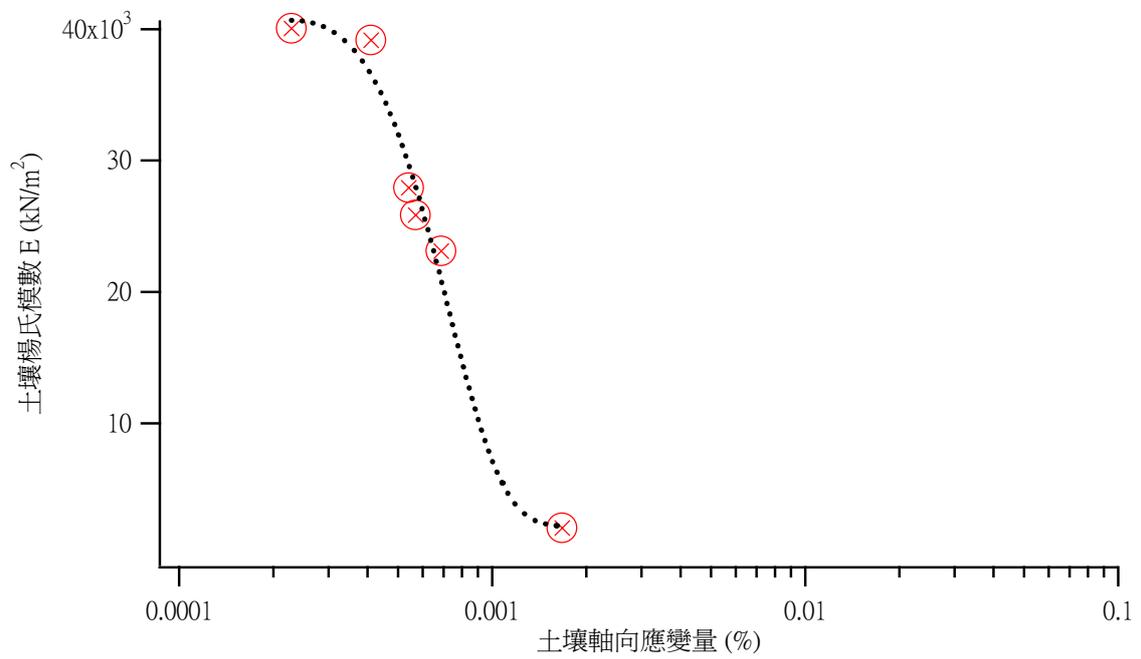


圖 5.57 土壤軸向應變量以及土壤楊氏模數關係曲線

表 5-5 試體沉陷表

測點編號	試驗 1 (10% , 10Hz , 5s)	試驗 8 (90% , 10Hz , 20s)	試驗 9 (90% , 15Hz , 30s)	試驗 14 (90% , 15Hz , 30s)
	沉陷量 (cm)			
1	-0.5	0	3.75	2.8
2	-1.5	0.5	2.75	2.1
3	0	0.75	-0.75	0.7
4	-1	0.25	-12.75	-2
5	-1.5	0	-7.5	-0.5
6	0	0	-10	-2.3
7	0	-0.5	-11.5	-1.2
8	-1	-1	-9.5	0.8
備註	1. 沉陷量為負值表示土體向下沉陷。			
	2. 數值讀取誤差範圍±1 公分。			

#### 5.4.9 結論

- (1)經由本次試驗結果說明所發展高速動態資料擷取系統以及建立之試驗程序與資料分析方法可用以探討土壤與樁基礎結構物互制反應。而此量測系統之優點在於本次試驗之回填試坑為一水下邊坡與現地棧橋碼頭條件相似，其應用只需要額外建立震源以及埋置感測子即可進行量測。
- (2)本次試驗所選取之人造震源震盪震源車經由試驗數據驗證其能夠穩定的輸出震動能量，並且無論在大、小震動試驗之下皆能正確掌控震動歷時與震動頻率。而在小震動試驗之下，距離震源相同位置不同深度之感測子所量測之垂直與水平向加速度震動歷時曲線皆相當吻合，代表此次試驗中試坑內部重模試體水下邊坡為一均勻試體。

- (3)在試驗過程裡，水平向震波能量無法有效傳遞至碼頭正下方區域，因為根據試驗中震波的行進方向以及質點運動行為來看，震源能量可以區分為垂直向傳遞以及水平向運動之波傳，當震波能量傳遞至後排基樁時，由於土壤為高度非線性材料，在小應變下其波傳行為近似於彈性波傳遞，因此當震波能量在土層中傳遞時遇到勁度較大之近岸基樁(固定端)其波傳反應會以相同能量大小反彈，故人造震源所產生之震波能量無法傳遞至此區域中，造成了此區域中感測子所量測之水平相加速度震動量趨近於零，但有關此一現象仍需進一步探討。
- (4)觀察振盪引致之剪應變與激發之累積超額孔隙水壓力可以得知，累積孔隙水壓增加速率與產生之剪應變振幅密切相關，此也可用來說明剪應變與超額孔隙水壓之耦合行為。
- (5)經由數據分析得知試坑內部全區於震動過程裡其超額孔隙水壓比皆達 0.95(95%)以上，因此可推論試坑全區於震動過程裡發生液化反應，又由於本試驗之震源傳遞方式並非是由下往上垂直傳遞之剪力波，因此其液化方式與傳統振動台或離心機試驗不同，本試驗液化範圍屬於由左至右由下至上的液化，並且距離震源越遠之土體，其孔隙水壓力激發時間與速率越慢。
- (6)由內置式量測系統於試驗中其剪應變與激發之超額孔隙水壓力顯示，超額孔隙水壓力可分成暫態與累積孔隙水壓，暫態孔隙水壓力存在於振動期間，其波形與震源相同，顯示其與土壤顆粒震動密切相關。累積孔隙水壓力則與剪應變振幅及震動次數相關，顯示剪應變與超額孔隙水壓之耦合行為。並且產生之超額孔隙水壓力，可將其分為激發、液化與消散數個階段，而液化階段之延時會受到深層往上滲流影響。
- (7)無論在大應變或小應變震動試驗之下三次平滑曲線所計算之樁頂板位移量與加速度二次積分所求得之位移量相當符合，因此利用三次平滑曲線所計算之數值資料具有相當的可靠度。並且兩基樁之變位量大小相同方向也相等，並未有向角差以及時間

延遲存在，因此可推論兩基樁底部相當穩固確實可將其假設為固定端。

(8)震動結束後經由試坑表面可看出在近岸基樁與土壤交界處有明顯因擠壓所造成之皺褶以及凸起處，因此可推估當試驗 9 震動結束後水下邊坡試體不但發生大量沉陷，並且於後方回填土區土層有側潰反應發生。然而碼頭正下方區域並未觀測出此現象，因此可排除掉此區域中有側潰反應發生，造成這種一區土體有側潰流動現象而一區沒有的因素推估是因為當土層往遠岸基樁方向發生側潰時，在土體流至近岸基樁時即被擋住，因此遠岸基樁與土壤交界處有皺摺與凸起，所以碼頭正下方區域的土體並沒有受到後方回填土區側潰影響，然而此現象仍須進一步觀測。

(9)傳統利用  $p-y$  曲線法進行土壤與樁基礎結構物互制反應分析之軟體與觀念皆是將  $p-y$  曲線假設為固定不變，然而經由本次試驗證實  $p-y$  曲線隨著震動歷時再改變，並且與孔隙水壓力激發情況有密切關係。

本研究所發展之現地試驗程序與儀器並可作為現地液化與樁土互制系統動態試驗之基礎，亦可引用於現地土壤動態特性量測與地盤反應、高科技廠區隔、振動台與結構物振動分析等大地地震工程領域。現地砂土液化與樁土互制試驗於國內外雖仍於初期發展階段，其效益將是室內試驗方法所無法比擬，且研究整合現地探勘技術、應用地球物理、機電整合與自動控制及大地地震工程等相關領域，對提升國內地震工程技術應有相當助益。

本研究為現地砂土液化與樁土互制試驗之前期試驗，以重模試坑進行系統率定與驗證，並完成系統之整合。未來將於可能液化之土層（如布袋港或臺中港），以本試驗發展之擷取系統、試驗程序及資料分析方法等基本架構進行現地液化試驗。

## 第六章 結論與建議

### 6.1 研究目的與問題

港口是國家經濟物資之重要進出通道，在地震發生後，亦是大宗救援物資進出之重要據點，所以港區實施震災評估與耐震補強為抗災體系中是必要的。本年度研究計畫選擇高雄港 120 號棧橋式碼頭，作為模擬地震液化試驗、動態有效應力數值分析與微地動試驗廠址，所獲得之資料，可提供營運單位回饋設計及快速災損評估。

### 6.2 結論

本計畫為期三年，本(97)年度為第三年，研究計畫長期目標之一為建構液化之土壤-樁基礎-結構互制行為之現地觀測站，本年度完成之主要工作項目結論如下：

1. 三維棧橋式碼頭動態有效應力分析：本年以高雄港 120 號碼頭為例，採用集集地震中 TCU059 加速度歷時，以動態分析程式 FLAC3D 進行碼頭液化對樁基礎之動態有效應力數值分析，結果顯示，土層產生大於 1.5m 往陸側之位移，最大位移發生於後方回填層之海床，土壤產生之永久剪應變量大於 1.2%，但反覆剪應變震幅則僅約 0.1%。由超額孔隙水壓比得知高雄港 #120 碼頭不致產生液化。
2. 設置棧橋式碼頭即時動態自動監測系統：安裝基樁變位量測、孔內地震儀、海床及地表地震儀、孔隙水壓力計及棧橋版變位計等感應計，長期量測地震時結構物之實際反應值。
3. 港區碼頭微地動試驗與共振主頻分析：利用前期所發展之微地動量測與分析技術，選擇本年度裝設棧橋式碼頭動態監測系統之高雄港第四貨櫃中心港區進行碼頭微地動試驗與共振主頻分析，量測結果顯示該港區主頻約介於 0.2 ~ 1.2Hz，顯示此區域沖積層較厚，若平均剪力波速( $V_{sh}$ ) 400 m/s，利用經驗公式  $f_0 = V_{sh} / 4H$ ，可推得岩盤深度約 500~83 公尺，所得結果可用以進行現地監測站之整體地質概況評估與共振主頻分析。

