

100-82-7551

MOTC-IOT-99-H1DA002

港灣地層及碼頭現地監測之研究 (2/2)



交通部運輸研究所

中華民國 100 年 5 月

100-82-7551

MOTC-IOT-99-H1DA002

港灣地層及碼頭現地監測之研究 (2/2)

著者：陳志芳、謝明志、賴瑞應、羅建明、林玲煥

交通部運輸研究所

中華民國 100 年 5 月

100

港灣地層及碼頭現地監測之研究
(2/2)

交通部運輸研究所

GPN: 1010000956

定價 250 元

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

港灣地層及碼頭現地監測之研究 (2/2)

/陳志芳等著.--初版.-- 臺北市：交通部運輸研究所，

民 100.05

面 ； 公分

ISBN 978-986-02-7761-6 (平裝)

1. 港埠 2. 地震 3. 地層下陷 4.環境監測 5. 監視系統

443.2029

100007691

港灣地層及碼頭現地監測之研究 (2/2)

著 者：陳志芳、謝明志、賴瑞應、羅建明、林玲煥

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：10548 臺北市敦化北路 240 號

網 址：www.ihmt.gov.tw (中文版>中心出版品)

電 話：(04)26587176

出版年月：中華民國 100 年 5 月

印 刷 者：良機事務機器有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 90 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所港灣技術研究中心網站

定 價：250 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：1010000956

ISBN：978-986-02-7761-6 (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。

交通部運輸研究所自行研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：港灣地層及碼頭現地監測之研究(2/2)			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN978-986-02-7761-6(平裝)	政府出版品統一編號 1010000956	運輸研究所出版品編號 100-82-7551	計畫編號 99-H1DA002
主辦單位：港灣技術研究中心 主 管：邱永芳 總計畫主持人：陳志芳 協同主持人：謝明志 研究人員：賴瑞應、羅建明、林玲煥 技術人員：陳義松、李春榮、李昭明、何木火、陳毓清、魏瓊蓉、林隆貞 聯絡電話：04-26587172 傳真號碼：04-26564418			研究期間 自 99 年 01 月 至 99 年 12 月
關鍵詞：地震監測、地層下陷監測、碼頭動態監測、動態數值模擬、板樁式碼頭、棧橋式碼頭			
摘要： 臺灣的重要港埠大都建設在西部海岸，而西部海岸的地層幾乎都屬於現代沖積層，該類土層較為疏鬆軟弱，極可能因附近地區地下水抽取、大規模海埔新生地回填、或強烈地震等原因造成地層下陷，而影響港區工程及各樣設施之安全，為維護港區工程及各樣設施之安全，有必要對各港灣地區之地下水壓及地層下陷進行長期之監測。另港灣設施中，以碼頭最為重要，而臺灣之港灣碼頭，無論在平時或地震時，多曾因疏鬆軟弱之地質因素，發生一些工程災害，因此為維護港區設施之安全，直接於碼頭結構進行監測亦有其必要。因而，本計畫遂於港灣地區進行：港灣地層及碼頭現地監測之研究，針對港灣地區執行地層下陷以及港灣碼頭動態監測，同時配合相關計畫的模擬分析，探討監測碼頭的安全性。計畫內容包括：1.港灣地區地層下陷監測分析，2.港灣地區地震監測分析，3.港區地震及地下水位監測資料查詢系統建置，4.板樁式碼頭現地動態監測系統建置，5.板樁式碼頭之動態數值模擬分析，6.棧橋式碼頭之動態數值模擬分析。這些成果可作為災害預防、災時應變及災後重建計畫之參考。 研究成果效益： 1. 學術效益，發表研討會論文 3 篇： (1) 2010 第 5 屆國際大地地震工程與土壤動力在近代之發展研討會，發表論文「棧橋式碼頭液化砂土層之大尺寸模型試驗」。 (2) “2009 第 13 屆大地工程研討會，發表論文「現地棧橋式碼頭動態液化模型試驗之發展」。 (3) 2009 臺灣地理資訊系統年會暨學術研討會，發表論文「GIS 在臺北港區土壤液化分析及震災速報系統之開發應用」。 2. 社會環境安全影響：本計畫所建立臺北港區碼頭現地動態監測系統，已成功擷取震動反應資料，該研究最終之成果可提供作為港區防救災之災前預防、災時應變			

及災後重建計畫之參考，以提升我國之整體防災能力，有助於環境之安全與資源之永續利用。

3. 資料庫建置效益：港灣地區井下地震及水壓監測站量測所得資料，已陸續彙整成資料表單，納入港灣工程基本資料庫中，可建立港區防救災體系之相關資料庫，作為港灣地區之地震災前預防、災時應變計畫與決策之參考依據。
4. 災害防救效益：本計畫經由試驗或現地監測站資料驗證之數值分析程序，提出港區碼頭結構安全臨界值，包括臨界液化加速度、震後碼頭位移與變形、液化後碼頭穩定性等，可作為港區災害應變管理之依據及提供目前耐震補強之策略及震後修復之參考，進而減低震災對港區所造成之經濟衝擊與損失。

提供應用情形：

1. 利用本研究所安裝之港區井下地震監測系統，配合港區工程基本資料查詢展示系統之液化分析模組，開發地震速報系統，可於震後發佈港區可能致災地點之警訊，提供港務局防救災及緊急修復使用。
2. 所建港區地震速報系統，已於 98 年 12 月 19 花蓮地區規模 6.8 之強震後，各港測站皆成功擷取震動反應資料，並發送通報簡訊予各港務局相關人員。
3. 經現地監測或試驗之數值模擬分析之成果，提出港區地層累積總沉陷量與碼頭結構安全臨界值，包括臨界液化加速度、震後碼頭位移與變形、液化後碼頭穩定性等，作為港區災害應變管理之依據，提供目前耐震補強策略及震後修復之參考。

出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
100 年 5 月	304	250	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: In-situ Monitoring of Harbor Strata and Ground Subsidence (2/2)			
ISBN (OR ISSN) ISBN978-986-02-7761-6 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010000956	IOT SERIAL NUMBER 100-82-7551	PROJECT NUMBER 99-H1DA002
DIVISION: HARBOR & MARINE TECHNOLOGY CENTER DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PROJECT ADVISOR: J. F. Chen PRINCIPAL INVESTIGATOR: M. J. Hsieh PROJECT STAFF: R. Y. Lai, J. M. Loe, L. H. Lin. PROJECT TECHNICIAN: Y. S. Chen, C. R. Lee, Z. M. Lee, M. H. He, Y. Q. Chen, Q. R. Wei, L. Z. Lin. PHONE: 04-26587172 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD FROM January 2010 TO December 2010
KEY WORDS: Seismic monitoring, Ground subsidence monitoring, Wharf dynamic monitor, Dynamic numeric analysis, Sheet pile wharf, Trestle wharf.			
ABSTRACT : Most important harbors of Taiwan are located on western coasts, which almost belong to alluvial strata and reclaimed lands. These soil characteristics are generally loose, soft and under-consolidated. Probably owing to the over- drawing of ground water, the large magnitude filling of reclaimed land or the strong earthquake, strata subsidence occurs and affects the safety of harbor engineering. In order to maintain the utility of harbor engineering and harbor facilities, it is necessary to execute a long-term monitoring to ground water pressures and ground subsidence. In addition, the most important facilities of harbors are wharves, but in Taiwan they are subject to some damage because of the loose and soft geological factors and earthquakes. To maintain the safety of harbor facilities, it's also necessary to monitor the in-situ wharf structure directly. Therefore this project carried out the monitoring of strata subsidence and wharf structure and soil interaction behavior, and then executed the normal analysis and numeric simulation. The project contents are divided into two parts: in-situ monitoring and analysis. The in-situ part includes: 1. Subsidence monitoring at southwest coasts, 2. Strata seismic monitoring at harbor areas, 3. Establishment of monitoring system of sheet pile wharf. The analysis part includes: 1. Collection and analysis of subsidence monitoring data, 2. Collection and analysis of seismic monitoring data, 3. Establishment of data query system of seismic monitoring, 4. Sheet piles wharf analyses of dynamic monitoring, 5. Dynamic numeric simulation of sheet pile wharf, 6.Dynamic numeric simulation of trestle wharf. Those are beneficial to both the design of the monitoring system for port facilities and development of remediation and response plans for a specific harbor. Benefits of research results: - Academic benefits, publication of 3 papers in seminars. "LARGE SCALE MODEL TEST FOR PILE-SUPPORTED WHARF IN LIQUEFIED SAND." Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, (May 24-29, 2010 • San Diego, California). "The development of in-situ sheet pile wharf dynamic liquefaction model and experimentation", the 13th Conference on Current Researches in Geotechnical Engineering in Taiwan, 2009. "The application of GIS in soil liquefaction and earthquake damage instant report system in Taipei Harbor", 2009 Taiwan Geographic Information System Annual Conference and Academic Seminar.			

2. Impact on social and environmental safety: This project has been successful gather dynamic responsive data, through which 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.
4. The benefit of disaster prevention and rescue: Through experimentation and validation from numerical analysis of in-situ monitoring data, it suggests the critical value of harbor structure safety, including critical liquefaction acceleration, wharf displacement and deformation after earthquake, wharf stability after liquefaction...etc, which can be used as a basis in harbor emergency management and reinforcement strategy and rehabilitation after earthquake to minimize the damage from earthquake.

Current situation in application:

1. “The Instant Earthquake Report system” developed by this project has been put into use in warning possible damage spots during earthquake.
2. “The Instant Earthquake Report system” was successful in accumulating dynamic responsive data during the 6.8 scale of earthquake in Hualien area, and instantly sent newsletter to those who are responsible for the disaster prevention and rescue.
3. The critical value from the result of numerical analysis in this project can be used as a basis in harbor emergency management and reinforcement strategy and rehabilitation after earthquake.

DATE OF PUBLICATION May 2011	NUMBER OF PAGES 304	PRICE 250	CLASSIFICATION ☐ RESTRICTED ☐ CONFIDENTIAL ☐ SECRET ☐ TOP SECRET ☒ UNCLASSIFIED
---------------------------------	------------------------	--------------	--

The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.

港灣地層及碼頭現地監測之研究(2/2)

目 錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	III
圖目錄.....	VII
表目錄.....	XV
第一章 前言.....	1-1
第二章 港灣地區地層下陷監測分析.....	2-1
第三章 港灣地區地震監測分析.....	3-1
第四章 港區地震及地下水位監測資料查詢系統建置.....	4-1
第五章 板樁式碼頭現地動態監測系統建置.....	5-1
第六章 板樁式碼頭之動態數值模擬分析.....	6-1
第七章 棧橋式碼頭之動態數值模擬分析.....	7-1
第八章 結論與建議.....	8-1
參考文獻.....	參-1
附錄一 板樁式碼頭之耐震能力評估.....	附錄 1-1
附錄二 棧橋式碼頭耐震功能性評估.....	附錄 2-1
附錄三 期末審查意見及辦理情形說明表.....	附錄 3-1
附錄四 期末報告簡報資料.....	附錄 4-1

圖 目 錄

圖 2.1 布袋港地層下陷監測井位置圖	2-5
圖 2.2a 布袋港分層水位變化圖(自記式).....	2-6
圖 2.2b 布袋港分層水位變化圖(自記式).....	2-7
圖 2.3 布袋港分層水位變化圖(手動量測)	2-8
圖 2.4 布袋港分層水位變化(手動量測).....	2-9
圖 2.5 布袋港(200m)分層累積下陷圖(手動量測).....	2-10
圖 2.6 布袋港(300m)分層個別下陷量圖	2-11
圖 2.7a 布袋港(300m)分層累積下陷量圖.....	2-12
圖 2.7b 布袋港(400m)水準基站累積下陷量圖(92/09~97/05)	2-13
圖 2.7c 布袋港(400m)水準基站累積下陷量圖(98/07/03~99/07/06)	2-14
圖 2.8 大鵬灣分層水位變化圖(手動量測)	2-16
圖 2.9 大鵬灣地層分層下陷觀測圖	2-17
圖 2.10 臺中港分層水位變化圖(手動量測)	2-19
圖 2.11 臺中港分層累積下陷量圖(200m)	2-20
圖 2.12 安平港分層水位變化圖(手動量測)	2-22
圖 2.13 安平港分層累積下陷量	2-23
圖 3.1 臺北港井下地震及動態水壓監測站示意圖	3-4
圖 3.2 臺北港 2008 年 6 月 2 日 00 時 59 分地震(南北向)	3-7
圖 3.3 臺北港 2008 年 6 月 2 日 00 時 59 分地震(東西向)	3-7
圖 3-4a 臺北港井下地震儀南北向最大加速度正規化後隨深度變化圖 ...	3-8
圖 3-4b 臺北港井下地震儀東西向最大加速度正規化後隨深度變化圖 ...	3-8
圖 3-4c 臺北港井下地震儀垂直向最大加速度正規化後隨深度變化圖 ...	3-9

圖 3.5	高雄港井下地震及動態水壓監測站示意圖	3-12
圖 3.6	高雄港 2006 年 12 月 26 日 20 點 34 分地震波.....	3-12
圖 3.7	高雄港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖	3-13
圖 3.8	高雄港井下地震儀南北向最大加速度正規化後隨深度變化圖.	3-13
圖 3.9a	蘇澳港地震站 2005 年 3 月 6 日地震之動態孔隙水壓變化	3-16
圖 3.9b	蘇澳港 2005 年地震作用下不同深度之超額孔隙水壓圖	3-17
圖 3.9c	蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化	3-18
圖 3.9d	蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化(大於 0.25Hz)	3-19
圖 3.9e	蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化(小於 0.25Hz)	3-20
圖 3.10	臺北港地震站 1 級震度傅氏頻譜圖	3-23
圖 3.11	臺北港地震站 2 級震度傅氏頻譜圖	3-23
圖 3.12	臺北港地震站 3 級震度傅氏頻譜圖	3-24
圖 3.13	臺北港地震站各級震度平均傅氏頻譜圖	3-24
圖 3.14	臺北港地震站 2008 年 6 月 2 日地震不同深度之傅氏頻譜圖...	3-25
圖 3.15	臺北港地震站 2008 年 6 月 2 日地震地表相對不同深度土層之傅氏 頻譜比圖	3-26
圖 3.16	高雄港地震站 1 級震度傅氏頻譜圖	3-27
圖 3.17	高雄港地震站 2 級震度傅氏頻譜圖	3-27
圖 3.18	高雄港地震站 3 級震度傅氏頻譜圖	3-28
圖 3.19	高雄港地震站各級震度平均傅氏頻譜圖	3-28
圖 3.20	高雄港地震站弱震單站平均頻譜比	3-31
圖 3.21	高雄港測站 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分地震加速度歷時...	3-32

圖 3.22 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分強震頻譜比.....	3-32
圖 3.23 高雄港地震站強、弱震單站頻譜比.....	3-33
圖 3.24 2006 年 12 月 26 日 20 時 26 分恆春地震震度分佈.....	3-34
圖 3.25 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分恆春地震震度分佈.....	3-35
圖 3.26 2010 年 03 月 04 日甲仙地震震度分佈(中央氣象局).....	3-35
圖 3.27 高雄港 2006 年 12 月 26 日及 2010 年 3 月 4 日地震.....	3-36
圖 3.28 高雄港監測站 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分地震之位移反應譜 ($\zeta=5\%$).....	3-36
圖 3.29 高雄港監測站 2006 年 12 月 26 日地震之速度反應譜($\zeta=5\%$).....	3-37
圖 3.30 高雄港監測站 2006 年 12 月 26 日地震之加速度反應譜($\zeta=5\%$)	3-37
圖 3.31 高雄港地震監測站恆春地震反應譜三相圖.....	3-38
圖 3.32 高雄港測站地震平均反應譜三相圖(0.23g, 5%).....	3-39
圖 3.33 微地動儀現地試驗圖.....	3-40
圖 3.34 臺北港微地動測站位置圖.....	3-42
圖 3.35 臺北港區共振主頻等值分佈圖.....	3-42
圖 3.36 高雄港第四貨櫃中心各測站分佈位置圖.....	3-43
圖 3.37 高雄港區第四貨櫃中心共振主頻等值分佈圖.....	3-44
圖 4.1 規劃與實設之整體系統設計-臺中港範例.....	4-2
圖 4.2 測站相關測量結果平面示意圖-臺中港範例.....	4-3
圖 4.3 測站相關測量結果斷面示意圖-臺中港範例.....	4-4
圖 4.4 測站主要地質調查內容與結果示意圖-臺中港範例.....	4-5
圖 4.5 整體擷取、傳輸與監測控制流程.....	4-6
圖 4.6 機房構造與配置示意圖.....	4-6

圖 4.7	臺中港區地震分層監測站設置完成外貌狀況.....	4-7
圖 4.8	臺中港區地震監測查詢表單下拉及監測站位置展示圖	4-12
圖 4.9	臺中港區之地震監測系統設置示意圖	4-13
圖 4.10	臺中港影響地震震央位置分佈圖	4-13
圖 4.11	臺中港南北向分層實測地震波記錄圖之一	4-14
圖 4.12	臺灣活斷層分佈圖(取自經濟部中央地質調查所網頁).....	4-14
圖 4.13	臺中港區地震監測資料年份選取對話框	4-15
圖 4.14	臺中港區地震監測資料月份選取對話框	4-15
圖 4.15	臺中港區地震監測資料日期選取對話框	4-15
圖 4.16	臺中港地震引置之水壓反應記錄圖之一	4-16
圖 5.1	Measurand Shape Array 構造示意圖	5-3
圖 5.2	TPE09 錨定板樁碼頭動態監測站配置	5-5
圖 5.3	動態剖面位移計水下安裝完成圖	5-6
圖 5.4	水下訊號線固定	5-6
圖 5.5	陸上訊號線固定	5-7
圖 5.6	陸上地震儀安裝	5-7
圖 5.7	戶外指向型天線安裝.....	5-8
圖 5.8	臺北港平面圖與測站位置圖	5-9
圖 5.9	臺北港北 2 碼頭工寮現況圖	5-10
圖 5.10	TPN02 監測主機機箱	5-10
圖 5.11	TPE02 版樁變位監測配置圖	5-11
圖 5.12	自動監測程式原始碼.....	5-15
圖 5.13	自動監測主畫面	5-15
圖 5.14	量測參數設定畫面	5-16

圖 5.15 動態剖面儀紀錄畫面.....	5-16
圖 5.16 動態剖面儀初始值.....	5-17
圖 5.17 地表地震儀背景訊號值	5-17
圖 5.18 地表地震儀背景訊號頻譜.....	5-18
圖 6.1 考慮動態荷重之自由場物理模型圖	6-4
圖 6.2 TPE09 碼頭剖面圖.....	6-12
圖 6.3 TPE09 錨定式鉚樁數值模型.....	6-15
圖 6.4 TPE09 錨定式板樁靜力平衡垂直有效應力、結構彎距與錨定力	6-15
圖 6.5 網格底部(-29m)輸入地震波形	6-16
圖 6.6 監測點位與動態邊界.....	6-17
圖 6.7 臺北港東 9 號碼頭加速度歷時變化.....	6-18
圖 6.8 鉚樁上方土壤位移歷時變化.....	6-18
圖 6.9 土壤位移與結構位移.....	6-19
圖 6.10 土壤變形與結構彎距分佈	6-20
圖 6.11 結構彎距歷時	6-20
圖 6.12 鋼索拉力歷時	6-21
圖 6.13 臺北港北 2 碼頭(TPN02)設計斷面圖	6-22
圖 6.14 TPN02 錨錠式版樁數值模型.....	6-24
圖 6.15 TPN02 監測點位與動態邊界.....	6-26
圖 6.16 臺北港北 2 號碼頭加速度歷時變化.....	6-27
圖 6.17 TPN02 版樁位移歷時變化.....	6-28
圖 6.18 TPN02 土壤位移與結構位移.....	6-28
圖 6.19 TPN02 土壤變形與結構彎距分佈	6-29

圖 6.20	TPN02 結構彎距歷時.....	6-30
圖 6.21	TPN02 錨碇鋼索拉力歷時.....	6-30
圖 7.1	高雄港#120 碼頭垂直向地質剖面(1).....	7-3
圖 7.2	高雄港#120 碼頭垂直向地質剖面(2).....	7-4
圖 7.3	高雄港#120 碼頭平行向地質剖面.....	7-5
圖 7.4	參考應變與對應之阻滯圈(a) $g_{ref}=0.06$ (b) $g_{ref}=0.08$	7-6
圖 7.5	高雄港#120 碼頭自由場數值模型.....	7-7
圖 7.6	底部輸入地震 (a)加速度歷時 (b)速度歷時.....	7-9
圖 7.7	主要震動期間(0-40 sec)之底部與地表加速度歷時.....	7-9
圖 7.8	可液化土層超額孔隙水壓力歷時圖.....	7-10
圖 7.9	T=25 sec 時垂直有效應力分佈圖.....	7-11
圖 7.10	最大剪應變分佈圖.....	7-11
圖 7.11	高雄港 120 號碼頭配置剖面圖.....	7-14
圖 7.12	棧橋式碼頭斜坡網格土壤分區與靜態邊界.....	7-16
圖 7.13	棧橋式碼頭橫樑與基樁元素位置與節點編號圖.....	7-16
圖 7.14	施加地震力前之土壤模式與動態邊界.....	7-18
圖 7.15	初始靜態平衡狀態與監測位置圖.....	7-19
圖 7.16	碼頭後方水平地盤加速度歷時變化.....	7-20
圖 7.17	水下邊坡及基樁通過區域加速度歷時變化.....	7-21
圖 7.18	前方海床加速度歷時變化.....	7-22
圖 7.19	邊坡位移歷時(a)水平向(b)垂直向.....	7-23
圖 7.20	邊坡於分析完成時(56 秒)水平向位移分佈.....	7-23
圖 7.21	超額孔隙水壓歷時變化.....	7-24
圖 7.22	T=35 秒時垂直有效應力分佈.....	7-25

圖 7.23 不同區域之土壤阻滯圈	7-26
圖 7.24 土壤加速度反應最大時(20 sec)時土壤水平位移與彎距分佈	7-28
圖 7.25 分析完成時(56 sec)土壤水平位移與彎距分佈	7-28
圖 7.26 靠海端棧橋版橫樑變位歷時.....	7-29
圖 7.27 監測基樁水平向變位歷時	7-29

表 目 錄

表 3-1	各港區設置井下地震儀資料表.....	3-2
表 3-2	臺北港 2007~2008 年井下地震觀測資料	3-5
表 3-3	臺北港 2008 年地震站各深度最大加速度表	3-6
表 3-4a	高雄港 2007~2008 年井下地震資料之規模、震央與震源深度	3-10
表 3-4b	高雄港 2009~2010 年井下地震資料之規模、震央與震源深度	3-11
表 3-5	蘇澳港 2007 年井下地震監測資料表	3-14
表 3-6	蘇澳港 2008 年井下地震監測資料表	3-15
表 3-7	臺北港區測站資料.....	3-41
表 3-8	高雄港區測站資料.....	3-43
表 5-1	監測系統列表	5-2
表 6-1	動態分析土層參數表	6-13
表 6-2	結構元素參數表.....	6-14
表 6-3	基樁元素中之 Mohr-Columb 介面彈簧參數表	6-14
表 6-4	TPN02 動態分析土層參數表.....	6-24
表 6-5	TPN02 結構元素參數表	6-25
表 6-6	TPN02 基樁元素中之 Mohr-Coulomb 介面彈簧參數表	6-25
表 7-1	自由場分析土層分佈	7-2
表 7-2	碼頭分析土層參數表	7-7
表 7-3	棧橋式碼頭分析土層參數表	7-15
表 7-4	結構元素參數表.....	7-17
表 7-5	基樁元素中之 Mohr-Columb 介面彈簧參數表	7-17

第一章 前言

臺灣西南沿海之港灣地區，其地層大都屬現代沖積層，土層疏鬆軟弱壓密固結尚未全部完成，極可能因附近地區地下水抽取、大規模海埔新生地回填、地震等原因造成地層下陷，而影響港區工程及各樣設施之安全。其中布袋港近 10 年已沉陷 50 公分，其他各港亦有可能沉陷，加上碼頭之貨櫃裝卸及堆置漸朝自動化設計，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，有必要對各港灣地區之地下水壓及地層下陷進行長期之監測。

另港灣設施中，以碼頭最為重要，而臺灣之港灣碼頭，無論在平時或地震時，多曾因疏鬆軟弱之地質因素，發生一些工程災害，其中災害規模較大者計有：(1)民國 75 年花蓮地震，蘇澳港 3-5 號碼頭，長度約有 750 公尺，沉箱側移 20~50cm，碼頭後線下陷龜裂。花蓮港東堤 A-7 型萬代福消波室，長度約有 500 公尺，沉陷 25-40cm，新建 25 號碼頭後線背填土沉陷約 20-40cm。(2)民國 80 年安平港 3-4 號碼頭鋼板樁於施工中嚴重側傾 30-40 公分，嚴重影響碼頭安全。(3)民國 83 年凱特琳颱風豪雨後，高雄港 19 號碼頭突然坍塌損壞，長度約 100 公尺，岸壁本體全部沒入水下。(4)民國 88 年集集大地震，臺中港 1-4A 號碼頭，長度約 1135 公尺，沉箱側移 50-170 公分，碼頭後線背填土壤發生嚴重液化、噴砂、下陷、坑洞、鐵軌彎曲變形，9-11 號及 13 號碼頭後線亦有噴砂、龜裂、下陷。(5)民國 91 年國內某商港貯木池改建為碼頭，於施工後，高耐索斷裂鋼板樁嚴重側傾 30-100 公分，長度約 350 公尺，至目前仍未修護。(6)民國 92、93 年臺北港某新建碼頭，亦曾於施工中碼頭側傾崩塌，廠商將其拆除重建。(7)民國 96 年臺北港東 14 碼頭，岸肩及卸煤機軌道基礎差異沉陷達 15 公分，後續如再裝設卸煤機，將加劇沉陷，恐影響未來卸煤機裝置及碼頭結構安全。因此為維護港區設施之安全，直接於碼頭結構進行監測亦有其必要。

因而，本計畫擬於港灣地區進行港灣地層下陷監測、港灣現地碼頭結構與土壤動態互制監測之研究；在本文第二章及第三章中，分別介紹不同港灣地區所設置的監測站以及所量測的資料成果，包含地層下陷監測資料及井下地震監測資料；第四章乃將地震及地下水位監測資料彙整後，開發查詢展示模組，納入「港灣地工資料庫及救災體系建置研究」研究案所開發的港灣工程基本資料庫系統中；第五章介紹碼頭現地動態監測站之建置，本研究選擇的碼頭構造型式為錨定板樁碼頭，內含系統安裝及資料擷取兩大部分。

除了現地狀況的變化監測及數據收集外，另配合動態分析方法，探討碼頭結構物的穩定及耐震問題，以供港區碼頭安全維護及規劃設計之參考使用。第六章以 FLAC 程式進行動態數值模擬分析，第七章探討棧橋式碼頭，此部分為針對上一年度棧橋式碼頭分析進行修正，仍利用 FLAC 程式進行動態數值模擬分析；為使本文論述較為完整，靜態分析部分內容，直接引用本所港灣地工資料庫及救災體系建置研究(1/2)計畫案成果，放置於附錄一及附錄二。附錄一以依據碼頭設計規範評估板樁式碼頭耐震能力，附錄二以參考 ATC-40 所提出的耐震功能性評估方法，來評估高雄港 120 號棧橋式碼頭之功能性。如此結合現地監測及室內分析，探討港區可能遭受的災變。

第二章 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，亦由於養殖業大量開發抽取超額之地下水，導致愈演愈烈之地層下陷，其中以屏東地區累積最大下陷量達 3.00 公尺為最嚴重，雲林、嘉義地區累積最大下陷量約 1.5~2.0 公尺，而彰化濱海地區亦有 2.3 公尺之下陷量，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、臺中港、安平港、大鵬灣等港區，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。

2.1 布袋港監測站

2.1.1 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，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 2.1 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 99 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 2.2a 及 2.2b 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如圖 2.2b。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 99 年 11 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，資料不足的部份以內插法補充，量測結果如圖 2.3 所示。

由圖 2.2 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 2.2 及圖 2.3 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 (如

圖 2.4)，並自 90 年 9 月起進行定期量測，如圖 2.4 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。

2.1.2 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，資料值由銹鋼尺上之刻度讀取，其最小刻度為公厘。

圖 2.5 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 99 年 11 月之 13 年 8 個月期間，布袋港地表下 8 m 至 200 m 間之沉陷總量為 563 公厘，而其中 140~200 m 之沉陷量 274 公厘，佔總沉陷量之 48% 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(如圖 2.6)。圖 2.6 為至民國 99 年 11 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 2.7a 分層觀測圖顯示，自 89 年 10 月~99 年 11 月止，10 年之沉陷總量約 65.2 公分，分別為 90 年沉陷量約 7.4 公分、91 年沉陷量約 7.1 公分、92 年沉陷量約 11.6 公分、93 年沉陷量約 13.6 公分，近 6 年(94 至 99)總沉陷量約 23.3 公分。監測期間 90 年 8 月時該區進行鑿井，導致 90 年較 91 年沉陷大，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，其中以 66~102m 之累積沉陷量 23.0 公分，所佔比例最大，約佔總沉陷量之 37%，102~190m 之沉陷量為 27 公分約佔總沉陷量之 44%，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 50 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，自 92 年 9 月至 97 年 4 月止，總累積下陷量約為 16.5 公分，如圖 2.7b 所示。98 年 7 月至 99 年 7 月之累積下陷量如圖 2.7c。

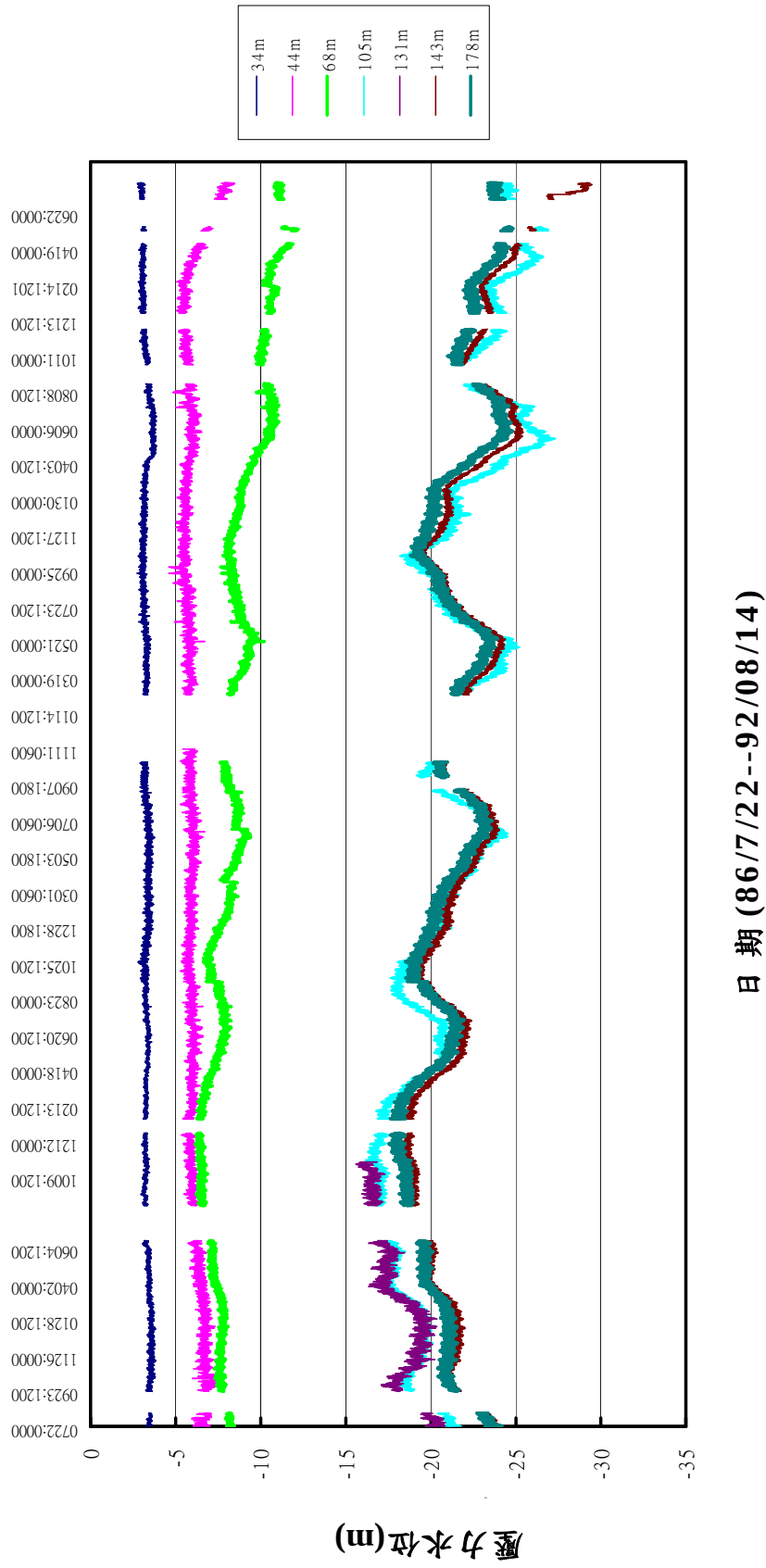


圖 2.2a 布袋港分層水位變化圖(自記式)

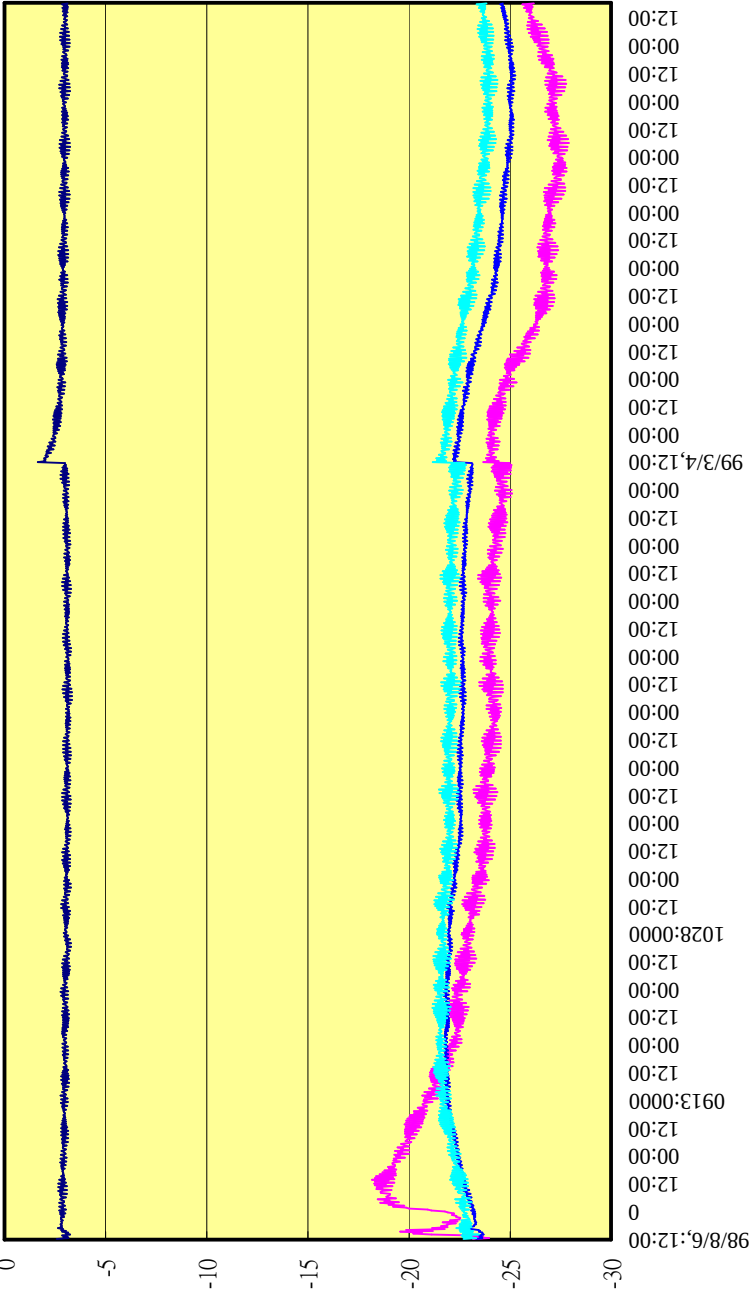


圖 2.2b 布袋港分層水位變化圖(自記式)

布袋港分層水位變化200m(手動量測)

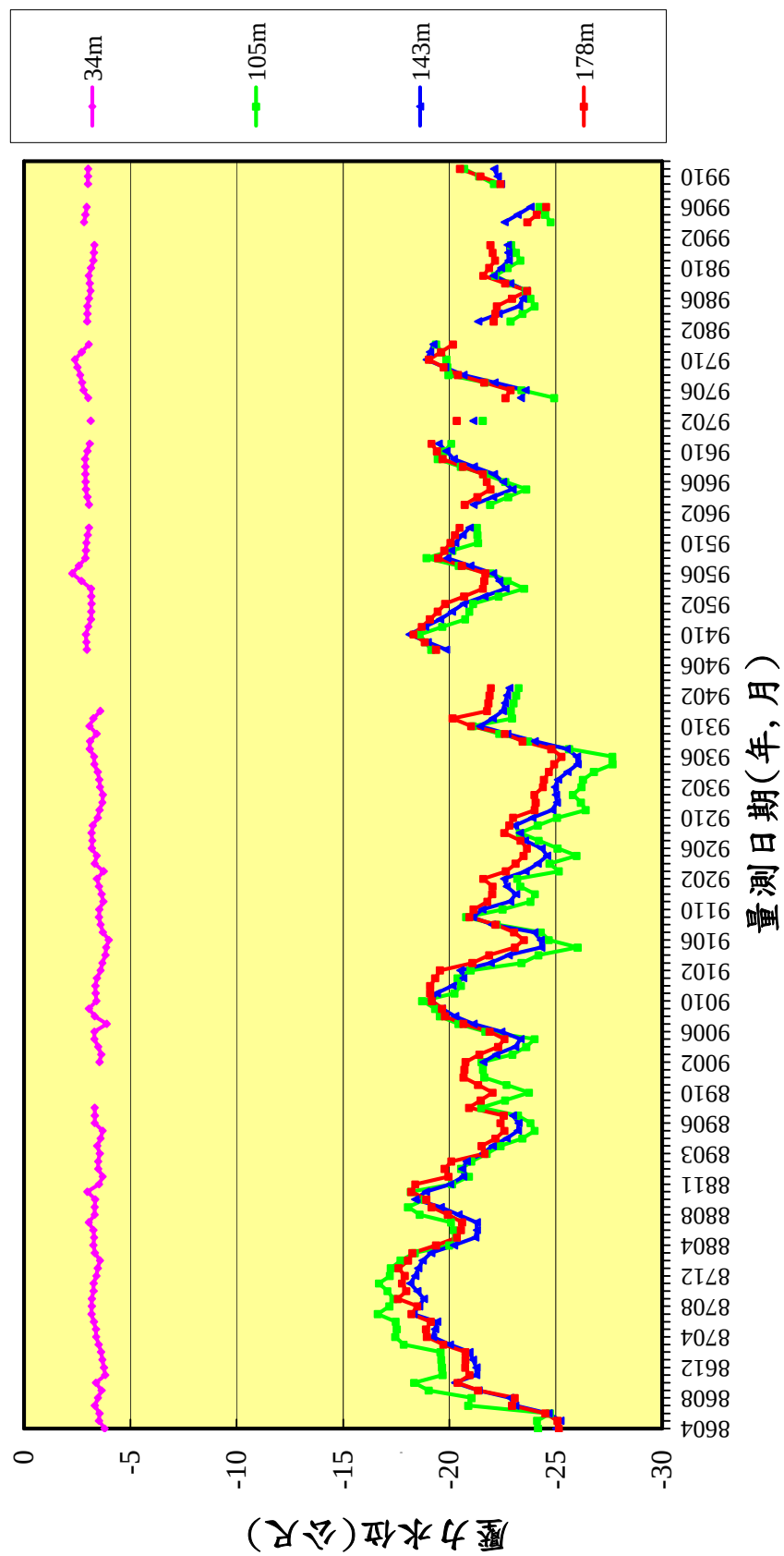


圖 2.3 布袋港分層水位變化圖(手動量測)

布袋港(300m)分層水位變化(手動量測)

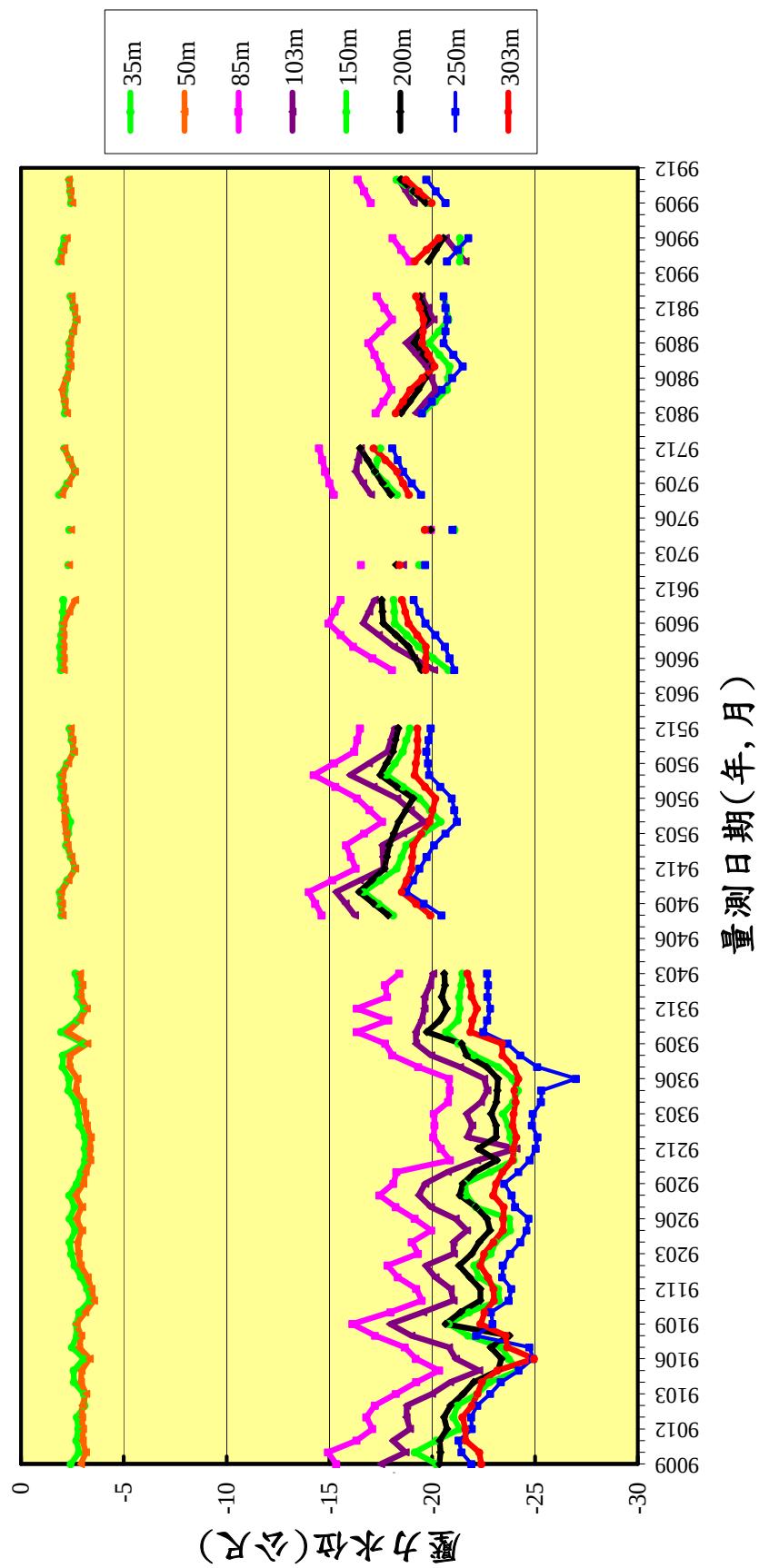


圖 2.4 布袋港分層水位變化(手動量測)

布袋港(200m)地層分層下陷觀測圖

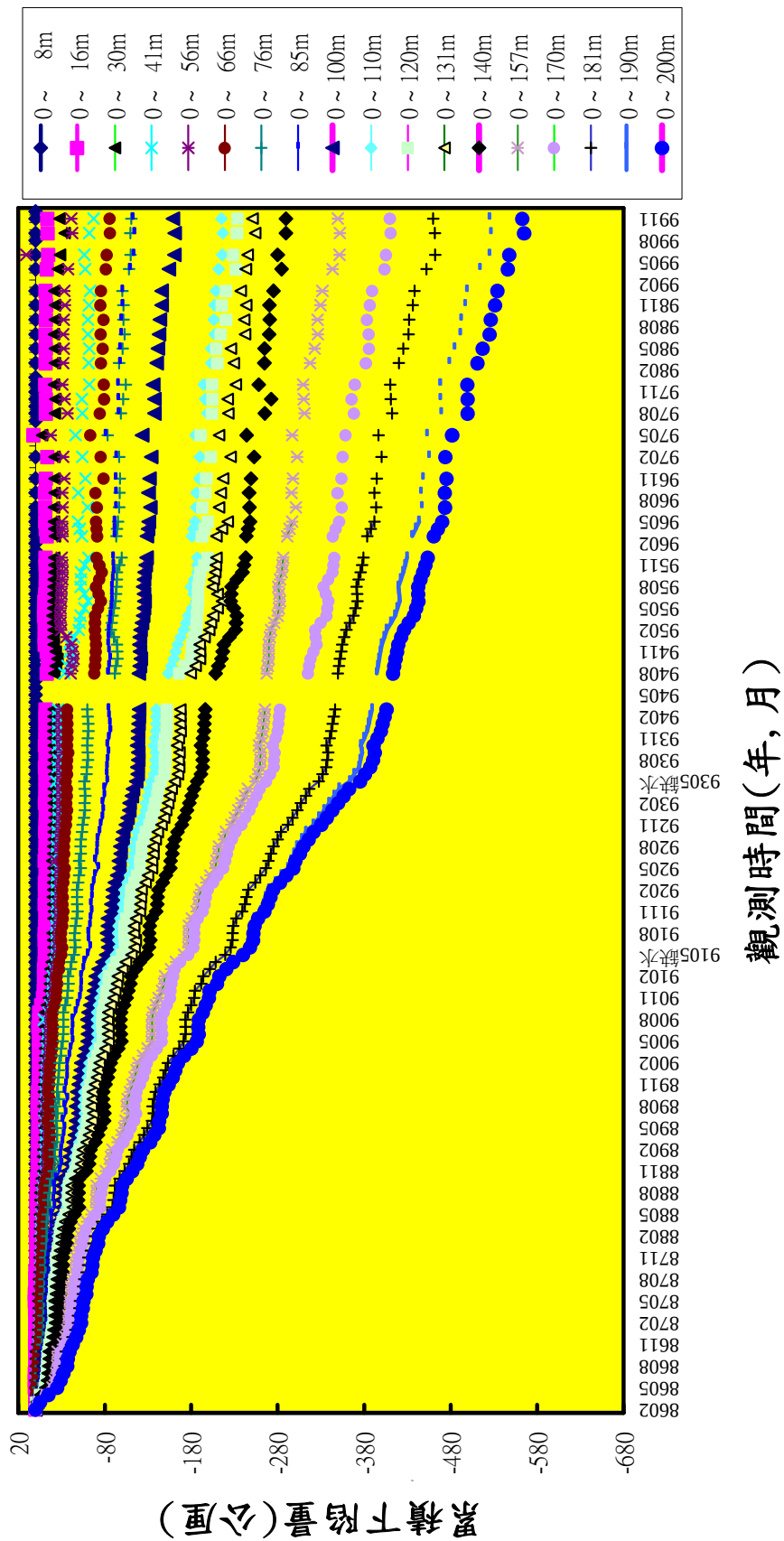


圖 2.5 布袋港(200m)分層累積下陷圖(手動量測)

布袋港(300m-新)分層個別下陷量圖

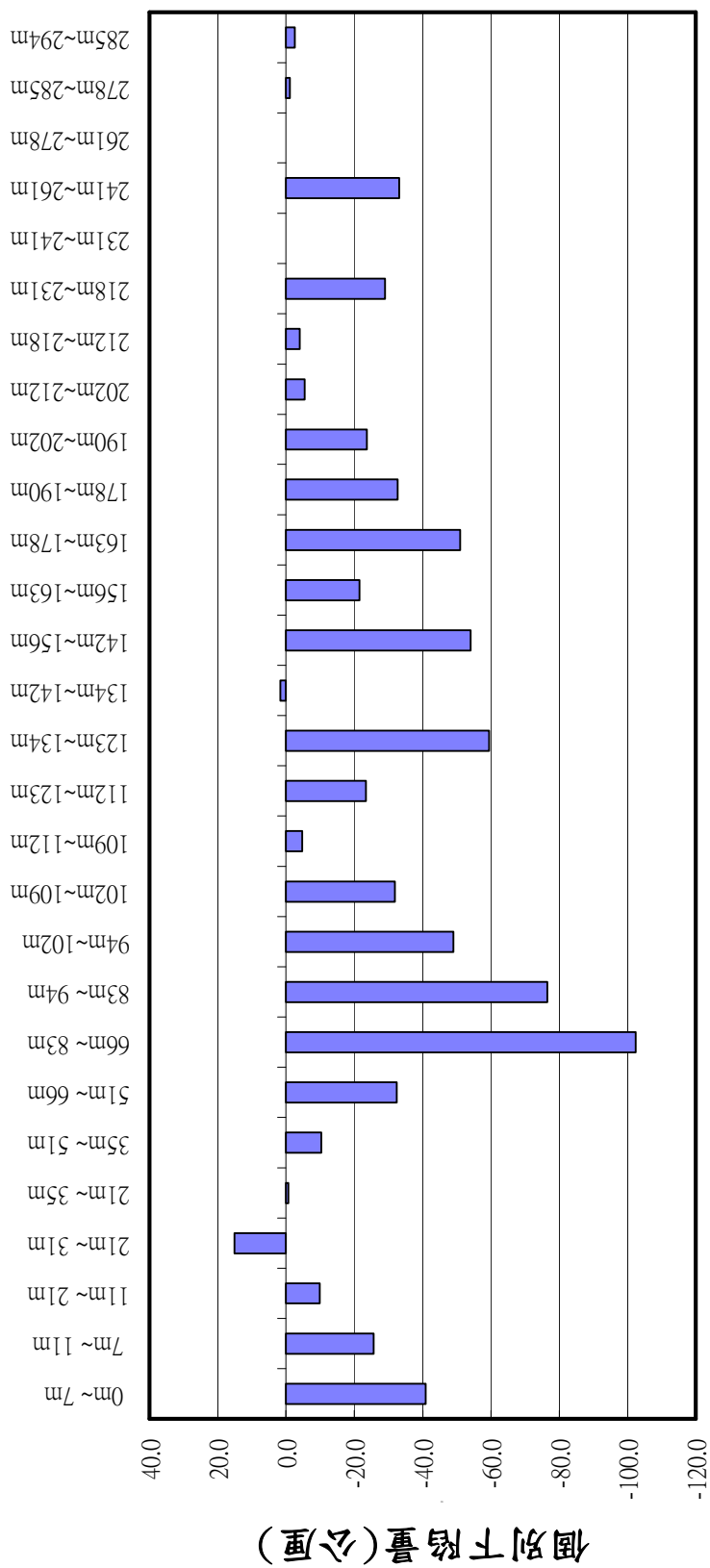
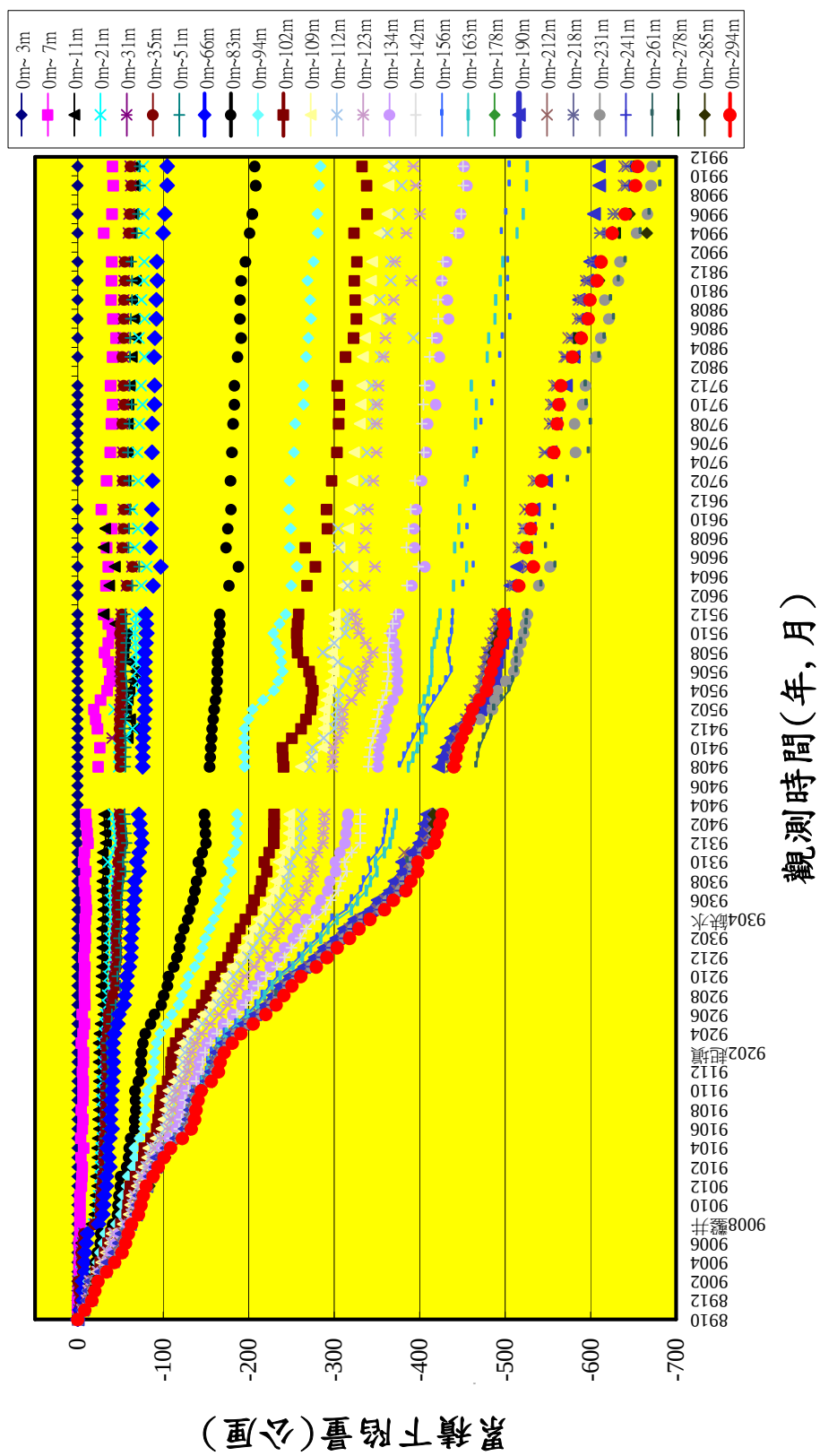
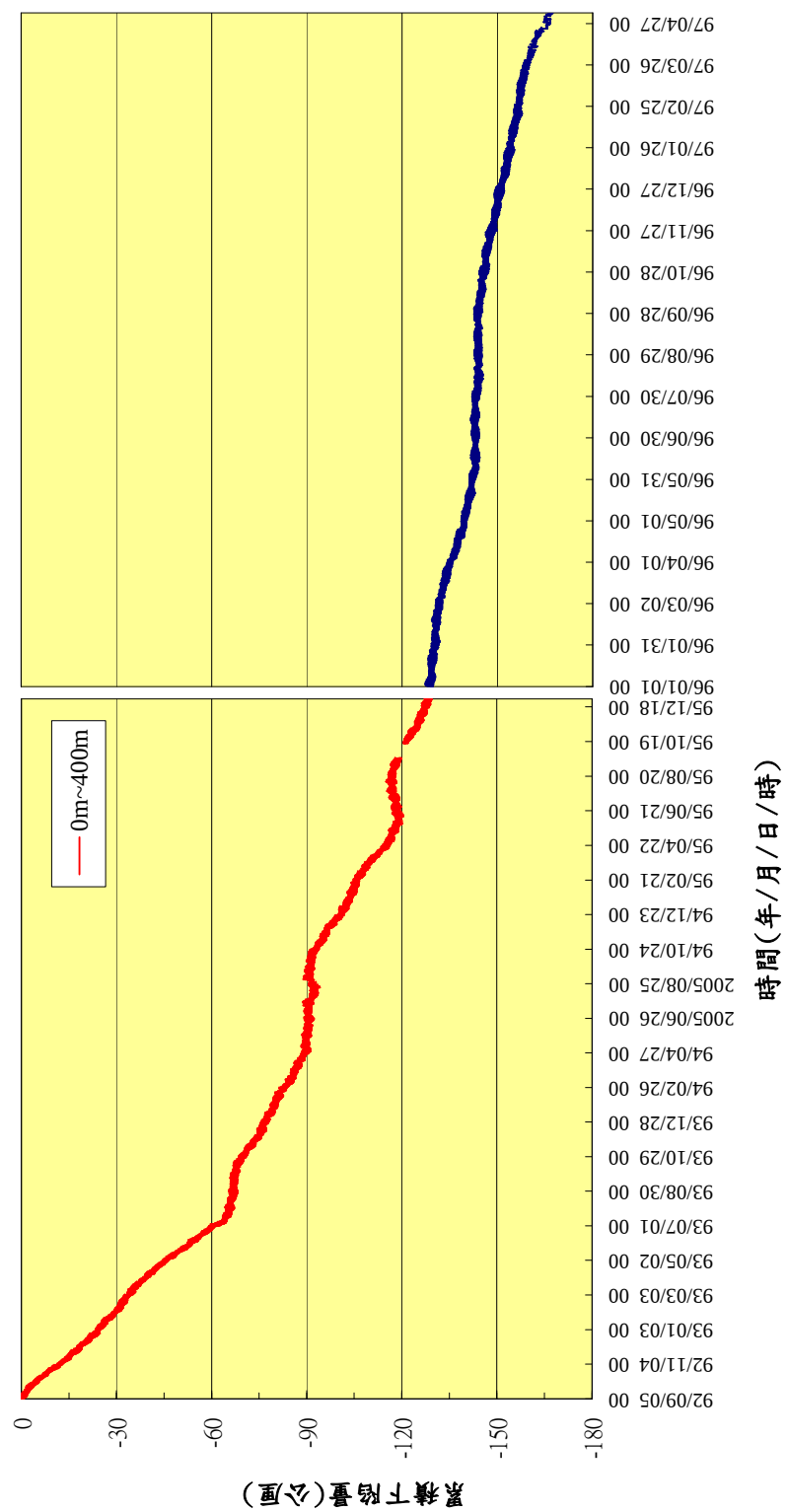


圖 2.6 布袋港(300m)分層個別下陷量圖





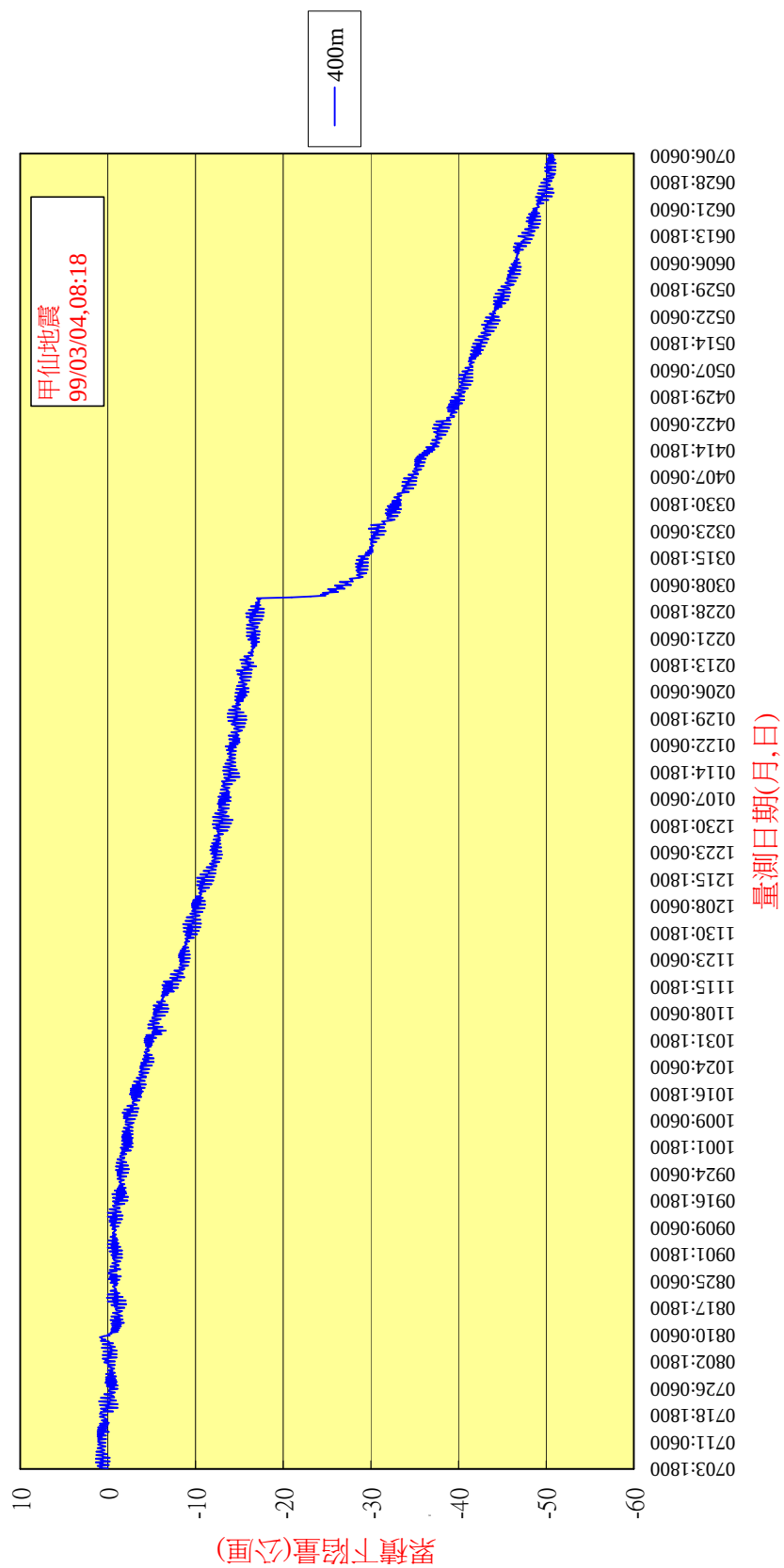


圖 2.7c 布袋港(400m)水準基準站累積下陷量圖(98/07/03~99/07/06)

2.2 大鵬灣監測站

2.2.1 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 99 年 11 月 23 日止。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，其結果如圖 2.8 所示：

2.2.2 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 2.9 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 2.9 顯示，從 87 年 3 月至 99 年 11 月止，共 12 年 7 個月期間，大鵬灣地表下 4 m 至 189 m 間之沉陷總量為 114 公厘，而其中地表～51.3 m 之沉陷量為 94.7 公厘，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。

大鵬灣分層水位變化(手動量測)

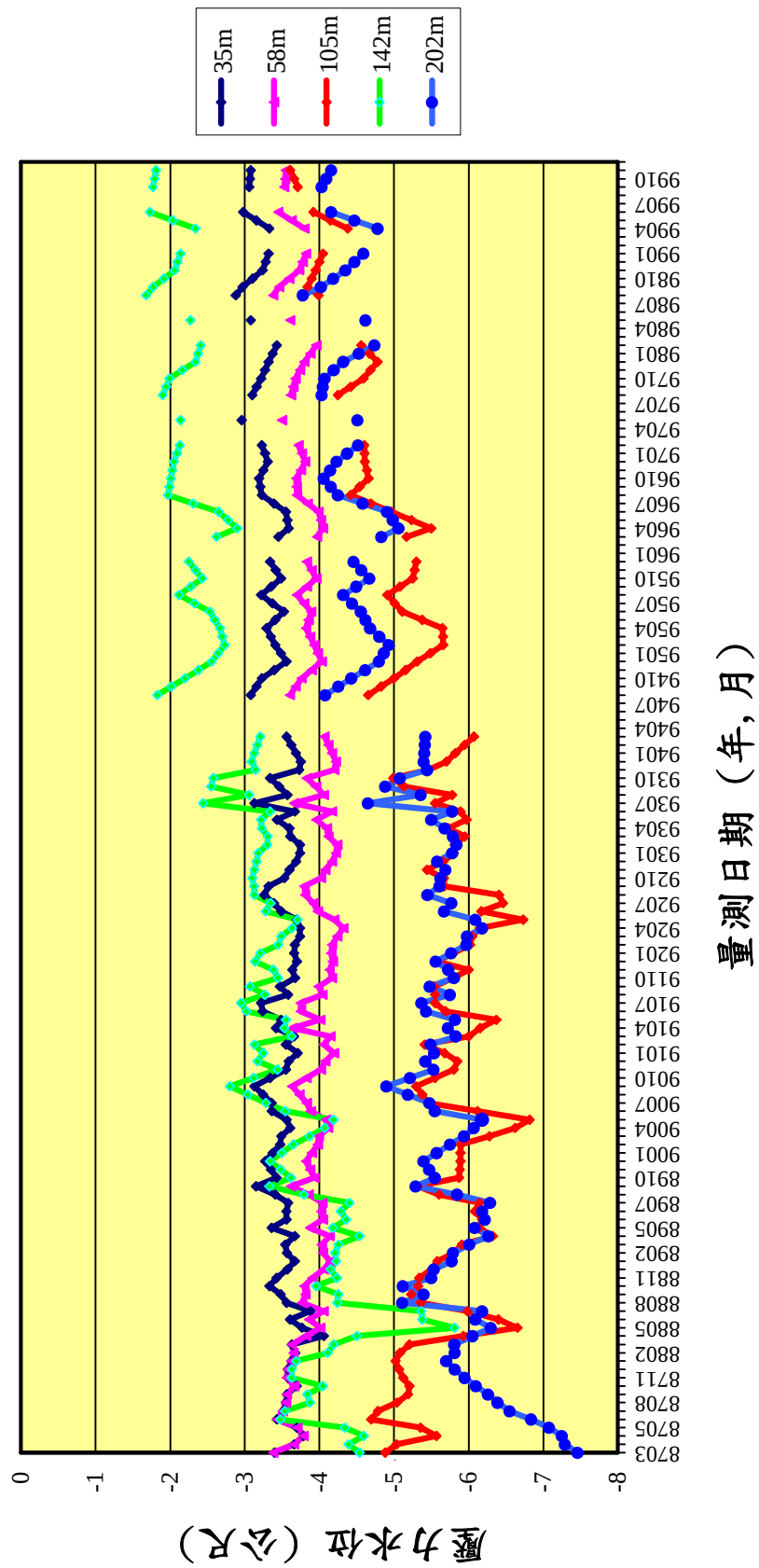
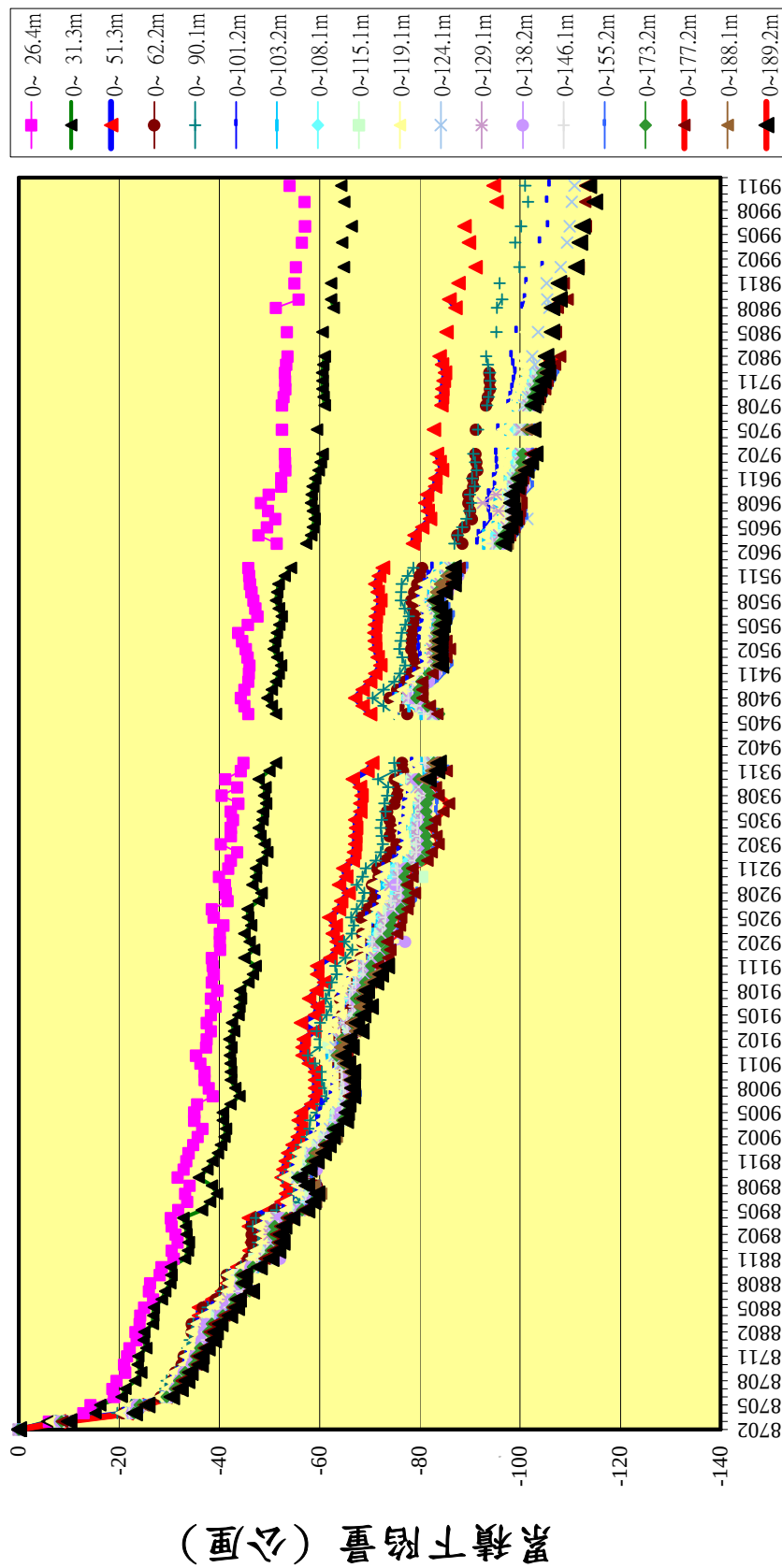


圖 2.8 大鵬灣分層水位變化圖(手動量測)



觀測時間（年，月）

圖 2.9 大鵬灣地層分層下陷觀測圖

2.3 臺中港監測站

2.3.1 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 99 年 11 月止，其結果如圖 2.10 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。

2.3.2 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 99 年 11 月止約為 52 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 2.11 所示。

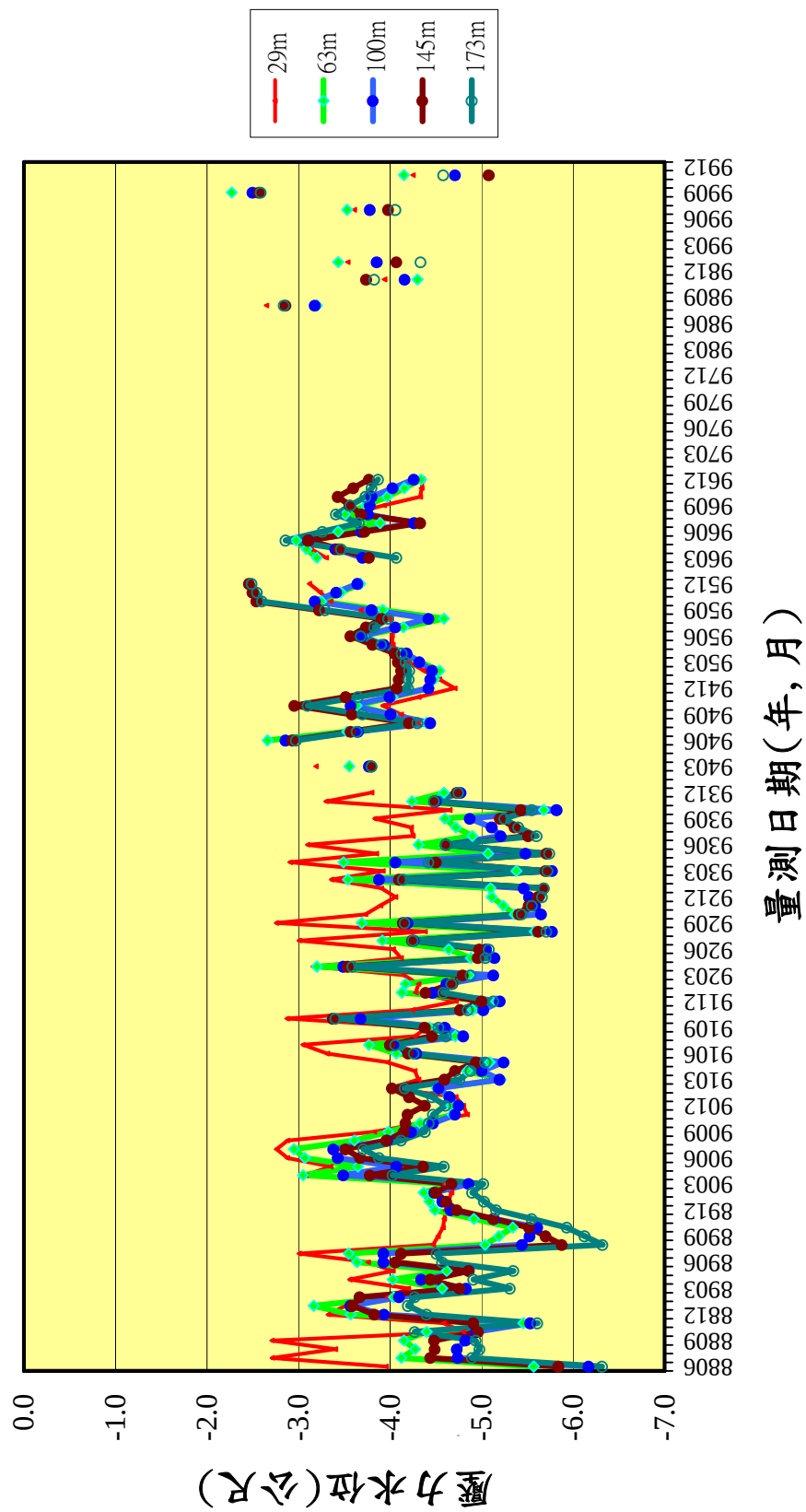
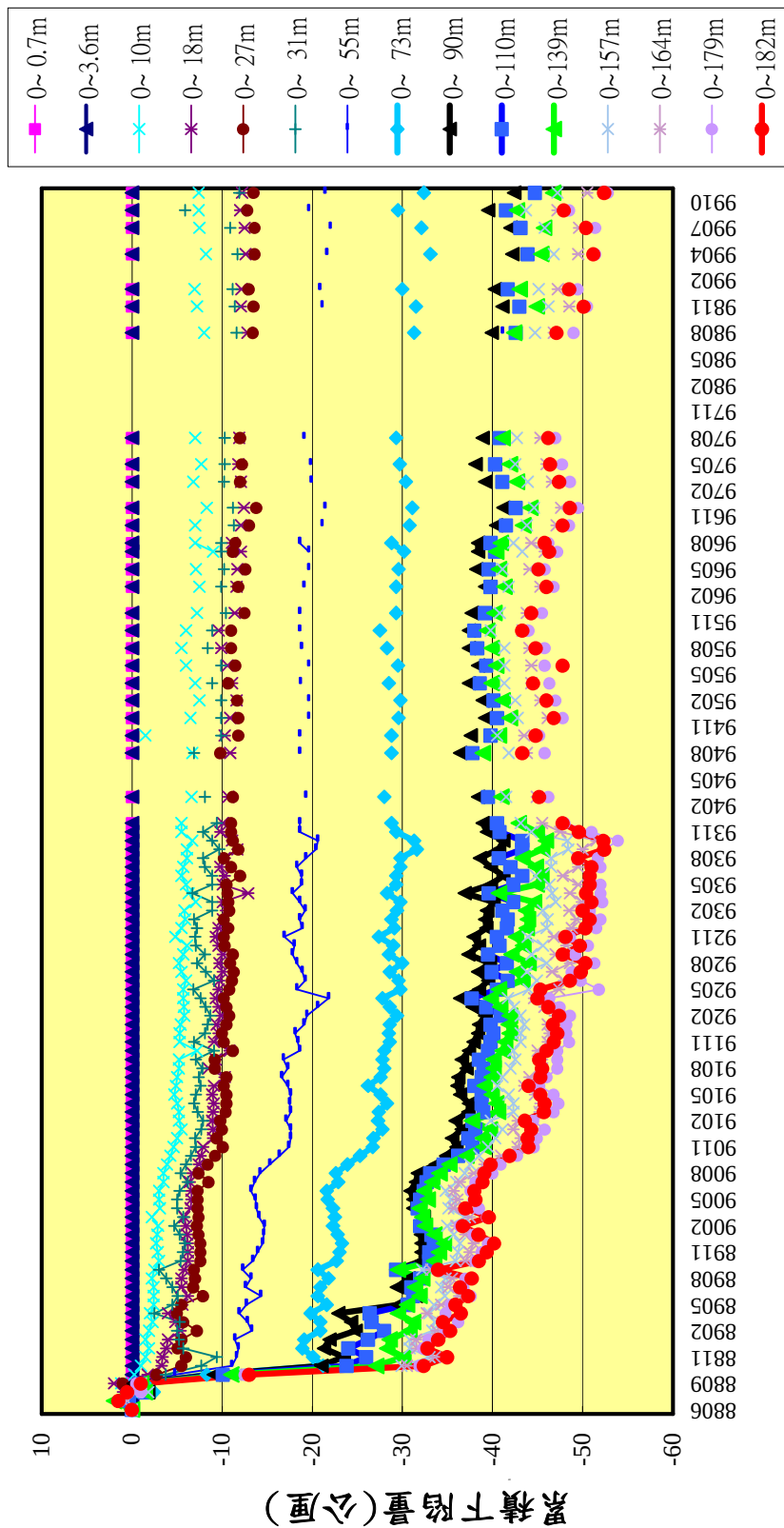


圖 2.10 臺中港分層水位變化圖(手動量測)



觀測時間(年, 月)

圖 2.11 臺中港分層累積下陷量圖(200m)

2.4 安平港監測站

2.4.1 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，其結果如圖 2.12 所示。

由圖 2.12 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 粉土層之水位變化較大，超抽地下水現象明顯，第 2 及 3 含水層 105 m、145m 土層之水位變化較小，第 4 層之 182 m 之水位變化亦很大，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 3 年來 (95 至 97 年) 應沒有受到超抽地下水影響，故地下水位呈現上升現象。

2.4.2 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 2.13 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。

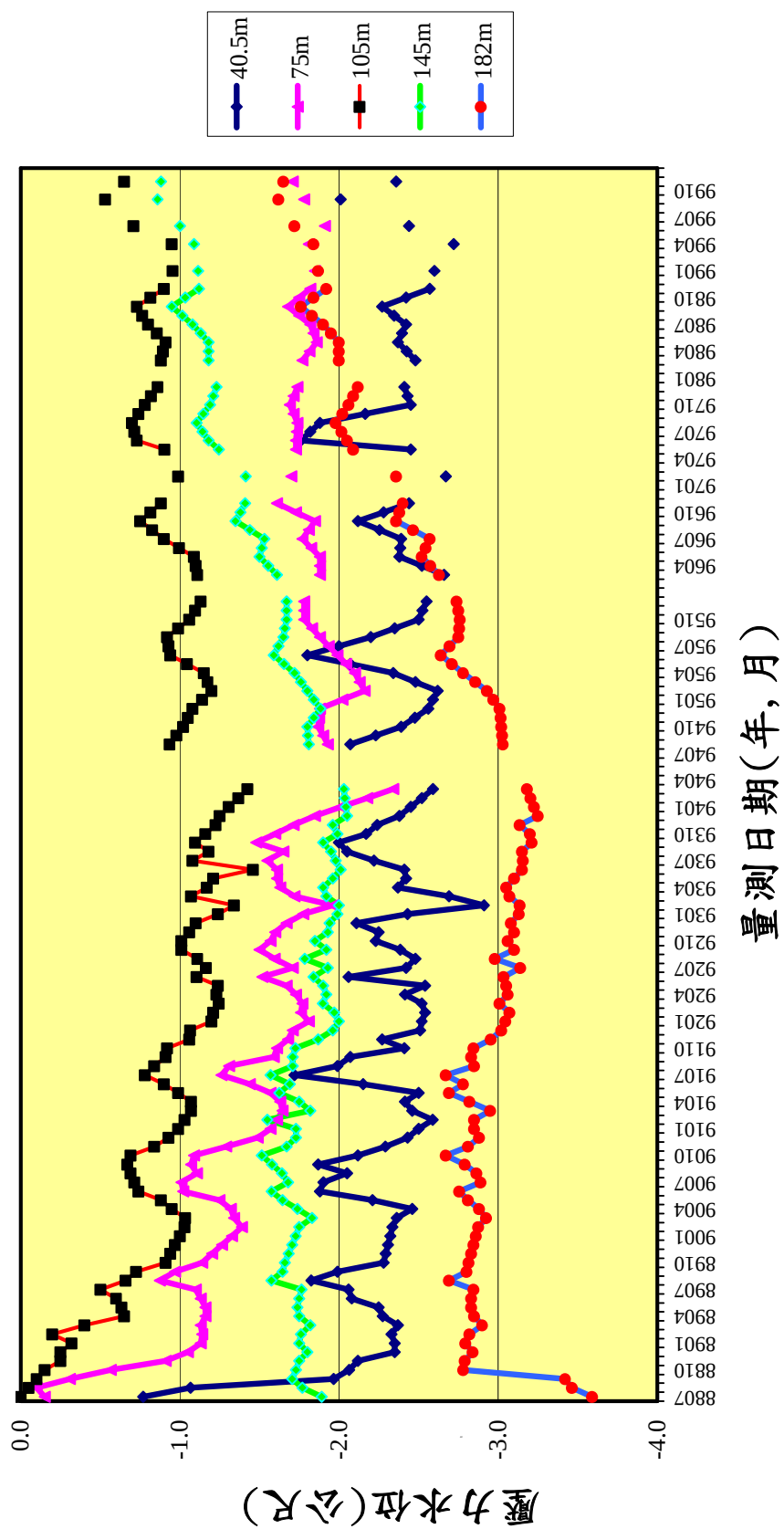
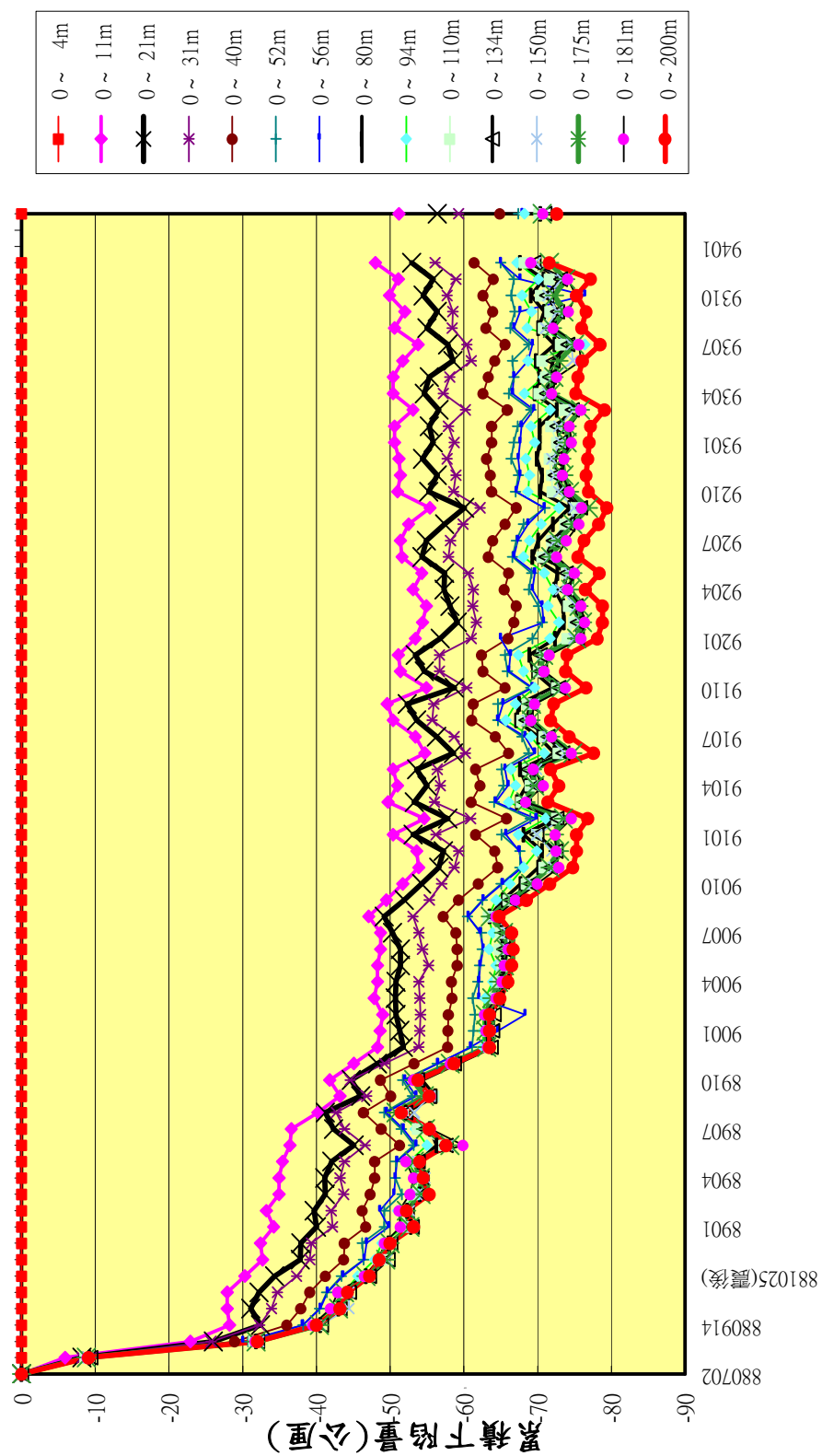


