

103-44-7748

MOTC-IOT-102-H1DB004

港灣地震模擬監測及工程基本 資料庫更新之研究(3/4)



交通部運輸研究所

中華民國 103 年 4 月

103-44-7748

MOTC-IOT-101-H1DB004

港灣地震模擬監測及工程基本 資料庫更新之研究(3/4)

著 者： 謝明志、賴瑞應、蘇青和、單誠基
張道光、陳志芳、曾文傑、林玲煥
胡啟文、張文忠、紀雲曜、林炳森
陳家漢、吳珮如、林文釵

交通部運輸研究所

中華民國 103 年 4 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

臺灣地震模擬監測及工程基本資料庫更新之研究. (3/4) / 謝明志等著. -- 初版. -- 臺北市：交通部運輸研究所，民 103.04

面；公分

ISBN 978-986-04-0932-1(平裝)

1.港埠工程 2.地理資訊系統

443.2

103006497

臺灣地震模擬監測及工程基本資料庫更新之研究(3/4)

著者：謝明志、賴瑞應、蘇青和、單誠基、張道光、陳志芳、曾文傑、林玲煥、胡啓文、張文忠、紀雲曜、林炳森、陳家漢、吳珮如、林文釵

出版機關：交通部運輸研究所

地址：10548 臺北市敦化北路 240 號

網址：www.ihmt.gov.tw (中文版>中心出版品)

電話：(04)26587111

出版年月：中華民國 103 年 4 月

印刷者：

版(刷)次冊數：初版一刷 75 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所臺灣技術研究中心網站

定價：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：1010300524

ISBN：978-986-04-0932-1 (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分內容者，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：港灣地震模擬監測及工程基本資料庫更新之研究(3/4)			
國際標準書號 ISBN978-986-04-0932-1(平裝)	政府出版品統一編號 1010300524	運輸研究所出版品編號 103-44-7748	計畫編號 102-H1DB004
本所主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計畫主持人：謝明志 協同主持人：賴瑞應、張道光、陳志芳 研究人員：蘇青和、單誠基、曾文傑、林玲煥、胡啟文 參與人員：陳義松、李春榮、李昭明、何木火、陳毓清、魏瓊蓉、林隆貞、黃如蜜 聯絡電話：04-26587111 傳真號碼：04-26564418	合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會 計畫主持人：張文忠 協同主持人：林炳森 研究人員：陳家漢 地址：臺南市大學路1號 聯絡電話：06-2757575~63128		研究期間 自 102 年 1 月 至 102 年 12 月
關鍵詞：動態模型試驗、數值模擬、地理資訊系統、港灣工程基本資料庫、土壤液化、耐震功能性評估、地層下陷監測			
<p>摘要：</p> <p>臺灣正位於地震發生最頻繁的環太平洋地震帶西側，每年大小地震不斷，而且臺灣重要的商港大都座落於疏鬆軟弱之沖積土層與回填之新生地上，在強烈地震作用下，極可能發生結構物震盪損傷，或因土壤液化引發港灣碼頭向海側位移、傾斜與沉陷等災害；另西南沿海部分地區，因地下水抽取補注失衡，仍有持續下陷現象，此亦影響港區的現有設施及未來發展。故此，對於港灣地區的地震下陷等地質災害，我們不可不審慎防備。</p> <p>因而，本計畫在本年度內針對港灣地區，進行四大主要工作：(1)港區碼頭構造物動態模型試驗與數值模擬，(2)港區碼頭耐震功能性評估，(3)港區地震及地層下陷監測，(4)港區工程基本資料庫更新建置與查詢展示之應用等研究，以提升現有港區受震評估技術，減少地震或下陷災害可能帶來的衝擊，提供港務單位做為規劃設計及防救災決策支援使用。</p> <p>研究成果效益：</p> <p>學術效益，發表研討會論文 5 篇(含優良論文獎 1 篇)：</p>			

- (1) 會議優良論文獎：「錨碇板樁碼頭模型動態液化試驗與分析」，第 15 屆大地工程學術研討會，102 年 9 月。
 - (2) 「棧橋式與重力式碼頭耐震性能設計研究」，港灣報導 96 期，102 年 10 月。
 - (3) 「港灣地區防救災系統之研究」，港灣報導 95 期，102 年 6 月。
 - (4) 「動力分析於板樁式碼頭耐震性能設計研究」，第十五屆水下技術研討會暨國科會成果發表會，102 年 5 月。
 - (5) 「港灣構造物耐震性能設計架構之研究(2/4)」，行政院災害防救科技方案成果研討會，102 年 5 月。
2. 社會環境安全效益：運用各港地震監測站及港灣工程基本資料查詢展示系統液化分析模組，建構港區地震即時災況速報系統，於震後以簡訊快速通報各港，能提供各港震後液化安全評估相關資訊，可作為防災人員災後緊急處理之決策參考。
 3. 資料庫建置效益：建置港灣工程基本資料庫及查詢系統，可提供港務公司及相關單位在港灣工程規劃、設計及施工之參考與應用，並提昇港灣工程之維護管理效能，延展港灣設施服務年限。

提供應用情形：

1. 本計畫運用架設於各港地殼震監測站，配合港灣工程基本資料系統之液化分析模組，建構港區地震即時災況速報系統，透過中華電信系統可於震後以簡訊快速通報港務公司及各港，能提升各港震後緊急處理之時效。
2. 所建置資料庫含各港圖文屬性資料，隨時可提供本所及港務單位研究分析、開發規劃之需用。

出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
103 年 4 月	342	300	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。

機密等級：

☐密 ☐機密 ☐極機密 ☐絕對機密

(解密條件：☐ 年 ☐ 月 ☐ 日解密，☐公布後解密，☐附件抽存後解密，

☐工作完成或會議終了時解密，☐另行檢討後辦理解密)

☒普通

備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。

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

TITLE: The study of seismic simulation and monitoring and the renewal of engineering basic database in harbor areas. (3/4)			
ISBN 978-986-04-0932-1 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010300524	IOT SERIAL NUMBER 103-44-7748	PROJECT NUMBER 102-H1DB004
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Chiu Yung-Fang PRINCIPAL INVESTIGATOR: M. J. Hsieh CO-PROJECT INVESTIGATOR: R. Y. Lai, J. F. Chen, D. K. Chang. PROJECT STAFF: C. H. Su, C. C. Shan, W. J. Tseng, L. F. Lin , C. W. Hu. PROJECT TECHNICIAN: Y. S. Chen, C. R. Lee, Z. M. Lee, M. H. Ho, Y. Q. Chen, Q. R. Wei, J. M. Huang, L.F. Lin PHONE: (04) 26587111 FAX: (04) 26564418			PROJECT PERIOD FROM : January 2013 TO : December 2013
RESEARCH AGENCY: NATIONAL CHENG KUNG UNIVERSITY PRINCIPAL INVESTIGATOR: W. J. Chang CO-PROJECT INVESTIGATOR: P. S. Lin PROJECT STAFF: C. H. Chen ADDRESS: No.1, University RD., Tainan City 701, Taiwan, R.O.C. PHONE: (06) 2757575~63128			
KEY WORDS: Dynamic physical modeling, Numerical simulation, Geographic information system, Harbor engineering basic database, Soil liquefaction, Seismic performance-based assessment, Disaster Subsidence monitoring.			
<p>ABSTRACT :</p> <p>Taiwan is just located at the western part of the circum-Pacific seismic zone where is the highest seismic frequency area on earth, so that there are many earthquakes in every year. Furthermore the major harbors of Taiwan are almost located on the soft alluviums or the backfill reclamation. It is possible to occur shaking damages of structures or lateral displacement, tilt and settlement of wharves by soil liquefactions under the attack of strong seismic waves. In addition, in some areas at the southwestern coast of Taiwan, land-subsidence still occurs that also affects the present facilities and future development. Facing those geologic damages, there should be careful treatment and prevention.</p> <p>The undergoing project will perform following works in selected harbor areas: (1) physical and numerical modeling on seismic responses of harbor supporting systems, (2) seismic performance-based assessment of wharf structures (3) in-situ seismic monitoring and stratum subsidence investigation in harbor and marine areas, (4) renewal of engineering basic database of harbors, etc. Those results could raise the seismic assessment technology, reduce the damage impact of earthquake or subsidence, and offer the harbor bureaus to serve as reference for policy-making support in engineering planning, designing and disaster prevention.</p> <p>Benefits of research results:</p>			

1. Academic benefits, publication of 5 papers in conferences and academy bulletins (including 1 excellent thesis award).
 - (1) Excellent thesis award: “Physical Modeling and Data Analysis of Liquefied Anchored Sheet Pile Wharf”, 2013 the 15th Geotechnic Engineering Conference, Taiwan.
 - (2) “A Study on Performance-Based Seismic Design for Pile-Supported Wharves and Gravity Quay Walls”, 2013 Harbour Reported No.96.
 - (3) “The Study of Disaster Prevention and Rescue System in Harbour Areas”, 2013 Harbour Reported No.95.
 - (4) “Dynamic Analysis of the Performance-Based Seismic Design for Sheet Pile Type Wharf”, 2013 15th Underwater Technology Symposium NSC result presentation.
 - (5) “A Study on Performance-Based Seismic Design Framework of Port Structures”, 2013 Disaster Prevention and Response Technology Executive Yuan outcome of the workshop program.
2. Impact on social and environmental safety: A rapid announcing system which was established by combining the seismic monitoring stations in harbor areas and the liquefaction analyzing model of harbor engineering basic data inquiring system can inform each harbor fast by mobile brief letters after earthquake. The result of this project can provide disaster prevention, disaster emergency management and rehabilitation after disaster.
3. The benefit of database building: It provides valuable information to facilitate the decision-making during and after disaster.

Current situation in application:

1. “Query demonstration system of harbor engineering basic data-base” developed by this project has been put into use in Kaohsiung Port and Keelung Harbor.
2. The database in this project can be used at any time for further study and planning.

DATE OF PUBLICATION	NUMBER OF PAGES	PRICE	CLASSIFICATION
April 2014	342	300	<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.

港灣地震模擬監測及工程基本資料庫更新之研究(3/4)

目 錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	III
目 錄.....	V
圖目錄.....	XIII
表目錄.....	XXV
第一章 前 言.....	1-1
1.1 計畫緣起.....	1-1
1.2 計畫目標.....	1-2
第二章 沉箱震動台模型數值模擬.....	2-1
2.1 沉箱模型擬靜態分析.....	2-1
2.1.1 簡化分析法.....	2-3
2.1.2 簡化動力分析.....	2-4
2.2 沉箱震動台模型二維數值模擬.....	2-6
2.2.1 數值分析原理.....	2-6
2.2.2 數值分析模型.....	2-10
2.3 沉箱模型數值分析結果.....	2-16
2.3.1 動態邊界與監測點.....	2-16
2.3.2 加速度位移與孔隙水壓力歷時變化.....	2-16
2.3.3 土壤結構互制.....	2-19
2.3.4 數值分析與文獻比較.....	2-20
2.4 動態模擬分析結果比較.....	2-23

2.4.1 破壞模式之比較.....	2-23
2.4.2 超額孔隙水壓激發比比較.....	2-27
2.4.3 土壓力之比較.....	2-30
2.4.4 剪力模數變化之影響.....	2-32
2.3.5 邊界效應之影響.....	2-34
第三章 沉箱碼頭模型震動台液化試驗.....	3-1
3.1 試驗簡介.....	3-1
3.2 沉箱震動台模型配置與模型準備.....	3-1
3.3 試驗設備.....	3-2
3.3.1 大型雙軸向剪力試驗盒.....	3-2
3.3.2 大型砂土賁落箱.....	3-9
3.4 試體準備與試驗步驟.....	3-12
3.4.1 沉箱碼頭模型之架設.....	3-12
3.4.2 量測儀器之架設.....	3-12
3.4.3 砂土賁降與人工回填.....	3-13
3.5 震動台液化試驗資料處理.....	3-16
3.5.1 資料分析架構.....	3-16
3.5.2 加速度及位移資料分析.....	3-16
3.5.3 水壓計資料分析.....	3-17
3.5.4 微型單向加速度資料分析.....	3-19
3.5.5 SAA 資料分析.....	3-22
3.5.6 土壓計資料分析.....	3-24
第四章 既有沉箱碼頭受震動態數值模擬探討.....	4-1
4.1 港區地震可能發生時間序列或地域分析.....	4-1
4.2 港區域場址地層特性及地震危害度分析.....	4-3

4.3 港區場址之液化危害度分析.....	4-4
4.4 港灣構造物耐震性能設計架構.....	4-11
4.4.1 耐震性能設計概念.....	4-11
4.4.2 耐震性能要求與規定.....	4-12
4.5 沉箱碼頭動態數值模擬分析.....	4-15
4.5.1 分析程式.....	4-15
4.5.2 設定材料參數條件.....	4-17
4.5.3 輸入地震力.....	4-19
4.5.4 模擬分析結果.....	4-19
第五章 棧橋式碼頭功能性規定及分析方法探討.....	5-1
5.1 棧橋式碼頭功能性可接受標準.....	5-1
5.2 棧橋式碼頭耐震功能性分析法.....	5-7
5.2.1 簡化分析法.....	5-7
5.2.2 簡化動力分析-容量震譜法.....	5-10
5.2.3 動力分析法.....	5-29
第六章 既有棧橋式碼頭功能性評估探討.....	6-1
6.1 案例基本條件.....	6-1
6.2 簡便分析法.....	6-7
6.3 簡便動力分析法.....	6-16
6.4 動力分析法.....	6-26
第七章 港區地震監測分析.....	7-1
7.1 安平港之地理位置與地形.....	7-1
7.1.1 安平港地層.....	7-1
7.1.2 安平港區地質.....	7-3
7.1.3 綜合地層分析.....	7-9

7.2 安平港區之地震力分析	7-10
7.2.1 安平港區附近的活動斷層	7-10
7.2.2 斷層長度與地震規模	7-13
7.2.3 安平港區土層放大效應	7-14
7.3 安平港區的設計地震力	7-16
7.3.1 安平港測站的地震類型	7-16
7.3.2 港區建築物耐震設計	7-23
7.3.3 安平港之水平加速度反應譜	7-23
7.4 高雄港區場址效應	7-24
7.4.1 土壤模型	7-25
7.4.2 輸入參數	7-26
7.4.3 地震輸入運動	7-29
7.4.4 分析結果	7-30
7.5 港區震災速報系統	7-33
7.6 實測地震反應譜分析	7-36
7.7 動態孔隙水壓分析	7-41
7.8 時頻分析	7-49
第八章 港灣地區地層下陷監測分析	8-1
8.1 港灣地區地層下陷行為	8-2
8.1.1 有效應力增量分析	8-3
8.1.2 超抽地下水之下陷行為	8-5
8.2 分層沉陷觀測井設置與量測	8-6
8.3 布袋港監測站	8-8
8.3.1 布袋港地下水位分析	8-8
8.3.2 布袋港分層地層下陷分析	8-9

8.3.3 布袋港區平面水準測量.....	8-21
8.4 大鵬灣監測站.....	8-29
8.4.1 地下水位分析.....	8-29
8.4.2 分層地層下陷分析.....	8-29
8.5 臺中港監測站.....	8-32
8.5.1 地下水位分析.....	8-32
8.5.2 分層沈陷分析.....	8-32
8.6 安平港監測站.....	8-35
8.6.1 地下水位分析.....	8-35
8.6.2 分層地層沈陷分析.....	8-35
第九章 港區工程基本資料查詢系統.....	9-1
9.1 查詢系統介紹.....	9-1
9.2 查詢展示.....	9-1
9.2.1 地質資料及液化分析模組操作程序	9-1
9.2.2 碼頭資料查詢操作程序	9-4
9.2.3 堤防資料查詢操作程序	9-6
9.2.4 碼頭鋼板樁腐蝕調查系統操作程序	9-7
9.2.5 海氣象調查資料查詢系統操作程序	9-9
9.2.6 貨櫃碼頭營運資料查詢系統操作程序	9-10
第十章 座標系統 TWD67 轉 TWD97	10-1
10.1 地圖座標系統.....	10-1
10.1.1 TWD67 座標系統概述.....	10-1
10.1.2 TWD97 座標系統概述.....	10-2
10.2 座標系統的轉換.....	10-4
10.2.1 修改地圖原座標 TWD67 系統.....	10-4

10.2.2 轉換影像 TWD67 二度分帶座標值	10-5
10.2.3 轉換鑽探地質資料 TWD67 二度分帶座標值	10-7
10.3 座標系統的檢核	10-10
第十一章 港區遙測資料更新建置及圖層查詢展示	11-1
11.1 港區遙測資料補充更新概況	11-1
11.2 查詢系統操作程序	11-2
11.3 港區規劃及遙測資料查詢說明	11-4
11.3.1 進入查詢系統	11-4
11.3.2 港區規劃及遙測資料查詢	11-5
第十二章 港灣工程基本資料網路查詢系統建構	12-1
12.1 港灣工程基本資料網路查詢系統設置目的	12-1
12.2 系統架構	12-1
12.3 系統開發工具	12-3
12.3.1 HTML(Hypertext Markup Language)程式語言	12-3
12.3.2 Java Script 程式語言	12-3
12.3.3 Dreamweaver 網頁編輯軟體	12-3
12.4 系統介紹	12-3
12.4.1 查詢系統首頁	12-3
12.4.2 港埠規劃功能	12-5
12.4.3 鑽探資料功能	12-7
12.4.4 碼頭設計及調查資料功能	12-10
12.4.5 堤防設計資料功能	12-11
第十三章 結論與建議	13-1
13.1 結論	13-1
13.2 建議	13-5

13.3 研究成果之效益	13-6
13.4 提供政府單位應用情形	13-7
參考文獻	參-1

圖目錄

圖 2.1	沉箱重力式碼頭之設計流程.....	2-1
圖 2.2	滑動塊體法分析結果.....	2-5
圖 2.3	最大加速度與滑移量之關係(滑動塊體法).....	2-6
圖 2.4	沉箱碼頭模型之數值模型.....	2-10
圖 2.5	數值模型網格圖.....	2-11
圖 2.6	Mohr-Coulomb 剪向彈簧介面行為.....	2-13
圖 2.7	沉箱式碼頭靜力平衡之垂直有效應力.....	2-14
圖 2.8	輸入地震加速度時間歷時.....	2-14
圖 2.9	監測點位與動態邊界.....	2-17
圖 2.10	加速度歷時變化.....	2-17
圖 2.11	超額孔隙水壓比歷時變化.....	2-18
圖 2.12	t=10 秒時沉箱系統之位移分布圖.....	2-18
圖 2.13	沉箱系統水平位移歷時圖.....	2-19
圖 2.14	沉箱在 10sec 之後之水平位移分佈.....	2-19
圖 2.15	沉箱系統之垂直有效應力分佈.....	2-20
圖 2.16	數值模型之破壞模式.....	2-21
圖 2.17	超額孔隙水壓激發比與沉箱相對位置之關係.....	2-22
圖 2.18	數值分析模型示意圖.....	2-24
圖 2.19	數值模型之水平位移量分布圖.....	2-25
圖 2.20	沉箱旋轉角度之時間歷時.....	2-26
圖 2.21	最大超額孔隙水壓比分佈圖.....	2-28
圖 2.22	背填土超額孔隙水壓比激發時間歷時.....	2-29
圖 2.23	沉箱後壁土壓力包絡線.....	2-31

圖 2.24	沉箱底部受力包絡線.....	2-31
圖 2.25	振動期間砂土層有效主應力之變化.....	2-33
圖 2.26	振動期間砂土層之剪力模數變化.....	2-33
圖 2.27	CASE02 未考慮剪力模數變化時之破壞模式.....	2-35
圖 2.28	CASE02 考慮剪力模數變化時之破壞模式.....	2-35
圖 2.29	CASE01 未考慮剪力模數變化時之破壞模式.....	2-36
圖 2.30	CASE01 考慮剪力模數變化時之破壞模式.....	2-36
圖 2.31	邊界延長之模型之示意圖.....	2-37
圖 2.32	邊界延長之模型於 4 秒時之破壞模式.....	2-37
圖 3.1	震動台沉箱模型配置.....	3-3
圖 3.2	沉箱實體模型.....	3-4
圖 3.3	剪力試驗盒外部之位移計、加速度計配置圖.....	3-5
圖 3.4	雙軸向剪力試驗盒外觀.....	3-7
圖 3.5	內外複合框架配合兩組滑軌.....	3-8
圖 3.6	剪力試驗盒運動型態示意圖.....	3-9
圖 3.7	矽膠膜裝設示意圖.....	3-9
圖 3.8	以貫落裝置進行試體準備.....	3-10
圖 3.9	落箱本體裝填欲貫落之越南砂.....	3-11
圖 3.10	貫落箱本體與可抽換式多孔盤之孔位配置圖.....	3-11
圖 3.11	分散器 — 貫落箱底部篩網.....	3-11
圖 3.12	CASE02 人工回填基礎礫石.....	3-14
圖 3.13	沉箱碼頭模型安置完成.....	3-14
圖 3.14	第二層背填礫石人工回填完成.....	3-15
圖 3.15	試體準備完成圖.....	3-15
圖 3.16	資料處理架構.....	3-16

圖 3.17 剪力試驗盒整體加速度歷時.....	3-17
圖 3.18 Test 7 之超額孔隙水壓歷時	3-19
圖 3.19 Test 7 之加速度歷時.....	3-21
圖 3.20 TEST 1 至 TEST 7 沉箱位移紀錄.....	3-23
圖 3.21 土壓力歷時.....	3-25
圖 4.1 花蓮港區之 21 個 SPT 鑽探孔位分佈圖.....	4-5
圖 4.2 花蓮港區 HL1202 孔位之 SPT-N 值隨深度變化圖及地層分布	4-5
圖 4.3 液化危害度分析流程.....	4-7
圖 4.4 鑽桿能量比 ER 與深度之關係.....	4-8
圖 4.5 花蓮港 HL1202 鑽孔場址液化潛能指數 IL 之危害度	4-9
圖 4.6 花蓮港 HL1202 鑽孔場址液化後地盤沈陷量 St 之危害度	4-9
圖 4.7 花蓮港 HL1202 場址液化機率指數 PW (Seed 形式) 之危害度	4-10
圖 4.8 重力式沉箱碼頭之性能參數.....	4-15
圖 4.9 花蓮港重力式沉箱碼頭之標準設計斷面.....	4-17
圖 4.10 花蓮港數值模擬之材料強度.....	4-18
圖 4.11 75 年回歸期數值分析結果.....	4-20
圖 4.12 475 年回歸期數值分析結果.....	4-20
圖 4.13 2500 年回歸期數值分析結果.....	4-21
圖 5.1 棧橋式碼頭之破壞模式.....	5-2
圖 5.2 棧橋式碼頭之功能參數.....	5-3
圖 5.3 棧橋式碼頭理想的破壞次序.....	5-4
圖 5.4 棧橋式碼頭假想地表面示意圖.....	5-8
圖 5.5 棧橋式碼頭基樁之假想固定點示意圖.....	5-9

圖 5.6	容量震譜法分析簡介圖	5-11
圖 5.7	工址彈性反應譜	5-14
圖 5.8	彈性地震需求震譜	5-14
圖 5.9	非彈性地震需求震譜	5-15
圖 5.10	ATC-40 等效阻尼比折減法	5-16
圖 5.11	雙線性模式之遲滯迴圈	5-17
圖 5.12	ATC-40 彈性需求震譜之折減示意圖	5-19
圖 5.13	軸向土壤彈簧力-位移曲線	5-23
圖 5.14	土壤彈簧與塑性鉸設定位位置示意圖	5-24
圖 5.15	\bar{N} 值與橫向抵抗常數 k_s 之關係	5-26
圖 5.16	N 值與橫向抵抗常數 k_c 之關係	5-26
圖 5.17	橫向土壤彈簧力-位移曲線	5-27
圖 5.18	鋼管樁及 RC 構件彎矩-曲率關係曲線	5-28
圖 6.1	碼頭現況斷面示意圖	6-1
圖 6.2	等級 I 地震力碼頭鑽孔深度之液化機率	6-4
圖 6.3	等級 II 地震力碼頭鑽孔深度之液化機率	6-5
圖 6.4	等級 III 地震力碼頭鑽孔深度之液化機率	6-5
圖 6.5	棧橋式碼頭分析單元示意圖	6-6
圖 6.6	假想地表面示意圖	6-8
圖 6.7	斷面各樁長及編號示意圖	6-9
圖 6.8	棧橋式碼頭擬靜力分析法基樁假想固定點評估模型	6-11
圖 6.9	模型等級 I 地震力($V_I=0.16W$)Y 向基底剪力輸入	6-11
圖 6.10	等級 I 地震力棧橋式碼頭鋼管樁最大應力比	6-12
圖 6.11	等級 I 地震力棧橋式碼頭變位圖	6-15
圖 6.12	棧橋式碼頭耐震功能性評估模型	6-19

圖 6.13 棧橋式碼頭之側推曲線.....	6-19
圖 6.14 棧橋式碼頭等級 II 地震之功能點.....	6-20
圖 6.15 棧橋式碼頭等級 II 地震之功能點變位.....	6-21
圖 6.16 棧橋式碼頭等級 III 地震之功能點.....	6-21
圖 6.17 棧橋式碼頭等級 III 地震之功能點變位.....	6-22
圖 6.18 斜樁棧橋式碼頭斜樁頂產生塑性鉸.....	6-23
圖 6.19 斜樁棧橋式碼頭斜樁入土部分之頂產生塑性鉸.....	6-23
圖 6.20 斜樁棧橋式碼頭直樁頂產生塑性鉸.....	6-24
圖 6.21 斜樁棧橋式碼頭直樁入土部分之頂產生塑性鉸.....	6-24
圖 6.22 等級 II 地震之設計反應譜.....	6-27
圖 6.23 等級 II 地震東西向人造地震反應譜.....	6-27
圖 6.24 等級 II 地震東西向人造地震加速度歷時.....	6-28
圖 6.25 等級 II 地震垂直向人造地震反應譜.....	6-28
圖 6.26 等級 II 地震垂直向人造地震加速度歷時.....	6-29
圖 6.27 等級 III 地震之設計反應譜.....	6-29
圖 6.28 等級 III 地震東西向人造地震反應譜.....	6-30
圖 6.29 等級 III 地震東西向人造地震加速度歷時.....	6-30
圖 6.30 等級 III 地震垂直向人造地震反應譜.....	6-31
圖 6.31 等級 III 地震垂直向人造地震加速度歷時.....	6-31
圖 6.32 等級 II 地震歷時分析碼頭變位.....	6-32
圖 6.33 等級 III 地震歷時分析碼頭變位.....	6-33
圖 7.1 安平港及其鄰近地區地質分布.....	7-2
圖 7.2 安平港規劃平面圖.....	7-3
圖 7.3 安平港 1、2、3、4 號碼頭地層柱狀圖.....	7-5
圖 7.4 安平港 5、6、7 號碼頭地層柱狀圖.....	7-5

圖 7.5	安平港 8、9、10 號碼頭地層柱狀圖.....	7-6
圖 7.6	安平港北內堤、北護岸碼頭地層柱狀圖.....	7-7
圖 7.7	安平港南內堤、南護岸碼頭地層柱狀圖.....	7-8
圖 7.8	安平港外防波堤碼頭地層柱狀圖.....	7-9
圖 7.9	安平港碼頭地層柵狀圖.....	7-10
圖 7.10	新化斷層地質圖.....	7-12
圖 7.11	後甲里斷層地質圖.....	7-13
圖 7.12a	安平港 A 類型地震歷時圖.....	7-20
圖 7.12b	安平港 B 類型地震歷時圖.....	7-20
圖 7.12c	安平港 C 類型地震歷時圖.....	7-20
圖 7.13a	安平港 A 類型地震加速度富氏譜圖.....	7-21
圖 7.13b	安平港 B 類型地震加速度富氏譜圖.....	7-21
圖 7.13c	安平港 C 類型地震加速度富氏譜圖.....	7-21
圖 7.14	A、B 及 C 類型地震之加速度、速度及位移反應譜圖.....	7-22
圖 7.15	安平港 A、B 類型地震水平加速度反應譜曲線圖.....	7-24
圖 7.16	分析流程圖.....	7-25
圖 7.17	高雄港地震監測站位置示意圖.....	7-26
圖 7.18	現地土層柱狀圖與土壤模型對照.....	7-27
圖 7.19	高雄港地震監測站剪力波速隨深度變化圖.....	7-28
圖 7.20	輸入之剪力模數和阻尼比(SHAKE91).....	7-28
圖 7.21	地震輸入運動(292.5 公尺 Y 向).....	7-29
圖 7.22	Arias Intensity 定義延時時間.....	7-29
圖 7.23a	現地與 Shake91 加速度歷時比較圖(地表).....	7-30
圖 7.23b	現地與 Shake91 加速度歷時比較圖(-14.7m).....	7-31

圖 7.23c 現地與 Shake91 加速度歷時比較圖(-30.8m)	7-31
圖 7.24a 各深度加速度歷時比較圖(Shake91)	7-32
圖 7.24b 各深度加速度歷時比較圖(現地)	7-32
圖 7.25 最大加速度放大係數隨深度變化圖	7-33
圖 7.26 港區地震災況速報系統儀器配置示意圖	7-34
圖 7.27 臺中港區地震即時監測畫面示意圖	7-34
圖 7.28 安平港區地震即時監測畫面示意圖	7-35
圖 7.29 高雄港區地震即時監測畫面示意圖	7-35
圖 7.30 滿州國小(KAU042)地震站實測反應譜圖(中央氣象局)	7-37
圖 7.31 墾丁國小(KAU043)地震站實測反應譜圖(中央氣象局)	7-37
圖 7.32 恆春氣象地震站實測反應譜圖(中央氣象局)	7-38
圖 7.33 高雄氣象地震站實測反應譜圖(中央氣象局)	7-38
圖 7.34 七股氣象地震站實測反應譜圖(中央氣象局)	7-39
圖 7.35 高雄港地震站實測加速度反應譜圖($\zeta=5\%$)(港研中心)	7-39
圖 7.36 高雄港地震站加速度反應譜圖(0.15g)(港研中心)	7-40
圖 7.37 安平港地震站實測加速度反應譜圖(港研中心)($\zeta=5\%$)	7-40
圖 7.38 2006 年 12 月 26 日恆春地震震度分布(中央氣象局)	7-41
圖 7.39 2010 年 03 月 04 日甲仙地震震度分布(中央氣象局)	7-42
圖 7.40 2012 年 02 月 26 日地震震度分布(中央氣象局)	7-42
圖 7.41a 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態孔隙水壓變化	7-43
圖 7.41b 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態孔隙水壓變化(大於 0.08Hz)	7-44
圖 7.41c 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態孔隙水壓變化(小於 0.08Hz)	7-44

圖 7.42a 安平港 2010 年 3 月 4 日地震之動態孔隙水壓變化.....	7-45
圖 7.42b 安平港 2010 年 3 月 4 日地震之動態孔隙水壓變化(大於 0.08Hz)	7-46
圖 7.42c 安平港 2010 年 3 月 4 日地震之動態孔隙水壓變化(小於 0.08Hz)	7-46
圖 7.43a 安平港 2012 年 2 月 26 日地震之動態水壓變化.....	7-47
圖 7.43b 安平港 2012 年 2 月 26 日地震之動態孔隙水壓變化(大於 0.08Hz)	7-48
圖 7.43c 安平港 2012 年 2 月 26 日地震之動態孔隙水壓變化(小於 0.08Hz)	7-48
圖 7.44 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日恆春地震 PGA 圖	7-50
圖 7.45 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日恆春地震隱模態函數組圖	7-50
圖 7.46 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日恆春地震時頻分析圖	7-50
圖 7.47 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日恆春地震能譜圖.....	7-51
圖 7.48 高雄港地震站 2006 年 10 月 9 日地震 STFT 法頻譜比圖 ...	7-51
圖 7.49 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日地震 STFT 法頻譜比圖 ..	7-52
圖 7.50 高雄港地震站 2010 年 3 月 4 日地震 STFT 法頻譜比圖	7-52
圖 7.51 布袋港地震站 2010 年 3 月 4 日地震 STFT 法頻譜比圖	7-53
圖 8.1 沉陷分析之流程圖.....	8-3
圖 8.2 自由水位下降引致之有效應力增量分布.....	8-4
圖 8.3 受壓水位下降引致之有效應力增量分布.....	8-5
圖 8.4 沉陷計安裝示意圖.....	8-7
圖 8.5 磁感式層別沉陷計安裝示意圖.....	8-7
圖 8.6 布袋港地層下陷監測井位置圖.....	8-11

圖 8.7a 布袋港分層水位變化圖(自記式)	8-12
圖 8.7b 布袋港分層水位變化圖(自記式).....	8-13
圖 8.8 布袋港(200m)分層水位變化圖(手動量測).....	8-14
圖 8.9 布袋港(300m)分層水位變化(手動量測)	8-15
圖 8.10 布袋港(200m)分層累積下陷圖(手動量測)	8-16
圖 8.11 布袋港(300m)分層個別下陷量圖	8-17
圖 8.12a 布袋港(300m)分層累積下陷量圖	8-18
圖 8.12b 布袋港(400m)水準基站累積下陷量圖(92/09/04~97/05/30)....	8-19
圖 8.12c 布袋港(400m)水準基站累積下陷量圖(98/07/03~101/11/21)...	8-20
圖 8.13 101 年嘉義縣布袋鎮及布袋港區監測點水準測量工作範圍圖	8-24
圖 8.14 101 年嘉義縣布袋鎮及布袋港區監測點水準測量水準測線、環 線佈置圖	8-25
圖 8.15 嘉義縣布袋鎮及布袋港區下陷圖(93~101 年).....	8-26
圖 8.16 嘉義縣布袋鎮及布袋港區下陷圖(93~102 年)	8-27
圖 8.17 嘉義縣布袋鎮及布袋港區下陷圖(101~102 年).....	8-28
圖 8.18 大鵬灣分層水位變化圖(手動量測).....	8-30
圖 8.19 大鵬灣地層分層下陷觀測圖.....	8-31
圖 8.20 臺中港分層水位變化圖(手動量測).....	8-33
圖 8.21 臺中港分層累積下陷量圖(200m).....	8-34
圖 8.22 安平港分層水位變化圖(手動量測).....	8-36
圖 8.23 安平港分層累積下陷量.....	8-37
圖 9.1 查詢系統介面內容.....	9-1
圖 10.1 轉換原始程式檔.....	10-4

圖 10.2 原 TWD67 二度分帶座標值.....	10-5
圖 10.3 轉換 TWD97 二度分帶座標.....	10-5
圖 10.4 原影像 TWD67 二度分帶座標值.....	10-6
圖 10.5 轉換圖像 TWD97 二度分帶座標.....	10-6
圖 10.6 TWD97 座標投影設定.....	10-7
圖 10.7 檔案壓縮.....	10-8
圖 4.8 welldata 檔之欄位更新	10-9
圖 10.9 wellsmap 檔之欄位更新	10-10
圖 10.10 Taiwan 本圖北部	10-11
圖 10.11 Taiwan 本圖南部.....	10-11
圖 10.12 基隆港碼頭座標轉換查核.....	10-12
圖 10.13 基隆港地質鑽探資料座標轉換查核.....	10-12
圖 10.14 臺北港碼頭座標轉換查核.....	10-13
圖 10.15 臺北港地質鑽探資料座標轉換查核.....	10-13
圖 10.16 臺中港碼頭座標轉換查核.....	10-14
圖 10.17 臺中港地質鑽探資料座標轉換查核.....	10-14
圖 10.18 安平港碼頭座標轉換查核.....	10-15
圖 10.19 安平港地質鑽探資料座標轉換查核.....	10-15
圖 10.20 高雄港碼頭座標轉換查核.....	10-16
圖 10.21 高雄港地質鑽探資料座標轉換查核.....	10-16
圖 10.22 花蓮港碼頭座標轉換查核.....	10-17
圖 10.23 花蓮港地質鑽探資料座標轉換查核.....	10-17
圖 10.24 蘇澳港碼頭座標轉換查核.....	10-18
圖 10.25 蘇澳港地質鑽探資料座標轉換查核.....	10-18

圖 11.1 查詢系統主畫面	11-6
圖 11.2 臺中港區地圖圖層及港埠規劃選單下拉模式	11-7
圖 11.3 臺中港的港埠設施現況圖	11-7
圖 11.4 臺中港的港埠未來規劃配置圖	11-8
圖 11.5 臺中港的港埠規劃對照圖	11-8
圖 11.6 臺中港的港區的遙測影像圖	11-9
圖 11.7 臺北港 2007 年遙測影像資料	11-9
圖 11.8 臺北港 2013 年遙測影像資料	11-10
圖 12.1 港灣工程基本資料網路查詢系統架構圖	12-2
圖 12.2 港區工程基本資料網路查詢系統首頁	12-4
圖 12.3 花蓮港港區工程基本資料查詢系統	12-4
圖 12.4 花蓮港功能選單港埠規劃功能	12-5
圖 12.5 港埠設施現況圖	12-5
圖 12.6 港埠設施未來規劃配置圖	12-6
圖 12.7 規劃配置對照圖	12-6
圖 12.8 遙測影像圖層畫面	12-7
圖 12.9 花蓮港功能選單鑽探資料	12-8
圖 12.10 花蓮港鑽孔位置圖	12-8
圖 12.11 花蓮港鑽孔柱狀圖	12-9
圖 12.12 花蓮港鑽孔報表資料	12-9
圖 12.13 花蓮港功能選單碼頭設計及調查資料	12-10
圖 12.14 碼頭位置圖與使用功能	12-10
圖 12.15 碼頭斷面設計圖	12-11
圖 12.16 花蓮港功能選單堤防設計資料	12-12

圖 12.17 顯示堤防位置圖	12-12
圖 12.18 展示堤防結構形式	12-13
圖 12.19 堤防斷面設計圖	12-13

表目錄

表 2-1	模型之抗滑動與抗傾覆之安全係數	2-3
表 2-2	土壤元素參數表.....	2-15
表 2-3	結構元素參數表.....	2-15
表 2-4	數值模型 4 秒時位移量	2-23
表 2-5	邊界延長與原始模型之破壞模式比較	2-38
表 3-1	砂土試體內部微型加速度計	3-6
表 3-2	砂土試體內部水壓計	3-6
表 3-3	沉箱表面土壓計.....	3-7
表 3-4	鈕扣型 sensor 及 Tactile sensor 簡易 data sheet.....	3-24
表 4-1	花蓮港區之 21 個 SPT 鑽探孔位相關資料	4-4
表 4-2	液化潛能指數 IL 與液化程度之關係.....	4-10
表 4-3	沈陷量 St 與液化損害程度之關係.....	4-10
表 4-4	液化損害程度分類表 4-5 各重要度等級之碼頭特性.....	4-11
表 4-5	各重要度等級之碼頭特性	4-13
表 4-6	耐震性能等級定性規定之建議	4-14
表 4-7	各等級碼頭所對應的耐震性能要求	4-14
表 4-8	重力式沉箱碼頭性能可接受標準	4-15
表 4-9	各類驗證分析法之應用時機	4-16
表 4-10	碼頭結構之性能驗證分析法	4-16
表 4-11	花蓮港數值模擬之材料強度.....	4-17
表 4-12	花蓮港數值模擬之材料強度	4-18
表 4-13	花蓮港數值模擬之 Rayleigh 阻尼參數表.....	4-18
表 4-14	沉箱（重力式）A 級碼頭之耐震性能要求	4-21

表 4-15	各回歸期地震（75、475 及 2500 年）耐震性能可接受標準 計算結果.....	4-22
表 5-1	棧橋式碼頭功能可接受標準	5-4
表 5-2	棧橋式碼頭第 I、II 及功能等級之材料應變上限值	5-6
表 5-3	棧橋式碼頭結構之功能驗證分析法	5-7
表 5-4	結構物分類及所屬型式	5-18
表 5-5	阻尼修正因子 κ	5-18
表 5-6	最小容許 SRA 及 SRV	5-19
表 6-1	碼頭耐震功能性評估土壤參數	6-3
表 6-2	棧橋式碼頭之三等級地震力	6-3
表 6-3	各樁相關位置高程	6-10
表 6-4	棧橋式碼頭各基樁最大軸向內力	6-12
表 6-5	棧橋式碼頭等級 I 地震時之功能性檢核	6-15
表 6-6	棧橋式碼頭基樁軸向土壤彈簧勁度計算	6-17
表 6-7	棧橋式碼頭基樁軸向非線性土壤彈簧設定	6-18
表 6-8	棧橋式碼頭基樁不同 N 值橫向非線性土壤彈簧設定	6-18
表 6-9	容量震譜法等級 II 地震之功能檢核	6-25
表 6-10	容量震譜法等級 III 地震之功能檢核	6-25
表 6-11	非線性歷時分析法等級 II 地震之功能檢核	6-33
表 6-12	非線性歷時分析法等級 III 地震之功能檢核	6-34
表 7-1	安平港測站實測地震各衰減公式之計算值及修正係數	7-16
表 7-2a	安平港 2006~2007 年井下地震監測資料表	7-17
表 7-2b	安平港 2008~2009 年井下地震監測資料表	7-18
表 7-2c	安平港 2010~2012 年井下地震監測資料表	7-19
表 7-3	工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數	7-36

表 8-1 環線閉合差分析表.....	8-23
表 11-1 舊有港區衛星影像基本資料-依拍攝日期排序	11-1
表 11-2 港區影像處理紀錄.....	11-2

第一章 前言

1.1 計畫緣起

臺灣地處環太平洋地震帶，至目前為止港灣結構物所曾遭遇的最大破壞，乃為烈震強浪所帶來的強烈衝擊及其延生的土壤液化、變形等災害。依據 1989 年美國加州灣區烈震調查，受災最嚴重的位置，均在海灣淤泥層及填土區上，1994 年 1 月 17 日，加州又現烈震，報告指出嚴重災區也多在軟弱地層上。隔年同日(1995 年 1 月 17 日)，日本阪神發生加速度達 833 gal 的烈震，回填區大面積液化，可見震災之分佈與地質條件有絕對密切之關係。1999 年 9 月 21 日，臺灣發生集集大地震，距震央相隔三十餘公里的臺中港，1 號至 4A 等五座碼頭及後線回填曲亦嚴重受創。而 2011 年 3 月 11 日，日本東北發生規模 9 的超級大地震，當地最大災害為海嘯及後續延生的核變，但東京灣等未受海嘯嚴重侵襲的地區依然發現有大面積土壤液化災害。臺灣重要的商港大都座落於疏鬆軟弱之沖積土層與回填之新生地上，在強烈地震作用下，極可能發生結構物震盪損傷，或因土壤液化引發港灣碼頭向海側位移、傾斜與沉陷等災害；

另近 20 年來臺灣沿海地區地層下陷問題嚴重，每遇豪雨暴潮，甚至平時大潮滿潮，即發生海水倒灌，財產損失不貲，布袋、安平兩港正座落於下陷嚴重的嘉南平原地區，因此港區新生地之填土高程，碼頭堤防之設計高程，宜先預留容許下陷量，以防範未然。

對於地震這類不可預知的天然災害，若能事先確知那些地質脆弱區域於地震時可能受創，當可事先採取適當之防範措施。而西南沿海部分地區，仍有持續地層下陷現象，此亦會影響鄰近港區的現有設施及未來發展。對於港灣地區的地震下陷等地質災害，我們不可不審慎防備。因而，本計畫針對港灣地區，進行四大主要工作：(1)港區碼頭構造物動態模型試驗與數值模擬，(2)港區碼頭耐震功能性評估，(3)港區地震及地層下陷監測，(4)港區工程基本資料庫更新建置與查詢展示

之應用等研究工作，以提升現有港區受震評估技術，減少地震或下陷災害可能帶來的衝擊，提供港務單位做為規劃設計及防救災決策支援使用。

1.2 計畫目標

針對港區可能發生的強烈地震及地層下陷等災害，本研究設定達成的目標有三：

1. 整合現地監測資料、模型試驗、規範分析及數值模擬，提升現有港區受震評估技術。
2. 持續監測及分析各港區井下地震監測系統及西南重要港灣地區分層下陷資料，提供港區防災之預防措施參考，減少地震或下陷災害可能帶來的衝擊。
3. 結合地理資訊系統技術擴建港灣工程基本資料，提供港務單位規劃設計之應用。

第二章 沉箱震動台模型數值模擬

本計畫針對沉箱碼頭進行震動台試驗，研究開始須先進行前期沉箱碼頭震動台模型數值模擬，以作為模型配置之依據，本章乃探討相關模型之數值模擬。

2.1 沉箱模型擬靜態分析

對於沉箱碼頭的設計流程，本研究採用「港灣構造物設計基準修訂」（交通部運研所，2005）建議之設計流程進行沉箱碼頭模型之設計。分析與設計流程如圖 2.1 所示：

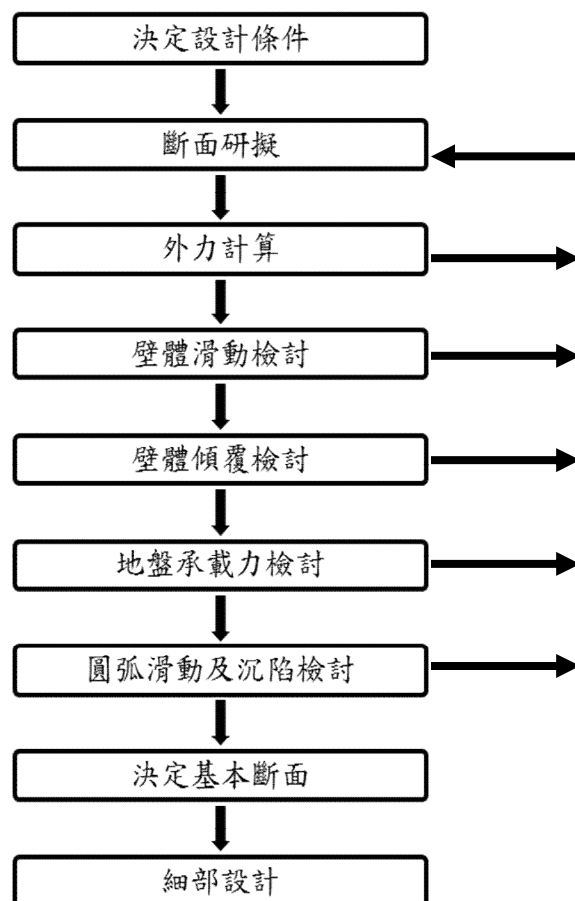


圖 2.1 沉箱重力式碼頭之設計流程

(「港灣構造物設計基準修訂」，交通部運研所，2005)

在進行設計分析時，必須先決定沉箱的尺寸，一般在現地決定沉箱尺寸時，必須考慮沉箱製作設備之能力、沉箱安放位置之水深、沉箱之安定能力及上部載重等問題。本研究將沉箱式碼頭模型與砂土置入剪力盒中進行受震試驗，因此在進行沉箱模型之設計時，須避免超過剪力盒所能容納之尺寸與邊界效應，經由試誤過程，試驗所需之剪力盒為長寬各為 188 公分，高為 152 公分的大型砂箱，為了避免邊界效應，本研究將沉箱模型之高度假設為 50 公分、寬度為 33 公分的箱型結構物，並且在內部填充礫石，並且根據設計流程，砂土與礫石之強度參數根據交通部運研所於 2005 年發行之「港灣構造物設計準則修訂」建議以及交通部運研所於 2012 年對試驗用之越南砂進行物理試驗得到之強度參數進行分析，進行安定能力之分析以確定此模型有足夠之安定能力足夠模擬現地沉箱式碼頭之行為，並且使其能滿足動態模型試驗所需要之強度，使其沉箱式碼頭之模型在靜態時能維持穩定，在小地震時發生破壞以得到足夠的數據進行比對。

在進行安定能力之檢討分析時，採取以下各項假設：

1. 在試驗中沉箱模型裝設於剪力盒中進行模型試驗，因此考慮剪力盒中之尺寸效應及邊界效應，假設沉箱模型高度 50 公分，寬度 33 公分進行擬靜態分析。
2. 海側及岸側之水位面皆在沉箱頂部，因此忽略殘留水壓力之計算。
3. 回填與基底砂土為均質土，土壤有效內摩擦角 ϕ' 為 33 度。(交通部運研所，2012)
4. 背填與基底礫石土為均勻級配，有效內摩擦角 ϕ' 為 45 度。(交通部運研所，2005)
5. 壁面摩擦角取與沉箱壁面接觸之礫石之摩擦角之 2/3 倍為 30 度。
6. 砂土飽和單位重 19kN/m^3 ，礫石單位重為 20kN/m^3 水單位重為 9.81kN/m^3 。(交通部運研所，2012)

7. 沉箱為一剛性體。

8. 最大加速度 a_{max} 分別為 0.1g、0.15g 與 0.2g，用來表示地震造成之加速度效應，使用式(2.1)換算成地震係數 k_h (Noda et al. 1975)。

$$k_h = a_{max}/g \quad (a_{max} < 0.2g)$$

$$k_h = \frac{1}{3} \left(a_{max}/g \right)^{\frac{1}{3}} \quad (a_{max} \geq 0.2g) \quad \dots\dots\dots(2.1)$$

9. 實體模型擬靜態分析之受力機制分別以背填土未液化及背填土完全液化之情形進行討論。

2.1.1 簡化分析法

首先以簡化分析法對沉箱模型進行壁體滑動、壁體傾覆與地盤承載力之檢討。可以計算得到在最大加速度 a_{max} 為 0.1、0.15 與 0.2g 的情況下，其抗滑動與抗傾覆之能力如表 2-1 所列：

表 2-1 模型之抗滑動與抗傾覆之安全係數

最大加速度 a_{max}	背填土未液化 抗滑動安全係數	背填土未液化 抗傾覆安全係數	背填土完全液化 抗滑動安全係數
0.1g	1.37	1.57	0.52
0.15g	1	1.15	0.44
0.2g	0.76	0.92	0.39

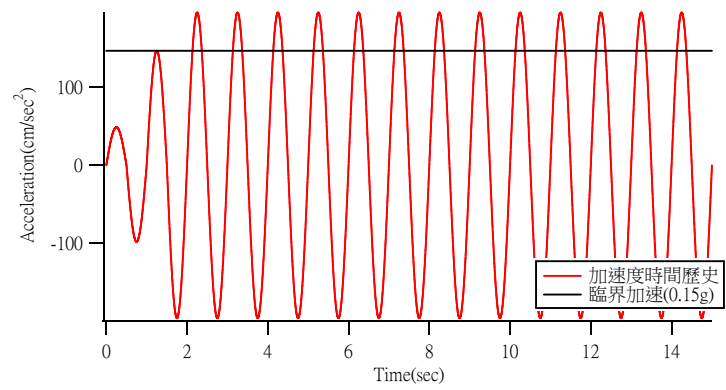
由擬靜態分析結果可知，不考慮背填土完全液化之情況時，沉箱式碼頭模型在最大加速度 a_{max} 小於 0.15g 的情況下尚能保持自立，而 0.15 即為臨界地震係數 k_t ，代表結構達到臨界穩定性(安全係數 FS=1)時之最大地表加速度或震度係數。而在背填土完全液化之情況下，沉箱模型會受到較大的背填土側向土壓力，抗滑動之安全係數均小於 1，且因模型抗滑動安全係數較傾覆安全係數為低，因此在此情況下，沉

箱模型無法穩定自立，而擬靜態分析只能分析沉箱模型在此受力機制下之穩定情形，而其液化潛能與受震下液化之情形需要進行動力數值分析才能了解。

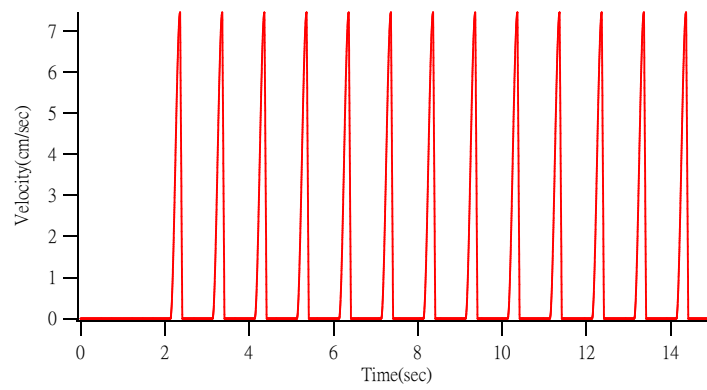
確定沉箱模型之抗滑動與抗傾覆能力之後，進行承載力之分析。在安全係數為 2.5 的情況下，基礎承載力為 12.54kN/m^2 ，而沉箱模型之垂直有效作用力為 10.38kN/m^2 ，因此承載力檢核的結果為沉箱模型底面土壤能夠承受沉箱之重量，在靜態時，沉箱式碼頭模型能夠維持穩定。

2.1.2 簡化動力分析

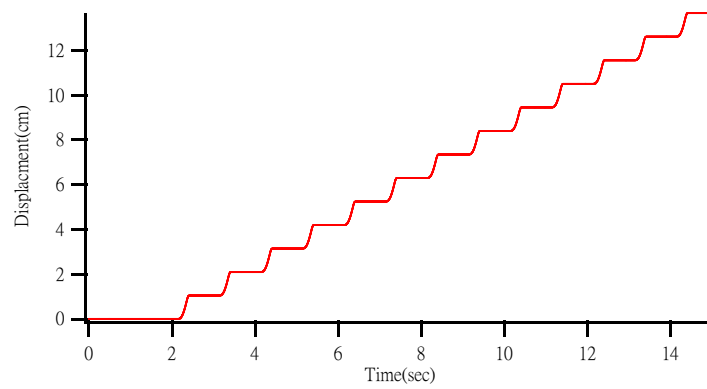
沉箱模型受震之滑動量以簡化動力分析進行檢核，滑動量的計算方式分別採用滑動塊體分析法及簡化圖表分析法，以臨界地震係數 $0.15g$ 作為滑動之臨界加速度，並且以頻率為 1Hz 、延時為 15 秒的 sine 波加速度時間歷時進行滑動量分析，計算得到各個最大加速度之滑動量。計算過程如圖 2.2 所示，圖 2.2 為最大加速度為 $0.2g$ 時的滑動量計算過程。其中各個加速度之滑移量如圖 2.3 所示。



(a)



(b)



(c)

圖 2.2 滑動塊體法分析結果(a)加速度時間歷時(b)速度時間歷時(c)滑動量時間歷時

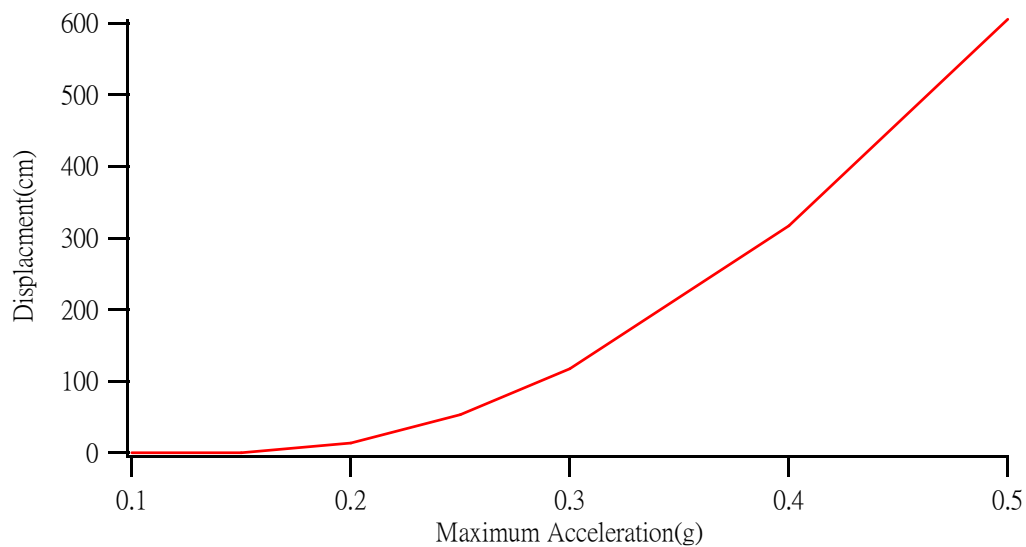


圖 2.3 最大加速度與滑移量之關係(滑動塊體法)

2.2 沉箱震動台模型二維數值模擬

本研究之數值模擬主軸為液化土層之土壤-擋土結構動態有效應力分析，以模型試驗與數值模擬二種方法彼此間可作為規劃與驗證之用，其目的為建構可靠數值分析程序，以回饋設計修正與建立震後災損預測模式，進行土壤-擋土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-擋土結構介面及動態邊界條件。本年度進行之數值分析主要為進行考慮試驗狀態下模型二維有效應力動態分析，以設計沉箱模型並據以進行量測規劃，並以實體模型試驗資料驗證與修正數值分析結果，利用量測之土壤動態反應、孔隙水壓力激發與結構反應之結果比對，調教包括土壤動態材料參數、模型邊界條件設定及土壤-結構互制參數等輸入參數。

2.2.1 數值分析原理

液化土壤－沉箱結構系統之動態行為實際上為耦合反應(coupled response)，即經由土壤傳播之地震波會造成沉箱與上部結構震動，且上部結構之震動亦會影響下方土壤之動態行為，分析液化土層之沉箱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板樁—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—沉箱之互制行為。

非耦合分析物理模型為將板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，本研究以 FLAC 中之基樁元素(pile element)模擬土中沉箱壁面，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沉箱式碼頭動態分析，模擬沉箱式碼頭之動態反應。

1. 土壤元素

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，彈性參數可由選用模數不同而不同震測試驗之波速求得，需有二個彈性力學參數，FLAC 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，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 內建之 Finn and Byrne Model 分析，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 Rayleigh damping 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)，Masing rule 模擬應力大小改變之阻滯阻尼(Hysteretic damping)，並以 Hardin 公式中之 reference strain 定義阻滯，模擬阻尼效應，另結構物其阻尼則以 5% 之勁度阻尼模擬，質量阻尼為 0。

2. 結構元素

本研究之沉箱式碼頭主要由基樁元素及彈性體元素組成，沉箱本身為剛性體，因此以彈性體元素進行模擬，壁面則以基樁元素進行模擬，基樁元素為二維元素，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行為，而周圍土壤則以自由場中之土壤元素模擬。

3. 土壤-結構介面

本研究以考慮正向(normal)與剪向(shear)線性 Winkler 彈簧，並導入 Mohr Coulomb 之破壞機制，模擬土壤與結構元素介面行為，稱為 Mohr- Coulomb 介面彈簧模式，以進行時間域二維動態數值分析。

4. 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传遞之地震波，振動台剪力盒底部與振動台連結，因此底部為剛性基礎，而剪力盒可視為自由場，因此模型兩側設定為黏滯邊界，以模擬兩側無限延伸之自由場。

由於臨海擋土結構一側受土壤側向土壓力，另一側受水壓，地震時需將兩側之側向壓力差列入考慮。考慮水下結構物 (submerged structure) 之動態水壓力之影響實務上均假設流體為不可壓縮且無黏滯與旋轉運動，忽略波浪效應並假設結構物不動下以增加部分流體之質量(virtual mass)於結構物上之方式，使其產生等值之動態效應方式，所增加之 virtual mass 約等於以面水側高度為直徑之圓柱體積之液體，其結果為產生隨深度變化之非線性水壓力分佈 (Newmark and Rosenblueth (1971))。但其準確度受結構物勁度與幾何形狀影響，且需將增加之 virtual mass 動態效應於時間域計算中施加於受影響元素範圍並不確定。此一方式於類似基樁之四面為海水所包覆之結構較為適合，因其不同方向震動之效應相同，但以沉箱此類結構兩面介質不同之系統，其包圍介質之土壓力與水壓力效應並不相同，以相同之 added mass 概念並不適合。

另一種方式為以簡化之 Westergaard(1933) 動態水壓力形式 (ΔU_i) 施加於面海側之邊界，動態水壓力其大小為：

$$\Delta U_i = \frac{7}{12} h^2 \gamma_w k_h \dots\dots\dots (2.2)$$

式中 h 為水深， γ_w 為水單位重， k_h 為水平地震係數，依 Matsuo and O' hara (1960) 之研究得出牆後之動態水壓力為純水之 70%，因此作用於牆面之淨動態水壓為：

$$\Delta U_i = \frac{7}{40} h^2 \gamma_w k_h \dots\dots\dots (2.3)$$

整合於時域(time domain)數值分析時，以海床加速度為水平地震係數，以與振動方向相同之壓力邊界形式施加於面海側進行模擬，本研究以此概念進行分析，定量評估水壓對錨沉箱式碼頭之影響。結果顯示其於板樁彎距大小之差異小於 10%，且其效應為增加板樁之穩定，但由於過於簡化其準確度仍有待驗證。

2.2.2 數值分析模型

設置於震動台之沉箱式碼頭模型斷面如圖 2.4 所示，根據圖 2.4 進行擬靜態分析得到能在靜態情況下維持穩定之模型尺寸，配合震動台之尺寸進行設置，沉箱模型為一高 50cm、寬 33cm 之剛體，海側海床深度為 70cm，沉箱底面為厚度 10cm 之礫石基底，陸側之沉箱背後為三角形分佈之背填礫石共三層，碼頭上方無載重施加於地表。

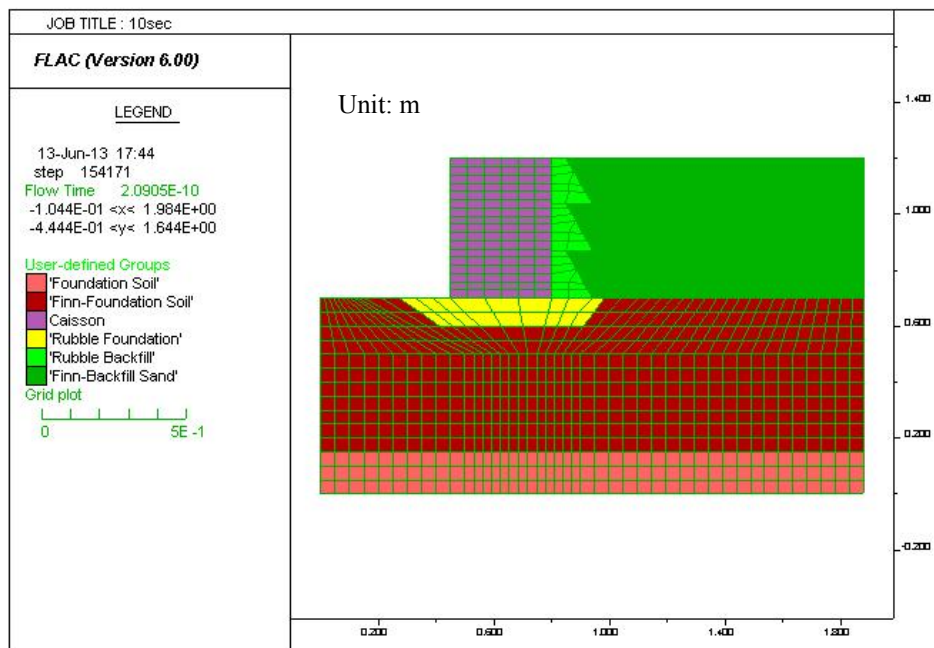


圖 2.4 沉箱碼頭模型之數值模型

模型以乾淨砂配合實降方式準備，因此土層為均勻堆積，考慮應力變化且沉箱模型背後支背填土壤須以人工回填方式準備，因此除了礫石層與砂土外，將砂土層分為三類，海床最底層為彈性層，上方土層為可激發孔隙水壓力之 Finn model 土層；沉箱模型背後之背填土壤亦為可激發孔隙水壓力之 Finn model 土層，本研究根據交通部運研所於 2012 年對試驗用之越南砂土進行之物性試驗，採用越南砂土之強度參數為 $c=0$ 及 $\phi=33^\circ$ 、土壤單位重為 1900kg/m^3 。至於基底及背填之礫石層皆為超額孔隙水壓不會激發之 Mohr-Coulomb model 土層，礫石層之強度參數及土壤密度根據交通部運研所「港灣構造物設計準則修

訂」之建議為 $c=0$ 及 $\phi=45^\circ$ ，礫石單位重為 $2,000\text{kg/m}^3$ ，每一網格大小約為 $4\text{cm}\times 4\text{cm}$ ，依位置及幾何形狀的需求而有差異，網格分佈如圖所示圖 2.5。被填砂土之緊密情況根據實際試驗量測到之結果其相對密度為 70%。

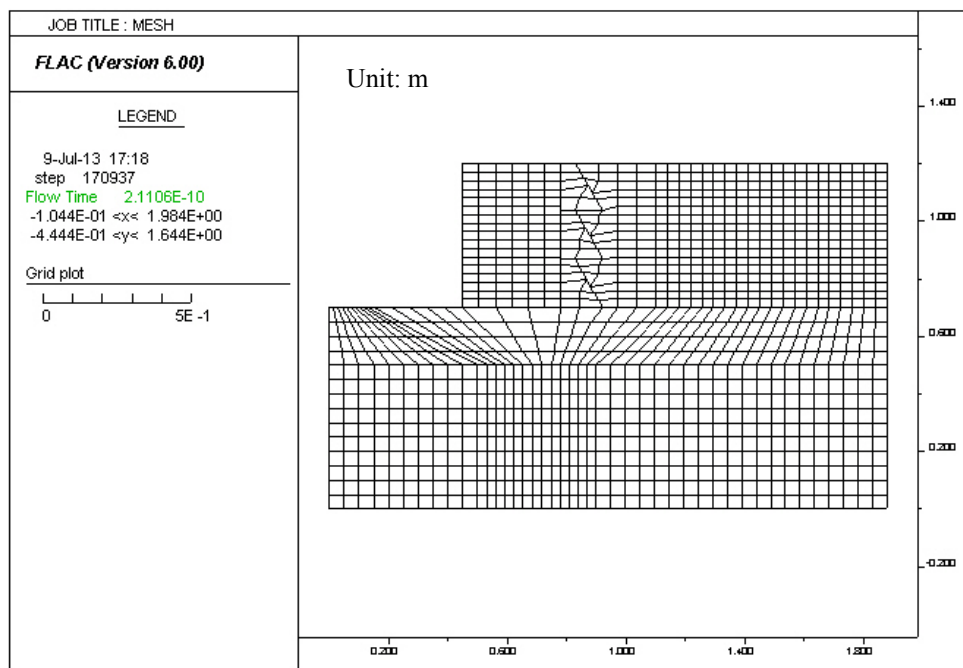


圖 2.5 數值模型網格圖

本研究分析主要分成兩個階段，分別為現有之系統靜態穩定分析及動態有效應力分析，依此二階段規畫之數值模擬共分七個步驟：(1)土壤網格與結構元素建立；(2)材料強度參數之指定並重力平衡；(3)初始靜態條件指定並進行重力平衡；(4)水壓邊界條件指定；(5)於可能液化土壤使用 Finn model；(6)給定動態阻尼參數、動態邊界條件及動態水壓力；(7)規劃監測點及施加地震力。分別敘述如下：

本研究建立之網格依照沉箱式碼頭模型假設之設計斷面，建立一寬 188cm，高 120cm 之範圍，海水位面於從底部算起高程 (Elevation) 120cm 處，在本研究中，高程 (Elevation) 皆為從底部高程為零算起之高度；土壤部分不考慮水波之影響，將海床分成三層，基底海床 (Foundation Soil) 為高程 0cm 至 30cm，為 SP 類土壤，設定為彈型

土層且不會液化，以 Mohr-Coulomb model 進行模擬；上方海床 (Finn-Foundation Soil) 為可能液化之土壤，以 Finn model 進行模擬，高程 30cm 至 70cm，為 SP 類土壤，其相對密度 D_r 為 70%，考慮液化之情形；背填砂土 (Finn-Backfill Soil) 為高程 70cm 至 120cm，屬 SP 類土壤，其 $(N1)_{60}$ 為 10 並可能液化，以 Finn model 進行模擬；其中沉箱下方為厚度 10cm 之基底礫石層 (Rubble Foundation)，土壤分類為 GW，不考慮液化；沉箱背後之背填礫石層 (Rubble Backfill) 與基底礫石層相同，土壤分類為 GW，不考慮液化，土壤材料參數如表 2.2 所列。本研究採用之動態數值模型中，土壤之動態參數根據交通部運研所，2012 對試驗用之越南砂土進行剪力波速量測得到之剪力模數，以及假設飽和砂土之柏松比為 0.49 得到對應之體積模數。

沉箱模型在進行模擬時假設為一剛體，並在與土壤的交界面設定勁度高且無質量之基樁元素，以模擬沉箱-土壤介面滑動情況與監測介面元素受力之情形。基樁元素為二維元素，可傳遞正向力、剪力及彎矩至接觸之土壤，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，因此可以此介面元素來模擬土壤與結構之互制行為。剪向彈簧勁度 (k_s) 與作用於基樁上剪力 (F_s) 關係為：

$$\frac{F_s}{L} = k_s (u_p - u_s) \cdots \cdots \cdots (2.4)$$

式中 L 為基樁元素長度， u_p 及 u_s 分別為平行基樁軸向之基樁與土壤變位，考慮其介面行為符合 Mohr-Coulomb 準則，則其行為如圖 3.6 所示，正向彈簧行為與剪向類似，但作用平行於基樁元素法線方向。基樁元素間距設為零以模擬連續之沉箱，結構元素之節點間距離為 4cm 以與土壤元素之節點連結。結構元素以鋁板之材料性質進行模擬，結構元素參數如表 2.3 所列。

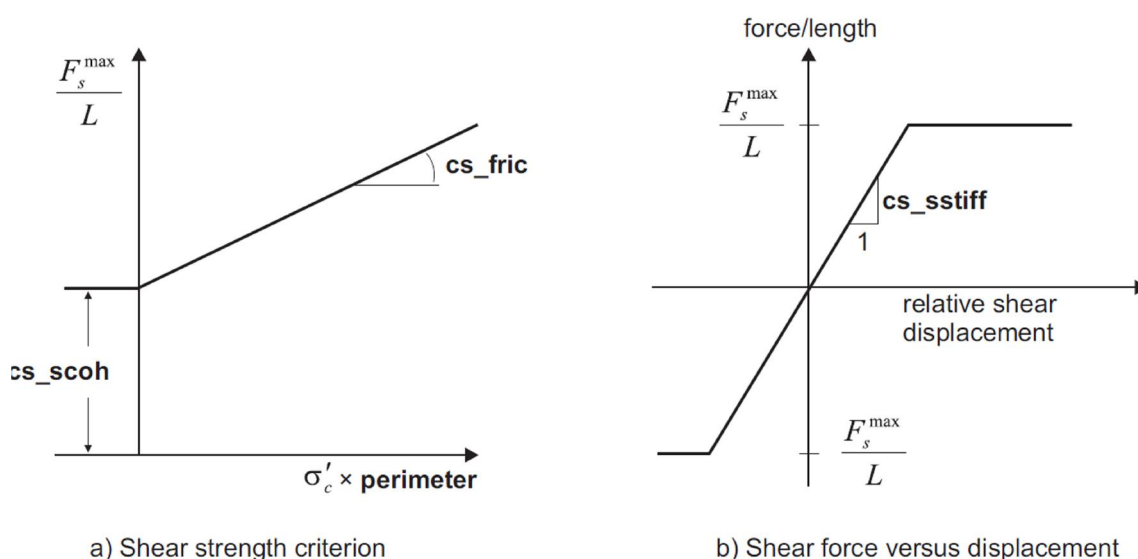


圖 2.6 Mohr-Coulomb 剪向彈簧介面行為

進行靜力平衡時，設定邊界條件左右兩側為水平向固定之 roller，底部為垂直向固定之 roller，靜態時需考慮靜水壓力之分佈，考慮水壓之影響，因模型土壤全處於浸水狀態，因此以浸水單位重取代總體單位重，直接扣除水壓力，可略過滲流分析程序，另於海側考慮相對於碼頭深度之水壓施加於海床頂部，沉箱面海側則施加線性增加之水壓，垂直有效應力分佈如圖 2.7 所示。

進行動態分析時，可液化土層採用 Finn model 之參數如表 2.2 所列，其中結構元素以 Rayleigh 阻尼設為質量之 5%，最小共振主頻率為 30 Hz，土壤元素採用 Hardin 之遲滯性阻尼，參數如表 2.2 所列。左右兩側邊界以自由場邊界 free field 表示，底部假設為岩盤，為了消除壓力波於底部產生反射線向，底部以垂直向之安靜邊界(Quiet Boundary)表示。本研究針對動態試驗之沉箱式碼頭模型進行模擬分析，因此施加之地震力採用試驗規畫之正弦波震動進行分析，則以頻率為 1Hz，震幅選擇以 0.1g 之水平向正弦波加速度施加於底部來模擬沉箱式碼頭受震之行為，以驗證在 0.1g 的情況下，沉箱模型仍然能夠維持穩定狀態，加速度時間歷時如圖 2.8 所示。

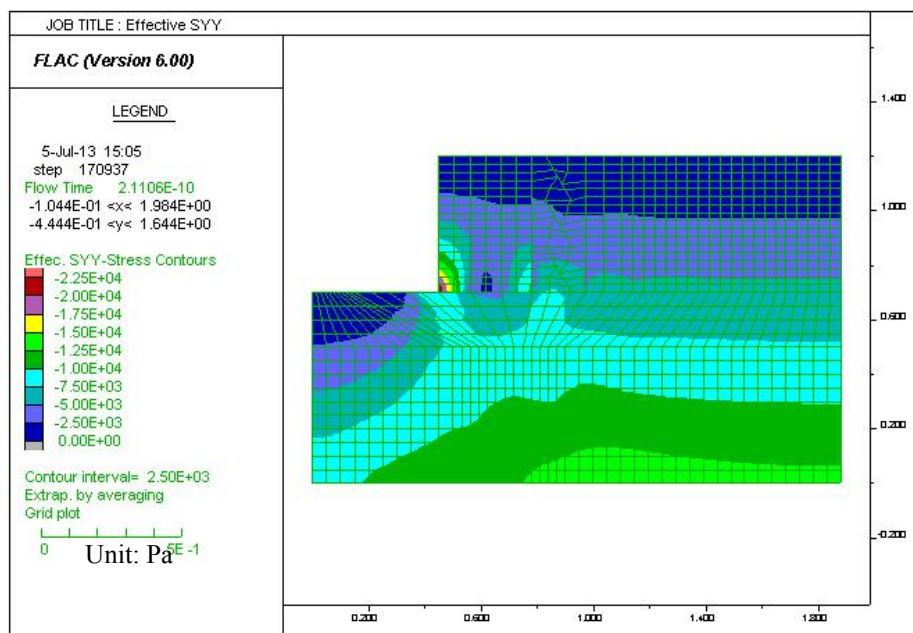


圖 2.7 沉箱式碼頭靜力平衡之垂直有效應力(單位: Pa)

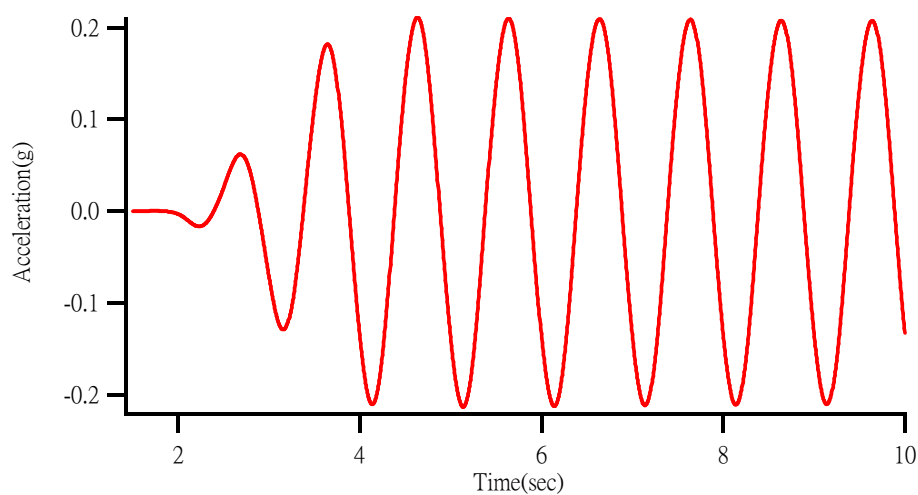


圖 2.8 輸入地震加速度時間歷時

表 2-2 土壤元素參數表

	Foundation Soil	Finn Foundation Soil	Finn Backfill Soil	Rubble Foundation	Rubble Backfill
高程(cm)	0~30	30~70	70~120	60~70	70~120
USCS	SP	SP	SP	GW	GW
D_r	--	70	70	--	--
單位重(kg/m ³)	1800	1800	1800	2000	2000
初始剪力模數 G(MPa)	11	11	11	33	33
初始體積模數 K(MPa)	546	546	546	1639	1639
凝聚力 c(Pa)	0	0	0	0	0
摩擦角	33°	33°	33°	45°	45°
柏松比	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49
滲透係數(m/s)	4×10^{-5}	4×10^{-5}	4×10^{-5}	4×10^{-4}	4×10^{-4}
Hardin(γ_{ef})	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
Finn Parameter C_1	--	0.489	0.926	--	--
Finn Parameter C_2	--	0.818	0.432	--	--

表 2-3 結構元素參數表

	基樁元素
彈性模數 E(GPa)	68.9
斷面積(m ²)	0.005
單位重(kg/m ³)	2710

2.3 沉箱模型數值分析結果

2.3.1 動態邊界與監測點

本研究以超額孔隙水壓力、超額孔隙水壓比、沉箱碼頭前端位移量與土壤加速度及沉箱背填土壓力進行模擬比較。以正弦波型式之固定頻率及振幅之加速度施加於底部，並於兩側以自由場黏滯邊界降低兩側回彈之應力波，以模擬層狀剪力盒行為；另外以 Westergaard 型式之動態水壓力施加於沉箱面海側，以分析目地規劃監測之點位，記錄其隨時間之變化量與各深度間之最大值，監測點為與動態分析前之網格與邊界如圖 2.9 所示。

2.3.2 加速度位移與孔隙水壓力歷時變化

比較沉箱後方自由場模型底部(高程 0cm)與背填土處(高程 120cm)之加速度變化如圖 2.9 所示，模型底部之加速度與頂部加速度之波型接近，顯示其地表加速度並無顯著之放大現象，在不同的位置的超額孔隙水壓激發比如圖 2.11 所示，顯示在地震加速度 0.1g 的情況下，雖有產生超額孔隙水壓激發，但是僅有自由場頂部的超額孔隙水壓激發比 r_u (Excess Pore Water Pressure Ratio)達到 1.0，產生液化的現象，其餘部分尚未達到液化的情形。

沉箱之破壞是由沉箱之位移量控制，分析結束時($t=10\text{sec}$)沉箱之變位如圖 2.12 所示，分析結果顯示沉箱系統會發生向海側 5 之旋轉與滑動，海側之海床會發生隆起之現象，沉箱頂部最大水平位移量為 11cm，沉箱則發生向海側 2° 之旋轉，海側海床隆起量為 8cm，沉陷量 4cm。沉箱之旋轉角度歷時如圖 2.13 所示，其破壞參數除了向海側位移較大，其餘參數皆在 I 級，尚在仍可正常運作之標準，因此比對擬靜態分析與動態數值模擬的結果，可以知道沉箱模型在最大加速度 0.1g 仍然能夠維持穩定。

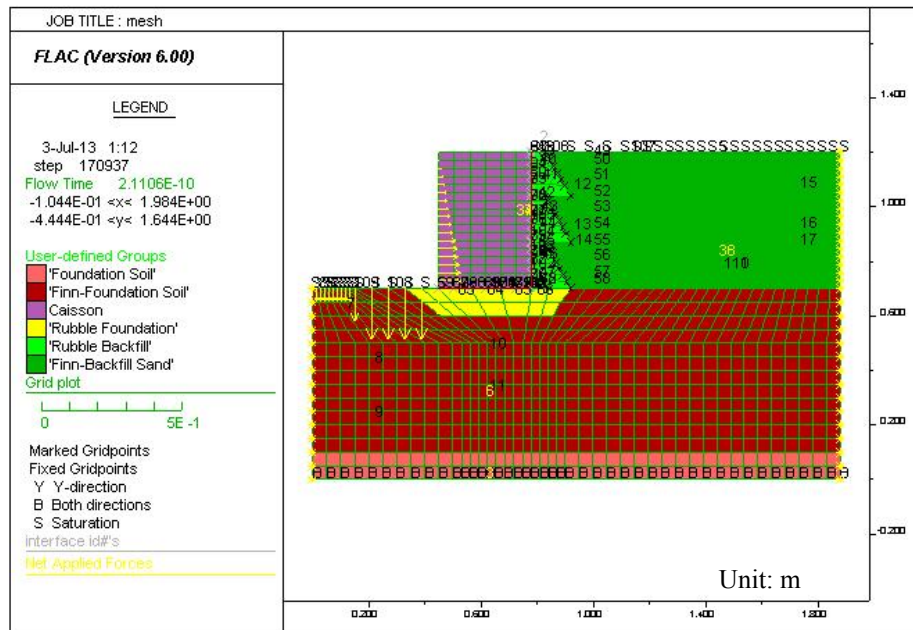


圖 2.9 監測點位與動態邊界

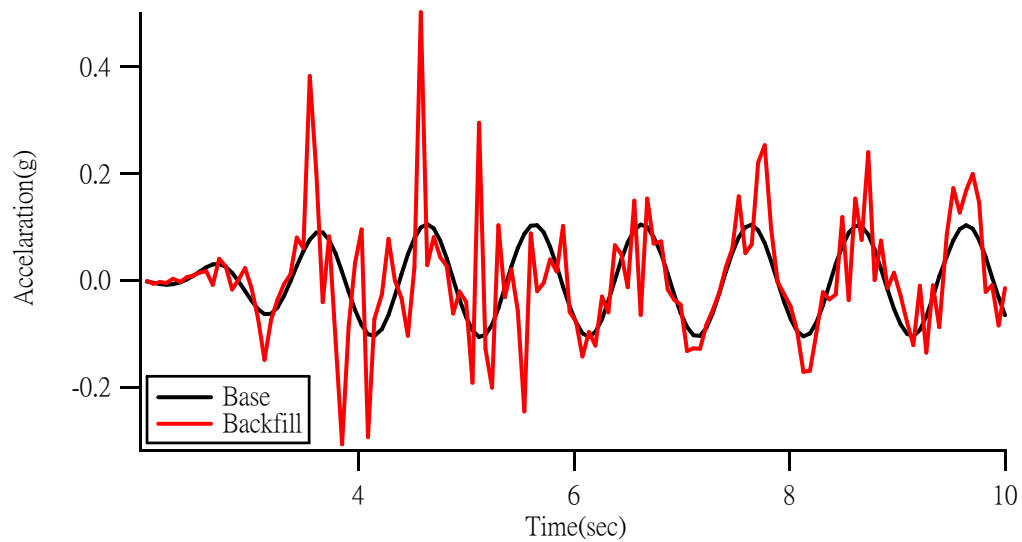


圖 2.10 加速度歷時變化

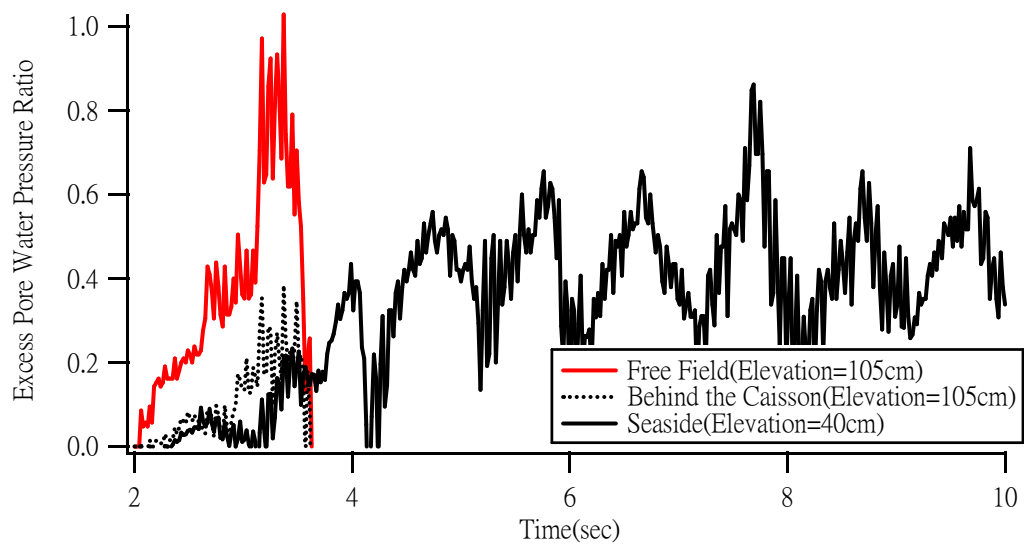


圖 2.11 超額孔隙水壓比歷時變化

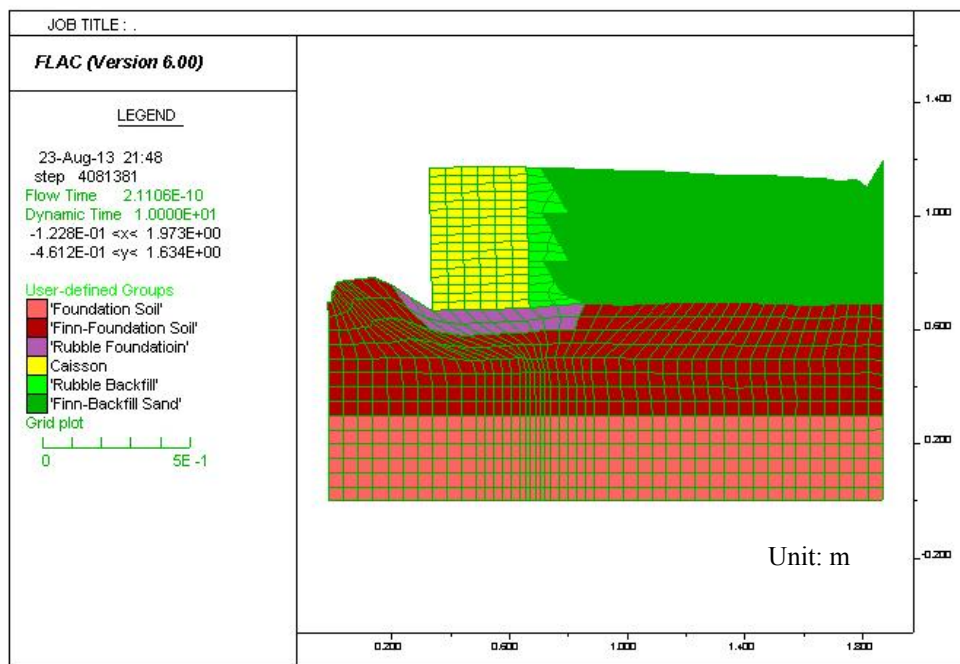


圖 2.12 t=10 秒時沉箱系統之變形分布圖

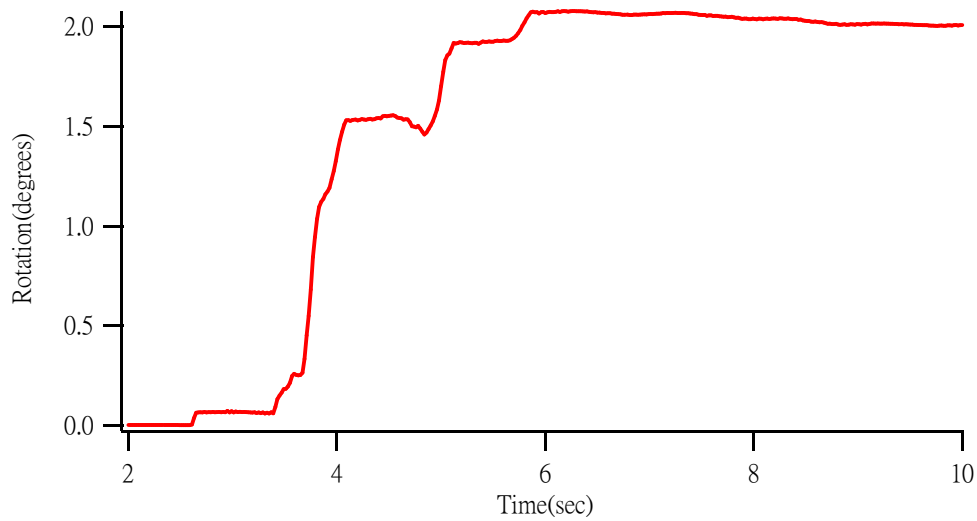


圖 2.13 沉箱系統水平位移歷時圖

2.3.3 土壤結構互制

土壤結構互制反應可以由其有效應力變化與結構反應觀察，圖 2.14 為在 10sec 時土壤與結構水平位移量之分佈，最大的水平位移量會發生在沉箱頂部，沉箱會產生向海側的旋轉傾覆，最大的垂直位移量會發生在沉箱背後背填土壤與沉箱交界處及海側海床與沉箱底部交界處。

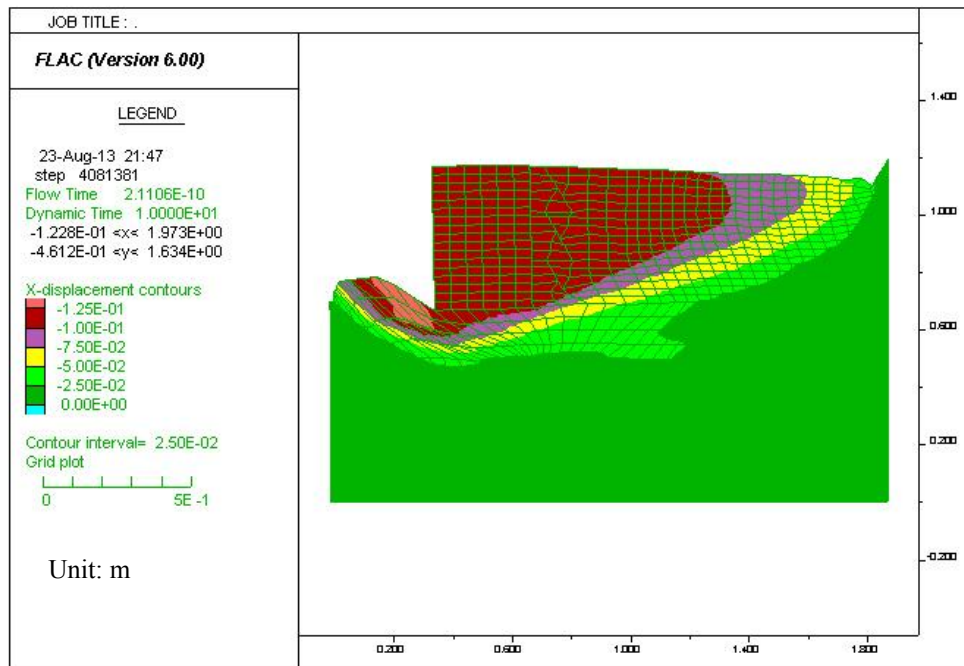


圖 2.14 沉箱在 10sec 之後之水平位移分佈(單位: m)

圖 2.15 顯示 10sec 時之垂直有效應力分佈，經過震動之後，背填砂及海側海床之垂直有效應力大幅減少，原因為超額孔隙水壓力之激發，另外在自由場處之垂直有效應力較近場區低，可以得到自由場在 10sec 之後之超額孔隙水壓激發量較高。

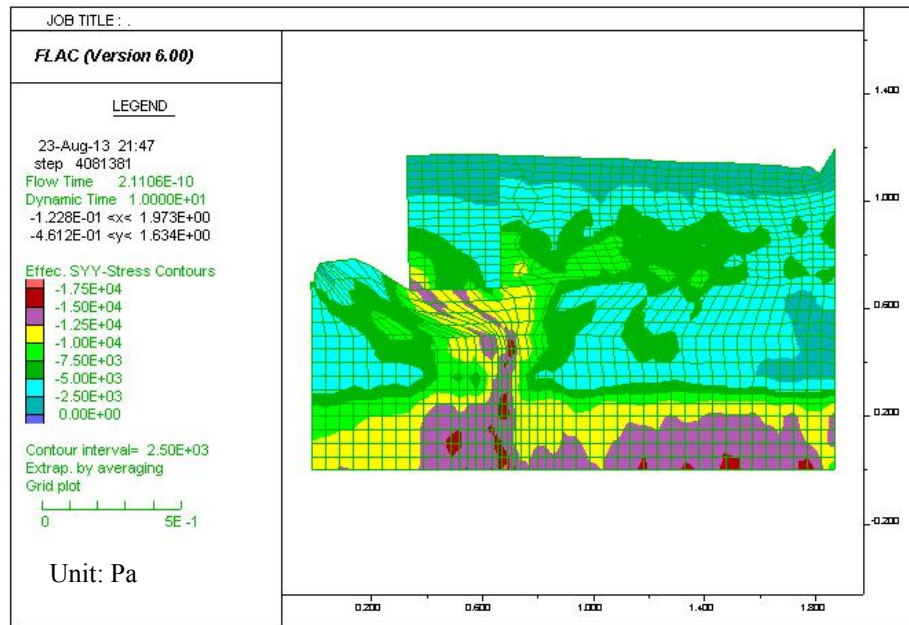


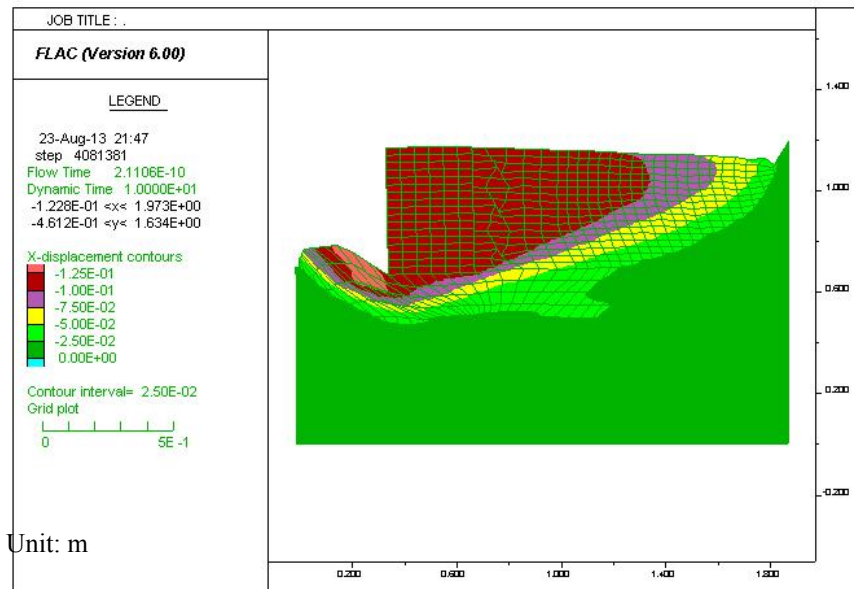
圖 2.15 沉箱系統之垂直有效應力分佈(單位: Pa)

2.3.4 數值分析與文獻比較

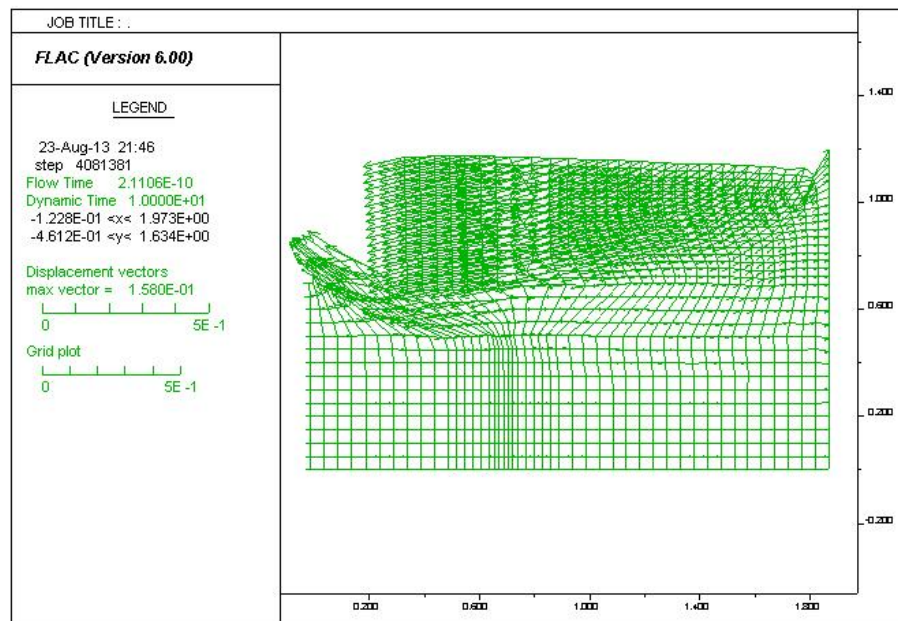
比較數值模型分析於接近破壞的情況下之破壞模式與 INA (2001) 之沉箱受震破壞模式，兩者之位移方向與沉箱旋轉方向相似，皆為向海側之位移與傾覆。並且將數值模型分析之位移量分布與位移方向圖 2.16 與 Dakoulas et al. (2005) 之位移量分布圖及 Iai et al. (1998) 之位移方向示意圖，可以發現兩者之位移量分佈接近，最大之位移皆發生於沉箱模型周圍，並且主要方向皆為由陸側向海側之方向。

並且比較數值模型之超額孔隙水壓激發分布與 Inagaki et al.(2000) 之動態模型試驗結果比較，發現兩者之超額孔隙水壓激發分布類似，背填土處會有較高的超額孔隙水壓激發量，超額孔隙水壓激發比皆超過 1，而除了自由場頂部發生液化之外，超額孔隙水壓激發比大部分皆

在 0.8 以下，如圖 2.17 所示，比較位移量與超額孔隙水壓之分佈顯示數值模型破壞模式有一定之可靠度。



(a)



(b)

圖 2.16 數值模型之破壞模式

(a)位移量分布圖(b)位移方向示意圖 (單位: m)

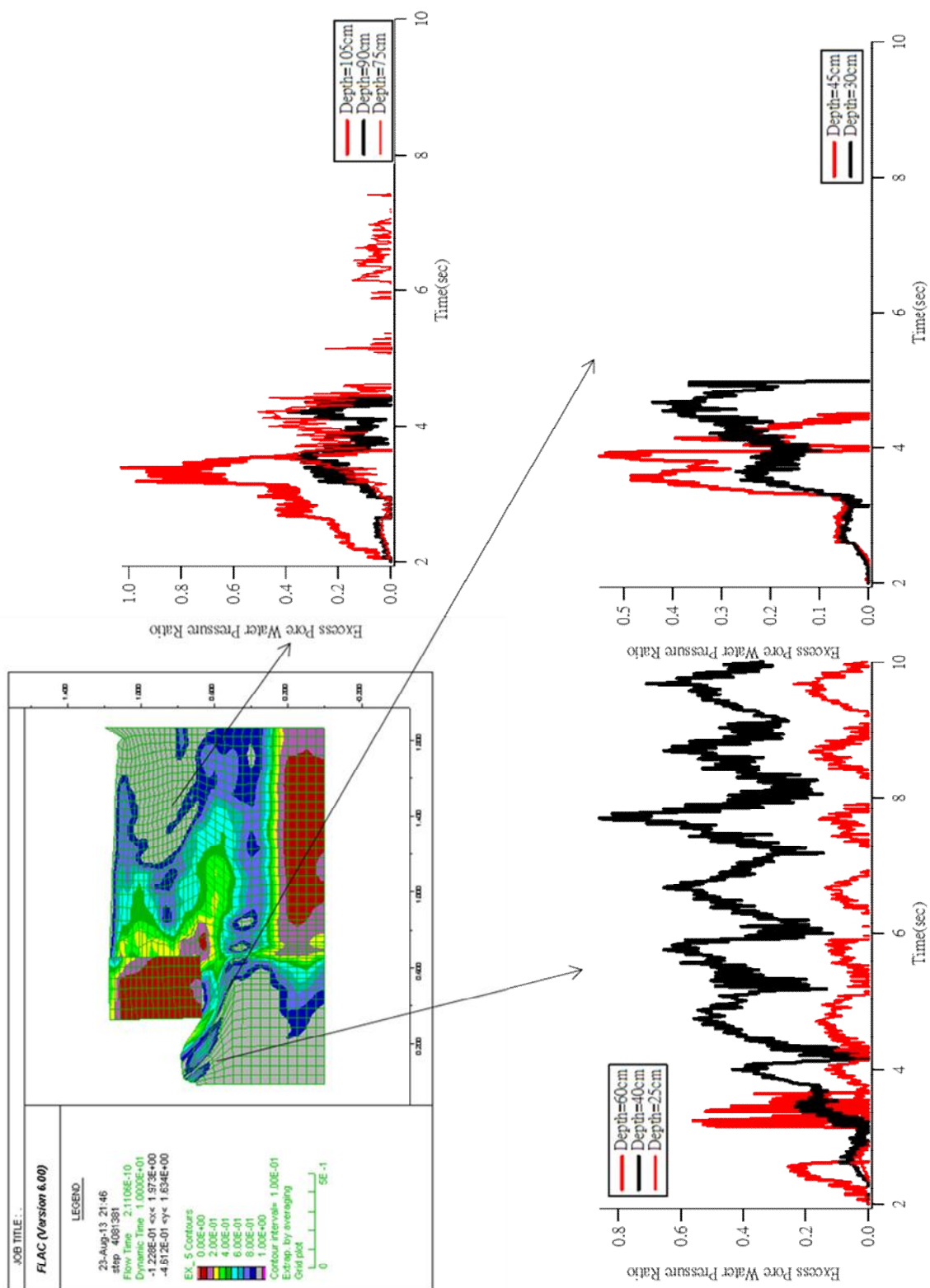


圖 2.17 超額孔隙水壓比激發與沉箱相對位置之關係

2.4 動態模擬分析結果比較

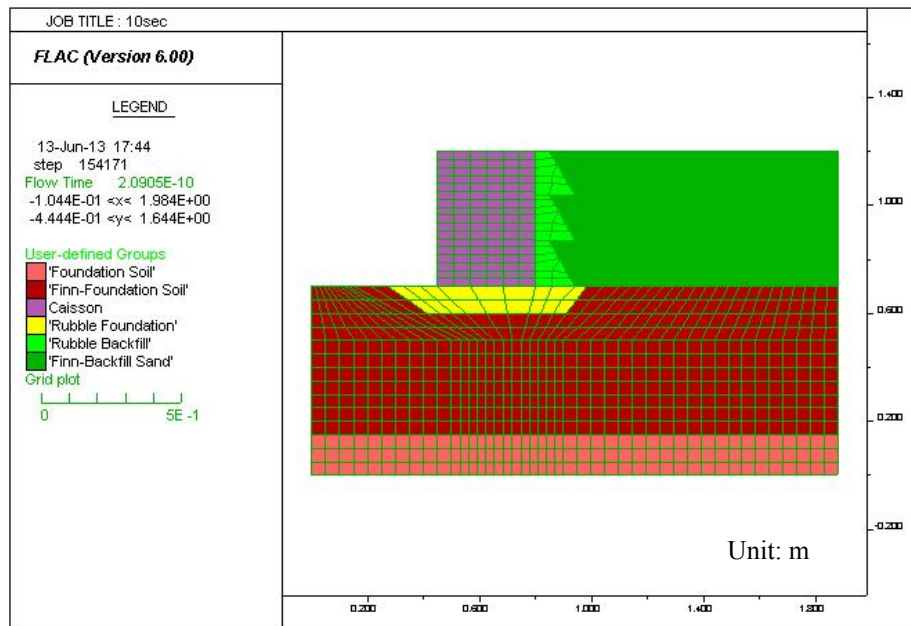
本研究對沉箱碼頭模型動態試驗進行數值模擬，並且針對基底礫石層之影響進行探討，因此分成兩種情況進行探討，分別為基底有 10 公分礫石層之情形 CASE01 與基底全為砂土之情形 CASE02，其最大加速度根據擬靜態分析之結果，使用 0.2g 進行數值模型分析，以了解沉箱模型在受震發生破壞時之破壞模式，圖 2.18 為 CASE01 與 CASE02 之數值模型示意圖。

2.4.1 破壞模式之比較

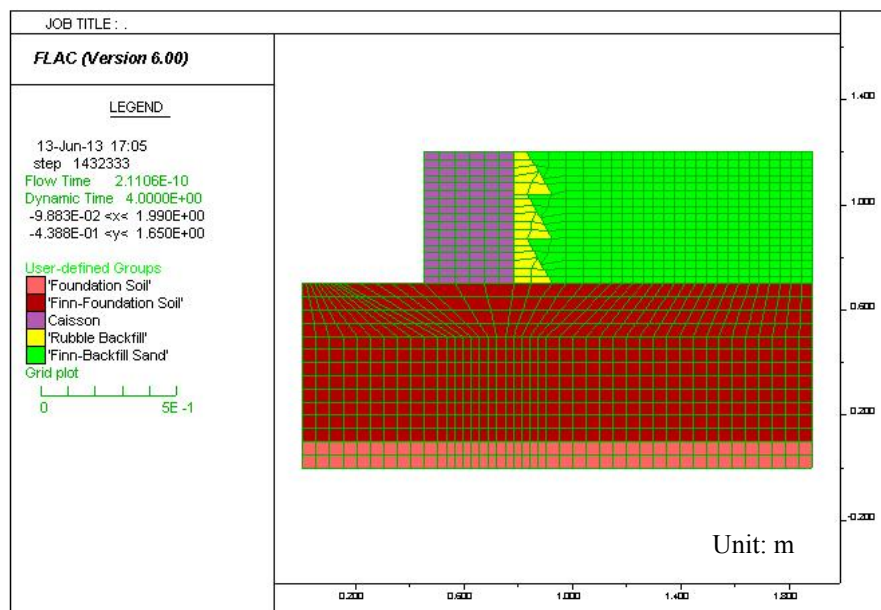
本研究比較有礫石層基底與無礫石層基底下在相同地震加速度下的受震反應，以探討礫石層對沉箱受震破壞模式之影響，破壞模式如圖 2.19 所示；將 CASE01 與 CASE02 之沉箱旋轉角度時間歷時進行比較，可探討沉箱在震動期間之運動模式；圖 2.20 為沉箱受震之旋轉角度歷時比較；破壞之後的永久位移量及傾覆角度如表 2-4 所列。

表 2-4 數值模型 4 秒時位移量

	CASE01 (0.1g)	CASE02 (0.1g)	CASE01 (0.2g)	CASE02 (0.2g)
沉箱頂水平位移量	4.5cm	4.5cm	7.2cm	10.2cm
背填土沉陷量	1.7cm	1.8cm	2.4cm	3cm
海側海床隆起	3.6cm	2cm	6cm	5.3cm
傾倒角度	1.4°	0.1°	2.1°	2.6°
正規化水平位移 d/H	9%	9%	14.4%	20.4%



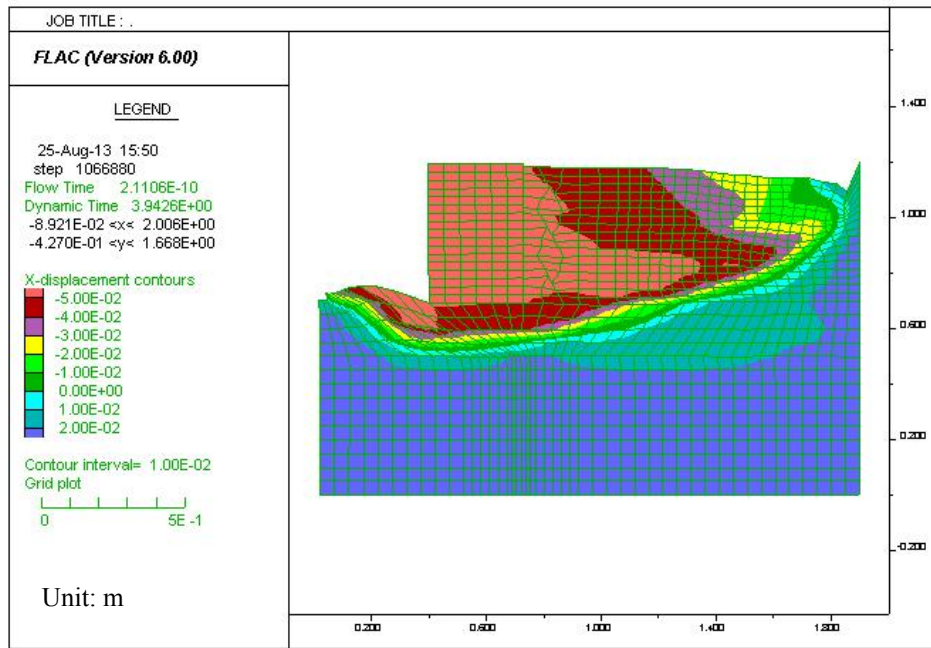
(a)