## 6.3 建議

針對整體研究計畫提出下列建議：

1. 由於棧橋式碼頭液化試驗資料量龐大，因研究時間有限，尚有側潰對基樁影響、基樁-土壤互制反應、超額孔隙水壓力分佈及側潰影響深度等資料可分析，建議後續可繼續進行并完成數值模擬驗證。
2. 本年度數值分析時之土壤參數均以文獻建議數值，建議往後增加現地取樣試體之室內動態試驗，另外參考審查委員建議加入波浪對港區結構物之互制影響。
3. 由於 Finn model 將塑性應變與孔隙水壓分開考慮，無法與室內液化試驗結果結合，將於後續可發展參數決定程序並在 FLAC 架構下撰寫適合之組構模式及 BNWF 程序，並進行參數驗證程序，以便更真實模擬監測站行為。
4. 由於現地營運中碼頭之監測設備安裝受限於場地與水下作業之故，且國內外並無相關文獻，所用設備須經耐久與適用性測試，本年度僅完成初期裝設與整合，後續成果檢核、校正與微調仍需進一步測試，希望後續計畫可編列相關經費擴增與維護。
5. 本三年期計畫重點為棧橋式碼頭，港灣碼頭型式尚有沉箱、鈹樁等類型，此類碼頭於地震中破壞之案例較棧橋式更為常見，建議後續可以此模式進行相關研究。

## 6.4 效益與應用

1. 本研究計畫完成之棧橋式碼頭動態有效應力分析，可應用在震後土層液化分佈之快速評估與災害速報系統，并提供相關單位功能性設計之參考。
2. 依據本現地模擬地震之液化試驗研究分析方法與結果，可作為本所、或相關單位後續災害應變管理及執行港灣及海岸地區模擬災沉計畫之參考。

## 參考文獻

1. 賴聖耀、李豐博、蘇吉立、陳志芳(2002)，”港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究”，交通部運輸研究所，中華民國九十一年二月。
2. 港灣技術研究中心(1999)，”臺中港 1 至 4A 碼頭 921 地震液化災損出步調查研究”，專刊 172。
3. 張文忠、許晉銘 (2005) “現地土壤液化試驗之發展與應用” 第十一屆大地工程研討會。
4. 黃俊鴻、楊志文、譚志豪、陳正興 (1990) “集集地震土壤液化之調查與分析” 地工技術 NO.77 p.51-64
5. 褚炳麟、張益銘、陳冠閔、徐松析、張錦銘 (1990) “921 地震霧峰、太平地區液化及下陷調查分析”地工技術 NO.77 p.19-28
6. 翁作新、褚炳麟、林炳森 (1990) “員林、霧峰及南投地區土壤液化特性”地工技術 NO.81 p.17-23
7. 黃俊鴻、陳正興 (1998) “土壤液化評估規範之回顧與前瞻”地工技術 NO.70 p.23-44
8. 陳正興等 (2004) “土壤液化對交通結構物之影響及液化潛能評估方法與災害分析模式之研究 (1/2)”，交通部運輸研究所，中華民國九十三年十二月。
9. 簡連貴、林敏清，1998，回填造地土壤剪力波速之評估-雲林麥寮案例之探討，地工技術(Sino-Geotechnics)，(67): 69-82.
10. 簡連貴、賴聖耀、林敏清，1999，921 集集大地震對臺中港區港灣設施災損調查與評估，土木水利會刊(Civil and Hydraulic Engineering)，26(3): 82-95。

- 11.陳景文、林宏翰 (2000) 高雄都會區土壤液化潛能微分區。地工技術，第 82 期，第 35-42 頁。
- 12.許崑山(2007)，FPGA/Real-Time 架構下現地光纖光柵解讀儀系統之研發，碩士論文，國立交通大學土木工程研究所。
- 13.陳道生(2005)，軟弱岩石內模型基樁之物理與數值模擬試驗，碩士論文，國立交通大學土木工程研究所。
- 14.Ashford, S.A., Weaver, T.J., and Rollins, K.M. (2002) "Pore Pressure Response of Liquefied Sand in Full-Scale Lateral Pile Load Tests." Transportation Research Record 1808, Transportation Research Board, p. 21-29.
- 15.Brandenberg, S.J., Boulanger, R.W., Kutter, B.L., Chang, D. (2005), "Behavior of Pile Foundations in Laterally Spreading Ground during Centrifuge Tests", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 131, No. 11. pp.1378-1391.
- 16.Boulanger, R.W., Curras, C. J., Kutter, B.L., Wilson, D.W., and Abghari, A. (1999), "Seismic Soil-Pile-Structure Interaction Experiments and Analyses, "Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 125, No. 9. pp.750-759.
- 17.Chang, W.-J. (2002) Development of an In Situ Dynamic Liquefaction Test, Ph.D. Dissertation, University of Texas, Austin, TX, USA.
- 18.Chang, W. J., Rathje, E. M., Stokoe, K. H. II, Cox, B. R. (2004), "Direct Evaluation of Effectiveness of Prefabricated Vertical Drains in Liquefiable Sand," Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Vol. 24/9-10, pp 723-731.
- 19.Dafalias, Y.F. and Manzari, M.T.M. (2004), "Simple Plasticity Sand Model Accounting for Fabric Change Effects", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 6. pp.622-634.

20. Finn, W.D.L. and Fujita, N. (2002), "Piles in liquefiable soils: seismic analysis and design issues," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 22/9, pp 731-742.
21. Klar, A. and Frydman, S. (2002), "Three-Dimensional Analysis of Lateral Pile Response using Two-Dimensional Explicit Numerical Scheme," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 128, No. 9. pp.775-784.
22. Lin, S.-S. and Liao, J.-C. (2006) "Lateral Response Evaluation of Single Piles Using Inclinometer Data", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 132, No. 12. pp.1566-1573.
23. Liyanapathirana, D.S. and Poulos, H. G. (2005), "Pseudostatic Approach for Seismic Analysis of Piles in Liquefying Soil," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 131, No. 12. pp.1480-1487.
24. Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R. L. (1969), "Finite dynamic model for infinite media," *J. Eng. Mech. Div.*, 95(EM4), pp. 859–877.
25. Rathje, E. M., Chang, W. J. and Stokoe, K. H. II (2005), "Development of an In Situ Dynamic Liquefaction," *ASTM Geotechnical Testing Journal*, Vol. 28, No. 1, pp.65-76.
26. Rollins, K. M., Gerber, T. M., Lane, J. D., and Asford, S.A. (2005). "Lateral Resistance of a Full-Scale Pile Group in Liquefied Sand," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 131, No. 1. pp.115-125.
27. Tokimatsu, K. (2003), "Behavior and Design of Pile Foundations Subjected to Earthquakes" Tokyo Institute of Technology.(in Japanese).
28. Tokimatsu K. (1999) "Performance of pile foundations in laterally spreading soils," In: *Proceedings of the Second International Conference Earthquake Geotechnical Engineering*, vol. 3. p. 957–64.

29. Tokimatsu K, Asaka Y. (1998), "Effects of liquefaction-induced ground displacements on pile performance in the 1995. Hyogoken–Nambu earthquake," Special issue of Soils and Foundations. pp.163–77.
30. Tokimatsu, K., Suzuki, H., and Suzuki, Y. (2001). "Back-calculated p-y relation of liquefied soils from large shaking table tests." Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, S. Prakash, ed, University of Missouri – Rolla, paper 6.24.
31. Wilson, D. W., Boulanger, R. W., and Kutter, B. L. (2000). "Seismic lateral resistance of liquefying sand." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 126, No.10, pp. 898-906.
32. Yang, Z., Elgamal, A., and Parra, E., (2003). "A Computational Model for Liquefaction and Associated Shear Deformation," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 129, No. 12.
33. Zienkiewicz, O. C., Chan, A. H. C., Pastor M., Paul, D. K., and Shiomi T. (1990), "Static and dynamic behaviour of geomaterials – a rational approach to quantitative solutions, part-1 fully saturated problems," Proc. Royal Society of London, A429, pp. 285-309.

## 附錄一

### 期中審查會議紀錄回覆辦理

**交通部運輸研究所合作研究計畫第 2 類  
期中報告審查意見處理情形表**

計畫名稱：現地模擬地震之液化試驗與碼頭動態監測研究(3/3)

執行單位：國立中興大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
<b>臺灣大學陳教授正興：</b>		
本計畫擬針對營運中碼頭進行今監測，而所採用之應變計及光纖將如何安裝於基樁中？	以鋼環固定於現場鋼管樁。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
本研究之 FLAC 分析擬採用柔性基礎分析，其輸入採用 $\sigma=2(\rho v)\dot{u}$ ，建議應選用一簡單模型作驗證分析，以驗證輸入方式之正確性。	因底部採用吸能邊界,其原理為施加一反向應力以抵銷傳回之應力波，其大小為 $\sigma = \rho v\dot{u}$ ，因此需以 $\sigma=2(\rho v)\dot{u}$ ，以產生向上大小為 $\sigma = \rho v\dot{u}$ 之應力波。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
本研究地震反應分析擬採用之最高頻率將如何選取？	以網格在波傳方向之長度小於 1/10 波長為考量,現有網格長度為 2m, 現有網格以 5Hz 為最高頻率。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
<b>中山大學李教授賢華：</b>		
有關棧橋上部結構之分析宜有較合理之模式。	目前採用連續橫梁結構，梁與基樁採剛接，由於現地棧橋版為厚度 1 至 2m，應可近似代表其現地配置。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
<b>港研中心賴研究員聖耀：</b>		
有關碼頭的微地動試驗，請研究團隊利用港研中心之低頻微震儀試驗，分析選定碼頭之共振主頻。	已配合完成。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
關 FLAC-3D 之數值模擬分析，理論上應分析選定之#19 碼頭，但 921 地震時#9~#11 碼頭後線有一些液化的現象，亦有碼頭的變位記錄，以此模擬分析較有驗證資料，請研究團隊於後續計畫中亦一併分析。	因更換監測場址，為配合監測規劃因此本年度以高雄港#120 碼頭分析，後續計畫將臺中港分析列入規劃	同意合作研究單位之說明與處理情形。