圖 2.12 安平港分層水位變化圖(手動量測)



觀測時間(年, 月)

圖 2.13 安平港分層累積下陷量

第三章 港灣地區地震監測分析

臺灣西海沿岸等港灣地區，其地層大都屬疏鬆軟弱的沖積土層或海埔新生地，土層在強烈地震反復作用及震波從震源深處向上經過軟弱覆土層的振幅放大後，極易產生土壤液化或沉陷，並造成碼頭結構物因基礎失去承載力而造成傾斜、位移及倒塌等破壞，因此設置地震之動態水壓監測站對港灣構造物之安全極為重要。

本所港研中心自民國 89 年起陸續於安平港、布袋港、臺中港、臺北港、高雄港及蘇澳港等逐年分別設置完成一組 300 m 深之井下地震及動態孔隙水壓監測站(如表 3-1)，各站井下地震儀陣列於地表、14m、30m、99m 及 297m 共設置 5 部地震儀，監測資料並以自動記錄及傳輸方式至本所港研中心儲存。

本計畫係以港區地震站歷年監測所得之地震紀錄進行震波特性和地層放大效應、動態孔隙水壓變化、港區之場址效應及地層下陷等之相關性分析，併將分析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與應用。

3.1 地震及動態水壓監測系統

由於地震在鬆軟地層之放大效應，悠關港灣構造物之安全甚巨，為了瞭解地震時，地層中震波之傳遞特性，鑽數口井至各個地層，分別於最深之堅硬地盤及不同深度之軟弱土層，分層安置埋入型地震計分層監測，以瞭解港區地層之地震放大效應。本研究分層設計深度規劃大致為 GL-0m、GL-15m、GL-30m、GL-100m、GL-300m，唯實際埋設深度得依現地土層變化狀況而調整。

另在強烈地震之反復作用下，土壤之孔隙水壓之逐漸上升，是土壤發生液化之主要因素，因此地震時動態水壓之監測，對港灣構造物

之安全極為重要。動態水壓即時監測系統，以監測地震時淺層動態水壓之即時變化，本研究分層設計深度規劃為 GL-3m、GL-6m、GL-10m、GL -15m、GL -30m，唯實際埋設深度依現地土層變化狀況而調整。

表 3-1 各港區設置井下地震儀資料表

測 站	設置位置	經緯度	儀器深度	設置日期
安平港	8 號碼頭空地	經度 22.98 緯度 120.177	201m	89 年
臺中港	26 號碼頭空地	經度 24.273 緯度 120.520	283m	90 年
布袋港	砂石碼頭空地	緯度 23.375 緯度 120.133	300m	90 年
臺北港	大樓前花圃	經度 25.151 緯度 121.393	297m	91 年
高雄港	船舶管理中心花圃	緯度 22.598 緯度 120.283	292m	92 年
蘇澳港	棧埠所對面	經度 24.5909 緯度 121.863	35m	93 年
臺中火力電廠	圍牆外側綠地	緯度 24.206 緯度 120.486	200m	94 年

本文以臺北港及高雄港地震監測結果作為分析釋例，臺北港井下地震儀監測站於民國 91 年底完成，井下地震儀陣列設置於地表、-14m、-30m、-99m 及-297m 共設置 5 部地震儀，如圖 3.1 所示。監測期間雖未有強震之觀測資料，但是小規模地震非常頻繁，2007 至 2008 年擷取之地震觀測資料，篩選規模 4.5 以上較完整之地震資料共 11 組，如表 3-2，其中以 2008 年 6 月 2 日地震規模 5.8 之地表加速度 21gal 為最大，各深度之最大加速度如表 3-3 所示。

高雄港井下地震儀監測站於民國 92 年底完成，監測站之地層構造及地震計、水壓計埋設深度示意圖，如圖 3.5 所示。井下地震儀陣列於

地表、15m、30m、100m 及 293m 共設置 5 部井下地震儀，2007 年至 2008 年間擷取之地震觀測資料，就規模 4.3 以上較完整之資料共 25 組如表 3-4 所示。

本文就各監測站自設置完成後，系統監測紀錄所得資料分析如下：

3.2 井下地震監測分析

為瞭解地震波於臺北港區之放大特性，茲以臺北港 2008 年間監測振幅較大資料為例，如圖 3.2 至圖 3.3 所示，分別為 2008 年 6 月 2 日地震歷時圖之東西向(EW)、南北向(SN)之尖峰加速度，由 297m 上傳至地表時，其振幅有明顯放大。

高雄港區之放大特性，以振幅較大之 95 年 12 月 26 日恆春地震歷時為示意圖，如圖 3.6 所示。

為探討及臺北、臺中及高雄港震波放大特性，本文將臺北港 2003 年 17 組地震之各深度之最大加速度正規化，即將各深度之最大加速度除以地表之最大加速度。並加以統計迴歸分析，正規化之最大加速度隨深度變化之迴歸分析結果，如圖 3-4 所示。高雄港自 2003 至 2008 年採較完整之 28 組地震資料進行各深度之最大加速度正規化，如圖 3.7 及圖 3.8 所示，各港分析結果迴歸函數如下列所示：

臺北港最大加速度之正規化值隨深度變化之迴歸分析結果，分別如下：

$$\text{南北向：正規化加速度} = \exp(-0.16 * (\text{深度})^{0.38}) \dots\dots\dots (2-2a)$$

$$\text{東西向：正規化加速度} = \exp(-0.21 * (\text{深度})^{0.32}) \dots\dots\dots (2-2b)$$

$$\text{垂直向：正規化加速度} = \exp(-0.22 * (\text{深度})^{0.28}) \dots\dots\dots (2-2c)$$

臺中港最大加速度之正規化值隨深度變化之迴歸分析結果，分別如下：

南北向：正規化加速度= $\exp(-0.20*(深度)^{0.30})$ (2-3a)

東西向：正規化加速度= $\exp(-0.24*(深度)^{0.25})$ (2-3b)

垂直向：正規化加速度= $\exp(-0.10*(深度)^{0.45})$ (2-3c)

高雄港最大加速度之正規化值隨深度變化之迴歸分析結果，分別如下：

南北向：正規化加速度= $\exp(-0.146*(深度)^{0.404})$ (3-1a)

東西向：正規化加速度= $\exp(-0.147*(深度)^{0.401})$ (3-1b)

垂直向：正規化加速度= $\exp(-0.230*(深度)^{0.276})$ (3-1c)

由地震波放大倍率與最大加速度之研究可發現，臺北港震波放大倍率約於 3-5 倍之間，平均約為 4 倍。臺中港震波放大倍率約於 2-5 倍之間，平均約為 3 倍。高雄港震波放大倍率約於 3-7 倍之間，平均約為 4.5 倍；由此可見高雄港區淺層地層最為疏鬆軟弱，且與深層地層之軟硬比最大，臺北港次之，臺中港最小。

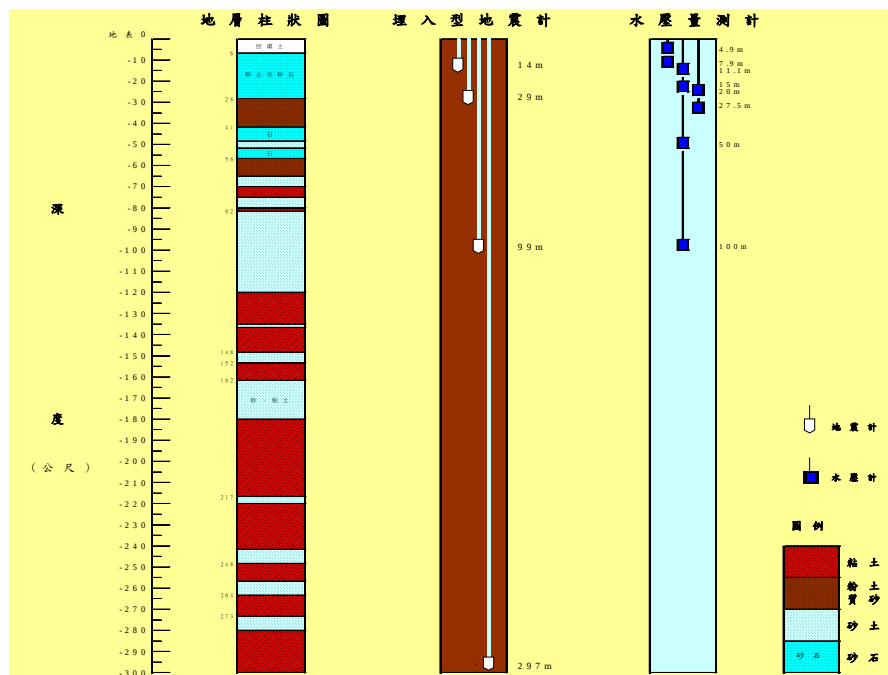


圖 3.1 臺北港井下地震及動態水壓監測站示意圖

表 3-2 臺北港 2007~2009 年井下地震觀測資料

No	監測時間(臺北時間)	震央位置		深度 km	規模
		北緯(度)	東經(度)		
1	2007-10-11; 11:05 19.00	24° 78'	121° 81'	78.9	5.5
2	2007-10-17; 22:40 51.00	24° 47'	121° 71'	42.2	5.7
3	2007-11-08; 06:54 45.00	24° 91'	122° 17'	4.0	5.0
4	2007-11-12; 18:25 12.00	24° 46'	121° 84'	18.4	4.5
5	2007-11-15; 09:51 09.00	24° 08'	121° 51'	18.0	4.8
6	2007-11-29; 05:05 41.00	24° 82'	121° 01'	65.0	5.5
7	2008-06-02; 00:59:40.00	24.86°	121.79°	92.3	5.8
8	2008-09-09; 15:43:53.00	24.61°	122.63°	103.8	5.9
9	2008-09-10; 19:56:03.00	25.13°	122.25°	16.8	4.6
10	2008-12-02; 11:17:31.00	23.28°	121. 60°	29.8	6.0
11	2008-12-08; 05:19:03.00	23.84°	122.17°	12.5	6.0
12	2009-01-04; 06:05:14.00	24.15	121.73	7.5	5.1
13	2009-04-17; 20:37:49.40	23.92	121.68	43.4	5.3
14	2009-05-15; 22:31:45.00	24.18	121.77	11.8	4.6
15	2009-07-14; 02:06:14.00	24.02	122.22	18.1	6.0
16	2009-07-26; 14:11:56.00	23.68	120.99	13.3	5.4
17	2009-08-17; 08:06:56.00	23.37	123.88	43.3	6.8
18	2009-10-04; 01:36:42.00	23.70	121.60	15.3	6.3
19	2009-11-05; 17:33:34.00	23.79	120.72	24.1	6.2
20	2009-12-19; 21:02:49.00	23.79	121.66	43.8	6.9

表 3-3 臺北港 2008 年地震站各深度最大加速度表

台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2008年6~9月份-共2筆)

編號：1/1 規模：5.8 深度：92.3 km			編號：1/1 規模：5.9 深度：103.8 km		
地震時間：08/06/02;00:59'23.7"			地震時間：08/09/09;15:43'13.3"		
記錄時間：08/06/02;00:59'40"			記錄時間：08/09/09;15:43'53"		
震央位置：北緯(度)：24.86 東經(度)：121.79			震央位置：北緯(度)：24.61 東經(度)：122.63		
頻道(方向)	儀器深度	(gal)	頻道(方向)	儀器深度	(gal)
1(南北)	地表	21.13	1(南北)	地表	4.13
2(東西)	地表	12.83	2(東西)	地表	3.24
3(垂直)	地表	6.91	3(垂直)	地表	2.23
4(南北)	14m	14.27	4(南北)	14m	1.88
5(東西)	14m	6.93	5(東西)	14m	2.11
6(垂直)	14m	4.58	6(垂直)	14m	1.65
7(南北)	30m	6.23	7(南北)	30m	1.08
8(東西)	30m	9.18	8(東西)	30m	2.01
9(垂直)	30m	-	9(垂直)	30m	-
10(南北)	99m	7.32	10(南北)	99m	0.86
11(東西)	99m	2.11	11(東西)	99m	0.56
12(垂直)	99m	1.86	12(垂直)	99m	0.31
13(南北)	297m	1.58	13(南北)	297m	-
14(東西)	297m	1.67	14(東西)	297m	0.52
15(垂直)	297m	1.84	15(垂直)	297m	-

台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2008年12月份-共2筆)

編號：1/2 規模：6.0 深度：29.8 km			編號：2/2 規模：6.0 深度：12.5km		
地震時間：08/12/02;11:16'53.3"			地震時間：08/12/08;05:18'36.7"		
記錄時間：08/12/02;11:17'31"			記錄時間：08/12/08;05:19'03"		
震央位置：北緯：23.28° 東經：121.6°			震央位置：北緯：23.84° 東經：122.17°		
頻道(方向)	儀器深度	(gal)	頻道(方向)	儀器深度	(gal)
1(南北)	地表	2.98	1(南北)	地表	3.25
2(東西)	地表	2.33	2(東西)	地表	2.00
3(垂直)	地表	1.42	3(垂直)	地表	1.23
4(南北)	14m	1.50	4(南北)	14m	1.58
5(東西)	14m	1.66	5(東西)	14m	1.57
6(垂直)	14m	1.29	6(垂直)	14m	0.91
7(南北)	30m	2.31	7(南北)	30m	0.73
8(東西)	30m	-	8(東西)	30m	-
9(垂直)	30m	0.11	9(垂直)	30m	0.00
10(南北)	99m	0.48	10(南北)	99m	0.47
11(東西)	99m	0.67	11(東西)	99m	0.61
12(垂直)	99m	0.26	12(垂直)	99m	0.28
13(南北)	297m	0.38	13(南北)	297m	-
14(東西)	297m	-	14(東西)	297m	-
15(垂直)	297m	-	15(垂直)	297m	-

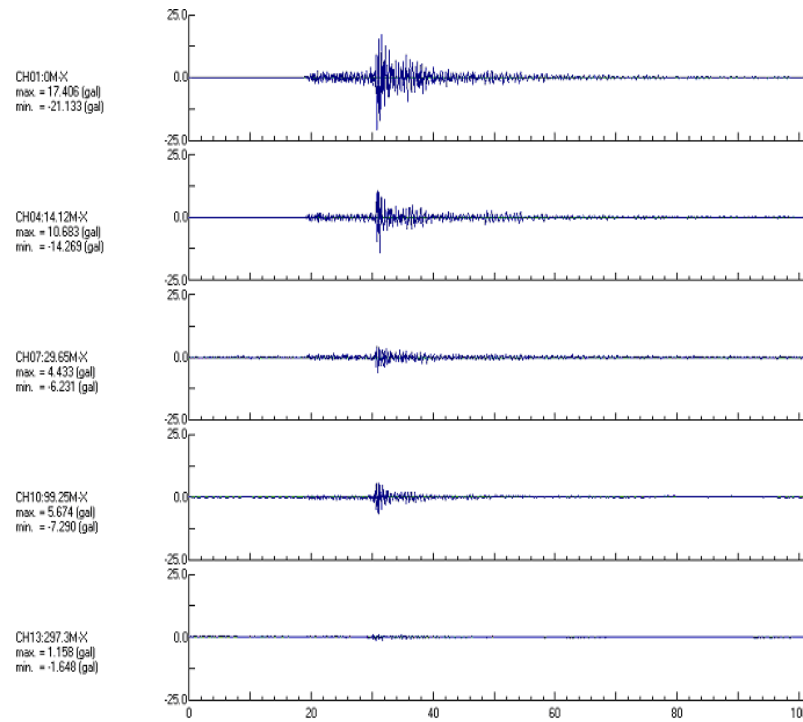


圖 3.2 臺北港 2008 年 6 月 2 日 00 時 59 分地震(南北向)

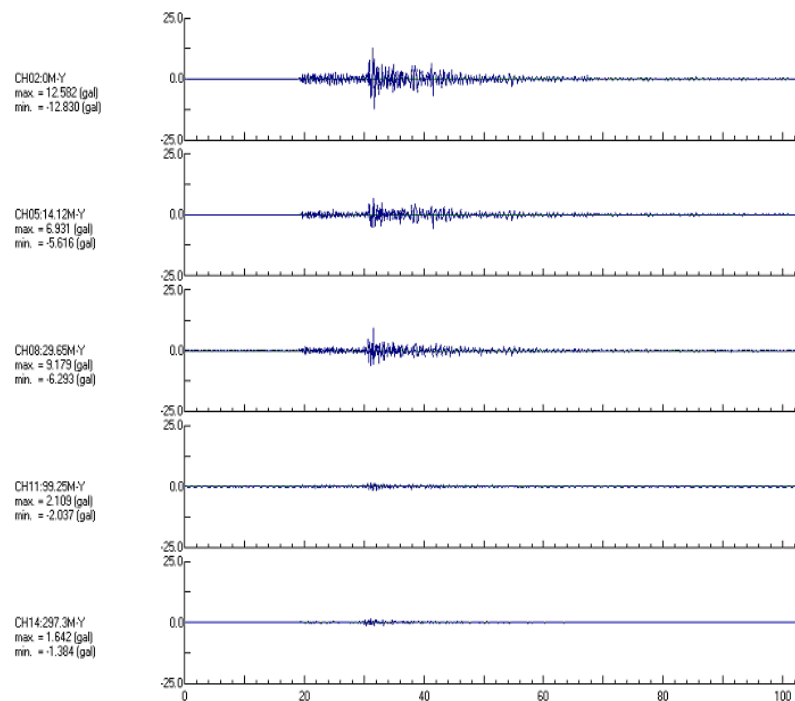


圖 3.3 臺北港 2008 年 6 月 2 日 00 時 59 分地震(東西向)

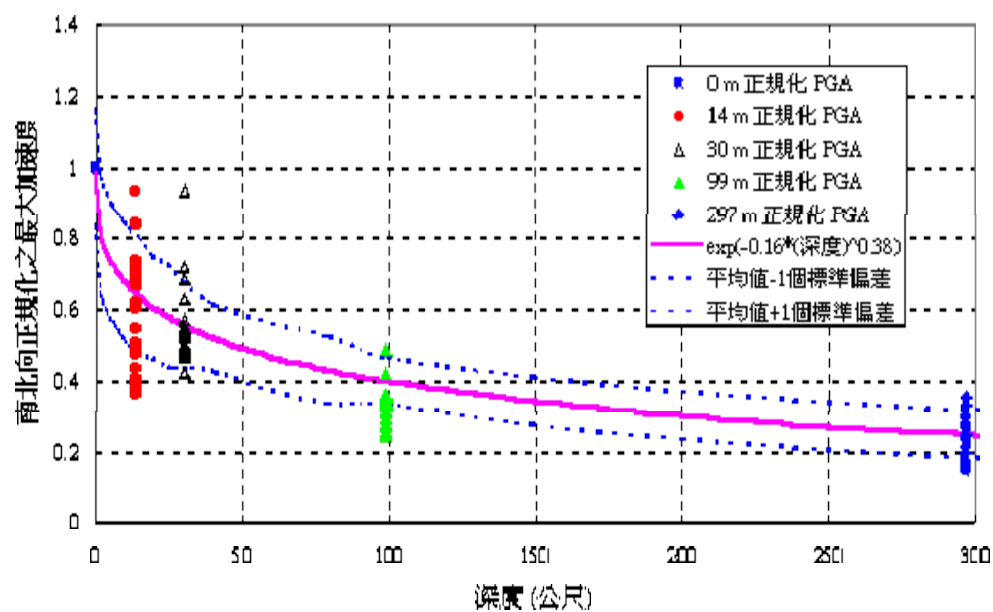


圖 3-4a 臺北港井下地震儀南北向最大加速度正規化後隨深度變化圖

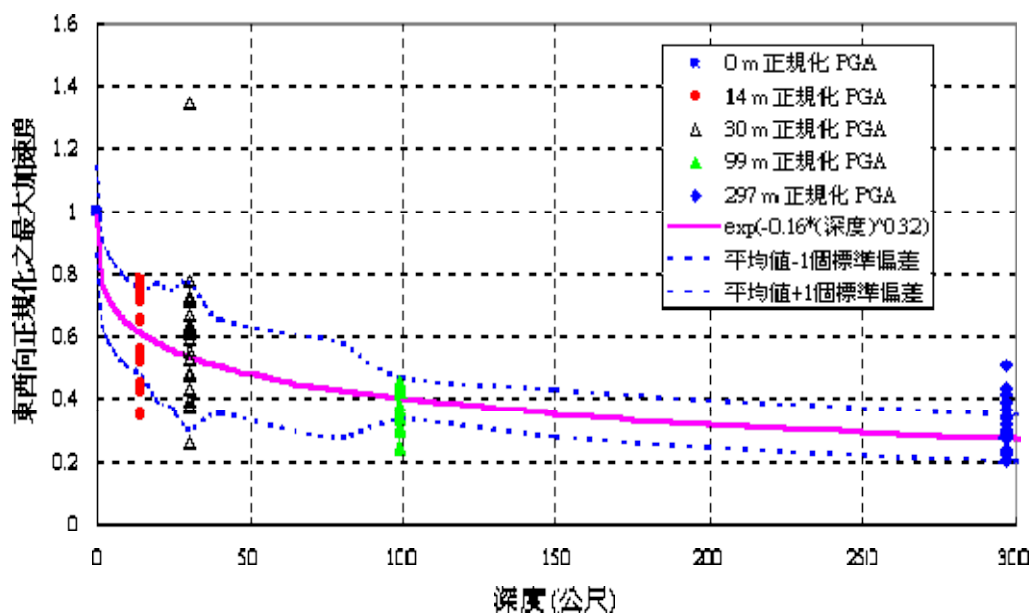


圖 3-4b 臺北港井下地震儀東西向最大加速度正規化後隨深度變化圖

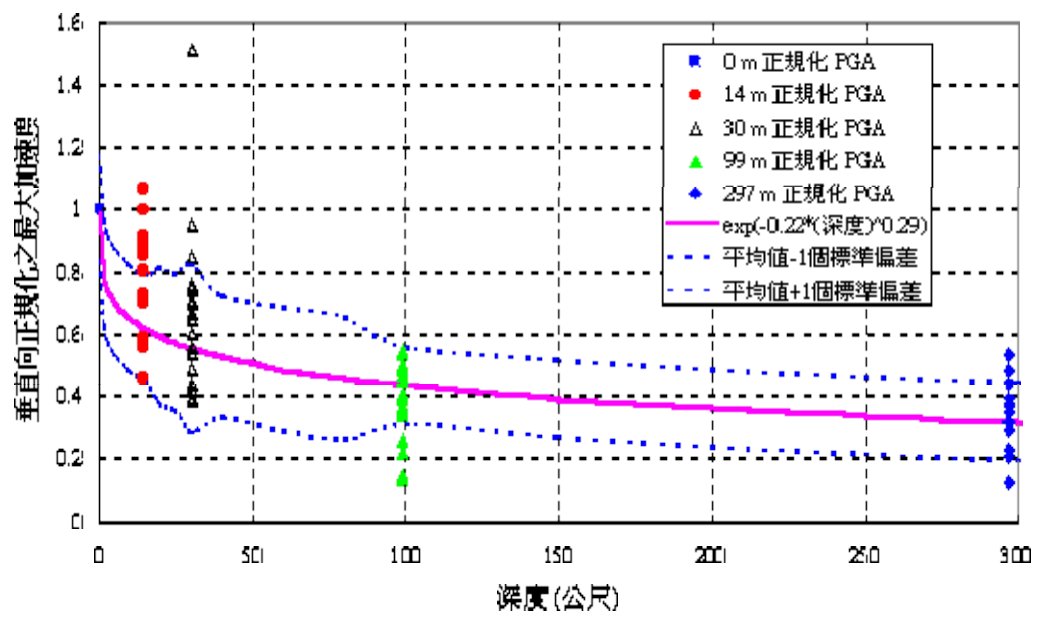


圖 3-4c 臺北港井下地震儀垂直向最大加速度正規化後隨深度變化圖

表 3-4a 高雄港 2007~2008 年井下地震資料之規模、震央與震源深度

	時間	位置		深度 km	規模
		緯度	經度		
1	2007-01-25; 18:59:47.00	22.63	122.03	25.8	6.2
2	2007-02-19; 05:05:33.00	21.79	120.40	44.3	5.1
3	2007-06-24; 22:39:04.00	22.79	120.46	25.4	3.8
4	2007-07-03; 15:18:40.00	22.4	120.15	29.2	3.9
5	2007-08-09; 08:56:19.00	22.65	121.08	5.5	5.7
6	2007-10-17; 22:40:00.00	23.5	121.61	42.1	5.4
7	2007-10-19; 22:25:39.00	22.96	120.63	18.7	4.3
8	2007-10-22; 03:57:56.00	22.96	120.63	17.8	4.1
9	2007-12-05; 09:42:08.00	23.07	121.19	11.3	5.1
10	2008-02-18; 04:33:36.00	23.31	121.46	28.3	5.4
11	2008-03-05; 01:32:09.00	23.21	120.70	11.3	5.2
12	2008-03-05; 06:43:03.00	23.21	120.71	12.0	4.6
13	2008-04-14; 23:40:22.00	22.83	121.33	27.2	5.1
14	2008-04-24; 02:29:19.00	22.87	121.68	11.1	5.6
15	2008-04-24; 06:05:01.00	22.83	121.69	13.3	5.2
16	2008-04-25; 22:34:03.00	22.32	120.23	27.0	3.8
17	2008-05-01; 03:22:56.00	21.82	120.38	38.4	4.6
18	2008-05-14; 02:28:20.00	22.77	121.04	7.0	5.0
19	2008-06-15; 07:29:41.00	22.90	120.59	16.9	4.8
20	2008-07-03; 08:06:06.00	23.19	120.67	15.1	4.3
21	2008-10-31; 06:25:46.00	23.07	120.23	16.0	4.0
22	2008-10-31; 16:38:37.00	23.07	120.22	15.4	4.6
23	2008-12-02; 11:17:36.00	23.28	121.60	29.8	6.0
24	2008-12-08; 05:19:42.00	23.80	122.20	35.1	5.9
25	2008-12-23; 08:04:55.00	22.95	120.57	17.1	5.3

表 3-4b 高雄港 2009~2010 年井下地震資料之規模、震央與震源深度

	時間	位置		深度 km	規模
		緯度	經度		
1	2009-01-02; 09:40:28.00	21.65	119.91	65.1	5.1
2	2009-06-22; 18:48:59.00	23.42	120.42	8.6	4.5
3	2009-08-17; 08:06:47.00	23.37	123.88	43.3	6.8
4	2009-10-04; 01:36:40.00	23.65	121.58	29.2	6.1
5	2009-10-11; 14:42:36.00	21.93	120.63	42.0	5.0
6	2009-10-18; 20:16:15.00	23.02	120.58	20.2	4.0
7	2009-11-05; 17:33:33.00	23.79	120.72	24.1	6.2
8	2009-11-05; 19:35:03.00	23.77	120.76	24.0	5.7
9	2010-01-09; 07:40:40.00	22.61	120.58	34.2	4.4
10	2010-01-10; 11:25:06.00	22.48	121.33	84.9	4.8
11	2010-01-19; 14:10:25.00	23.8	121.67	37.3	5.6
12	2010-02-07; 14:11:33.00	23.33	123.77	88.0	6.6
13	2010-03-04; 08:19:06.00	22.97	120.71	22.6	6.4
14	2010-03-04; 16:16:29.00	22.96	120.93	19.0	5.7
15	2010-07-25; 11:52:34.00	22.84	120.69	19.6	5.7
16	2010-09-24; 11:52:34.01	22.52	120.4	35.6	4.1
17	2010-11-12; 23:39:23.00	23.21	120.41	17.5	5.2
18	2010-11-21; 20:32:46.00	23.85	121.69	46.9	6.1

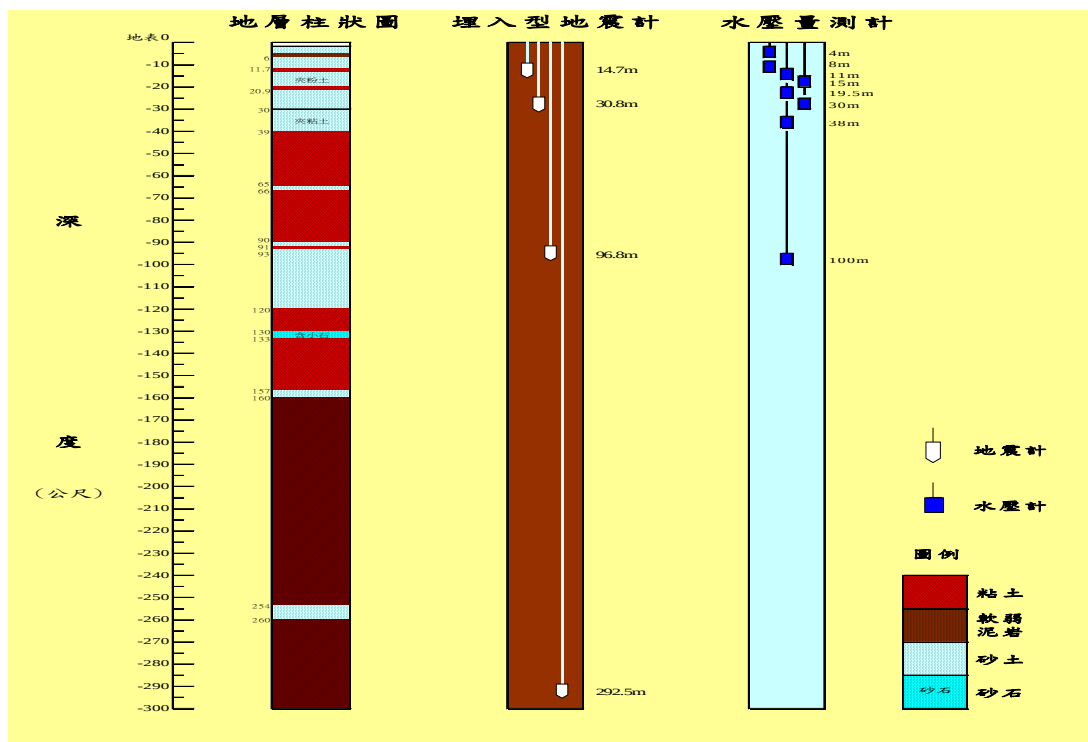


圖 3.5 高雄港井下地震及動態水壓監測站示意圖

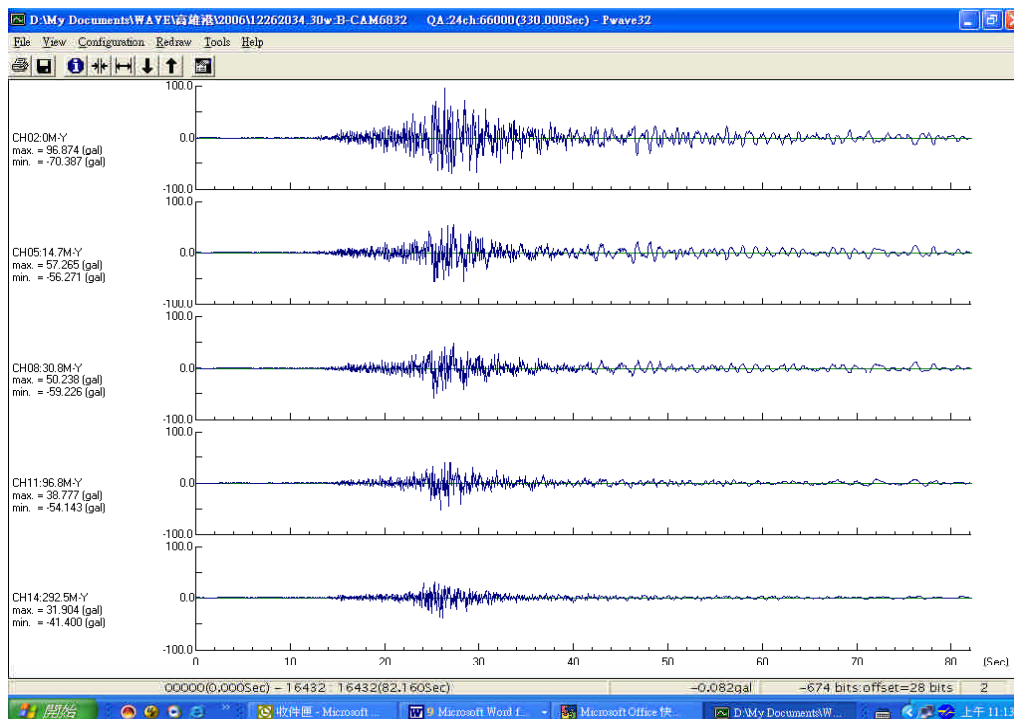


圖 3.6 高雄港 2006 年 12 月 26 日 20 點 34 分地震波

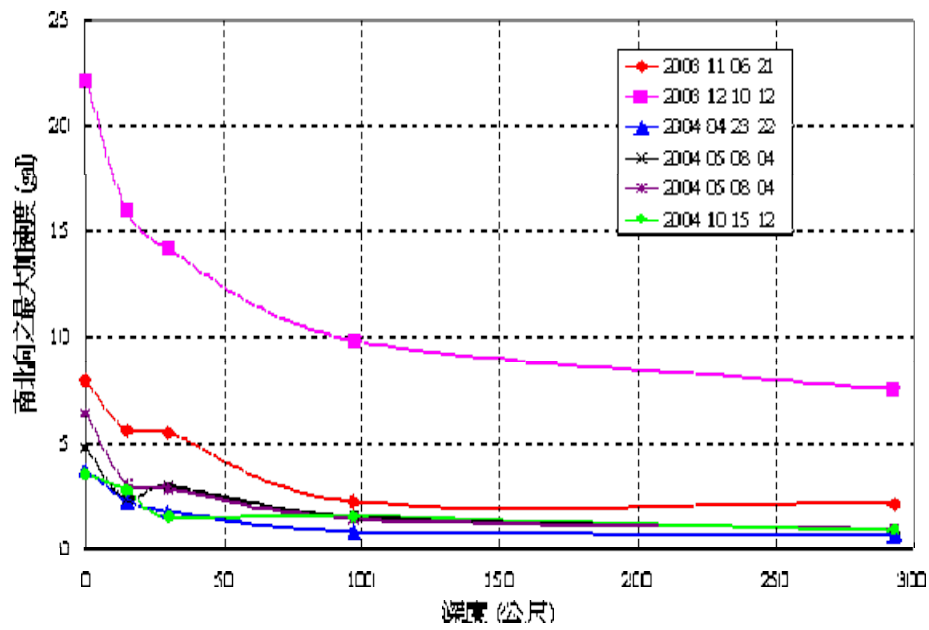


圖 3.7 高雄港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖

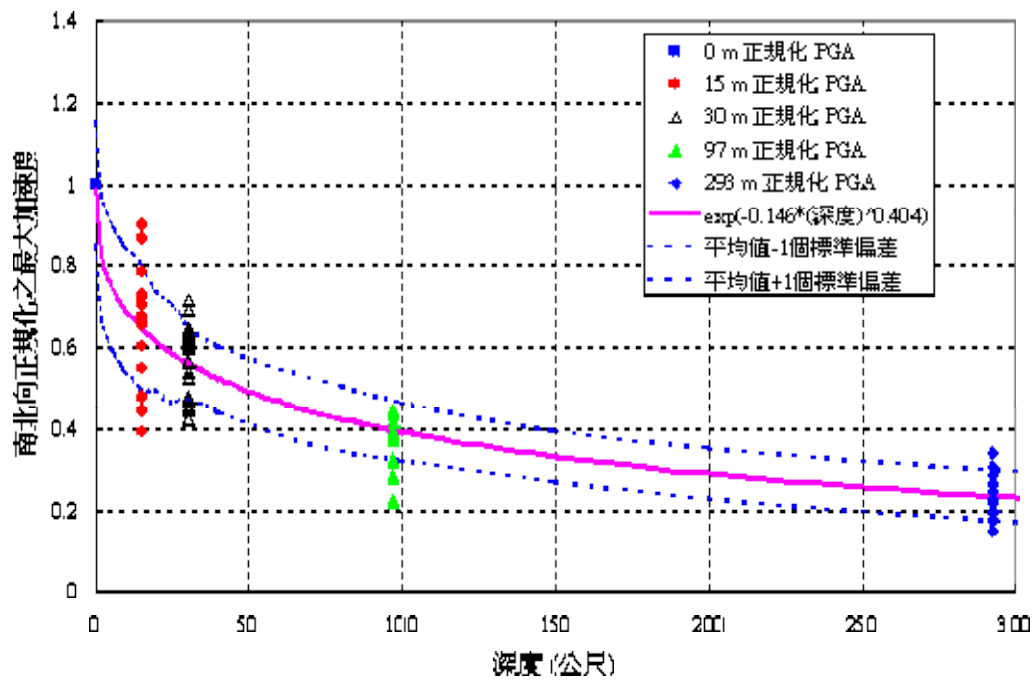


圖 3.8 高雄港井下地震儀南北向最大加速度正規化後隨深度變化圖

3.3 動態水壓監測分析

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，蘇澳港曾擷取到動態孔隙水壓紀錄，茲就簡述如下，測站於 93 年底完成，井下地震儀陣列設置於地表、-8m、-15m、-22m 及-35m 共 5 部地震儀，2007 年至 2009 年間擷取之地震觀測資料，就規模 4.2 以上較完整之資料共 40 組，如表 3-5、表 3-6。監測期間之地震活動非常頻繁，其中以 2005 年 3 月 6 日地震規模 5.9 之地表加速度 151gal 最大，具有動態孔隙水壓資料為 2005 年 3 月 6 日及 2007 年 9 月 7 日之地震，如圖 3.9 所示。監測資料待有更多紀錄進一步分析。

表 3-5 蘇澳港 2007 年井下地震監測資料表

No	監測時間(臺北時間)	震央位置		深度 km	規模
		緯度(度)	經度(度)		
1	2007-01-25; 18:59'16.6"	22.86°	121.86°	5.0	6.2
2	2007-02-12; 13:40'25.3"	24.40°	121.81°	13.1	4.4
3	2007-02-18; 23:46'8.3"	24.42°	122.05°	14.9	4.4
4	2007-04-28; 18:39'48.4"	24.83°	121.97°	12.7	4.4
5	2007-06-17; 12:26'22.3"	24.39°	121.88°	23.7	4.2
6	2007-06-20; 22:21'43.5"	24.40°	121.8°	13.3	4.3
7	2007-07-13; 04:54'13.2"	24.73°	121.79°	7.0	4.4
8	2007-07-22; 06:55'23.2"	24.38°	121.83°	14.4	4.2
9	2007-07-23; 21:40'2.1"	23.69°	121.70°	31.0	5.9
10	2007-09-07; 01:51'25.3"	24.20°	122.43°	54.0	6.6
11	2007-09-07; 01:55'21.6"	24.19°	122.51°	36.8	5.7
12	2007-09-15; 10:05'20.4"	24.33°	121.63°	21.7	4.3
13	2007-09-22; 14:27'4.9"	24.46°	121.87°	22.5	4.8
14	2007-10-11; 11:05'2.5"	24.78°	121.81°	78.9	5.5
15	2007-10-19; 02:24'28.8"	24.47°	121.84°	16.7	4.4
16	2007-11-08; 06:54'15.9"	24.91°	122.17°	4.0	5.0
17	2007-11-12; 18:24'42.5"	24.46°	121.84°	18.4	4.5
18	2007-11-29; 05:05'14.3"	24.82°	122.01°	65.0	5.5
19	2007-12-15; 18:46'53.0"	24.07°	122.45°	61.0	4.8

表 3-6 蘇澳港 2008~2009 年井下地震監測資料表

No	監測時間(臺北時間)	震央位置		深度 km	規模
		緯度(度)	經度(度)		
1	2008-02-18; 04:33:54.00	23.31°	121.46°	28.3	5.4
2	2008-02-28; 02:54:25.00	24.83°	122.29°	14.4	4.8
3	2008-03-01; 00:58:24.00	24.00°	122.53°	26.1	5.1
4	2008-06-02; 00:59:40.00	24.86°	121.79°	92.3	5.8
5	2008-06-15; 19:16:17.00	22.90°	120.59°	16.9	4.8
6	2008-07-11; 11:08:11.00	25.13°	122.25°	16.0	4.7
7	2008-07-12; 14:12:01.00	24.19°	121.81°	6.4	4.5
8	2008-08-02; 02:56:11.00	24.05°	121.53°	21.1	5.1
9	2008-08-18; 01:38:20.00	24.00°	121.70°	42.8	4.6
10	2008-09-07; 07:00:59.00	23.99°	121.81°	50.6	4.6
11	2008-09-09; 15:43:36.00	24.61°	122.63°	103.8	5.9
12	2008-12-02; 11:17:36.00	23.28°	121.60°	29.8	6.0
13	2008-12-08; 03:17:41.00	23.85°	122.20°	35.1	5.9
14	2008-12-30; 09:31:55.00	24.70°	122.34°	95.4	5.1
15	2009-01-04; 06:04:34.30	24.19	121.68	2.7	5.1
16	2009-01-24; 21:46:34.60	24.89	122.04	6.2	4.4
17	2009-01-24; 21:48:25.50	24.89	122.04	4.8	4.6
18	2009-03-14; 15:01:45.40	24.38	121.70	30.1	4.6
19	2009-04-17; 20:38:05.00	23.92	121.68	43.4	5.3
20	2009-11-05; 17:33:24.00	23.79	120.72	24.1	6.2
21	2009-12-19; 21:02:34.00	23.78	121.75	45.9	6.8

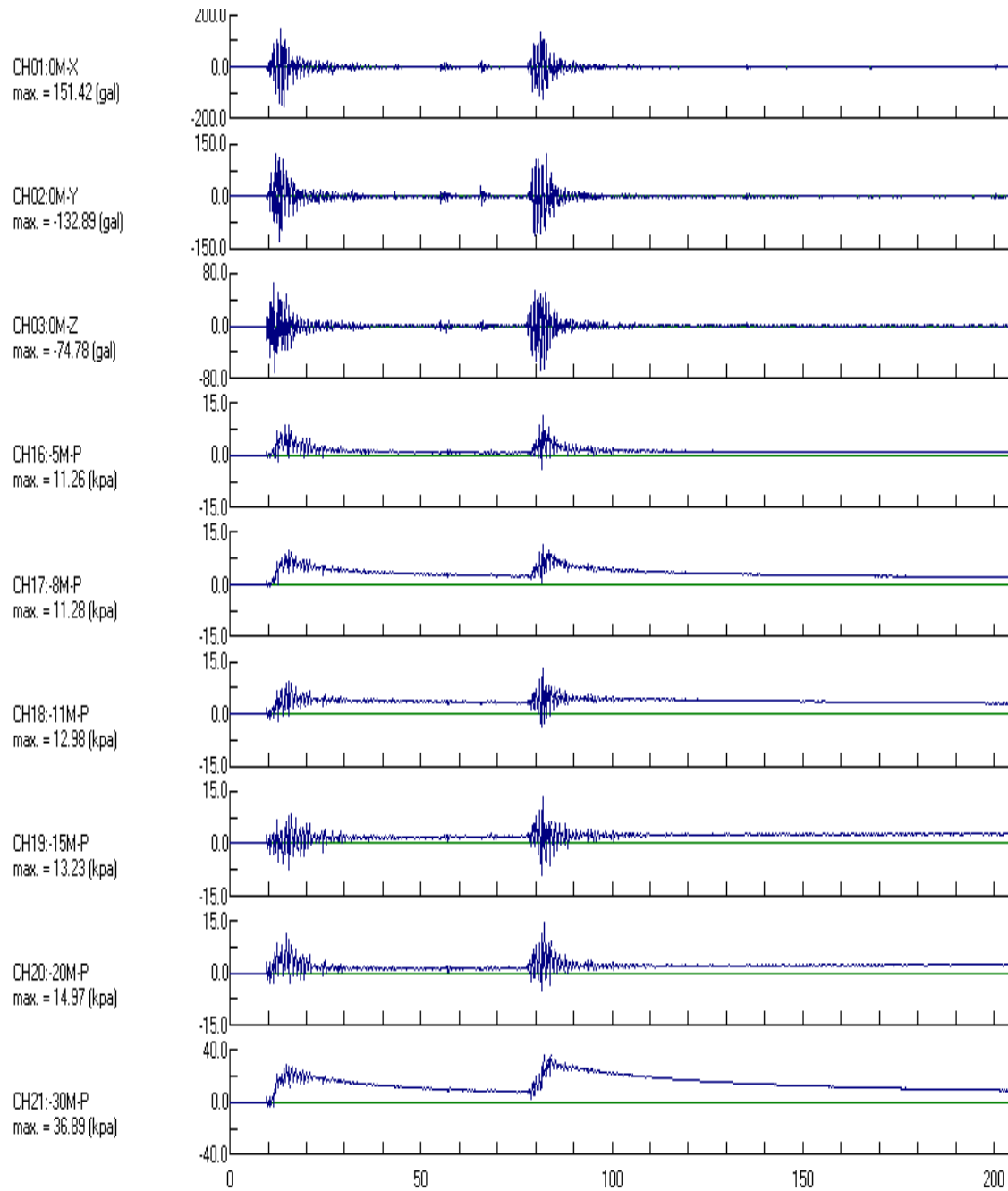


圖 3.9a 蘇澳港地震站 2005 年 3 月 6 日地震之動態孔隙水壓變化

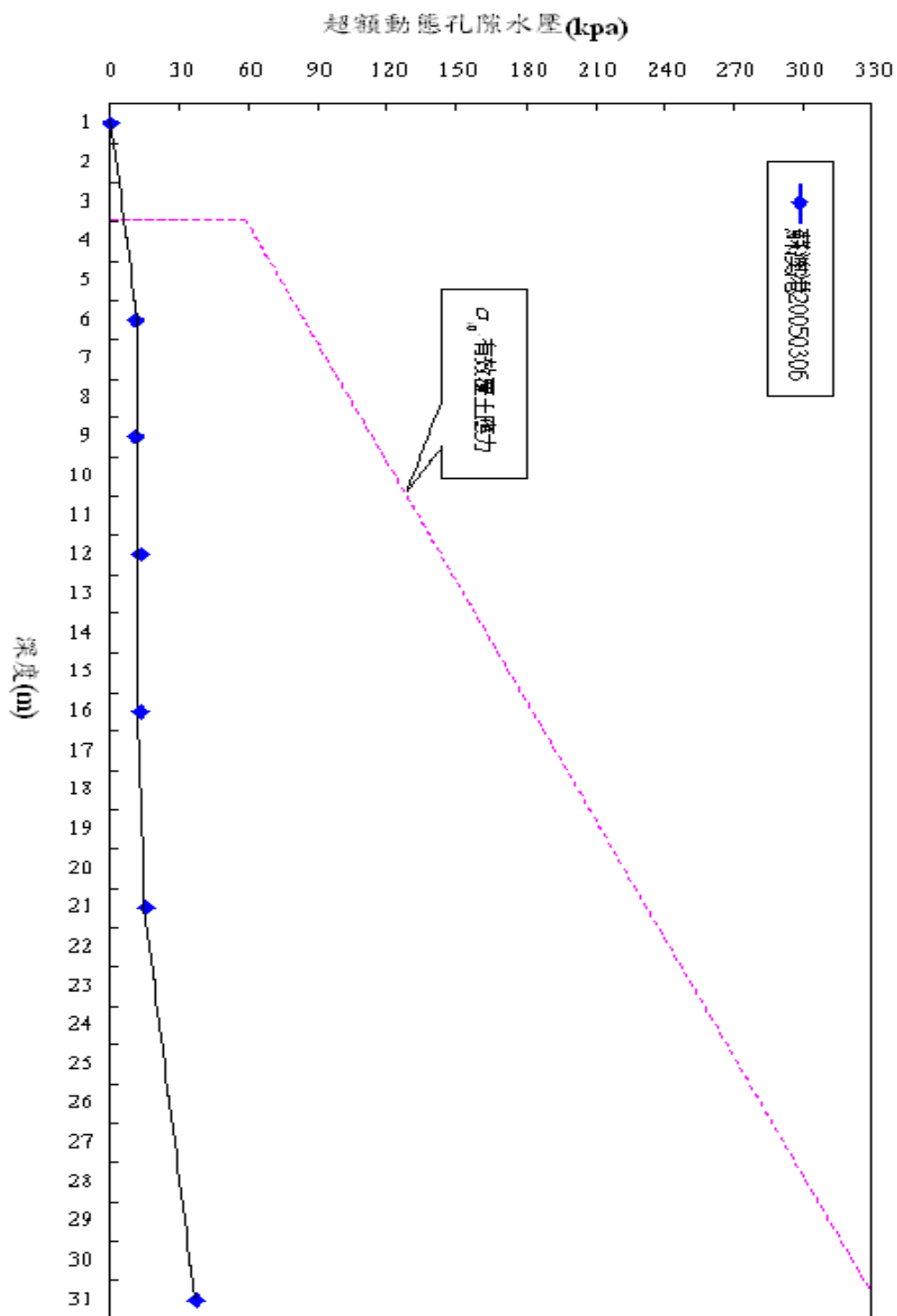


圖 3.9b 蘇澳港 2005 年地震作用下不同深度之超額孔隙水壓圖

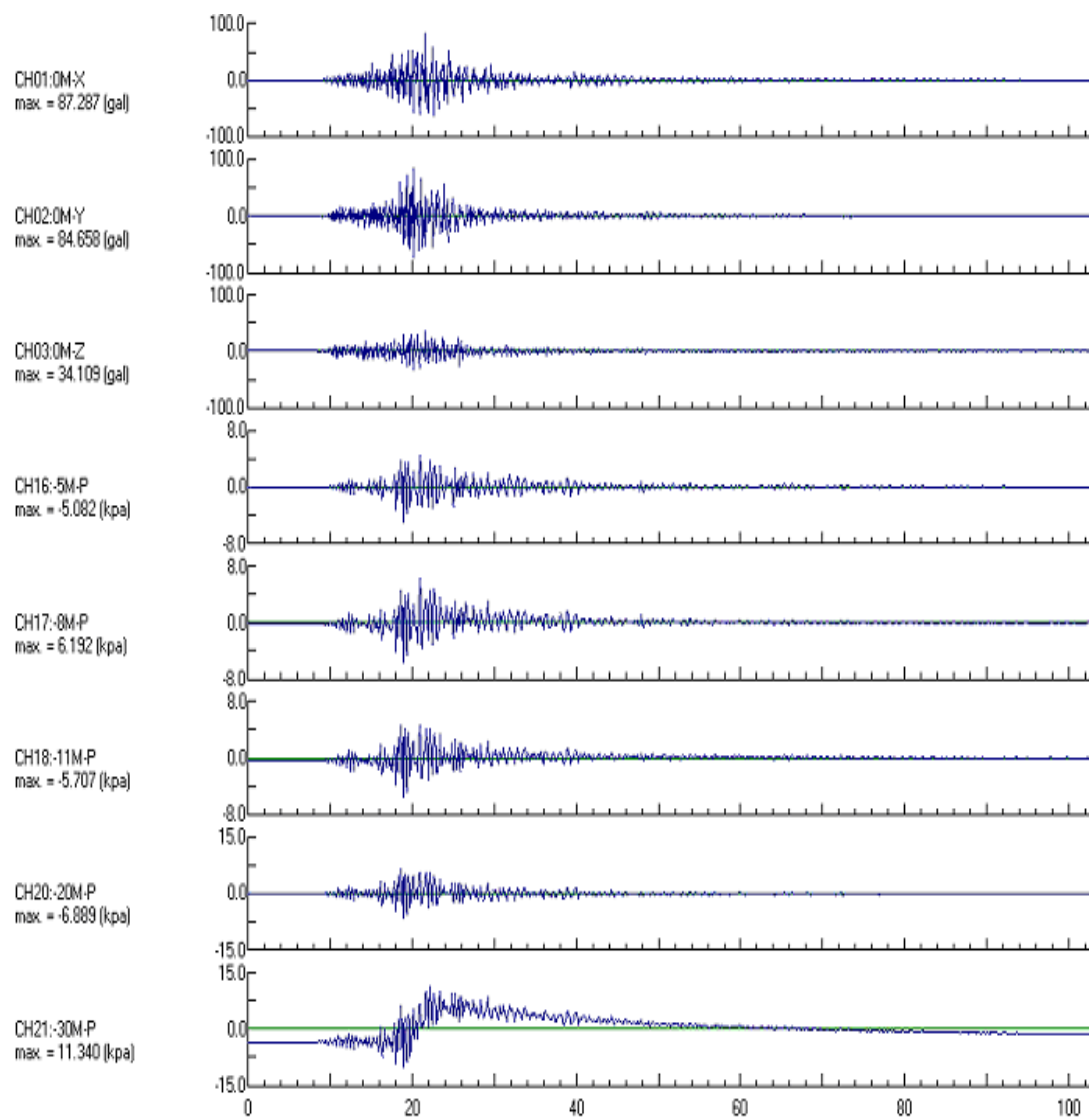


圖 3.9c 蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化

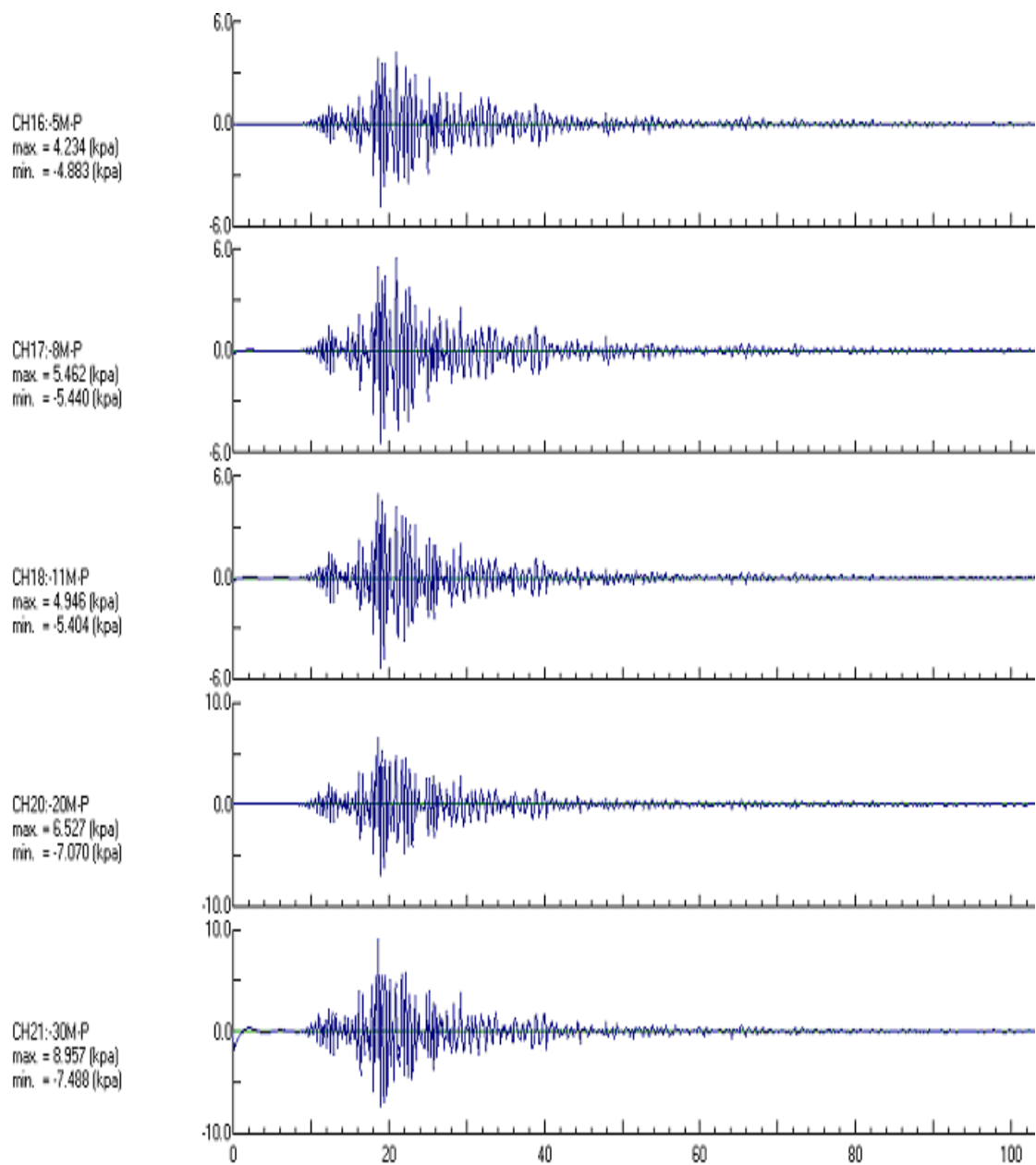


圖 3.9d 蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化
(大於 0.25Hz)

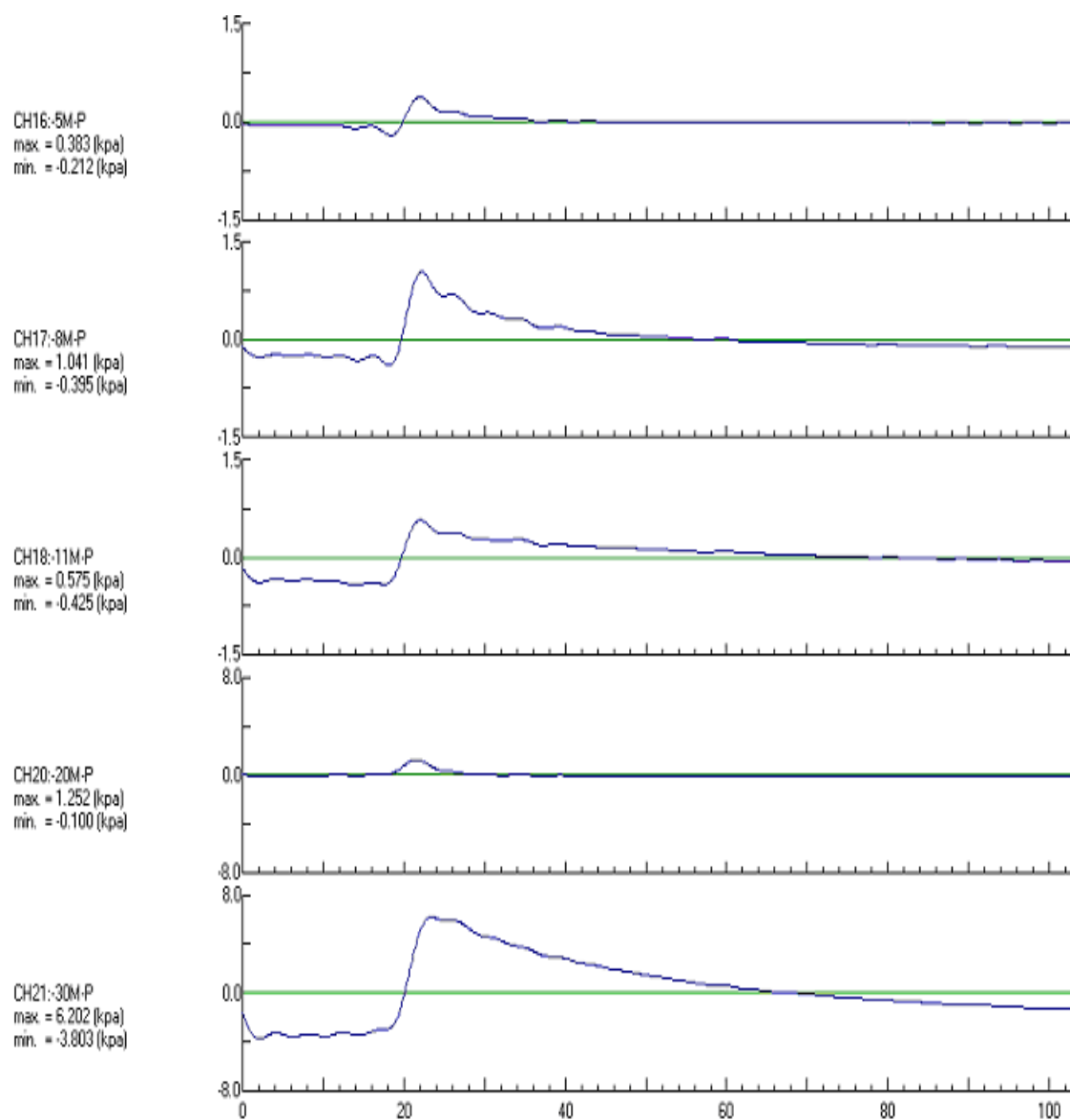


圖 3.9e 蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化
(小於 0.25Hz)

3.4 地表地震監測分析

地表運動之場址效應一般採用地震頻譜來進行分析，而常用的分析方法，主要可以分為傅氏頻譜(Fourier Spectrum)與反應譜(Response Spectrum)兩種。傅氏頻譜是將觀測站所收錄的地震紀錄時間序列進行傅立葉轉換(Fourier transform)至頻率域，可計算出此地震紀錄之傅氏振幅譜。如有岩盤參考站時，可以再分為傳統的雙站頻譜比法(Borcheret)和單站頻譜比法(Nakamura)。而在工程應用方面，常使用反應譜法，反應譜是地震波作用在結構物上所反應的最大值，因為反應譜加上阻尼振盪，所以得到的頻譜圖形會較傅氏頻譜平滑。本節分別以傅氏頻譜法及反應譜法選擇臺北港及高雄港地震站，就地表地震計監測所得之資料進行彙整分析。

3.4.1 傅立葉振幅譜

傅氏頻譜(Fourier spectrum)分析法即將各測站之地震紀錄，自時間域經由傅氏轉換至頻率域後，可計算出各測站之傅氏振幅譜。若 $f(t)$ 為時間域之地震紀錄，則其傅氏頻譜為

$$F(\omega) = \int f(t)e^{i\omega t} dt \dots\dots\dots (3-2)$$

$f(t)$ 之傅氏振幅譜即為 $F(\omega)$ 之絕對值，即

$$|F(\omega)| = \{ \text{Re}[F(\omega)]^2 + \text{Im}[F(\omega)]^2 \}^{1/2} \dots\dots\dots (3-3)$$

本文為了方便計算機處理，使用快速傅立葉轉換法(Fast Fourier transform, FFT)將所有的地震加速度資料經(3.2)式轉換，再以(3.3)式計算傅氏振幅譜。最後由頻譜比分析可瞭解不同頻率震波作用下，各測站在不同頻率之放大情形。

3.4.2 傅氏頻譜分析

各港區地震監測站所擷取到的每一筆地震資料，皆係來自不同方向、規模、距離、及震源深度所產生，為瞭解測站地震波之振盪主頻(predominant frequency)及其對港區碼頭結構物之影響，本節採取井下監測站所擷取之地表水平最大加速度地震資料進行傅氏頻譜轉換分析，藉以求得地表最大加速度(PGA)之主頻，各傅氏頻譜圖以中央氣象局公佈之震度分級來彙整。

臺北港井下地震站監測期間並無較大地震發生，自 2007 年至 2009 年止，僅選擇 3 級地震(25gal)以下較完整約 20 餘筆不同大小震度之地表歷時地震紀錄進行傅氏譜分析，經由傅氏轉換後，將水平向資料的頻譜值取均方根(RMS)計算，頻譜圖並以 1、2 及 3 級震度來區分，各級振盪主頻隨著震度不同而稍有差異，如圖 3.10~圖 3.13 所示。經初步分析結果，各級地震之平均主頻約介於 0.71Hz~0.86Hz。

選取臺北港井下地震站 2008 年 6 月 2 日所監測之地震資料，經傅氏頻譜轉換分析後，各不同深度之傅氏頻譜圖如圖 3.14 及 3.15 所示。由 RFAS 頻譜比圖中可觀察到深度-14m 處，在 4.5Hz 附近 RFAS 值出現明顯的放大反應。

高雄港地震站自 2007 年監測至 2009 年止，共紀錄約 30 餘筆不同大小震度之歷時資料，大部份是 3 級以下的輕弱級地震，選擇其中完整之地表歷時地震資料進行傅氏譜分析，各級震度頻譜圖(Fourier amplitude spectrum)如圖 3.16~圖 3.19 所示。初步分析結果，各級地震之平均主頻約介於 0.88Hz~1.02Hz。

台北港2007~2008年弱震傅氏振幅譜圖(測站1級)

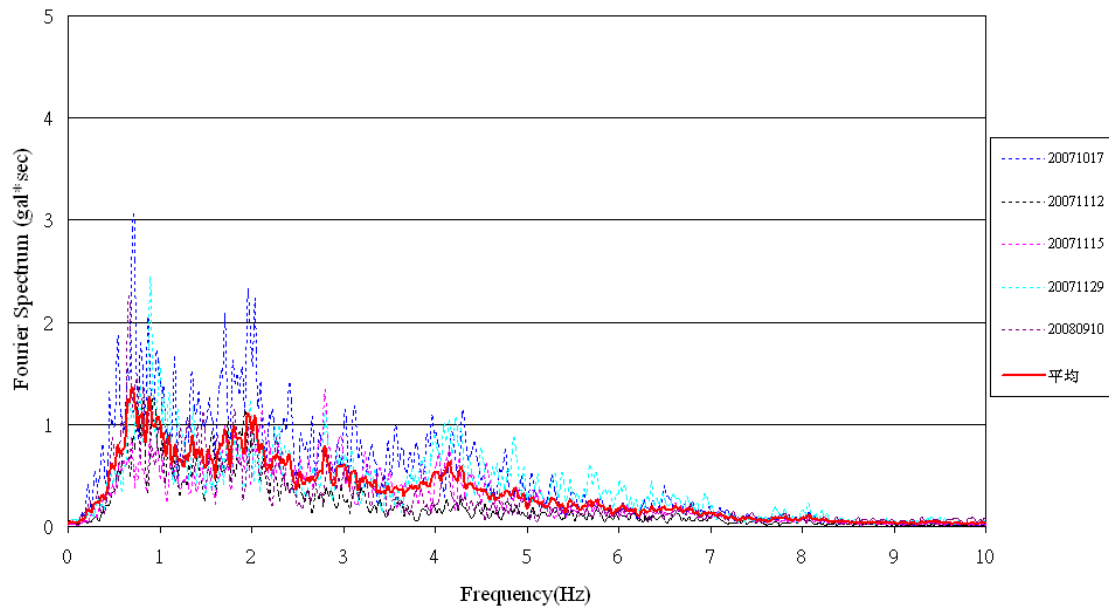


圖 3.10 臺北港地震站 1 級震度傅氏頻譜圖

台北港2007~2008年 弱震傅立葉頻譜圖(測站2級)

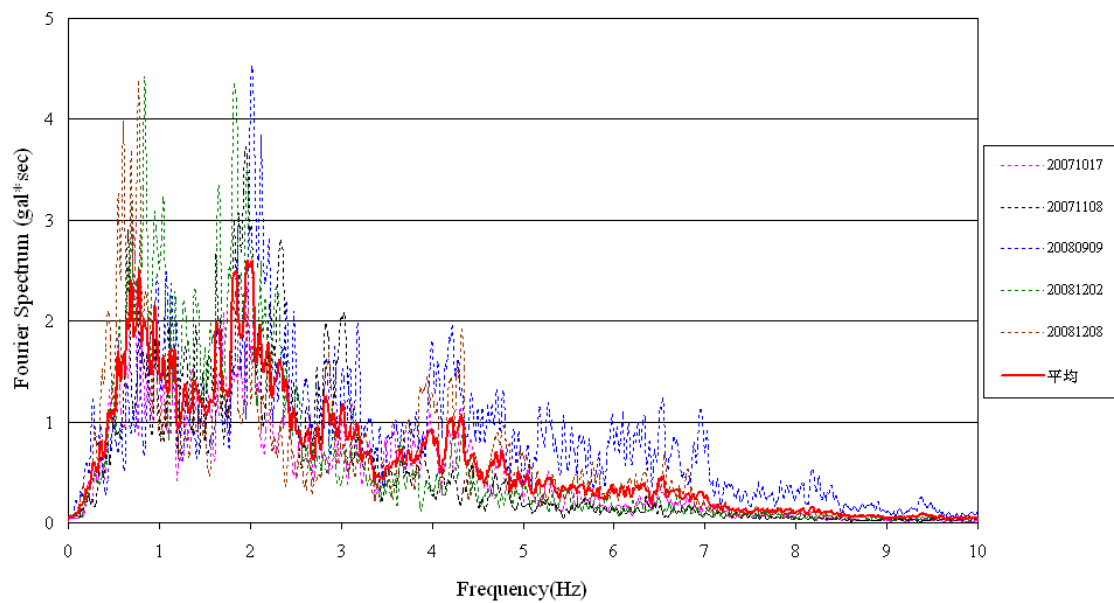


圖 3.11 臺北港地震站 2 級震度傅氏頻譜圖

台北港2008~2009年弱震傅立葉頻譜圖(測站3級)

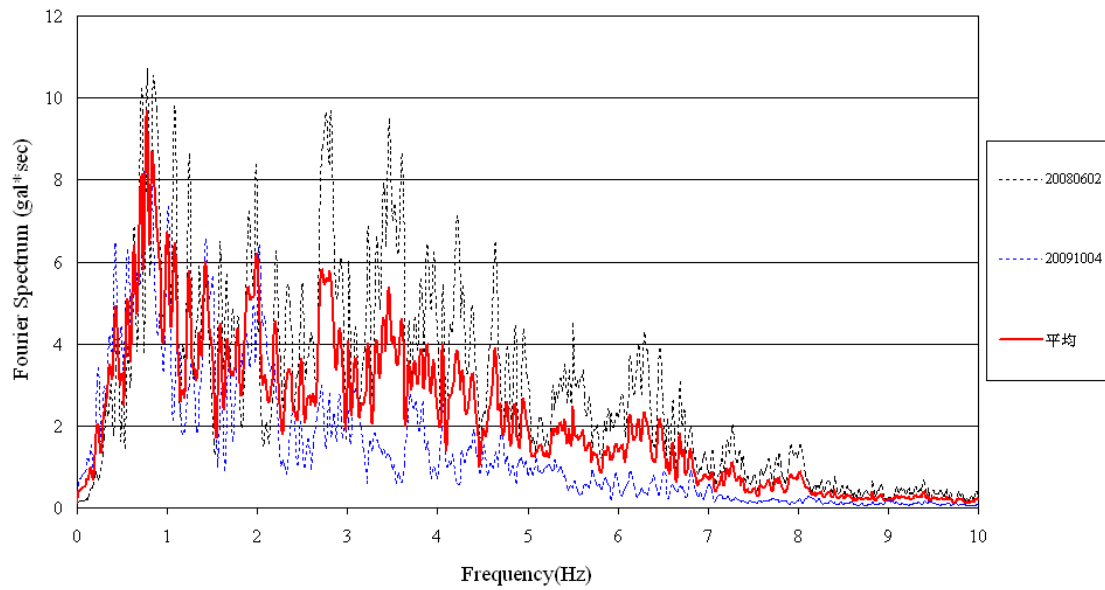


圖 3.12 臺北港地震站 3 級震度傅氏頻譜圖

台北港地震站2007~2009年地震傅立葉頻譜比較圖(測站1,2,3級)

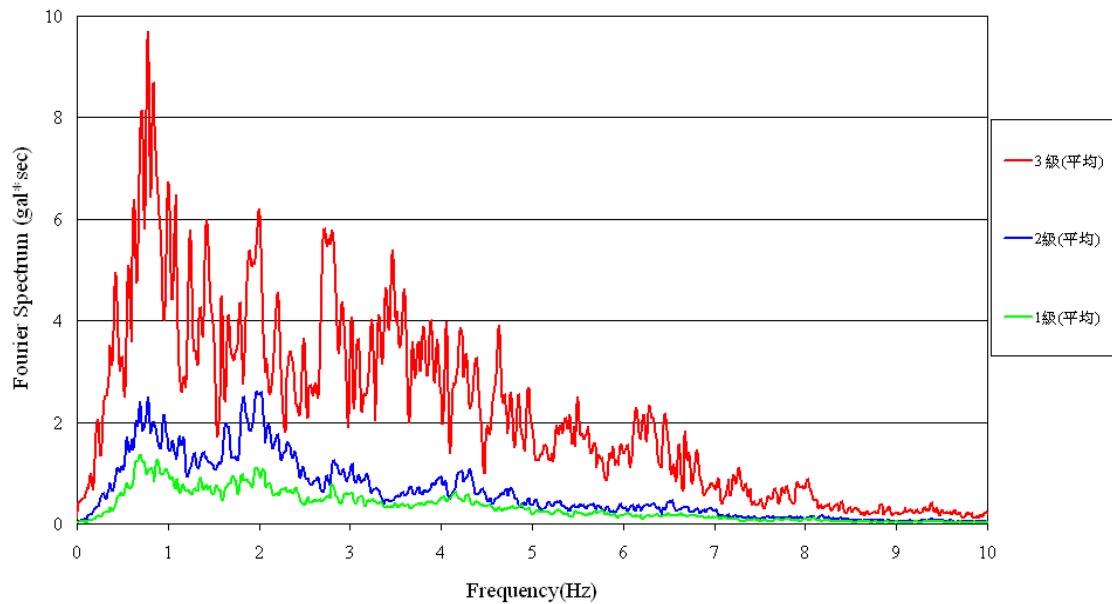


圖 3.13 臺北港地震站各級震度平均傅氏頻譜圖

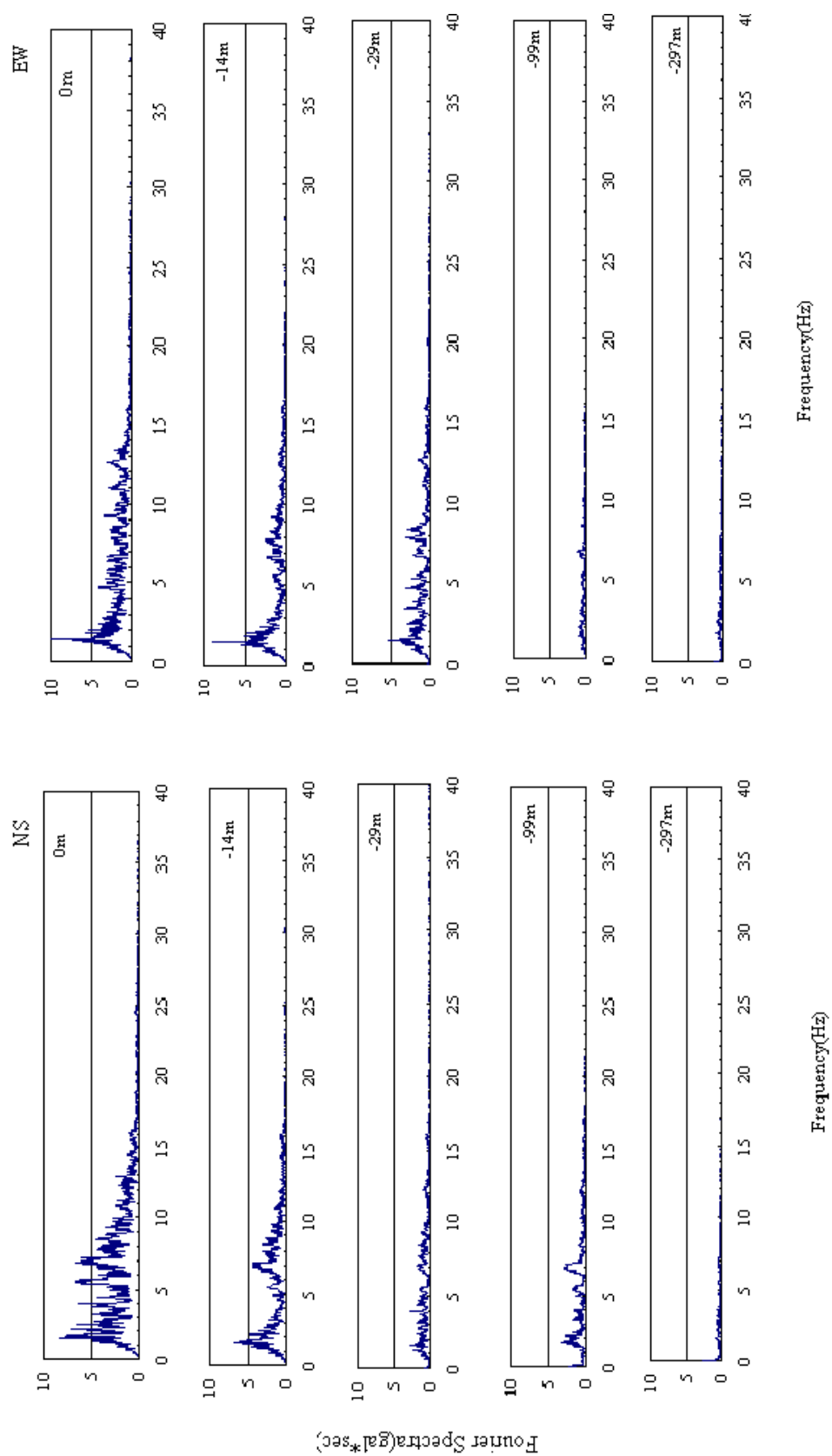


圖 3.14 臺北港地震站 2008 年 6 月 2 日地震不同深度之傅氏頻譜圖

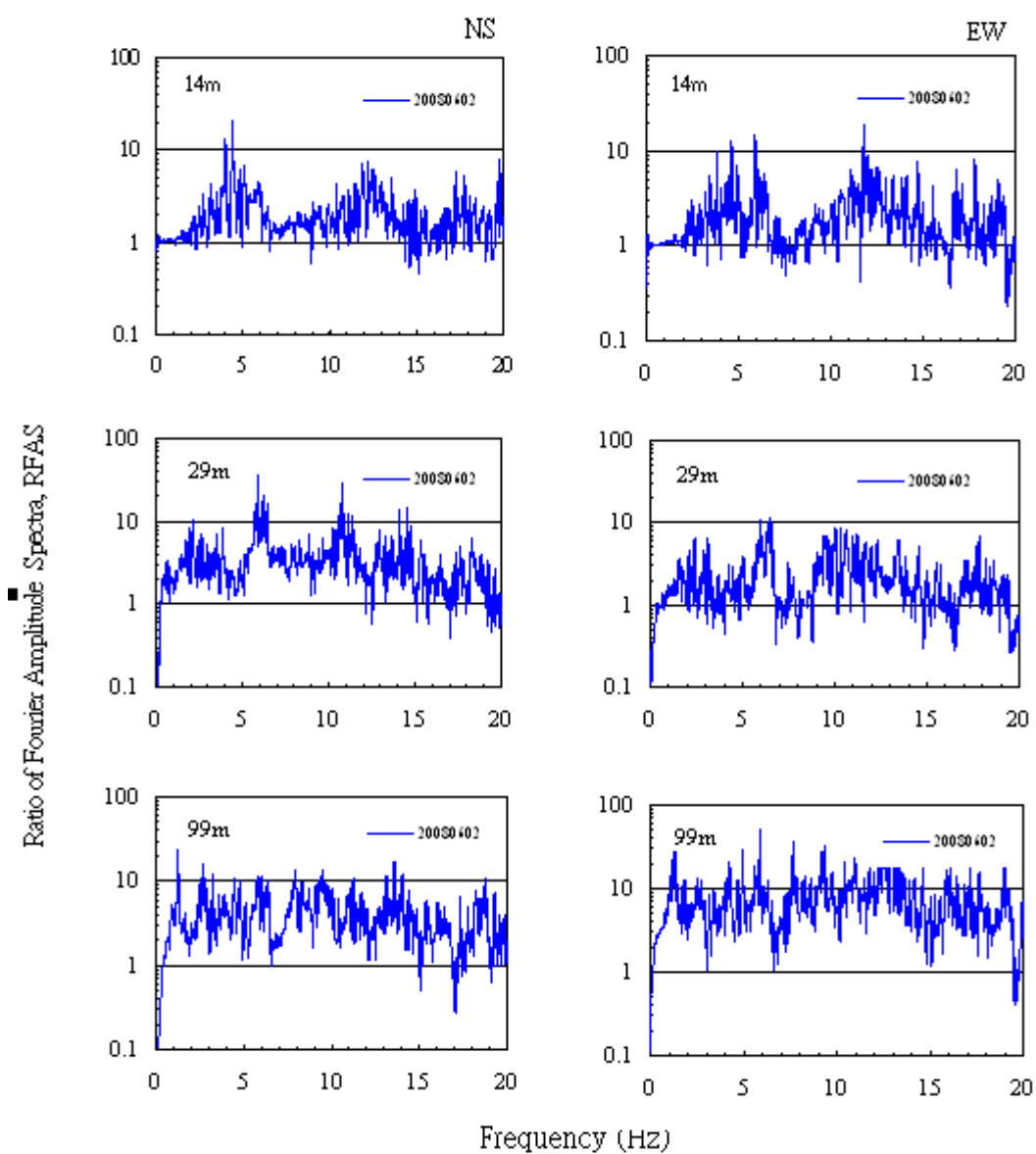


圖 3.15 臺北港地震站 2008 年 6 月 2 日地震地表相對不同深度土層之傅氏頻譜比圖

高雄港2007~2008微震傅立葉頻譜圖(測站1級)