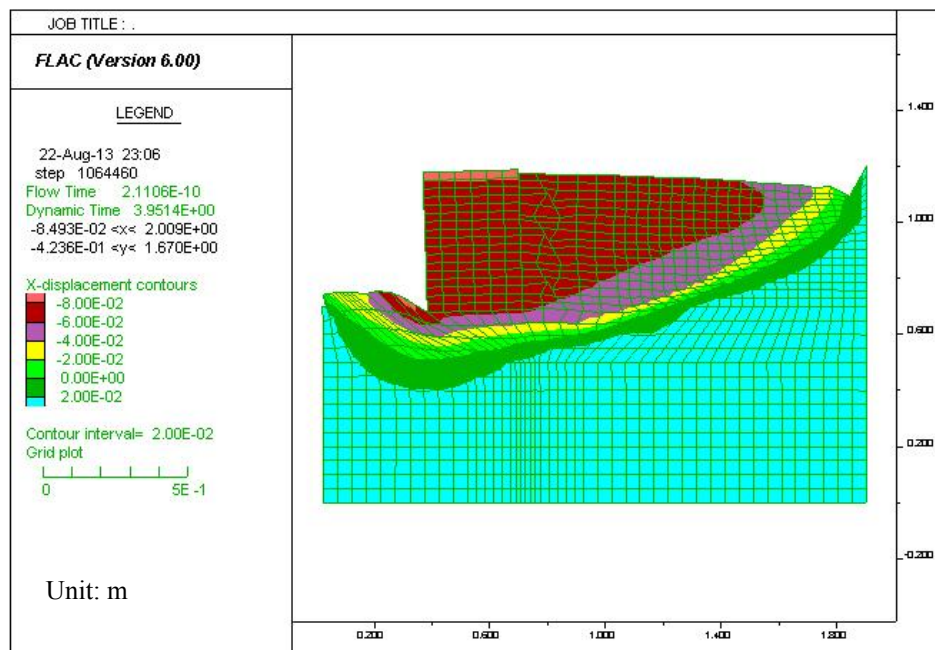
(b)

圖 2.18 數值分析模型示意圖

(a)基底有 10 公分礫石層 CASE01(b)基底無礫石層 CASE02



(a)



(b)

圖 2.19 模型之水平位移量分布圖(a)CASE01(b)CASE02 (單位: m)

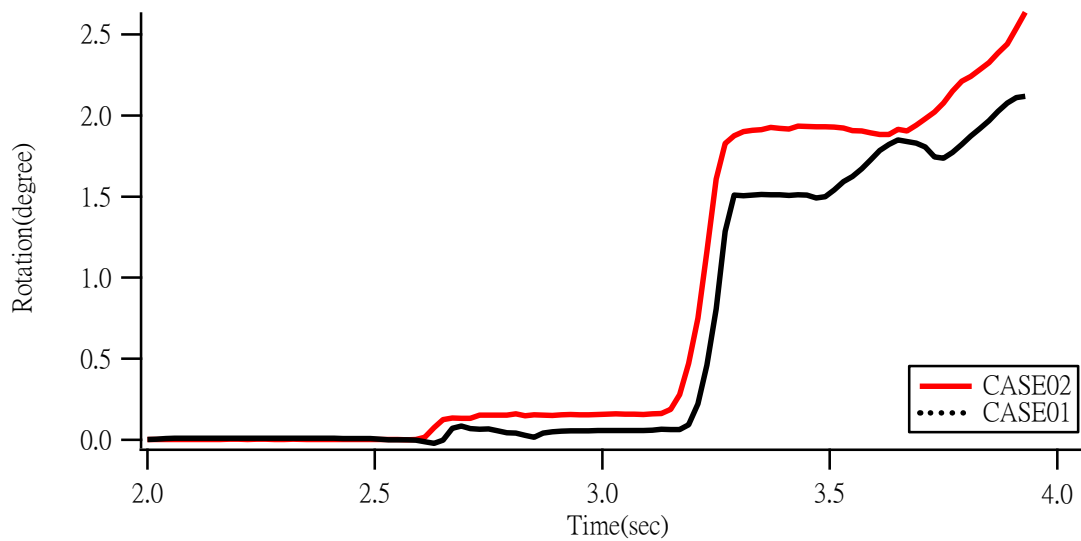


圖 2.20 沉箱旋轉角度之時間歷時

圖 2.19 為數值模型之水平位移量分布圖，CASE01 及 CASE02 的破壞模式接近，水平位移主要集中於沉箱底部之背填土及海側之海床，在沉箱背後之背填土發生垂直方向之沉陷，在海側之海床發生向上之隆起(heave)，比較性能標準，兩 Event 下之沉箱模型之正規化水平位移皆已達到 IV 之性能標準，完全喪失運作能力。此結果與 INA 及 Dakoulas et al.(2005)提出之破壞模式接近，也符合現地案例破壞之情況，不論有無礫石層基礎，皆發生向海側之旋轉與位移，顯見此沉箱模型能夠有效反應出現實沉箱之破壞模式。

圖 2.20 為沉箱受震之旋轉角度歷時比較，CASE01 及 CASE02 在 3 秒前之震動皆不會發生傾覆，在約 3 秒開始發生傾覆的現象，在 4 秒之後第一個完整的振幅即因為網格破壞(Bad Geometry)而無法進行運算顯示在 0.2g 的情況下，其沉箱模型在第一個完整的振幅即發生永久變形產生破壞。

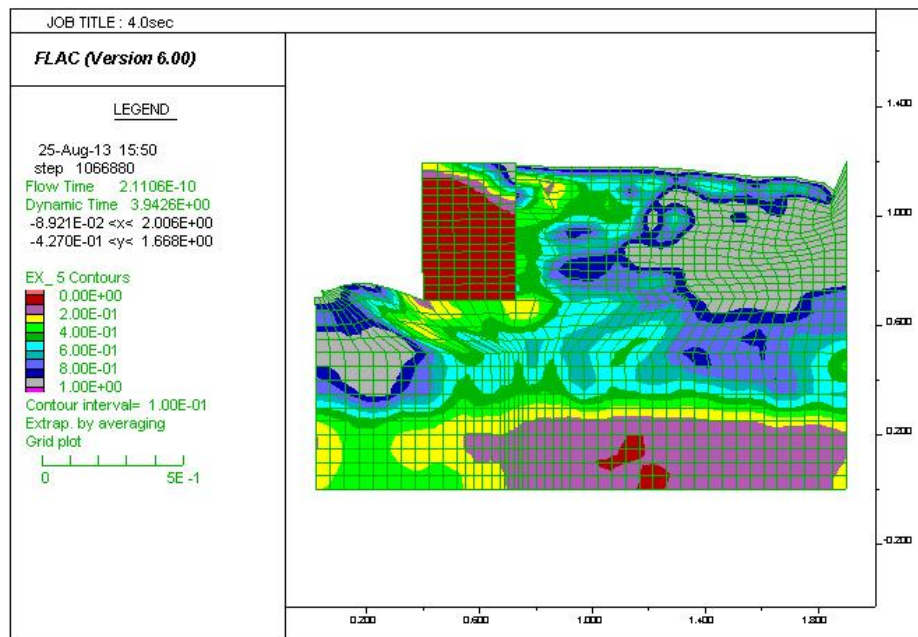
表 2.4 為在破壞之後的永久位移量，比較發生比較兩種情況下之位移量，然而 CASE01 與 CASE02 在 4 秒之後便因為網格破壞(Bad Geometry)而無法進行運算，因此比較在 4 秒前 CASE01 與 CASE02 之位移量，結果顯示兩者之差距不大，CASE02 所發生之位移量會略大於 CASE01，而比較 0.1g 與 0.2g 在 4 秒時發生的永久位移量，可以了解

0.2g 的情況下會發生較大的破壞，因為在 4 秒之後網格破壞停止運算，因此在實際實驗時震動 10 秒之後的是否產生更大的位移量，需要實際實驗比較才能了解。而傾倒角度 CASE01 與 CASE02 相當接近，差距不明顯。

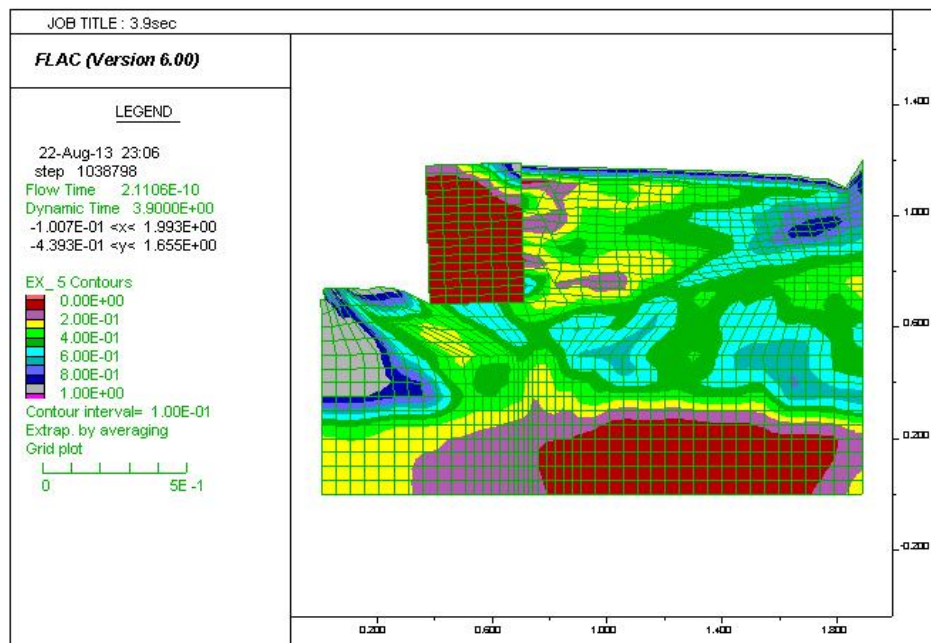
比較兩種情況下之永久位移量與簡化動力分析法求得之位移量比較，發現擬靜態分析求得之沉箱式碼頭位移量會小於動態數值模擬分析之位移量，滑動塊體法在進行計算分析時並未考慮液化造成之影響，而簡化圖表分析時並未考慮沉箱周圍土層之影響，因此簡化動力分析對於沉箱受震位移量之分析只適用於初步的估計，實際估算仍需要動態數值模擬得到。

2.4.2 超額孔隙水壓激發比較

超額孔隙水壓隨震動時間累積，比較超額孔隙水壓激發之時間歷時可以了解液化發生與否，從超額孔隙水壓激發之空間分布圖也可了解在沉箱周圍發生液化與沉箱破壞之關係。圖 2.21 為最大超額孔隙水壓比激發比分布圖，本研究將數值模型中各個位置在施加震動力的期間，所發生的最大超額孔隙水壓比激發進行比較；圖 2.22 為在沉箱背後之背填土之超額孔隙水壓激發量之時間歷時，將 CASE01 與 CASE02 相同位置之超額孔隙水壓比激發之時間歷時疊合比較，以探討沉箱底部之礫石層對超額孔隙水壓激發之影響。

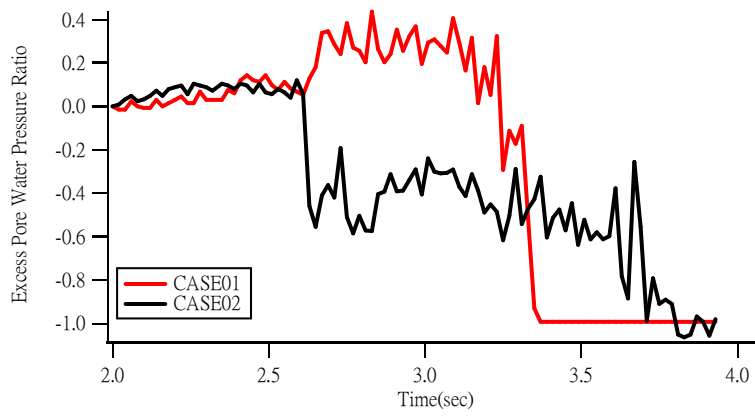


(a)

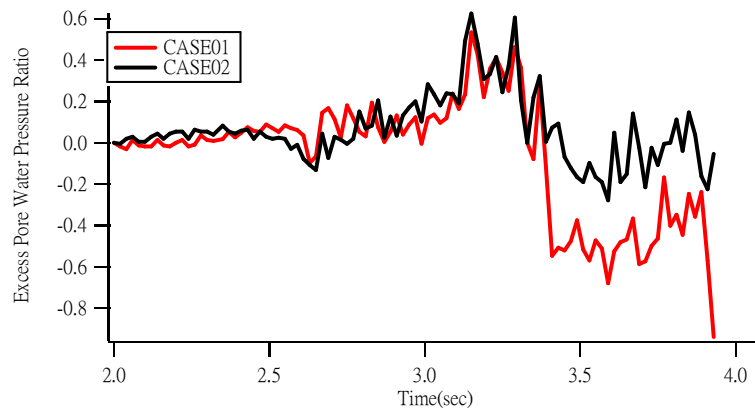


(b)

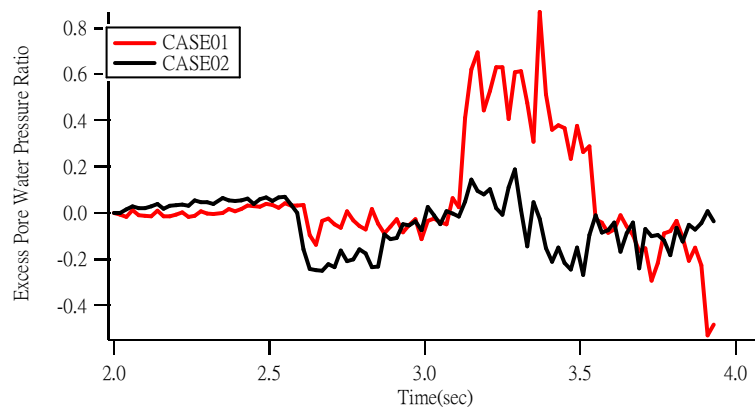
圖 2.21 最大超額孔隙水壓比分佈圖(a)CASE01(b)CASE02



(a)



(b)



(c)

圖 2.22 背填土超額孔隙水壓比激發時間歷時(a)Elevation=108cm
(b)Elevation=93cm (c)Elevation=78cm

圖 2.21 為最大超額孔隙水壓比激發之空間分布圖，(a)為 CASE01 在沉箱底部有礫石層之情況，(b)為 CASE02 在沉箱底部無礫石層之情況，比較兩者之液化範圍，在沉箱前方之海側海床皆發生液化，而在背填土與基底的部分，在 CASE01 之背填土發生較大範圍的液化，在 CASE02 所激發的超額孔隙水壓比皆相當小，只有背填土最上層有些微之液化，由此情況與位移比對圖 2.19 之位移量分布可以了解到除了背填土的液化會造成沉箱之位移破壞之外，沉箱本身之抗滑動力及抗傾覆力不足將直接影響沉箱之破壞。

圖 2.22 為在沉箱背後之背填土之超額孔隙水壓激發量之時間歷時，其中(a)為在高程為 108cm 下，即接近背填土上層之超額孔隙水壓激發情形，(b)為高程為 93cm 下之超額孔隙水壓激發情形，(c)為高程為 78cm 下之超額孔隙水壓激發情形 CASE01 與 CASE02 之沉箱模型在 4 秒之後便因為網格破壞(Bad Geometry)而無法進行運算，比較 CASE01 與 CASE02 在相同位置下之超額孔隙水壓激發比，CASE01 在高程為 108cm 之超額孔隙水壓激發比較高，在高程為 78cm 之額孔隙水壓激發比則達到 0.8，與圖 2.21(a)之結果相同；而 CASE02 在高程為 108cm 與 93cm 之超額孔隙水壓激發比皆未達到 1.0，分別在約 2.5 秒至 3 秒間降為負的超額孔隙水壓，與圖 2.20 之旋轉角度之歷時比較，此時為沉箱傾覆角度增加最快的時候，此時因為沉箱發生向海側之位移與旋轉造成背填土網格的破壞，因此產生負的超額孔隙水壓，而在高程為 78cm 之額孔隙水壓激發比因為深度較深，背填土網格破壞的情形較小，因此並沒有產生負的超額孔隙水壓激發，然而因為深度較深，激發之超額孔隙水壓不足以造成液化。結果顯示在基底無礫石層的情況下，背填土尚未發生液化，沉箱即因為抗震能力不足而發生破壞。

2.4.3 土壓力之比較

本研究以介面元素受到之正向力模擬沉箱在受震時受到之動態土壓力，取介面元素各節點在受震之時間歷時所受到之最大正向力繪成動態土壓力之包絡線，將 CASE01 與 CASE02 之土壓力疊合比較，以

探討沉箱在受震情況下受到之土壓力方向及分佈，圖 2.23 及圖 2.24 分別為沉箱後壁及沉箱底部受到之土壓力包絡線。

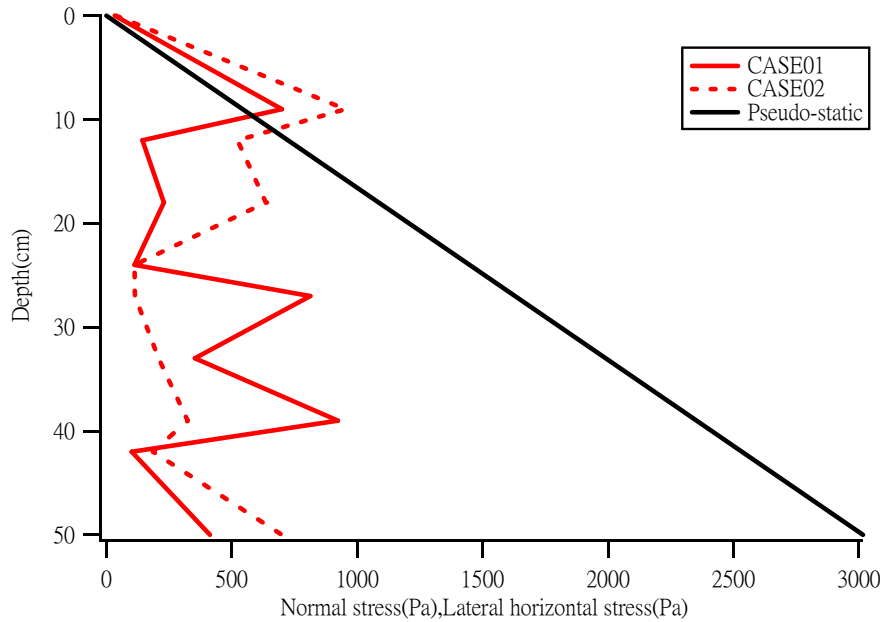


圖 2.23 沉箱後壁土壓力包絡線

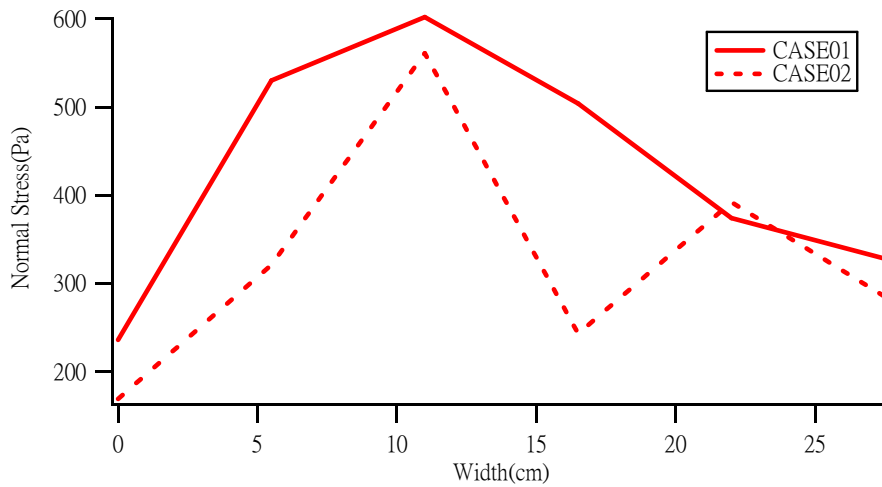


圖 2.24 沉箱底部受力包絡線

圖 2.23 為沉箱後壁之土壓力包絡線，深度 0cm 處為沉箱頂部，深度 50cm 處為沉箱底部，正方向之壓力為背填土對沉箱之壓力，比較 CASE01 及 CASE02，兩者的包絡線趨勢相近，在 CASE01 的情況下，沉箱下半部會承受較 CASE02 大的土壓力，此為因為上半部土層

CASE01 與 CASE02 皆有液化，而 CASE02 在下半部未液化造成，因此承受了較小的側向土壓力，CASE01 之沉箱模型受到較大的向海側推力，所以會產生較大的水平位移量。

圖 2.24 為沉箱底部之受力包絡線，X 軸為沉箱底部距離海床的位置，寬度 0cm 為沉箱底部最靠近海床部分，寬度 33cm 為沉箱底部靠近背填土之位置，比較 CASE01 和 CASE02 之差別，沉箱底部有礫石層的 CASE01 受到較大的正向應力，因為相較於底部為砂土的 CASE02，礫石層提供了較大之承載力，CASE02 的基底砂土提供的承載力不足，造成沉箱傾覆破壞。

經過圖 2.23 和圖 2.24 之比較，在沉箱後壁，CASE01 受到的推力較大，而在沉箱底部，CASE01 之基礎承載力較高，因此在 CASE01 的情況下，沉箱受到的位移主要來自於背填土液化產生的水平推力。而 CASE02 雖然因為土壤未液化所以受到的推力較小，但是因為基底承載力不足仍然發生傾覆破壞。

2.4.4 剪力模數變化之影響

Seed et al. (1985)對砂土之有效主應力與剪力模數之關係做出了比較，發現砂土之剪力模數與有效主應力之關係可以下式表示：

$$G_{\max}=1000K_{2,\max}(\sigma'_m)^{0.5}(\text{psf}) \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

$$K_{2,\max}\approx 20(N_{1,60})^{1/3} \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

因此本研究在進行數值模型於液化情況下之模擬時，加入剪力模數與體積模數隨砂土之有效主應力變化之關係，藉此考慮因砂土液化，造成剪力波波速傳遞造成之模型受震行為之影響。其中 $K_{2,\max}$ 參數之選定參考交通部運研所(2012)對越南砂進行動態試驗得到之 SPT-N 值以及比對得到符合原始情況之剪力模數值，取 $N_{1,60}=5$ 進行最大剪力模數 G_{\max} 之計算。其在震動期間有效主應力與剪力模數之變化關係如圖 2.25 與圖 2.26 所示。

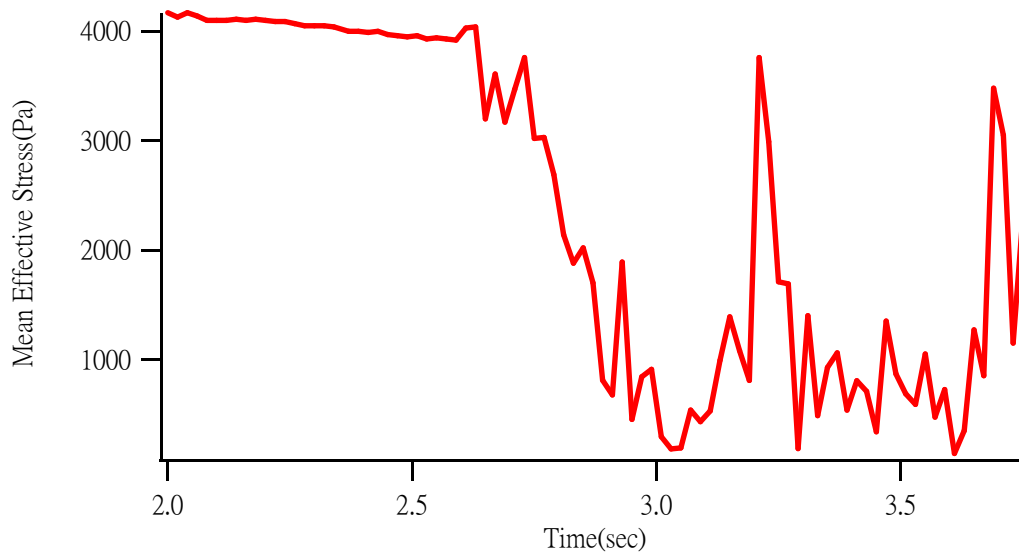


圖 2.25 振動期間砂土層有效主應力之變化(Elevation=80cm)

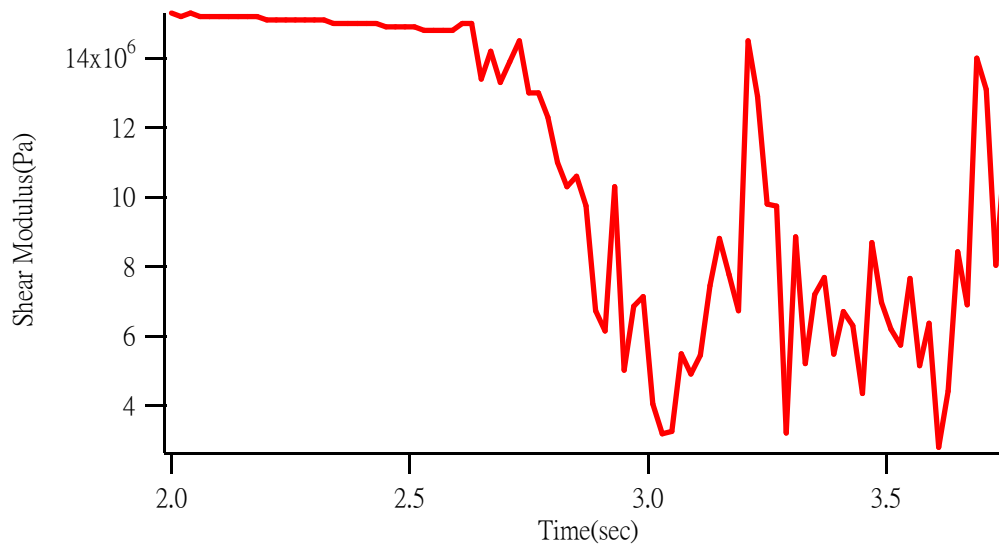


圖 2.26 振動期間砂土層之剪力模數變化(Elevation=80cm)

圖 2.27 與圖 2.28 為 CASE02 在兩種方式下之比較，比較考慮剪力模數變化與未考慮剪力模數變化之影響，可以發現考慮剪力模數變化的情況時，其液化範圍較未考慮剪力模數變化時更大，並且在未達到 3.5 秒至 4 秒間即因為網格破壞而終止運算，比較圖可以發現考慮在振

動期間因剪力模數變化對剪力波速之影響能夠更合理的模擬土壤液化之行為，然而其運算時間較未考慮之情況久。

圖 2.29 與圖 2.30 為 CASE01 之比較，比較兩者發現兩者之破壞模式不太相同，因為在 CASE01 之情況下，沉箱底下包含了礫石層與砂土層之情況，而礫石層因為未考慮液化所以造成計算之差異，因此在包含礫石與砂土層之材料之液化模擬，仍然必須考慮礫石層之剪力模數變化。

2.4.5 邊界效應之影響

為探討邊界效應造成之影響，因此將數值模型向兩側延長 50cm 以探討邊界對數值模型之破壞模式之影響，如圖 2.31 邊界延長之模型之示意圖所示。並且同樣給予最大加速度 0.2g 之 sine 波作為輸入地震探討其破壞模式，其破壞情形如圖 2.32 邊界延長之模型於 4 秒時之破壞模式所示。其數值模擬於 5 秒時因網格破壞而停止運算，比較原始模型與邊界延長之模型之破壞模式，兩者同樣造成向海側之位移與傾覆，在地震歷時 4 秒時，邊界延長之模型產生向海側之位移量為 9.3cm，向海側傾覆角度為 1.7° ，其海床隆起 2.9cm，背填土處之沉陷量為 3cm，兩者之比較如表 2-5 所示。比較顯示兩種模型之破壞模式與破壞量接近，因此在原始尺寸之模型下，邊界效應造成之影響並不明顯，亦可從模擬之結果顯示其實體模型試驗受到邊界效應之影響不明顯，其沉箱實體模型之尺寸適合用於進行動態模型試驗。

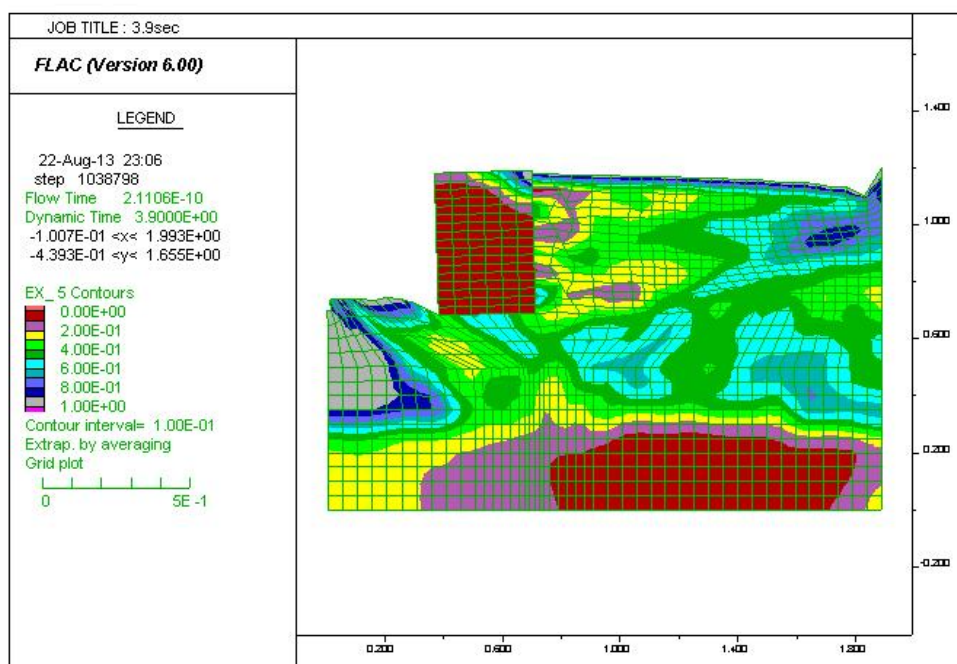


圖 2.27 CASE02 未考慮剪力模數變化時之破壞模式(r_u 分布)

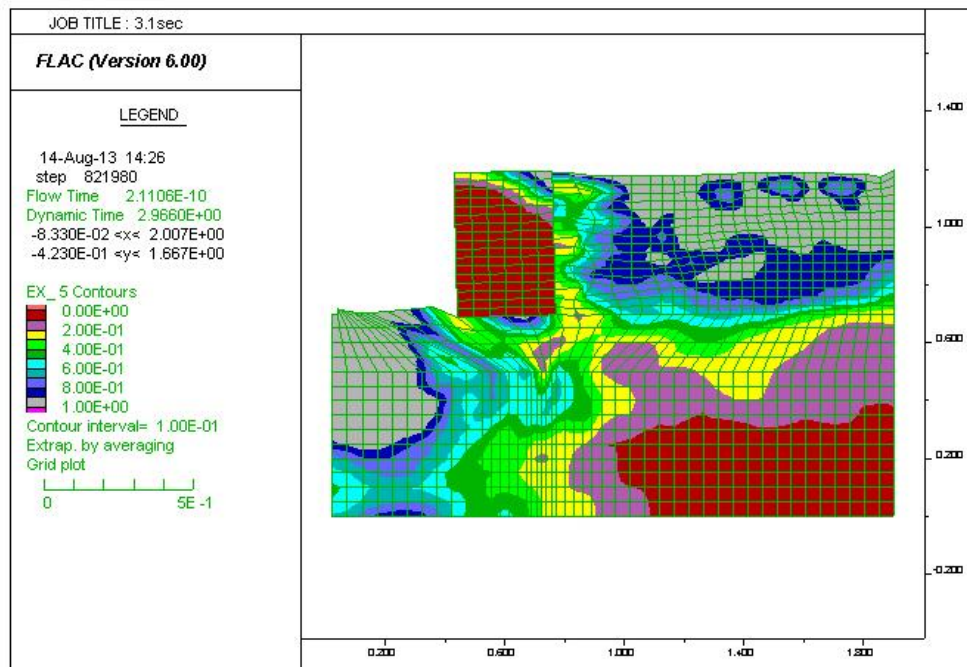


圖 2.28 CASE02 考慮剪力模數變化時之破壞模式(r_u 分布)

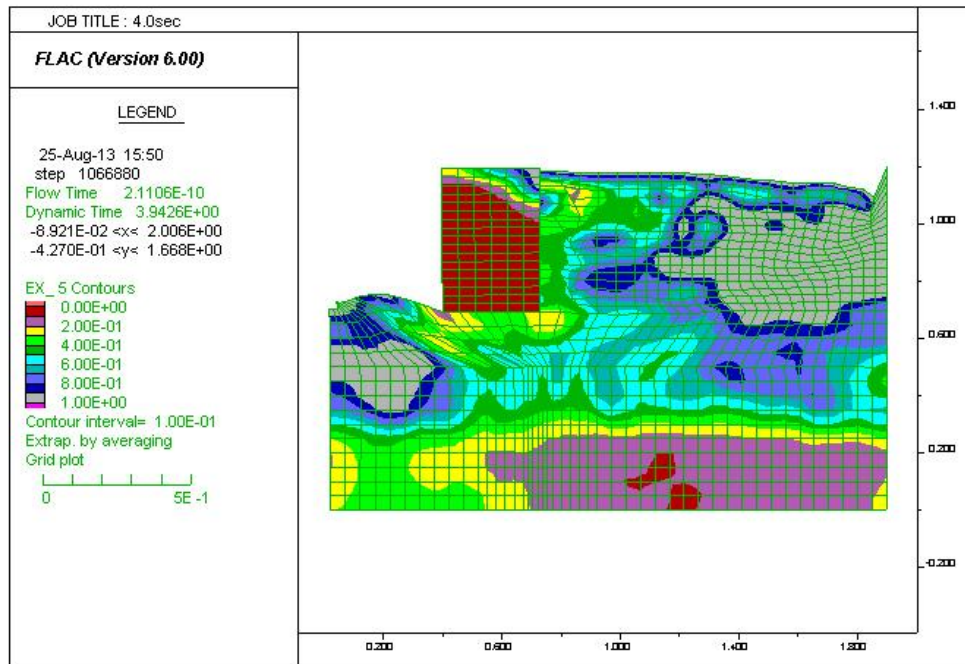


圖 2.29 CASE01 未考慮剪力模數變化時之破壞模式(r_u 分布)

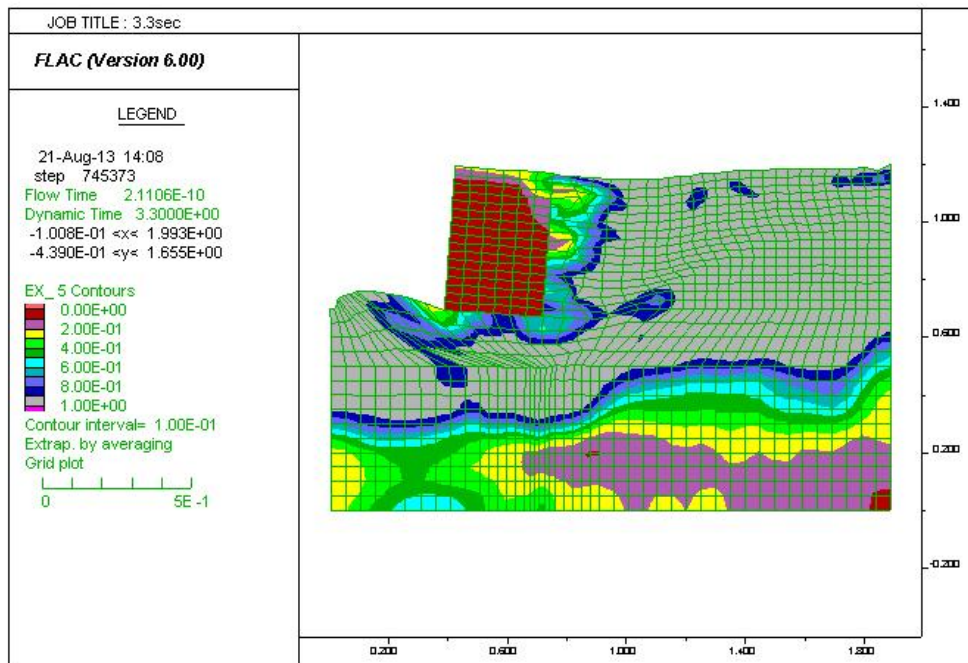


圖 2.30 CASE01 考慮剪力模數變化時之破壞模式(r_u 分布)

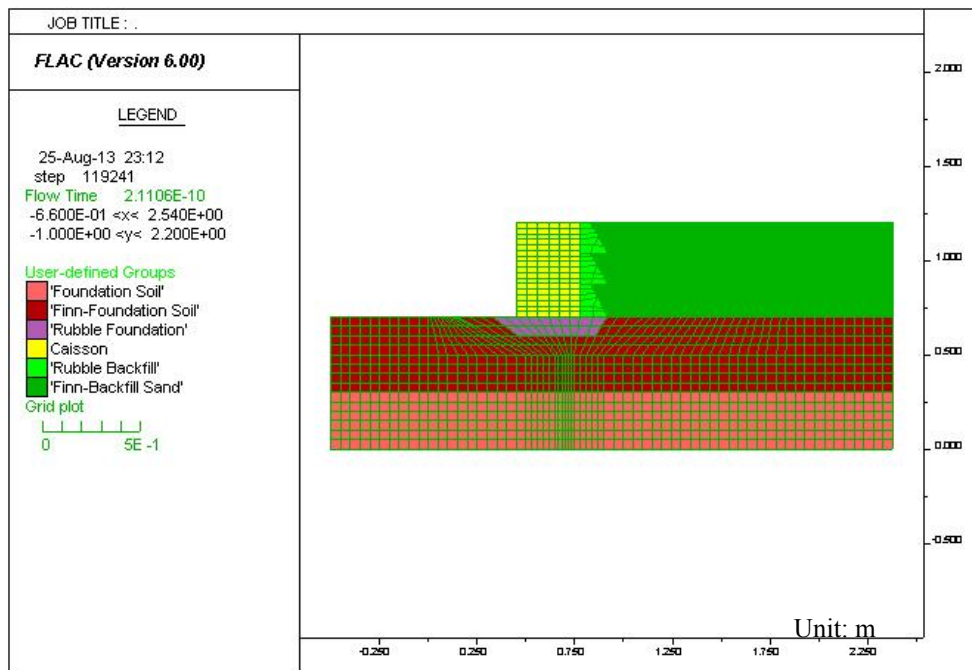


圖 2.31 邊界延長之模型之示意圖

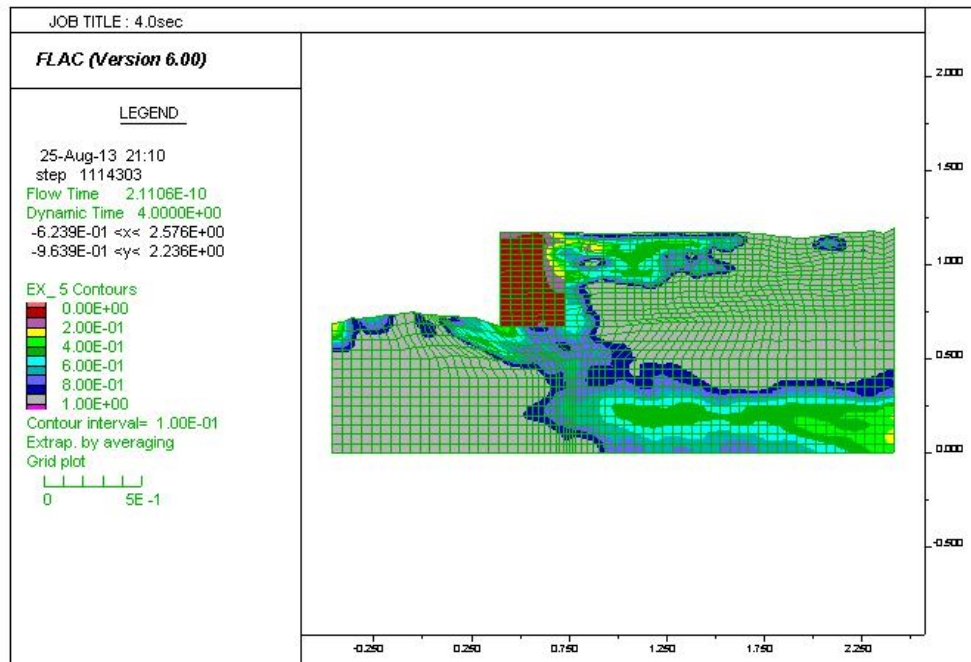


圖 2.32 邊界延長之模型於 4 秒時之破壞模式(r_u 分布)

表 2-5 邊界延長與原始模型之破壞模式比較

	原始模型(0.2g)	邊界延長(0.2g)
沉箱頂水平位移量	7.2cm	9.3cm
背填土沉陷量	2.4cm	3cm
海側海床隆起	6cm	2.9cm
傾倒角度	2.6°	1.7°
正規化水平位移 d/H	14.4%	18.6%

第三章 沉箱碼頭模型震動台液化試驗

3.1 試驗簡介

本研究執行之目的之一為利用考慮土壤-結構互制反應之動態有效應力數值模擬與震動台模型試驗，回饋現地監測站分析，以提高現有震後災損快速評估模式，並可檢核與評估現有設計準則之適用性，本年度 (102 年) 針對沉箱碼頭進行震動台模型試驗，計畫開始後先進行前期沉箱碼頭震動台模型數值模擬，以作為模型配置之依據，再將所製作之模型置於剪力盒進行空箱安裝測試，確認其相關邊界條件與整合，並進行砂土回填步驟與程序，經此試驗後始放上震動台進行模型試驗，試驗之波形將先以小振幅白噪(white noise)模式進行系統完整性測試，隨後以正弦波震動，另發展相關資料處理程序，並以所得試驗結果進行數值模型修正，利用修正之模型架構，改善現地監測站之地表加速度與結構損壞曲線，提高震後快速災損評估模式之可靠度及回饋設計與分析。

本計畫所需之沉箱模型試驗為向國家地震工程研究中心租借六向震動台(shaking table)與雙向層狀剪力盒 (bi-directional laminar shear box) 作為試驗平台，層狀剪力盒可在有限尺寸模擬自由場土壤震動行為，將自行設計之板樁模型架設於剪力盒內進行 white noise 與正弦波，使回填土壤激發孔隙水壓力甚至產生液化。

3.2 沉箱震動台模型配置與模型準備

依據簡化分析、簡化動力分析及數值模擬成果，所規劃之模型配置如圖 3.1 所示。規劃使用兩沉箱除互為備份外，其下方基礎，一為有 10 cm 厚礫石(以下簡稱 CASE01)，一與海床直接接觸(以下簡稱 CASE02)，可比較基礎拋石對沉箱穩定性之影響。為避免受剪力盒邊緣影響，沉箱與剪力盒側邊有 10 cm 間距，且以厚橡膠墊阻擋背填砂

土，而沉箱間亦預留 10 cm 間距，以避免互相影響，其空隙亦以橡膠墊阻隔背填材料。

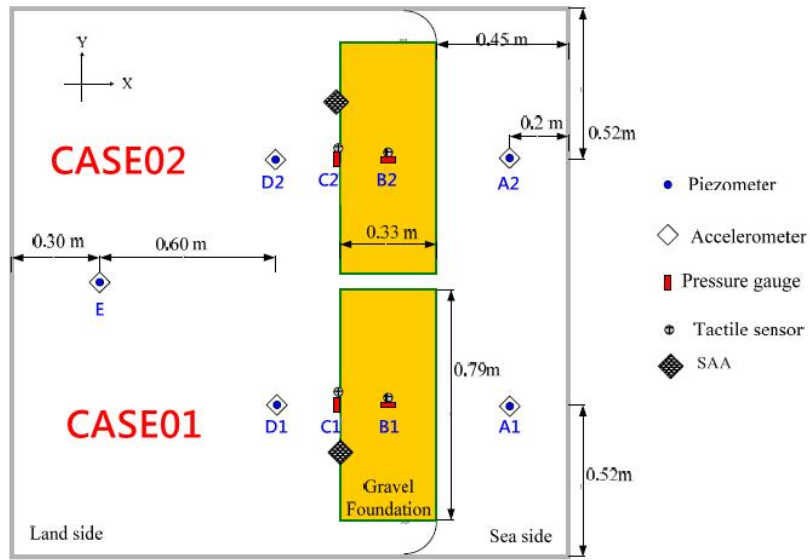
圖 3.1(a)為沉箱模型配置之上視圖，前方(正 X 向)為 45cm 海側範圍，後方為背填砂土之岸側範圍 110cm。圖 3.1(b) 為沉箱模型配置之側視圖，沉箱底部砂土深度為 70cm，背填三層礫石拋石層每層約 15 cm。

本次實驗沉箱模型由兩個以角鋼外覆 3.1 mm 鋁板組成，其實體模型如圖 3.2 所示。所配置之監測儀器包括土中加速度計與水壓計、沉箱後方與底部亦配置土壓計以量測介面壓力，儀器配置如圖 3.3 所示，詳細資料如表 3-1~3-3 所列，加速度計共 21 顆，水壓計共 15 顆及土壓計 8 顆，以監測自由場、背填礫石、基礎下方及前方海床之反應，另沉箱運動量則以 Shape Accelerometer Array (SAA)架設於沉箱背量測。

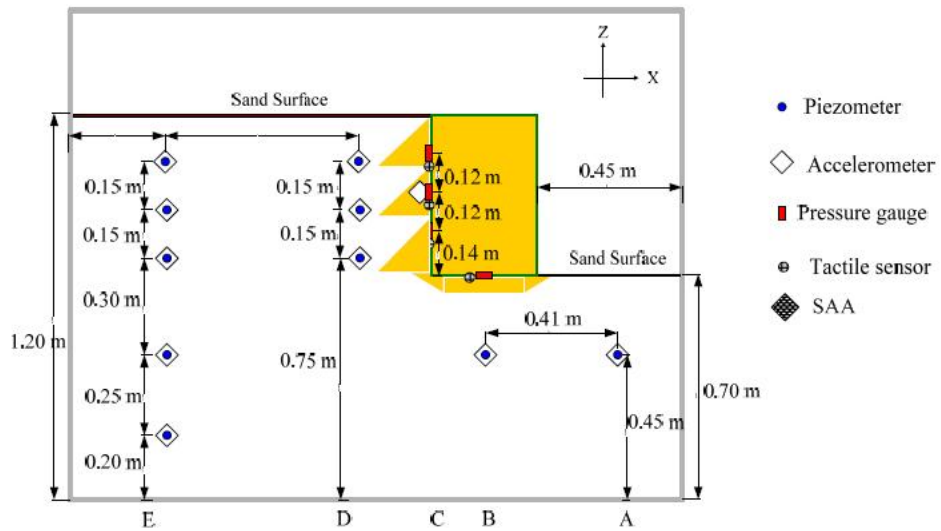
3.3 試驗設備

3.3.1 大型雙軸向剪力試驗盒

本研究使用大型雙軸向剪力試驗盒 (翁作新等, 2006) 模擬錨碇式板樁碼頭於半無限空間土層中之受震行為。此剪力試驗盒由十五層內外複合框架組合而成，剪力試驗盒內框尺寸長寬高分別為 188 cm、188 cm 及 152 cm，外框尺寸長寬高分別為 194 cm、234 cm 及 152 cm。在外框之外有鋼性外牆以供支撐 (圖 3.4)。



(a)



(b)

圖 3.1 震動台沉箱模型配置(a)上視圖(b)測試圖

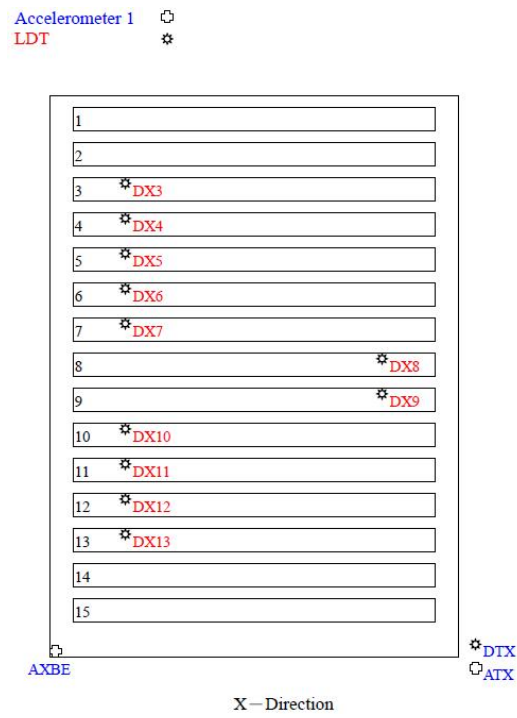


(a)

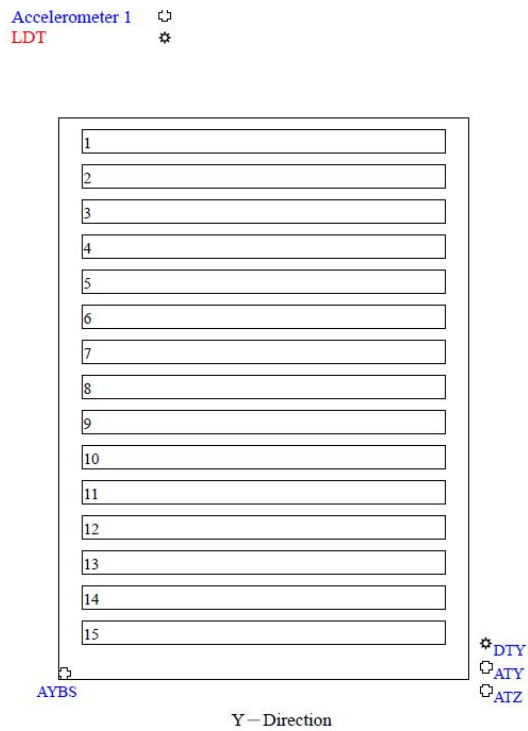


(b)

圖 3.2 沉箱實體模型(a)沉箱骨架(b)沉箱組合完成圖



(a)



(b)

圖 3.3 剪力試驗盒外部之位移計、加速度計配置圖

表 3-1 砂土試體內部微型加速度計

Sensor Name	Location (shear box)	Elevation (cm)
PCBA1	A1	45
PCBA2	A2	45
PCBB1	B1	45
PCBB2	B2	45
PCBC1	C1	CASE01 沉箱背 26cm
PCBC2	C2	CASE01 沉箱背 26cm
PCBD1-1	D1-1	105
PCBD1-2	D1-2	90
PCBD1-3	D1-3	75
PCBD2-1	D2-1	105
PCBD2-2	D2-2	90
PCBD2-3	D2-3	75
PCBE1	E1	105
PCBE2	E2	90
PCBE3	E3	75
PCBE4	E4	45
PCBE5	E5	20

表 3-2 砂土試體內部水壓計

Sensor Name	Location (shear box)	Elevation (cm)
WP1	A1	45
WP2	A2	45
WP3	B1	45
WP4	B2	45
WP5	D1-1	105
WP6	D1-2	90
WP7	D1-3	75
WP8	D2-1	105
WP9	D2-2	90
WP10	D2-3	75
WP11	E1	105
WP12	E2	90
WP13	E3	75
WP14	E4	45
WP15	E5	20

表 3-3 沉箱表面土壓計

Sensor Name	Location (shear box)	Elevation (cm)
PG1	B1	CASE01 沉箱底部
PG2	C1-1	CASE01 沉箱背 38cm
PG3	C1-2	CASE01 沉箱背 26cm
PG4	C1-3	CASE01 沉箱背 14cm
PG5	B2-1	CASE02 沉箱底部
PG6	C2-1	CASE02 沉箱背 38cm
PG7	C2-2	CASE02 沉箱背 26cm
PG8	C2-3	CASE02 沉箱背 14cm
TS1	B1	CASE01 沉箱底部
TS2	C1-1	CASE01 沉箱背 38cm
TS3	C1-2	CASE01 沉箱背 26cm
TS4	C1-3	CASE01 沉箱背 14cm
TS5	B2-1	CASE02 沉箱底部
TS6	C2-1	CASE02 沉箱背 38cm
TS7	C2-2	CASE02 沉箱背 26cm
TS8	C2-3	CASE02 沉箱背 14cm

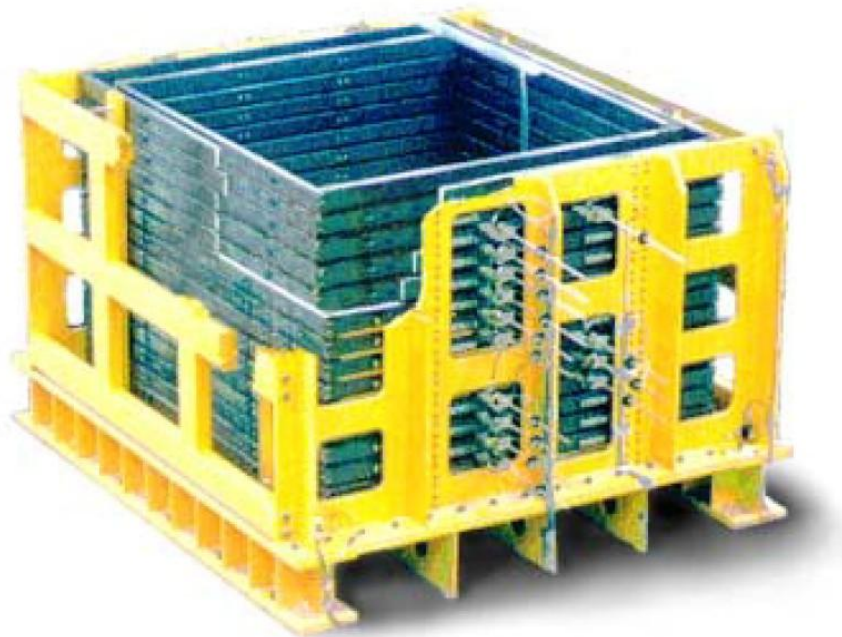


圖 3.4 雙軸向剪力試驗盒外觀 (翁作新等，2006)

試驗之砂土試體及錨碇式板樁碼頭模型置於內框中進行受震模擬。在剪力試驗盒外框之相對邊上裝設有成對的線性滑軌，以提供外框相對於外牆在 X 方向的滑動，而內框上亦有成對線性滑軌之裝置，以提供內框相對於外框在 Y 方向的滑動 (圖 3.5)。如此設計，剪力試驗盒便可模擬雙軸向的土層震動。

另外考慮到柔性邊界之運動機制，剪力試驗盒之內外框皆以十五層框架堆疊而成，在試驗過程中雖然單一框架本身因具有相當之剛性而無法產生變形，但各框架間可存在水平向的相對運動，因此剪力試驗盒中之砂土試體在縱剖面上可隨地震波作用而變形(圖 3.6)。

在試驗過程中，為了維持剪力試驗盒內砂土試體之水密性，以模擬飽和砂土試體在受震液化過程中超額孔隙水壓的激發情形，本試驗採用厚度為 3 mm 的矽膠膜做為防水材料，固定於內框上 (圖 3.7)。

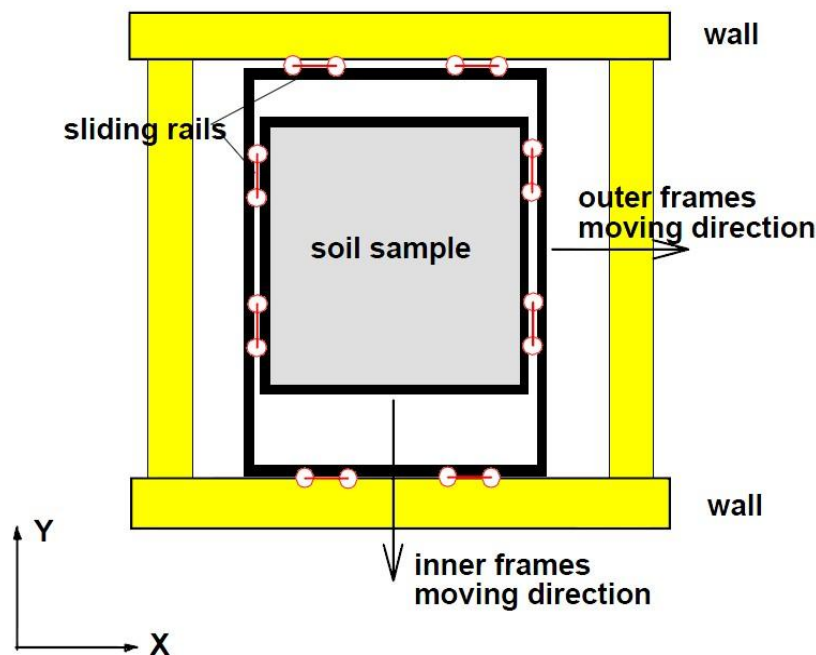


圖 3.5 內外複合框架配合兩組滑軌 (翁作新等，2006)

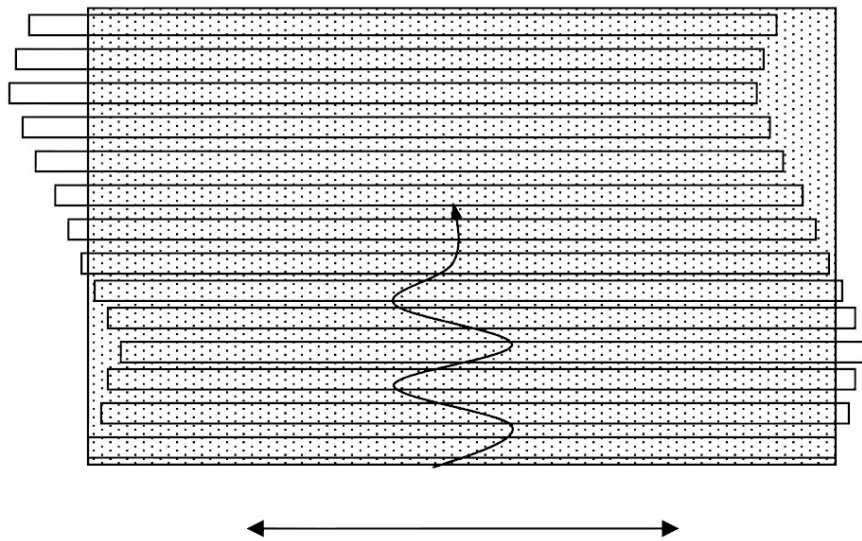


圖 3.6 剪力試驗盒運動型態示意圖 (翁作新等，2006)

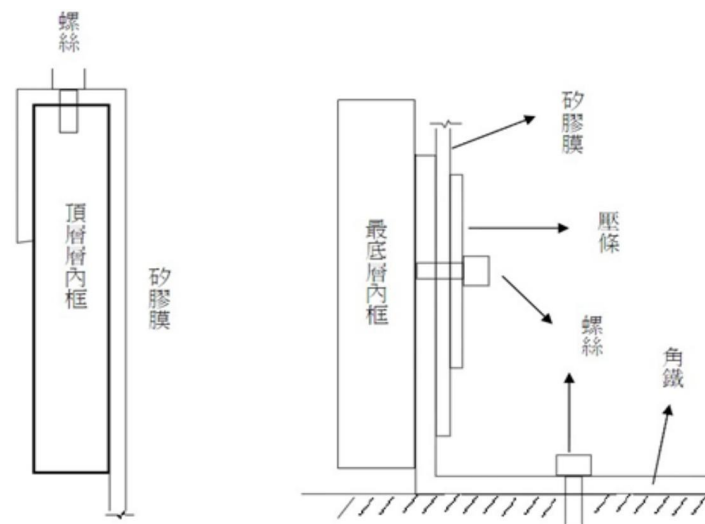


圖 3.7 矽膠膜裝設示意圖

3.3.2 大型砂土質落箱

本試驗採用固定式質落裝置，進行試體準備工作(圖 3.8)。質落裝置共分為三大部分：

1. 質落箱本體 (圖 3.9)。

2. 可抽換式多孔盤 (圖 3.10)。

3. 分散器 (圖 3.11)。

「質落箱本體」用以放置試驗用土樣，其底板鑽有平均分布之孔洞，使砂土通過孔洞下落，孔洞之孔徑為 40 mm。在質落箱本體下方接以「可抽換式多孔盤」，其孔徑分別有 15 mm、20 mm、30 mm 及 40 mm，可視需要選用。質落的開始與結束以按壓控制鈕加以控制，因可抽換式多孔盤之開關由一組電動馬達控制，使開關動作可在一秒內完成，因此消除因開關時間不一致而使空間上質落量不均之虞慮。在可抽換式多孔盤下方接有「分散器」，即四面相隔 7 cm 的篩網，網目大小為 4.76 mm，線徑為 1.6 mm，並彼此交錯成 45° ，以達到砂土均勻質落入剪力試驗盒內之目的。



圖 3.8 以質落裝置進行試體準備



圖 3.9 實落箱本體裝填欲實落之越南砂

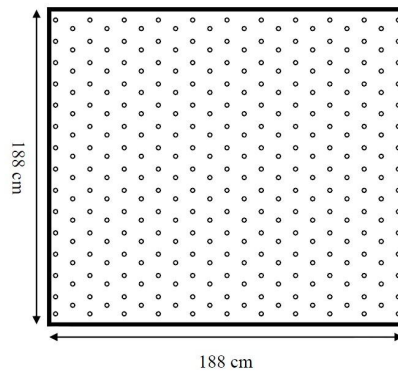
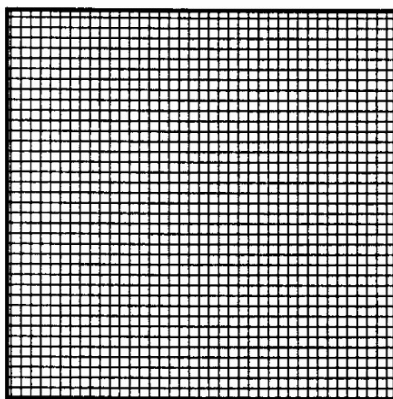
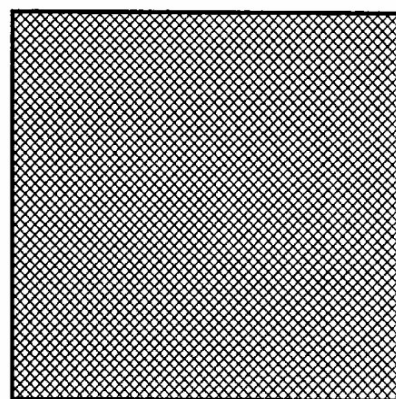


圖 3.10 實落箱本體與可抽換式多孔盤之孔位配置圖(翁作新等，2006)



第一、三層篩網



第二、四層篩網

圖 3.11 分散器 — 實落箱底部篩網 (翁作新等，2006)

本試驗之實降法採用濕沉降法，進行方式為於剪力試驗盒內注入足夠高度的水，使實落完成後水面高度仍高於砂面高度。注水量與落砂量之控制，可依從前使用濕沉降法所得的試體孔隙比經驗概略估算。濕沉降法可使砂土顆粒在落入剪力試驗盒之水中後，因受到水之阻力而達終端速度，並趕散附著於砂土顆粒上之空氣及塵埃，達到均勻飽和之試體準備目的。根據翁作新等(2006)之試驗結果，濕沉降法的砂土試體準備結果如下：

1. 均勻性：砂土經由空氣實落至注水剪力試驗盒中時，部份砂土顆粒直接沉降至剪力試驗盒底部，而較慢落下的部份則持續受到上部落砂之衝擊，在水中不斷翻湧，直至實落結束後才緩慢沉降。根據試驗觀察，濕沉降法之試體準備方法可得到平整的砂土試體表面。
2. 飽合度：砂土在經過一段時間的翻湧後，附著於砂土顆粒上密度較小之空氣及塵埃會被趕散而懸浮於水面上。實落完成後，砂土試體內部並未發現明顯的大氣泡顆粒。

3.4 試體準備與試驗步驟

3.4.1 沉箱碼頭模型之架設

本研究之沉箱碼頭模型尺寸及配置主要依照期中報告之規劃進行，唯小部分為配合實際需要做細部更動。沉箱碼頭模型架設步驟條列如下：

1. 於沉箱表面標定出欲固定量測儀器之點位。
2. 於沉箱兩側分別固定一 0.5 cm 厚之軟性墊板。
3. 將量測儀器包含土壓計 16 個、加速規 2 個及 SAA 2 支固定於沉箱上。

3.4.2 量測儀器之架設

砂土試體內部之量測儀器包含微型單向加速度計及水壓計。其綁設步驟條列如下：

1. 以釣線依照欲綁設量測儀器之座標拉出經緯線，固定於剪力試驗盒外牆上。並拉以垂直向之釣線固定於剪力盒底部。
2. 於垂直向之釣線上標出量測儀器之綁設高程。
3. 將水壓計以膠帶按設計高程固定於釣線上，並注意水壓計上之透水石應外露，以達監測效果。
4. 將微型單向加速度計按設計高程固定於釣線上。因加速度之量測有方向性之考量，在固定微型單向加速度計時須特別注意。
5. 固定量測儀器之釣線，將於試驗進行前全數剪斷，以移除釣線對量測儀器隨試體震動之限制。

3.4.3 砂土賈降與人工回填

因沉箱碼頭模型之面海側及回填側砂面高程不同，且需人工回填礫石，含基礎礫石及背填土礫石，無法全程使用賈落裝置進行砂土試體準備。本研究之砂土試體準備主要分為以下階段：

1. 注水入剪力試驗盒中。
2. 使用賈落箱賈落。
3. 基礎挖除 10cm，以人工回填礫石。
4. 以天車吊掛沉箱至選定位置並將內部填滿礫石。
5. 背填砂土及礫石分為三層以人工回填。

依照試驗規劃，第一階段在剪力試驗盒內注入足夠高度的水，使賈落完成後水面高度仍高於砂面高度。注水量與落砂量之控制，可依從前使用濕沉降法所得的試體孔隙比經驗概略估算。第二階段以賈落箱賈落砂土至挖泥線高程，第三階段將 CASE01 底部以人工挖除 10 公分深度的砂土，並回填礫石(圖 3.12)。第四階段將兩組沉箱以天車吊掛至規劃之位置，並將內部填滿礫石。然而在安置沉箱時發現 CASE02 之 SAA 已歪斜，為了將沉箱與 SAA 貼合，所以將 CASE02 之沉箱模型向後退(負 X 向)約 10 公分(圖 3.13)。第五階段分為三層依序注水及

人工回填背填礫石以及砂土(圖 3.14)。回填完成後，靜置試體約 24 小時，待砂土完全沉澱後完成試體準備(圖 3.15)。



圖 3.12 CASE02 人工回填基礎礫石



圖 3.13 沉箱碼頭模型安置完成



圖 3.14 第二層背填礫石人工回填完成



圖 3.15 試體準備完成圖

3.5 震動台液化試驗資料處理

3.5.1 資料分析架構

本研究所使用之量測儀器如 3.2 節所列，包括架設於剪力試驗盒外部之加速度計及位移計，架設於砂土試體內之微型單向加速度計及水壓計，以及架設於沉箱模型之土壓計、加速度計及 SAA。本研究對各量測儀器資料處理流程及資料間相互關係如圖 3.16 所示，並於以下各小節詳述。

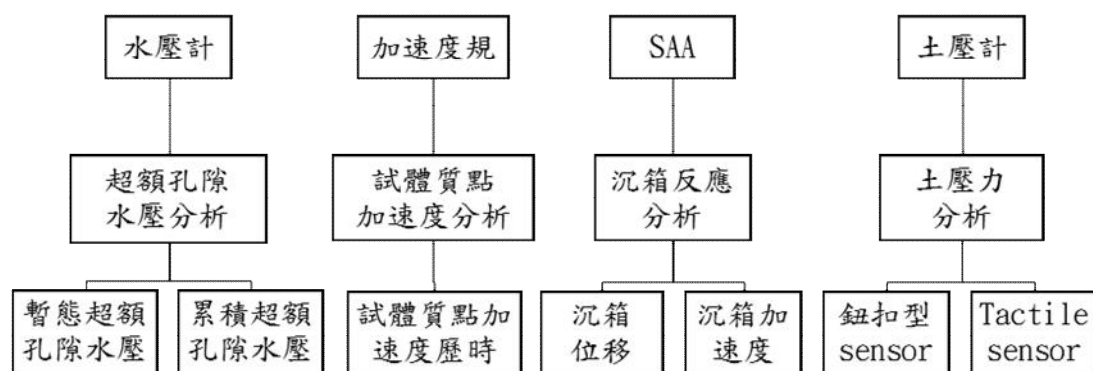
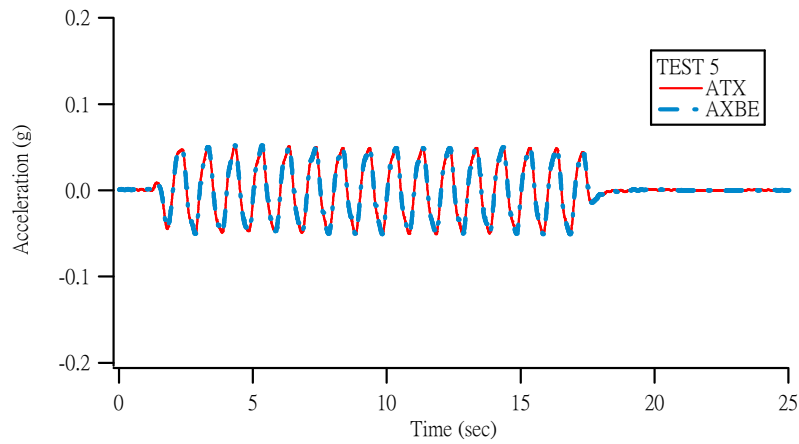


圖 3.16 資料處理架構

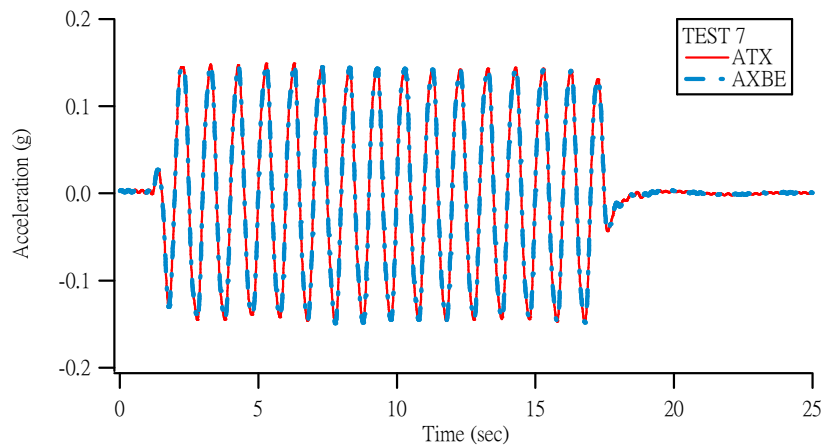
3.5.2 加速度及位移資料分析

本研究在剪力試驗盒分層框架上分別架設了 11 個 X 方向的位移計，用以了解各土層受震之運動情形。在剪力試驗盒外牆之 X 方向、Y 方向上亦各架設了 1 個位移計，其量測資料可了解剪力試驗盒在輸入震動後的反應果效。加速度計及位移計之結果，可以透過加速度之兩次微分或位移的兩次積分兩相比較，也可將加速度做一次積分和位移做一次微分為速度相互比較。

圖 3.17 為 Test 5 與 Test 7 之剪力試驗盒整體 X 加速度歷時，ATX 裝設於剪力試驗盒外牆頂部，AXBE 則位於底部，由圖可見架設於剪力盒外牆與震動台上之加速度計，皆未涉及土層運動，因此兩者量測資料有極高的一致性。



(a)

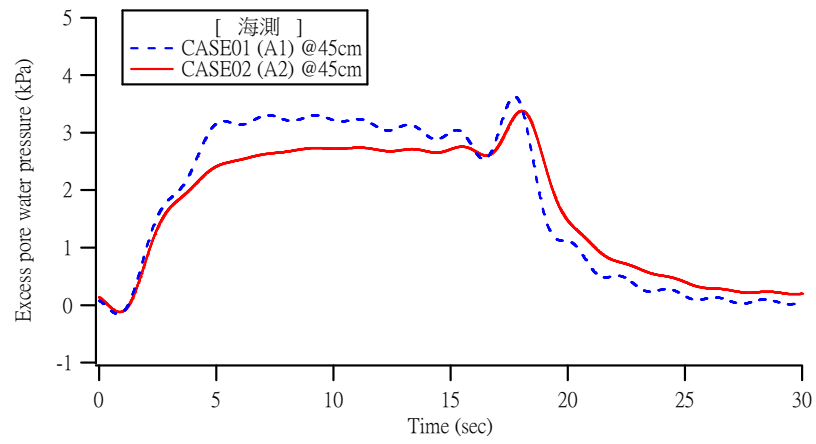


(b)

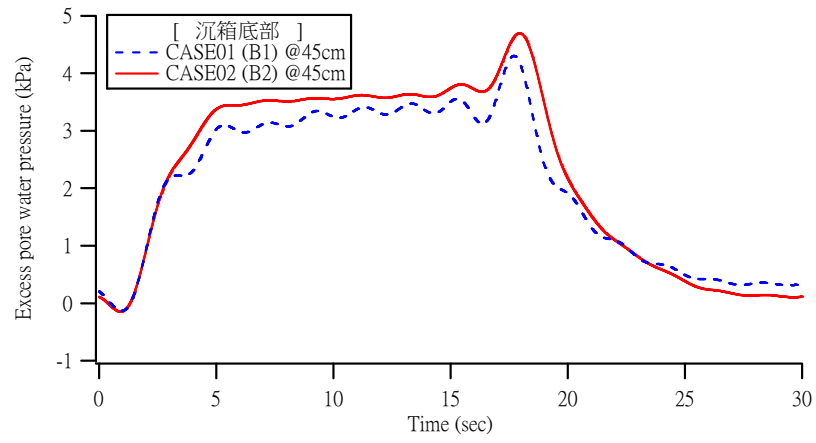
圖 3.17 剪力試驗盒整體加速度歷時(a) Test 5(b) Test 10

3.5.3 水壓計資料分析

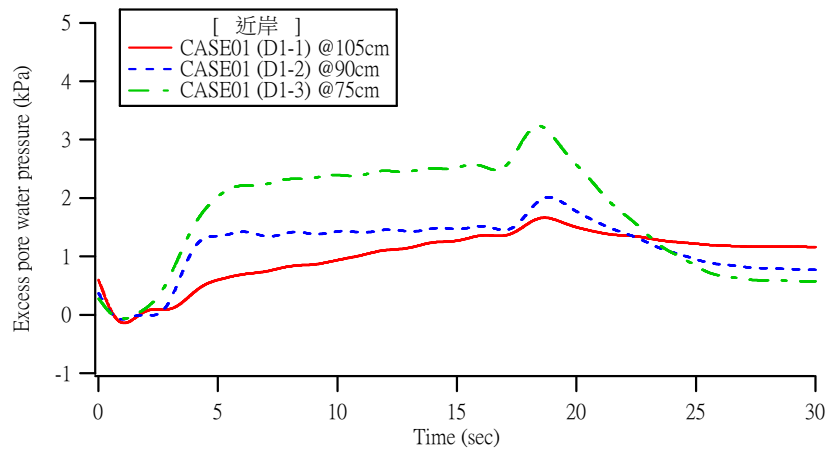
在震動台震動過程中，砂土試體因受到反覆剪動而造成其結構發生改變，並且同時激發試體內部之超額孔隙水壓力。本研究在砂土試體中埋設了 15 個水壓計，由圖 3.1 可知在沉箱的海側、底部、近岸、離岸及沉箱背，皆分別埋設了水壓計，用以監測沉箱碼頭模型近場區及自由場之累積超額孔隙水壓力激發情形。量測得之資料皆以切斷頻率 0~0.5 Hz 之低通濾波濾除雜訊，而後分別繪出不同剖面及 CAES01 或 CASE02 不同條件下各高程之累積超額孔隙水壓力歷時。圖 3.18 為 Test 7 各點位高程之超額孔隙水壓力歷時。



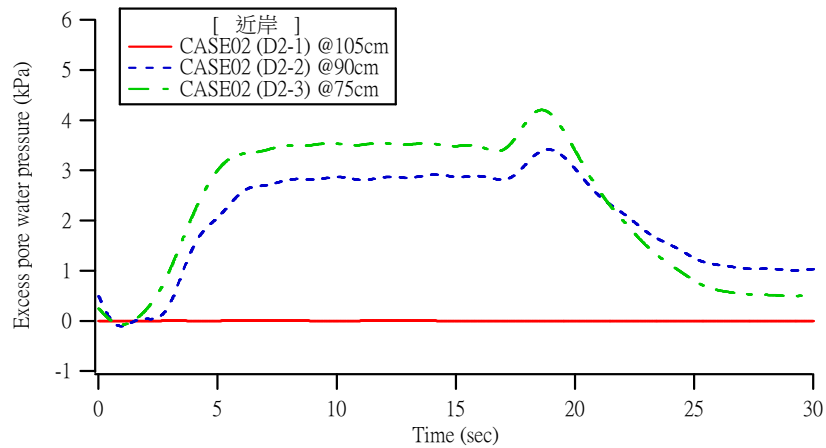
(a)



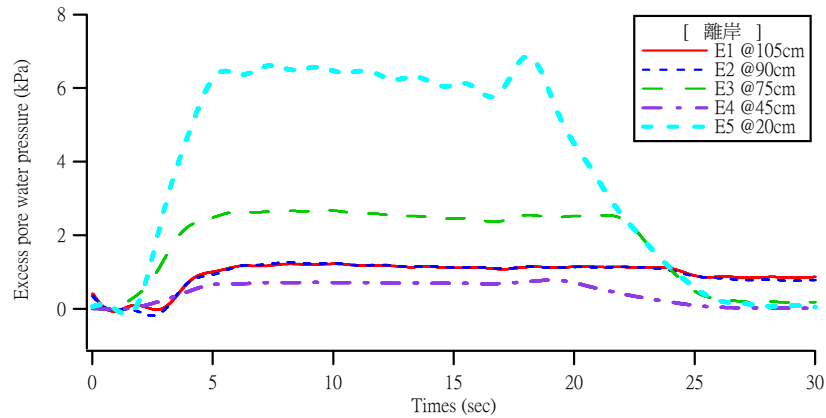
(b)



(c)



(d)

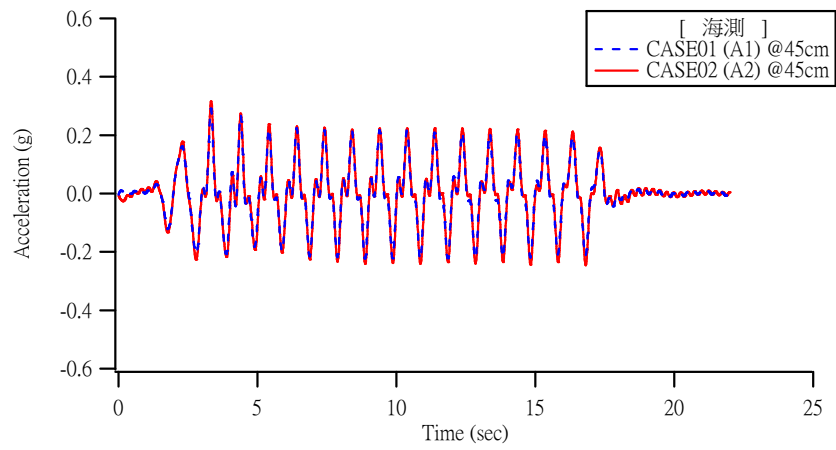


(e)

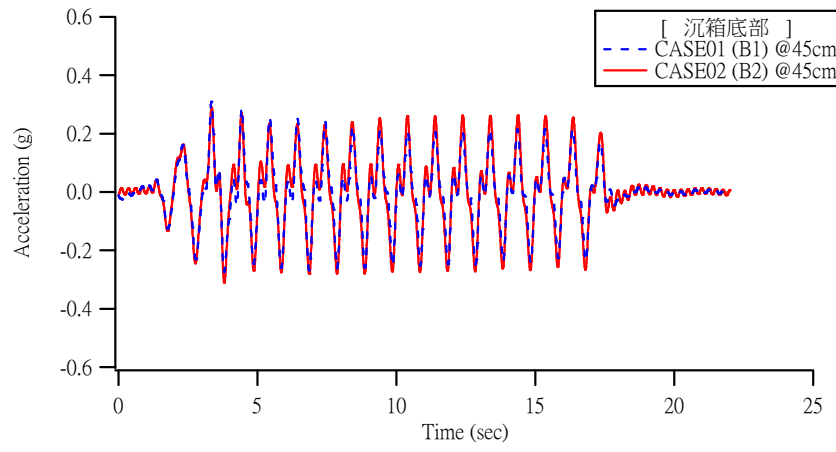
圖 3.18 Test 7 之超額孔隙水壓歷時(a)海測(b)沉箱底部(c)近岸
CASE01(d)近岸 CASE02(e)離岸

3.5.4 微型單向加速度資料分析

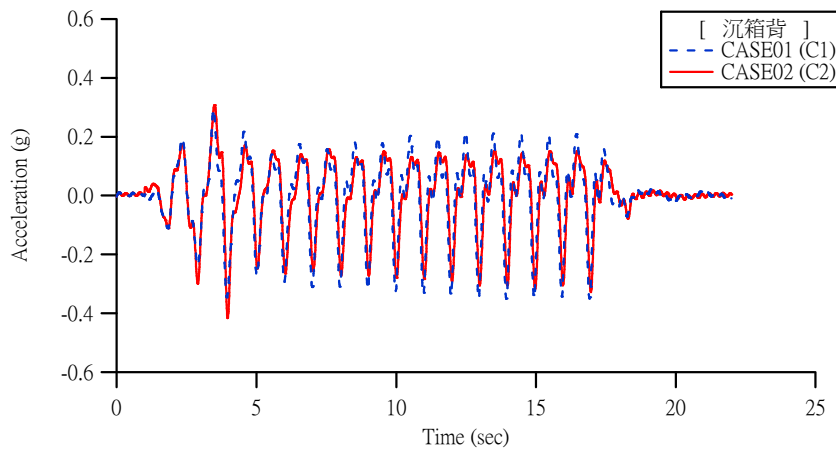
本研究在埋設水壓計之相同點位皆同時埋設以微型單向加速度計，用以了解不同點位砂土試體質點之受震反應，並且在沉箱背後埋設加速度計，以了解沉箱-土壤結構互制反應，並可與 SAA 之加速度資料做互相比對。因本次試驗輸入地震以 X 方向之正弦波為主，因此微型單向加速度計之量測方向亦以 X 方向為主，所擷取之加速度資料，以帶通濾波 (0.25Hz~4Hz) 濾除雜訊。圖 3.19 為 Test 7 各點位高程之加速度歷時比較。



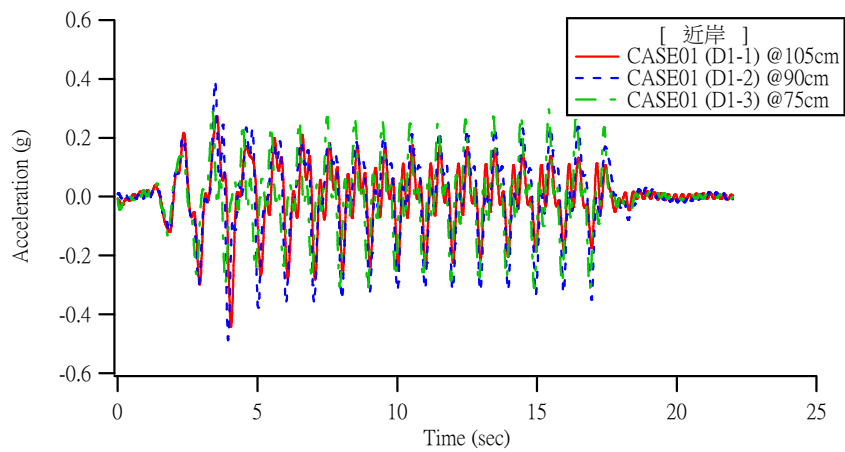
(a)



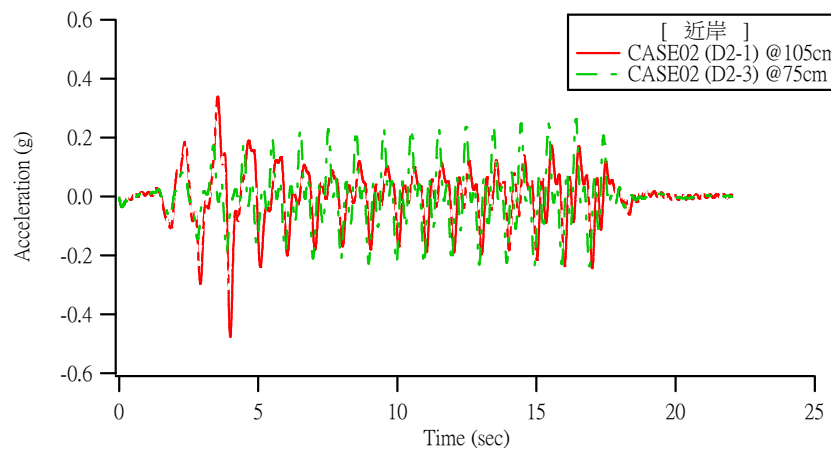
(b)



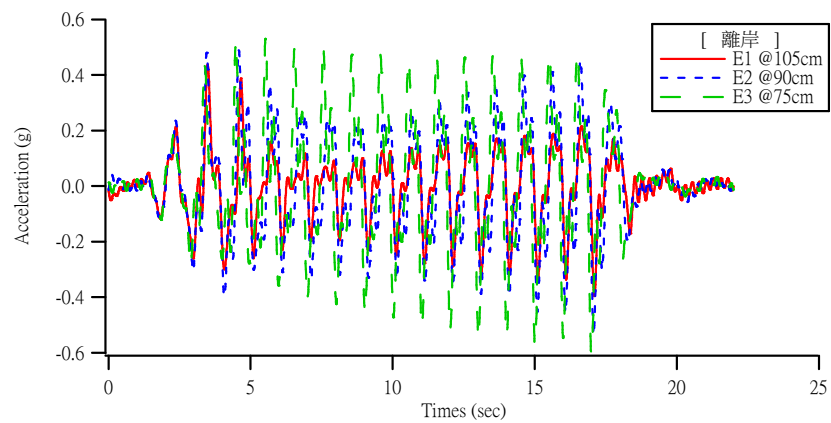
(c)



(d)



(e)



(f)

圖 3.19 Test 7 之加速度歷時(a)海測(b)沉箱底部(c)沉箱背(d)近岸
CASE01(e)近岸 CASE02(f)離岸

3.5.5 SAA資料分析

本研究將兩支 SAA 分別裝設於兩組沉箱臨近中心線之位置，由底部至頂部縱向裝設，如圖 3.1 所示。SAA 為一長型帶狀之量測儀器，於頂底並中間段等間距設定節點，節點與節點中間有感測子可量測該點位之質點加速度及轉角，再經過 SAA 中內建之微處理器對加速度及轉角資料進行積分而得到質點變位，因此可了解受測試體之變位情形。本次試驗所使用之 SAA 分為 8 段共 9 個節點，因此可得到 8 個點位的加速度記錄，及 9 點位的位移記錄。SAA 縱向裝設測得受測試體質點之側向變位，或水平向裝設得到質點垂直變位，本研究採用前種裝設方式，如此測得沉箱受震後之側向變位。

圖 3.20 為 Test 1 至 Test 7 沉箱之位移紀錄。由圖 3.20(a)可看出 CASE01 之 Test 1 至 Test 6 沉箱皆無明顯位移，Test 7 沉箱有明顯向海側位移且向下沉陷的現象。圖 3.20(b)為 CASE02 之位移記錄，Test 1 至 Test 3 SAA 因試體準備時前端下沉，在 Test 5 因砂土液化無束制力 SAA 向上彈起，Test 5~Test 6 無明顯位移，至 Test 7 沉箱有明顯向海側位移並下沉。正 X 向為沉箱面海側之方向。

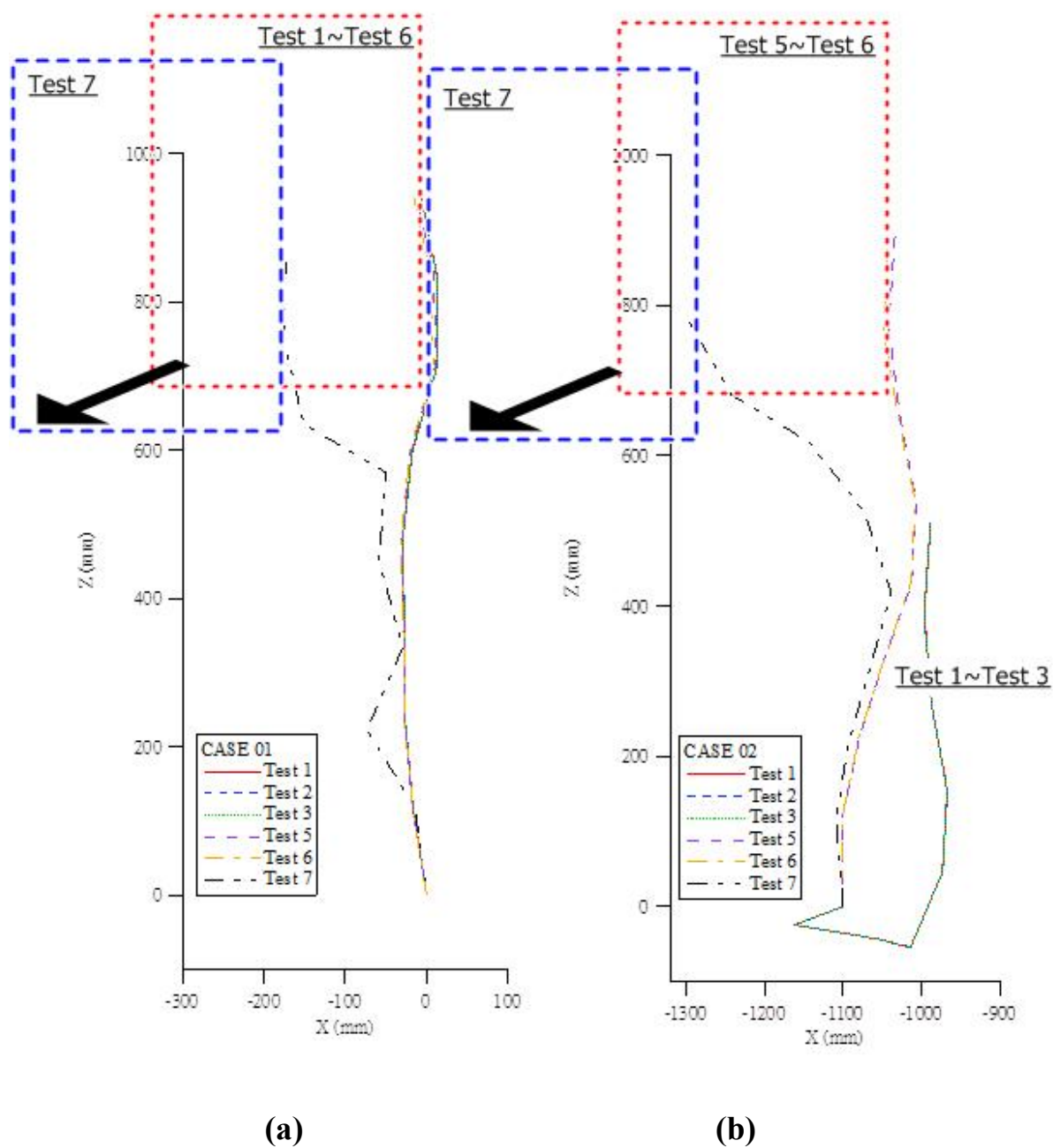


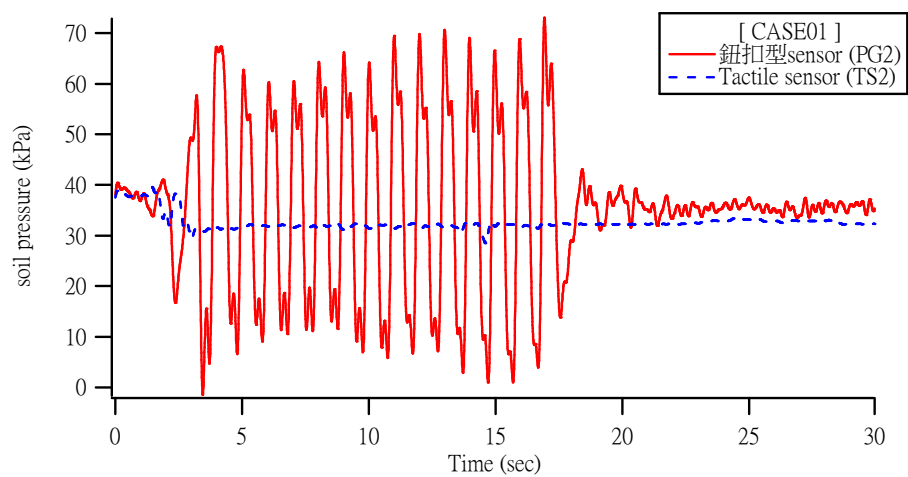
圖 3.20 TEST 1 至 TEST 7 沉箱位移紀錄(a)CASE01(b)CASE02

3.5.6 土壓計資料分析

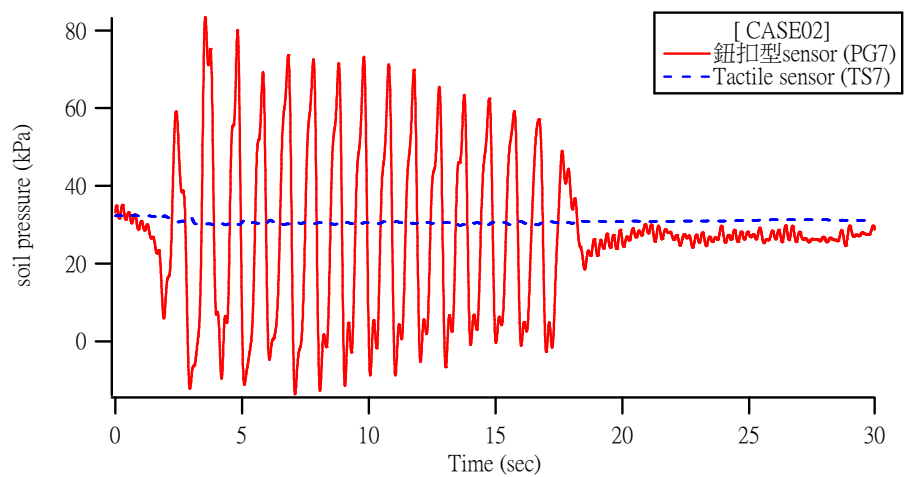
本研究將兩組土壓計分別裝設於兩組沉箱臨近中心線之底部及沉箱背部不同高程共計 16 顆，如圖 3.1 所示。本次實驗分別於同一點位裝設兩顆不同型式之土壓計，分別為鈕扣型 sensor 及 Tactile sensor 各 8 顆，可加以驗證比較。實驗完成後發現 Tactile sensor 之動態反應不如預期，所以將 Tactile sensor 之土壓力值用以觀測靜態土壓，鈕扣型 sensor 用以觀測動態土壓反應，表 3-4 為本次使用之土壓計簡易規格，圖 3.21 為 Test 7 CASE01 沉箱背深度 38 cm 處及 CASE02 沉箱背深度 26 cm 處土壓力歷時，震動前圖 3.21(a) 因深度較深其靜土壓力較大，但震動時不同深度土壓力振幅約略相近，此與圖 2.23 之數值分析結果趨勢吻合，後續比對將於下一年度進行。

表 3-4 鈕扣型 sensor 及 Tactile sensor 規格

Tactile sensor	
	
廠牌	
型號	A201
最大乘載力	4.4N
鈕扣型sensor	
	
廠牌	
型號	BEC-A
最大乘載力	1MPa



(a)



(b)

圖 3.21 土壓力歷時(a) CASE01 沉箱背深度 38cm 處土壓力(b) CASE02 沉箱背深度 26cm 處土壓力

第四章 既有沉箱碼頭受震動態數值模擬探討

本章以花蓮港某重力式沉箱碼頭為實例，以 FLAC（Fast Lagrangian Analysis of Continua）動態分析程式來進行數值模擬分析。

4.1 港區地震可能發生時間序列或地域分析

根據本所 98 年度辦理「港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究(2/4)」統計分析結果，花蓮地區未來地震潛勢如下表所示：

預測 時段	預測結果
2008 ~ 2057 (50 年)	<ol style="list-style-type: none">1. 1992 年±10 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震2. 2003 年±17 年會有 $M \geq 6.7$ 的地震發生3. 2007 年±20 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震4. 2011~2030 年會有 9 次 $M \geq 6.0$ 地震發生5. 2011~2030 年會有 3 次 $M \geq 6.5$ 地震發生6. 2011~2030 年會有 1 次 $M \geq 7.0$ 地震發生7. 2014 年±25 年會有 $M \geq 6.9$ 的地震發生8. 2014 年±23 年會有 $M \geq 7.1$ 的地震發生9. 2014 年±25 年會有 $M \geq 7.3$ 的地震發生10. 2026~2030 年會有 $6.7 \leq M < 7.2$ 的地震11. 2031~2035 年會有 $6.0 \leq M < 6.6$ 的地震12. 2031~2060 年會有 9 次 $M \geq 6.0$ 地震發生13. 2031~2060 年會有 3 次 $M \geq 6.5$ 地震發生14. 2031~2060 年會有 1 次 $M \geq 7.0$ 地震發生15. 2057~2101 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震
2058 ~ 2107 (100 年)	<ol style="list-style-type: none">16. 2066~2070 年會有 $M \geq 7.3$ 的地震17. 2077~2081 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震18. 2132~2136 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震19. 2163 年±20 年會有 $M \geq 7.0$ 的地震20. 2163 年±20 年會有 $M \geq 7.5$ 的地震發生21. 2167~2171 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震

花蓮地區未來 50 年、100 年的地震潛勢說明如下：

(1)花蓮港地區未來 50 年內（2008~2057 年）的地震潛勢

(a)2008~2014 年最少一次 $M \geq 6.5$ 或 $M \geq 7.3$ 的地震。

若在 2008 年附近，其規模為 $M \geq 6.5$ 。

若在 2014 年附近，其規模為 $M \geq 7.3$ 。

(b)2028~2032 年最少一次 $6.7 \leq M \leq 7.2$ 或 $6.0 \leq M \leq 6.6$ 的地震。

若在 2028 年附近，其規模為 $6.7 \leq M \leq 7.2$ 。

若在 2032 年附近，其規模為 $6.0 \leq M \leq 6.6$ 。

(c)2031~2060 年最多一次 $M \geq 7.0$ 的地震。

(2)花蓮港地區未來 50 至 100 年內（2058~2107 年）的地震潛勢

(a)2068~2079 最少一次 $M \geq 7.3$ 或 $M \geq 6.5$ 的地震。

若在 2068 年附近，其規模為 $M \geq 7.3$ 。

若在 2079 年附近，其規模為 $M \geq 6.5$ 。

(3)以未來 100 年來看，花蓮港地區規模 7 以上的地震潛勢是極高的。

有四個時期，分述如下：

(a) 2014 年左右， $M \geq 7.3$ 。

(b) 2028 年左右， $6.7 \leq M \leq 7.2$ 。

(c) 2031~2060 年間， $M \geq 7.0$ 。

(d) 2068 年左右， $M \geq 7.3$ 。

對規模 7.3 以上而言，2014 年和 2068 年左右是特別令人擔心的。

依地震地質綜合研判，未來 100 年內花蓮港地區米崙斷層系統和月眉斷層系統都有錯動的可能，分別在 2014 年左右、2028 年左右、2031~2060 年間以及 2068 年左右。米崙斷層的規模 7.3 以上的錯動，

將會對花蓮產生嚴重的影響。綜上，而進行本港區既有碼頭耐震分析之工作。

4.2 港區域場址地層特性及地震危害度分析

根據本所 98 年度辦理「港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究(2/4)」分析花蓮港區附近之地震與斷層資料並進行地震危害度分析，結果說明如下：

1. 由花蓮港區之地質鑽探調查資料所得之簡化土層參數表及相關資料分析，花蓮港區屬於堅硬地盤。
2. 進行地震危害度分析時為考量地震時空之不均勻性，以兩組地震目錄（EQMS 及 EQUW），及兩個地震震源分區（ZB、ZC），產生四條地震危害度曲線，最終之地震危害度曲線為四條之平均值。在分析時針對特徵地震之發生率乃考慮未來 50 年之發生機率，故最終之曲線適用於 2008-2058 年之設計用。
3. 經由參數拆解所得 75 年、475 年及 2500 年回歸期之控制地震規模分別為 ML6.6、ML7.0 及 ML7.2，其所對應之 PGA 值分別為 0.379g、0.557g 及 0.685g。
4. 以定值法分析距離花蓮港區 1.3 公里的米崙斷層，以參考各資料，判斷其可能之地震規模為 ML7.1，所對應堅實地盤之 PGA 值為 0.80g。另外，花東縱谷南段之池上斷層等，在地質資料中判斷其回歸期為 250 年，以靜待期 57 年為參考，以危害函數 (hazardfunction) 計算靜止期(elapse time)的條件下的斷層錯動機率，分析未來 50 年期間內(Tp)活動斷層的再發生特徵地震的機率或發生率，花東縱谷南段斷層（池上斷層）未來發生機率達 5.7%。在規模 ML7.1 之影響下，距離在 43.12 公里，其 PGA 值約為 0.11g。該結果顯示花蓮港灣地區受到花東縱谷南段斷層之地震威脅遠小於北段之米崙斷層。

因此，本研究將以上述 75 年、475 年及 2500 年回歸期之控制地震規模結果所對應之 PGA 值，作為花蓮港區碼頭受震分析時，動態數值模擬之輸入條件。

4.3 港區場址之液化危害度分析

花蓮港區場址共有 21 孔鑽探資料 (表 4-1)，但鑽探深度大部分都很淺，其中只有 2 孔深度超過 20m，分別為孔號 HL1202 及 HL1701。但由圖 4.1 可知，HL1701 鑽孔離港區較遠，因此僅有 HL1202 鑽孔 (圖 4.2) 可用以進行港區之土壤液化損害評估，惟該孔亦缺乏地層之物理性質資料，鑑於港區場址多為砂礫石，因此假設各地層之細料含量 FC 為 0。

表 4-1 花蓮港區之 21 個 SPT 鑽探孔位相關資料

代號	計畫名稱	孔號	鑽探日期	X(m)	Y(m)	Z(m)	深度	水位
HL0901	花蓮港擴建工程地質鑽探	B1	6-May-76	313525	2654023	2.3	11.2	-1.3
HL1201	花蓮港擴建工程地質鑽探	B2	26-May-76	312860	2653578	2.5	18.3	-1.5
HL1202	花蓮港擴建工程地質鑽探	B4	28-Jun-76	312325	2653185	2.1	30	-1.7
HL1301	花蓮港四期擴建航道中心海上鑽探工程	BH-1	12-Aug-86	313375	2653668	-12	7	12
HL1302	花蓮港四期擴建航道中心海上鑽探工程	BH-2	15-Aug-86	313003	2653503	-5	9	5
HL1303	花蓮港四期擴建航道中心海上鑽探工程	BH-3	16-Oct-86	313258	2653453	-8	6	8
HL1304	花蓮港擴建工程地質鑽探	3	16-Jun-76	313398	2653465	-11.95	1.1	11.95
HL1501	花蓮港務局25 號碼頭規劃地質鑽探工程	BH-1	1-Oct-88	312884	2652578	-14.7	10	14.7
HL1502	花蓮港務局25 號碼頭規劃地質鑽探工程	BH-2	1-Oct-88	312905	2652617	-14.35	10	14.35
HL1503	花蓮港務局25 號碼頭規劃地質鑽探工程	BH-3	1-Oct-88	312925	2652656	-14.6	10	14.6
HL1504	花蓮港務局25 號碼頭規劃地質鑽探工程	BH-4	1-Oct-88	312946	2652695	-14.1	10	14.1
HL1505	花蓮港務局25 號碼頭規劃地質鑽探工程	BH-5	1-Oct-88	312967	2652733	-14.55	10	14.55
HL1506	花蓮港務局25 號碼頭規劃地質鑽探工程	BH-6	1-Oct-88	312987	2652772	-14.9	10	14.9
HL1507	花蓮港擴建工程地質鑽探	4	17-Jun-76	312986	2652680	-16.5	1.2	16.5
HL1508	花蓮港擴建工程地質鑽探	5	22-Jun-76	312475	2652886	-8.65	1.6	8.65
HL1509	花蓮港擴建工程地質鑽探	6	19-Jun-76	312093	2652509	-7.35	1.95	7.35
HL1510	花蓮港擴建工程地質鑽探	7	20-Jun-76	312445	2652333	-15.8	1.75	15.8
HL1511	花蓮港擴建工程地質鑽探	8	21-Jun-76	312433	2651953	-18.5	2.25	18.5
HL1601	花蓮港務局25 號碼頭規劃地質鑽探工程	BH-7	1-Oct-88	313008	2652811	-15.25	10	15.25
HL1602	花蓮港擴建工程地質鑽探	2	18-Jun-76	313278	2652465	-24	1.7	24
HL1701	花蓮港擴建工程地質鑽探	B3	3-Jun-76	311593	2651943	2.5	20	-1.5

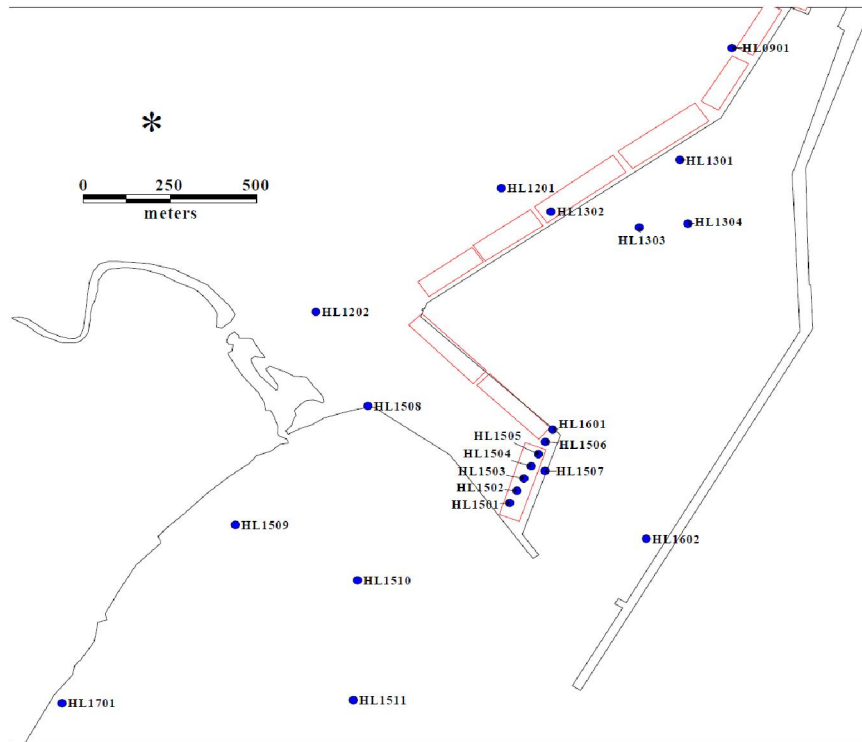


圖 4.1 花蓮港區之 21 個 SPT 鑽探孔位分佈圖

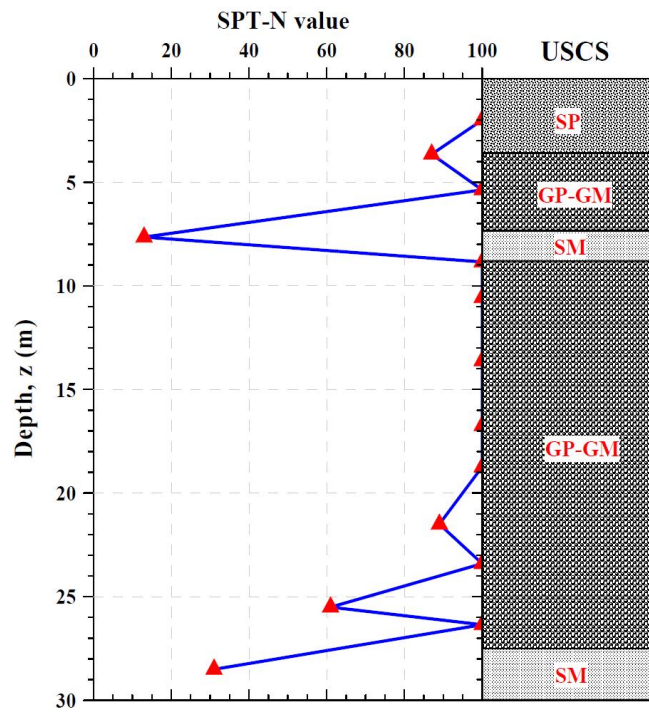


圖 4.2 花蓮港區 HL1202 孔位之 SPT-N 值隨深度變化圖及地層分布

現在根據式(4-1)之液化潛能指數 I_L 、式(4-3)之液化後地盤沈陷量 S_t 、式(4-3) 之抗液化安全係數 FS 轉換式，以及式(4-4)之液化機率指數 PW （採用 Seed 形式邏輯迴歸模式），利用圖 4.3 之液化危害度分析流程，對 HL1202 鑽孔進行液化危害度分析。由於本鑽孔場址屬於堅實地盤，因此將不考慮軟弱地盤之場址效應。而地質資料變異性限於統計資料之不足，此處僅將影響液化潛能最大之 SPT-N 值納入考慮。對於 SPT-N 值之大小係先以鑽桿能量比 ER 作修正，並將 ER 當成考慮 SPT 變異性之參數。此處鑽桿能量比 ER 與土層深度 z 之關係(圖 4.4)乃採用式(4-5) (黃富國，2008a)：

$$I_L = \sum_{i=1}^n F_i \times W_i \times H_i \quad \dots\dots\dots (4-1)$$

式中

$$F_i = \begin{cases} 1 - FS_i & \text{for } 0 \leq FS_i \leq 1 \\ 0 & \text{for } FS_i > 1 \end{cases}$$

$$W_i = 10 - 0.5 z_i$$

$$S_t = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{vi} H_i \quad \dots\dots\dots (4-2)$$

$$\text{Seed form : } P_{liq} = \frac{1}{1 + \exp\{-[\beta_0 + \beta_1(N_1)_{60cs} + \beta_2 \ln(CSRN)]\}} \quad \dots\dots\dots (4-3)$$