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
目前已初步選定#19A 碼頭為監測工址，由於該碼頭為客運碼頭，雖然營運干擾較少，但其為旅客觀光進出門戶，因此需將監測站的外觀加以美化。	因碼頭租借困難,已更換監測場址,並以監測貨櫃屋放置監測主機。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
<b>港研中心朱科長金元</b>		
本研究提到要建立永久現地碼頭監測站之雛型，是為研究上獲得某些參數之目的，還是監測碼頭安全？如為監測碼頭安全，未來可能許多碼頭都須要建置，所費不貲，而且也不宜由本所來設置，應由港務局來辦理較適合。如為研究目的，似乎不須建置永久監測站。	永久現地碼頭監測站主因為地震不可預測，因此需有常設之監測站，其目的除可進行學術研究外，由於目前並無成熟之系統，因此需進行雛形測試,未來可作為碼頭地震災害管理之用。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
監測站設置後也會提供地震來襲超過某設定水平加速度門檻值之預警功能，與現有本中心於港務局設立之地震監測站其功能有何差異？永久現地碼頭監測站設立到底要輸出的是哪些資訊？	現有監測站主要為自由場測站，本計畫則為碼頭結構物反應，量測數據詳見監測站規劃。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
本研究之成果是否能作為考慮液化對於港灣設施設計係數選取及處理模式之依據。	以率定之數值模型,結合港區危害度分析成果,將可提供相關參數選取之參考。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
<b>港研中心謝研究員明志：</b>		
本研究除了數值分析外，另一重點項目是現地監測系統的安裝，現地的反應資料，要即時傳回研究中心的伺服器，常會受到斷訊或電力不穩定等突發狀況的影響，故如何確保資料傳輸的穩定及暢通，得以在大地震來襲時，資料能完整擷取並完成傳送，請研究團隊多費心思規劃。	監測主機本身即具有儲存資料功能，可確保資料完整,並於網路恢復後傳輸,另已預留另用備份網路傳輸之功能。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
計畫內考慮選擇一港區的棧橋式碼頭，安裝動態監測儀器，港務局除了執行工程的工務單位外，負責營運的港務單位，也都會擔憂是否影響日常的營運作業，故在選點及儀器的佈設上，請多考慮港務局可能會有的擔憂。	謹遵辦理。	同意合作研究單位之說明與處理情形。

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
水下作業除了安全性的考慮外，工作的困難度也高出陸上作業甚多，除了儀器安置的位置外，整個安裝的作業流程及安全維護，也請作妥善的規劃。	謹遵辦理。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
<b>港研中心賴研究員瑞應：</b>		
建議將過去 2 年的研究成果納入報告內，並簡要說明研究成果。	已將前期成果匯入。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
由報告得知過去 2 年的現地實驗震源型式不同，請簡單說明原因，並說明不同震源是否會造成量測之門檻應變值不同。	前 2 年試驗其目的不同，但所應用之剪應變推估方式應均可應用，量測門檻應變值主要影響為多向振動之影響，室內試驗結果顯示此部分影響約僅 10%	同意合作研究單位之說明與處理情形。

## 附錄二

### 期末審查會議紀錄回覆辦理

## 交通部運輸研究所合作研究計畫第 2 類

### 期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：現地模擬地震之液化試驗與碼頭動態監測研究(3/3)

執行單位：國立中興大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
<b>臺灣大學陳教授正興：</b>		
關於有效應力動態數值分析，以及現地監測系統之建置部份，應將近期之最新研究成果整理併入期末報告書中，以完成預期成果。	已於修正之期末報告中併入數值分析與現地監測結果說明。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
數值分析模型之邊界宜清楚說明，又分析之時間間距為何？對分析結果亦應有說明。	已於第二章 2.2 及 2.3 節補充說明。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
對營運中碼頭之基樁裝設監測儀器，只能裝設於地盤之上的自由端部份，無法對入土部份進行監測，故無法得到基樁之完整反應。	由於為現地營運中碼頭，無法進行鑽探與侵入式安裝，但本年度目標為進行相關監測系統整合測試與監測設備耐久與適用性測試，因此裝於出土之基樁部分，但仍可作為相關數值分析之驗證。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
<b>中山大學李教授賢華：</b>		
本計畫在現地地下水執行困難度較高，能順利完成誠屬不易。	謝謝委員鼓勵。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
本案中有關水域結構及波浪相關之參數，在分析中宜列入(因報告中未具體呈現)。	由於所用之分析程式於水域結構與波浪相關之參數無法進行細部模擬，目前以 Westgard 等值力形式將波浪應力施加於基樁但其影響有限，水下結構則以水下邊坡方式以浸水單位重取代整體單位重以考慮浮力。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
本案在土壤相關分析的報告，寫的相當清楚明確。	謝謝委員鼓勵。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
建議後續有關水域結構分析模式宜清楚說明。	將於後續研究導入波浪力學與水域結構水土互制模式，並	同意合作研究單位之說明與處理情形。

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
	進行參數分析。	
建議應考慮後續儀器設施之維護、資料處理如何進行？	由於所用儀器均採模組化設計，且整合程式為自行研發，因此可大幅將低維護成本，資料分析則主要為土層放大與棧橋版分析，將建議於後續計畫進行。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
建議現地測試結果，於後續宜納入分析參數之修正。	此為監測設備設置之目的之一，將謹遵建議，於後續計畫中進行。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
<b>高雄港務局蔡總工程司添厚：</b>		
裝置水下地震儀時，應注意避免碼頭水下拋石護坡之石塊發生位移，以防拋石之連鎖移位，致影響後方檔土設施之安全。	裝置水下地震儀時為利用低壓力之氣動工具將表層沈積土壤移除，且裝置位置為碼頭前側後退約 3m，因此不會導致拋石護坡之石塊位移，裝置後現況詳見第四章。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
裝置動態基樁變位監測系統，清潔基樁表面時，應注意避免破壞既有的防蝕帶，以免影響基樁之腐蝕防護。	所用工具為氣動工具，且目的為移除較大之附著生物，由於動態基樁變位監測系統為以鋼環鎖於基樁表層，表層不需完全清除，因此應不會破壞既有的防蝕帶，以及影響基樁之腐蝕防護，裝置後結果如第四章所述。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
<b>港研中心賴研究員聖耀：</b>		
本計畫本年度的工作重點為現場動態監測系統之設置，從選址，購置儀器、儀器校正、安裝、運作等，每個階段皆需相當時間，而且此監測系統是首次應用於臺灣的碼頭，研究團隊能於短短的 8、9 個月內完成預定進度，實屬不易，值得肯定。	謝謝委員肯定。	同意合作研究單位之說明與處理情形。

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
本研究亦以低頻之微地動試驗儀，完成高雄港及臺中港的共振主頻分析，提出了具體的定量分析成果，且較前人研究更符合現況，研究成果可提供相關單位作為港灣設計之參考依據。	謝謝委員肯定，結果改善主要為量測儀器精確度提升與訊號處理技巧改進之故，如有可能將建議業務單位採用並應用於其他區域。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
<b>港研中心朱科長金元：</b>		
請依據本所出版品規定撰寫報告，中英文摘要，章節編號，參考文獻及內文引用參考文獻方式，參考文獻頁碼。	謹遵辦理。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
期中報告審查意見對照表要加入報告。	已增列於附件(A)。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
報告書初稿中，第 79 頁公式、第 136 頁及 144 頁的圖名請編排整齊	謹遵辦理。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
第 116 頁的備註請與表 5.3 一致	謹遵辦理。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
第 103 頁及 108 頁內文中，(如圖所示)請補充如圖多少所示。	原文為遺漏，已於期末定稿中補充。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
第 94 頁圖 4.14 內的 M 請改為 m。第 130 頁公式 5-2 至 5-14 請改正	已修正。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
監測系統斷電時如何處理。	系統本身已配置可維持 30min 以上之 UPS，且系統資料主要儲存於現地監測主機中，因此不致遺漏，且程式可於電信系統運作後自動回覆開機狀態，並會傳送相關訊息於控制中心。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
第二年計畫成果與第三年計畫之關聯性。	第二年為模型試驗，主要為建立量測系統雛形、資料分析程序、與建立二維數值分析架構，本年度為延續第二年成果於現地建立全尺寸監測站與進行考慮三維效應之數值分析。	同意合作研究單位之說明與處理情形。

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
本計畫今年已是(3/3)，在儀器才安裝好之情形下，未來這套系統如何維護並分析。	原計畫為四年期計畫，因此本年度才安裝系統，且現地營運中碼頭動態監測站並無相關嘗試，因此有必要進行多年期研究，後續將建議於相關計畫中編列部分經費維護與資料處理。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
<b>港研中心謝研究員明志：</b>		
本計畫在港區實體碼頭安裝監測儀器，量測實際受震反應，特別在水下作業上，克服許多技術困難，研究團隊的努力值的肯定。	謝謝委員肯定。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
因水下環境較為惡劣，易導致儀器受損傷及使用年限可能縮短，故請研究團隊也能安排規畫日後的定期檢測，確保儀器處於正常運作狀態，以備突發狀列震來襲時能擷取到完整資料。	目前以所收集之每日定期觸發資料之數值進行儀器完整性之判識，且可作為儀器維修之依據。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
本年度為本研究計畫案的最後一年，報告內有將去年現地試驗的成果，提出較新的分析比隊，這對整個研究有很大的幫助。因此不論明年有否後續計畫持續進行，仍請研究團隊對本系統所產出的資料，能協助審核，並提供應用上的寶貴意見，使本系統得以發揮效益。	謹遵辦理。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
部份文字請參酌修正，第 7 頁的圖 1.2，有兩個附圖(d)。第 62 頁倒數第 3 行，圖 3.2 應改為圖 3.3。第 63 頁圖內標註 NW 應改為 NS。第 65 頁及第 69 頁表內 GPS 座標標示為 (TWD97)，在套繪等值分佈圖時，請檢核是否與地圖座標一致。	已檢核修正，草稿為 TWD97 座標。	同意合作研究單位之說明與處理情形。

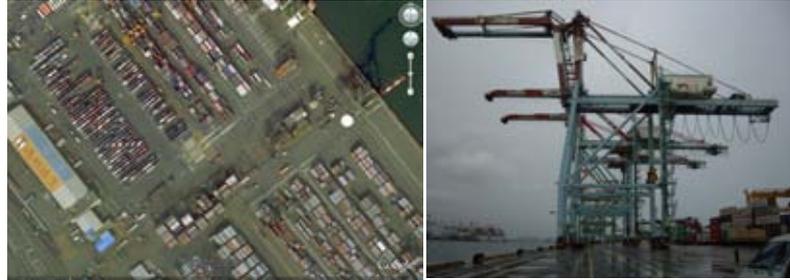
參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
<b>港研中心賴研究員瑞應：</b>		
本研究題目為「現地模擬地震之液化試驗與碼頭動態監測研究」，故建議研究團隊針對過去現地試驗經驗，分享相關成果，並針對試驗不盡理想之處，未來應如何改進提供建議。	已於結論與建議中增列說明。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
針對高雄港之監測系統，請加強說明監測成果未來如何應用，以提供本所相關同仁未來研究之參考。	詳見第四章與審查意見回覆。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
針對研究目的以大型棧橋式碼頭土壤液化試驗量測現地基樁－土壤之互制反應以驗證改善數值分析成果，未見數值分析時說明，請補充說明。	已補充於第三章。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
研究預期成果包括推估基樁位移之動態水壓激發與液化之門檻值做為功能性設計基礎，報告未見動態水壓激發與液化之門檻值相關研究成果，請補充說明。	本研究原規劃為四年期計畫，門檻值分析為第四年計畫項目，欲達到此目的需進行大量數值分析，由數值分析結果歸納分析，但因計畫期程改變，因此無法進行，尚祈見諒。	同意合作研究單位之說明與處理情形。