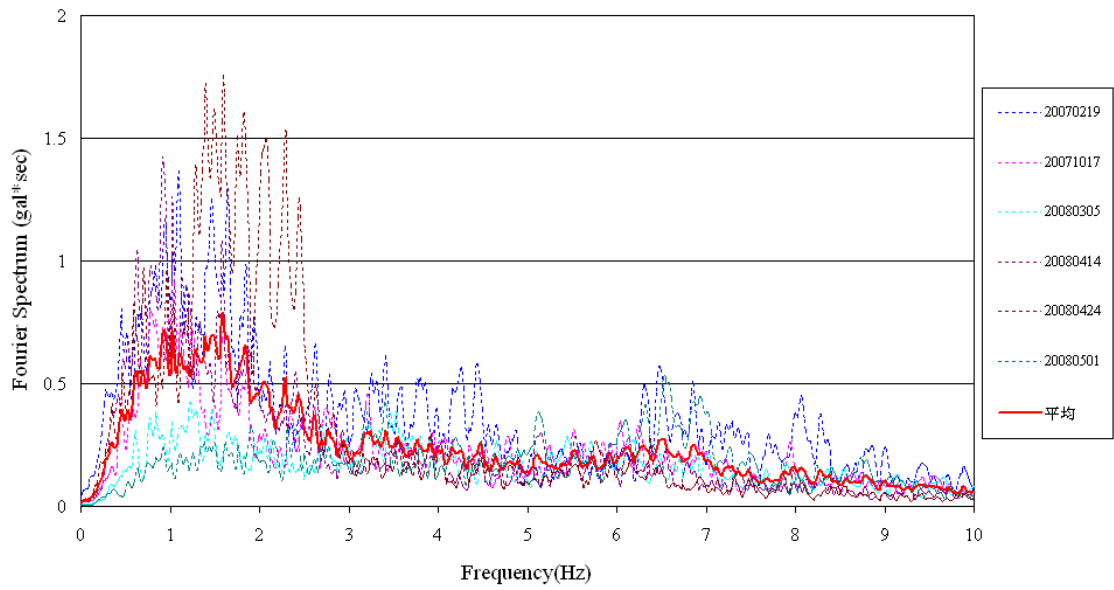


圖 3.16 高雄港地震站 1 級震度傅氏頻譜圖

高雄港2007~2008輕震傅立葉頻譜圖(測站2級)

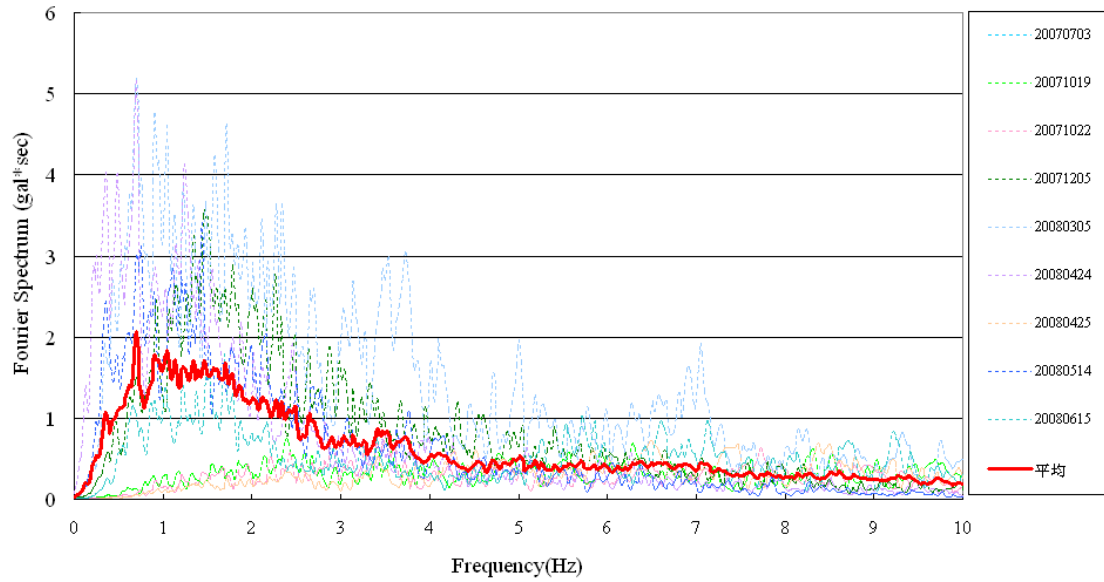


圖 3.17 高雄港地震站 2 級震度傅氏頻譜圖

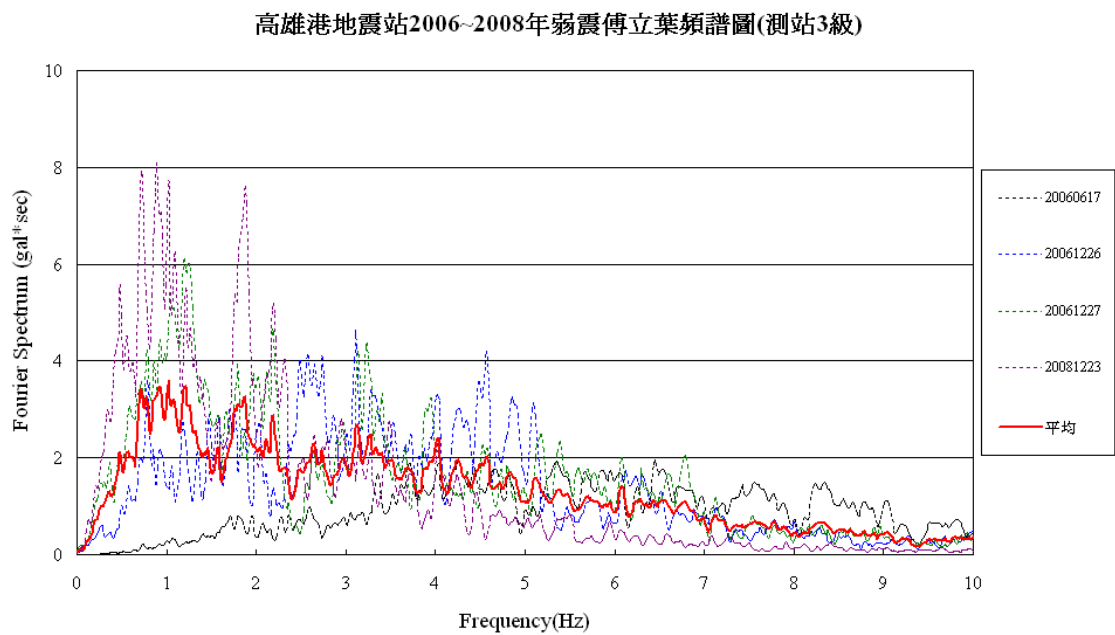


圖 3.18 高雄港地震站 3 級震度傅氏頻譜圖

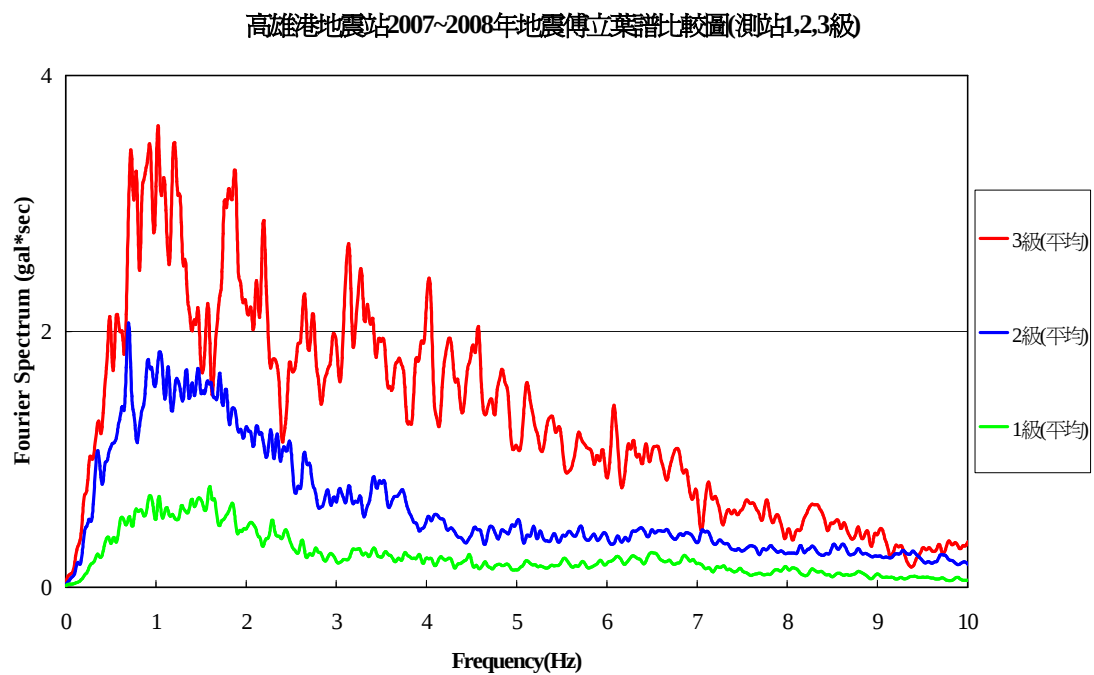


圖 3.19 高雄港地震站各級震度平均傅氏頻譜圖

3.4.3 單站頻譜比

由於港區大多為沖積土層，要選擇一個適當的岩盤參考測站並不容易，或因參考測站選擇不當，也會因為地形效應的影響，使場址效應分析結果有所差異，故雙站法並不適用於港區。於是本節採 Nakamura 在 1989 年提出單站頻譜比法之經驗式，利用微地動資料，以水平與垂直向震幅放大頻譜比(H/V amplification spectrum ratio)，分析出淺層沖積土層之共振頻率。而 Lermo and Chavez-Garcia (1993)亦從理論層狀構造來進行研究，認為此法也適用於地震之 S 波分析。茲就 Nakamura (1996, 2000)之單站頻譜比法簡述如下：

若 S_H 代表地表振動水平分量之傅氏振幅譜， B_H 為鬆軟土層底部水平分量之傅氏振幅譜，則水平向頻譜比 S_E 可以表示為

$$S_E = \frac{S_H}{B_H} \dots\dots\dots (3-4)$$

由於受到近地表雷利波(Rayleigh wave)之影響，在地表所紀錄到之水平向振幅 S_H 會大於地下岩盤測站之水平向振幅 B_H 。

利用垂直向頻譜比 A_S ，代表震源放大作用

$$A_S = \frac{S_V}{B_V} \dots\dots\dots (3-5)$$

S_V 代表地表振動垂直分量之傅氏振幅譜， B_V 為鬆軟土層底部垂直分量之傅氏振幅譜。為了除去震源放大效應，將(3-4)式除以(3-5)式，即

$$S_M = \frac{S_E}{A_S} = \frac{\left[\frac{S_H}{B_H} \right]}{\left[\frac{S_V}{B_V} \right]} = \left[\frac{\frac{S_H}{B_H}}{\frac{S_V}{B_V}} \right] \dots\dots\dots (3-6)$$

上式中之分母 $\frac{B_H}{B_V}$ ，Nakamura 曾利用井下微地動觀測資料得到其值約等於 1。但是一般岩盤站 H/V ratio 由於受到其地下土層形貌影響，

此比值不會這麼穩定，但大約會在某個定值附近來回震盪。利用以上關係，即可得到單站頻譜比法此一經驗式：

$$S_M = \frac{S_H}{S_V} \dots\dots\dots (3-7)$$

簡言之，就是利用單一測站之水平向傅氏頻譜除以垂直向傅氏頻譜，即可估計此筆地震對此測站區域所造成的場址效應。

本節彙整 2006 年至 2008 年期間高雄港地震站之 PGA 小於 25gal 的弱地震資料與 2006 年恆春強震資料，分析測站地區強震與弱震之場址效應差異。先利用單站頻譜比法計算測站的弱震平均場址效應，再將強震之單站頻譜比值與測站弱震之平均頻譜進行相互比對，觀測地震期間測站地區之場址效應變化，並進而探討測站在地震時是否有非線性反應發生。

1. 監測站弱震平均頻譜比

利用 Nakamura 單站頻譜比法之經驗式來估計高雄港地震站之場址效應，即採用測站之真實地震歷時紀錄之 S 波資料，將地震資料由時間域轉至頻率域，藉由單站頻譜比法得到的單一水平向(取東西向及南北向頻譜值均方根)與垂直向頻譜的比值，可探討地震作用時，震波在測站區域的放大效應。

高雄港區蒐集 2005 至 2008 年地震監測站地表地震儀所記錄的弱震資料約 30 餘筆中，共選取高雄港測站最大地表加速度小於 25gal(3 級地震) 較完整之 30 筆弱震資料，先將個別的地震進行單站頻譜比法後，再將所得之頻譜比值加以平均，以降低震源效應的影響，最後可得到測站之弱震平均場址效應，如圖 3.20，由圖中可知，放大主頻大約分佈於 0.6~1.3Hz。

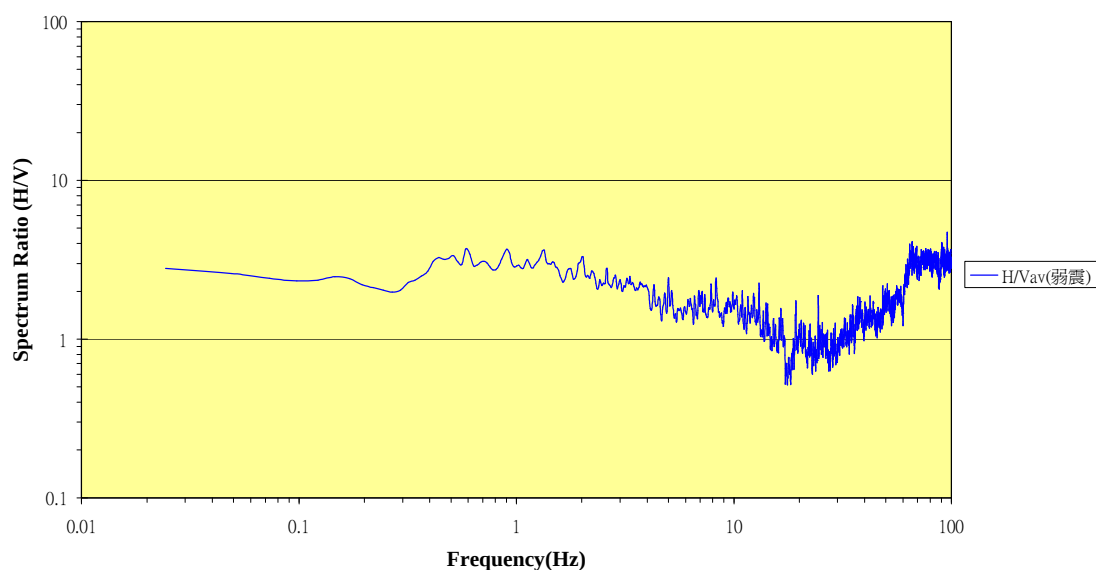


圖 3.20 高雄港地震站弱震單站平均頻譜比

2. 監測站強、弱震頻譜比

2006 年於恆春外海發生規模 7.0 之強烈地震，造成屏東恆春地區一些災情，於恆春南灣地區亦有土壤液化災情，顯示恆春地區可能有土壤非線性反應的災害發生，本文依據設置於高雄港地震站監測所得資料進行單站頻譜比分析，測站於 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分監測之地震，測站震度 5 級，地表最大加速度為 96gal，如圖 3.21，選取水平兩方向頻譜值均方根與垂直向頻譜值比後，如圖 3.22 所示。

將測站強、弱震頻譜比資料比對結果，在低頻帶部份 0.12Hz 以下呈現線性反應並無放大現象，0.3Hz~1.3Hz 出現明顯的線性放大反應，但在 8.3Hz~28Hz 之間強震頻譜比小於弱震平均頻譜比值，土壤出現非線性反應，如圖 3.23，測站土壤雖有非線性放大現象，但是高雄港區並無土壤液化災情發生。

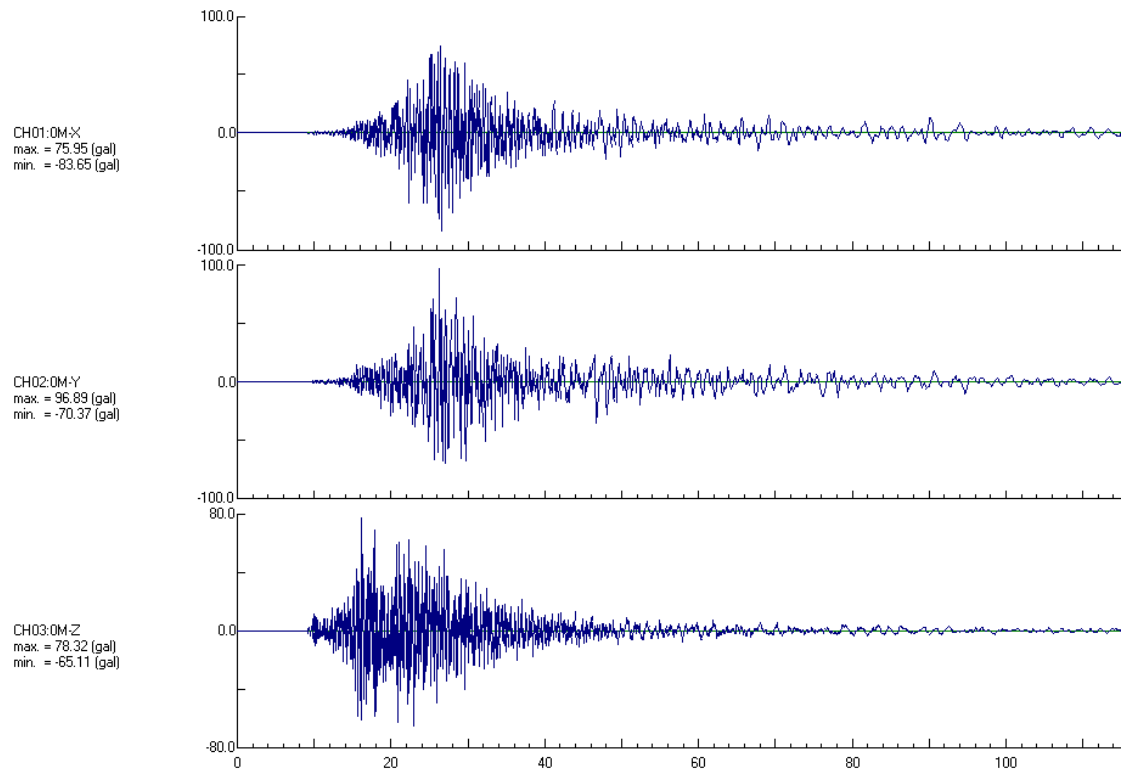


圖 3.21 高雄港測站 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分地震加速度歷時

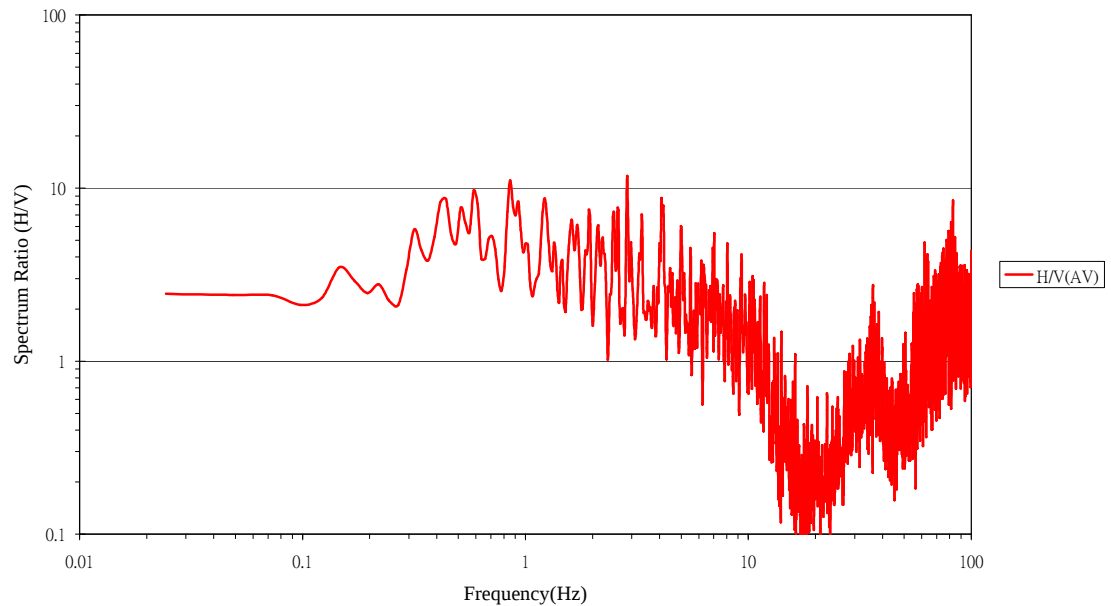


圖 3.22 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分強震頻譜比

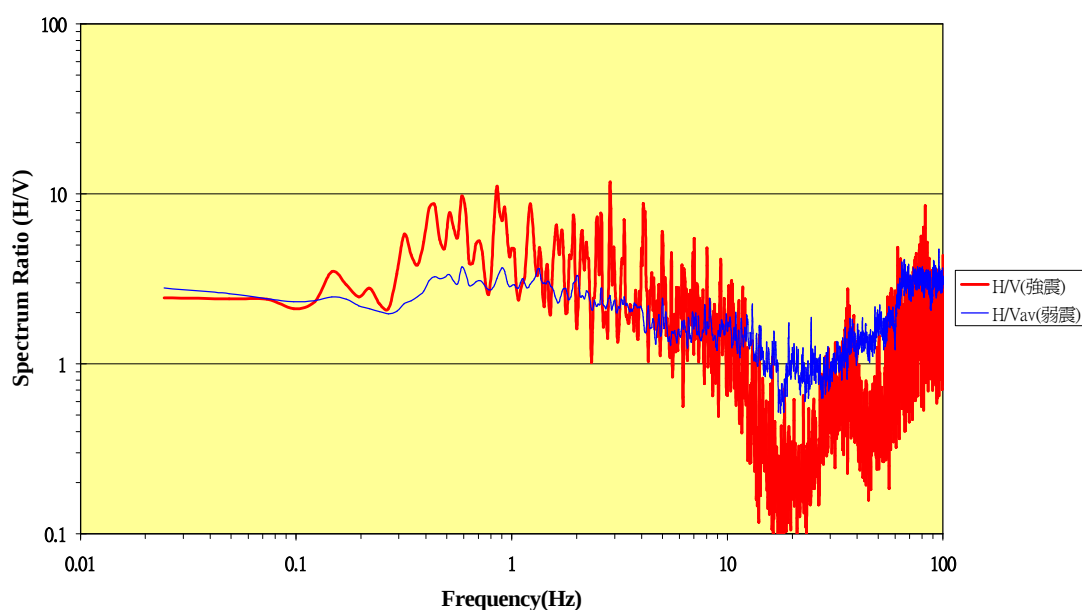


圖 3.23 高雄港地震站強、弱震單站頻譜比

3.4.6 反應頻譜分析

2006 年於恆春外海發生規模 7.0 之強烈地震，分別為 12 月 26 日 20 時 26 分及 20 時 34 分之恆春地震，其震央位置在屏東墾丁與恆春西南方約 30 餘公里，其震度分佈如圖 3.24 及圖 3.25 所示。高雄港井下地震站監測到兩筆震度 4 級以上之地震資料。12 月 26 日 20 時 26 分之地震，規模 7.0，地震深度 44 公里，測站距離震央約 94.9 公里，地表最大加速度為 46gal。12 月 26 日 20 時 34 分之地震，規模 7.0，地震深度 50.2 公里，測站站距離震央約 94.9 公里，地表最大加速度為 96gal。

2010 年於高雄發生規模 6.4 之強烈地震，即 2010 年 03 月 04 日 08 時 18 分之甲仙地震，震央位置在高雄甲仙東南方 17 公里處，地震深度 22.6 公里，震度分佈如圖 3.26。測站距離震央約 56.6 公里，地表最大加速度為 75gal。

高雄港地震監測站記錄恆春地震與甲仙地震之 3 筆地表加速度歷時地震資料，如圖 3.27 所示。選擇 12 月 26 日 20 時 34 分恆春地震之東西向地表最大加速度進行反應譜分析後，如圖 3.28~圖 3.30。阻尼比

分別為 0%、2%、5% 及 10%，繪製成三相圖後，如圖 3.31，當 $T=\infty$ 時，最大地表位移 $S_D \cong 12\text{cm}$ ，當 $T=0$ 時，最大地表加速度 $S_A \cong 96\text{cm/sec}^2$ 。

分別將 2006 年 12 月 26 日及 2010 年 3 月 4 日等三筆 4 級以上地震加速度記錄之尖峰加速度均正規化為 $0.23g$ ，以作為比較分析之基準，資料經個別進行反應譜分析及平均後，阻尼比為 5% 之位移、速度、加速度反應譜，繪製三相圖如圖 3.32。

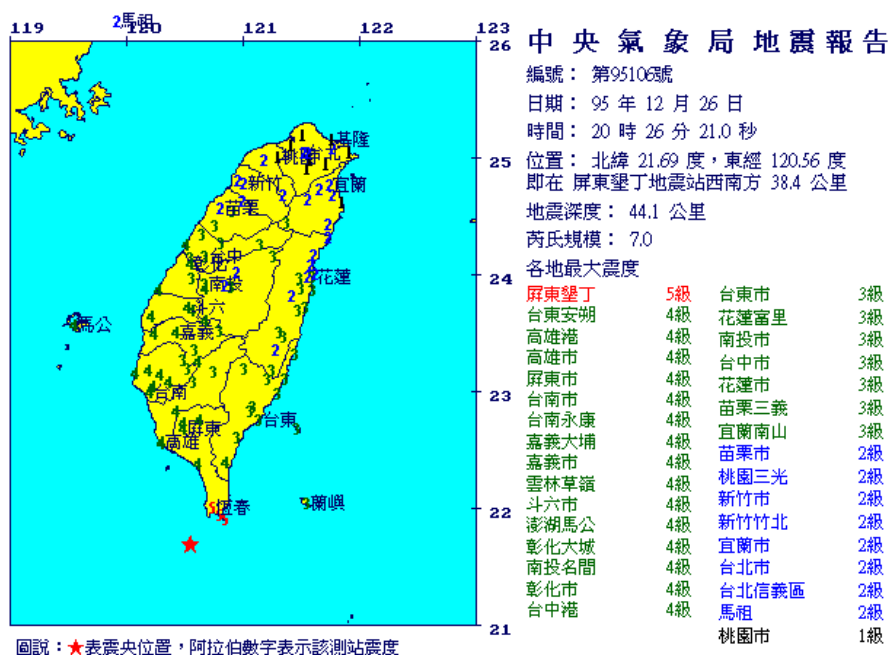


圖 3.24 2006 年 12 月 26 日 20 時 26 分恆春地震震度分佈(中央氣象局)

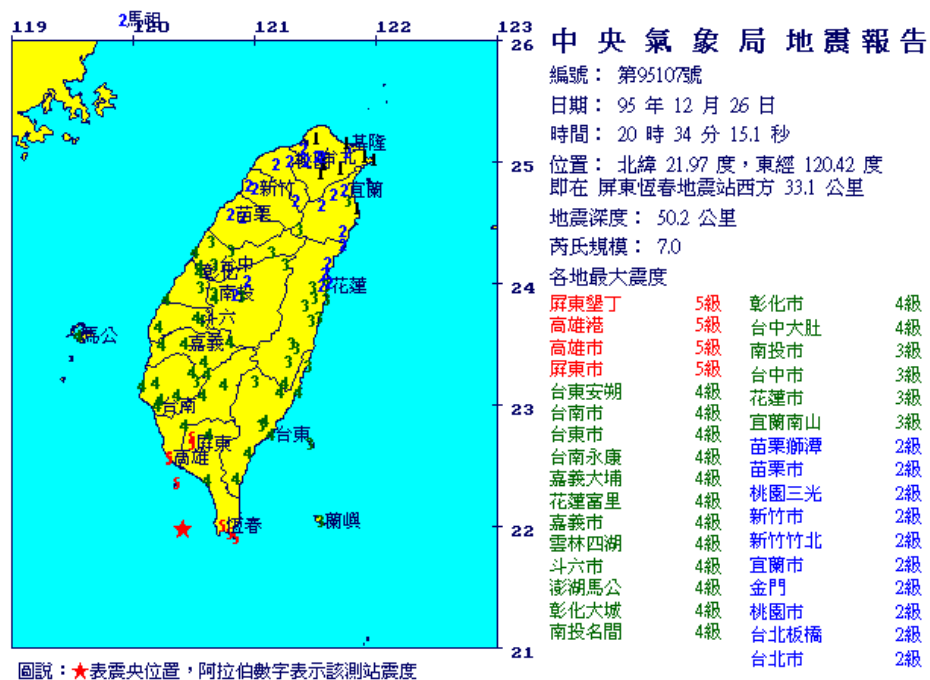


圖 3.25 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分恆春地震震度分佈(中央氣象局)

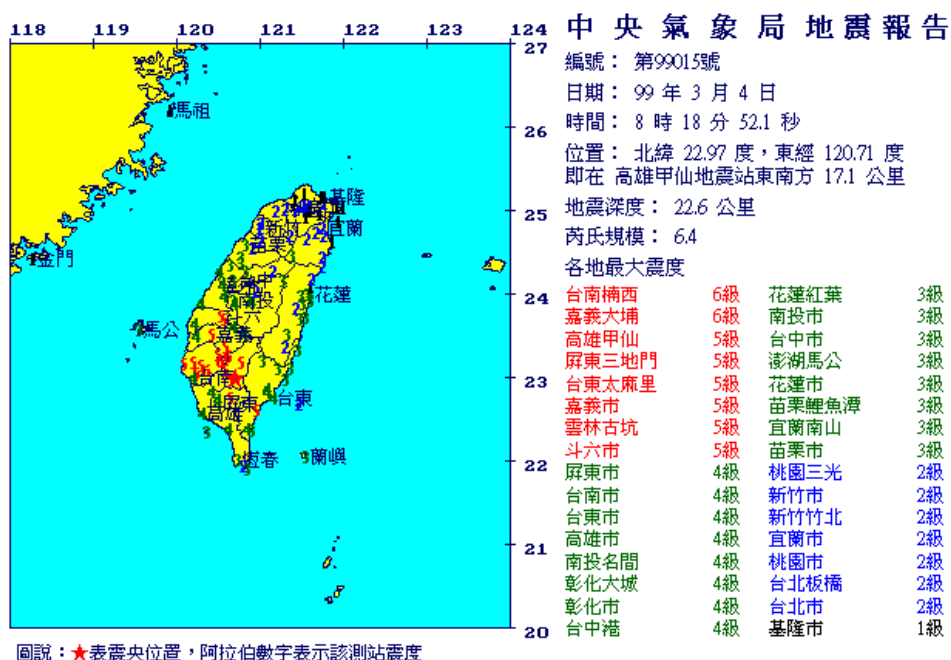


圖 3.26 2010 年 03 月 04 日 08 時 18 分甲仙地震震度分佈(中央氣象局)

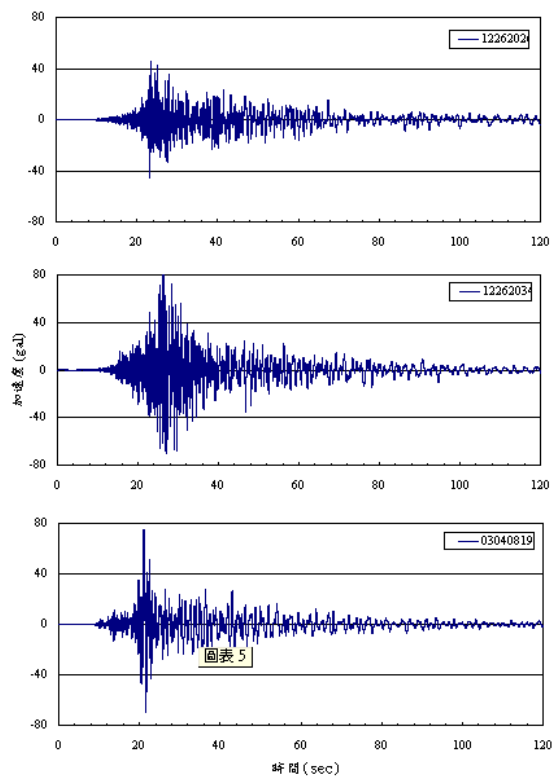


圖 3.27 高雄港 2006 年 12 月 26 日及 2010 年 3 月 4 日地震(東西向)

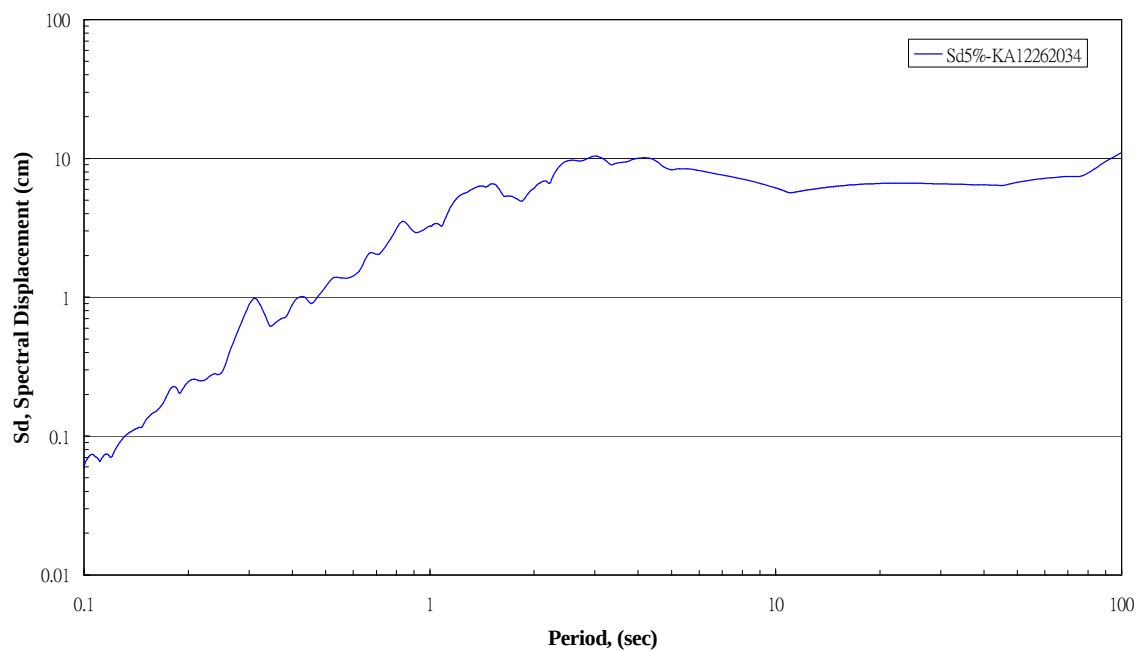


圖 3.28 高雄港監測站 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分地震之位移反應譜($\zeta=5\%$)

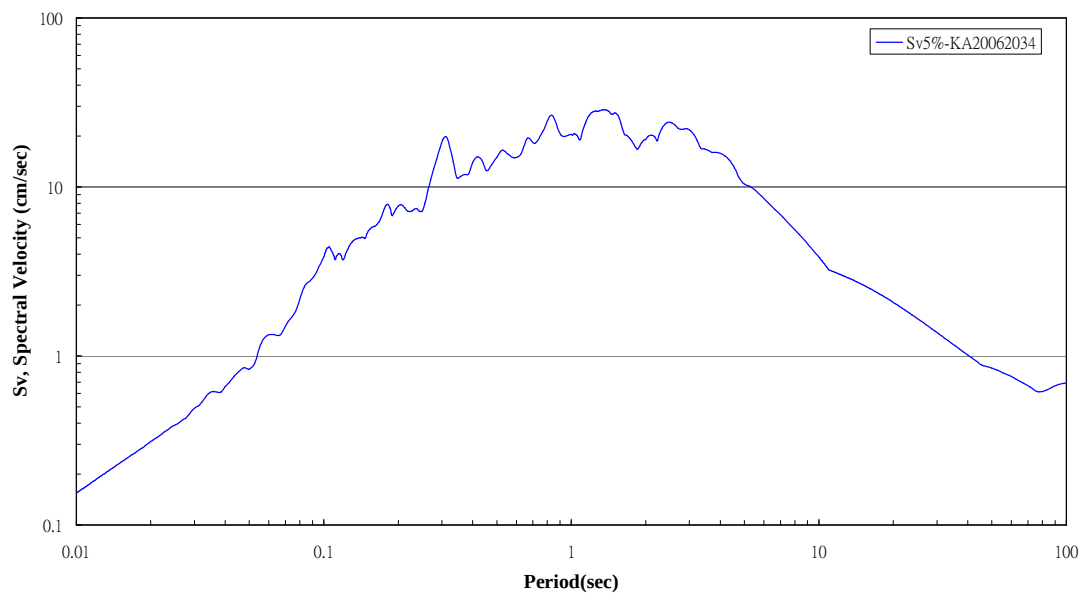


圖 3.29 高雄港監測站 2006 年 12 月 26 日地震之速度反應譜($\zeta=5\%$)

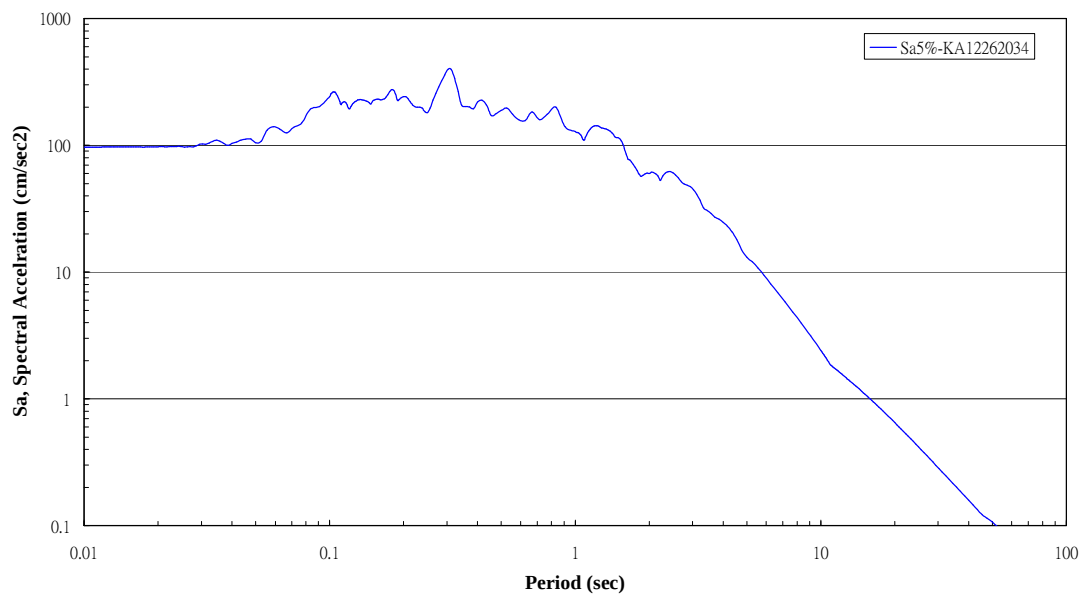


圖 3.30 高雄港監測站 2006 年 12 月 26 日地震之加速度反應譜($\zeta=5\%$)

Tripartite response spectra

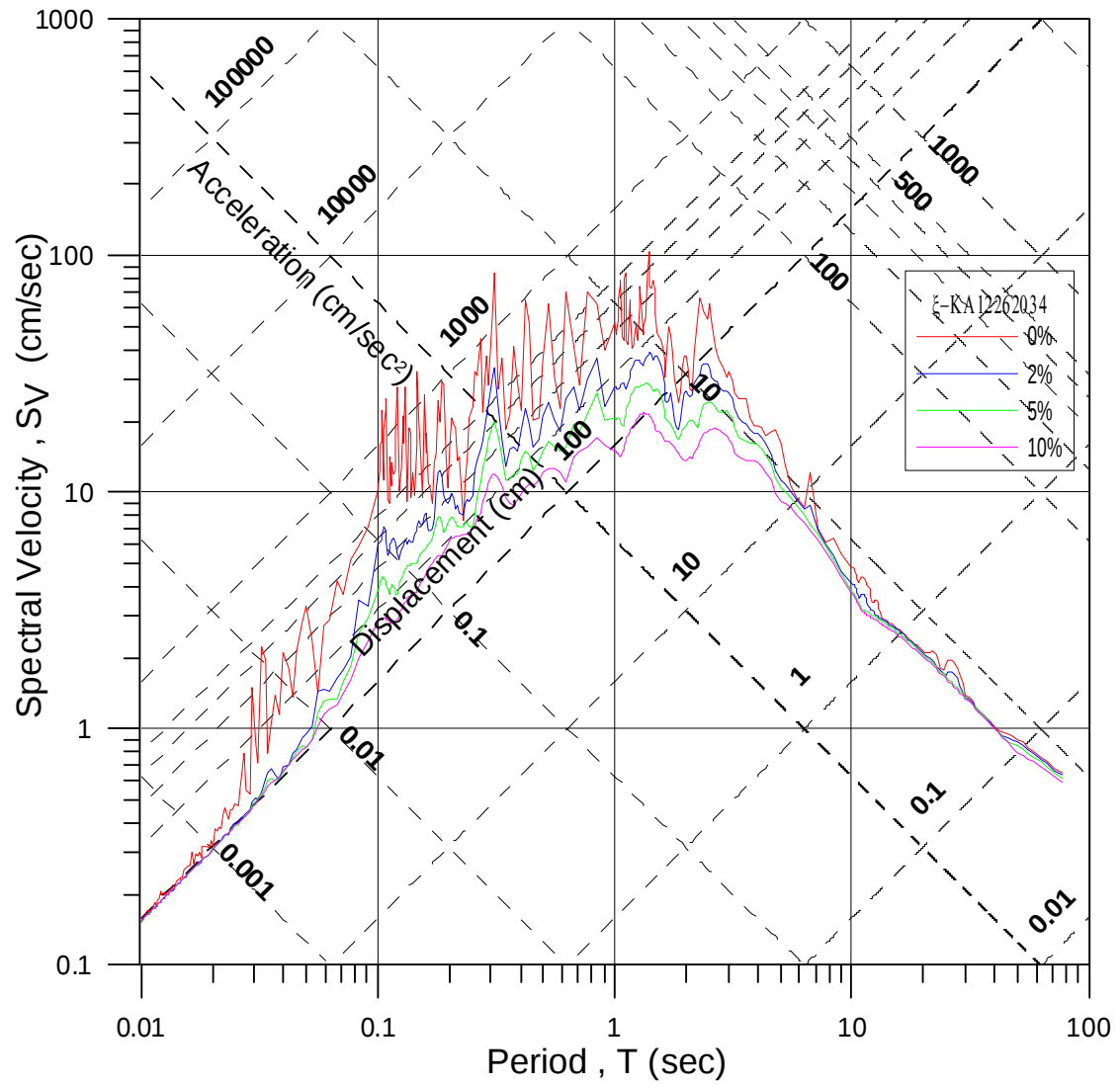


圖 3.31 高雄港地震監測站恆春地震反應譜三相圖(2006/12/26, 20:34)

Tripartite response spectra

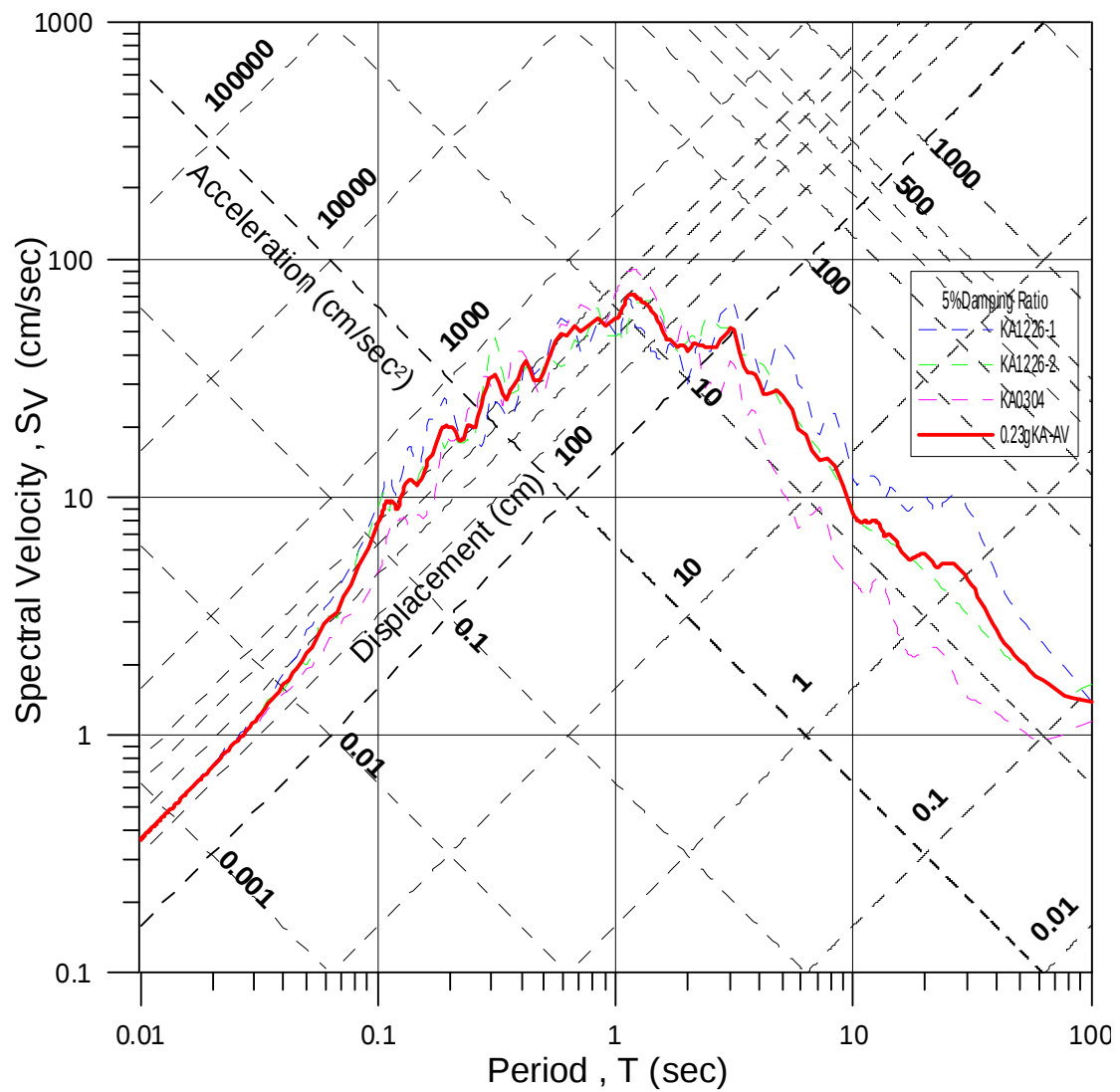


圖 3.32 高雄港測站地震平均反應譜三相圖(0.23g, 5%)

3.5 港區微地動試驗

本節採 Nakamura 在 1989 年提出單站頻譜比法之經驗式，分別於臺北港及高雄港區進行微地動試驗，利用試驗所得資料，即以水平向與垂直向之震幅放大頻譜比(H/V amplification spectrum ratio)，分析出淺層沖積土層之共振頻率。

3.5.1 臺北港區微地動試驗與共振主頻

於臺北港區以 (Guralp CMG-6TD 型數位寬頻地震儀，如圖 3.33) 進行微地動試驗，利用晚間無重型機械運作時施作以避免人為震動之影響，每一測點施測 15 分鐘。測線圍繞臺北港全區周邊，以 200 公尺設一個測站，總計量測 22 站，測站資料如表 3-7 所示，各站位置如圖 3.34 所示。

經量測結果，臺北港區主頻除了一個測站為 2.69Hz 外，其餘大約介於 0.98~1.81Hz，港區共振主頻等值分佈圖如圖 3.35。



圖 3.33 微地動儀現地試驗圖

表 3-7 臺北港區測站資料

點號	經度	緯度	高程	誤差	第一主頻	放大倍率	第二主頻	放大倍率
TP01	289184	2782666	5	9	2.42	1.66		
TP02	289283	2782772	4	10	1.71	3.37	15.04	1.42
TP03	289305	2782501	4	8	1.42	0.05		
TP04	289747	2782942	6	7	1.42	0.04		
TP05	289382	2782855	5	8	1.46	3.1	11.13	1.46
TP06	289516	2782746	5	7	1.51	1.91		
TP07	289406	2782747	7	9	1.76	2.71		
TP08	289653	2782882	5	8	1.51	2.77		
TP09	289433	2782632	5	9	1.17	2.79		
TP10	289796	2783185	6	7	1.07	2.93		
TP11	289964	2783314	7	8	1.12	1.82		
TP12	289565	2782675	7	8	1.17	3	3.42	0.71
TP13	289901	2783058	7	9	0.98	1.97		
TP14	289313	2782388	6	7	1.73	2.99		
TP15	289397	2782476	5	8	2.69	3.51		
TP16	289470	2782546	5	8	1.56	3.58		
TP17	289433	2782354	4	10	1.81	2.85		
TP18	289532	2782456	6	8	1.61	3.03		
TP19	289477	2782938	4	8	1.42	5.71		
TP20	289974	2783606	7	8	1.07	2.28		
TP21	290092	2783735	7	8	1.46	2.72		
TP22	290369	2783227	3	10	1.42	2.42		

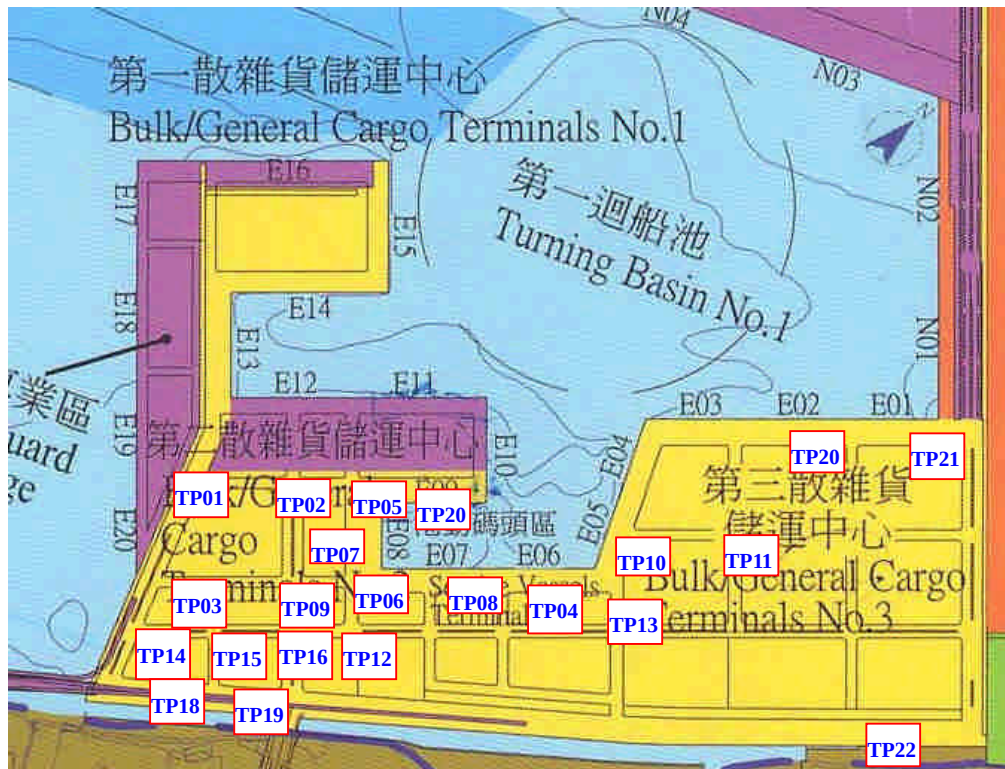


圖 3.34 臺北港微地動測站位置圖

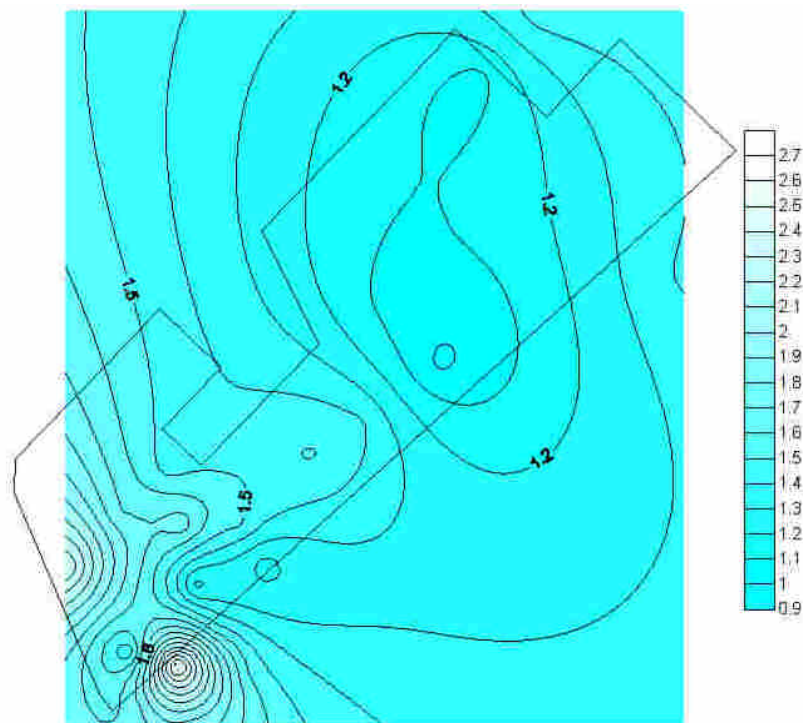


圖 3.35 臺北港區共振主頻等值分佈圖

3.5.2 高雄港區微地動試驗與共振主頻

高雄港區微地動試驗亦應用 Nakamura (1996, 2000)之單站頻譜比法原理，選擇第四貨櫃中心(115~121 號碼頭)進行試驗，以每 200~500 公尺設一個測站，總計量測 9 個站，每一測點施測 15 分鐘。測站資料如表 3-8 所示，各站位置如圖 3.36 所示。

量測結果，高雄港區主頻約介於 0.2~1.2Hz，顯示此區域沖積層較厚，高雄港區第四貨櫃中心共振主頻等值分佈圖，如圖 3.37。

表 3-8 高雄港區測站資料

測站編號	GPS 座標 (TWD97)		第一主頻	放大倍率	第二主頻	放大倍率
	N	E				
B01	178105	2496698	0.85	2.12		B01
B02	178339	2496392	1.19	1.62	4.37	B02
B03	178486	2496285	0.31	3.37	0.41	B03
B04	178536	2496211	0.29	3.89		B04
B05	178643	2496632	0.31	3.16	0.43	B05
B06	178733	2496446	0.22	3.32	0.31	B06
B07	178693	2496003	0.26	3.56	4.37	B07
B08	178999	2495525	0.31	2.95		B08
B09	179207	2495265	0.83	1.79		B09

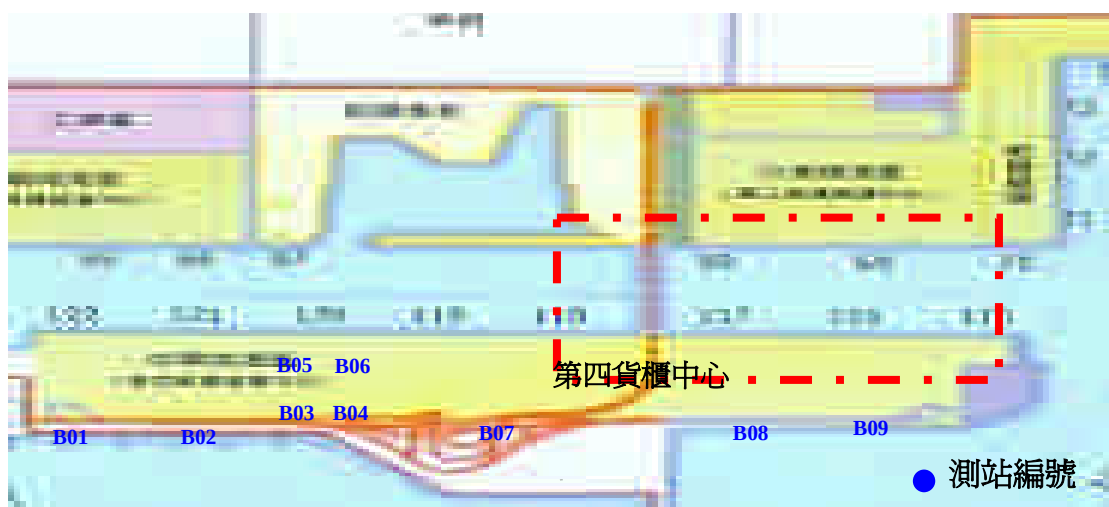


圖 3.36 高雄港第四貨櫃中心各測站分佈位置圖

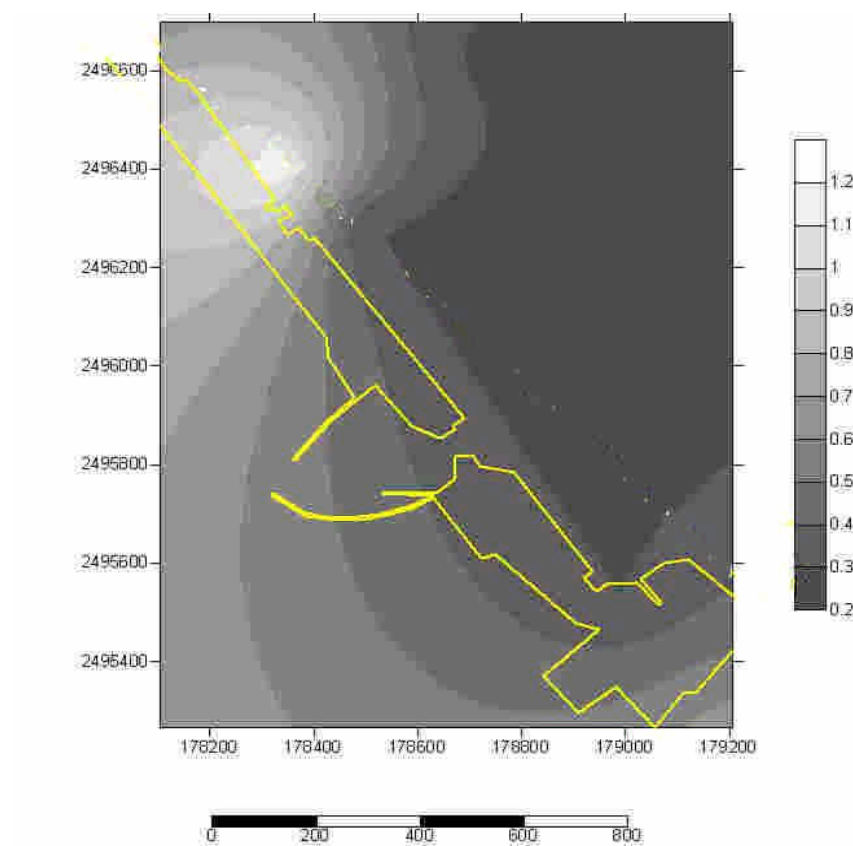


圖 3.37 高雄港區第四貨櫃中心共振主頻等值分佈圖

第四章 港區地震及地下水位監測資料查詢系統建置

4.1 港區監測系統設置目的

港區監測系統設置之主要目的在於，建置各港自動化之港區地震分層監測系統，分層監測港區地層與水壓於地震時之反應波，並將測得之資料彙整建置成資料庫，方便碼頭地震資料之查詢，如港灣地區地震分層監測之設置資訊、港區歷史地震資訊與歷史地震統計資訊等，並為港區地層震動特性、地層放大效應、動態孔隙水壓變化及地震時各港區之場址效應等之研究資料，進而瞭解港區沖積地層之地震振動特性，提供碼頭結構物設計及港區地震工程研究之參考與應用。

4.2 系統之規劃設計

本研究各監測站之系統規劃設計，依設置目的原則上均採統一之規劃設計，其整體系統規劃設計之特性，以臺中港區監測站為例，摘要說明如下：

1. 本系統為分層監測系統

本研究系統共設計地震監測井 4 孔，採用埋入型地震計分孔分層安置，規劃深度為 GL-10 m、GL-20 m、GL-100 m 及 GL-283 m 等 4 層，另加地表型地震計一組共 5 層測點。

2. 各層地層震動與即時水壓反應均採同步監測

每一監測系統均配置水壓計 6 支分置於 3 孔監測井，規劃深度為 3 M、6 M、10 M、15 M、20 M、30 M。

3. 監測記錄

本系統於每監測層均記錄 X、Y、V 三方向之振波，連同水壓計共 21ch 之訊號同步觀測記錄，記錄方式依不同之啟動設定分為定時激發記錄與即時感測記錄。

4. 資料儲存與傳送

全站 21ch 之感測資料均以 Cable 聯結至現地測站機房之先進數位化自動記錄集錄系統，感測資料係預存於集錄系統，再收錄於 IC 卡上取回分析，或經電腦利用數位專線連線自動傳輸或強迫傳輸送回港研中心，透過數位專線亦可由港研中心直接遙控或監視現地監測狀況。

測站規劃與實設之整體系統設計範例如圖 4.1。

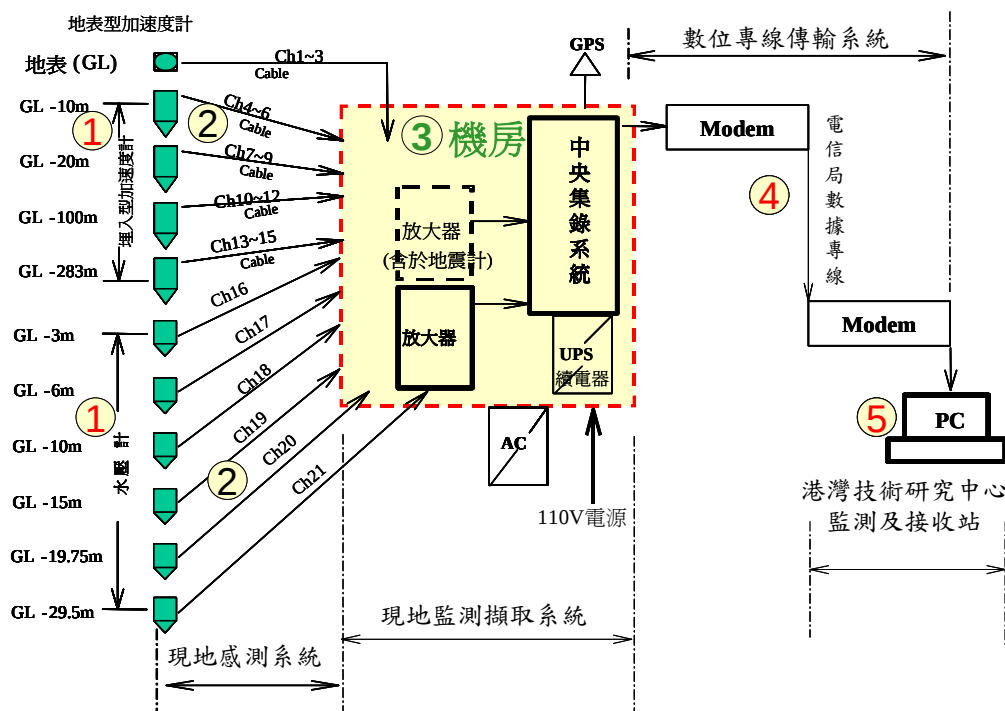


圖 4.1 規劃與實設之整體系統設計-臺中港範例

4.3 系統設置

本研究之系統設置工作，依設置目的其主要工作內容與執行要領如下：

1. 站址標定

站址標定工作應包含：站址之選定與站址測量。站址之選定要領必須考慮具代表性之自由場，但是於既有建設之港區選取測站之理想設置地點並不容易，且必須考慮不影響碼頭營運、作業安全、避免監測受貨櫃車輛及施工震動之干擾、電源取得與通訊傳輸系統之牽引等。站址測量應包括站址座標、相關高程、站址環境與站址與港池關係等。

以臺中港為範例，本研究綜合各項因素並取得港務局之認同，實設站區於 26 號碼頭後線腹地，即於中南一路之迴轉道上綠地上。其站址座標、相關高程、站址環境與站址與港池關係等測量結果如圖 4.2 與圖 4.3。

2. 監測井開挖與感測器埋設

因本系統規劃為分層監測系統，且水壓與地層震動反應同時監測，考慮技術作業與經費能力，分層規劃之方式係於測站鑽設地震監測井 4 孔，水壓監測井 3 孔，分孔分層安置埋入型地震計即水壓計。配合港區地層之特殊狀況，實設深度得依現地調整之。

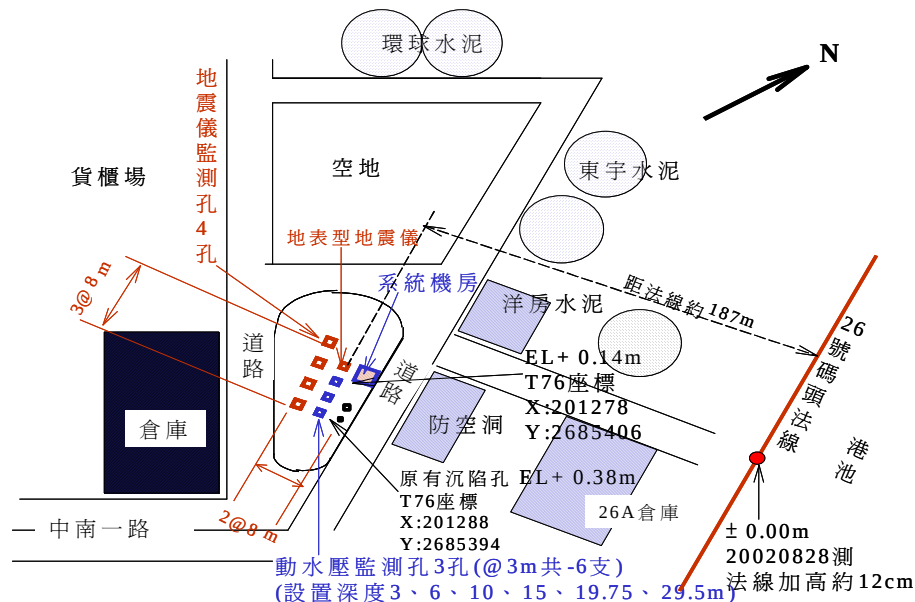


圖 4.2 測站相關測量結果平面示意圖-臺中港範例

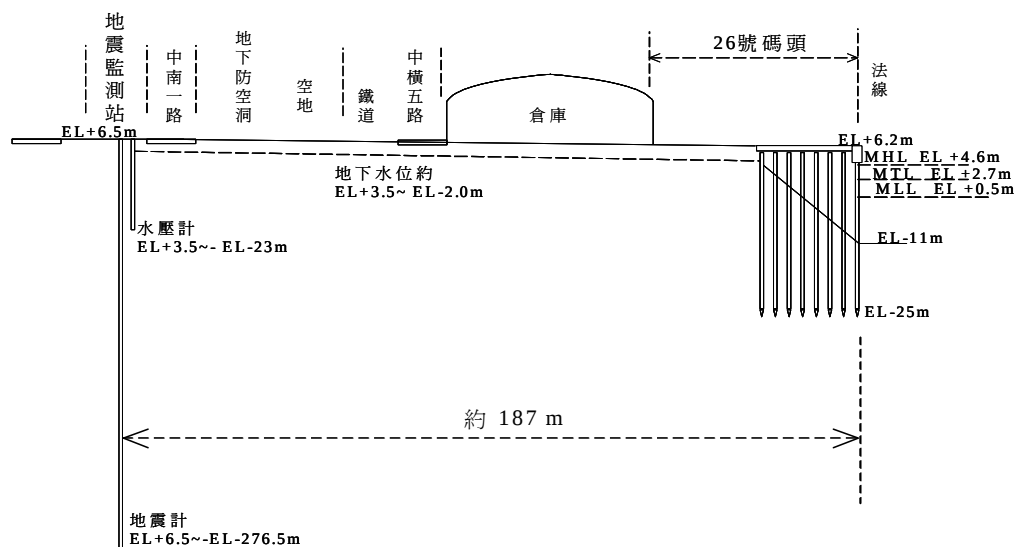


圖 4.3 測站相關測量結果斷面示意圖-臺中港範例

設計分層水壓震波測點深度為 GL-3 m、GL-6 m、GL-10 m、GL-15 m、GL-20 m 及 GL-30 m 等 6 層。監測儀之埋設要領主要必須注意監測井之適當鑽設間距、感測器之確實回填埋設、感測器之確實埋設深度、感測器之確實正位與感測器埋設前後之校正等。

配合研究需求，測站內應實施適當之地質調查，以臺中港測站為範例，主要地質調查結果與內容如圖 4.4。

3. 系統組合與設定

整體系統主要係由現地感測系統、現地監測擷取系統、數位專線傳輸系統及港研中心之監控與接收系統組成（各港設計系統組成如圖 4.1 之臺中港範例）。

主要設定應包括：電信局數位專線與 Modem 之設定(含傳輸速率)、放大器之設定(含感測器監之相對校正)、Data logger 之設定(含基本資料、擷取頻率與啟動設定等)等。

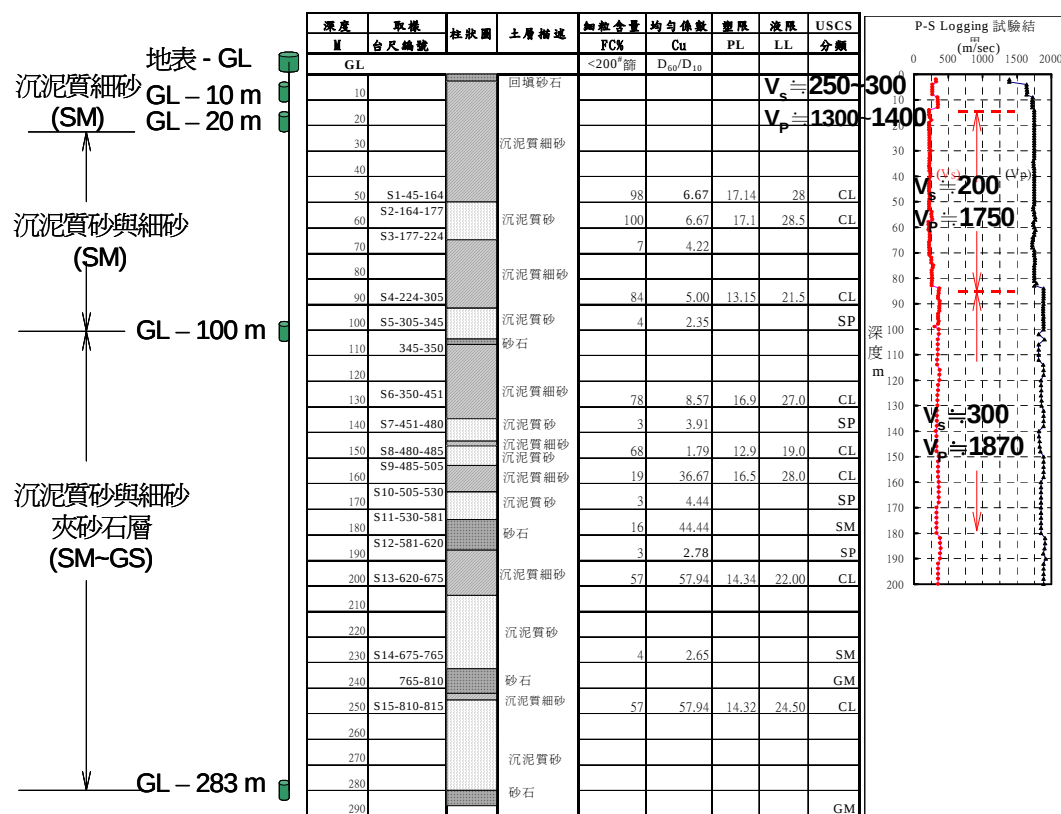


圖 4.4 測站主要地質調查內容與結果示意圖-臺中港範例

4.4 資料擷取、傳輸與監測控制

本研究系統資料擷取頻率設定為 100 HZ。現地監測擷取共有地層震動反應感測 5 層測點，每點均包括水平東西、南北向及垂直向 3ch 之感測。水壓反應感測 6 層測點，每點以 1ch 感測，地層震動反應與水壓反應共計感測 21ch，全部以 Cable 連結至現地測站機房，21ch 採同步監測與訊號傳輸，21ch 之即時感測資料首先全部集錄預存於機房內之中央集錄系統，再利用電信局之數位專線傳輸網路，與港研中心監控站之電腦軟體，將預存中央集錄系統之資料傳輸至港研中心監控站收錄之，整體擷取、傳輸與監測控制流程如圖 4.1 與圖 4.5。

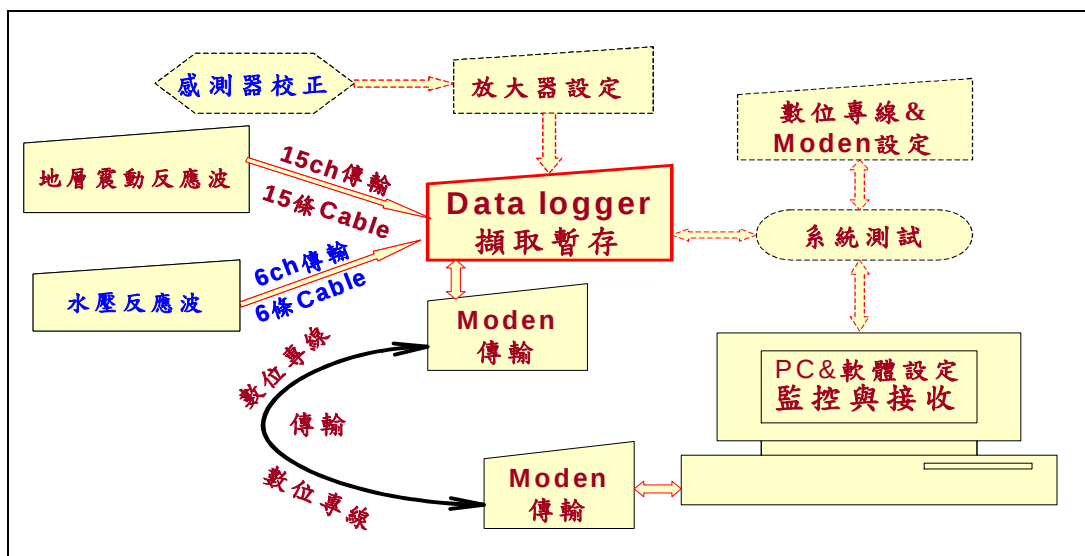


圖 4.5 整體擷取、傳輸與監測控制流程

現地監測站機房內主要配置有 Moden、冷氣、機架、集錄系統、水壓計信號放大器、地震計信號調整器及續電器等。機房構造與配置如圖 4.6。

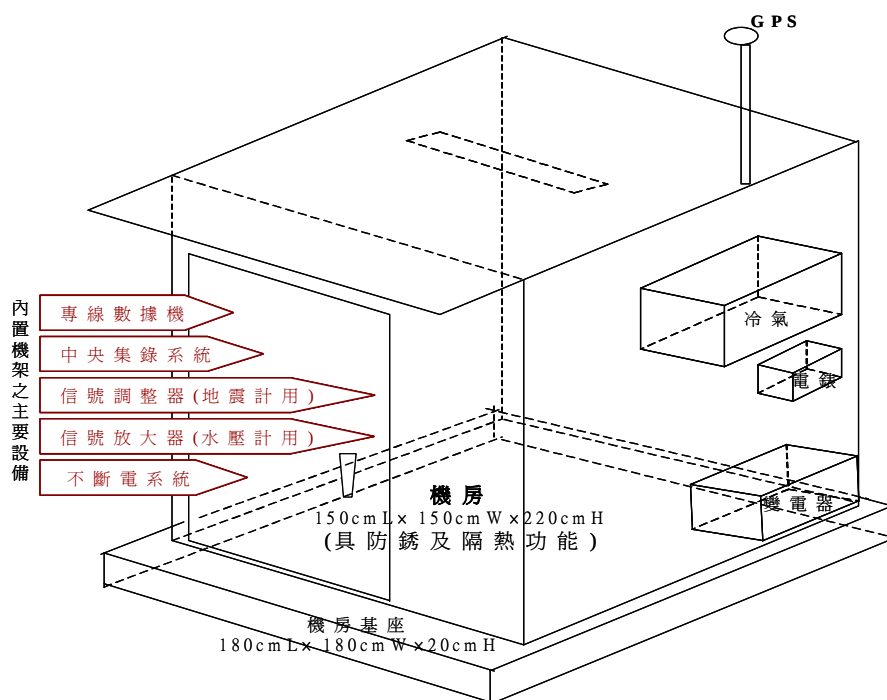


圖 4.6 機房構造與配置示意圖

於港研中心設置接收與監控站，利用電腦與軟體，除可收錄資料外，亦可直接遙控現地測站之感測設定與監視感測狀態，並設定控制記錄方式分為定時激發啟動記錄與即時感測啟動記錄。

4.5 臺中港區地震分層監測站設置狀況

本所港研中心所設置的臺中港區地震分層監測站，係於西元 2001 年 8 月建置完成。監測站設置位置平面如圖 4.2 所示。測站場地以白色圍籬圈住，內設監測小屋以及監測深井，監測小屋內置監測主機及通訊設備，每一監測深井之井口設水泥臺座，並覆蓋鐵皮頂蓋，以供保護即便於開啟檢核，監測站設置外貌狀況如圖 4.7 所示。



圖 4.7 臺中港區地震分層監測站設置完成外貌狀況

4.6 地震及地下水位量測資料在地理資訊系統上之應用

4.6.1 系統操作程序

本所港研中心所開發的「港區工程基本資料查詢系統」內第五個主選單即為「地震監測」選單，使用者可在此選單下查詢地震及地下水位量測資料，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.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，並標示如基隆、臺北、臺中、高雄、花蓮、蘇澳等港區等港區的分佈位置。
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「地震監測」主功能項下之第一選單「地震監測系統位置顯示」，系統則展示該港區之地震監測系統設置位置圖。系統設置位置圖以箭靶標誌標記，表示所有地震之震波傳向此位置而由記錄器收錄當地之訊號。
5. 點選「地震監測」主功能項下之第三選單「地震監測系統示意圖顯示」，系統則展示該港區之地震監測系統設置示意圖。
6. 在系統內，港區地震監測資料之查詢設計成兩種方式：一為依震央位置查詢，另一為依地震發生日期查詢。點選「地震監測」主功能項下之第五選單「港區地震監測資料查詢」，可下拉出這兩項查詢選項。
7. 點選「依震央位置查詢」功能項，系統則展示該港區地震監測站所收錄之影響地震震央位置分佈圖。各個影響地震震央位置都標以紅色星星記號，意表地震能量釋放之源點。此時可點選任一震央位置標記，系統隨即啟動 powerpoint 檔，展示該位置所曾發生之地震，

其震波傳到港區後，監測系統所測得的分層震波訊號及水壓變化記錄。該 powerpoint 檔首頁主要為中央氣象局對該次地震的公告，隨後為南北向、東西向、垂直項之分層實測波記錄圖，最後為該地震引置之水壓反應記錄圖。

8. 當點選「依震央位置查詢」功能項之後，該次功能表第三選項「臺灣活斷層分佈位置顯示」，會由啟始的無效狀態轉變為有效狀態。點選後，臺灣活斷層分佈位置圖層隨即疊合顯示在地震震央位置分佈圖上，供使用者參考臺灣各地斷層分佈情形。而點選「關閉臺灣活斷層分佈位置圖」功能項之後，此圖層即退出畫面。
9. 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。
10. 點選「港區地震監測資料查詢」功能項所下拉出之「依地震發生日期查詢」功能項後，系統即進入資料庫表單搜尋該港地震監測站所登錄之資料年份，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。
11. 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份，隨後在螢幕上顯示「月份選取對話框」，對話框內展列該選取年份所包括的所有月份，使用者可依需用選取。
12. 選取完目標月份後，系統即進入資料庫表單搜尋該月份之登錄日期，隨後在螢幕上顯示「日期選取對話框」，對話框內展列該選取月份所包括的所有日期，使用者可依需用選取。
13. 選取完目標日期後，系統隨即進入資料庫表單搜尋該日期之資料檔案，並啟動 powerpoint 檔，展示該位置所曾發生之地震，其震波傳到港區後，監測系統所測得的分層震波訊號及水壓變化記錄。該 powerpoint 檔首頁主要為中央氣象局對該次地震的公告，隨後為南北向、東西向、垂直項之分層實測波記錄圖，最後為該地震引置之水壓反應記錄圖。

14. 使用者可依循步驟 6 至 13，繼續查詢其他資料內容。
15. 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。
8. 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。

4.6.2 臺中港地震及地下水位量測資料查詢展示

臺中港地震及地下水位量測資料查詢展示系統操作程序如下示：

1. 按照 4.6.1 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（如基隆、臺中、高雄、花蓮、蘇澳等港區）的分佈位置，如圖 3-5 所示。
2. 將滑鼠遊標移至臺中港標示文字區內，按滑鼠左鍵，可叫出臺中港區基本地圖圖層，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「地震監測」主功能項下之第一選單「地震監測系統位置顯示」，系統則展示該港區之地震監測系統設置位置圖。系統設置位置圖以箭靶標誌標記，表示所有地震之震波傳向此位置而由記錄器收錄當地之訊號。臺中港區地震監測查詢表單下拉及監測站位置展示如圖 4.8 所示。
3. 點選「地震監測」主功能項下之第三選單「地震監測系統示意圖顯示」，系統則展示該港區之地震監測系統設置示意圖如圖 4.9 所示。
4. 在系統內，港區地震監測資料之查詢設計成兩種方式：一為依震央位置查詢，另一為依地震發生日期查詢。點選「地震監測」主功能項下之第五選單「港區地震監測資料查詢」，可下拉出這兩項查詢選項。
5. 點選「依震央位置查詢」功能項，系統則展示該港區地震監測站所收錄之影響地震震央位置分佈圖。各個影響地震震央位置都標以紅色星星記號，意表地震能量釋放之源點。震央位置分佈如圖 4.10 所