式中

$$CSRN = CSR / MSF = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \left/ \left(\frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.56} \right.$$

$$P_w = \frac{\int_0^{20} P_L(z) W(z) dz}{\int_0^{20} W(z) dz} \quad \dots\dots\dots (4-4)$$

$$ER = \begin{cases} 30 + 5z \geq 40 & \text{for } z \leq 6m \\ 60 + 1.5(z - 6) & \text{for } 6 < z \leq 12m \\ 69 & \text{for } z > 12m \end{cases} \dots\dots\dots (4-5)$$

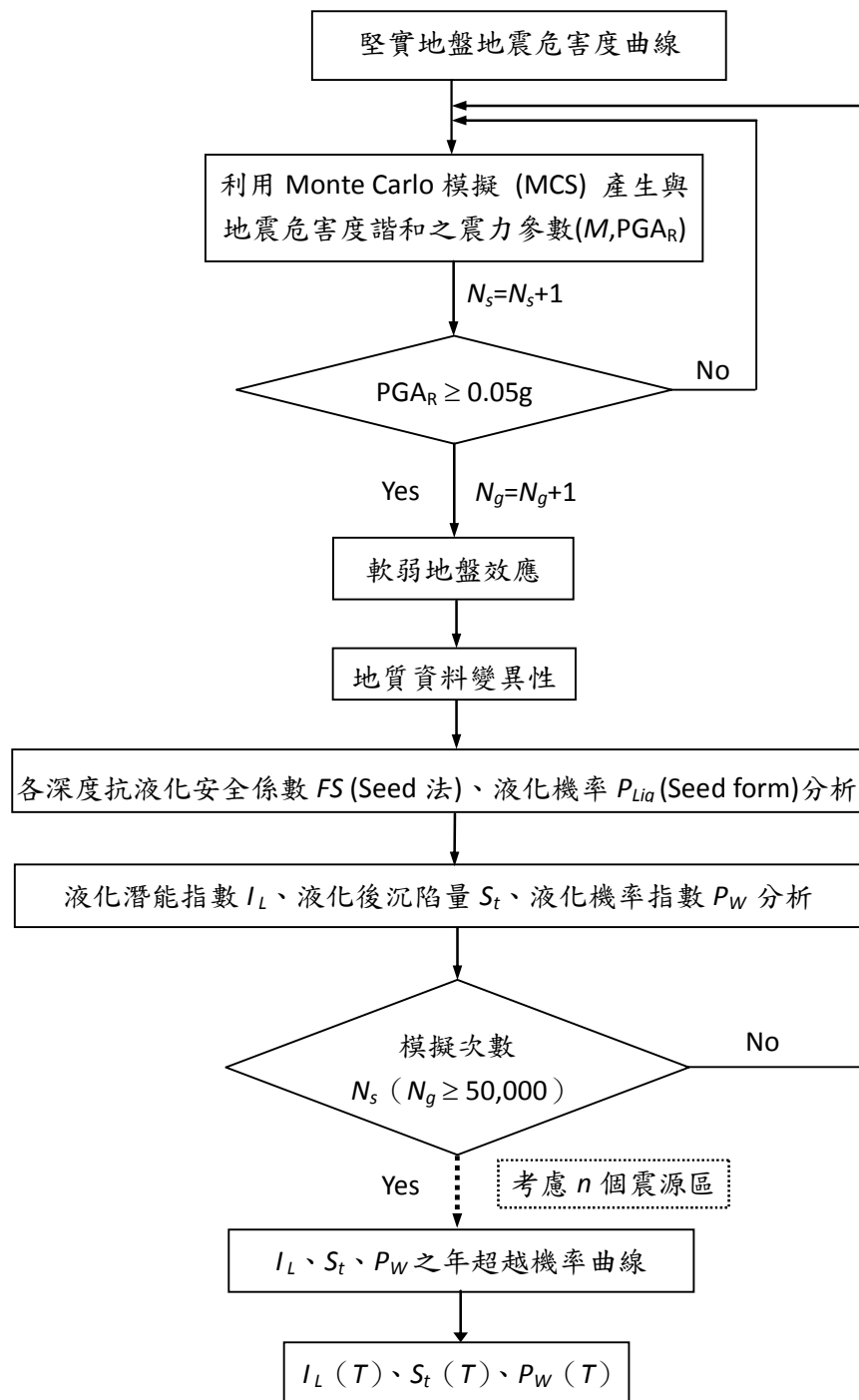


圖 4.3 液化危害度分析流程

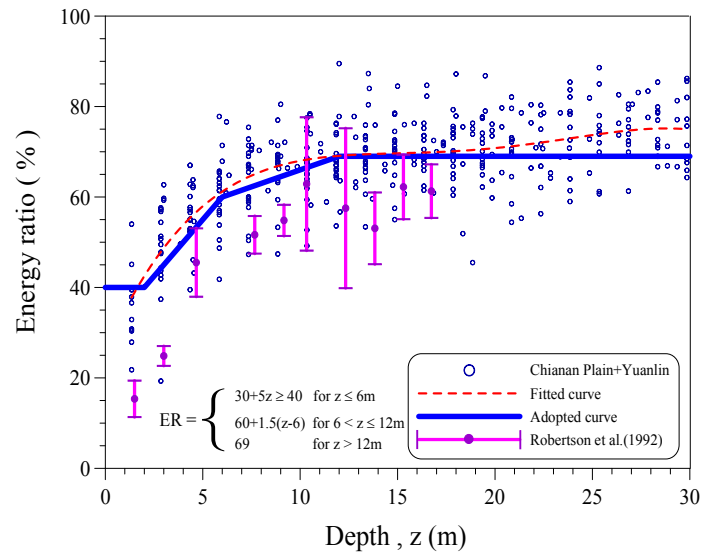


圖 4.4 鑽桿能量比 ER 與深度之關係(黃富國，2008a)

在地下水位之考慮方面，HL1202 鑽孔之水位在地表下 1.7m，由於港區鄰近海邊，水位變化較大，因此假設其變異係數（coefficient of variation, COV）等於 0.5。

圖 4.5、圖 4.6 及圖 4.7 分別為液化潛能指數 I_L 、液化後地盤沈陷量 S_t 、以及液化機率指數 PW (Seed 形式) 之液化危害度分析結果。分析中最大地表加速度共考慮中值 (PGA: 0σ) 及 2 個標準偏差修正 (PGA: 2σ) 二種情況。由圖 4.5 之分析結果可知，在 475 年回歸期（年超越機率=0.0021）及 2500 年回歸期（年超越機率=0.0004）條件下，對應之 I_L 值在二 PGA 情況均小於 5，屬於表 4-2 之「輕微液化」；由圖 4.6 之分析結果顯示，在 475 年回歸期及 2500 年回歸期條件下，對應之 S_t 值在二 PGA 情況均小於 10，地表損害程度屬於表 4-3 之「輕到無之程度」；而由圖 4.8 之分析結果顯示，在 475 年回歸期及 2500 年回歸期條件下，對應之 PW 值在二 PGA 情況均小於 0.30，液化損害程度屬於表 4-4 之「輕微液化」。

綜合前述 I_L 、 S_t ，以及 PW 之三分析結果顯示，將來發生地震時，HL1202 鑽孔場址將僅可能發生「輕微液化」，地表損害程度為「輕到無之程度」，由於花蓮港區場址之地層大多為 SPT-N 值大於 50 之砂礫

石層，由此分析結果可推估土壤液化並不至於對花蓮港區場址造成大的不利影響。

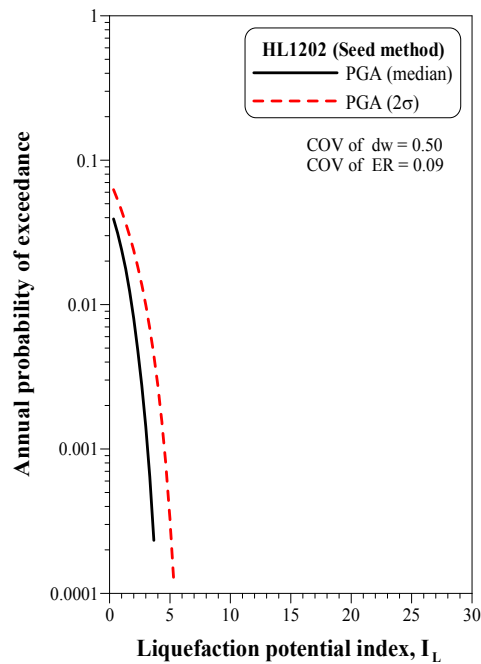


圖 4.5 花蓮港 HL1202 鑽孔場址液化潛能指數 I_L 之危害度

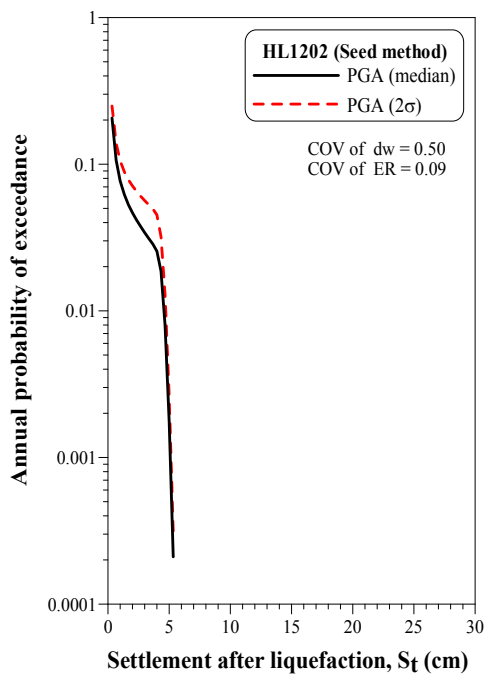


圖 4.6 花蓮港 HL1202 鑽孔場址液化後地盤沈陷量 S_t 之危害度

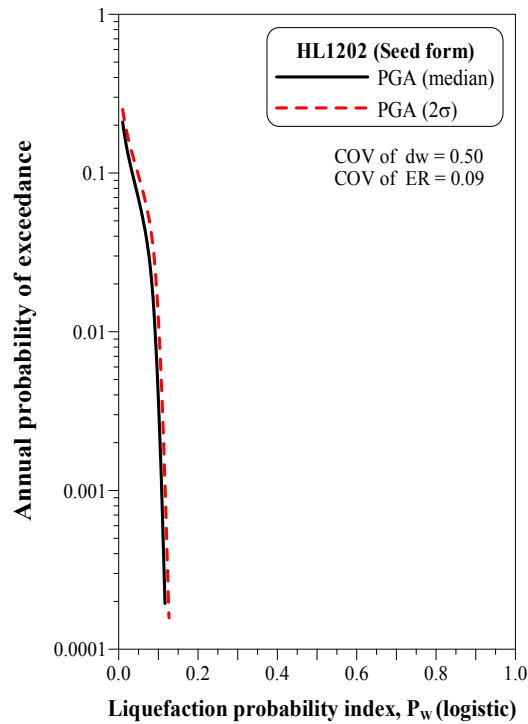


圖 4.7 花蓮港 HL1202 場址液化機率指數 P_w (Seed 形式) 之危害度

表 4-2 液化潛能指數 I_L 與液化程度之關係

液化潛能指數 I_L	液 化 程 度
0	沒有或極少液化
$0 < I_L \leq 5$	輕 微 液 化
$5 < I_L \leq 15$	中 度 液 化
$I_L > 15$	嚴 重 液 化

表 4-3 沈陷量 S_t 與液化損害程度之關係
(Ishihara & Yoshimine, 1992)

結構損害程度	沈陷量 S_t (cm)	地表損害程度及現象
輕至無損壞	$0 < S_t \leq 10$	輕到無之程度，地表有微細裂縫
中度損壞	$10 < S_t \leq 30$	中度損害，地表有小裂縫，砂滲出
廣泛損壞	$30 < S_t \leq 70$	廣泛損害，地表有大裂縫、噴砂、大位移、地盤側移

表 4-4 液化損害程度分類（黃富國，2008b）

液化損害程度分類	P_w	液化損害程度
I	< 0.30	輕微液化
II	$0.30 \sim 0.85$	中度液化
III	> 0.85	嚴重液化

4.4 港灣構造物耐震性能設計架構

4.4.1 耐震性能設計概念

結構性能係指在外力作用下，其所遭受之破壞及這些破壞對國家社會所造成之影響，包括對生命安全之威脅、正常功能之喪失或工作中斷對業主及國家社會所造成之損失、須維修或補強所耗費之時間與費用、對社會環境或歷史文化之影響等。耐震性能設計法 (Seismic Performance Design) 即是以控制構造物在地震力作用下之破壞程度為標的，該方法之基本理念在強調構造物在強烈地震力作用下之非線性變形行為，注重構造物及附屬設施之耐震性能，並以構造物整個生命週期之耐震性能和經濟性(包括設計費、建造費、維護費及可能之損失和修復費用)為主要設計目標，以保證構造物能在各種不同規模的地震力作用下，其耐震性能可滿足業主與國家社會的各種安全、經濟、文化與歷史需求，此法為現今結構耐震設計規範所遵循之方向。

傳統之耐震設計方法係以強度的供需關係為基礎，並以構造物承受單一特定地震力作用下之人命安全為唯一設計目標。雖此一假設使設計方法大為簡化，但若遭遇不同頻率或強度之地震，則難以得知所設計的構造物是否能滿足預期之結構性能及變形行為。儘管傳統之耐震設計方法允許構造物在大地震力作用下之非彈性破壞，但這種非線性變形僅隱含地根據構造物預期之韌性來折減設計地震力，其結構分析方式只限於彈性範圍，此種分析方法較難反映構造物受地震力作用之降伏消能機制及塑性行為。

另外，傳統耐震設計係要求構造物在使用年限內，有足夠的能力抵抗某一可能發生之大地震而不造成生命損失，但結構設計及建造過程之誤差及未來遭遇地震力大小的不確定性，使得這種耐震能力要求仍受到威脅。以往由美國、日本與臺灣等各地所發生的震害顯示，除人命安全外，更多的經濟損失來自於構造物或其附屬設施之損壞所帶來的維修、補強，以及正常營運中斷等。為滿足構造物整個使用年限之綜合經濟利益考量，性能設計法增加構造物破壞控制的耐震目標，讓設計者及使用者均能瞭解構造物在遭遇不同強度的地震時之結構反應及其所具有的耐震能力。

以往耐震設計規範係要求構造物設計須滿足「小震不壞」、「中震可修」、「大震不倒」的原則，因而耐震設計規範採用構造物之重要性係數 I 來間接表達其預期性能，該耐震要求僅定性地隱含在傳統的強度設計法中，並未明確地加以量化，然而性能設計法則要求以直接且透明之參數來表達構造物之破壞狀態或性能，使設計者、業主及使用者等能充分瞭解未來在不同等級地震作用時，構造物可能產生的損失程度及破壞狀況與使用性。性能設計法同時考量結構整體、構件與附屬設施在不同等級的地震危害下之多等級耐震性能目標 (Performance Objectives)，並將構造物在某一設計地震危害下被期望具有的耐震性能加以量化，以建立容許限制值(即性能標準 Performance Criteria)，如此構造物之耐震性能即可採用『在各等級設計地震作用下分析構造物之內力、變形、能量或其他破壞指標 \leq 性能可接受標準』的方式進行檢核。

4.4.2 耐震性能要求與規定

港灣構造物性能要求是以「定性」的描述方式訂立結構物設計目標，而性能規定是將結構物之性能要求轉化成「定量」的方式來表示。上述之性能要求與規定之內容則包括地震等級之定性劃分與地震力定量表達方式，以及所對應性能等級之定性劃分與定量表達，說明如下：

1. 重要度分類

重要度分類為「特定級、A 級、B 級與 C 級」，依照碼頭重要度選擇級別，其分類內容如表 4-5。

表 4-5 各重要度等級之碼頭特性

等 級	碼 頭 之 特 性
特 定	明顯具有 A 級結構物之特性 1 至 3 項之情形者
A	1.結構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2.負有震災後復建工作之重要任務者。 3.儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之重大損失者。 4.結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5.結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。
B	凡不屬於特定、A 級、C 級者
C	特定及 A 級以外之小規模結構物復舊作業容易者。

2. 地震等級

三個等級地震力分別為等級 I 地震、等級 II 地震與等級 III 地震，等級 I 地震為回歸期 50 年之地震，其 50 年超越機率為 63 %；等級 II 地震為回歸期 475 年之地震，其 50 年超越機率為 10 %；等級 III 地震為回歸期 2500 年之地震，其 50 年超越機率為 2 %。

3. 性能等級

從構造物之「使用性」、「修復性」、「安全性」三方面考量，決定設計之性能等級，耐震性能等級定性規定如表 4-6。

表 4-6 耐震性能等級定性規定之建議

損壞等級	使用性	修復性	安全性
第 I 等級	功能正常	不需修復	結構保持彈性
第 II 等級	短期功能喪失	可快速修復	損壞輕微
第 III 等級	長期功能喪失	修復非常困難	損壞嚴重但維持生命安全 (未超過韌性容量)
第 IV 等級	無法恢復營運	須拆除重建	結構崩塌 (超過韌性容量)

資料來源: [INA 2001]

從構造物之「使用性」、「修復性」、「安全性」三方面考量，配合碼頭重要度分類，共有四種分別為特定級、A 級、B 級、C 級，在性能設計主要以非線性行為考量下，將重要度轉換於性能等級的要求上，因此性能等級分級為四級，依序為 I 級、II 級、III 級與 IV 級，各等級碼頭所對應的性能等級如表 4-7。

表 4-7 各等級碼頭所對應的耐震性能要求

性能等級 地震等級	第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
等級 I (50 回歸期地震)	A 級 B 級	C 級	—	—
等級 II (475 年回歸期地震)	特定級	A 級	B 級	C 級
等級 III (2500 年回歸期地震)	—	特定級	A 級	B 級

資料來源：[INA 2001]

考量受到地震利影響下，各類型碼頭及附屬設施可能發生之破壞模式，藉由碼頭破壞可以初步判斷其破壞機制，並可歸納出代表碼頭特性之性能參數作為參考，而重力式沉箱碼頭性能參數參考圖 4.8。

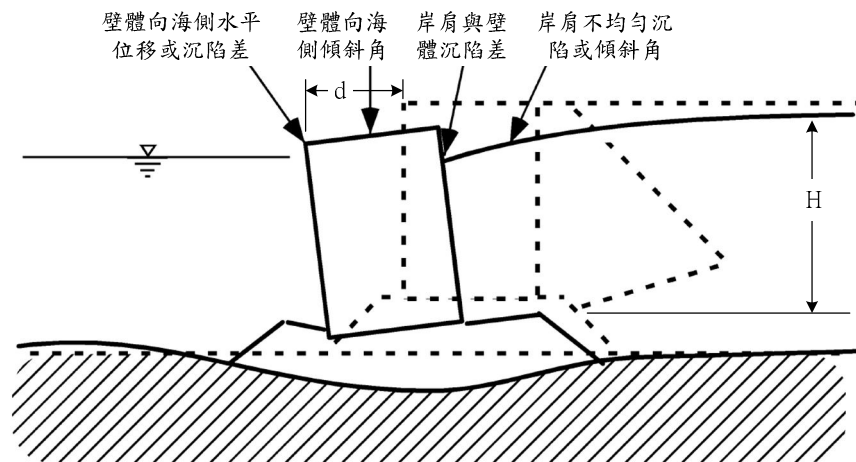


圖 4.8 重力式沉箱碼頭之性能參數

資料來源：[INA 2001]

於設計地震力下各型碼頭可接受標準，重力式沉箱碼頭參考表 4-8；

表 4-8 重力式沉箱碼頭性能可接受標準

性能等級			第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
參數						
殘餘變位	壁體	正規化水平位移 d/H	$<1.5\%$ 或 $d<30\text{cm}$	$1.5\%\sim5\%$	$5\%\sim10\%$	$>10\%$
		向海側傾斜角	$<3^\circ$	$3^\circ\sim5^\circ$	$5^\circ\sim8^\circ$	$>8^\circ$
	岸肩	不均勻沉陷量	$3\text{cm}\sim10\text{cm}$	N/A	N/A	N/A
		岸肩與後線陸地之沉陷差	$30\text{cm}\sim70\text{cm}$	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	$<2^\circ\sim3^\circ$	N/A	N/A	N/A

註：d 為壁頂的殘餘水平變位

N/A 之原文註解為「Not Applicable」，由 INA 設計例可知實際設計時不予檢核。

資料來源：[INA 2001]

4.5 沉箱碼頭動態數值模擬分析

4.5.1 分析程式

根據本所 102 年度辦理「港灣構造物耐震性能設計架構之研究(2/4)」中，動力分析（有限差分法）為適用於沉箱碼頭重要度於各類地震等

級情形下之驗證分析方法，如表 4-9 及表 4-10 所示，因此本研究將採用採用美國 Itasca 公司所發展之 Fast Lagrangian Analysis of Continua 程式（FLAC）進行分析。

表 4-9 各類驗證分析法之應用時機

碼頭重要度 地震等級	特定級	A 級	B 級	C 級
等級 I (50 年回歸期)	—	簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析	簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析	簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析
等級 II (475 年回歸期)	動力分析	動力分析	簡化動力分析 或 動力分析	簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析
等級 III (2500 年回歸期)	動力分析	動力分析	簡化動力分析 或 動力分析	—

資料來源: [INA 2001]

表 4-10 碼頭結構之性能驗證分析法

碼頭種類	簡化分析	簡化動力分析	動力分析	
			結構模擬	土壤模擬
沉箱碼頭	經驗公式或擬靜力分析法 (考量有無土壤液化)	滑動塊分析 利用簡化圖表的參數分析法	有限元素法或有限差分法 線性或非線性分析 二或三維分析	有限元素法或有限差分法 線性（等效線性）或非線性分析 二或三維分析
板樁碼頭				
圓筒碼頭	擬靜力分析法	滑動塊分析		
棧橋碼頭	擬靜力分析法 反應譜法	容量震譜法 (非線性側推) 反應譜法	動力歷時分析法	非線性土壤彈簧
起重機	擬靜力分析法 反應譜法	容量震譜法 (非線性側推) 反應譜法	動力歷時分析法	(不需模擬)

資料來源: [INA 2001]

4.5.2 設定材料參數條件

本研究分析所使用之重力式沉箱碼頭標準斷面如圖 4.9 所示，依材料特性共可分為背填砂區、塊石區、基礎岩盤區及混凝土沉箱，如表 4-11 所示；另為模擬構造物受震時與土壤互制影響而加入界面元素，如表 4-12 所示，阻尼參數如表 4-13 所示，其材料分佈如圖 4.10 所示。

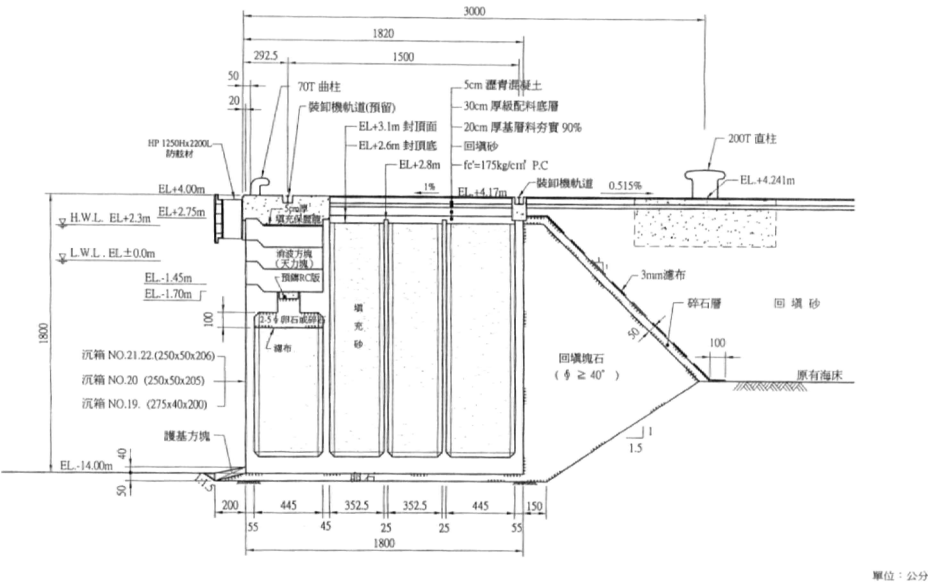


圖 4.9 花蓮港重力式沉箱碼頭之標準設計斷面

表 4-11 花蓮港數值模擬之材料強度

	背填砂	塊石區	基礎 岩盤	混凝土 沉箱
彈性剪力模數 (Pa)	1.03×10^8	3.45×10^8	3.93×10^8	0.8×10^{10}
彈性統體模數 (Pa)	1×10^9	3.3×10^9	3.8×10^9	1×10^{10}
單位重 (kg/m^3)	2000	2000	2000	2000
凝聚力 (Pa)	5000	5000	10000	
摩擦角 (degrees)	35	40	45	
孔隙率	0.3	0.3	0.3	
達西滲透係數	1×10^{-3}	1	1×10^{-8}	

表 4-12 花蓮港數值模擬之材料強度

部 位	正向勁度 (MPa/m)	切向勁度 (MPa/m)	界面摩擦角 (°)
沉箱與背填礫石間	2	2	15
沉箱與基礎礫石間	2	2	30

表 4-13 花蓮港數值模擬之 Rayleigh 阻尼參數表

最小阻尼比 ξ_{\min}	自然頻率 f_{\min}	最小角頻率 ω_{\min}
0.05*	2.0**	4π

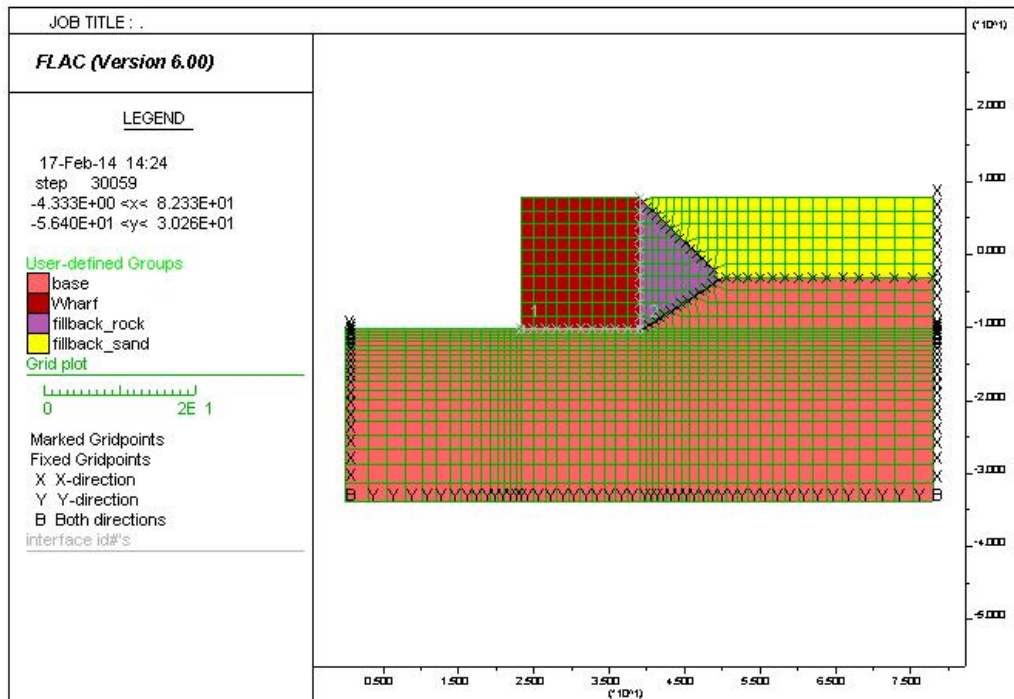


圖 4.10 花蓮港數值模擬之材料強度

4.5.3 輸入地震力

使用之地震紀錄是位於花蓮高中測站（HWA007）的地震紀錄，係採用 1999 年 9 月 21 日震央發生於南投縣集集鎮，規模 7.3 之地震，於花蓮高中測站（HWA007）測得之歷時記錄，選取其中之有效延時 50 秒，依 4.2 節所述 75 年（地震等級 I）、475 年（地震等級 II）及 2500 年（地震等級 III）回歸期之控制地震規模，按所對應各回歸期之 PGA 值等比例縮放至相同震度大小。

4.5.4 模擬分析結果

1. 模擬分析結果

針對花蓮港沉箱進行 75 年、475 年及 2500 年回歸期數值分析結果，如圖 4.11~4.13 所示，顯示碼頭皆有往海側位移之情形，背填區也隨之往海側發生滑移，而使碼頭後線有下陷之情形發生。因此花蓮港沉箱碼頭於 75 年、475 年及 2500 年回歸期地震力作用下，對於碼頭之運作是否產生影響，而以本所建立之耐震性能可接受標準進行檢核。

2. 沉箱式碼頭耐震性能可接受標準之檢核評估

考量花蓮港為配合政府執行「東砂西（北）運」政策，其功能性為東部水泥、礦(砂)石及石材儲運港，以紓解北部地區砂石短缺的問題。當臺灣受強震侵襲後，花蓮港勢必肩負著震後復建工作之重任，也因此倘若花蓮港區震後遭受破壞，其也會重大影響相關區域之經濟及社會活動，依表 4-5 將本案例碼頭特性定位為 A 級碼頭。

而 A 級碼頭之耐震性能要求則依據地震等級 I、II 與 III 所對應至耐震性能之要求，如表 4-14 所示。

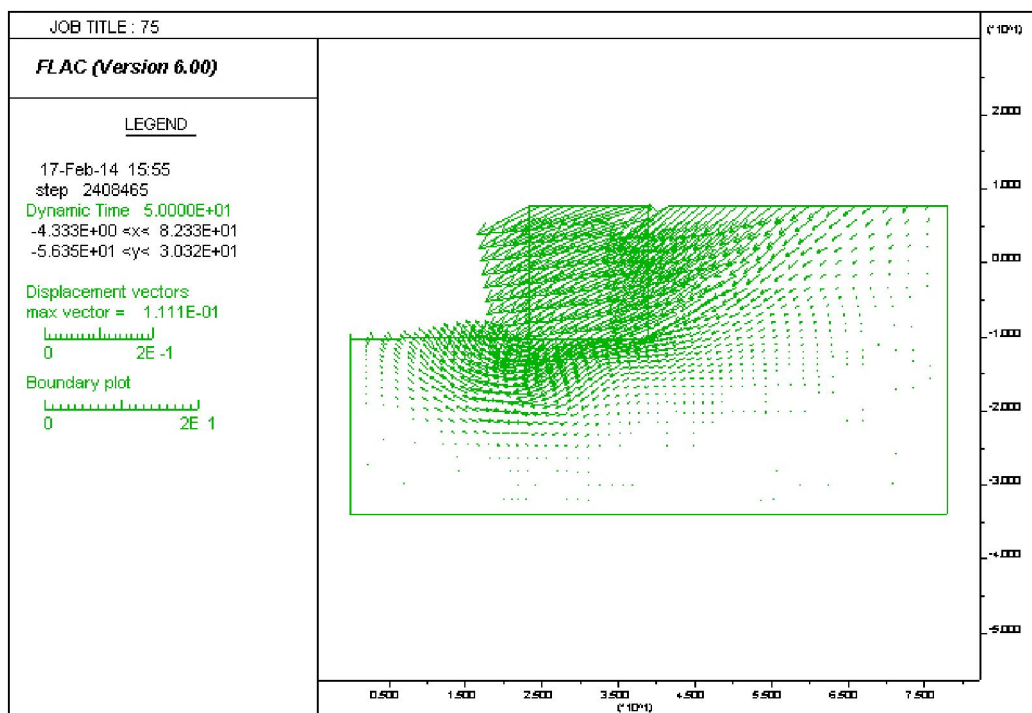


圖 4.11 75 年回歸期數值分析結果

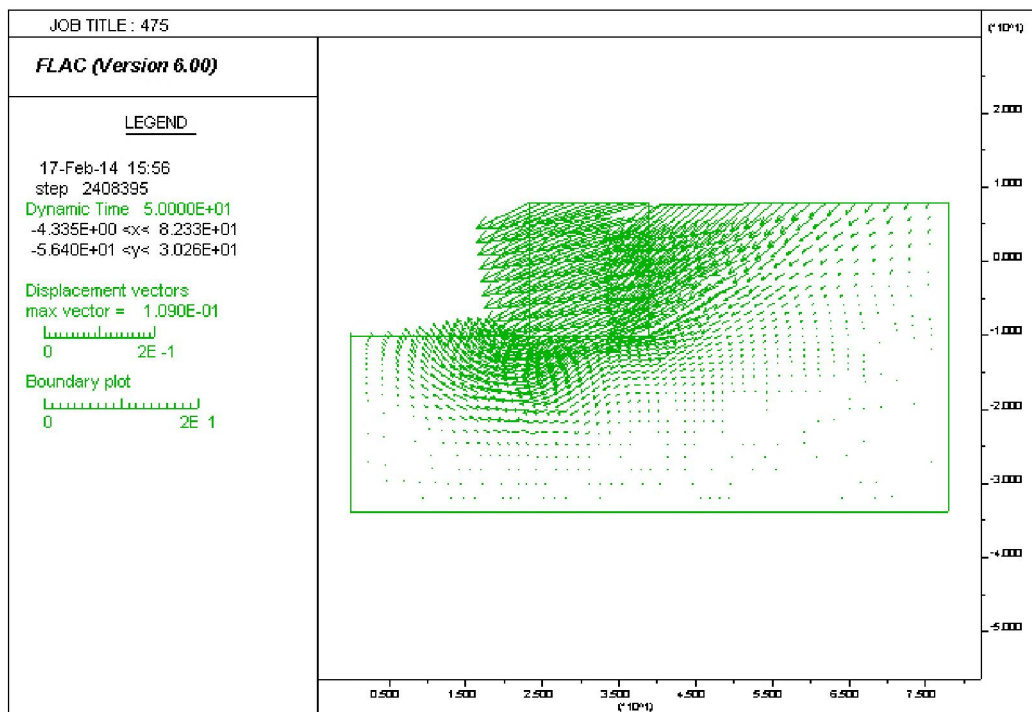


圖 4.12 475 年回歸期數值分析結果

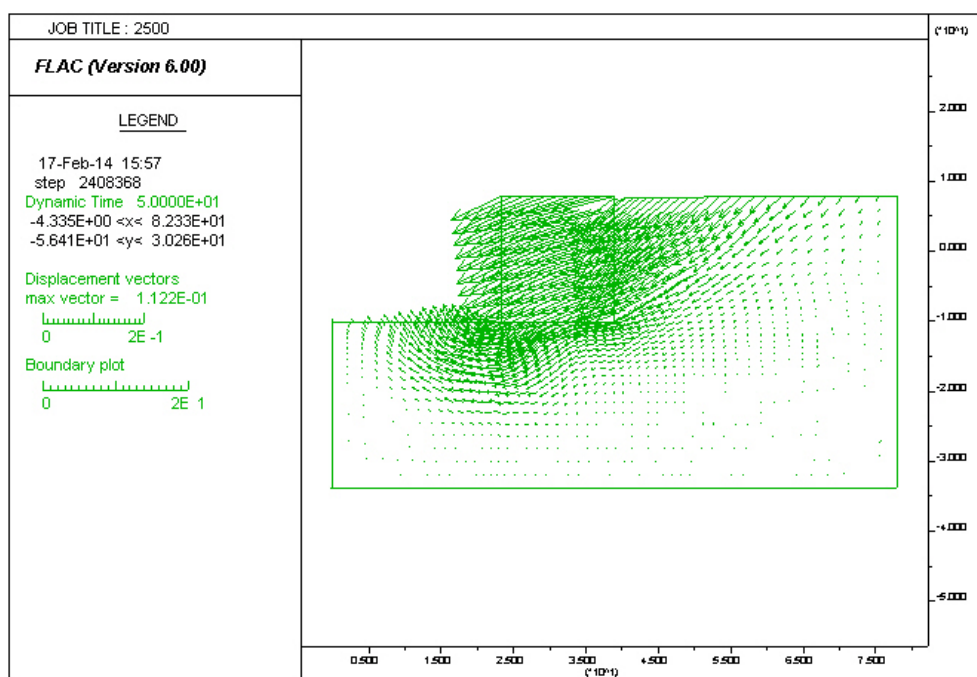


圖 4.13 2500 年回歸期數值分析結果

表 4-14 沉箱（重力式）A 級碼頭之耐震性能要求

地震等級	對應之性能等級描述			
	等級數	使用性描述	修復性描述	安全性描述
等級 I (75 年回歸期地震)	第 I 級	功能正常	不需修復	結構保持彈性
等級 II (475 年回歸期地震)	第 II 級	短期功能損失	可快速修復	損壞輕微
等級 III (2500 年回歸期地震)	第 III 級	長期功能喪失	修復非常困難	損壞嚴重但維持 生命安全 (未超過韌性容量)

表 4-15 為 75 年（地震等級 I）、475 年（地震等級 II）及 2500 年（地震等級 III）回歸期 FLAC 動態數值模擬之分析結果以碼頭耐震性能可接受標準計算之結果，數值皆於標準之內，顯示花蓮港區沉箱碼頭於各回歸期地震作用下，雖於壁體及後線有變位或沈陷之情形產生，但對於碼頭功能性不至於有太大之影響，仍能維持碼頭基本之運作。

**表 4-15 各回歸期地震（75、475 及 2500 年）耐震性能可接受
標準計算結果**

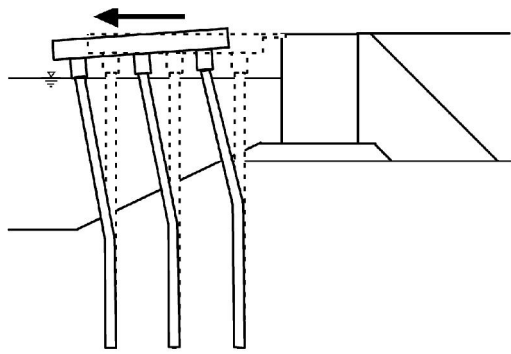
回歸期 (年)	d(m)	d/H	向海測傾斜 角(°)	不均勻沈 陷(cm)	岸肩與後線 陸地之沈陷 差(cm)	向海測傾斜 角(°)
75	-0.09643	-0.54%	-0.61	-6.1688	3.13	-2.44
475	-0.09747	-0.54%	-0.62			
2500	-0.09895	-0.55%	-0.63			

第五章 棧橋式碼頭功能性規定及分析方法探討

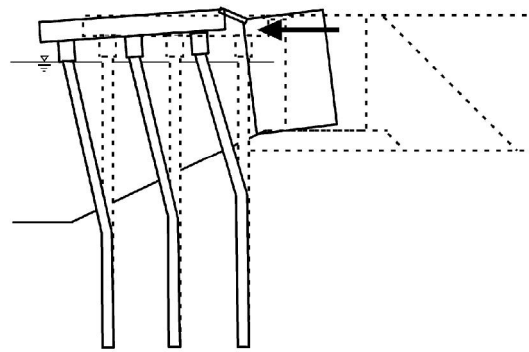
由第四章對碼頭耐震功能性目標的探討可知，國際航海協會之港灣構造物耐震設計基準為一國際性基準，且基準之架構與我國耐震功能性設計之相關規定較為相近，因此本研究建議未來我國港灣構造物之耐震功能性目標可參照國際航海協會之相關規定，再配合公共工程功能性設計準則之規定，增加最大考量地震(2500 年回歸期)等級，修正為本土化之碼頭耐震功能性設計目標；另外，本章將以本研究所建議的功能性目標為基礎，針對棧橋式碼頭，依使用性及安全性，詳細說明國際航海協會對於耐震功能性標準值之規定及使用方式，該基準根據相關之主要參數(例如：樁基、橋面版與擋土設施之變位，基盤面上下樁基部分、橋面版與樁基承台應力應變狀態等)，建立碼頭在各功能性水準下該參數之可接受標準值，以定量的方式表達碼頭結構物之功能性，並作為耐震設計之目標值，以判別功能性目標是否滿足要求。

5.1 棧橋式碼頭功能性可接受標準

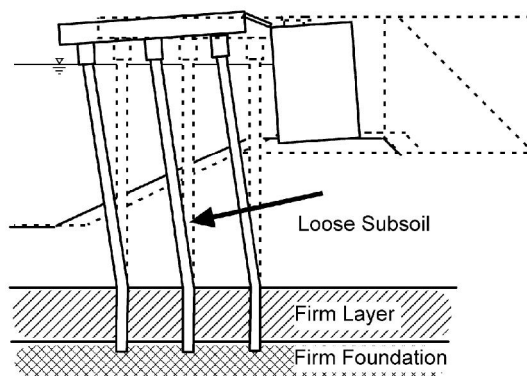
棧橋式碼頭形如橋梁，由橋面版、樁基承台、樁基、與擋土設施組成，此類碼頭在地震中的行為主要受到土壤與結構互制效應之影響。其破壞型式主要有：地震太強烈使結構本身無法抵抗施加於其上之慣性力及其他土、水壓力之作用，造成樁基或頂面之破壞，或因擋土設施背填土較軟或液化使得擋土設施向海側移動，產生水平推力，導致樁基彎矩過大，形成塑性鉸，或因地基含有較軟土層，在地震中發生位移導致基樁破壞。一般棧橋式碼頭的破壞模式如圖 5.1 所示。



(A) 橋面板慣性力作用破壞



(B) 擋土設施水平慣性力破壞



(C) 基底土壤流失破壞

圖 5.1 棧橋式碼頭之破壞模式

資料來源：[INA 2001]

在過去的震害中發現，以原設計規範設計之 RC 斜樁棧橋式碼頭雖然可以有效抵抗水平側向力，但相較於直樁棧橋式碼頭，其剛性較大，震害案例中斜樁有較多應力集中造成斜樁剪力破壞現象，由於 RC 樁彎矩破壞較易修復，因此若要採用 RC 樁，最好用直樁，使結構發生彎曲破壞而非剪力破壞，或者採用其他消能減震技術來提高消能能力，如在樁帽設計容易置換的消能裝置，其強度可抵抗常時載重及等級 I 地震力，但大地震時則允許其降伏消能。另外地震發生頻繁之日本多採用韌性較佳的鋼管樁。

考量碼頭運作之可行性，此類碼頭之破壞參數應以：應力(包括基盤面上下樁基部分、橋面版與樁基承台、連接擋土設施之橋梁)、位移(包

括樁基、橋面版與樁基承台之沉陷量、傾斜角與位移量，橋面版與擋土設施在岸肩部分之沉陷差、岸肩傾斜角、連接擋土設施之橋梁變位等)，或位移韌性比等表示。如圖 5.2 所示。

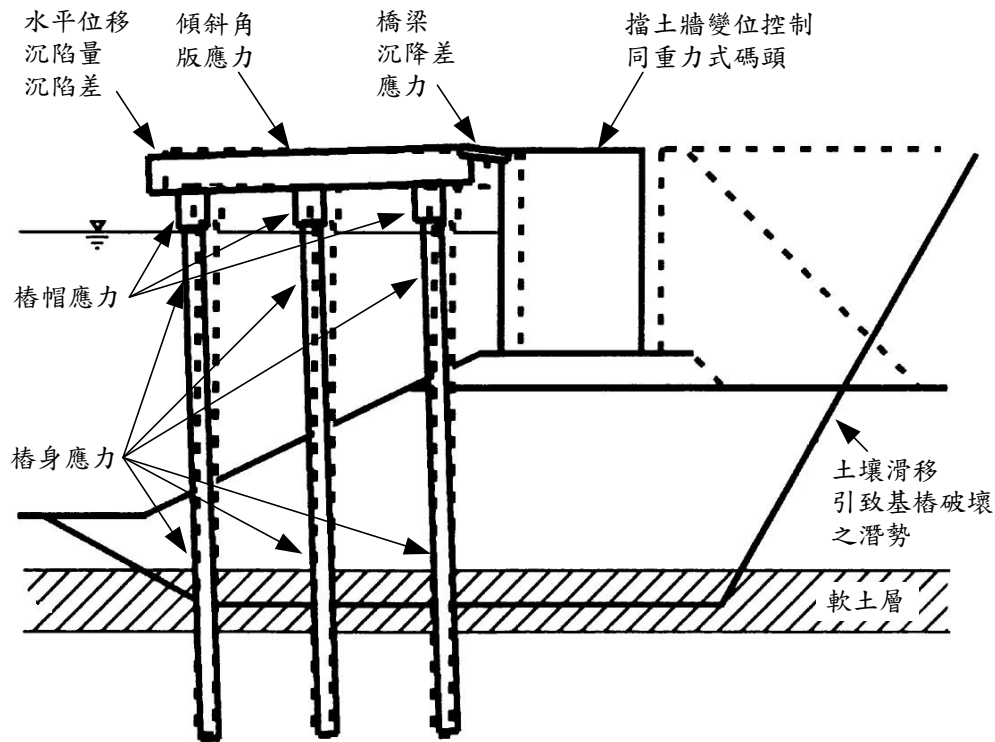


圖 5.2 棧橋式碼頭之功能參數

資料來源：[INA 2001]

為使棧橋式碼頭在震後具有較佳的修復性，國際航海協會建議設計者在設計時應掌握棧橋結構的破壞次序，其順序為樁帽、樁頂、被埋入土層之樁身及橋面版，然而本研究鑒於樁帽與樁頂位置甚近，雖樁帽斷面強度高於樁頂處，但樁帽卻又位於樁頂上方，依據彎矩梯度之觀念很難判定何者會先發生降伏，且兩者皆位於結構易於修復之處，因此本研究建議修改為樁帽與樁頂同列於第一破壞順位，其理想的各部位破壞次序條列如下：

1. 樁帽(樁-版接頭處)或樁頂(樁帽下方)。
2. 埋入土層之樁身。

3. 橋面版。

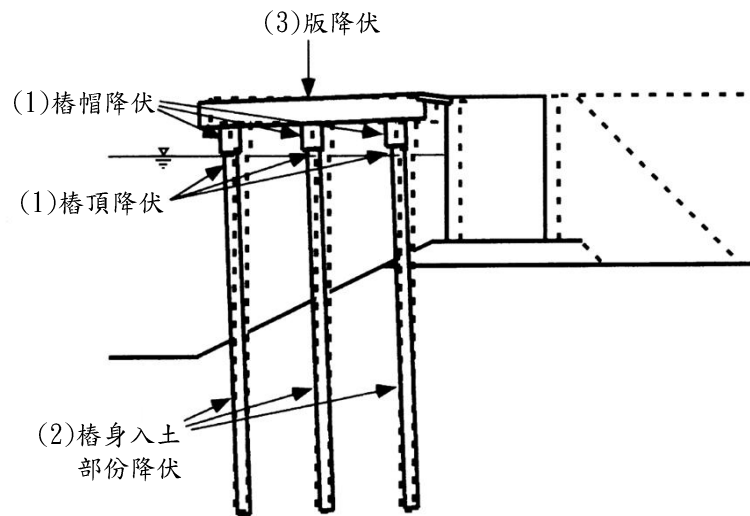


圖 5.3 棧橋式碼頭理想的破壞次序

參考國際航海協會(2001)所頒布之港灣結構物耐震設計準則加以修定，將各等級功能以功能參數之可接受標準值加以建立，橋面板與岸肩之沉陷差、向海側傾斜角僅對第 I 等級功能有量化限制，分別為：小於 10cm~30cm、小於 2° ~ 3° 。另外，對基樁之功能可接受標準值亦可參考表 5-1，其第 I 等級功能要求保持彈性、第 II 等級功能要求控制韌性、第 III 等級功能要求韌性容量未用完(結構不倒：僅允許一根或限量基樁上同時出現兩處塑性鉸)、第 IV 等級功能超過第 III 等級要求，同時基樁應避免剪力破壞，至少在剪力破壞出現以前發生彎曲破壞。

表 5-1 棧橋式碼頭功能可接受標準

功能等級		第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
參數					
殘餘變位	橋面板與岸肩沉陷差異	<10~30cm	N/A	N/A	N/A
	向海側傾斜角	< 2° ~ 3°	N/A	N/A	N/A
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	保持彈性 (僅輕微或無殘餘變形)	控制韌性 (結構可修復)	小於韌性容量 (韌性反應接近崩塌狀態)	超過 第 III 級要求

註：擋土設施與岸肩相關部分可參考重力式碼頭

N/A 為「Not Applicable」，設計時不予檢核。

針對棧橋結構之服務性與修復性，以構材受力之應變量來判斷其是否可修復是最直觀可信的方法，為滿足棧橋式碼頭之修復性，以及避免強震後崩塌，則設計時必須對於結構韌性及桿件材料應變作合理限制，因此對 RC 棧橋式碼頭樁基之功能，可如同 RC 橋柱採用混凝土或鋼筋之應變來表示，另外鋼管樁亦同。本研究建議可參照 INA 規範之規定，例如 INA 2001 指出若採用簡便分析方法計算結構之動態反應，在超越機率較高之等級一地震力作用下，混凝土表面不脫落，考量混凝土圍束效應，斷面邊緣混凝土最大應變不超過 0.004、鋼筋拉應變不超過 0.01；在超越機率較低之等級二地震力作用下，破壞得以控制，對於塑性鉸出現在樁頂與下部埋設處之兩情形，斷面邊緣混凝土最大應變分別不超過 0.025 與 0.008、鋼筋拉應變非埋設與埋設部分分別不超過 0.05 與 0.01。斷面邊緣混凝土最大應變以 $\varepsilon_{cu} = 0.004 + (1.4\rho_{sh}f_{yh}\varepsilon_{smh})/f'_{cc} \geq 0.005$ 計算，其中， ρ_{sh} 為圍束鋼筋之有效體積比、 f_{yh} 為圍束鋼筋之降伏應力、 ε_{smh} 圍束鋼筋最大應力對應之應變（對降伏應力為 40psi 之鋼筋為 0.15、60psi 為 0.12）、 f'_{cc} 為圍束混凝土之抗壓強度，約為混凝土 28 天極限壓應力 f'_c 之 1.5 倍，參考圍束混凝土理論採用計算公式 $f'_{cc} = \left(1.254 + 2.254\sqrt{1 + \frac{7.94f'_l}{f'_c} - \frac{2f'_l}{f'_c}} \right) f'_c$ ，其中， $f'_l = K_e f_l$ 、 $f_l = \frac{1}{2}\rho_{sh} \times f_{yh}$ ， $K_e = \frac{A_{ce}}{A_{cc}}$ 為圍束區混凝土面積與有效圍束面積之比，通常對圓形斷面為 0.95，矩形斷面為 0.75。

對直樁棧橋式碼頭之位移韌性比標準值，可以上述應變標準值經由應變與曲率之關係、曲率與位移之關係而得到。對預應力 RC 構造，預應力鋼筋束之應變增量在第 I 級功能等級要求下不超過 0.005，而在第 II 級功能等級要求下，非埋設與埋設部分應變增量分別不超過 0.04 與 0.015。對鋼結構而言，鋼構件壓應變量在第 I 級功能等級要求下不超過 0.008，而在第 II 級功能等級要求下，鋼構件及內灌混凝土鋼管樁之壓應變量不超過 0.035，而中空鋼管樁之壓應變量不超過 0.025。上述各應變值整理如表 5-2。

表 5-2 棧橋式碼頭第 I、II 及功能等級之材料應變上限值

功能等級	材料類別		應變上限值
第 I 級 (滿足服務性)	混凝土壓應變		0.004
	鋼筋拉應變		0.010
	預力鋼絞線應變增量		0.005
	鋼構件與內灌混凝土鋼管樁壓應變		0.008
	中空鋼管樁壓應變		0.008
第 II 級 (滿足可修復性)	樁-版 接頭 塑性鉸	混凝土壓應變	採註解公式 但小於 0.025
		鋼筋拉應變	0.05
		預力鋼絞線應變增量	0.04
		鋼構件與內灌混凝土鋼管樁壓應變	0.035
		中空鋼管樁壓應變	0.025
	樁身 入土部 塑性鉸	混凝土壓應變	採註解公式 但小於 0.008
		鋼筋拉應變	0.010
		預力鋼絞線應變增量	0.015
		鋼構件與內灌混凝土鋼管樁壓應變	0.035
		中空鋼管樁壓應變	0.025

註： $\varepsilon_{cu} = 0.004 + (1.4\rho_{sh}f_{yh}\varepsilon_{smh})/f'_{cc} \geq 0.005$

資料來源：[INA 2001]

綜上所述，各類碼頭之各等級功能可以經由與其破壞相關的各種參數之可接受極限值來反應，這些極限標準值主要根據「實際震害調查」、「數值分析」及「專家意見」之總結而訂定，在進行設計時，除了參照規範規定之標準值(最低要求)以外，亦可根據業主之實際要求加以修訂。工程師在建立功能要求時，需視對該等級地震力下之功能是否關注，以及所選用之功能參數在所考量之各等級地震力作用下的結構反應分析量化是否有把握，進而選用一個或多個參數表達其功能。

5.2 棧橋式碼頭耐震功能性分析法

在參照碼頭所需之耐震功能要求，依不同地震等級與碼頭重要度下，選擇簡化分析、簡化動力分析及動力分析。簡化分析為傳統的靜力分析法，可應用於初步設計及等級 I 地震作用下之功能驗證，甚至允許應用於 C 級碼頭等級 II 地震的功能檢核。而容量震譜法(非線性靜力側推分析)與動力分析法(動力歷時分析)則通常應用於等級 II 與等級 III 地震的功能驗證分析。

棧橋式碼頭耐震功能性設計的原則，是以能提供港口正常營運為基本考量，因此耐震功能分析時將主要關注與營運功能直接相關之構造物應力狀態及變位。本研究參考現有耐震設計規範、耐震功能準則與相關研究報告所建議的分析方法，加以整理歸納為簡化分析法、容量震譜法(非線性靜力側推分析)與動力分析法(動力歷時分析)，如表 5-3 所示，以下將分別詳細說明。

表 5-3 棧橋式碼頭結構之功能驗證分析法

碼頭種類	簡化分析	簡化動力分析	動力分析	
			結構模擬	土壤模擬
棧橋式碼頭	<ul style="list-style-type: none">• 擬靜力分析法• 反應譜法	<ul style="list-style-type: none">• 容量震譜法 (非線性側推)• 反應譜法	<ul style="list-style-type: none">• 動力歷時分析法	<ul style="list-style-type: none">• 非線性土壤彈簧

5.2.1 簡化分析法

本研究參考國內「港灣構造物設計基準」中之簡化分析法，運用於既有棧橋式碼頭之耐震能力評估，於分析中將碼頭簡化為一平面結構，並假設地震力係由陸側均勻作用於碼頭上部結構，其地震力作用之水平力皆由各樁負擔，計算各樁之應力，並檢核其應力是否小於容許應力。分析步驟簡述如下：

1. 載重分析與外力計算

進行棧橋式碼頭耐震能力之檢核時，其外力係考量由上部結構、超載、操作機具及基樁等項目，所引致的垂直荷重與水平荷重，可依下列流程計算。

(1) 樁之特徵長度與假想固定點推求

首先將基樁之埋入部分理想化為位於 Winkler 型式基礎上之梁模型，接著採用張有齡之等效固定端法。分析時，編號 i 基樁之固定端設定於假想地表面以下之 $1/\beta_i$ 處深度，其中編號 i 基樁之樁—土系統之特徵係數 β_i 之計算方式如下：

$$\beta_i = \sqrt[4]{\frac{k_{h,i} D_{p,i}}{4(EI)_i}} \dots\dots\dots (5-1)$$

式中， $k_{h,i}$ 為編號 i 基樁之橫向地層反力係數(kN/m^3)，該值應以橫向載重試驗求得為原則。於設計階段，如無試驗值，可依 $k_{h,i} = 1500N$ 估算之，其中 N 為標準貫入試驗 SPT-N 值； $D_{p,i}$ 為編號 i 基樁的樁直徑或等效寬度； $(EI)_i$ 為編號 i 基樁的抗彎剛度。

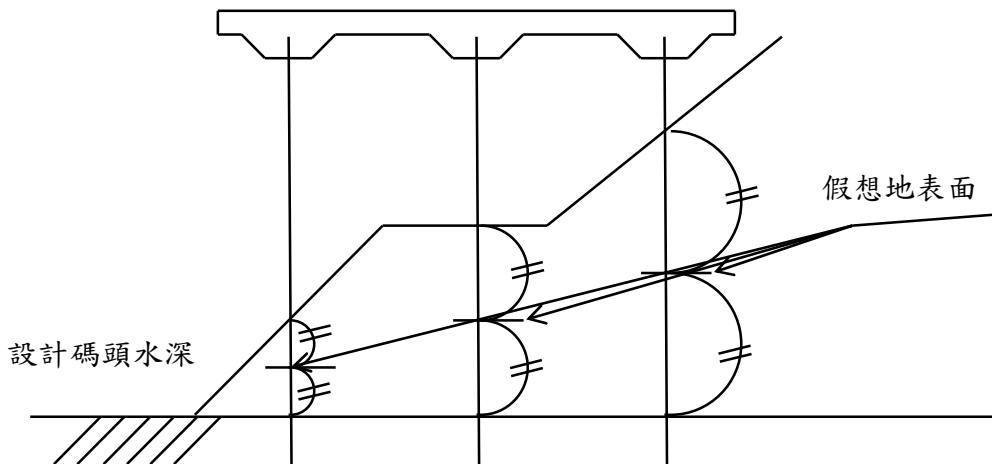


圖 5.4 棧橋式碼頭假想地表面示意圖

對基樁之假想地表面，如圖 5.4 所示，原則上可簡單假設為各基樁位置水深與碼頭設計水深之平均值。若定義假想地表面上編號 i 基樁之樁長為 l_i ，則編號 i 基樁樁頭至假想固定點(如圖 5.5 所示)長度 L_i 即為：

$$L_i = l_i + \frac{1}{\beta_i} \dots\dots\dots (5-2)$$

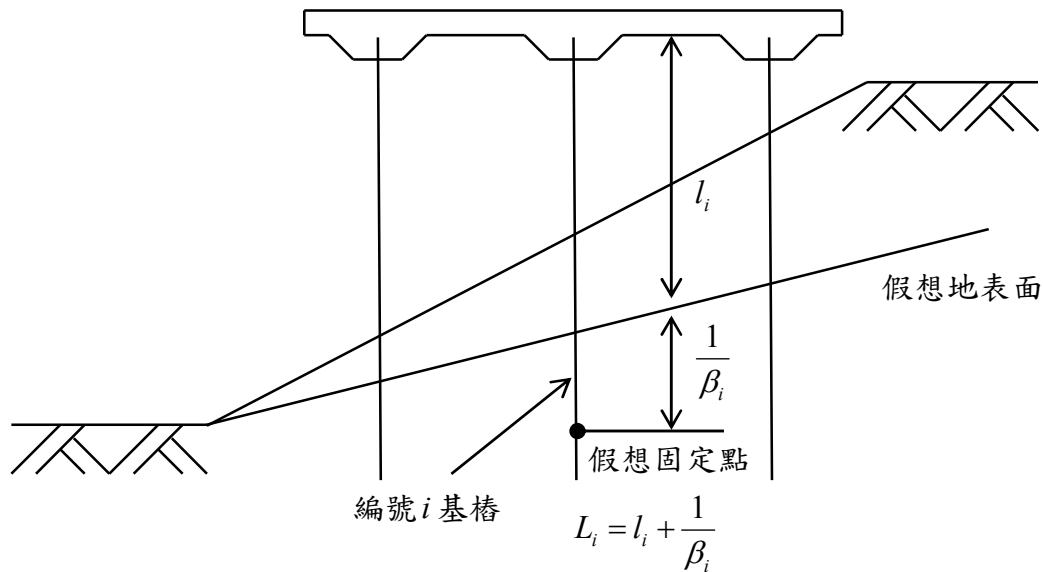


圖 5.5 棧橋式碼頭基樁之假想固定點示意圖

(2)各構件與基樁之內力分析

經由基樁假想固定點求得後，棧橋式碼頭之整體結構確定，即可施加碼頭垂直與水平載重，並以載重組合進行結構靜力分析，可分別得到上部結構大梁與橋面板，以及下部結構直樁與斜樁的構件內力。

2. 上部結構斷面檢核

檢核上部結構構件之彎矩與剪力容量，確保構件容量滿足前述靜力分析所得之構件內力。

3. 基樁斷面及樁頭彎矩檢核

檢核基樁斷面與樁頭之彎矩與剪力容量，確保構件容量滿足前述靜力分析所得之構件內力。

4. 基樁土壤承载力檢核

基樁土壤承载力檢核以容許應力設計為主，包含樁之「抗壓承载力」與「抗拉拔承载力」，並分「常時」與「短期」荷重分別依規範以不同的安全係數進行檢核設計。

5.2.2 簡化動力分析-容量震譜法(非線性側推分析)

棧橋式碼頭結構系統包括頂版、基樁與土壤，其受震反應分析為典型之土壤與結構互制問題。為因應當前功能性設計理念之潮流趨勢，常需採用位移分析法，一般可採 Winkler 基礎模式，以彈簧元素來模擬樁周土壤，藉此簡化分析模型，並適當考量土壤彈簧元素與結構元素之非線性行為，以求取結構物之受震反應與破壞情況，進一步評估結構物之耐震功能。

棧橋式碼頭運用簡化動力分析法在進行耐震功能驗證時，工程界常採取美國 ATC-40(ATC, 1996)所建議之容量震譜法，ATC-40 所提出之容量震譜法，可用來合理地評估結構在設計耐震功能要求需求下之結構反應，現已被廣泛運用於結構耐震能力評估與耐震功能性設計。

此方法的兩個關鍵要項，即為「容量」與「需求」，其具體詳述如下：

1. 容量震譜法之概念

容量震譜法(Capacity Spectrum Method)之基本原理，是將結構物視為一廣義單自由度振動系統，由結構物的頂層側推曲線(pushover curve)及地震反應譜經 ADRS 轉換後求得結構側推容量震譜(capacity spectrum)與地震需求震譜(demand spectrum)，如下圖所示。所得之交點，可視為結構物承受地震力作用時，其近似的最大地震反應。如

以容量震譜法分析一單自由度之結構物，當結構在地震力作用下仍保持於彈性狀態時，亦即結構側推容量震譜與地震需求震譜交於側推容量震譜之直線段，如圖 5.6 中之 A 點。當結構物因地震力作用進入塑性狀態時，則結構側推容量震譜與地震需求震譜將交於側推容量震譜之曲線段，如圖 5.6 中之 B 點甚至是 C 點，則 A、B、C 各點即為不同等級地震作用下所得到的功能點(performance point)，也就是結構物在不同地震需求時所表現的最大反應。

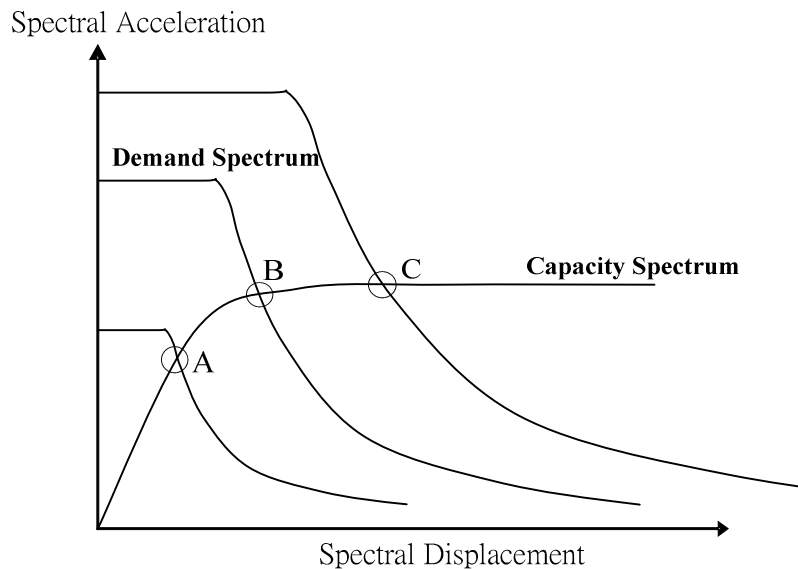


圖 5.6 容量震譜法分析簡介圖

2. ADRS 座標轉換

ADRS (Acceleration–Displacement Response Spectra)格式為以譜位移(Sd)及譜加速度(Sa)為座標之關係圖。容量震譜法(Capacity Spectrum Method)中最後的功能績效點的求得，是將結構側推曲線及地震反應譜轉換成 ADRS 格式之結構側推容量震譜及地震需求震譜，再經結構非彈性之韌性的消能折減進而疊代計算得到。

結構之側推曲線原為基底剪力及頂層位移量之關係圖，經基本震態因子轉換所得之 Sd 及 Sa 關係圖。其轉換公式如下列所示：

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i,1})}{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i,1}^2)} \dots\dots\dots (5-3)$$

$$Sa = \frac{V / W}{\alpha_1} \dots\dots\dots (5-4)$$

$$Sd = \frac{\Delta}{PF_1 \cdot \phi_{roof,1}} \dots\dots\dots (5-5)$$

上列各式參數之意義：

PF_1 = 第一模態之模態參與係數

α_1 = 第一模態之模態質量參與係數

$\phi_{i,1}$ = 正規化第一模態第 i 層振幅

V = 基底剪力

Δ = 橋柱頂層位移量

m_i = 第 i 層質量

W = 結構總重

N = 結構離散質量總數

而地震反應譜為結構物週期 T 與 Sa 之關係圖，則地震需求震譜亦為由地震反應譜經轉換所得之 Sd 及 Sa 關係圖。轉換公式如下列所示：

$$Sd = \frac{T^2}{4\pi^2} Sa \cdot g \dots\dots\dots (5-6)$$

由上述之轉換公式亦可得知，在 ADRS 座標格式中，與座標原點輻射向之結構週期保持常數。

3. 地震需求震譜(Demand Spectrum)

地震需求震譜乃反應結構所承受地震力的大小，經由工址地層資料、土壤特性及震區等因素而求得，並考慮結構進入非線性後非彈性變形產生之消能折減反應譜，其可使用結構之韌性程度對彈性反應譜做折減，此處列舉兩種折減方法：

(1)Newmark and Hall 之 R-T- μ 折減法

所謂的 R-T- μ 修正方法主要是將彈性反應譜，依結構之韌性與長短週期之反應譜特性，分段加以折減而產生非彈性反應譜，因此對於折減因子、結構自然週期與結構韌性的交互關係稱為 R-T- μ 關係。

由於結構物在強震下進入非彈性階段可產生遲滯消能之作用，以降低結構系統於強震時所須提供之耐震強度，因此如何準確的求出非彈性反應譜，即為影響耐震評估結果之關鍵步驟，其非彈性反應譜的求取方法為將結構之彈性反應譜除上一折減因子 R 而形成非彈性反應譜。

一般折減因子 R 的取得主要是以彈性反應譜為基準，再根據特定韌性比之非彈性反應譜，來計算彈性極限強度與非彈性降伏強度之比值，其值即為折減因子 R，其定義如式(5-7)所示：

$$R = \frac{V_u(\mu=1)}{V_y} \dots\dots\dots (5-7)$$

其中： $V_u(\mu=1)$ 為彈性極限強度、 V_y 為非彈性降伏強度

唯式(5-7)為簡化之折減模式，實際上彈性反應譜與非彈性反應譜間之轉換受甚多因素影響，當然其中最重要的是週期與韌性比，而目前對於 R-T- μ 非彈性反應譜修正方法已有大量之研究成果，其結果大致相近。

基本上強度折減因子 R 與韌性比 μ 的關係，可依長短週期分

為等位移與等能量兩種法則，其關係如下所示：

短週期時，依等能量法則： $R=\sqrt{2\mu-1}$

長週期時，依等位移法則： $R=\mu$

而折減因子 R 之使用方法，將以下列各圖按流程說明之。

a.取得受評估之工址彈性反應譜，如圖 5.7。

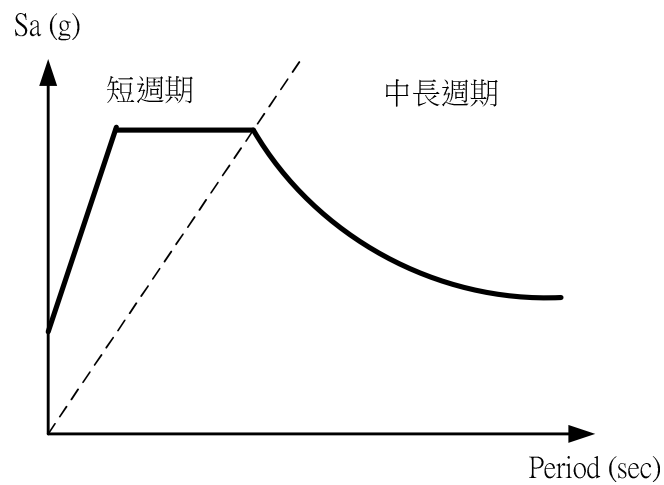


圖 5.7 工址彈性反應譜

b.如圖 5.8 所示，經 ADRS 格式轉換後求得彈性地震需求震譜。

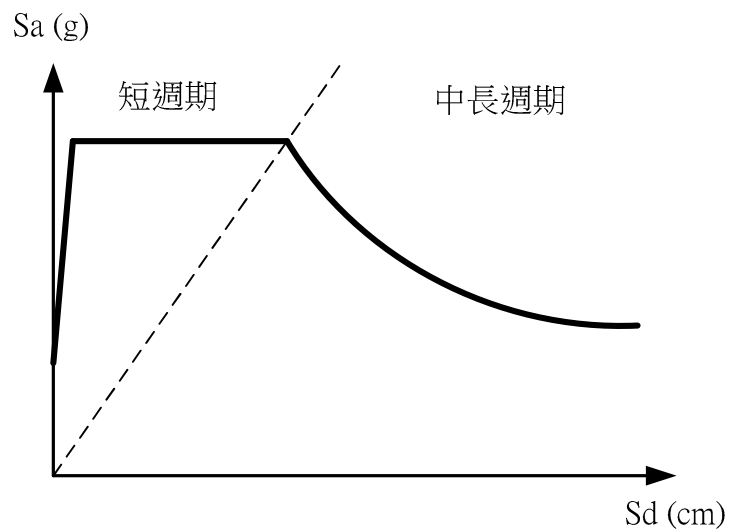


圖 5.8 彈性地震需求震譜

c.如圖 5.9 所示，經由折減因子 R，折減為非彈性地震需求震譜。

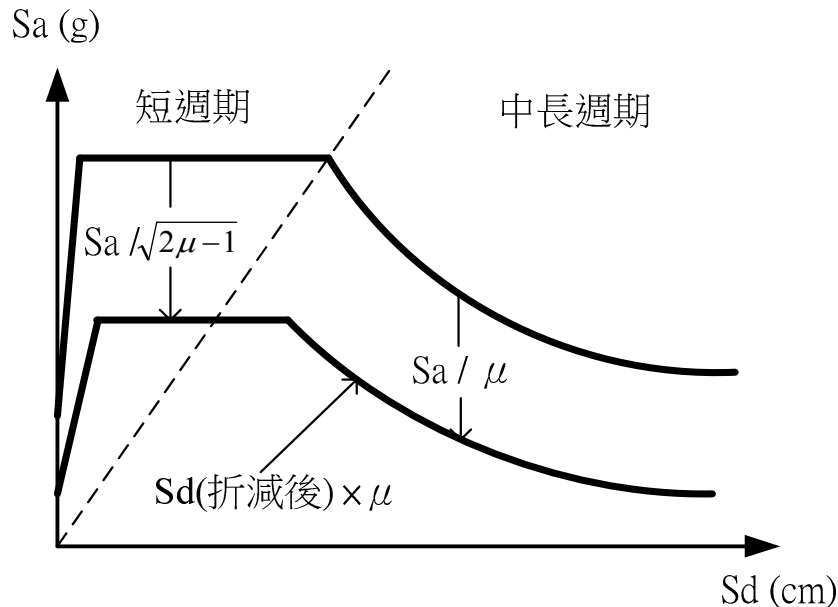


圖 5.9 非彈性地震需求震譜

(2)ATC-40 之等效阻尼比折減法

結構物之最大反應可視為是「自然振動週期」與「阻尼比」的函數，關於結構物非彈性模式的研究有許多文章的發表，這些研究都涵蓋結構系統的韌性考量和彈性系統性質的修正，ATC-40 的方法是使用結構物的等效阻尼的性質，來修正彈性系統性質，以模擬非彈性的反應，當地震力使結構物進入非線性時，其阻尼可視為黏滯阻尼(viscous damping)與遲滯阻尼(hysteretic damping)的組合，而遲滯阻尼可以等效黏滯阻尼比(equivalent viscous damping ratio)來代表其效應，其兩者相加後以等效阻尼表示之。

以前述之 ADRS (Acceleration - Displacement Response Spectra)格式轉換，可將傳統的以週期和譜加速度所構成之地震反應譜，轉成 ADRS 格式之地震需求震譜(demand spectrum)，如圖 5.10 所示。

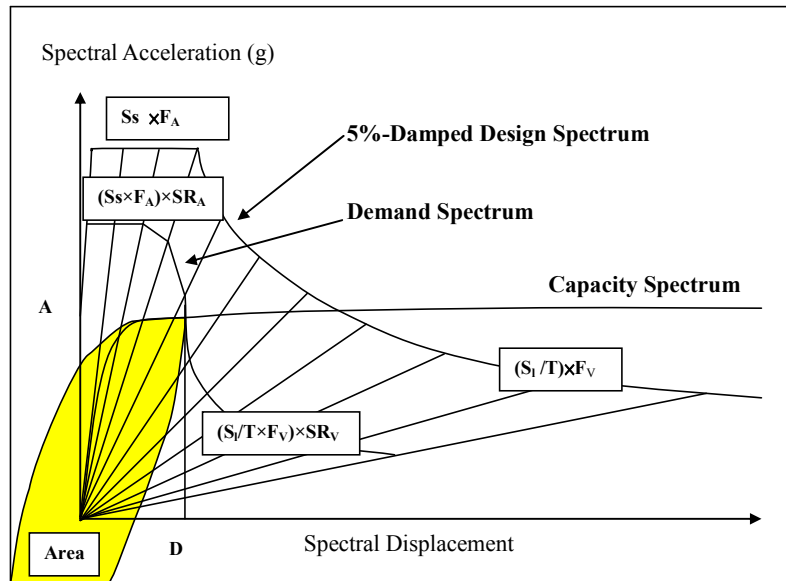


圖 5.10 ATC-40 等效阻尼比折減法

而等效阻尼 β_{eff} ，定義為在地震尖峰的反應期間結構物消散的總能量，而且是結構在彈性時之黏滯阻尼部份 β_E ，和遲滯阻尼部份 β_H 的和，假設超過降伏點有著非彈性反應，則等效阻尼將以下列式 (5-8) 來表示：

$$\beta_{eff} = \beta_E + \beta_H \dots\dots\dots (5-8)$$

彈性阻尼的部份 β_E ，是一個常數，而遲滯阻尼的部份 β_H ，是靠著結構降伏後的遲滯圈在尖峰反應位移為 D 、加速度為 A 時所圍出的面積，如圖 5.10。遲滯阻尼， β_H ，定義如式 (5-9)。

$$\beta_H = \kappa \left(\frac{Area}{2\pi DA} \right) \dots\dots\dots (5-9)$$

上式：

Area 是遲滯迴圈所圍的面積

D 是容量曲線的尖峰位移反應

A 是在尖峰位移 D 時的尖峰加速度反應

κ 是阻尼修正因子

於 ATC-40 中，為考量實際結構物狀況，以阻尼修正因子 κ 來修正結構物實際遲滯迴圈與理想情況下之遲滯迴圈的差異，式(5-9)裡的 κ 因子折減了遲滯阻尼的大小，以所設計的結構物韌性與地震振動時間來模擬循環反應期間遲滯圈的衰減。振動時間以短、中、長來作各別定性的描述，而振動的時間對於結構物的損害仍是最重要的因素。

在實際的需求震譜修正計算上，其遲滯迴圈可以雙線性模式模擬之，如圖 5.11，而所求得之非彈性需求震譜是將彈性需求震譜乘以震譜折減因子(SRA 和 SRV)，此處之修正方法亦和 R-T- μ 修正方法類似，亦即 SRA 是用在反應譜中等加速度段之週期範圍作折減，而 SRV 是用在反應譜中等速度段之週期範圍作折減。

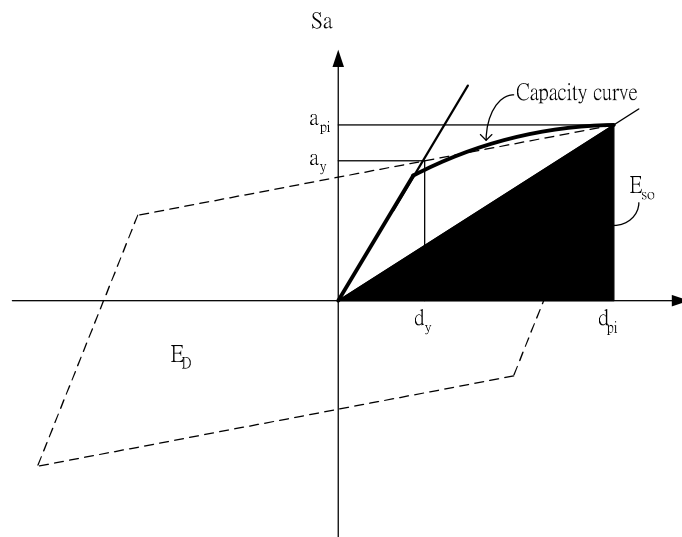


圖 5.11 雙線性模式之遲滯迴圈

如圖 5.11 所示，其等效阻尼比可以下列式子表示：

$$\beta_{eq} (\%) = 5 + \beta_0 \dots\dots\dots (5-10)$$

其中：5 代表 5% 之結構本身的黏性阻尼

β_0 則代表理想遲滯迴圈下所計算之遲滯阻尼，並轉化為等效黏滯阻尼。

$$\beta_0(\%) = \left(\frac{Area}{2\pi DA} \right) = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{so}} = \frac{63.7 \cdot (a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} \cdot d_{pi}} \dots\dots\dots (5-11)$$

其中：E_D 是阻尼之消耗能量，E_{so} 是最大應變能

若為考量實際結構物之狀況，以阻尼修正因子 κ 來修正結構物實際遲滯迴圈與理想情況下之遲滯迴圈的差異時，則等效阻尼比改為下式(5-12)表示：

$$\beta_{eff}(\%) = 5 + \kappa \beta_0 = 5 + \frac{63.7 \cdot \kappa \cdot (a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} \cdot d_{pi}} (\%) \dots\dots\dots (5-12)$$

其中 κ 依 ATC-40 中之建議值計算，如表 5-4 及表 5-5 所示，按結構型式及強震歷時分類之。

表 5-4 結構物分類及所屬型式

強震延時	新結構物	一般現存結構物	結構行為較差的現存結構物
短	TYPE A	TYPE B	TYPE C
長	TYPE B	TYPE C	TYPE C

表 5-5 阻尼修正因子 κ

結構行為種類	β_0 (%)	κ
TYPE A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
TYPE B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.85 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
TYPE C	Any value	0.33

彈性需求震譜因等效阻尼而折減為非彈性需求震譜，其折減量為 SR_A 和 SR_V 兩反應譜折減因子決定之，震譜折減因子是結構物等效阻尼(β_{eff})的函數，定義如下式(5-13)和式(5-14)。

$$SR_A = (3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})) / 2.12 \dots\dots\dots (5-13)$$

$$SR_V = (2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})) / 1.65 \dots\dots\dots (5-14)$$

而 SR_A 和 SR_V 兩反應譜折減因子必須大於等於表 5-6 所規定之最小值，則最後反應譜折減之結果如圖 5.12 所示。

表 5-6 最小容許 SR_A 及 SR_V

結構物行為種類	SR_A	SR_V
TYPE A	0.33	0.50
TYPE B	0.44	0.56
TYPE C	0.56	0.67

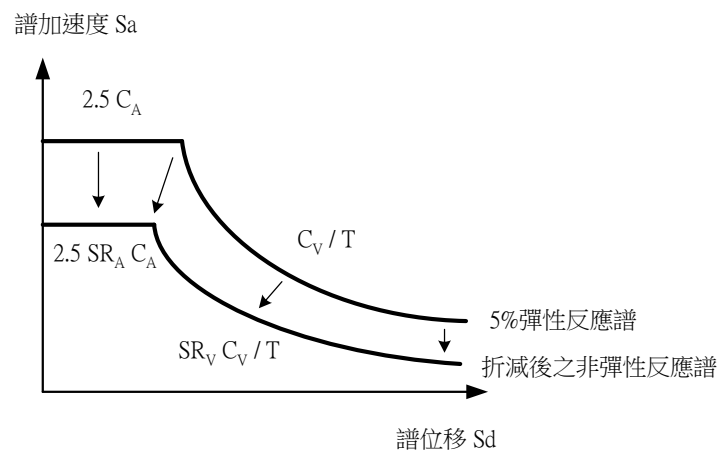


圖 5.12 ATC-40 彈性需求震譜之折減示意圖

4. 結構側推容量震譜(Capacity Spectrum)

結構側推曲線是由側向位移與所對應結構物側向的抵抗力而成的函數所繪製出的曲線，也就是棧橋式碼頭基底剪力-頂層變位關係圖，用以代表碼頭的受震行為，ATC-40 規定，以結構基本振態分佈

豎向力進行結構側推分析，求得結構基底剪力對應結構物頂層位移。為了方便對照地震需求震譜，基底剪力轉變為譜加速度而頂層位移轉換為譜位移，也就是 ADRS 轉換。

結構側推分析為逐步靜力加載，來求取棧橋式碼頭之側推曲線，許多的結構分析商業軟體皆有提供此項功能，且分析程序皆大致相同，所以本文僅介紹結構非線性側推分析之一般程序，其分析流程步驟如下：

- 步驟 1： 建立結構物模型。
- 步驟 2： 設定非線性彈簧，以及塑性轉角特性與位置。(詳參後續 (1)、(2)、(3)項說明)
- 步驟 3： 加上側向力，依規範豎向分配 或 基本振態分配。
- 步驟 4： 計算考慮垂直載重和側向力載重之桿件內力。
- 步驟 5： 調整側向力大小，讓桿件群組能調整在所需之次數程序內完成。因為當桿件達到它的容許強度後就不能承受多餘的側向力。
- 步驟 6： 紀錄基底剪力及控制點位移。
- 步驟 7： 修正降伏桿件的勁度。
- 步驟 8： 施加一個新的增量側力在修正後的結構上使其再產生桿件降伏。
- 步驟 9： 將側向力增量和其相對應的控制點位移增量，加到先前的紀錄中。
- 步驟 10： 重複步驟 7、8、9，直到控制點達到設定位移，所求得之結構側推曲線。
- 步驟 11： 經 ADRS 格式轉換後得到結構物之容量震譜。

(1)樁軸向非線性土壤彈簧設定(日本港灣協會，2009、交通部，1997)

a.樁軸向土壤抗壓承载力上限

軸向極限承载力，應視基樁打設於砂質地層中或粘性土壤地層中，採適宜之公式推算之。

打設於砂質地層中基樁之軸向極限承载力，可依下式計算之。

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s \dots\dots\dots (5-15)$$

式中，

R_U ：基樁軸向極限承载力(kN)

A_p ：樁端面積(m²)

A_s ：基樁表面積(m²)

N_m ：基樁入土全長之平均標準貫入實驗值(N)

N ：樁端地層之 N 值 $\rightarrow N = (N_1 + N_2)/2$

N_1 ：樁端處之 N 值

N_2 ：樁端上端 4B 範圍內之平均 N 值

B ：基樁直徑或寬度

打設於粘性土壤地層中基樁之軸向極限承载力，可依下式計算之。

$$R_U = 8 \cdot C_p \cdot A_p + C_a \cdot A_s \dots\dots\dots (5-16)$$

式中，

R_U ：基樁軸向極限承载力(kN)

A_p ：樁端面積(m²)

A_s ：基樁表面積(m²)

C_p ：樁端處土壤凝聚力(kN/m²)

C_a ：基樁入土全長之平均附著力(kN/m²)

b. 樁軸向土壤抗拉拔承载力上限

基樁上拔試驗，應進行至達最大拉拔力為止，如不可行時，以上拔載重之最大值為最大拉拔力。軟弱粘性土壤層中之摩擦樁，樁端抵抗較小，依載重試驗所求得之極限承载力與拉拔力差異不大，故可以略小於極限承载力之值作為最大拉拔力。

單樁軸向最大拉拔力之推算，原則上應依拉拔試驗決定，未有試驗結果又須進行設計，則採用靜力承載公式推算基樁最大拉拔力，所述靜力承載公式之極限承载力推算方法為準，但不考慮樁端承载力項，即：

砂質地層時

$$R_{Ut} = 2 \cdot N_m \cdot A_s \dots\dots\dots (5-17)$$

粘土地層時

$$R_{Ut} = C_a \cdot A_s \dots\dots\dots (5-18)$$

式中，

R_{Ut} ：基樁軸向極限拉拔力(kN)

N_m ：基樁入土全長之平均標準貫入實驗值(N)

A_s ：基樁表面積(m²)

C_a ：基樁入土全長之平均附著力(kN/m²)

c. 樁軸向土壤彈簧勁度

軸向土壤彈簧設定在樁頭，其勁度 K_{vp} 如下式計算：

$$K_{vp} = K_{v1} \times K_{v2} / (K_{v1} + K_{v2}) \dots\dots\dots (5-19)$$

$$K_{V1} = E \cdot A_1 / L_1 \quad (\text{土面以上的樁軸向勁度 kN/m})$$

$$K_{V2} = a \cdot E \cdot A_2 / L_2 \quad (\text{土面以下的樁軸向勁度 kN/m})$$

$$a = 0.72 + 0.014 \cdot L_2 / D \quad (\text{打擊鋼管樁的補正係數})$$

E ：樁的彈性模數

A_1 ：土面以上的樁斷面積

A_2 ：土面以下的樁斷面積

L_1 ：土面以上的樁長

L_2 ：土面以下的樁長

D ：樁徑

利用樁軸向土壤抗壓承载力上限值、抗拉拔承载力上限值、軸向土壤彈簧勁度等，可決定軸向土壤彈簧的力-位移關係，如圖 5.13 所示。而軸向土壤彈簧設定位置為基樁底部如圖 5.14 所示。

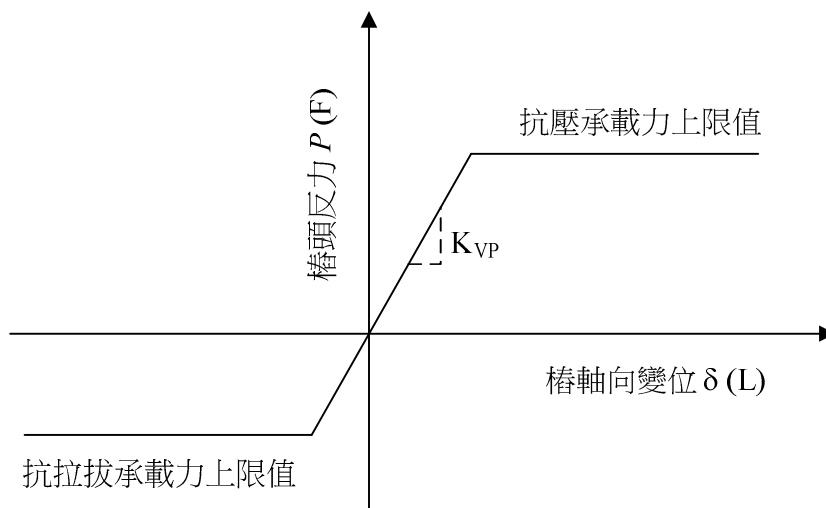


圖 5.13 軸向土壤彈簧力-位移曲線

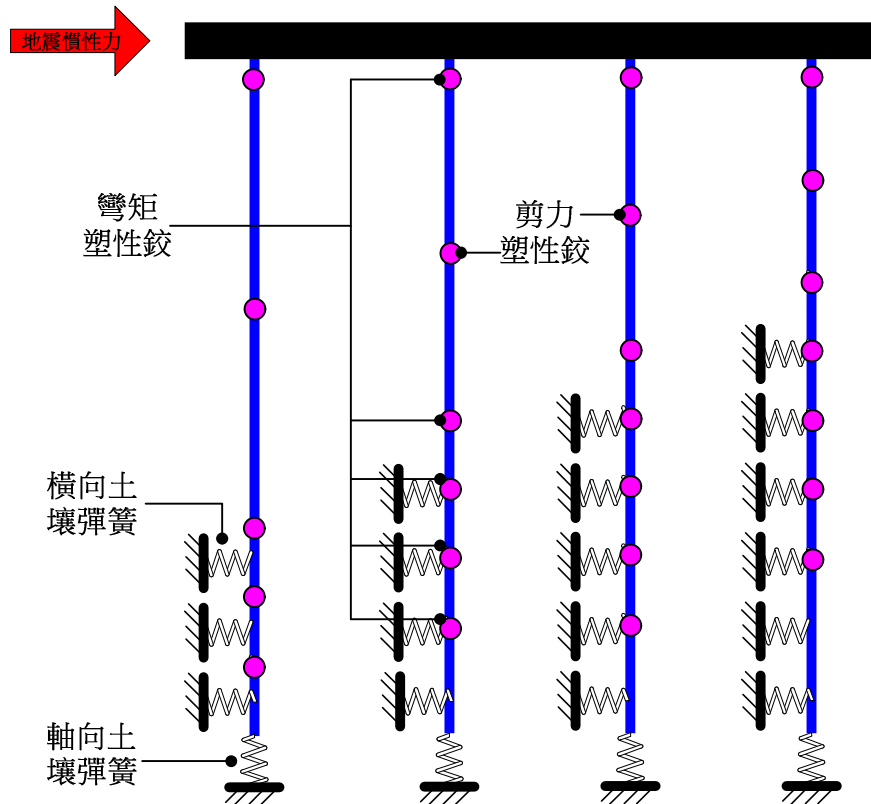


圖 5.14 土壤彈簧與塑性鉸設定位置示意圖

(2) 樁橫向非線性土壤彈簧設定(日本港灣協會，2009、交通部，1997)

本研究採用日本運輸省港灣技術研究所所發展之樁橫向抵抗分析法(p-y curve)，此法亦為我國規範採用，其將地盤分為 S 型地盤與 C 型地盤，地盤反力與樁之變位關係假設如下。

$$p = k_s \cdot x \cdot y^{0.5} \quad (\text{S 型地盤}) \dots\dots\dots (5-20)$$

$$p = k_c \cdot y^{0.5} \quad (\text{C 型地盤}) \dots\dots\dots (5-21)$$

式中，

p ：深度 x 點，基樁單位面積所受地盤反力(kN/m^2)

k_s ：S 型地盤之橫向抵抗常數($\text{kN/m}^{3.5}$)

k_c ：C 型地盤之橫向抵抗常數($\text{kN/m}^{2.5}$)

x ：由地面算起之深度(m)

y ：深度 x 點之基樁變位或撓度(m)

地盤屬 S 型地盤或 C 型地盤，依地盤 N 值依下述原則研判。
於決定 S 型或 C 型地盤時，僅須考慮影響樁橫向抵抗範圍內土層即可。雖然地盤常介於 S 型與 C 型中間，但以取較接近者為原則。

S 型地盤： N 隨深度直線增加，如密度均勻之砂質地盤，或正規壓密之粘土地盤。

C 型地盤： N 值不隨深度改變而為一定時，如表面緊密之砂地盤，或受很大預壓密之粘土地盤等。

橫向抵抗常數 k_s 與 k_c 之值，可由 N 值來推定。在 S 型地盤中，深度每 1.0 公尺 N 值之增加率 \bar{N} 與橫向抵抗常數間之關係，如圖 5.15 所示。C 型地盤之 N 值與 k_c 之關係，如圖 5.16 所示。

N ：標準貫入試驗值

\bar{N} ：S 型地盤 N 值每 1.0 公尺之增加率

依上述計算法可決定橫向土壤彈簧的力-位移關係，如圖 5.17 所示，根據載重試驗結果，土壤彈簧彈性側位移量約為 $0.01D$ (樁徑)，而極限側位移量可依 Terzaghi 建議取 $0.1D$ 。而橫向土壤彈簧設定位置為樁身覆土部分如圖 5.14 所示。

無論是軸向土壤彈簧或是橫向土壤彈簧，使用 SPT- N 值作計算是一相當務實的做法，因為大多數工址皆會進行 SPT 試驗，然而若重要構造物有進行現地載重試驗者，則土壤彈簧設定應以載重試驗結果為依據。

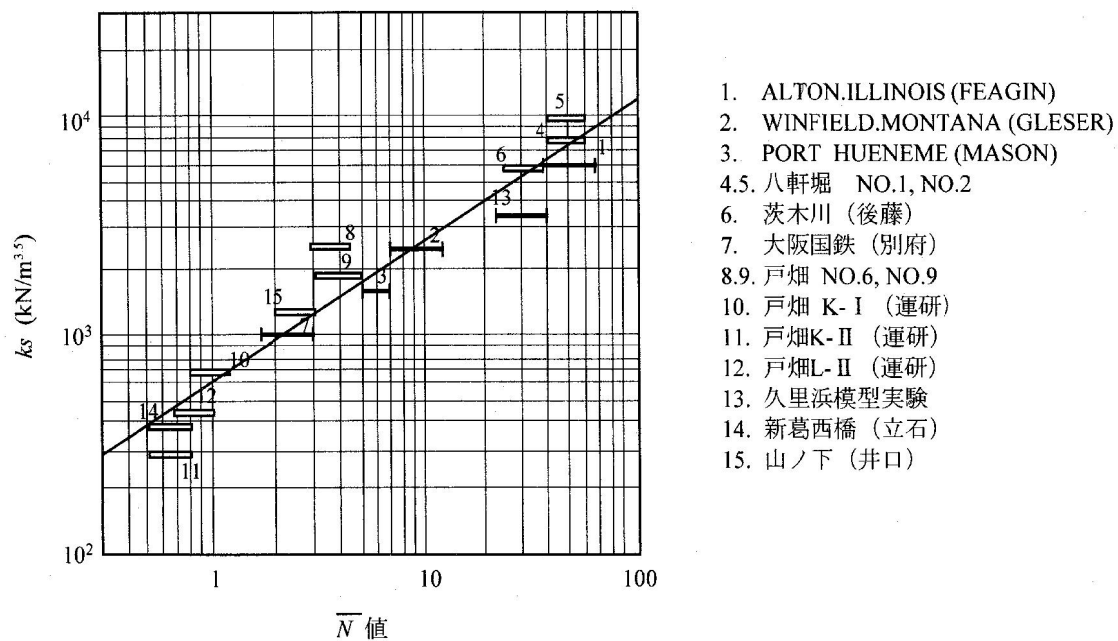


圖 5.15 \bar{N} 值與橫向抵抗常數 k_s 之關係

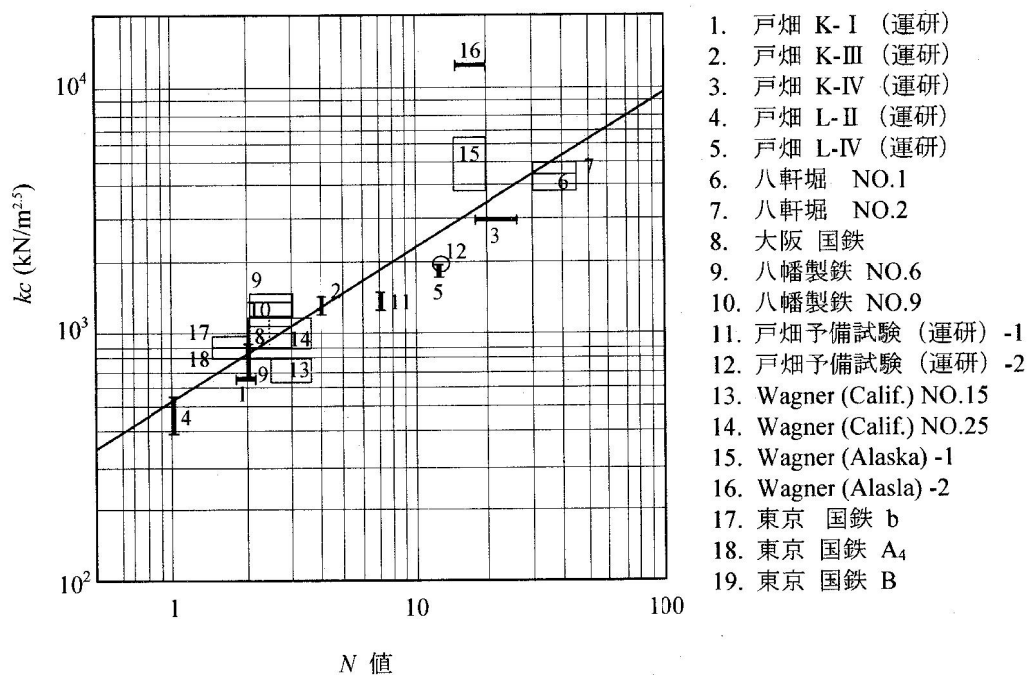


圖 5.16 N 值與橫向抵抗常數 k_c 之關係

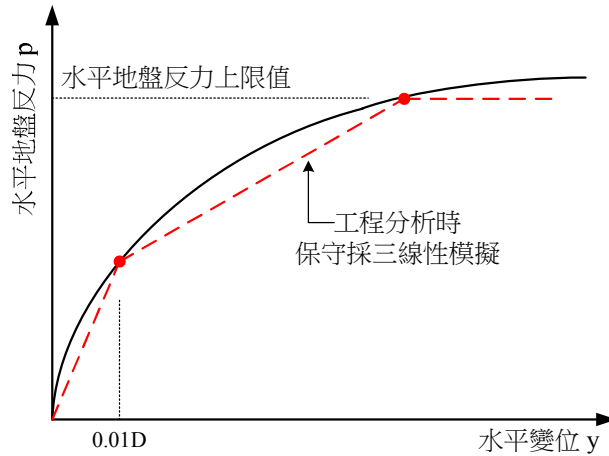


圖 5.17 橫向土壤彈簧力-位移曲線

(3)構件塑性鉸設定(日本港灣協會，2009)

本研究之構件彎矩塑性鉸設定係參考日本港灣設施技術基準的定義，如圖 5.18 所示，且功能性規範對新建設計皆規定需避免構件剪力破壞，在初步設計時即需以斷面容量設計之觀念設計構件剪力強度，因此各構件僅須在可能發生最大彎矩之位置設定彎矩塑性鉸進行非線性分析，依 INA 規範建議 RC 構材塑鉸長度可以公式：

$$L_p = 0.08L + 0.0022d_b f_y > 0.0044d_b f_y$$

其中， L 為構材受力撓曲之反曲點間距離(cm)， d_b 為主筋直徑(cm)， f_y 為主筋降伏強度(kgf/cm²)。

鋼管樁塑鉸長度則可假設為 0.5 樁徑或依實際基樁受力之彎矩梯度作計算。

另外，工程師若希望第二階段驗證時再次檢核確保基樁不會發生剪力破壞，亦可增設剪力塑性鉸，其可用結構分析軟體(如 SAP2000)中預設的剪力塑性鉸加以設定，由於僅需知道剪力破壞是否發生，因此斷面剪力塑性轉角量設定採用軟體預設值即可。相關塑性鉸設定示意位置可參考圖 5.14。

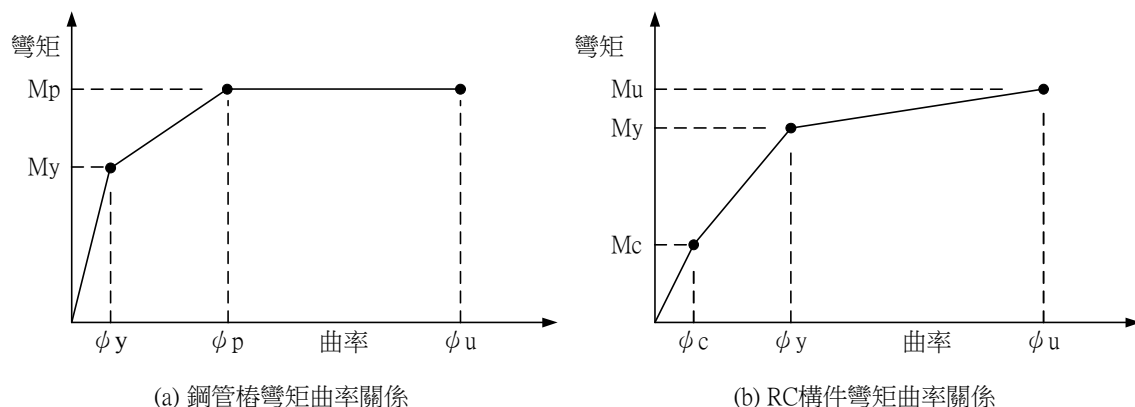


圖 5.18 鋼管樁及 RC 構件彎矩-曲率關係曲線

M_y ：降伏彎矩強度

M_p ：塑性彎矩強度

M_c ：開裂彎矩強度

M_u ：極限彎矩強度

5. 功能點(Performance Point)

功能點(performance point)代表結構物在承受之地震強度下的最大反應。功能點為已表示成 ADRS 座標格式的結構側推容量震譜及地震需求震譜迭代計算而得。其中彈性地震需求震譜隨著結構物進入非線性區域，因構件降伏而使得週期延長且勁度降低，非彈性變形消散部份地震能量，使得結構物耐震能力需求減少，允許依結構韌性程度折減地震需求震譜。當折減後之非彈性地震需求震譜及結構側推容量震譜迭代產生交點時，該點便為功能點。

6. 由功能點之結構反應檢核功能等級要求

由上述容量震譜法產生功能點時，其整體結構行為代表著棧橋式碼頭的最大反應，此時可依其各部構件之應力或應變狀態去判定所設計之碼頭的受震反應是否滿足功能可接受標準。

5.2.3 動力分析法

為求取棧橋式碼頭在實際地震作用下的受震反應，可由有限元素法程式來進行非線性動力歷時分析，分析時考慮棧橋式碼頭之土壤與結構互制作用。結構之模擬亦採用基樁產生塑性鉸，來模擬棧橋式碼頭之非彈性行為，土壤可採用雙線性土壤彈簧來模擬。棧橋式碼頭受震反應分析屬於典型之土壤與結構互制問題，分析時為了保守之故，可採用 Winkler 基礎模式來考慮柔性基礎效應。相關塑性鉸與土壤彈簧之設定可參考容量震譜法(非線性側推分析)。

至於基礎之阻尼與散射效應，由於較為複雜，且通常會造成結構物實際承受之地震強度，較地表自由場運動為低，因此若直接以地表加速度歷時作為輸入運動是較保守的設計。

另外所輸入的地表加速度歷時應為符合規範彈性設計反應譜之人造地震歷時，一般製作人造地震歷時之規定，其必須能反映工址之實際地震特性，歷時分析每一方向地動分量須使用至少三個不同地震事件下與工址附近測站設計反應譜相符之地震紀錄，並取各主軸反應最大者為設計依據。非線性分析時，須同時輸入三正交方向地動分量之地震歷時。近斷層水平地震記錄應能反應其近斷層地震特性，且應轉換為垂直於斷層方向之平面主方向。針對任一組人造地震歷時，其 5% 阻尼比之譜加速度值在 0.2T 至 1.5T 週期範圍內不得低於設計地震規定之譜加速度值之 90%，且在此週期範圍內之平均值不得低於上述規定之譜加速度值之平均值，其中 T 為所考慮方向之構造物基本振動週期。

利用非線性動力歷時分析，其優勢為可以充分考量真實情況，獲得可信的受震反應結果，但其運算成本耗費過於龐大乃最大缺點。

第六章 既有棧橋式碼頭功能性評估探討

本章將以高雄港某棧橋式碼頭為實例，依據碼頭結構的基本設計資料(長榮海運，1989)，分別以簡便分析法、簡便動力分析法及動力分析法，以 SAP2000 商用軟體來輔助評估既有碼頭結構物之耐震功能性。

6.1 案例基本資料

本案例為斜樁棧橋式碼頭，碼頭標準斷面圖詳如圖 6.1 所示，碼頭上部結構為鋼筋混凝土梁版系統，下部結構為鋼管樁組成，基樁尺寸分別為直徑 80 公分，厚 1.2 公分。碼頭之一般條件、自然條件、材料強度、載重等基本設計資料如下說明。

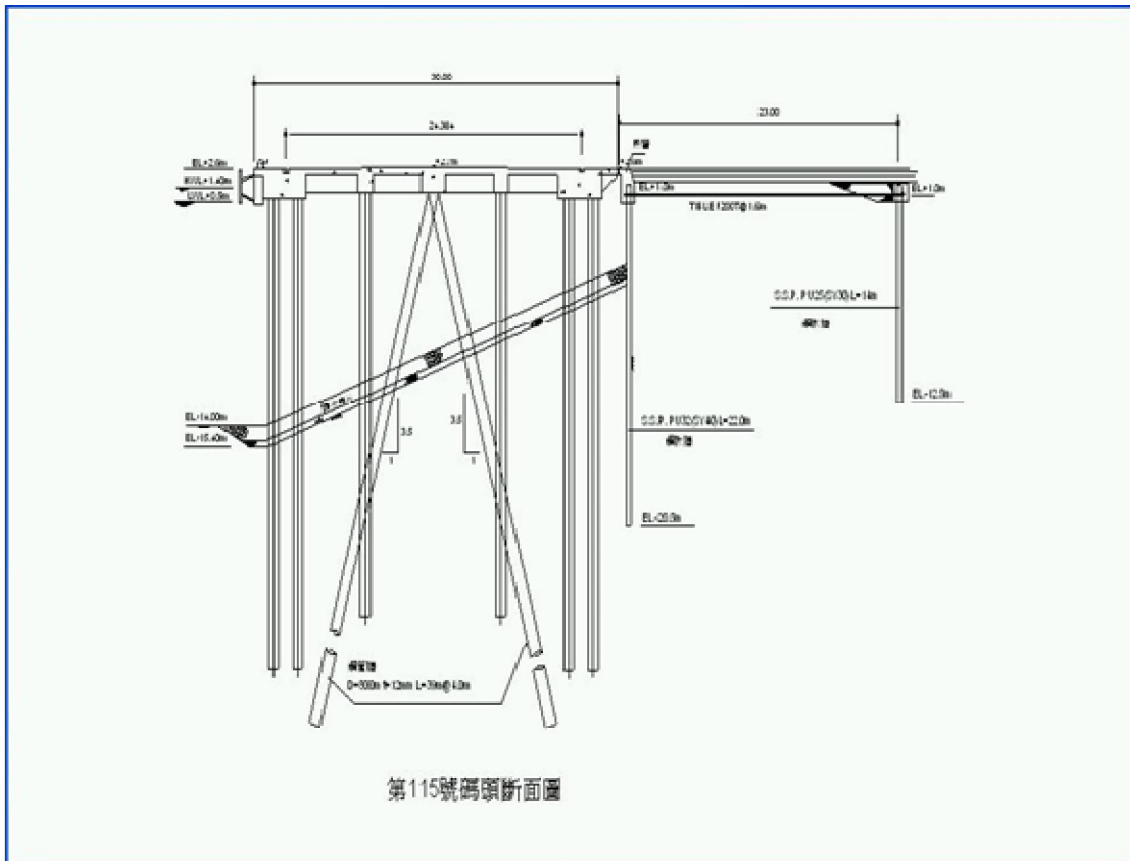


圖 6.1 碼頭現況斷面示意圖

1. 一般條件

碼頭泊船噸位：55,000GT

設計水深：EL.-14.0M

碼頭面高程：EL.+2.6M

碼頭長度：277 M

2. 自然條件

潮位：H.H.W.L. EL.+2.6M

H.W.L. EL.+1.2M

M.W.L. EL.+0.6M

L.W.L. EL.+0.3M

L.L.W.L. EL.+0.0M

3. 載重

平時：4 (t/m²)