## 附錄三

### 期末簡報資料



## 現地模擬地震之液化試驗與碼頭動態監測研究(3/3)



### 期 末 初 稿 簡 報

委託單位：交通部運輸研究所  
執行單位：國立中興大學  
研究團隊：林炳森、黃安斌、  
張文忠、張啟文

## 簡報大綱

- 計畫目的與流程
- 本年度工作成果報告
  - 土壤-樁基礎-結構互制行為文獻彙整
  - 港區碼頭微地動試驗與共振主頻分析
  - 三維動態數值有效應力分析
  - 棧橋式碼頭動態監測系統雛形配置與安裝
  - 現地棧橋式碼頭液化試驗分析成果
- 結論與建議
  - 本年度成果總結
  - 後續工作建議

## 計畫背景與目的

### ○ 背景

- 港區深基礎常因液化引起破壞
- 現有考慮液化土壤-樁基礎互制分析方法有其侷限
- 設立永久之現地監測站或進行現地基樁液化試驗有其必要
- 現有安全分析程序與防治對策需修正更新

### ○ 目的

- 進行土壤－樁基礎－上部結構之動態有效應力分析作為進行現地監測站配置、碼頭安全性評估及防治對策之依據
- 發展現地樁基礎液化試驗與動態量測技術
- 設立永久現地碼頭監測站之雛形
- 以大型棧橋式碼頭土壤液化試驗量測現地基樁-土壤之互制反應以驗證改善數值分析成果

## 整體計畫-第一年(95年)

---

1. 彙整分析現有國內外港區液化案例及動態試驗相關分析。
2. 利用非破壞檢測方法選定試驗場址，並進行詳細之鑽探。
3. 進行室內重模土樣動態單剪(cyclic simple shear)動力與液化試驗。
4. 以動態分析程式進行液化樁基礎影響分析。
5. 進行初步自由場動態數值分析，擬定所需監測系統規格與配置。

53

## 整體計畫 - 第二年(96年)

---

1. 蒐集彙整土壤-樁基礎-結構互制行為文獻
2. 設計並組裝可進行動態試驗之量測基樁與自動監測系統。
3. 進行現地模擬動態互制反應之棧橋式碼頭液化試驗。
4. 配合港研中心進行港區碼頭微地動試驗與共振主頻分析。

52

## 整體計畫- 97年

### ○ 第三年(97年)

1. 進行三維棧橋式碼頭液化側潰時對樁基礎影響之動態有效應力數值分析
2. 以前期成果配置與安裝棧橋式碼頭動態監測系統。
3. 監測系統整合與建立資料處理程序。
4. 建立可定期檢測現地液化監測站之方法與程序。

51

## 97年研究內容與項目

- 以FLAC 3D進行考慮棧橋式碼頭液化對樁基礎影響之動態有效應力數值分析。
- 設計並組裝可進行即時動態棧橋式碼頭反應監測與相關自動監測系統。
- 配合貴所港研中心，利用微地動量測與分析技術，選擇試驗場址進行碼頭微地動試驗與共振主頻分析。
- 規畫安裝碼頭結構物與土壤動態反應監測設備。

50

## 預期成果、效益及其應用

### ○ 三維動態數值有效應力分析

- 營運中碼頭動態監測規劃依據
- 推估基樁位移之動態水壓激發與液化之門檻值做為功能性設計基礎
- 耐震能力分析成果可作為安全評估與補強之依據
- 建立完整棧橋式碼頭受震數值分析程序
- 與二維動態數值分析程式比較

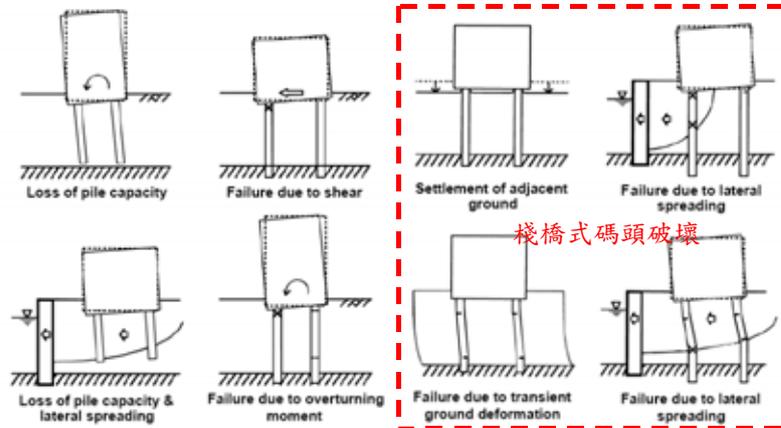
### ○ 微地動試驗與共振主頻分析

- 港區液化危害度微分區
- 監測場址地質探測及數值分析輸入參數

### ○ 即時動態棧橋式碼頭反應監測系統

- 量測基樁動態行為、棧橋版反應、海床與近岸土壤震動反應
- 瞭解地震作用下之土壤-樁基礎-結構互制行為
- 驗證現有考慮液化之土壤-樁基礎-結構互制行為分析方法
- 後續港區災害管理之應用

## 液化土層樁基礎破壞機制



承载力破壞

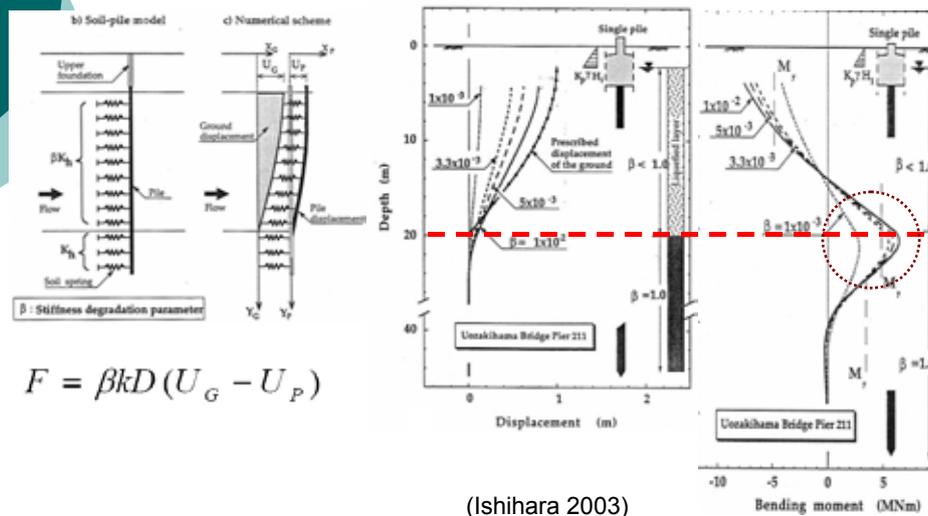
動態土壤結構互制

土壤變位

來源：Tokimatsu et al. 1996

47

## 液化土層樁基礎受力分佈



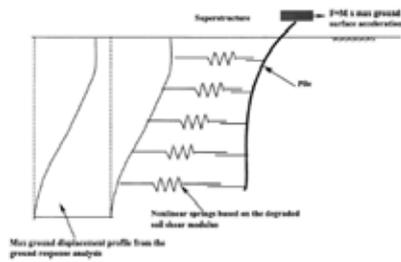
46

## 動態分析文獻

### 動態土壤－基樁互制數值分析

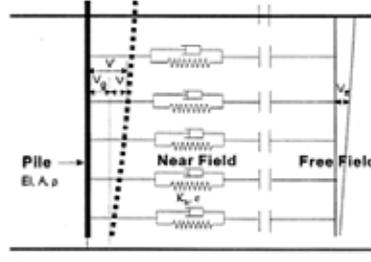
- 擬靜態分析 → 基樁側向變形  $p$ - $y$  曲線
- 非耦合動態有效應力分析 → Finn+BNWF 模型
- 耦合動態有效應力分析 →  $u$ - $p$  form +BNWF

擬靜態分析  
p-y curve



BWF Model

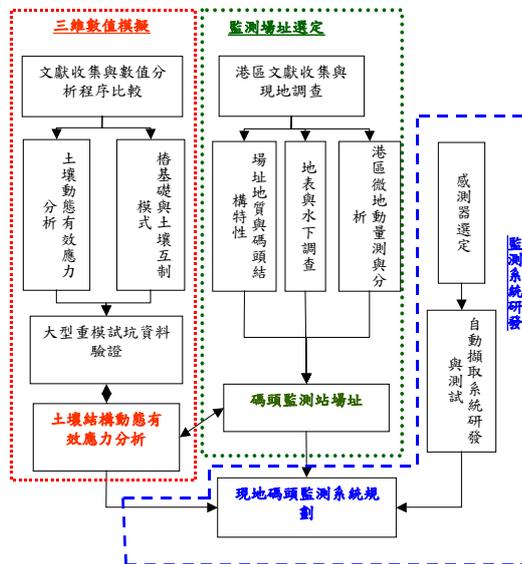
動力數值模擬  
decoupled analysis



BNWF Model

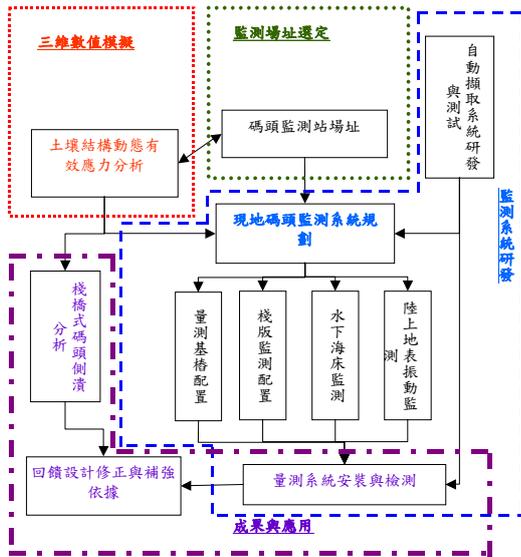
45

## 工作構想與對策－研究流程



44

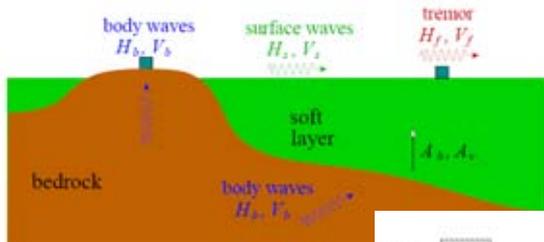
# 工作構想與對策—研究流程 (續)