示。此時可點選任一震央位置標記，系統隨即啟動 powerpoint 檔，展示該位置所曾發生之地震，其震波傳到港區後，監測系統所測得的分層震波訊號及水壓變化記錄。該 powerpoint 檔首頁主要為中央氣象局對該次地震的公告，隨後為南北向、東西向、垂直項之分層實測波記錄圖，最後為該地震引置之水壓反應記錄圖。圖 4.11 所示為南北向分層實測波記錄圖。

6. 當點選「依震央位置查詢」功能項之後，該次功能表第三選項「臺灣活斷層分佈位置顯示」，會由啟始的無效狀態轉變為有效狀態。點選後，臺灣活斷層分佈位置圖層隨即疊合顯示在地震震央位置分佈圖上，供使用者參考臺灣各地斷層分佈情形。圖 4.12 所示為臺灣活斷層分佈圖(取自經濟部中央地質調查所網頁)。而點選「關閉臺灣活斷層分佈位置圖」功能項之後，此圖層即退出畫面。
7. 點選「港區地震監測資料查詢」功能項所下拉出之「依地震發生日期查詢」功能項後，系統即進入資料庫表單搜尋該港地震監測站所登錄之資料年份，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，如圖 4.13 所示，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份，隨後在螢幕上顯示「月份選取對話框」，對話框內展列該選取年份所包括的所有月份，如圖 4.14 所示，使用者可依需用選取。
9. 選取完目標月份後，系統即進入資料庫表單搜尋該月份之登錄日期，隨後在螢幕上顯示「日期選取對話框」，對話框內展列該選取月份所包括的所有日期，如圖 4.15 所示，使用者可依需用選取。
10. 選取完目標日期後，系統隨即進入資料庫表單搜尋該日期之資料檔案，並啟動 powerpoint 檔，展示該位置所曾發生之地震，其震波傳到港區後，監測系統所測得的分層震波訊號及水壓變化記錄。該 powerpoint 檔首頁主要為中央氣象局對該次地震的公告，隨後為南

北向、東西向、垂直項之分層實測波記錄圖，最後為該地震引置之水壓反應記錄圖。圖 4.16 所示為地震引置之水壓反應記錄圖。

11. 使用者可依循步驟 3 至 10，繼續查詢其他資料內容。
12. 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。
13. 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。

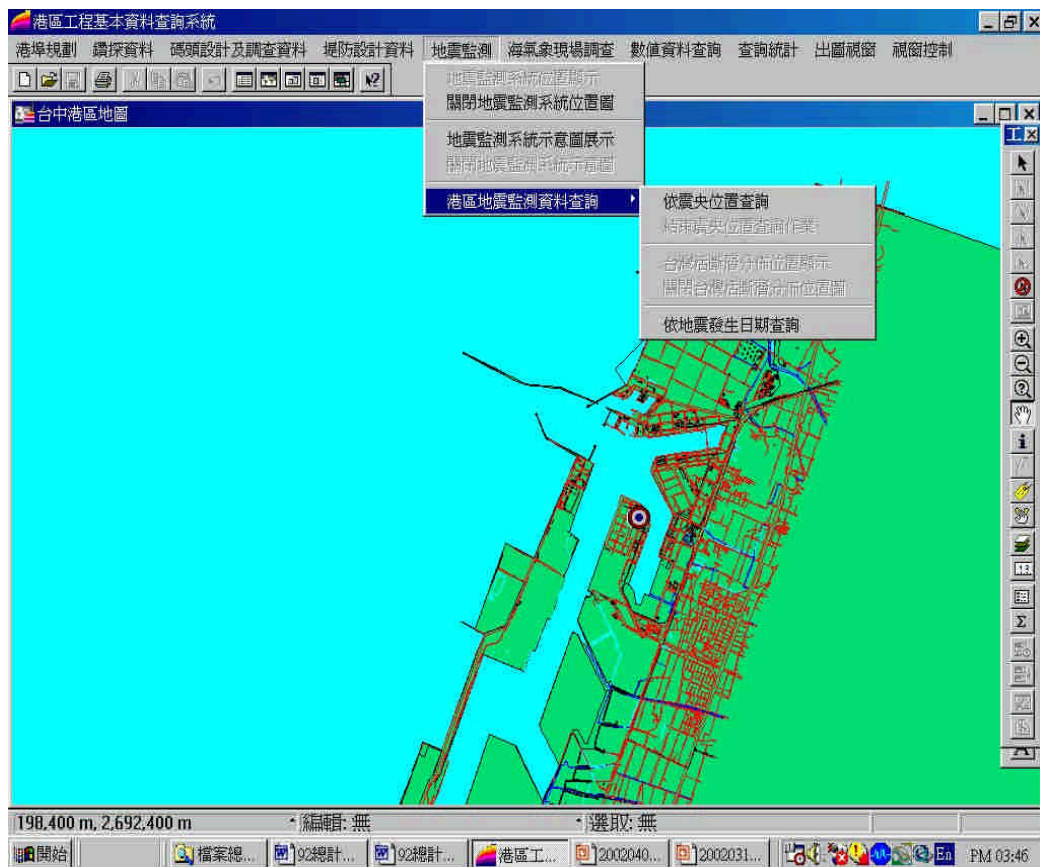


圖 4.8 臺中港區地震監測查詢表單下拉及監測站位置展示圖

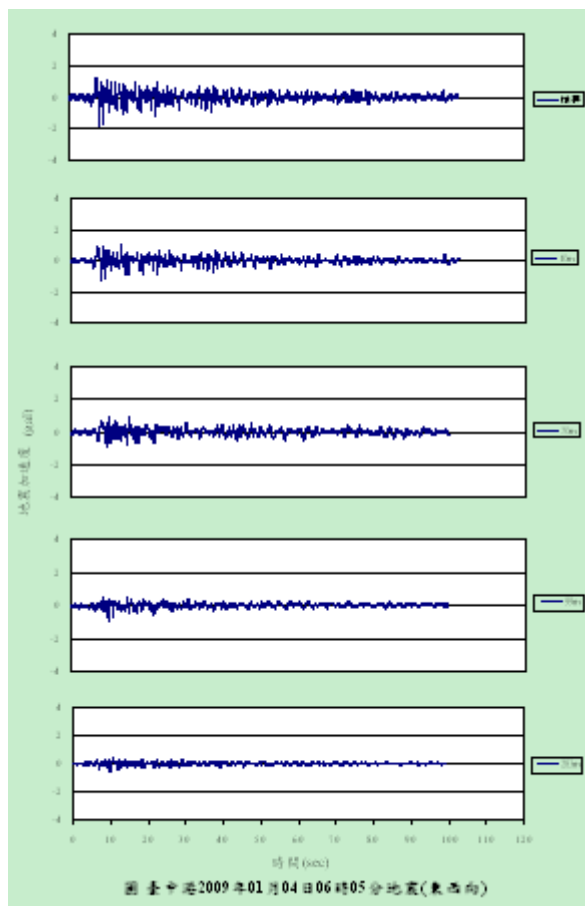


圖 4.11 臺中港南北向分層實測地震波記錄圖之一

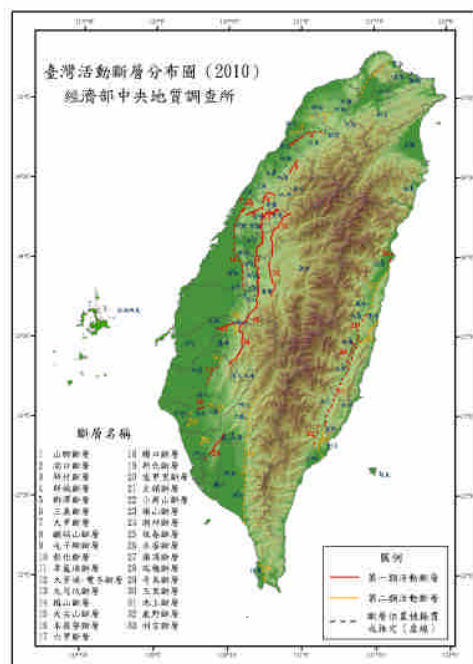


圖 4.12 臺灣活斷層分佈圖(取自經濟部中央地質調查所網頁)



圖 4.13 臺中港區地震監測資料年份選取對話框



圖 4.14 臺中港區地震監測資料月份選取對話框

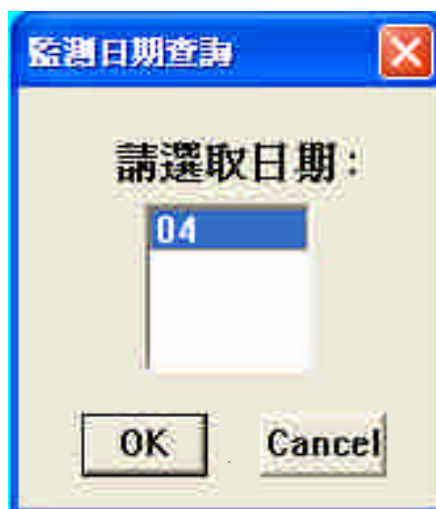


圖 4.15 臺中港區地震監測資料日期選取對話框

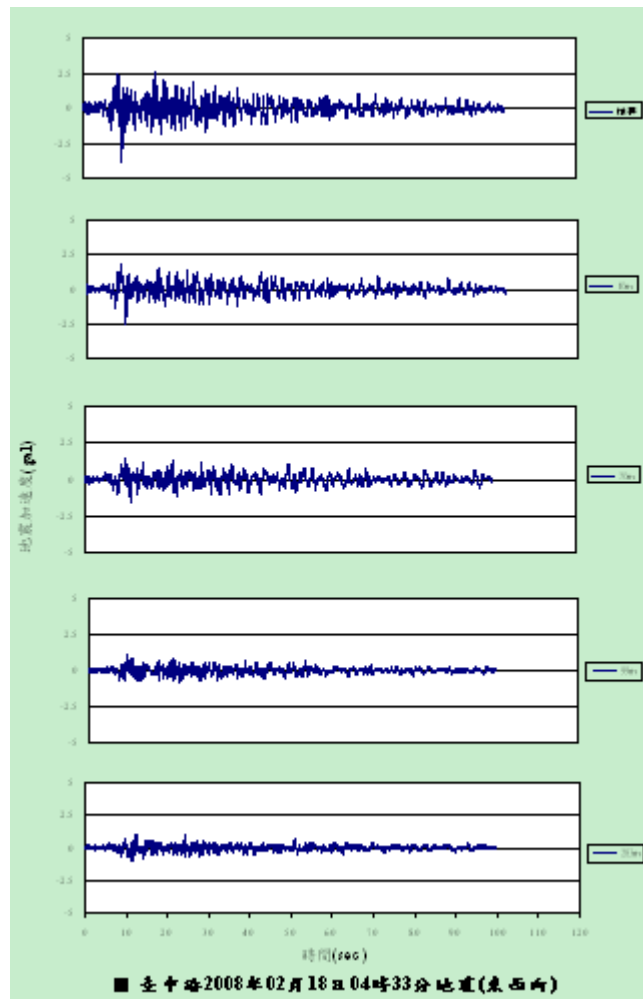


圖 4.16 臺中港地震引置之水壓反應記錄圖之一

第五章 板樁式碼頭現地動態監測系統建置

本階段計畫以錨定板樁碼頭長期動態監測系統建置為主軸，於營運中之板樁碼頭安裝板樁動態變位監測系統，等待下一次地震時紀錄相關動態歷時。板樁式碼頭監測系統之規劃配置，所量測之資料包括板樁變形與地表加速度歷時，所需之儀器包括陸上三向度地震儀、動態位移剖面具自動啟動(triggering)之動態資料擷取系統。目前全世界仍無完整板樁式碼頭監測資料，其相關之成果可用於檢驗與修正數值分析之程序，且增進對液化土層板樁動態反應機制之認知，為後續修正與規劃相關設計參數與規範之擬定之樞紐，並可作為後續港區地震災害管理之基礎。

5.1 現地監測系統規劃

由文獻對碼頭擋土設施動態研究相關研究得知，碼頭土壤結構互制動態監測需量測物理量包括：(1)鄰近擋土結構近域(near field)與距擋土結構一定距離之遠域(far field)土壤振動與孔隙水壓力變化，(2)牆體本身變形、剪力與彎矩分佈，及(3)周圍自由場土壤震動與孔隙水壓反應。考慮不同形式碼頭之結構特性與地質狀況，碼頭動態反應量測主要為牆體結構動態變位、岸肩結構反應、近岸土壤振動反應及孔隙水壓分變化等，針對不同觀測目的需採用不同感測器與量測技術，此外動態監測站需具備高速擷取、定值觸發(level triggering)、定時啟動(time triggering)、人工啟動、遠端遙控、網路通訊、警報警示、資料顯示等功能，本計畫將以 National Instrument 之軟硬體為架構，延用前期棧橋式碼頭現地監測站之擷取系統架構，發展一穩定、具擴充性且低廉之動態監測系統，同時開發可與觀測系統搭配之資料處理程序與軟體，使量測資料可快速分析。

本年度規劃之監測元件系統如表 5.1 所列，包含監測主機、動態擷取系統、陣列式位移計量測系統、陸上地震儀、通訊系統及機箱，各

元件功用如表 5-1 所列，系統將以 LabView 程式加以整合。

為監測牆體動態反應，本計畫使用以微機電系統(Micro Electronic Mechanical System, MEMS)為加速度計架構之動態剖面位移計 (high-bandwidth Shape Accelerometer Array)，製造廠商為 Measurand，其構造如圖 5.1 所示，其原理為利用加速度計量測桿件傾角，經由傾角與桿件長度可計算個別桿件兩端接點位移量，並可由固定點計算各接點之累積位移量，進而求得剖面之側向相對位移變化。另為監測碼頭 RC 版之反應，於地表裝設三向地震儀，此地震儀同時可作為系統啟動並用以推估動態剖面位移計底部之變位。

表 5-1 監測系統列表

設備	規格	用途
工業電腦	耐高溫至 45 °C	監測主機
多頻道動態資料擷取系統	NI PCI-6284 A/D cards	多通道動態資料擷取硬體
陣列式位移計量測系統	Measurand shap array with 16 sensors in 30 cm spacing	板樁動態側向變位量測
陸上地震感應器	三軸向、解析度 0.001 gal, DC~250 Hz	碼頭地表振動監測
網路通信模組	ADSL 寬頻+長距離戶外 Wi-Fi	遠端監控
機箱與不斷電系統	可用高度:1558mm, 深度:900mm, 3000KVA UPS	主機保護與電源供應

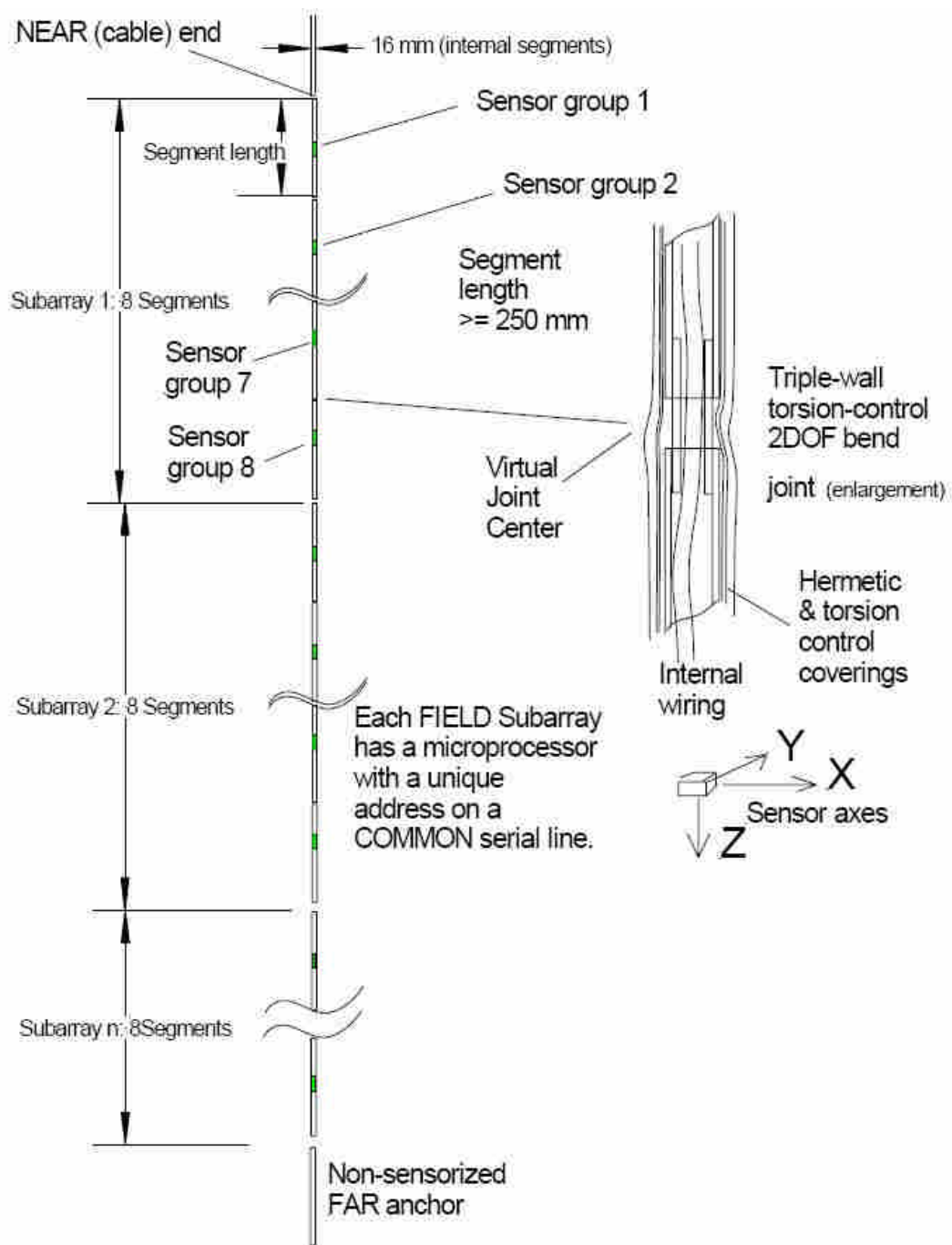


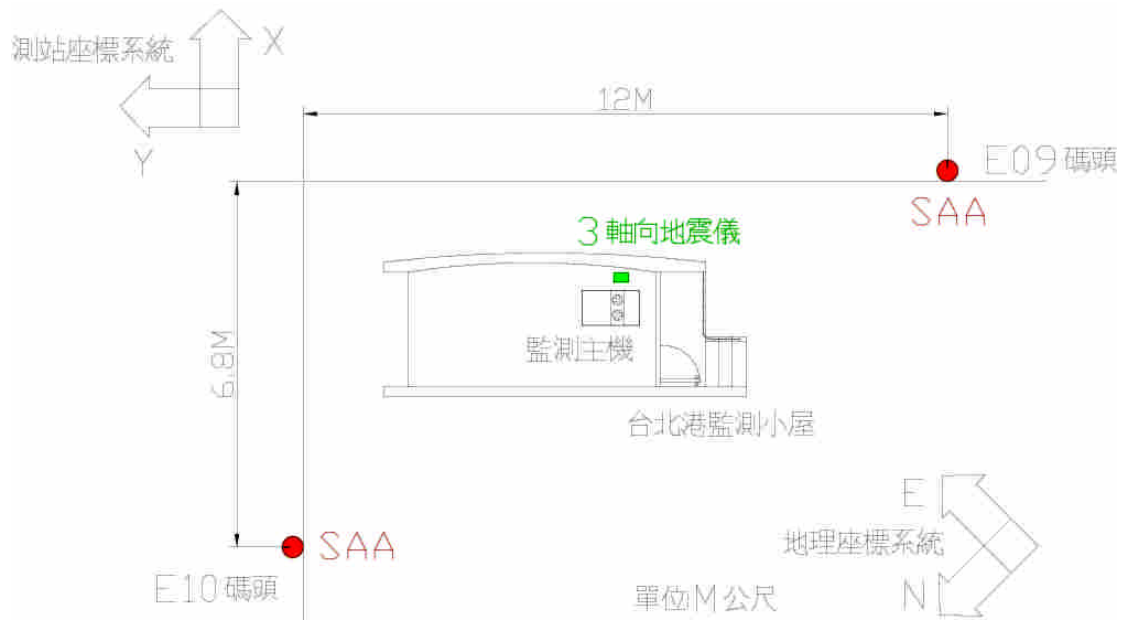
圖 5.1 Measurand Shape Array 構造示意圖

5.2 監測站配置與施工

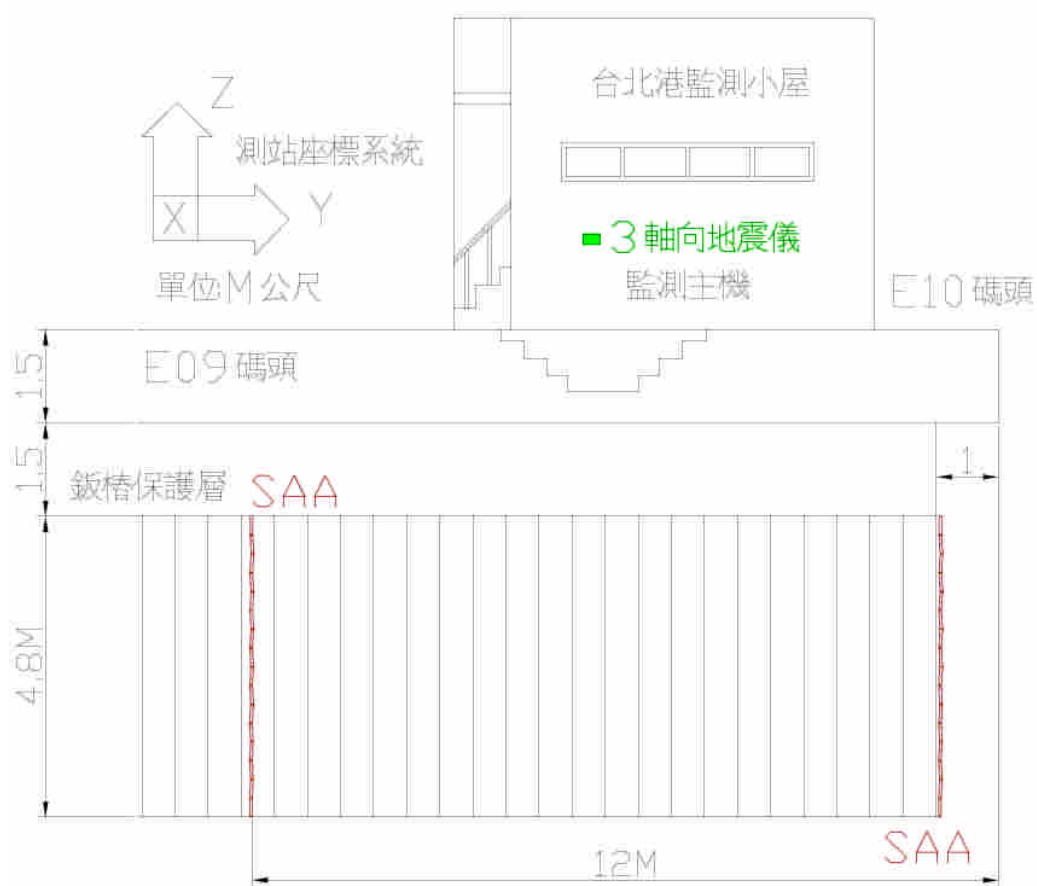
本計畫 98 年度選擇於台北港東 9 號碼頭設置監測系統，其主要考量為該碼頭為典型錨定板樁碼頭、現地地質狀況單純且有相關資料、鄰近具電力供應設施且有一完善遮蔽物，本測站規劃之配置如圖 5.2 所示，包括一陸上地震儀、水下動態基樁變位監測系統及動態監測主機，後續將依計畫經費核定額度分年增設動態攝影機等，相關監測系統與管線將以地下化、隱蔽與不妨礙碼頭動線為原則。

儀器安裝分成水下與陸上兩部分，水下安裝包含動態板樁變位監測系統，施工前進行水下調查與板樁表面清理，動態板樁變位監測系統則裝置於靠近現有潮差監測主機所在之監測小屋周圍 12m 與 6.5 m 距離之面海兩側板樁，其二水平方向與碼頭面平行，施工時先將固定套件以水下電銲貼附於板樁表面，不進行鑽孔與破壞板樁之作為，在將固定好方位之動態剖面儀自下方開始以束帶固定，其完成圖如圖 5.3 所示，訊號線則以 PVC 管保護，固定於 RC 版下方板樁保護層，如圖 5.4 所示，陸上訊號線則以明管方式攀附於現有潮差儀之管線附近，並以現有之 PVC 開孔導入監測小屋，完成圖如圖 5.5 所示。

陸上施工包括陸上地震儀、監測主機與網路裝設，陸上地震儀裝置於監測小屋內，以鋼製之平台固定於地面，其方位為與碼頭平行，調整水平後固定，其完成如圖 5.6 所示；監測主機安裝於監測屋，並以機箱遮蔽保護，所需電源將使用現有監測屋內電源，另因現地無電信管線及 3G 訊號，因此本計畫申請之固定 IP ADSL 裝置於台北港港務大樓 11 樓，並於港務大樓與監測屋間以戶外指向型天線及 Wi-Fi 中繼連結，指向天線安裝如圖 5.7 所示，其傳輸頻寬幾無損失。



(a) Top View



(b) Side view (x-direction)

圖 5.2 TPE09 錨定板樁碼頭動態監測站配置



圖 5.3 動態剖面位移計水下安裝完成圖



圖 5.4 水下訊號線固定



圖 5.5 陸上訊號線固定

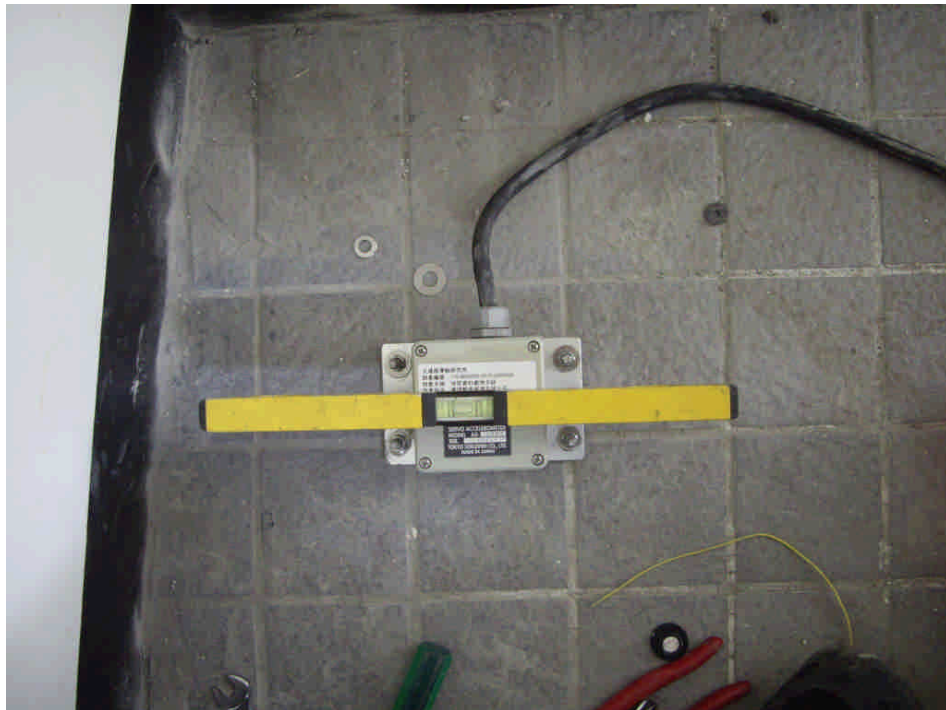


圖 5.6 陸上地震儀安裝



圖 5.7 戶外指向型天線安裝

原設置在東 9 碼頭(TPE09)與相鄰之東 10 號碼頭之監測站，因港區工程需要，99 年進行原有監測站遷移，經考慮碼頭類型、監測主機放置處所、現場管線裝設及通訊網路佈設等因素，選擇靠近臺北港外海貨櫃碼頭交界之北 2 碼頭(TPN02)，其相對平面位置如圖 5.8 所示，測站所在位於北 2 碼頭與北 3 碼頭交接處，交角約為 120 度，北 2 碼頭屬於錨定鋼版樁碼頭，規劃屬散裝碼頭，北 3~6 碼頭為鋼管支撐棧橋式碼頭，規劃為貨櫃碼頭，監測主機所在工寮如圖 5.9 所示，監測機箱如圖 5.10 所示。

測站所在距北 3 碼頭最近距離為 3 公尺，水下鋼版樁監測配置如圖 5.11 所示，裝設二組原裝在 TPE09 測站，間距為 0.3 m 總長度為 5.8 m 之垂直向動態剖面儀(SAA-1 與 SAA-2)，本年度並於二垂直剖面儀頂部加裝水平向動態剖面儀(SAA-3)，另於監測主機旁裝設陸上地震儀，相關元件諸元如表 5-1 所列。



圖 5.9 臺北港北 2 碼頭工寮現況



圖 5.10 TPN02 監測主機機箱

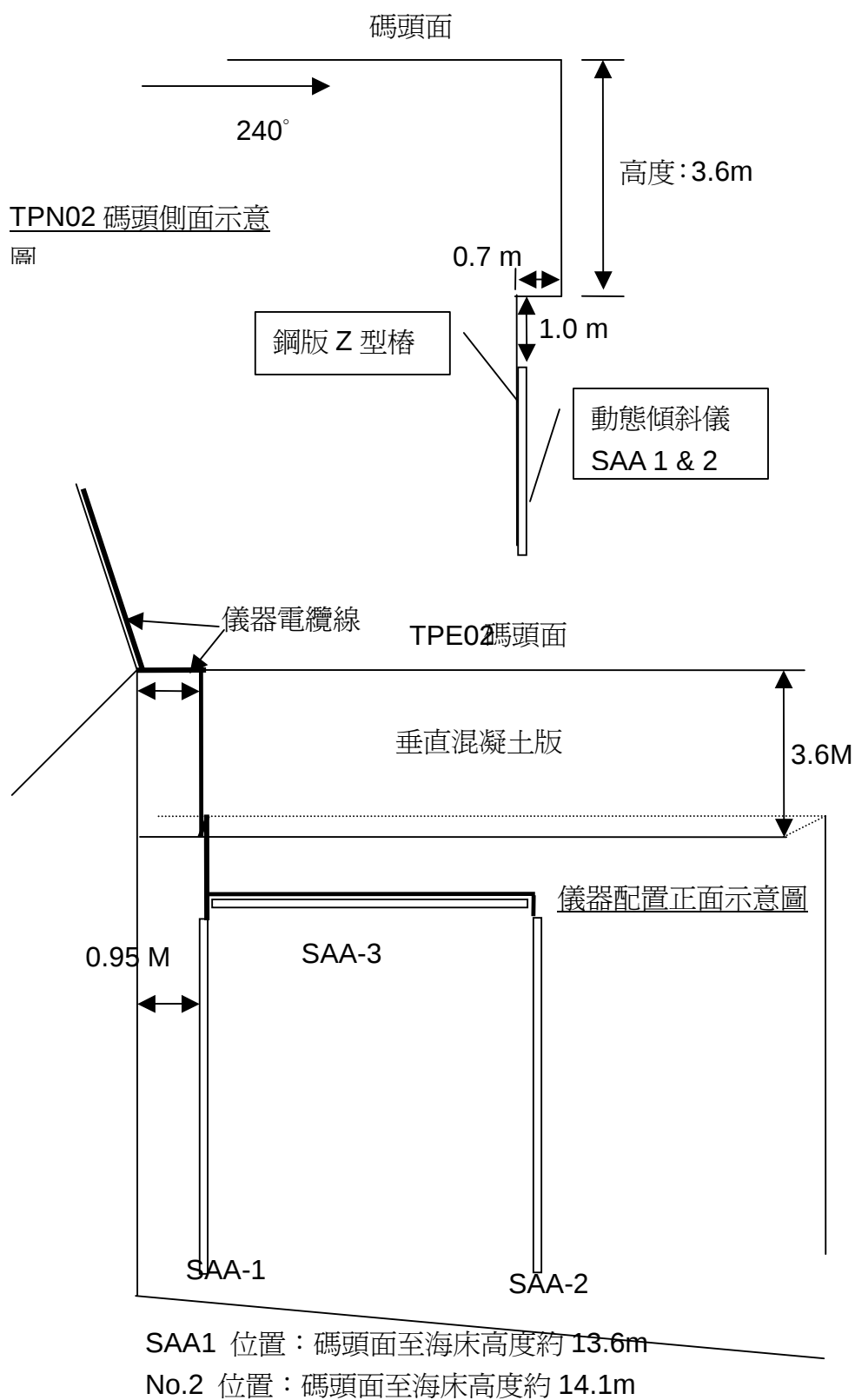


圖 5.11 TPE02 版樁變位監測配置圖

5.3 自動監測程式

5.3.1 自動監測程式組成

由於監測站需具有長期自動監測之功能，且所用系統中包含不同設備與訊號模式，因此本計畫使用 National Instruments 所開發之 PCI 介面，以 LabView 所建構之動態自動資料擷取系統，加上以網路連結之遠端監測系統，所用之系統為參考交通大學光纖感測試驗室所研發之光纖光柵感測系統，做為土木工程系統現地，長期自動化監測。而自動化擷取系統主要分為三大技術，其說明如下。

1. 網路傳輸技術

為達到自動化監測、分析的功能，而感測器所得資訊將透過 LabVIEW 程式語言所撰寫並與網路技術做連結，使得分析運算後的結果可以即時的呈現達到預警的功效，更可以透過網路的傳輸將運算簡化後的資訊傳回使用者端儲存。

目前系統所使用的是 LabVIEW 最新的網路技術 Share Variable，它提供廣域變數的技術，可以在 LabVIEW 環境下，透過此一技術在所有的分布式應用中存取任何類型的資料，使用 Share Variable 可以藉由網路的技術分享資料在單一程式的迴圈之中或是介於不同的程式之間，甚至是在不同網路位置的儀器上。相對於在 LabVIEW 中現存的許多技術例如：TCP (Transmission Communication Protocol)、UDP (Universal Data gram Protocol)、Data Socket 與 VI Server 等技術，Share Variable 是一種典型的簡化技術，而且其底層仍舊是使用 TCP/IP 的架構，不但傳輸速度快，而且訊號最為準確可靠。它可以直接透過屬性的設定，建構出所需要的特定功能，達到分享資料的工作，而略過令人覺得煩雜的 TCP/IP 等低階的網路設定，與基本的程式碼撰寫工作。

使用 Share Variable 有下列三種的基本變數型態 (Variable Type)：single-process、network-published、time-triggered。一般較常

使用的部分是 single-process、network-published 這兩種方式，Single-process 大多是使用在單一程式之間的資料分享，例如在許多平行迴圈當中，我們無法直接將某參數拉到另一個迴圈做運算，就可以利用 single-process 的 Share Variable。另一種情況則是在同一個設備儀器中的兩個不同程式，也是需要透過這樣的功能屬性設定，才能將資料做傳遞或是同步運算。這樣的特性相當便利於執行具有決定性影響的即時應用，也可以更進一步藉由 Real-Time FIFO 的技術將這些資料給不同使用者運用，並且確保這些資料不會失真。

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

完成之系統中的使用者端並不一定都安裝有 LabVIEW 程式，但是我們仍然可以透過 LabVIEW 的環境之下，進行網路權限分享設定，利用超文件傳輸協定（Hyper Text Transmission Protocol；HTTP）的網頁瀏覽格式，讓一般使用者使用網際網路瀏覽器（Internet Explorer；IE）就可以觀看系統的監測資訊，完全不需要任何特殊介面，或是安裝任何其他軟體，達到簡易分享資訊的功能。

2. 資料存取模式：

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

在 LabVIEW 的環境下可以將資料儲存成文件檔的格式或是動態資料檔的型態。文件檔的優點是檔案位元小不佔記憶體

空間，而動態檔案的優點則是可以立即將現地的動態資料馬上還原成波形，方便使用者觀看。

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

5.3.2 港區碼頭動態監測程式

本年度用於整合台北港東 9 號碼頭監測系統程式其主要架構為隨時擷取地震儀訊號，當水平向震動大於設定啟動值(約為 5 gal)時開始啟動資料擷取系統，同時啟動 shape array 記錄系統，程式中並設計當水平震動大於某一設定值時會傳送簡訊通知相關管理人員，此外相關參數均可遠端設定，並具每日定時啟動與人工啟動功能。所紀錄地震儀頻率為 250 Hz，shape array 之頻率約為 15 Hz，記錄延時為 5 分鐘，程式之原始碼如圖 5.12 所示，操作與設定介面如圖 5.13~5.15 所示。圖 5.16~5.18 為利用監測程式所得之動態剖面儀與地表加速度背景訊號值，其變動很小，顯示整體系統相當穩定。

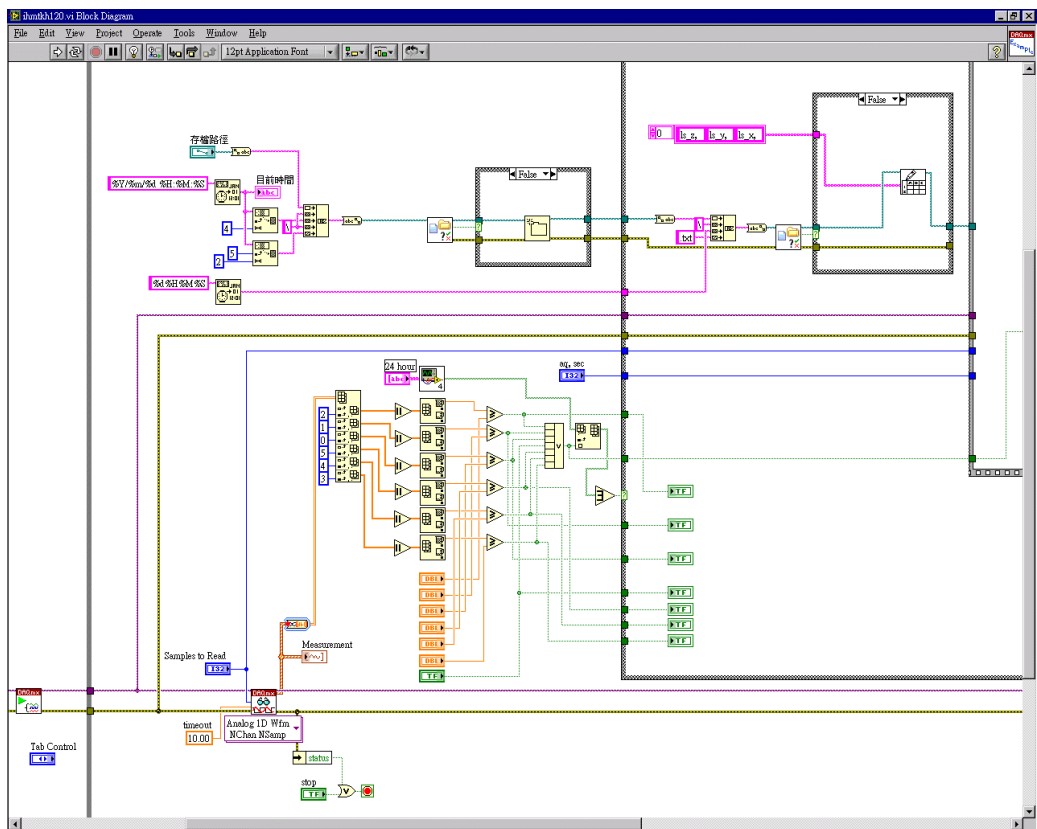


圖 5.12 自動監測程式原始碼

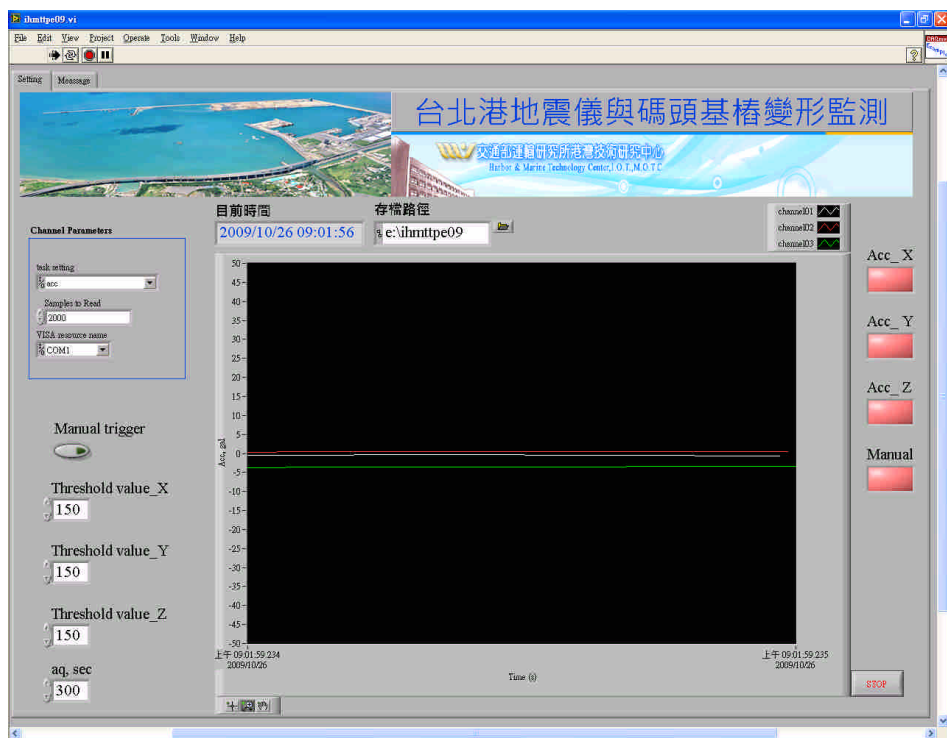


圖 5.13 自動監測主畫面

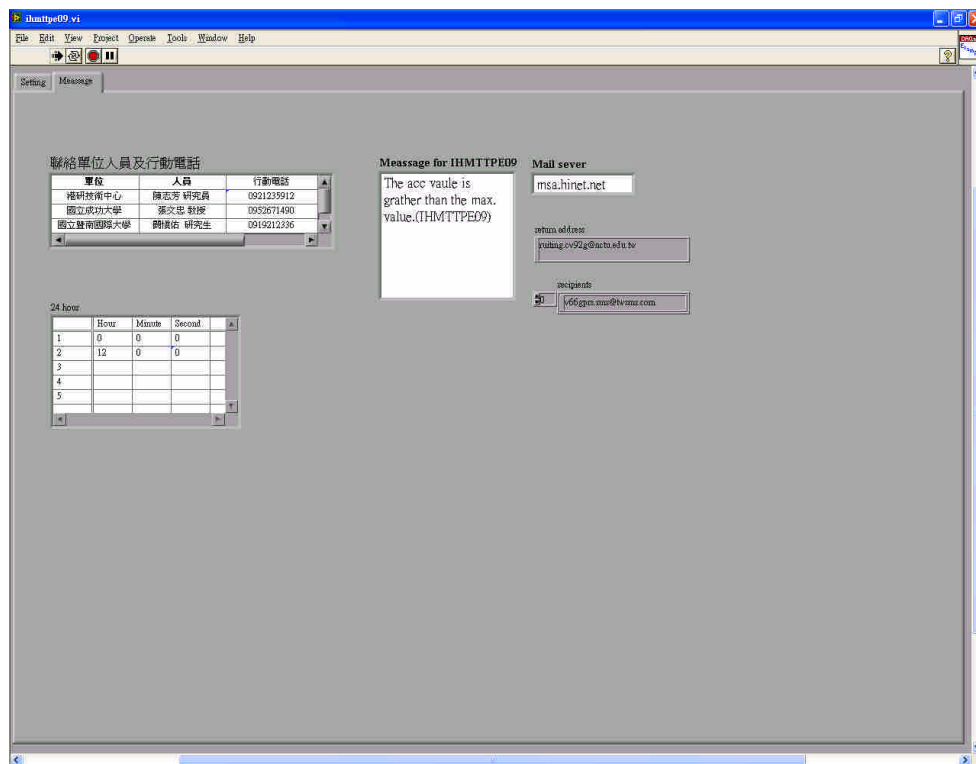


圖 5.14 量測參數設定畫面

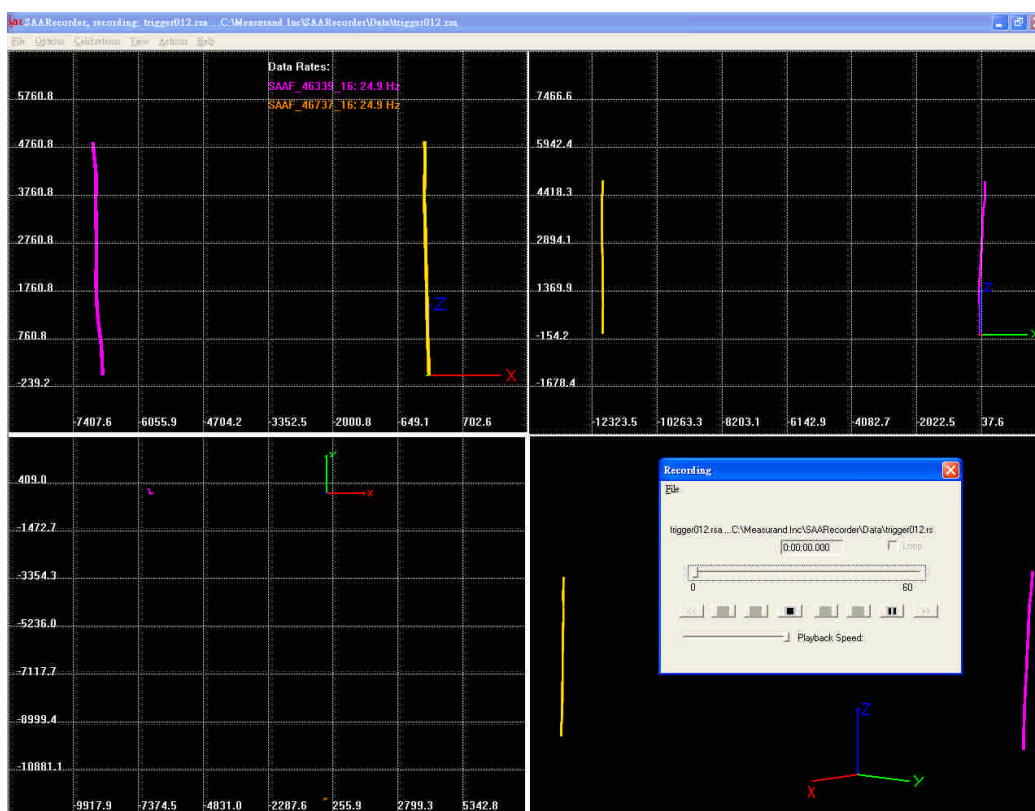
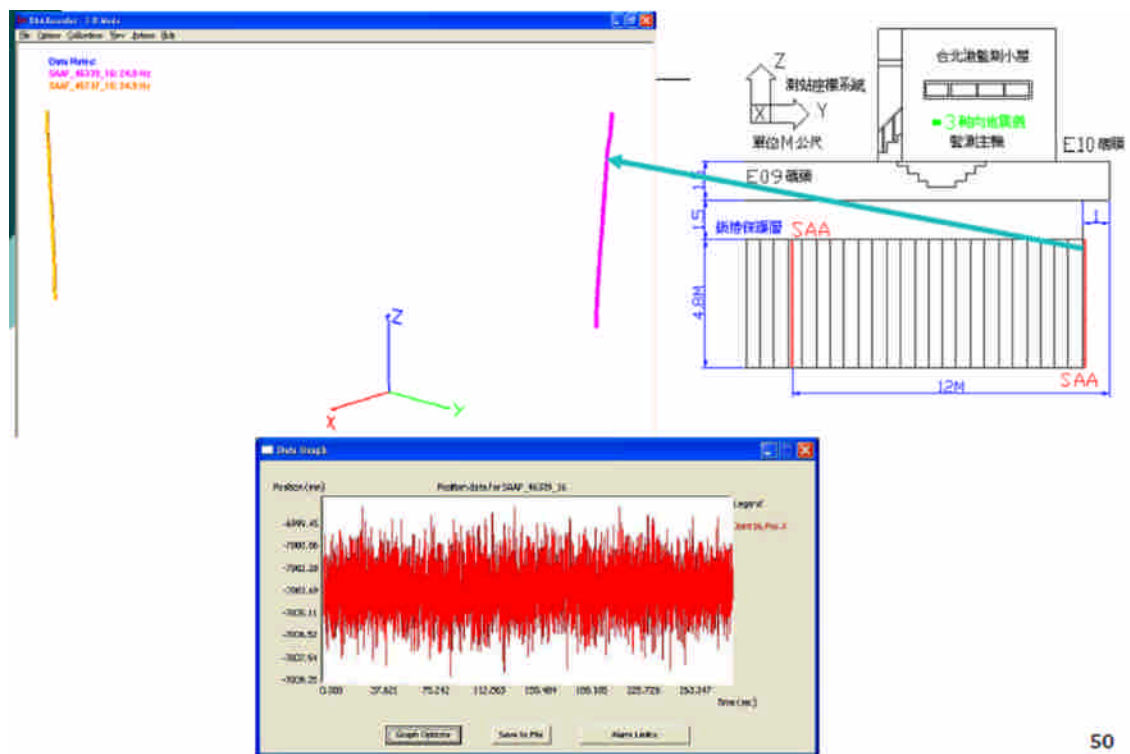


圖 5.15 動態剖面儀紀錄畫面



50

圖 5.16 動態剖面儀初始值

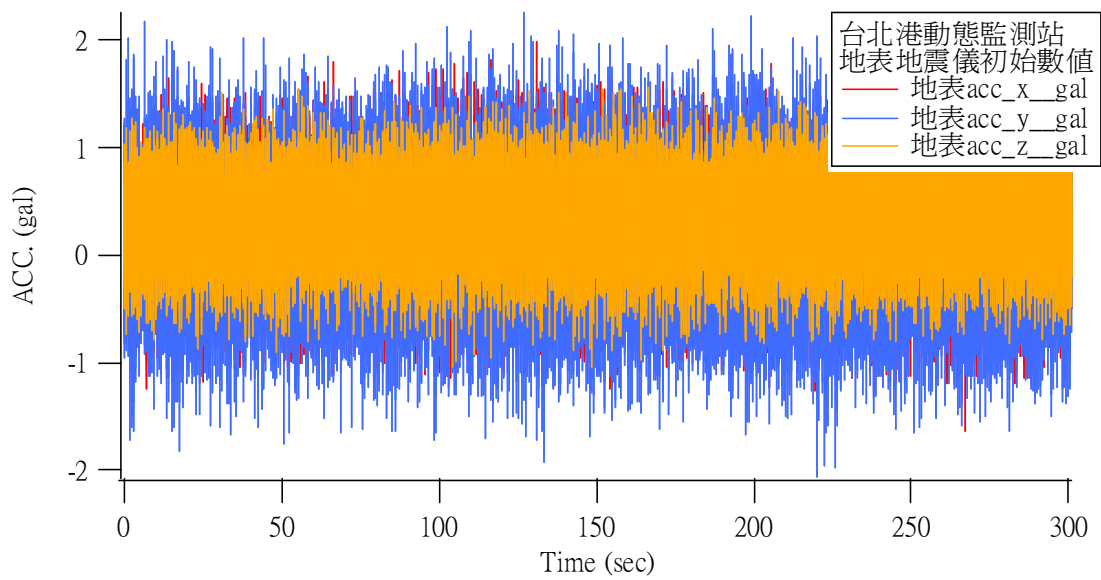


圖 5.17 地表地震儀背景訊號值

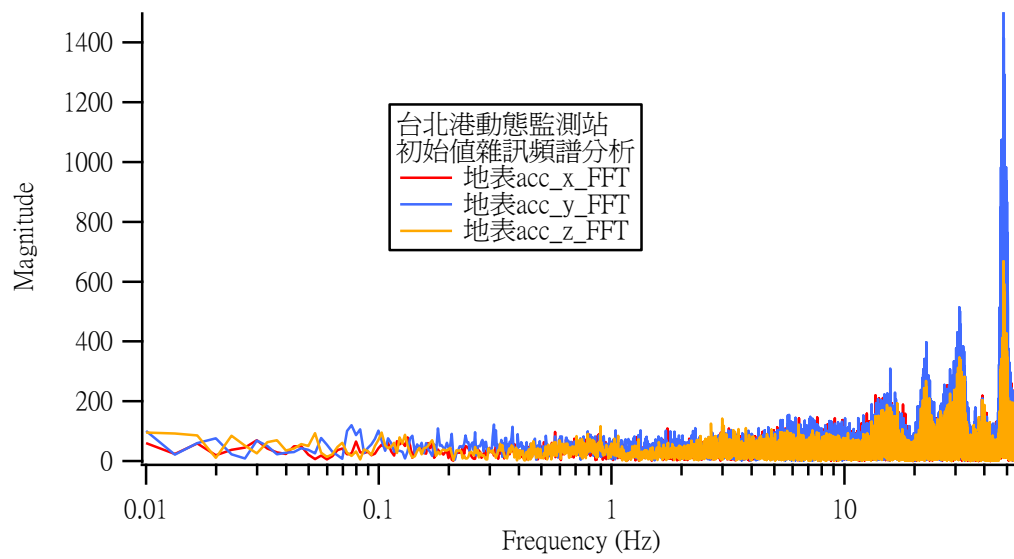


圖 5.18 地表地震儀背景訊號頻譜

第六章 板樁式碼頭之動態數值模擬分析

6.1 數值模擬分析工具

本計畫應用 FLAC 及其動態模組進行錨定鈹樁碼頭有效應力分析，FLAC 為二維外顯(explicit)有限差分程式，其運算過程中是以「時階的形態」(time-stepping fashion) 來求解每一個節點(node)的運動方程式，利用切的很小的時階，達到節點或元素(zone)間之訊息或變化不會傳給鄰近之節點或元素之假設，因此可對將連續空間離散化之節點進行個別運算，不需如內顯(implicit)有限元素般求解聯立方程組，而在每一個時階中，利用系統原本的不平衡狀態決定每一節點的不平衡力，然後求解其運動方程式，以求得該時階下各節點的速度，節點速度決定後，將速度積分求得節點的位移及並以位移-應變矩陣計算該時階之應變增量。應變增量決定後再利用材料的組合律求得對應之應力增量，將應力增量加上原來的應力狀態，即成為新得應力狀態，並可得另一不平衡力，再進行下一時階的運算，如此反覆運算直至不平衡力趨近於零，達到平衡為止。

由於 FLAC 均採取時階運算，雖然在解一些穩態問題時因採小時階而需較長運算，但有限元素在求解非線性材料與大應變模擬時，常需進行疊代且需採用特殊解法，外顯有限差分運算因不需求解聯立方程組，所以相較而言較為簡單，另外由於外顯有限差分運算不需建立完整勁度矩陣，因此對於加入介面元素(interface element)與不同偏微分控制方程式相對簡單，因此近年已陸續加入邊界元素、結構元素及地下水滲流求解等，且其本身解的是完整的運動方程式，因此適於求解動力問題。由於進行土壤有效應力動態分析時，常需面對非線性與大應變行為，因此近年廣為應用於模擬地工材料之動態非線性行為，若結合介面元素與結構元素，可進一步模擬土壤結構互制，而導入孔隙水壓力激發模式於土壤之結構模式，可進一步進行土壤有效應力動力數值分析。

為進行動力分析，需在 FLAC 在原來靜力分析架構下增加包含阻尼效應、吸能邊界、動態邊界及孔隙水壓力激發模式之 FLAC Dynamic 額外選項，其相關功能說明如下。

6.1.1 FLAC Dynamic 介紹

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

1. 力學阻尼

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

FLAC Dynamic 提供數種可模擬材料阻尼效應之方式，除傳統 Rayleigh damping 外，增加了用於模擬壓力波傳遞之人工阻尼(artificial damping) 與考慮非線性應變關係之阻滯阻尼(Hysteretic

damping)，阻滯阻尼考慮類比於等值線性(linear-equivalent)之效應，考慮非線性剪應力與剪應變關係，引入 backbone curve 與 Masing rule 形成阻滯圈，由阻滯圈可計算不同剪應變下之割線剪力模數(secant shear modulus)與阻尼比(damping ratio)，因其較符合土壤之非線性動態特性，因此適合模擬土壤或岩石等高度非線性地工材料，本計畫採用 Hardin and Drnevich (1972) 所提出之剪力模數與應變震幅關係，以試誤法求取最符合室內試驗結果之參考應變(reference shear strain)。阻滯阻尼之缺點為阻尼計算時與非線性塑性應變組構模式分別獨立，因此無法完全模擬塑性應變之影響。

2. 吸能邊界

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

為使數值模型可符合動力行為，需於人為之數值邊界施加可消除應力波反射效應之邊界，一般多以黏滯邊界模擬，FLAC 中採用 Lysmer and Kuhlemeyer 所提出的黏滯性邊界條件，在邊界的正向與切向上加上阻尼盤(dashpot)，吸收傳至邊界之能量而不產生反射，稱為安靜邊界(quiet boundary)，此外分析土壤與結構互制行為問題時，所模擬區域平面與平面向外方向(即 Z 方向)均會產生消能效應。平面上能量散射可由黏滯邊界條件吸收，FLAC 程式在平面向外方向採用 Lysmer(1975)所建議之 3-D 阻尼，其物理模型為可吸收平面向外方向能量之黏滯阻尼盤(viscous dashpot)。

整合動態荷重與無限空間波傳邊界，可進行自由場動態分析，其數值模型如圖 6.1 所示，側向以黏滯邊界模擬，底部依其與網格土壤之相對勁度差異分為柔性基底(flexible base)或剛性基底(rigid base)，當網格底部之材料與下方勁度差異不大時，需以柔性基底模擬，亦即需允許應力波傳遞至下方而非反射回網格，因此需於底部增加黏滯邊界，而剛性基底則以固定邊界模擬即可，FLAC Dynamic 中另提供可模擬垂直側向邊界之邊界條件稱為自由場邊界(free-field boundaries)，其主要為自動施加黏滯邊界於兩側邊界節點。

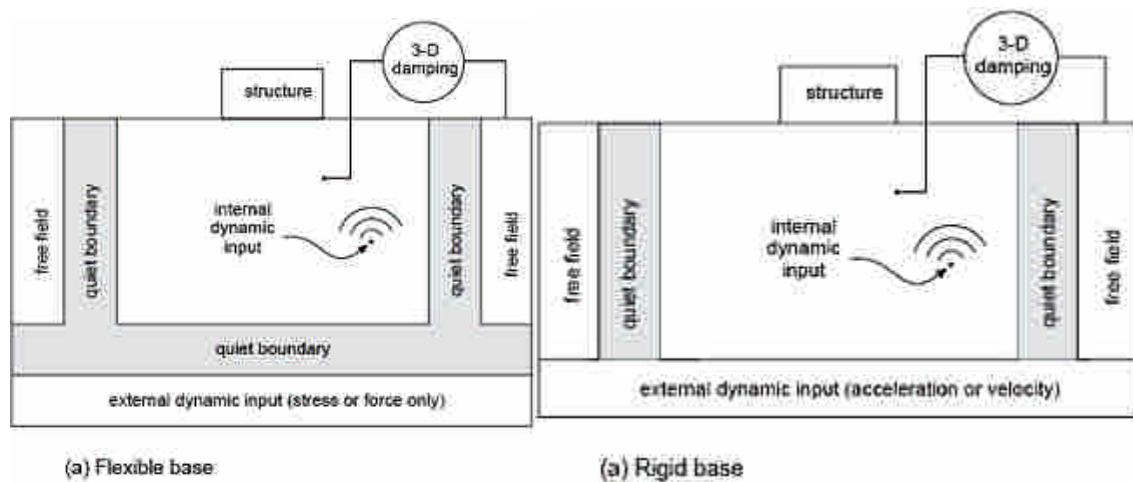


圖 6.1 考慮動態荷重之自由場物理模型圖

3. 動態邊界條件

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

$$\sigma = 2(\rho V)\dot{u} \dots\dots\dots (6-1)$$

式中： σ =作用於底部之應力， ρ =底部元素之總體密度， V =底

部元素之體波波速， $\dot{u}$ =垂直或平行於波傳方向之質點速度，以剪力波為例，此公式推導為作用於土壤之應力為：

$$\tau = G\gamma = (\rho V_s^2) \left(\frac{\dot{u}}{V_s} \right) = (\rho V_s) \dot{u} \dots\dots\dots (6-2)$$

式中 V_s 為底部土壤之剪力波速，但底部黏滯邊界之原理為施加一與入射波反向之剪力以抵銷入射波之效應，其大小以為以質點速度與式(6-2)計算，為使應力波可向上傳遞，因此需將黏滯邊界應力加在原有動態應力，因此向上傳遞之剪力波可以下式施加：

$$\tau = 2(\rho V_s) \dot{u} \dots\dots\dots (6-3)$$

計算前需將加速度歷時以數值積分求得速度歷時，且為確保計算結束時速度為零，需進行基線修正，將數值積分之最後偏移速度消除。

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，但以板樁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(1931) 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：

$$\Delta U_i = \frac{7}{12} h^2 \gamma_w k_h \dots\dots\dots (6-4)$$

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：

$$\Delta U_i = \frac{7}{40} h^2 \gamma_w k_h \dots\dots\dots (6-5)$$

由於 FLAC 本身並不提供此一功能，本計畫嘗試以海床加速度為水平地震係數，以輸入正弦波之方式進行時域(time domain)數值分析，探討面海側動態水壓力之影響，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，為保守起見，本次分析忽略面海側動態水壓之影響，相關影響建議於下年度進行詳細分析。

4. 孔隙水壓力激發模式

進行動態荷重下土壤液化行為之有效應力分析時，除考慮土壤之非線性應力-應變行為外，亦需將因應變造成之超額孔隙水壓力列入考量，目前僅有少數超額孔隙水壓力激發模式提出，其中以 Finn et al. (1977) 所提出之模式模擬較為常見，Finn et al. (1977) 將非線性勁度變化與孔隙水壓力分開考量，利用 Martin et al (1975) 所建立之飽和砂土受排水反覆荷重之體積減小量，和不排水試驗之孔隙水壓上升的關係，建立剪力模數、剪力強度、累積體積應變和有效應力變化的關係，常稱為 Finn-Martin model，引用 Finn-Martin model 時需四個參數，Byrne (1991) 提出簡化之 Martin 公式，其累積體積應變與剪應變之關係可以下式表示：

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp(-C_2 (\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma})) \dots\dots\dots (6-6)$$

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

值求得：

$$C_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-1.25} \dots\dots\dots (6-7)$$

而 C_2 則可以下式計算：

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \dots\dots\dots (6-8)$$

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

6.1.2 分析程序

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

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

1. 地層幾何模型建立

進行動態分析時其網格除需考慮靜態分析時之特性外，其網格大小(空間切割)與時間切割之單位需額外考慮波傳行為之影響，且其側向與下方延伸範圍與邊界條件亦需考慮應力波在固定邊界之反射現象，以模擬應力波於半無限空間傳遞之行為。網格之尺寸需滿足波傳方向(垂直向)之最大網格長度小於應力波最小波長之 1/10 為原則，若輸入之動態邊界其含有較高頻率(短波長)之成分，在不影響分

析精度下需先進行濾波處理，將高於網格限制之頻寬部分移除，網格尺寸可模擬之最高頻率(f_u)可以下式計算：

$$f_u = \frac{V}{10 \times L} \dots\dots\dots(6-9)$$

式中 V =應力波波速， L =平行波傳方向之最大網格長度。

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

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

2. 分層土壤力學組構行為模擬

網格中每一元素均需指定其材料參數，進行有效應力動態分析之參數包括彈性參數、塑性參數、滲流參數及孔隙水壓力激發模式參數，彈性參數可由震測試驗之波速求得，需有二個彈性力學參數，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；塑性材料參數依選用模數不同而不同，因 FLAC 中之 Finn model 僅能用於 Mohr –Coulomb 模式，因此需要 Mohr –Coulomb 塑性參數，包括摩擦角、膨脹角、凝聚力、張力強度等；為進行滲流分析，需輸入土壤之滲透係數(permeability)與水之體積模數，此外為進行重力計算，需輸入土壤密度。

進行動態載重下液化行為有效應力分析時，除考慮應力應變行為外，亦需將因應變造成之孔隙水壓力列入考量，以 FLAC 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。

3. 動態荷重與邊界條件

為模擬半無限空間波傳行為，分析時需於側向施加自由場邊界，底部則以可消除垂直與水平向震動之消能邊界模擬。動態荷重包括地震波與地表載重，地表荷重可以荷重形式施加於節點或以應力形式施加於邊界元素表面，但動態運動邊界(如位移、速度或加速度)之施加需將其轉換為作用於格點之邊界條件，本研究中因網格底部為柔性底層，為配合底部消能邊界使用，將加速度歷時積分後成為速度歷時，再以 $\tau_{xy} = 2(\rho V_s) \dot{u}$ ，(ρ = 底部土壤總體密度， V_s 為土壤剪力波速， $\dot{u}$ 為底部土壤質點水平速度)，將加速度歷時轉換為剪應力歷時施加於網格底部元素，進行自由場地震模擬；對地表動態載重則另外增加埋置於地表之剛性基礎並將荷重施加於剛性基礎元素之節點。

6.2 錨定板樁碼頭有效應力動態數值分析

為進行臺北港東 9 號錨定板樁碼頭有效應力動態數值分析，在原有土層網格中加入樑與基樁二種結構元素，模擬考慮液化之錨定板樁式碼頭動態有效應力分析，因缺乏實際取樣與試驗結果，因此所用參數依港研中心之臺北港施工資料並佐以表面震測與鄰近監測站資料推估，結果將可作為錨定板樁碼頭監測系統規劃之參考。

6.2.1 分析原理與程序

1. 分析原理

液化土壤—板樁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板樁與上部結構震動，且上部結構之震動亦會影響下方土壤之動態行為，分析液化土層之板樁系統時更需將因孔隙水壓激發造成之地震波傳遞影響及液化土層側向位移一併考量，但其物理模式複雜，為簡化分析，實務上多採將土壤動態反應與板樁—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—板樁之互制行為。

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)模擬土中板樁，加上以鋼索元素(cable element) 模擬錨定鋼纜，結合成錨定式板樁碼頭系統，結合 Martin et al. (1975)之孔隙水壓力激發模式並考慮水壓消散行為進行時間域三向度錨定式板樁動態分析，模擬臺北港東 9 號碼頭之動態反應。

2. 結構元素

本研究之板樁碼頭主要由基樁元素及鋼索元素組成，基樁元素為 2 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。

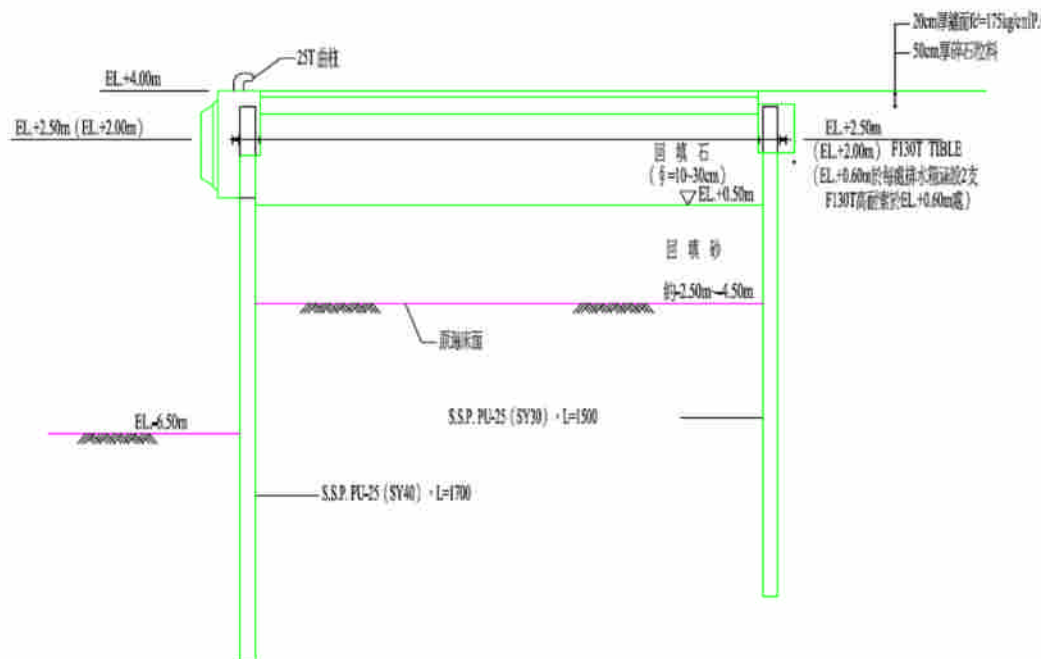
鋼索元素為單一自由度元素，僅可承受軸向應力，與周圍土壤不產生互制反應，但可與結構元素於節點連結。

6.3 數值分析案例模型

6.3.1 臺北港東 9 號工作碼頭配置

臺北港東 9 號碼頭為典型錨定板樁碼頭，其斷面如圖 6.2 所示，碼頭面海側為型號 PU-25 之鋼板樁，長度為 17 m，陸側之錨定板樁為相同型號板樁但長度為 15 m，錨定鋼纜最大張力為 130 ton，裝設於地表下方 1 m 深度之板樁且間距為 1.6m，碼頭上方為厚度 20 cm 之 RC 版，為簡化分析以等值 2 ton/m 之載重施加於地表。

土壤分層由施工階段之鑽探資料配合港研中心之自由場地震測站資料佐證，模擬由高程 1m 至-29m 之土層，海水假設位於高程 0 m 處，底部有一 9m 厚之堅硬粉土細砂(SM)，其上覆蓋一 5m 厚之黏土(CL)，此兩層與回填礫石不考慮孔隙水壓力激發，黏土層上方覆蓋一 6m 厚之粉土質砂，其平均 N 值為 12，N=12 之粉土質砂上方為 N=7 之疏鬆粉土質砂，其厚度為 4m，此土層以下屬現地土層，其上為回填砂，假設土層 N 值為 5，另在錨定鋼索區間有一 3m 厚之回填礫石，依據原始設計，假設地表荷重為 2000 kg/m。側向則以面海板樁為中心，向海側延伸 30 m，向陸側延伸 36 m，為便於底部施加剪應力歷時，於網格底部下方額外增加一厚度為 5 m 之線彈性土層，其剪力模數與 29m 深度土壤之小應變模數相同，每一網格大小為 0.5m×0.5m。



1. 數值分析模型

本案例分析主要包括二個階段，分別為現有系統靜態穩定分析及動態有效應力分析，依此二階段規劃之之數值模擬共分七個步驟：1)土壤網格及結構元素建立；2) 靜態分析材料強度參數指定並重力平衡；3) 設定靜態與水壓邊界條件；4) 使用 Finn 模式於可能液化土壤；5) 給定阻尼參數、動態邊界條件及動態水壓力；6) 規劃監測點並施加地震力。分別敘述如下：

本案例所建立之網格乃依照 TPE09 碼頭的設計斷面圖，建立一寬度 66 公尺，高 35 公尺之範圍，海水位於高程為零，且不考慮潮差影響，將海床可分成四層，底部海床(OB)為高程-29 公尺至-20 公尺，為 SM 土壤，其 $(N_1)_{60}$ 約為 25，因其細粒料含量高於 50%，且深度較深，因此不考慮液化；中間海床(OM)為高程-20 公尺至-15 公尺，其 $(N_1)_{60}$ 約為 10，屬於 CL 土壤，因此不考慮液化；頂部海床(OT1)為高程-15 公尺至-9 公尺，其主要分類為 SM，其 $(N_1)_{60}$ 約為 12，考慮其可能液化，碼頭開挖面位於高程-9 公尺深度，高程-9 公尺至-5 公尺為原有海床(OT2)，屬 SM 類土壤，其 $(N_1)_{60}$ 約為 7 並可能液化；

板樁內高程-5 公尺至-2 公尺為回填砂層(BFS)，屬 SM 類土壤，其 $(N_1)_{60}$ 約為 5 並可能液化；自高程-2 公尺至+1 公尺為回填礫石(BFG)，屬 GP 類土壤不考慮液化。

以指定上下結構元素節點方式並配合自動分割方式產生板樁元素，板樁以基樁元素模擬，並將間距設為零，以模擬連續之板樁，鋼索元素則將其兩端點固定於相同高程(ELE=0 m)之面海側板樁與錨定板樁之節點，所有結構元素之長度均為 0.5m 以與土壤元素節點連結，板樁上下兩端點均與土壤連結，使基樁位移與周圍土壤相同，且自動形成鉸接(hinge)端點。各結構元素之參數如表 6-2 所列，基樁元素中與土壤連結之介面元素以符合 Mohr-Columb 行為之介面彈簧參數模擬，介面彈簧參數如表 6-3 所列，結構元素建立後之網格如圖 6.3 所示。

表 6-1 動態分析土層參數表

土層	OB	OM	OT1	OT2	BFS	BFG
Depth from SL(m)	-29~-20	-20~-15	-15~-9	-9~-5	-5~-2	-2~+1
USCS	SM	CL	SM	SM	SM	GP
$N_{1,60}$	25	10	12	7	5	>50
Density (kg/m ³)	1850	1850	1800	1800	1750	2100
Shear Modulus (MPa)	98	72	74	40	27	189
Bulk Modulus(MPa)	163	96	123	54	36	207
Cohesion (Pa)	2000	2000	2000	0	0	0
Friction angle (deg)	33	33	33	33	33	45
Dilation angle (deg)	0	0	0	0	0	0
Hardin r_{ef}	0.06	0.023	0.08	0.09	0.10	0.01
Finn Parameter C1	--	--	0.39	0.764	0.927	--
Finn Parameter C2	--	--	1.03	0.524	0.432	--

OB:底部海床

OM:中間海床

OT1:頂部海床

OT2:原有海床

BFS:回填砂層

BFG:礫石回填區

表 6-2 結構元素參數表

	Elastic Modulus (GPa)	Moment of Inertia (m ⁴)	Cross Sect. Area (m ²)	Mass Density (kg/ m ²)	Pile Perimeter (m)
Sheet Pile	21	5.65×10^{-4}	0.02	7850	0.54
Cable	21	--	1.27×10^{-2}	7850	--

表 6-3 基樁元素中之 Mohr-Columb 介面彈簧參數表

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

為進行考慮水壓之靜力平衡，所設之邊界條件為左右兩側為水平向固定之 roller，底部為垂直向固定之 roller，靜態時考慮靜水壓力分佈，土中孔隙水壓力以線性分佈隨深度增加而線性增加，面海側另考慮相對於碼頭深度之水壓施加於碼頭底部，板樁上則施加線性增加之水壓，另為考慮碼頭常時荷重，以 20 kN/m 之壓力施加於 RC 版與陸上土壤，另用所建網格及邊界條件得到之靜力平衡下垂直有效應力分佈與結構元素彎距分佈如圖 6.4 所示，最大彎距於面海板樁發生於水面下 6m 深度，大小為 3.26×10^4 N-m，錨定板樁最大彎距為 3.52×10^4 N-m，位置為錨定位置下方 3 m，錨定鋼索受力為 1.5×10^3 Newton。

進行動態分析時，可液化土層其 Finn 模式之參數如表 6-1 所列，結構元素以 Rayleigh 阻尼設為質量之 2%，土壤則以 Hardin 型態之遲滯阻尼，參數如表 6-1 所列，以 free field 邊界指定作用於左右兩側，底部由於為非岩盤，為消除自自由面反射波之於底部造成反射現象，底部以雙均啟動之安定邊界 (Quiet Boundary) 設定。另地震力以式(6-1)施加於底部，輸入地震以附近 IHMT 測站於深度 29m 量到之南北向水平地震紀錄為波形，原始紀錄如圖 6.5 所示，其於地表之最大水平加速度為 15 gal，利用不同設計最大地表加速度，將

高程-29m 之波形等比例放大，並將 5 Hz 以上震波濾除，加於網格底部，進行時間域動態分析，此外，動態水壓力則以海床加速度及式 2.2 施加於板樁表面。

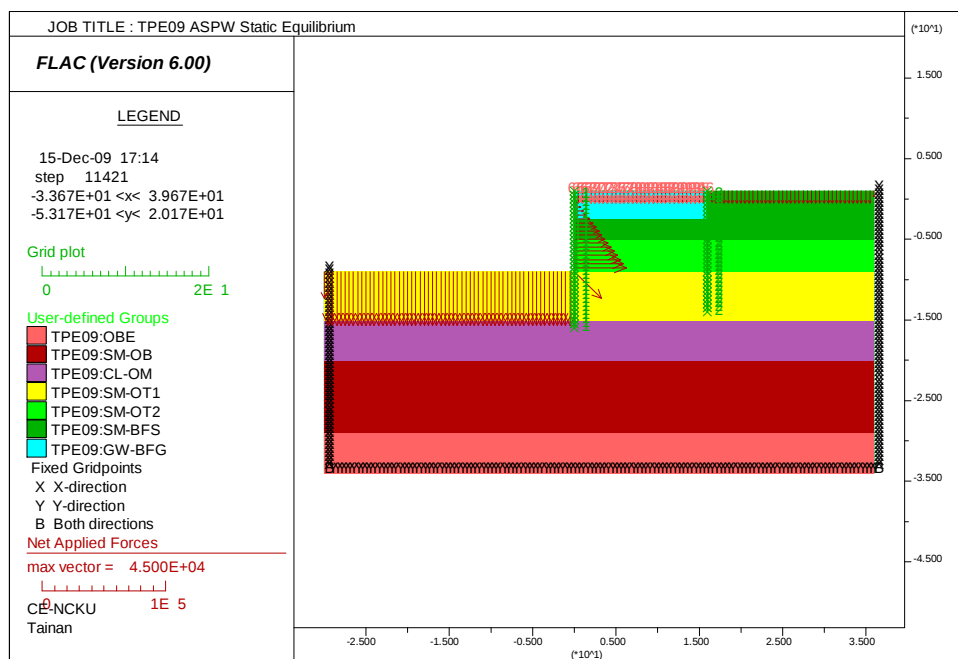


圖 6.3 TPE09 錨定式板樁數值模型

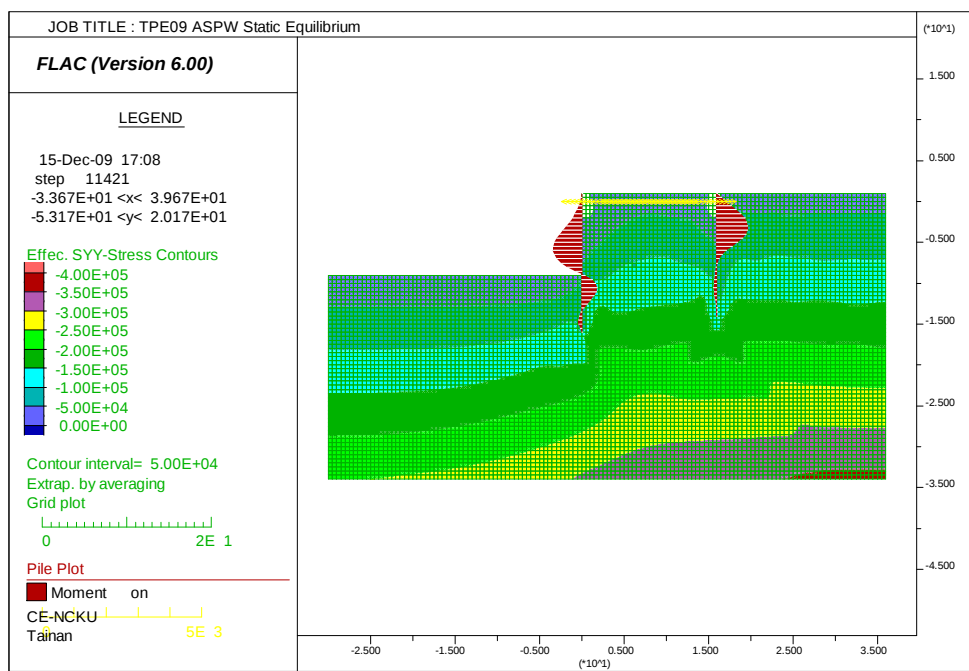


圖 6.4 TPE09 錨定式板樁靜力平衡垂直有效應力、結構彎距與錨定力

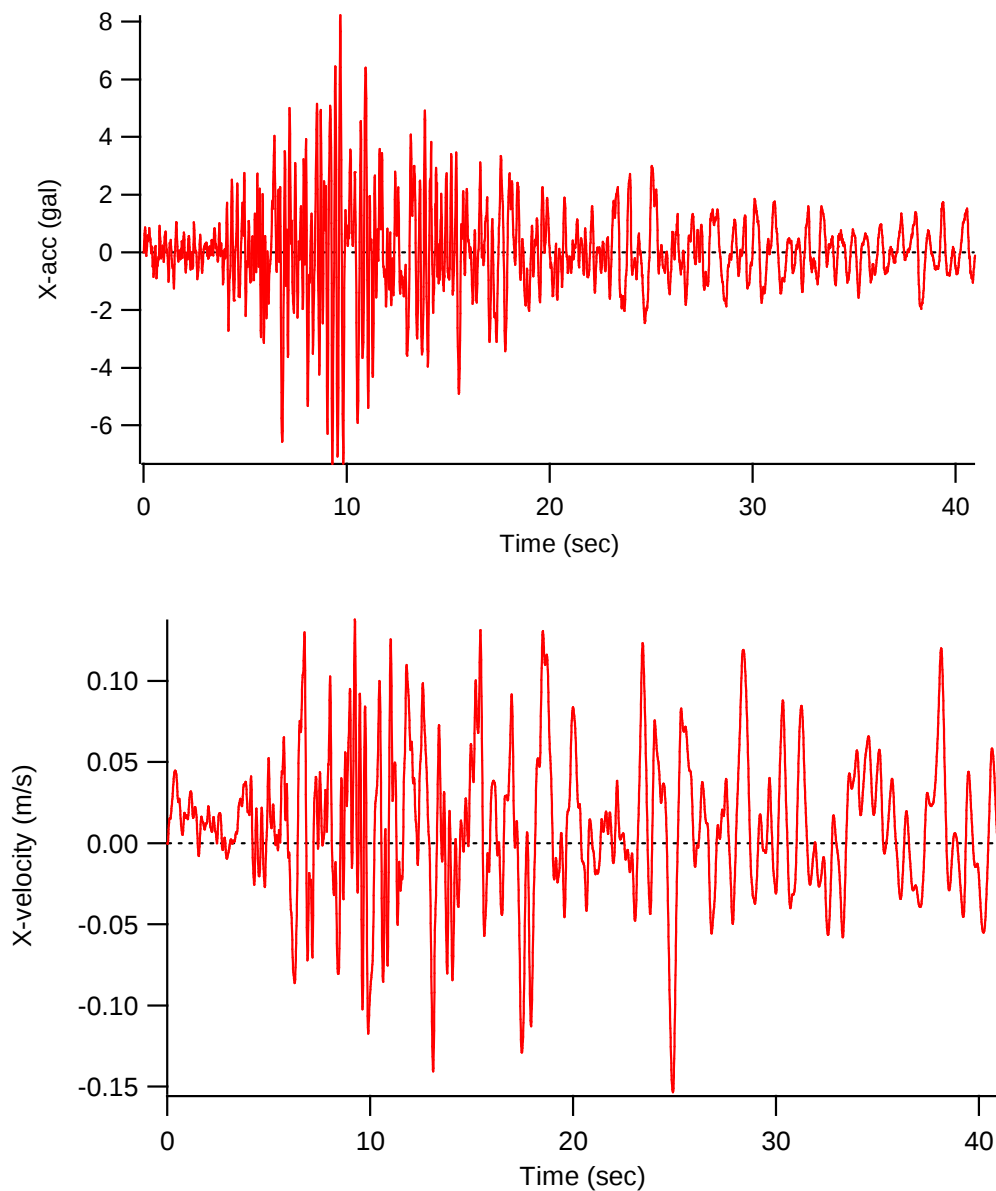


圖 6.5 網格底部(-29m)輸入地震波形

本研究以超額孔隙水壓力、超額孔隙水壓比、基樁彎距與號碼頭前端位移量、土壤加速度等，將地震紀錄轉換為速度歷時，以剪應力歷時作用於底部安定邊界之格點，依分析目的規劃監測點位，紀錄其時間變化量，監測點位與進行動態分析前之網格與邊界如圖 6.6 所示。