地震時：2 (t/m²)

4. 單位重

鋼材 7.85t/m³

鋼筋混凝土 2.45 t/m³

5. 材料強度

混凝土

混凝土 $f_c' = 210 \text{ kgf/cm}^2$

構造用鋼材、鋼管樁 SS41(SS400) $F_y = 2400 \text{ kgf/cm}^2$

彈性模數 $E_s = 2.1 \times 10^7 \text{ tonf/m}^2 = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

6. 土層資料

依據碼頭後線地質鑽探資料簡化分析土層為 3 層，碼頭耐震功能性評估相關土壤參數整理如表 6-1 所示。

表 6-1 碼頭耐震功能性評估土壤參數

高程(M)	r_t (T/M ³)	C (T/M ²)	ϕ (deg.)	N
0~-5.0	1.0	1	30	5
-5.0~-15.5	1.0	0	33	15
-15.5~-35.0	1.0	0	35	20

7. 地震力

由第四章之探討，棧橋式碼頭之三等級地震力如表 6-2 所示。

表 6-2 棧橋式碼頭之三等級地震力

地震等級		地震力計算公式
等級 I 地震	約 50 年回歸期	$V_{\min} = \frac{S_{a,II}}{3.25\alpha_y} W$
等級 II 地震	475 年回歸期	$V_{II} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{a,II}}{F_u} \right)_m W$
等級 III 地震	2500 年回歸期	$V_{III} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} \right)_m W$

其中 $S_{a,II}$ 為等級 II 地震工址設計水平譜加速度係數， $S_{a,III}$ 為等級 III 地震工址設計水平譜加速度係數， α_y 為起始降伏地震力放大倍數， F_u 為結構系統地震力折減係數， W 為結構物自重。

因本案例工址位於高雄市旗津區，依據建築物耐震設計規範(內政部，2006)之臺灣地區震區水平譜加速度係數，查得 $S_s''=0.5$ 、 $S_1''=0.35$ 、 $S_s'''=0.7$ 、 $S_1'''=0.5$ ，考慮震區工址之地盤效應(15<平均 SPT N<50，屬第二類地盤)及結構周期($T_1=0.915$)， α_y 起始降伏放

大倍數取 1.0，計算得等級 I 地震力 $V_I = 0.16W$ 、等級 II 地震力 $V_{II} = 0.22W$ 、等級 III 地震力 $V_{III} = 0.25W$ 。

8. 土層液化機率

液化潛能評估之尖峰地表加速度 PGA 設定值以三等級地震之設計 PGA 作輸入，分別為等級 I 地震 $PGA = 0.4S_{DS}/3.25 = 0.07g$ ，等級 II 地震 $PGA = 0.4S_{DS} = 0.22g$ ，等級 III 地震 $PGA = 0.4S_{MS} = 0.28g$ 。依據本所賴聖耀本土化液化潛能評估理論(賴聖耀 2001，賴聖耀 2002，賴、謝 2002)、，以 GIS 軟體模擬該碼頭後線鑽孔深度之液化機率顯示，在地震規模 $M=6.5$ ，等級 I 地震力作用下，土層於高程 -3~-5 公尺處可能產生輕微之液化現象，如圖 6.2 所示。等級 II 地震力作用下，土層可能液化深度高程為 -3~-11 公尺處，如圖 6.3 所示。等級 III 地震力作用下，土層可能液化深度高程為 -3~-11 公尺處，如圖 6.4 所示。

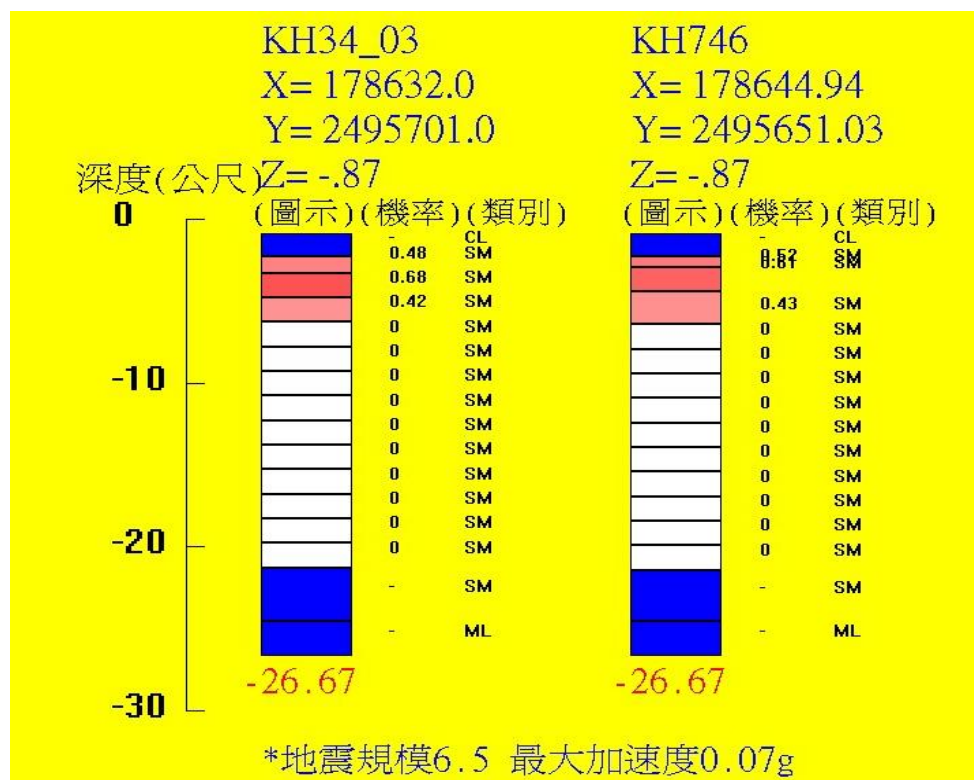
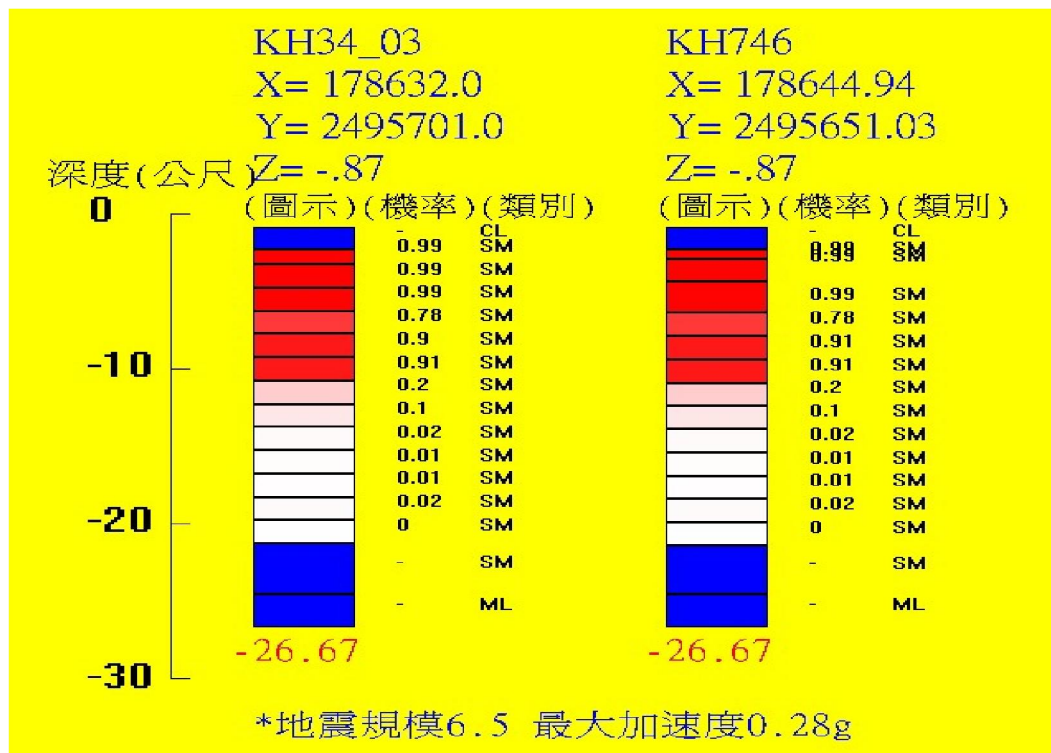
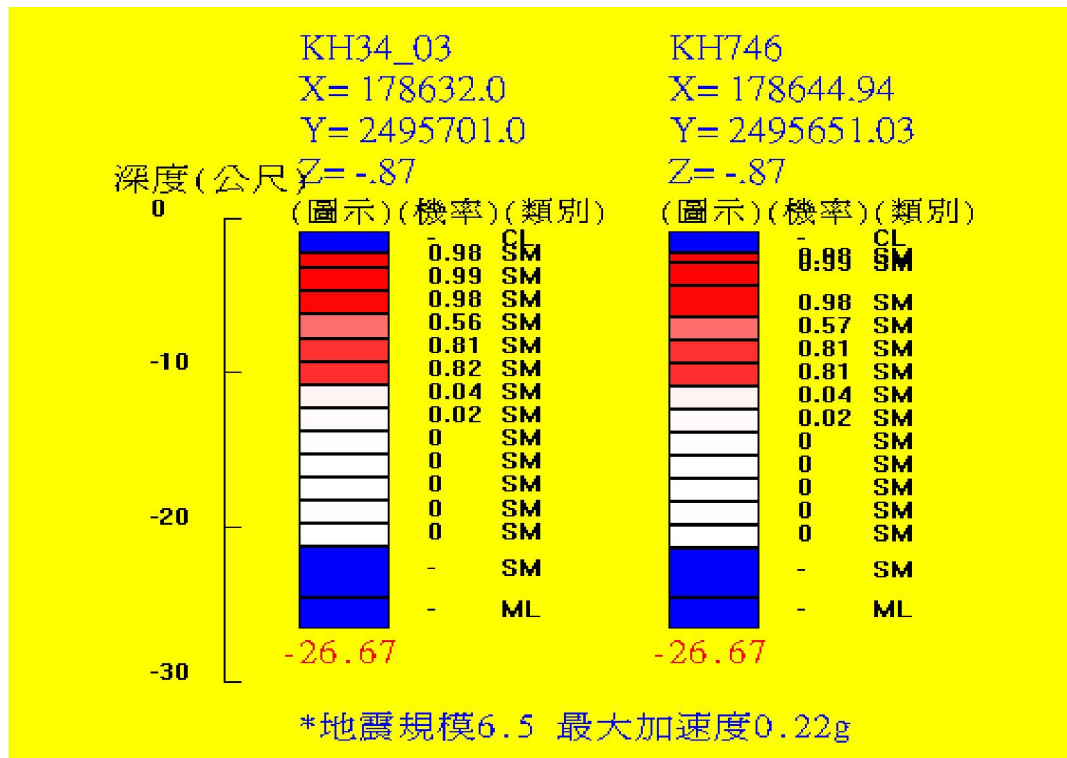


圖 6.2 等級 I 地震力碼頭鑽孔深度之液化機率



9. 分析單元

規範針對碼頭單一振動單元的長度規定係依據施工時澆鑄混凝土的能力，其約為 30 公尺左右，因此本案例碼頭之分析單元取平行法線方向(X 向)32 公尺，垂直法線方向(Y 向)30 公尺為耐震評估單元，平面配置如圖 6.5 所示。另外，因碼頭長度(X 向)達 277 公尺，且過去碼頭之地震損害主要以垂直法線(Y 向)之方向為主，故本案例之後續耐震能力評估僅以碼頭 Y 向之耐震能力為主。

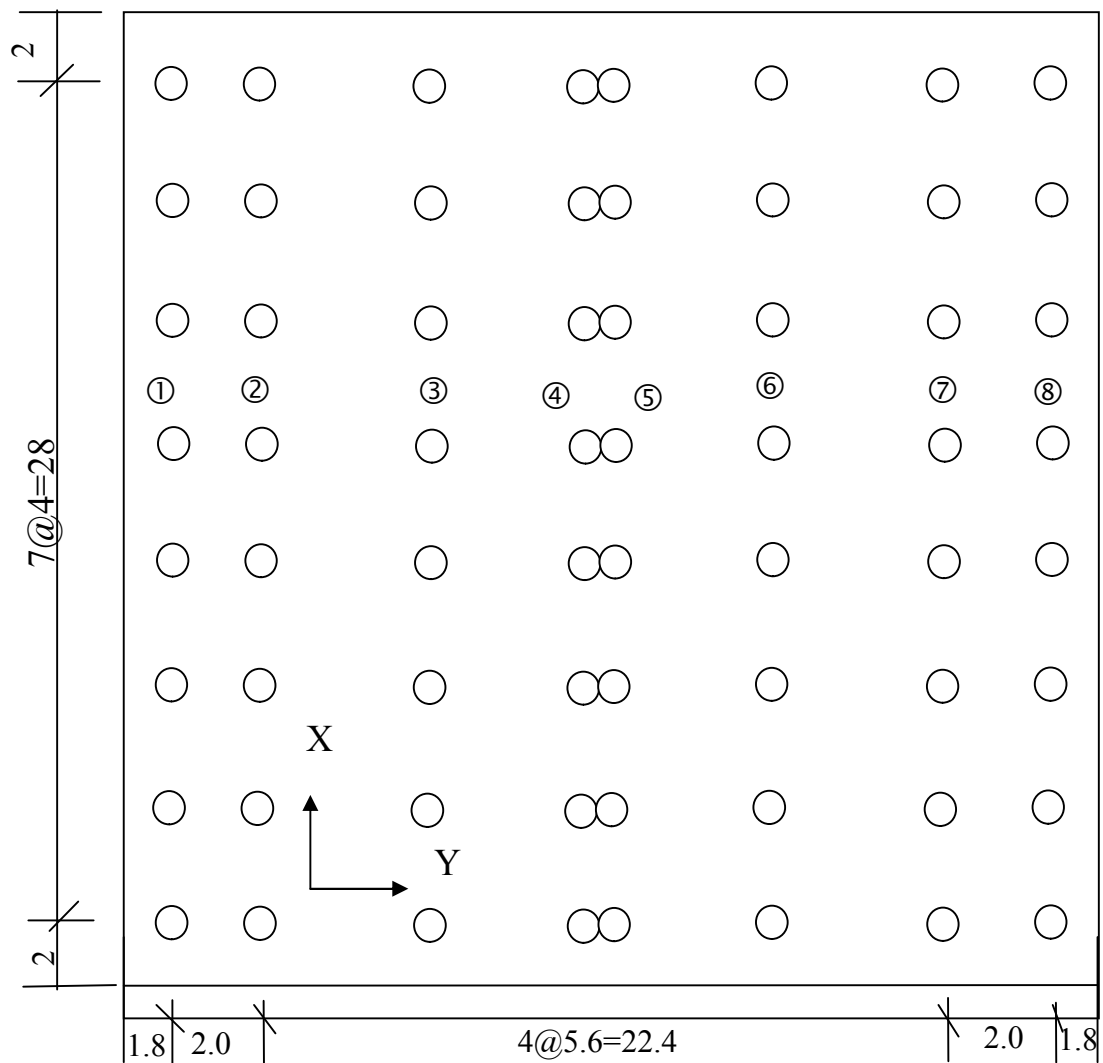


圖 6.5 棧橋式碼頭分析單元示意圖

6.2 簡便分析法

依據第五章 5.2 節的說明，簡便分析法是以擬靜力的分析方式，將地震力視為施加於構造物側向的靜態慣性力，去模擬分析結構物受地震力作用下之動態反應，故對於較低重要度等級(例如 C 級)之結構，此類分析法可適用於所有地震等級作用下之功能性評估；但對於重要度等級較高者(例如 B 級、A 級與特定級)，則僅能應用於等級 I 地震力作用下之初步設計階段或服務使用性之評估，故本小節以簡便分析法進行等級 I 地震力之耐震功能性評估。

1. 樁根入深度檢核

依據基準(交通部，2000)考量斜坡效應之影響，取原斜坡角度 α 之一半($\alpha/2$)之斜面作為假想地表面。基樁之入土假想固定點可利用 6-1 式求取 β 值，其假想固定點距假想地表面為 $1/\beta$ ，如圖 6.6 所示，其中橫向地層反力係數之 SPT N 平均值取保守值 15。說明如下：

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \dots\dots\dots (6-1)$$

E_s = 地層土壤之彈性模數 (kg/cm^2) = $K_h \times D$

K_h = 橫向地層反力係數 (kg/cm^3)

由設計基準可知不論砂或黏土皆可以

$K_h = 0.15N$ 計算 (N 為 SPT 貫入試驗 N 值)

D = 基樁直徑 = 80 cm

t = 基樁厚度 = 1.2 cm

假想地表面計算：

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{1}{4} = 14.04^\circ \quad \rightarrow \quad \text{假想地表面} \quad \frac{\alpha}{2} = 7.02^\circ$$

設計年限採 50 年鏽蝕量，則海底鏽蝕率=0.02 mm/year

故 50 年海水鏽蝕量=0.02×50=1 mm

由以上計算可知鋼管樁外徑尚須扣除鏽蝕厚度，計算如下：

外徑 $D_{out} = 80 - 2 \times 0.1 = 79.8 \text{ cm}$

內徑 $D_{in} = 80 - 2 \times 1.2 = 77.6 \text{ cm}$

斷面慣性矩 $I = \frac{\pi}{64}(D_{out}^4 - D_{in}^4) = 210500 \text{ cm}^4$

$K_h = 0.15 N = 0.15 \times 15 = 2.25$

$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}} = 0.0032$ 則 $\frac{1}{\beta} = 315 \text{ cm}$

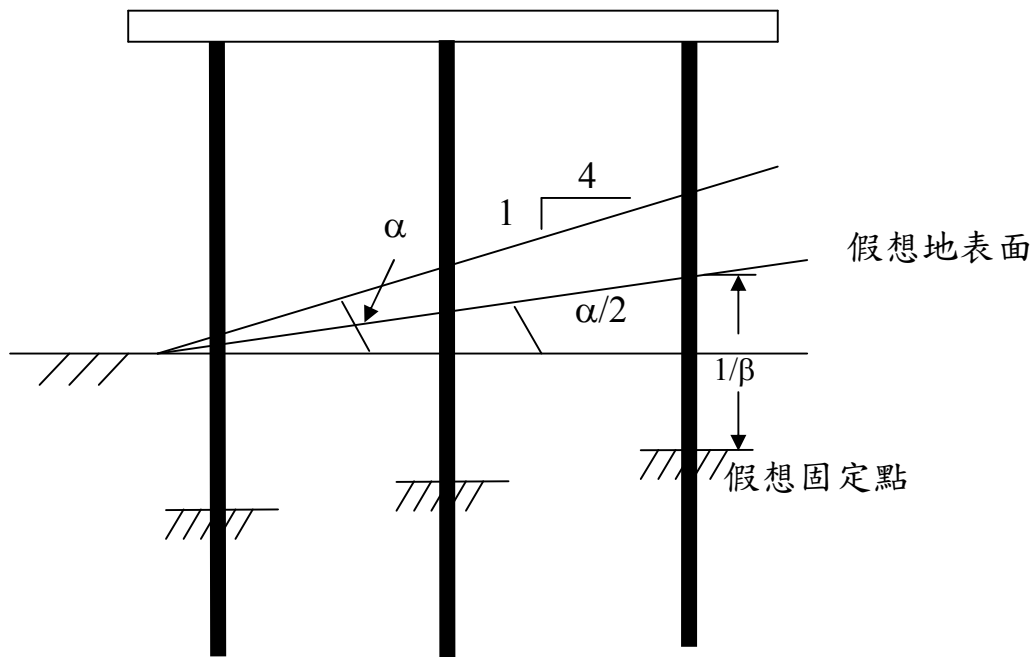


圖 6.6 假想地表面示意圖

假想固定點距假想地表面之距離 $1/\beta=315$ 公分，樁之入土深度須超過假想地表面下 $3/\beta=945$ 公分，而各樁長及樁號如圖 6.7 所示，計算得各樁之假想地表面高程、假想固定點高程、最小根入深度高程及有效樁長，如表 6-3 所示，由圖 6.7 可得知各樁之根入深度達到 EL-32.4 公尺，均超過表 6-3 所示之最小根入深度高程，故樁之根入深度符合基準要求之根入深度。

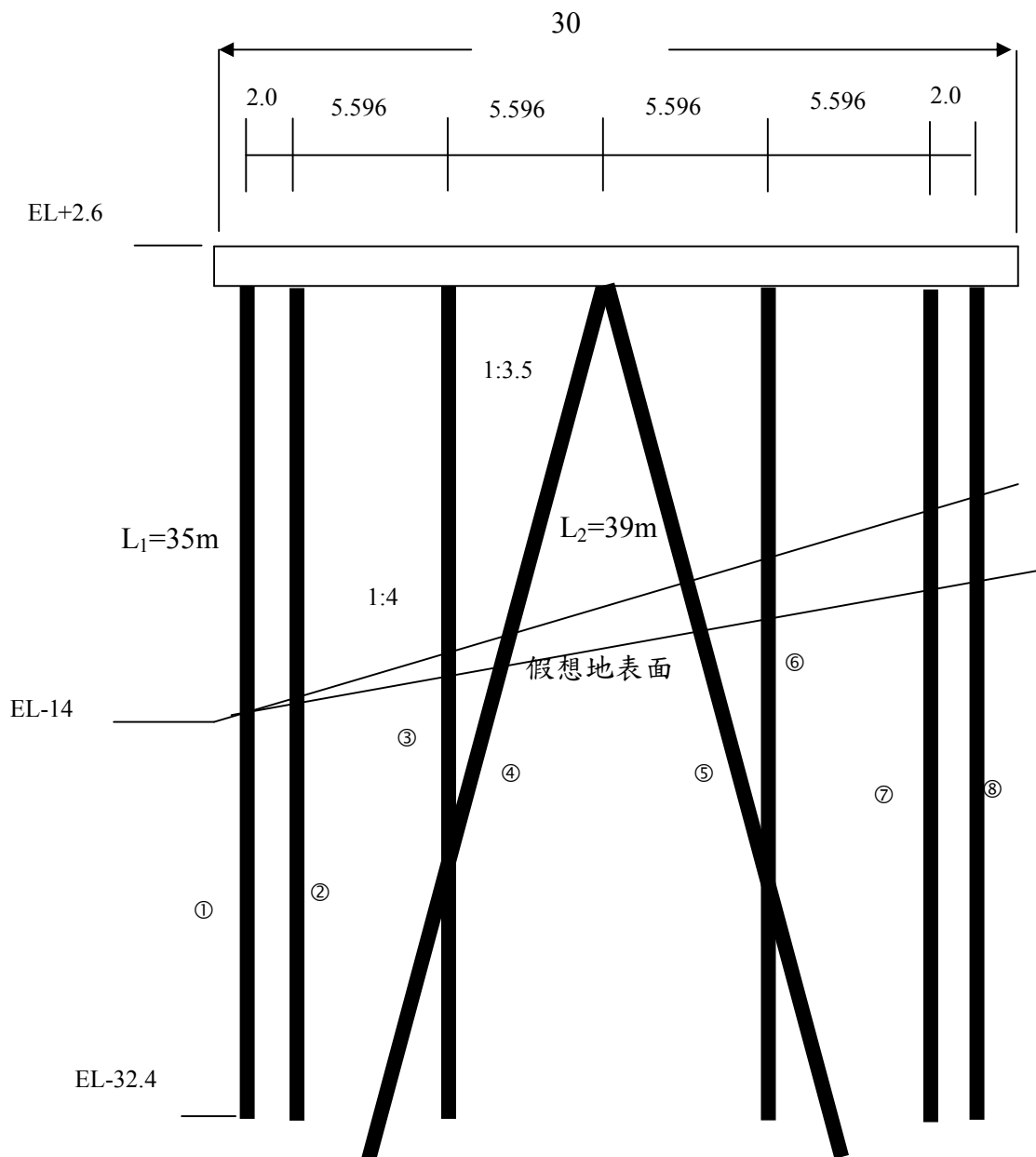


圖 6.7 斷面各樁長及編號示意圖

表 6-3 各樁相關位置高程

單位：公尺

樁號	假想地表面	假想固定點	最小根入深度	自由樁長
1	-13.78	-16.93	-23.23	19.53
2	-13.53	-16.68	-22.98	19.28
3	-12.84	-15.99	-22.29	18.59
4	-12.69	-15.84	-22.14	19.18
5	-11.65	-14.80	-21.10	18.10
6	-11.47	-14.62	-20.92	17.22
7	-10.78	-13.93	-20.23	16.53
8	-10.53	-13.68	-19.98	16.28

2. 建立結構模型

以 SAP2000 建立評估單元，因只評估碼頭 Y 向之耐震能力，故模型不考慮 X 向自由度。碼頭上部結構橋面板部分以殼(shell)元素模擬，橋面板與基樁間設為剛接，各基樁假設固定於表 6-3 計算之假想固定點處，結構模型如圖 6.8 所示。

3. 基樁應力檢核

以等級 I 地震力($VI=0.16W$)作為模型的 Y 向基底剪力輸入，如圖 6.9 所示，分析得到鋼管樁最大應力比如圖 6.10 所示，基樁應力比約介於 0.34~0.45 之間，顯示基樁應力均在彈性範圍。

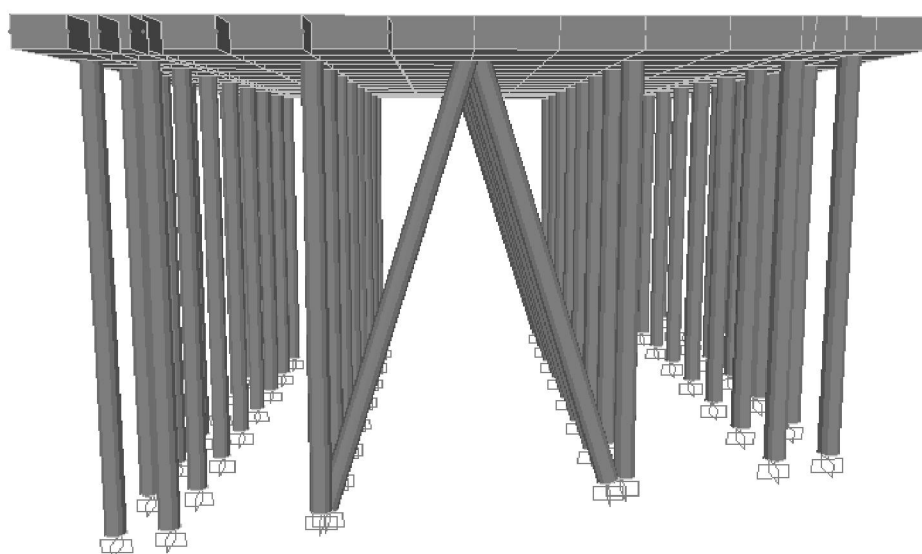


圖 6.8 棧橋式碼頭擬靜力分析法基樁假想固定點評估模型

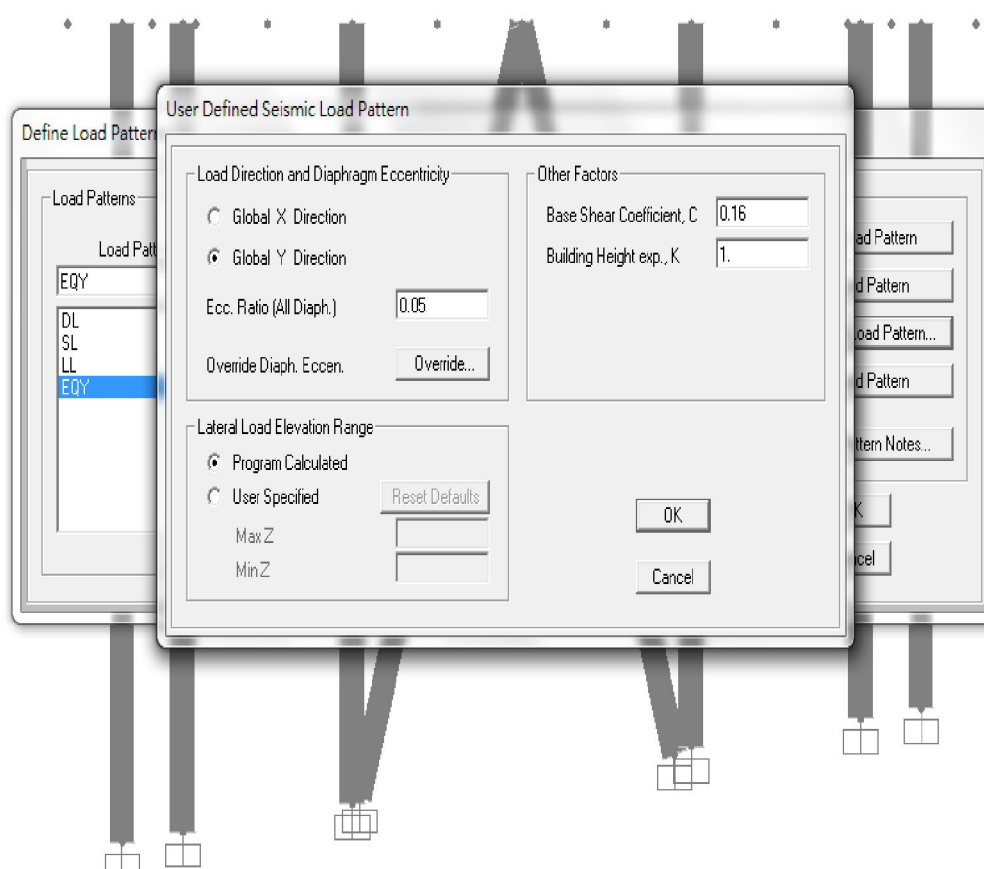


圖 6.9 模型等級 I 地震力($V_I=0.16W$)Y 向基底剪力輸入

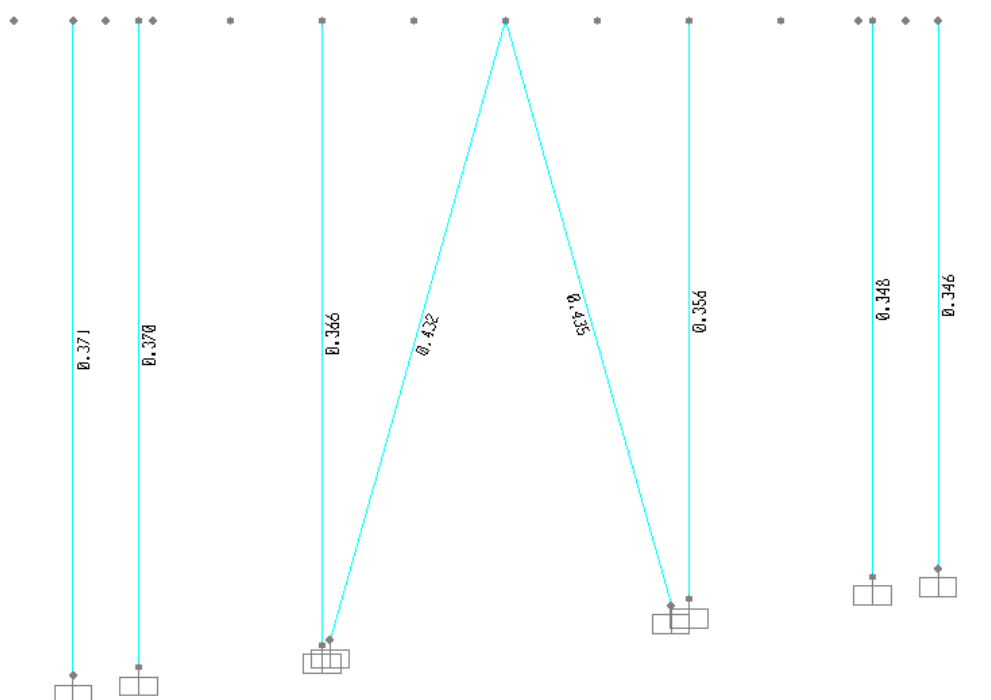


圖 6.10 等級 I 地震力棧橋式碼頭鋼管樁最大應力比

4. 土壤承载力檢核

依 sap2000 商用軟體計算得各基樁最大軸向內力如表 6-4 所示。

表 6-4 棧橋式碼頭各基樁最大軸向內力

(Unit: kgf)

	P1 樁	P2 樁	P3 樁	P4 樁	P5 樁	P6 樁	P7 樁	P8 樁
最大軸 壓力	-78921	-78569	-78232	-224491	-230804	-76358	-76628	-77115
最大軸 拉力	-	-	-	84590	90222	-	-	-

(1) 抗壓承载力檢核

(a)P1 樁

$$\begin{aligned}
 R_U &= 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 20 \times 0.4999 + 2 \times 19.83 \times 46.65 \\
 &= 4850.07 \text{ kN} = 494905 \text{ kgf}
 \end{aligned}$$

$$494905 / 2.0(\text{FS}) = 247453 \text{ kgf} > 78921 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

(b)P2 樁

$$\begin{aligned} R_U &= 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 20 \times 0.4999 + 2 \times 19.77 \times 47.28 \\ &= 4868.86 \text{ kN} = 496823 \text{ kgf} \end{aligned}$$

$$496823 / 2.0(\text{FS}) = 248411 \text{ kgf} > 78569 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

(c)P3 樁

$$\begin{aligned} R_U &= 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 20 \times 0.4999 + 2 \times 19.6 \times 49.01 \\ &= 4920.73 \text{ kN} = 502116 \text{ kgf} \end{aligned}$$

$$502116 / 2.0(\text{FS}) = 251058 \text{ kgf} > 78232 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

(d)P4 樁

$$\begin{aligned} R_U &= 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 20 \times 0.4999 + 2 \times 18.80 \times 59.41 \\ &= 5232.70 \text{ kN} = 533948 \text{ kgf} \end{aligned}$$

$$533948 \text{ kgf} / 2.0(\text{FS}) = 266974 \text{ kgf} > 224491 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

(e)P5 樁

$$\begin{aligned} R_U &= 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 20 \times 0.4999 + 2 \times 18.64 \times 62.02 \\ &= 5310.87 \text{ kN} = 541926 \text{ kgf} \end{aligned}$$

$$541926 \text{ kgf} / 2.0(\text{FS}) = 270963 \text{ kgf} > 230804 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

(f)P6 樁

$$\begin{aligned} R_U &= 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 20 \times 0.4999 + 2 \times 19.3 \times 52.44 \\ &= 5023.72 \text{ kN} = 512624 \text{ kgf} \end{aligned}$$

$$512624 \text{ kgf} / 2.0(\text{FS}) = 256312 \text{ kgf} > 76358 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

(g)P7 樁

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 20 \times 0.4999 + 2 \times 19.16 \times 54.17$$

$$= 5075.59 \text{ kN} = 517917 \text{ kgf}$$

$$517917 \text{ kgf} / 2.0(\text{FS}) = 258958 \text{ kgf} > 76628 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

(h)P8 樁

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 20 \times 0.4999 + 2 \times 19.11 \times 54.8$$

$$= 5094.38 \text{ kN} = 519835 \text{ kgf}$$

$$519835 \text{ kgf} / 2.0(\text{FS}) = 259917 \text{ kgf} > 77115 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

(2) 抗拉承载力檢核

(a)P4 樁

$$R_U = 2 \cdot N_m \cdot A_s = 2 \times 18.8 \times 59.41$$

$$= 2233.35 \text{ kN}$$

$$= 227893 \text{ kgf}$$

$$\text{樁淨斷面積 } A = \frac{\pi}{4} (D_{\text{out}}^2 - D_{\text{in}}^2) = 0.0272 \text{ m}^2$$

$$\text{斜樁淨自重} = \text{斷面積} \times \text{單位淨重} \times \text{樁長} = 0.0272 \times (7.85 - 1.03) \times 39$$

$$= 7.235 \text{ tonf} = 7235 \text{ kgf}$$

$$227893 \text{ kgf} / 2.5(\text{FS}) + 7235 = 98392 \text{ kgf} > 84590 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

(b)P5 樁

$$R_U = 2 \cdot N_m \cdot A_s = 2 \times 18.64 \times 62.02$$

$$= 2311.53 \text{ kN}$$

$$= 235870 \text{ kgf}$$

$$235870 \text{ kgf} / 2.5(\text{FS}) + 7235 = 101583 \text{ kgf} > 90222 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

5. 碼頭變位檢核

等級 I 地震力作用下，依 sap2000 評估結果，碼頭變位如圖 6.11 所示，最大水平變位 1.94cm，傾角(最大水平變位/碼頭水深)為 0.07° ，垂直變位 0.25cm。

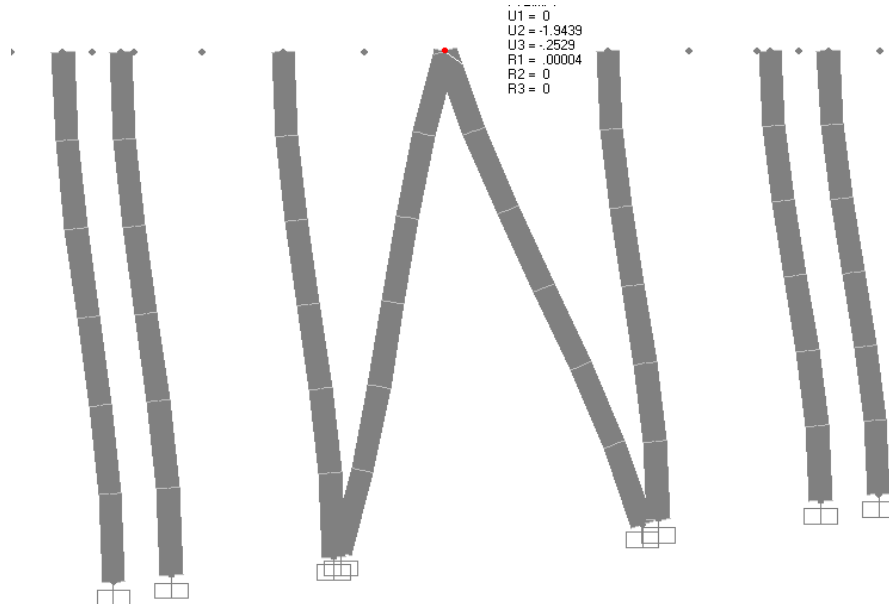


圖 6.11 等級 I 地震力棧橋式碼頭變位圖

由上面各項目檢核結果，碼頭在等級 I 地震力作用下，參照表 5-1 棧橋式碼頭功能可接受標準，檢核內容如表 6-5 所示，達到第 I 級的功能目標。

表 6-5 棧橋式碼頭等級 I 地震時之功能性檢核

功能等級		第 I 級
參數		
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異	碼頭橋面板最大沉陷量為 0.25cm < 10~30cm 滿足使用性要求 →OK
	向海側傾斜角	碼頭向海側最大傾角為 0.07° < $2^\circ \sim 3^\circ$ 滿足使用性要求 →OK
最大反應	基樁	碼頭基樁保持彈性滿足使用性要求 →OK

6.3 簡便動力分析法

本小節將採用簡便動力分析法之側推分析(容量震譜法)來評估案例等級Ⅱ與等級Ⅲ地震力之耐震功能性目標。為準確得到結構之非線性分析結果，基樁與土壤之互制行為以非線性土壤彈簧加以模擬，另構件之塑性行為亦以塑性鉸模擬之。

1. 土壤彈簧計算

a. 樁軸向非線性土壤彈簧設定

本案例參考第五章公式 5-19 計算基樁軸向土壤彈簧勁度，如表 6-6 所示，再按基樁之抗壓承载力(公式 5-15)與抗拉承载力(公式 5-17)，設定樁軸向非線性土壤彈簧，如表 6-7 所示。

b. 樁橫向非線性土壤彈簧設定

本案例依據現地鑽探資料 N 值參考第五章地盤分類，採用 C 型地盤公式 5-21 計算基樁橫向非線性土壤彈簧，如表 6-8 所示。

2. 塑性鉸計算

依第五章構件塑性鉸設定方式，計算碼頭上部結構與鋼管樁之塑性鉸設定值，各構件在可能發生最大彎矩之位置設定彎矩塑性鉸進行非線性分析。另外，本案例為斜樁碼頭，其斜樁受地震力作用時會產生較大的軸力，因此分析模型亦有考慮以降伏時之基樁軸力作用下計算基樁的彎矩-曲率關係，以設定所有基樁的塑性鉸。

3. 結構模型建立

本案例評估模型如圖 6-12 所示，其中非線性土壤彈簧設定位置，主要是依據表 6-3 之假設地表面以下每公尺設定 1 個橫向土壤彈簧，但考量土層液化機率分析結果顯示，等級Ⅱ及等級Ⅲ地震力作用下土層高程-3~-11 公尺處可能產生液化，精確處理方式是以液化的程度採用 N 值折減，計算土層反力係數，由於本案例液化土層幾乎在樁之假想地表面上，為簡化分析考量，將高於高程-11 公尺處之橫向土壤彈簧刪除。塑性鉸位置設定參考第五章圖 5.14 所示。

表 6-6 棧橋式碼頭基樁軸向土壤彈簧勁度計算

	P1 樁勁度	P2 樁勁度	P3 樁勁度	P4 樁勁度
樁彈性模數 (kN/m^2)	205800000	205800000	205800000	205800000
土面以上樁斷面積 A_1 (m^2)	0.49989	0.49989	0.49989	0.49989
土面以上的樁長 L_1 (m)	16.38	16.13	15.44	15.29
土面以上樁軸向勁度 K_{V1}	6280683	6378028	6663056	6728423
打擊鋼管樁補正係數 a	1.05	1.05	1.06	1.14
土面以下樁斷面積 A_2 (m^2)	0.49989	0.49989	0.49989	0.49989
土面以下的樁長 L_2 (m)	18.62	18.87	19.56	23.71
土面以下樁軸向勁度 K_{V2}	5782951	5730247	5591775	4928947
軸向彈簧勁度 K_{VP} (kN/m^2)	3010774	3018405	3040296	2844899
	P5 樁勁度	P6 樁勁度	P7 樁勁度	P8 樁勁度
樁彈性模數 (kN/m^2)	205800000	205800000	205800000	205800000
土面以上樁斷面積 A_1 (m^2)	0.49989	0.49989	0.49989	0.49989
土面以上的樁長 L_1 (m)	14.25	14.07	13.38	13.13
土面以上樁軸向勁度 K_{V1}	7219480	7311840	7688908	7835308
打擊鋼管樁補正係數 a	1.15	1.09	1.10	1.10
土面以下樁斷面積 A_2 (m^2)	0.49989	0.49989	0.49989	0.49989
土面以下的樁長 L_2 (m)	24.75	20.93	21.62	21.87
土面以下樁軸向勁度 K_{V2}	4797673	5343899	5230951	5191787
軸向彈簧勁度 K_{VP} (kN/m^2)	2882272	3087432	3113060	3122665

表 6-7 棧橋式碼頭基樁軸向非線性土壤彈簧設定

P1 樁-軸向土壤彈簧設定		P2 樁-軸向土壤彈簧設定		P3 樁-軸向土壤彈簧設定	
位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)
-0.399	-4850.072	-0.399	-4868.865	-0.399	-4920.733
-0.00161	-4850.072	-0.00161	-4868.865	-0.00162	-4920.733
0	0	0	0	0	0
0.00061	1850.725	0.00062	1869.518	0.00063	1921.386
0.399	1850.725	0.399	1869.518	0.399	1921.386
P4 樁-軸向土壤彈簧設定		P5 樁-軸向土壤彈簧設定		P6 樁-軸向土壤彈簧設定	
位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)
-0.399	-5232.695	-0.399	-5310.874	-0.399	-5023.718
-0.00184	-5232.695	-0.00184	-5310.874	-0.00163	-5023.718
0	0	0	0	0	0
0.00079	2233.348	0.00080	2311.527	0.00066	2024.371
0.399	2233.348	0.399	2311.527	0.399	2024.371
P7 樁-軸向土壤彈簧設定		P8 樁-軸向土壤彈簧設定			
位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)		
-0.399	-5075.586	-0.399	-5094.379		
-0.00163	-5075.586	-0.00163	-5094.379		
0	0	0	0		
0.00067	2076.240	0.00062	2095.032		
0.399	2076.240	0.399	2095.032		

表 6-8 棧橋式碼頭基樁不同 N 值橫向非線性土壤彈簧設定

N=15 Kc=2800 橫向土壤彈簧設定		N=20 Kc=3500 橫向土壤彈簧設定	
位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)
-0.399	-631.193	-0.399	-788.992
-0.0798	-631.193	-0.0798	-788.992
-0.00798	-199.601	-0.00798	-249.501
0	0	0	0
0.00798	199.601	0.00798	249.501
0.0798	631.193	0.0798	788.992
0.399	631.193	0.399	788.992

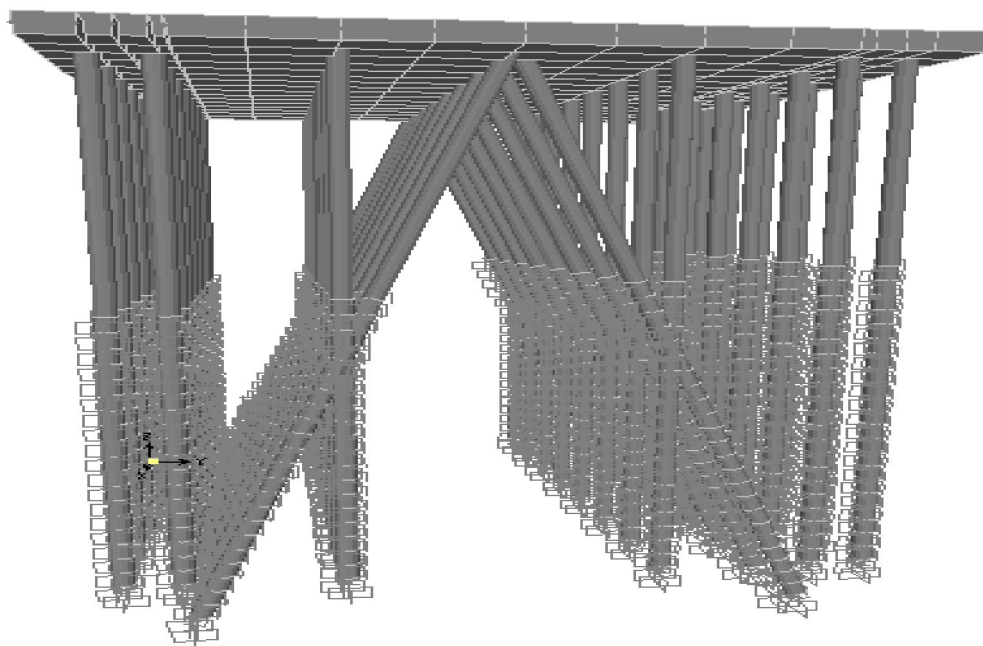


圖 6.12 棧橋式碼頭耐震功能性評估模型

4. 容量震譜分析

(1)側推曲線

經結構模型側推分析得到「基底剪力-頂層位移關係」的側推曲線，如圖 6.13 所示。

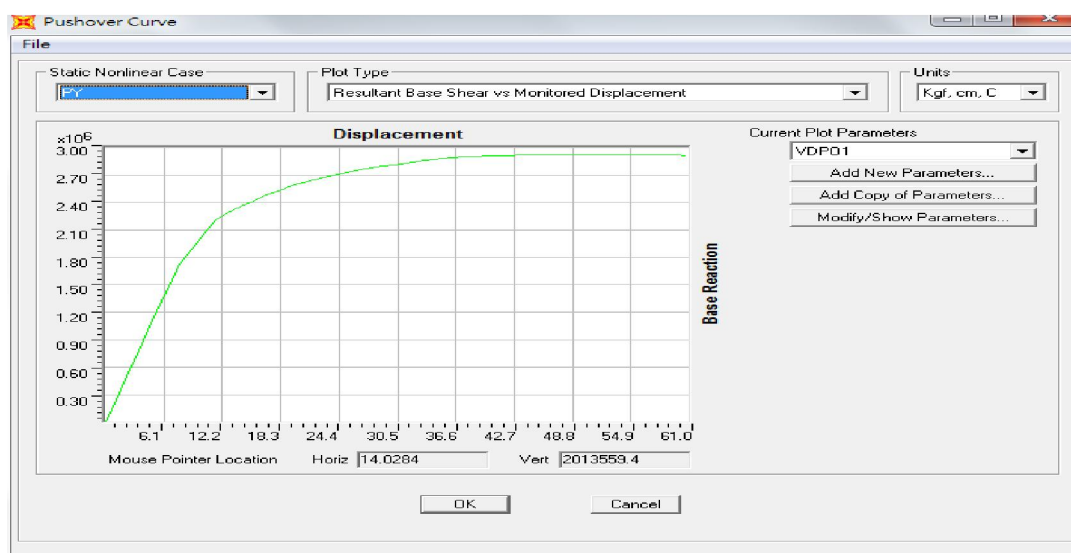


圖 6.13 棧橋式碼頭之側推曲線

(2)ATC-40 之等效阻尼比折減法求功能點

a.等級 II 地震

等級 II 地震作用時，其經地震需求震譜與結構容量震譜迭代後所求得之功能點如圖 6.14 所示，碼頭之功能點為(基底剪力=2053634.8 kgf、頂層位移=10.25cm)，所有桿件依然保持彈性。功能點碼頭變位如圖 6.15 所示，基樁尚未產生塑性鉸。

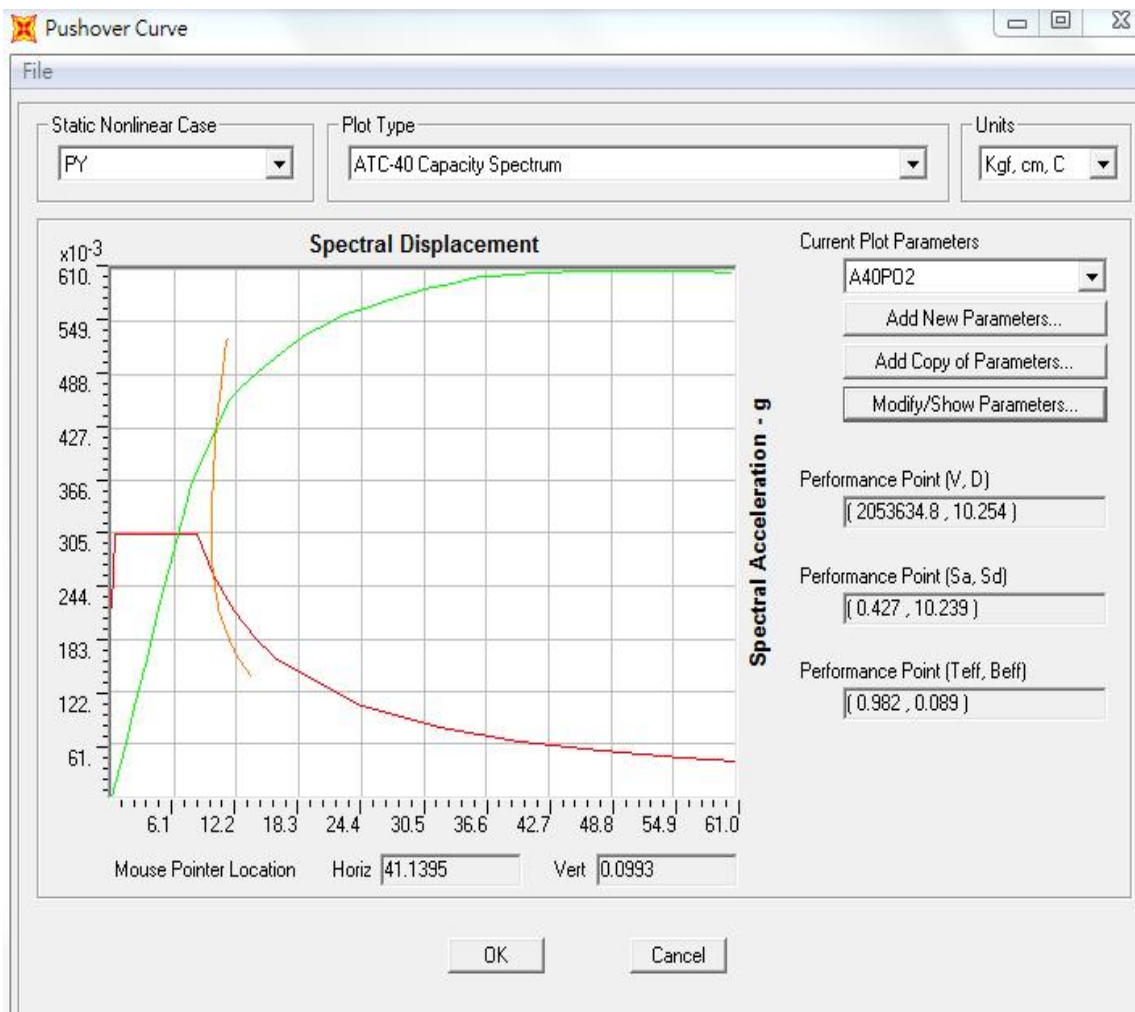


圖 6.14 棧橋式碼頭等級 II 地震之功能點

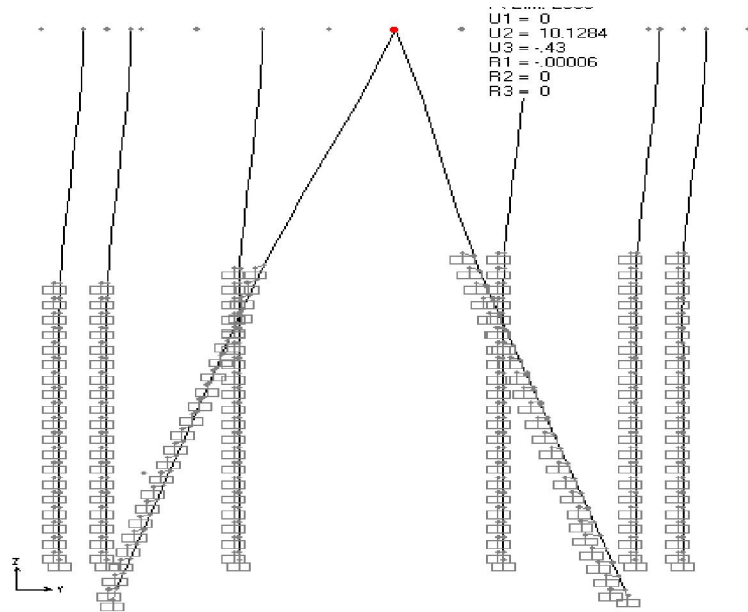


圖 6.15 棧橋式碼頭等級 II 地震之功能點變位

b. 等級 III 地震

等級 III 地震作用時，其經地震需求震譜與結構容量震譜迭代後所求得之功能點如圖 6.16 所示，碼頭之功能點為(基底剪力=2201418.2 kgf、頂層位移=11.42 cm)，所有桿件依然保持彈性。功能點碼頭變位如圖 6.17 所示，基樁尚未產生塑性鉸。

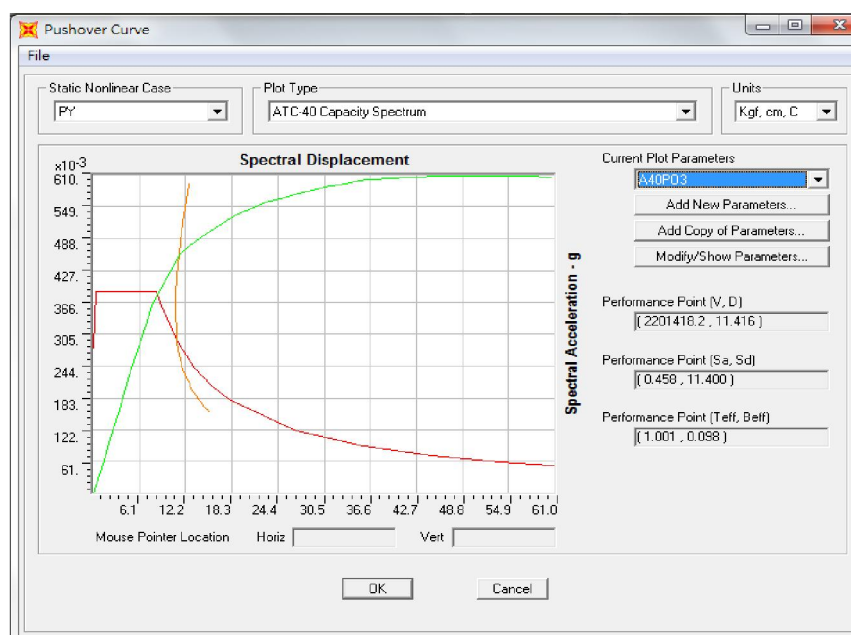


圖 6.16 棧橋式碼頭等級 III 地震之功能點

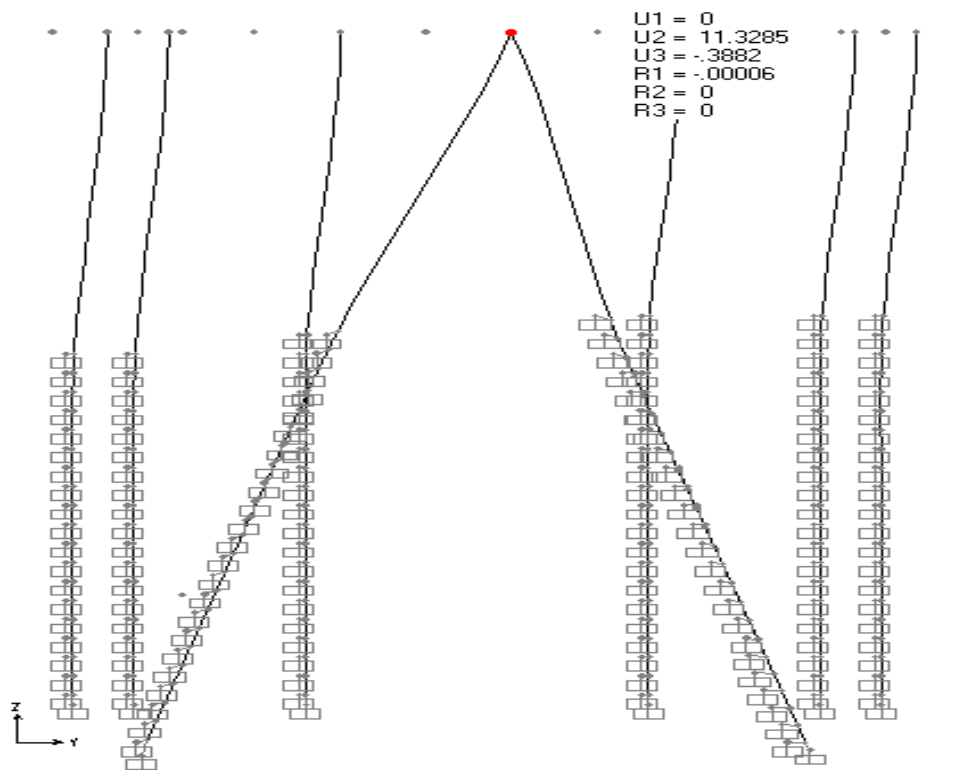


圖 6.17 棧橋式碼頭等級Ⅲ地震之功能點變位

(3)破壞次序：

由側推基樁塑性鉸產生次序如圖 6.18~圖 6.21 可知，棧橋式碼頭塑性鉸產生次序是先由斜樁頂發生降伏後，斜樁入土部分之頂部再發生降伏，而後樁頂再依序產生較嚴重的塑性鉸破壞，最後直樁入土部分之頂部發生降伏，此現象符合斜樁棧橋式碼頭破壞次序之目標。另外由圖 6.18 顯示，當碼頭水平變位達 11.48cm 時基樁開始產生塑性鉸，此變位與等級Ⅲ地震力作用下之功能點頂層位移=11.42 cm 接近，也就是本案例結構系統在超出等級Ⅲ地震力之作用下，結構將會產生塑性鉸。

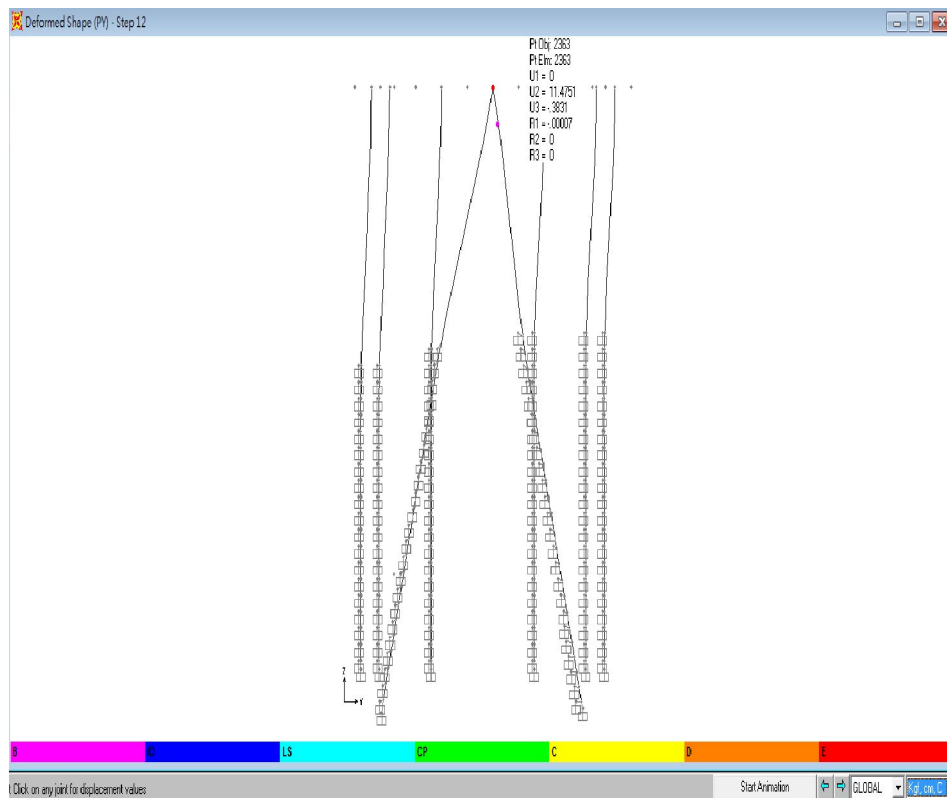


圖 6.18 斜樁棧橋式碼頭斜樁頂產生塑性鉸

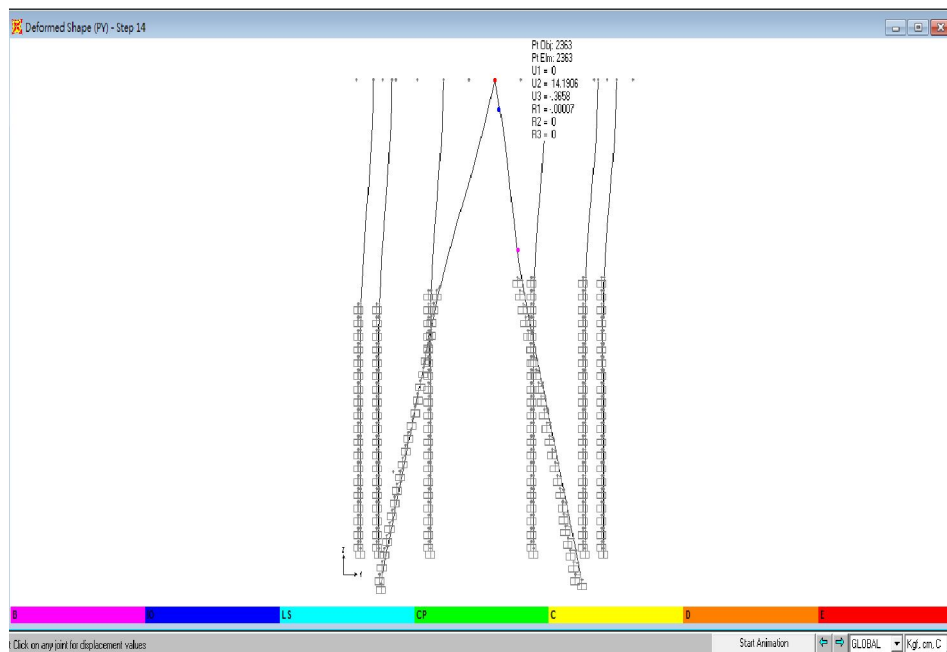


圖 6.19 斜樁棧橋式碼頭斜樁入土部分之頂產生塑性鉸

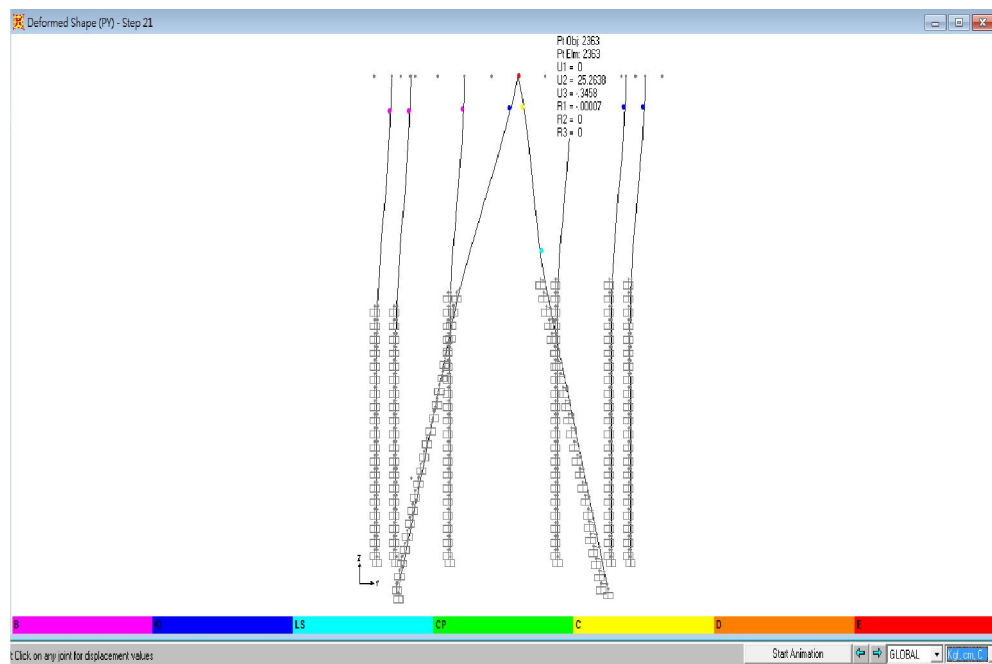


圖 6.20 斜樁棧橋式碼頭直樁頂產生塑性鉸

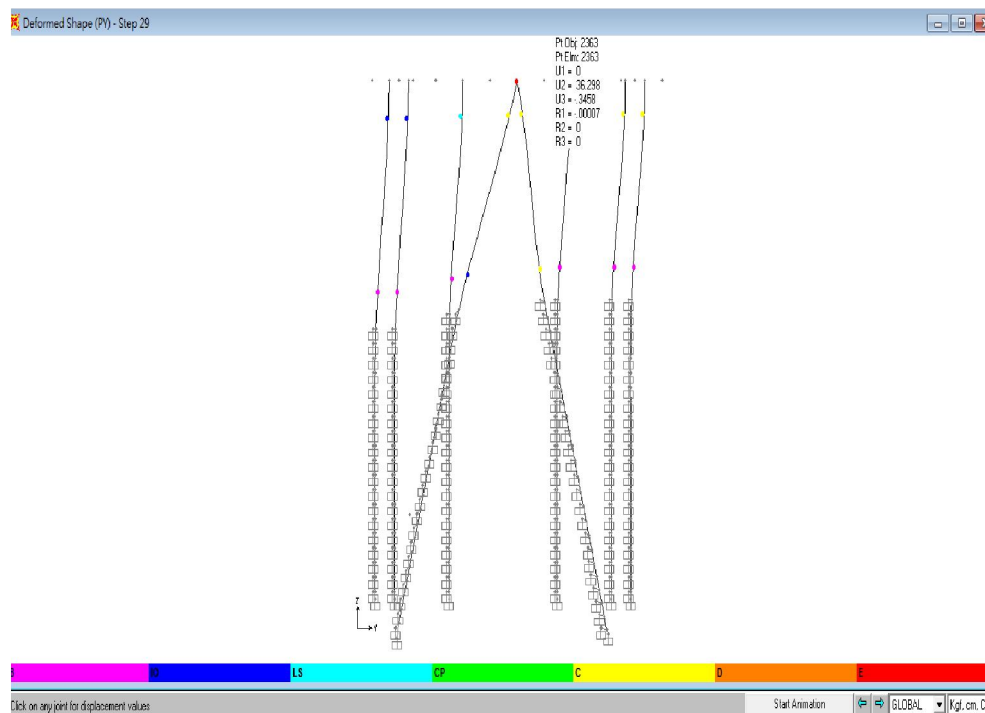


圖 6.21 斜樁棧橋式碼頭直樁入土部分之頂產生塑性鉸

5. 功能性規定驗證

由上述容量震譜法產生功能點時，其整體結構行為代表著棧橋式碼頭的最大反應，此時可依其各部構件之應力或殘餘變位去判定所設計之碼頭的受震反應是否滿足功能可接受標準，如表 6-9 及表 6-10 之檢核內容，碼頭在等級Ⅱ地震作用下，其碼頭變位與構件反應皆滿足第Ⅰ級功能可接受標準與耐震功能要求。碼頭在等級Ⅲ地震作用下，其碼頭變位與構件反應也皆滿足第Ⅰ級功能可接受標準與耐震功能要求。

表 6-9 容量震譜法等級Ⅱ地震之功能檢核

功能等級		第Ⅰ級
參數		
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異	碼頭橋面板最大沉陷量為 0.43cm <10~30cm 滿足使用性要求 →OK
	向海側傾斜角	碼頭向海側最大傾角為 0.37° < 2° ~ 3° 滿足使用性要求 →OK
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	碼頭基樁保持彈性滿足使用性要求 →OK

表 6-10 容量震譜法等級Ⅲ地震之功能檢核

功能等級		第Ⅰ級
參數		
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異	碼頭橋面板最大沉陷量為 0.39cm <10~30cm 滿足使用性要求 →OK
	向海側傾斜角	碼頭向海側最大傾角為 0.41° < 2° ~ 3° 滿足使用性要求 →OK
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	碼頭基樁保持彈性滿足使用性要求 →OK

6.4 動力分析法

本小節將採用動力分析法之非線性歷時分析來評估案例等級Ⅱ與等級Ⅲ地震力之耐震功能性目標。為準確得到結構之非線性分析結果，基樁與土壤之互制行為以非線性土壤彈簧加以模擬，另構件之塑性行為亦以塑性鉸模擬，其模型同圖 6.12 所示。

1. 人造地震製作

本案例輸入的地表加速度歷時是依據現行規範(內政部，2006)對人造地震之規定所製作而得，符合規範彈性設計反應譜之人造地震歷時必須能反映工址之實際地震特性，因此所製作之人造地震歷時必須與工址附近測站所記錄之地震歷時波相符，而其轉換成反應譜之譜加速度亦須與等級Ⅱ與等級Ⅲ地震設計反應譜相符。本評估例工址位於高雄港，因此人造地震之製作，係由本中心於高雄港區所設置之測站加速度紀錄，擷取該測站歷年最大三筆地震紀錄為基準，委託中興工程顧問社來調整製作與地震彈性反應譜相符的三方向人造地震加速度歷時，以符合規範對於人造地震製作之規定。

由於本碼頭之法線方向為南北向，由過去碼頭之地震損害主要以垂直法線之方向為主，所以本案例碼頭之耐震能力評估在水平向地震歷時輸入部分，僅輸入東西向之地震歷時，並配合垂直向地震歷時進行碼頭之耐震功能性評估。等級Ⅱ及等級Ⅲ人造地震反應譜與人造地震加速度歷時如圖 6.22~圖 6.31 所示。

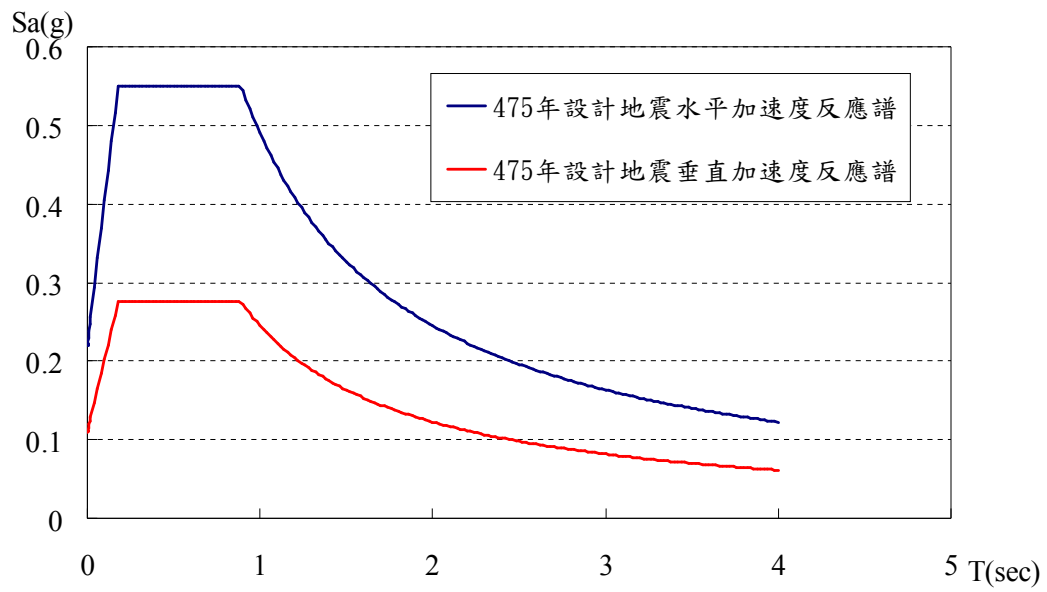


圖 6.22 等級Ⅱ地震之設計反應譜

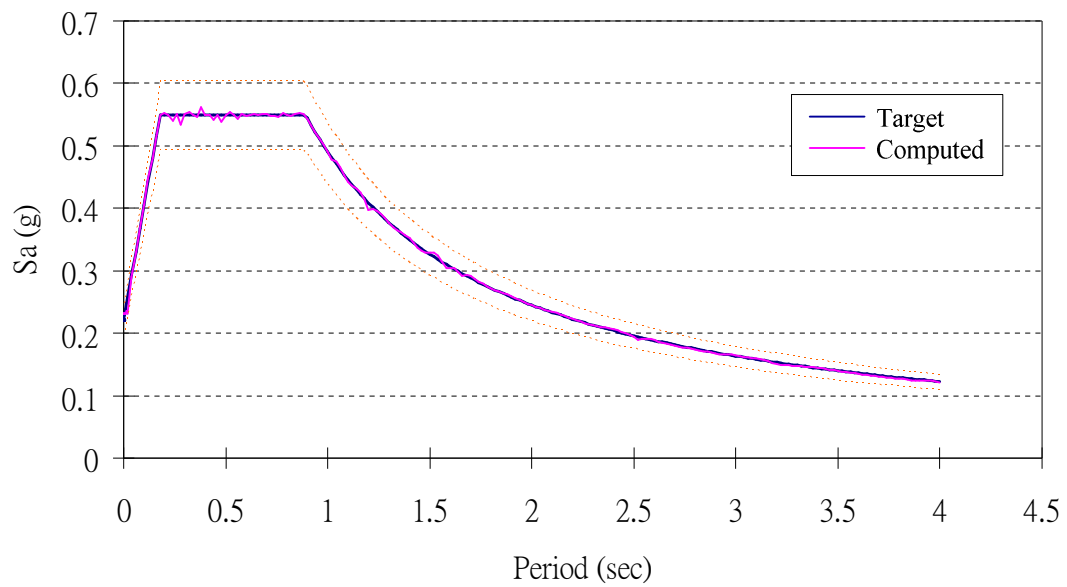


圖 6.23 等級Ⅱ地震東西向人造地震反應譜

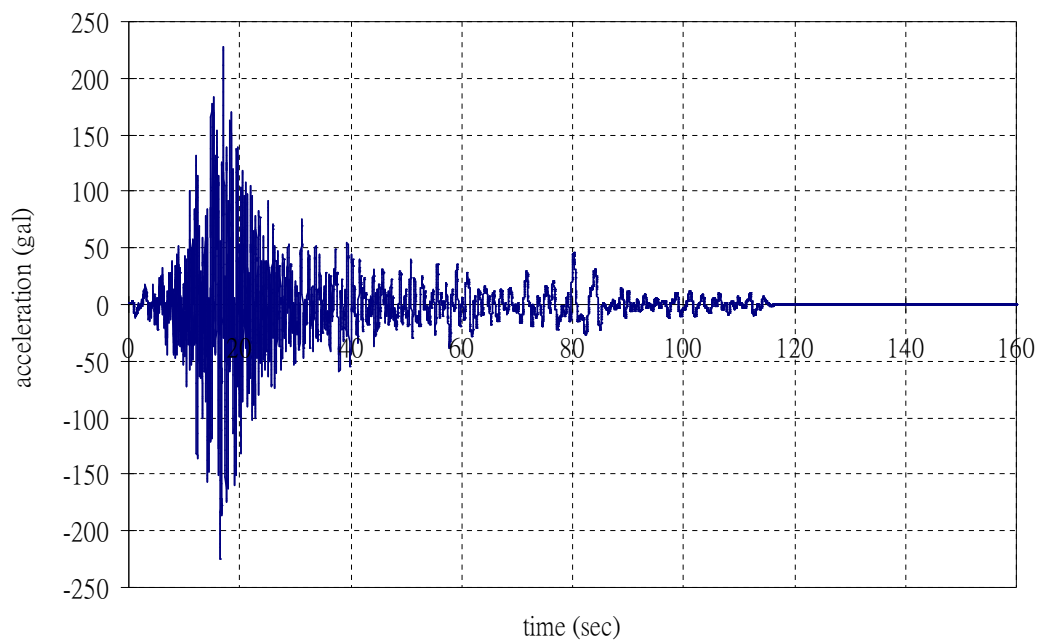


圖 6.24 等級Ⅱ地震東西向人造地震加速度歷時

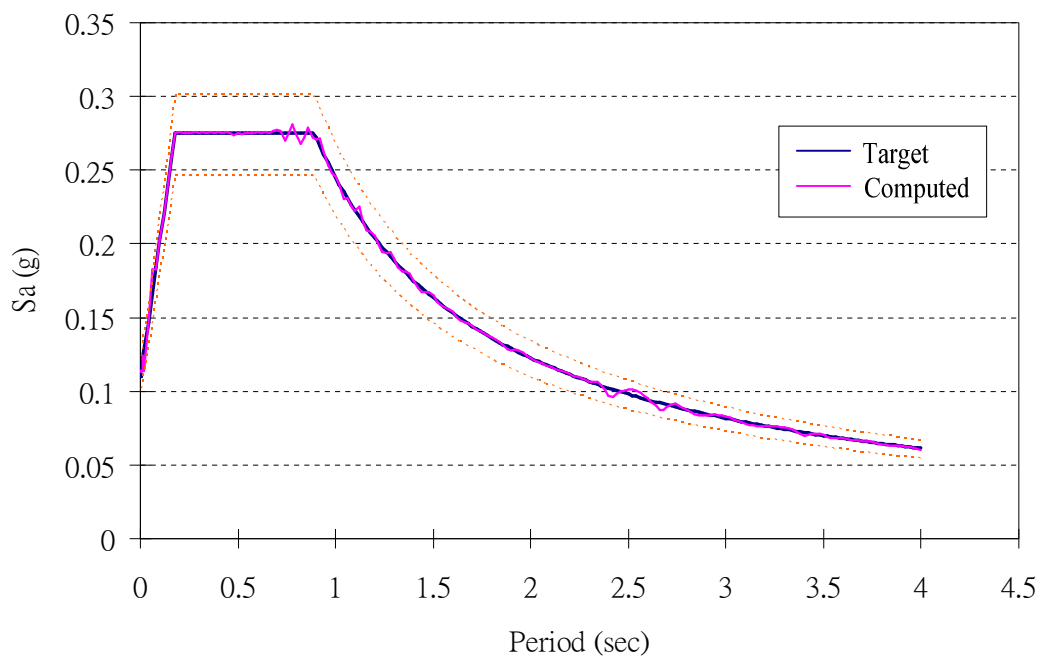


圖 6.25 等級Ⅱ地震垂直向人造地震反應譜

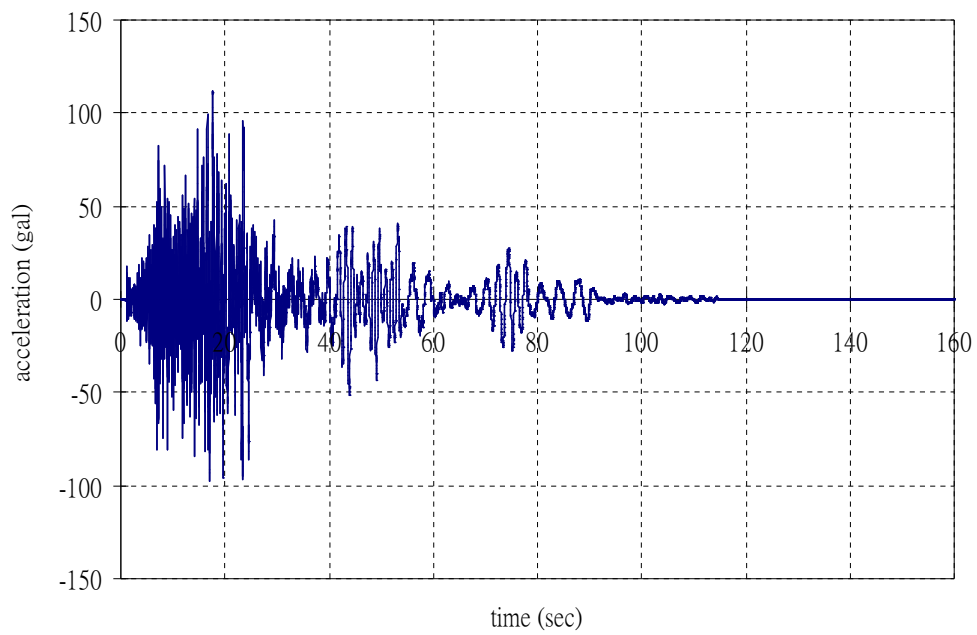


圖 6.26 等級Ⅱ地震垂直向人造地震加速度歷時

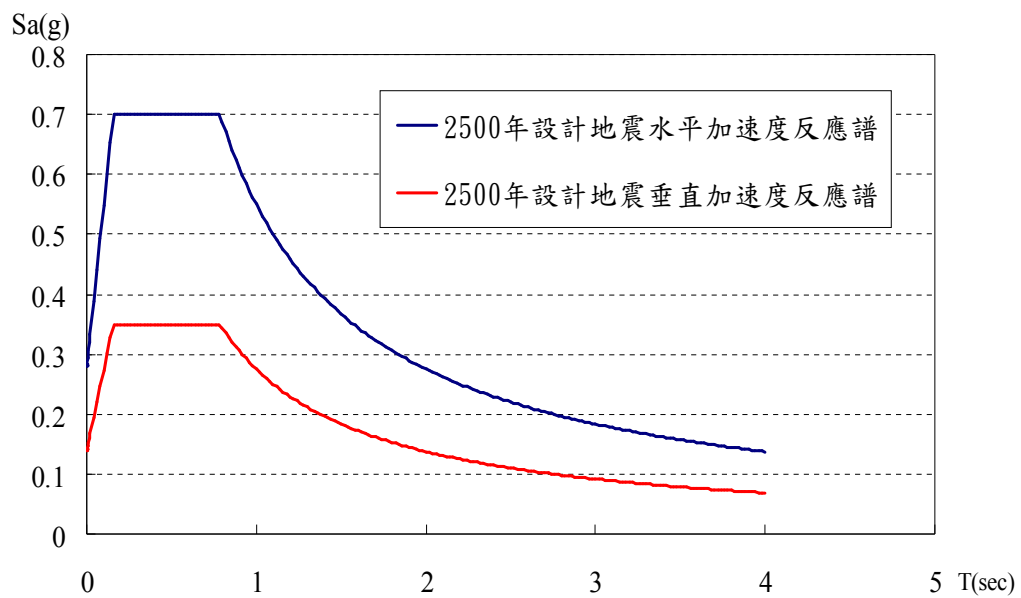


圖 6.27 等級Ⅲ地震之設計反應譜

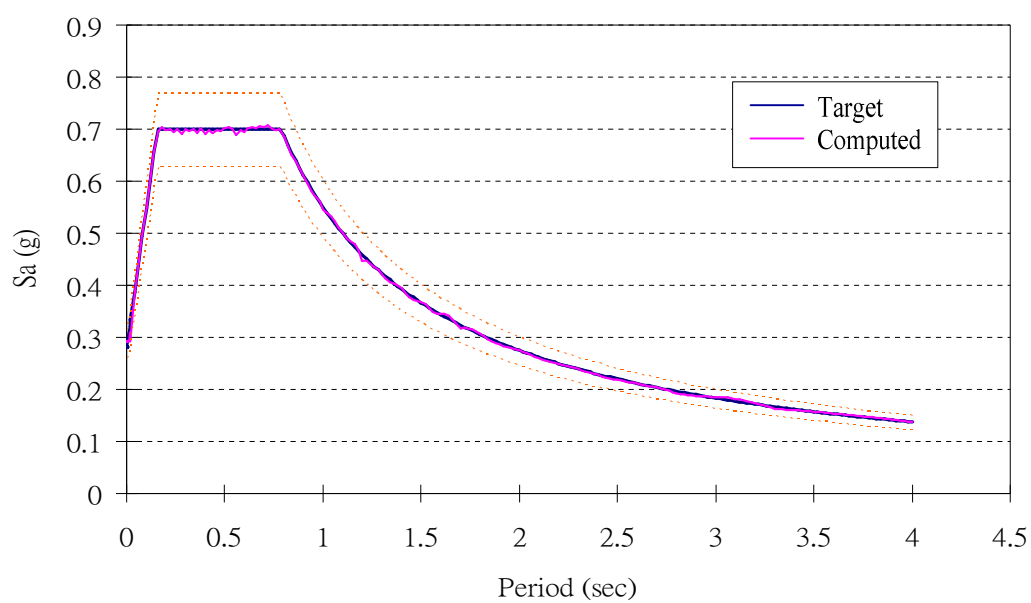


圖 6.28 等級Ⅲ地震東西向人造地震反應譜

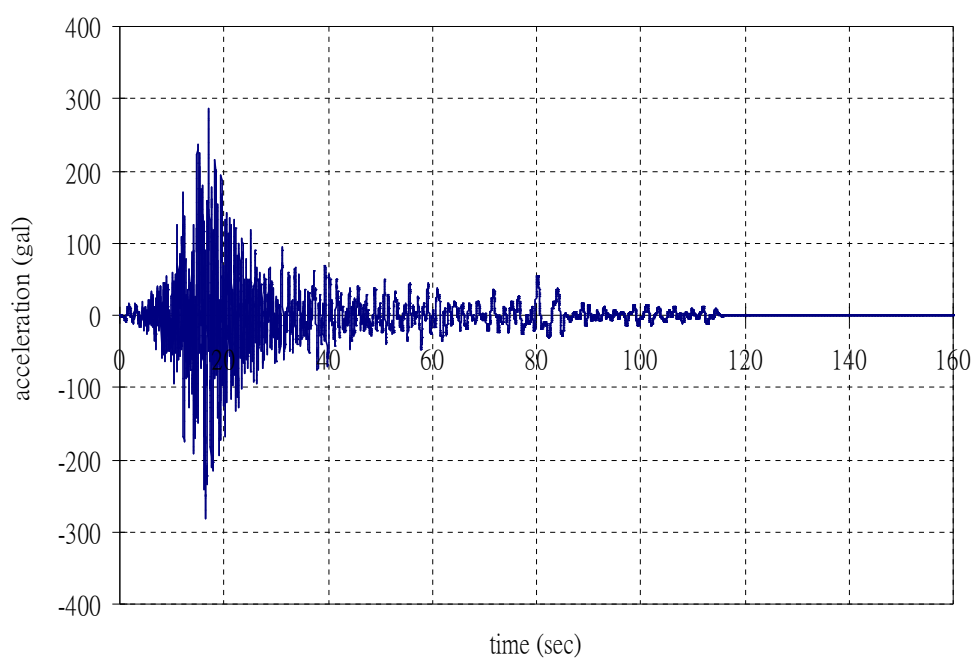


圖 6.29 等級Ⅲ地震東西向人造地震加速度歷時

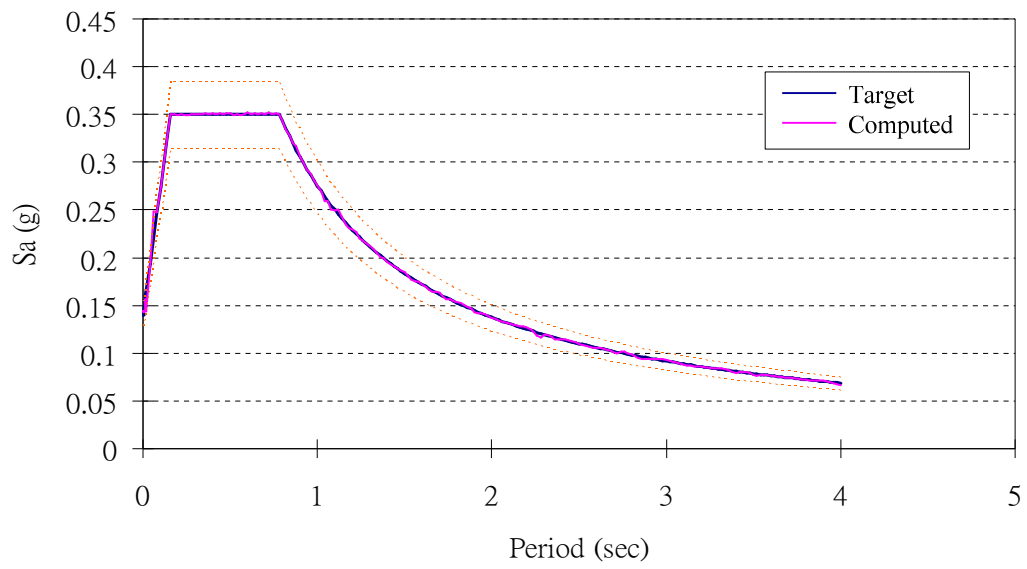


圖 6.30 等級Ⅲ地震垂直向人造地震反應譜

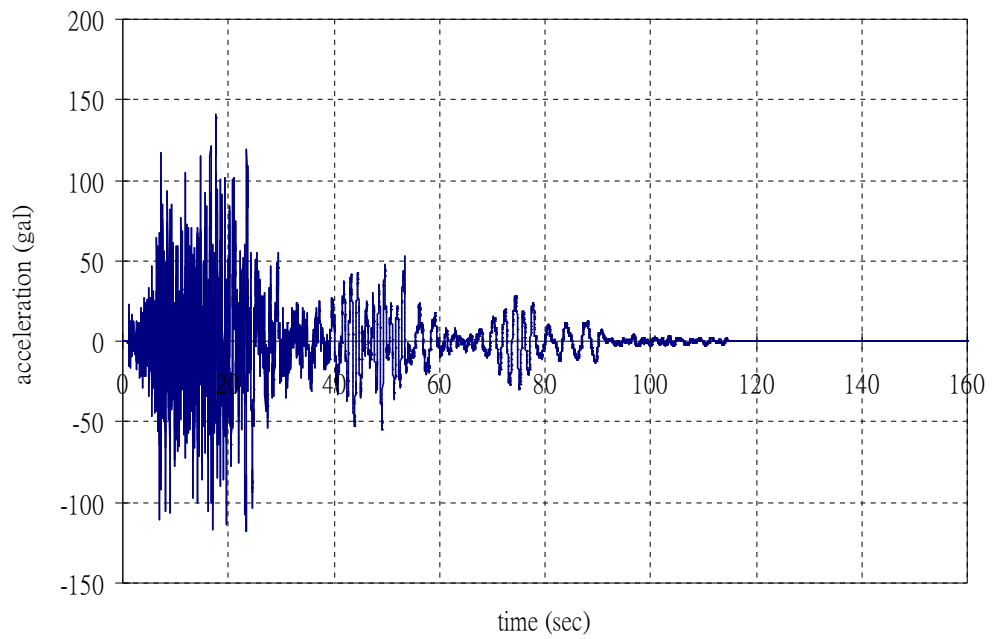


圖 6.31 等級Ⅲ地震垂直向人造地震加速度歷時

2. 等級Ⅱ地震耐震功能性評估

非線性分析時，須同時輸入正交方向地動分量之地震歷時，藉以考慮水平與垂直地震同時作用之狀況。評估結果，棧橋碼頭最大變位，如圖 6.32 所示，最大水平位移為 11.28 cm，垂直位移 0.58cm。由圖 6.32 顯示碼頭基樁不發生任何塑性鉸。

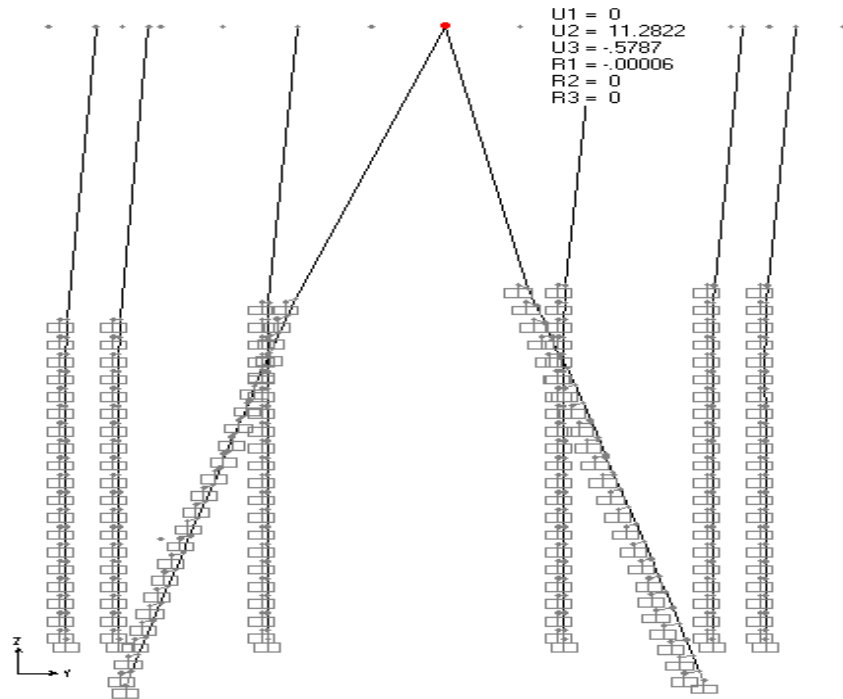


圖 6.32 等級Ⅱ地震歷時分析碼頭變位

由於棧橋結構基樁保持彈性未產生任何塑性鉸，可知，碼頭在等級Ⅱ地震作用下，其碼頭變位與構件應變量皆滿足等級Ⅰ功能可接受標準與耐震功能要求。

3. 等級Ⅲ地震耐震功能性評估

等級Ⅲ地震作用時，同時輸入正交方向地動分量之地震歷時，藉以考慮水平與垂直地震同時作用之狀況，其非線性評估結果，棧橋碼頭最大變位，如圖 6.33 所示，最大水平位移為 11.74 cm，垂直位移 0.63cm。由圖 6.33 顯示碼頭基樁不發生任何塑性鉸。

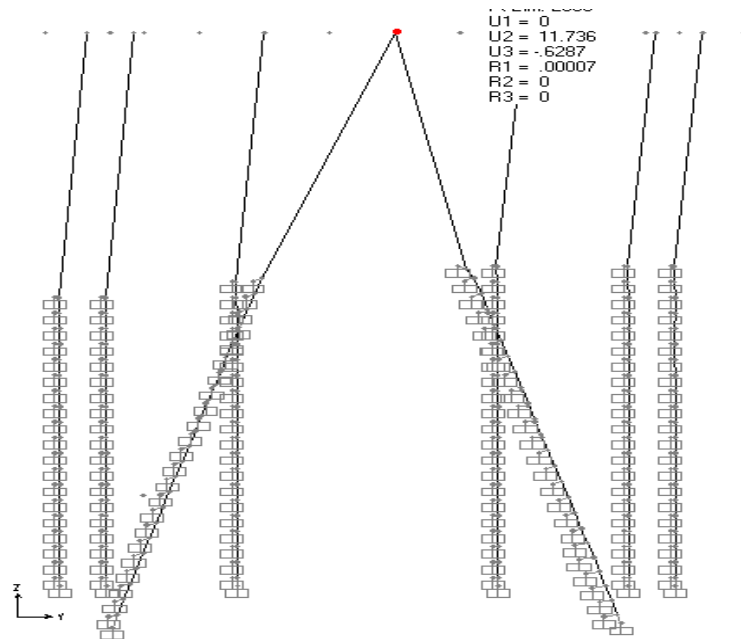


圖 6.33 等級Ⅲ地震歷時分析碼頭變位

4. 功能性規定驗證

由上述非線性歷時分析法之評估結果，由碼頭最大反應判定碼頭的受震反應是否滿足功能性可接受標準，碼頭在等級Ⅱ地震作用下，其碼頭殘餘變位與構件反應皆滿足第Ⅰ級功能可接受標準與耐震功能要求，如表 6-11 檢核內容所示。碼頭在等級Ⅲ地震作用下，其碼頭殘餘變位與構件反應皆滿足第Ⅰ級功能可接受標準與耐震功能要求，如表 6-12 所示。

表 6-11 非線性歷時分析法等級Ⅱ地震之功能檢核

參數 \ 功能等級		第Ⅰ級
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異	碼頭橋面板最大沉陷量為 0.58cm < 10~30cm 滿足使用性要求 → OK
	向海側傾斜角	碼頭向海側最大傾角為 0.40° < 2°~3° 滿足使用性要求 → OK
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	碼頭基樁保持彈性滿足使用性要求 → OK

表 6-12 非線性歷時分析法等級Ⅲ地震之功能檢核

功能等級		第 I 級
參數		
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異	碼頭橋面板最大沉陷量為 $0.63\text{cm} < 10\sim 30\text{cm}$ 滿足使用性要求 →OK
	向海側傾斜角	碼頭向海側最大傾角為 $0.42^\circ < 2^\circ\sim 3^\circ$ 滿足使用性要求 →OK
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	碼頭基樁保持彈性滿足使用性要求 →OK

第七章 港區地震監測分析

港區地震監測站設置的主要目的，除了可供各港務分公司之碼頭管理人員作為地震災後修復速報訊息外；並可將監測所得資料經彙整分析後，進行檢核現有結構物承受地震力影響後之安全性評估。本章初步以安平港區地震站資料為例，蒐集港區地形、地質、歷史地震資料與附近活動斷層進行探討地震對該區結構物的影響等；並進行地層放大效應、動態孔隙水壓變化、港區之場址效應等之相關性分析，最後將資料彙整建置成資料庫，以提供碼頭結構物設計及港區地震工程研究之參考。

7.1 安平港之地理位置與地形

安平港位於臺南市西側近鹽水溪出海口南側，此區域屬海岸沖積平原，尚為幼年期，故瀕海地區尚為卑濕之沼澤地，海岸遠而淺，沿海砂洲甚為發達，平原面除有少數新成河與延長河切割成漸淺河溝外，地面尚稱完整，地勢平坦且低窪，地形高度均不超過 5 公尺屬於相當平坦地區，安平港北側約 10 公里處為曾文溪之出海口，曾文溪挾帶之沉積物間接影響安平港附近海岸地形。

7.1.1 安平港地層

安平港地區為全新世沉積區，主要以砂嘴與濱海沉積，新潟湖沉積為主，鄰近周圍尚有臺南層，潟湖及沼澤沉積、三角洲沉積等。

曾文溪挾帶沉積物，部份沿著安平港附近沿岸形成砂嘴與濱海沉砂洲。而鹽水溪則挾帶較細粒粉土質土壤堆積於砂洲東側較低窪處形成了新潟湖沉積。安平港及其鄰近地區地質分布情況如圖 7.1 所示，茲將說明如下：

1. 砂嘴與濱海沉積

砂嘴為海濱最常見的沉積現象之一，是一長條砂礫所形成的狹脊陸地上的海灘延伸入海中，大致和海岸線平行，砂嘴沉積由其外形容容易分辨出來，其分佈在安平港附近海濱，主要由砂丘形成。

2. 新瀉湖沉積

新瀉湖沉積主要分佈在瀉湖及沼澤沉積區，安平港附近均屬此種沉積層，土地利用大都以鹽田及魚塭為主。

3. 三角洲沉積

三角洲沉積主要分布在曾文溪入海口前之兩岸，沉積物部份含鹽份，本區在安平港北側與新瀉湖沉積及臺南層呈不規則之相接。

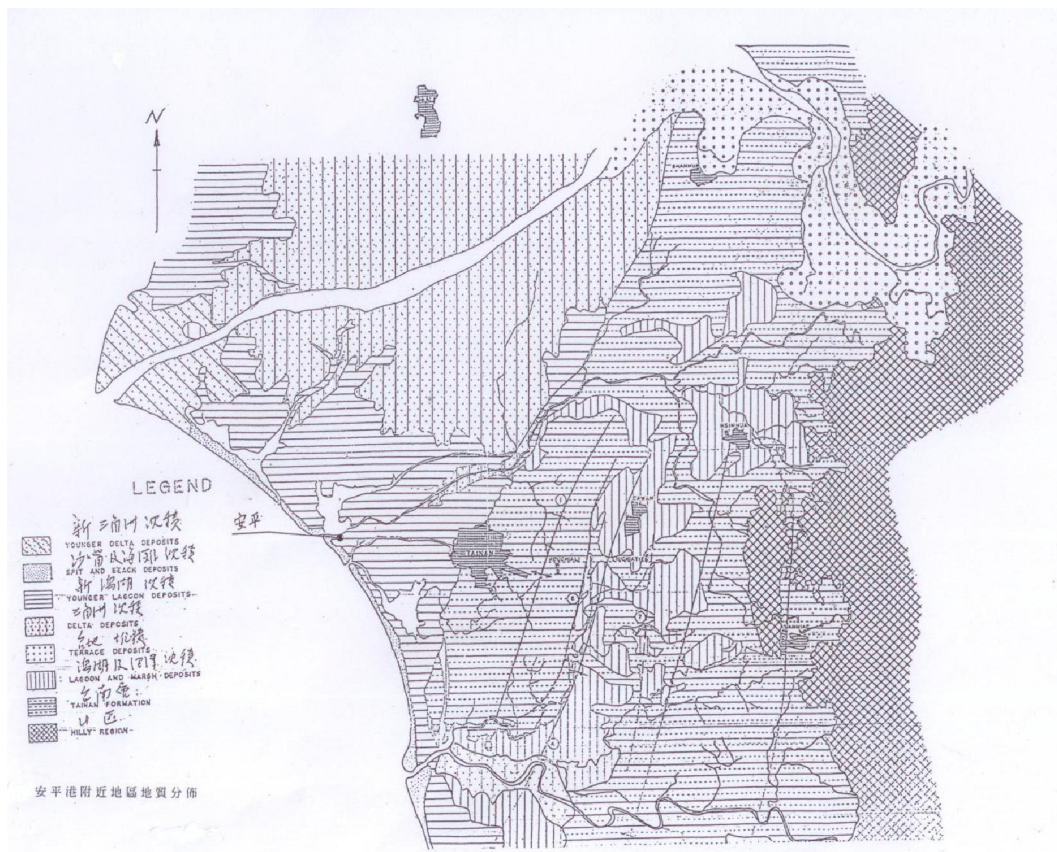


圖 7.1 安平港及其鄰近地區地質分佈

7.1.2 安平港區地質

規劃之安平港除了主航道之南、北、內、外防波堤外，尚有客貨、散雜貨、水泥及化學品等 31 席，各類用途碼頭如圖 7.2 所示，其中 #1～#4 為散雜貨及客貨碼頭，#5A～#7 皆是散雜貨碼頭，#8～#14 為環保中心、貨櫃及散雜貨碼頭，#15～#20 為水泥專用碼頭，#21～#31 大都是散雜貨碼頭，僅 #21、#22 是化學品及油類使用碼頭。

地質大部分屬於漁塢區之地層，表層含有貝殼之細砂或鬆軟之砂質壤土，下層為泥質壤土之沖積層，砂礫則來自曾文溪、鹿耳門溪、鹽水溪及二仁溪。而根據已搜集之安平港鑽探資料(高雄港務局，1970-1998)，可將港區分為 6 個區域來分析，各個區域之鑽探深度約在 25 公尺～55 公尺左右，而土層大致以 6～8 個層次來研判，茲依各不同區域土層自上而下概述如下：

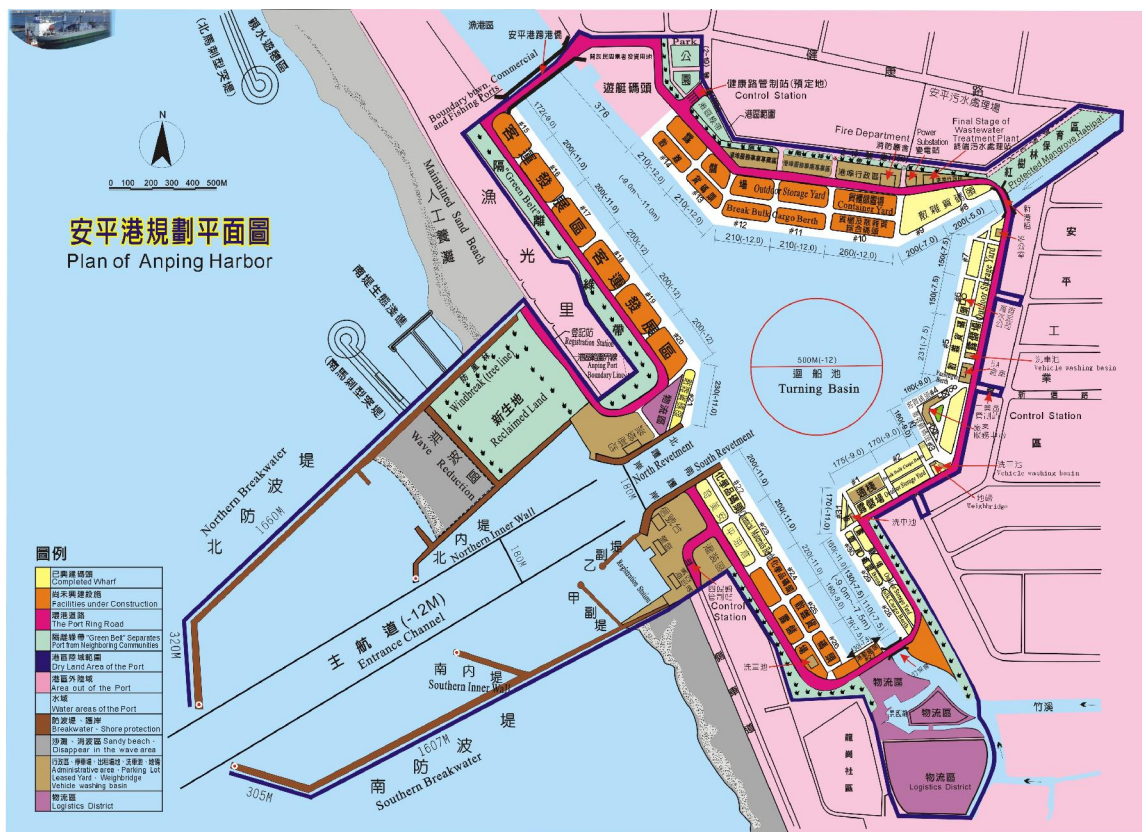


圖 7.2 安平港規劃平面圖

1. 安平港的 1、2、3、4 號碼頭：

#1～#4 碼頭共收集 15 個間距在 25m～50m 之海上鑽孔，如圖 7.3 所示，各鑽孔深度為 30m～57m，海床至海平面平均約 6m。土層大略以粉土質細砂(SM)、砂質粉土(ML)或夾粉土質粘土(CL)薄層等三種土層沖積而成。靠近海床面，為 2m 至 4m 厚之砂質粉土或夾粘土薄層，其標準貫入 N 值在 2 至 5 屬極軟弱稠度。