# 微地動試驗與共振主頻分析

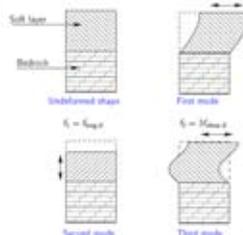
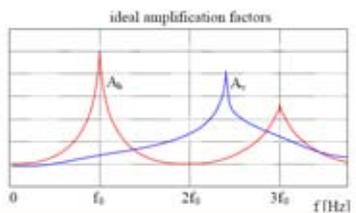
Nakamura's Technique

measured tremor = amplification factor · body wave + surface wave



$$H_f = A_h \cdot H_b + H_s$$

$$V_f = A_v \cdot V_b + V_s$$

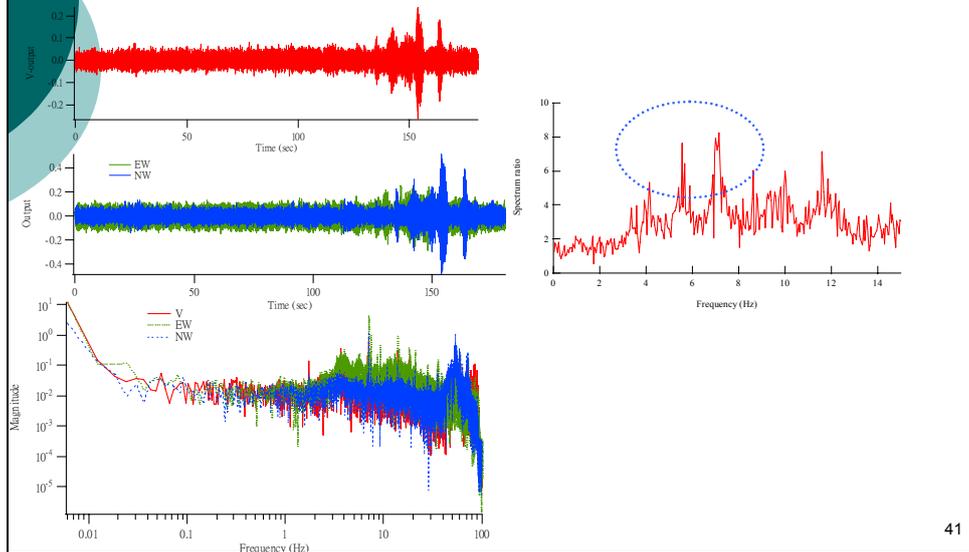


$$A_h = \frac{H_f}{H_b}$$

$$A_v = \frac{V_f}{V_b}$$

$f_0$  = fundamental frequency

## 數據處理範例



41

## 微地動試驗

- 本計畫所用之微地動儀為港研中心所有Guralp CMG-6TD數位寬頻地震儀(圖3.4)，選定實驗區域後，規劃測線，各測點散佈圍繞全區，利用晚間無重行機械運作實施作，每一測點施測15分鐘。



40



## 三維棧橋式碼頭動態數值分析

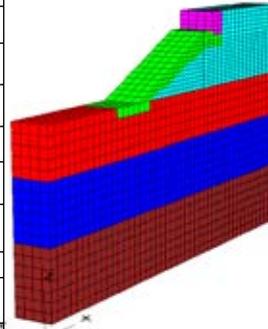
- 因棧橋式碼頭之群樁基礎與上部棧橋版配置與傳入之地震波並非對稱，因此將進行三維分析。
- 應用三維FLAC3D程式及其動態模組進行基樁與棧橋式碼頭液化分析，並作為現地監測系統配置之依據。

## 分析程序

1. 建立網格與設定材料彈性與塑性強度參數
2. 設定靜態邊界條件並進行重力力學平衡計算
3. 施加靜水壓力或滲流應力於於網格內部與邊界
4. 加入結構元素並進行靜態力學平衡
5. 將液化土層以Finn 模式模擬
6. 給予阻尼參數和吸能邊界條件
7. 施加動態邊界條件

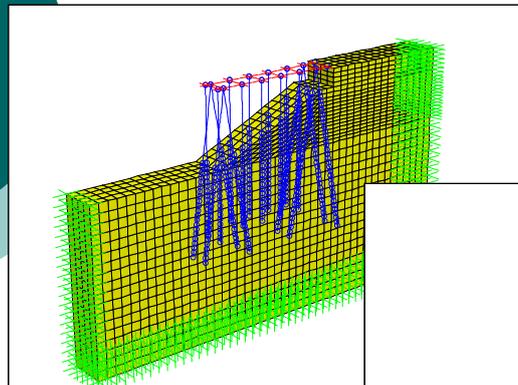
## 土層模型

	底部海床 SB	中間海床 Sm	頂部海床 ST	回填砂層 Backfill	礫石回填區 Gravel
Depth (m)	-36~-50	-36~-23	-23~-14	-14~-2	-2~-4
USCS	ML	ML	SM	SM	GP
	25	23	22	10	>50
Density (kg/m <sup>3</sup> )	1750	1750	1750	1750	2100
Shear Modulus (MPa)	109	70	53.6	40	235
Bulk Modulus (MPa)	236	150	137	68	820
Cohesion (Pa)	5000	1000	1000	2000	1000
Friction angle (degrees)	30	35	35	35	45
Dilation angle (degrees)	0	0	0	0	0
Hardin $r_{ref}$	0.01	0.01	0.01	0.08	0.01
Finn Parameter C1	--	--	0.18	0.49	--
Finn Parameter C2	--	--	2.19	0.82	--

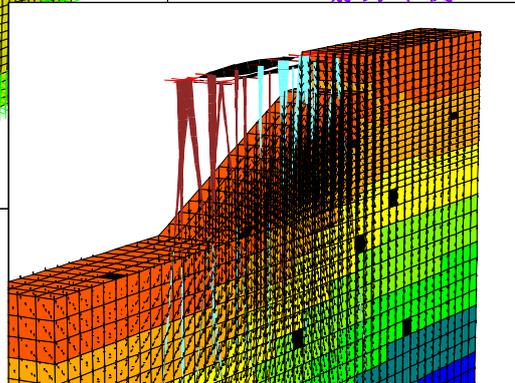


35

## 數值分析模型

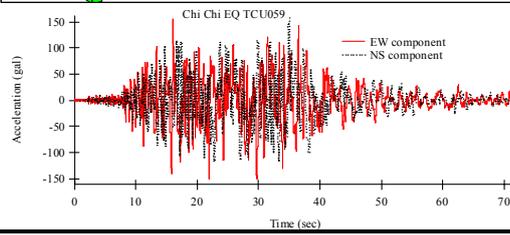
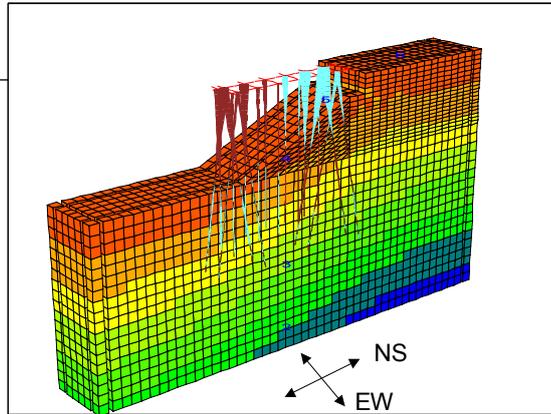


靜力平衡



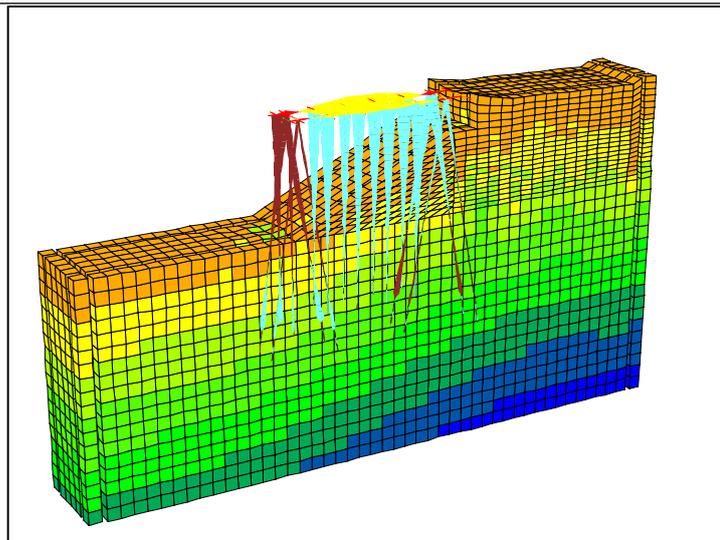
34

## 動態邊界



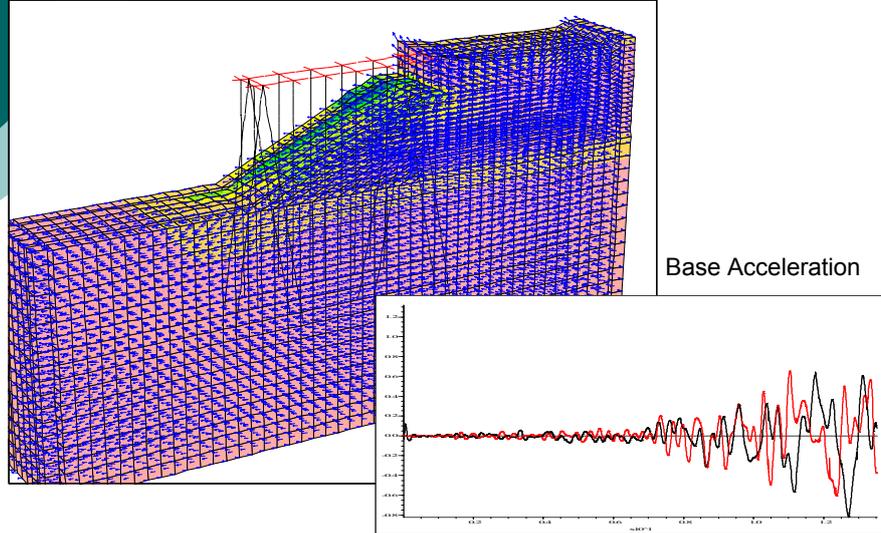
33

## 分析結果: Structure responses



32

## 分析結果：地盤反應



31

## 棧橋版反應



30

## 營運中棧橋式碼頭動態監測系統

- 目的：
  - 於營運中碼頭安裝量測碼頭構件動態反應系統
  - 回饋設計與作為未來災害管理系統之一環
- 量測物理量：
  - 土層反應：地盤反應、孔隙水壓力、永久變形
  - 基樁反應：土樁互制、側向位移
  - 棧橋版反應：棧橋版反應
- 初期雛形目標：
  - 測試感測系統適用與耐久性
  - 系統整合測試