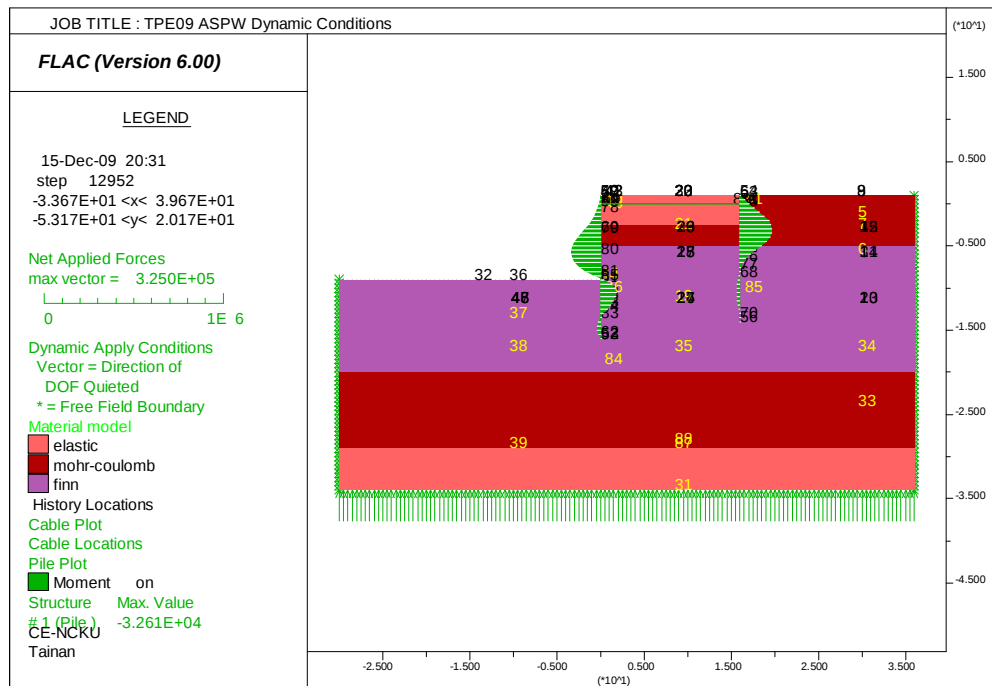


圖 6.6 監測點位與動態邊界

2. 加速度與位移歷時變化

考慮在板樁後方自由場高程 29 m 與地表高程 1m 之加速度變化如圖 6.7 所示，除少數突出點外，地表最大水平加速度約為 0.23 g，且底部之加速度較地表為大，顯示其地表加速度因中間土層勁度減小而產生較大阻抗，使地震波無法有效傳播至地表；由於板樁其破壞常由碼頭位移量控制，考慮面海板樁頂部(nd1)之水平與垂直向位移、海床(nd21)與樁底(nd35)之水平位移，及錨定基樁樁頂(nd36)與樁底(nd66)之水平位移歷時如圖 6.8 所示，水平向位移較垂直向為大，雖然水平向位移最大值約為向海側 2.0 m，垂直向位移最大值為向下約為 0.45 m，但此數值包含土層之總變位，考慮基樁頂底部之相對位移僅有 0.24 m，因此破壞屬輕微等級。

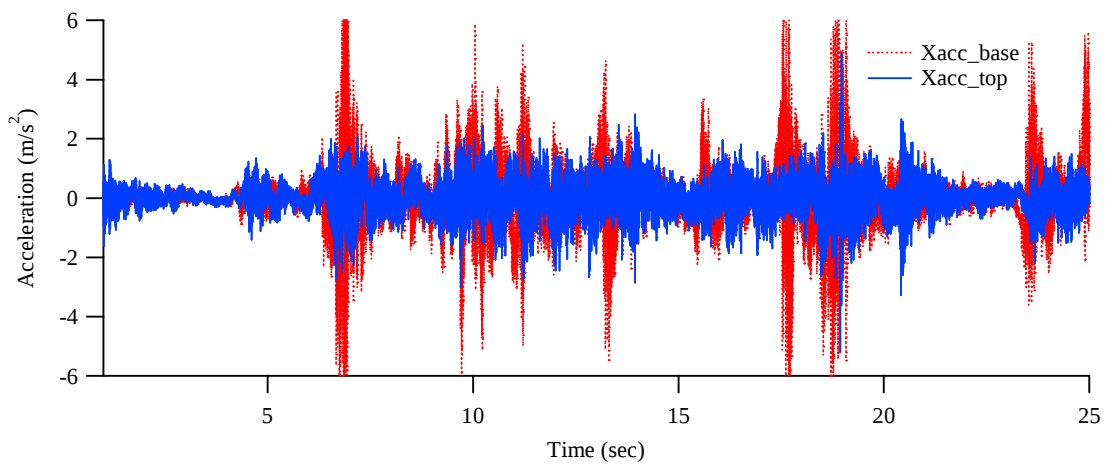


圖 6.7 臺北港東 9 號碼頭加速度歷時變化

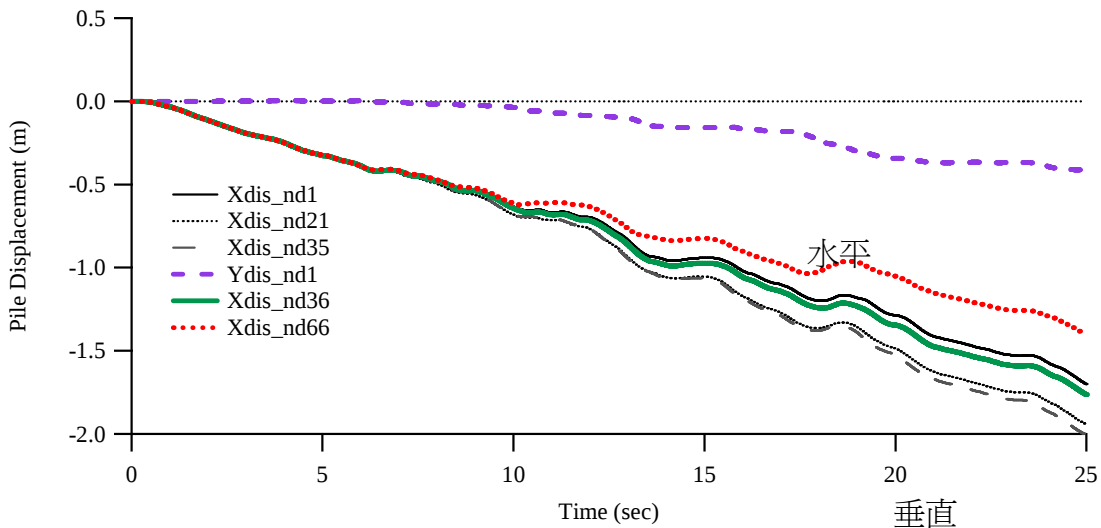


圖 6.8 鉚樁上方土壤位移歷時變化

3. 土壤結構互制

土壤結構互制反應可由其有效應力變化與結構反應觀察，圖 6.9 為在 25 sec 時土壤位移量分佈與結構元素之水平位移量分佈，面海板樁之最大位移發生於樁底，錨定基樁則發生於樁頂，不考慮底部彈性層，較大之位移發生於兩板樁間之土壤，最大土壤垂直位移發生於錨定板樁與表層土壤交界處，顯示板樁變位之主因為受周圍土壤變位影響。

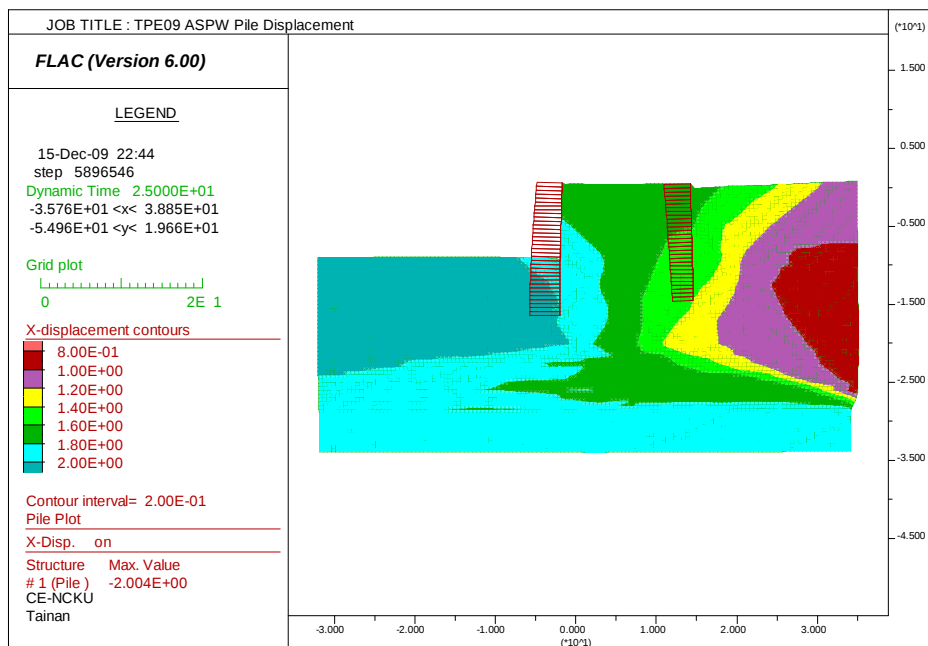


圖 6.9 土壤位移與結構位移

圖 6.10 顯示於 25 sec 時結構元素之彎矩分佈與垂直有效應力分佈，在經過主要震動後(10 sec)，表層回填砂之垂直有效應力大幅減少，其原因為孔隙水壓力激發之故，面海板樁最大彎矩發生於海床深度，錨定基樁其彎矩均遠小於面海板樁之彎矩值，圖 6.11 為面海板樁在不同高程之彎矩歷時，最大彎矩產生於海床深度，至 25 sec 時其最大彎矩為 2.5×10^5 N-m，除顯示其相對關係外，圖中亦顯示板樁頂彎矩較靜態時(3.52×10^4 N-m) 增加超過 7 倍。圖 6.12 為鋼索拉力歷時，其亦增加超過 50 倍，其最大拉力為 115 kN (11.7 tons)，初步分析顯示考慮孔隙水壓力激發與動力反應下，其結構荷重將大幅增加，但仍小於其極限拉力。

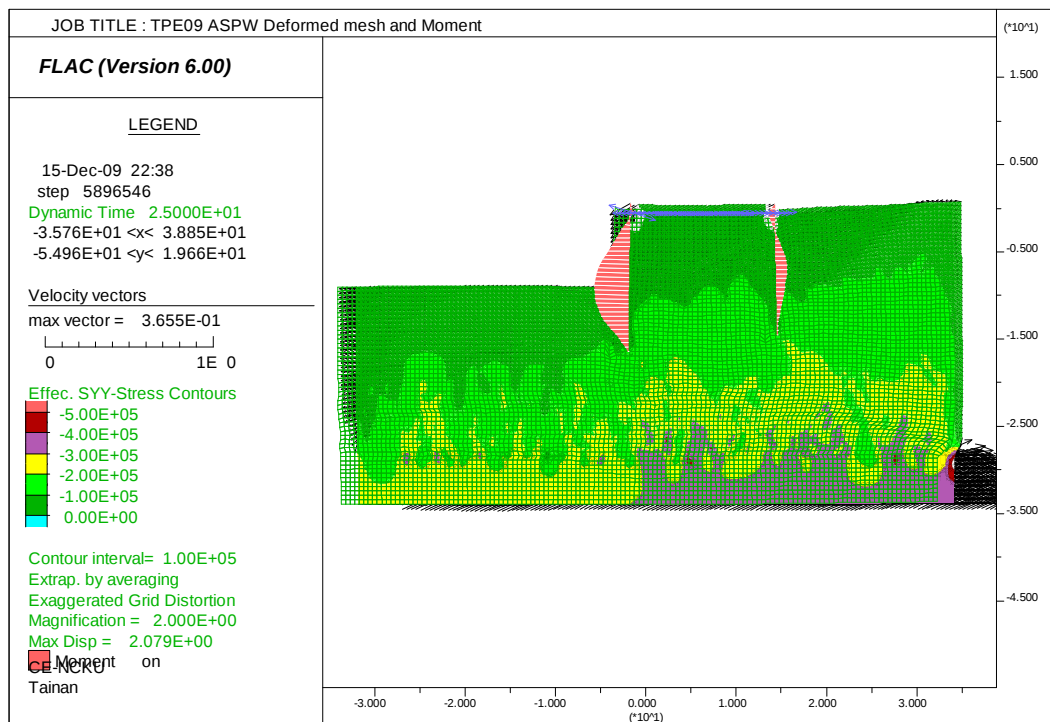


圖 6.10 土壤變形與結構彎矩分佈

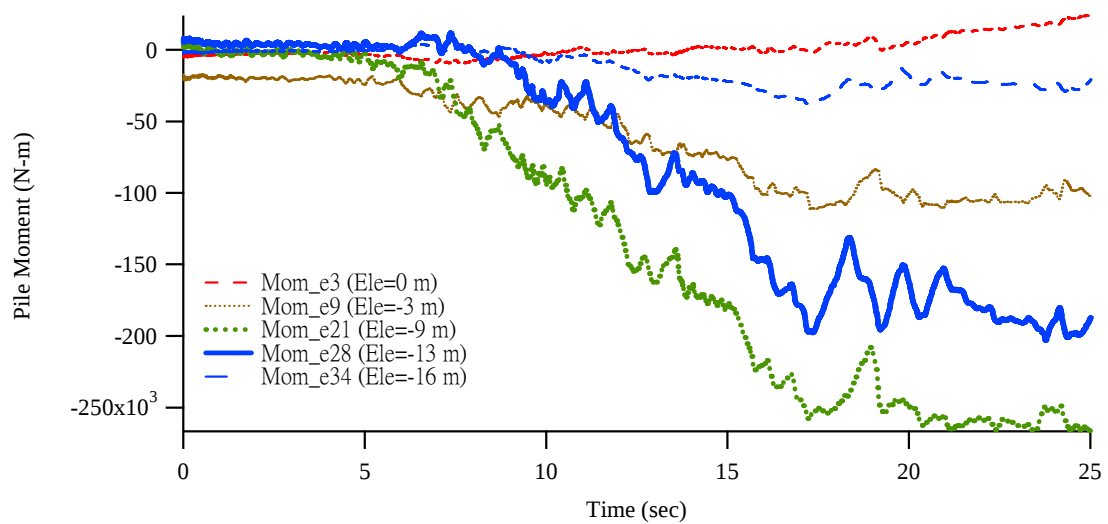


圖 6.11 結構彎矩歷時

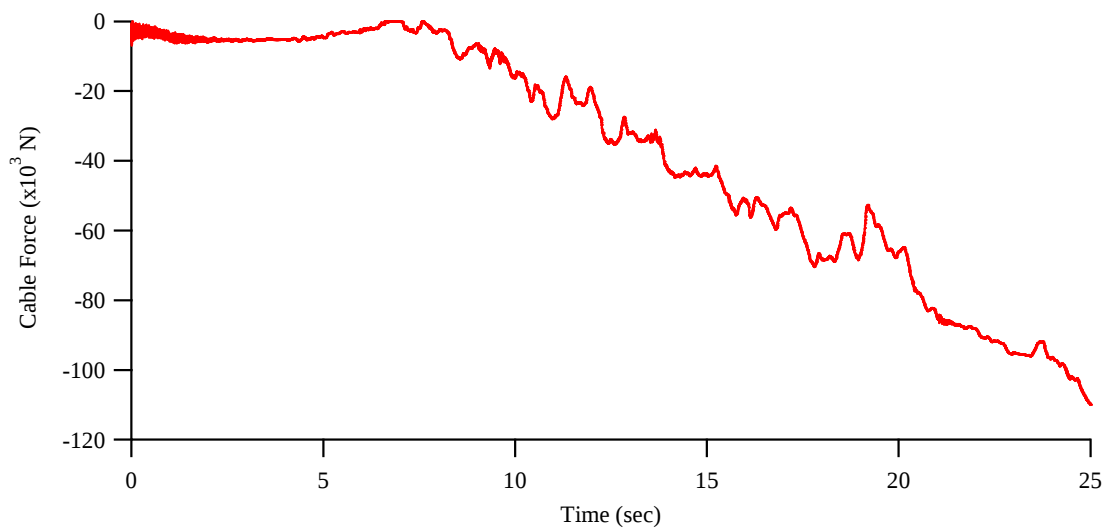


圖 6.12 鋼索拉力歷時

6.3.2 臺北港北 2 號碼頭配置

臺北港北二碼頭為典型錨碇版樁碼頭，其斷面如圖 6.13 所示，碼頭面海側版樁為型號 AZ40-700 鋼版樁，長度為 25 m，陸側之錨碇版樁為預鑄 PC 樁，其長度為 17 m，間距為 1.6m，錨碇鋼纜最大張力為 200 ton，裝設於地表下方 1 m 深度之版樁且間距為 1.6m，碼頭上方為厚度 20 cm 之 RC 版，為簡化分析以等值 2 ton/m^2 之載重施加於地表。

土壤分層由施工階段之鑽探資料配合港研中心之自由場地震測站資料佐證，模擬由高程 1m 至 -30m 之土層，海水假設位於高程 0 m 處，底部有一 10m 厚之堅硬粉土細砂(ML)，其上覆蓋一 5m 厚之堅硬粉土質砂 (SM)，此兩層與回填礫石不考慮孔隙水壓力激發，堅硬細砂層上方覆蓋一 5m 厚之粉土質砂，其平均 N 值為 12，N=12 之粉土質砂上方為 N=10 之疏鬆粉土質砂，其厚度為 6m，此土層以下屬現地土層，其上為回填砂，假設土層 N 值為 7，另在錨碇鋼索區間有一 3m 厚之回填礫石，依據原始設計，假設地表荷重為 20 kN/m^2 。側向則以面海版樁為中心，向海側延伸 35 m，向陸側延伸 60 m，每一網格大小為 $0.5\text{m} \times 0.5\text{m}$ 。

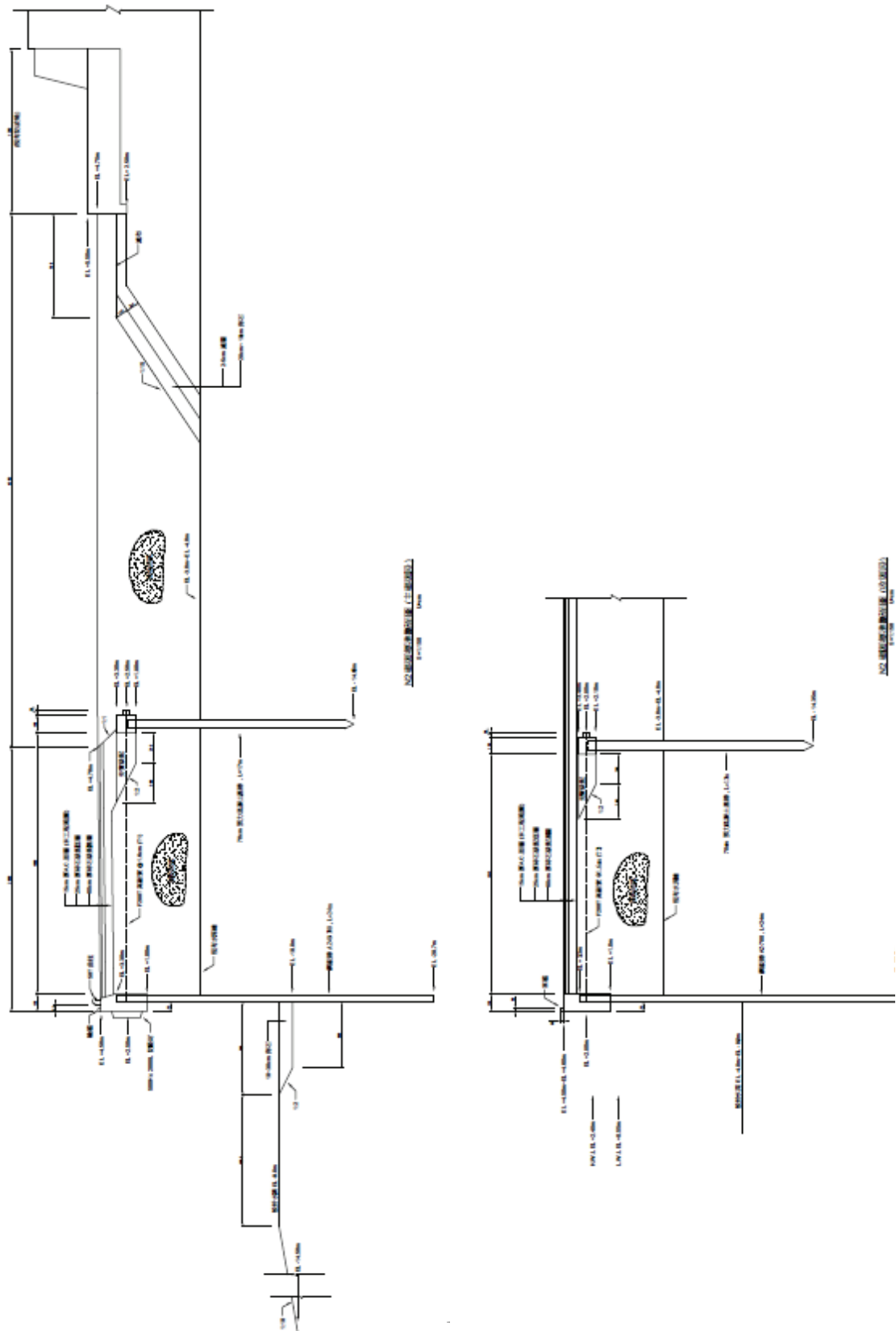


圖 6.13 臺北港北 2 碼頭(TPN02)設計斷面圖

1. 數值分析模型

本案例所建立之網格乃依照臺北港北 2 號碼頭的設計斷面圖，建立一寬度 95 公尺，高 35 公尺之範圍，海水位於高程為零，且不考慮潮差影響，將海床可分成四層，底部海床(OB)為高程-30 公尺至-20 公尺，為 ML 土壤，其 $(N_1)_{60}$ 約為 30，因其細粒料含量高於 50%，且深度較深，因此不考慮液化；中間海床(OM)為高程-20 公尺至-15 公尺，其 $(N_1)_{60}$ 約為 15，屬於 SM 土壤，因其細粒料含量高於 35 %因此不考慮液化；頂部海床(OT1)為高程-15 公尺至-10 公尺，其主要分類為 SM，其 $(N_1)_{60}$ 約為 12，考慮其可能液化，碼頭開挖面位於高程-10 公尺深度，高程-10 公尺至-3 公尺為原有海床(OT2)，屬 SM 類土壤，其 $(N_1)_{60}$ 約為 7 並可能液化；版樁內高程-5 公尺至 4 公尺為回填砂層(BFS)，屬 SM 類土壤，其 $(N_1)_{60}$ 約為 7 並可能液化；自高程 4 公尺至 5 公尺為回填礫石(BFG)，屬 GP 類土壤不考慮液化，另於面海側版樁之海床前配置一礫石堆積區，各土層參數如表 6-4 所示。

以指定上下結構元素節點方式並配合自動分割方式產生版樁元素，版樁以基樁元素模擬，並將間距設為零，以模擬連續之版樁，鋼索元素則將其兩端點固定於相同高程(ELE=3 m)之面海側版樁與錨碇版樁之節點，所有結構元素之長度均為 0.5m 以與土壤元素節點連結，版樁上下兩端點均與土壤連結，使基樁位移與周圍土壤相同，且自動形成鉸接(hinge)端點。各結構元素之參數如表 6-5 所列，基樁元素中與土壤連結之介面元素以符合 Mohr-Coulomb 行為之介面彈簧參數模擬，介面彈簧參數如表 6-6 所列，結構元素建立後之網格如圖 6.14 所示。

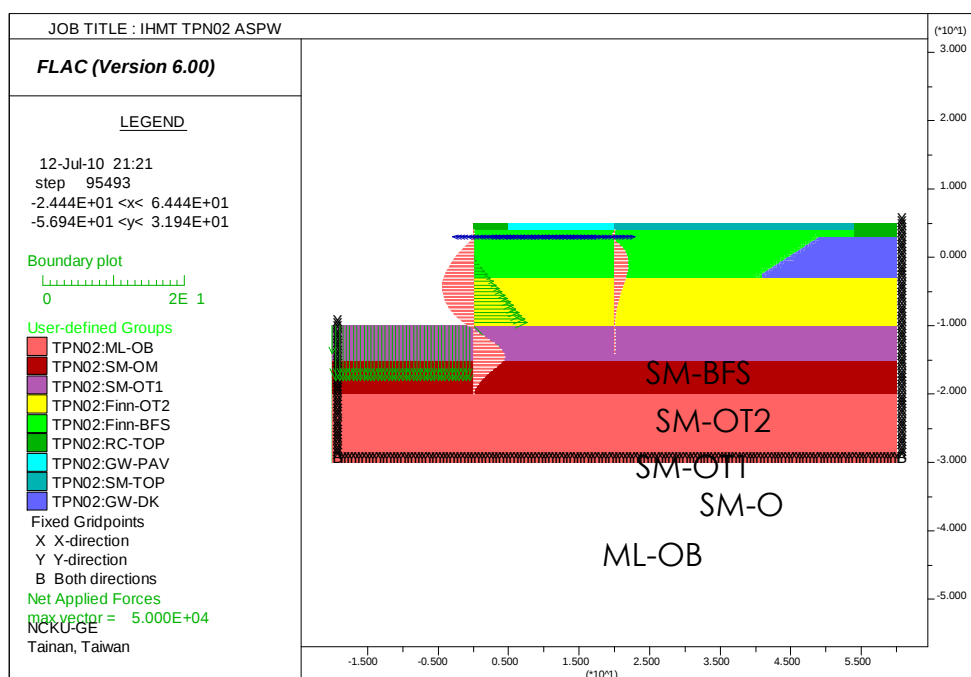


圖 6.14 TPN02 錨錠式版樁數值模型

表 6-4 TPN02 動態分析土層參數表

土層	底部海床 OB(ML)	中間海床 OM(SM)	頂部海床 OT1 (SM)	原有海床 OT2 (SM)	回填砂層 BFS	礫石 回填區 GW
Depth from SL(m)	-30~-20	-20~-15	-15~-10	-10~-3	-3~4	4~5
USCS	ML	SM	SM	SM	SM	GP
$N_{1,60}$	30	15	12	10	7	>50
Density (kg/m ³)	1850	1800	1850	1800	1750	2100
Shear Modulus (MPa)	72	72	74	40	27	189
Bulk Modulus(MPa)	96	96	123	54	36	207
Cohesion (Pa)	6000	3000	2000	2000	1000	0
Friction angle (deg)	30	28	28	28	35	45
Dilation angle (deg)	0	0	0	0	0	0
Hardin r_{ef}	0.06	0.023	0.08	0.09	0.10	0.01
Finn Parameter C1	--	--	--	0.764	0.927	--
Finn Parameter C2	--	--	--	0.524	0.432	--

OB:底部海床

OM:中間海床

OT1:頂部海床

OT2:原有海床

BFS:回填砂層

BFG:礫石回填區

表 6-5 TPN02 結構元素參數表

	Elastic Modulus (Gpa)	Moment of Inertia (m ⁴)	Cross Sect. Area (m ²)	Mass Density (kg/ m ³)	Pile Perimeter (m)	Spacing (m)
Sheet Pile (Z40-700)	21	1×10 ⁻³	0.243	7850	2.92	0
PC Pile (D=0.7 m)	3.1	1.2×10 ⁻²	0.385	2400	2.2	1.6
Tie Rod (200T)	21	--	5.1×10 ⁻⁴	7850	--	1.6

表 6-6 TPN02 基樁元素中之 Mohr-Coulomb 介面彈簧參數表

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

為進行考慮水壓之靜力平衡，所設之邊界條件為左右兩側為水平向固定之滾輪支稱，底部為垂直向固定之滾輪支稱，靜態時考慮靜水壓力分佈，土中孔隙水壓力以高程 0 m 為水面並以線性分佈隨深度增加而增加，面海側另考慮相對於碼頭深度之水壓施加於碼頭底部，版樁上則施加線性增加之水壓。版樁與錨碇基樁兩側端點無束制，鋼索元素與周圍土壤無互制，且與版樁及錨碇基樁相連。為考慮碼頭常時荷重，以 20 kN/m² 之壓力施加於 RC 版與陸上土壤，另用所建網格及邊界條件得到之靜力平衡下垂直有效應力分佈與結構元素彎距分佈如圖 6.14 所示，最大彎距於面海版樁發生於水面下 6m 深度，大小為 6.7×10⁵ N-m，錨碇版樁最大彎距為 2.0×10⁵ N-m，位置為錨碇位置下方 3 m，錨碇鋼索受力為 16 tons。

進行動態分析時，可液化土層其 Finn 模式之參數如表 6-4 所列，結構元素以 Rayleigh 阻尼設為質量之 2%，土壤則以 Hardin 型態之遲滯阻尼，參數如表 5-4 所列，以 free field 邊界指定作用於左右兩側，底部由於為非岩盤，為消除自自由面反射波之於底部造成反射現象，底部以雙均啟動之安定邊界(Quiet Boundary) 設定。

本分析輸入地震以附近 IHMT 自由場液化監測站於 2003/06/10 在深度 29m 量到之南北向水平地震紀錄為波形，原始紀錄如圖 5.6 所示，其於地表之最大水平加速度為 15 gal，利用不同設計最大地表加速度，將高程-29m 之波形等比例放大，並將 3 Hz 以上震波濾除，加於網格底部，進行時間域動態分析，此外，動態水壓力則以海床加速度及式 6.5 施加於版樁表面。

本研究以超額孔隙水壓力、超額孔隙水壓比、基樁彎距與號碼頭前端位移量、土壤加速度等，將地震紀錄轉換為速度歷時，以剪應力歷時作用於底部安定邊界之格點，依分析目的規劃監測點位，紀錄其時間變化量，監測點位與進行動態分析前之網格與邊界如圖 6.15 所示。

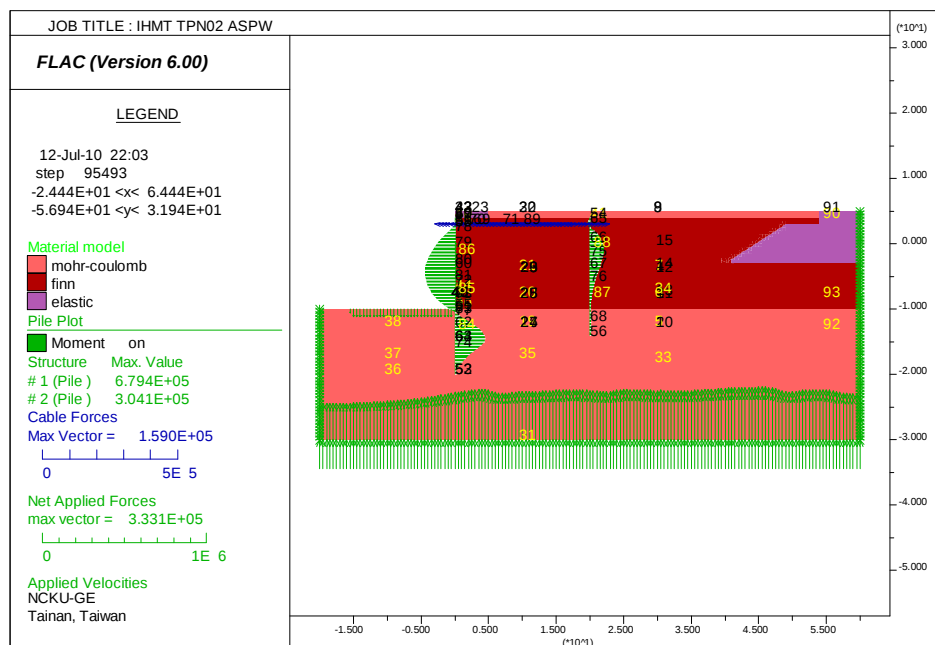


圖 6.15 TPN02 監測點位與動態邊界

2. 加速度與位移歷時變化

考慮在版樁後方自由場高程-30 m 與地表高程 5m 之加速度變化如圖 6.16 所示，除少數突出點外，地表最大水平加速度約為 0.23 g，且底部之加速度較地表為大，顯示其地表加速度因中間土層勁度減小而產生較大阻抗，使地震波無法有效傳播至地表；由於版樁其破壞常由碼頭位移量控制，考慮面海版樁頂部(nd1)之水平與垂直向位移、海床(nd30)與版樁樁底(nd51)之水平位移，及錨碇基樁樁頂(nd52)與樁底(nd88)之水平位移歷時如圖 6.17 所示，水平向位移較垂直向為大，面海版樁頂與樁底之相對位移為 0.26 m。

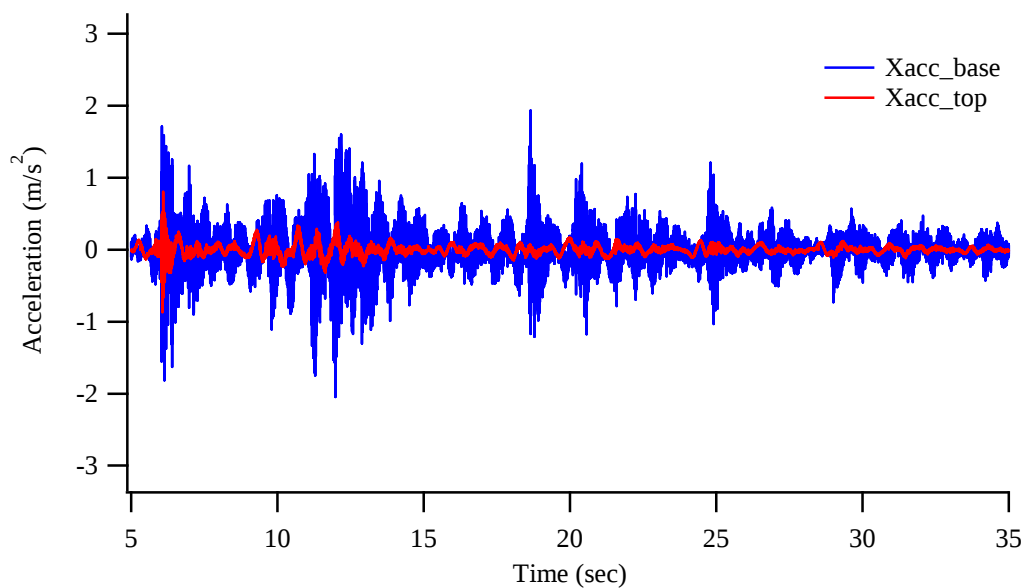


圖 6.16 臺北港北 2 號碼頭加速度歷時變化

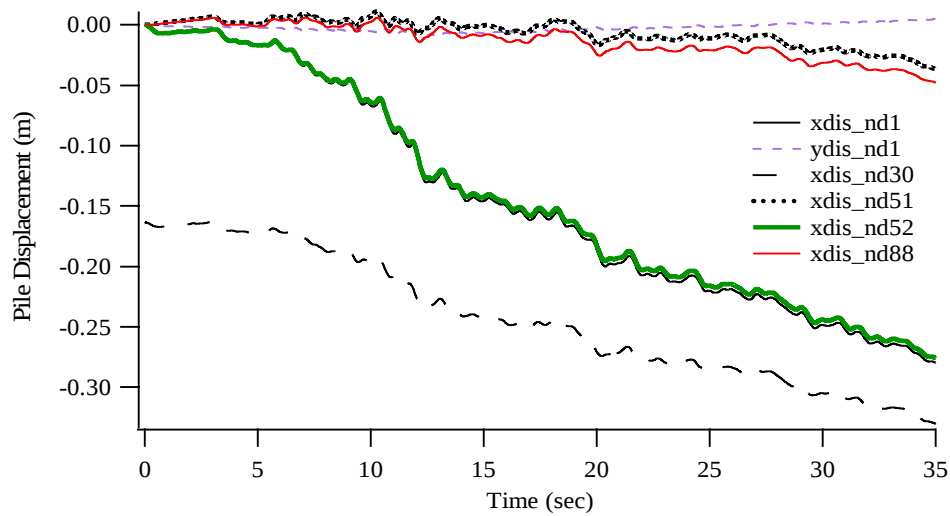


圖 6.17 TPN02 版樁位移歷時變化

2. 土壤結構互制

土壤結構互制反應可由其有效應力變化與結構反應觀察，圖 6.18 為在 25 sec 時土壤位移量分佈與結構元素之水平位移量分佈，面海版樁之最大位移發生於樁頂，錨碇基樁亦發生於樁頂，顯示版樁變位之主因為受周圍土壤變位影響。

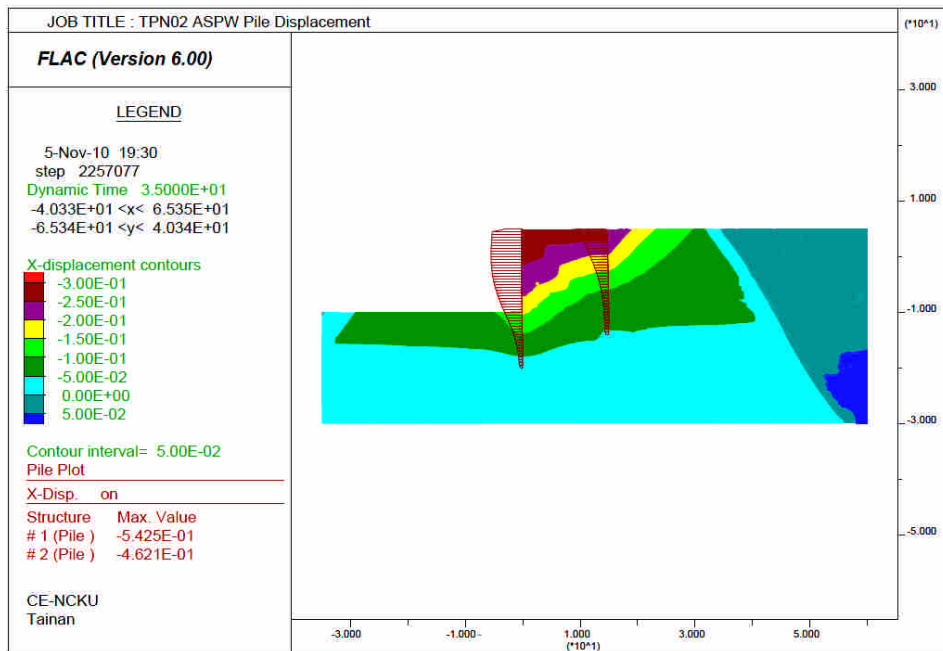


圖 6.18 TPN02 土壤位移與結構位移

圖 6.19 顯示於 25 sec 時結構元素之彎距分佈與垂直有效應力分佈，在經過主要震動後(10 sec)，表層回填砂之垂直有效應力大幅減少，其原因為孔隙水壓力激發之故，面海版樁最大彎距發生於海床下方，錨碇基樁其彎距小於面海版樁之彎距值，圖 6.20 為面海版樁在不同高程之彎距歷時，最大彎距產生於海床下方，至 35 sec 時其最大彎距為 1.2×10^6 N-m，面海側最大彎距在回填砂與原海床界面，其值為 1.0×10^6 N-m，除顯示其相對關係外，圖中亦顯示版樁頂彎距較靜態時($t=0$ 時) 增加約 30%。圖 6.21 為鋼索拉力歷時，其增加 26 %，其最大拉力為 340 kN (34 tons)，初步分析顯示考慮孔隙水壓力激發與動力反應下，其結構荷重將顯著增加，但仍小於其極限拉力。

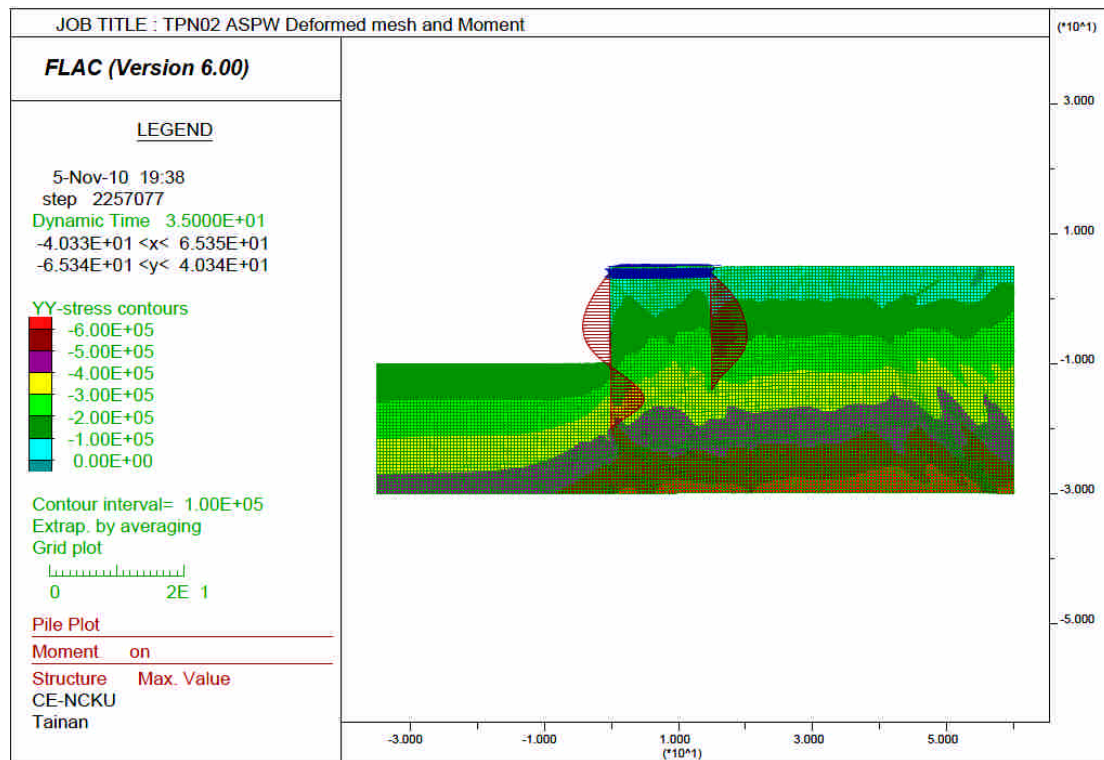


圖 6.19 TPN02 土壤變形與結構彎距分佈

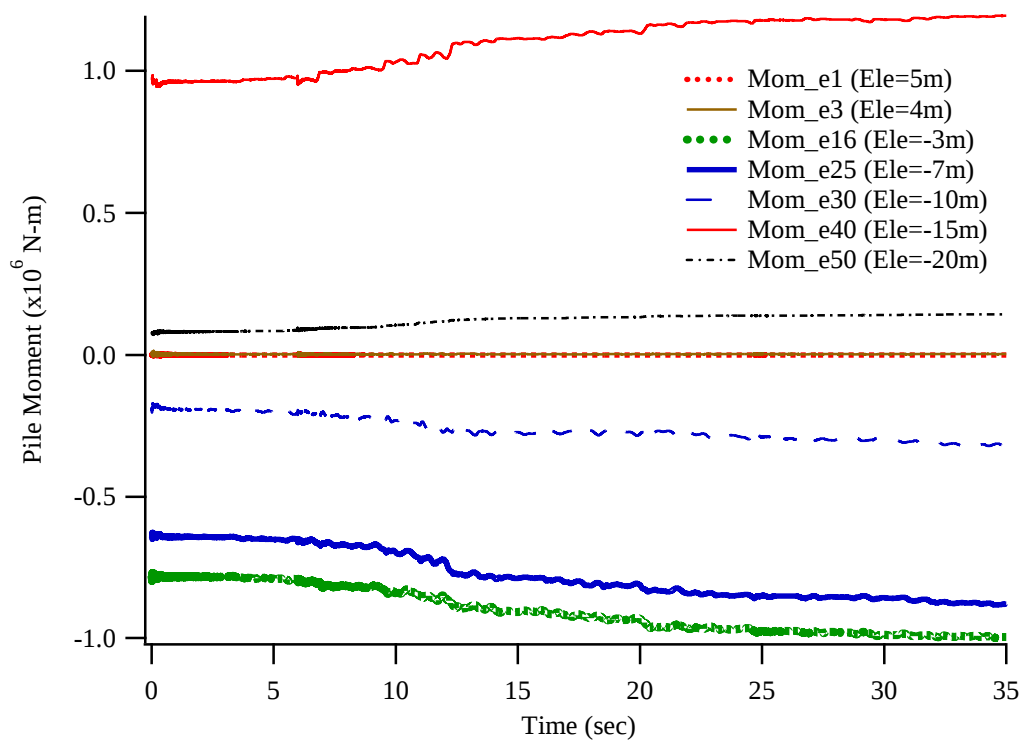


圖 6.20 TPN02 結構彎矩歷時

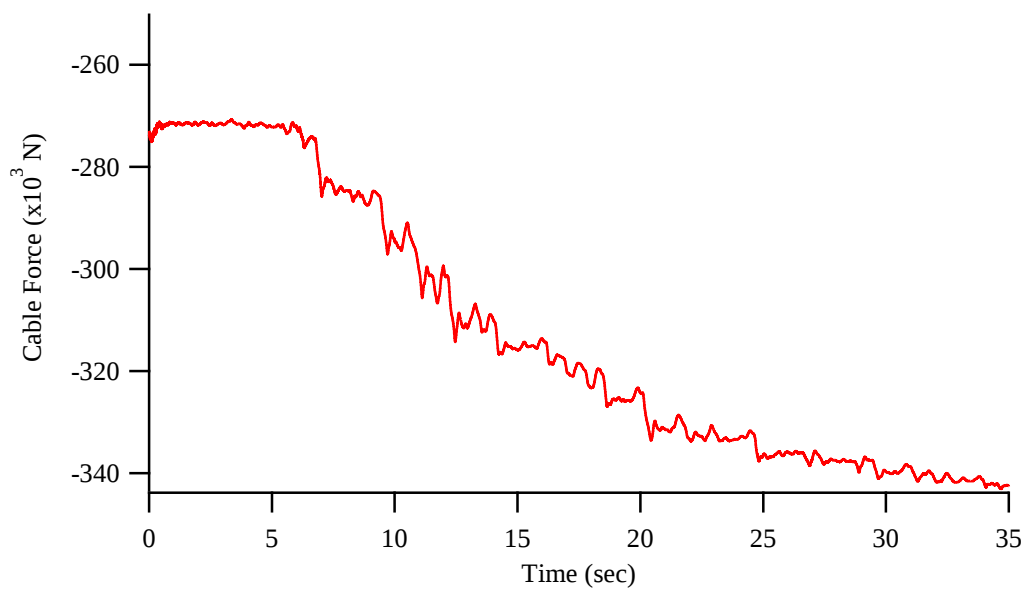


圖 6.21 TPN02 錨碇鋼索拉力歷時

第七章 棧橋式碼頭動態數值模擬分析

7.1 分析原理與程序

本計畫棧橋式碼頭動態數值模擬分析，仍應用 FLAC 程式及其動態模組，進行自由場有效應力動態數值分析及棧橋式碼頭土壤結構互制反應、土壤液化等分析，其相關之原理與分析程序請參閱第七章 7.1 節所述。

7.2 自由場有效應力動態數值分析

利用現有鑽探建立試驗場址之幾何與材料條件，建立數值模型並以 FLAC Dynamic 進行自由場有效應力動態分析，模擬包括實際地震時由底部向上傳播之剪力波之效應及由地表簡諧震源產生動態荷重對下方土層所造成地盤反應及孔隙水壓力激發等，分析所得之土層反應及孔隙水壓力激發分佈可作為後續現地棧橋式碼頭反應之比較依據。

7.2.1 自由場地質模型

1. 地質模型

由於現地動態監測系統安裝於高雄港#120 碼頭，因此以此區域進行分析，碼頭興建時之鑽探剖面資料如圖 7.1~7.3 所示，現地土層由上而下可分成六層，將海床可分成三層，以水面為高程原點，下海床(SB)為水下 50 公尺至 36 公尺，為 ML 土壤，其 $(N_1)_{60}$ 約為 25，因其細粒料含量高於 50%，且深度較深，因此不考慮液化，中海床(SM)為水下 36 公尺至 22 公尺，其 $(N_1)_{60}$ 約為 20，因其細粒料含量高於 50%，且深度較深，因此不考慮液化，上海床(ST)為水下 22 公尺至 14 公尺，其主要分類為 SM，其 $(N_1)_{60}$ 約為 16，考慮其可能液化，水下 14m 至 6m 為下層回填層(BF1)其分類為 SM，BF1 之 $(N_1)_{60}$ 約為 13，水下 6m 至水面為上層回填層(BF2)其分類為 SM，BF2

之 $(N_1)_{60}$ 約為 10，考慮其可能液化，水面至 2m 高程為非飽和層 (TOP)，TOP 之 $(N_1)_{60}$ 約為 10，考慮其不液化，自由場土層分佈如表 7-1 所列。

表 7-1 自由場分析土層分佈

土層編號	深度(m)	土壤分類	液化條件	描述
TOP	2 - 0	SM	無	非飽和層
BF2	2 - 6	SM	可	上層回填層
BF1	6 - 14	SM	可	下層回填層
ST	14 - 22	SM	可	上海床
SM	22 - 36	SM	無	中海床
SB	36 - 50	SM	無	下海床

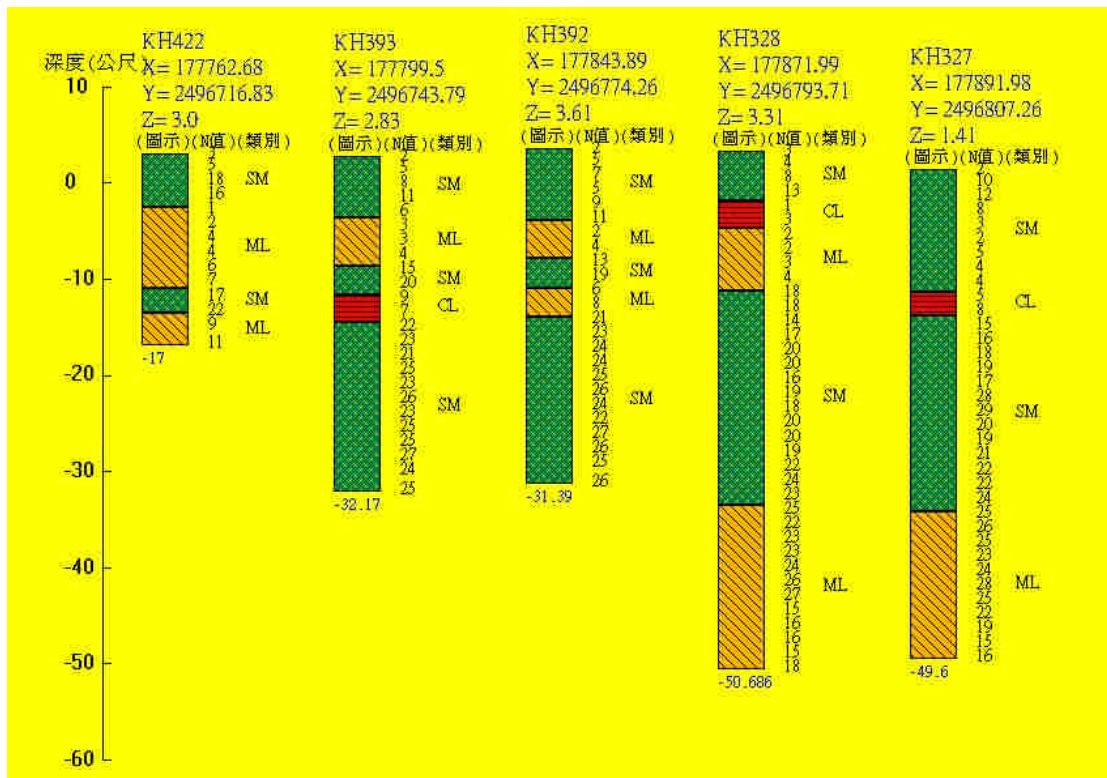
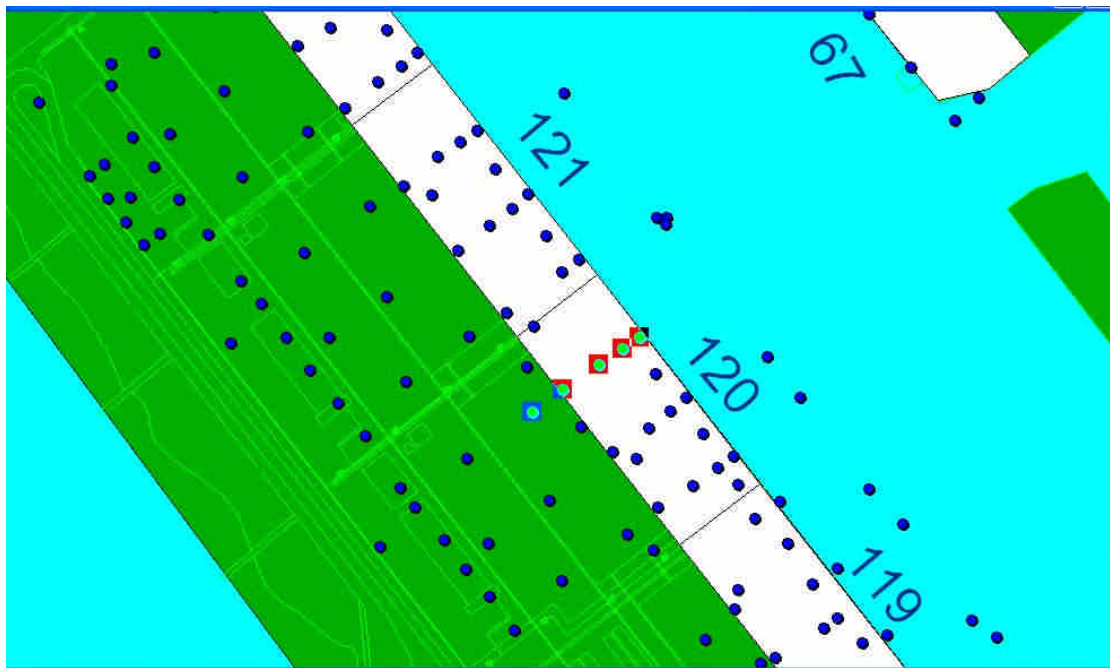


圖 7.1 高雄港#120 碼頭垂直向地質剖面(1)

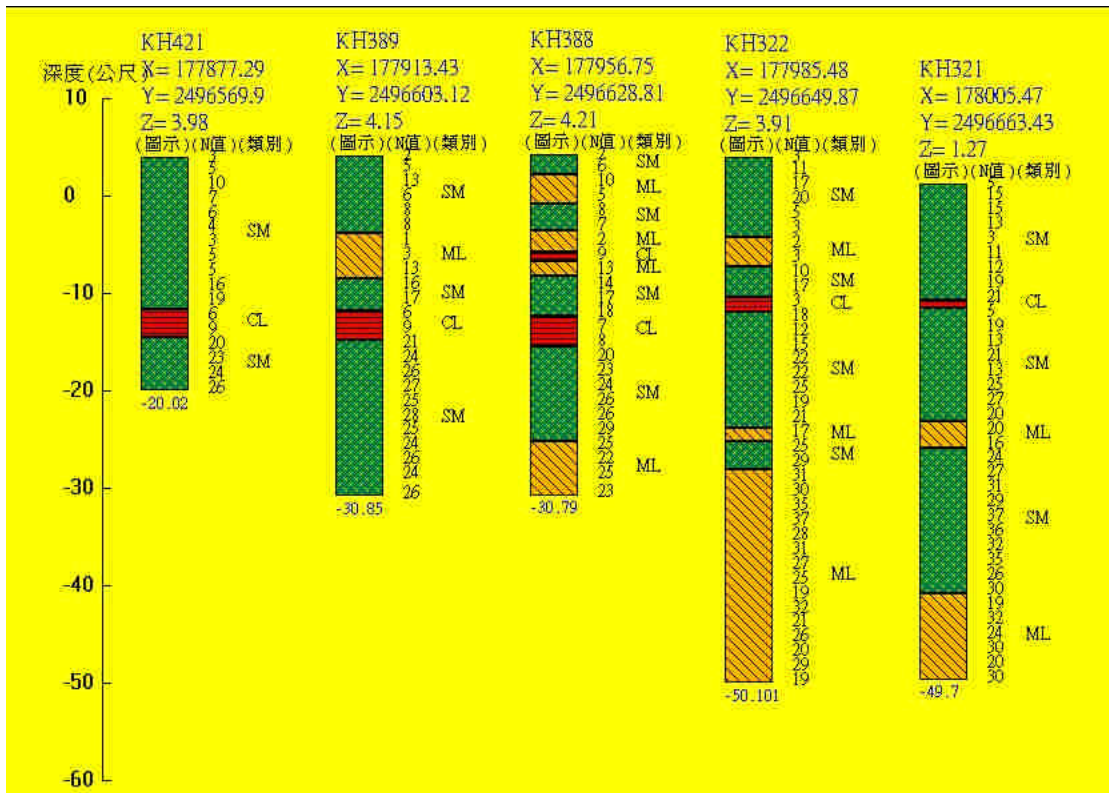


圖 7.2 高雄港#120 碼頭垂直向地質剖面(2)

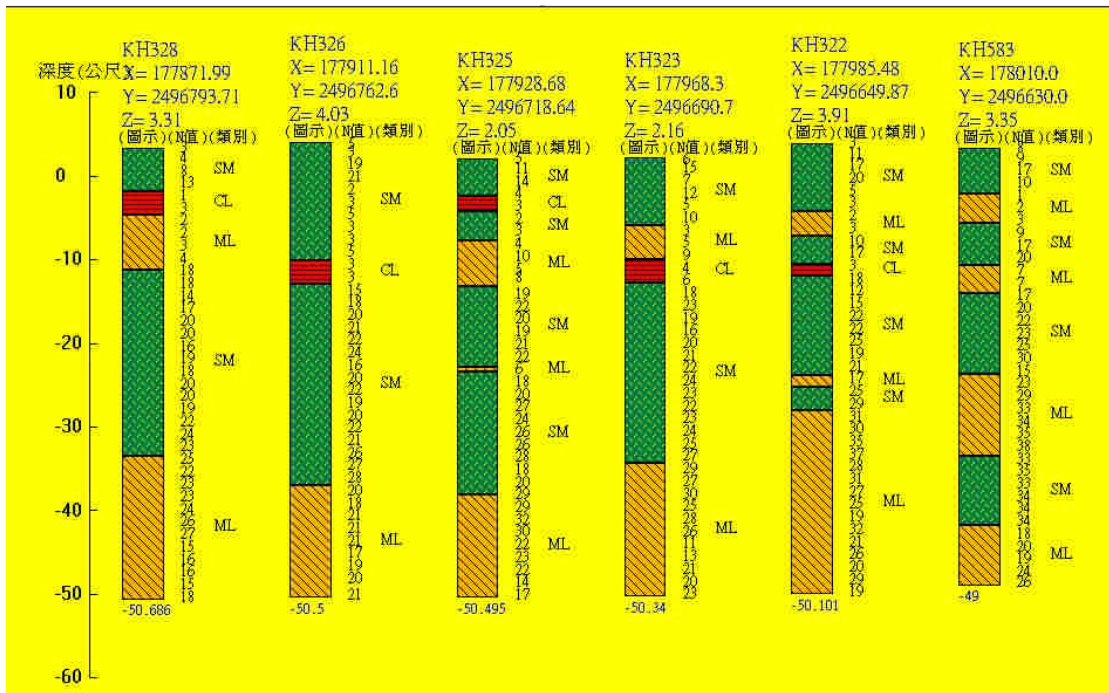


圖 7.3 高雄港#120 碼頭平行向地質剖面

網格側向延伸範圍考慮後續棧橋式碼頭分析比較，之配置與現有現地監測站之配置，將現地監測站置於網格中間，且考慮網格之長寬比，使模擬區域為一寬度 110m 高度 52 m 之 55x36 之網格，每一網格長度均為 2m，各材料之相關參數整理如表 7-2 所示，土層彈性參數依 SPT-N 值推估，並以微地動之結果做初步檢核，假設 Poisson's ratio 為 0.3，土層模型中剪力波速為 170 m/s，網格長高度 0.5 m，可解析之最高頻率為 3.4 Hz，分析時將輸入震波高於 3 Hz 之部分濾除。

各土層之阻滯阻尼參數，採用 Hardin 形式之阻滯圈，其參考應變值如表 7-2 所示，參考應變值為 0.06 及 0.08 之阻滯圈如圖 7.4 所示。因缺乏滲透係數資料，因此均設為 1×10^{-7} m/s。有關於滲透係數之影響與實際之數值將於後續計畫中進行檢討。其他邊界條件包括左右兩側格點於水平向固定，下方格點垂直與水平向均固定，地下水位設於海平面(高程 0 m)，且兩側均加上與地下水位同高之水壓力，所建立之自由場土層數值模型如圖 7.5 所示。

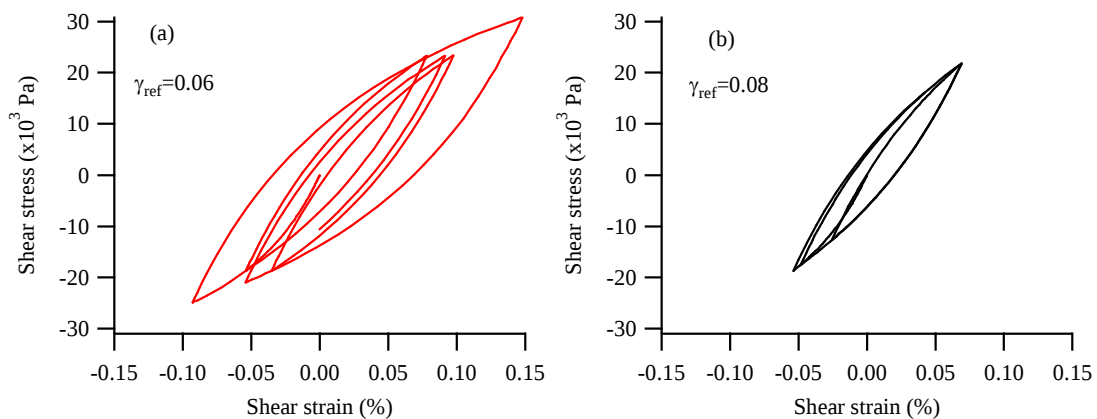


圖 7.4 參考應變與對應之阻滯圈(a) $\gamma_{ref}=0.06$ (b) $\gamma_{ref}=0.08$

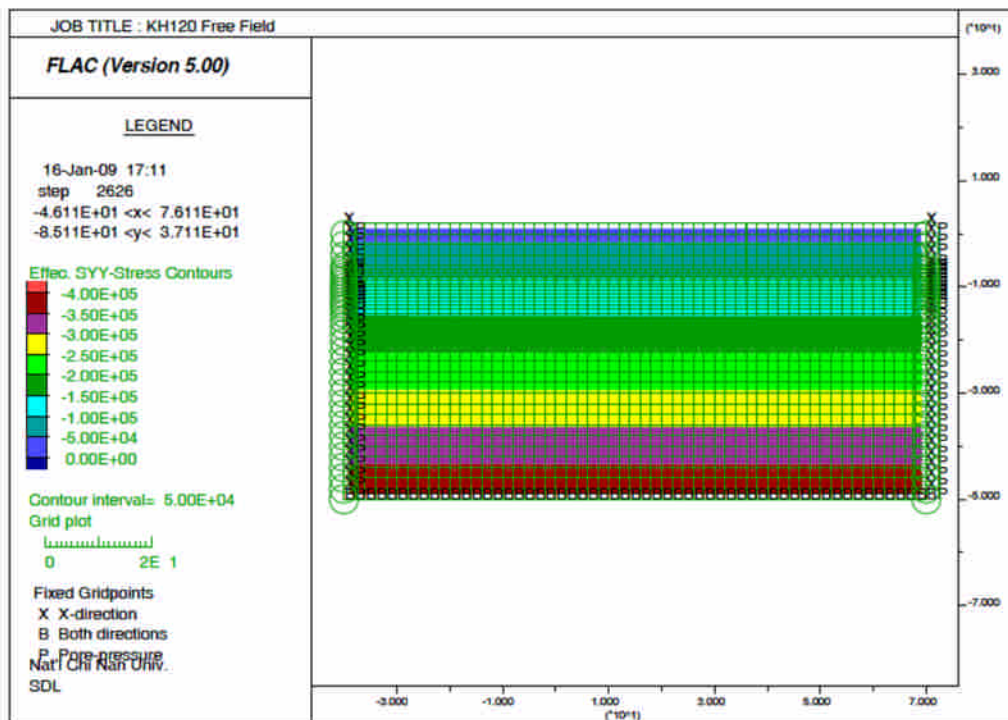


圖 7.5 高雄港#120 碼頭自由場數值模型

表 7-2 碼頭分析土層參數表

土層	底海床	中海床	上海床	下層回填層	上層回填層	非飽和層
代號	SB	SM	ST	BF1	BF2	TOP
USCS	ML	ML	SM	SM	SM	SM
$(N_1)_{60}$	25	20	16	13	10	10
Density (kg/m ³)	1750	1750	1750	1750	1750	1750
Shear Modulus (MPa)	130	124	59.9	53.6	39.4	39.4
Vs (m/s)	272	266	185	170	150	150
Bulk Modulus (MPa)	287	213	129	116	85.3	85.3
Cohesion (Pa)	5000	1000	1000	3000	1000	1000
Friction angle(degrees)	32	32	35	35	30	30
Dilation angle(degrees)	0	0	0	0	0	0
Hardin r_{ef}	0.08	0.08	0.08	0.06	0.06	0.06
Finn Parameter C1	--	--	0.18	0.29	0.49	--
Finn Parameter C2	--	--	2.19	1.36	0.82	--

2. 動態荷重與邊界

進行動態分析時，將兩側邊界設為自由場邊界，底部設為水平與垂直雙向黏滯邊界，以使自地表反射之地震波於底部邊界不會造成反射。由於此自由場網格尚須用於模擬地表震動基礎震動產生由上向下傳遞之應力波，因此動態荷重施加形式包括於震動基礎所在網格分別施加水平與垂直向之簡諧荷重，以模擬現地震動試驗，另外為模擬由下往上傳播之剪力波，因此將地震加速度紀錄積分為速度紀錄，並經濾除 3 Hz 以上部分後，在底部以剪應力歷時施加。

為觀測模擬結果，將設定需紀錄之網格位置與現地配置相同，此外紀錄反應之底部加速度以與輸入值比較，另亦撰寫相關 Fish 以紀錄超額孔隙水壓力、剪應變歷時、超額孔隙水壓比、各元素最大超額孔隙水壓比及最大剪應變等小程序。

7.2.2 自由場分析結果與討論

本案例以圖 7.5 與表 7-2 所建構之地質模型，以集集地震中清水國小之紀錄 TCU050 加速度紀錄，移除高於 3Hz 之頻率，其地震紀錄與速度歷時，如圖 7.6 所示。由於造成底部節點 1 m/s 速度所需之剪應力為 476000 N/m^2 ，由式(7-1)，將速度歷時乘上 952000 轉換成施加於模型底部元素之剪應力歷時，模擬地震波自下往上傳遞之行為，考慮液化發生於表 7-1 之飽和土層，其底部與地表加速度歷時如圖 7.7 所示，在不同深度之超額孔隙水壓力歷時如圖 7.8 所示，定義超額孔隙水壓比(r_u)為超額孔隙水壓力(Δu)與初始垂直有效應力(σ'_{v0})之比值，並定義初始液化為 $r_u=1.0$ ，初始液化發生於 BF1 與 BF2 土層，且先由 BF1 發生並向上發展，且土層液化前比較底部與表面加速度，得之現地土層具放大效應，但土層液化後則其放大比例降低，可知其可模擬液化後振動改變(alternation of ground motion)之效應。

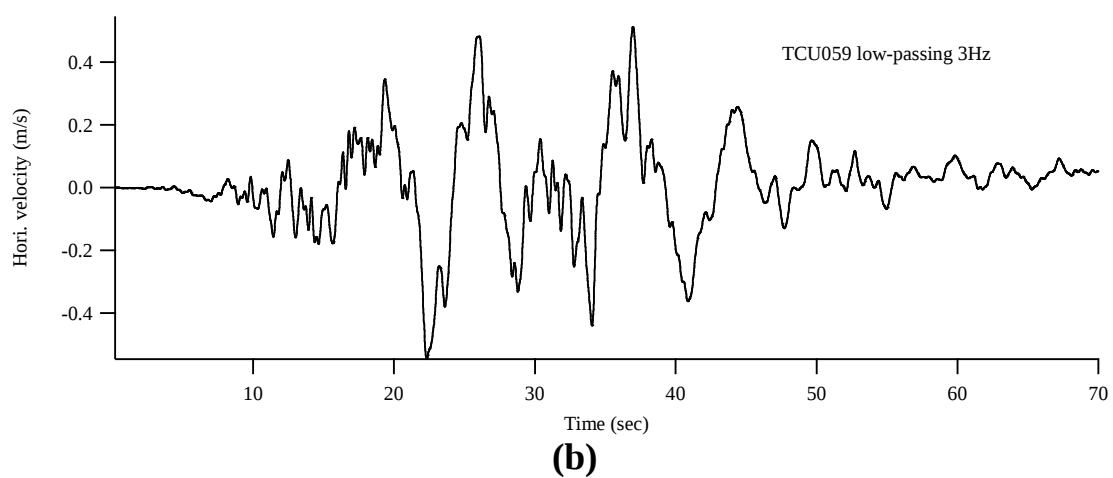
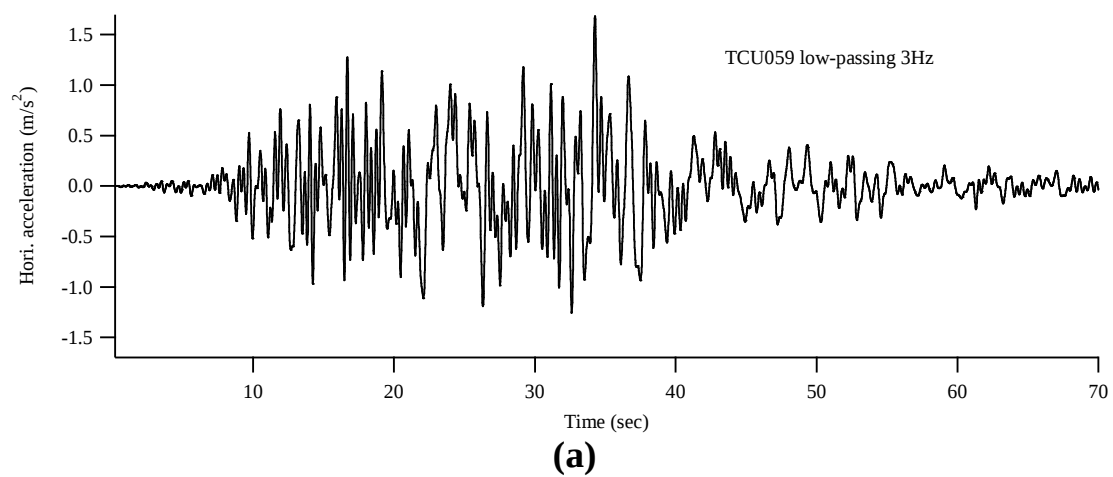


圖 7.6 底部輸入地震 (a)加速度歷時 (b)速度歷時

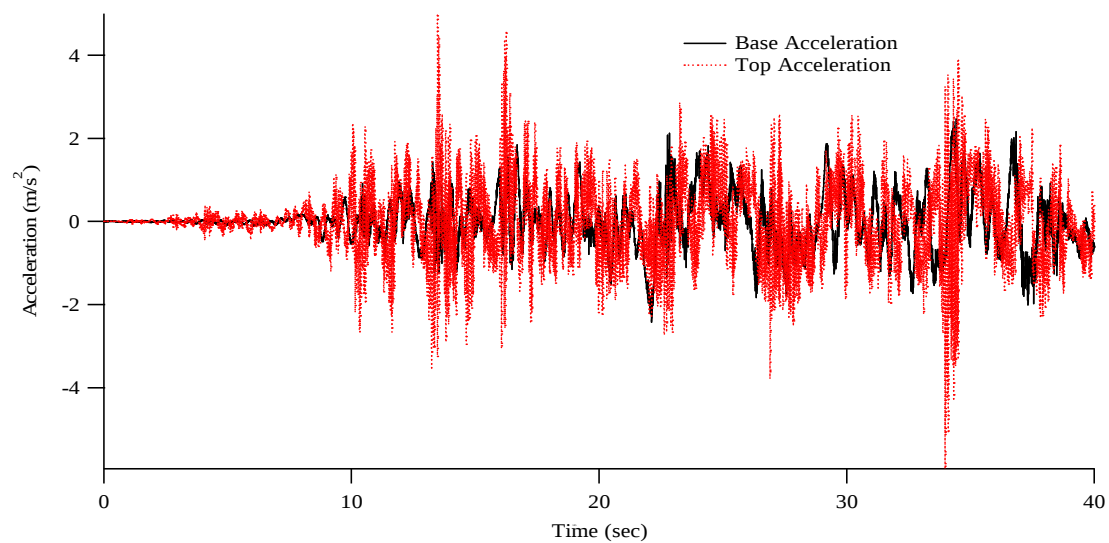


圖 7.7 主要震動期間(0-40 sec)之底部與地表加速度歷時

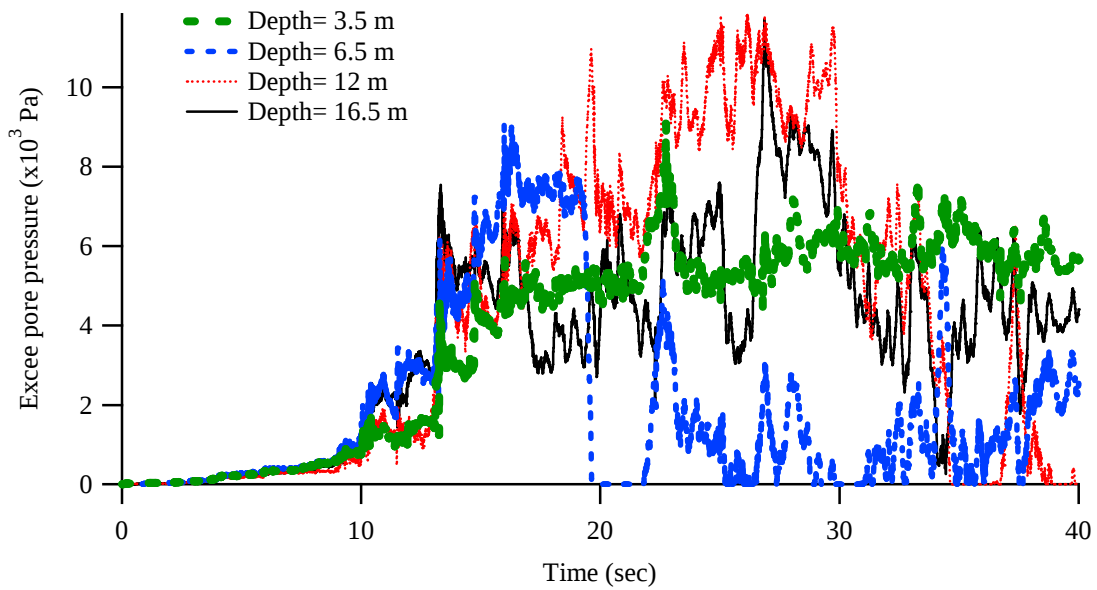


圖 7.8 可液化土層超額孔隙水壓力歷時圖

考慮超額孔隙水壓力比於空間中之分佈，垂直向有效應力於最大超額孔隙水壓力激發時(25 sec)之分佈如圖 7.9 所示，有效應力趨近於 0 時可視為液化，結果得知液化主要發生於 BF1 及 BF2，且產生垂直向滲流，使上方 2m 未飽和區域液化，模擬結果基本上吻合原先設定之液化條件，另由模擬過程($t=0\sim 50$ s)中最大剪應變分佈(圖 7.10)所示，最大剪應變發生於 ST 與 BF1 交界，除此一區域外，於 SB 與 ST 之最大剪應變約為 20%，由有效應力分佈與剪應變分佈顯示所建立之模型可模擬現地之液化現象。

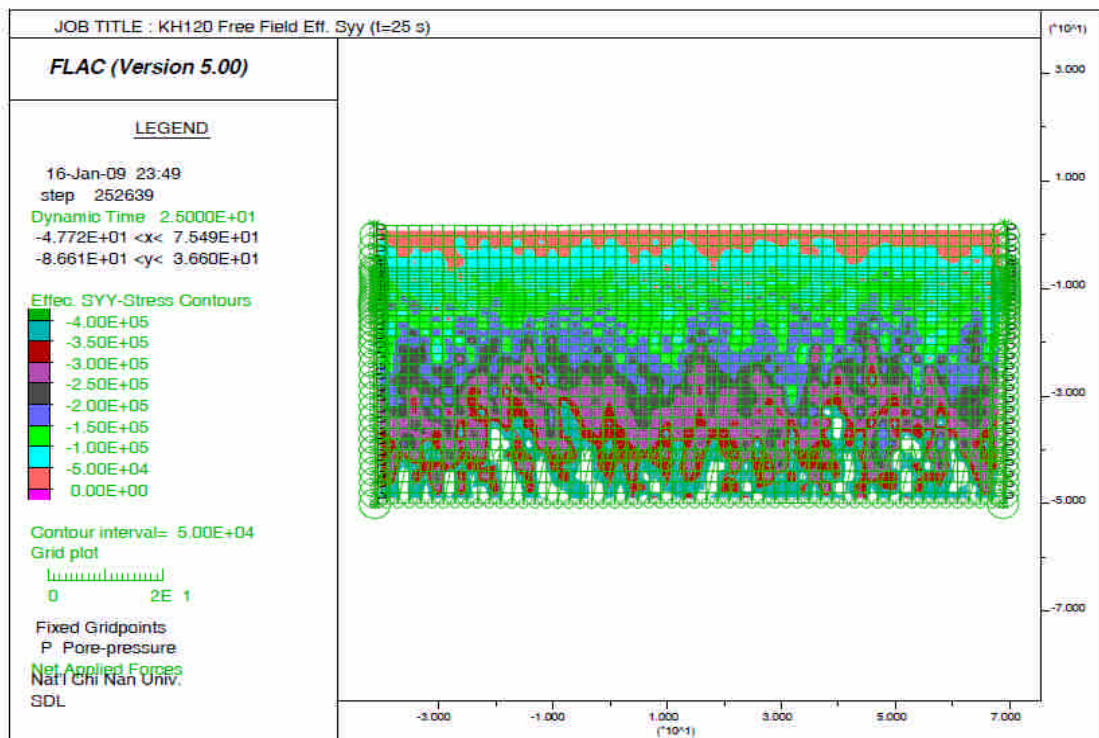


圖 7.9 T=25 sec 時垂直有效應力分佈圖

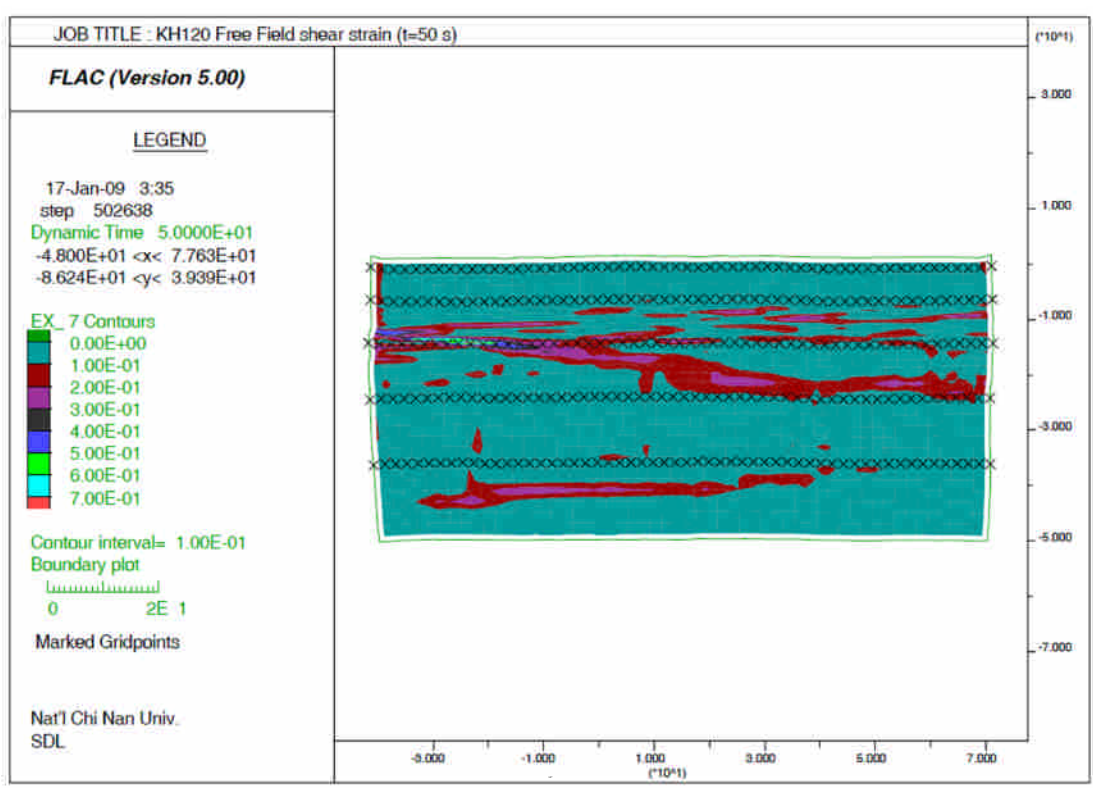


圖 7.10 最大剪應變分佈圖

7.3 棧橋式碼頭有效應力動態數值分析

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

7.3.1 棧橋碼頭數值分析原理與程序

1. 分析原理

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

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

本研究以 FLAC 中之基樁元素(pile element)，並以樑元素(beam element)與基樁結合模擬棧橋式碼頭，結合 Martin et al. (1975)之孔隙水壓力激發模式並考慮水壓消散行為進行時間域二向度液化土層－基樁動態分析，模擬棧橋式碼頭之動態反應。