海床表土層下至 EL.-25m 以中等緊密之灰色粉土質砂土層為主，但於-16m 及-23m 處各有平均約 2m 厚之灰色粉土或黏土層。

EL.-25m 至 EL.-53m 深皆以粉土與砂土層分佈，其中 EL.-28m～EL.-33m 及 EL.-36m～EL.-48m 是較厚之灰色黏土質粉土層，且由 #4 碼頭逐漸向 #2、#1 碼頭尖滅消失之趨勢。

2. 5A、5、6、7 號碼頭：

本區地質鑽探，沿著碼頭線共有 25 個孔距皆為 25m 之鑽孔，平均深度在海水面下 27m，鑽探位置較靠近內陸，故水深為 0.5m 至 3m 左右，如圖 7.4 所示。

海床面以下約有平均 2.5m 厚之極軟弱粘土層，標準貫入 N 值在 0～1，EL.-5m 至 EL.-10m 為灰色粉土層，N 值在 2～10 間。

在 EL.-10m 以下至 EL.-27m 處，則以粉土質細砂(SM)土層較為明顯，分別是 EL.-10m～EL.-17m 及 EL.-20m～EL.-24m，而 EL.-17m 至 EL.-20m 及 EL.-24m 至 EL.-27m 則為粉土層，且靠近 #7 碼頭區為中塑性黏土層。

3. 8、9、10 號碼頭：

本所於 #8、#9、#10 碼頭等區共進行 17 孔 30 公尺深之荷式錐貫入試驗(CPT)，根據試驗得知整個地區之土層剖面變化不大，依錐頭阻力研判本區土層，如圖 7.5 所示，可細分為 6 個次層：

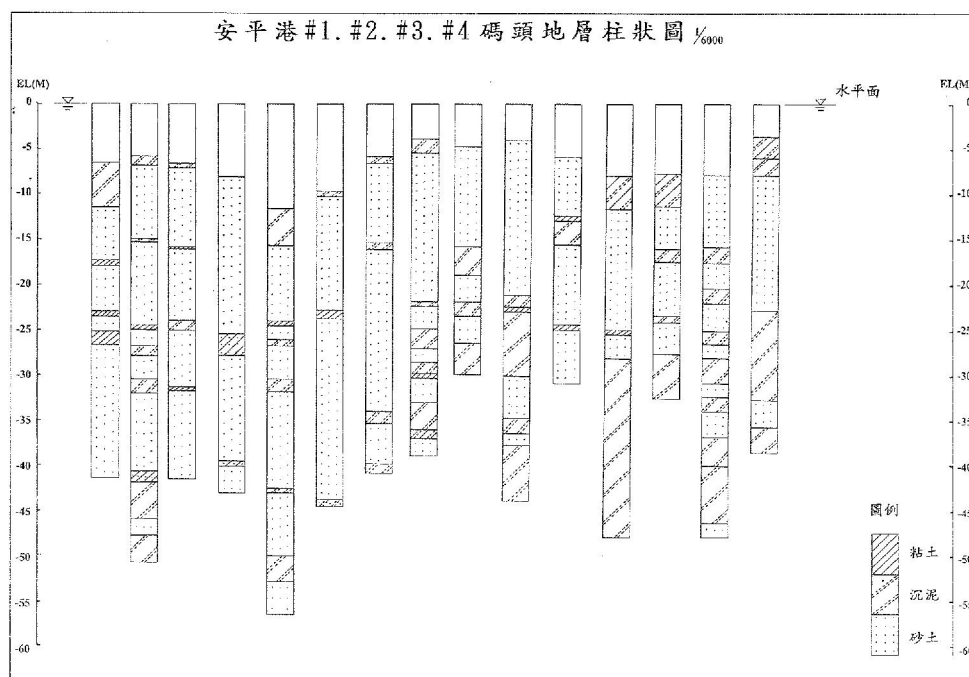


圖 7.3 安平港 1、2、3、4 號碼頭地層柱狀圖

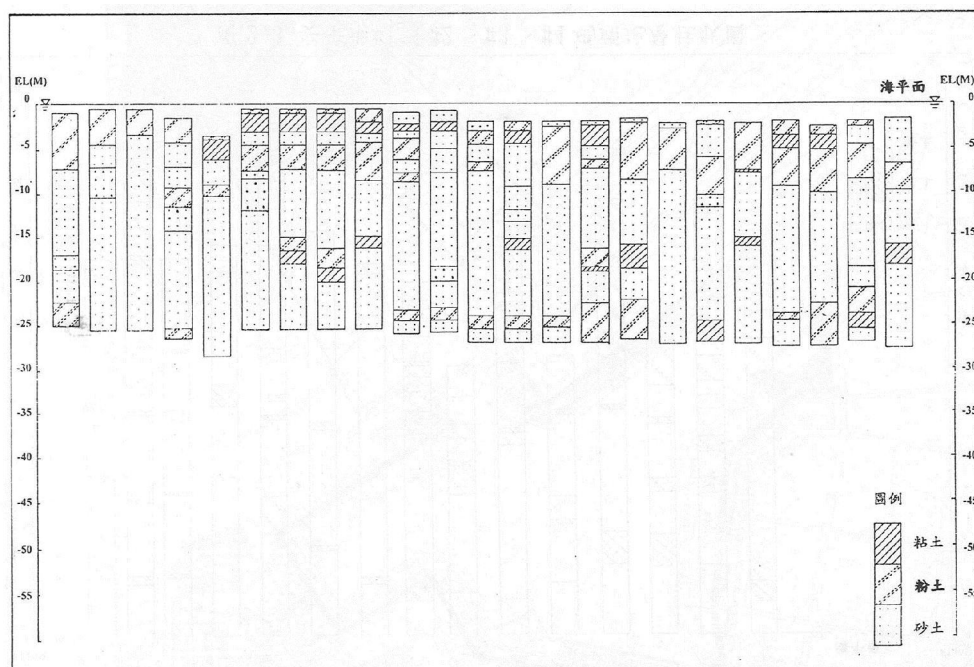


圖 7.4 安平港 5、6、7 號碼頭地層柱狀圖

表土層厚度約為 2m，屬於砂質粉土，因表土層水份受到蒸發，含水量低，錐頭阻力約為 $80\sim 140\text{Kg/cm}^2$ ，屬較緊密粉土層。

第二次層為厚約 2m 之粉土質細砂，錐頭阻力小於 20Kg/cm^2 ，為極疏鬆之砂土層。

地表下-4m 至-5m 有約 1m 厚之軟弱黏土層，在地表下-5.0m~-8m 間為厚約 2~3m 之粉土質細砂或砂質粉土層，且由#8 碼頭向西邊之#10 碼頭漸變為含有細黏土顆粒較多之砂質粉土。

地表下-8m~-13m 為厚 5m 之軟弱黏性土層，偶夾 1 米厚之疏鬆砂土層，錐頭阻力在 $35\sim 50\text{Kg/cm}^2$ 。

深度自地表下 13m 至 25m 為較緊密之粉土質砂土層(SM)，且有些試孔在深度約 20m 處夾有 1m 厚之黏土層。

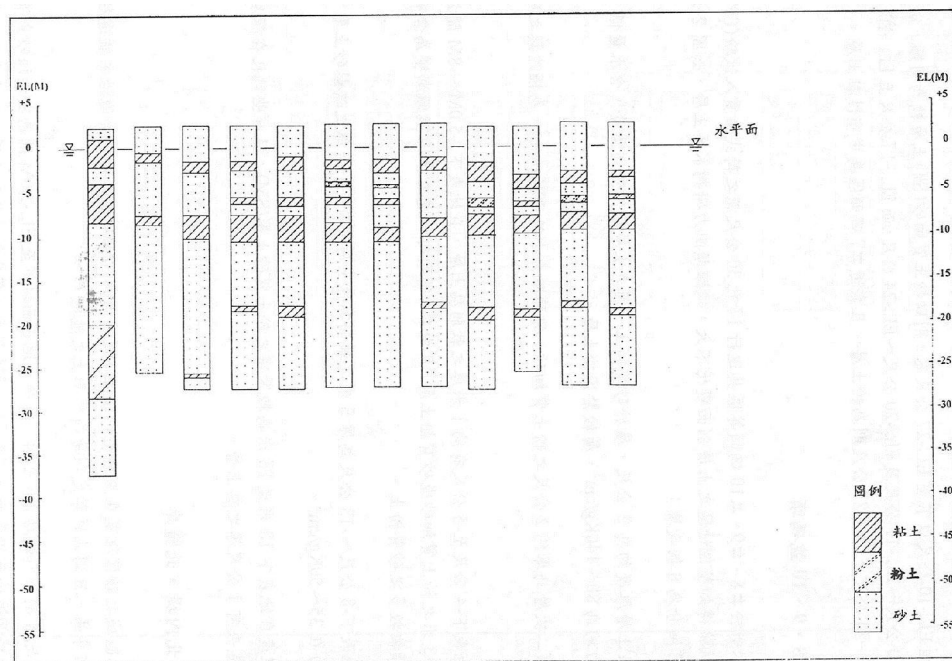


圖 7.5 安平港 8、9、10 號碼頭地層柱狀圖

4. 北內堤、北護岸：

本區域之鑽探位置在主航道以北之內堤及護岸，海床面自港區外海沿主航道往護岸逐漸升高，直到北護岸處則是海平面上之陸地。

由地層剖面，如圖 7.6 可知，護岸自地表面以下至 EL.-3.0m 間為灰色細砂夾礫石層，而整個區域自海床面以下至 EL.-43m 間皆以灰色細砂或粉土質細砂層為主，其中於 EL.-17m～-22.0m 及 EL.-30m～-33m 則為粉土質細砂夾薄黏土層，並向西側外海逐漸尖滅消失。

5. 南內堤、南護岸：

主航道以南之內堤及護岸，共搜集 9 個鑽探孔，由圖 7.7 之剖面概略顯示，海床面亦是由外海之防波堤漸往內護岸升高，土層主要以灰色細砂、粉土質細砂或粉土質黏土夾細砂為主。

海床面以下至 EL.-28.0m 深皆為灰色細砂或粉土質細砂層，有些鑽孔在 EL.-16.0m～-19.0m 深則偶夾薄層粘土。

深度自 EL.-28.0m 至-32.0m 間是粉土質細砂夾薄黏土或夾薄層粉土。EL.-32m 至-45.0m 間則是中等緊密至緊密之粉土質細砂，N 值在 22～40 間。EL.-45.0m 以下約有 5m 至 15m 厚之粉土質黏土夾細砂或細砂夾薄黏土互層，且以內防波堤之土層較厚。

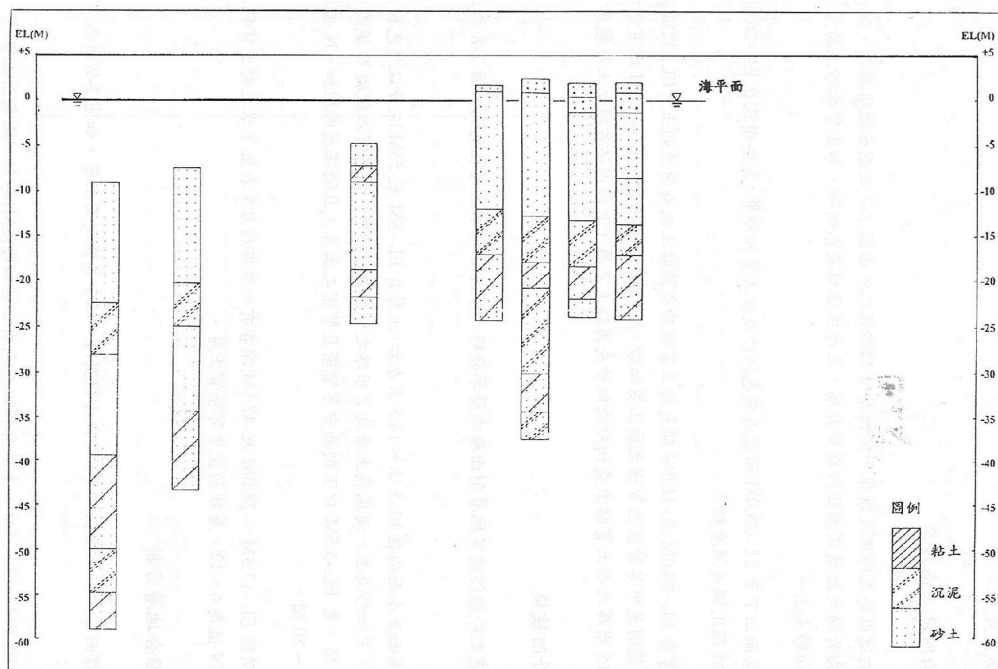


圖 7.6 安平港北內堤、北護岸碼頭地層柱狀圖

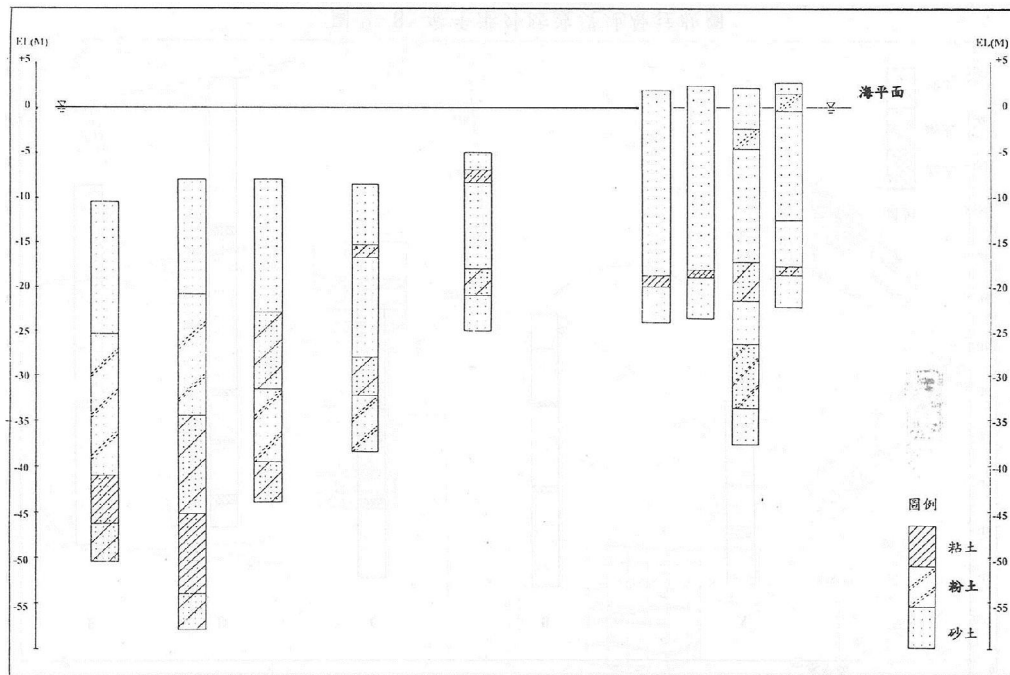


圖 7.7 安平港南內堤、南護岸碼頭地層柱狀圖

6. 外防波堤：

新建之外廓防波堤地層剖面層次簡單分明，可由 5 個水上鑽孔剖面如圖 7.8 概示如下：

海床面至水面約在 EL.8m~14.5m 左右，土層自 EL.-8m 至-55m 深皆以灰色粉土質細砂、中細砂為主，海床表土層為 2m 厚之中等緊密砂層，標準貫入試驗 N 值約在 10~16 間，自 EL.-3.5m 以下則為中等緊密至緊密之土層，且隨深度而增加，N 值大致在 13~50 間。

在深度 EL.-17.5m、-28.0m 及 -47.5m 深各有一層厚約 0.5m 至 3m 之粉土質黏土層，其 N 值為 6~12，屬軟弱至中等堅實土層。

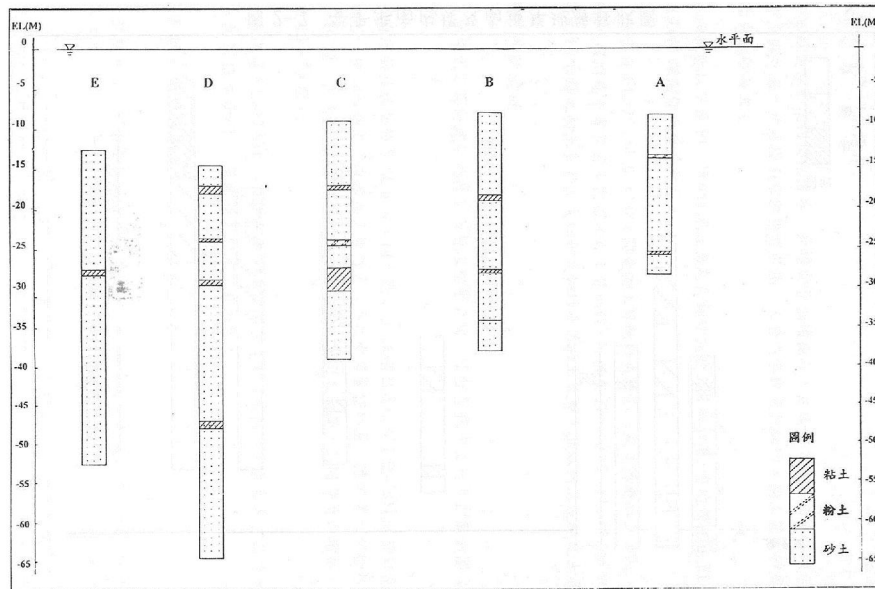


圖 7.8 安平港外防波堤碼頭地層柱狀圖

7.1.3 綜合地層分析

整體而言，安平港在深度-50m 範圍內，綜合各區剖面土層，如圖 7.9 所示，簡述如下：

1. EL.0m~EL.-15m：土層分佈以灰色粉土質細砂(SM)為主，海床面以下 2~4m 為軟弱之粉土層(ML)，深度-5m 及-10m 間偶夾有 N 值為 2~10 之軟弱粉土或黏土薄層。
2. EL.-15m~EL.-20m：具有一層平均為 2~3m 厚之灰色黏土(CL)或粉土層(ML)，N 值在 6~30 間，屬中等堅實至極堅實稠度土層，其中以外防波堤土層較軟弱。
3. EL.-20m~EL.-35m：大致以緊密之粉土質砂(SM)居多，但於-28m~-33m 間有一層厚約 2~5m 之粉土質細砂夾黏土或粉土層，N 值為 22~60 間之極堅實至堅硬土壤。
4. EL.-35m~EL.-50m：大部分為灰色粉土質砂土層，但於-45m~-50m 間為一層厚約 2~8m 之灰色粉土質粘土夾細砂土層，N 值約在 22~45 間，此土層分佈以航道之內防波堤較厚。

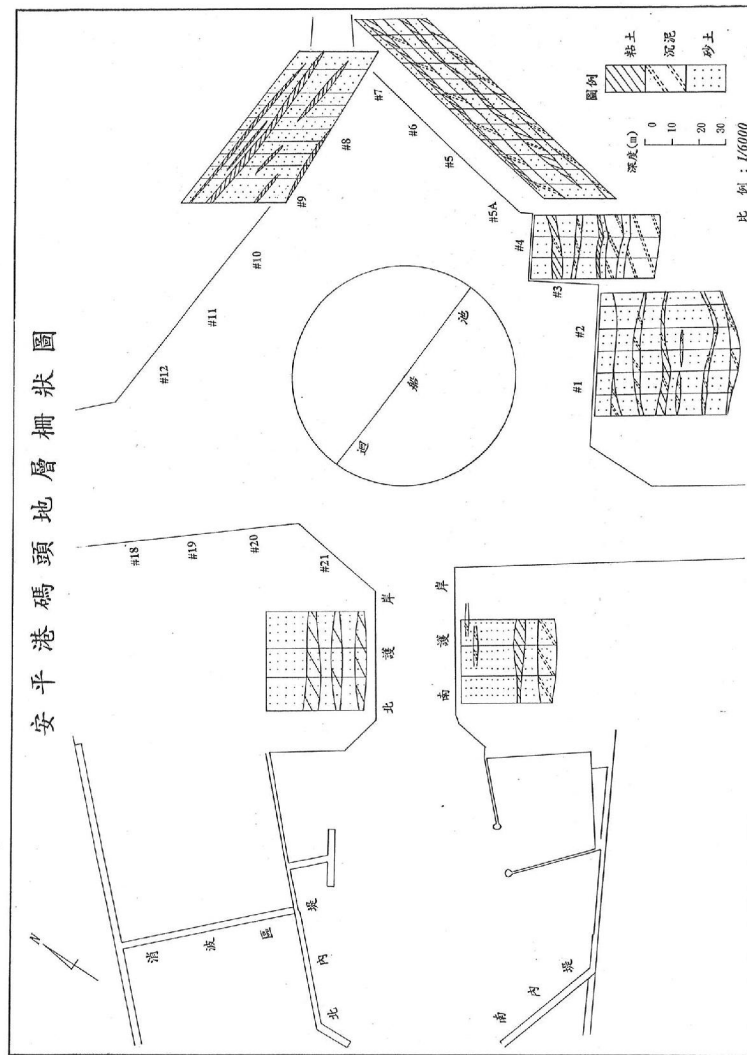


圖 7.9 安平港碼頭地層柵狀圖

7.2 安平港區之地震力分析

斷層通常是地震釋放能量的地方，其主因是地層受到大地應力作用後產生，因此在大地震發生後，常出現地表破裂，而破裂面的兩側岩層發生相對位移之現象稱為斷層。

7.2.1 安平港區附近的活動斷層

臺灣西南部地區的活動斷層，依據經濟部中央地質調查所的調查報告，地表長度大於 5 公里的活動斷層，包括九芎坑斷層、梅山斷層、

大尖山斷層、木屐寮斷層、六甲斷層、觸口斷層、新化斷層、後甲里斷層與左鎮斷層等共 9 條斷層(經濟部中央地質調查所, 2007), 而其中離安平港區最近且具影響港區構造物的活動斷層為新化與後甲里斷層, 以下分別就新化與後甲里斷層之地形、地質與活動特性簡述如下:

1. 新化斷層

新化斷層, 為右移斷層, 約呈東北東走向, 由臺南縣新化鎮那拔里向西延伸至北勢里, 長度約 6 公里, 如圖 7.10。1946 年 12 月 5 日芮氏規模 6.3 的地震, 為新化斷層的再活動所造成。新化斷層有多次古地震事件, 故列為第一類活動斷層(經濟部中央地質調查所, 2007)。

新化斷層位於新化丘陵西緣, 新化畜產試驗所以西沒有明顯的斷層地形特徵, 而那菝林至深坑橋則有明顯線形。

斷層出露的地層包括六雙層、階地堆積層與沖積層。六雙層下段為棕黃色砂岩和厚層泥岩, 上段以棕黃色砂岩為主。階地堆積層與沖積層, 皆以礫石、砂與泥為主。

新化斷層於 1946 年 12 月 5 日早上 6 時 47 分曾發生芮氏規模 6.3 之破壞性地震, 震央在北緯 23.1 度, 東經 120.4 度, 約在臺南市東北方之新化與那拔林附近, 震源深度經判斷約在 5km 處, 走向為東北東 ENE-WSW, 約從新化至永康附近。震央附近之新化鎮、新市鄉與永康鄉一帶災情嚴重, 震度達 5 級, 其次為安定鄉、歸仁鄉、仁德鄉及臺南市安南區。震央附近發生顯著地殼變動, 如斷層、地裂、噴砂、噴泥、噴水與井水變異等現象, 對農業與交通上之影響甚鉅。根據調查, 本次地震最大水平位移為 200 公分, 最大垂直變位 76 公分(徐鐵良, 1986), 約在現今深坑橋北側公路上, 新化斷層與安平港之距離約 25km。

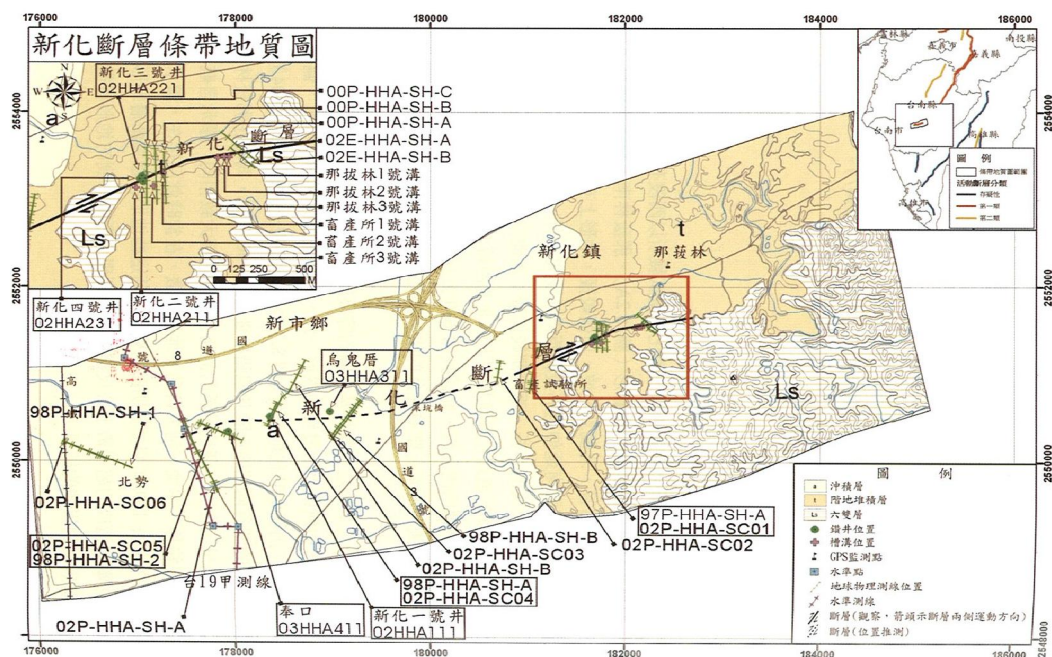


圖 7.10 新化斷層地質圖

2. 後甲里斷層

後甲里斷層，為逆移斷層，約呈南北走向，由臺南市永康向南延伸至虎山，如圖 7.11，長約 12 公里(經濟部中央地質調查所，2007)。

臺南台地為一橢圓外形，長軸為南北向。台地東緣有一直線狀崖，崖線西側岩層向東傾斜 15~30 度，推測存在一條高角度傾斜的正移斷層。由航照判釋發現台地東緣有明顯的斷層崖，崖的中段高約 30 公尺，並被一約 15 公尺高的侵蝕平台所隔，因此推測後甲里斷層為一向西傾斜的逆移斷層，且在臺南層沉積之後歷經 2 次的抬升作用。本區出露的地層包括臺南層與沖積層，臺南層以膠結疏鬆的厚層細至中粒砂岩為主，偶夾薄層頁岩。沖積層則以未膠結的砂、礫石與泥為主。

後甲里斷層藉由槽溝開挖與鑽井資料顯示可確定確實存在，年輕地層雖有受劇烈構造擾動，造成地層傾斜、龜裂、錯動及液化等現象，但因未發現有斷層截穿至地表，故屬於盲斷層，為第二類活動斷層。

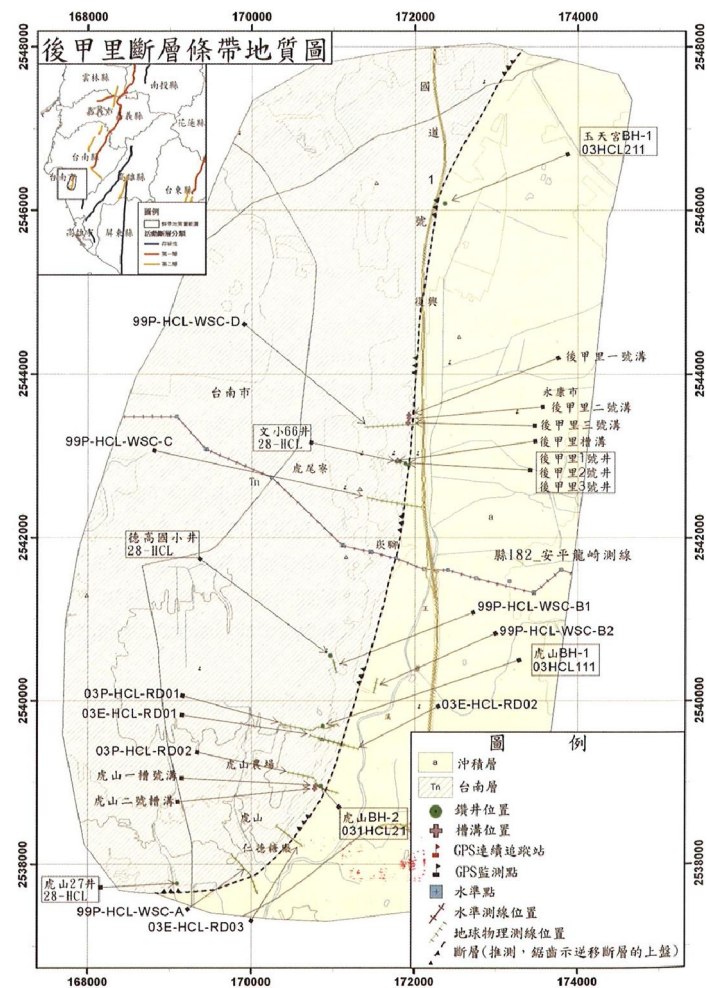


圖 7.11 後甲里斷層地質圖

7.2.2 斷層長度與地震規模

斷層長度一般稱為地表震斷層長度，它是影響地震規模之重要因素。日本學者蒐集日本自 1891 年至 1948 年大地震相關的大斷層資料，經過彙整分析後彙整出來的斷層長度和變位的幅度與地震規模之間的關係(岡本舜三，1997)，如 7-1 式、7-2 式所示：

$$\log_{10}L=1.32M-7.99 \quad \dots\dots\dots (7-1)$$

$$\log_{10}D=0.55M-3.71 \quad \dots\dots\dots (7-2)$$

上式中，M=地震規模。L：斷層長度 (km)。D：斷層變位量(m)

Wells and Coppersmith (1994)根據全球 244 個大地震資料迴歸得到地表地震斷層長度、地震規模、最大錯位量的經驗式如 7-3 式、7-4 式所示：

$$M_w = 5.16 + 1.12 \cdot \log(SRL) \quad \dots\dots\dots (7-3a)$$

$$M_w = 5.00 + 1.22 \cdot \log(SRL) \quad \dots\dots\dots (7-3b)$$

$$SD = 0.28$$

$$M_w = 4.86 + 1.32 \cdot \log(SRL) \quad \dots\dots\dots (7-3c)$$

$$SD = 0.34$$

$$\log(MD) = -1.69 + 1.16 \cdot \log(SRL) \quad \dots\dots\dots (7-4a)$$

$$SD = 0.36$$

$$\log(MD) = -0.44 + 0.42 \cdot \log(SRL) \quad \dots\dots\dots (7-4b)$$

$$SD = 0.43$$

上式中 M_w 表示地震矩規模， SRL 為地表破裂長度(公里)； MD 為最大錯位量(公尺)； SD 表示 1 個標準偏差值。

根據中央地調所調查之新化斷層與後甲里斷層長度為 6 公里與 12 公里，並分別依上列經驗式來估算地震規模，當斷層長度 $L=6$ 公里時，地震規模為 $M=6.64$ 與 $M_w=6.03 \pm 0.28$ 。當斷層長度 $L=12$ 公里時，地震規模為 $M=6.87$ 與 $M_w=6.31 \pm 0.28$ 。

7.2.3 安平港區土層放大效應

依據以往之震紀錄考慮，考慮震源之線性模式與衰減率，推測安平港工址之可能發生最大地震 (maximun credible eathquake MCE)。根據下列最大地表加速度衰減率公式，可以推估安平港地區可能遭受新化斷層之最大地表加速度 a_{max} 。

Kanai 公式：

$$a_{\max} = 1.192e^{0.735M} (R + 34)^{-1.743} \dots\dots\dots(7-5)$$

Joyner & Boore 公式

$$\log_{10}(a_{\max}) = -1.352 + 0.2875M - \log_{10} \sqrt{R^2 + 14^2} \dots\dots\dots(7-6)$$

Campbell 公式：

$$a_{\max} = 0.009e^{1.024M} (R + 0.04e^{0.94M})^{-1.074} \dots\dots\dots(7-7)$$

Japan Rock Site 公式：

$$\log_{10}(0.981a_{\max}) = \left(\frac{R + 75}{100}\right)(-4.92 + 1.018M - 0.06M^2) \dots\dots\dots(7-8)$$

茅聲燾公式：

$$a_{\max} = 0.3725e^{0.876M} (R^2 + 400)^{-0.918} \dots\dots\dots(7-9)$$

上式中， a_{\max} = 最大地表加速度，單位為 g。

M = 地震規模。R = 震源至當地距離，單位為公里。

上述衰減公式(7-5)~(7-9)，係羅俊雄(1990)根據 Kanai、Joyner & Boore、Campbell、Japan Rock Site 所建議之基本型式，再根據 1973 年後臺灣地震網(TTSN)已建立，且震源位置測定較精密，所收集之地震資料，求得較合適之係數，而式(7-9)為茅聲燾以 1935 年臺中、新竹等五次臺灣大地震資料所建立之加速度衰減公式。

根據安平港地震站與 921 集集大地震之地表加速度 a_{\max} 記錄資料顯示，沖積土層之地震力皆有放大效應，其加速度 a_{\max} 值大部份皆較衰減公式所推估者為高(港灣研究中心，1999)。將實測值與衰減公式之推估值相比，可得各公式之修正係數如表 7-1 所示。

表 7-1 安平港測站實測地震各衰減公式之計算值及修正係數

<div> <div>模式</div> <div>記錄</div> </div>		衰 減 公 式					平均值
		Kanai	Joyner & Boore	Campbell	Japan Rock Site	茅聲燾	
<div> <div>M=7.0</div> <div>2006/12/26</div> <div>20:26:51</div> </div>	計算值(g)	0.025	0.0321	0.047	0.026	0.019	0.0298
	實測值(g)	0.050					
	修正係數	1.987	1.547	1.062	1.909	2.628	1.827
<div> <div>M=7.0</div> <div>2006/12/26</div> <div>20:34:36</div> </div>	計算值(g)	0.033	0.039	0.056	0.041	0.027	0.039
	實測值(g)	0.101					
	修正係數	3.054	2.575	1.808	2.475	3.712	2.734
<div> <div>M=6.9</div> <div>2009/12/19</div> </div>	計算值(g)	0.017	0.024	0.035	0.0135	0.012	0.0203
	實測值(g)	0.036					
	修正係數	2.084	1.468	1.013	2.665	3.023	2.051
<div> <div>M=6.4</div> <div>2010/03/04</div> </div>	計算值(g)	0.049	0.052	0.062	0.0728	0.053	0.0577
	實測值(g)	0.081					
	修正係數	1.634	1.576	1.317	1.1123	1.534	1.435
<div> <div>M=6.1</div> <div>2012/02/26</div> </div>	計算值(g)	0.033	0.036	0.042	0.046	0.031	0.0376
	實測值(g)	0.052					
	修正係數	1.562	1.432	1.245	1.138	1.667	1.408

7.3 安平港區之設計地震力

7.3.1 安平港測站的地震類型

本章彙整安平港地震監測站歷年監測所得，依地震規模大小與測站震距，將地震資料分為 A、B、C 三種不同類型。A 類型地震為震央距測站超過 10 公里，芮氏規模介於 4.5~6.4、測站震度為 5 級以下之地震紀錄。B 類型地震為震央離測站亦超過 10 公里，芮氏規模 6.4 以上、測站震度為 5 級以上之強震紀錄。C 類型地震為震央距測站少於 10 公里、芮氏規模小於 4.6，測站震度 2 級以上，屬於近距離之地震紀錄，

安平港 2006~2012 年井下地震監測資料如表 7-2，三種地震之加速度歷時、加速度富氏譜分別如圖 7.12 及圖 7.13 所示。將 A、B、C 三種地震記錄之水平方向加速度歷時資料分別進行 5% 阻尼比之反應譜分析(如圖 7.14 所示)。

表 7-2a 安平港 2006~2007 年井下地震監測資料表

編號	監測時間(臺北時間)	震央位置		深度 (km)	規模 (M _L)
		北緯(度)	東經(度)		
1	2006-03-09; 12:07:54.00	23.64	120.56	9.9	5.1
2	2006-04-01; 18:02:42.00	22.88	121.08	7.2	6.2
3	2006-04-16; 06:41:23.00	22.86	121.30	17.9	6.0
4	2006-04-18; 09:26:23.00	23.42	120.34	10.6	4.6
5	2006-06-17; 10:04:57.00	23.1	120.19	15.9	4.3
6	2006-10-09; 18:02:53.00	20.77	119.93	28.0	6.1
7	2006-12-26; 20:26:51.00	21.69	120.56	44.1	7.0
8	2006-12-26; 20:34:36.00	21.97	120.42	50.2	7.0
9	2006-12-26; 23:42:14.00	22.07	120.30	41.23	5.5
10	2006-12-27; 10:30:58.00	22.05	120.39	49.5	5.8
11	2007-01-25; 18:59:48.00	22.63	122.03	25.8	6.2
12	2007-07-23; 21:40:52.00	23.69	121.70	31	5.9
13	2007-08-09; 08:56:20.00	22.65	121.08	5.5	5.7
14	2007-09-07; 01:52:13.00	24.28	122.25	54	6.6
15	2007-10-17; 22:40:50.00	23.50	121.61	42.1	5.4
16	2007-12-05; 09:42:19.00	23.07	121.19	11.3	5.1
17	2007-12-23; 19:50:50.00	23.10	120.67	7.6	4.2

表 7-2b 安平港 2008~2009 年井下地震監測資料表

編號	發震時間(臺北時間)	震央位置		深度 (km)	規模 (M _L)
		北緯(度)	東經(度)		
1	2008-02-18; 04:33:33.00	23.31	121.46	28.3	5.4
2	2008-03-05; 01:32:04.00	23.21	120.70	11.3	5.2
3	2008-04-24; 02:29:20.00	22.87	121.68	11.1	5.6
4	2008-06-15; 07:29:39.00	22.90	120.59	16.9	4.8
5	2008-09-24; 02:57:27.70	23.06	120.22	15.4	3.6
6	2008-09-25; 15:25:38.00	23.06	120.21	16.0	3.5
7	2008-09-25; 23:48:18.00	23.06	120.22	15.8	3.6
8	2008-10-31; 06:25:30.00	23.07	120.23	16.0	4.0
9	2008-10-31; 07:36:30.00	23.05	120.22	14.7	3.5
10	2008-10-31; 16:38:20.00	23.07	120.22	15.4	4.6
11	2008-12-02; 11:16:53.30	23.34	121.49	31.7	5.7
12	2008-12-08; 05:19:39.00	23.85	122.2	35.1	5.9
13	2009-05-12; 02:07:38.50	23.01	120.19	14.7	2.8
14	2009-06-18; 01:18:12.00	23.44	120.65	12.7	4.4
15	2009-07-14; 02:06:10.00	24.02	122.22	18.1	6.0
16	2009-07-17; 19:01:23.00	23.04	120.29	16.3	3.7
17	2009-07-30; 00:53:36.00	22.05	120.48	41.3	5.8
18	2009-08-17; 08:06:42.00	23.37	123.88	43.3	6.8
19	2009-08-22; 04:58:09.00	22.27	120.34	50.5	5.6
20	2009-10-22; 11:37:11.00	23.36	120.38	10.9	4.6
21	2009-11-05; 17:33:17.00	23.79	120.72	24.1	6.2
22	2009-11-05; 17:38:42.00	23.79	120.71	24.5	4.6
23	2009-11-05; 19:34:21.30	23.77	120.76	24	5.7
24	2009-12-19; 21:02:45.00	23.79	121.66	43.8	6.9

表 7-2c 安平港 2010~2012 年井下地震監測資料表

編號	發震時間(臺北時間)	震央位置		深度 (km)	規模 (M _L)
		北緯(度)	東經(度)		
1	2010-01-09; 07:40:24.60	22.61	120.58	34.2	4.4
2	2010-02-07; 14:10:00.30	23.33	123.77	88	6.6
3	2010-02-12; 10:42:38.00	23.89	121.09	14	5.3
4	2010-03-04; 08:18:52.10	22.97	120.71	22.6	6.4
5	2010-03-04; 16:16:16.30	22.96	120.63	19	5.7
6	2010-03-08; 17:26:22.90	23.4	120.55	15.3	4.9
7	2010-07-03; 03:11:32.40	22.86	120.68	17.8	5.1
8	2010-07-25; 11:52:10.20	22.84	120.69	19.6	5.7
9	2010-09-12; 22:02:51.90	23.00	120.21	14.3	3.2
10	2010-09-12; 22:03:12.2	22.99	120.19	12.7	3.1
11	2010-11-08; 21:01:21.00	23.22	120.41	19.9	5.2
12	2010-11-12; 23:39:00.60	22.19	120.61	38	5.3
13	2010-11-21; 20:31:45.60	23.85	121.69	46.9	6.1
14	2011-03-16; 21:12:16.60	22.56	120.68	34.9	4.7
15	2011-03-20; 16:00:51.20	22.44	121.38	27.5	5.8
16	2011-04-29; 21:12:48.30	21.35	122.07	178.1	5.9
17	2011-07-12; 19:17:11.00	23.51	121.52	31.2	5.3
18	2011-09-09; 11:26:59.10	22.31	120.99	10.4	5.0
19	2011-11-06; 17:36:35.40	23.25	120.33	9.9	4.0
20	2012-02-14; 13:08:33.50	23.05	120.23	15.6	3.1
21	2012-02-26; 10:35:00.90	22.74	120.78	20.4	6.1
22	2012-03-09; 08:04:48.50	22.72	120.74	23.4	4.1
23	2012-04-28; 05:08:18.00	22.73	120.73	24	4.4
24	2012-05-09; 08:21:03.10	23.05	120.04	15.9	4.1
25	2012-06-02; 06:25:57.30	23.22	120.47	19.9	3.8
26	2012-06-06; 09:08:34.00	22.39	121.43	16.6	5.9
27	2012-06-10; 05:00:17.90	24.47	122.39	61.9	6.5
28	2012-10-25; 18:31:19.20	22.44	120.4	33.0	5.5
29	2012-11-21; 01:09:01.70	22.47	121.4	26.9	5.4
30	2012-11-29; 11:12:52.80	22.69	121.3	88.2	5
31	2012-12-31; 00:03:25.80	23.46	120.93	5.70	5.4

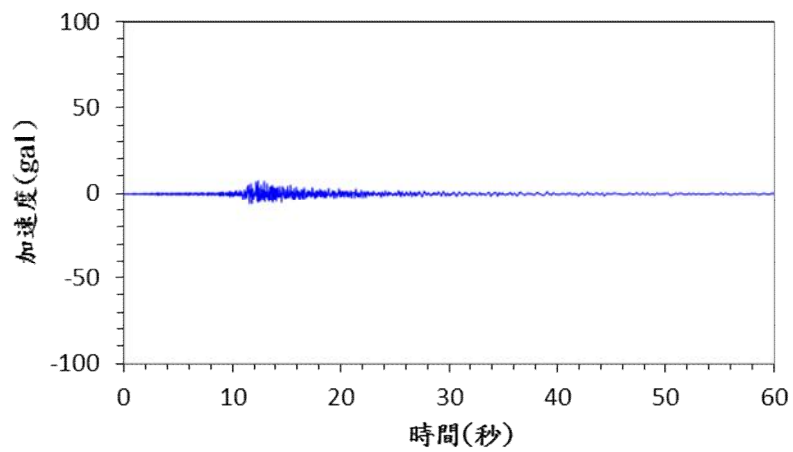


圖 7.12a 安平港 A 類型地震歷時圖

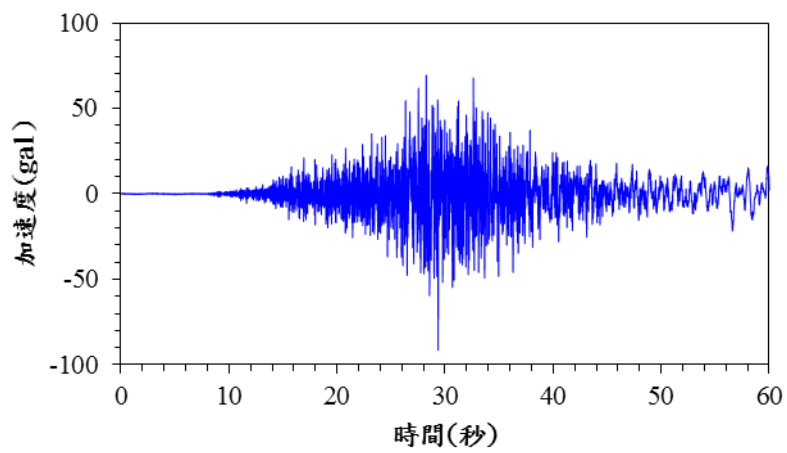


圖 7.12b 安平港 B 類型地震歷時圖

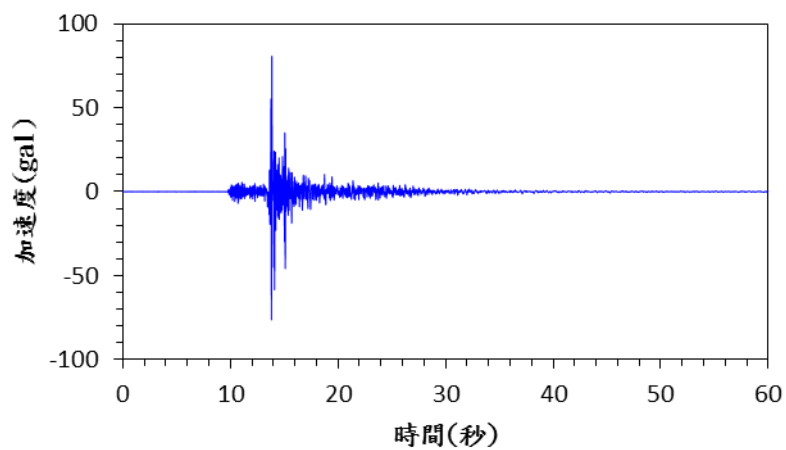


圖 7.12c 安平港 C 類型地震歷時圖

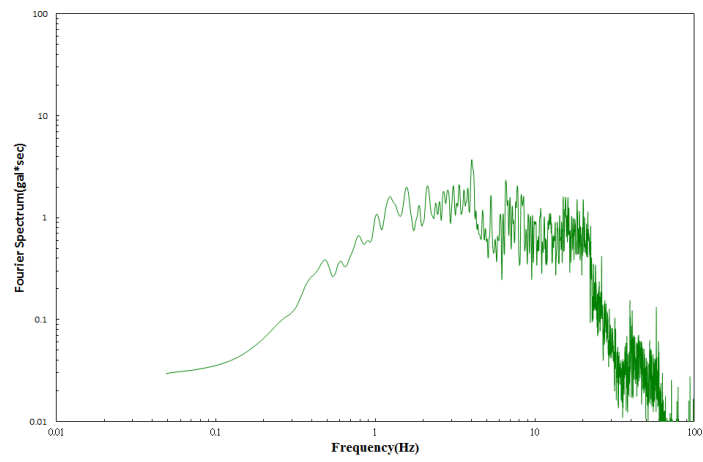


圖 7.13a 安平港 A 類型地震加速度富氏譜圖

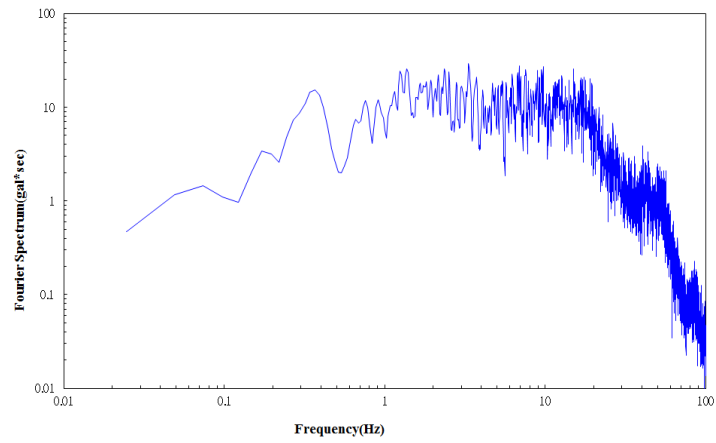


圖 7.13b 安平港 B 類型地震加速度富氏譜圖

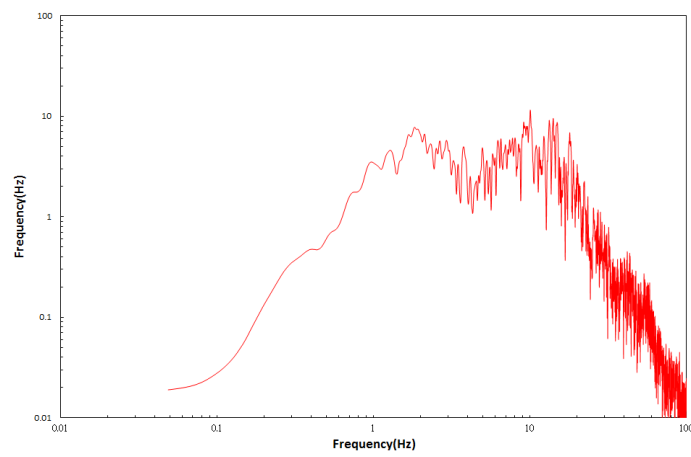


圖 7.13c 安平港 C 類型地震加速度富氏譜圖

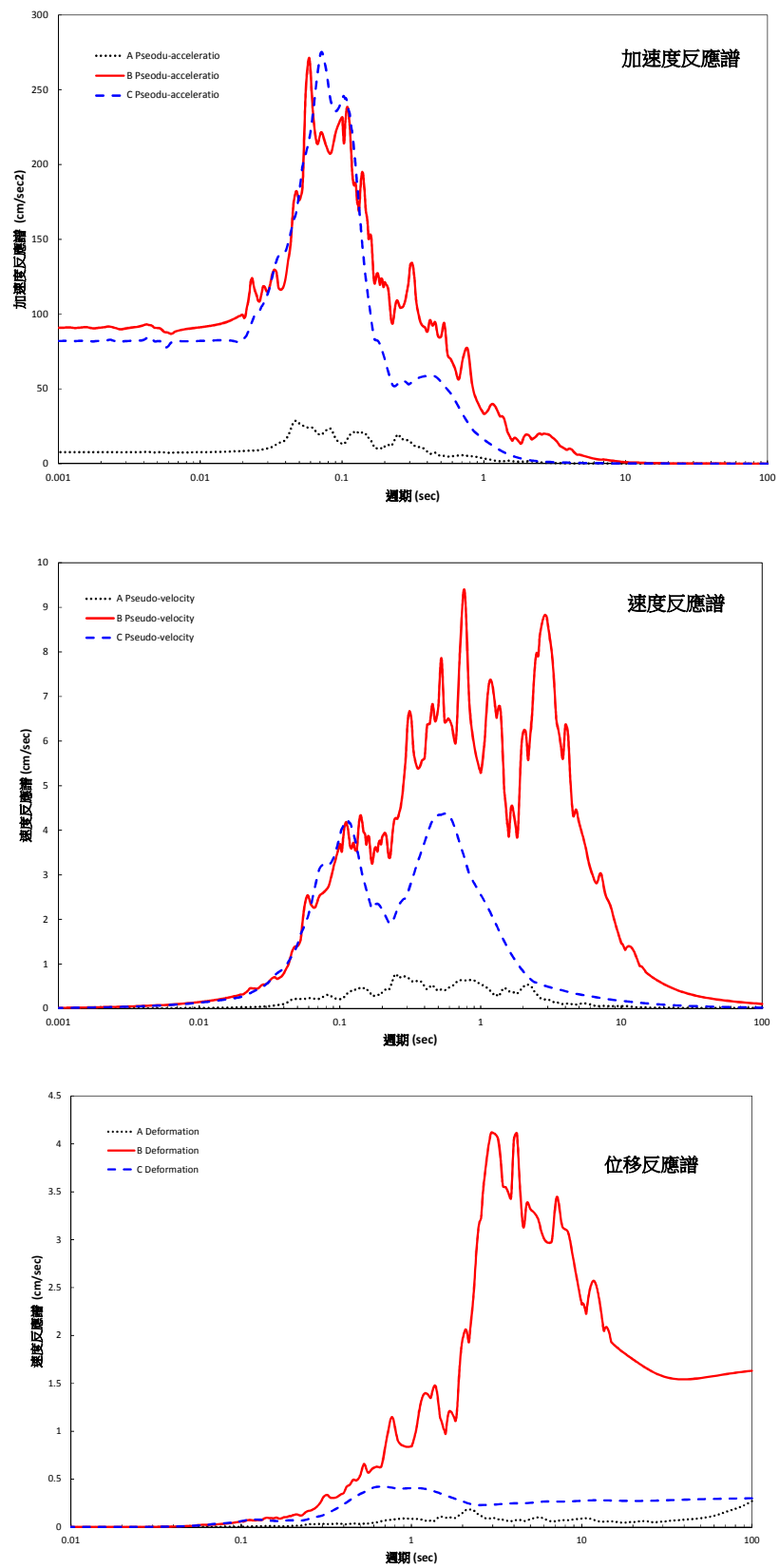


圖 7.14 A、B 及 C 類型地震之加速度、速度及位移反應譜圖

7.3.2 港區建築物耐震設計

建築物耐震設計規範的設計地震力(交通部運輸研究所，2005)，主要是以回歸期 475 年的地震水準為標的，相當於 50 年使用期限內具有 10%的超越機率。一般製作設計反應譜之步驟，是選擇同一測站之多筆不同地震記錄，將每筆地震記錄強度調整至設計地震大小(475 年回歸期)，然後進行反應譜分析後，分別得到擬加速度、擬加速度及相對位移等反應譜，最後再平均化、平滑化並繪製成反應譜曲線。

本節依內政部頒「建築物耐震設計規範」之靜力分析法，彙整安平港自 2006 年至 2012 年止共 70 餘次經中央氣象局定位之地震紀錄，水平方向加速度歷時地震資料共計 140 餘筆，選擇其中震央距測站超過 10 公里之 A、B 類型地震共有 120 餘筆，將地震強度調整到 475 年設計地震大小，並進行反應譜分析、彙整、平均化等步驟後得到水平譜加速度曲線圖，最後與規範中 475 年設計地震水平譜加速度曲線圖比較。

7.3.3 安平港之水平加速度反應譜

依內政部頒建築物耐震設計規範之規定，震區短週期及一秒週期之設計水平譜加速度係數 S_s^D 與 S_1^D 分別代表工址所屬震區在堅實地盤下，設計地震作用時之短週期結構及一秒週期結構之 5%阻尼譜加速度與重力加速度 g 之比值。我國之震區係以鄉鎮市等行政區為單位劃分，各微分區內之震區設計水平譜加速度係數 S_s^D 與 S_1^D 乃根據 50 年 10%超越機率之均布危害度分析訂定，地震回歸期為 475 年，震區最大考量水平譜加速度係數 S_s^M 與 S_1^M 乃根據 50 年 2%超越機率之均布危害度分析訂定，地震回歸期為 2500 年。

靜力分析法，依內政部頒建築物耐震設計規範，靜力分析時，工址設計水平譜加速度係數不得低於 $0.4S_{DS}$ ，以避免長週期建築物的設計地震力過低。

依規範係數表中，安平港行政區劃分為南區，其短週期及一秒週期之設計水平譜加速度係數分別為 0.7 及 0.4，港區土層由地表至地下 30 公尺深的土層平均剪力波速為 167m/sec，為第三類地盤，屬軟弱地盤，工址短週期設計水平譜加速度係數， $S_{DS} = S_S^D F_a$ ，所以

$$PGA = 0.4 \times S_{DS} = 0.4 S_S^D F_a = 0.4 \times 0.7 \times 1.1 = 0.308。$$

式中， F_a ：為反應譜等加速度段之工址放大係數(短周期結構)，隨地盤種類與震區短週期水平譜加速度係數 $S_s(S_S^D)$ 而改變，當 $S_s=0.7$ 時，安平港區之 $F_a=1.1$ 。

因此，將安平港 A、B 類型各組地震調整至 0.308g 後進行反應譜分析，水平加速度反應譜經平均化如圖 7.15 所示，反應譜曲線平台約介於 0.07~0.7 秒。

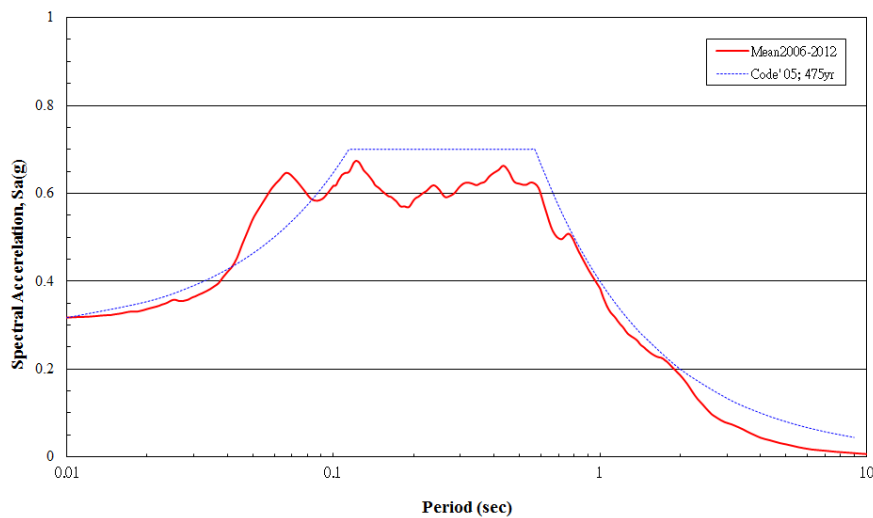


圖 7.15 安平港 A、B 類型地震水平加速度反應譜曲線圖

7.4 高雄港區場址效應

本節以高雄港井下地震監測站各不同深度量測之地震加速度歷時曲線作為現地實際資料，並以測站之土層柱狀圖來建立高雄港場址土壤模型與地盤反應分析流程，採取位於監測站底部 292.5 公尺量測到的地震加速度歷時曲線作為輸入運動，使用擬線性分析程式 Shake91 對

高雄港場址進行模擬，同時校正土壤模型使模型接近現地土壤情況，分析流程如圖 7.16。

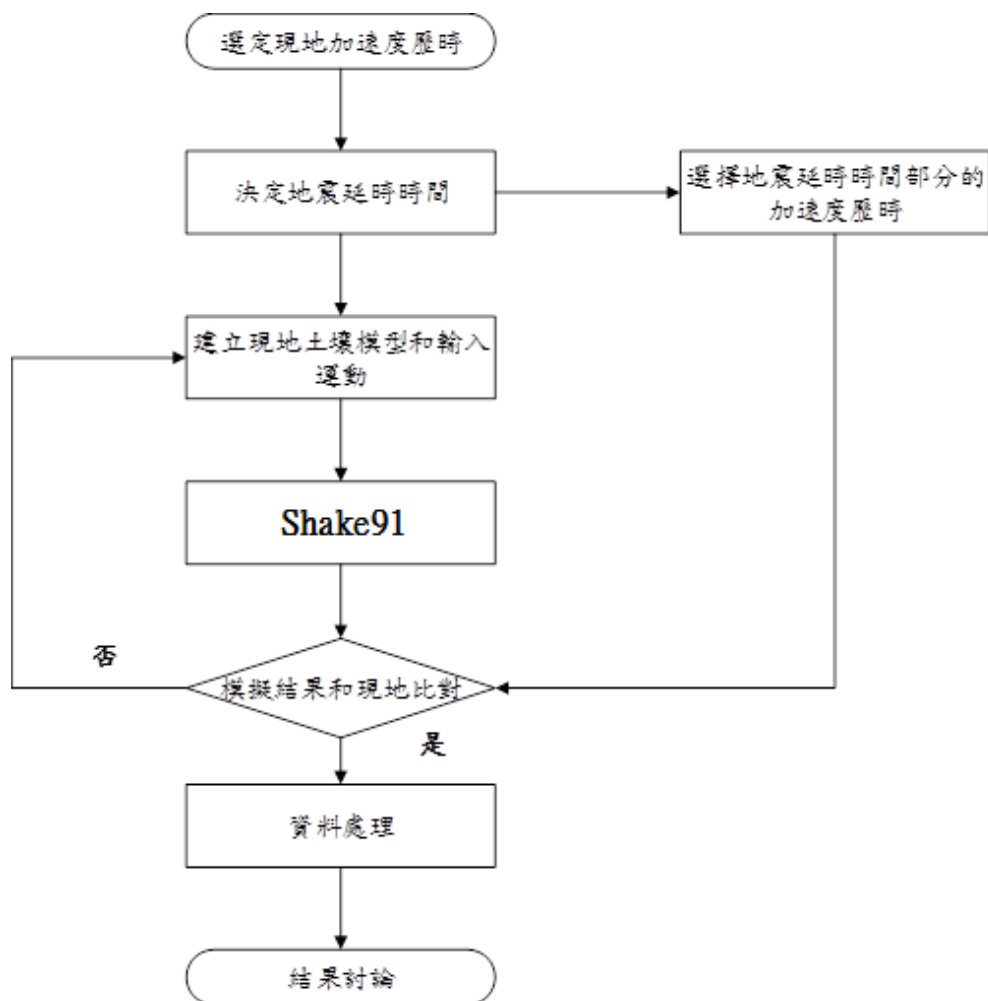


圖 7.16 分析流程圖

7.4.1 土壤模型

高雄港監測站位置如圖 7.17 所示。利用現地鑽探得到的地層柱狀圖建立在 Shake91 使用的土壤模型，在土壤模型中忽略厚度小於一公尺的薄層，砂土夾黏土層及砂石含小石層在土壤模型中以砂土層處理，如圖 7.18 所示。

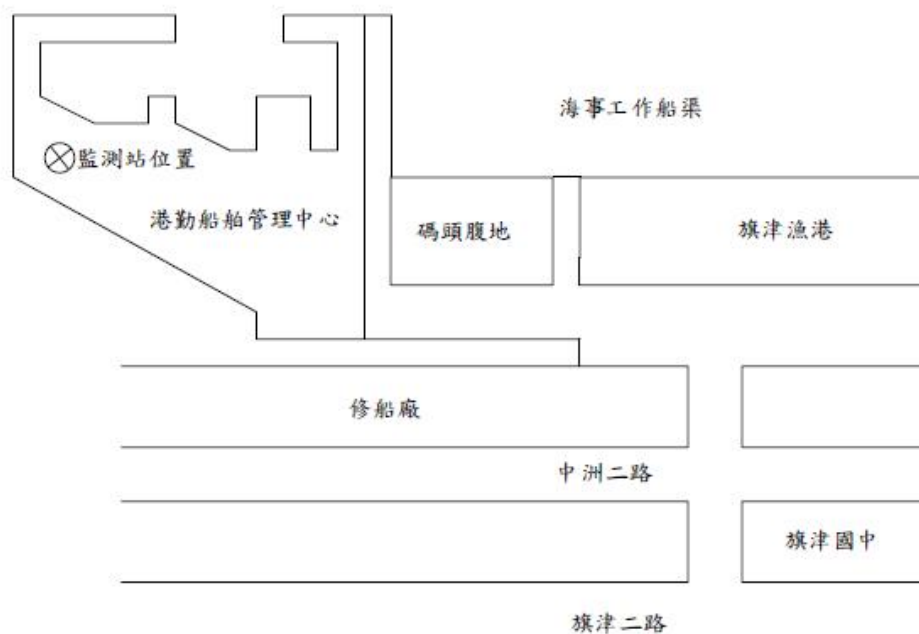


圖 7.17 高雄港地震監測站位置示意圖

7.4.2 輸入參數

Shake91 中剪力波速 V_s 參考現地利用懸浮式井測量測的結果，如圖 7.19 所示。剪力模數方面採用 Seed and Sun(1988)提出的黏土剪力模數曲線和 Seed and Idriss(1970)提出的砂土剪力模數曲線皆選擇上邊範圍，阻尼比方面採用 Idriss(1990)提出的阻尼比曲線選擇下邊範圍，如圖 7.20 所示。土壤密度(Mass Density)黏土假設為 2000kg/m^3 、砂土假設為 1900kg/m^3 。

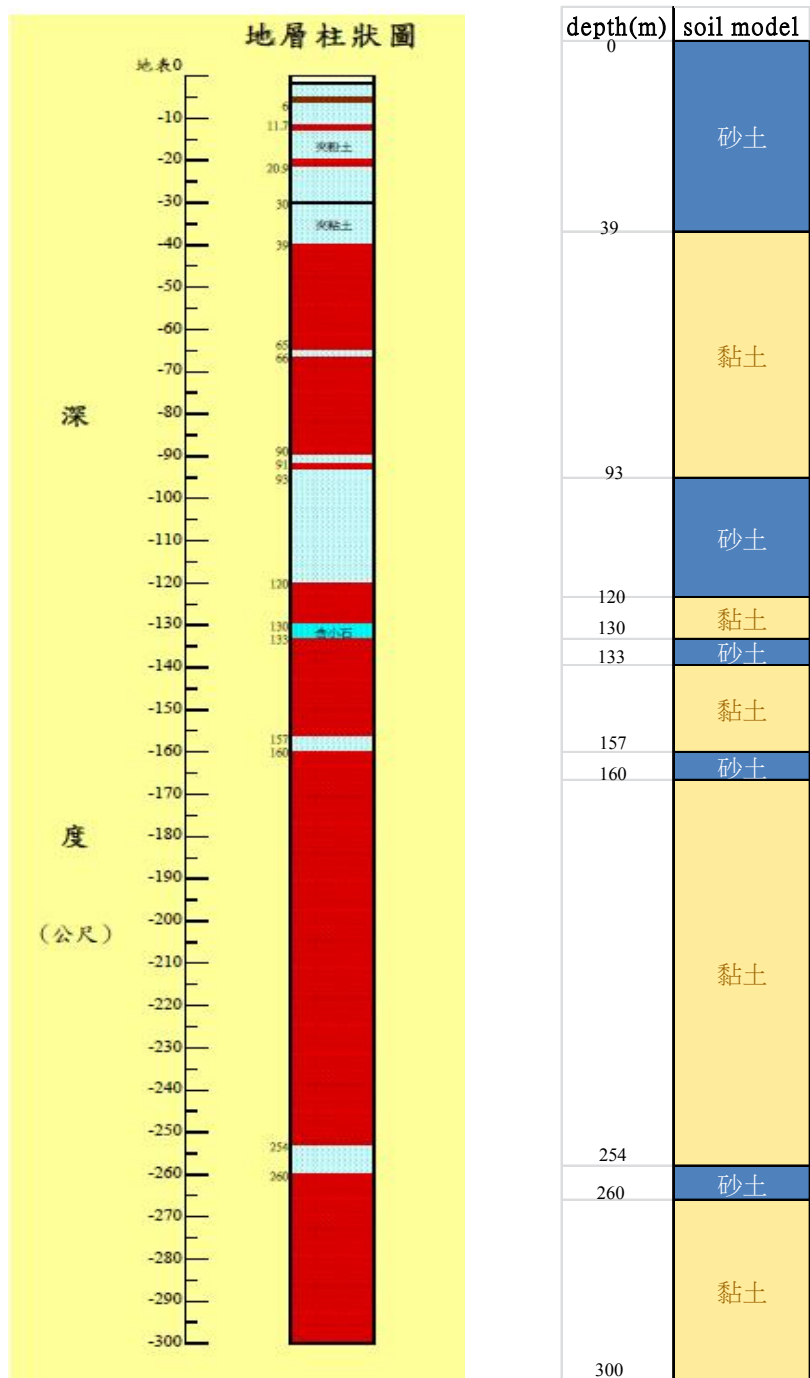


圖 7.18 現地土層柱狀圖與土壤模型對照

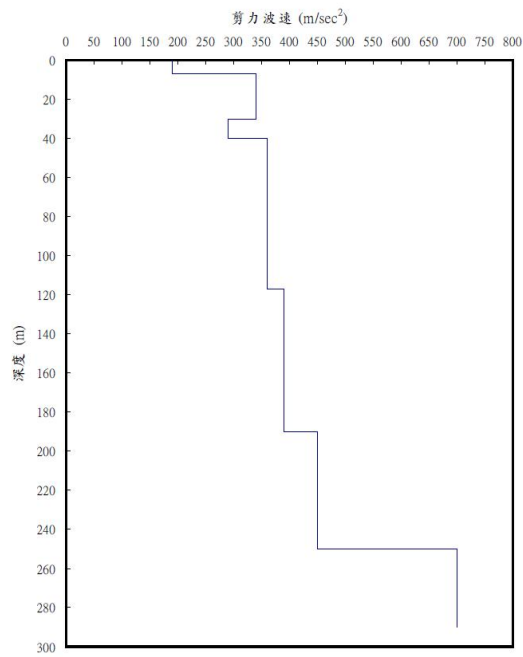


圖 7.19 高雄港地震監測站剪力波速隨深度變化圖

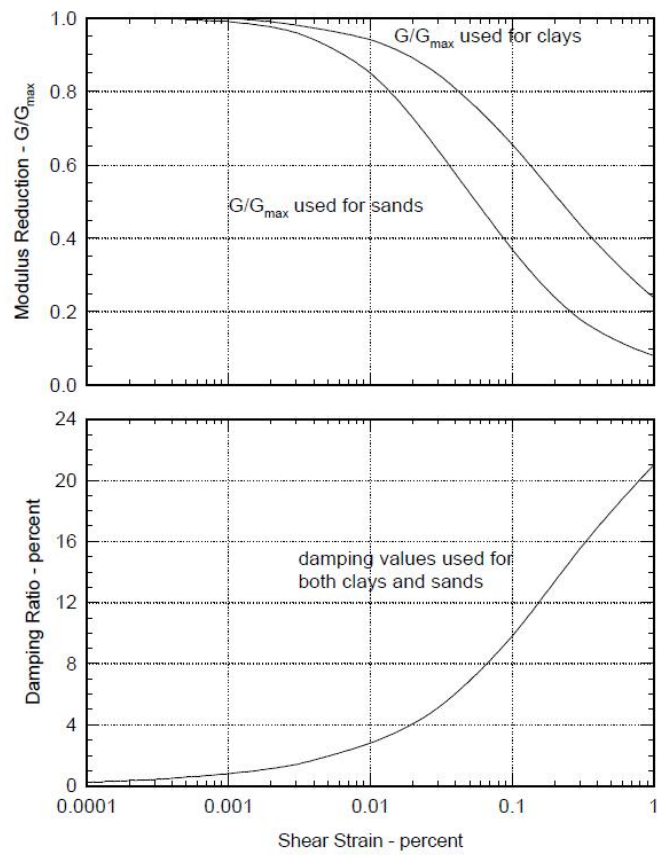


圖 7.20 輸入之剪力模數和阻尼比(SHAKE91)

7.4.3 地震輸入運動

高雄港監測站分別設置五個地震計於地表面和地表面下 14.7 公尺、30.8 公尺、96.8 公尺、292.5 公尺處，每個點同時記錄 X 方向(南北向)、Y 方向(東西向)、Z 方向(垂直向)的地震加速度歷時，292.5 公尺地震計因為是最接近測站土層底部，故選擇本深度的地震加速度歷時來做為 Shake91 的輸入運動，其中 Y 方向量測到的振幅大於 X 向便取 Y 方向做為地震輸入運動，如圖 7.21 所示。並取 Arias Intensity 在 5%到 95%作為地震延時時間(Duration)，如圖 7.22 所示。

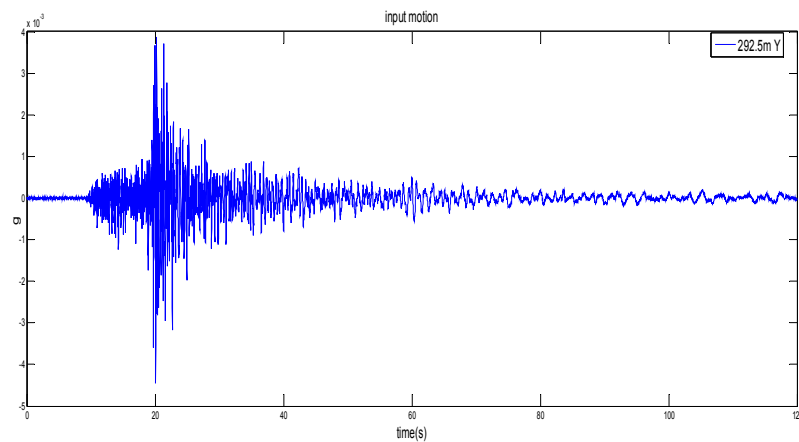


圖 7.21 地震輸入運動(292.5 公尺 Y 向)

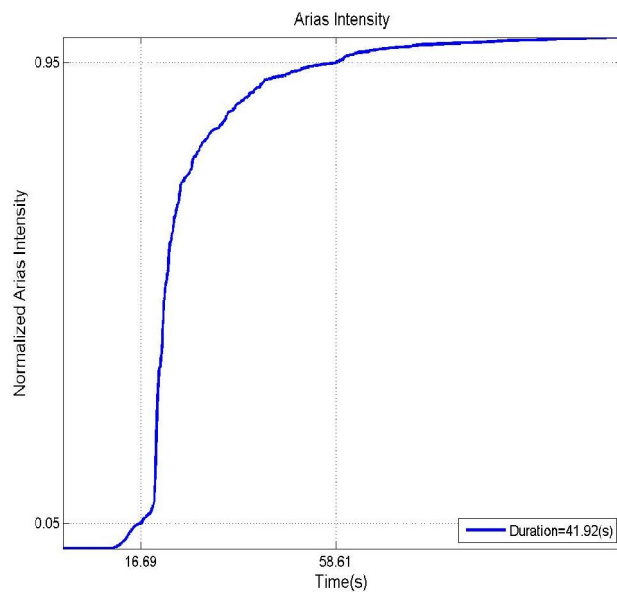


圖 7.22 Arias Intensity 定義延時時間

7.4.4 分析結果

Shake91 分析結果與現地加速度歷時依深度如圖 7.23 所示，由圖可看出 Shake91 最大加速值發生時間極接近現地值，但加速度值在三個深度 27 秒到 30 秒值都略大於現地值，從圖 7.24 可觀察到 Shake91 模擬的結果與現地加速度歷時從五個測點深度(292.5m、96.8m、30.8m、14.7m、0m)隨著深度有放大的趨勢，從圖 7.25 可以更明顯觀察兩者放大係數與深度的變化，Shake91 放大係數極接近現地曲線。

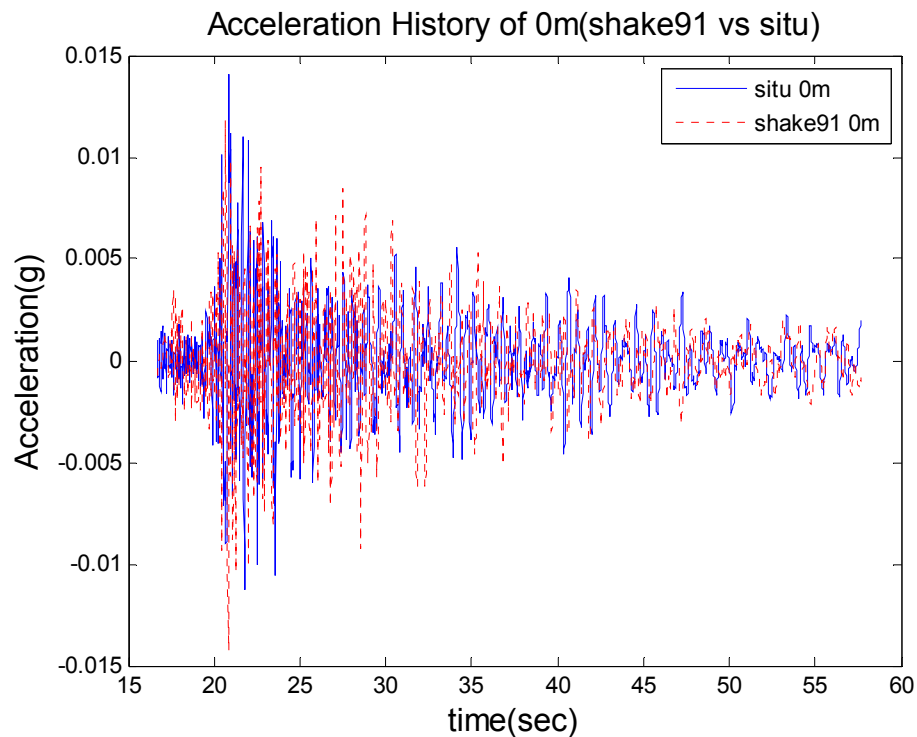


圖 7.23a 現地與 Shake91 加速度歷時比較圖(地表)

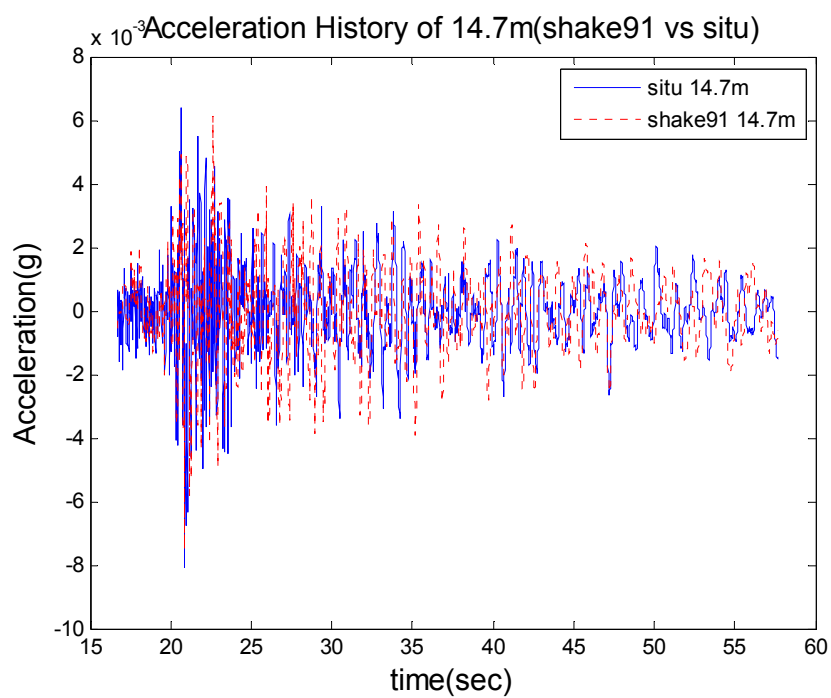


圖 7.23b 現地與 Shake91 加速度歷時比較圖(-14.7m)

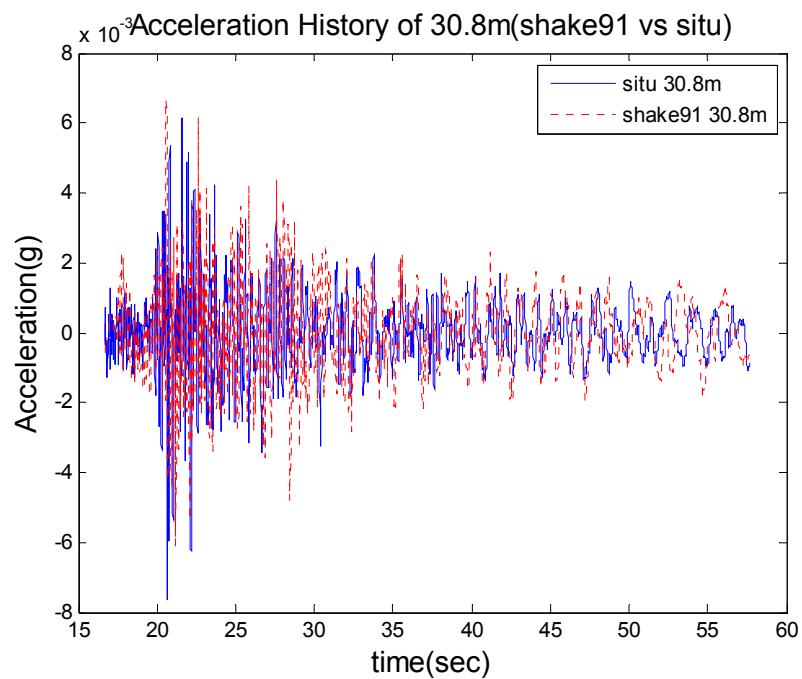


圖 7.23c 現地與 Shake91 加速度歷時比較圖(-30.8m)

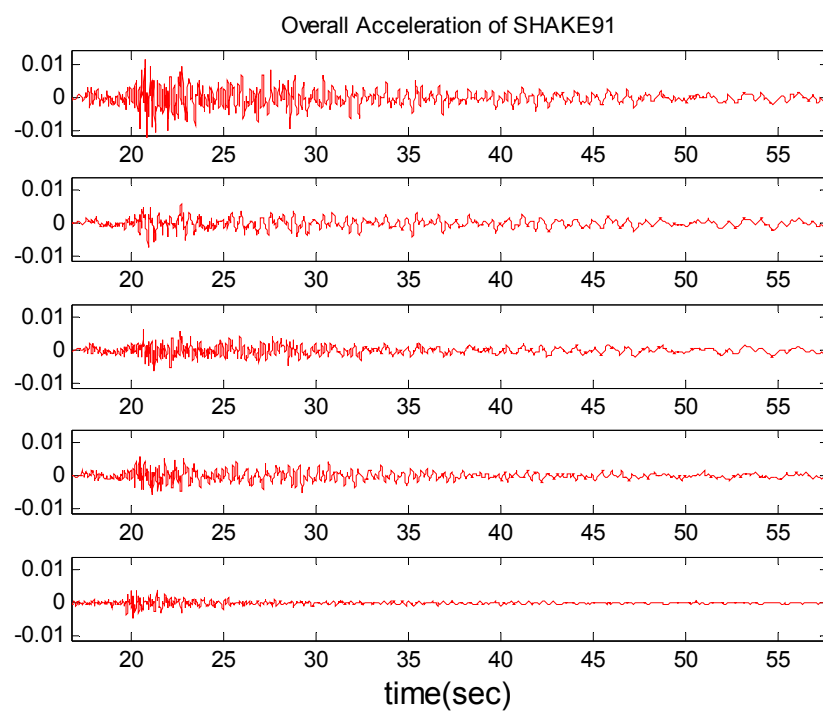


圖 7.24a 各深度加速度歷時比較圖(Shake91)

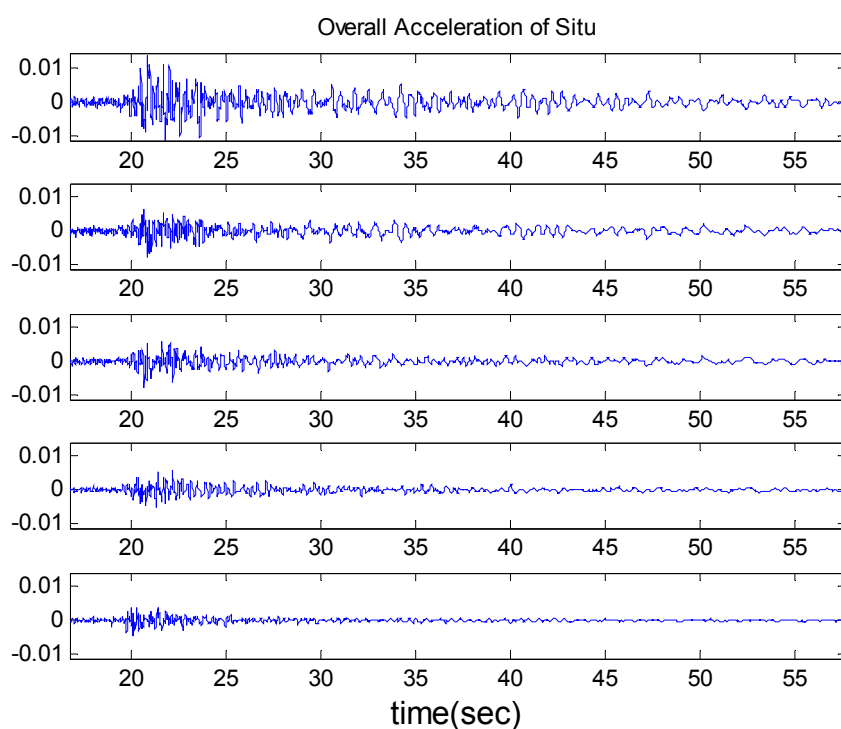


圖 7.24b 各深度加速度歷時比較圖(現地)

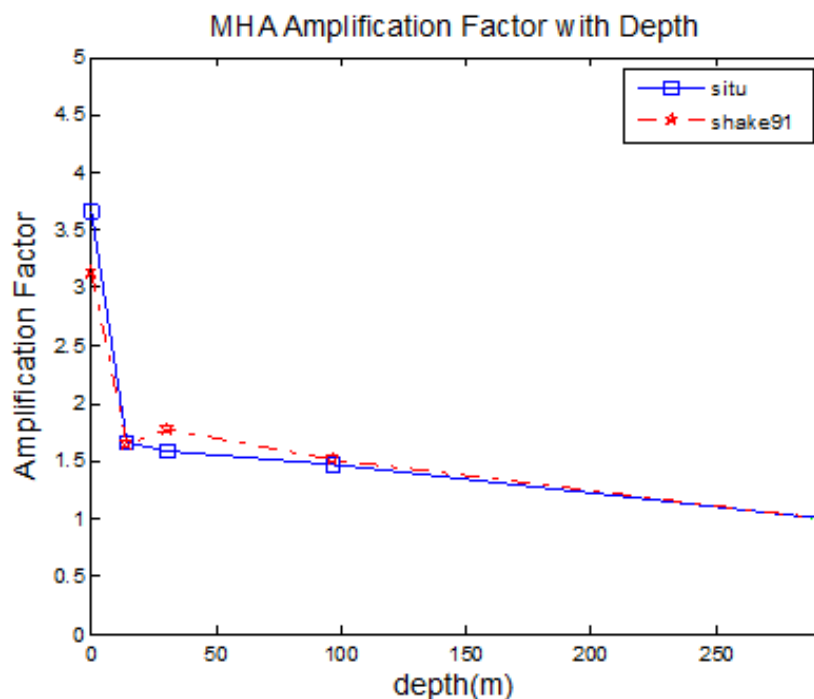


圖 7.25 最大加速度放大係數隨深度變化圖

7.5 港區震災速報系統

本所港研中心逐年分別於臺中港、安平港及高雄港井下地震監測站之儀器機房內安裝三向度網路型地表地震監測速報系統，當地表感震器接收到地震訊號後，先傳至儀器主機經運算後，再同時儲存到工地工業級無風扇小型電腦，可藉著中華電信 ADSL 網路將港區災況以簡訊方式依不同震度需求發送至各手機持用人，本系統可提供本中心或港區各港務管理單位及碼頭設施維修等相關人員作為災後檢修之參考，縮短救災時間並減少災損。監測儀器配置如圖 7.26，即時畫面顯示如圖 7.27、圖 7.28 及圖 7.29 所示。地震即時監測系統採用日製儀器，為三軸向網路型小型加速度計(CV-374 型)，地震訊號取樣頻率 100 Hz~1KHz，量測範圍自 0gal~±2000gal。

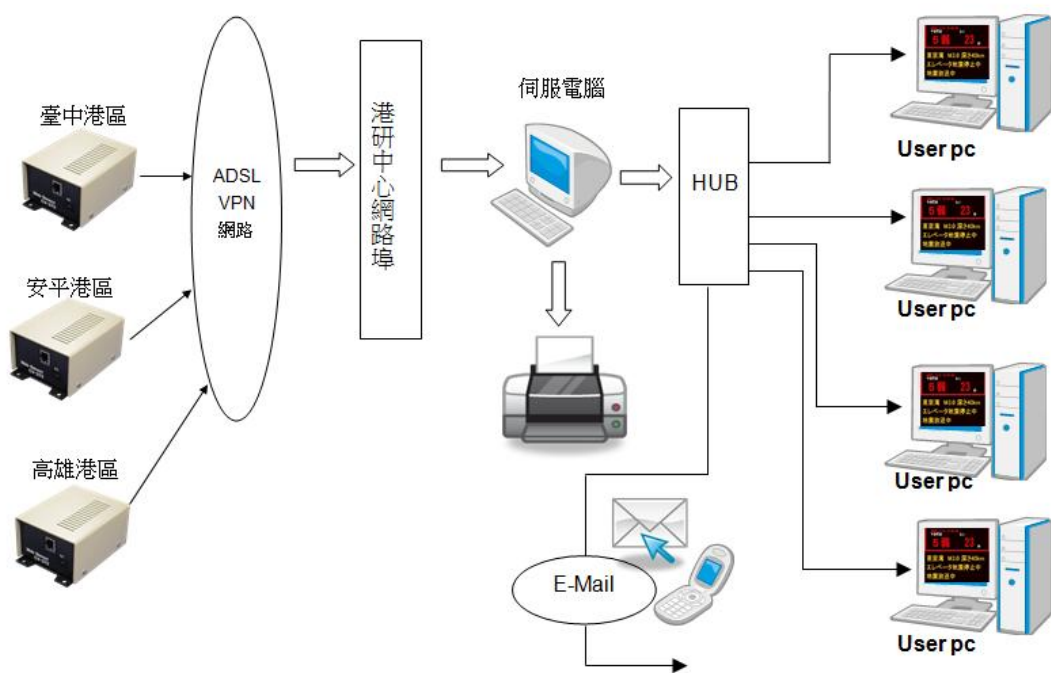


圖 7.26 港區地震災況速報系統儀器配置示意圖

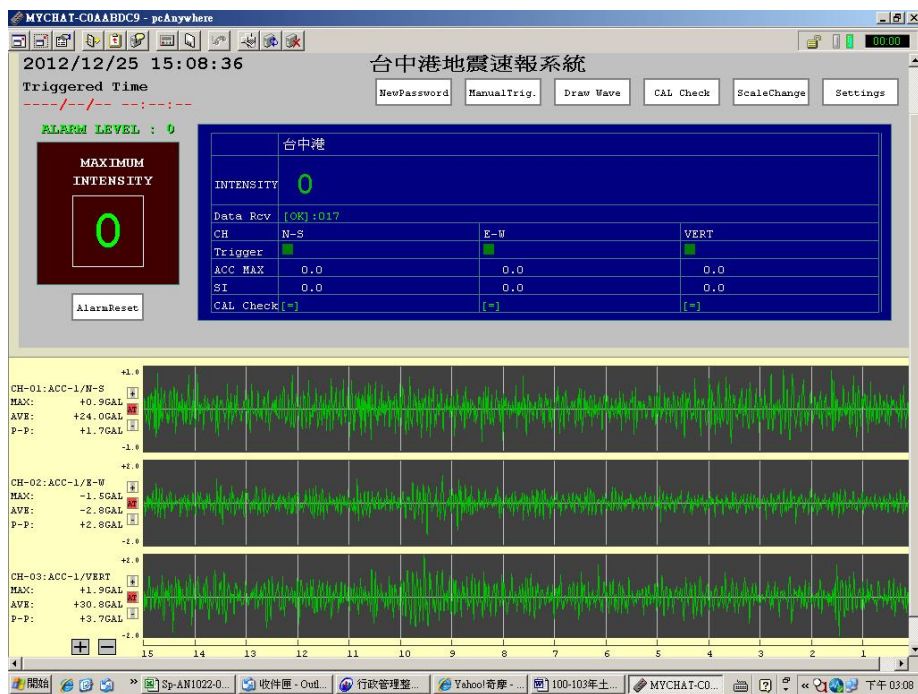


圖 7.27 臺中港區地震即時監測畫面示意圖

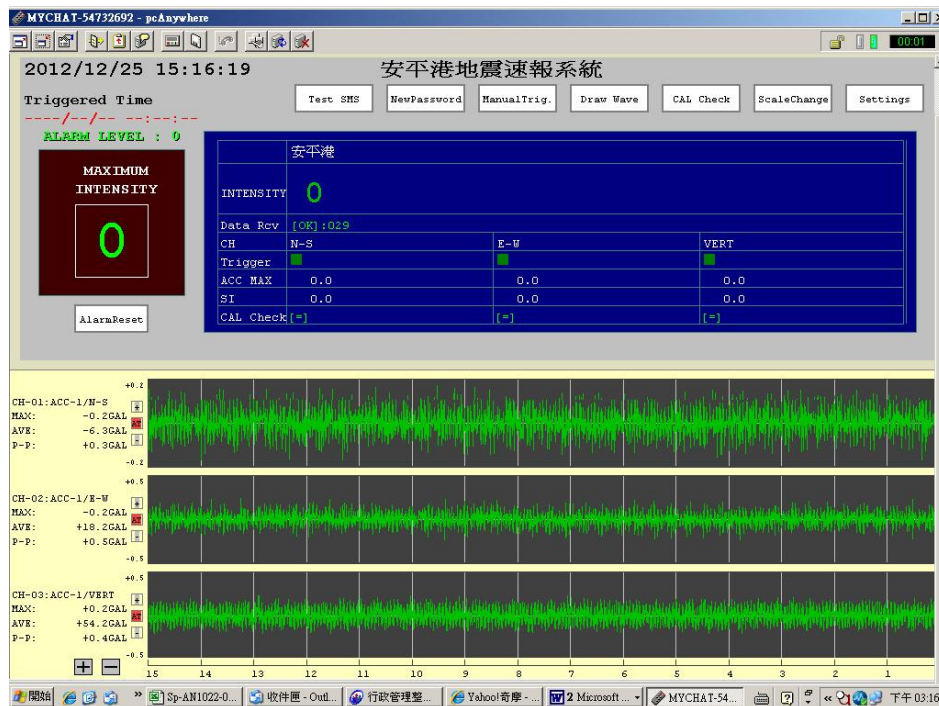


圖 7.28 安平港區地震即時監測畫面示意圖

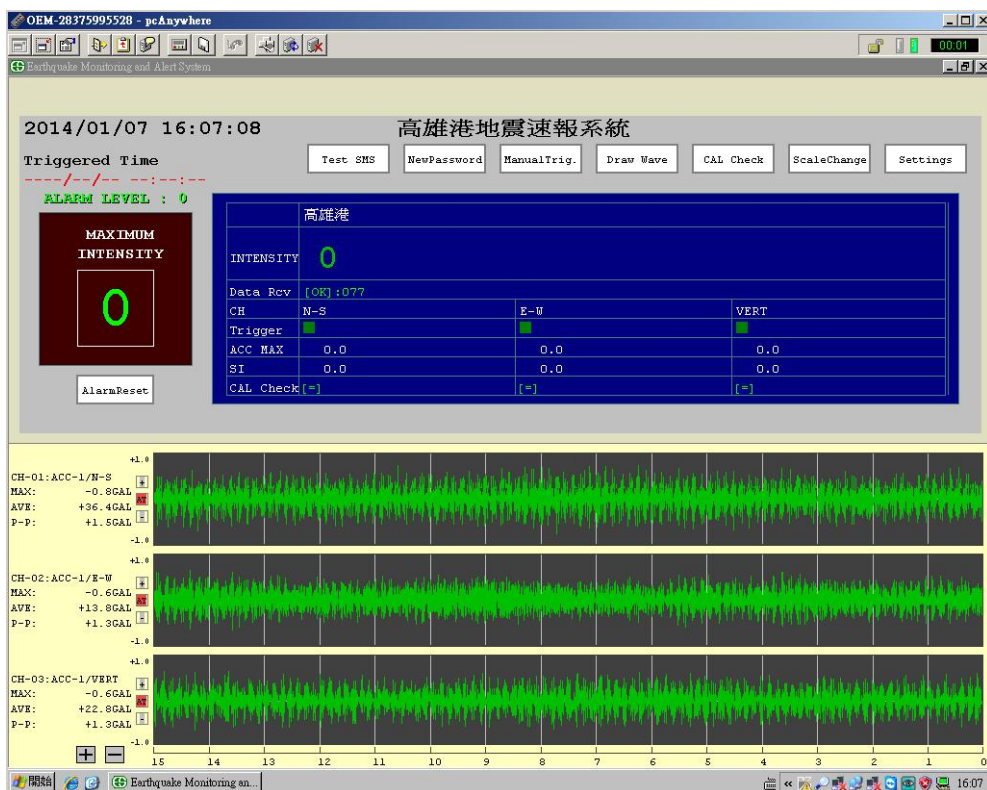


圖 7.29 高雄港區地震即時監測畫面示意圖

7.6 實測地震反應譜分析

本節依內政部 2005 年修訂建築物耐震設計規範之靜力分析法，進行 2006 年恆春地震對數個震度較大測站之實測地震反應譜分析，藉以評估設計規範對該鄉鎮建築結構物是否在安全範圍內。各圖中紅色虛線代表當地 475 年回歸期之設計地震反應譜，依耐震設計規範之規定繪製，各地鄉鎮之工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數皆不同，各站之 S_s^D 、 S_1^D 值、反應譜等加速度段工址放大係數 F_a 與反應譜等速度段工址放大係數 F_v ，如表 7-3 所示(內政部，2006)。安平港地震站位於臺南市南區，經以懸浮式速度井測探測結果，地表至地下 30 公尺之平均剪力波速約為 166(m/sec)，依耐震設計規範規定屬第三類地盤(軟弱地盤)。

以 2006 年恆春地震引起各測站之實測水平加速度反應譜與耐震設計規範進行比較，經初步比較結果如圖 7.30~圖 7.37 所示，各測站中以滿州國小、墾丁國小及恆春氣象站等地區將會有建築結構物於此次地震中損壞，而高雄港、安平港區、高雄氣象站與七股氣象站等地結構物則在安全範圍內，高雄港地區如將 PGA 放大到 0.15g 時介於設計規範內。

表 7-3 工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數

鄉鎮市區	S_s^D	S_1^D	F_a 地盤係數	F_v 地盤係數
屏東縣恆春鎮	0.5	0.3	1.0	1.0
屏東縣滿州鄉	0.5	0.3	1.0	1.0
高雄市鼓山區	0.7	0.35	1.0	1.4
高雄市旗津區	0.6	0.35	1.1	1.4
臺南市南區	0.7	0.4	1.1	1.6
臺南市安南區	0.7	0.4	1.0	1.3
臺南市七股鄉	0.7	0.4	1.0	1.3

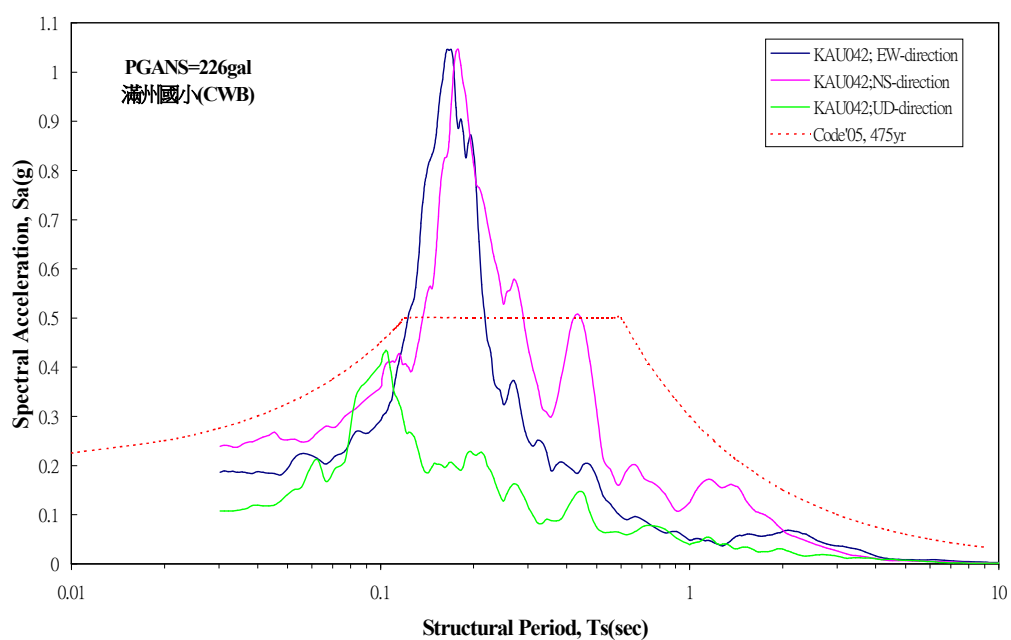


圖 7.30 滿州國小(KAU042)地震站實測反應譜圖(中央氣象局)

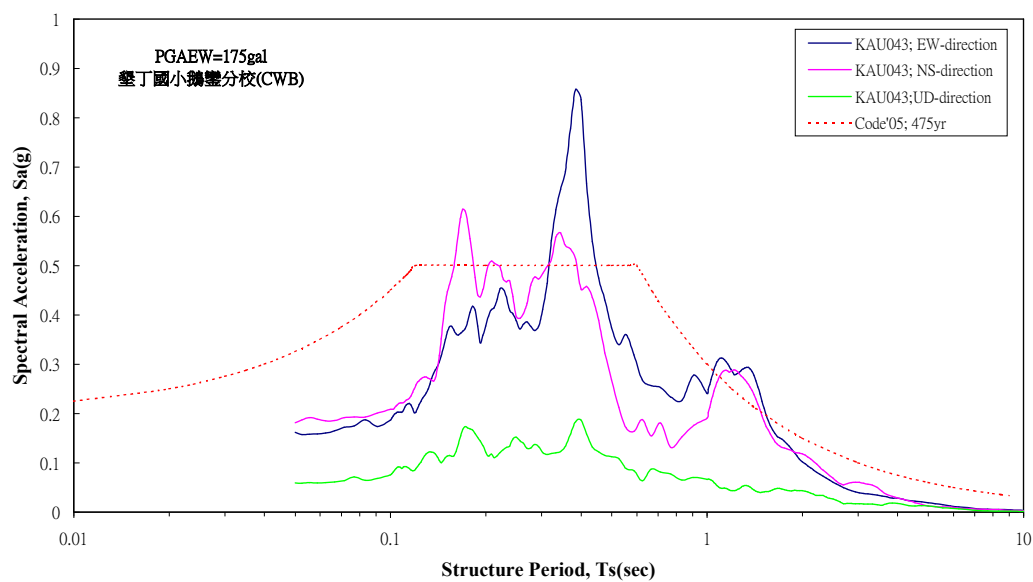


圖 7.31 墾丁國小(KAU043)地震站實測反應譜圖(中央氣象局)

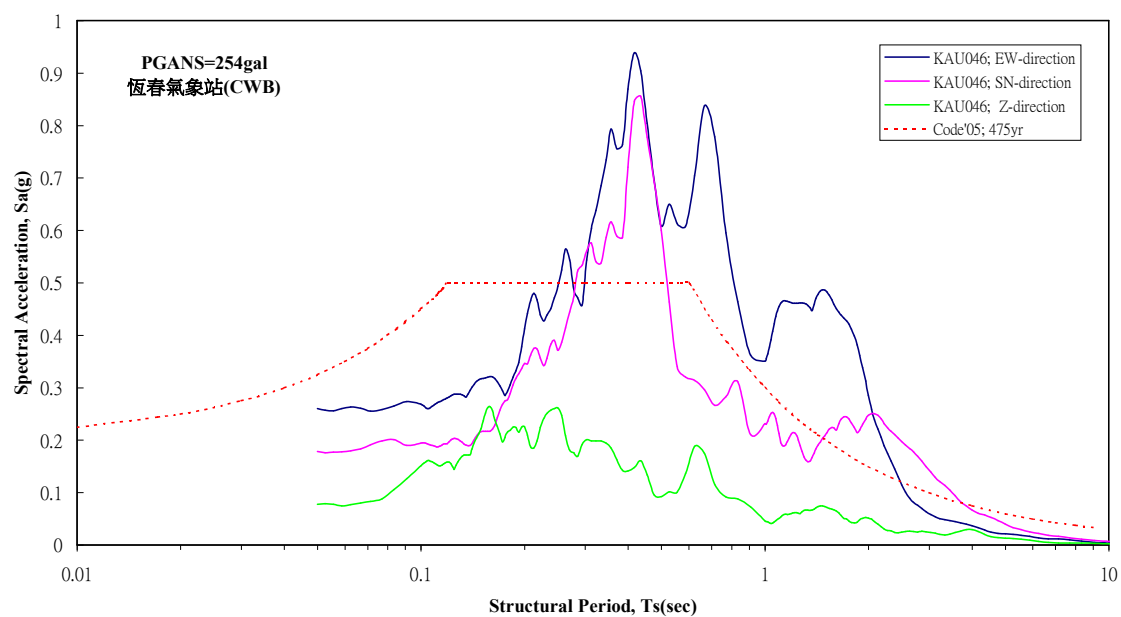


圖 7.32 恆春氣象地震站實測反應譜圖(中央氣象局)

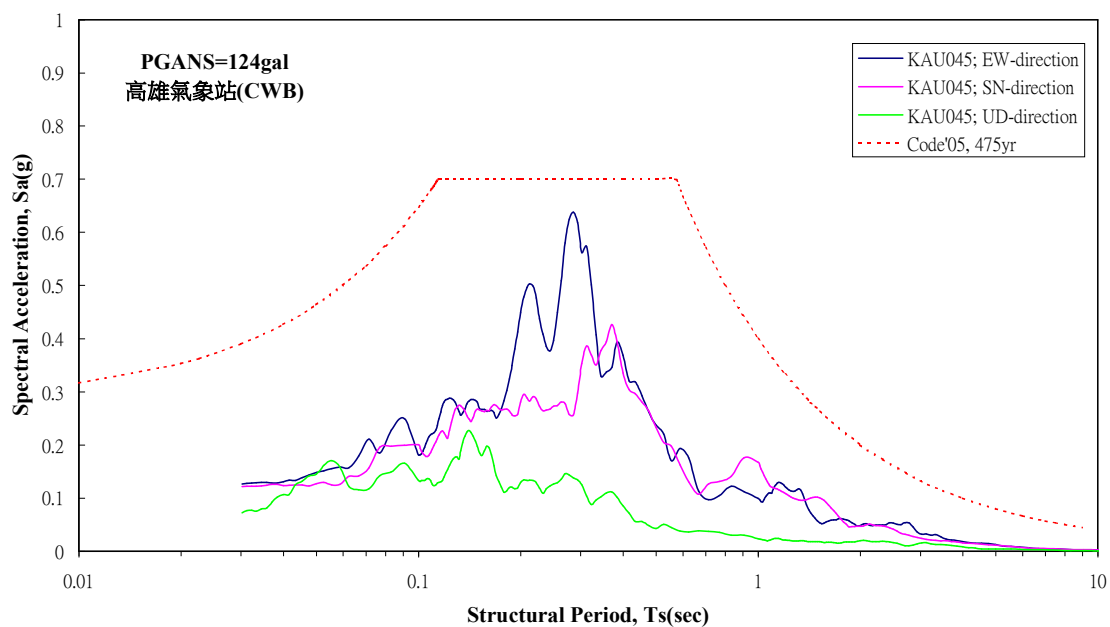


圖 7.33 高雄氣象地震站實測反應譜圖(中央氣象局)