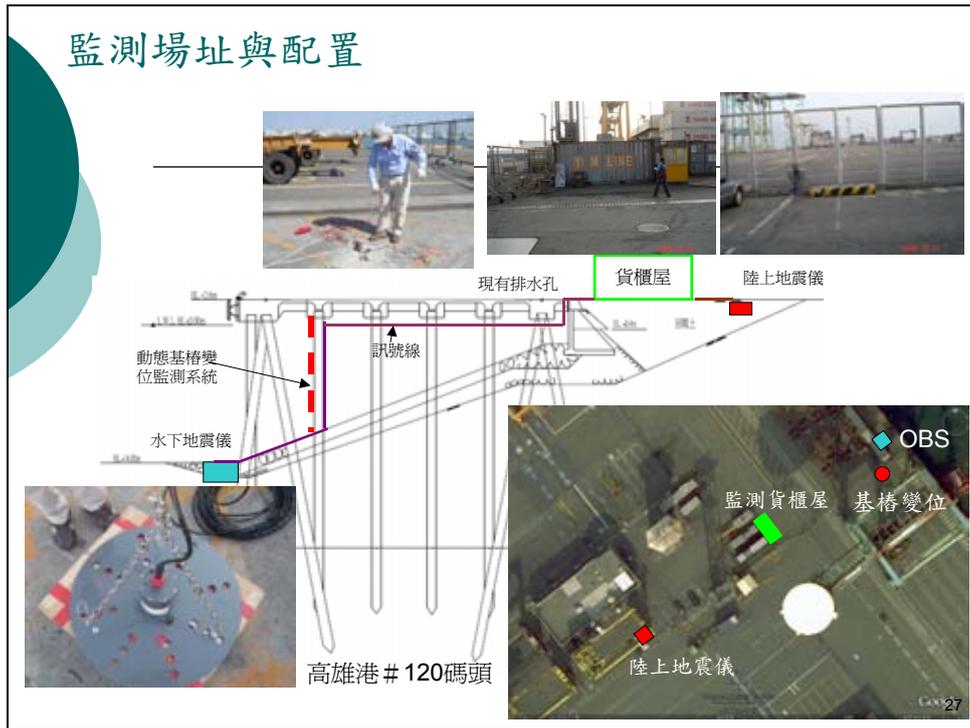
29

## 監測場址：高雄港120號碼頭



28

## 監測場址與配置



## 監測系統元件

項目	規格	用途	現狀
監測主機系統	工業電腦、NI Labview、NI PCI hardware、固網通信	監測主機、資料儲存、網路連結	已完成陸上整合測試
陣列式動態剖面儀	32 * 50 cm spacing 40 Hz sampling rate	基樁動態側向變位量測	已完成安裝
光纖基樁變位感測元件	4 sensors, 8m long, 含獨立解讀設備	基樁動態側向變位量測	已完成安裝
應變片環	20*50 cm	基樁動態側向變位量測	已完成安裝固定
海底地震感應器(OBS)	EENTEC EA-120-OBS, 三軸向、解析度0.8 mg, 含安裝基座	海床振動量測, 系統觸發	尚待安裝
陸上地震感應器	EENTEC EA-120, 三軸向、解析度0.8 mg	地表振動量測	已完成安裝

## 動態基樁側向變位量測系統

### ○ 三種不同量測設備

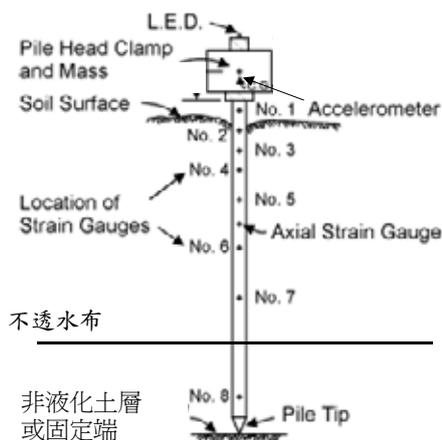
- 量測不同位置彎距應變(bending strain) 之對稱防水應變片
- 量測基樁變位之陣列式位移計量測系統
- 光纖樁身變位系統



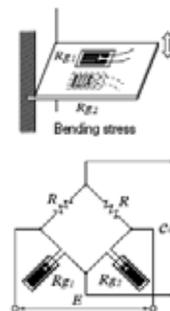
25

## 基樁監測系統：應變計

### 整體量測配置



### 應變片原理



$$\varepsilon_n = -\varepsilon_s = \frac{2V_{out}}{Ek_s}$$

### 計算原理

樁身側向位移計算,  $y$ :

$$y = \int \left( \int k dz \right) dz$$

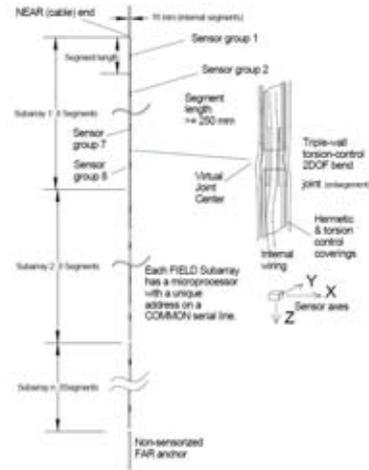
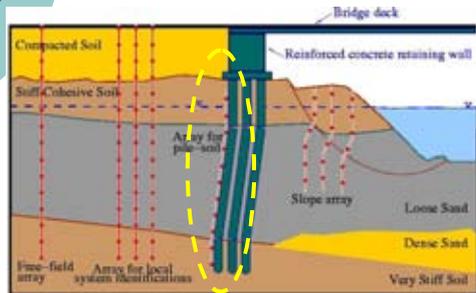
$$k = \frac{(\varepsilon_n - \varepsilon_s)}{h}$$

k: 曲率  
 $\varepsilon_n, \varepsilon_s$ : 基樁兩側應變量  
 h: 兩側應變片距離

基樁彎矩, M  
 $M = E \times I \times k$   
 E: 基樁楊氏模數  
 I: Moment Inertia

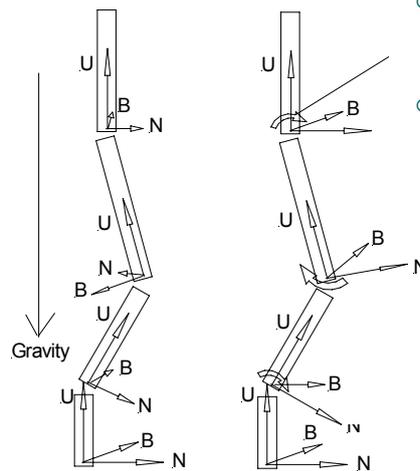
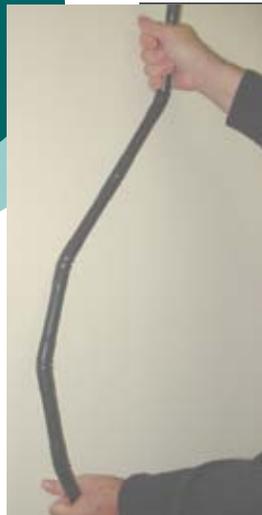
24

## 動態剖面位移計



23

## 陣列式位移計量測系統原理



- 加速度計架構之動態陣列式位移計
- 利用加速度計量測桿件傾角，經由傾角與桿件長度可計算各別桿件位移量，並可由固定點計算各接點之累積位移量，進而求得剖面之側向位移變化。

22

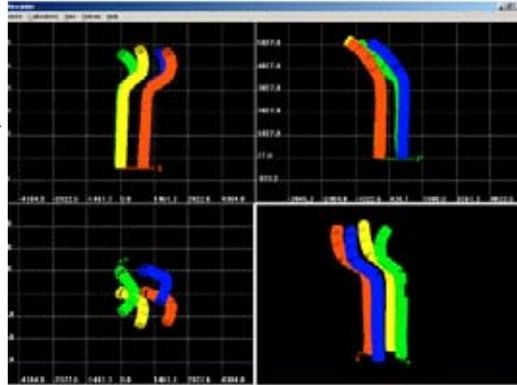
## Shape Array 規格

### 硬體規格

- 防水：100 m
- 尺寸：0.5 m/segment, total length 16 m
- 動態加速度量測：
  - Range: +/-2 G
  - Bandwidth: 20 Hz
  - Data rate: 20 Hz or better
- 靜態變形量測：
  - 最大變形: +/- 45 degrees.
  - Resolution : 0.001 deg (0.017 mm/m)

### 軟體規格:

- Acquisition from remote arrays, digital trigger



軟體擷取畫面

21

## 光纖動態基樁側向變位量測系統

- 電子式感測器在現地使用上具有受潮易損、易受電磁波干擾及防水與耐久性不確定缺點。
- 本計畫將嘗試以光纖感測元件為基礎，發展出能感測地層局部變形的FBG -SD之光纖感測計於動態剖面位移量測。其示意圖如下圖所示。

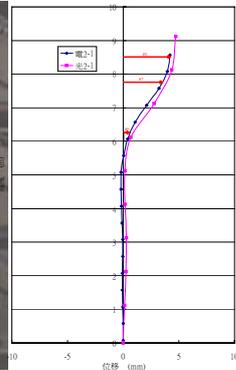
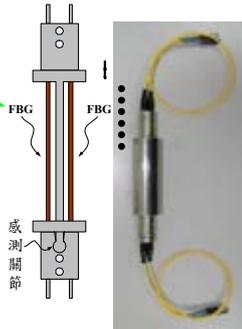
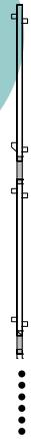
### 優點:

1. 可連接多節感測器至同一量測之測傾管內，同時記錄同一測線上之所有變
2. 使用光傳遞訊號不受電磁干擾



20

## 光纖測彎計



FBG ( Fiber bragg grating ) 光波長調制光譜原理

19

## 自動資料擷取與遠端監控系統

- 使用National Instruments所開發之PCI擷取卡結合SCXI訊號制約(signal conditioner)模組，使用LabVIEW撰寫使用相關程式。
  - **自動擷取系統**：與交通大學光纖感測試驗室所研發之光纖光柵感測系統結合，並與其他量測資料進行即時同步監測。
  - **網路傳輸技術**：量測結果可以即時的呈現達到預警的功效。
  - **遠端遙控模式**：在Labview的環境下利用網路技術對現地監測系統進行量測參數改變及量測資料傳輸等設定