2. 樑元素與基樁元素

本研究之棧橋式碼頭主要由樑元素與基樁元素組成，棧橋之樓

版以樑元素模擬，樑元素為 2 維 4 自由度元素，可傳遞軸向力與彎矩，在 FLAC 中其幾何特性以節點(node)描述，其與接觸之土壤可以連結接觸之土壤格點或以介面元素連結。

基樁元素為 2 維元素，可傳遞正向力、剪力及彎矩至接觸之土壤，基樁本身限制其軸向降服行為，但可指定其節點形成塑性鉸，模擬彎矩破壞，其與周圍土壤之互動以介面元素傳遞，介面元素本身具備正向與剪向彈簧，並可指定其彈簧行為，此介面特性可用以模擬土壤結構互制中近場區(near field)行為，而周圍土壤則以自由場中之土壤元素模擬。

7.3.2 數值分析案例模型

1. 高雄港#120 棧橋式碼頭配置

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

由港研中心現有資料庫，高雄港 120 號碼頭其配置剖面如圖 7.11 所示，基樁為外徑 0.8 m 厚度為 12mm 之鋼管樁，長度為 30~36 m，基樁前後間距為 5.0 m，沿碼頭側之間距為 4.0 m。現地鑽探剖面資料如圖 7.1~7.3 所示，現地土層除自由場之土層外，尚包含水下邊坡拋石區(Gravel)，其傾角約 21 度，厚度約 4 公尺，其內摩擦角為 40 度以上，另於 L 型塊後方有一回填土區。

2. 數值分析模型

本案例分析主要包括三個階段，分別為回填與構築斜坡之穩定分析、棧橋結構施工後穩定性分析及動態有效應力分析，依此三階段規劃之數值模擬共分七個步驟：1) 斜坡網格建立；2) 材料強度參數指定並重力平衡；3) 設定靜態運動與海水邊界條件；4) 加入橫樑與基樁元素完成力學平衡；5) 使用 Finn 模式於可能液化土壤；6) 給定阻尼參數。

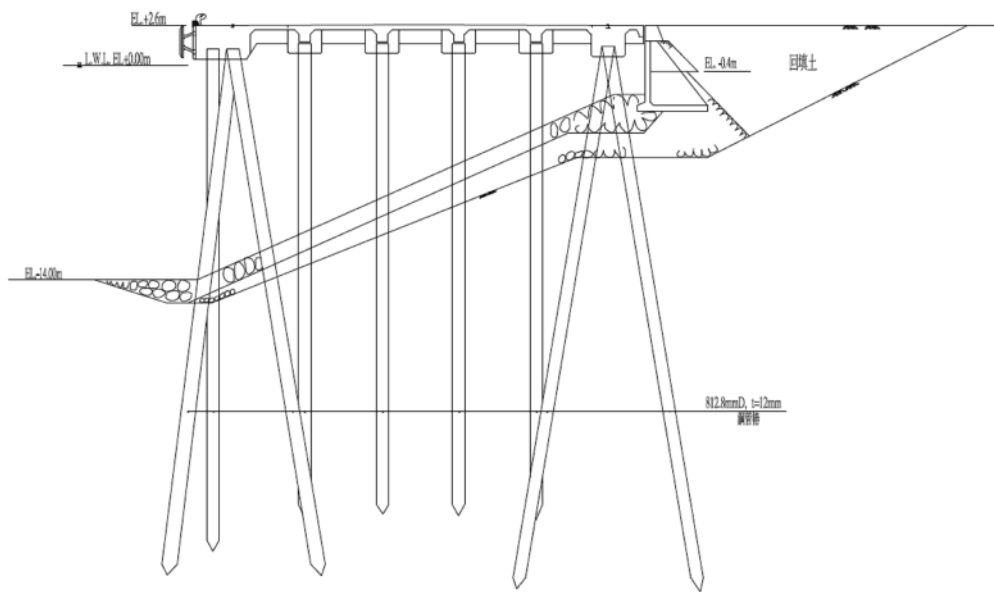


圖 7.11 高雄港 120 號碼頭配置剖面圖

3. 斜坡網格建立

本案例所建立之網格乃依照高雄港 120 號棧橋式碼頭的設計斷面圖 (圖 7.11)，建立一長 160 公尺，高 62 公尺之範圍，現地土壤與自由場模型相同，但為使底部地震波維持波形，於原自由場網格下方增加 10 公尺之彈性土層，其彈性參數與底海床土壤相同。另外考慮礫石回填區為非液化土壤，而與棧橋版碼頭與背填區下方有一以礫石模擬之擋土牆，其性質與拋石斜坡相同。擋土牆後方之坡型擋土背填區 bslope，其 $(N_1)_{60}$ 約為 13，考慮其可能液化，另高程 2~0m 為非飽和區。各分區土壤資料如表 7-3 所列，建立之網格如圖 7.12 所示，座標軸為垂直碼頭方向為 x 軸方向，y 軸以向上為正，以此網格執行考慮自重之靜力平衡。

4. 設定靜態運動與水位邊界條件

靜態邊界條件為兩側其平面向量平行 x 軸向量層固定 x 軸，網格底部於 x,y 方向固定，水位設於碼頭下方 2m (高程為 0)，左右邊界水位均相同，並在左側水下邊坡施加水壓力，靜態邊界條件如圖 7.13 所示。

5. 加入橫樑與基樁元素並完成力學平衡

以指定左右端點方式並配和自動分割方式產生樑與基樁，利用基樁與量接點為端點，每一個樑元素小於 2.5，並將樑之二端點與土壤連結，基樁則以每以土壤元素至少有一基樁節點為原則，每一基樁元素小於 1m，各結構元素之參數如表 7-4 所列，基樁元素中與土壤連結之介面元素以符合 Mohr-Columb 行為之介面彈簧參數模擬，樁底格點與土壤格點連結，使其無相對運動。基樁表面以介面彈簧與土壤連結，介面彈簧參數如表 7-5 所列，結構元素建立後之網格如圖 7.13 所示，以此網格進行力學平衡。碼頭結構之邊界條件則設定橫樑於 x-軸端點於 x-向固定，基樁與橫樑為剛接，入土基樁部份則與土壤以正向與剪向彈簧相連，棧橋版與後方 L 型擋土塊則以垂直向滾軸(roller)連接。

表 7-3 棧橋式碼頭分析土層參數表

土層	底海床	中海床	上海床	下層回填層	上層回填層	擋土背填區	礫石回填區
代號	SB	SM	ST	BF1	BF2	Bslope	gravel
USCS	ML	ML	SM	SM	SM	SM	GP
$(N_1)_{60}$	25	20	16	13	10	13	>50
Density (kg/m ³)	1750	1750	1750	1750	1750	1750	1850
Shear Modulus (MPa)	130	124	59.9	53.6	39.4	53.6	235
Vs (m/s)	272	266	185	170	150	170	
Bulk Modulus (MPa)	287	213	129	116	85.3	116	820
Cohesion (Pa)	5000	1000	1000	3000	1000	3000	1000
Friction angle(degrees)	32	32	35	35	30	35	45
Dilation angle(degrees)	0	0	0	0	0	0	0
Hardin r_{ef}	0.08	0.08	0.08	0.06	0.06	0.06	0.01
Finn Parameter C1	--	--	0.18	0.29	0.49	0.29	--
Finn Parameter C2	--	--	2.19	1.36	0.82	1.36	--

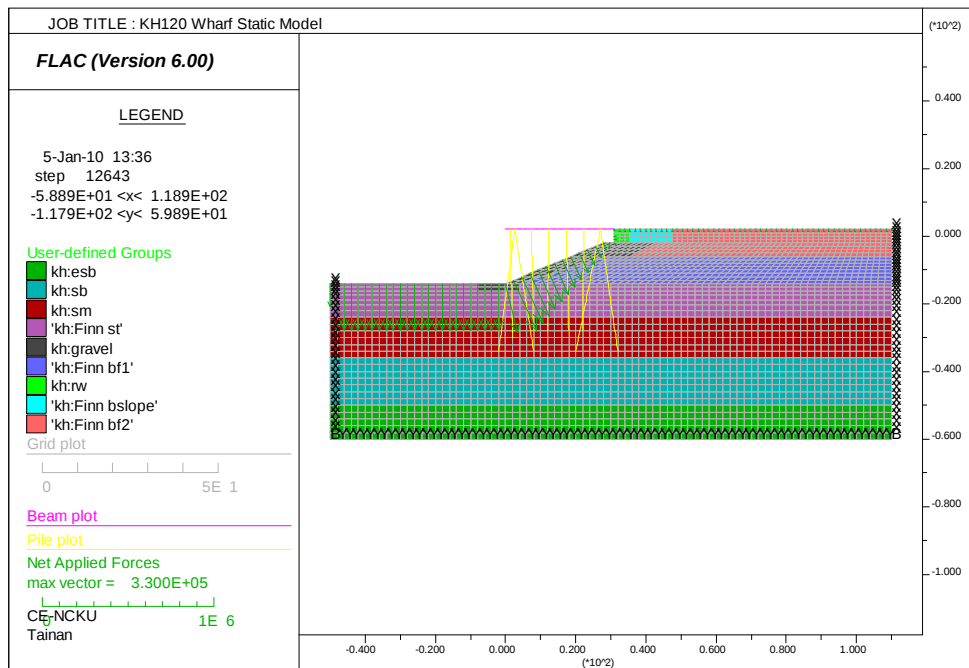


圖 7.12 棧橋式碼頭斜坡網格土壤分區與靜態邊界

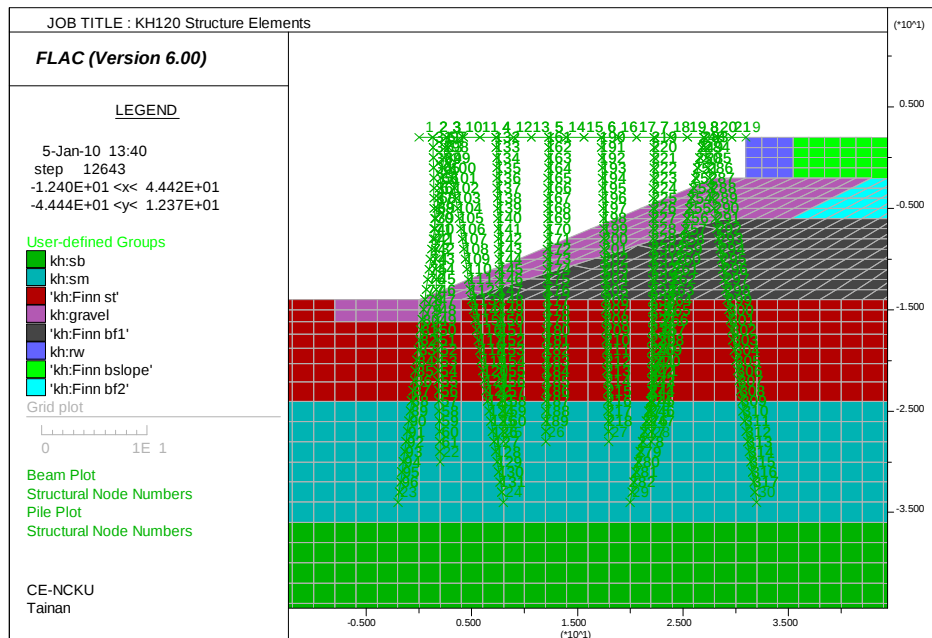


圖 7.13 棧橋式碼頭橫樑與基樁元素位置與節點編號圖

表 7-4 結構元素參數表

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

表 7-5 基樁元素中之 Mohr-Columb 介面彈簧參數表

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

6. 使用 Finn 模式土壤

由於高雄港底部原沖積土層其細粒料含量高於 50%，假設其不會發生土壤液化現象，因此本案例於背填砂區及上層海床使用 Finn 模式將 ST、bf1、bf2 及 bslope 土層改為 Finn 土壤，參數如表 7-3 所示，假設土壤滲透係數為 10^{-7} m/s，土壤參數均為假設，其影響仍待以參數分析進行探討並考慮進行原樣或重模試體進行試驗。

7. 給予阻尼參數和動態邊界條件

結構元素以 Rayleigh 阻尼設為勁度之 5%，土壤則以 Hardin 型態之遲滯阻尼，參數如表 7-3 所列，以 free field 邊界指定作用於左右兩側，底部由於為非岩盤，為消除自自由面反射波之於底部造成反射現象，底部以三向均啟動之安定邊界(Quiet Boundary) 設定。另地震力以式(7-1)施加於底部，並將底部之束制改為垂直向固定，水平向可自由變位，施加地震力前之土壤模式與動態邊界如圖 7.14 所示。

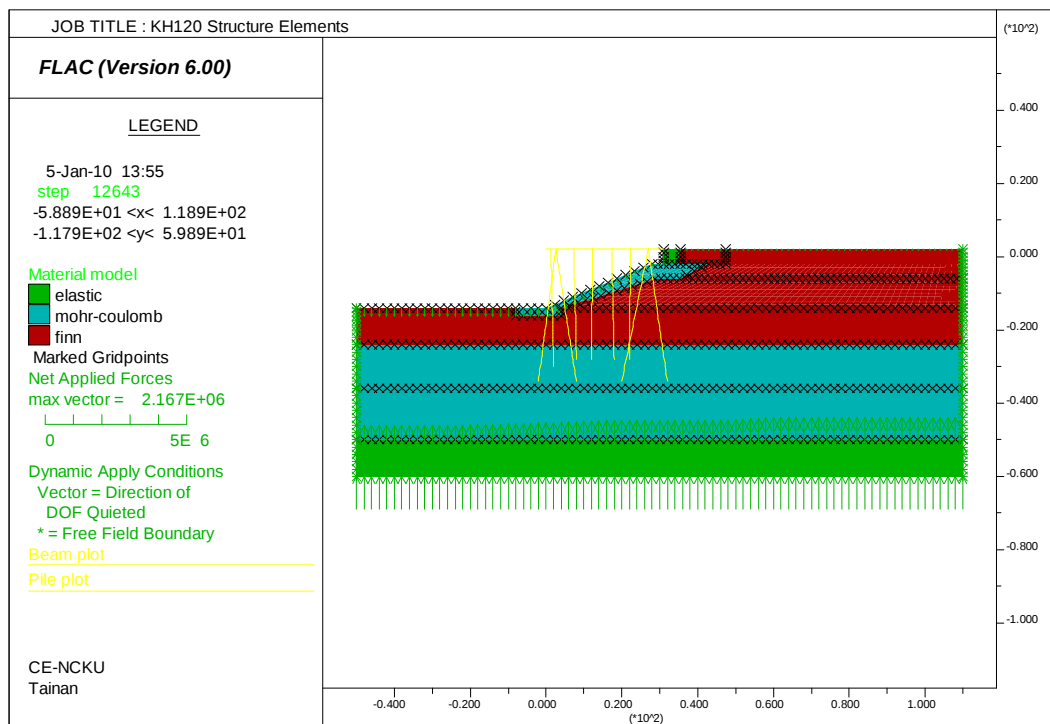


圖 7.14 施加地震力前之土壤模式與動態邊界

8. 規劃監測點並施加地震力

本研究以超額孔隙水壓力、超額孔隙水壓比、基樁彎距與號碼頭前端位移量、土壤加速度等，將地震紀錄轉換為速度歷時，以剪應力歷時作用於底部安定邊界之格點，依分析目的規劃監測點位，紀錄其時間變化量，本案例所使用之地震記錄為位於清水國小測站 (TCU059) 於 921 地震之地震記錄，取最大震動方向 (NS) 的主要作用時間 56 秒作為動態輸入，並將頻率高於 3Hz 之波形移除，輸入地震波形如圖 7.6 所示，計算時所採用之時間間隔為 3.1E-5 秒，監測時間歷時編號如圖 7.14 所示。進行動態分析前需進行靜態平衡分析，靜態平衡分析結果如圖 7.15 所示。

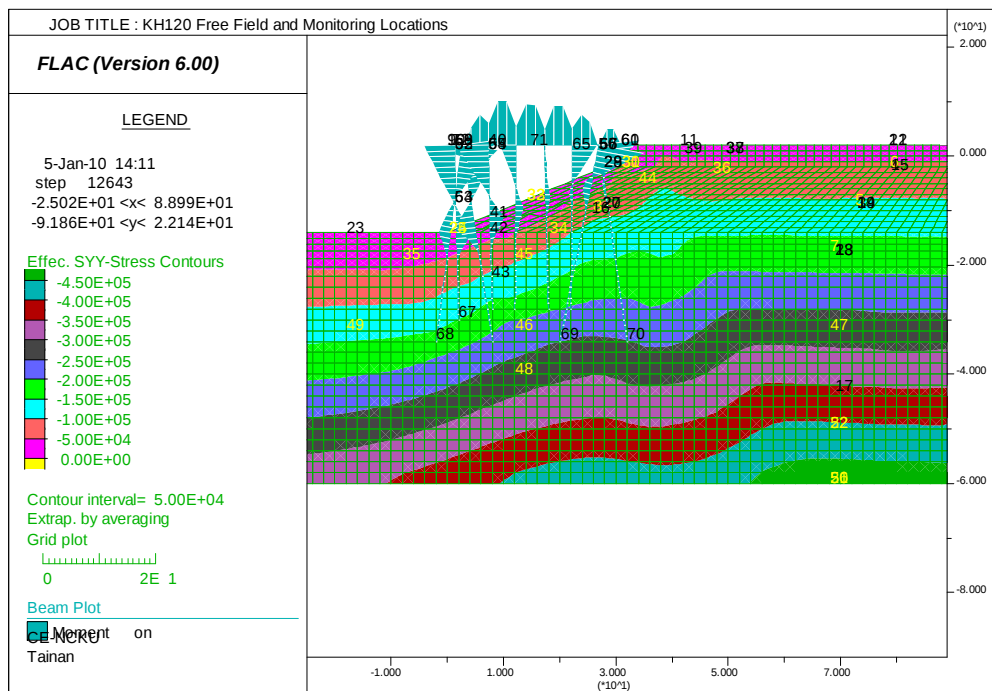


圖 7.15 初始靜態平衡狀態與監測位置圖

7.3.3 棧橋式碼頭數值分析成果

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

1. 加速度與位移歷時變化

加速度變化分成碼頭後方水平地盤分佈、水下邊坡及基樁通過區域以及前方海床之分佈討論。碼頭後方水平地盤分佈在不同深度之加速度歷時如圖 7.16 所示，與自由場分析結果類似，土層具放大效應；水下邊坡及基樁通過區域之加速度歷時如圖 7.17 所示，比較近似深度之加速度變化(depth=18 m ~slope surface)，邊坡下方之加速度變化較水平地盤顯著，其與地形與基樁作用有關，尤其基樁存在使其高頻反應更顯著；前方海床之加速度變化如圖 7.18 所示，其放大效應與同深度之後方水平地盤分相近。

由空間中之加速度變化得知，考慮棧橋式碼頭之地盤反應受土層幾何形狀、基樁通過及土層厚度影響，且基樁之存在會使基樁通過之土層其加速度之震幅與頻率改變。

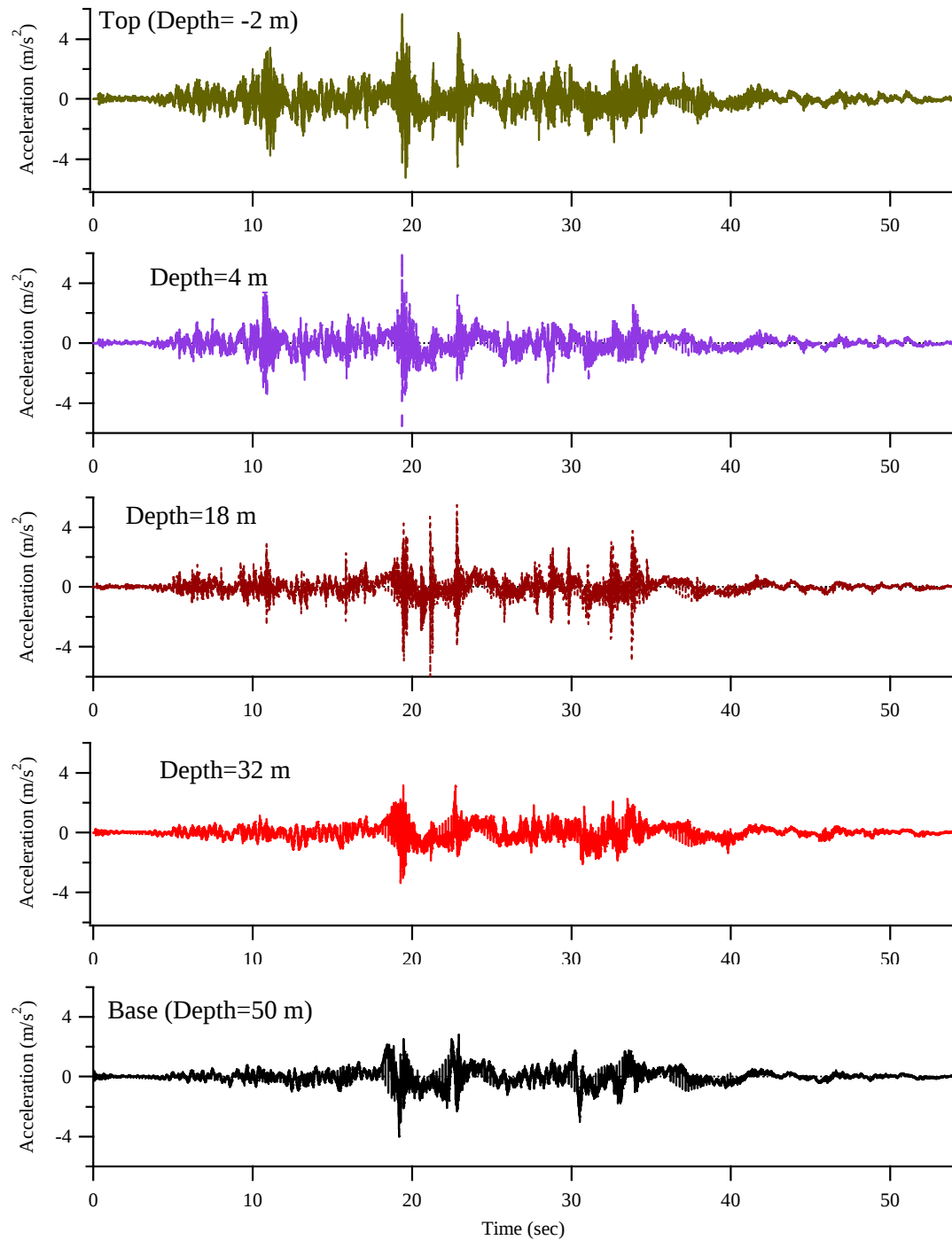


圖 7.16 碼頭後方水平地盤加速度歷時變化

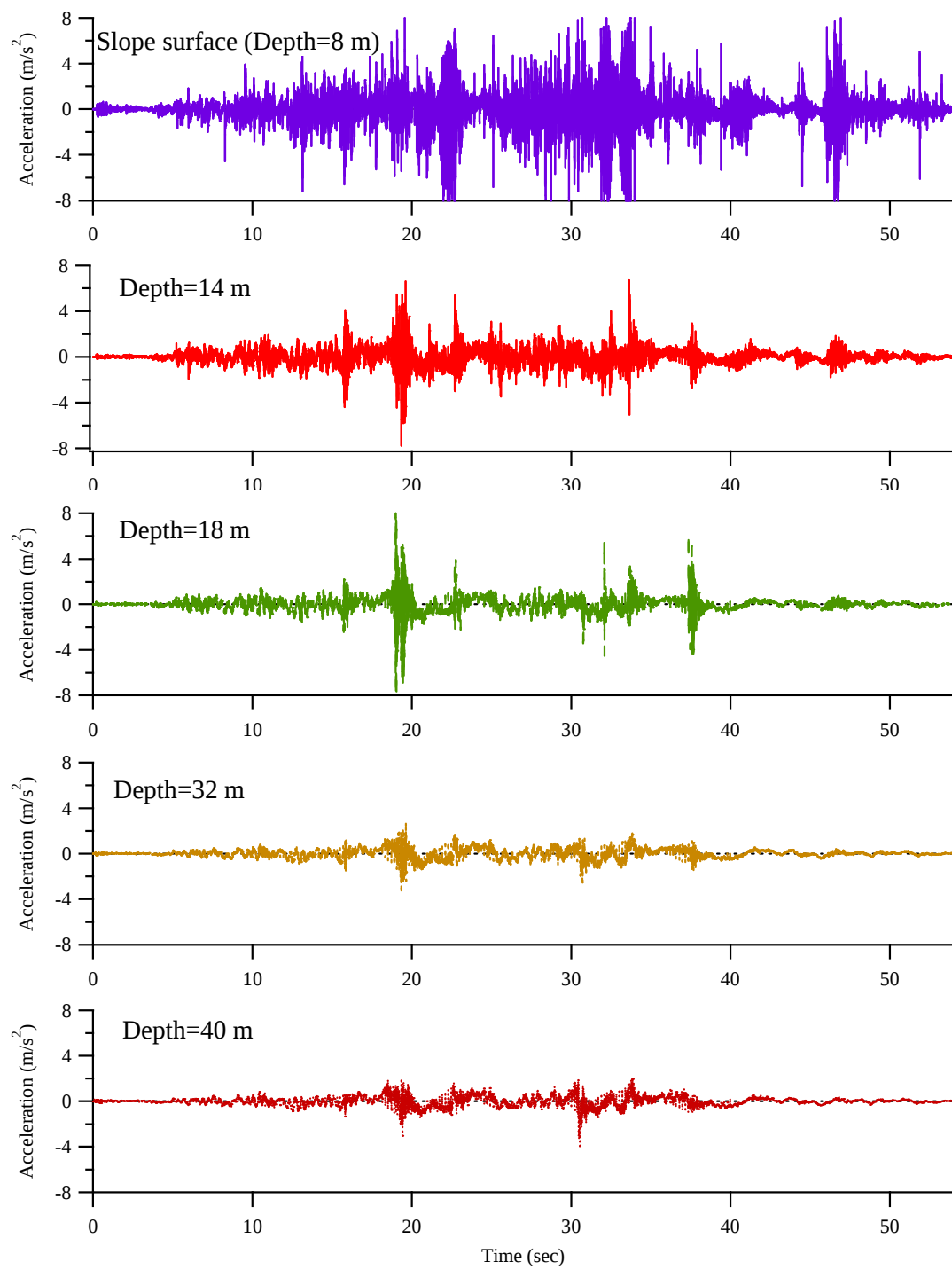


圖 7.17 水下邊坡及基樁通過區域加速度歷時變化

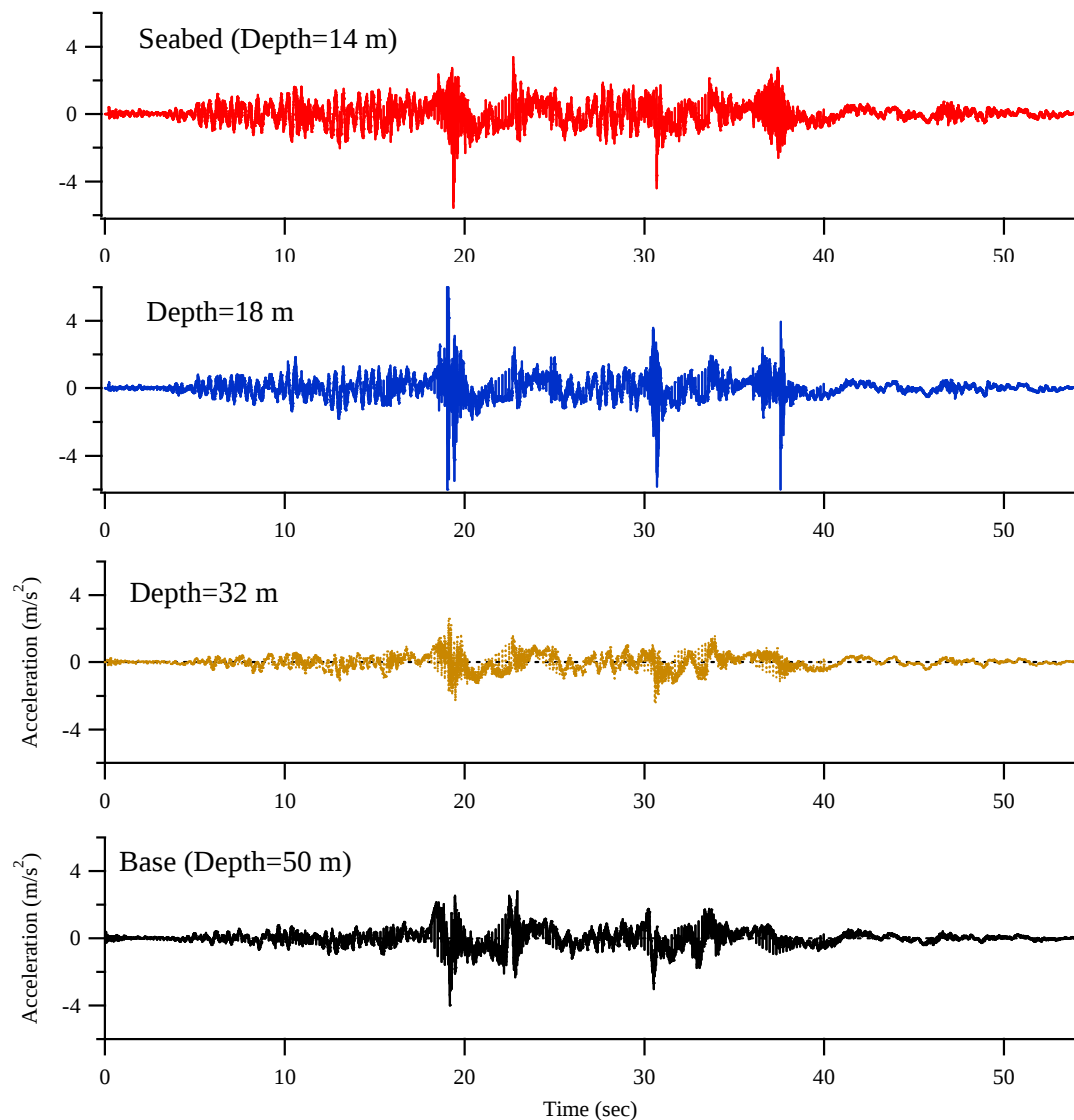


圖 7.18 前方海床加速度歷時變化

為瞭解邊坡與 L 型塊之穩定，以拋石邊坡之坡趾、坡頂及 L-型塊牆趾之位移變化，其水平與垂直向位移如圖 7.19(a)及(b)所示，水平向變位遠大於垂直向變位且最大水平變位發生於拋石邊坡坡頂，其數值大於 1.5m，而 L-型塊牆趾之水平位移亦接近 1.5m，拋石邊坡之坡趾其變位遠較坡頂為小，且其隆起量亦小，此應與坡趾拋石增加之穩定性有關，在時間 56 秒時其水平位移分佈如圖 7.20 所示，此結果顯示最大位移發生於拋石邊坡坡高中間之表層，此部分結果可提供位移監測與後續棧橋式碼頭水下邊坡穩定分析之參考。

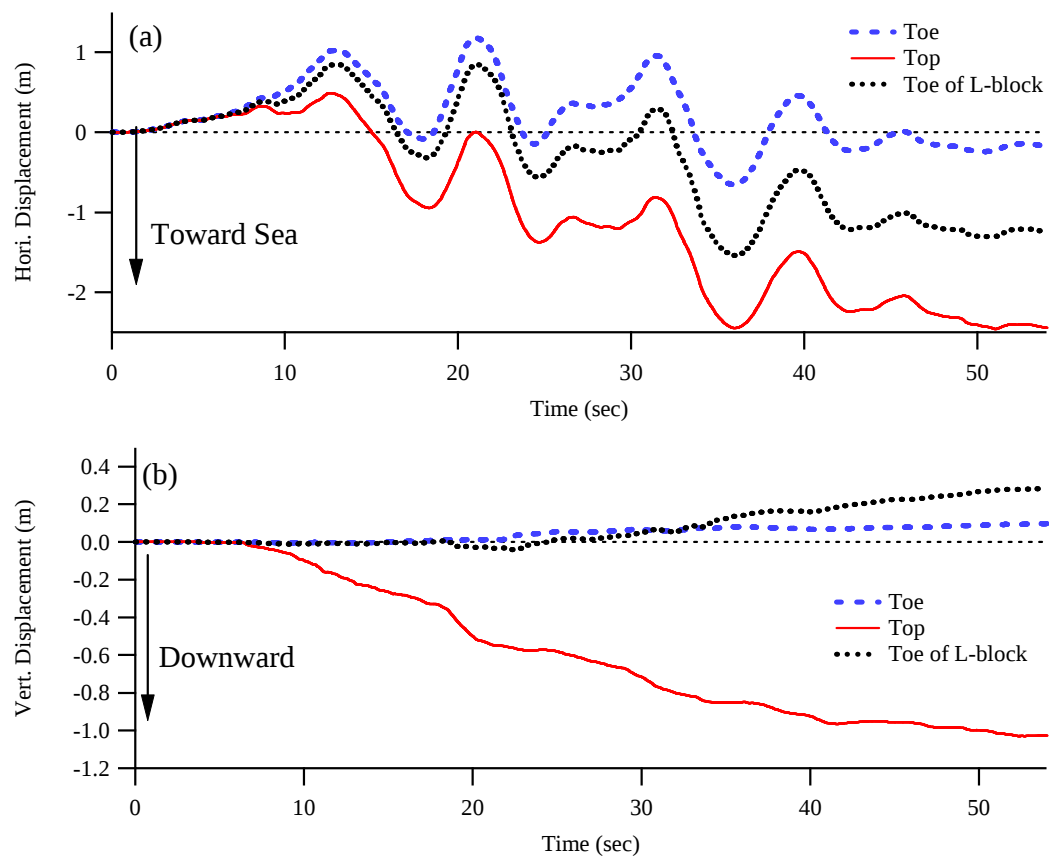


圖 7.19 邊坡位移歷時(a)水平向(b)垂直向

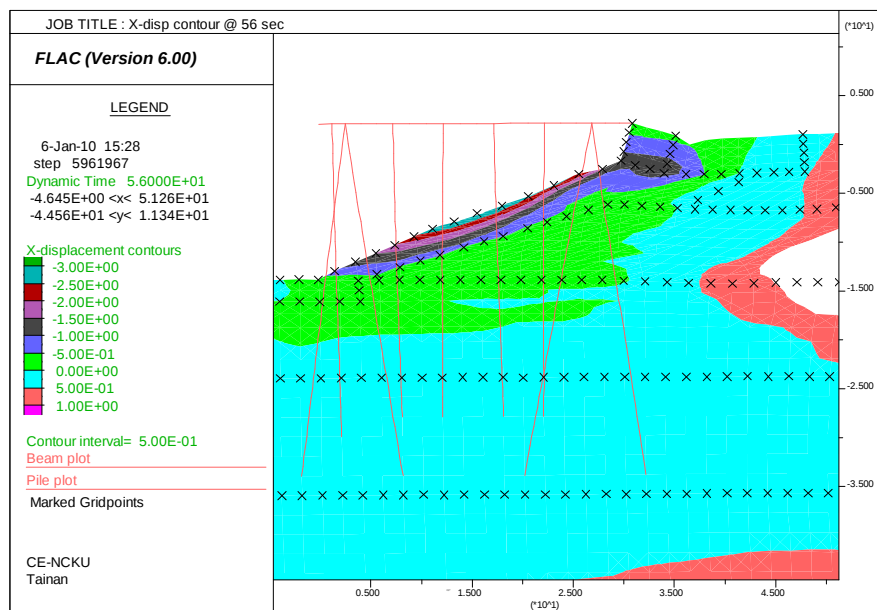


圖 7.20 邊坡於分析完成時(56 秒)水平向位移分佈

2. 超額孔隙水壓力

超額孔隙水壓力分佈以碼頭後方水平地盤於不同深度、不同土層及變形較大 L-型塊後方回填土區之時間歷時說明，其結果如圖 7.21 所示，BF1 層之最大孔隙水壓力發生於 19.5 秒，其餘可液化土層最大超額孔隙水壓發生於 33 秒附近，考慮所激發之超額孔隙水壓比，在此一輸入地震作用至 33 秒時，淺層土壤 BF2 及 Bslope 均已發生液化，且液化區域為由上向下延伸，液化區域可由垂直向有效應力分佈於 35 秒時之分佈顯示(圖 7.22)，結果顯示基樁通過之邊坡中段區域其孔隙水壓力激發較均勻，但在靠近碼頭區兩側則有較大超額孔隙水壓力激發，此與基樁通過導致土壤運動較均勻導致剪應變降低有關，此結果也顯示棧橋式碼頭液化機制之複雜程度較水平地盤為高，進行相關分析時需將碼頭基礎導致之土壤結構互制行為列入考慮。

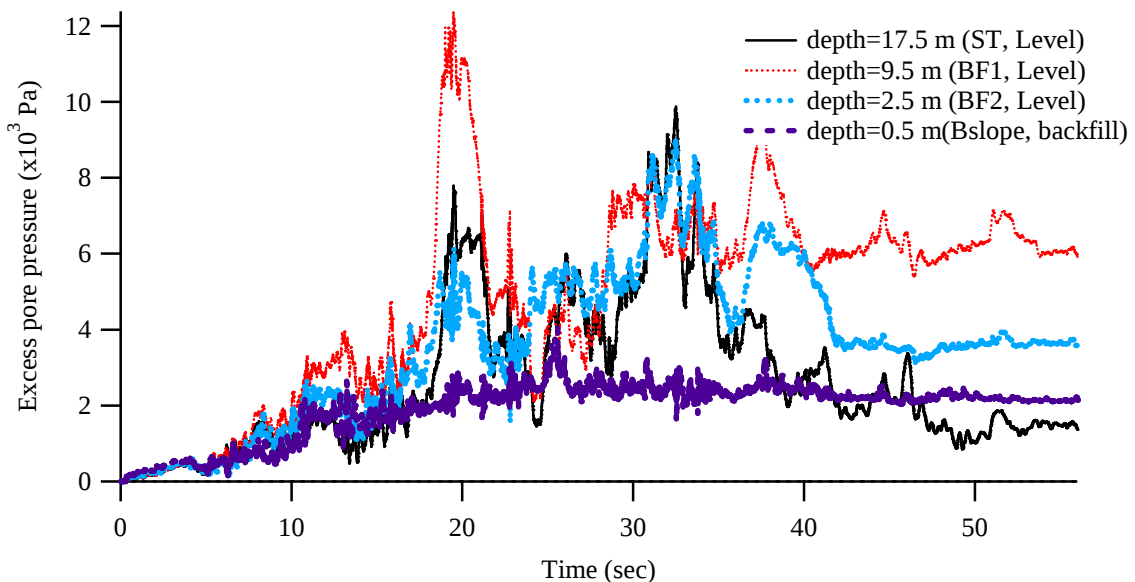


圖 7.21 超額孔隙水壓歷時變化

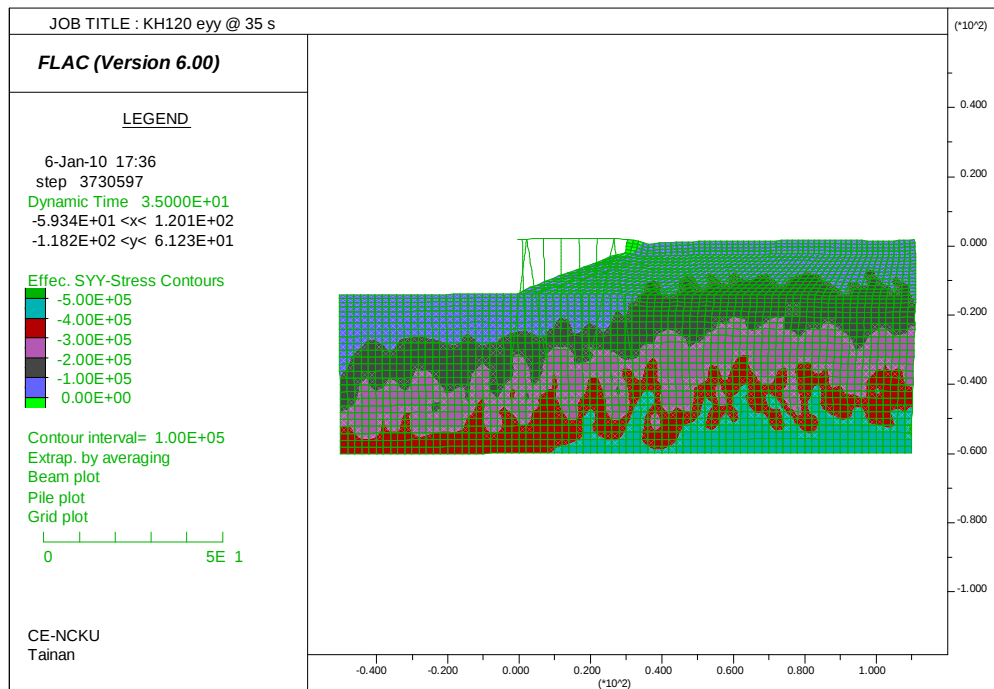


圖 7.22 T=35 秒時垂直有效應力分佈

3. 土壤阻滯圈

為瞭解土壤其因非線性產生之阻滯行為，利用元素之累積剪應變，配合元素之剪應力可得到土壤元素之阻滯圈，以水平地盤深度 17.5m 間位於 ST 之土壤元素與深度 9.5 之 BF1 土壤為例，其阻滯圈如圖 7.23(a)與(b)所示，顯示土壤可模擬因反覆荷重產生之阻滯行為與模擬永久變位導致之永久變形；圖 7.23(c)與(d)為位於 L 型塊後方之 Bslope 土壤及位於水下邊坡中間屬於 BF1 土壤之阻滯圈，結果顯示因為結構物之存在引起之土壤-結構互制效應使得其應力應變行為與相同深度之自由場土壤不同，由基樁行為顯示有基樁通過之土壤其行為與基樁行為有關。

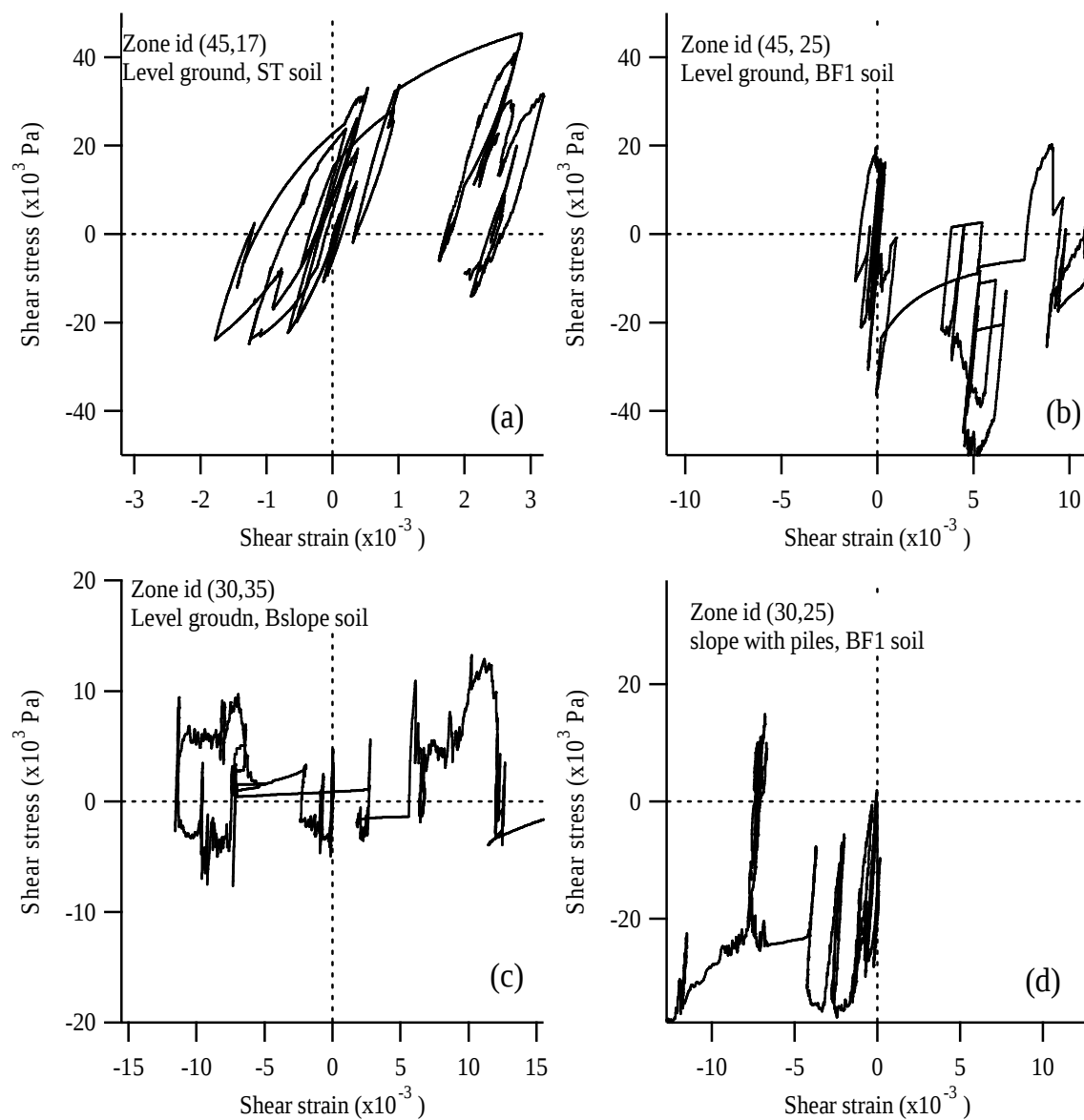


圖 7.23 不同區域之土壤阻滯圈

(a) ST (depth=17.5 m)

(b) BF1 (depth=9.5 m)

(c) Bslope 土壤(depth=0.5 m)

(d)邊坡下 BF1 土壤(depth=9.5 m)

4. 土壤結構互制

由加速度歷時可知在模擬時間 20 秒其加速度反應最大，以模擬至此時最大之剪應變分佈與棧橋版彎距及基樁彎距分佈如圖 7.24 所示。棧橋版橫樑最大彎距發生於面海端向內 1/3 區段，單一基樁較大側向彎距發生於基樁與橫樑相交、土層表面及液化土層，此外其土中彎距分佈與最大水平變位分佈平行，另由 L 型塊後側土壤變形，可知棧橋版向後支撐 L 型塊使其頂部之位移較牆底變位為小。

圖 7.25 為分析結束時($t=56$ sec)其彎距與土壤水平變位分佈圖，此階段淺層土壤已液化或接近液化，其彎距分佈與圖 7.24 有顯著不同，橫樑最大彎距移至與 L 型塊端點側，單一基樁最大彎距發生於邊坡表面最大位移處，基樁最大彎距發生於最後一對斜樁，其原因為因後方 L 型塊後方產生破壞，使基樁受力機制轉為承受側向變位引致之側拉力。

監測棧橋版之變位歷時以碼頭最前端與安置監測系統之第二根直樁為例，碼頭最前端橫樑變位如圖 7.26 所示，最大水平變位為向海側 1.2 cm，垂直向幾無變位，監測裝設於第二根直樁，其在棧橋版(深度-2m)、邊坡入土處、與海床表面平行 (入土 3.5 m) 與入土 11.5m 處之變位歷時如圖 7.27 所示，比較不同位置之變位得知，棧橋版在不同位置量測之變位一致，此與棧橋版勁度甚大，因此產生近乎剛體運動符合，而基樁之位移則隨身度增加而增加且坡型相近，顯示基樁震動主要為基態震動。

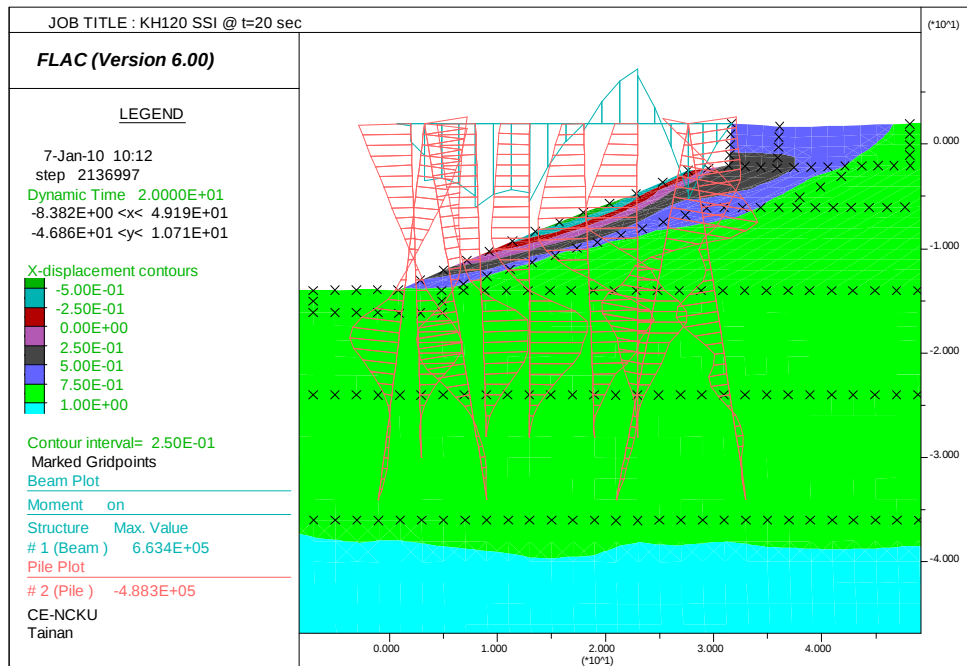


圖 7.24 土壤加速度反應最大時(20 sec)時土壤水平位移與彎距分佈

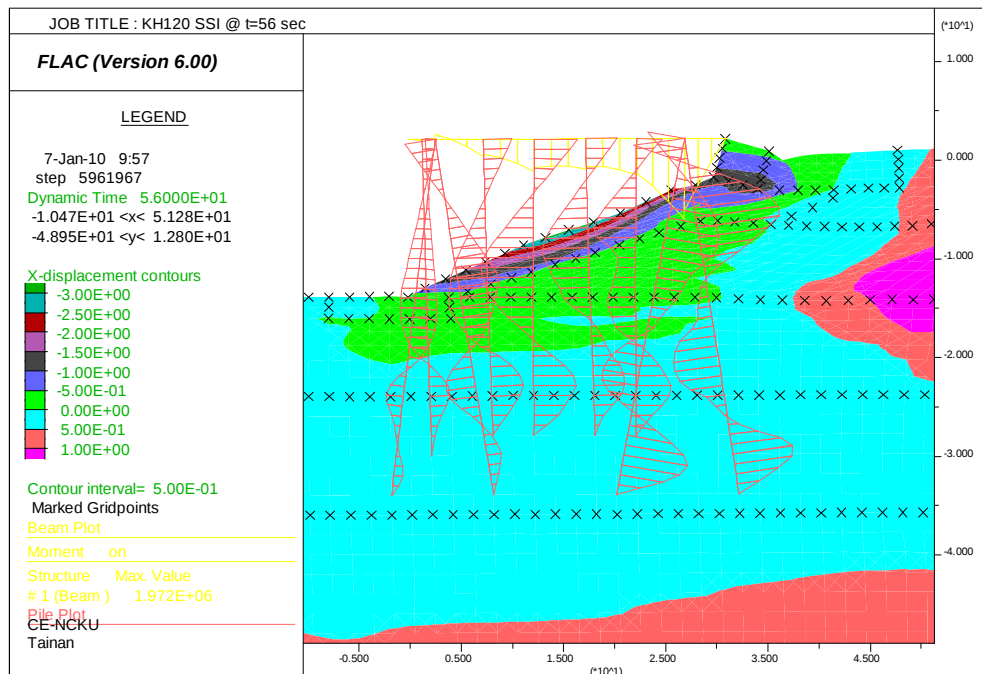


圖 7.25 分析完成時(56 sec)土壤水平位移與彎距分佈

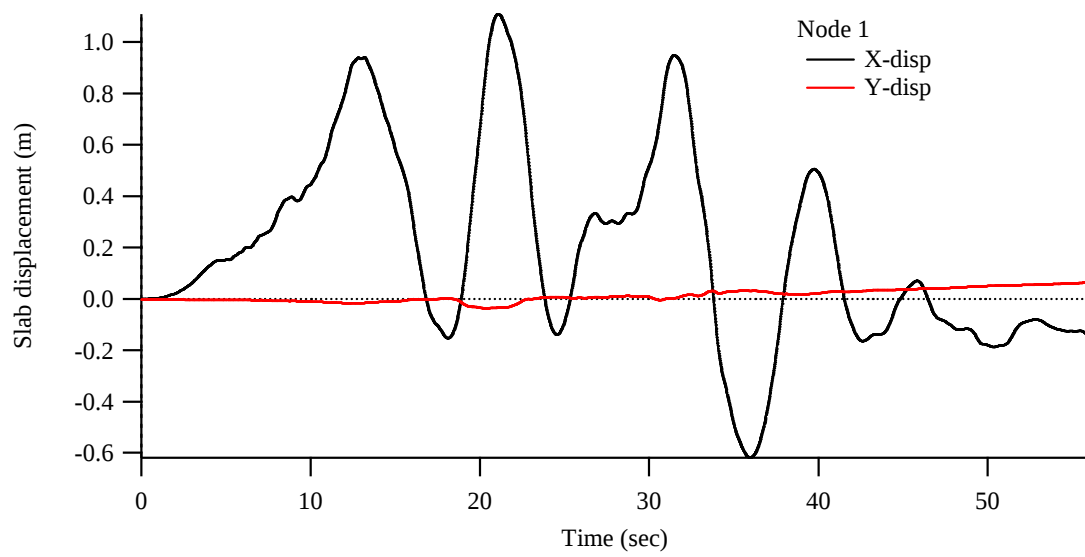


圖 7.26 靠海端棧橋版橫樑變位歷時

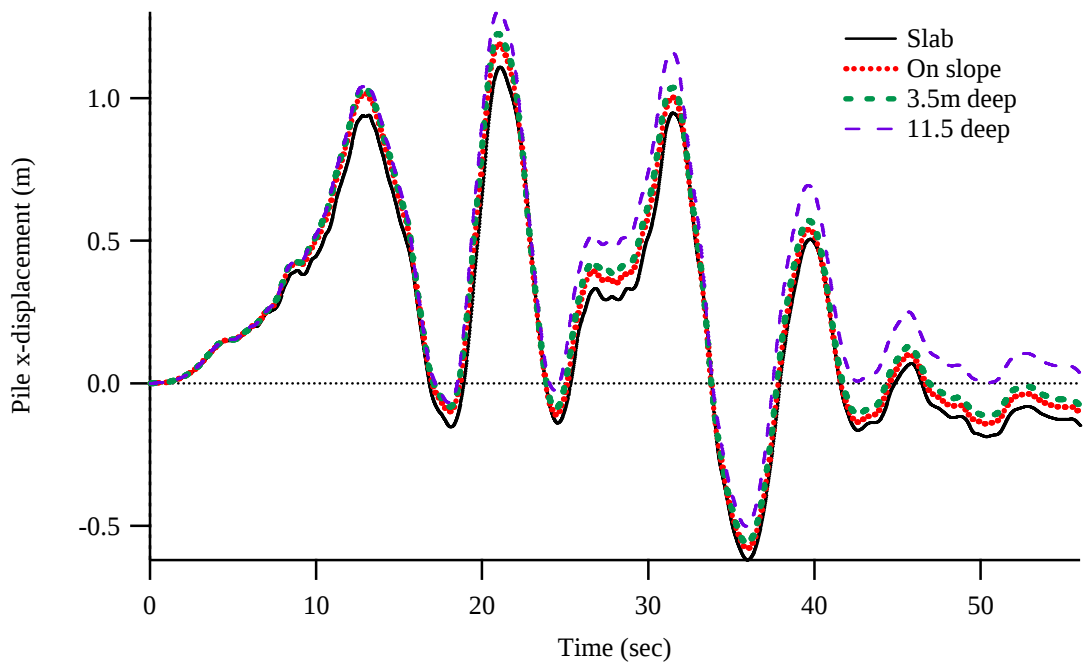


圖 7.27 監測基樁水平向變位歷時

第八章 結論與建議

8.1 研究目的與問題

臺灣的重要港埠大都建設在西部海岸，而西部海岸的地層幾乎都屬於現代沖積層，該類土層較為疏鬆軟弱，極可能因附近地區地下水抽取、大規模海埔新生地回填、或強烈地震等原因造成地層下陷，而影響港區工程及各樣設施之安全，為維護港區工程及各樣設施之安全，有必要對各港灣地區之地下水壓及地層下陷進行長期之監測。另港灣設施中，以碼頭最為重要，而臺灣之港灣碼頭，無論在平時或地震時，多曾因疏鬆軟弱之地質因素，發生一些工程災害，因此為維護港區設施之安全，直接於碼頭結構進行監測亦有其必要。

因而，本計畫遂於港灣地區進行：港灣地層下陷監測研究及港灣碼頭結構與土壤動態互制監測研究，同時配合相關計畫的規範分析及數值模擬，探討監測碼頭的靜態及動態安全性。計畫執行內容分現地監測及室內分析兩大部分，現地部分包括：1.西南沿海港灣地區地層下陷監測，2.港區分層地震監測，3.板樁碼頭結構現地監測系統設置。室內分析部分包括：1.地層下陷監測資料彙整分析，2.地震監測資料彙整與分析，3.分層地震監測資料查詢展示系統建置，4.碼頭現地動態監測成果分析，5.板樁碼頭耐震能力評估，6.板樁碼頭動態數值模擬，並配合上一年度棧橋碼頭之研究，繼續進行7.棧橋碼頭動態數值模擬修正分析。這些成果可作為災害預防、災時應變及災後重建計畫之參考。

8.2 結論

1. 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99年11月止，總累積

沉陷量約為56cm，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99年11月止，共10年總累積沉陷量約為65cm，整體而言，布袋港區近3年來地層下陷有趨緩現象。

2. 大鵬灣因 -105 m深度以下之深層水位介於 -4.0 m~-6.8 m之間上下變化，故大鵬灣附近地區應有因超抽地下水引起之地層下陷。地層下陷量測自87年3月至99年11月止，累積總沉陷量約為11.4cm，平均一年之沉陷量約為1.5cm，而其中地表至51.3 m之沉陷量為9.7cm，佔總沉陷量之80%，故大鵬灣屬於淺層沉陷。
3. 臺中港200m地層下陷站經監測結果，自88年6月開始至99年11月止，累積總沉陷量約5.2cm；量測期間包括88年9月至10月，因921地震所產生之總沉陷量為3.2 cm。
4. 安平港16~20號碼頭區因地下水位偏高，約於地表下-2 ~ -3m，港區因超抽地下水引致之沉陷並不嚴重，有一部分為填土荷重所引致之沉陷。港區地層下陷自88年7月至94年3月之累積沉陷量約為7.3cm，其中地表至56 m之沉陷量6.7cm，佔總沉陷量之88%，故屬淺層沉陷。
5. 臺北港震波放大倍率約於 3-5 倍之間，平均約為 4 倍。高雄港震波放大倍率約於 3-7 倍之間，平均約為 4.5 倍。臺中港平均約為 3 倍，故高雄港區淺層地層最為疏鬆軟弱，且與深層地層之軟硬比最大，臺北港次之，臺中港最小。
6. 臺北港地震站分析各震度之最大水平地表加速度轉換成傅氏譜後，初步分析結果，1 至 3 級震度之第一主頻約介於 0.71~0.86Hz。高雄港地震站 1 至 3 級震度之主頻約介於 0.69~1.02Hz。
7. 港區微地動試驗與共振主頻量測結果，台北港區共振主頻大約介於 0.98~1.81Hz。高雄港區共振主頻約介於 0.2~1.2Hz，顯示高雄港區之沖積層較厚。另於 94 年進行高雄港全區微地動試驗時，地震監測站經量測之主頻為 0.37Hz。

8. 蘇澳港井下地震監測資料 2007 年至 2008 年共收集 33 筆，其中以 2007 年 9 月 22 日地震規模 4.8 之地表加速度 126.5 gal 的 5 級地震為最大。2007 年 9 月 7 日之地震，其超額動態孔隙水壓經過分離結果，其超額孔隙水壓為 0.25Hz 以下之低頻反應，震盪動態水壓為 0.25Hz 以上之高頻。
9. 高雄港地震站以單站頻譜比法分析 2006 年恆春強震頻譜比與 2005 至 2008 年之弱震平均頻譜比資料，經比對結果，在低頻帶部份 0.12Hz 以下呈現線性反應並無放大現象，0.3Hz~1.3Hz 出現明顯的線性放大反應，但在 8.3Hz~28Hz 之間強震頻譜比小於弱震平均頻譜比值，土壤出現非線性反應，測站土壤雖有非線性放大現象，但高雄港區並無土壤液化災情發生。
10. 高雄港地震站選擇 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分之恆春地震資料，東西向地表最大加速度經反應頻譜分析後，當 $T=0$ 時，最大地表加速度 $S_A \cong 96\text{cm/sec}^2$ ，當 $T=\infty$ 時，最大地表位移為 $S_D \cong 12\text{cm}$ 。
11. 港區監測系統設置之主要目的，於建置各港自動化之港區地震分層監測系統，分層監測港區地層與水壓於地震時之反應波，並將測得之資料彙整建置成資料庫，方便碼頭地震資料之查詢。
12. 在板樁碼頭安全性分析上，依本研究評估結果，本案例碼頭能承受水平震度 $K_h=0.12$ 之耐震能力，因基準針對剛性碼頭(重力式碼頭及板樁式碼頭)等檔土結構，容許地震發生時向海側產生稍許變形，故計算壁體地震慣性力或動態土壓及水壓的設計震度 K_h 可取為地震地表加速度係數的一半，依此換算本案例碼頭之設計震度可達 $K_h=0.24$ 之要求，符合設計基準規定地震乙區需達 0.23g 的設計震度要求。
13. 由板樁式碼頭耐震能力評估結果，發現依本案例檢核主鋼板樁入土長度、主鋼板樁最大彎矩、錨碇鋼索拉力、錨碇板樁最大彎矩、錨碇板樁入土長度及錨碇距離等項目之結果，以主鋼板樁入土長度之耐震安全檢核最低，故在設計上板裝碼頭之耐震能力以主鋼板樁入土長度為主要控制項目。

14. 選定適當之港區碼頭形式與場址進行相關文獻收集與現地調查：本計畫原選定台北港東 9 號碼頭設置監測系統，99 年遷移至北 2 號碼頭，其考量為該碼頭為典型錨定式板樁碼頭、地質狀況單純且有相關資料、鄰近具電力供應設施且有一完善遮蔽物，彙整港區土層與結構配置資料，並進行淺層表面震測與微地動量測。收集國內外錨定板樁動態反應文獻，錨定板樁式碼頭破壞常由碼頭位移量控制，因此進行震災管理時需能推估碼頭永久變位。
15. 進行考慮錨定板樁碼頭之動態有效應力數值分析：本年度已初步完成錨定板樁碼頭之動態有效應力數值分析，由於表層為軟弱土層，因此其震波放大效應不顯著，板樁彎距隨後方土壤變形量增加而增加，最大彎距發生於頂部與RC面版連結處，此結果與Iai and Kameoka (1993)之結果不同，其原因為考慮樓版之連續樑效應，當地表加速度達到0.4g左右，表層即有液化現象，且鋼索荷重超過其設計拉力，初步結果亦顯示考慮孔隙水壓力激發與動力反應下，其結構彎距將大幅增加。
16. 採用ATC-40耐震評估法評估高雄港120號棧橋式碼頭結果：在迴歸期為 475 年地震力作用下，其結構耐震性能績效點為 $S_d = 0.022\text{m}$ 以及 $S_a = 0.573\text{g}$ ，也就是當結構物受迴歸期475年之地震力，作用於結構物之加速度為0.573g，並產生0.022公尺的位移，依PIANC棧橋式碼頭功能性等級(定量)對損壞程度的界定範圍，檢核其功能目標，可知本案例之功能績效點位於圖中的保持彈性範圍，所以其損壞等級為等級一，依 PIANC棧橋式碼頭基樁損壞等級之界定，本案例已經達到功能目標等級S之目標。
17. 規畫與分年設置營運中碼頭現地結構與土壤動態互制監測系統，已完成棧橋式及板樁式碼頭監測站，系統包括陸上三向度地震儀、動態位移剖面具自動啟動(triggering)之動態資料擷取系統，且系統具備遠端控制之功能，目前測試相關功能尚屬正常。
18. 由FLAC數值分析之加速度與位移歷時得知，棧橋碼頭後方水平地盤之土層放大效應與自由場分析結果類似，但邊坡下方之加速度變化較

水平地盤顯著，坡面與基樁之存在會使基樁通過之土層其運動產生較大加速度與高頻振動；前方海床其放大效應與同深度之後方水平地盤分佈相近。由空間中之加速度變化得知，考慮棧橋式碼頭之地盤反應受土層幾何形狀、基樁通過及土層厚度影響。

19. FLAC數值分析中，棧橋碼頭L型塊之水平向變位遠大於垂直向變位且最大水平變位發生於拋石邊坡坡頂，其數值大於1.5m，而L型塊牆趾之水平位移亦接近1.5m，拋石邊坡之坡趾其變位遠較坡頂為小，且其隆起量亦小，此應與坡趾拋石增加之穩定性有關，數值分析結果顯示最大位移發生於拋石邊坡坡頂。
20. FLAC數值分析中，棧橋碼頭最大超額孔隙水壓力發生時間各土層不相同，但液化由淺層土壤BF2及Bslope開始，且液化區域為由上向下延伸。另數值分析結果，基樁通過之邊坡中段區域其孔隙水壓力激發較均勻，但在靠近碼頭區兩側有較大超額孔隙水壓力激發，此與基樁通過導致土壤運動較均勻導致剪應變降低有關，而由計算之土壤阻滯圈顯示，因為結構物之存在引起之土壤-結構互制效應使得其應力應變行為與相同深度之自由場土壤不同，有基樁通過之土壤其行為與基樁行為有關，此結果驗證進行相關分析時需將碼頭基礎導致之土壤結構互制行為列入考慮。
21. 針對棧橋式碼頭結構反應部分，於震動結束時，橫樑最大彎距移至與L型塊端點側，單一基樁最大彎距發生於邊坡表面最大位移處，基樁最大彎距發生於最後一對斜樁，其原因為因後方L型塊後方產生破壞，使基樁受力機制轉為承受側向變位引致之側拉力；碼頭最前端橫樑最大水平變位為向海側1.2 cm，垂直向幾無變位；基樁之位移則隨身度增加而增加且坡型相近，顯示基樁震動主要為基態震動。

8.3 建議

1. 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。

2. 本年度數值分析時之土壤參數均以文獻建議數值，建議往後增加現地取樣試體之室內動態試驗。
3. 由於Finn model將塑性應變與孔隙水壓分開考慮，無法與室內液化試驗結果結合，將於後續可發展參數決定程序並在FLAC架構下撰寫適合之組構模式及BNWF程序，並進行參數驗證程序，以便更真實模擬監測站行為。
4. 由於現地營運中碼頭之監測設備安裝受限於場地與水下作業之故，且國內外並無相關文獻，所用設備須經耐久與適用性測試，本年度僅完成初期裝設與整合，後續成果檢核、校正與微調仍需進一步測試，希望後續計畫可編列相關經費擴增與維護。
5. 有關海水動壓力對板樁之影響，本年度僅進行初步簡化分析，基於分析之不確定性與其效應有限且為增加板樁穩定性，因此本年度於數值分析時暫不考慮，其詳細分析與探討建議於後續計畫加強。
6. 本計畫規劃於港灣現地設置板樁式碼頭動態監測系統，乃是在碼頭之鋼板樁部位安裝監測儀器，等待地震來襲時紀錄相關動態反應歷時資料。監測系統目前已完成測試，如何維持資料之正確及傳輸正常，仍需定期測試校正與微調，以使系統符合設定目標。另水下材料之使用年限較難掌握，設備之耐久性需要較長時間的測試，需於後續計畫中審慎觀察與維護。
7. 由於應用SAP2000結構分析軟體來評估碼頭耐震能力時，軟體未考慮液化後土壤對樁之作用力，而僅考慮對樁整體束制的效應，導致分析結果群樁之耐震能力在土層液化的情況下耐震能力不減反增，這與理論與實際破壞案例不符，所以未來分析土壤發生液化之案例時，應該將液化後之土壤與結構之互制效應納入考量，而如何更精確的去模擬土壤與結構之互制效應對評估結果的可靠度有絕對之影響，也是本研究往後努力的目標。

8. 由於缺乏現地試體實驗數據，目前數值分析結果為依據估算之參數所得之結果，其量化準確度有待進一步由現地監測資料與室內土壤動態試驗驗證，但定性結果符合預期。

8.4 研究成果效益：

1. 學術效益，發表研討會論文3篇：
2. 2010第5屆國際大地地震工程與土壤動力在近代之發展研討會，發表論文「棧橋式碼頭液化砂土層之大尺寸模型試驗」。
3. 2009第13屆大地工程研討會，發表論文「現地棧橋式碼頭動態液化模型試驗之發展」。
4. 2009臺灣地理資訊系統年會暨學術研討會，發表論文「GIS在臺北港區土壤液化分析及震災速報系統之開發應用」。
5. 社會環境安全影響：本計畫所建立臺北港區碼頭現地動態監測系統，已成功擷取震動反應資料，該研究最終之成果可提供作為港區防救災之災前預防、災時應變及災後重建計畫之參考，以提升我國之整體防災能力，有助於環境之安全與資源之永續利用。
6. 資料庫建置效益：港灣地區井下地震及水壓監測站量測所得資料，已陸續彙整成資料表單，納入港灣工程基本資料庫中，可建立港區防救災體系之相關資料庫，作為港灣地區之地震災前預防、災時應變計畫與決策之參考依據。
7. 災害防救效益：本計畫經由試驗或現地監測站資料驗證之數值分析程序，提出港區碼頭結構安全臨界值，包括臨界液化加速度、震後碼頭位移與變形、液化後碼頭穩定性等，可作為港區災害應變管理之依據及提供目前耐震補強之策略及震後修復之參考，進而減低震災對港區所造成之經濟衝擊與損失。

8.5 提供應用情形：

1. 利用本研究所安裝之港區井下地震監測系統，配合港區工程基本資料查詢展示系統之液化分析模組，開發地震速報系統，可於震後發佈港區可能致災地點之警訊，提供港務局防救災及緊急修復使用。
2. 利用本研究所安裝之港區井下地震監測系統，配合港區工程基本資料查詢展示系統之液化分析模組，開發地震速報系統，可於震後發佈港區可能致災地點之警訊，提供港務局防救災及緊急修復使用。
3. 經現地監測或試驗之數值模擬分析之成果，提出港區地層累積總沉陷量與碼頭結構安全臨界值，包括臨界液化加速度、震後碼頭位移與變形、液化後碼頭穩定性等，作為港區災害應變管理之依據，提供目前耐震補強之策略及震後修復之參考。

參考文獻

1. Boulanger, R.W., Mejia, L H., Idriss,I.M. "Liquefaction at Moss Landing during Loma Prieta earthquake " J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, Vol.123, No.5, pp.453-467 (1997).
2. Chopra, A. K., “Dynamic of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering,” Prentice-Hall, pp.197-250 (2001).
3. Christian, J. T. and Swiger, W. F., "Statistics of liquefaction and SPT results," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, NO. GT11, pp.1135-1150 (1975).
4. Hwang, J.H., Yang, C.W., "Verification of critical cyclic strength curve by Taiwan Chi-Chi earthquake data " Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.21, pp.237-257(2001).
5. Idriss, I. M., “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(1999).
6. Ishibashi, I. and Madi, L., “Case Studies of Quaywalls Stability with Liquefied Backfills”, Proc.4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol.3, pp. 725-735,1990.
7. Ishihara, K., and Yoshimine, M., (1991), Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and foundations, Vol.32, No.1, pp.173-188.
8. Ishihara, K., Yasuda, S., and Nagase,H., (1996), Soil characteristics and ground damage, Special Issue of Soils and Foundations, pp.109-118
9. Iwasaki, T., Arakawa, T. and Tokida, K. (1982) , “Simplified Procedures for Assessing Soil Liquefaction During Earthquakes”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering Conference Southampton, pp.925-939.

10. Juang, C. H., Rosowsky, D.V., and Tang, W.H., "A reliability-based method for assessing liquefaction potential of sandy soils." *Journal Geotech. and Geoenviron. Engineering*, ASCE, 125(8), 684~689(1999).
11. 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.
12. 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.
13. 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.
14. 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.
15. Liao, S. S., and Whitman, R.V., " Overburden correction factors for SPT in sand." *J. of Geot. Engr. ASCE*, Vol.112, No.3, pp.373-377(1986).
16. Liao, S.S.C., D.Veneziano, and R.V. Whitman "Regression Models for Evaluating Liquefaction Probability", *J. of Geot. Engr.*, ASCE, Vol.114, No.4, pp.389~411 (1988).
17. Lin, P. S., Lai, S. Y., Lin, S. Y., and Hsieh, C. C., "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 (2000).
18. Matsuzawa, H., Ishibashi, I. and Kawamura, M., "Dynamic Soil and Water Pressure of Submerge Soils", *J. of Geot. Engr.*, ASCE, Vol.111,

No.10, pp.1161~1176, 1985.