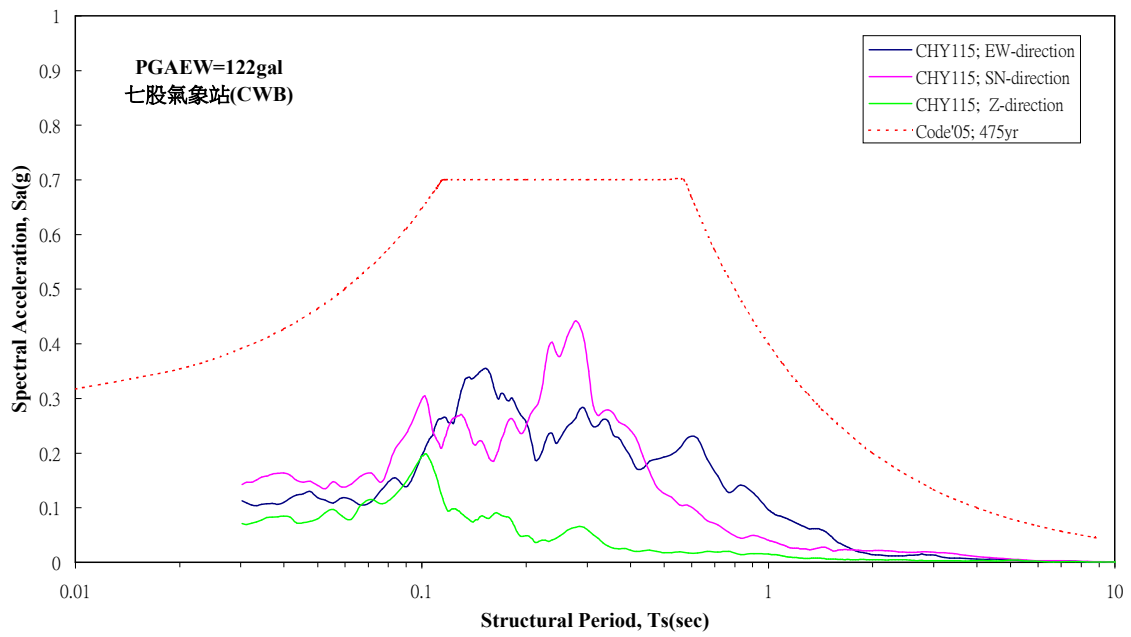


圖 7.34 七股氣象地震站實測反應譜圖(中央氣象局)

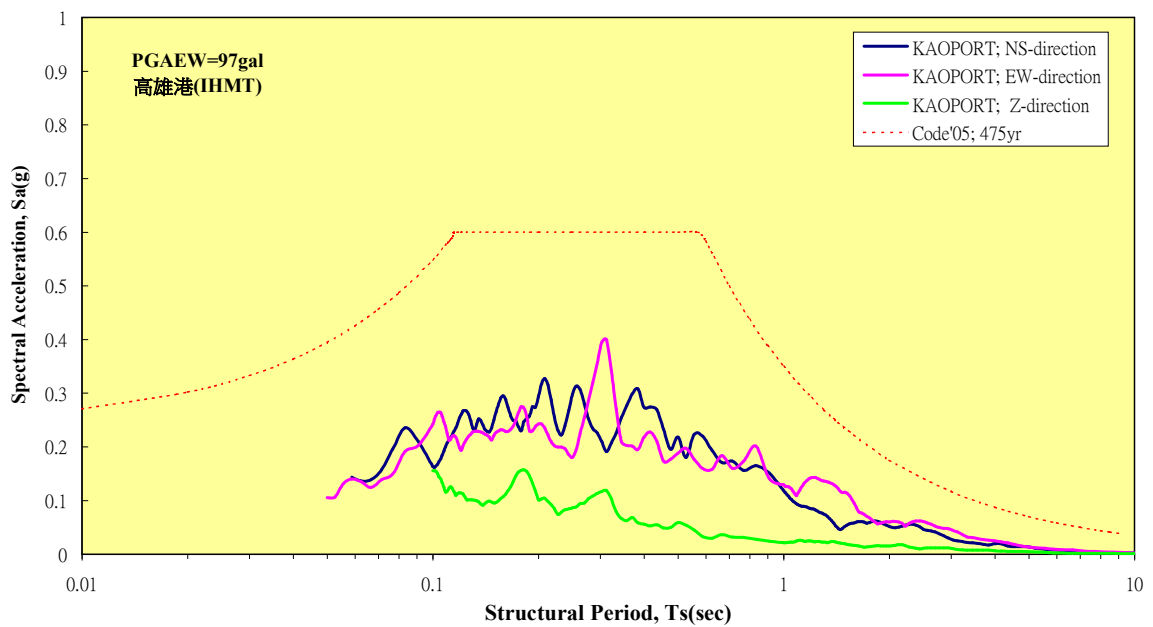


圖 7.35 高雄港地震站實測加速度反應譜圖($\zeta=5\%$) (港研中心)

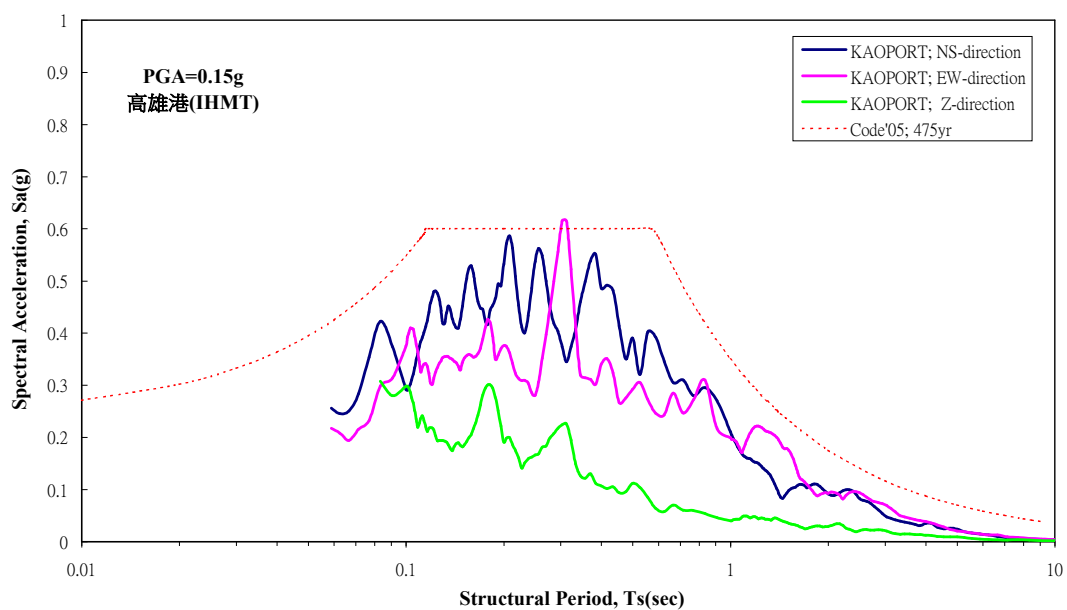


圖 7.36 高雄港地震站加速度反應譜圖(0.15g) (港研中心)

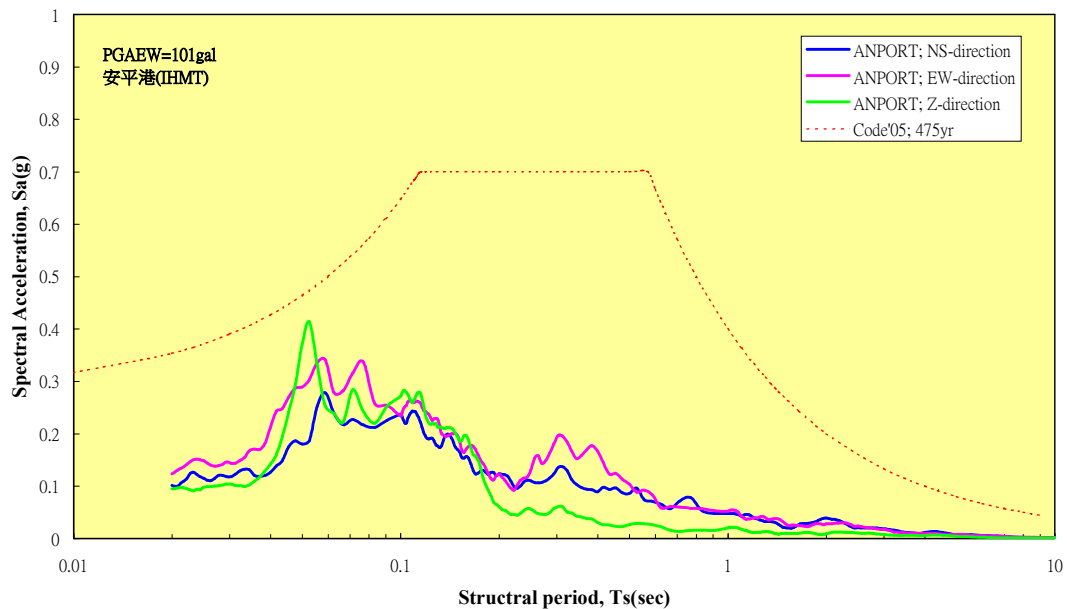


圖 7.37 安平港地震站實測加速度反應譜圖(港研中心) ($\zeta=5\%$)

7.7 動態孔隙水壓分析

各港區井下地震及動態孔隙水壓監測站，自民國 90 年陸續設置完成開始監測以來，安平、蘇澳與高雄等測站曾擷取到動態孔隙水壓紀錄，安平港測站於 90 年完成，井下地震儀陣列設置於地表、-10m、-20m、-100m 及-200m 共 5 部地震儀，測站於 2006 年 12 月 26 日之恆春地震、2010 年 3 月 4 日之甲仙地震與 2012 年 2 月 26 日震央位於屏東縣霧台鄉附近芮氏規模 6.1 之地震，皆分別監測到動態孔隙水壓資料，各地區震度分布如圖 7.38、圖 7.39 及圖 7.40 所示。超額動態孔隙水壓有超額之孔隙水壓及震盪之動態水壓，以適當之震盪頻率將其分離結果，動態孔隙水壓圖分別如圖 7.41 至圖 7.43，超額之孔隙水壓為低頻反應，震盪之孔隙水壓為高頻，分離之震盪頻率為 0.08Hz。

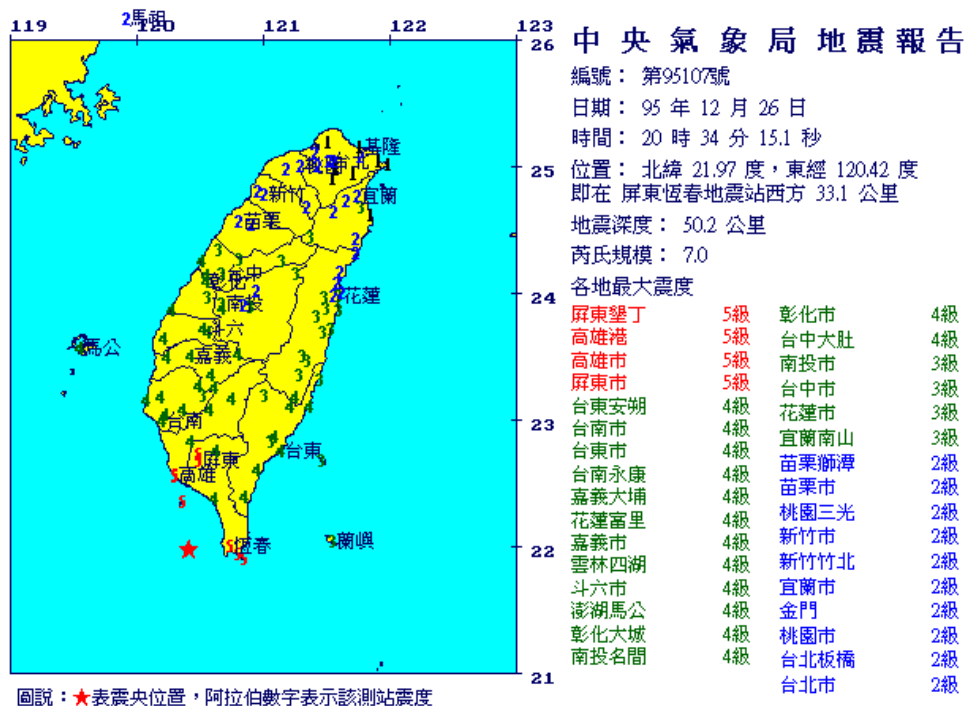


圖 7.38 2006 年 12 月 26 日恆春地震震度分布(中央氣象局)

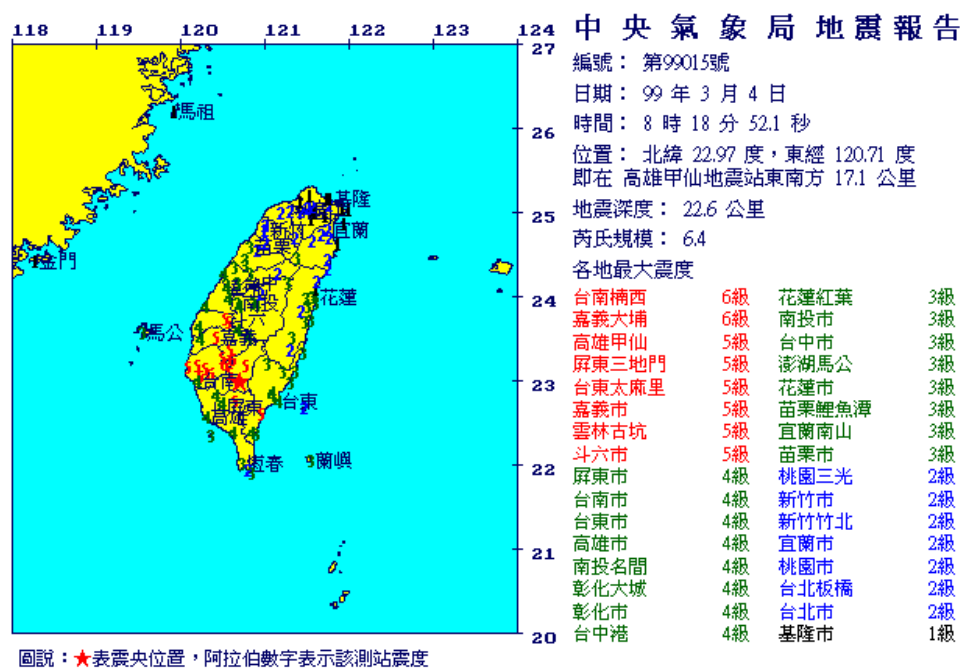


圖 7.39 2010 年 03 月 04 日甲仙地震震度分布(中央氣象局)

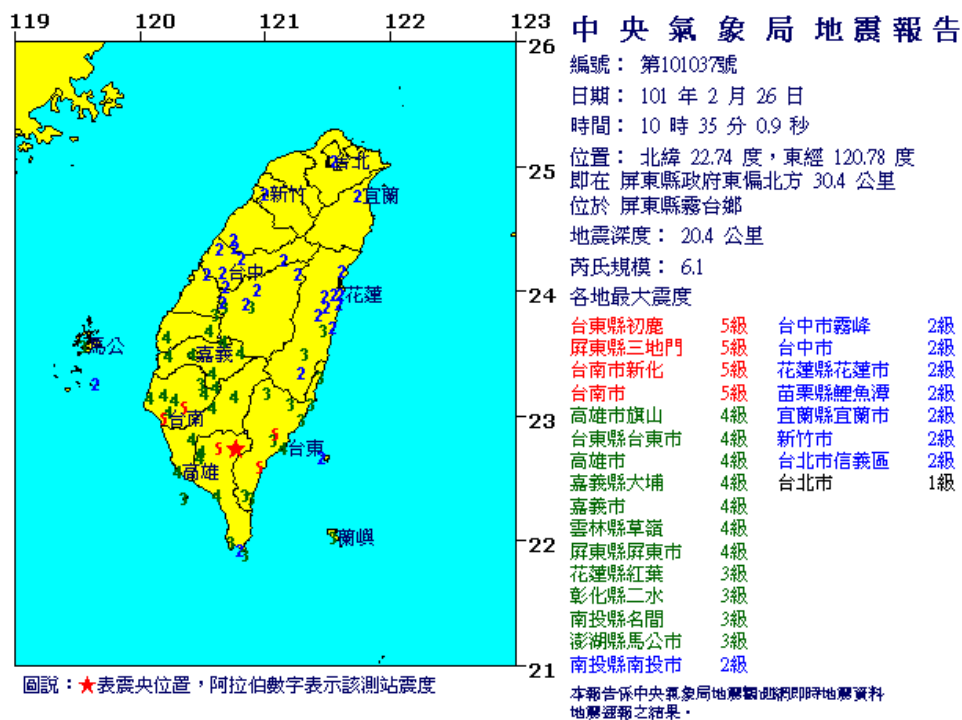


圖 7.40 2012 年 02 月 26 日地震震度分布(中央氣象局)

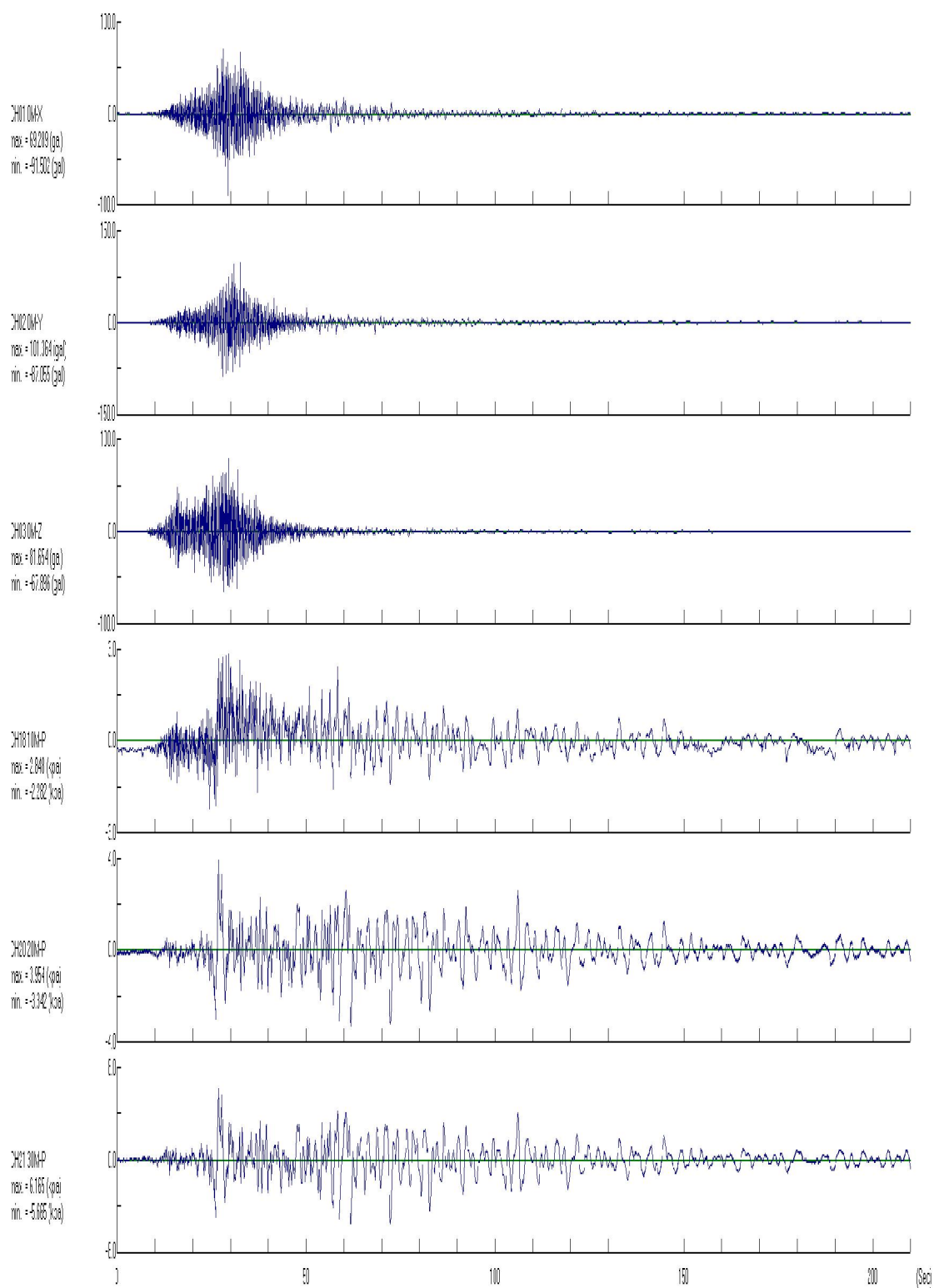


圖 7.41a 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態孔隙水壓變化

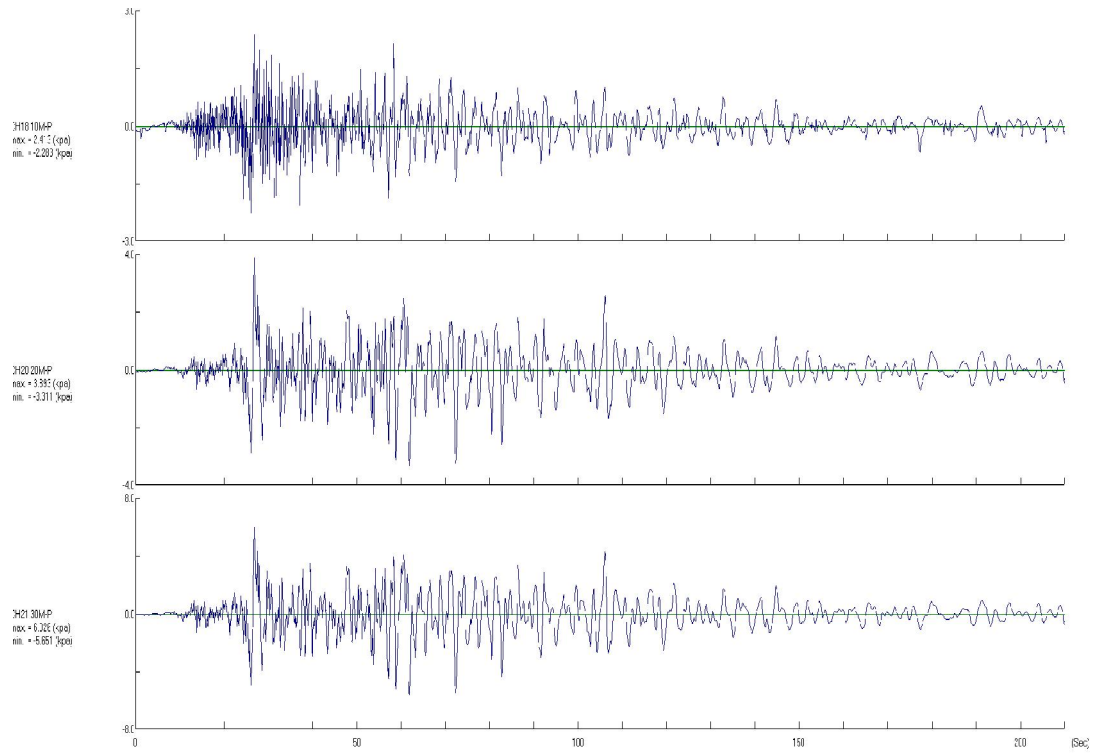


圖 7.41b 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態孔隙水壓變化
(大於 0.08Hz)

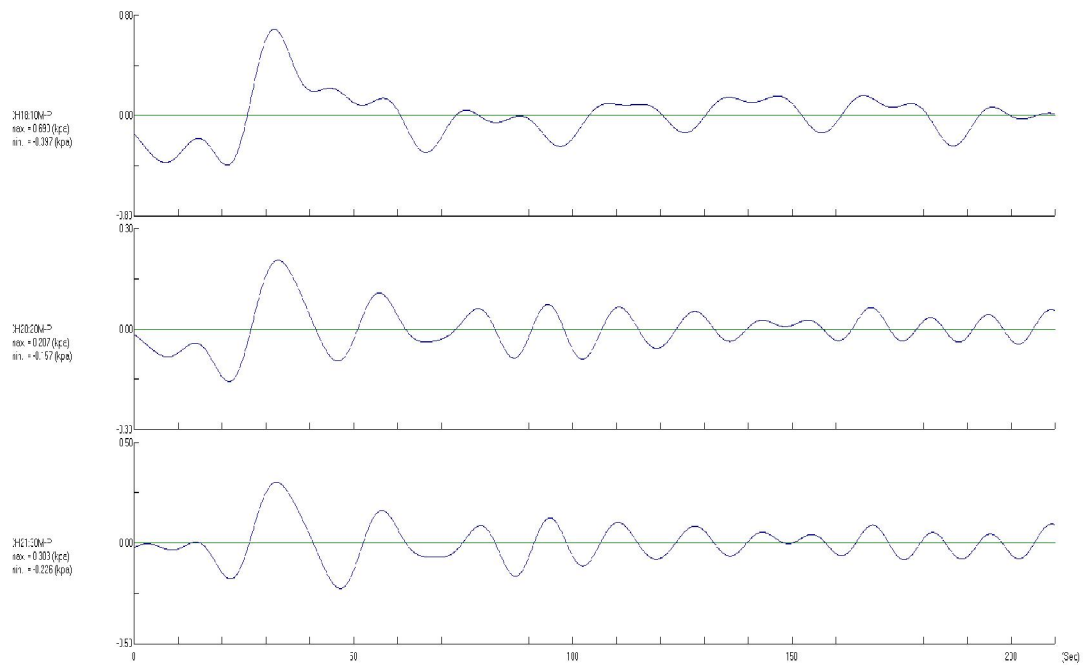


圖 7.41c 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態孔隙水壓變化
(小於 0.08Hz)

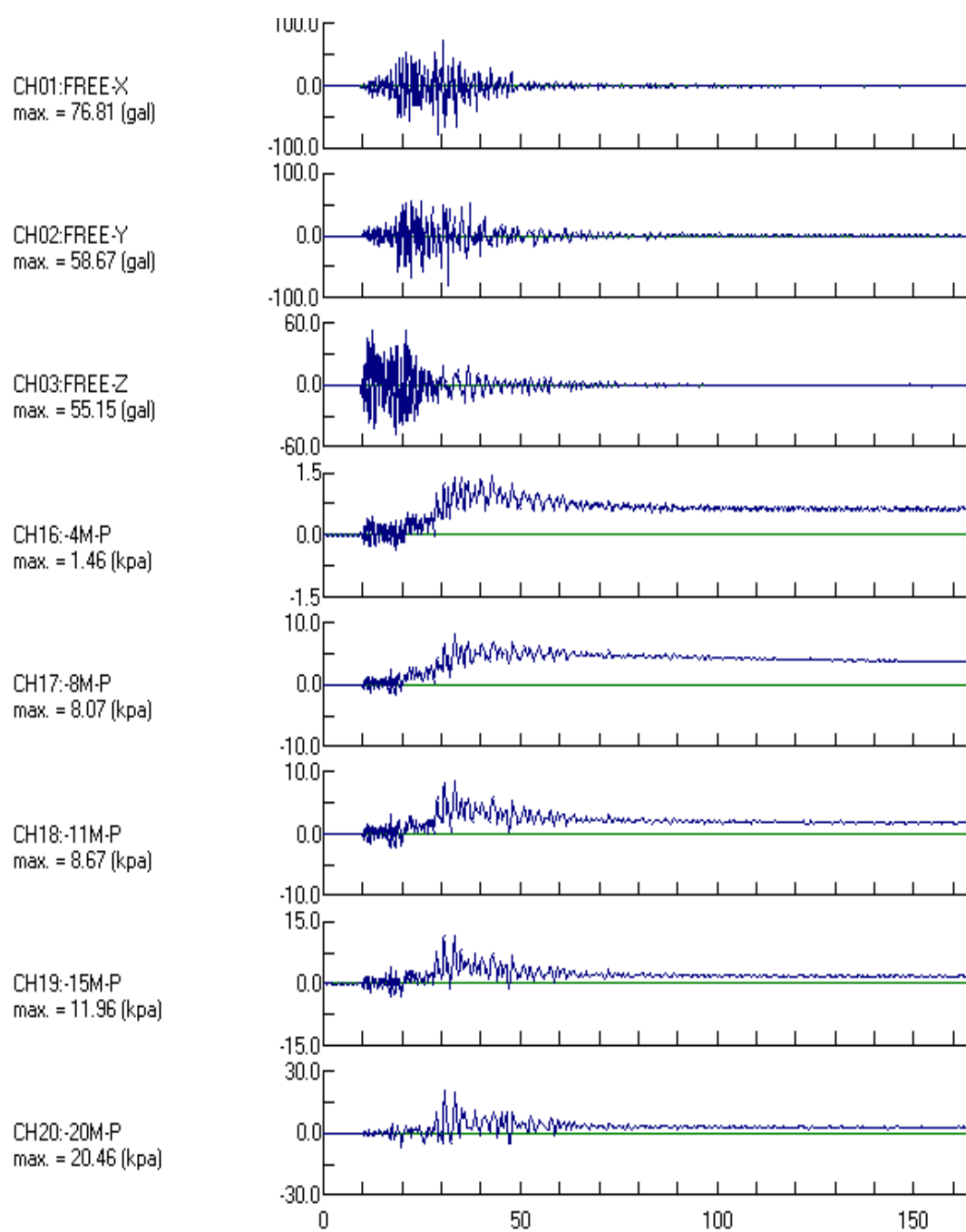


圖 7.42a 安平港 2010 年 3 月 4 日地震之動態孔隙水壓變化

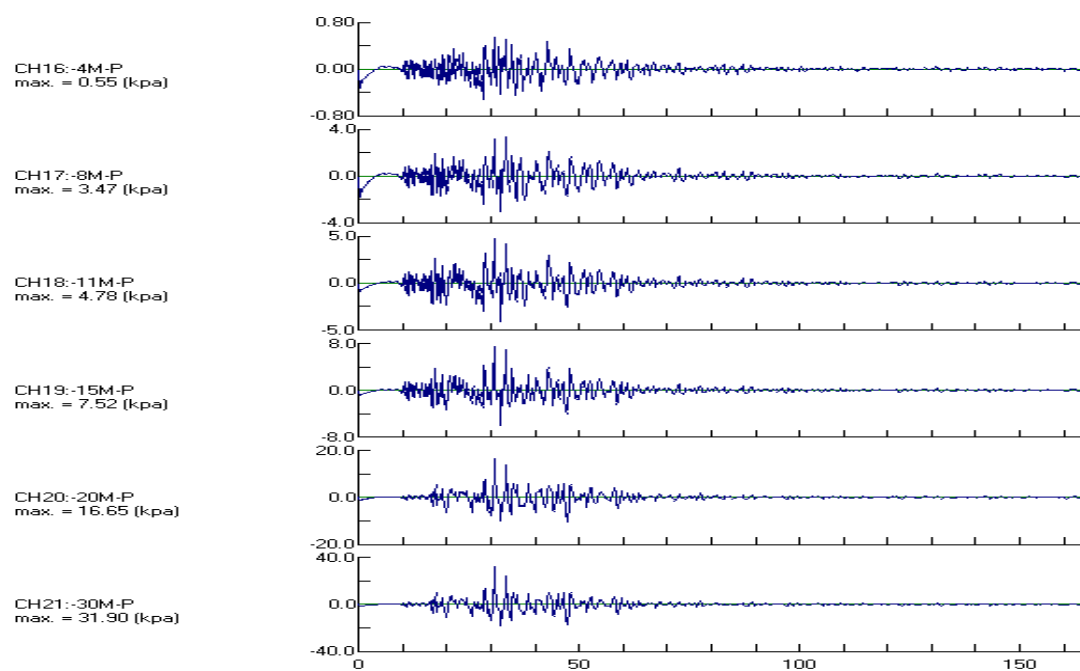


圖 7.42b 安平港 2010 年 3 月 4 日地震之動態孔隙水壓變化
(大於 0.08Hz)

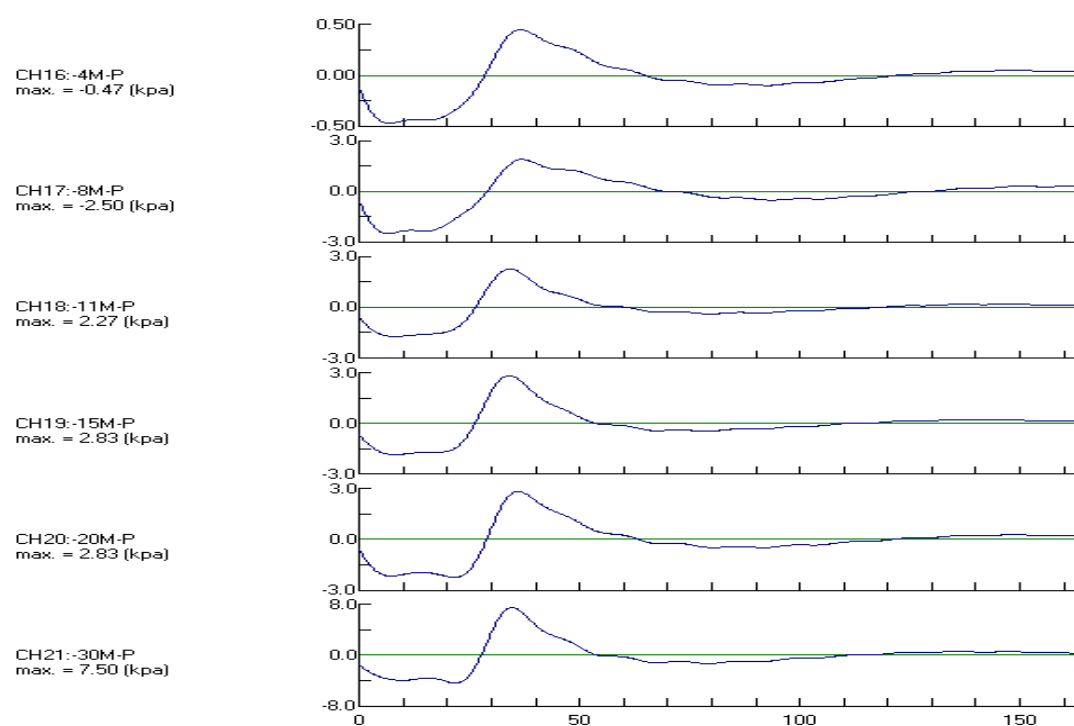


圖 7.42c 安平港 2010 年 3 月 4 日地震之動態孔隙水壓變化
(小於 0.08Hz)

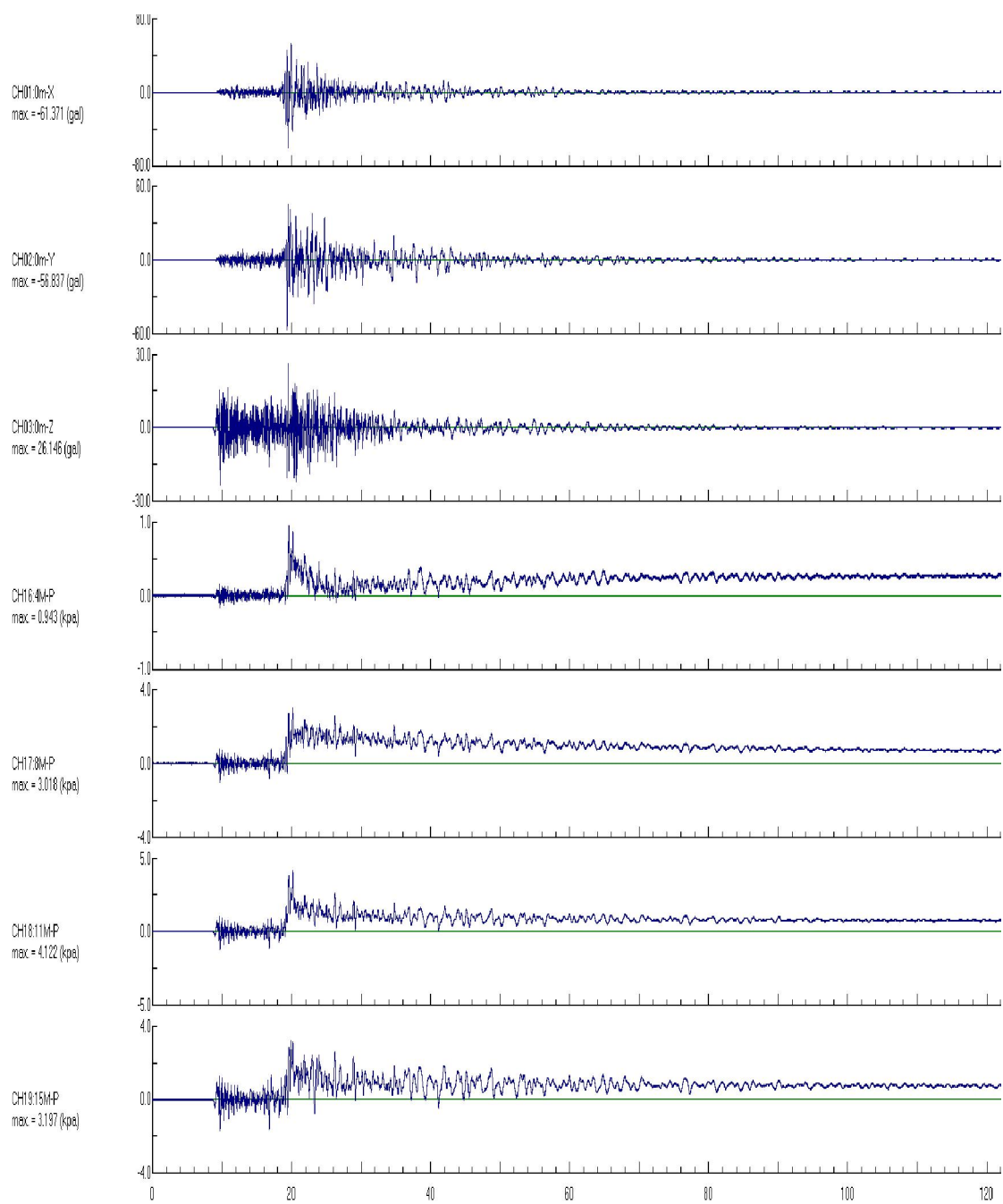


圖 7.43a 安平港 2012 年 2 月 26 日地震之動態水壓變化

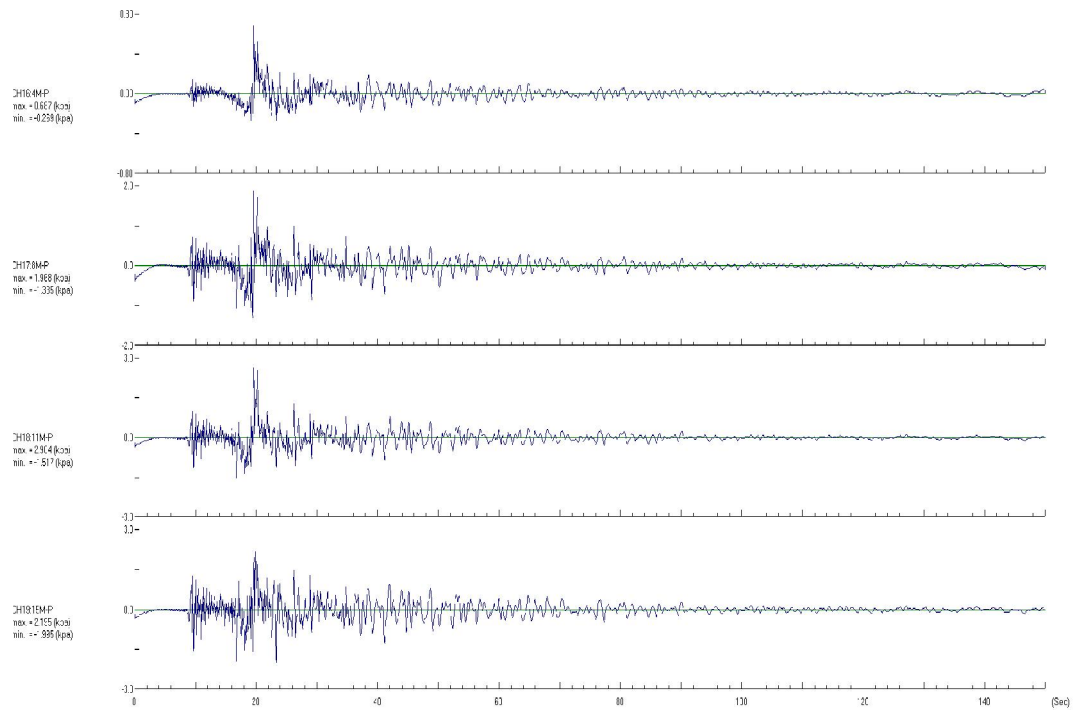


圖 7.43b 安平港 2012 年 2 月 26 日地震之動態孔隙水壓變化
(大於 0.08Hz)

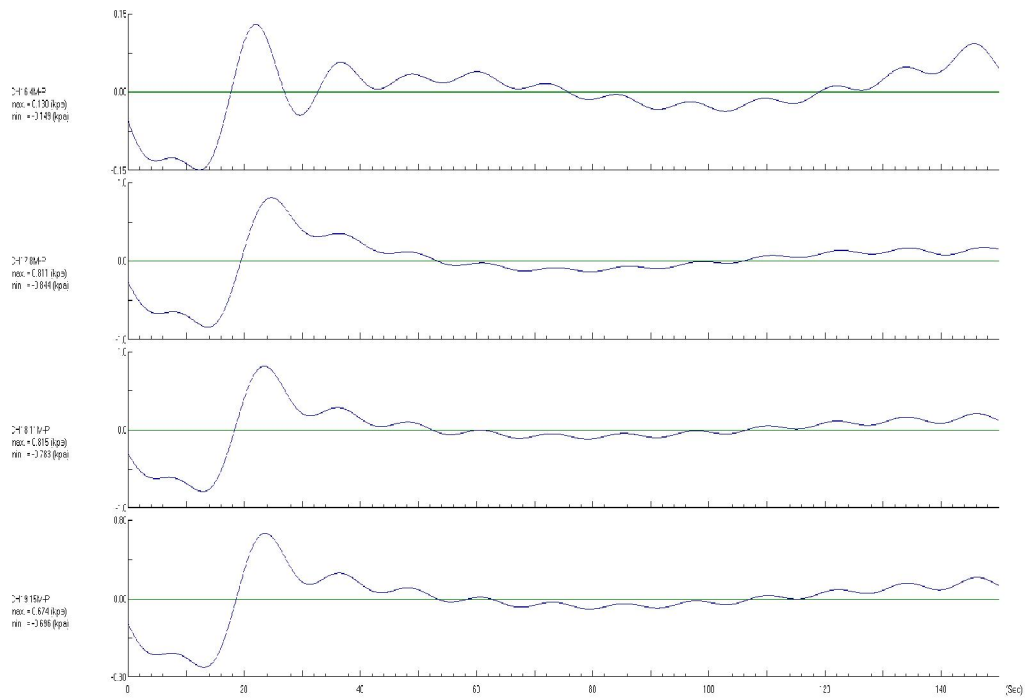


圖 7.43c 安平港 2012 年 2 月 26 日地震之動態孔隙水壓變化
(小於 0.08Hz)

7.8 時頻分析

時頻分析(Time-Frequency Analysis)是逸奇科技公司研發的 Visual Signal 訊號分析軟體工具(逸奇科技股份有限公司, 2011), TFA 模組群它提供了 Short-Term Fourier Transform(短時傅立葉轉換)、Morlet Transform(小波轉換)及 Hilbert Spectrum(計算每個時間點的瞬時頻率)等時頻分析的計算, 本節嘗試以該公司提供的試用版軟體, 進行分析 2006 年恆春地震於高雄港地震站監測的資料, 如圖 7.44 所示, 即應用 Visual Signal 軟體, 以 EMD (Empirical Mode Decomposition _ Huang et al., 1998) 模組先行作經驗模態分解, 從而可得其隱模態函數組(IMFs_Intrinsic Mode Functions), 再透過 HHT (Hilbert-Huang Transform _ Huang et al., 1998)模組作時頻分析並計算邊際頻譜(marginal spectrum), 進而可得相關之時頻圖及能譜圖, 如圖 7.45 至圖 7.47 所示, 由圖 7.47 可知地震波振盪主頻為 0.4Hz 之低頻。

一般在研究土壤場址效應時, 是將地表與井下測站之地震紀錄波訊號, 進行傅立葉轉換自時間訊號轉換至頻率域, 再利用雙站頻譜比法, 將地表與井下水平向的頻譜相除, 其比值即代表各個頻率的土壤放大因子, 而其頻譜比之第一峰值所在的頻率, 即為兩測站間土層之共振主頻。

由於土壤受到較大之地震作用將會改變其共振主頻, 如果採用一般之傅氏頻譜分析僅能得知地震共振主頻的不同, 卻無法得知主頻發生變化與時間的關係。因此本節亦利用 Visual Signal 軟體之短時傅氏轉換法(Short-Term Fourier Transform)分析高雄港測站之 2006 年恆春地震訊號, 再加上利用雙站頻譜比法, 將地表與井下-14.7m 之頻譜比相除, 其比值最大值所在之頻率, 即是共振主頻。利用上述方法進行 2006 年 10 月 9 日微震及 2006 年 12 月 26 日強震 2 筆地震資料後, 如圖 7.48~圖 7.49, 強震時其主頻約為 2.4Hz, 弱震時之主頻約為 4.4Hz, 由圖可知共振主頻隨 PGA 值增大而往低頻移動, 圖中橫軸為訊號的時間軸, 縱軸為頻率, 圖的顏色代表強度。高雄港及布袋港地震站 2010 年 3 月 4 日地震 STFT 法頻譜比圖如圖 7.50 及圖 7.51 所示。

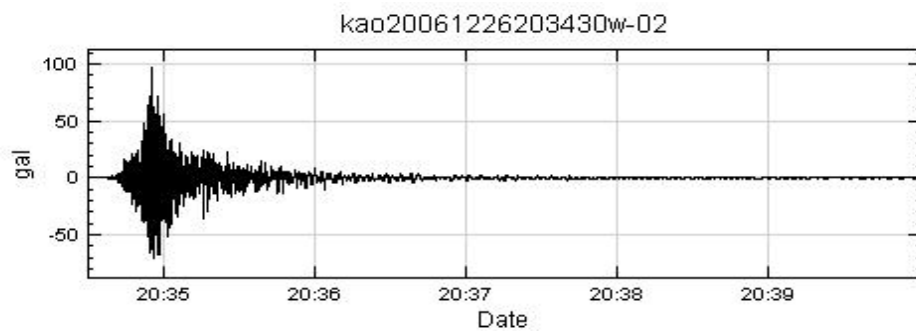


圖 7.44 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日恆春地震 PGA 圖

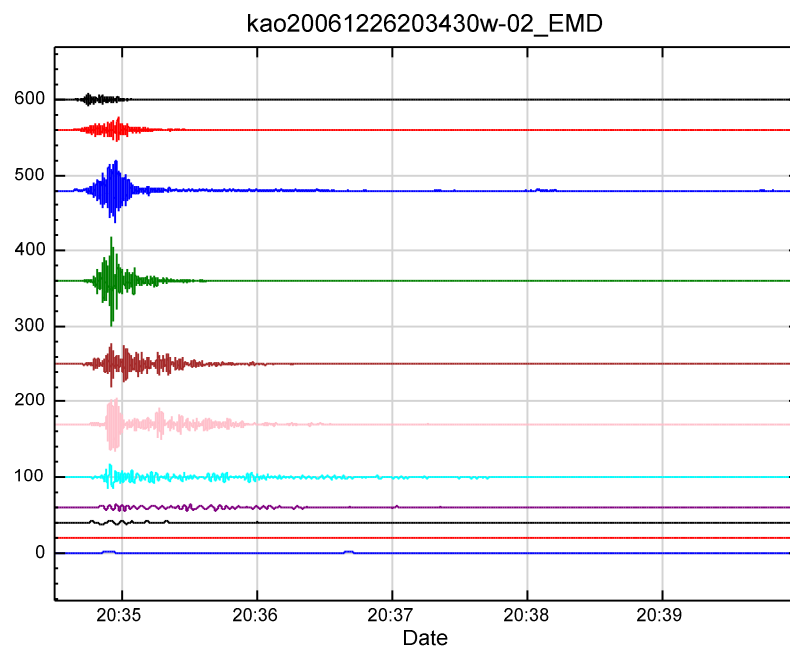


圖 7.45 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日恆春地震隱模態函數組圖
(IMFs_Intrinsic Mode Functions)

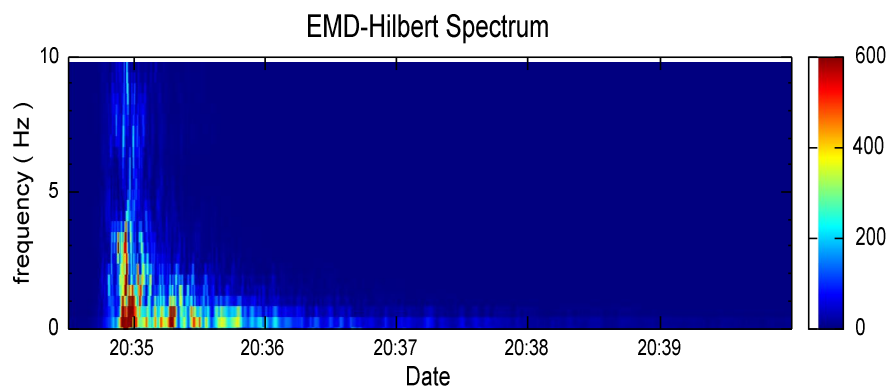


圖 7.46 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日恆春地震(HHT)時頻分析圖

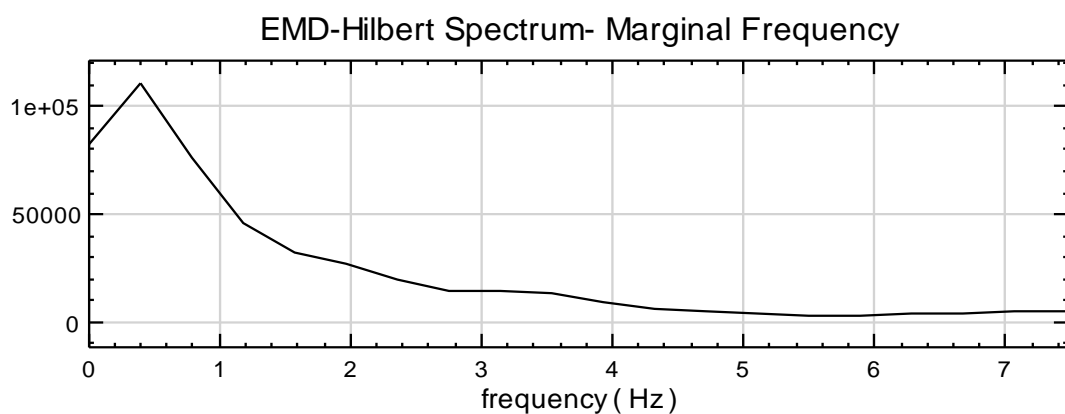


圖 7.47 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日恆春地震能譜圖

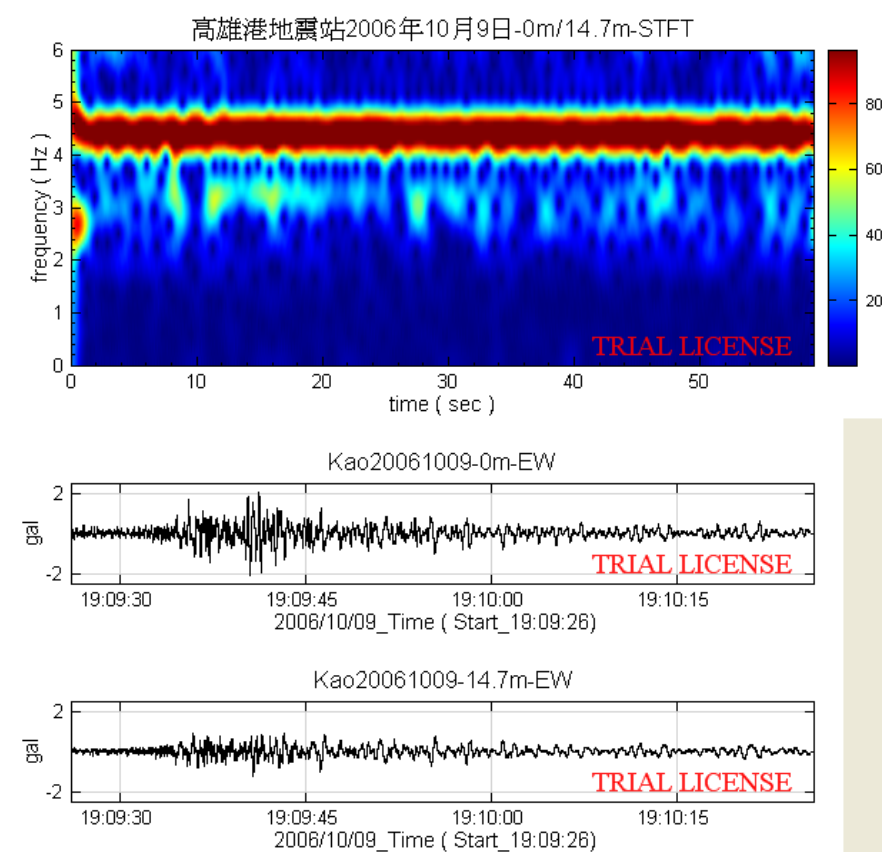


圖 7.48 高雄港地震站 2006 年 10 月 9 日地震 STFT 法頻譜比圖

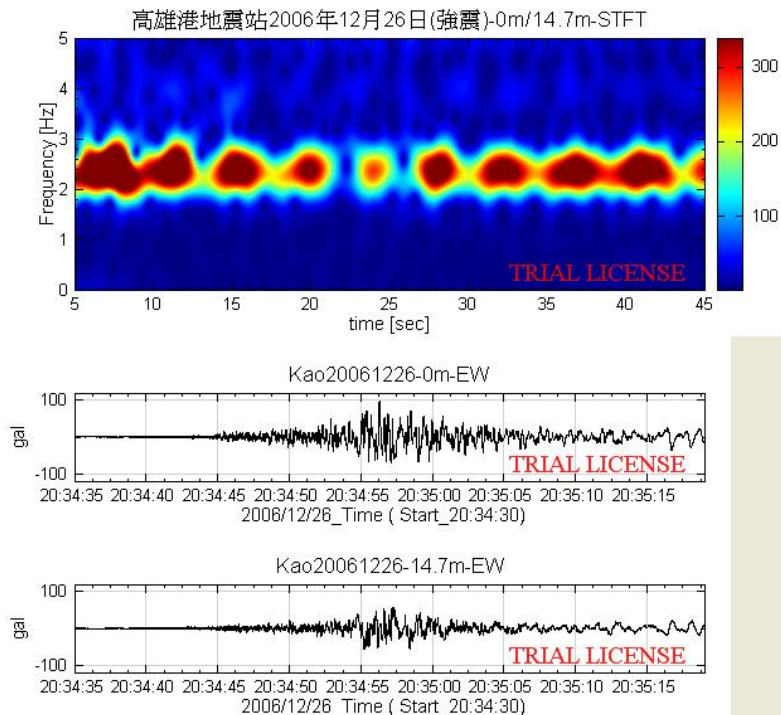


圖 7.49 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日地震 STFT 法頻譜比圖

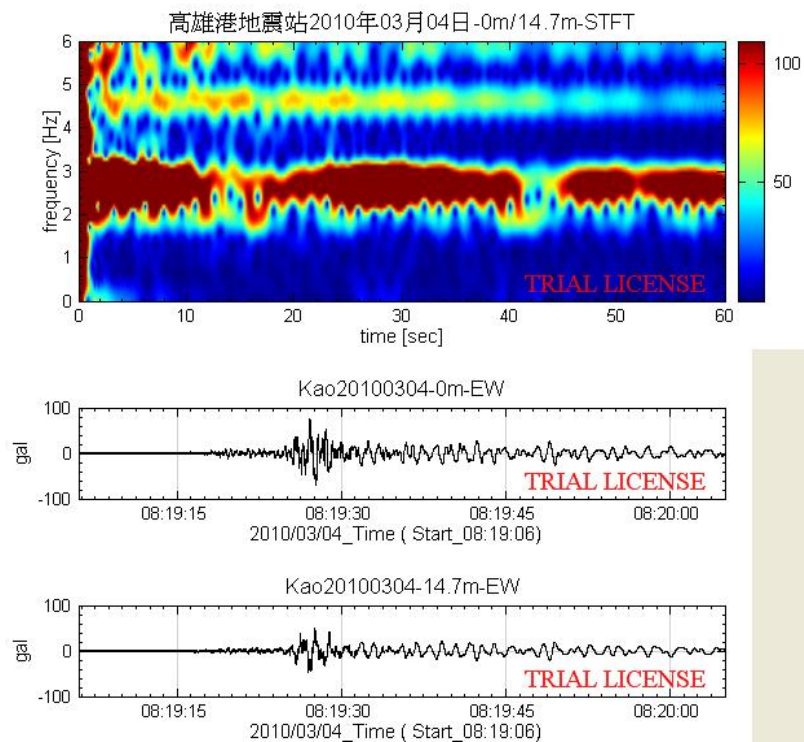


圖 7.50 高雄港地震站 2010 年 3 月 4 日地震 STFT 法頻譜比圖

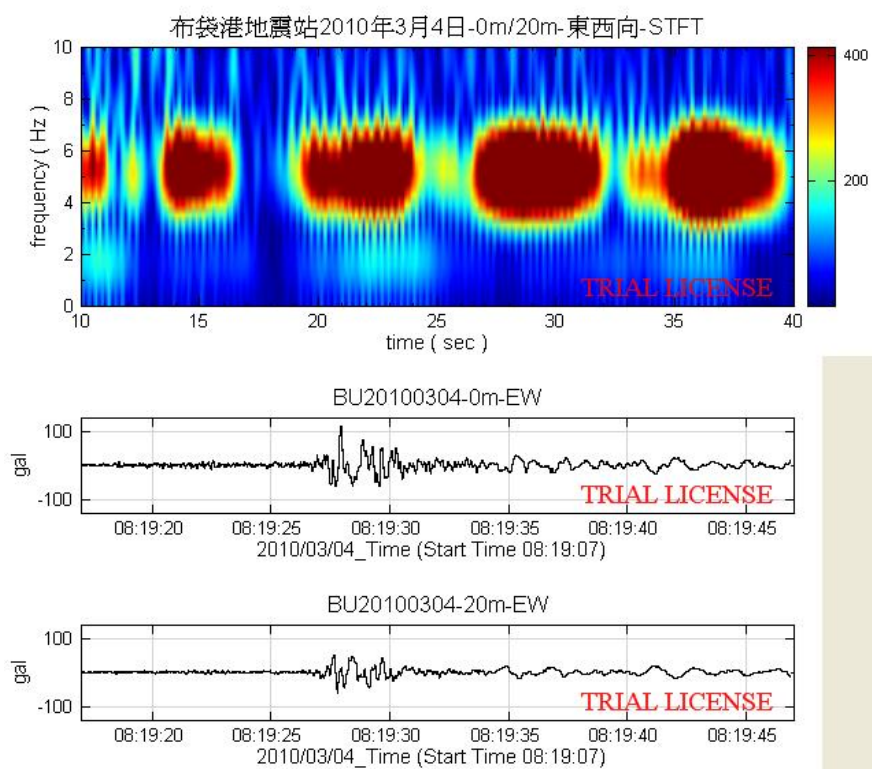


圖 7.51 布袋港地震站 2010 年 3 月 4 日地震 STFT 法頻譜比圖

第八章 港灣地區地層下陷監測分析

臺灣地區由於地下水大量開發引致之地層下陷問題，已是一種普遍現象，而在沿海地區，亦由於大量開發抽取超額之地下水，導致愈演愈烈之地層下陷，依據水利署地層下陷資料截至民國 99 年止，臺灣西南沿海以屏東地區最大累積下陷量達 3.28 公尺為最嚴重，彰化濱海地區最大累積下陷量 2.5 公尺，雲林地區最大累積下陷量 2.4 公尺，而嘉義地區累積最大下陷量亦有 1.5 公尺，且下陷中心主要是分布於鰲鼓、東石及布袋一帶，整個西南沿海地區幾乎均有地層下陷現象。由於超抽地下水易造成區域性之地下水位下降，港灣地區雖無超抽地下水，但受到附近沿海地區超抽地下水之影響，其地下水位大多已降到海平面以下，有引發海水入侵之疑，若水位繼續下降，恐會導致土壤鹽化、地層下陷及淹水等問題。尤其貨櫃碼頭之貨櫃裝卸及堆置漸朝自動化設計，碼頭地面少許之差異沉陷，皆易使碼頭自動化之機械設備損壞或喪失使用功能。因此，為維護港區工程及各樣設施之安全，設置地層下陷及地下水壓監測站，進行長期之下陷監測。

本計畫連續於布袋港、大鵬灣、臺中港、安平港等港區，各設置 1 組 200 m 及 300m 深地層下陷及靜態水壓監測站，採手動方式以無線電波感應式層別沉陷儀，定期進行港區地層分層沉陷之長期監測，主要是維護各港區沉陷及水位觀測井之正常監測，平時定期量測各港區之沉陷及水位變化，以探討地下水壓變化對各港區地層下陷之影響。地震後，亦可量測分層地層下陷，分析各土層地震時之沉陷量。

本章就港灣地區之地層下陷行為、量測方法與各港區地層下陷監測站經過長期量測地層下陷及地下水位結果分節敘述於後。

8.1 港灣地區地層下陷行為

港灣地區地層下陷之原因，非常複雜，如大地應力作用所引致地殼之升降，地震作用引致港灣地區沖積砂土層與海埔新生地發生液化而產生嚴重之下陷，防波堤為港灣之重要構造物，大都由大型沉箱連接而成，有極大的荷重，亦會產生嚴重之下陷；另港灣碼頭設施大都由抽砂填土而成，大規模之填土易造成區域性之不均勻沉陷，及港灣附近地區超抽地下水易造成區域性之地下水位下降，導致港區地層下陷等，依據世界各地研究觀察結果，大部分之地層下陷，皆因過量開發地下水資源而產生，臺灣西南海岸港灣地區之地層下陷亦然。

一般而言，無論是港灣構造物荷重或超抽地下水造成之地層下陷，大都因土層受到外力而產生壓縮所致，所以欲對地層下陷進行分析之前，首需對整體土層所受有效應力增量之分佈情形，及整體土層之下陷行為與各分層土壤壓縮特性進行瞭解，然後再應用壓密理論進行沉陷分析，如圖 8.1 所示。

從土壤力學中壓密理論的觀點來看，地層下陷的主要原因是土壤受到壓力，使土壤內之孔隙水逐漸排出，體積發生變化導致土壤壓密現象，由於壓密作用，地層表面將有沉陷變形產生。所謂之土壤受到壓力，是指土壤在土層中受到比原來存在土層中有效應力更大之應力，即有效應力增量，亦即有效應力增量存在之土層才有土壤壓密或壓縮現象，而有效應力所指為地層中土壤顆粒之間（即架構）所承受的應力，與孔隙水壓力共同組成地層中的總應力，一般認為只有有效應力的部份才會影響地層的架構，其改變為造成地層下陷的主因，因此對土層內有效應力增量分佈之研判極為重要。

茲就超抽地下水，所引致有效應力增量之分佈情形、下陷行為、分析方法等，分述如下：

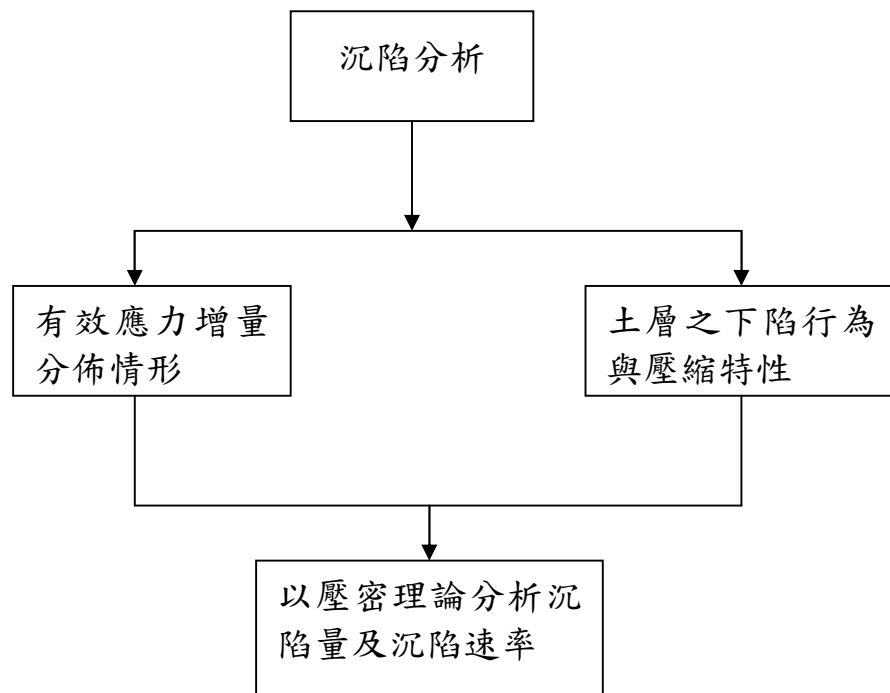


圖 8.1 沉陷分析之流程圖

8.1.1 有效應力增量分布

超抽地下水引致地層下陷，一般可分為二類(7)，一為自由水位下降引致之淺層沉陷，另一為受壓水位下降引致之深層沉陷。若由於自由水層受到過量抽水，引致自由水位下降，其有效應力增量僅分布於最淺層自由水層及其下之難透水層(Aquitard)或粘土層，而其他之受壓水層(Aquifer)及粘土層則無有效應力增量產生，其分布情形如圖 8.2 所示，由於在有效應力增量存在之土層，才有土壤之壓密或壓縮現象，因此超抽自由水層產生之沉陷屬於淺層沉陷。若由於受壓水層受到過量抽水，而致受壓水位下降，其有效應力增量如圖 8.3 所示，除分佈於該超抽受壓水層外，並分佈於其上下之難透水層或粘土層，而最淺層之自由水層及其他之受壓水層與粘土層則無有效應力增量產生，由於超抽受壓水層引致之有效應力增量產生於土層深處，土壤之壓密或壓縮亦發生於深處，因此此種沉陷屬於深層沉陷。

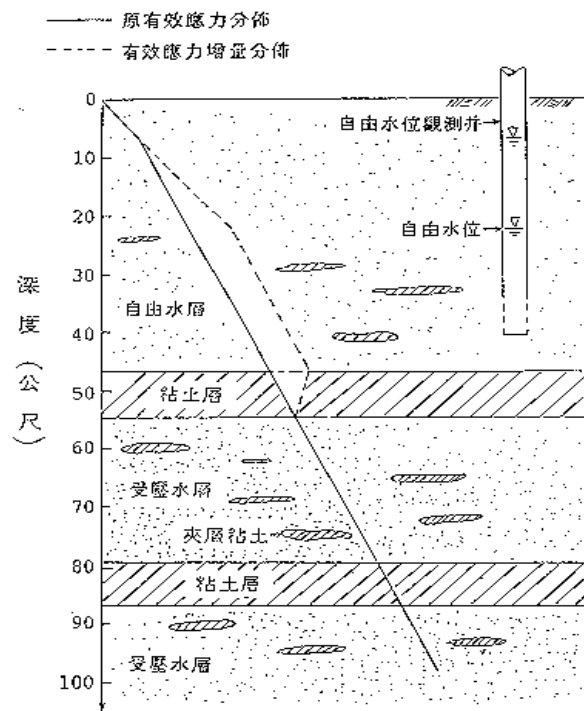


圖 8.2 自由水位下降引致之有效應力增量分布

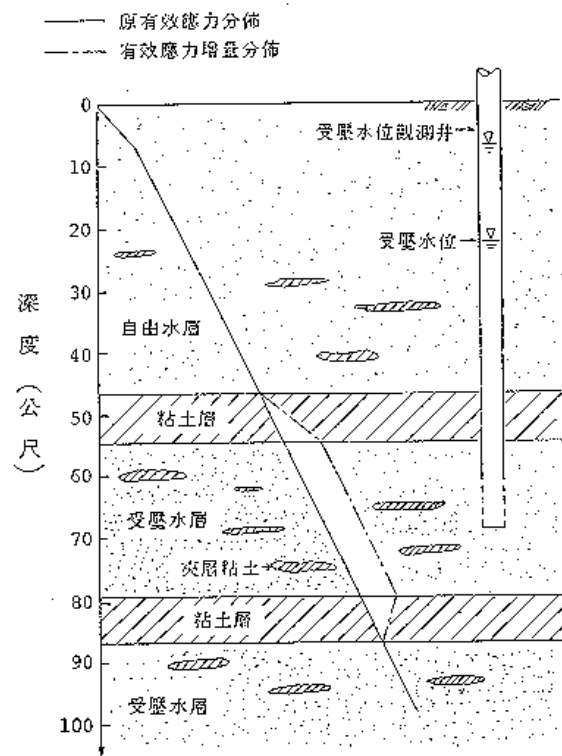


圖 8.3 受壓水位下降引致之有效應力增量分布

8.1.2 超抽地下水之下陷行為

超抽地下水引致之沉陷，不論是超抽自由水層或受壓水層，由於其影響之區域範圍均很廣大，因此其沉陷特性屬於區域沉陷，亦由於屬於均勻沉陷，且是無聲無息的情況下進行著沉陷，一般均不易察覺，往往等到發生海水倒灌、排水情況惡化等災害時，才察覺到地層下陷。

大部分海岸地層下陷皆因過量抽取受壓含水層中地下水而產生之沉陷，此種沉陷不但其影響達於土層深處，更由於其沉陷主因，是土層深處之受壓含水層及其上下之難透水層或粘土層，受壓縮而產生地層下陷，故稱為深層沉陷(Deep subsidence)，此種沉陷行為，相當於一水力起重機(Hydraulic jack)將荷重舉高後突然水壓力減少時之情形，此時荷重即漸漸下降。在發生區域沉陷時，主要因受壓含水層中水壓因過度抽取地下水而下降，受壓含水層及其上下之粘土層受到壓縮，此稱為受壓縮土層，而此受壓土層至地表面間之土層並未受到壓縮，只是整體隨受壓縮土層之壓縮而向下移動產生地層下陷，故地面之沉陷與受壓含水層中水壓之減少量成正比。當地下水繼續超抽時所發生之沉陷，在地下水文學裡稱為活性沉陷(Active subsidence)。當過量抽水已遏止，地下水壓已趨穩定後，地面之沉陷並不立即停止，而仍將持續一段時間，惟其沉陷速率隨時間而漸趨緩和，最後始停止，此期間所發生之沉陷，在地下水文學裡稱為「稽延沉陷」(Lag subsidence)或「殘餘沉陷」(Residual subsidence)(2)，通常在活性沉陷後，殘餘沉陷仍將繼續數十年，而後沉陷方可認為全部停止。

在整個壓縮之土層中，受壓含水層中之砂土層為立即壓縮，即在超抽受壓含水層之地下水位下降時，立即壓縮，此為活性沉陷之主要部分。受壓含水層中亦含有大部分之夾層粘土(Interbeds)，由於含水層之水流是互通的，因此夾層粘土產生全面排水之壓密沉陷，其壓密速率較快，夾層粘土之厚度，雖然很薄，但受壓含水層中有多層夾層粘土，累積之總壓密沉陷量亦很可觀，此夾層粘土之沉陷影響部分之活性沉陷量及大部分初期之稽延沉陷。

受壓含水層上下之難透水粘土層，雖為高壓縮性之土壤，但在受壓含水層過量超抽地下水時，產生單向受壓之壓密沉陷，其總沉陷量為雙向受壓沉陷之一半而已，且其土層較厚，壓密速率極慢，對活性沉陷影響極微，為稽延沉陷之主要來源。

若地層下陷是由於自由水層超抽地下水而引起者，則其沉陷主要來源，為自由水層中砂土之立即壓縮，及自由水層中夾層粘土全面排水之壓密，與自由水層下一層難透水粘土層之單向、受壓之壓密現象。

8.2 分層沉陷觀測井設置與量測

埋設土層分層沉陷計之深度需依各監測站地質狀況而定，先於主要土層層次變化之位置安裝沉陷磁環，設置完成後，定期再以無線電波層別沉陷儀測量沉陷環之深度變化，此量測結果可以顯示個別層次之土層沉陷變化量，進而求得各深度土層沉陷之變化情形。

分層沉陷觀測井採用日本 DOBOKU 生產之磁感式沉陷環，磁環及安卡皆為防腐蝕不銹鋼材質，井管為南亞 2.5 英吋井管，為耐腐蝕及酸鹼材質，安裝步驟敘述如下：

1. 鑿井到達預定深度時，儘量清除孔內沉泥，靜置 1 小時後檢查孔深以作為安裝深度及沉砂管長度之依據。
2. 依據土層資料決定沉下磁環安裝位置，並將量測管安裝摩擦切管排列於地面，並依序編號及記錄長度再固定沉陷磁環於預定安裝深度，並連接燃燒樹脂導線。
3. 於量測井管底部安裝沉砂管及止水活閥以便量測導管順利及垂直下井，並於止水活閥處以鋼纜牽引避免導管下放時因過重產生失敗。
4. 待量測井依秩序完成後，再利用燃燒樹脂機打開磁環，使安卡可順利固定於土壤上，便可進行回填工作，回填原料以河砂，慢慢回填以防崩孔造成量測管損害，所有作業完成後便可進行孔口保護台及洗孔作業，並待測孔穩定後可做初值設定。
5. 安裝示意圖如圖 8.4、圖 8.5 所示。

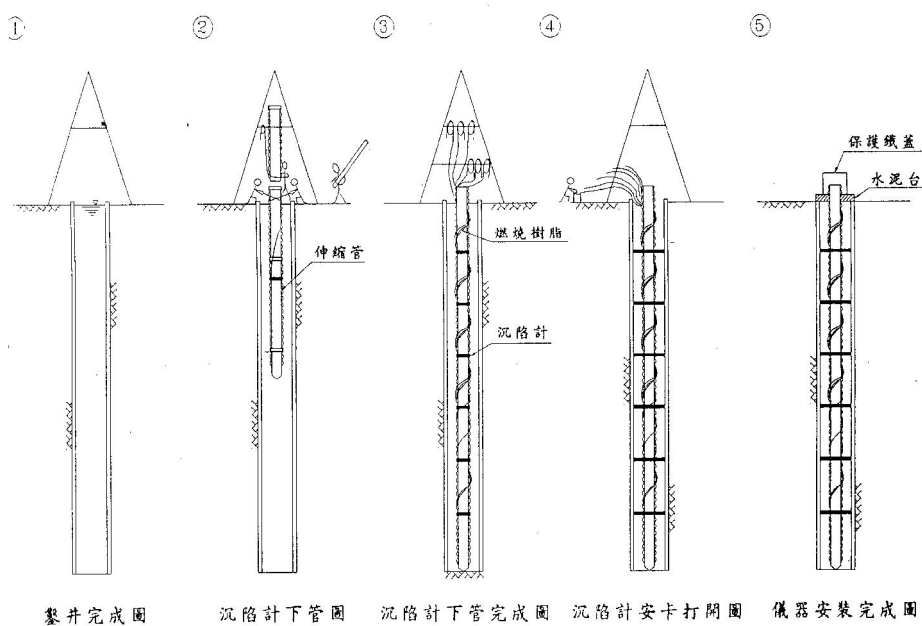


圖 8.4 沉陷計安裝示意圖

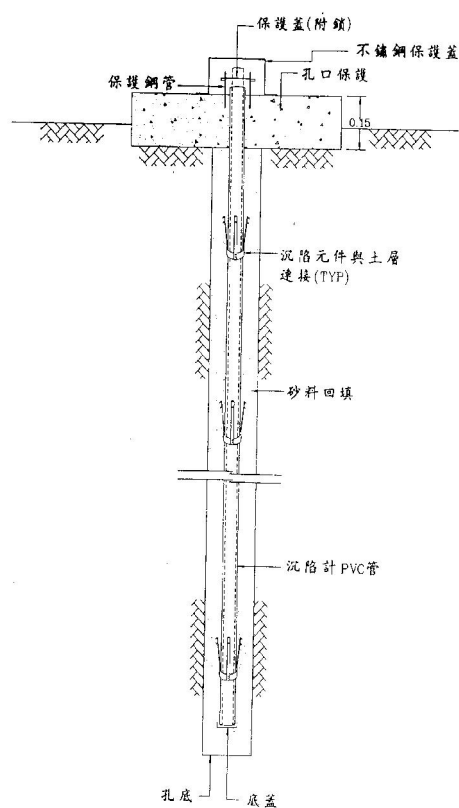


圖 8.5 磁感式層別沉陷計安裝示意圖

8.3 布袋港監測站

8.3.1 布袋港地下水位分析

本中心於布袋港區第二期海埔地之西北角隅設置一組 200m 深之下陷與水壓監測井(陳、賴，2002)，另選擇於布袋商港近南堤之砂石碼頭區，亦設置一組 300m 深之下陷與水壓監測井，其位置如圖 8.6 所示。

1. 200m

200 公尺監測井共埋設 7 支水壓計，其深度分別為 34 m、44 m、68 m、105 m、131 m、143 m、178 m，自 86 年 7 月 22 日起至 102 年 8 月為自動量測系統資料，量測期間曾因儀器故障而資料中斷，茲將分層地下水壓 (t/m^2) 正規化為分層地下水位 (m)，以利比較，如圖 8.7a 及 8.7b 所示，發生於民國 99 年 3 月 4 日 8 時 18 分的甲仙強烈地震，布袋港 200m 水壓自動監測站於 3 月 4 日中午 12 時亦成功的記錄到超額之孔隙水壓資料。由於其中 34 m、105 m、143 m、178 m 之水壓計為開放式，故採手動量測，手動量測自 86 年 4 月至 102 年 7 月止，每月定期量測一次，自 94 年 1 月起因人力有限，故每 2 個月量測一次，99 年 1 月起，每 3 個月量測一次，資料不足的部份以內插法補充，量測結果如圖 8.8 所示。

由圖 8.8 顯示，105 m 處之水位變化極大，最高水位-16.6 m，最低水位-27.6m，91 年及 93 年降雨量較少時，水位明顯降低。131 m 處之水位變化亦很大，最高水位-17 m，最低水位可能為-24 m，其水壓大小及變化與 105 m 處屬同一含水層，143 m 及 178 m 水位大小及變化亦很相當，亦屬同一含水層，其最高水位為-17.8 m，最低水位為-26 m，其變化與 105m、131 m 處相似。

綜合各地層之地下水位資料，如圖 8.7 及圖 8.8 所示，布袋港水層約可分為 4 個層次，34 m 水位為第 1 含水層之水位，44 m、68 m 水位為第 2 含水位，105 m 及 131 m 水位為第 3 含水位，143 m、178 m 水位為第 4 含水位。由水位變化現象顯示，第 1、2 層水位變化較小，較無超抽地下水現象，第 3、4 層地下水位低且變化極大，超抽

地下水現象明顯，而且以旱季時，水位相對較低，表降雨量減少時，超抽地下水更為嚴重。

2. 300m

於 90 年度選擇位於沉陷監測井旁之適當位置安裝兩孔深層水壓監測井，分別為 100 公尺及 300 公尺，每孔埋設四支水壓計，其深度為 35m、50m、85m、103m、150m、200m、250m、303m 共八支，並自 90 年 9 月起進行定期量測，如圖 8.9 顯示，35 及 50m 之水位介於-2.4~-3.5m 之間，屬淺層水位，85 及 103m 為較深層之水位介於-15~-24m 之間且屬同一含水層，其中以 91 年 5 月及 93 年 6 月之水位分別降至-22m 及-24m 較明顯變化，150m 及 200m 之水位介於-19.2~-23.3m 之間亦屬同一含水層，250m 深層之水位介於-21~-27m 之間，而 303m 之水位又屬另一含水層，其水位介於-22~-25m 之間變化。

8.3.2 布袋港分層地層下陷分析

1. 200m

於布袋港區第二期海埔地西北角隅之位置，設立 200 m 深之分層地層下陷監測井，分別在深度 8、16、30、41、56、66、76、85、100、110、120、131、140、157、170、181、190、200 m 之位置安裝一個沉陷磁環，共 18 個磁環，每個月之中旬定期以無線電波監測儀量測各沉陷磁環之相對移動變化量，資料值由鈰鋼尺上之刻度讀取，其最小刻度為公厘。

圖 8.10 為不同時期不同深度之感應磁環相對於深度 200 公尺感應磁環之累積曲線比較圖，由圖顯示，從 86 年 2 月至 102 年 7 月之 16 年 5 個月期間，布袋港地表下 8 m 至 200 m 間之沉陷總量為 61.5 公分，而其中 140~200 m 之沉陷量 31.5 公分，佔總沉陷量之 51% 以上，由此資料顯示，布袋港之沉陷屬於深層沉陷，且較 200 m 更深之處仍可能有沉陷發生，因此布袋港之總沉陷量應比監測所量測之壓縮總量還大。

2. 300m

另於商港近南堤之砂石碼頭區，亦完成設置 300 公尺深之地層下陷監測井，分別於深度 3、7、11、21、31、35、51、66、83、94、102、109、112、123、134、142、156、163、178、190、202、212、218、231、241、261、278、285、294、300m 之位置各安裝一個沉陷磁環，共計 30 個。圖 8.11 為至民國 102 年 7 月止，不同深度地層之個別壓縮量，可發現較深之地層壓縮量較小，壓縮量較大之地層為 66~83m 及 94~102m 之深度，而此地層屬粘土層，因此壓縮量較大。

由圖 8.12a 分層觀測圖顯示，自 89 年 10 月~102 年 7 月止，12 年 9 個月之累積總沉陷量約 73 公分，分別為 90 年沉陷約 7.4 公分、91 年沉陷 7.1 公分、92 年沉陷量 11.6 公分、93 年沉陷量 13.6 公分，近 5 年(97 至 102)總沉陷量約 18 公分。監測期間 90 年 8 月時該區進行鑿井，導致 90 年比 91 年沉陷量較大，92 年 2 月時該區再進行新填土約 2m，導致 92 年及 93 年沉陷增大許多。各分層沉陷量大約可區分為 7~66m、66~102m、102~190m、190~300m 等 4 個層次來分析，66~102m 之累積沉陷量 25.5 公分，約佔總沉陷量之 35%。其中以 102~190m 之沉陷量為 31.7 公分所佔比例最大，約佔總沉陷量之 45%，190~300m 之沉陷量較少為 1.2 公分，約佔總沉陷量之 2%，綜合以上得知，66~190m 深度之累積沉陷量為 58 公分約佔總沉陷量之 80%，與 200m 監測井監測結果比較，總沉陷量較大一些，而且主要沉陷之深度不同，因此需要進行長期之監測，再進一步探討原因。

3. 400m

布袋港 400m 深之水準基站，自民國 92 年設置於商港區的西北角隅，為一個長期之地層下陷自動監測站，設定時間為每 6 小時自動記錄一筆，經監測結果，自 92 年 9 月至 102 年 8 月為止共 10 年之總累積下陷量約為 29.3 公分，如圖 8.12b 及 8.12c 所示，其中 92

年 9 月至 97 年 4 月累積下陷量約 17 公分，98 年 7 月至 102 年 8 月之累積下陷量約 12.3 公分，97 年 5 月至 98 年 7 月因儀器故障缺少資料。

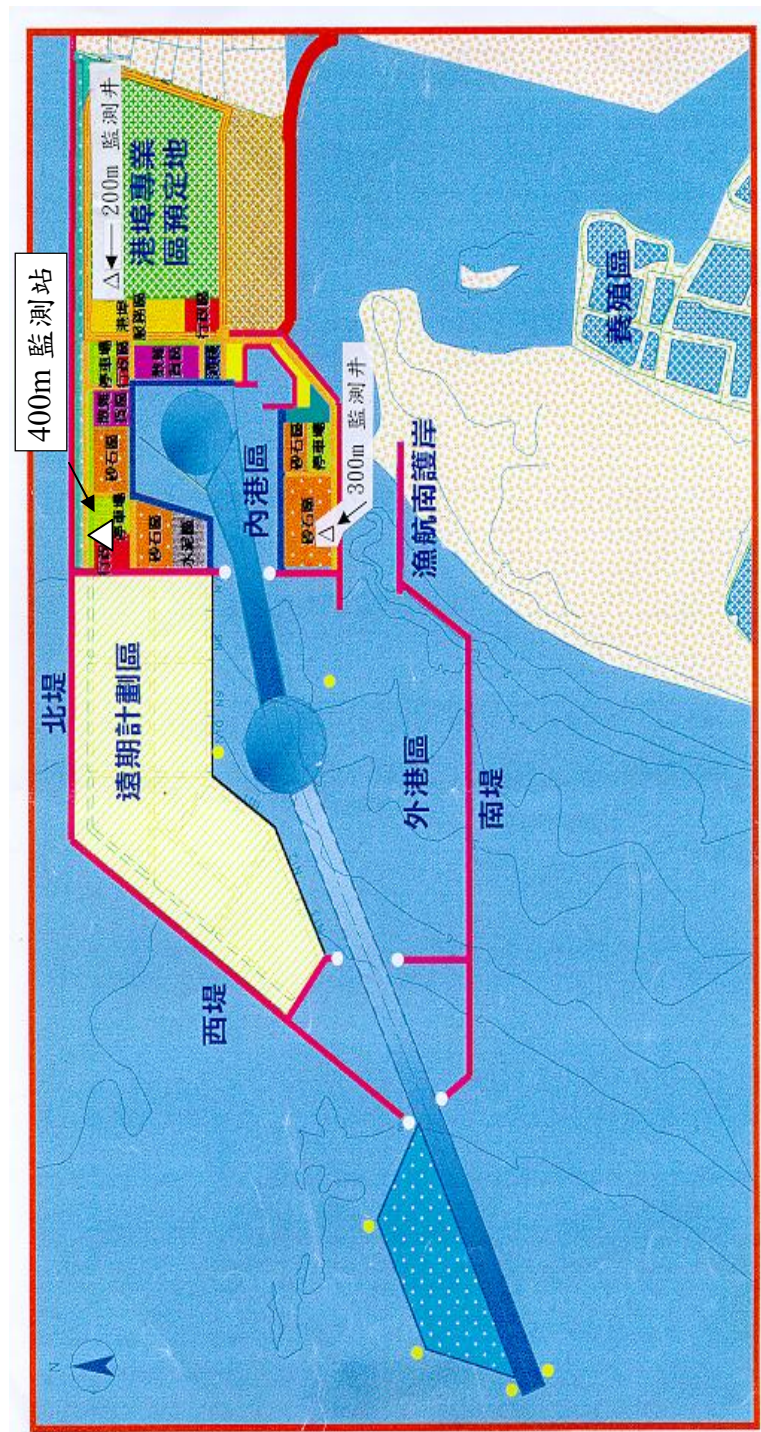


圖 8.6 布袋港地層下陷監測井位置圖

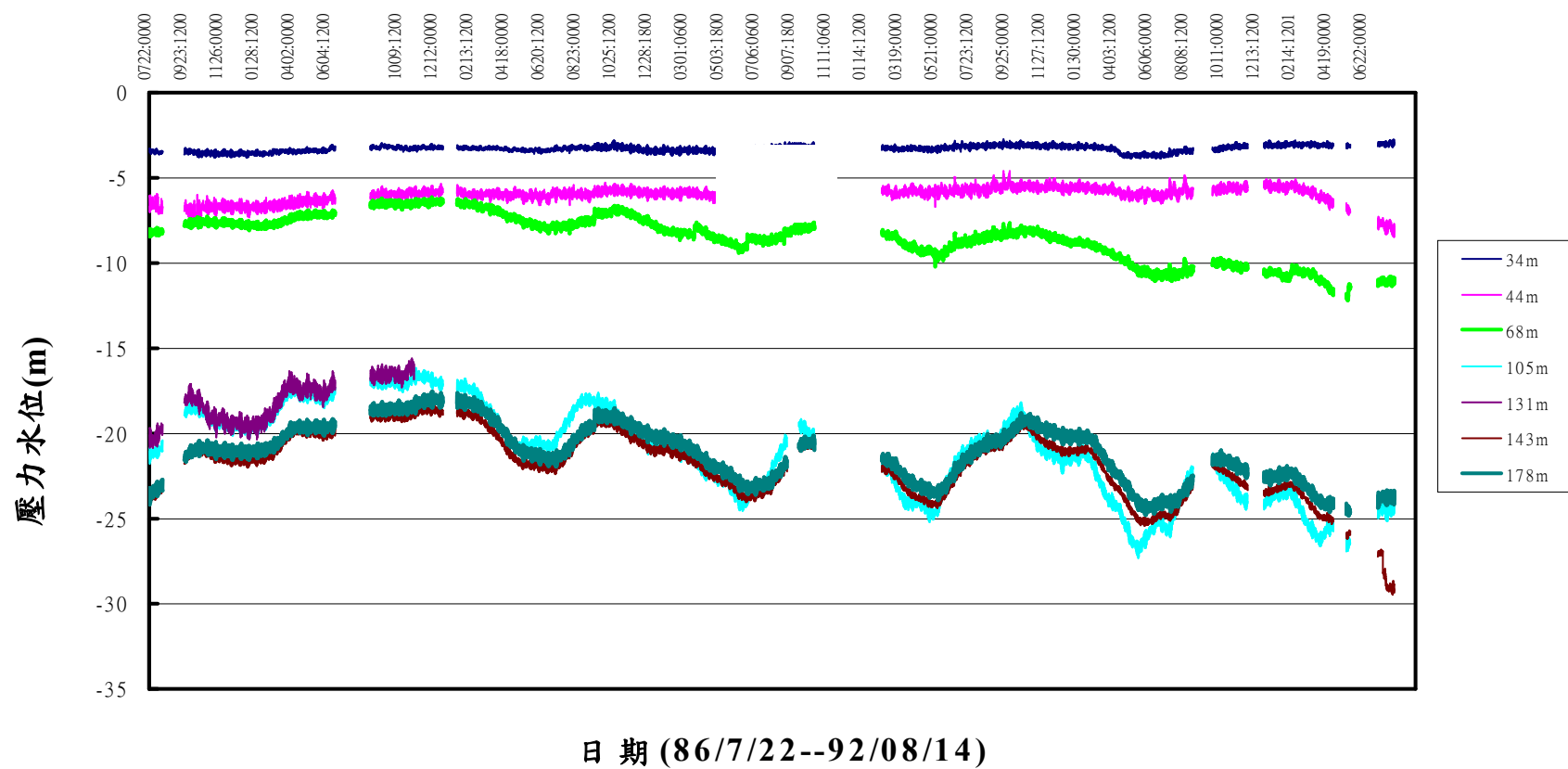


圖 8.7a 布袋港分層水位變化圖(自記式)

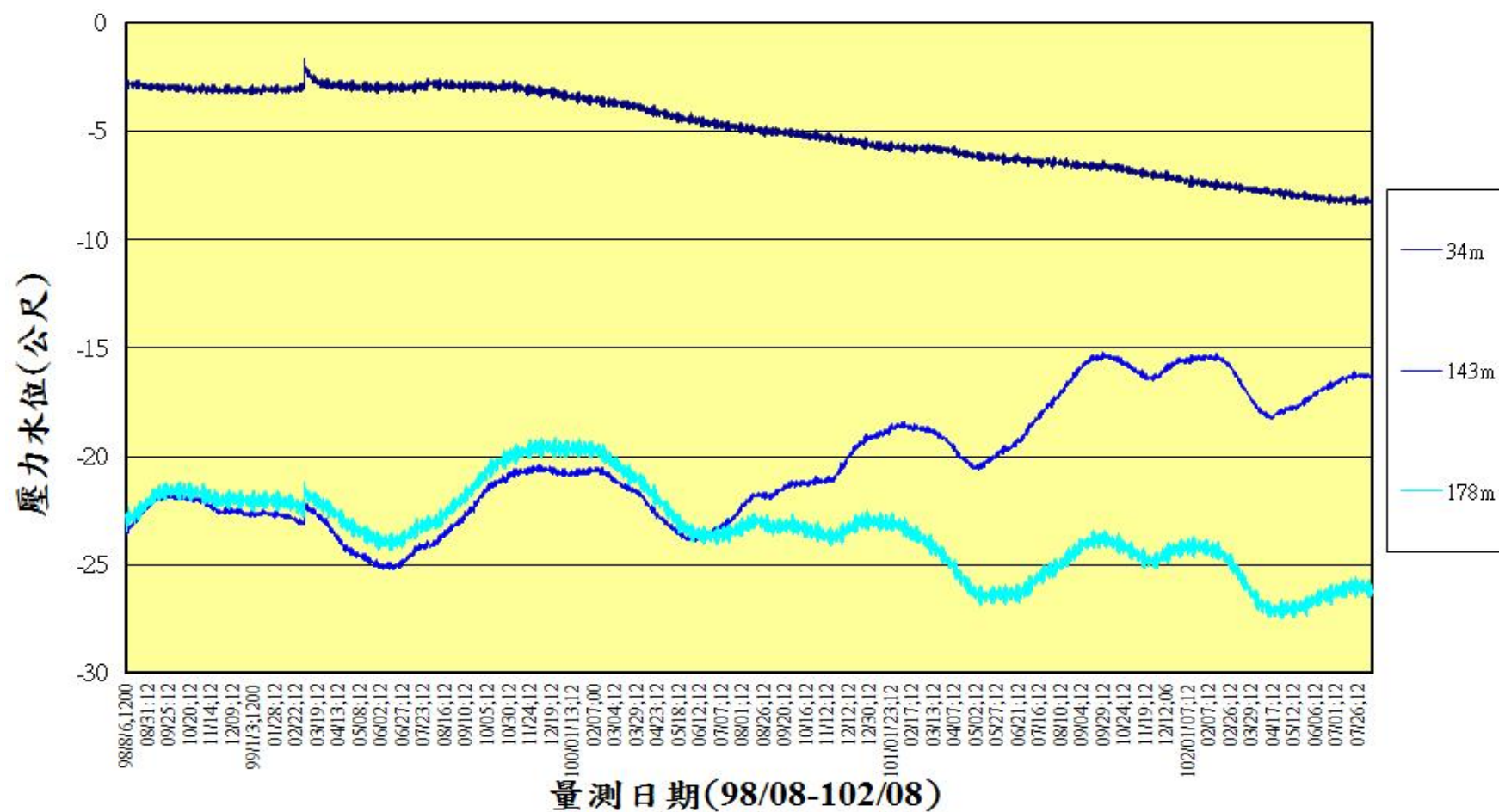


圖 8.7b 布袋港分層水位變化圖(自記式)

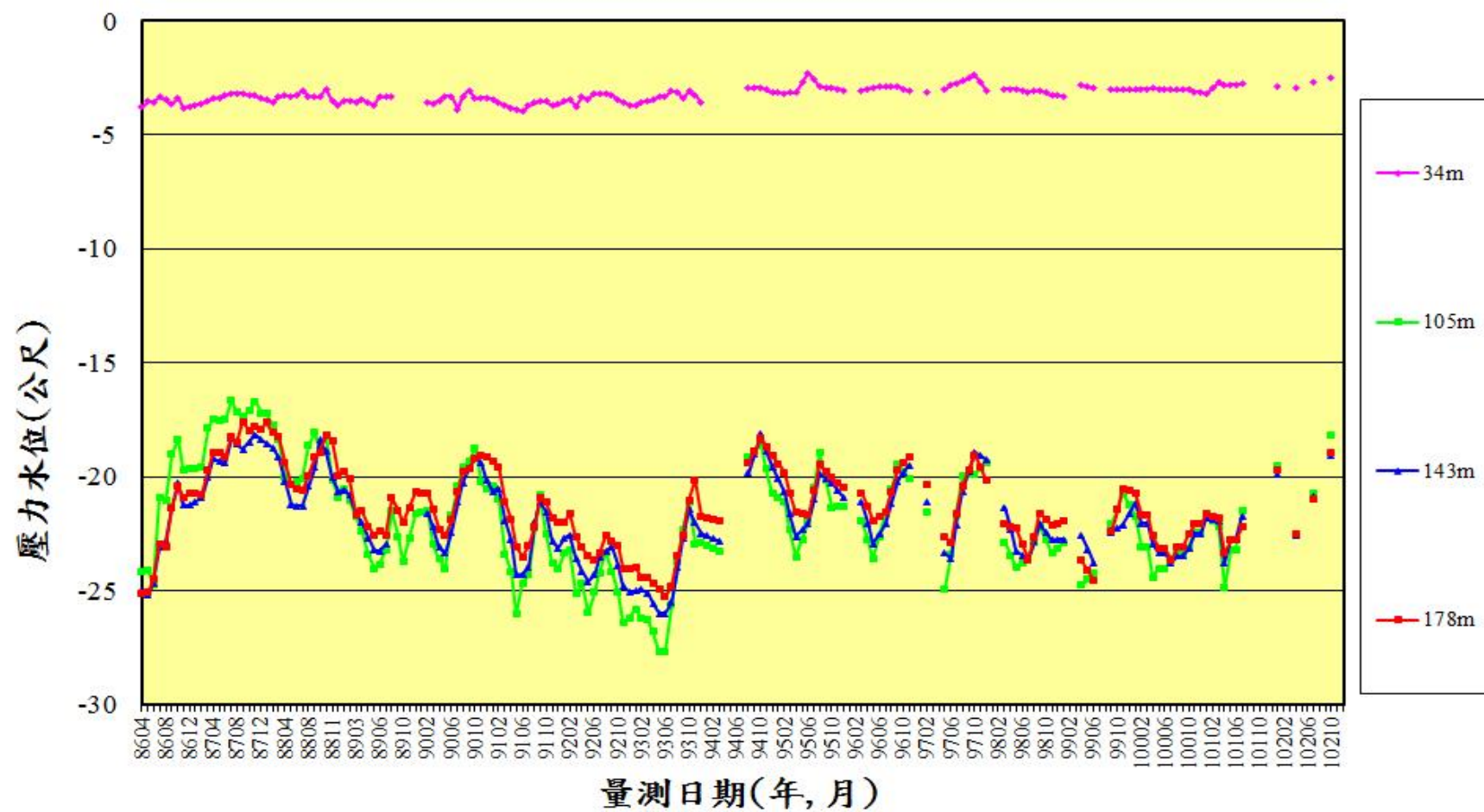


圖 8.8 布袋港(200m)分層水位變化圖(手動量測)

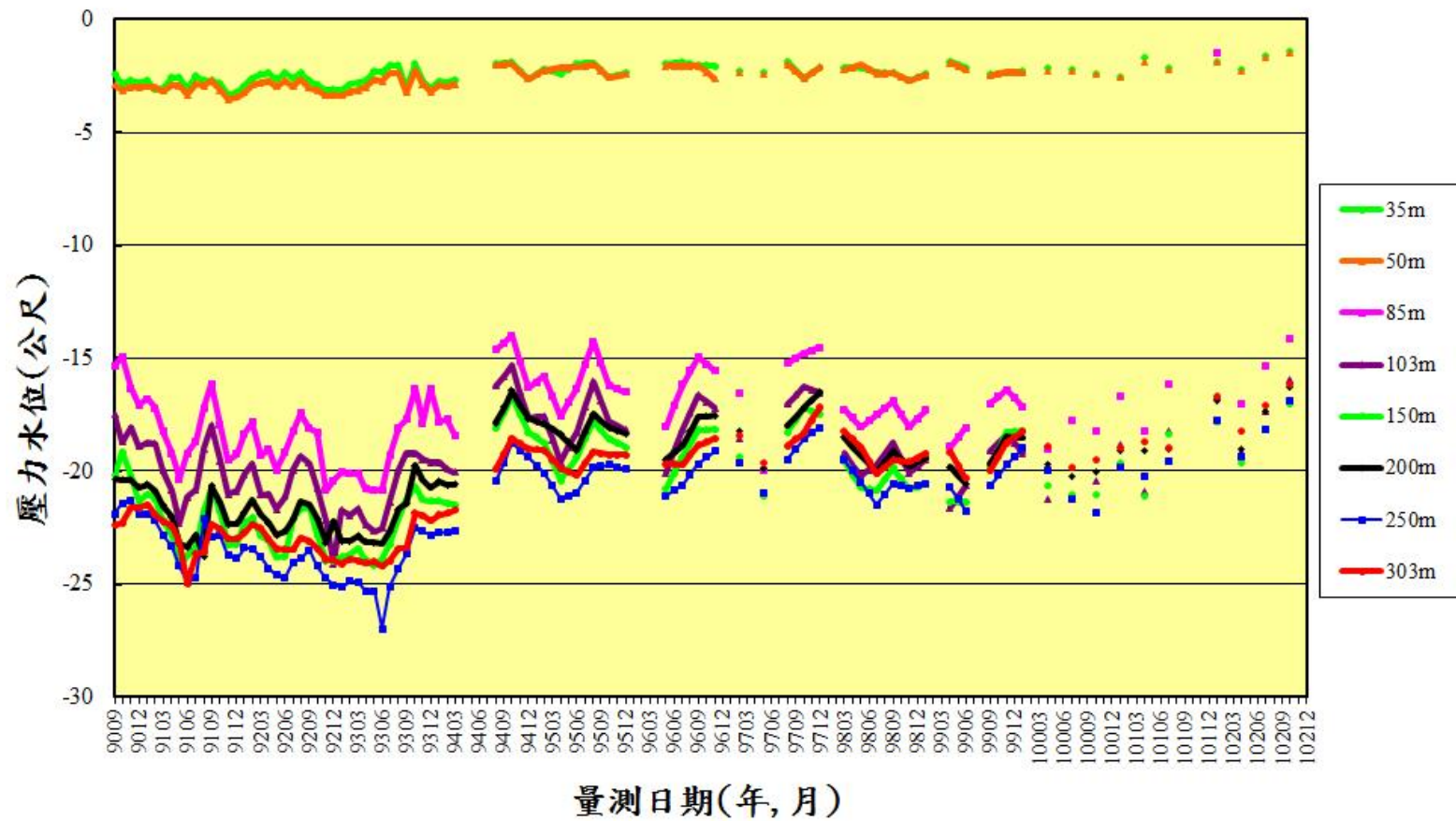


圖 8.9 布袋港(300m)分層水位變化(手動量測)

布袋港(200m)地層分層下陷觀測圖

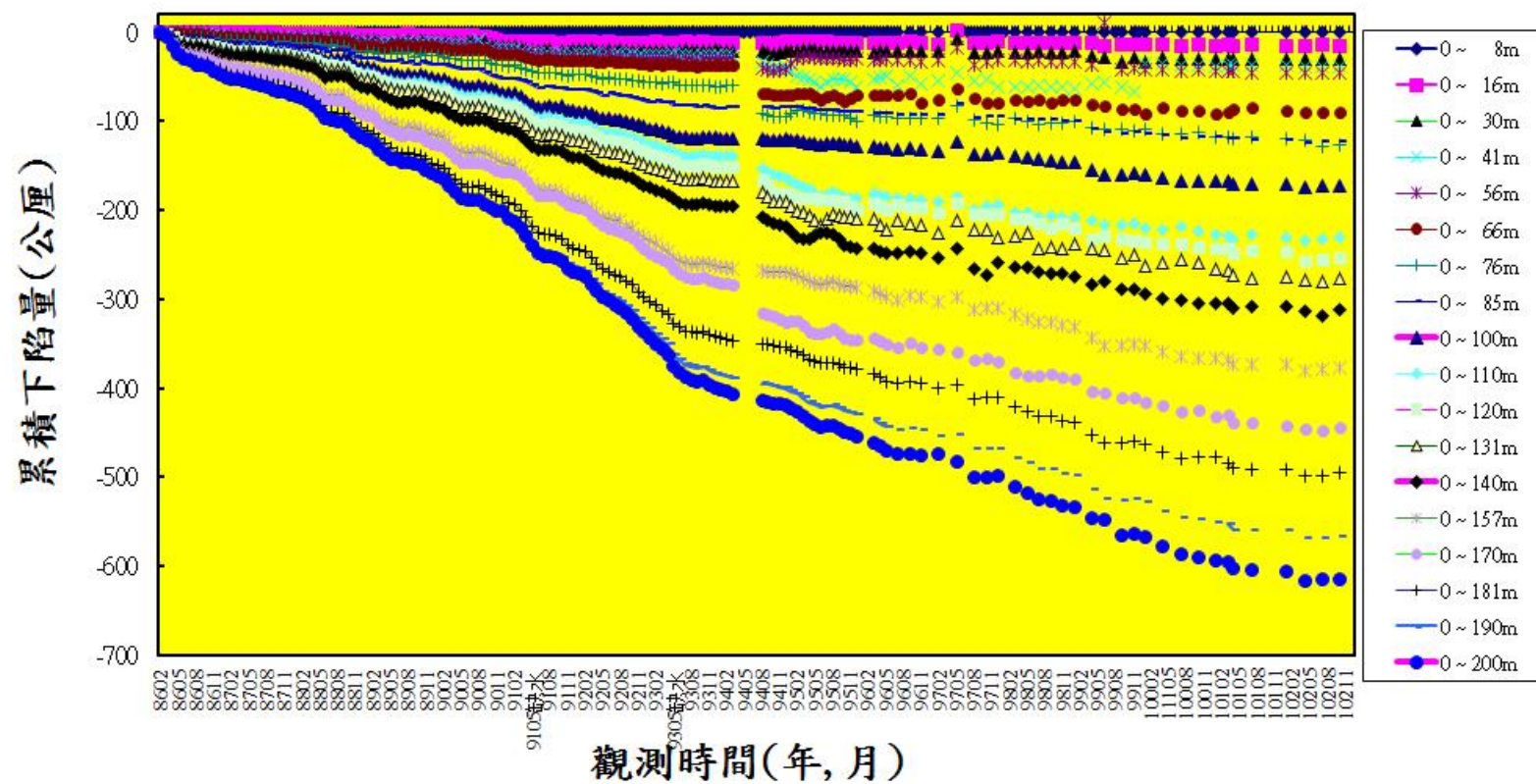


圖 8.10 布袋港(200m)分層累積下陷圖(手動量測)