18

## 現地安裝工作項目

1. 碼頭下方水下調查
2. 水下儀器安裝
3. 陸上地震儀安裝 監測主機安裝與配線
4. 通訊系統安裝
5. 微地動量測

17

## 碼頭下方水下調查

### ○ 調查項目

- 基樁尺寸與配置檢核
- 基樁表面清洗
- 訊號線掛附點
- 海床土壤狀況調查

### ○ 調查方法

- 潛水人員水下攝影
- 水下氣動工具使用



16

## 水下儀器安裝

### 海床地震儀

- 裝置於碼頭前方海床
- 以氣動工具開挖→整平→澆灌混凝土→安裝底座→安裝地震儀→回填
- 以不高於原有海床高程為原則

### ○ 動態基樁監測系統

- 裝於面海第二排基樁
- 間隔50cm, 以鋼環掛附於基樁。

### ○ 管線

- 以浮筒附掛於碼頭下方, 浮筒以鋼鍊固定於基樁。



15

## 陸上地震儀安裝與監測機房

### ○ 陸上地震儀

- 安裝於地表下, 淺層開挖30cm 後回填, 並復原地表
- 訊號線以附於現有圍牆方式與主機連結

### ○ 監測主機

- 裝設於現地20呎雜物貨櫃內, 尺寸約為2m\*2m\*1.5m
- 設施: 工業電腦\*2, 防潮空調機櫃, 不斷電系統, ADSL 連線、散熱系統
- 預留設施: 監視系統, 警報系統
- 電源: 110 Volt 交流電

### ○ 配線

- 利用現有電源線, 訊號線以地下方式連結, 必要時最短長度淺溝開挖埋管。

14

## 安裝進度說明

---

- 因場址碼頭借用牽涉多個單位，相關文書往返費時，且需配合碼頭船期，可作業時間有限，部分工作未及完成，將儘速完成
- 所採用之監測系統包含多個子系統，各子系統間整合測試須待安裝後方可測試，但陸上測試結果已無問題。
- 因多項監測設備未有安裝之文獻參考，整合系統成效將以現地震源進行驗證。

13

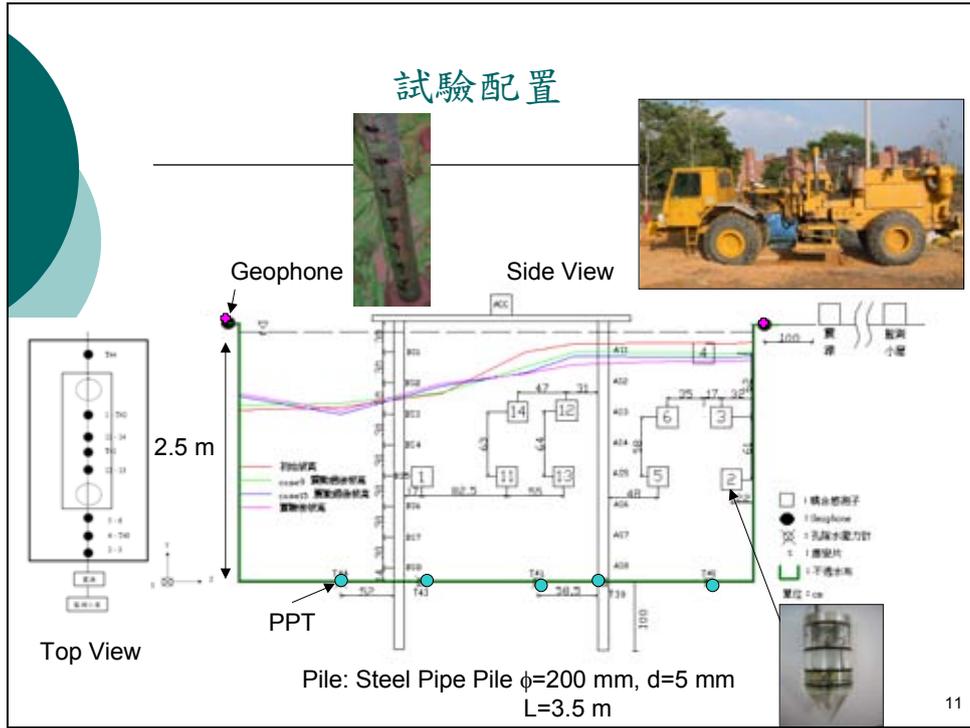
## 現地棧橋式碼頭液化試驗分析成果

---

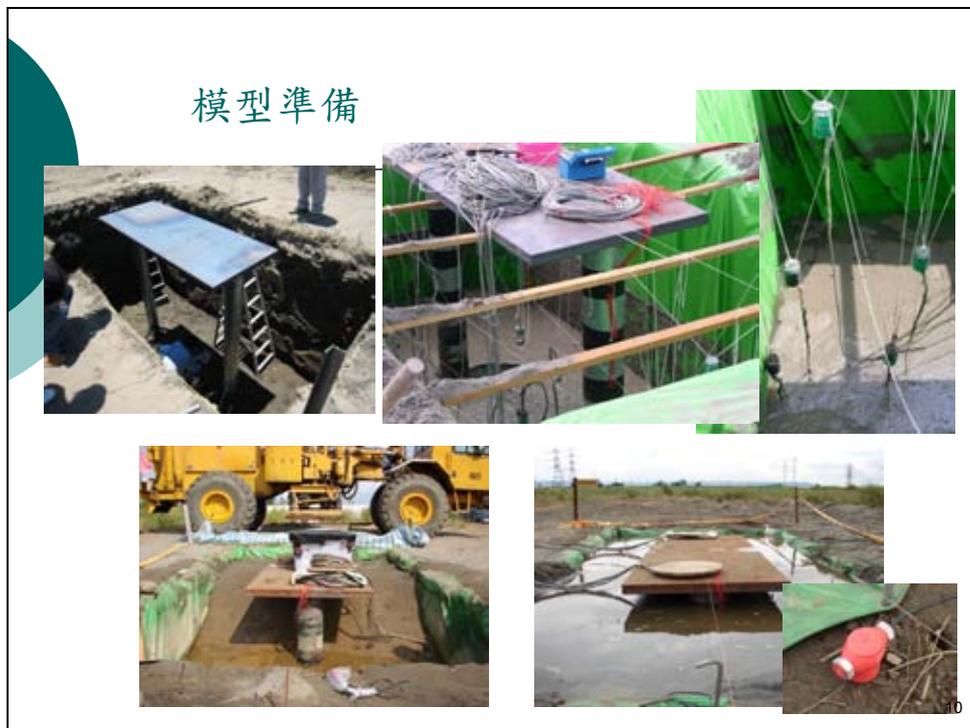
- 實驗目的
  - 進行模擬土壤液化之碼頭行為觀測試驗
  - 提供數值模擬之驗證資料
- 試驗原理
  - 以表面震源(vibroiseis)對地面垂直加載，產生應力波通過監測區域
  - 量測土層振動、孔隙水壓力與基樁反應

12

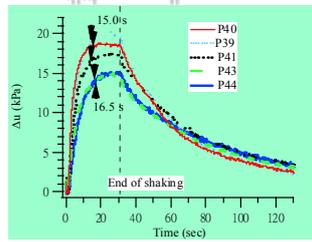
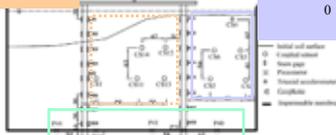
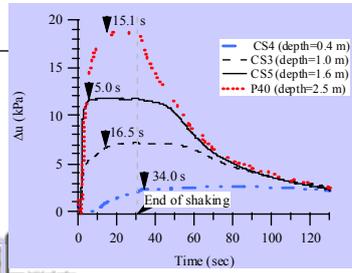
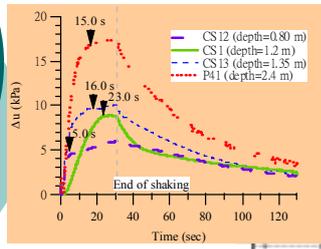
### 試驗配置



### 模型準備

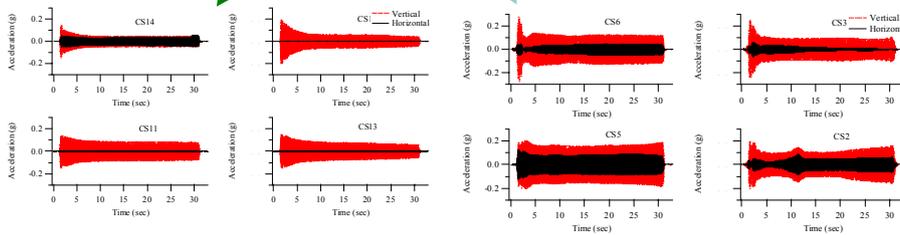
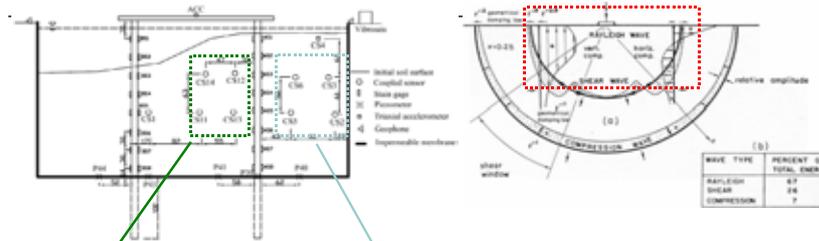


## 超額孔隙水壓 $\Delta u$



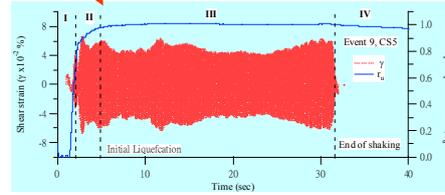
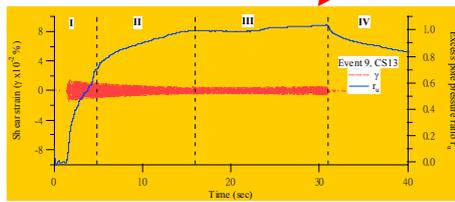
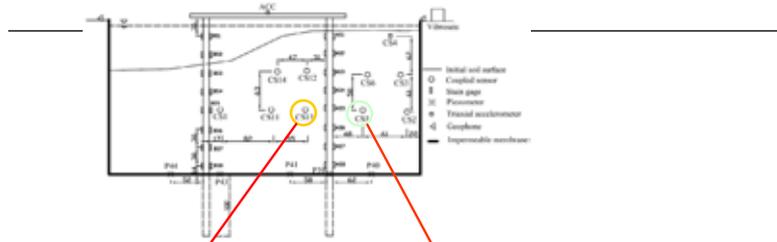
9