- 19.Matsuo, H.,and O'hara, S., "Lateral Earth Pressures and Stability of Quay Walls during Earthquakes", Proc. 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Japan, Vol.1,1960.
- 20.Mononobe, N., and Matsuo, H., "On the Determination of Earth Pressures during Earthquakes", Proceedings, World Engineering Conference 9, pp.176-182, 1929.
- 21.Nagase,H., (1984), "Strength and deformation characteristics of sand subjected to irregular loading in multiple directions, " PhD dissertation to the University of Tokyo, (in Japanese).
- 22.Nagase, H., and Ishihara, K., (1988), "Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquakes, "Soils and Foundations, Vol.28, No.1, pp.66-76.
- 23.Newmark, N. M. (1965), "Effects of earthquakes on dams and embankments.", Geotechnique, 15(2), pp.139-159.
- 24.Noda, S., and Uwabe, T., "Relation between Seismic Coefficient and Ground Acceleration for Gravity Quay Wall", Proc. the 10th Earthquake Engineering Symposium, pp.575-582, 1975.
- 25.Seed, H.B., and Idriss, I. M., " Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential,"Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, No.SM9, pp.1249-1273 (1971).
- 26.Seed, H.B., Idriss, I. M., and Arango, I., " Evaluation of liquefaction potential using field performance data." J. Geotech. Eng., ASCE, 109 (3), 458-482 (1983).
- 27.Seed, H.B., Yokimatsu, K., Harder, L.F., and Chung, R.M., "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation,"J. of Geot. Engr., ASCE, Vol.111, No.12, pp.1425-1445 (1985).
- 28.Tokimatsu. K. and Yoshimi. Y., "Empirical correlation of soil

- Liquefaction Based on SPT-N Value and Fines Content "Soils and Foundations. Vol.23, No.4, pp. 56-74(1983).
- 29.Westergaard, H.M., "Water Pressure on Dams during Earthquakes", Transactions, ASCE, Vol.98, pp.418-433, 1933.
- 30.Youd, T. L. and Idriss, I. M., "Proceeding of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils." State University of New York at Buffalo (1997).
- 31.王金鐘、李德河，「轉爐石作為道路基底層及工程土方材料再生利用之力學特性研究」，中國土木水利工程學刊，第十七卷，第二期，pp.245-256，2005。
- 32.交通部，「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」，民國 86 年 7 月。
- 33.宇泰工程顧問有限公司，「高雄港海事工作船渠安全檢測及評估」，民國 94 年 7 月。
- 34.何幸娟、張文忠、陳志芳、林炳森(2009)，「現地棧橋式碼頭動態液化模型試驗之發展」，第 13 屆大地工程研討會。
- 35.長榮海運股份有限公司，「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，民國 78 年 3 月。
- 36.姚義久，「實用土壤力學」，文笙書局，民國 66 年。
- 37.陳正興、黃國祥，「集集地震臺中港沉箱滑移之初步分析」，港灣工程耐震安全評估與災害防治研討會，pp.3-1~3-18，2000。
- 38.陳圭璋、賴聖耀、李俊延、李昇彥、張漢忠(2002)，「臺中港區速度構造調查與場址效應研究(I)」，第九屆臺灣地區地球物理研討會暨 2002 年中國地球物理學會年會，PP.430-432。
- 39.陳圭璋、賴聖耀、彭瀚毅、李俊延、張漢忠(2005)，「蘇澳港區場址

- 效應研究與土壤液化潛能分析」，九十四年度地球物理學會年會暨蔡義本教授榮退專題研討會，PP.196-204。
- 40.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，PP.664-670。
- 41.港灣技術研究所，「港灣及海岸結構物設計基準」，港灣研究所專刊 123 號，1997。
- 42.港灣研究中心，「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(1999)。
- 43.張惠文、廖新興、鄭清江(1992)，「砂質地盤液化之防治方法探討」，地工技術，第 38 期，PP.17~29。
- 44.彭瀚毅，1998。臺北盆地場址效應之研究，中央大學博士論文。
- 45.臺中港務局，「臺中港第一期工程完工報告」，1976。
- 46.鄭世楠和葉永田，(2002)「1848 年彰化地震與彰化斷層關係的初步研究」港灣報導季刊, 61 期。
- 47.賴聖耀，「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，pp.321-333，2005。
- 48.賴聖耀，「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，2006。
- 49.賴聖耀，「以標準貫入試驗值建立土壤液化潛能判別模式」，中國土木水利工程學刊，第二卷，第四期，PP.301-311（1990）。
- 50.賴聖耀、謝明志（1996），「臺中港區土壤液化危險度分析與應用」八十五年度港灣大地工程研討會 PP.7-1~7-18。
- 51.賴聖耀、謝明志 (2000)「港灣地區土壤液化與震陷潛能評估」，港灣工程耐震安全評估與災害防治研討會。

- 52.賴聖耀，「港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究」，交通部運輸研究所報告，MOTC-IOT-IHMT-GA9013，2001。
- 53.賴聖耀，「以 921 地震液化案例之 SPT—N 值建立土壤液化潛能判別模式」，液化潛能評估方法及潛能圖之製作研討會（2002）。
- 54.賴聖耀、謝明志，「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，PP.653-657，(2002)。
- 55.賴聖耀，「港灣地區大地災害調查與常態監測之研究(2/4)」，交通部運輸研究所報告，MOTC-IOT-95-H1DA002，2007。
- 56.謝明志，「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 台灣地理資訊學會年會暨學術研討會。
- 57.蘇棋福，「港灣設計準則及實例」，文笙書局，民國 69 年 12 月。

附錄一

板樁式碼頭之耐震能力評估

板樁式碼頭之耐震能力評估

本章將針對高雄港 #78 板樁式碼頭受到地震力作用下，以部頒之碼頭設計基準，對碼頭結構之耐震能力做評估，評估的項目與流程如圖 1 所示，相關說明如下：

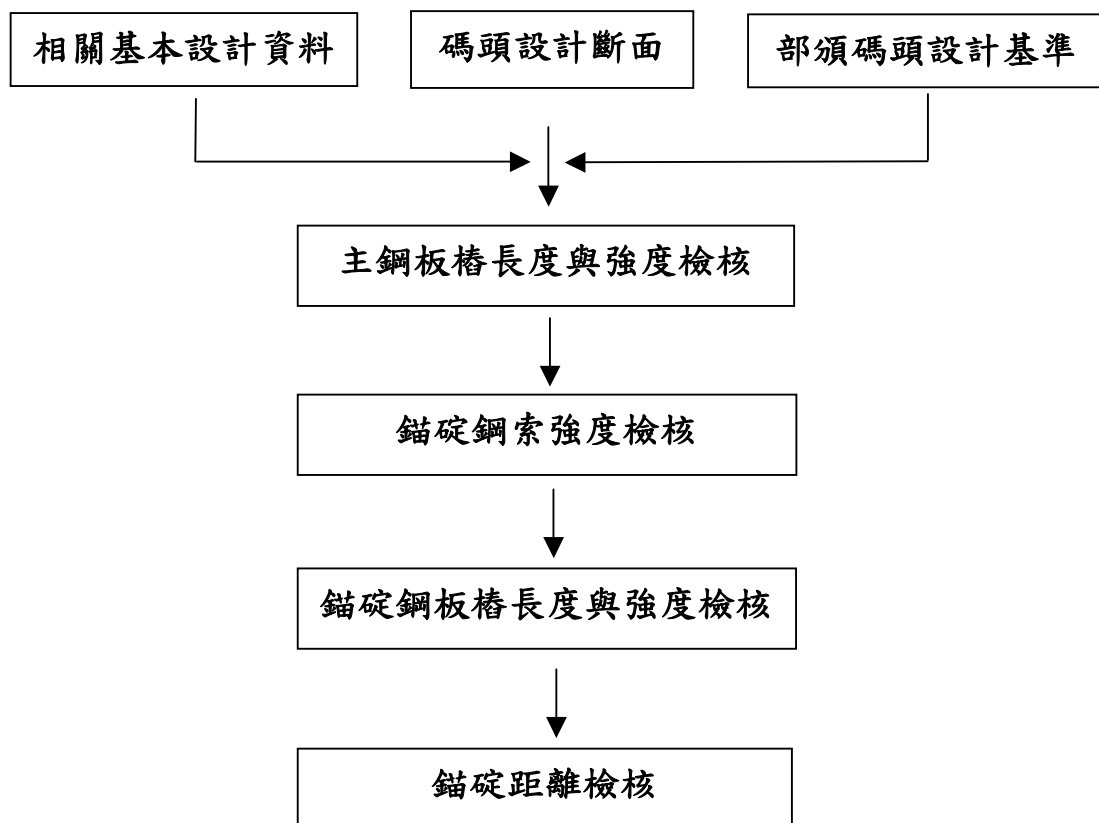


圖 1 板樁式碼頭耐震能力評估流程圖

一、板樁受力機制

本節首先針對板樁式碼頭構造物之受力機制，分背填土壤未液化、部分液化及全部液化三種情形來作說明。

1. 背填土壤未液化

典型錨碇鋼板樁斷面圖如圖 2 所示，板樁受力示意圖如圖 3 所示，由圖中可瞭解板樁承受動主動土壓力、動被動土壓力、殘留水壓力、動水壓力及錨碇力。若不考慮土層滑動、錨碇有無失效及構材的容許強度，該受力機制的板樁穩定條件為錨碇力與動被動土壓力之合力要大於動主動土壓力、殘留水壓力與動水壓力組成的合力，相關穩定性檢核請參閱第 3 節之說明。

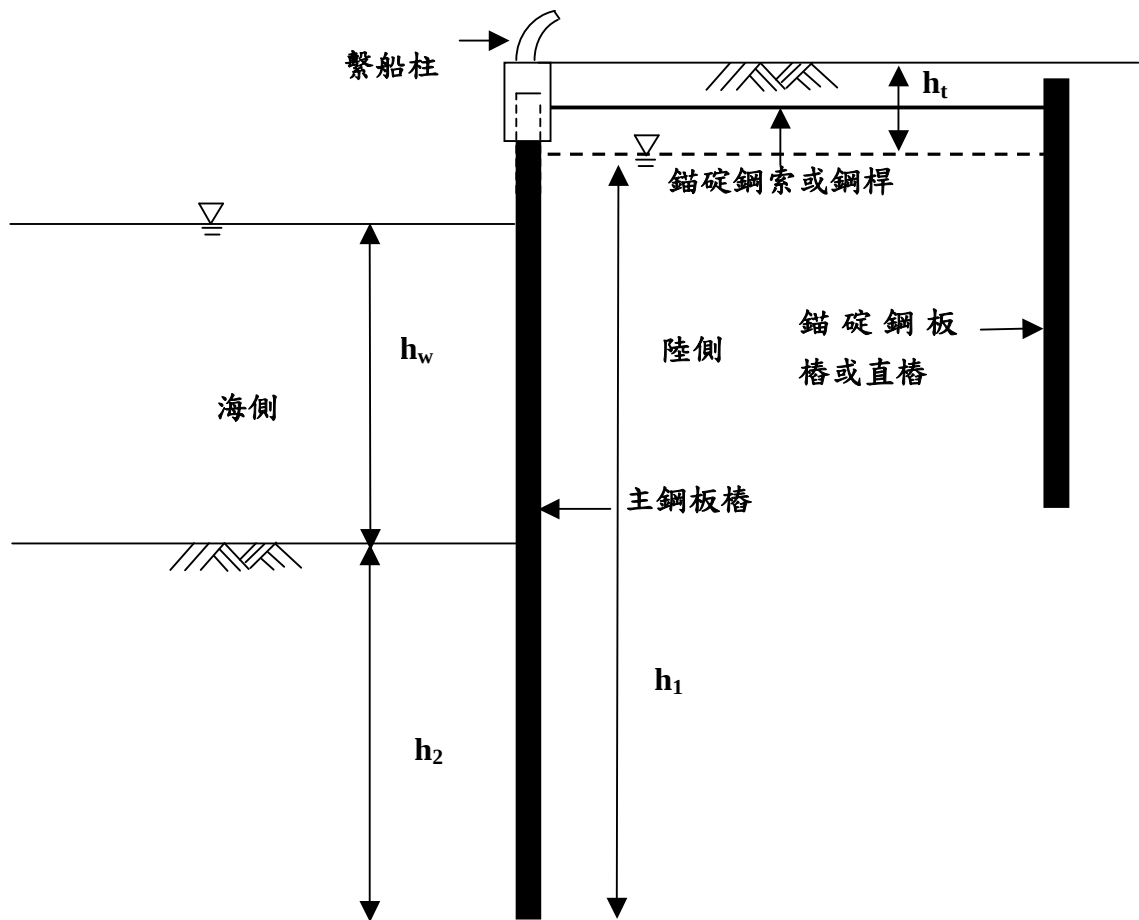


圖 2 錨碇鋼板樁碼頭斷面示意圖

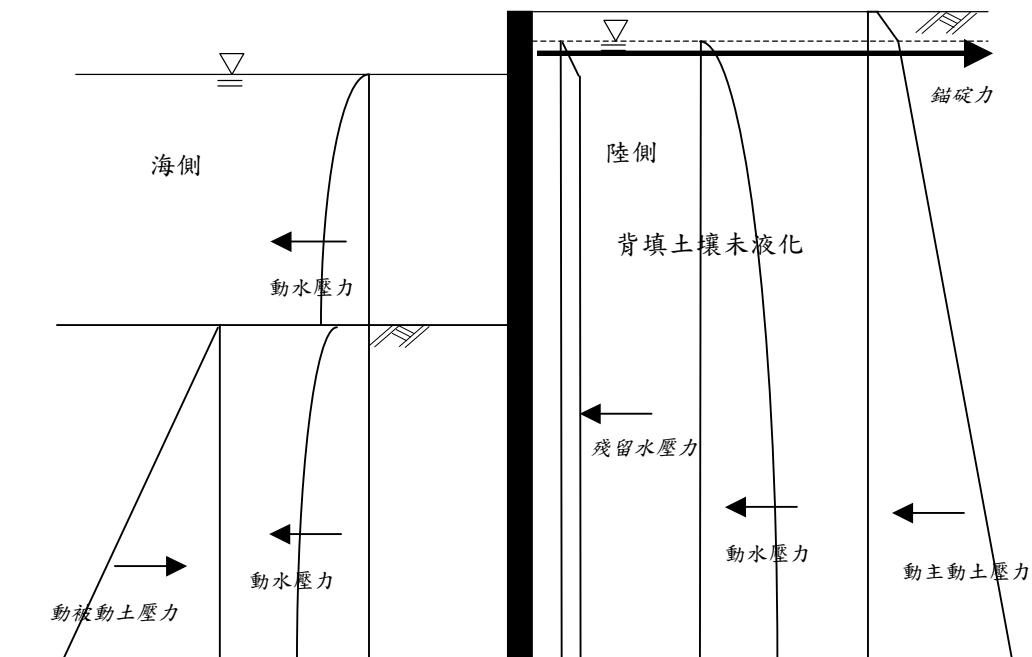


圖 3 背填土壤未液化的板樁式碼頭受力示意圖

2. 背填土壤部分液化

板樁受力示意圖如圖 4 所示，由圖中可瞭解板樁承受動主動土壓力、動被動土壓力、殘留水壓力、動水壓力及錨碇力，另外加上液化土壤產生的側壓力，包括動流體壓力及超額孔隙水壓力（請參閱本小節之沉箱式碼頭之說明）。若不考慮土層滑動、錨碇有無失效及構材的容許強度，該受力機制的板樁穩定條件為錨碇力與動被動土壓力之合力要大於動主動土壓力、殘留水壓力、動水壓力與陸側液化土層之動流體壓力及超額孔隙水壓力所組成的合力，相關穩定性檢核請參閱第 4 節之說明。

3. 所有土層液化

板樁受力示意圖如圖 5 所示，由圖中可瞭解板樁承受殘留水壓力、動水壓力及錨碇力，另外加上液化土壤產生的側壓力，包

括動流體壓力及超額孔隙水壓力。若不考慮土層滑動、錨碇有無失效及構材的容許強度，該受力機制的板樁穩定條件為錨碇力與海側土層液化所產生的超額孔隙水壓力之合力要大於殘留水壓力、動水壓力與陸側液化土層之動流體壓力及超額孔隙水壓力所組成的合力。但原則上此種受力情況，板樁結構早已因錨碇土層的液化造成錨碇失效而破壞，或錨碇鋼索（桿）因承受過大的拉力超過材料容許應力而破壞，即使上述錨碇失效的狀況不發生，海側的土層液化所產生的超額孔隙水壓力對錨碇鋼索（桿）所產生的力矩也無法抵抗圖 5 所示的其他所有水平力對錨碇鋼索（桿）所產生的力矩，所以此情況基本上結構是不可能穩定的。

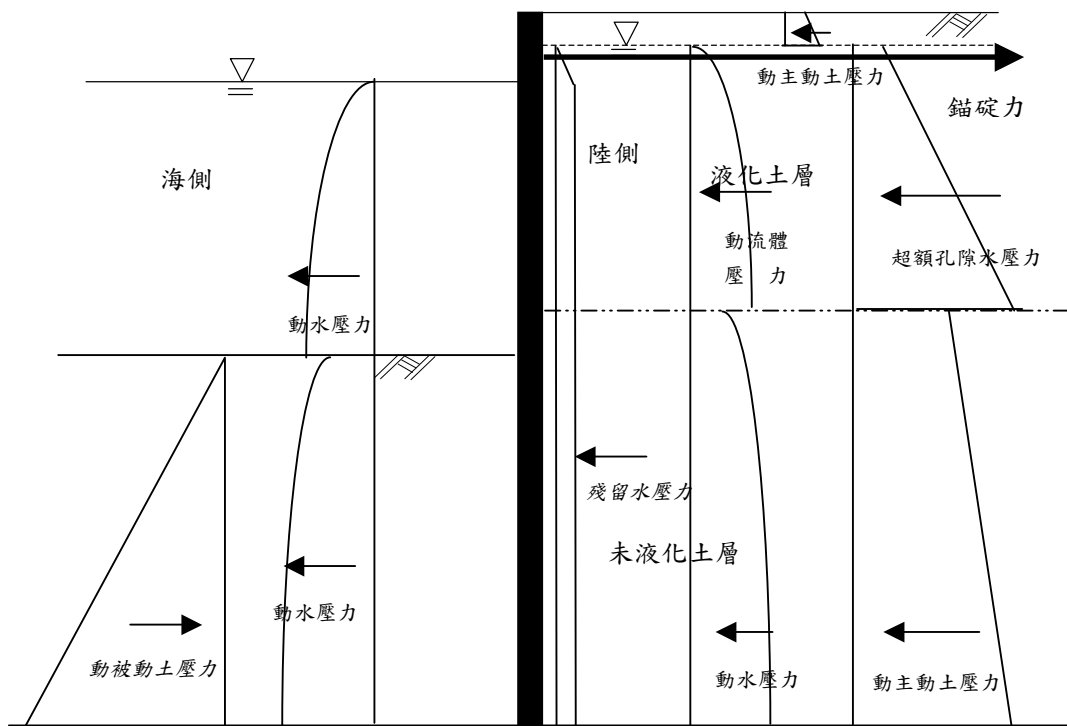


圖 4 背填土壤部份液化板樁式碼頭受力示意圖

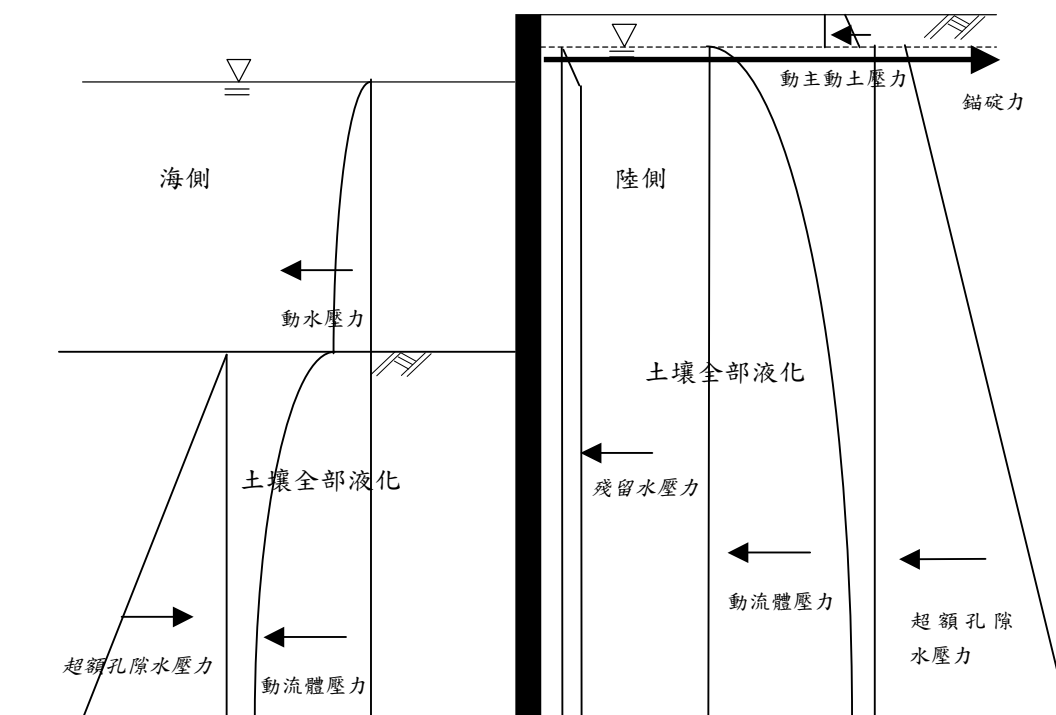


圖 5 土壤全部液化板樁式碼頭受力示意圖

二、板樁基本資料

碼頭之斷面圖如圖 6 所示，由斷面圖查得各構材材料強度（如表 1 及表 2 所示）及該碼頭附近地質鑽探所得之碼頭陸上的地質分析資料(如表 3 所示)合併處理成圖 7 所示的本研究結構物耐震評估的資料。

表 1 板樁構材相關資料表

	斷面積 A	斷面二次矩 I	斷面係數 Z	降伏強度 σ_y
主鋼板樁 HZ-775A 與 ZH-12 複合斷面	362.3cm ² /m	308,380 cm ⁴ /m	8,610 cm ³ /m	3,600 kg/cm ²
錨碇樁 BZ-26	216cm ² /m	45,320 cm ⁴ /m	2,600 cm ³ /m	3,200 kg/cm ²

資料來源：港務局

表2 高耐索規格表

項目 \ 編號	F100T	F130T	F160T	F200T
組成	7×11.1 ϕ	7×12.7 ϕ	7×15.2 ϕ	19×9.5 ϕ
公稱直徑(鋼絞線徑) (mm)	33.30	38.10	45.60	47.50
斷面積 (mm ³)	519.30	691.00	970.90	1042.0
鋼絞線單位長度重量(kg/m)	4.09	5.45	7.75	8.77
單位長度重量 (kg/m) (包括包覆料)	4.92	6.54	9.82	10.47
最小破壞拉力強度 (kg)	95000	126000	155600	190500
最小降伏點拉力(kg)	83300	110400	136800	166900
* 平時安全拉力(t)	25.00	33.16	40.95	50.13
* 地震時安全拉力(t)	38.00	50.40	62.24	76.20
索徑(mm)	43.3	48.1	61.6	63.5

資料來源：港務局

表3 碼頭陸上區土壤參數

深度(M)	厚度(M)	r_t (T/M ³)	C (T/M ²)	ϕ (deg.)
1.71	1.71	1.9	0	30
5.1	3.39	1.0	0	30
7.6	2.5	1.0	0	30
17.6	10	1.0	0.5	35
29.1	11.5	1.0	0.5	35

資料來源：港務局及本研究整理

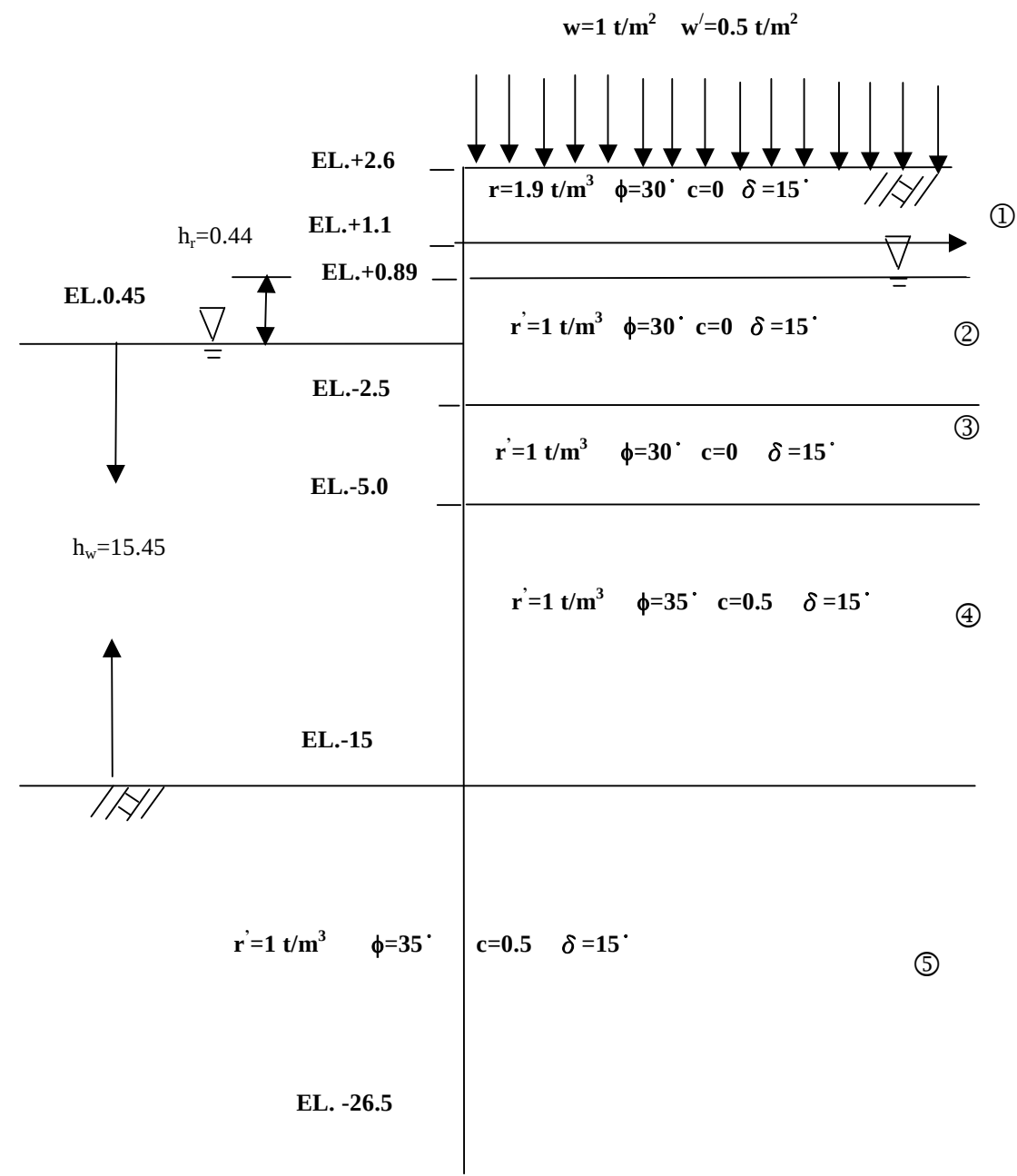


圖 7 碼頭各土層土壤參數示意圖

資料來源：本研究整理

三、未考慮背填土壤發生液化

本小節針對板樁式碼頭地震力作用下未考慮背填土壤是否發生液化，以圖 7 所示的各土層參數，配合部頒碼頭設計基準，依據圖 1 之評估流程評估結果，碼頭之耐震能力為承受水平震度 $K_h=0.16$ 之地震力。相關檢核過程說明如下：

1. 主鋼板樁檢核

計算各土層地震力作用下之主動土壓力(P_{AE} 如式 1 所示) 及被動土壓力(P_{PE} 如式 2 所示)，其中各土層主動土壓力係數 (k_a) 及被動土壓力係數 (k_p)，計算結果如表 4 所示。

$$P_{AE} = k_a \left(\sum \gamma_i' h_i + w \right) \cos \psi \quad (1)$$

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos \psi}} \right]^2}$$

式中，

P_{AE} ：土層之動態主動土壓 (t/m^2)。

k_a ：土層動態主動土壓係數。

ϕ ：土層土壤內摩擦角 (度)。

γ' ：土層土壤有效單位體積重量 (t/m^3)，在殘留水位以上為單位體積重量 γ ，約為 $1.8t/m^3$ ，在殘留水位以下為 $(\gamma_{sat} - \gamma_w)$ ，約為 $1t/m^3$ 。

h ：土層厚度 (m)。

Ψ ：壁面與垂直面所成之角度 (度)。

δ ：壁面與土壤間之摩擦角（度），主動土壓代正，被動土壓代負。

w' ：上方載重（ t/m^2 ）。

θ ：地震合成角，殘留水位上， $\theta = \tan^{-1}(K)$ ；殘留水位下， $\theta = \tan^{-1}(K')$ 。

K ：為震度， $K = Kh/(1 - Kv)$ 。

K' ：換算之水中震度 $K' = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - 1} K$ ， γ_{sat} 為土壤之飽和單位重。

$$P_{PE} = k_p \left(\sum \gamma_i' h_i + w \right) \cos \psi \quad (2)$$

$$k_p = \frac{\cos^2(\phi + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos \psi}} \right]^2}$$

式中，

δ ：壁面與土壤間之摩擦角（度），主動土壓代正，被動土壓代負。

表 4 各土層地震主動土壓力係數（ ka ）及被動土壓力係數（ kp ）

土層	w'	r_i'	ϕ_i	c_i	δ_i	K_{hi}	θ_i （徑度）	h_i （土層厚度）	ka_i	kp_i
1	0.5	1.9	30°	0.5	15°	0.16	0.1587	1.71	0.416	-
2	0.5	1	30°	0.5	15°	0.32	0.3097	3.39	0.589	-
3	0.5	1	30°	1	15°	0.32	0.3097	2.5	0.589	-
4	0.5	1	35°	1	15°	0.32	0.3097	10	0.493	-
5	0.5	1	35°	1	15°	0.32	0.3097	11.5	0.493	4.931

(1) 入土長度檢核

依基準規定，板樁入土長度須滿足下式

$$S.F. \leq \frac{M_p}{M_a}$$

$$\dots\dots\dots(3)$$

式中

S.F.：安全係數（常時 1.5，地震時 1.2）

M_p ：被動土壓力對拉桿裝設點之力矩

M_a ：主動土壓力與殘留水壓力對拉桿裝設點之力矩

以 Excel 試算軟體檢核，在地表加速度 $K_h=0.16$ 的狀況下，各土層土壓力如表 5 及圖 8 所示、各土層對錨碇拉桿之力矩如表 6 所示，驗證結果安全係數為 1.94，如 4 式所示，大於規範要求之 1.2，故板樁入土長度足夠。

表 5 各土層土壓力計算表($K_h=0.16$)

各層主動土壓值 (t/m)		各層被動土壓值 (t/m)		土層厚度 H_i (m)	各層主動土壓力 $= \frac{p_{ai1} + p_{ai2}}{2} \times \text{土層厚度}$		各層被動土壓力 $= \frac{p_{pi1} + p_{pi2}}{2} \times \text{土層厚度}$	
P_{a11}	0.201			1.71	P_{a1}	1.46 (t)		
P_{a12}	1.507							
P_{a21}	2.135			3.39	P_{a2}	10.51 (t)		
P_{a22}	4.065							
P_{a31}	4.065			2.5	P_{a3}	11.94 (t)		
P_{a32}	5.489							
P_{a41}	3.914			10	P_{a4}	62.96 (t)		
P_{a42}	8.678							
P_{a51}	8.678	P_{p11}	2.145	11.5	P_{a5}	131.30 (t)	P_{p1}	339.613 (t)
P_{a52}	14.157	P_{p12}	56.918					

表 6 各土層對錨碇拉桿力矩計算表($K_h=0.16$)

P_{ai} (t) ①	與拉桿距離 (m) ②	$M_{ai} = ① \times ②$ (t-m)	P_{pi} (t) ③	與拉桿距離 (m) ④	$M_{pi} = ③ \times ④$ (t-m)
1.46	0.43	0.62			
10.51	2.08	21.87			
11.94	4.91	58.66			
62.96	11.73	738.54			
131.30	22.31	2929.26	339.61	23.63	8024.19

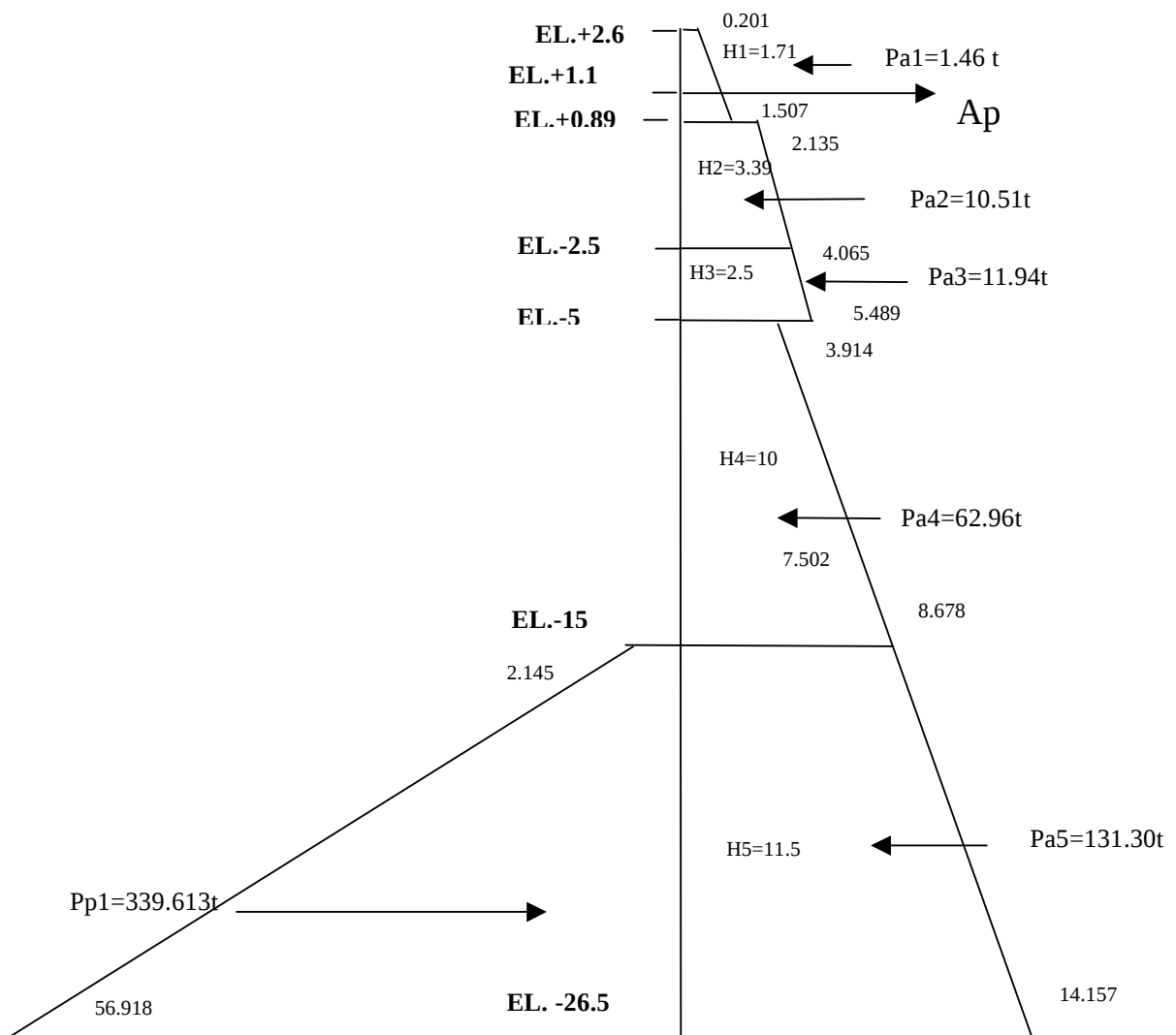


圖 8 板樁土壓示意圖($K_h=0.16$)

殘留水壓對拉桿之力矩 (Rwm)

$$\begin{aligned} Rwm &= 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r * 2/3 + 1.1 - 0.89) + r_w * h_r * (h_w + H_5) \\ &\quad * ((h_w + H_5) / 2 + 1.1 - 0.45) \\ &= 167.54 \text{ t-m} \end{aligned}$$

動水壓對拉桿之力矩 (Dwm)

$$\begin{aligned} Dwm &= 7/12 * K_{h1} * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 1.1 - 0.45) \\ &= 7/12 * 0.16 * 1 * 15.45^2 * (3/5 * 15.45 + 1.1 - 0.45) \\ &= 221.01 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$S.F. = \frac{M_{p1}}{M_{a2} + M_{a3} + M_{a4} + M_{a5} + Rwm + Dwm - M_{a1}} = 1.94 \dots\dots\dots (4)$$

(2)主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

依基準規定作用於板樁之最大彎矩，係假設板樁為以拉桿裝設位置及海底面為支承之簡支樑，而以海底面以上之土壓力、動水壓力及殘留水壓力為載重，如圖 9 所示，來計算錨碇力 (Ap)，進而求取主鋼板樁之最大彎矩。經由 Excel 試算軟體計算，板樁錨碇力為 99 噸，小於容許最大拉力 100.8 噸。最大彎矩發生在距板樁頂點 10.7 公尺處的彎矩 241.25 噸-公尺，小於容許最大彎矩 $0.6 * f_y * z * 1.3 = 241.77$ 噸-公尺。

$$A_p = \frac{P_{am} + R_{wm} + D_{wm}}{16.1} = 47.94t$$

$$A_p * \text{鋼索間距} = 47.94 * 2.065$$

$$= 99t < 50.4 * 2 \text{ (採用 2 支 F130T 之拉桿)} = 100.8t \quad (\text{O.K.})$$

經由 Excel 軟體運算得最大彎矩發生在距板樁頂點 10.7 公尺處。
 $M_{\max} = 241.25 \text{ 公噸-公尺} < 0.6 * f_y * z * 1.3 = 0.6 * 3600 * 8610 * 1.3$
 $= 241.77 \text{ 公噸-公尺} \quad (\text{O.K.})$

(3) 錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

本研究依據張有麟單樁橫向承載力理論來檢核錨碇板樁之最大彎矩與入土長度。

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} \dots\dots\dots (5)$$

其中

T：作用於樁頭之橫向力

$$\beta：樁變形因素，\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \times B}{4EI}}$$

k_h ：橫向地盤反力係數， $k_h = 0.15N$

B：樁寬

EI：基樁之撓曲剛度

N：標準貫入試驗值

由鑽探資料得知道錨碇樁頭之土層標準平均貫入試驗值約為 5，所以 $k_h = 0.15N = 0.75$ ，又 B 以 100 公分代入， $E = 2100000$ ， $I = 45320$ ，代入得 $\beta = 0.0038$

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} = 0.322 \frac{47.94 \times 1000}{0.0038} = 4120416 = 41.20 \quad t-m$$

$$0.6 \cdot f_y \cdot Z \cdot 1.3 = 0.6 \cdot 3200 \cdot 2600 \cdot 1.3 = 64.9 t-m > 41.20 t-m \quad (\text{O.K.})$$

入土錨碇鋼板樁長 $L_m = \pi/\beta$ ，由圖 6 斷面圖所示錨碇鋼板樁長 11.5 公尺，依下式檢核結果顯示長度足夠。

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 8.38 \, m < 11.5 \, m \quad (\text{O.K.})$$

(4) 錨碇距離 (D) 檢核

藉由圖 7 可得各土層之 ϕ 值，由部頒碼頭設計基準可查得各土層的主動與被動破壞角如表 7 所示。則錨碇最短距離長度如下式計算得 24.4 公尺，現況錨碇距離 38.1 公尺足夠。

表 7 地表加速度 $K_h=0.16$ 各土層主動與被動破壞角

土層	ϕ	ξ_{ai}	ξ_{pi}
1	30°	48°	-
2	30°	36°	16.5°
3	30°	36°	-
4	35°	42°	-

$$D = H_4 * \cot \zeta_{a4} + H_3 * \cot \zeta_{a3} + H_2 * \cot \zeta_{a2} + 0.21 * \cot \zeta_{a1} + (L_m/3) * \cot \zeta_{p2}$$

$$= 28.9 \, m < 38.1 \, m \quad (\text{O.K.})$$

四、考慮背填土壤發生液化

本小節針對板樁式碼頭地震力作用下考慮背填土壤發生液化，以圖 7 所示的各土層參數，配合部頒碼頭設計基準，依據圖 1 之評估流程評估結果，碼頭之耐震能力為承受水平震度 $K_h=0.12$ 之地震力。相關檢核過程說明如下：

依據本所賴聖耀本土化液化潛能評估理論，以 GIS 軟體模擬該碼頭後線鑽孔深度之液化機率顯示，如圖 10 所示，在地震規模 $M=6.5$ ，地表加速度 $PGA=0.12g$ 的條件下，高程-2.5~-5 公尺之土層已發生液化。

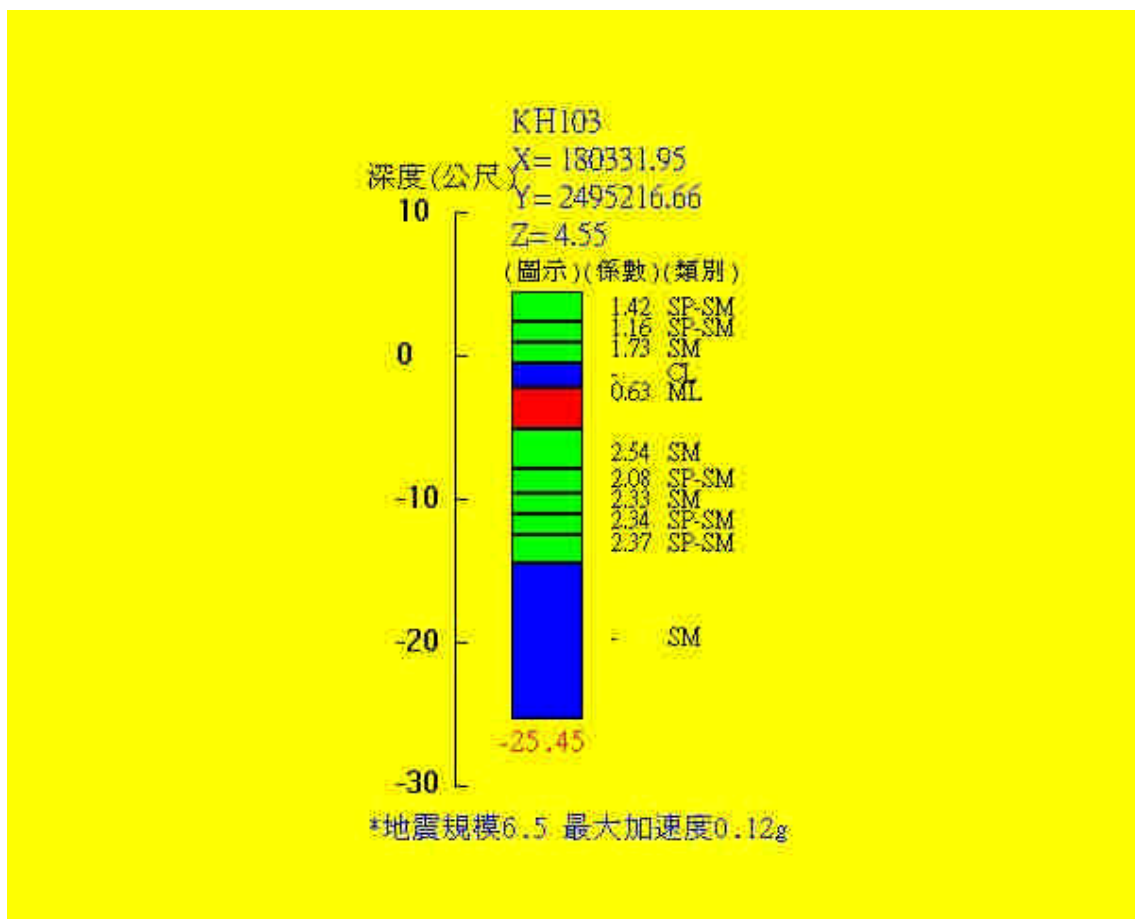


圖 10 碼頭鑽孔深度之液化機率

1. 主鋼板樁檢核

(1) 入土長度檢核

以 Excel 試算軟體檢核，在地表加速度 $K_h=0.12$ 的狀況下，各土層土壓力如表 8 及圖 11 所示、各土層對錨碇拉桿之力矩如表 9 所示，驗證結果安全係數為 2.5，如 6 式所示，大於規範要求之 1.2，故板樁入土長度足夠。

表 8 各土層土壓力計算表($K_h=0.12$)

各層主動土壓值 (t/m)		各層被動土壓值 (t/m)		土層厚度 H_i (m)	各層主動土壓力 $= \frac{p_{ai1} + p_{ai2}}{2} \times \text{土層厚度}$		各層被動土壓力 $= \frac{p_{pi1} + p_{pi2}}{2} \times \text{土層厚度}$	
P_{a11}	0.185			1.71	P_{a1}	1.35 (t)		
P_{a12}	1.388							
P_{a21}	1.784			3.39	P_{a2}	8.78 (t)		
P_{a22}	3.397							
P_{a41}	3.230			10	P_{a4}	52.28 (t)		
P_{a42}	7.226							
P_{a51}	7.226	P_{p11}	2.235	11.5	P_{a5}	109.53 (t)	P_{p1}	367.63 (t)
P_{a52}	11.822	P_{p12}	61.701					

表 9 各土層對錨碇拉桿力矩計算表($K_h=0.12$)

P_{ai} (t) ①	與拉桿距離 (m) ②	$M_{ai} = ① \times ②$ (t-m)	P_{pi} (t) ③	與拉桿距離 (m) ④	$M_{pi} = ③ \times ④$ (t-m)
1.35	0.43	0.57			
8.78	2.08	18.27			
52.28	11.74	613.65			
109.53	22.31	2443.78	367.63	23.63	8688.16

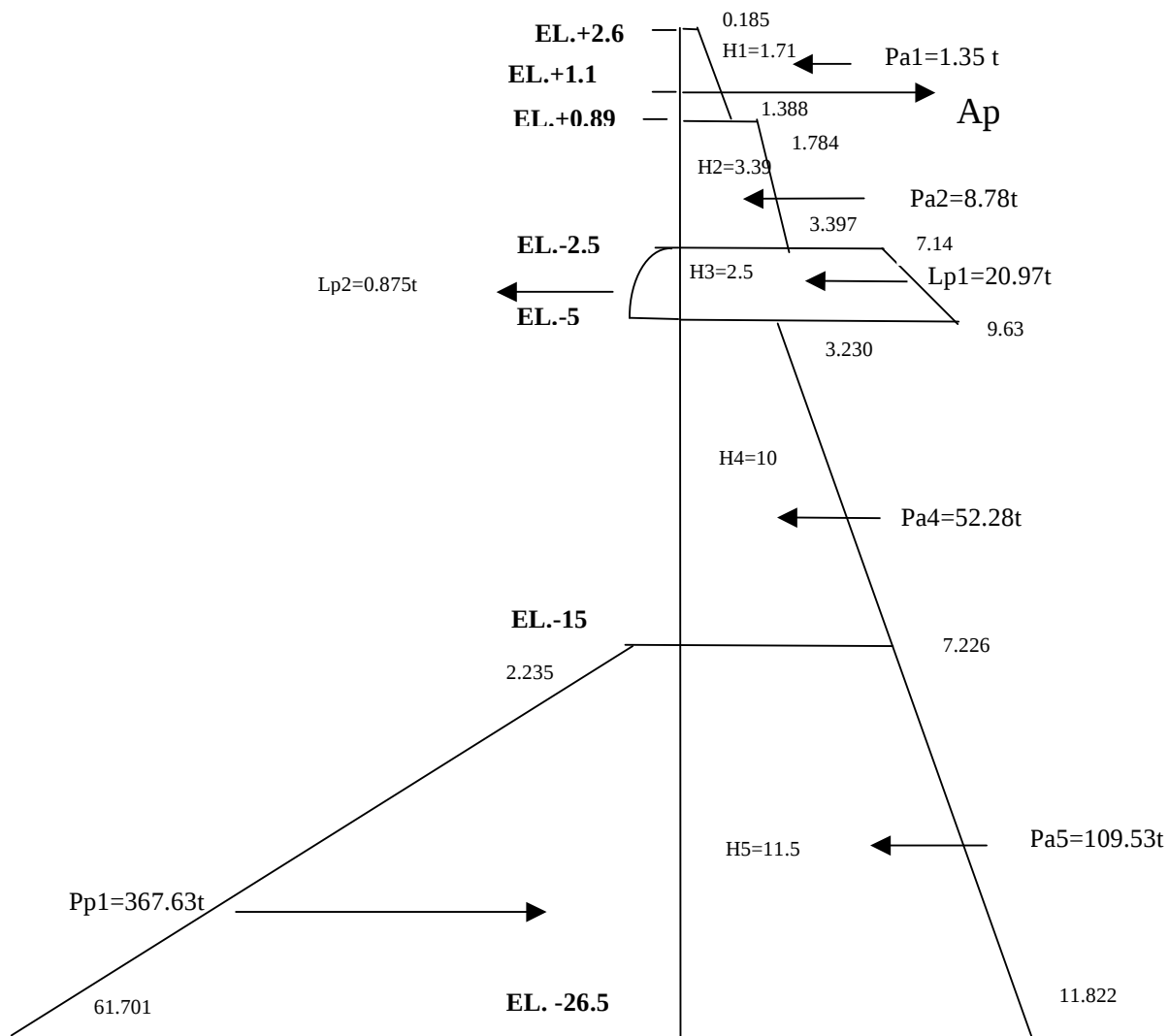


圖 11 板樁土壓示意圖($K_h=0.12$)

液化土層之側壓力

=液化之超額孔隙水壓力(Lp1)+液化時之動流體壓力(Lp2)

液化時之超額孔隙水壓力 (Lp1=土壤之有效總應力)

$$Lp1_1 = q' + r_1 * H_1 + r_2' * H_2 = 7.14 \text{ t/m}$$

$$Lp1_2 = q' + r_1 * H_1 + r_2' * H_2 + r_3' * H_3 = 9.64 \text{ t/m}$$

$$Lp1 = 0.5 * (Lp1_1 + Lp1_2) * H_3 = 20.97 \text{ t}$$

液化時之動流體壓力(Lp2)

$$Lp2 = 7/12 * K_{h1} * (r_3' + r_w) * H_3 * H_3 = 0.875 \text{ t}$$

液化土層對拉桿之力矩 (Lpm)

$$Lpm = Lp1 * (((Lp1_1 + 2 * Lp1_2) / (Lp1_1 + Lp1_2)) * H_3 / 3 + H_2 + 0.21) \\ + Lp2 * (3/5 * H_3 + H_2 + 0.21) = 107.48 \text{ t-m}$$

殘留水壓對拉桿之力矩 (Rwm)

$$Rwm = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r * 2/3 + 0.21) + r_w * h_r * (h_w + H_5) \\ * ((h_w + H_5) / 2 + 0.65) \\ = 167.54 \text{ t-m}$$

動水壓對拉桿之力矩 (Dwm)

$$Dwm = 7/12 * K_{h1} * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 0.65) \\ = 7/12 * 0.12 * 1 * 15.45 * 15.45 * (3/5 * 15.45 + 0.65) \\ = 165.76 \text{ t-m}$$

$$S.F. = \frac{M_{p1}}{M_{a2} + Lpm + M_{a4} + M_{a5} + Rwm + Dwm - M_{a1}} = 2.5 \dots\dots\dots (6)$$

(2)主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

背填主動土壓力對 A 鉸點之力矩(Pam)

$$\begin{aligned} Pam &= P_{a1} * (((2 * P_{a11} + P_{a12}) / (P_{a11} + P_{a12})) * H_1 / 3 + H_2 + H_3 + H_4) + \\ &\quad P_{a2} * (((2 * P_{a21} + P_{a22}) / (P_{a21} + P_{a22})) * H_2 / 3 + H_3 + H_4) + \\ &\quad LP1 * (((2 * LP1_1 + LP1_2) / (LP1_1 + LP1_2)) * H_3 / 3 + H_4) + \\ &\quad LP2 * (2/5 * H_3 + H_4) + P_{a4} * ((2 * P_{a41} + P_{a42}) / (P_{a41} + P_{a42})) * H_4 / 3 \\ &= 617.73 \text{ t-m} \end{aligned}$$

殘留水壓對 A 鉸點之力矩 (Rwm)

$$Rwm = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r / 3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w = 54.02 \text{ t-m}$$

動水壓對 A 鉸點之力矩 (Dwm)

$$\begin{aligned} Dwm &= 7/12 * K_{h1} * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w) \\ &= 7/12 * 0.12 * 1 * 15.45^2 * (2/5 * 15.45) \\ &= 103.26 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$Ap = \frac{Pam + Rwm + Dwm}{16.1} = 48.14 \text{ t}$$

$$Ap * \text{鋼索間距} = 48.14 * 2.065$$

$$= 99.40 \text{ t} < 50.4 * 2 \text{ (採用 2 支 F130T 之拉桿)} = 100.8 \text{ t} \quad (\text{O.K.})$$

經由 Excel 軟體運算得最大彎矩發生在距板樁頂點 9.8 公尺處。
 $M_{max} = 224.64 \text{ 公噸-公尺} < 0.6 * f_y * z * 1.3 = 0.6 * 3600 * 8610 * 1.3$
 $= 241.77 \text{ 公噸-公尺} \quad (\text{O.K.})$

2. 錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

由於錨碇之土層已液化，由公路橋樑耐震設計規範規定，其土壤參數要做適當的折減，依據賴聖耀本土化液化潛能評估理論分析的結果，液化土層之抗液化安全係數（ F_L ）值為 0.63，如圖 10 所示，液化土層距地表面之深度介於 5.1~7.6 公尺間，查得其土壤參數折減係數（ D_E ）為 0.333，所以依其設計資料顯示，該土層之標準貫入試驗值為 5，經折減後為 1.7，所以 $k_h=0.15N=0.25$ ，又 B 以 100 公分代入， $E=2100000$ ， $I=45320$ ，代入得 $\beta=0.00285$ 。

$$M_{\max} = 0.322 \frac{48.14 * 1000}{0.00285} = 5446349 = 54.46 \quad t - m$$

$$0.6 * f_y * Z * 1.3 = 0.6 * 3200 * 2600 * 1.3 = 64.90 \text{ t-m} > 54.46 \text{ t-m} \quad (\text{O.K.})$$

入土錨碇鋼板樁長 $L_m = \pi / \beta$ ，由圖 6 斷面圖所示錨碇鋼板樁長 11.5 公尺，依下式檢核結果顯示長度足夠。。

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 11.03m < 11.5m \quad (\text{O.K.})$$

3. 錨碇距離（D）檢核

由於第三層之土層液化， ϕ 值需折減，故 ϕ 值由 30° 折減為 10° ，經碼頭設計基準可查得各土層地震力作用下的主動與被動破壞角如表 10 所示（由於基準之土壓係數表 ϕ 值最低為 22° ，故液化層之主動與被動土壓破壞角以 $\phi=22^\circ$ 之值概算）。則錨碇最短距離長度如下式計算得 28.44 公尺，現況錨碇距離 38.1 公尺足夠。

表 10 地表加速度 $K_h=0.12$ 各土層主動與被動土壓破壞角

土層	ϕ	ξ_{ai}	ξ_{pi}
1	30°	50.2°	-
2	30°	42.4°	18°
3	22°	31.7°	-
4	35°	47.5°	-

$$D = H_4 * \cot\alpha_{a4} + H_3 * \cot\alpha_{a3} + H_2 * \cot\alpha_{a2} + 0.21 * \cot\alpha_{a1} + (L_m/3) * \cot\alpha_{p2}$$

$$= 28.4 \text{ m} < 38.1 \text{ m} \quad (\text{O.K.})$$

五、小結

經由第 3 節及第 4 節之評估結果，不考慮背填土壤發生液化，碼頭之耐震能力能承受水平震度 $K_h=0.16$ 之地震力，但若考慮背填土壤發生液化，碼頭之耐震能力降為能承受水平震度 $K_h=0.12$ 之地震力，顯示背填土壤是否發生液化，對碼頭之耐震能力有很大的影響。

此外，參考建築物耐震設計規範之規定，86 年版規範中工址水平加速度係數 Z 需大於 $0.4 S_{DS}$ (工址短週期設計水平譜加速度係數) 之要求。其中 $S_{DS} = F_a \times S_S^D$ ，因本案例碼頭背填土壤之平均標準貫入試驗值 $\bar{N} < 15$ ，查該基準之附表屬第三類地盤(軟弱地盤)，又該碼頭位於高雄市前鎮區，查得 S_S^D 為 0.5、 F_a 為 1.2，經計算得 $S_{DS}=0.6$ ，故工址水平加速度係數 Z 需大於 0.24，而 $K_h=0.5 \times Z=0.12$ ，故本案例碼頭之耐震能力尚能符合新基準的要求。

本研究僅考慮水平震度，若將垂直震度(取 $K_v=0.5 \times K_h$)的影響納入考量，經分析碼頭之耐震能力降為水平震度 $K_h=0.116$ 。

附錄二

棧橋式碼頭耐震功能性評估

棧橋式碼頭耐震功能性評估

所謂構造物之功能設計，簡單而言，即設計時不僅考慮構造物之安全，更考慮其所應具備之功能，其與目前設計法之不同在於設計時即應設定其在不同狀態時所應滿足的功能，同時在設計後應再去檢核其是否滿足所要求之功能；而與此相對應的現行設計法，如以港灣構造物之耐震設計法為例，構造物係依設計基準之震度所代表之地震，去檢討力之平衡，在能確保所要之安全率下決定構造物之尺寸，並未明確規定耐震功能目標，因此在超過設計震度之地震發生時，此構造物是否還具備原有之功能？以目前之設計法是無法回答的。

因我國港灣構造物設計基準尚未訂定相關功能性設計的相關規定與分析方法，故本章參考 ATC-40 所提出的耐震功能性評估法，來評估高雄港 120 號棧橋式碼頭之功能性。其中地震力部分，參考建築物耐震設計規範所提供之設計地震力，主要是以迴歸期 475 年的地震水準為功能目標，功能性等級則參考國際航海協會(PIANC)建議之分類，分為等級 I 可使用、等級 II 可修復、等級 III 接近崩塌破壞與等級 IV 崩塌破壞四個部分，來進行檢核評估。茲說明如下：

一、碼頭基本資料

碼頭基本資料包括碼頭結構形式、一般條件、自然條件、材料條件等基本設計資料。

1. 結構形式

本案例為斜樁棧橋式碼頭，碼頭標準斷面圖如圖 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，垂直鋼管樁尺寸為直徑 81.28 公分，厚 9.5 公分，長度分別為 3,000 公分及 3,200 公分，斜樁直徑 81.28 公分，厚 12 公分，鋼管樁長 3,600 公分。

M.W.L. EL.+0.75m

M.L.W.L. EL.+0.45m

地質： $\bar{N} = 11.5$

(3)超載

平時：4 (t/m²)

地震時：2 (t/m²)

(4)單位重

鋼筋混凝土 2.45 t/m²

(6)容許應力

混凝土

鋼筋混凝土 $f_c' \geq 210 \text{ kg/cm}^2$

純混凝土 $f_c' \geq 175 \text{ kg/cm}^2$

容許應力根據 ACI 鋼筋混凝土設計相關規範地震、颱風、船舶靠岸時容許值增加 1/3。

鋼筋 $f_a = 1,410 \text{ kg/cm}^2$

$f_a = 2,810 \text{ kg/cm}^2$

地震、颱風、船舶靠岸時上述容許值增加 1/3。

構造用鋼管樁

軸向拉應力 $\sigma_a = 1,400 \text{ kg/cm}^2$

軸向壓應力 $0 < 1/r < 110 \quad \sigma_a = 1,300 - 0.06(1/r)^2 \text{ kg/cm}^2$

$1/r > 110 \quad \sigma_a = 7,200,000/(1/r)^2 \text{ kg/cm}^2$

彎曲應力 $\sigma_a = 1,300 \text{ kg/cm}^2$

剪應力	$\sigma_a = 800 \text{ kg/cm}^2$
彈性模數	$E_s = 2.14 \times 10^6$
斷面性質	$A(\text{垂直樁}) = 239.746 \text{ cm}^2$, $I(\text{垂直樁}) = 193,409.39 \text{ cm}^4$, $Z(\text{垂直樁}) = 6,130.55 \text{ cm}^3$ $A(\text{斜樁}) = 301.895 \text{ cm}^2$, $I(\text{斜樁}) = 242,053 \text{ cm}^4$, $Z(\text{斜樁}) = 7,695.94 \text{ cm}^3$

地震、颱風、船舶靠岸時，上項容許值增加 1/2。

二、耐震功能性評估

本節參考 ATC-40 的耐震評估法，利用結構分析軟體 SAP2000 建立碼頭模型，同時考慮碼頭與土壤的互制效應，進行推覆分析，參考建築物耐震設計規範求得迴歸期 475 年設計地震震區短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數，以繪製結構物地震需求反應譜，將容量曲線及結構物地震需求反應譜轉成 ADRS 格式為容量震譜及需求震譜，並考慮結構物進入非線性後，所產生之等效阻尼，可折減地震需求震譜，反覆迭代後可求得碼頭在不同地震需求下之功能績效點，並探討碼頭是否滿足使用需求，其評估流程圖如圖 2 所示，說明如下。

1. 建立模型

依據碼頭斷面圖及相關基本資料，建立分析模型如圖 3 所示，土壤彈簧(Link)參數設定如圖 4 所示，塑性鉸(Hinge)之性質設定因本研究案例為鋼管樁，故引用 SAP2000 之預設塑鉸，其中直樁採用 M3 塑鉸，如圖 5 所示，斜樁採用 P 塑鉸，如圖 6 所示，樁塑性鉸(Hinge)位置設定如圖 7 所示。

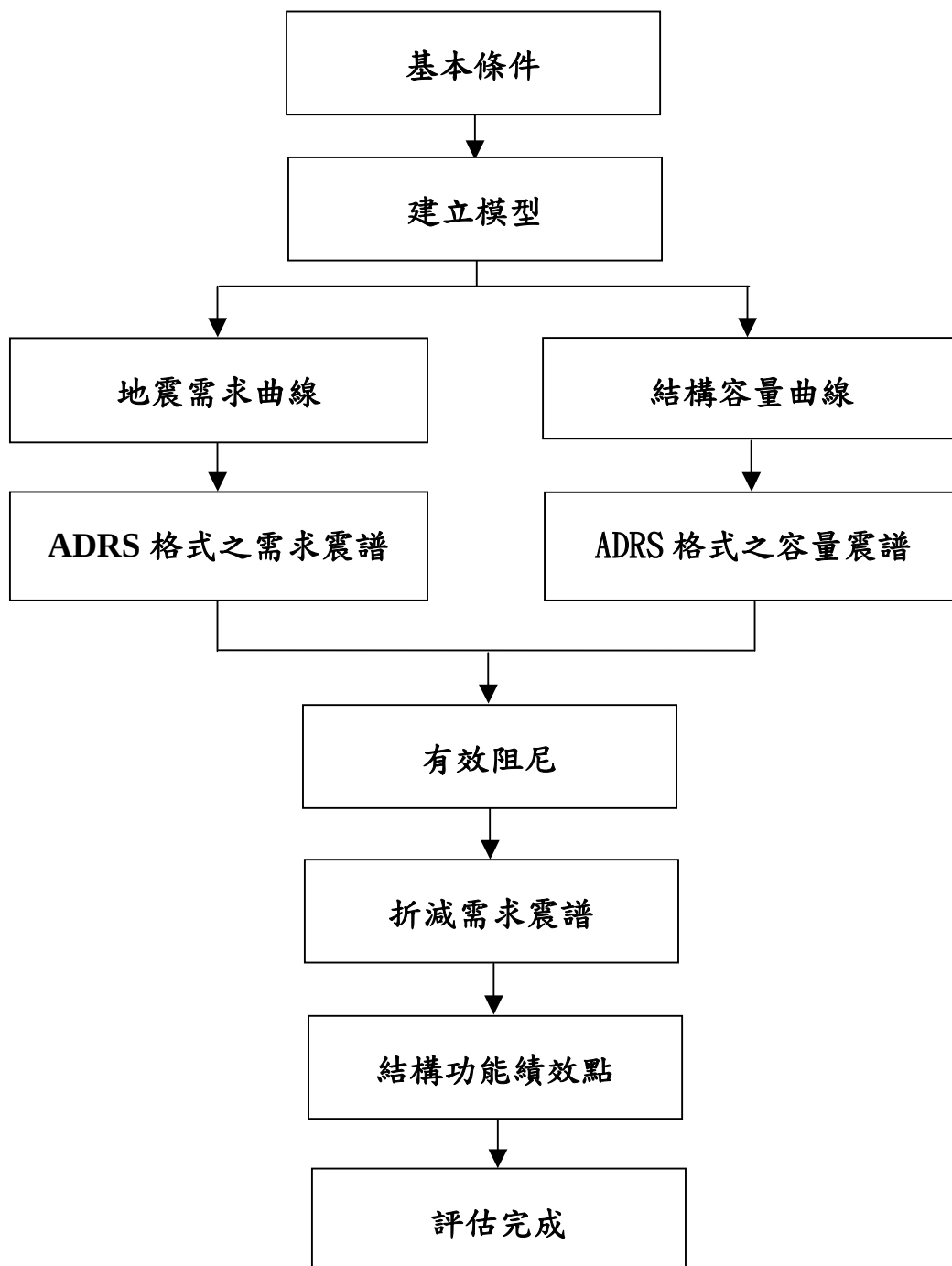


圖 2 棧橋式碼頭耐震功能性評估流程圖

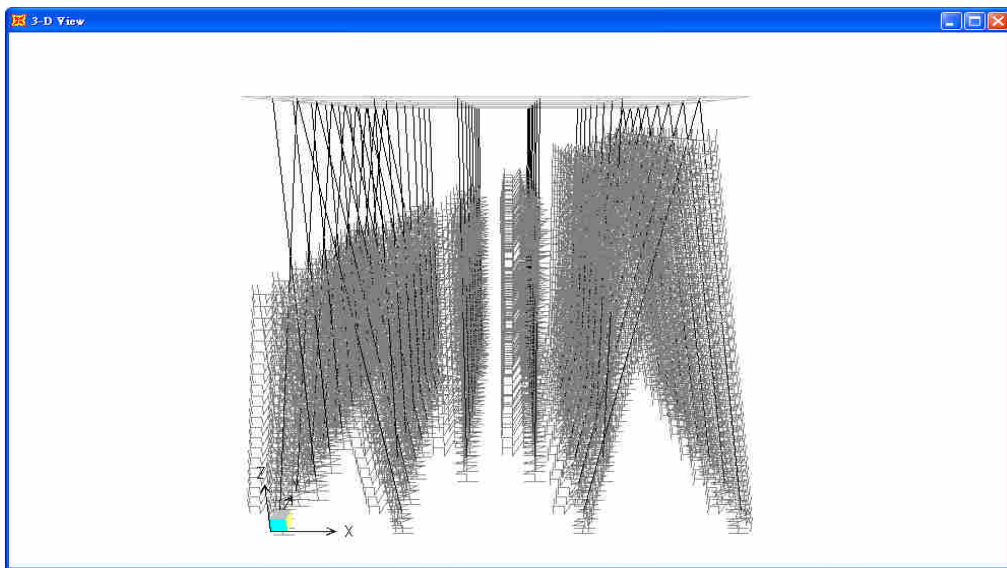


圖 3 棧橋式碼頭之 SAP2000 分析模型

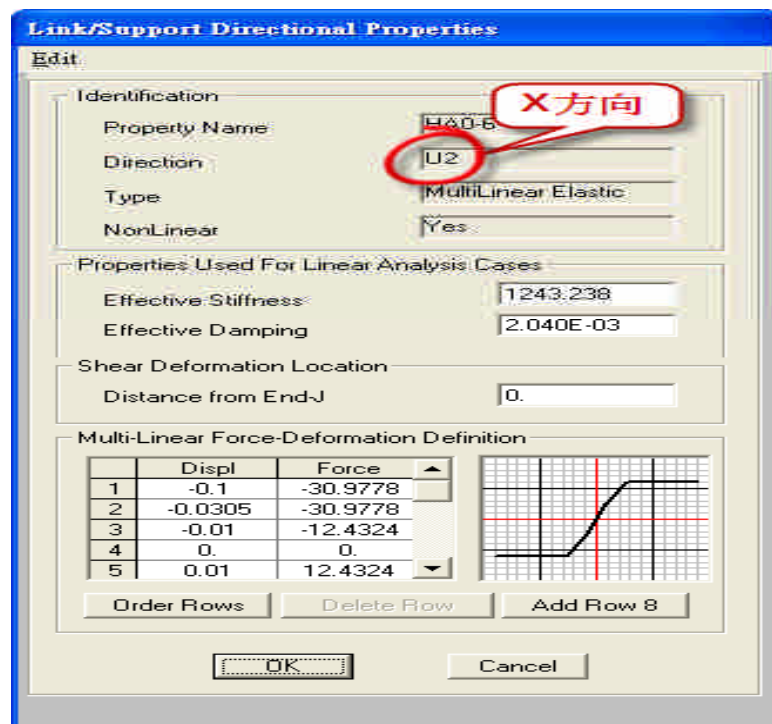


圖 4 土壤彈簧(Link)X 方向之示意圖

Frame Hinge Property Data for M3 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-8
D-	-0.2	-6
C-	-1.25	-6
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.25	6
D	0.2	6
E	0.2	8

☒ Symmetric

Type

☒ Moment - Rotation

☐ Moment - Curvature

Hinge Length

☐ Relative Length

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

☒ Use Yield Moment

Moment SF

☒ Use Yield Rotation (Steel Objects Only)

Rotation SF

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

☒ Immediate Occupancy

2.

☒ Life Safety

4.

☒ Collapse Prevention

6.

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

圖 5 直樁塑性鉸(Hinge)性質設定示意圖

Frame Hinge Property Data for P - Axial P

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	-0.2	-8
D-	-0.2	-6
C-	-1	-6
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1	6
D	0.2	6
E	0.2	8

☒ Symmetric

Type

☒ Force - Displacement

☐ Stress - Strain

Hinge Length

☐ Relative Length

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Scaling for Force and Disp

☒ Use Yield Force

Force SF

☒ Use Yield Disp (Steel Objects Only)

Disp SF

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

☒ Immediate Occupancy

2.

☒ Life Safety

4.

☒ Collapse Prevention

6.

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

圖 6 斜樁塑性鉸(Hinge)性質設定示意圖

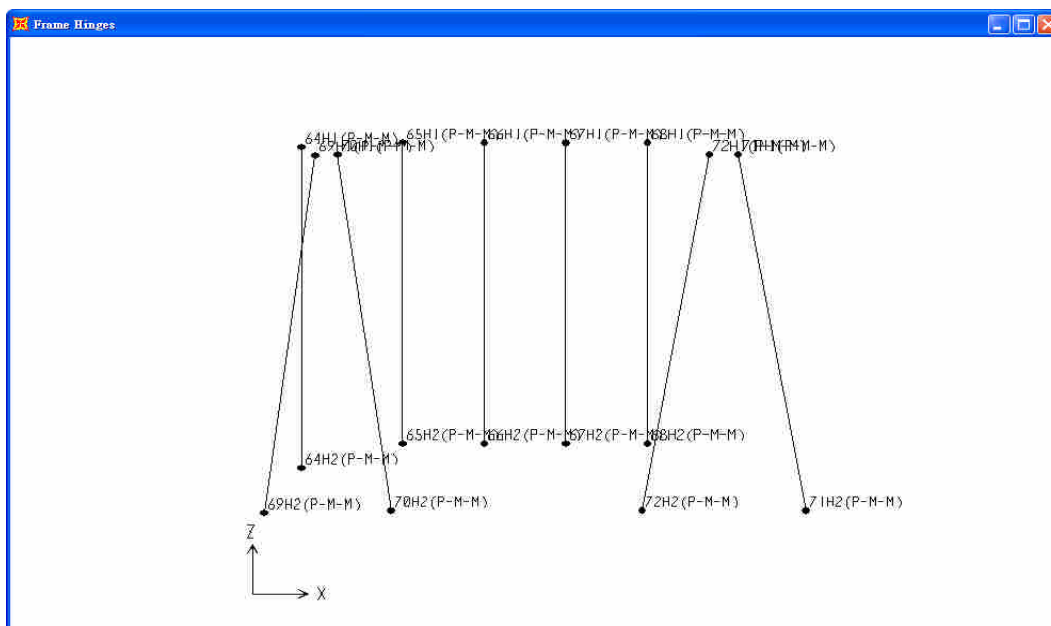


圖 7 鋼管樁塑性鉸(Hinge)位置設定示意圖

2. 碼頭容量震譜

本案例使用 SAP 2000 結構分析軟體進行非線性推覆分析 (Pushover Analysis)，若分析中已含動力模態分析如圖 8 所示，可選擇第一振態或第二震態來進行推覆分析，本案例分析以 X 方向(陸側方向)進行推覆如圖 9 所示，再經由 ADRS 格式轉換後，可得碼頭在 X 方向(陸側方向)地震力作用下之容量曲線如圖 10 所示。

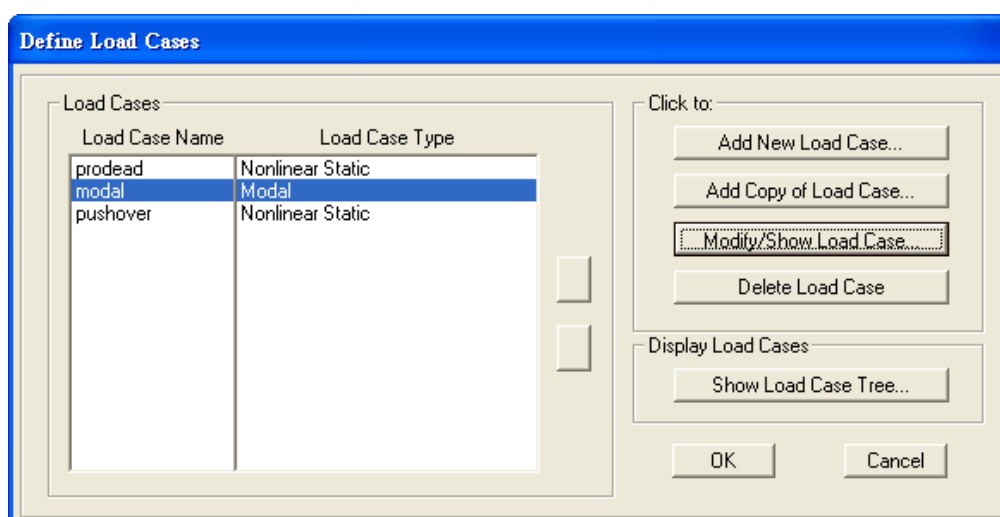


圖 8 動力模態分析

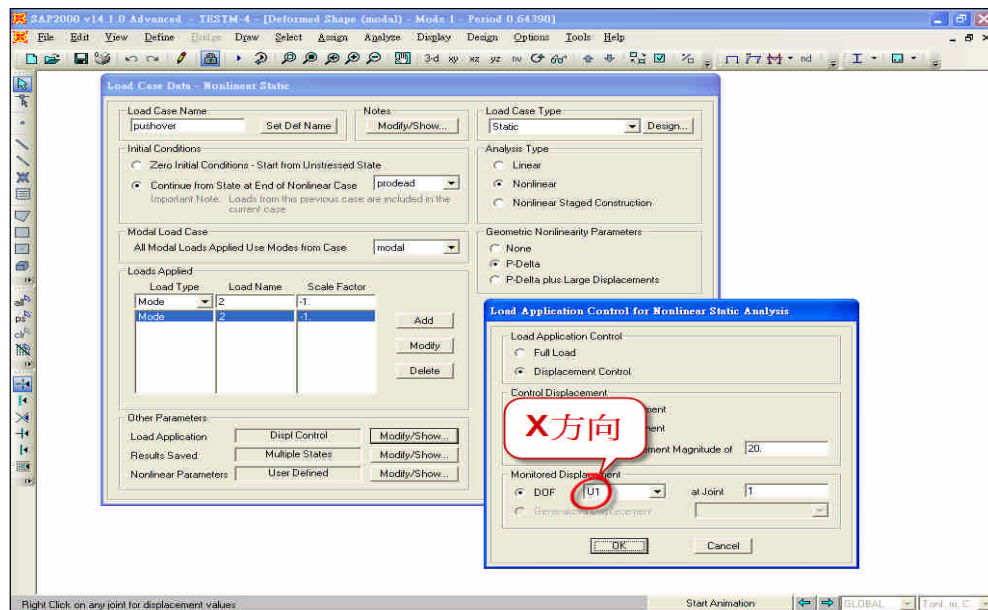


圖 9 X 方向(陸側方向)進行推覆

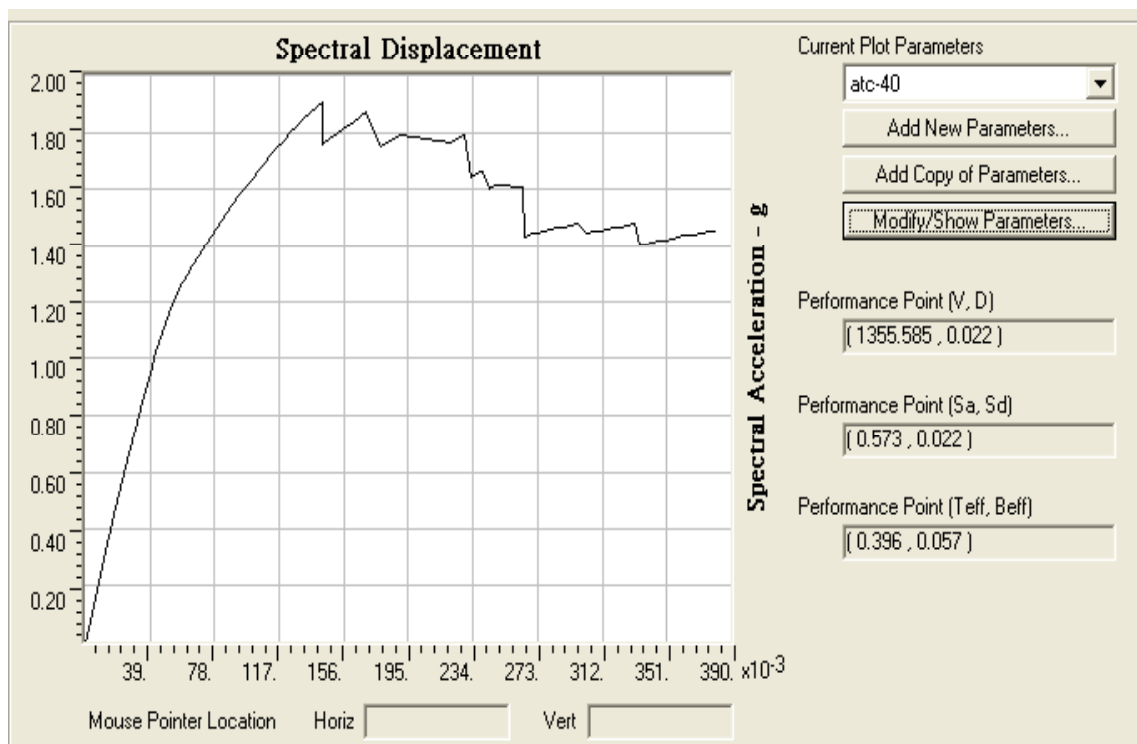


圖 10 經由 ADRS 格式轉換後之碼頭的容量震譜

3. 建立工址地震需求震譜

本研究參考建築物耐震設計規範之臺灣地區震區短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 S_S^D 與 S_1^D ，因本案例工址位於高雄市旗津區，查得 $S_S^D = 0.5$ 以及 $S_1^D = 0.35$ ，考慮震區工址之地盤效應，依其工址之平均 SPT $N=11.5$ ，由建築物耐震設計規範之地盤分類表屬第三類地盤（軟弱地盤），並查得短週期結構之工址放大係數 $F_a = 1.2$ 以及長週期結構之工址放大係數 $F_v = 1.7$ ，依下式計算 S_{DS} 與 S_{D1} ，

$$S_{DS} = F_a \cdot S_S^D = 1.2 \times 0.5 = 0.6$$

$$S_{D1} = F_v \cdot S_1^D = 1.7 \times 0.35 = 0.595$$

於近斷層效應中本案例工址位於高雄市旗津區，查建築物耐震設計規範並無近斷層效應影響，所以不考慮近斷層效應，直接利用 S_{DS} 與 S_{D1} 依下式計算短週期與中、長週期的分界點 T_0^D ，

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.595}{0.6} = 0.9917$$

由 S_{DS} 、 S_{D1} 以及 T_0^D 可求得迴歸期為 475 年地震水準之彈性設計反應譜，再經由式 (1) 轉換成 ADRS 格式可得迴歸期 475 年地震水準之地震需求震譜，如圖 11 所示。

$$S_d = \left(\frac{T^2}{4\pi^2} \right) \cdot S_a \dots\dots\dots (1)$$

T = 週期(cycle)

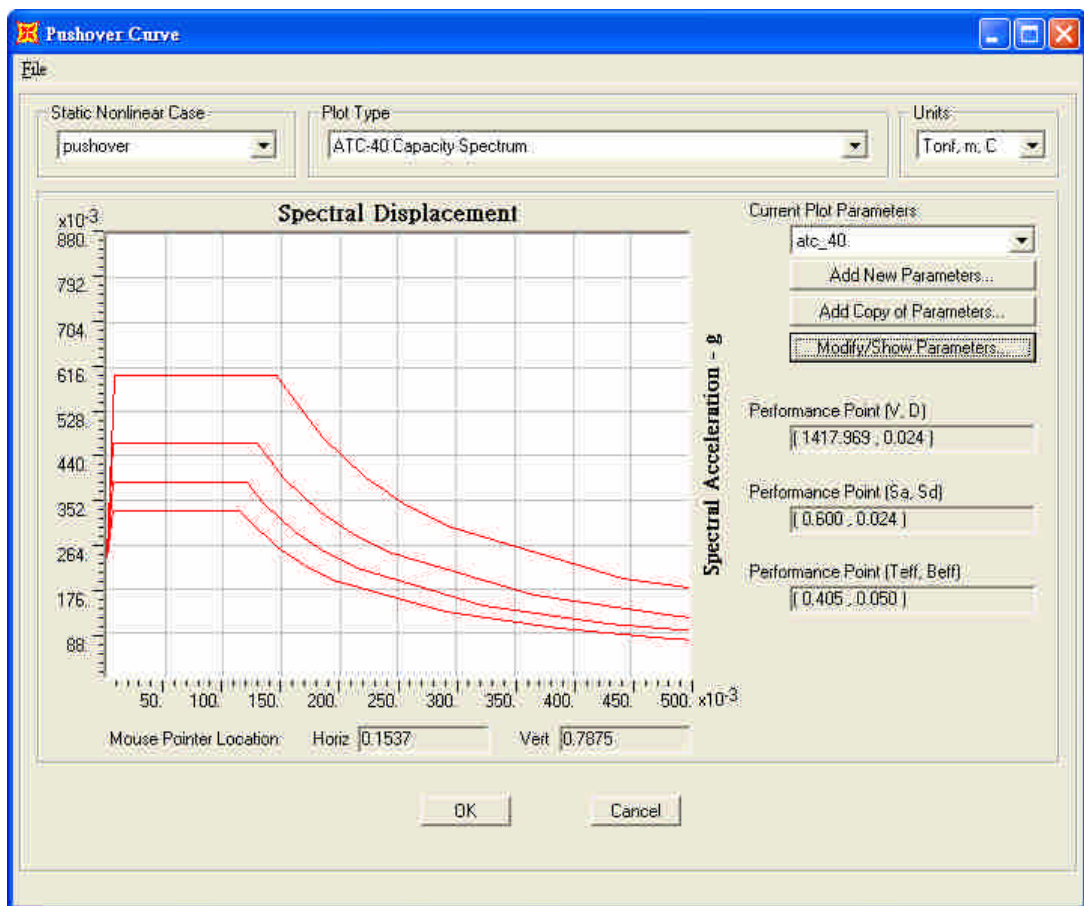


圖 11 迴歸期 475 年地震水準之地震需求震譜

4. 功能績效點

將容量曲線及彈性反應譜繪製於 ADRS 格式，並考慮碼頭進入非線性後所產生的等效阻尼，可折減彈性反應譜，反覆迭代後，可求得迴歸期 475 年地震水準所對應的結構耐震功能績效點，如表 1 及圖 12 所示。

表 1 結構耐震功能績效點

迴歸期	S_a	S_d	T_{eff}	β_{eff}
475 年	0.573	0.022	0.396	0.057

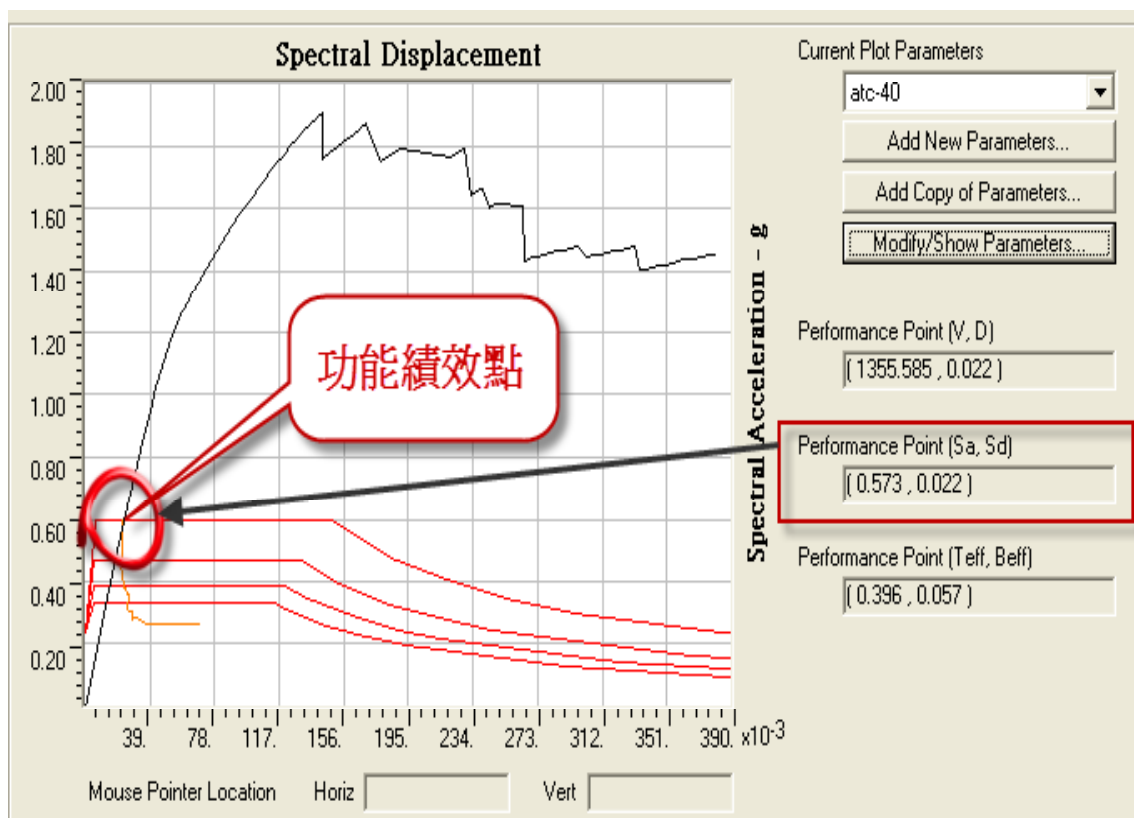


圖 12 迴歸期 475 年地震水準結構耐震功能績效點

本案例使用 SAP 2000 結構分析軟體進行推覆分析(Pushover)，其分析結果可得高雄港 120 號碼頭之容量曲線，如圖 10 所示，再依建築物耐震設計規範查得高雄市旗津區長短週期水平譜加速度係數，考慮地盤效應及近斷層效應，建立高雄市旗津區之迴歸期 475 年地震水準彈性設計反應譜，將容量曲線及彈性設計反應譜轉成 ADRS 格式，當結構進入非線性狀態則會產生有效阻尼，計算其有效阻尼 $\beta_{eff} = 5.7\%$ ，折減其彈性需求震譜，並分析可得迴歸期 475 年地震水準結構耐震功能績效點 $S_d = 0.022m$ 以及 $S_a = 0.573g$ 。

經由評估結果可知，塑性鉸皆由短樁開始產生，如圖 13 所示。

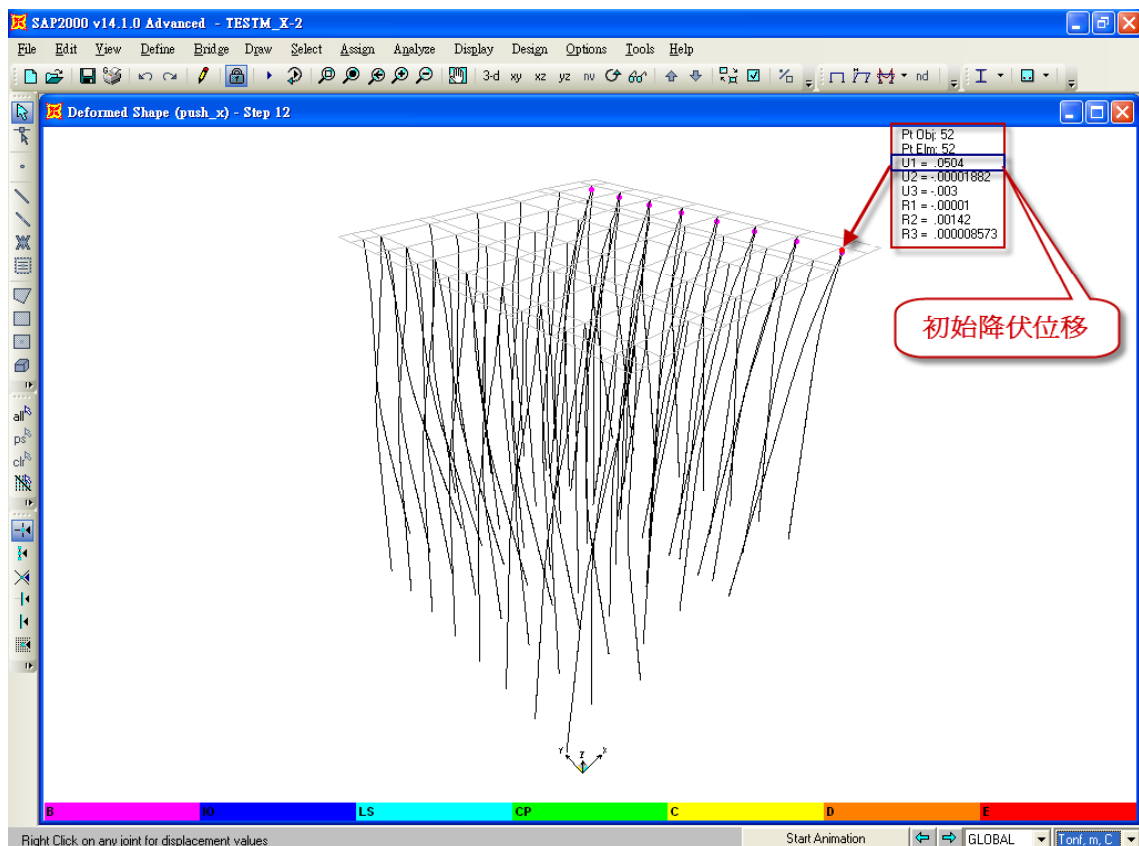


圖 13 棧橋式碼頭地震作用下初始降伏之塑鉸分佈

三、小結

本研究採用 ATC-40 耐震評估法評估高雄港 120 號棧橋式碼頭結果，在迴歸期為 475 年地震力作用下，其結構耐震性能績效點為 $S_d = 0.022\text{m}$ 以及 $S_a = 0.573\text{g}$ ，也就是當本案例之結構物受迴歸期 475 年之地震力，作用於結構物之加速度為 0.573g 並產生 0.022 公尺的位移，依 PIANC 棧橋式碼頭功能性等級(定量)對損壞程度的界定範圍，檢核其功能目標，依據圖 12 研判，可知本案例之功能績效點位於圖 14 中的保持彈性範圍，所以其損壞等級為等級一，依 PIANC 棧橋式碼頭基樁損壞等級之界定，本案例已經達到功能目標等級 S 之目標。