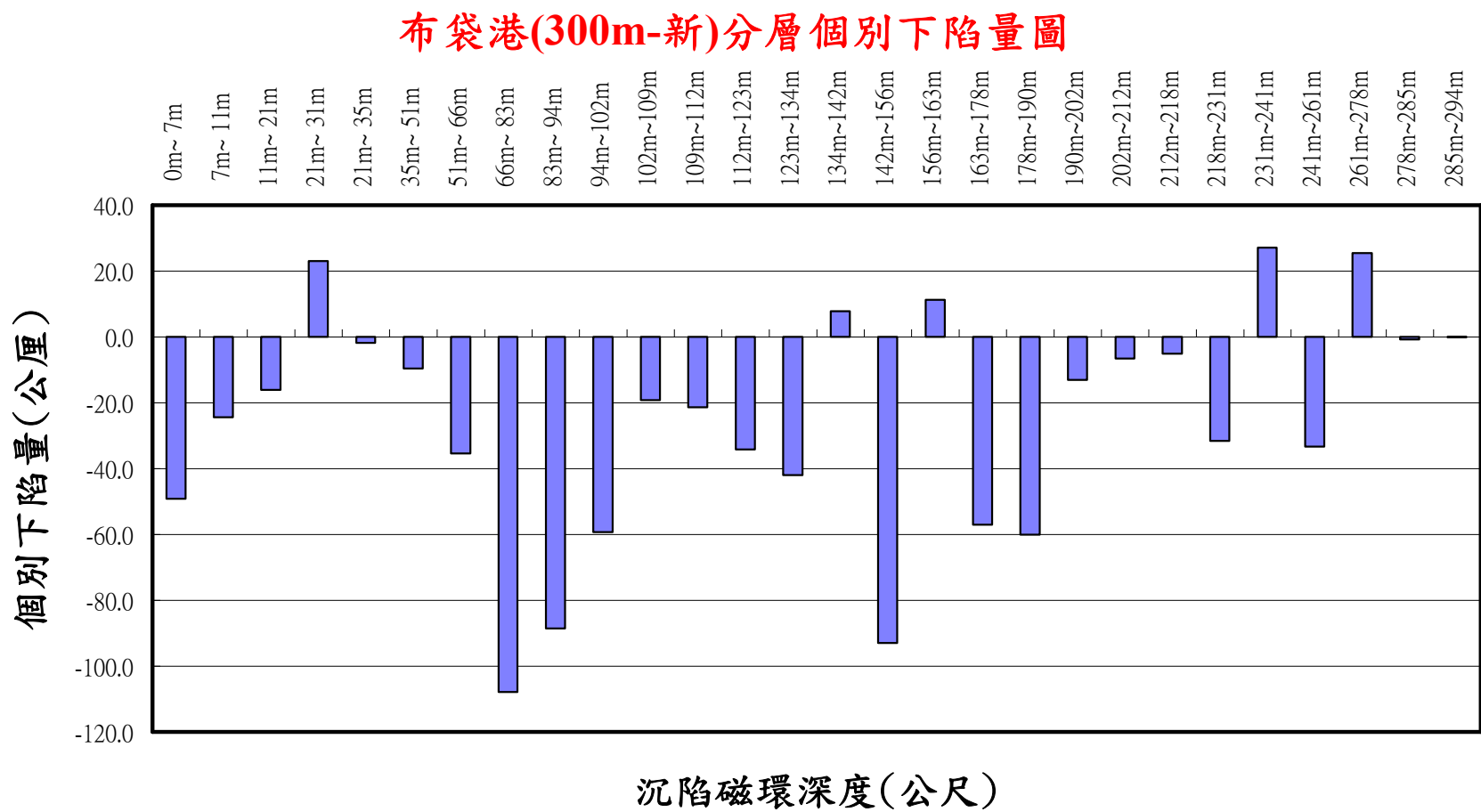
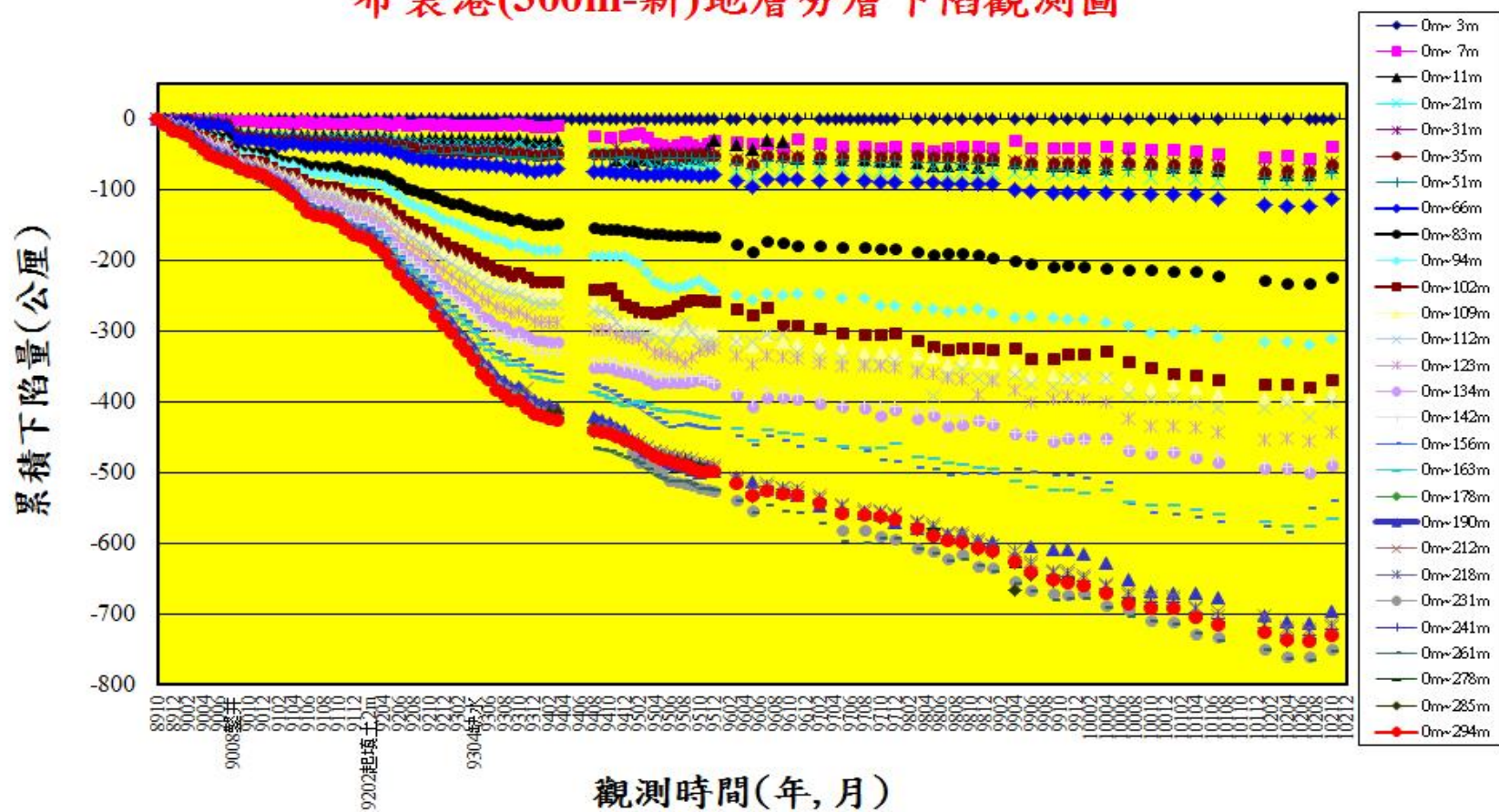


圖 8.11 布袋港(300m)分層個別下陷量圖

布袋港(300m-新)地層分層下陷觀測圖



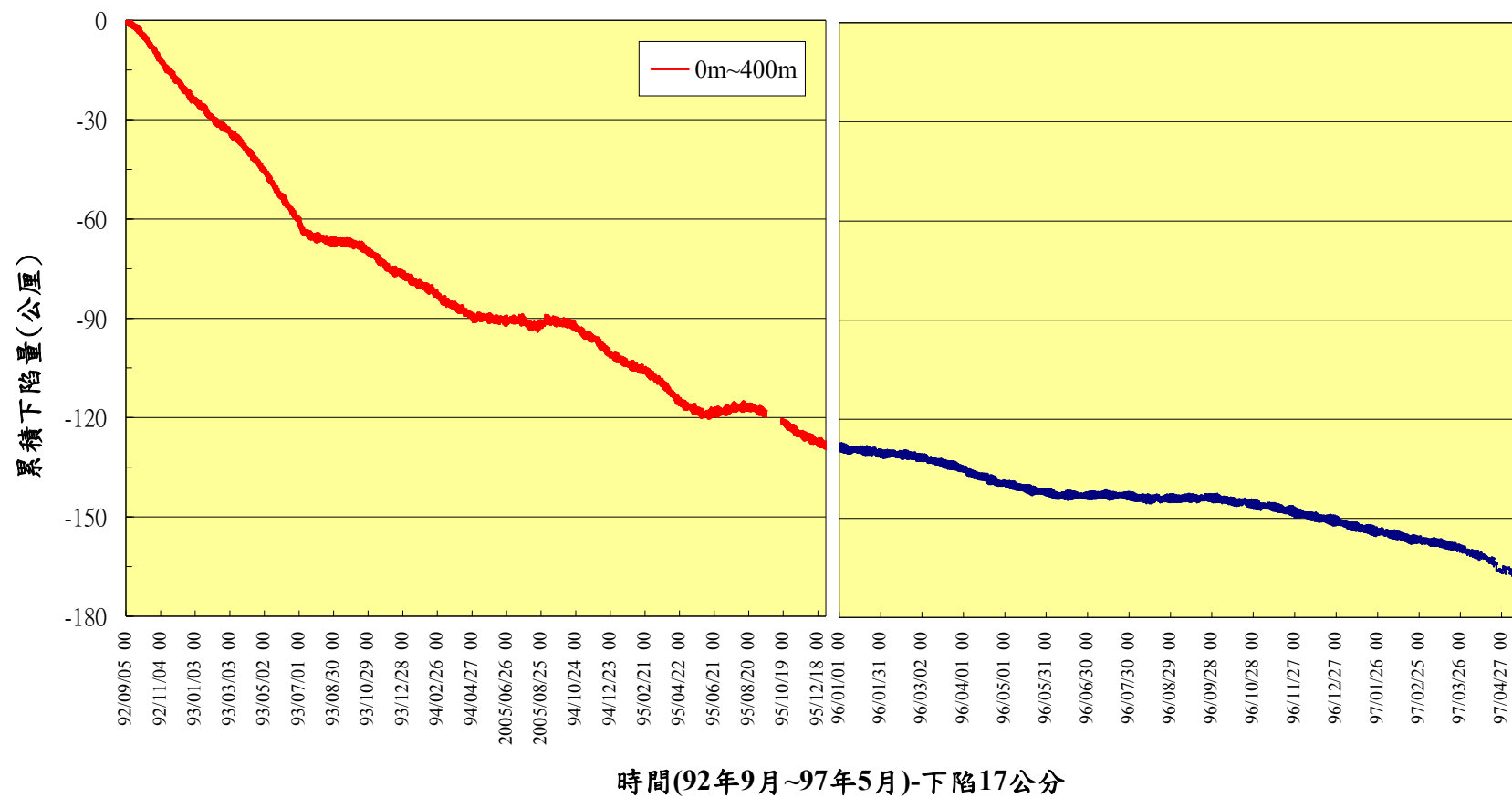


圖 8.12b 布袋港(400m)水準基站累積下陷量圖(92/09/04~97/05/30)

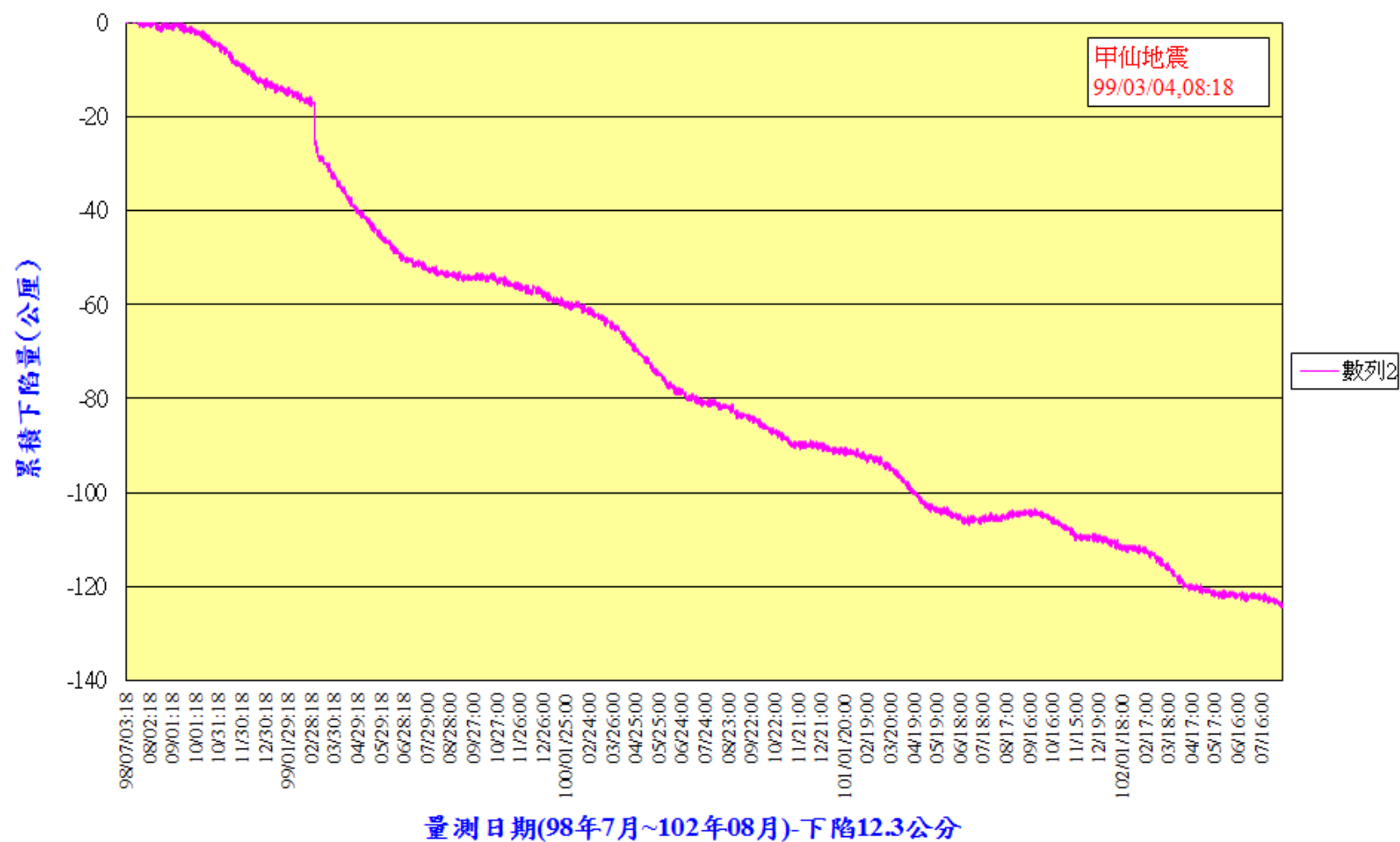


圖 8.12c 布袋港(400m)水準基準累積下陷量圖(98/07/03~102/8/12)

8.3.3 布袋港區平面水準測量

布袋港自 89 年至 92 年實施水準測量後即無檢測資料，本年(102)度為持續檢測布袋港區地層下陷及檢核 400m 水準基站之下陷量，故實施港區的平面一等水準測量。一來可了解港區自 93 年至 102 年地層下陷情形，二來可藉著 400m 水準基站微小的下陷量作為港區水準基點，作為後續引測港區地盤下陷水準檢測之基準點。

1. 水準測量檢測範圍

水準測量檢測範圍，本年度檢測布袋港地層下陷平面水準測量區域如圖 8.13 所示，首先檢測布袋港區內深層水準樁「井 BM3」，校對高程無誤後，作為監測點水準測量之依據，並引測至布袋鎮及布袋港區內。

2. 水準測量網形規劃

水準網形規劃主要任務是擬定水準網的施測方案，包括測量路線的進行方式與水準測網的構成。水準路線的行進方式及水準網形的設計，是為能考慮提高觀測值的精度與可靠度，藉由施測前的規劃與網形設計，可探討出觀測值對於沉陷資訊的檢測能力。水準網形說明如下：

本次布袋港地層下陷平面水準測量，進行布袋鎮及布袋港區監測點水準測量，佈置四個環線閉合網，各測線及環線佈置如圖 8.14。

3. 水準測量作業方法與規範

水準測量作業的重點是藉由測量程序與步驟的安排來消弱誤差的影響。野外作業相關之方法與規範依本所港研中心委辦測量規範、內政部規範及聯勤總部測量隊之作業手冊而釐定作業準則手冊，有關於規範部分簡述重點如下：

- (1) 水準點之間每一測段至少應作往返觀測各一測回，且按先往測再返測順序進行。

- (2)控制系統檢測，各測段的往測與返測的差值，其允許誤差為 $3\text{mm}\sqrt{k}$ (k 為公里數)。
- (3)主水準路線，各測段的往測與返測的差值以及環線的閉合差，其允許誤差為 $3\text{mm}\sqrt{k}$ (k 為公里數)。
- (4)兩水準點高程觀測應由同一台儀器自一水準點出發，閉合於另一水準點，不可用不同水準儀施測於臨時節點的高程值相加組合。
- (5)水準測量使用的儀器是 Zeiss Dini-12 一等精密電子自動水準儀，配合精密鈷鋼尺作業，精密鈷鋼尺皆附有圓形水準器及扶尺，減少標尺的晃動。
- (6)觀測時標尺與儀器距離約五十公尺，前後視距約相等，以減除視準軸誤差及折光誤差。作業時觀測手配備雷射槍，達到快速量距及精準調整前後視距相等；最大前後視距差：每一測站前後視距差為 0.5 公尺至 1 公尺。
- (7)各測段以直接水準測量進行往返觀測，各節點為同一標尺放置(即測站的次數為偶數)。
- (8)往返兩次觀測整置儀器及標尺位置不得為同一地點。亦不可用反號之結果作為返測或往測。
- (9)高程所有計算及提送成果均至公尺後小數點第五位。

水準測量內業成果計算的檢核分為三個階段，首先檢討每一測段往返高程差的差值是否小於規範允許誤差的限定值，如超過則必須重測。第二階段依幾何條件檢核閉合誤差，判定環線閉合網的閉合差是否小於規範允許誤差的限定值。第三階段依據最小二乘法理論整體平差，以高程差為觀測量，距離的倒數為權，組成間接觀測方程式，整體平差並加入觀測值的可靠度分析。

4. 水準環線分析

嘉義縣布袋鎮及布袋港區監測點水準網各閉合環線及觀測高差

明細列印於附錄三，環線內各測線觀測高程差明細列印於附錄四。閉合環線的觀測精度分析如表 8-1，每個閉合環線的閉合差觀測精度皆在允許誤差內。

5. 平面水準測量結果

布袋港區於 101 年 7 月中旬進行港區平面水準測量，經檢測量結果，自 93 年至 101 年止布袋港區之累積下陷量如圖 8.15 所示，累積最大下陷樁位是#BM2(300m 沉陷井)，下陷量為 34.23 公分。#BM1(200m 沉陷井)下陷量為 26.28 公分。最小下陷樁位為 IHMT01 的 4.95 公分。本年度檢測，年平均最大下陷速率是#BM2 樁位的 4.2 公分，最小下陷樁位為 IHMT01，年平均下陷速率為 0.6 公分。

由水準測量下陷量及地層下陷觀測井之記錄比較分析顯示：
 (1)300m 沉陷井：水準測量為 34.23cm、觀測井之記錄為 33.09 cm。
 (2)200m 沉陷井：水準測量為 26.28 cm、觀測井之記錄為 21.63 cm。
 且水準測量之沉陷量比觀測井之記錄為大。

布袋港區本(102)年 6 月中旬進行港區平面水準測量，經檢測結果，自 93 年至 102 年止布袋港區之累積下陷量如圖 8.16 所示，累積最大下陷樁位是#BM2(300m 沉陷井)，下陷量為 36.23 公分。#BM1(200m 沉陷井)下陷量為 27.57 公分。最小下陷樁位為 IHMT01 的 4.8 公分，年平均最大下陷速率是#BM2 樁位的 4.0 公分。101 年至 102 年累積下陷量，如圖 8.17。

表 8-1 環線閉合差分析表

水準閉合 環線編號	測線關係	閉合環線 總長度(km)	環線閉合差 (mm)	允許誤差 (mm)
環線四	-L12 -L14 -L16 -L15	4.887	1.134	6.63
環線五	-L14 -L21 -L22 -L13	5.075	1.564	6.76
環線六	L18 + L19	2.517	0.702	4.76
環線七	L09-1 -L09 +L11 -L12	3.224	1.053	5.39

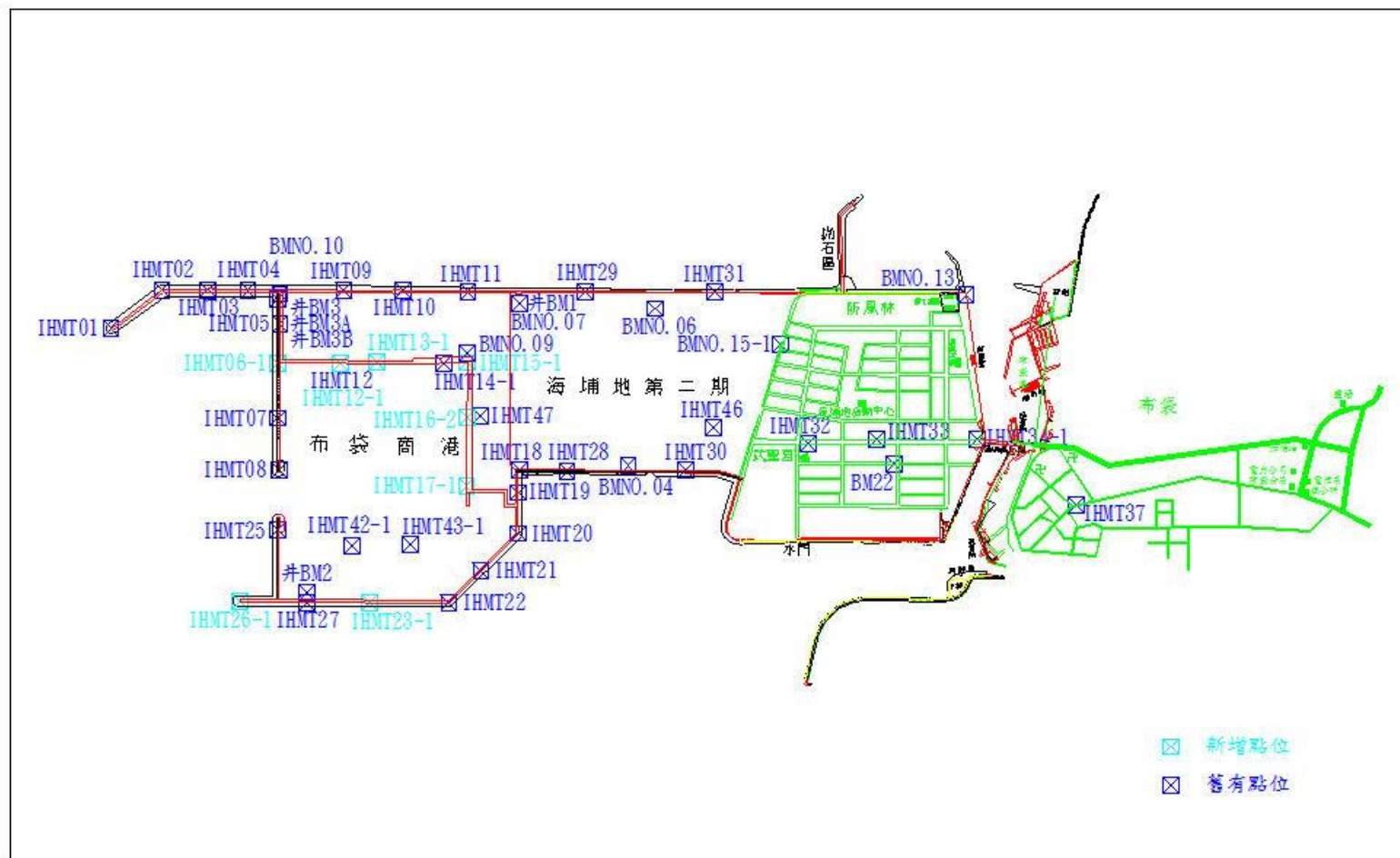


圖 8.13 101 年嘉義縣布袋鎮及布袋港區監測點水準測量工作範圍圖

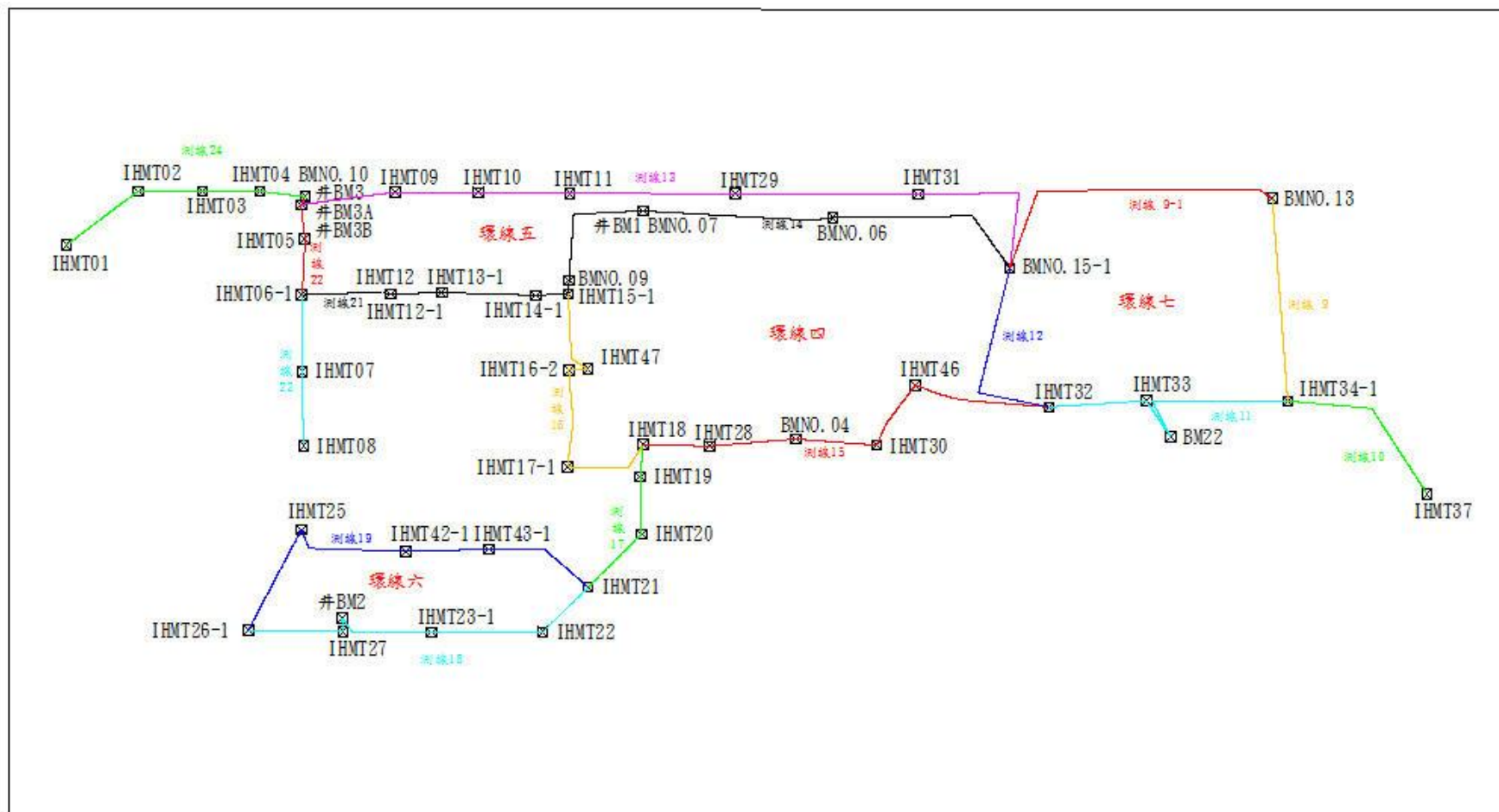


圖 8.14 101 年嘉義縣布袋鎮及布袋港區監測點水準測量水準測線、環線佈置圖

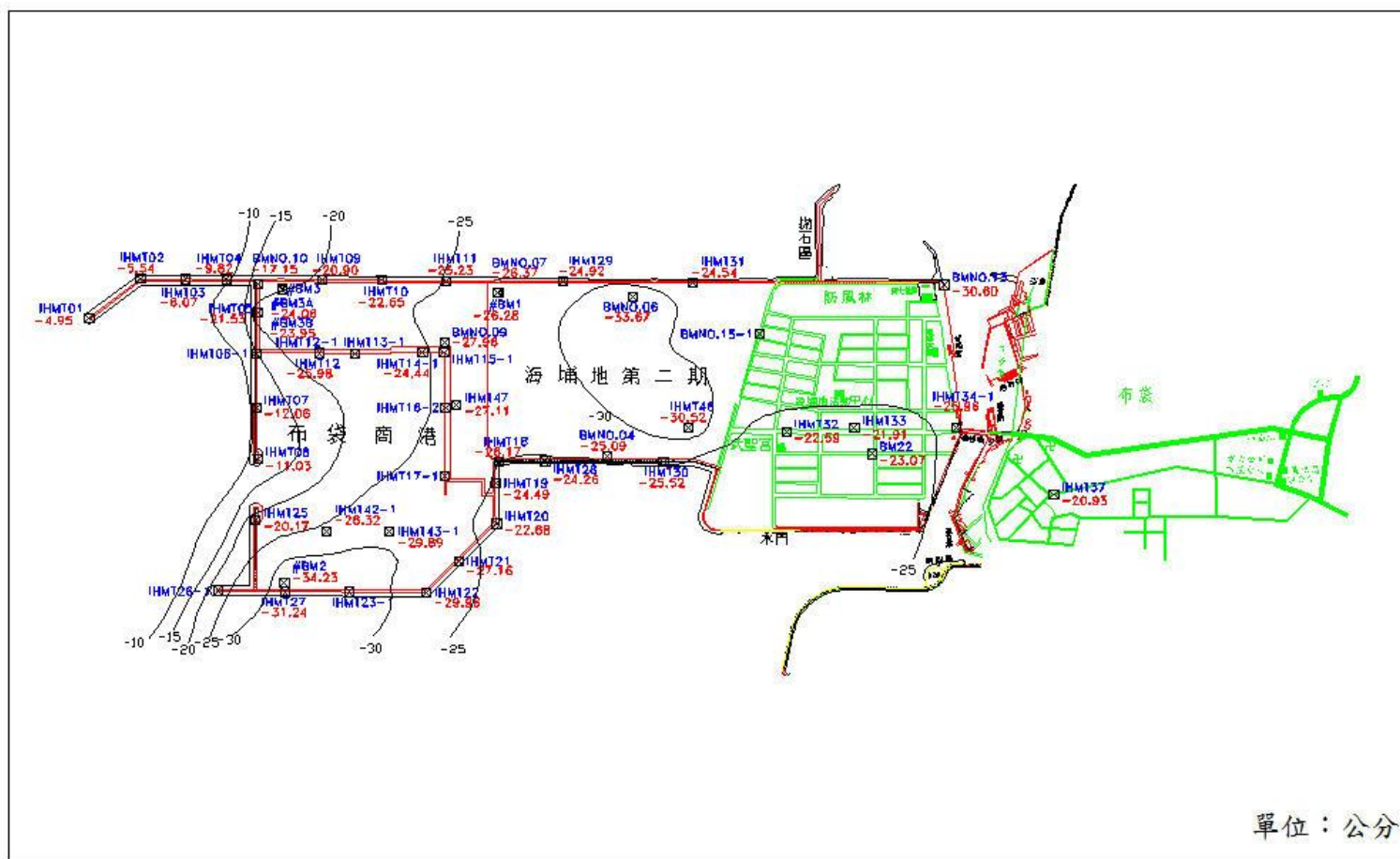


圖 8.15 嘉義縣布袋鎮及布袋港區下陷圖(93~101 年)

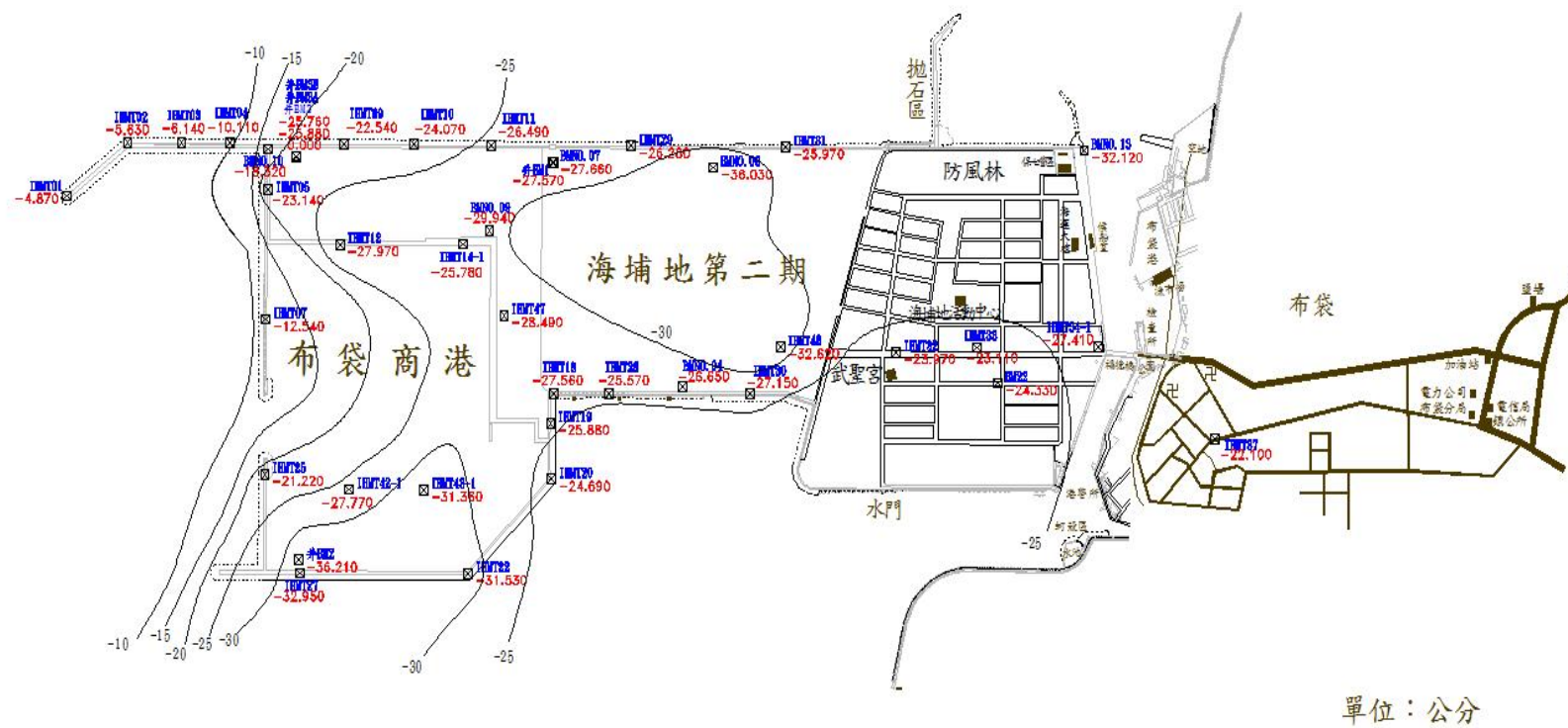


圖 8.16 嘉義縣布袋鎮及布袋港區下陷圖(93~102 年)

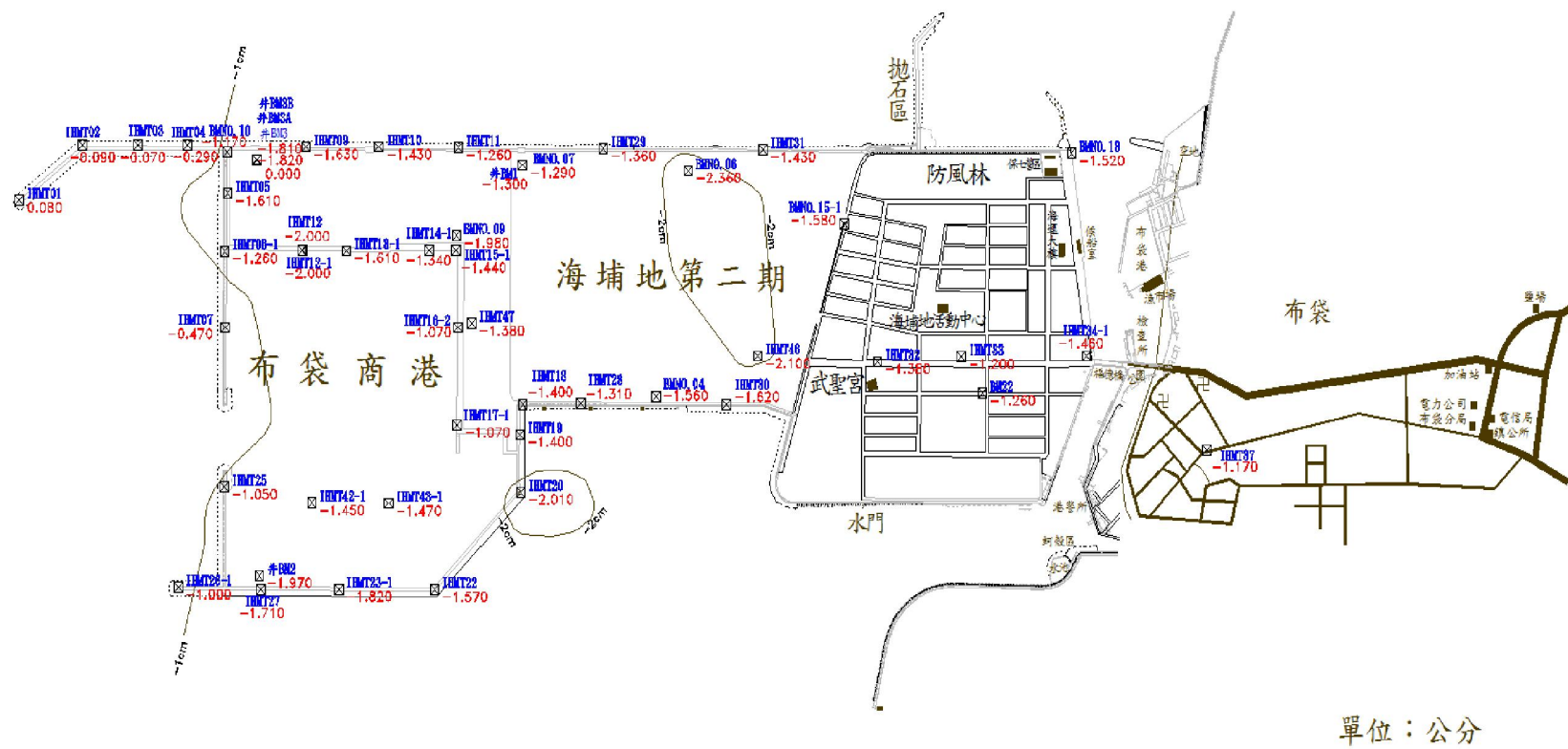


圖 8.17 嘉義縣布袋鎮及布袋港區下陷圖(101~102 年)

8.4 大鵬灣監測站

8.4.1 地下水位分析

於大鵬灣風景區西南角隅，埋設 202 公尺深之分層水壓觀測站，共埋設 5 支水壓計，其深度分別為 35 m、58 m、105 m、142 m、202 m，以手動及自動兩種方式進行量測，時間自 87 年 3 月 15 日起至 102 年 7 月止。其中 87 年 9 月 14 日至 10 月 30 日、88 年 7 月 13 日至 9 月 14 日及 89 年 10 月 17 日至 12 月 30 日止，因自動量測儀故障，而缺乏資料。由於水位井為開放式，亦可以手動量測水位，手動量測自 87 年 3 月開始，每月量測一次，99 年 1 月開始，每 3 個月量測一次，其結果如圖 8.18 所示：

8.4.2 分層地層下陷分析

為了探討大鵬灣不同深度之壓縮行為，於水壓觀測站旁之位置，設立 200 m 深之分層地層下陷監測井，分別在深度 4、26、31、51、55、62、90、101、103、108、115、119、124、129、138、146、155、161、173、177、188、189 m 之位置安裝一個沉陷磁環，共 22 個磁環，每個月之中旬定期以無線電波監測儀量測各沉陷磁環之相對移動變化量，以分析不同深度地層之壓縮量，資料值由鈰鋼尺上之刻度讀取，其最小刻度為公厘。

圖 8.19 為不同時期不同深度之感應磁環相對於深度 200 公尺感應磁環之累積曲線比較圖，由圖 8.17 顯示，從 87 年 3 月至 102 年 10 月止，共 15 年 6 個月期間，大鵬灣地表下 4 m 至 189 m 間之沉陷總量為 12.6 公分，而其中地表～51.3 m 之沉陷量為 9.5 公分，佔總沉陷量之 80%以上，由此資料顯示，大鵬灣之沉陷屬於淺層沉陷。

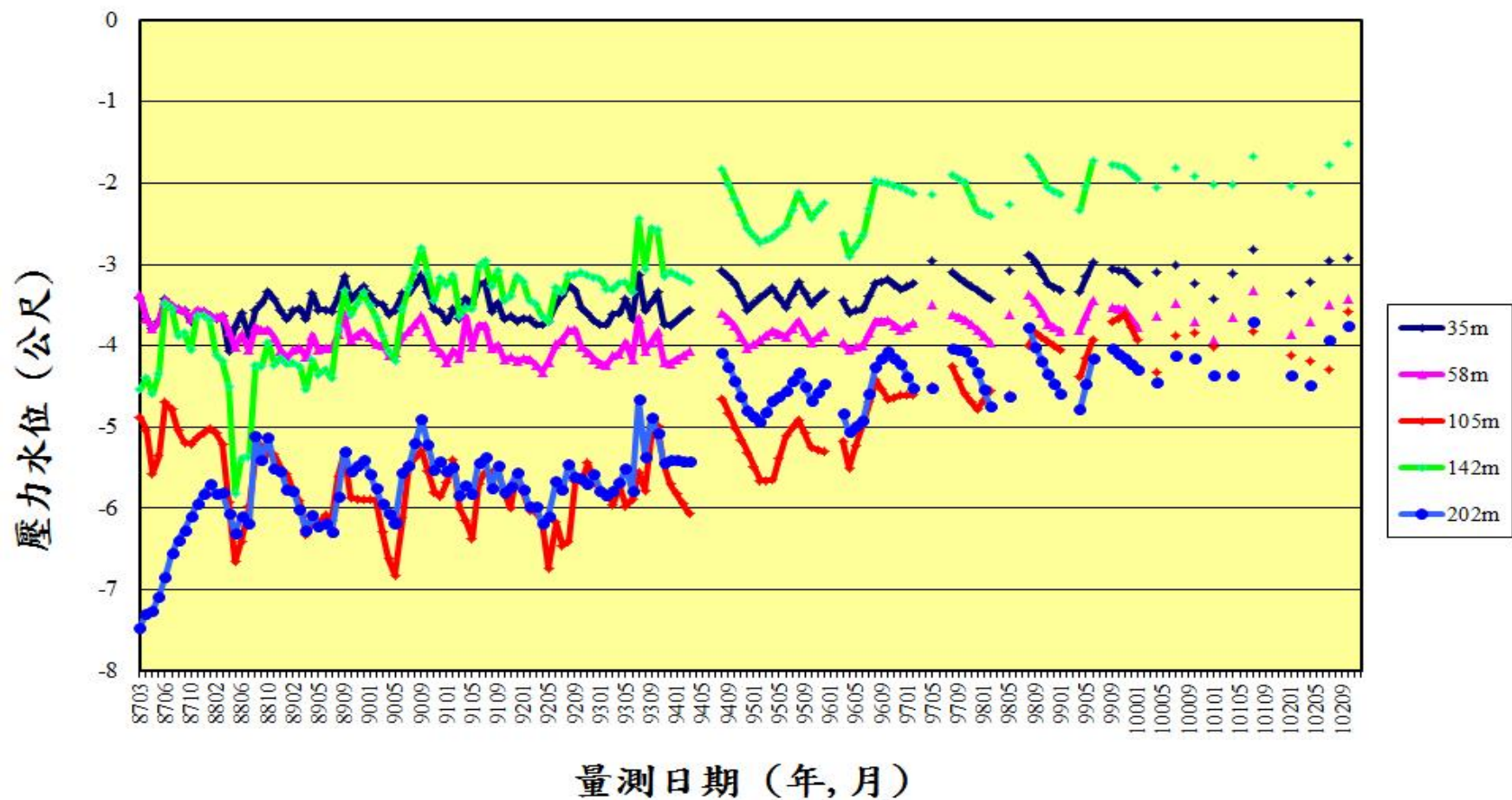


圖 8.18 大鵬灣分層水位變化圖(手動量測)

大鵬灣地層分層下陷觀測圖

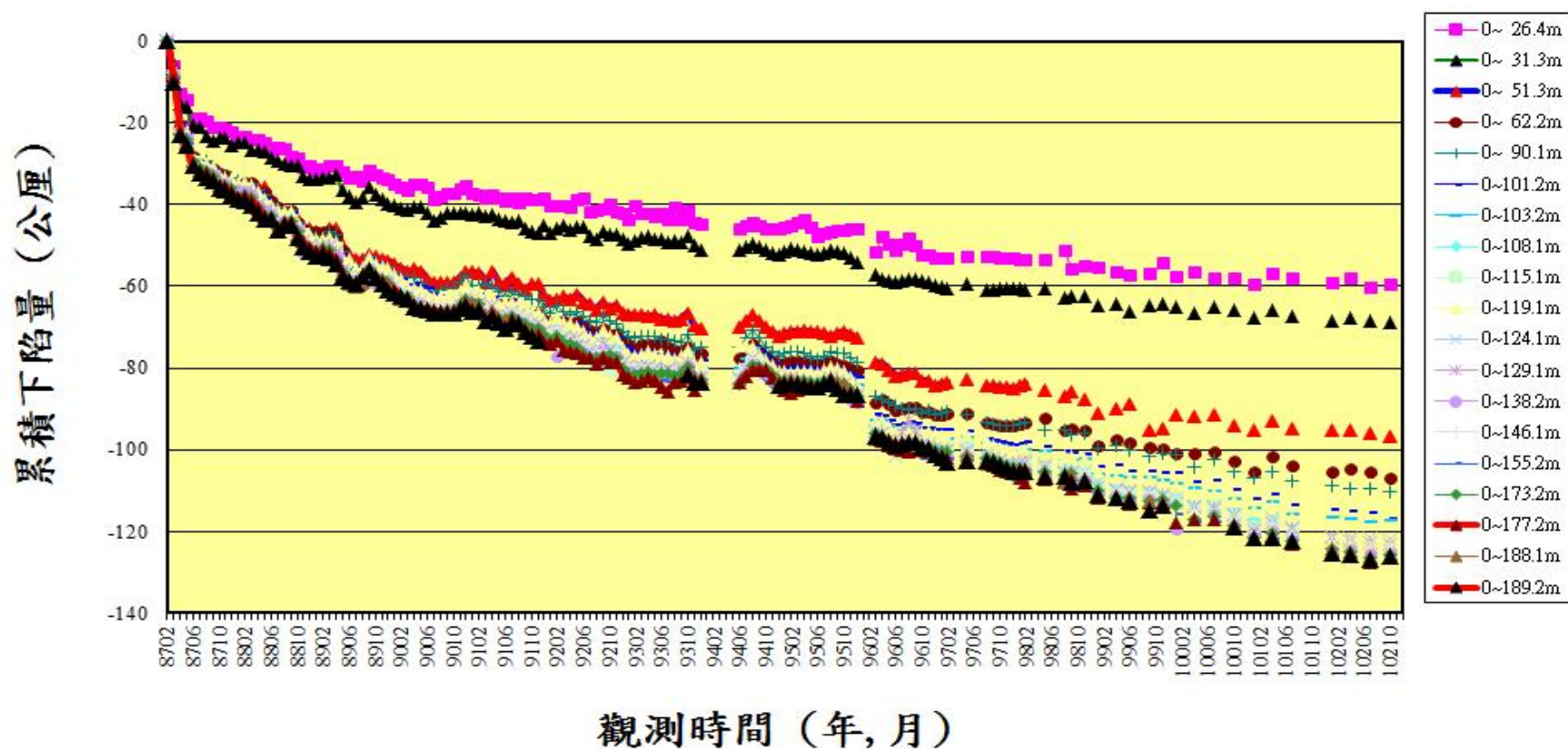


圖 8.19 大鵬灣地層分層下陷觀測圖

8.5 臺中港監測站

8.5.1 地下水位分析

於臺中港之 26 號碼頭綠地區，設置 200 公尺深之分層水壓觀測站，共埋設 5 支開放式水壓計，其深度分別為 29 m、63 m、100 m、145 m、173 m，自動量測資料自 88 年 6 月 29 日起至 91 年 6 月 7 日止，因儀器故障而改以手動量測。手動量測自 88 年 7 月開始，每月量測一次。94 年起，改以每兩個月量測一次，97 年 8 月至 98 年 8 月因水位井卡管而缺記錄，資料記錄截至 102 年 7 月止，其結果如圖 8.20 所示。

因臺中港受到 921 大地震影響，導致部份碼頭有液化現象，本地下水壓監測站亦取得記錄，如 88 年 9 月 21 日 00 時 00 分之各分層水位原約於-3~-5 m，地震後 9 月 21 日 06 時 00 分之各分層水位約為-0.2 m，因地震時間為 9 月 21 日 01 時 47 分，故印證各層水位是因地震後才上升。

8.5.2 分層沉陷分析

於臺中港區第 26 號碼頭綠地之位置，設立 199 m 深之分層地層下陷監測井，分別在深度 0、3、10、18、27、31、54、73、90、110、138、157、164、179、181、189、199 m 之位置安裝一個沉陷磁環，共 17 個磁環。自 88 年 6 月開始量測，而 94 年 8 月起因儀器卡管，故累積沉陷量僅能自地表量測至 181m 深，累積總沉陷量至 102 年 7 月止約為 56 公厘，其中自 0m~90 m 深之沉陷量約 41 公厘，佔總沉陷量 80%以上，其間以 88 年 9 月至 10 月，因地震產生之總沉陷量 32 公厘最多，而 88 年 10 月至 98 年 11 月止，總沉陷量為 20 公厘，如圖 8.21 所示。

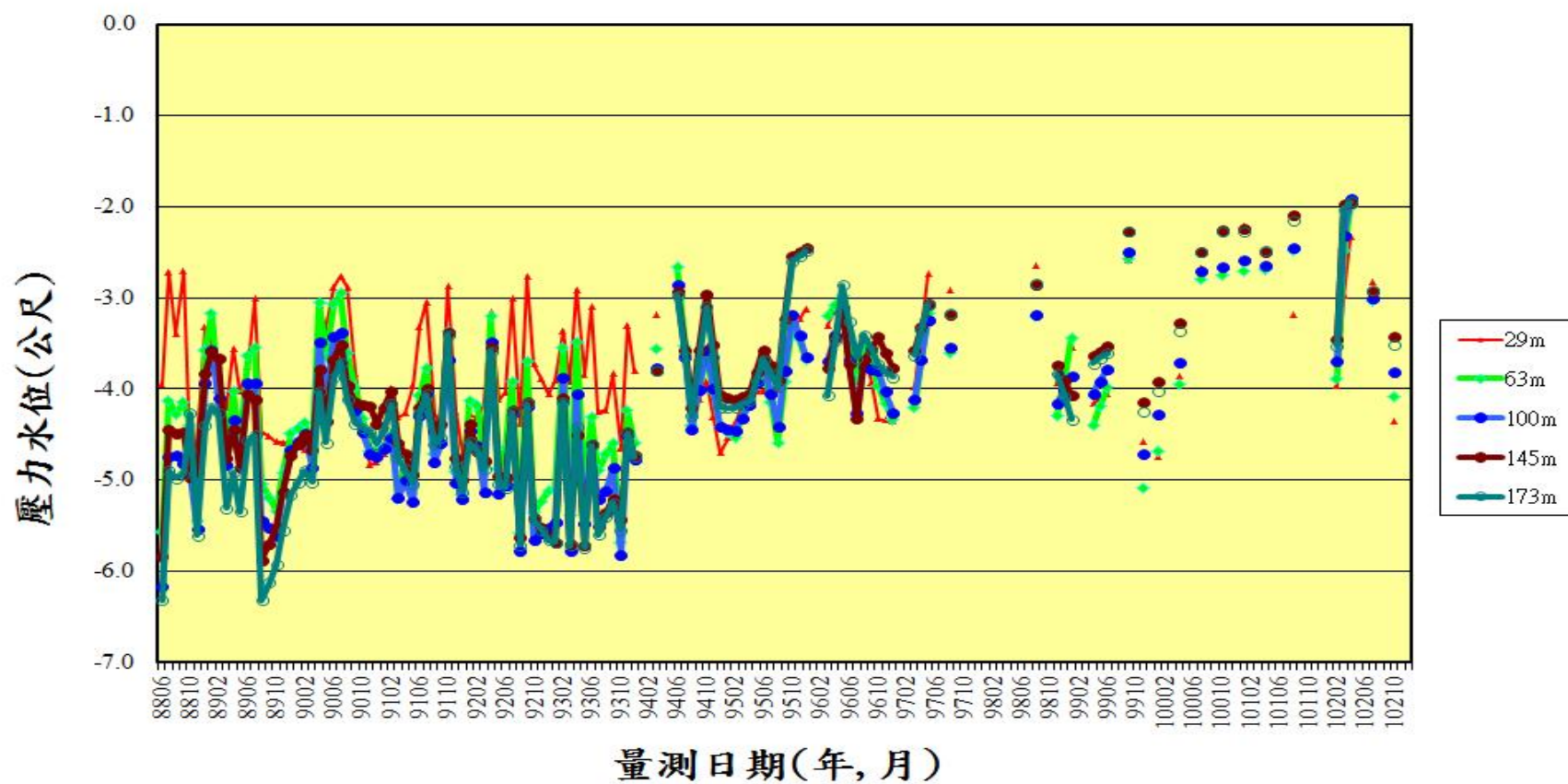


圖 8.20 臺中港分層水位變化圖(手動量測)

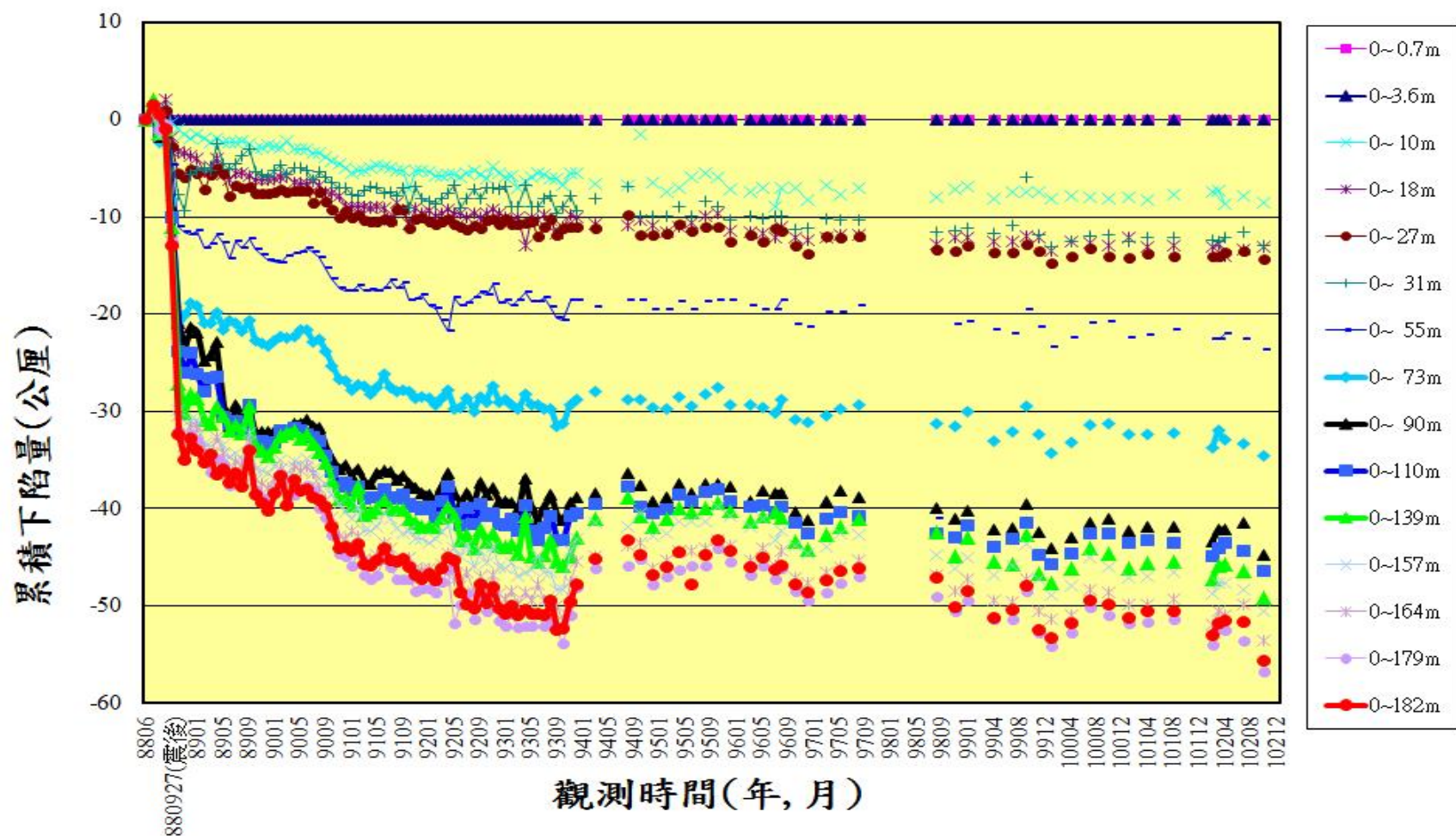


圖 8.21 臺中港分層累積下陷量圖(200m)

8.6 安平港監測站

8.6.1 地下水位分析

於安平港之 18-19 號碼頭綠地區，埋設 200 公尺深之分層水壓觀測站，共埋設 5 支開放式水壓計，其深度分別為 40 m、75 m、105 m、145m、182 m，自 88 年 7 月開始量測，每月量測一次，99 年 1 月起，每 3 個月量測一次，其結果如圖 8.22 所示。

由圖 8.20 顯示，各地層之地下水位，40 m 及 75 m 為第 1 含水層之水位，105 m 為第 2 含水層，145m 為第 3 含水層，182 m 為第 4 含水層，由水位變化顯示，第 1 含水層之 40 m 及 75 m 含水層之水位變化較大，超抽地下水現象明顯，第 2 含水層之 105m 含水層之水位變化不大，第 3、4 層之 145m 及 182 m 之水位變化較大，唯水位不降反升，顯示此層水位有回補現象。整體來說，安平港附近地區近年來 (96 至 102 年) 應沒有受到超抽地下水影響，故地下水位呈現上升現象。

8.6.2 分層地層沉陷分析

於安平港之 18-19 號碼頭綠帶地區，設立 250 m 深之分層地層下陷監測井，分別在深度 0.6、4、10、20、30、40、52、55、79、94、110、133、149、174、180、200、210、220、230、239、248、249 m 之位置安裝一個沉陷磁環，共 22 個磁環，每個月中旬定期以無線電波儀量測各沉陷磁環之相對移動變化量，求得不同深度土層之壓縮量，銕鋼尺讀數之最小刻度為公厘。

圖 8.23 為不同時期不同深度之感應磁環相對於深度 200 公尺感應磁環之累積曲線比較圖，由圖顯示，從 88 年 7 月至 94 年 3 月之 5 年 8 個月期間，安平 18-19 號碼頭區地表下 0 m~200 m 間之沉陷總量為 73 公厘，而其中 0~56 m 之沉陷量為 67 公厘，佔總沉陷量之 88% 以上，由資料顯示，安平港 18-19 號碼頭區之沉陷屬於淺層沉陷，自 94 年 3 月起因儀器故障故量測資料中斷。

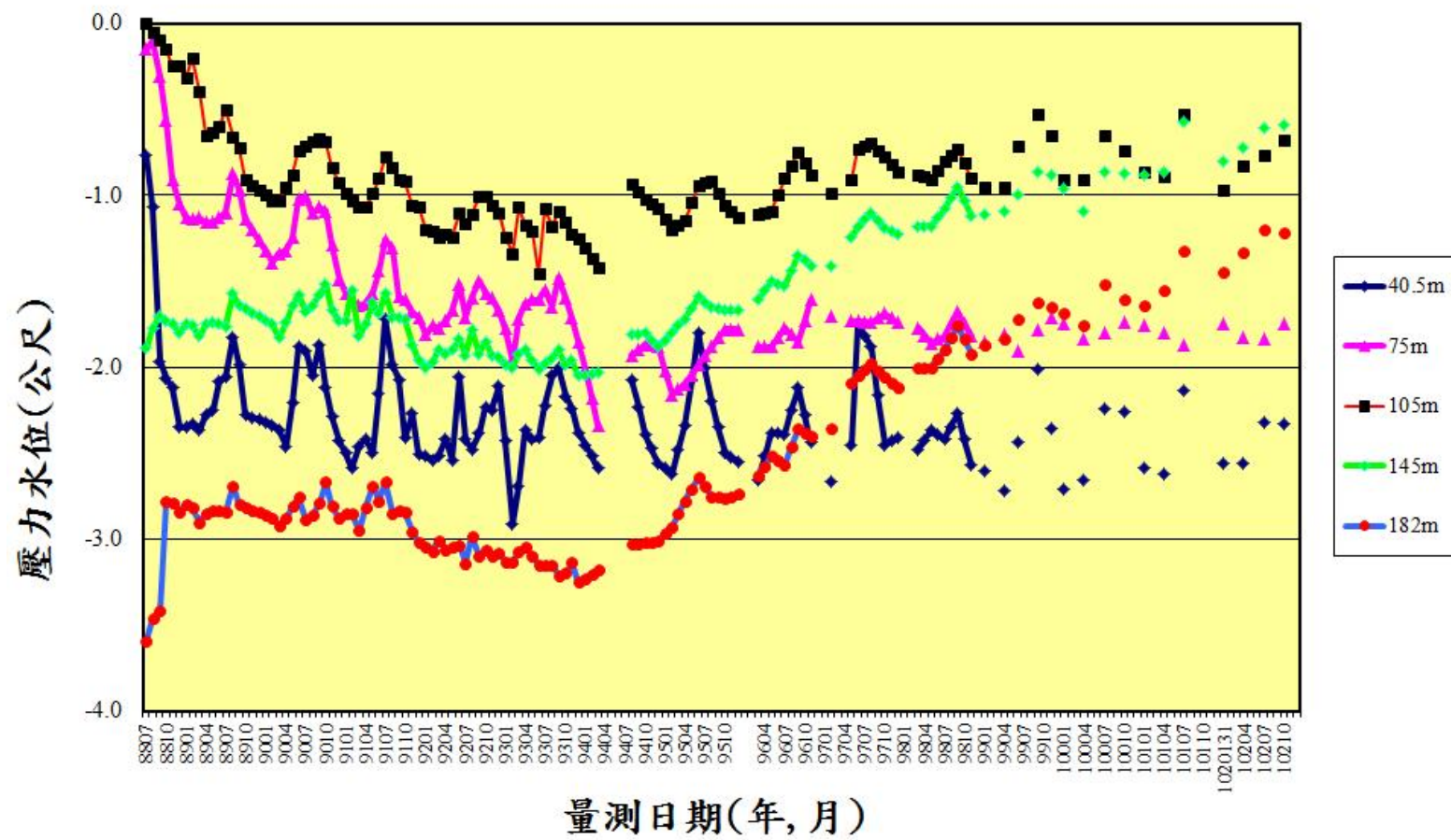


圖 8.22 安平港分層水位變化圖(手動量測)

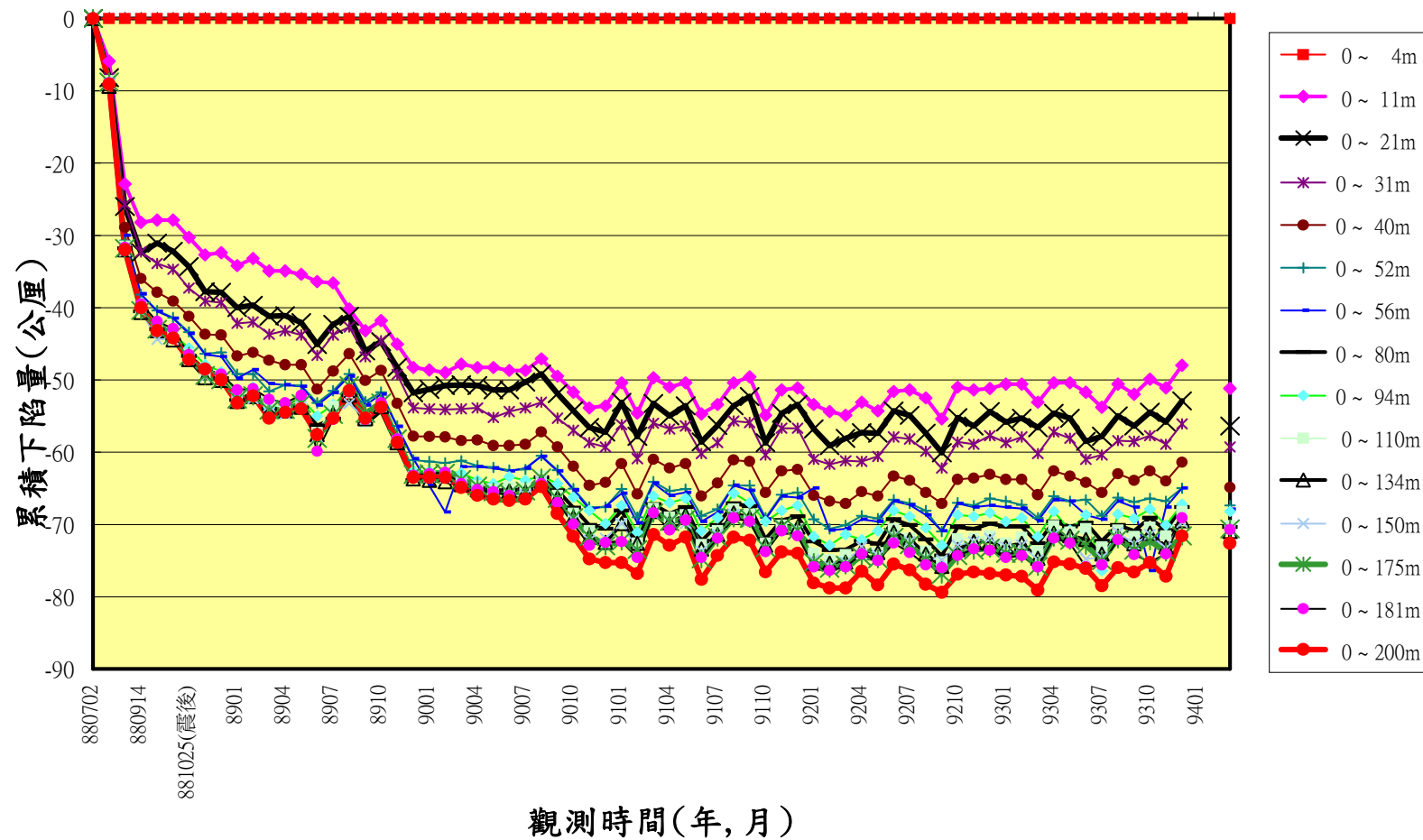


圖 8.23 安平港分層累積下陷量圖

第九章 港區工程基本資料查詢系統

9.1 查詢系統介紹

本研究所開發的「港區工程基本資料查詢系統」，系統的查詢界面設計成下拉式選單方式。主選單分別為 1.港埠規劃 2.鑽探資料 3.碼頭設計及鑽探資料 3.堤防設計資料 4.地震監測 5.海氣象觀測資料 6.地下管線查詢 7.圖檔管理 8.列印出圖等。由 MapInfo 進入此查詢系統，點選進入所欲查詢的港區，該港區地圖即展示在螢幕上，且原有的 MapInfo 內定選單也同時全部更換成新設計的選單，系統查詢的介面如圖 9.1 所示。

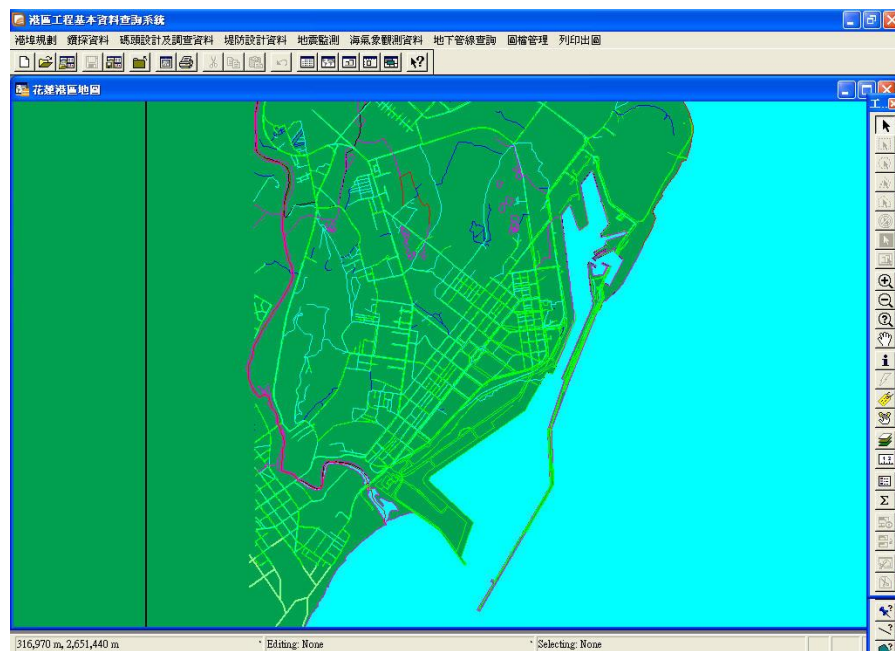


圖 9.1 查詢系統介面內容

9.2 查詢展示

9.2.1 地質資料及液化分析模組操作程序

本系統之查詢設計，係以下拉式功能表配合物件選項的操作方式為主。使用者可在螢幕上選取所欲查詢的物件，再利用下拉式功能表

來展示各項文件資料或繪製相關成果。系統內可查詢到基隆、臺北、臺中、高雄、花蓮、蘇澳等港區之碼頭、堤防、地質及相關文件資料，操作程序如下所示：

1. 在視窗作業環境下，執行 MapInfo 系統，進入該系統內。
2. 點選功能表 File\Run MapBasic Program，選擇 d:\harbor-1 內的執行檔 HARBOR_2013_none_97.MBX，按 OK 選鈕，即進入港區工程基本資料查詢系統。
3. 此時螢幕會展繪出臺灣全島地圖，並標示基隆、臺北、臺中、布袋、高雄、花蓮、蘇澳等港區的分佈位置。
4. 利用滑鼠，點選其中任一港區，則螢幕展繪出該港區的向量地圖，地圖以綠色標示陸面區域位置，以水藍色標示海面區域位置。此時可點選「鑽探資料」主選單下之第一選項「顯示鑽孔位置圖」，系統則載入該港區之鑽孔位置分佈圖。或是點選「碼頭設計及調查資料」主選單下之第一選單「顯示碼頭位置圖」，系統則載入該港區之碼頭位置分佈圖。
5. 利用工具箱內的放大、縮小、平移等工具，可作地圖縮放，以更精細地查詢目標鑽孔位置及鄰近地形。
6. 選用工具箱內的點選工具，再點選所欲查詢之物件。
 - (1)若所點選的物件為鑽孔位置圖之鑽孔時，主功能表的第二選單(即「鑽探資料」選單)底下所附屬的次選項(即「鑽孔報表資料」選項)，以及「柱狀圖」功能項和四個鑽孔液化分析選項底下所附屬的同名稱次選項(即「單孔或多孔非排序展示」選項、「多孔展示__由西向東排序」選項、「多孔展示__由北向南排序」選項等)，會由啟始的無效狀態轉變為可點取的有效狀態。
 - (2)若所點選的物件為碼頭分佈位置圖之任一碼頭時，主功能表的第三選單(即「碼頭設計及調查資料」選單)底下所附屬的幾個次選項(如「碼頭設計斷面圖」、「碼頭斷面文字資料」、「碼頭安全

檢測影像資料料」、「碼頭安全檢測調查記錄」等選項等)，會由啟始的無效狀態轉變為可點取的有效狀態。

- (3)若所點選的物件為堤防分佈位置圖之堤防時，主功能表的第四選單(即「堤防資料」選單)底下所附屬的次選項(如「堤防設計斷面圖」選項)，會由啟始的無效狀態轉變為可點取的有效狀態。

7. 「鑽探資料」已設計成一系列的查詢步驟，包括資料本身的展示及液化分析的序列查詢：

- (1)當點選到標準貫入試驗鑽孔時，會有一深紅色正方形外框套住被點選的鑽孔位置實心圓標誌，此時可在第二主選單下點選「鑽孔報表資料」選項，系統會開出一新視窗，抬頭名稱為”鑽探資料報表”，視窗內會展示出該鑽探試驗各項數據文字資料。

- (2)若點選“柱狀圖” 選項底下的次功能項如「多孔展示__由西向東排序」，則系統會開出另一視窗，抬頭名稱為“柱狀圖”，視窗內會展繪出該鑽探結果之土層剖面柱狀圖，且會將兩個以上的柱狀圖由西向東排序展繪出來。

- (3)若點選任一種液化分析之選項底下的任一次功能項，會出現一對話框，要求選擇地表規模及地表最大加速度，選用某一數值後系統即繪出鑽孔液化分析成果。

- (4)若欲查詢整個港區之液化分析成果，可點選其中一個液化分析方法底下的「全區液化危險性指數分佈分析」功能項，系統會依據選用的方法及地震強度，分析港區內每一鑽孔的液化推算結果，再與 Surfer 軟體結合，展繪出危害程度的等值分析結果。

8. 當點選到碼頭物件時，該碼頭區會被紅色斜紋所遮罩，此時可點選第六選項「碼頭設計斷面圖」，系統會自動開啟一新的視窗，展繪出該碼頭之斷面圖。又可點選第七選項「碼頭斷面文字資料」，系統會另以一新視窗列出該碼頭之概略描述。也可由「碼頭安全檢測影像資料」選項查詢該碼頭之影像資料，或利用「碼頭安全檢測調

查記錄」、「碼頭重大維修記錄」查詢調查結果。

9. 若要查詢另一港區的碼頭資料，可點選第一主選單「港埠規劃」下的倒數第二選項「選擇港區」，則系統會跳回主畫面顯示港區位置分佈圖。再依循步驟 4 至 8，可繼續查詢所需港區之相關資料。
10. 結束查詢，可在功能表的第一個主選單「港埠規劃」下，拉出最後一個選項「離開系統」，點選後則可停止本程式的執行。

9.2.2 碼頭資料查詢操作程序

本系統之查詢設計，係以下拉式功能表配合物件選項的操作方式為主。使用者可在螢幕上選取所欲查詢的物件，再利用下拉式功能表來展示各項文件資料或繪製相關成果。系統內可查詢到基隆、臺北、臺中、布袋、高雄、花蓮、蘇澳等港區之碼頭相關文件資料，操作程序如下所示：

1. 在視窗作業環境下，執行 MapInfo 系統，進入該系統內。
2. 點選功能表 File\Run MapBasic Program，選擇 d:\harbor-1 內的執行檔 HARBOR_2013_none_97.MBX，按 OK 選鈕，即進入港區工程基本資料查詢系統。
3. 此時螢幕會展繪出臺灣全島地圖，並標示基隆、臺北、臺中、布袋、高雄、花蓮、蘇澳等港區的分佈位置。
4. 利用滑鼠，點選其中任一港區，則螢幕展繪出該港區的向量地圖，地圖以綠色標示陸面區域位置，以水藍色標示海面區域位置。此時可點選「碼頭設計及調查資料」主選單下之第一選項「顯示碼頭位置圖」，系統則載入該港區之碼頭位置分佈圖。
5. 利用工具箱內的放大、縮小、平移等工具，可作地圖縮放，以更精細地查詢目標碼頭位置及鄰近地形。
6. 此時可點選「碼頭設計及調查資料」主選單下之第三選項「展示碼頭使用功能」，系統則依各類碼頭之使用功能在碼頭位置圖上標繪

不同顏色，此即碼頭功能主題圖。再點選第五選項「顯示圖例視窗」，系統則開啟該主題圖之圖例視窗。圖例視窗可以滑鼠拉大或平移至適當位置。

7. 圖例視窗顯示後，第五選項會更換文字內容為「隱藏圖例視窗」，點選該選項，系統則關閉該圖例視窗。
8. 此時可點選第四選項「關閉碼頭使用功能」，系統會出現詢問對話框，詢問是否儲存此主題圖，若不儲存可點選 **Discard** 鈕，系統隨即關閉此碼頭功能主題圖。
9. 選用工具箱內的點選工具，再點選所欲查詢之物件。若所點選的物件為碼頭分佈位置圖之任一碼頭時，主功能表的第三選單(即「碼頭設計及調查資料」選單)底下所附屬的幾個次選項(如「碼頭設計斷面圖」、「碼頭斷面文字資料」、「碼頭安全檢測影像資料」、「碼頭安全檢測調查記錄」等選項等)，會由啟始的無效狀態轉變為可點選的有效狀態。
10. 當點選到碼頭物件時，該碼頭區會被紅色斜紋所遮罩，此時可點選第六選項「碼頭設計斷面圖」，系統會自動開啟一新的視窗，展繪出該碼頭之斷面圖。又可點選第七選項「碼頭斷面文字資料」，系統會另以一新視窗列出該碼頭之概略描述。也可由「碼頭安全檢測影像資料」選項查詢該碼頭之影像資料，或利用「碼頭安全檢測調查記錄」、「碼頭重大維修記錄」查詢調查結果。
11. 若要查詢另一港區的碼頭資料，可點選第一主選單「港埠規劃」下的倒數第二選項「選擇港區」，則系統會跳回主畫面顯示港區位置分佈圖。再依循步驟 4 至 10，可繼續查詢所需港區之相關資料。
12. 結束查詢，可在功能表的第一個主選單「港埠規劃」下，拉出最後一個選項「離開系統」，點選後則可停止本程式的執行。

9.2.3 堤防資料查詢操作程序

本系統之查詢設計，係以下拉式功能表配合物件選項的操作方式為主。使用者可在螢幕上選取所欲查詢的物件，再利用下拉式功能表來展示各項文件資料或繪製相關成果。系統內可查詢到基隆、臺中、布袋、高雄、花蓮、蘇澳等港區之堤防相關資料，操作程序如下所示：

1. 在視窗作業環境下，執行 MapInfo 系統，進入該系統內。
2. 點選功能表 File\Run MapBasic Program，選擇 d:\harbor-1 內的執行檔 HARBOR_2013_none_97.MBX，按 OK 選鈕，即進入港區工程基本資料查詢系統。
3. 此時螢幕會展繪出臺灣全島地圖，並標示基隆、臺北、臺中、布袋、高雄、花蓮、蘇澳等港區的分佈位置。
4. 利用滑鼠，點選其中任一港區，則螢幕展繪出該港區的向量地圖，地圖以綠色標示陸面區域位置，以水藍色標示海面區域位置。此時可點選「堤防設計資料」主選單下之第一選項「顯示堤防位置圖」，系統則載入該港區之堤防位置分佈圖。
5. 利用工具箱內的放大、縮小、平移等工具，可作地圖縮放，以更精細地查詢目標堤防位置及鄰近地形。
6. 此時可點選「堤防設計資料」主選單下之第三選項「展示堤防結構型式」，系統則依各類堤防之結構型式在堤防位置圖上標繪不同顏色，此即堤防功能主題圖。再點選第五選項「顯示圖例視窗」，系統則開啟該主題圖之圖例視窗。圖例視窗可以滑鼠拉大或平移至適當位置。
7. 圖例視窗顯示後，第五選項會更換文字內容為「隱藏圖例視窗」，點選該選項，系統則關閉該圖例視窗。
8. 此時可點選第四選項「關閉堤防結構型式」，系統會出現詢問對話框，詢問是否儲存此主題圖，若不儲存可點選 Discard 鈕，系統隨即關閉此堤防功能主題圖。

9. 選用工具箱內的點選工具，再點選所欲查詢之物件。若所點選的物件為堤防分佈位置圖之任一堤防時，「堤防設計資料」選單底下所附屬的「堤防設計斷面圖」選項，會由啟始的無效狀態轉變為可點選的有效狀態。
10. 當點選到堤防物件時，該堤防區會被紅色斜紋所遮罩，此時可點選第六選項「堤防設計斷面圖」，系統會自動開啟一新的視窗，展繪出該堤防之斷面圖。
11. 若要查詢另一港區的堤防資料，可點選第一主選單「港埠規劃」下的倒數第二選項「選擇港區」，則系統會跳回主畫面顯示港區位置分佈圖。再依循步驟 4 至 10，可繼續查詢所需港區之相關資料。
12. 結束查詢，可在功能表的第一個主選單「港埠規劃」下，拉出最後一個選項「離開系統」，點選後則可停止本程式的執行。

9.2.4 碼頭鋼板樁腐蝕調查系統操作程序

1. 在視窗作業環境下，執行 MapInfo 系統，進入該系統內。
2. 點取選單 File\Run MapBasic Program，選擇 d:\harbor-1 內的執行檔 HARBOR_2013_none_97.MBX，按 OK 選鈕，即進入港區工程基本資料查詢展示系統。
3. 此時螢幕會展繪出臺灣全島地圖，並標示基隆、臺北、臺中、高雄、花蓮、蘇澳等港區的分佈位置。
4. 利用滑鼠，點選所欲查詢的港區，則螢幕展繪出該港區的向量地圖，地圖以綠色標示陸面區域位置，以水藍色標示海面區域位置。此時可點選「碼頭設計及調查資料」主選單下之第一選項「顯示碼頭位置圖」，系統則載入該港區之碼頭位置分佈圖。
5. 再點選「碼頭設計及調查資料」主選單下之第十二選項「顯示腐蝕調查碼頭」，則有腐蝕調查的碼頭區塊會由白色轉變成紅色，可得知那些碼頭為鋼材所構建且有施做腐蝕調查。

6. 利用工具箱內的放大、縮小、平移等工具，可作地圖縮放，以更精細地查詢目標位置及鄰近地形。
7. 選用工具箱內的點選工具，再點選所欲查詢之碼頭，此時主選單的第三功能項(即「碼頭設計及調查資料」功能項)底下所附屬的幾次選項(即「碼頭設計斷面圖」、「碼頭斷面文字資料」、「關閉腐蝕調查碼頭」、「鋼板腐蝕速率展繪」、「鋼板凸側凹三面腐蝕速率比較」、「海水水質分析成果展示」等功能項等)，會由啟始的無效狀態轉變為有效狀態。
8. 當點選到碼頭物件時，該碼頭區會被異色斜紋所遮罩，此時可在第三主選單下點選「鋼板腐蝕速率展繪」選項，系統會開啟「檢測起迄點輸入對話框」。輸入檢測起迄點後，若所點取的碼頭為Z型板樁所構築，因該型板樁具有凸側凹三個面，系統會再開啟一個「凸側凹面點取對話框」。使用者可依框內收音機鈕(Radio Button)選項點取某一面來繪圖，隨後系統即呼叫 surfer 程式，展繪該檢測段之腐蝕速率，圖中上半部設計為三維立體圖，下半部設計為等值分佈圖。
9. 接續在第三主選單下點選「鋼板凸側凹三面腐蝕速率比較」選項，系統會先開啟「鋼板凸側凹三面腐蝕速率比較」選項，系統會先開啟「檢測位置輸入對話框」。選取任一檢測位置，系統隨即展繪該位置之凸側凹三腐蝕速率比較圖。
10. 「鋼板厚度調查成果展繪選項」，其操作如步驟 8 所示。
11. 「鋼板凸側凹三面厚度比較」選項，其操作如步驟 9 所示。
12. 若要查詢另一港區的碼頭資料，可點選第一主選單「港埠規劃」下的倒數第二選項「選擇港區」，則系統會跳回主畫面顯示港區位置分佈圖。再依循步驟 4 至 11，可繼續查詢所需港區之相關資料。
13. 結束查詢，可在功能表的第一個主選單「港埠規劃」下，拉出最後一個選項「離開系統」，點選後則可停止本程式的執行。

9.2.5 海氣象調查資料查詢系統操作程序

本系統使用者可在此選單下查詢各類海氣象現地調查資料，系統操作程序如下所示：

1. 在視窗作業環境下，執行MapInfo系統，進入該系統內。
2. 點選功能表File\Run MapBasic Program，選擇d:\harbor-1內的執行檔HARBOR_2013_none_97.MBX，按OK選鈕，即進入港區工程基本資料查詢系統。
3. 此時螢幕會展繪出臺灣全島地圖，並標示基隆、臺北、臺中、高雄、花蓮、蘇澳等港區的分佈位置。
4. 利用滑鼠，點選其中任一港區，則螢幕展繪出該港區的向量地圖，地圖以綠色標示陸面區域位置，以水藍色標示海面區域位置。此時可點選「海氣象現地調查」主選單下之第一選項「潮位測站顯示」，系統則載入該港區之潮位測站位置分佈圖。或是點選第七選項「流測站顯示」，系統則載入該港區之流測站位置分佈圖。其他測站也可依此方式顯示。當所叫用的測站位置圖顯示在螢幕上時，該功能表底下所附屬的測站關閉功能項，會由啟始的無效狀態轉變為有效狀態。
5. 利用工具箱內的放大、縮小、平移等工具，可作地圖縮放，以更精細地查詢目標位置及鄰近地形。
6. 選用工具箱內的點選工具，再點選所欲查詢之物件。當所點選的物件為測站位置時，系統即進入資料庫表單搜尋該測站之內容項目，隨後在螢幕上顯示「資料內容選取對話框」，對話框內展列該測站所登錄的所有內容項目，使用者可選取需用項目。
7. 選取完需用項目後，系統即進入資料庫表單搜尋該項目之登錄年份，隨後在螢幕上顯示「年份選取對話框」，對話框內展列該測站所登錄的所有年份，使用者可依需用選取。
8. 選取完目標年份後，系統即進入資料庫表單搜尋該年份之登錄月季，隨後在螢幕上顯示「月季選取對話框」，對話框內展列該測站所登錄

的所有月季，使用者可依需用選取。

9. 選取完目標月季後，系統即進入資料庫表單搜尋該月季之資料檔案，隨後在螢幕上顯示查詢結果。
10. 使用者可依循步驟6至9，繼續查詢其他資料內容。
11. 若要查詢另一港區的碼頭資料，可點選第一主選單「港埠規劃」下的倒數第二選項「選擇港區」，則系統會跳回主畫面顯示港區位置分佈圖。再依循步驟4至11，可繼續查詢所需港區之相關資料。
12. 結束查詢，可在功能表的第一個主選單「港埠規劃」下，拉出最後一個選項「離開系統」，點選後則可停止本程式的執行。

9.2.6 貨櫃碼頭營運資料查詢系統操作程序

系統之查詢設計，係以下拉式選單配合物件選項的操作方式為主。使用者可在螢幕上選取所欲查詢的物件，再利用下拉式選單來展示各項文件資料或繪製相關成果。港區貨櫃碼頭營運資料查詢展示之操作程序如下：

1. 在視窗作業環境下，執行 MapInfo 系統，進入該系統內。
2. 點取選單File\Run MapBasic Program，選擇d:\harbor-1內的執行檔HARBOR_2013_none_97.MBX，按OK選鈕，即進入港區工程基本資料查詢展示系統。
3. 此時螢幕會展繪出臺灣全島地圖，並標示基隆、臺北、臺中、高雄、花蓮、蘇澳等港區的分佈位置。
4. 利用滑鼠，點選欲查詢之港區，則螢幕展繪出該港區的向量地圖，地圖以綠色標示陸面區域位置，以水藍色標示海面區域位置。此時可點選「碼頭設計及調查資料」主選單下之第十九選項「顯示貨櫃碼頭分佈位置圖」，系統則載入該港區之貨櫃碼頭位置分佈圖，貨櫃碼頭以黃色展繪。

5. 利用工具箱內的放大、縮小、平移等工具，可作地圖縮放，以更精細地查詢目標位置及鄰近地形。
6. 選用工具箱內的點選工具，再點選所欲查詢之碼頭。若只點選一個碼頭，此時「貨櫃裝卸量統計圖表」功能項底下所附屬的次選項「單一碼頭_貨櫃裝卸量統計圖展繪」，會由啟始的無效狀態轉變為有效狀態。若點選兩個以上碼頭，此時「貨櫃裝卸量統計圖表」功能項底下所附屬的次選項「多選碼頭_貨櫃裝卸量統計圖展繪」，會由啟始的無效狀態轉變為有效狀態。
7. 點選選單：「碼頭設計及調查資料」\「貨櫃裝卸量統計圖表」\「單一碼頭_貨櫃裝卸量統計圖展繪」，可查得該碼頭歷年貨櫃裝卸量統計成果圖。或點選：「碼頭設計及調查資料」\「貨櫃裝卸量統計圖表」\「多選碼頭_貨櫃裝卸量統計圖展繪」，可查得所選取碼頭歷年貨櫃裝卸量統計成果圖。若點選：「碼頭設計及調查資料」\「貨櫃裝卸量統計圖表」\「全港區_貨櫃碼頭裝卸量統計圖展繪」，系統則展繪全港區碼頭歷年貨櫃裝卸量統計成果圖。統計圖展繪後，接著可以展示統計表。使用者可依自己的需求來查詢資料。
8. 若要查詢另一港區的相關資料，可點選第一主功能項下的“選擇港區”功能，則系統會跳回主畫面。可依循步驟4至7，繼續查詢其他港區的資料。
9. 結束查詢，可由功能表的最後一個功能項“視窗控制”下拉出“離開系統”次功能項，點選後則可停止本程式的執行。

第十章 座標系統 TWD67 轉 TWD97

10.1 地圖座標系統

臺灣現有多數圖籍，包括各港區的規劃設計地形資料，大多採用「1967年臺灣大地基準」(Taiwan Datum 1967)，通稱「TWD67」；而在衛星定位發明後，為因應更精確的地圖測量技術，政府於民國86年公佈「1997臺灣大地基準」(Taiwan Datum 1997)，通稱「TWD97」。本研究也逐步收集港區新基準圖檔，配合新規範逐步修改計有資料，今將此二基準說明如後。

10.1.1 TWD67座標系統概述

1. 臺灣地區的座標系統，從日治時期開始就已建立，經由陸續修測而得。(日治1910年起，採用Bessel 1841參考橢球體)。傳統是以天文觀測及三角測量的方式測定經緯度，由於受到地球重力場分佈不均勻等因素影響，所測得的經緯度只適用於臺灣附近的局部區域。內政部於1980年公佈之2662點三角點，就是以這種方式測量的，為臺灣現有多數圖籍之基準。這套座標系統是採用1967年的國際地球原子計算，通稱為「TWD67」(Taiwan Datum 1967，1967臺灣大地基準)。
2. TWD67座標系統之參考橢球體採用1967年新國際地球原子(GRS67)，其橢球體參數如下：
 - (1)長半徑: $a=6378160$ 公尺
 - (2)短半徑: $b=6356774.7192$ 公尺
 - (3)扁率: $f=(a-b)/a=1/298.25$
3. TWD67之大地基準點，係以南投埔里之虎子山為起算基準，此點又稱為臺灣地理中心點，其參數如下：

- (1)經度 $\lambda=120^{\circ} 58' 25.975''$
 - (2)緯度 $\varphi=23^{\circ} 58' 32.340''$
 - (3)對頭拒山之方位角 $\alpha=323^{\circ} 57' 23.135''$
4. TWD67的高程基準面，劃分為臺灣本島及澎湖群島兩大部分：
- (1)臺灣本島以基隆平均海水面起算。
 - (2)澎湖以馬公平平均海水面起算。

5. 地圖投影：

有關地籍測量及大比例尺測圖所應用之坐標系統，係採用橫麥卡托投影經差二度分帶，臺灣本島之中央子午線為121°，坐標原點為中央子午線與赤道交點，且橫坐標西移250,000公尺，中央子午線之尺度比率為0.9999。

10.1.2 TWD97座標系統概述

1. 衛星定位發明後，對於地圖測量技術起了至重大變革，不需再透過天文觀測，即可計算地表任何地方的經緯度，不僅精度更高，且所測得的是適用於全球的一套座標系統，我國亦順應世界潮流予以採用，於民國八十六年內政部採用1980年國際地球參考框架而定義，為更適合於全國大地坐標系統之新基準，將此座標系統稱為「TWD97」(Taiwan Datum 1997，1997臺灣大地基準)。
2. 新國家坐標系統之名稱命名為1997臺灣大地基準(TWD97)，其建構係採用國際地球參考框架(International Terrestrial Reference Frame簡稱為ITRF)。ITRF為利用全球測站網之觀測資料成果推算所得之地心坐標系統，其方位採國際時間局(Bureau International de l'Heure，簡稱為BIH)定義在1984.0時刻之方位。
3. TWD97之新國家坐標系統之參考橢球體採用1980年國際大地測量學與地球物理學協會 (International Union of Geodesy and Geophysics簡稱為IUGG)公布之參考橢球體 (GRS80)，其橢球參數如下：

(1)長半徑 $a=6378137$ 公尺

(2)短半徑: $b=6356752.3141$ 公尺

(3)扁率 $f=1/298.257222101$

4. TWD97之高程基準面：內政部已完成臺灣一等水準網，計2,065個一等水準點測量工作，並於基隆設置水準原點及副點，高程系統以基隆港平均海水面為高程基準面，據此訂定2001年臺灣高程基準（簡稱TWVD2001），作為臺灣高程測量控制系統之基準。
5. 地圖投影：臺灣、琉球嶼、綠島、蘭嶼及龜山島等地區之投影方式採用橫麥卡托投影經差二度分帶，其中央子午線為東經121 度，投影原點向西平移250,000 公尺，中央子午線尺度比為0.9999；另澎湖、金門及馬祖等地區之投影方式，亦採用橫麥卡托投影經差二度分帶，其中央子午線定於東經119 度，投影原點向西平移250,000公尺，中央子午線尺度比為0.9999。
6. 目前地圖投影的方式繁多，臺灣地區位於北半球、低緯度區，為配合國際性座標，地圖投影採用橫麥卡托 (Universal Transversal Meccator，簡寫為U.T.M.) 投影方式，U.T.M.法在國際上都以經差六度分帶之範圍來展圖，但為使臺灣地形投影在平面紙圖上更勻稱美觀，政府另行設定以東經121度為中心線的經差二度分帶展圖範圍，因該線較能將臺灣地形均等劃分，而稱此為臺灣地區橫麥卡托投影經差二度分帶系統（簡稱TM2系統）。該系統在臺灣之初建，乃民國六十九年聯勤測量署以南投埔里虎子山一等三角點為中心所完成之橫麥卡托二度分帶之全國三角點檢測工程，配合當時頒訂的TWD67基準，作為臺灣地區的座標系統，港區許多暨有圖籍都用此系統，故本中心所開發的「港區工程基本資料查詢展示系統」即以此系統，來做為相關圖層的座標系統。但在民國86年另頒TWD97基準後，較新的圖檔都逐漸改用97標準來製作，本新也當收集港區新標準圖檔，配合新規範逐步修改暨有資料。

10.2 座標系統的轉換

本港區工程基本資料查詢展示系統座標TWD67轉換TWD97使用的軟體有MapBasic與MapInfo，轉換程序如下：

10.2.1 修改地圖原座標TWD67系統

1.修改地圖原座標 TWD67 系統內之原始程式檔

以 MapBasic 開啟原系統 Harbor_2011_none.mbp 集合檔，如圖 10.1 所示，內有列出所有必需轉換的項目，並將程式內 Application=Harbor_2011_none.MBX，改為 Application=Harbor_2013_none_97.MBX，檔案另存為 Harbor_2013_none_97.mbp。

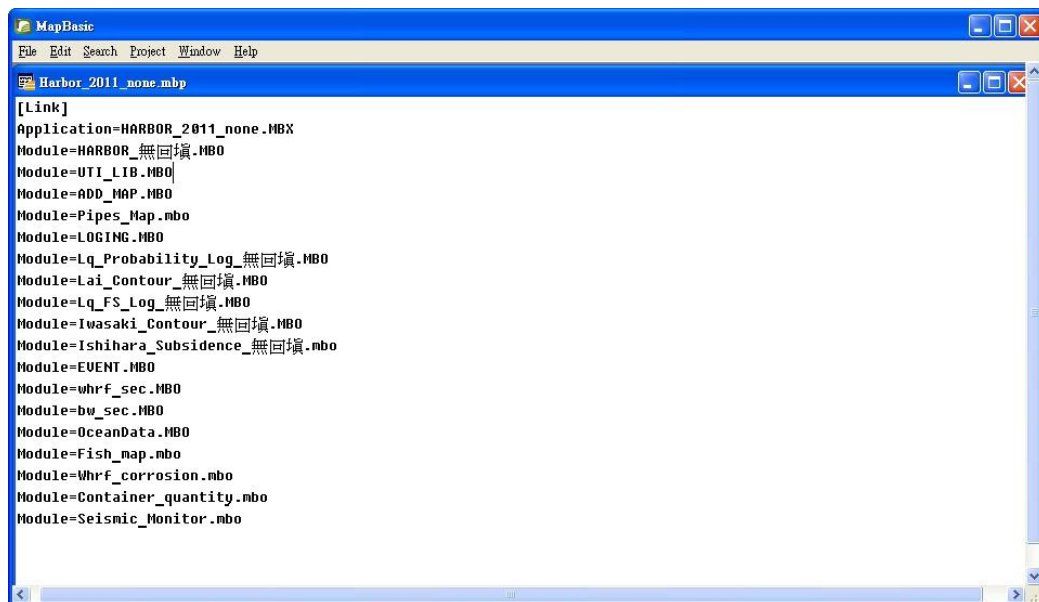


圖 10.1 轉換原始程式檔

2.修正每個項目的 MapBasic Code:

以 MapBasic 開啟.mb 原始程式檔，搜尋程式碼內有 CoordSys Earth Projection 的敘述，將內有 39 的數字改成 104（39 為 TWD67 代碼，104 為 TWD97 代碼），同時內有 Center (XXXXXX,XXXXXX) 座標，以大地座標轉換程式將原 TWD67 二度分帶坐標值轉換為 TWD97 二度分帶坐標值，取代原來的座標。並且再搜尋有同樣的程式碼與代碼依序將其轉換與取代(如圖 10.2 與圖 10.3)。完成圖 10.1 之

各項原始程式檔需進行 Compile 與 Link Harbor_2013_none_97.mbp，之後產生之執行檔 Harbor_2013_none_97.mbx 複製到原程式資料夾內。

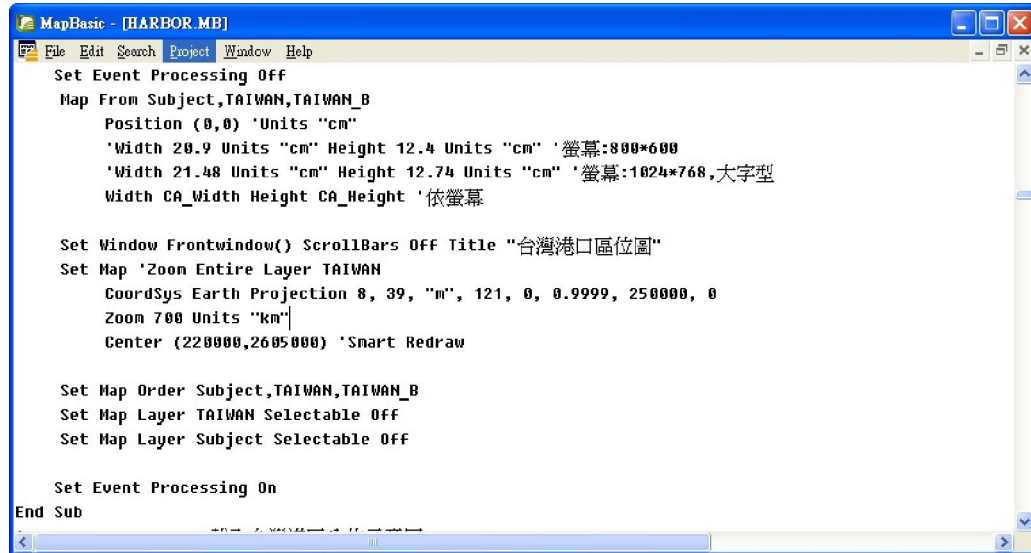


圖 10.2 原 TWD67 二度分帶座標值

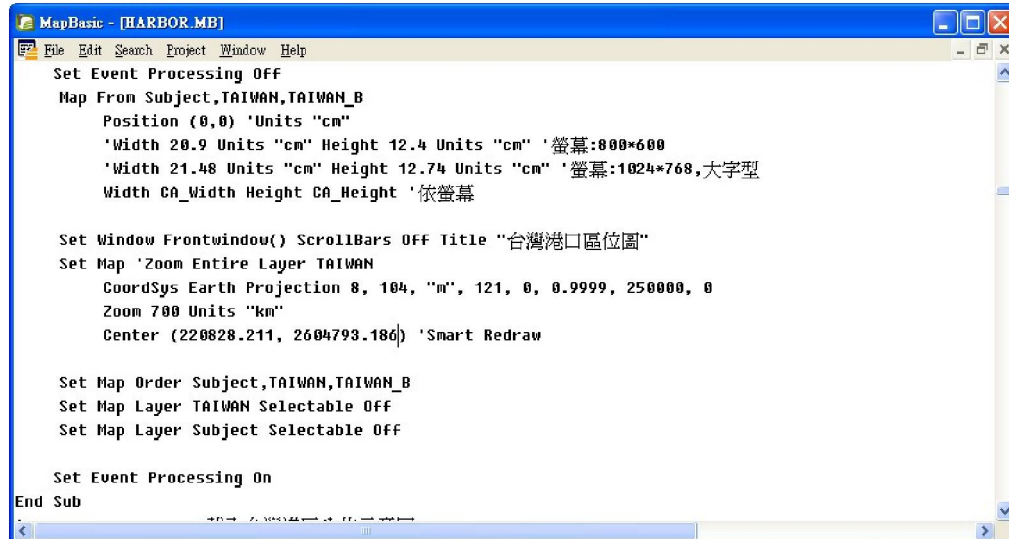
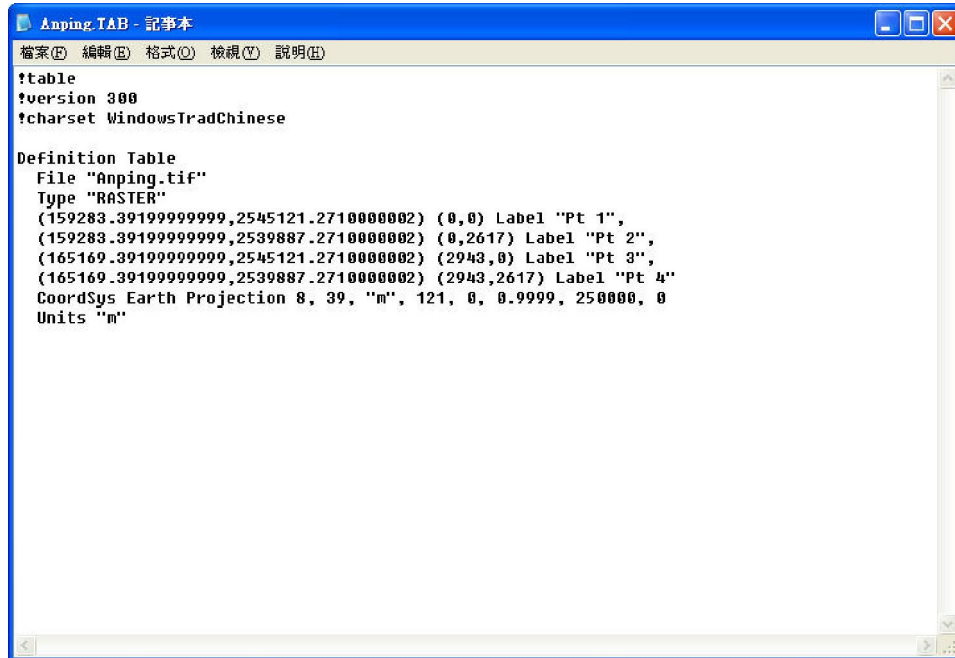


圖 10.3 轉換 TWD97 二度分座坐標

10.2.2 轉換影像TWD67二度分帶座標值

本研究之查詢系統尚有遙測影像的TWD67座標系統,因此在每一個港口之資料夾RS下都必須進行轉換。轉換方法為用文字編輯軟體開

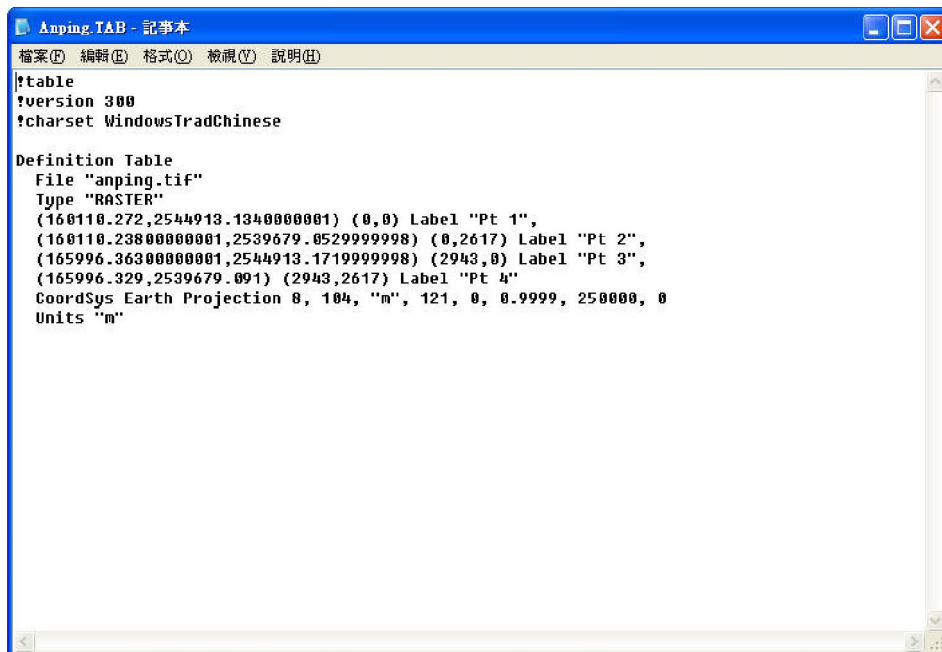
啟RS資料夾之*.tab檔,將內部的TWD67座標系統以轉換TWD97座標系統的程式進行轉換與取代，同時將宣告67程式碼39，以104取代，修正後存檔，完成轉檔（如圖10.4與10.5）。



```
!table
!version 300
!charset WindowsTradChinese

Definition Table
File "Anping.tif"
Type "RASTER"
(159283.39199999999,2545121.27100000002) (0,0) Label "Pt 1",
(159283.39199999999,2539887.27100000002) (0,2617) Label "Pt 2",
(165169.39199999999,2545121.27100000002) (2943,0) Label "Pt 3",
(165169.39199999999,2539887.27100000002) (2943,2617) Label "Pt 4"
CoordSys Earth Projection 8, 39, "m", 121, 0, 0.9999, 250000, 0
Units "m"
```

圖 10.4 原影像 TWD67 二度分帶座標值



```
!table
!version 300
!charset WindowsTradChinese

Definition Table
File "anping.tif"
Type "RASTER"
(160110.272,2544913.13400000001) (0,0) Label "Pt 1",
(160110.23800000001,2539679.05299999998) (0,2617) Label "Pt 2",
(165996.36300000001,2544913.17199999998) (2943,0) Label "Pt 3",
(165996.329,2539679.091) (2943,2617) Label "Pt 4"
CoordSys Earth Projection 8, 104, "m", 121, 0, 0.9999, 250000, 0
Units "m"
```

圖 10.5 轉換圖像 TWD97 二度分帶座標

10.2.3 轉換鑽探地質資料TWD67二度分帶座標值

1.建立新的根目錄「Harbor97」

複製根目錄 D:\Harbor-1，在 D:\ 貼上，更名為「D:\Harbor97」。

2.座標投影設定

(1)開啟 GIS 軟體：開啟 MapInfo Professional

(2)點選視窗功能 Options\Preferences...\ Map window...\ Projection\，在 Table projection 及 Session projection 都設 TWD97 基準臺灣二度分帶座標，如圖 10.6。

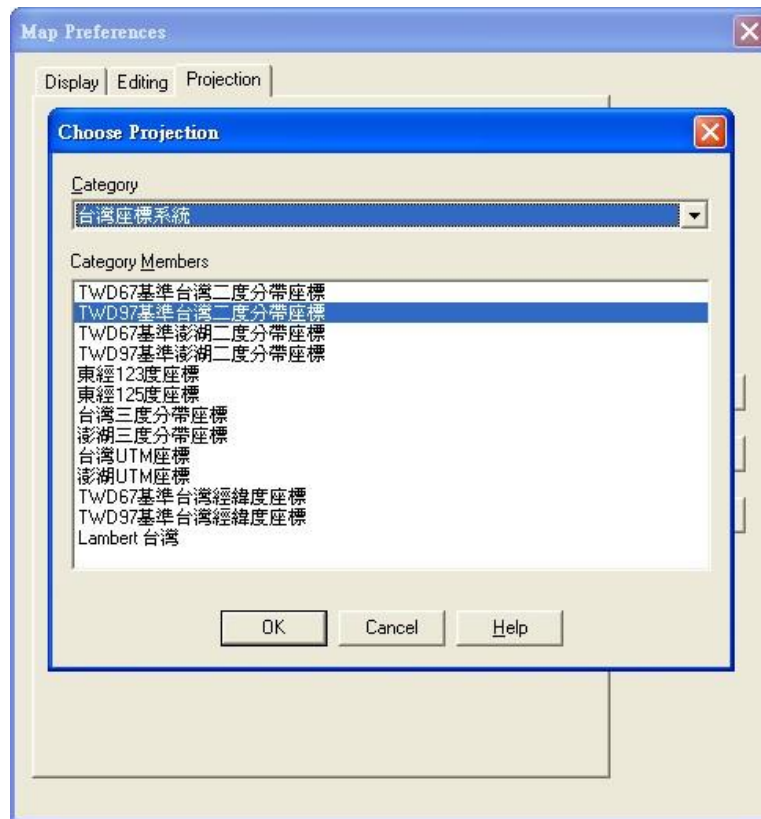


圖 10.6 TWD97 座標投影設定

3.檔案壓縮

(1)開啟檔案 ➔ 開啟瀏覽視窗(Window\New Browser Window)

(2)檢查瀏覽視窗中的資料有無空缺。有空缺則做檔案壓縮。(若資料有空缺，則無法轉成 TWD97 檔，亦可在轉檔不成時再做壓縮。)