## 土層反應



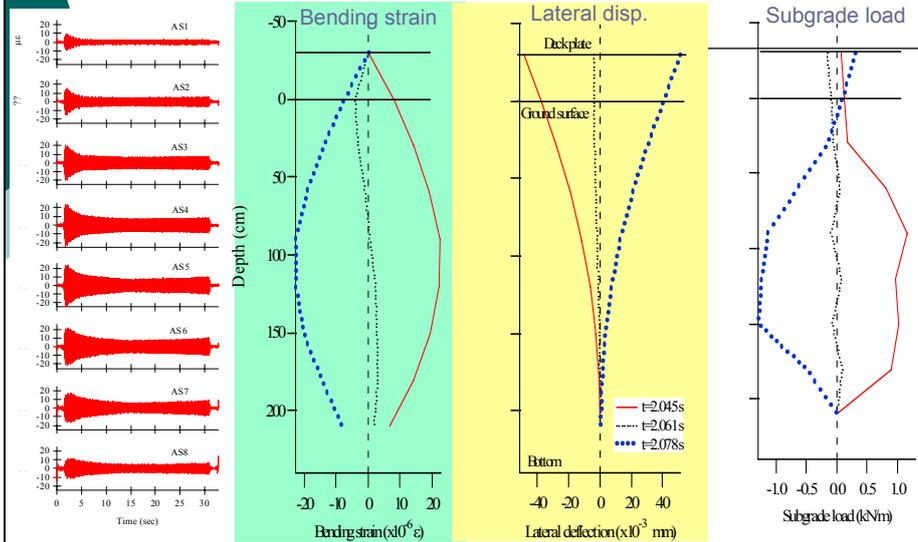
8

## γ-Δu 耦合反應



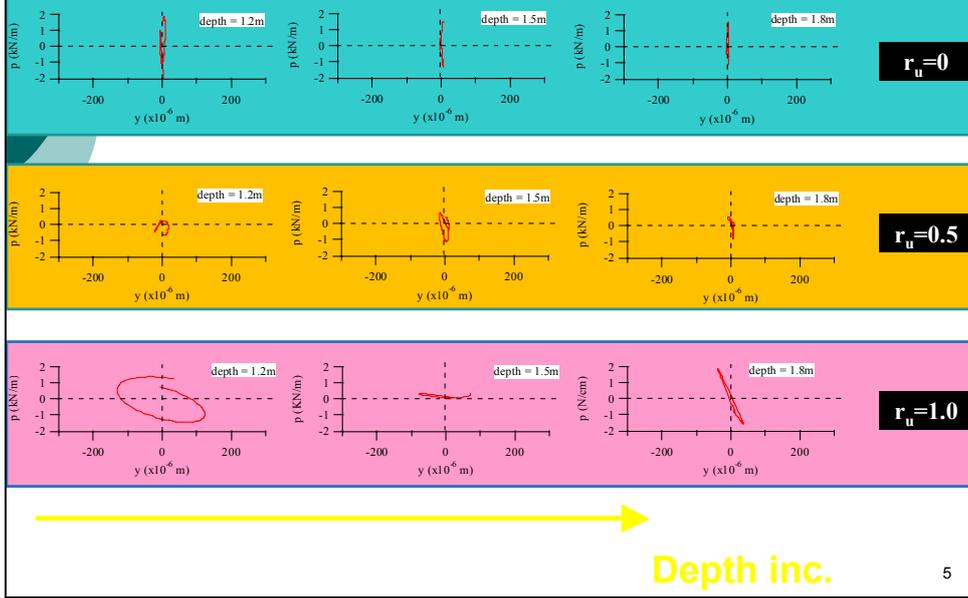
7

## 基樁反應



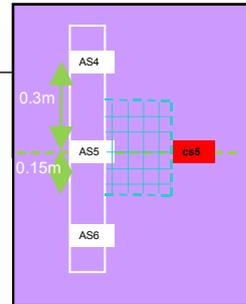
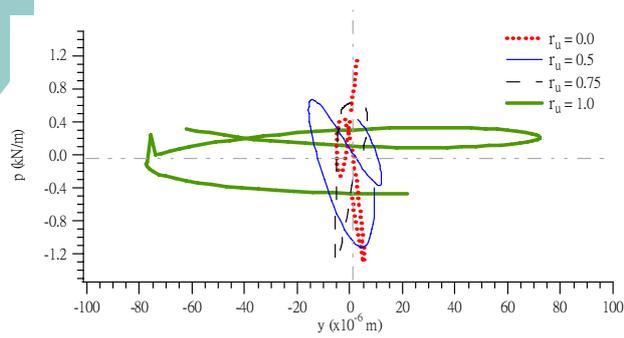
6

## p-y-u 耦合反應



5

## 局部 p-y-u 耦合反應



4

## 側潰觀測



Sand boiling



Lateral spread along pile



Spread direction

3

## 期中審查意見回覆(1/5)

### ○ 陳教授正興

1. 本計畫擬針對營運中碼頭進行今監測，而所採用之應變計及光纖將如何安裝於基樁中？

Response：以鋼環固定於現場鋼管樁

2. 本研究之FLAC分析擬採用柔性基礎分析，其輸入採用  $\sigma = 2(\rho v)\dot{u}$ ，建議應選用一簡單模型作驗證分析，以驗證輸入方式之正確性。

Response：因底部採用吸能邊界，其原理為施加一反向應力以抵銷傳回之應力波，其大小為  $\sigma = \rho v\dot{u}$ ，因此需以  $\sigma = 2(\rho v)\dot{u}$ ，以產生向上大小為  $\sigma = \rho v\dot{u}$  之應力波。

3. 本研究地震反應分析擬採用之最高頻率將如何選取？

Response：以網格在波傳方向之長度小於1/10波長為考量，現有網格長度為2m，現有網格以5Hz為最高頻率。

## 期中審查意見回覆(2/5)

### ○ 李教授賢華

1 有關棧橋上部結構之分析宜有較合理之模式。

Response: 目前採用連續橫梁結構, 梁與基樁採剛接, 由於現地棧橋版為厚度1至2m, 應可近似代表其現地配置

### ○ 賴研究員聖耀

1. 有關碼頭的微地動試驗, 請研究團隊利用港研中心之低頻微震儀試驗, 分析選定碼頭之共振主頻。

Response: 已配合完成

2. 關FLAC-3D之數值模擬分析, 理論上應分析選定之#19碼頭, 但921地震時#9~#11碼頭後線有一些液化的現象, 亦有碼頭的變位記錄, 以此模擬分析較有驗證資料, 請研究團隊於後續計畫中亦一併分析。

3. 目前已初步選定#19A碼頭為監測工址, 由於該碼頭為客運碼頭, 雖然營運干擾較少, 但其為旅客觀光進出門戶, 因此需將監測站的外觀加以美化。

Response: 因碼頭租借困難, 已更換監測場址, 並以監測貨櫃屋放置監測主機。

## 期中審查意見回覆(3/5)

### ○ 朱科長 金元

1. 本研究提到要建立永久現地碼頭監測站之雛型, 是為研究上獲得某些參數之目的, 還是監測碼頭安全? 如為監測碼頭安全, 未來可能許多碼頭都須要建置, 所費不貲, 而且也不宜由本所來設置, 應由港務局來辦理較適合。如為研究目的, 似乎不須建置永久監測站。

Response: 永久現地碼頭監測站主因為地震不可預測, 因此需有常設之監測站, 其目的除可進行學術研究外, 由於目前並無成熟之系統, 因此需進行雛形測試, 未來可作為碼頭地震災害管理之用。

2. 監測站設置後也會提供地震來襲超過某設定水平加速度門檻值之預警功能, 與現有本中心於港務局設立之地震監測站其功能有何差異? 永久現地碼頭監測站設立到底要輸出的是哪些資訊?

Response: 現有監測站主要為自由場測站, 本計畫則為碼頭結構物反應, 量測數據詳見監測站規劃。

3. 本研究之成果是否能作為考慮液化對於港灣設施設計係數選取及處理模式之依據。

Response: 以率定之數值模型, 結合港區危害度分析成果, 將可提供相關參數選取之參考。

## 期中審查意見回覆(4/5)

### ○ 謝研究員 明志

1. 本研究除了數值分析外，另一重點項目是現地監測系統的安裝，現地的反應資料，要即時傳回研究中心的伺服器，常會受到斷訊或電力不穩定等突發狀況的影響，故如何確保資料傳輸的穩定及暢通，得以在大地震來襲時，資料能完整擷取並完成傳送，請研究團隊多費心思規劃。

Response: 監測主機本身即具有儲存資料功能，可確保資料完整，並於網路恢復後傳輸，另已預留另用備份網路傳輸之功能

2. 計畫內考慮選擇一港區的棧橋式碼頭，安裝動態監測儀器，港務局除了執行工程的工務單位外，負責營運的港務單位，也都會擔憂是否影響日常的營運作業，故在選點及儀器的佈設上，請多考慮港務局可能會有的擔憂。
3. 水下作業除了安全性的考慮外，工作的困難度也高出陸上作業甚多，除了儀器安置的位置外，整個安裝的作業流程及安全維護，也請作妥善的規劃。

Response: 僅遵辦理

## 期中審查意見回覆(5/5)

### ○ 賴研究員 瑞應

1. 建議將過去2年的研究成果納入報告內，並簡要說明研究成果。

Response: 已將前期成果匯入。

2. 由報告得知過去2年的現地實驗震源型式不同，請簡單說明原因，並說明不同震源是否會造成量測之門檻應變值不同。

Response: 前2年試驗其目的不同，但所應用之剪應變推估方式應均可應用，量測門檻應變值主要影響為多向振動之影響，室內試驗結果顯示此部分影響約僅10%

## 結論

---

- 由液化土層基樁行為與破壞模式之文獻得知，進行基樁有效應力動態分析所需之主要部份包括可模擬孔隙水壓力激發之耦合土壤組構模式、土壤-樁基礎介面元素及側潰土層分析。
- 港區碼頭微地動試驗與共振主頻分析相關分析程序已建立，並完成部分港區量測結果，所得結果可用以進行現地監測站之整體地質概況評估與共振主頻分析，後續將以港區地質資料進行驗證。
- 棧橋式碼頭監測系統因行政作業略有延遲，但已完成大部份安裝，目前已安裝之元件功能正常，應可於近期進行整合測試。

2

## 結論 (cont.)

---

- 三維棧橋式碼頭動態分析結果顯示：
  - 靜態分析時，斜樁與前排基樁彎距較大，動態分析時，則所有基樁其彎距約略相同。
  - 棧橋版則以中段彎距較大。
  - 基樁最大彎距發生於與樑相接處，但基樁並未破壞。
- 現地棧橋式碼頭模型試驗結果顯示：
  - 群樁通過之土壤其最大剪應變與孔隙水壓力激發均較無基樁區域為小。
  - 液化土層之基樁應為p-y-u耦合反應。
  - 基樁反應與通過之應力波場相關。

1