(3)檔案壓縮:Table\Maintenance\Pack Table..., 選 Pack Both...→OK , 如圖 10.7 。

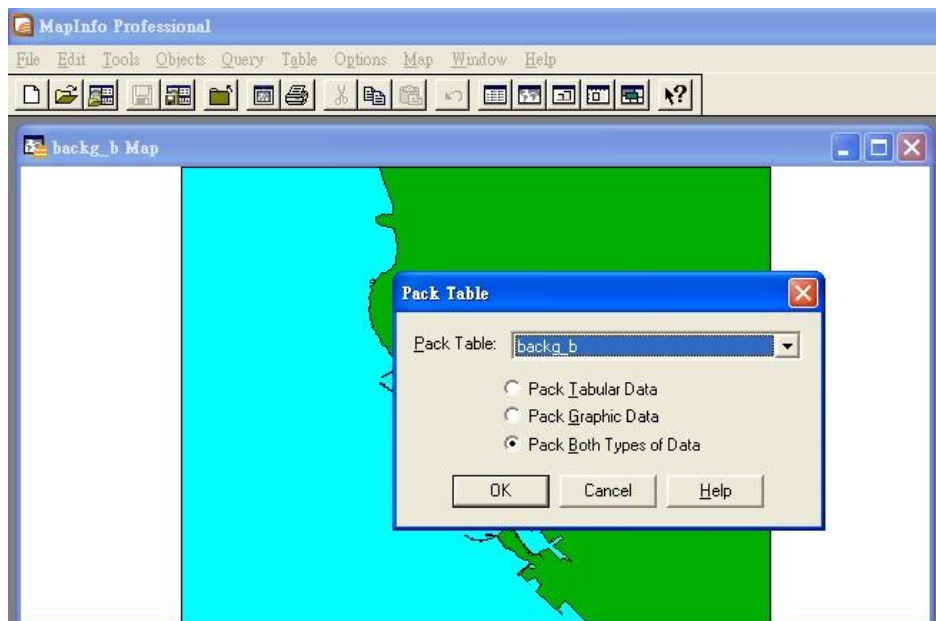


圖 10.7 檔案壓縮

4.TWD67 轉 TWD97(圖形檔轉換)

(1)開啟轉檔程式 DatumGraph_4P.MBX

在 MapInfo 中點選 Tools\Run MapBasic Program...\選取執行檔 D:\Harbor97\DatumGraph_4P.MBX→開啟→視窗產生新選項圖形基準轉換。

(2)檔案轉換

圖形基準轉換\虎子山_To_TWD97\選檔案(例:Backg.tab)→開啟→出現 Message「交付任務完成」即表示轉檔完成→產生新的 TWD97 檔(例:Backgtwd97.tab)。

5.各港 welldata 與 wellsmap 兩檔的 X、Y 座標值更新

(1)welldata 檔之欄位更新，如圖 10.8。

a.開啟已轉檔之 welldatatwd97 檔

b.點選視窗之 Table\Update Column 功能去更新。

c.設定值：

Table to update: welldatatwd97

Column to update: Pos_x(第 1 次)、Pos_y (第 2 次)

Get value from: welldatatwd97

Value : CentroidX[obj] (第 1 次)、CentroidY[obj] (第 2 次) (用 Assist \ Functions 選 CentroidX 或 CentroidY。

完成後，將 Welldatatwd97 另存新檔。

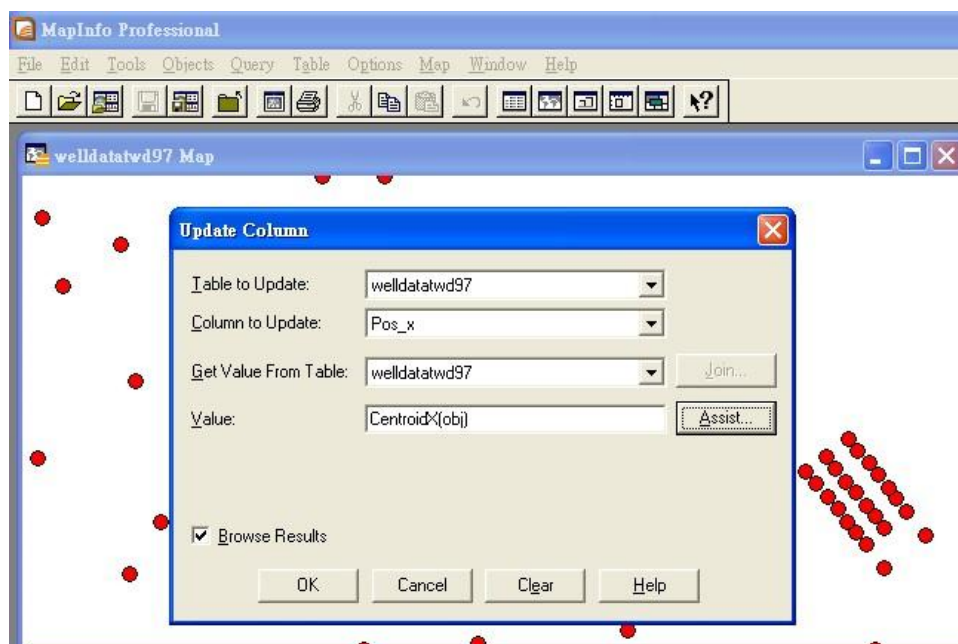


圖 10.8 welldata 檔之欄位更新

(2)wellsmap 檔之欄位更新，如圖 10.9。

a.在 Welldatatwd97 檔開啟時做更新。點選 Query\SQL Select 功能。

b.由新產生的 Welldatatwd97 檔中，選取 Tag_key、Pos_x 及 Pos_y 三欄位，產生新的 Wellsmaptd97 檔，方法如下：

在 SQL Select 對話視窗中，配合右上方 Tables、columns 等下拉鈕，輸入

from Tables: Welldatatwd97

Select columns: Tag_key, Pos_x, Pos_y

Into table name: Wellsmaptwd97

c. 完成後，將 Wellsmaptwd97 另存新檔。

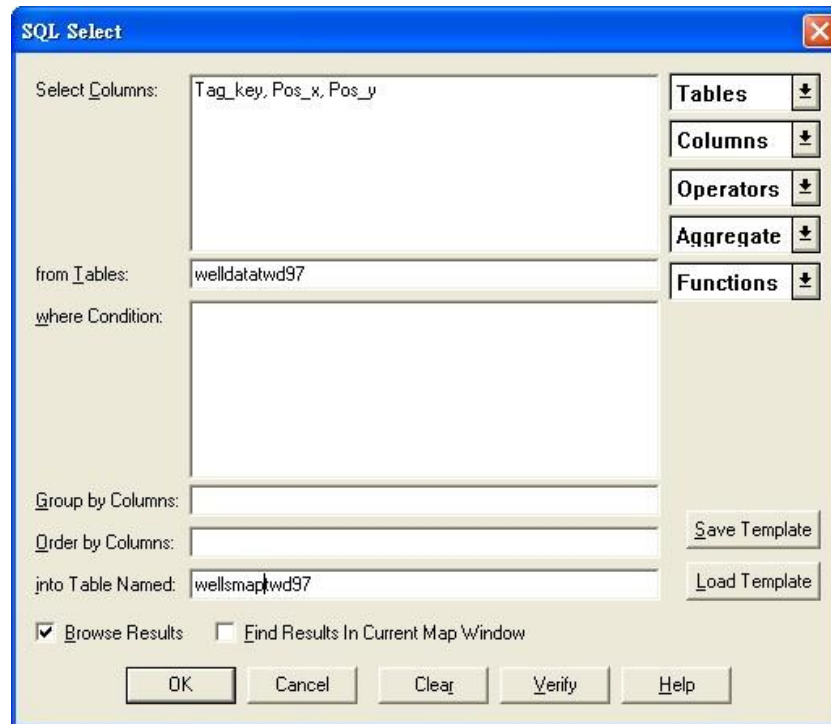


圖 10.9 wellsmap 檔之欄位更新

6. 將 welldatatw97 與 wellsmaptw97 相關聯檔重新命名為 welldata 與 wellsmap，全部取代原資料夾的舊檔。

10.3 座標系統的檢核

原 TWD67 二度分帶坐標系統轉換影像 TWD97 二度分帶坐標值後，必須檢核有座標系統的圖檔，檢核包含基本圖（backg、backg_b）、鑽探圖（welldata、wellsmap）、碼頭圖（whrfdata、whrf_no）、防波堤圖（bw_data）與規劃圖（Futr_map、Futr_txt、Prsntmap、Prsnttxt）。本系統建置有多個港，只選擇幾個範例港進行相關圖檔之查核，查核如下：

1.Taiwan 本圖

經轉換 TWD97 座標，Taiwan 本圖之移動情形，如圖 10.10 與圖 10.11。



圖 10.10 Taiwan 本圖北部

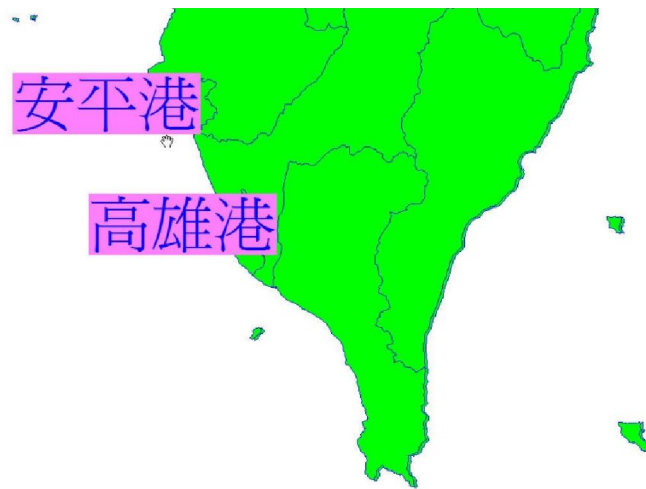


圖 10.11 Taiwan 本圖南部

2.基隆港

圖 10.12 為已轉換之 TWD97 座標的基隆港底圖，紅色標示為轉換 TWD97 座標之碼頭，白色標示為原座標系統碼頭位置。圖 10.13 紅色點標示為轉換 TWD97 座標之基隆港地質鑽探資料，藍色標示點為原座標系統之基隆港地質鑽探資料。從圖可查核基隆港座標轉換情形。



圖 10.12 基隆港碼頭座標轉換查核



圖 10.13 基隆港地質鑽探資料座標轉換查核

3.臺北港

圖 10.14 為已轉換之 TWD97 座標的臺北港底圖，紅色標示為轉換 TWD97 座標之碼頭，白色標示為原座標系統碼頭位置。圖 10.15 紅色點標示為轉換 TWD97 座標之基隆港地質鑽探資料，藍色標示點為原座標系統之臺北港地質鑽探資料。從圖可查核臺北港座標轉換情形。

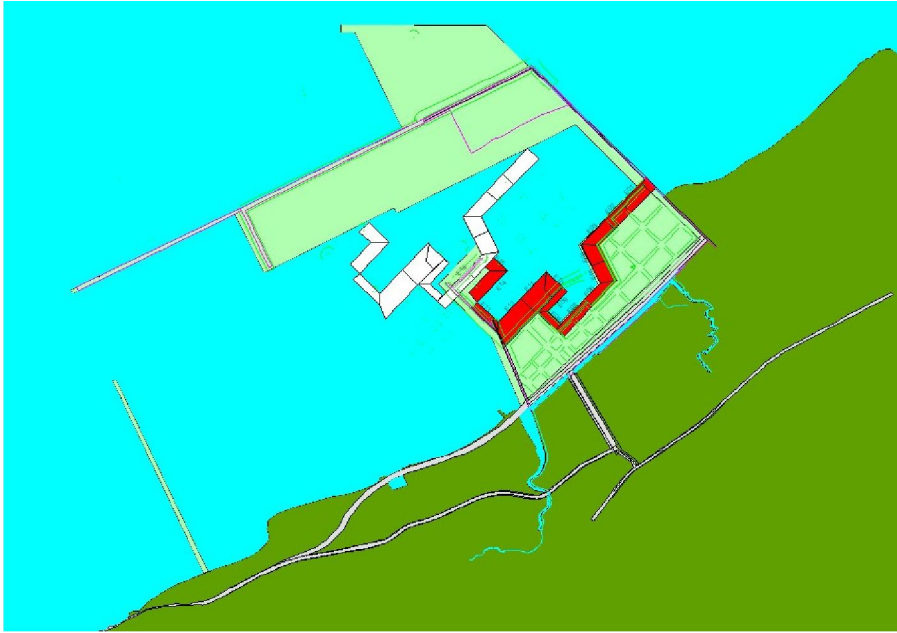


圖 10.14 臺北港碼頭座標轉換查核

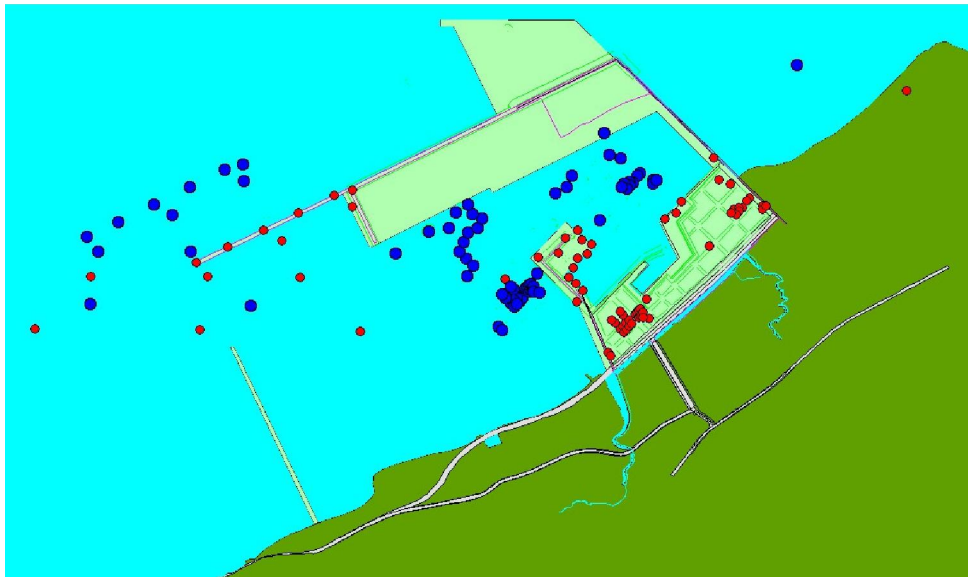


圖 10.15 臺北港地質鑽探資料座標轉換查核

4.臺中港

圖 10.16 為已轉換之 TWD97 座標的臺中港底圖，紅色標示為轉換 TWD97 座標之碼頭，白色標示為原座標系統碼頭位置。圖 10.17 紅色點標示為轉換 TWD97 座標之臺中港地質鑽探資料，藍色標示點為原座標系統之臺中港地質鑽探資料。從圖可查核臺中港座標轉換情形。



圖 10.16 臺中港碼頭座標轉換查核



圖 10.17 臺中港地質鑽探資料座標轉換查核

5.安平港

圖 10.18 為已轉換之 TWD97 座標的安平港底圖，紅色標示為轉換 TWD97 座標之碼頭，白色標示為原座標系統碼頭位置。圖 10.19 紅色點標示為轉換 TWD97 座標之安平港地質鑽探資料，藍色標示點為原座標系統之安平港地質鑽探資料。從圖可查核安平港座標轉換情形。

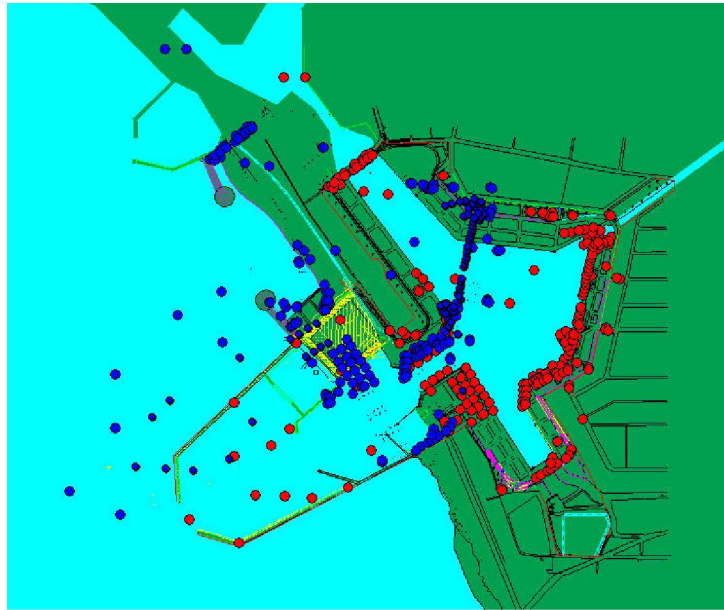


圖 10.18 安平港碼頭座標轉換查核

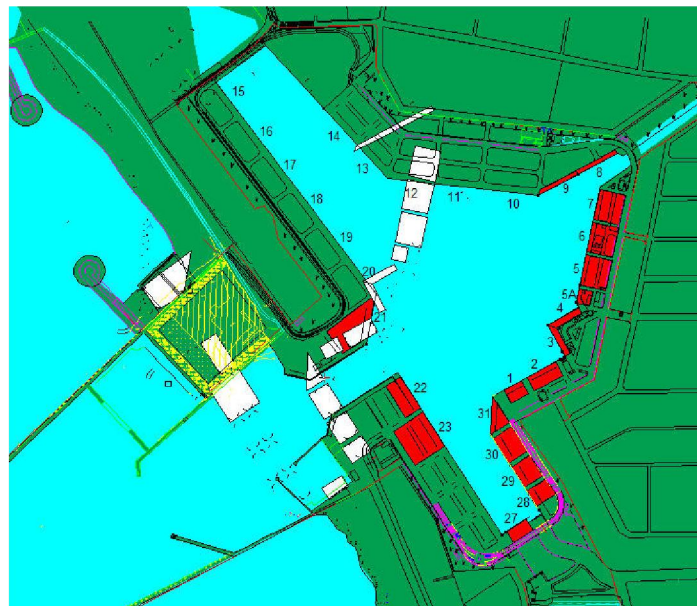


圖 10.19 安平港地質鑽探資料座標轉換查核

6.高雄港

圖 10.20 為已轉換之 TWD97 座標的高雄港底圖，紅色標示為轉換 TWD97 座標之碼頭，白色標示為原座標系統碼頭位置。圖 10.21 紅色點標示為轉換 TWD97 座標之高雄港地質鑽探資料，藍色標示點為原座標系統之高雄港地質鑽探資料。從圖可查核高雄港座標轉換情形。

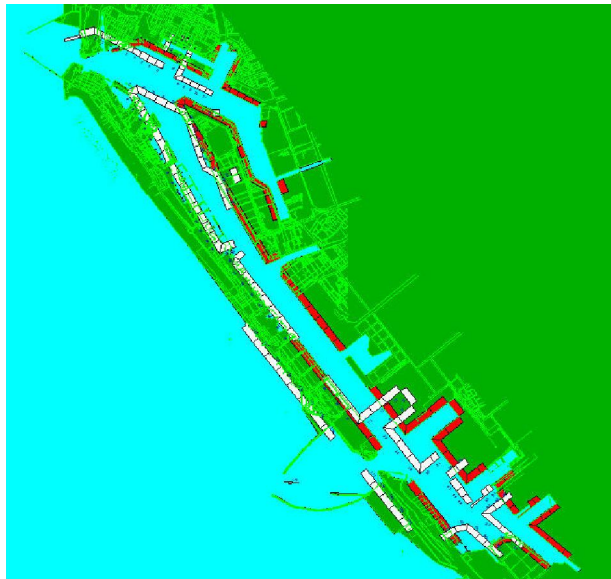


圖 10.20 高雄港碼頭座標轉換查核



圖 10.21 高雄港地質鑽探資料座標轉換查核

7.花蓮港

圖 10.22 為已轉換之 TWD97 座標的花蓮港底圖，紅色標示為轉換 TWD97 座標之碼頭，白色標示為原座標系統碼頭位置。圖 10.23 紅色點標示為轉換 TWD97 座標之花蓮港地質鑽探資料，藍色標示點為原座標系統之花蓮港地質鑽探資料。從圖可查核花蓮港座標轉換情形。



圖 10.22 花蓮港碼頭座標轉換查核



圖 10.23 花蓮港地質鑽探資料座標轉換查核

8. 蘇澳港

圖 10.24 為已轉換之 TWD97 座標的蘇澳港底圖，紅色標示為轉換 TWD97 座標之碼頭，白色標示為原座標系統碼頭位置。圖 10.25 紅色點標示為轉換 TWD97 座標之蘇澳港地質鑽探資料，藍色標示點為原座標系統之蘇澳港地質鑽探資料。從圖可查核蘇澳港座標轉換情形。



圖 10.24 蘇澳港碼頭座標轉換查核



圖 10.25 蘇澳港地質鑽探資料座標轉換查核

第十一章 港區遙測資料更新建置及圖層查詢展示

11.1 港區遙測資料補充更新概況

為了解港區地形地貌，本研究也收集各港區衛星遙測影像資料，提供規劃設計、查詢比對使用。前期所收錄的港區衛星遙測影像資料，已是 2006 及 2007 年的資料檔，相關基本資料依拍攝日期排序羅列如表 11-1 所示。本年度配合港區防救災計畫需求，增添七大港區的福衛二號衛星遙測影像資料，資料處理情形如表 11-2 所示，其中臺中港拍攝日期為 2013 年 2 月，蘇澳港拍攝日期為 2013 年 6 月，高雄港拍攝日期為 2013 年 2 月，臺北港拍攝日期為 2013 年 8 月，基隆港拍攝日期為 2013 年 8 月，安平港拍攝日期為 2013 年 2 月，花蓮港拍攝日期為 2013 年 6 月。白雲覆蓋率由 0%至 55%不等，所有圖檔皆為解析度 8m*8m 的彩色影像與 2m*2m 的灰階影像融合而成。

表 11-1 舊有港區衛星影像基本資料-依拍攝日期排序

區域	拍攝日期	衛星代碼	解析度
馬公港	20061107	FS2	2m
臺北港	20070129	FS2	2m
高雄港	20070201	SP5	2.5m
安平港	20070202	FS2	2m
布袋港	20070202	FS2	2m
蘇澳港	20070207	SP5	2.5m
花蓮港	20070214	FS2	2m
臺中港	20070303	FS2	2m
基隆港	20070304	SP5	2.5m

FS2:福衛二號，SP5: SPOT 衛星

表 11-2 港區影像處理紀錄

區域	拍攝日期	條帶	影像 ID	雲覆率	彩色/灰階	解析度
安平港	20130117/ 20130218	s1s2	AD0267/ AEC236	22%/ 16%	MS	8m
		s1s2	AD025D/ AEC26C	15%/ 13%	PAN	2m
臺中港	20130218	s2	AEC236	16%	MS	8m
		s2	AEC26C	13%	PAN	2m
高雄港	20130218/ 20130116	s2s3	AEC236/ ACF425	16%/ 6%	MS	8m
		s2s3	AEC26C/ ACF474	13%/ 3%	PAN	2m
臺北港	20130717/ 20130812	s4s5	B6E825/ B8542B	29%/ 52%	MS	8m
		s4s5	B6E822/ B85470	34%/ 55%	PAN	2m
基隆港	20130805	s6	B7F266	2%	MS	8m
		s6	B7F260	4%	PAN	2m
蘇澳港	20130628	s7	B5DE58	0%	MS	8m
		s7	B5DE77	3%	PAN	2m
花蓮港	20130628	s7	B5DE58	0%	MS	8m
		s7	B5DE77	3%	PAN	2m

11.2 查詢系統操作程序

港研中心歷年所建置的港區資料及各項分析出圖查詢模組，皆架構在「港區工程基本資料查詢展示系統」之下，該系統的查詢界面設計成下拉式選單方式。主選單共有六大項，分別為(1)港埠規劃、(2)鑽探資料、(3)碼頭設計及調查資料、(4)堤防設計資料、(5)地震監測、(6)海氣象現地調查等。由 MapInfo 進入此查詢系統，點選進入所欲查詢的港區，該港區地圖即展示在螢幕上，且原有的 MapInfo 內定選單也同時全部更換成新設計的客製化選單。系統操作及查詢說明如下：

本系統之查詢設計，係以下拉式功能表配合物件選項的操作方式為主。使用者可在螢幕上選取所欲查詢的物件，再利用下拉式功能表來展示各項文件資料或繪製相關成果。系統內可查詢到基隆、臺北、臺中、高雄、花蓮、蘇澳等港區之規劃、碼頭、堤防、地質及相關文件資料，操作程序如下所示：

1. 在視窗作業環境下，執行 MapInfo 系統，進入該系統內。
2. 點選功能表 File\Run MapBasic Program，選擇 d:\harbor-1 內的執行檔 HARBOR_2013_none_97.MBX，按 OK 選鈕，即進入港區工程基本資料查詢系統。
3. 此時螢幕會展繪出臺灣全島地圖，並標示基隆、臺北、臺中、布袋、高雄、花蓮、蘇澳、馬公等港區的分佈位置。
4. 利用滑鼠，點選其中任一港區，則螢幕展繪出該港區的向量地圖，地圖以綠色標示陸面區域位置，以水藍色標示海面區域位置。此時可點選「港埠規劃」主選單下之第一選項「港埠設施現況圖」，系統則載入該港區之港埠設施現況圖。或是點選「碼頭設計及調查資料」主選單下之第一選單「顯示碼頭位置圖」，系統則載入該港區之碼頭位置分佈圖。
5. 利用工具箱內的放大、縮小、平移等工具，可作地圖縮放，以更精細地查詢目標位置及鄰近地形。
6. 選單利用不可點取之設定，避免錯誤點選。

本系統提供不可點取之設定，將暫時不需運作的功能與予停用，待關聯圖層開啟後，再將需用功能啟動。例如「港埠規劃」主選單，其下之第一選項「港埠設施現況圖」或第三選項「未來規劃配置圖」等開啟圖層之功能，都預設為可啟動；而第二選項「關閉港埠設施現況圖」或第四選項「關閉未來規劃配置圖」等關閉圖層之功能，預設為不可啟動(選項顏色為灰白)。系統待第一選項被點取後，第二選項即被更換為可啟動(選項顏色由灰白轉為

正常)，第三及第四選項也是如此配搭，系統乃以此種設計來避免錯誤點選。

7. 下拉選單，點取可啟動的選項，以查詢展示相關資料。

若要查詢港埠設施現況或未來規劃資料，可用滑鼠點選第一主選單「港埠規劃」，系統即下拉出此主選單內之各個選項。隨後點取第一選項「港埠設施現況圖」，系統即在目前視窗內展現設施現況圖層，此時第二選項已被更換為可啟動，點選第二選項「關閉港埠設施現況圖」，則該圖層被關閉而視窗內容回復為原來的港區地形圖。使用者依此方式可查詢展示需用資料。

8. 若要查詢另一港區的相關資料，可點選第一主選單「港埠規劃」下的倒數第二選項「選擇港區」，則系統會跳回主畫面顯示港區位置分佈圖。再依循步驟 4 至 7，可繼續查詢所需港區之相關資料。
9. 結束查詢，可在功能表的第一個主選單「港埠規劃」下，拉出最後一個選項「離開系統」，點選後則可停止本程式的執行。

11.3 港區規劃及遙測資料查詢說明

11.3.1 進入查詢系統

1. 按照上一節程式操作程序 1 至 3，使用者可進入查詢系統的主畫面，此時螢幕視窗會展繪出臺灣全島地圖與主要港區的標示位置，如圖 11.1 所示。
2. 將滑鼠遊標移至高雄港標示區內，按滑鼠左鍵，可叫出高雄港區基本地圖圖層，如圖 11.2 所示。而原有的 MapInfo 內定選單也同時全部更換成新設計的選單。圖 11.2 也展示新設計的主選單「港埠規劃」功能項下拉查詢模式。

11.3.2 港區規劃及遙測資料查詢

下拉查詢系統的第一主選單「港埠規劃」項，可查詢所選港區的港區規劃及遙測圖層等資料，此選單之下計有十二個選項，其重要內容及查詢方式如下：

1. 此選單之第一選項為「港埠設施現況圖」，點選後螢幕主畫面原有的港區地形圖隨即被更替為此港區的港埠設施現況圖，以臺中港為例，臺中港的港埠設施現況圖展示如圖 11.3 所示。使用者可用滑鼠點選工具箱內的放大、縮小、平移等工具，作地圖縮放，以更精細地查詢目標位置及鄰近地形。查詢完畢可點選第二選項「關閉港埠設施現況圖」，則港埠設施現況圖層隨即被關閉，視窗回復為原有港區地形圖。
2. 若要查詢港埠未來規劃資料，可用滑鼠點選此主選單下的第三選項「未來規劃配置圖」，此時螢幕主畫面原有的港區地形圖隨即被更替為此港區的未來規劃配置圖，臺中港的港埠未來規劃配置圖展示如圖 11.4 所示。查詢完畢可點選第四選項「關閉未來規劃配置圖」，則未來規劃配置圖層隨即被關閉，視窗回復為原有港區地形圖。
3. 若要將「港埠設施現況圖」及「未來規劃配置圖」同時展現以做比對，可點選第五選項「規劃配置對照圖」，此時螢幕主畫面會被平均切換為左右兩個視窗，左視窗展現此港區的港埠設施現況圖，右視窗展現此港區的未來規劃配置圖，臺中港的港埠規劃對照圖展示如圖 11.5 所示，使用者可藉此比對此港區現況與未來的發展差異。查詢完畢可點選第六選項「關閉對照圖」，則港埠設施現況與未來規劃配置圖層隨即被關閉，視窗回復為原有港區地形圖。
4. 若要查詢港區遙測影像資料，可用滑鼠點選此主選單下的第七選項「港區遙測影像圖」，此時螢幕主畫面原有的港區地形圖隨即被更替為此港區的遙測影像圖，臺中港的港區的遙測影像

圖展示如圖 11.6 所示。查詢完畢可點選第八選項「關閉港區遙測影像圖」，則港區遙測影像圖層隨即被關閉，視窗回復為原有港區地形圖。

本計畫在年度內共更新臺灣七大商業港區的遙測影像資料，除上述臺中港區資料外，尚有高雄港、蘇澳港、臺北港、基隆港、安平港以及花蓮港等港區的遙測影像資料也一併更新。比對各港區的前後期遙測影像資料，發現臺北港的地形變化最大，乃因臺北港正在填海造陸擴建新港區，因此陳列該港前後期遙測資料於後，其前期(2007 年)遙測影像資料如圖 11.7 所示，本期(2013 年)遙測影像資料如圖 11.8 所示，以供比對參考。

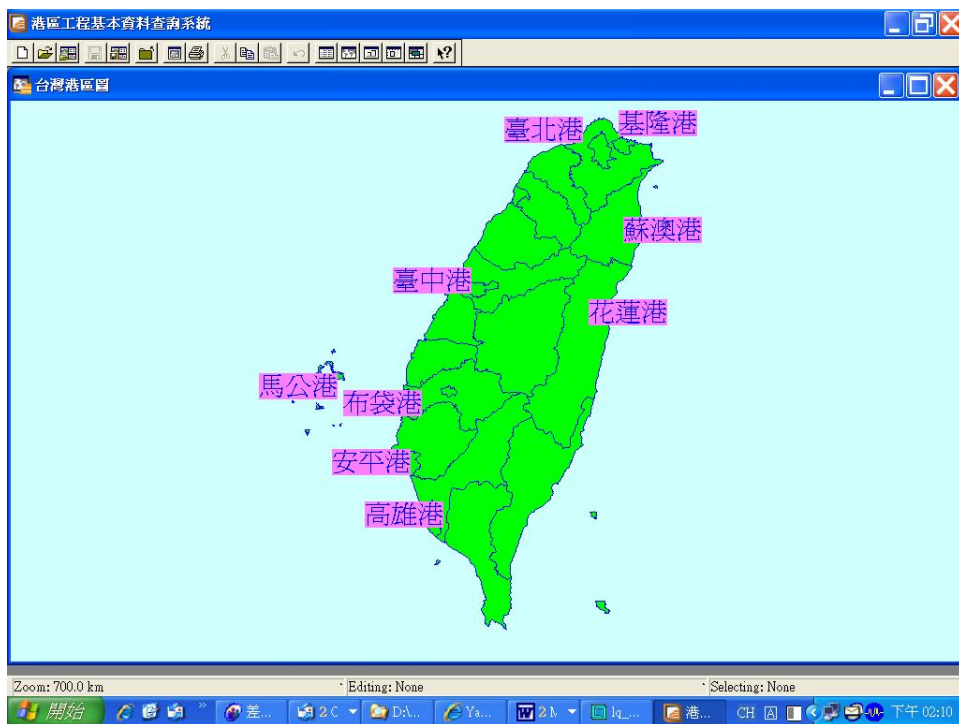


圖 11.1 查詢系統主畫面

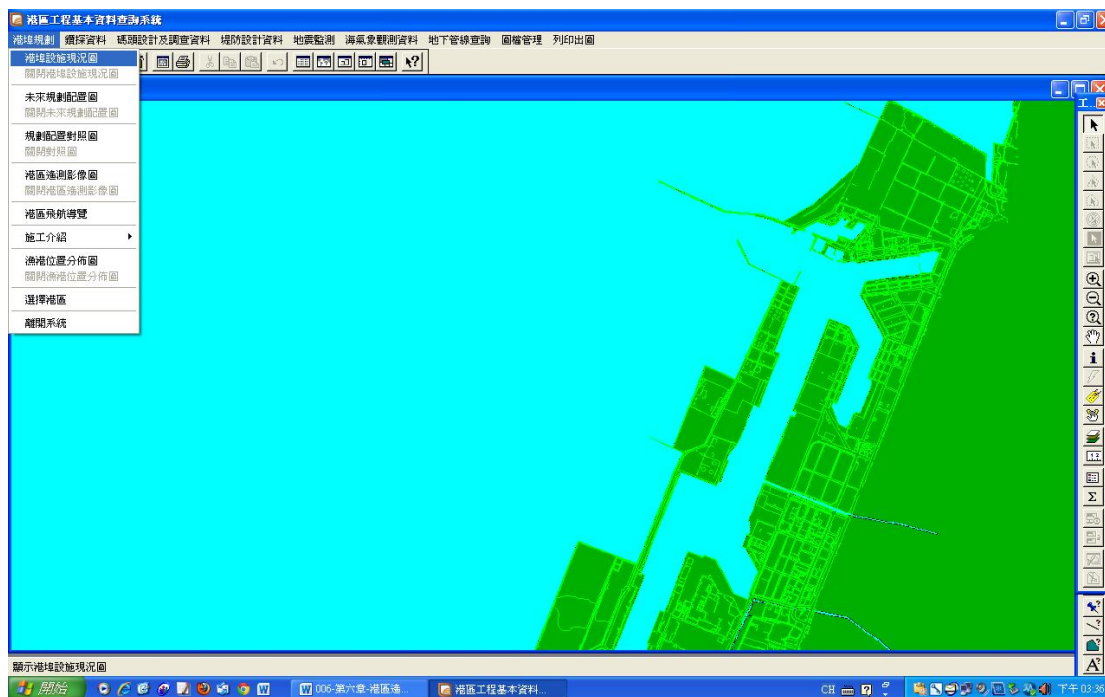


圖 11.2 臺中港區地圖圖層及港埠規劃選單下拉模式

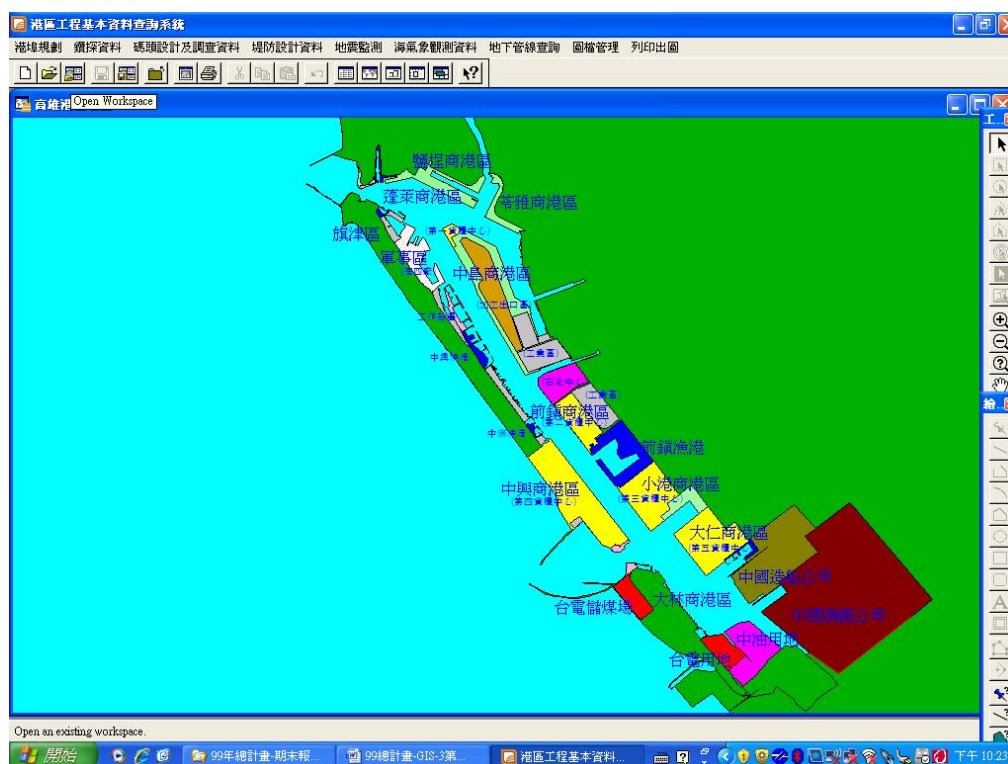


圖 11.3 臺中港的港埠設施現況圖

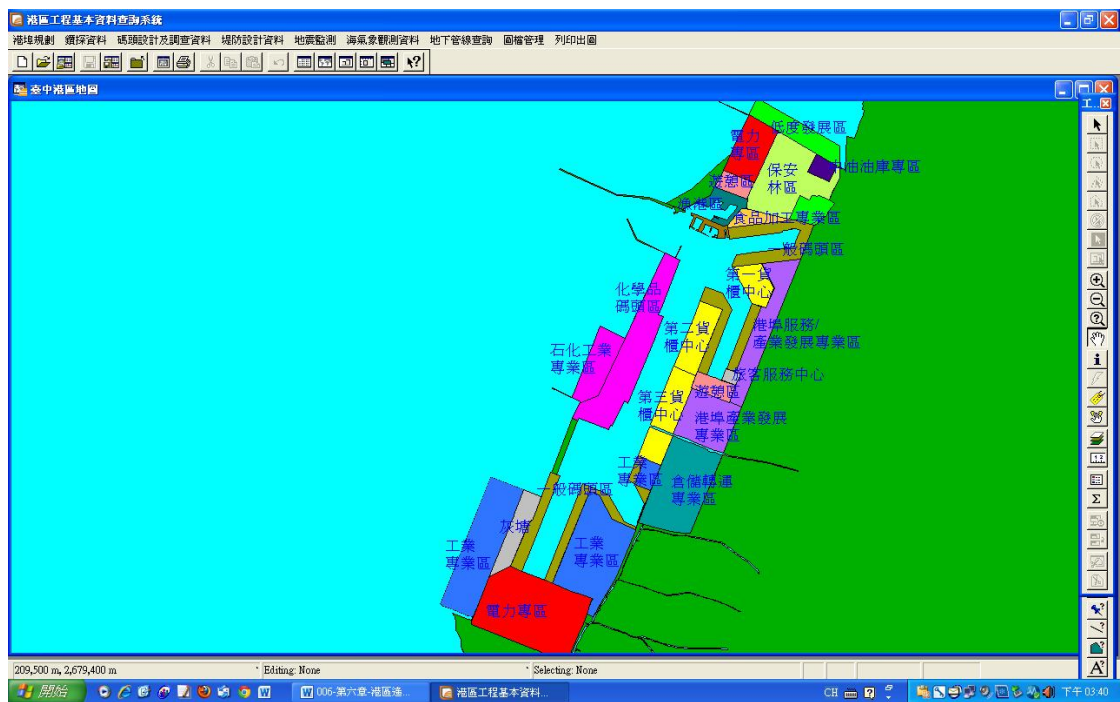


圖 11.4 臺中港的港埠未來規劃配置圖

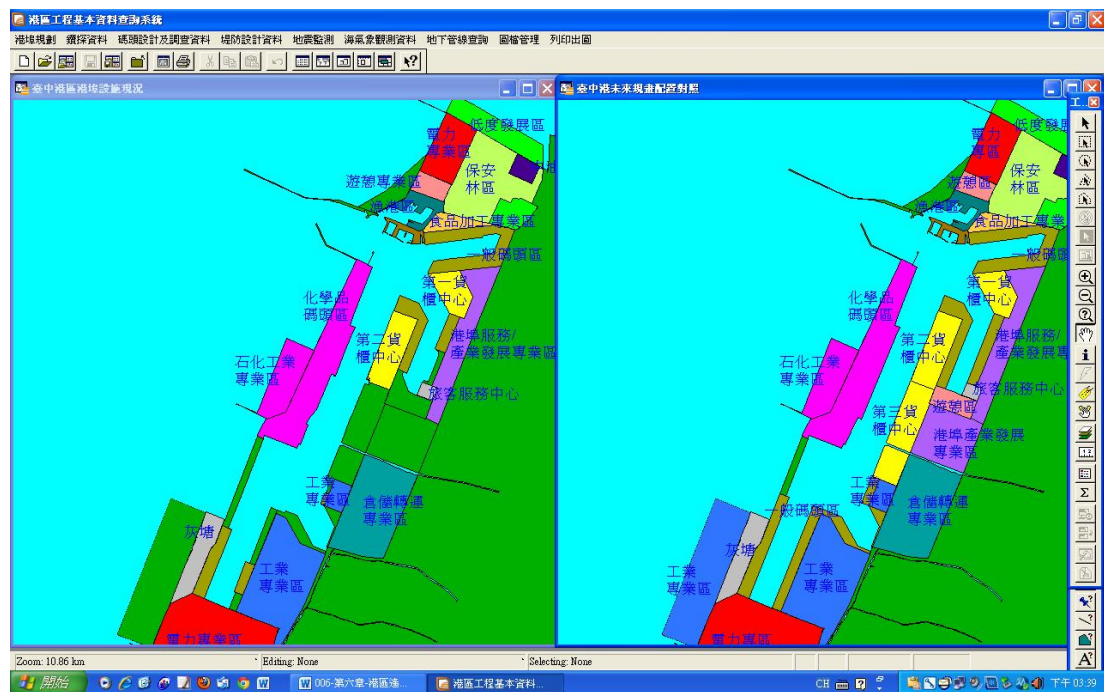


圖 11.5 臺中港的港埠規劃對照圖

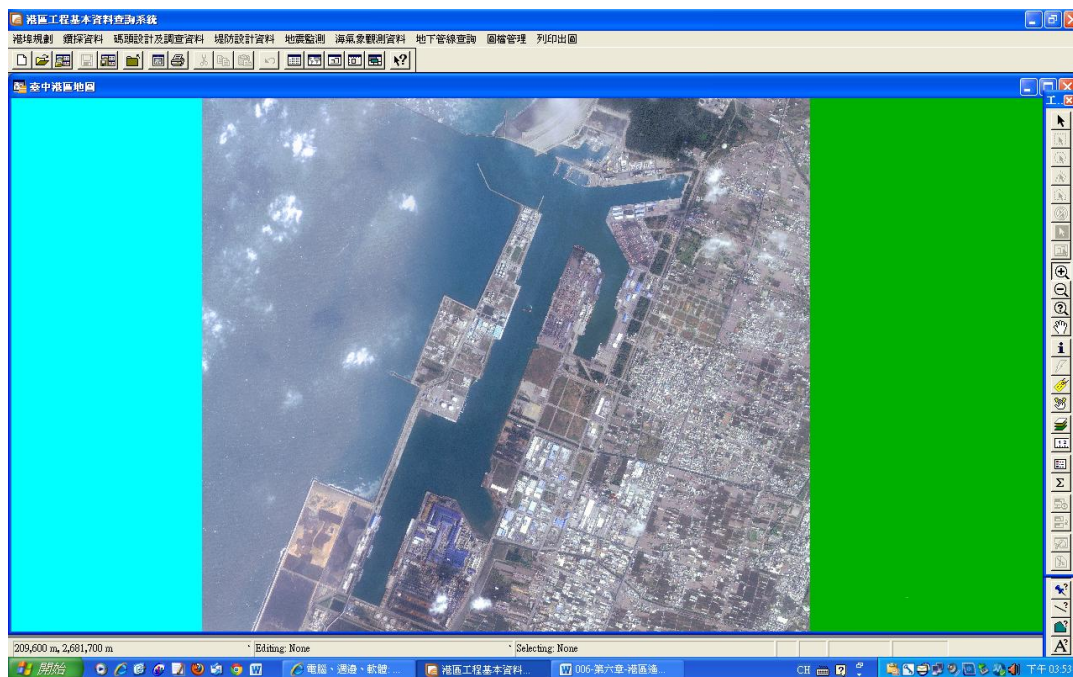


圖 11.6 臺中港的港區的遙測影像圖

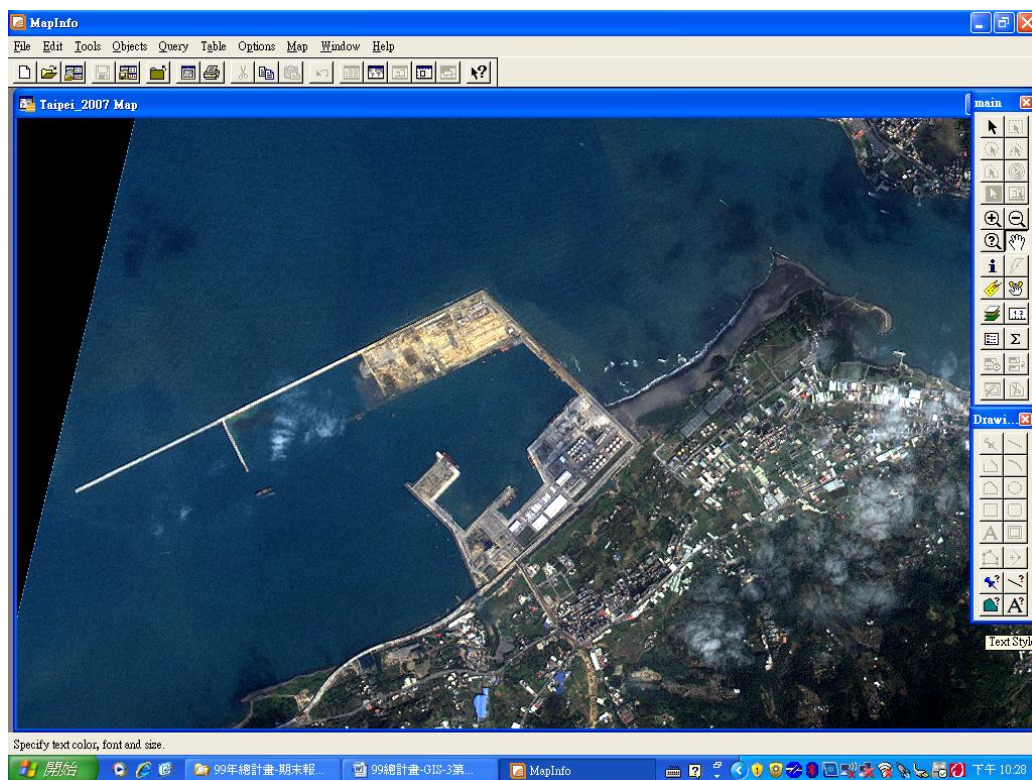


圖 11.7 臺北港 2007 年遙測影像資料

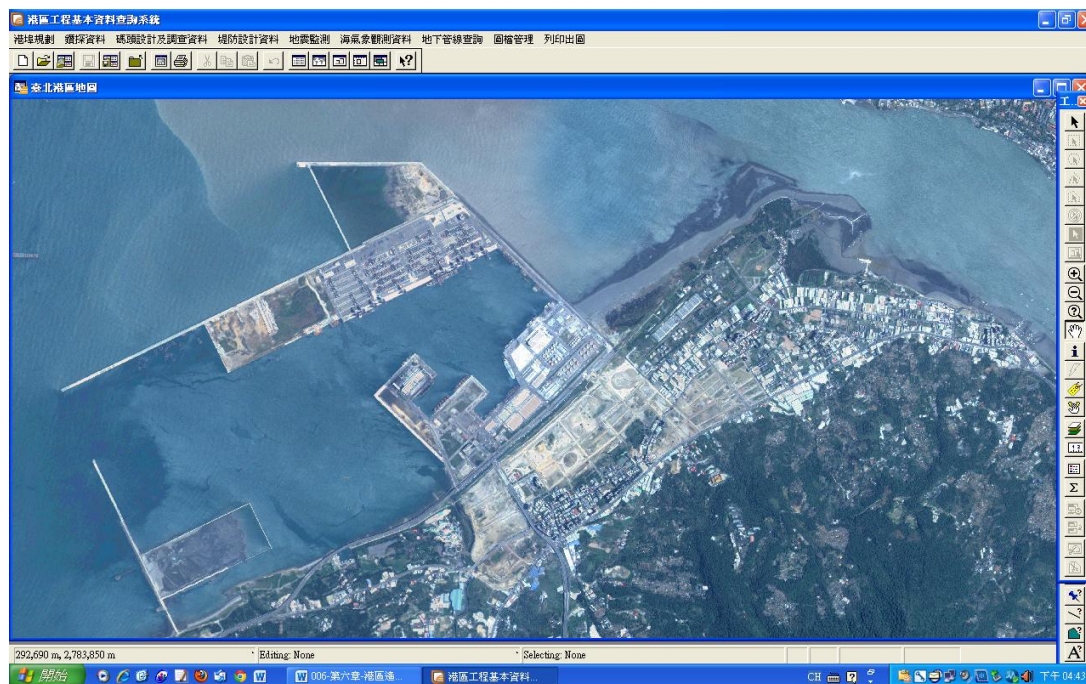


圖 11.8 臺北港 2013 年遙測影像資料

第十二章 港灣工程基本資料網路查詢系統建構

12.1 港灣工程基本資料網路查詢系統設置目的

港灣工程基本資料種類繁多，大致可分為港區地形、土層分佈、港灣設施、碼頭設計、防波堤設計、規畫配置及海氣象等資料。因資料散見於各港不同單位中，查詢調閱甚為不便，本所港研中心已收錄有部份資料，且利用 MapInfo 地理資訊系統著手加以整合。充分發揮資料管理效益，開發資料應用模組，架構成港區工程基本資料查詢系統，以多樣化表現方式呈現，建立友善介面供使用者使用。

為了將相關地理資訊查詢系統的查詢功能發揮的更完善，讓需要獲得相關資訊的人士能更方便，將原本在個人電腦或工作站上的地理資訊系統提供上網查詢是必然的趨勢。因此，本研究在原系統架構下，新建置網路版之查詢系統，利用網路即可上網查詢該港相關資料，免去單機版安裝及使用者人數限制之困擾，可使資料展現介面更具親和性。

本計畫針對已架構之查詢系統，本年度將花蓮港之查詢系統網路化，系統內容包含：

- 1.港埠規劃資料查詢展繪：含現況及未來規劃等資料。
- 2.鑽探資料查詢展繪：含鑽孔報表與柱狀圖資料。
- 3.碼頭設計及調查資料查詢展繪：含斷面圖等資料。
- 4.堤防設計資料查詢展繪：含斷面圖、型式主題圖等資料。

12.2 系統架構

港灣工程基本資料網路查詢系統架構如圖 12.1 所示。

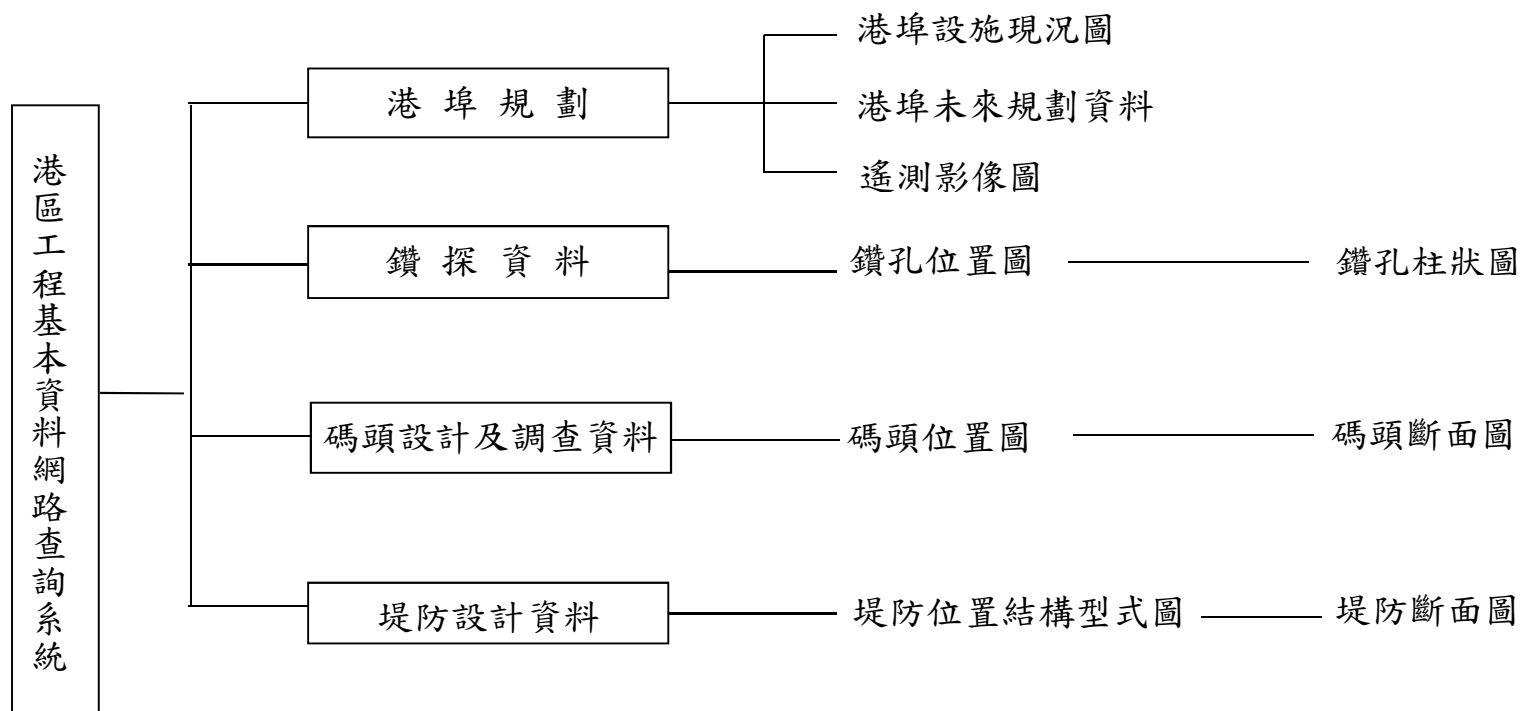


圖 12.1 港灣工程基本資料網路查詢系統架構圖

12.3 系統開發工具

12.3.1 HTML (Hypertext Markup Language) 程式語言

HTML 是一種利用純文字的方式來進行幕後版排的方式，是網頁的原始碼呈現的方式之一，可以利用連結的方式，移動到所需要的頁面，本研究網頁製造使用之程式語言即 HTML。

12.3.2 Java Script 程式語言

Java Script 是 Sun 公司和 Netscape 公司合作開發的。Java Script 因為是由 JAVA 發展出來的，所以可算是物件導向 (object-oriented) 語言。它是直譯式的程式語言，本研究將 Java Script 整合運用至 HTML 中，讓網頁更生動。

12.3.3 Dreamweaver 網頁編輯軟體

Dreamweaver 是一套網頁編輯軟體，有強大的網站管理功能，當修改檔名、移動或刪除檔案時，它會自動修正相關的連結；它還內建 FTP 功能，可以直接將檔案上傳到網站伺服器，在網站視窗中可以看到本地端和遠端網站的檔案，隨時檢查兩端的差異。

在 Dreamweaver 使用圖層 (layer) 功能，能放置任何網頁上的物件，並且可以移動物件到任何位置以及相互重疊，就像是 Word 的圖文框，非常方便。還有樣版 (template) 功能，當要製作很多相同的網頁版面，就可以套用同一個樣版，減少重覆設計的時間。

12.4 系統介紹

12.4.1 查詢系統首頁

港區工程基本資料網路查詢系統首頁如圖 12.2 所示，可點選臺灣圖示下的港口或左側的選單，進入欲查詢的港口。本研究以建置花蓮

港基本資料網頁查詢為例，點選花蓮港即進入花蓮港查詢系統，如圖 12.3 所示。本查詢系統內含港埠規畫資料查詢、鑽探資料查詢、碼頭設計資料查詢、堤防設計資料查詢，點選每一個查詢選單，則可進入查詢資料。

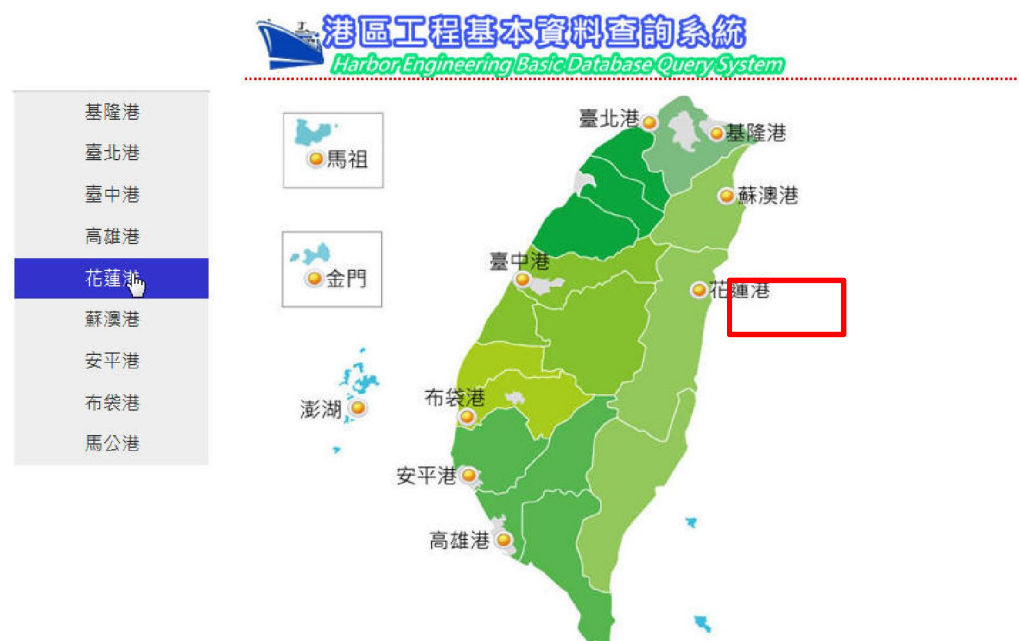


圖 12.2 港區工程基本資料網路查詢系統首頁

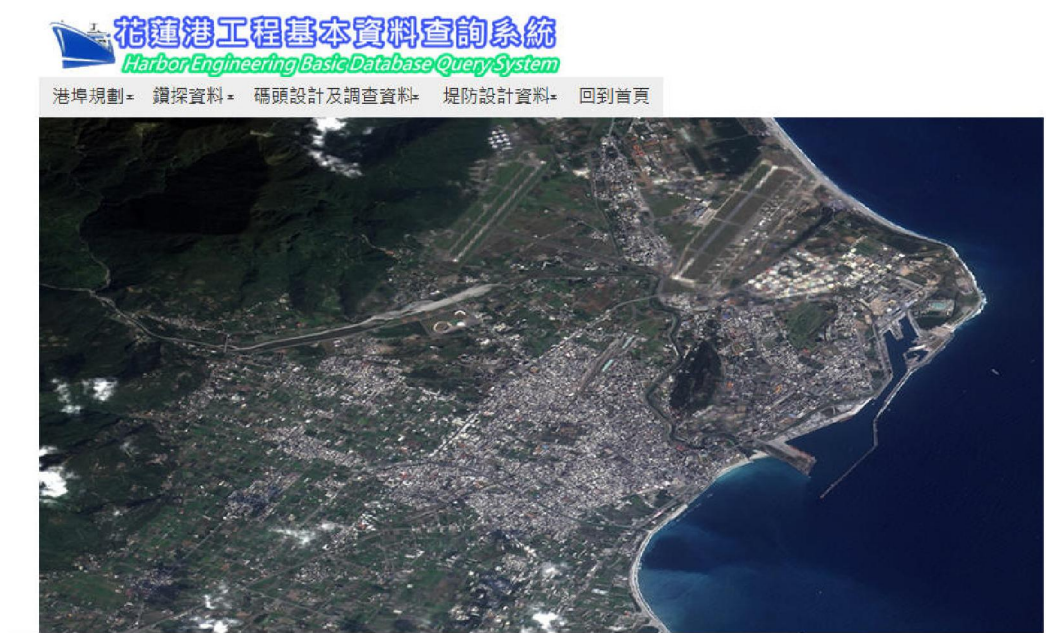


圖 12.3 花蓮港港區工程基本資料查詢系統

12.4.2 港埠規劃功能

點選畫面上方功能選單內港埠規劃功能，如圖 12.4 所示，會下拉式列出港埠設施現況圖層、港埠設施未來規劃配置圖、規劃配置對照圖、及港區遙測影像等圖層選項，使用者點選後即會展繪該項圖層。港埠設施現況、港埠設施未來規劃配置圖、規劃配置對照圖、及港區遙測影像，如圖 12.5、12.6、12.7 及 12.8 所示。

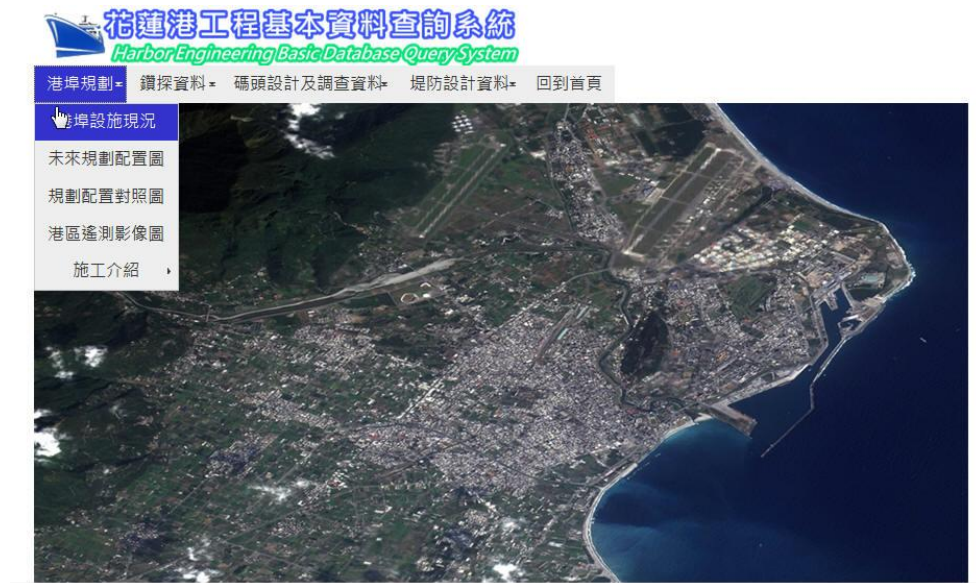


圖 12.4 花蓮港功能選單港埠規劃功能



圖 12.5 港埠設施現況圖



圖 12.6 港埠設施未來規劃配置圖

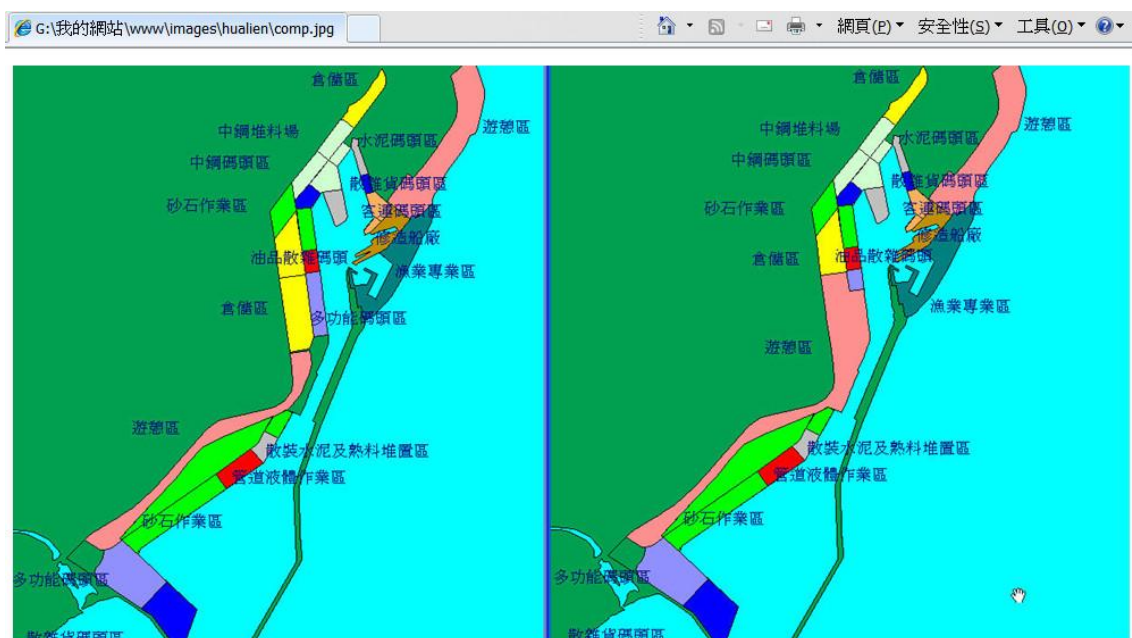


圖 12.7 規劃配置對照圖

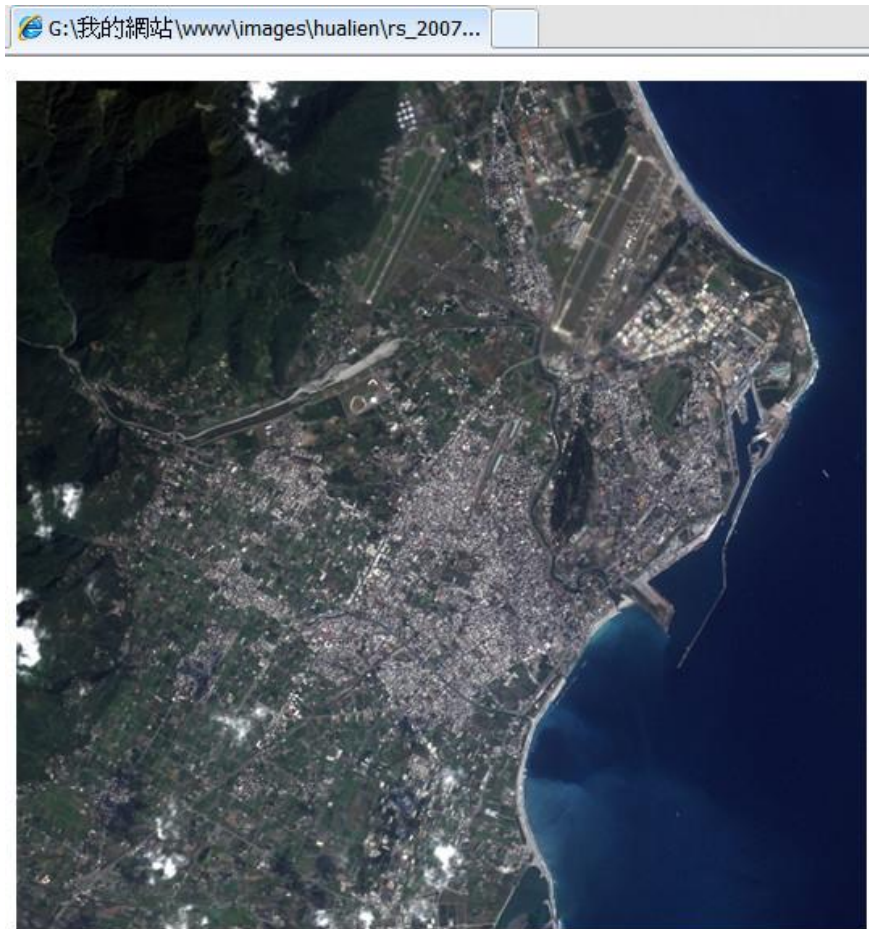


圖 12.8 遙測影像圖層畫面

12.4.3 鑽探資料功能

點選畫面上方功能選單內鑽探資料功能，會下拉式列出鑽孔位置、鑽孔報表資料與柱狀圖選項，如圖 12.9 所示，使用者點選列出鑽孔位置即會展繪鑽孔位置圖，如圖 12.10 所示。欲了解該鑽孔柱狀圖，可先點選柱狀圖下拉選單，再點選圖上該鑽孔位置，即會新開視窗繪出該孔柱狀圖，如圖 12.11 所示。欲了解該鑽孔報表資料，可先點選鑽孔報表資料下拉選單，再點選圖上該鑽孔位置，即會新開視窗顯示報表資料，如圖 12.12 所示。

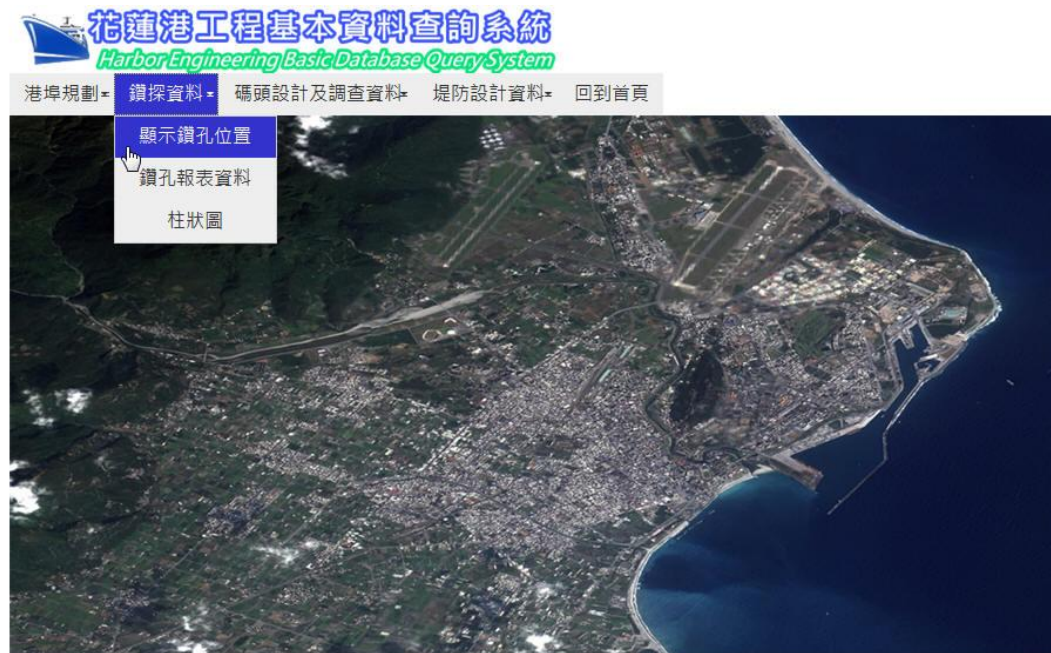


圖 12.9 花蓮港功能選單鑽探資料



圖 12.10 花蓮港鑽孔位置圖

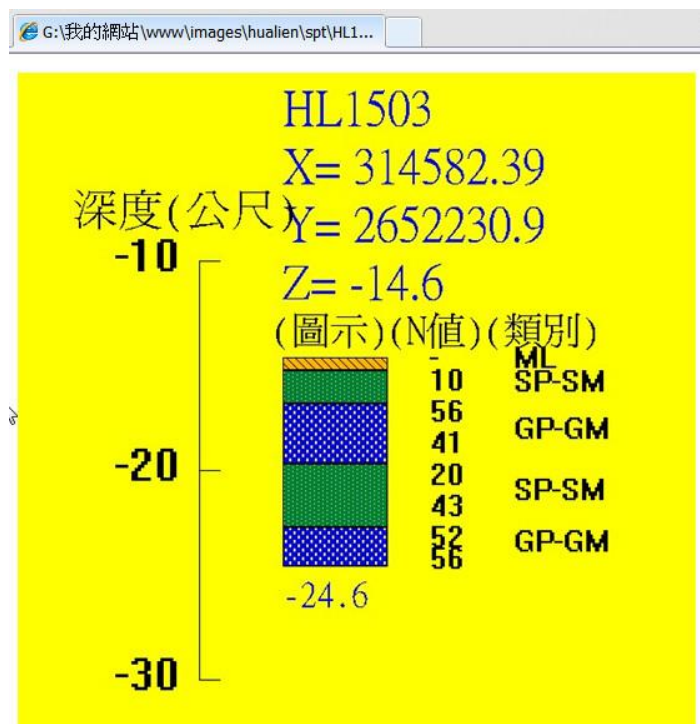


圖 12.11 花蓮港鑽孔柱狀圖

G:\我的網站\www\images\hualien\spt\HL1...



鑽孔編碼：HL1503

計劃名稱：花蓮港務局25號碼頭鑽孔位置鑽探工程

鑽孔編號：BH-3

X座標：314582.39

鑽孔傾角：90

提供單位：花蓮港務局

Y座標：2,652,231

鑽孔孔徑：0 cm

鑽探公司：港埠服務社

Z座標：-14.6 m

鑽孔深度：10 m

試驗公司：

水位計：(1.觀測井 2.水壓計)

鑽探日期：1988/10/01

埋設深度：0 m

地下水位深度：14.6 m

日期：1988/10/01

深度 (m)	土壤岩層說明	岩石 分類	取 樣 率	RQD	N 值	採 樣 編 號	礫 石 %	砂 土 %	粉 土 %	黏 土 %	自然 含 水 量 %	液 性 限 度 %	塑 性 指 數	總 單 位 重 t/m ³	比 重 G _s	孔 隙 比 e
0.3	灰色細砂質沉泥	ML	0	0	-		0	0	0	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.6																
1.35	灰色細中粗砂含礫	SP-SM	0	0	10	S-1	8	86	6	0	18.30	0.0	0.0	2.01	2.66	0.57
2.2																
2.85	灰色礫石夾中粗砂含礫	GP-GM	0	0	56	S-2	46	45	9	0	8.6	0.0	0.0	2.23	2.63	0.28
4.35	灰色礫石夾中粗砂含礫	GP-GM	0	0	41	S-3	54	41	5	0	5.6	0.0	0.0	1.99	2.62	0.39
5.1																
5.85	灰色細中粗砂含礫	SP-SM	0	0	20	S-4	17	73	10	0	11.40	0.0	0.0	2.14	2.64	0.37
7.35	灰色細中粗砂含礫	SP-SM	0	0	43	S-5	42	52	6	0	6.7	0.0	0.0	2.06	2.61	0.35
8.1																
8.85	灰色礫石夾中粗砂含礫	GP-GM	0	0	52	S-6	49	47	4	0	5.3	0.0	0.0	2.18	2.62	0.27
9.85	灰色礫石夾中粗砂含礫	GP-GM	0	0	56	S-7	50	43	7	0	6.9	0.0	0.0	2.04	2.63	0.38
10.0																

圖 12.12 花蓮港鑽孔報表資料

12.4.4 碼頭設計及調查資料功能

點選畫面上方功能選單內碼頭設計及調查資料功能，會下拉式列出顯示碼頭位置圖與使用功能、碼頭斷面設計圖選項，如圖 12.13 所示，使用者點選顯示碼頭位置圖與使用功能，即會展現花蓮港碼頭的位置與使用功能，如圖 12.14 所示。欲了解該碼頭的斷面設計，可先點碼頭斷面設計圖下拉選單，再點選圖上該碼頭，即會新開視窗繪出該碼頭斷面設計圖，如圖 12.15 所示。

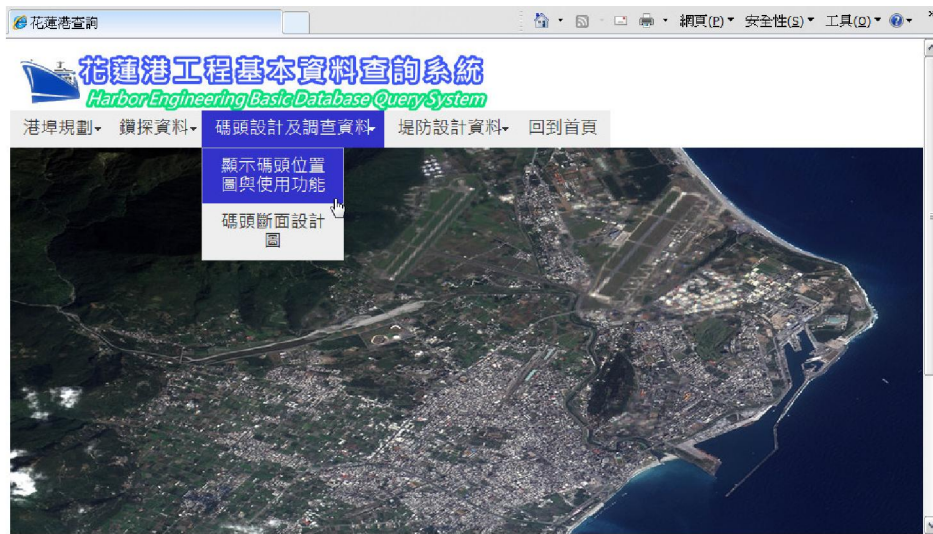


圖 12.13 花蓮港功能選單碼頭設計及調查資料

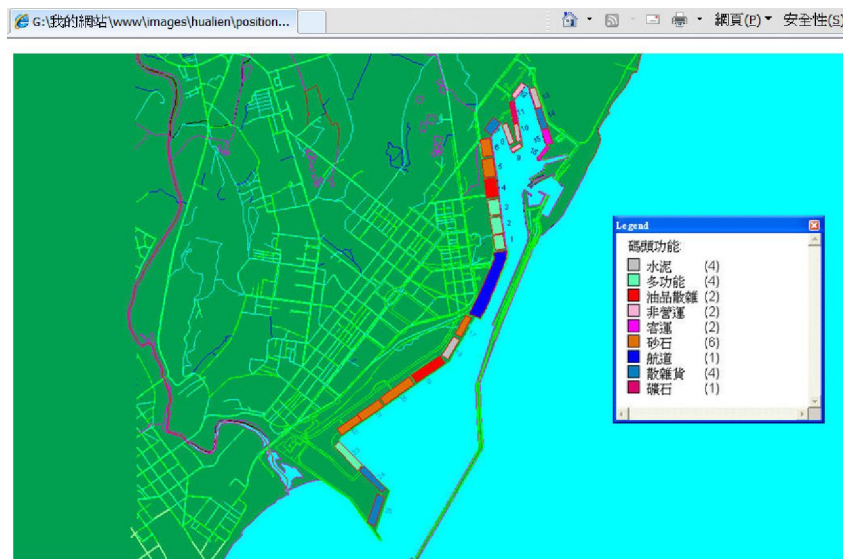
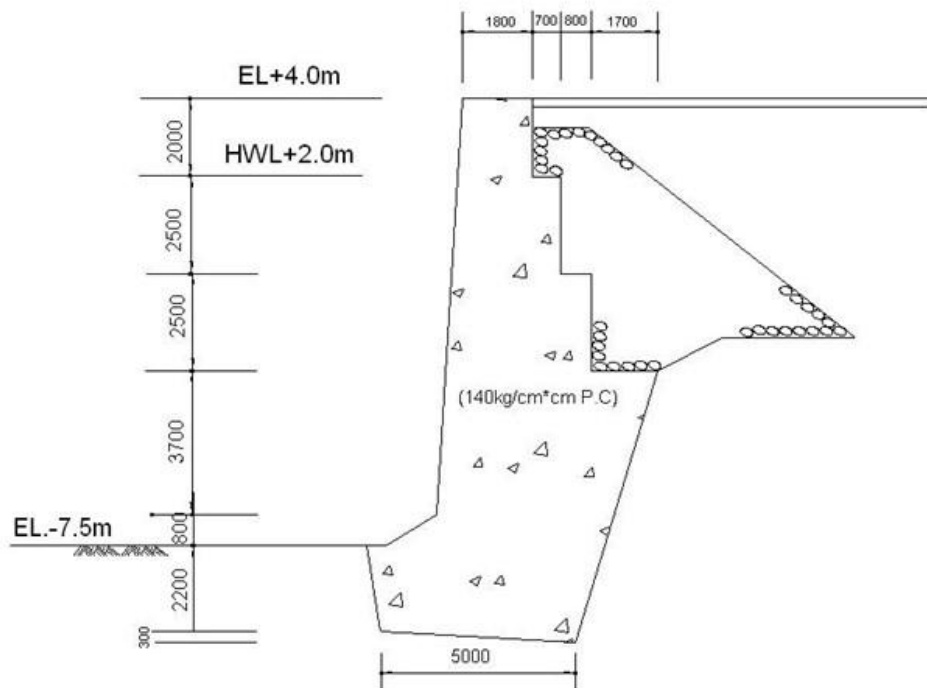


圖 12.14 碼頭位置圖與使用功能



1,2,3號碼頭岸壁斷面圖

圖 12.15 碼頭斷面設計圖

12.4.5 堤防設計資料功能

點選畫面上方功能選單內堤防設計資料功能，會下拉列出顯示堤防位置圖、展示堤防結構形式與堤防設計斷面設計圖選項，如圖 12.16 所示。使用者點選顯示堤防位置圖，即會展現花蓮港堤防的位置，如圖 12.17 所示。欲了解該堤防的結構形式，可先點選展示堤防結構形式下拉選單，即會新開視窗繪出該堤防結構形式，如圖 12.18 所示。欲了解該堤防的斷面設計，可先點選堤防斷面設計圖下拉選單，再點選圖上該堤防，即會新開視窗繪出該堤防斷面設計圖，如圖 12.19 所示。



圖 12.16 花蓮港功能選單堤防設計資料

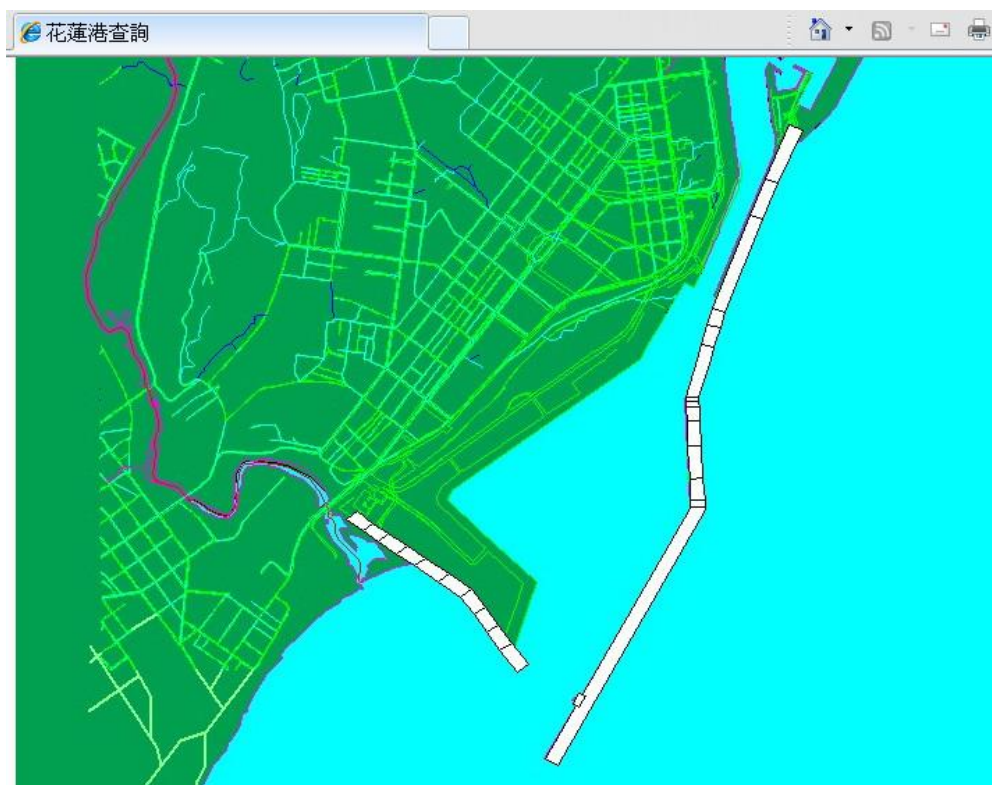


圖 12.17 顯示堤防位置圖



圖 12.18 展示堤防結構形式

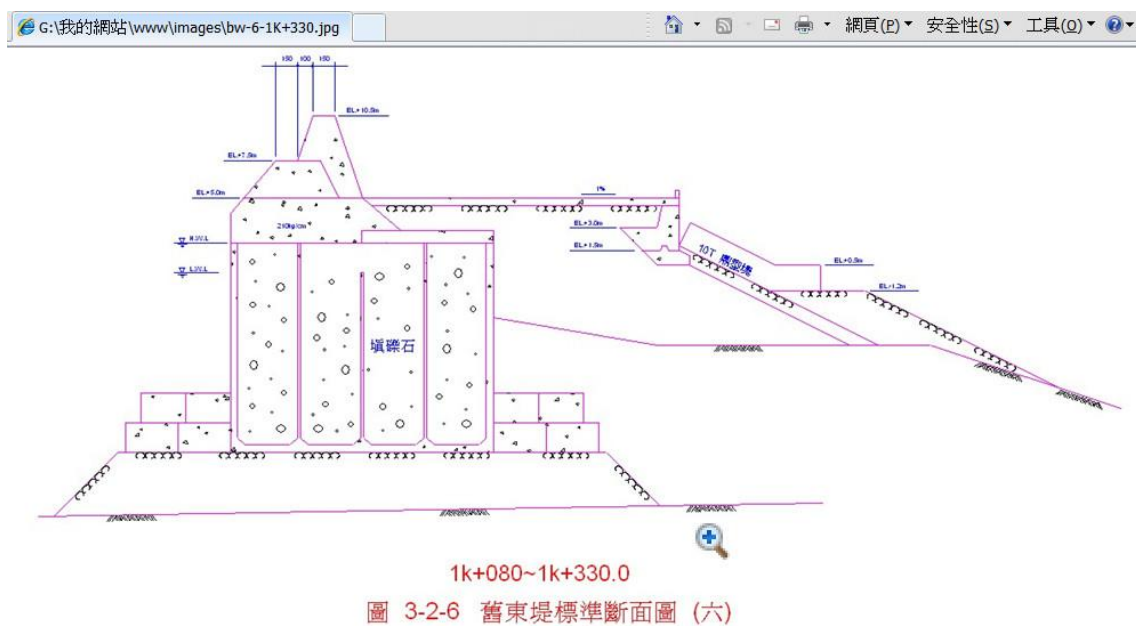


圖 12.19 堤防斷面設計圖

第十三章 結論與建議

臺灣正位於地震發生最頻繁的環太平洋地震帶西側，每年大小地震不斷，而且臺灣重要的商港大都座落於疏鬆軟弱之沖積土層與回填之新生地上，在強烈地震作用下，極可能發生結構物震盪損傷，或因土壤液化引發港灣碼頭向海側位移、傾斜與沉陷等災害；另西南沿海部分地區，因地下水抽取補注失衡，仍有持續下陷現象，此亦影響港區的現有設施及未來發展。故此，對於港灣地區的地震下陷等地質災害，我們不可不審慎防備。

本計畫預期目標如下：1.建立港區碼頭液化土壤-結構互制行為分析方法與驗證資料。2.持續維護重要港區井下地震監測系統。3.持續監測及分析各港區井下地震監測系統及西南重要港灣地區分層下陷資料。4.整合現地監測資料、模型試驗及數值模擬，提升現有港區受震評估技術，減低災害損失。5.補充更新暨有港灣環境基本工程資料庫，增建各港基本資料，提供各港務局查詢使用。

在此目標下，本計畫遂於港灣地區進行(1)港區碼頭構造物動態模型試驗與數值模擬，(2)港區碼頭耐震功能性評估，(3)港區地震及地層下陷監測，(4)港區工程基本資料庫更新建置與查詢展示之應用等研究工作，以提升現有港區受震評估技術，減少地震或下陷災害可能帶來的衝擊，提供港務單位做為規劃設計及防救災決策支援使用。

13.1 結 論

1. 在沉箱碼頭震動台模型二維動態數值模擬分析上，本研究進行對應沉箱碼頭模型試驗之二維動態有效應力數值模擬，試驗開始前先進行一系列不同配置之板樁模型模擬，據以設計板樁模型與相關量測配置，後續並由模型試驗結果進行數值分析模型修正，使其改善量化準確度，結果顯示以數值模擬結果配置之實體模型可行，破壞模式相似且具一定準確性。

2. 在動態沉箱碼頭震動台模型試驗上，本研究向國家地震工程研究中心租用震動台與層狀剪力盒做為試驗平台，並依據數值模擬結果設計沉箱碼頭模型進行震動台液化試驗，以飽和乾淨砂回填進行單向水平震動。本年度已完成單向度震動試驗，並成功達到土壤液化且沉箱碼頭產生明顯的水平位移及垂直向下沉陷，初步結果顯示實驗程序、試體準備方式、沉箱模型及監測系統配置達到原規劃目標。
3. 本研究在花蓮港區既有沉箱碼頭之耐震分析探討上，分別以 75 年（地震等級 I）、475 年（地震等級 II）及 2500 年（地震等級 III）回歸期之模擬之控制地震規模，利用花蓮高中測站（HWA007）的地震紀錄，按所對應各回歸期之地震最大加速度值等比例縮放至相同震度大小，進行 FLAC 動態數值模擬之分析。以碼頭耐震性能可接受標準評估其結果，數值皆於標準之內，顯示花蓮港區沉箱碼頭於各回歸期地震作用下，雖於壁體及後線有變位或沈陷之情形產生，但對於碼頭功能性不至於有太大之影響，分析結果看似仍能維持碼頭基本之運作。但因依比例縮放之地震波形，與實際地震波形仍有差異，此部分仍待持續研究以及真實震波之考驗。
4. 本研究探討之既有斜樁棧橋式碼頭案例，依據本研究選取分析之單元、自由度及相關參數，參考國際航海協會之耐震功能性基準規定，案例碼頭之耐震功能性評估結果顯示，碼頭能通過特定級碼頭之功能性目標檢核。
5. 探究本案例棧橋式碼頭之耐震能力為何可達到特定級碼頭之耐震功能性目標，主要原因為結構系統具斜樁可抵抗水平力，因此結構系統會有較高的水平向耐震能力。
6. 本案例碼頭依據設計資料研判，碼頭重要度應屬現行碼頭設計基準之 A 級碼頭，經本研究依據 INA 之功能性目標相關規定，由三等級地震及三種不同評估法評估結果，本案例碼頭已達到 INA 特定級碼頭之耐震功能性目標，顯示未來推行碼頭耐震功能性設計，對既有斜樁棧橋式碼頭應不致產生需耐震補強的疑慮。

7. 由本案例依據建築物耐震設計規範之臺灣地區震區水平譜加速度係數，考慮震區工址之地盤效應及結構周期，計算得棧橋式碼頭之三等級的地震力分別為，等級Ⅰ地震力 $V_I=0.16W$ 、等級Ⅱ地震力 $V_{II}=0.22W$ 、等級Ⅲ地震力 $V_{III}=0.25W$ ，其中等級Ⅲ地震力(回歸期 2500 年)為 $0.25W$ 並未比等級Ⅱ地震力(回歸期 475 年) $0.22W$ 大很多，但等級Ⅲ之地震力作用下結構之損害程度容許值較等級Ⅱ地震力作用下大，故未來耐震設計及評估之控制地震力未必都會由等級Ⅲ地震力作控制，如此可解除耐震功能性設計是否會較現行設計的結構物大或所需材料強度高之疑慮。
8. 安平港區之地震力經實測資料與經驗式方法推估後，港區沖積土層之最大地表加速度呈有放大效應，經蒐集數筆測站震度 4 級以上之資料估算後，其放大倍數約為 1.4~2.7 倍之間。
9. 安平港區附近活動斷層對港區之影響，斷層長度與地震規模的關係，依蒐集相關文獻之經驗式經初步推估後，由於新化斷層所引發之地震規模為 $M=6.64$ 及 $M_w=6.03\pm0.28$ ，由於後甲里斷層所引發之地震規模為 $M=6.87$ 與 $M_w=6.31\pm0.28$ 。經比較結果以 Wells 的經驗式推估新化斷層之地震規模較接近 1946 年所發生之芮氏規模 6.3 地震。
10. 彙整安平港自 2006 年至 2012 年止經中央氣象局定位之地震紀錄，選擇其中震央距測站超過 10 公里之地震，將地震強度調整到 475 年設計地震大小，並進行反應譜分析、彙整、平均化後得到水平譜加速度曲線，經比較後約接近規範之 475 年設計地震水平譜加速度曲線圖。
11. 高雄港地震站於 2006 年恆春地震中監測到 5 級地震，最大水平地表加速度為 $97gal$ ，依建築物耐震設計規範之設計地震力進行反應譜分析，初步分析結果，反應譜曲線介於規範規定之設計地震反應譜曲線範圍內。

- 12.安平港井下地震監測站於 2006 年 12 月 26 日之恆春地震、2010 年 3 月 4 日之甲仙地震與 2012 年 2 月 26 日芮氏規模 6.1 之地震，皆分別監測到動態孔隙水壓資料，其超額動態孔隙水壓經過分離結果，其超額孔隙水壓為 0.08Hz 以下之低頻反應，震盪動態水壓為 0.08Hz 以上之高頻。
- 13.在港灣地層下陷監測研究中，布袋港因水位監測站之-105 m、-143 m 及-178 m 深度地下水位已降到地表下約 20 餘公尺，故布袋港附近地區有超抽深層之地下水，致使港區之深層水位下降而引起地層下陷的情形。200m 地層下陷站經量測結果，自 86 年 2 月至 102 年 7 月止，總累積沉陷量約為 61.5cm，其中百分之 48 以上之沉陷在深度-140~-200m 地層發生，屬深層沉陷，近 3 年來年平均沉陷量約為 2.7cm。300m 地層下陷站經量測結果，自 89 年 10 月至 102 年 7 月止，共 13 年總累積沉陷量約為 73cm，整體而言，布袋港區近年來地層下陷有趨緩現象。
- 14.本計畫在港灣工程基本資料庫的擴充建置上，於年度內更新增補的資料及系統功能，計有七大港區遙測影像資料更新，在各個貨櫃碼頭的年營運量資料上，新增高雄、臺中及基隆等三個國際大港 2013 年的運量統計，並新建置 2010~2012 年臺北港運量資料。
- 15.本研究所開發或取用的系統圖檔，為配合多數舊有資料，都依 TWD67 基準來建置，但內政部在民國八十六年頒佈 TWD97 新基準後，較新的圖檔都逐漸改用 97 標準來製作，因此本研究當收集港區新標準圖檔，配合新規範逐步修改暨有資料並轉換 TWD97 座標系統。
- 16.資料除了作有系統的收集整理及建檔貯存之外，更需善加利用既有資料，如增加分析功能以及提供主事者方便調閱查詢，以達決策支援之功效，故本研究利用 MapInfo 地理資訊系統及 MapBasic 程式語言撰寫查詢分析系統，以提升資料的使用價值。

17.地理資訊系統不僅能建置長久性資料，且查詢快速便捷，更可撰寫應用模組進行資料分析，在資料保存及分析上，是一個極佳的開發工具。

13.2 建議

1. 本研究對沉箱碼頭模型之動態數值模擬，係以 FLAC 軟體來進行碼頭之動態分析，其數值分析所用之 Finn model，係將塑性應變與孔隙水壓分開考慮，無法完全與液化模型試驗結果整合，建議後續研究應以將塑性應變與孔隙水壓合併考慮之土壤模型(如 UBCSAND model)來進行，並進行參數驗證程序，以便更適切模擬實體模型之行為。
2. 本研究在既有沉箱碼頭之耐震分析探討上，利用花蓮高中測站地震紀錄，按所對應各回歸期之地震最大加速度值等比例縮放至相同震度大小，進行動態數值模擬之分析。因依比例縮放之地震波形，與實際地震波形仍有差異，為更精準推估，後續有需要朝港區耐震設計反應譜及人造地震模擬研究等方面繼續發展。
3. 本研究在棧橋式碼頭之分析及耐震功能性評估上，係以 SAP2000 商用應用軟體配合 INA 之功能性規定及目標，進行既有碼頭之耐震功能性評估，評估過程尚未有窒礙難行之處，顯示未來基準以 INA 之功能性設計基準為參考架構，應屬可行。
4. 針對未來棧橋式碼頭之耐震功能性設計或評估過程中，由於非線性土壤彈簧設定、塑性鉸設定及地震歷時製作可能需較多的學理與技術經驗，一般工程師可能無法獨力完成，為利後續耐震功能性設計之推行，未來應提出統一的彈簧設定及塑鉸設定的具體解決方案，及提供各港三等級地震歷時供工程師從事功能性設計與評估之應用，相關工作將列為本所未來後續之研究方向。

5. 港灣地層下陷監測及港區井下地震監測等研究，為長期性的監測工作，其設施特點為在地表及不同土層中置放監測儀器，如此不只可長期觀察其總量變化，更可獲知不同土層的反應數據，在港區規劃、防災處置及學術研究上，可提供長期的環境數據，值得持續研究。
6. 國內各港及研究機構雖有許多基本工程資料可供參考利用，可惜這些資料散見於各有關單位，保存及調閱皆甚為不便，故利用軟體工具將資料數化，有系統的整理分析並儲存鍵置成資料庫，彙整在一系統下查詢管理，已是一個可行的問題解決方法。
7. 查詢系統及資料庫之建檔工作為一永久性的計畫，須不斷的補充更新，使各港區資料庫更趨完備。
8. 本研究建議港區資料應配合未來資訊港/電子港的建置規則，同時針對港區內各設施、設備之資訊，進行更新、資料數位化之工作，並朝向資料統一倉儲管理，分責進行維護的資料庫管理架構，以利未來與中央之資料倉儲與共通資料標準及圖資流通服務接軌。

13.3 研究成果之效益

1. 學術效益，發表國際、國內研討會論文 5 篇(含優良論文獎 1 篇)：
 - (1)會議優良論文獎：「錨碇板樁碼頭模型動態液化試驗與分析」，第 15 屆大地工程學術研討會，102 年 9 月 11 日~13 日。張文忠、陳志芳、吳珮如、謝明志、林德洪。
 - (2)「棧橋式與重力式碼頭耐震性能設計研究」，港灣報導 96 期，102 年 10 月。張權、薛強、顧承宇、曾韋鯨、賴瑞應。
 - (3)「港灣地區防救災系統之研究」，港灣報導 95 期，102 年 6 月。陳谷君、曾文傑、黃敏郎。
 - (4)「動力分析於板樁式碼頭耐震性能設計研究」，第十五屆水下技術研討會暨國科會成果發表會，102 年 5 月 24 日。曾韋鯨、顧

承宇、賴瑞應。

(5)「港灣構造物耐震性能設計架構之研究(2/4)」，行政院災害防救科技方案成果研討會，102 年 5 月 30 日。張權、薛強、顧承宇、曾韋繇、賴瑞應。

2. 社會環境安全效益：運用各港地震監測站及港灣工程基本資料查詢展示系統液化分析模組，建構港區地震即時災況速報系統，於震後以簡訊快速通報各港，能提供各港震後液化安全評估相關資訊，可作為防災人員災後緊急處理之決策參考。
3. 資料庫建置效益：建置港灣工程基本資料庫及查詢系統，可提供港務公司及相關單位在港灣工程規劃、設計及施工之參考與應用，並提昇港灣工程之維護管理效能，延展港灣設施服務年限。

13.4 提供政府單位應用情形

1. 本計畫運用架設於各港地震監測站，配合港灣工程基本資料系統之液化分析模組，建構港區地震即時災況速報系統，透過中華電信系統可於震後以簡訊快速通報港務公司及各港，能提升各港震後緊急處理之時效。
2. 所建置資料庫含各港圖文屬性資料，隨時可提供本所及港務單位研究分析、開發規劃之需用。

參考文獻-

1. ATC (1996), "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", Vol. 1, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City.
2. Chang, W. J., Chen, J.F., Ho, H.C., and Chiu, Y. F. (2010), "In Situ Dynamic Model Test for Pile-supported Wharf in Liquefied Sand ", ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 33/3. (DOI: 10.1520/GTJ102425)
3. Chang, W. J., Chen, J. F., Wu, P. R., and Hsieh, M. J. (2012), " The Study of Anchored Sheet Pile Responses in Liquefied Soil by Dynamic Model Test", the 5th Taiwan-Japan Joint Workshop on Geotechnical Hazards from Large Earthquakes and Heavy Rainfall.
4. Dakoulas, P. & Gazetas, G. (2005). Effective stress analysis of caisson quay walls: application to Kobe. Soils Found. 45, No. 4, 133–147.
5. 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.
6. Hwang, J.H., Yang, C.W. (2001), "Verification of critical cyclic strength curve by Taiwan Chi-Chi earthquake data", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.21, pp.237-257.
7. Iai, S., Ichii, K., Liu, H., and Morita, T. (1998), "Effective Stress Analyses of Port Structures," Soils and Foundations, special issues, pp.97-114.
8. Iai, S. and Sugano, T. (2000). "Shake table testing on seismic performance of gravity quay walls." Proc., 12th World Conf. on Earthquake Engineering (WCEE) CD-ROM, Paper No. 2680.
9. Inagaki, H., Iai, S., Sugano, T., Yamazaki, H., and Inatomi, T. (1996). "Performance of Caisson type quay walls at Kobe Port." Soils Found., 119–136.

10. Idriss, I. M. (1999), "An update of the Seed-Idress simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential" Proceedings, TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction Analysis, FHWA-RD-99-165. Washington, DC: Federal Highway Administration.
11. Ishihara, K., and Yoshimine, M., (1992), "Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes", Soils and foundations, Vol.32, No.1, pp.173-188.
12. Lai, S. Y., Hsu, S. C., and Hsieh, M. J. (2004), "Discriminant model for evaluating soil liquefaction potential using CPT data." J. Geotech. and Geoenviron. Eng., ASCE, 130(12), 1271-1282.
13. Lai, S. Y., Lin, P. S., Hsieh, M. J., and Jim, H. F. (2005), "Regression Model for Evaluating Liquefaction Potential by Discriminant Analysis of the SPT N value." Canadian Geotechnical Journal. Vol.42, No. 3, pp.856-875.
14. Lai, S. Y., Chang, W. J., and Lin, P. S. (2006), "Logistic Regression Model for Evaluating Soil Liquefaction Probability Using CPT Data." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.132, No.6, pp.694-704.
15. Lai, S. Y., Hsu, S. C., and Hsieh, M. J. (2006), "Closure to 'Discriminant model for evaluating soil liquefaction potential using cone penetration test data.' " Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 132, No.5.
16. Lin, P. S., Lai, S. Y., Lin, S. Y., and Hsieh, C. C. (2000), "Liquefaction potential assessment on Chi-Chi earthquake in Nantou, Taiwan." Proceedings of International Workshop on Annual Commemoration of Chi-Chi Earthquake September 18-20, Taipei. Vol. III, 83-94.
17. Newmark, N. M. (1965), "Effects of earthquakes on dams and embankments.", Geotechnique, 15(2), pp.139-159.
18. PIANC/International Navigation Association (2001), "Seismic Design Guidelines for Port Structures", A.A Balkema Publishers.

19. Seed, H.B., Yokimatsu, K., Harder, L.F., and Chung, R.M. (1985), "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation", J. of Geot. Engr., ASCE, Vol.111, No.12, pp.1425-1445.
20. Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. (1983), "Empirical correlation of soil Liquefaction Based on SPT-N Value and Fines Content "Soils and Foundations. Vol.23, No.4, pp. 56-74.
21. Wells, Donald L. and Coppersmith, Kevin J. (1994), "New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement." Bull.Ssism.Soc.Am, Vol. 84, No. 4, pp. 974-1002.
22. Westergaard, H.M. (1933), "Water Pressure on Dams during Earthquakes", Transactions, ASCE, Vol.98, pp.418-433.
23. Youd, T. L. and Idriss, I. M. (1997), "Proceeding of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils." State University of New York at Buffalo.
24. 日本港灣協會 (2009), 港灣の施設の技術上の基準・同解説, 運輸省港灣局監修。
25. 內政部 (2006), 「建築物耐震設計規範及解說」。
26. 交通部 (1997), 「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」。
27. 交通部 (2000), 「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」。
28. 交通部運輸研究所 (2005), 「港灣構造物設計基準修訂」。
29. 長榮海運股份有限公司 (1989), "高雄港 116 號碼頭延伸工程結構計算書", 宇泰工程顧問有限公司。
30. 岡本舜三(1997), 「地震工程學」, 地震工程研究中心編譯。
31. 高雄港務局(1970-1998), 「安平港商港區地質鑽探工程報告書」。
32. 徐鐵良 (1986), 「地質與工程」, 科技圖書。

- 33.陳志芳、賴聖耀 (2002)，「布袋港地下水位及地層下陷監測研究」，24 屆海洋工程研討會。
- 34.黃富國(2008a)，「SPT 液化機率及損害評估模式之建立與應用」，中國土木水利工程學刊，第 20 卷，第 2 期，第 155-174 頁。
- 35.黃富國(2008b)，「基於訊息理論之液化機率與損害評估模式建立與應用」，中國土木水利工程學刊，第 20 卷，第 3 期。
- 36.港灣研究中心 (1999)，「臺中港 1~4A 碼頭 921 地震液化災損初步調查研究」港灣研究中心專刊 172 號。
- 37.逸奇科技股份有限公司，AnCAD (2011)「Visual Signal 參考指南」，第 1.4 試用版。
- 38.曾文傑、邱永芳、謝明志 (2012)，「港灣地區防救災體系建置之研究」，2012 臺灣災害管理研討會。
- 39.張文忠、林炳森 (2012)，「港區碼頭構造物動態模型試驗與數值模擬之研究(2/4)」，交通部運輸研究所，計畫編號：MOTC-IOT-101-H1DB004a。
- 40.張文忠、陳志芳、吳珮如、謝明志 (2012)，「以動態模型試驗探討液化土層中錨碇板樁之反應」，第 34 屆海洋工程研討會暨國科會成果發表會。
- 41.經濟部中央地質調查所特刊(2007)，「臺灣西南部的活動斷層」。
- 42.翁作新、陳家漢、程漢瑋、吳繼偉 (2006)，「大型震動台剪力盒土壤液化試驗(III)-飽和越南砂試體受振沉陷之探討」，國家地震工程研究中心，NCREE-06-019。
- 43.賴瑞應、張權、薛強 (2012)，「港灣構造物耐震性能設計架構之研究 (1/4)」，交通部運輸研究所。
- 44.賴瑞應、顧承宇(2013)，「港灣構造物耐震性能設計架構之研究 (2/4)」，交通部運輸研究所。

- 45.賴聖耀 (2005)，「以邏輯迴歸法建立 CPT 數據之土壤分類及液化評估模式」，中國土木水利工程學刊，第十七卷，第二期。
- 46.賴聖耀 (2006)，「以極限狀態分析法建立標準貫入試驗之液化分析模式」，中國土木水利工程學刊，第十八卷，第一期。
- 47.賴聖耀 (2001)，「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。
- 48.賴聖耀 (2002)，「以 921 地震液化案例之 SPT-N 值建立土壤液化潛能判別模式」，國家地震中心，液化潛能評估方法及潛能圖製作研討會。
- 49.賴聖耀、謝明志 (2002)，「以邏輯迴歸法建立 CPT 試驗評估液化機率之本土化模式」，24 屆海洋工程研討會。
- 50.賴聖耀，謝明志，林雅雯，曾文傑，陳正興，黃富國，邱俊翔 (2009)，「港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(2/4)」，交通部運輸研究所。
- 51.謝明志、陳志芳、單誠基、賴瑞應、林雅雯、曾文傑 (2009)，「GIS 在臺北港區土壤液化分析及震災速報系統之開發應用」，2009 臺灣地理資訊學會年會暨學術研討會。
- 52.謝明志、單誠基、陳志芳、曾文傑、張道光、謝幼屏(2012)，「地理資訊系統在馬公港區工程基本資料查詢展示之應用」，2012 年臺灣地理資訊學會年會暨學術研討會。
- 53.謝明志、陳志芳、張文忠、林炳森 (2013)，「港區碼頭構造物模型試驗與數值模擬之研究(2/4)」，交通部運輸研究所。
- 54.羅俊雄 (1990)，「地下結構物耐震設計之研究」，中央大學土木工程研究所研究報告。