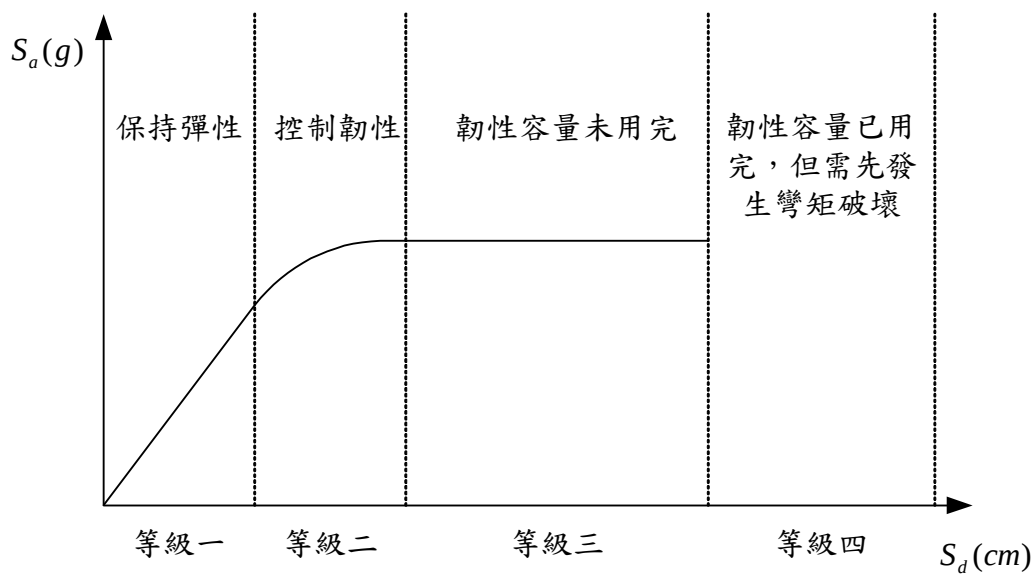


圖 14 棧橋式碼頭基樁損壞等級之界定

因本案例為耐震能力評估，由圖 13 所示其塑鉸皆發生於基樁位置，且由短樁先發生塑鉸，所以棧橋式碼頭之地震力破壞由基樁所控制，上部結構在地震力作用下則不會產生較大的破壞。

附錄三

期末審查意見及辦理情形說明表

期末審查意見及辦理情形說明表

審查委員	審查意見	處理情形
1.成功大學土木系 陳東陽教授	1.本計劃針對港灣地層及碼頭現地作下陷及地下水壓之監測，也包括板樁式與棧橋式碼頭的耐震能力評估。其量測的資料極具相關應用價值，未來可思考如何與外界--包括學界分享量測資料作為後續研究的參考。 2.關於板樁式與棧橋式碼頭耐震能力評估與初步分析評估價值，未來可考慮如何合理評估土壤與結構互制效應，整體而言計畫成果豐碩，本人樂與肯定成果與工程應用價值。	1.感謝審查委員的肯定並參照辦理。 2.感謝審查委員的肯定並參照辦理。
2.中興大學土木系 林炳森教授	1. p1-1 第二段，第(5)點，某港，應說明哪一個港。 2. p2-2 分層地下水壓，如何正規化為地下水位，應說明。 3. p3-6 表 3-3 臺北港，此緯座標應修訂為東經。 4. p3-44，圖 3.37 高雄港共振主頻等值分布圖表示方式應與圖 3.35 臺北港相似。 5. p3-43，表 3-8 高雄港資料，應與表 3-7 臺北港相似。 6. p4-1 地震監測井 4 孔，但	1.參照辦理。 2.為單位換算。 3.已修正。 4.高雄港等值圖採色階圖展示更清礎。 5.參照辦理。 6.因經費關係，水壓計僅設

審查委員	審查意見	處理情形
	水壓計只有 3 孔，應說明。水壓計深度只至 30m，建議可加深。 7. p5-11 臺北港變位配置圖繪清楚。 8. 第六章應考慮垂直地震力係數。 9. 結論與建議應精簡。 10. 文獻在文中應引用，後列文獻應用依規定格式，中文在前。	有 3 孔，如經費許可時可考慮加深。 7. 參照辦理。 8. 已於報告中討論垂直地震力對碼頭耐震能力之影響。 9. 參照辦理。 10. 參照辦理。
3. 海洋大學河海系 曹登皓副教授	1. 資料收集越來越豐富，並做各種不同的分析，具有相當重要的參考性。 2. 建議地震的稱呼謹慎使用與震度有關的稱呼，例如：“輕弱級地震”、“弱震”...等，因為地震分級並無“輕弱級”，在報告中所稱之“弱震”是 3 級以下之地震，因此亦與地震分級不符。 3. RFAS 頻譜比並不清楚與何者相比，p3-22 指出深度 -14m，但在 p3-26 圖 3.15 中標示 14m 不一致。 4. p3-30 與 p3-31 中有“弱震”(3 級以下)與“強震”(五級以上)，為何 4 級後考慮，p3-31 中有土壤非線性反應，如何看出。	1. 感謝審查委員的肯定。 2. 參照辦理。 3. RFAS 頻譜比為地表的傅氏頻譜值除以不同深度傅氏頻譜的值。深度已標示一致。 4. 測站如有 4 級地震資料時，將考慮進行分析比較。P3-31 中土壤有非線性反應，已於圖中及文字中表示。

審查委員	審查意見	處理情形
	5. p5-18 圖 5.18 地表地震儀背景訊號頻譜中達 100Hz 似不必要。 6. 塑性鉸的性質設定如何選定? 7. 請把發表的論文列入參考文獻。	5. 參照辦理。 6. 本研究基樁為鋼管樁，故塑性鉸性質設定引用 SAP2000 的內設值，直樁為彎矩 M3 塑鉸，斜樁為軸力 P 塑鉸，將於報告內補充說明。 7. 參照辦理。
4. 前港研中心副主任李豐博	1. 各港之分層水位監測(如圖 2.4、2.8、2.10、2.12)均顯示 94/9 復測後(94/4~94/9 中斷)有相似性異常提升情形，並檢討其原因與修正。 2. 布袋港之地層下陷(圖 2.7c)在 99/3/4 甲仙地震後，顯著加速，其原因如何應探討說明。 3. 地表最大加速度 PGA 有誤用情形，如表 3-3，p3-3~3-4(式 2-2a~3-1c)及圖 3-4a~3-4c，3.8 中之 PGA 應更改為其他適當之符號或名詞。 4. 正規化最大加速度隨深度變化圖(圖 3-4a~3-4c，3.8)應以平滑曲線表示。 5. 結論之條文敘述應做整合精簡。	1. 依據氣象局各雨量站資料顯示，該時段雨量充沛，因而各港水位監測站之水位亦明顯上升。 2. 參照辦理。 3. 已於報告中修正。 4. 參照辦理。 5. 參照辦理。

附錄四

期末報告簡報資料

港灣地層及碼頭現地監測 之研究(2/2)



- 報告人：陳志芳
- 研究人員：
謝明志、賴瑞應、羅建明、
林玲煥



執行單位：港灣技術研究中心
計畫時程：99.1.1~99.12.31



港區地層及碼頭現地監測(2/2)



- 98年工作(1/2)
 - 維修各港地層下陷監測儀器及量測
 - 維護各港地震監測站儀器及資料彙整
 - 設置板樁式碼頭及維護棧橋碼頭監測系統
- 99年工作(2/2)
 - 下陷監測站維修及定期量測
 - 地震監測站儀器維護及資料分析
 - 碼頭資料監測與分析
 - 碼頭耐震能力評估



簡報大綱

- 一、計畫緣起
- 二、港灣地區地層下陷監測
- 三、港灣地區地震監測
- 四、地震及地下水位資料查詢建置
- 五、板樁碼頭現地監測
- 六、棧橋碼頭現地監測
- 七、結論

2



一、計畫緣起

- 臺灣西海沿岸等港灣地區，其地層大都屬疏鬆軟弱的沖積土層或海埔新生地。
- 由於地下水大量開發，超抽地下水引致之地層下陷問題，是沿海地區普遍現象。
- 強烈地震作用後震波經過軟弱覆土層的振幅放大，產生之土壤液化或沉陷，造成碼頭結構物因基礎失去承載力而造成破壞。
- 基於上述原因，港研中心自86年起於設置地層下陷與地震監測站，並進行長期監測及碼頭耐震評估，以維護港區各項工程設施安全。

3

一、計畫緣起

港研中心-地層及碼頭現地監測站

■ 港區地層監測站

- 地層下陷監測
- 井下地震監測(自由場)

■ 港區碼頭監測站

- 棧橋式碼頭(高雄港)
- 板樁式碼頭(臺北港)

■ 長期監測資料+耐震評估=地工資料庫

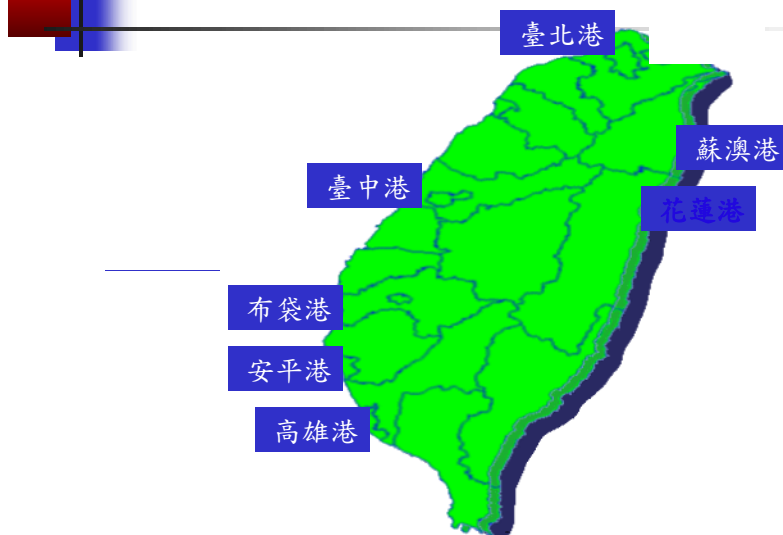
■ 港區救災速報系統

■ 提供碼頭設施維護

4

一、計畫緣起

各港地層下陷及地震監測站



5



二、港灣地區地層下陷監測

- 於布袋港、臺中港、安平港、大鵬灣等港區，各設置200m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，定期量測分層沉陷。
- 平時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。

6

二、地層下陷

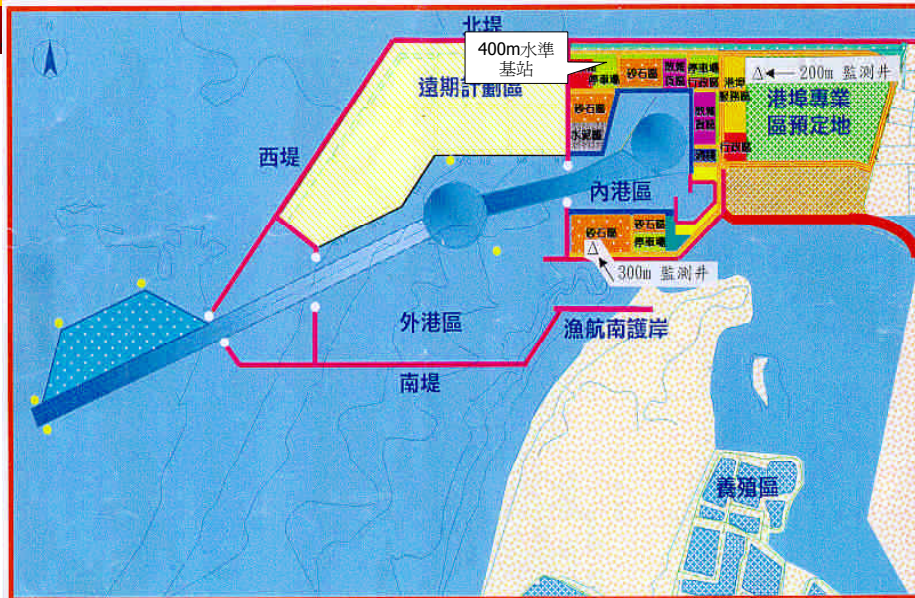


地層分層下陷監測

- 2.1 布袋港地層下陷站
- 2.2 布袋港相關性分析
- 2.3 大鵬灣地層下陷站

7

2.1 布袋港地層下陷站(整體規劃)



8

布袋港地層下陷與地下水壓監測站

- 選擇下陷較嚴重之布袋港為例。
- 設置地下水壓及地層下陷站。



布袋港地層下陷監測系統規劃

監測站：分層沉陷井、水壓觀測井、水準基站

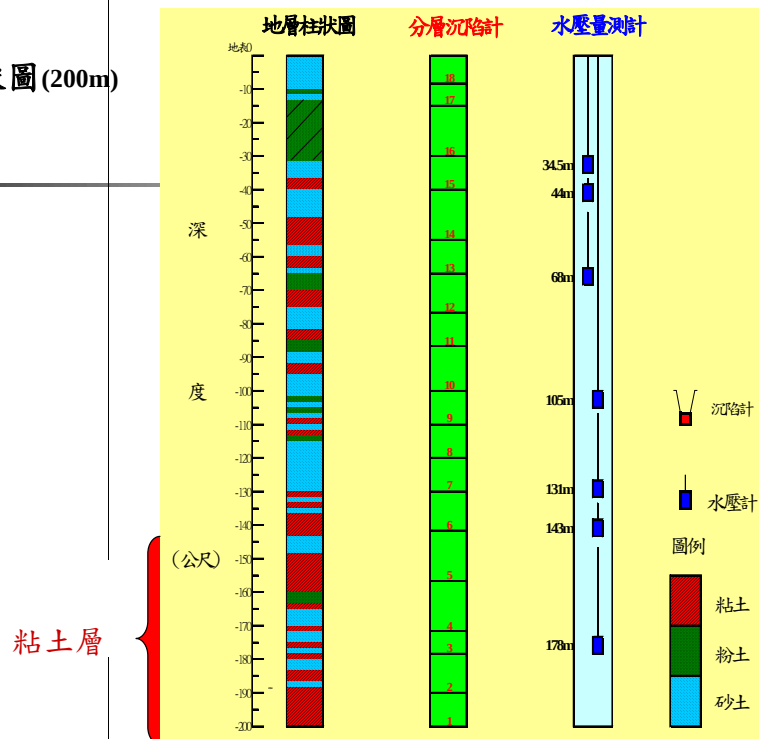
200公尺：港區第二期海埔地，一孔分層沉陷觀測井
(磁環18個)。一孔水壓井，水壓計(4支)。

300公尺：商港砂石碼頭(近南端)，分層沉陷觀測井
(磁環31個)。二孔水壓井，水壓計(8支)。

400公尺：水準基站



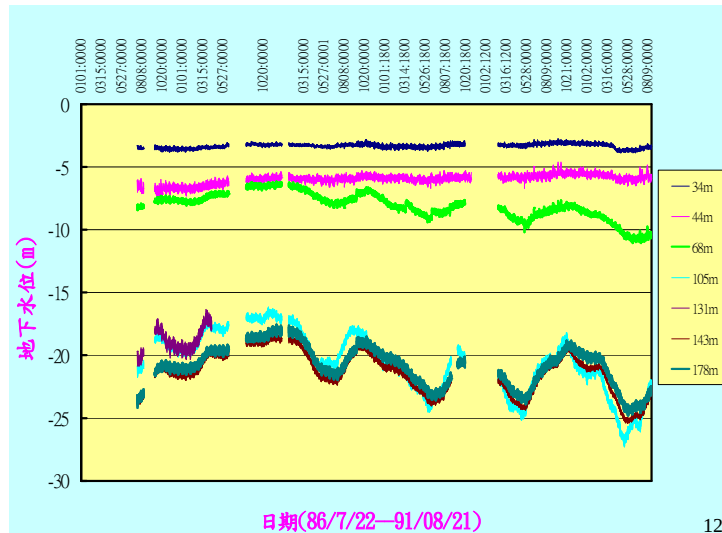
監測井土層柱狀圖(200m)



布袋港分層水位變化200m(自動量測)

7支水壓計

- 自動記錄，每6小時記錄一筆
- 34m：-3m
- 44m：-6.5m
- 68m：-6.4~-10.9m
- 105m：-16.6~-26.8
- 143、178m：-25m

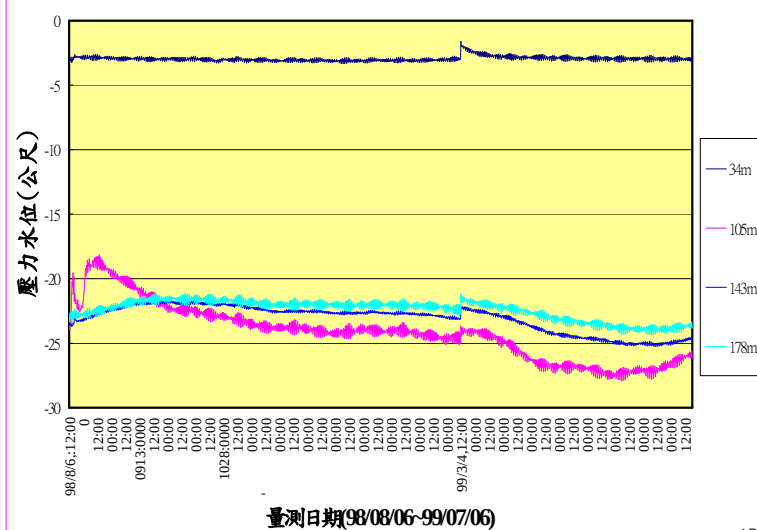


12

布袋港分層水位變化200m(自動量測)

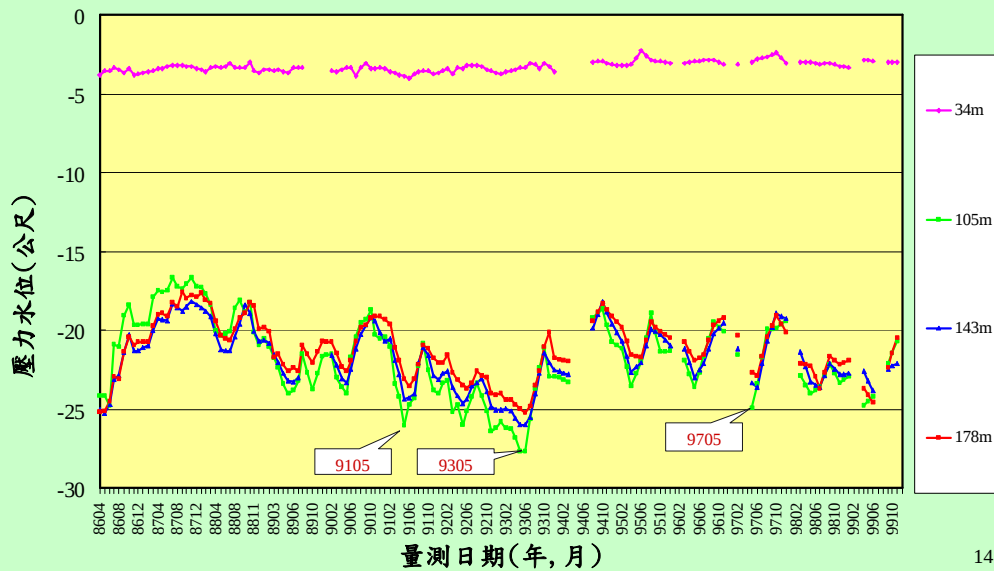
98年維修記錄器
及4支水壓計，
自動記錄，每
6小時記錄一筆

- 34m：-3m
- 105m：
-16.6~-26.8
- 143m：-25m
- 178m：-24m



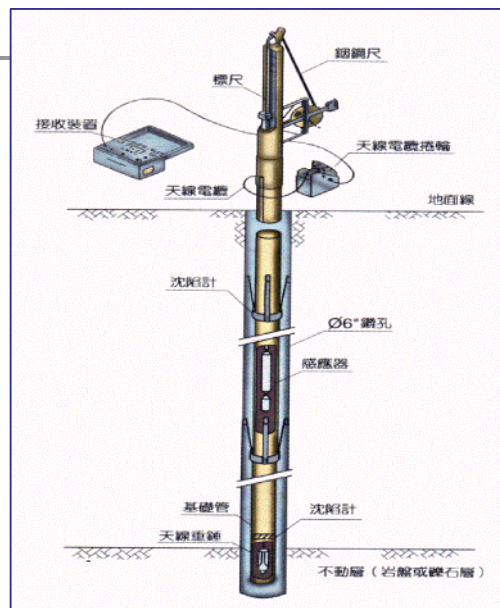
13

布袋港分層水位變化200m(手動量測86/04起)



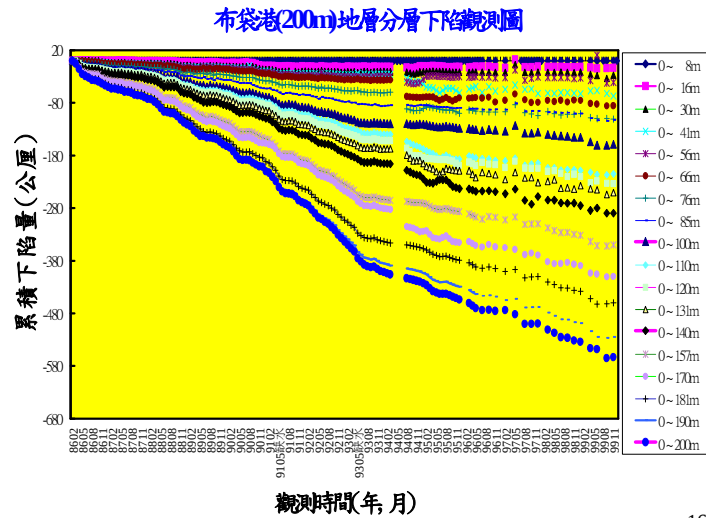
分層地層下陷監測

- 訊號發射器、訊號接收器、沉陷磁環、鋼捲標尺、輔助天線。
- 每月(或雙月)定期量測相對移動量。



布袋港(200m)地層分層下陷圖

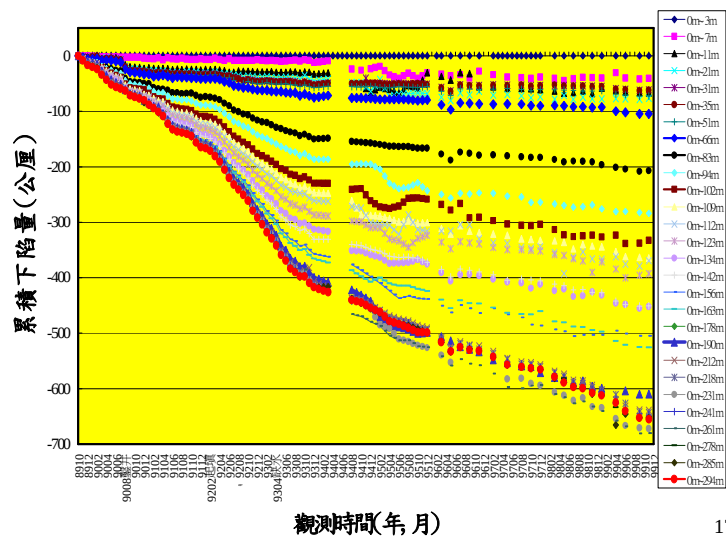
- 86年2月~99年11月止**13年9月**，總累積沉陷量**563公厘**。
- 其中-140m~-200m之沉陷量**274公厘**。



16

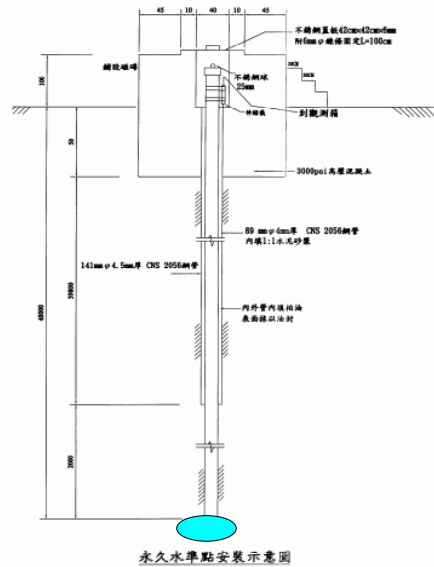
布袋港(300m)地層分層下陷圖

- 89年10月~99年11月止，**10年**總累積沉陷量**652mm**。
- 89~93約**417mm**
- 近5年9401~9911約**233mm**
- 平均**6.5公分/年**



17

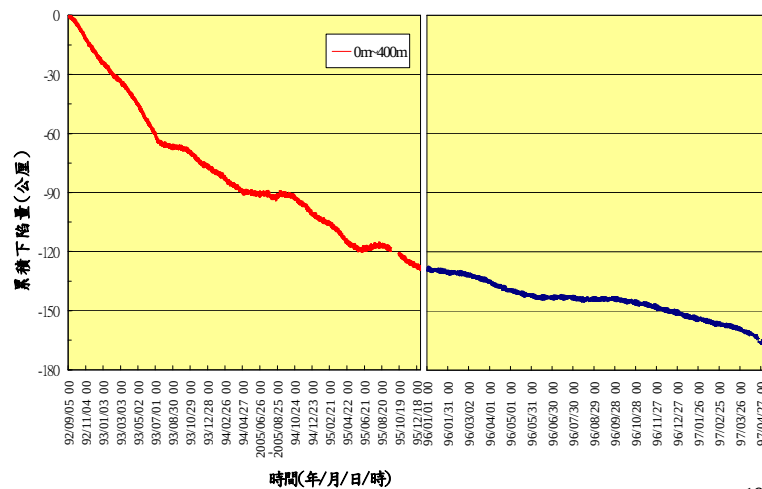
布袋港(400m)水準基站示意圖



18

布袋港(400m)水準基站累積下陷圖

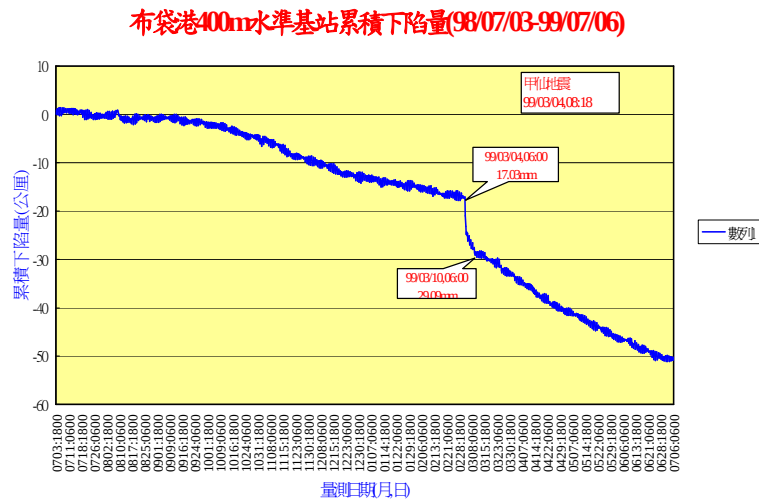
自92年9月開始
記錄，每6小時
自動記錄一筆
■ 自92年9月
至97年4月
止，總累積
下陷量約為
16.5公分。



19

布袋港(400m)水準基站累積下陷圖

- 每6小時記錄一筆。
- 98年7月至99年7月之累積下陷量約為5公分。
- 因地震產生的下陷量約1.2公分。



20

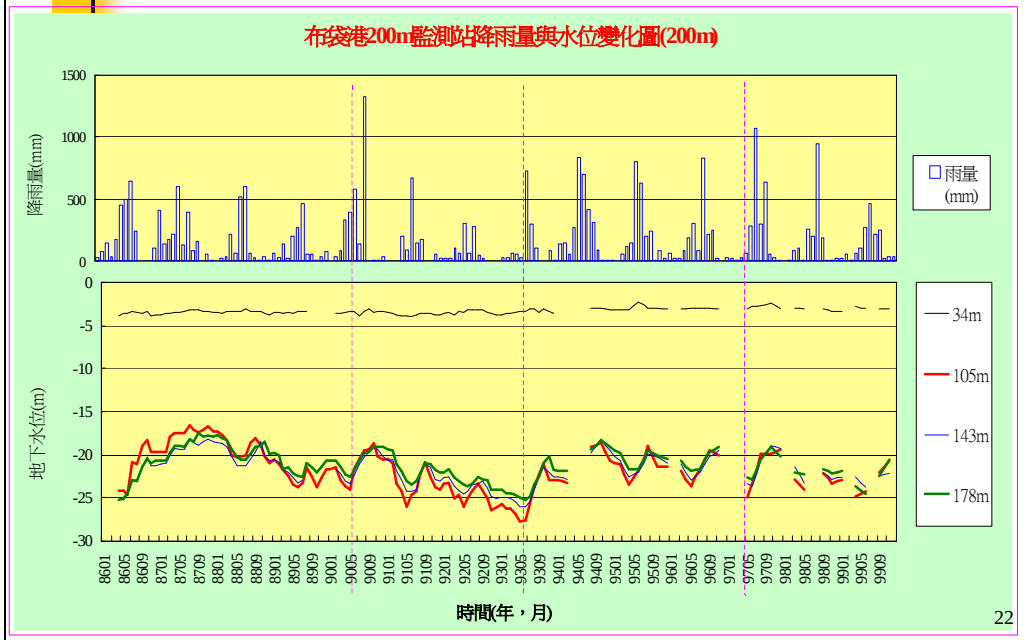
2.2 布袋港相關性分析

綜合地質、雨量、地下水位、地層下陷分析結果

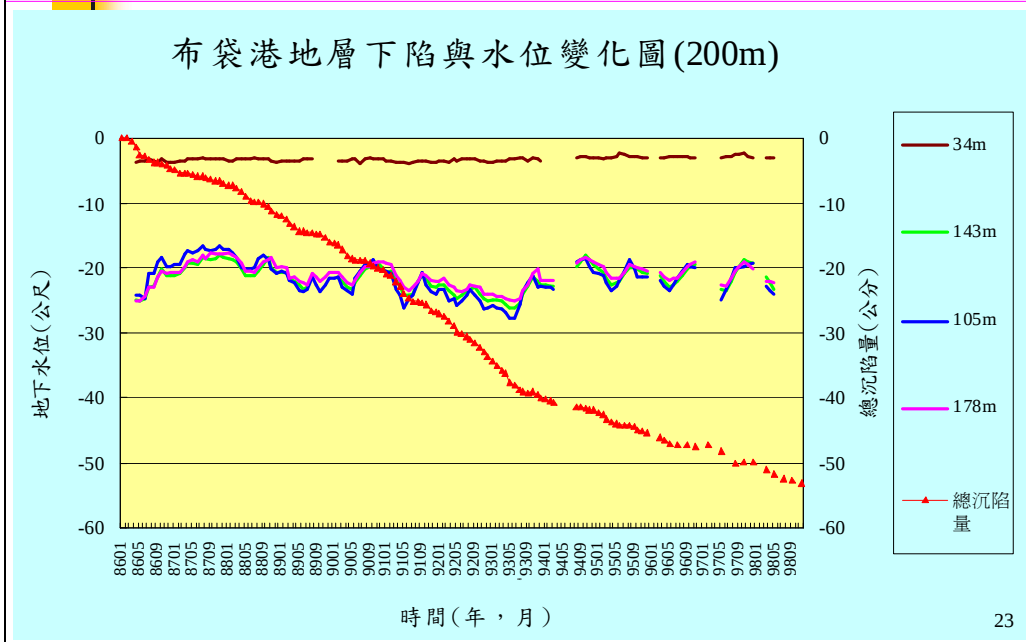
- 淺層水位顯易受降雨量影響，而深層水位不直接受雨量影響，但受抽水影響；雨季地面水豐富，水位上升，旱季大量抽水故水位下降。
- 深層地下水位為區域性，受港區附近抽水影響，水位變化較大，故深土層沉陷量較大，且多為粘土或粉土層。淺層水位受局部抽水影響，因水位變化不大，故土層壓縮量小。
- 雨季時，沉陷曲線平緩，旱季時，曲線下滑。

21

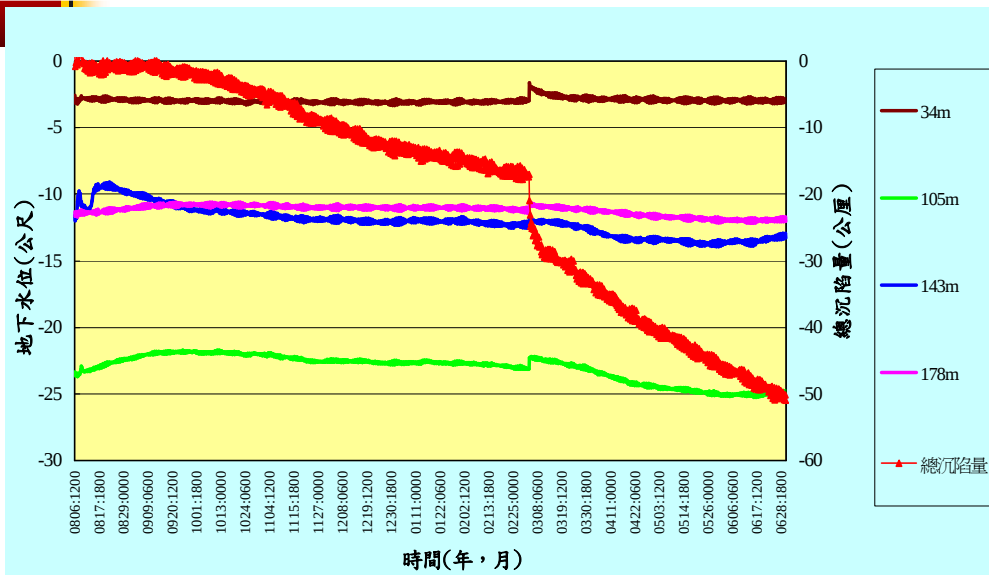
布袋港地下水位與降雨量比較圖



布袋港地層下陷與地下水位變化圖(200m)

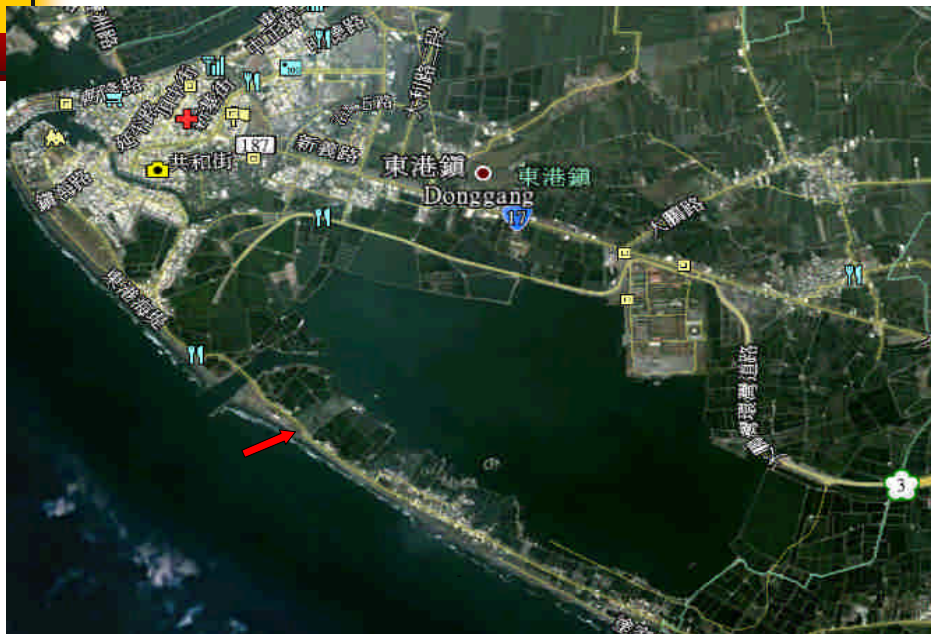


布袋港基站下陷量(400m)與水位變化圖(200m)(98/08/06-99/07/06)



24

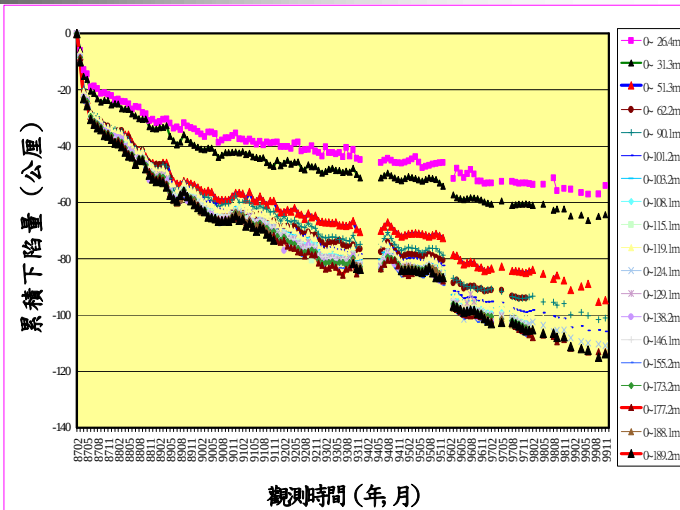
2.3 大鵬灣地層下陷站



25

大鵬灣地層分層下陷圖

- 87年2月~99年11月止12年9月，總累積沉陷量**11.4公分**。
- 其中0m~50m之沉陷量**9.4公分**。



26

三、港灣地區地震監測

- 3.1 地震監測系統
- 3.2 井下地震監測資料
- 3.3 地表地震監測
- 3.4 動態水壓監測資料

27

3.1 臺北港井下地震及動態水壓監測系統示意圖



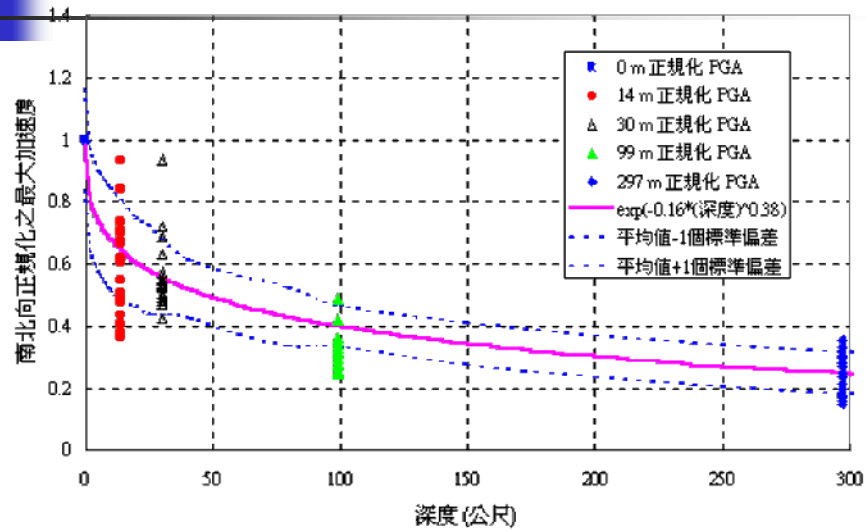
3.2 井下地震監測資料

地震波放大倍率與最大加速度分析

將臺北港17組及高雄港28組地震之各深度之最大加速度正規化，即將各深度之最大加速度除以地表之最大加速度，並加以統計迴歸分析。

- **臺北港：**南北向：PGA=exp(-0.16*(深度)^{0.38})
東西向：PGA=exp(-0.21*(深度)^{0.32})
垂直向：PGA=exp(-0.22*(深度)^{0.28})
- **高雄港：**南北向：PGA=exp(-0.146*(深度)^{0.404})
東西向：PGA=exp(-0.147*(深度)^{0.401})
垂直向：PGA=exp(-0.230*(深度)^{0.276})
- 由地震波放大倍率與最大加速度之研究，臺北港震波放大倍率約於3-5倍之間，平均約4倍。臺中港約於2-5倍之間，平均約3倍。高雄港約於3-7倍之間，平均約4.5倍。**高雄港**區淺層地層最疏鬆軟弱，且與深層地層之軟硬比最大，**臺北港**次之，**臺中港**最小。

臺北港井下地震儀南北向最大加速度正規化後隨深度變化圖



30

臺北港2007~2008年井下地震觀測資料

No	發震時間(臺北時間)	震央位置		深度 (km)	規模 (M_L)	測站震度
		北緯(度)	東經(度)			
1	2007-10-11; 11:05:01.70	24.75	121.85	80	5.2	2
2	2007-10-17; 22:40:00.00	23.50	121.61	42.1	5.4	1
3	2007-11-08; 06:54:13.80	24.97	122.32	16.8	4.9	2
4	2007-11-12; 18:24:42.20	24.47	121.86	22.6	4.4	1
5	2007-11-15; 09:50:31.20	24.06	121.48	21.6	4.5	1
6	2007-11-29; 05:05:13.70	24.78	121.98	69.1	5.4	1
7	2008-06-02; 00:59:23.70	24.86	121.79	92.3	5.8	3
8	2008-09-09; 15:43:13.30	24.61	122.63	103.8	5.9	2
9	2008-09-10; 19:55:34.70	25.13	122.25	16.8	4.6	1
10	2008-12-02; 11:16:53.30	23.28	121.6	31.7	5.7	2
11	2008-12-08; 05:18:37.20	23.84	122.17	35.1	5.9	2
12	2009-10-04; 01:36:42.00	23.70	121.60	15.3	6.3	3

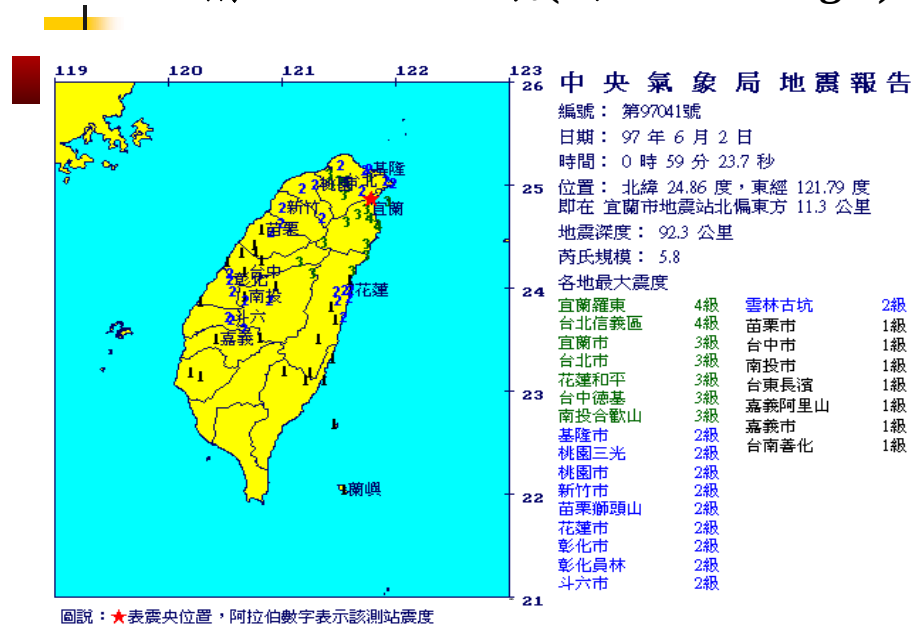
31

臺北港地震站不同土層深度傅氏振幅譜圖

- 選擇兩筆臺北港井下地震歷時記錄，依不同深度土層繪製傅氏振幅譜圖
- 2008/06/02宜蘭地震($M_L=5.8$, 距離50.0km, 震源深度92.3km, 測站PGA=21gal)
- 2009/10/04花蓮地震($M_L=6.3$, 距離151km, 震源深度15.3km, 測站PGA=8.1gal)
- 井下地震資料快速傅立葉轉換(FFT)

32

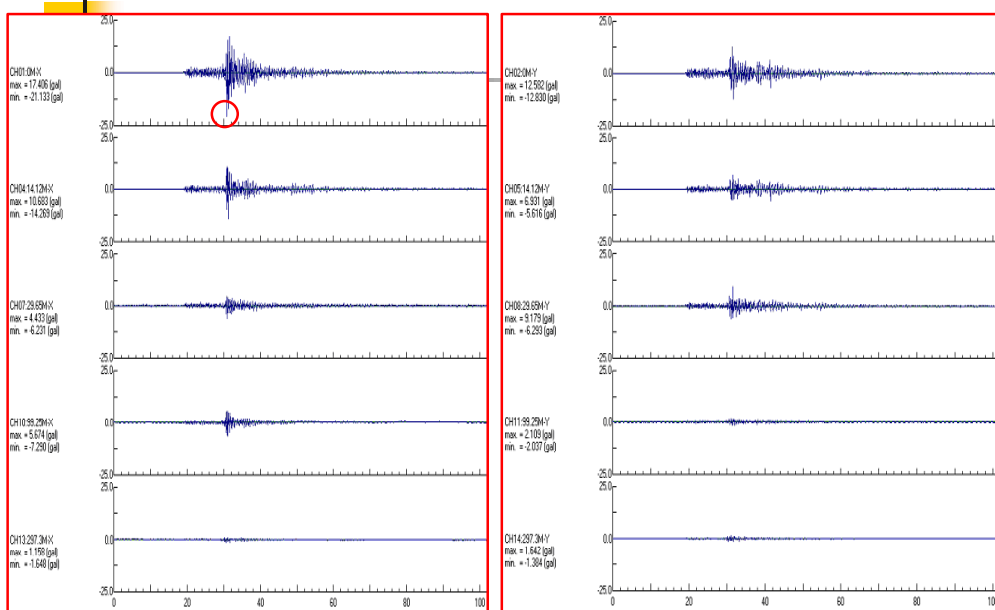
宜蘭2008/06/02地震(測站PGA=21gal)



33

三、地震監測

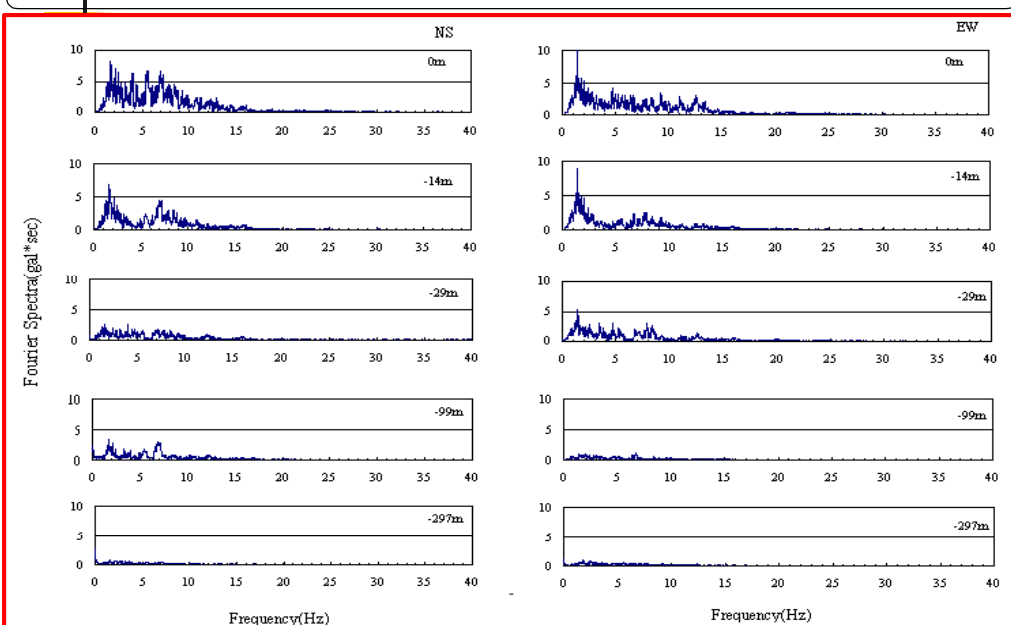
臺北港地震站不同深度之加速度歷時曲線圖(2008/06/02地震, $M_L=5.8$, PGA=21gal)



34

三、地震監測

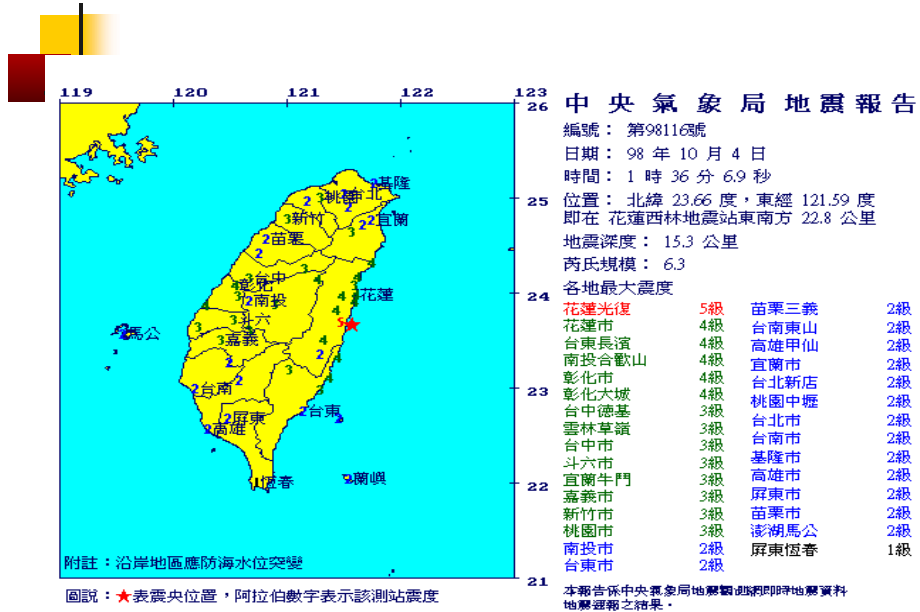
臺北港地震站不同深度之傅氏振幅譜比較圖(2008/06/02地震 $M_L=5.8$, PGA=21gal)



35

三、地震監測

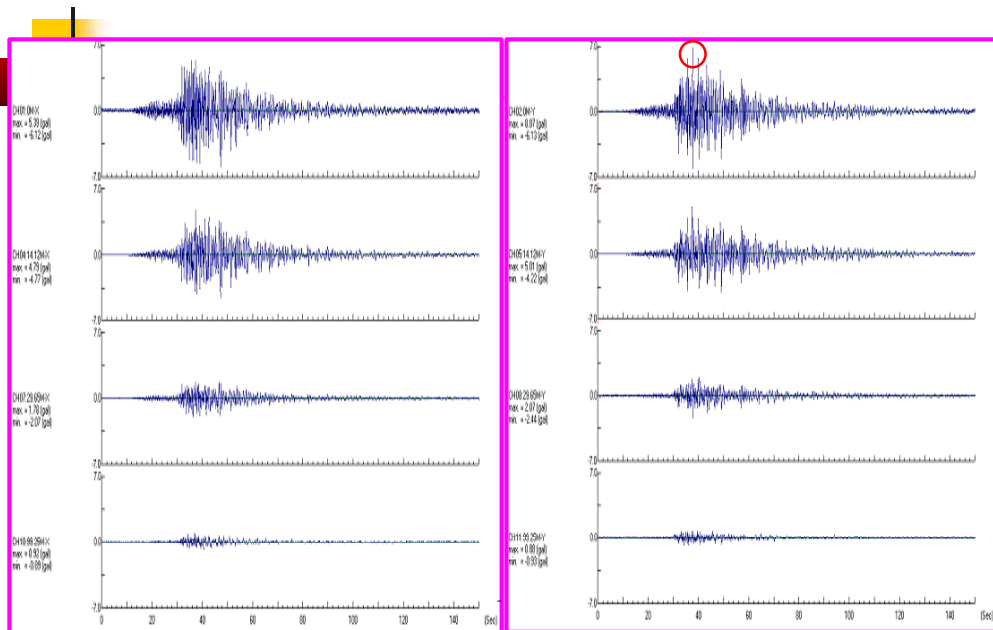
花蓮2009/10/04地震記錄(測站PGA=8.1gal)



36

三、地震監測

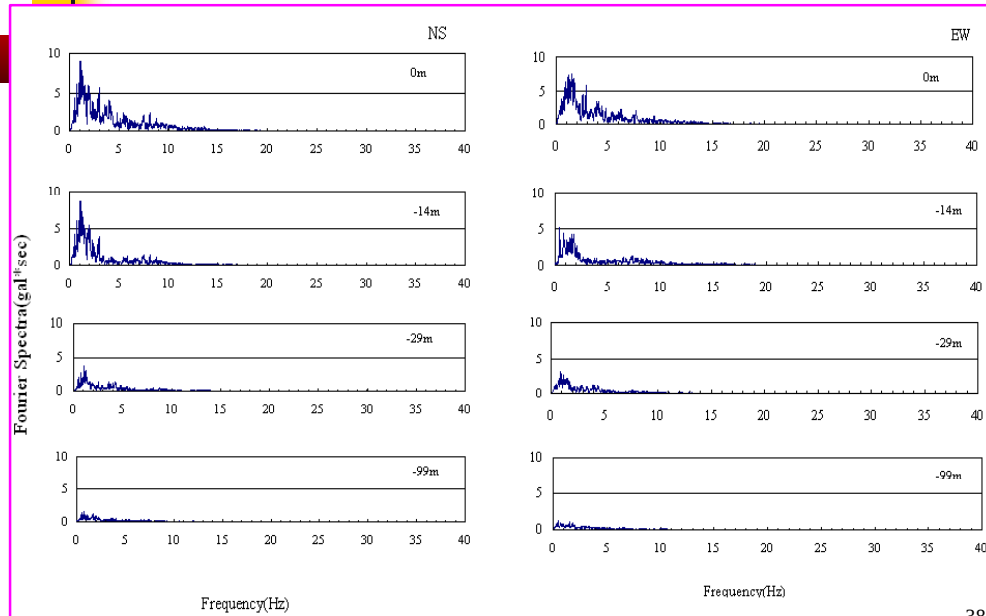
臺北港地震站不同深度之加速度歷時曲線圖(2009/10/04地震, $M_L=6.3$, $PGA=8.1gal$)



37

三、地震監測

臺北港地震站不同深度之傅氏振幅譜比較圖(2009/10/04地震 $M_L=6.3$,
PGA=8.1gal)

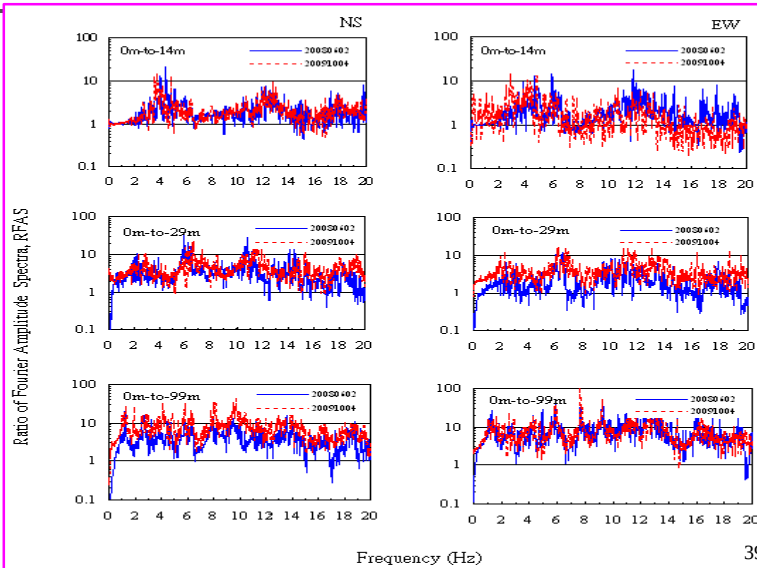


38

三、地震監測

臺北港地震站地表對不同深度土層之傅氏振幅譜比
(2008/06/02及2009/10/04)

- 深度-14m處，在4.5Hz附近RFAS值出現明顯的放大反應。



39

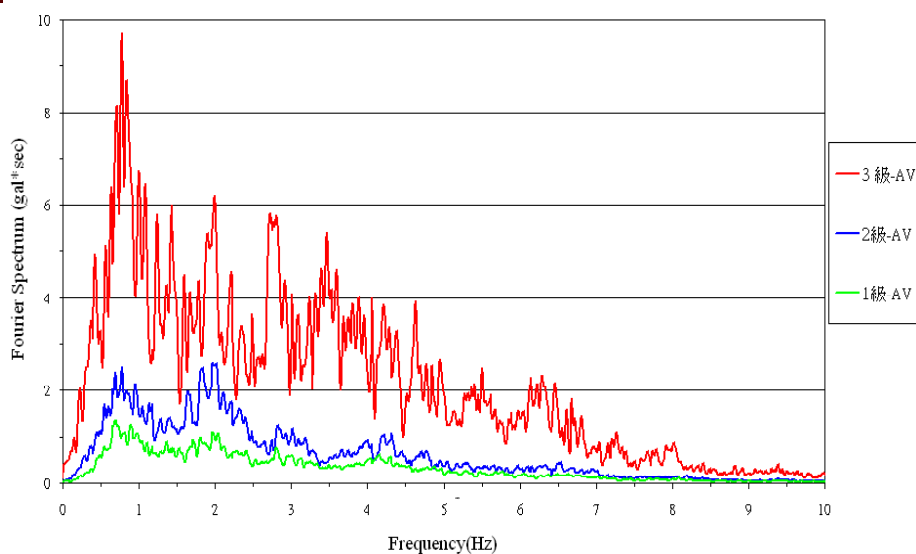
3.3 地表地震監測-不同震度傅氏振幅譜圖

- 彙整臺北港2007~2008年地震歷時記錄。
- 為50km以上遠距離地震，3級震度以下，依不同震度建置。
- 將地表地震PGA進行快速傅立葉轉換。
- 取水平兩方向傅氏譜後均方根。
- 臺北港測站就震度1,2,3級地震，初步資料主頻約集中在**0.71Hz~0.86Hz**。
- 彙整高雄港2007~2009年地震歷時記錄。
- 高雄港測站就震度1,2,3級地震，初步資料主頻約集中在**0.88Hz~1.02Hz**。

40

臺北港地震站不同震度傅氏振幅譜比較圖(震度1,2,3級)

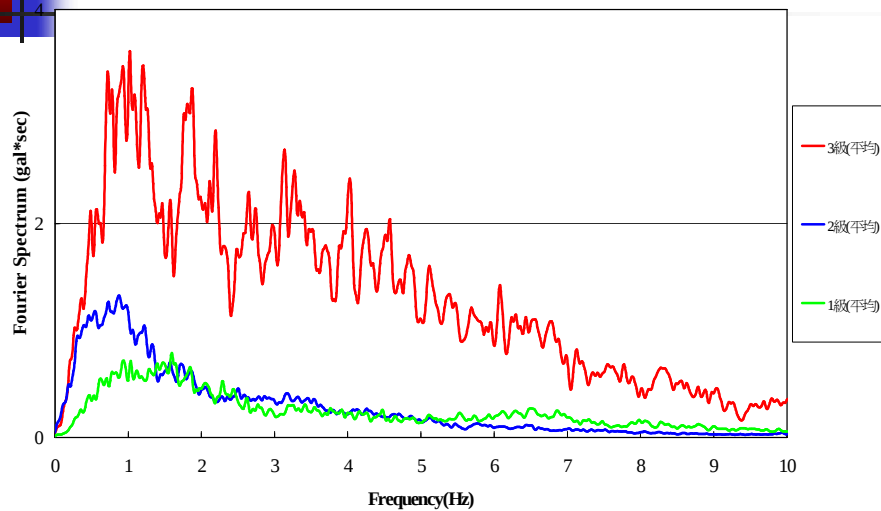
台北港地震站2007~2009年地震傅立葉頻譜比較圖(測站1,2,3級)



41

高雄地震站不同震度傅氏振幅譜比較圖(震度1,2,3級)

高雄港地震站2007~2008年地震傅氏振幅比較圖(震度1,2,3級)



42

單站頻譜比法

- Nakamura (1989) 提出單站頻譜比法之經驗式，？用微地動資？，以水平與垂直向震幅放大頻譜比(H/V amplification spectrum ratio)，分析出淺層沖積土層之共振頻率。
- Lermo and Chavez-Garcia (1993)，將Nakamura之單站頻譜比法應用在地震之S波上。
- Nakamura(1996, 2000)之單站頻譜比法：
 - $S_M = S_H / S_V$ 。
 - S_M : 場址效應
 - S_H 代表地表振動水平分？之傅氏振幅譜。
 - S_V 代表地表振動垂直分？之傅氏振幅譜。

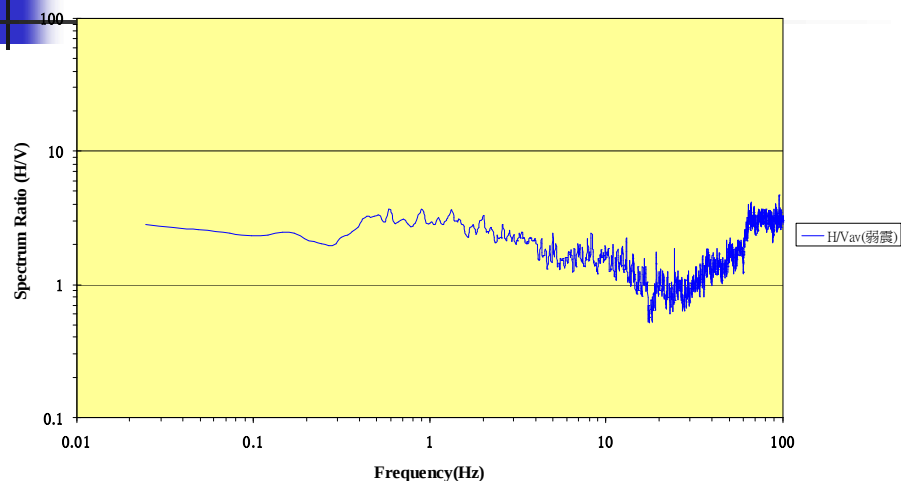
43

高雄港監測站弱震H/V單站平均頻譜比

- 蒐集2005至2008年地震監測站地表地震記錄的弱震資料，選取測站最大地表加速？小於25gal(3級地震) 較完整之30筆弱震資？。
- 將個別的地震進？單站頻譜比後，再將所得之頻譜比值加以平均，？低震源效應的影響，最後可得到測站之弱震H/V單站平均頻譜比值。
- 弱震H/V單站平均頻譜比與強震H/V單站頻譜比
- 繪製強、弱震場址比較圖。

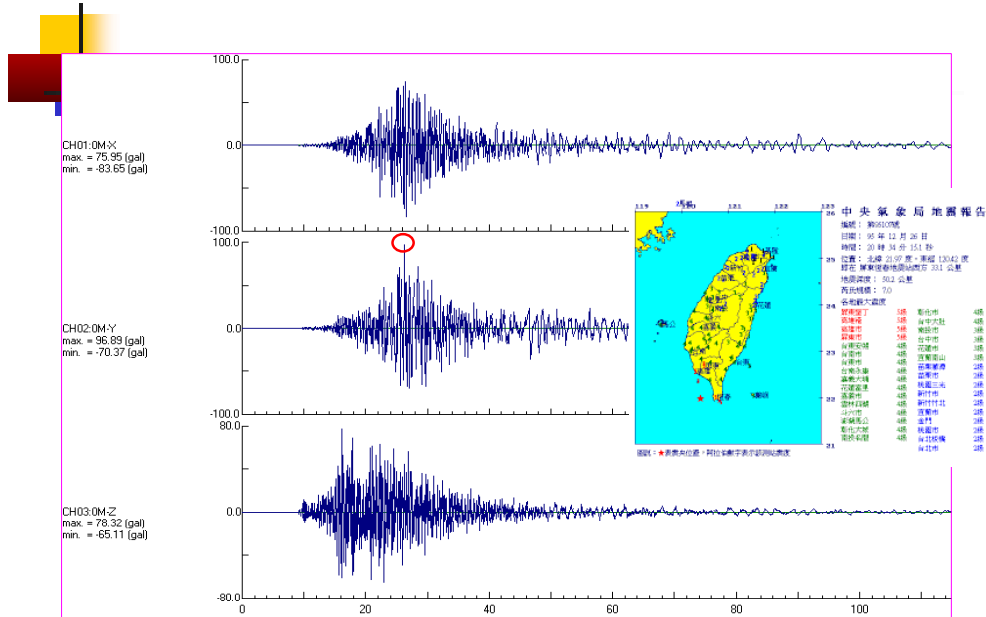
44

高雄港測站弱震H/V單站平均頻譜比圖



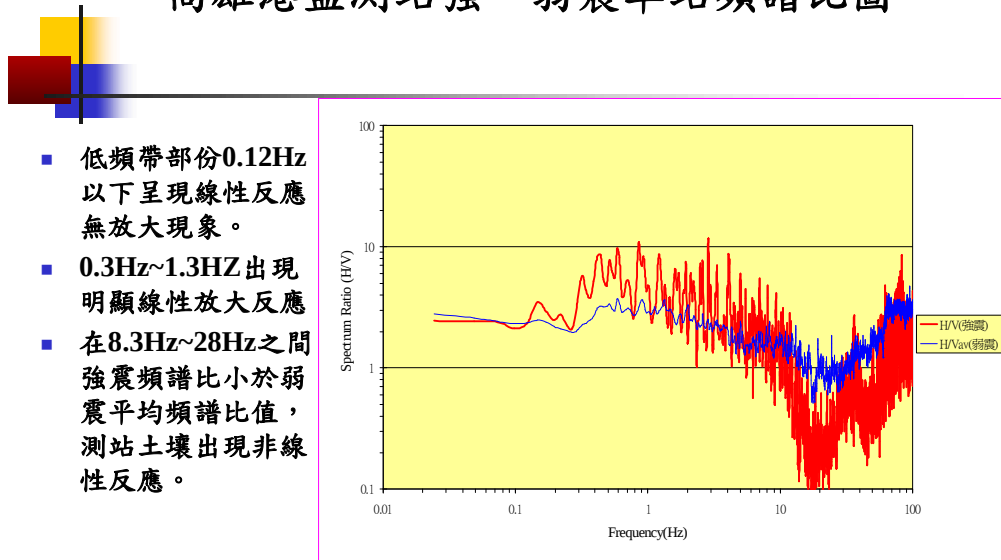
45

高雄港測站2006年12月26日20時34分地震加速度歷時



46

高雄港監測站強、弱震單站頻譜比圖



47

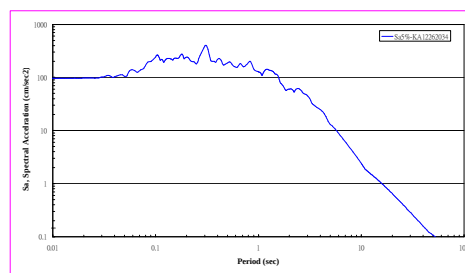
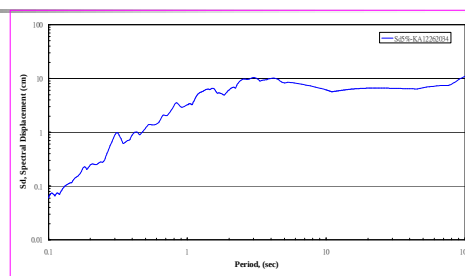
高雄港監測站地震反應譜分析

- 以2006年12月26日20時34分恆春地震，高雄港測站之東西向地表最大加速度進行反應譜分析。
- 阻尼比分別為0%、2%、5%及10%，繪製成三相圖。
- 12月26日20時34分地震，規模7.0，地震深度50.2公里。
- 測站站距離震央約94.9公里，地表最大加速度為96gal。

48

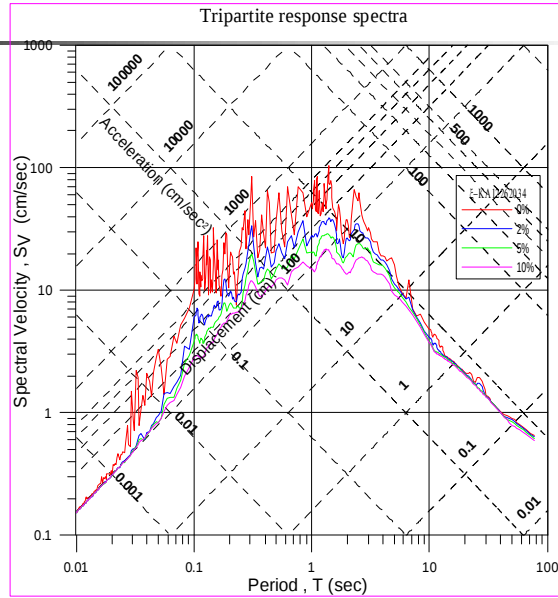
高雄港監測站恆春地震位移及加速度反應譜(2006/12/26, 20:34)

- 位移反應譜：
當 $T=\infty$ 時，最大地表位移 S_D ? 12cm。
- 加速度反應譜：
當 $T=0$ 時，最大地表加速度 S_A ? 96cm/sec²



49

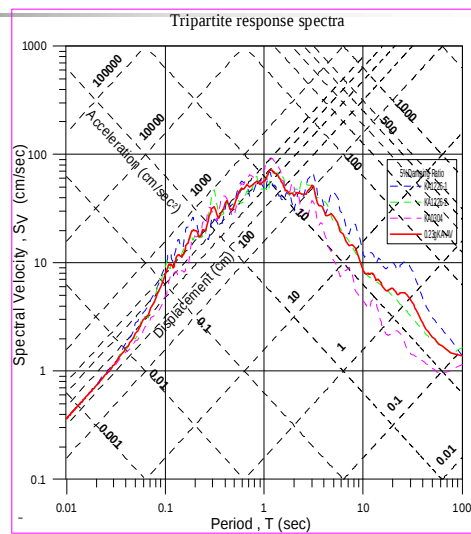
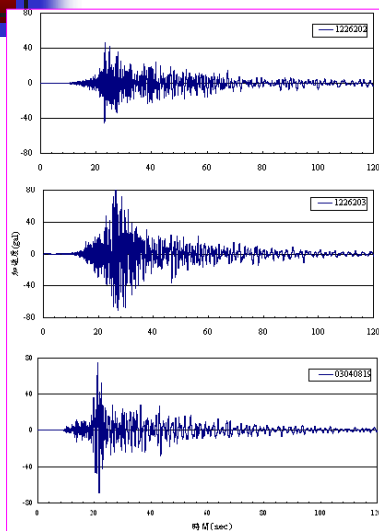
高雄港測站恆春地震反應譜三相圖(2006/12/26, 20:34)



50

高雄港測站恆春及甲仙地震反應譜三相圖

(尖峰加速度正規化為0.23g, $\zeta = 5\%$)



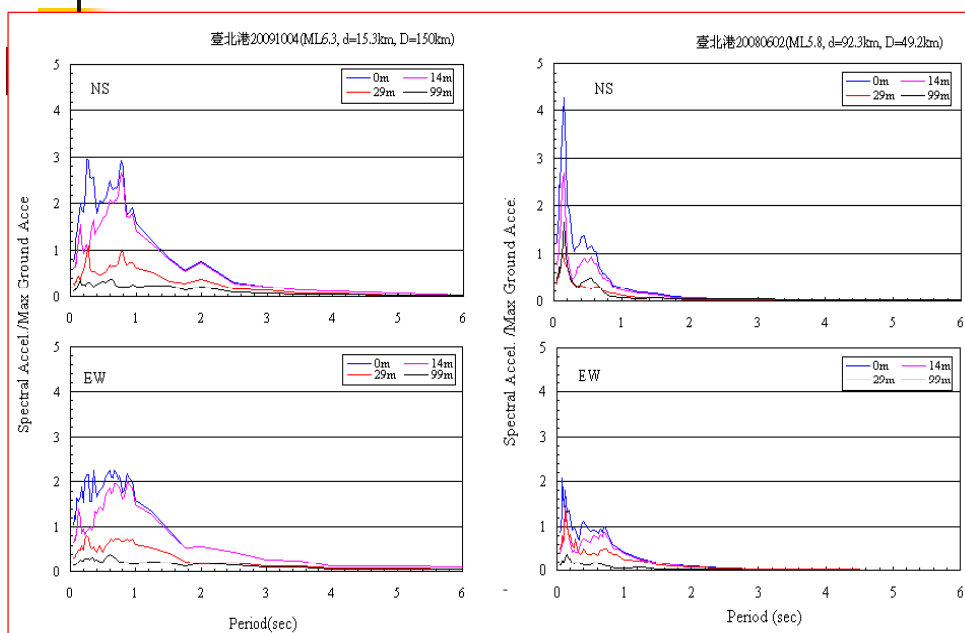
51

臺北港不同震源深度加速度反應譜圖

- 比較兩筆臺北港不同震源深度之加速度反應譜
- 淺層地震-2009/10/04-(淺15.3公里)
- 深層地震-2008/06/02-(深92.3公里)
- 分別求出測站南北與東西向分量之加速度反應譜，阻尼比選用5%
- 正規化後(譜加速度/測站PGA)
- 淺層之地震尖峰反應集中在較多長週期訊號
- 深層之地震尖峰反應集中在較短週期部份

52

臺北港地震站比較不同震源深度之加速度反應譜圖($\zeta=5\%$)



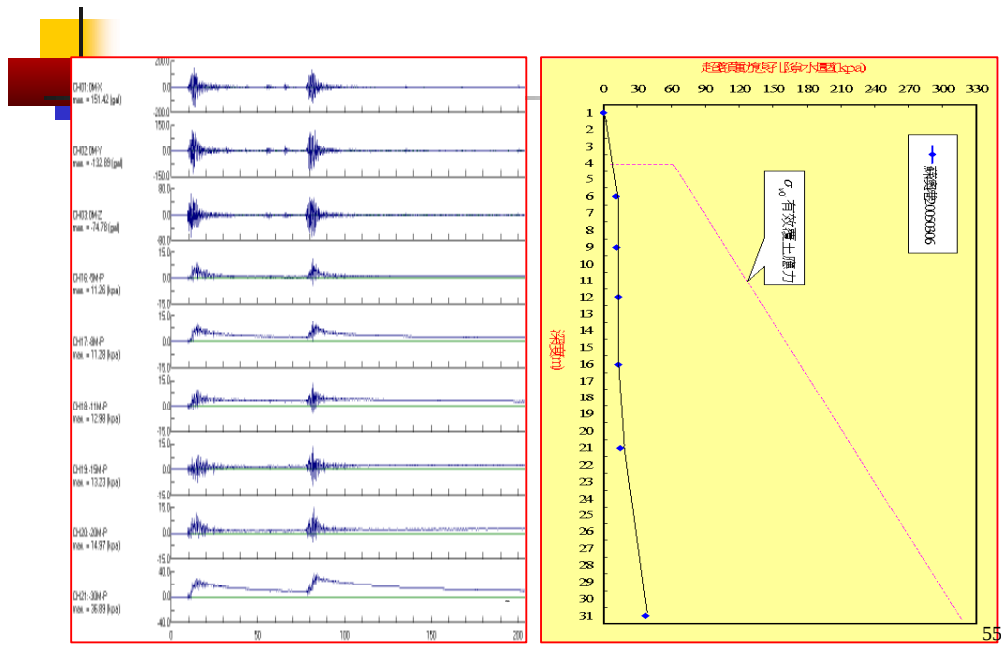
53

3.4 動態水壓監測資料

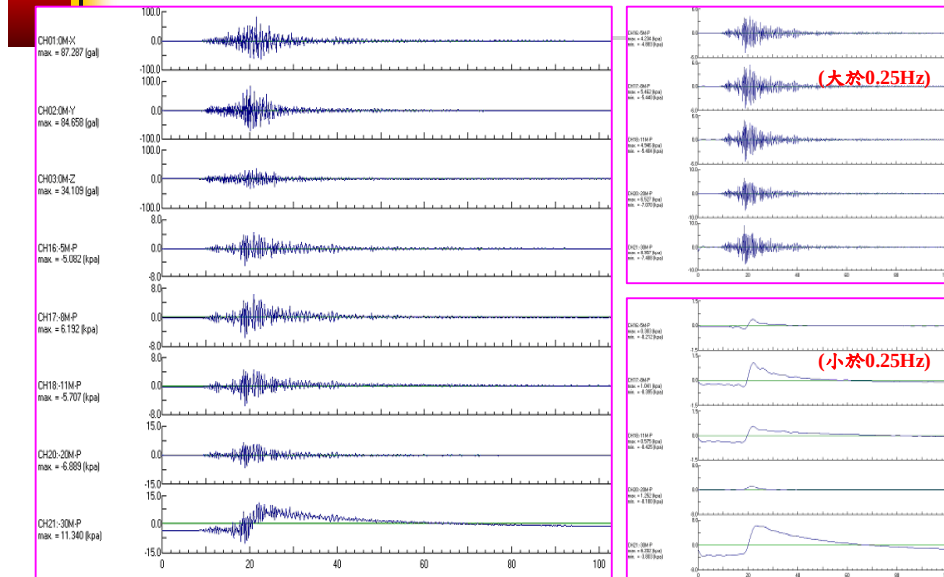
- 以蘇澳港井下地震站為例：
- 2005/03/06地震，規模5.9，PGA=151gal。
- 蘇澳港2005/03/06地震，土層-5m~-20m超額動態孔隙水壓10kpa(約1m高動態孔隙水位)，超額動態孔隙水壓比約10%)。
- 土層-30m超額動態孔隙水壓30kpa(約3m高)，超額動態孔隙水壓比約10%)。
- 蘇澳港2007/09/07地震，規模6.6，PGA=87gal。超額動態孔隙水壓分離結果：
- 超額孔隙水壓為0.25Hz以下之低頻反應，震盪動態水壓為0.25Hz以上之高頻。

54

蘇澳港地震站超額孔隙水壓變化圖



蘇澳港動態孔隙水壓圖2007/09/07地震



56

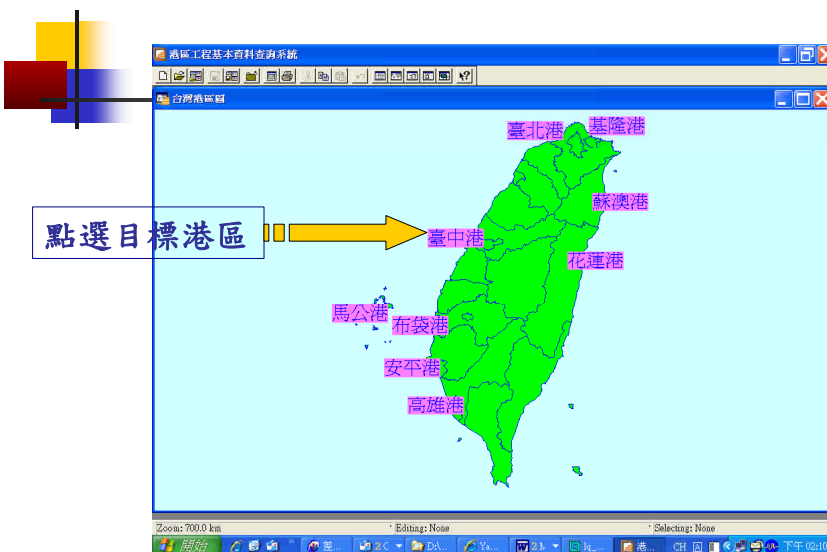
四、地震及地下水位監測資料查詢系統建置

- 系統設置目的：
 - 建置資料庫
 - 便利資料查詢
 - 提供研究與應用
- 系統建置工具：
 - 建置平臺：MapInfo
 - 開發程式：MapBasic

57

四、資料查詢

港區地震及地下水位監測資料查詢系統建置



查詢系統主畫面

58

四、資料查詢

港區地震及地下水位監測資料查詢系統建置

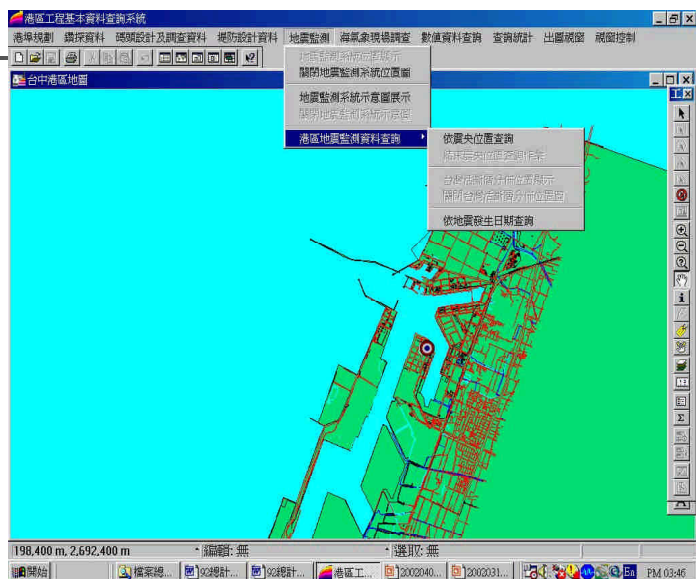


59

四、資料查詢

港區地震及地下水位監測資料查詢系統建置

1. 港區地圖展示
2. 點選第一子選單，標示地震監測站位置
3. 點選第二子選單，可隱藏地震監測站位置

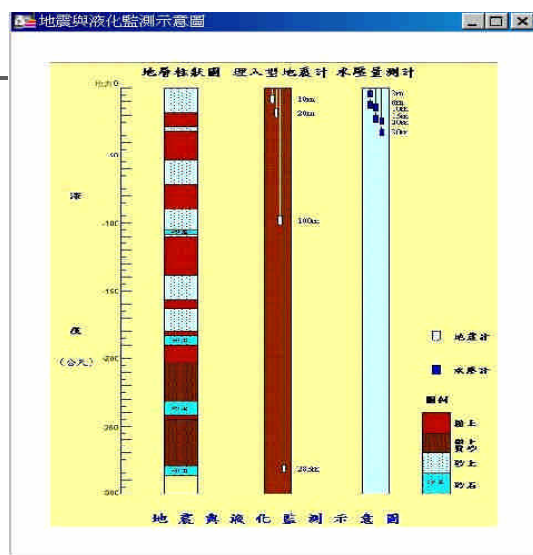


60

四、資料查詢

港區地震及地下水位監測資料查詢系統建置

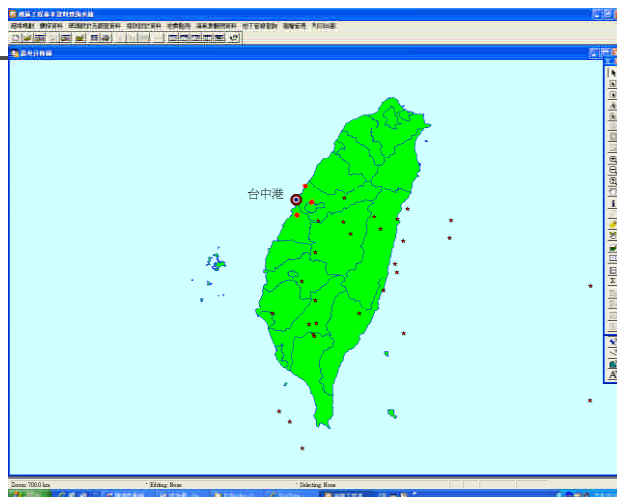
- 點選第三子選單，展示地震監測系統設置示意圖



61

四、資料查詢

港區地震及地下水位監測資料查詢系統建置



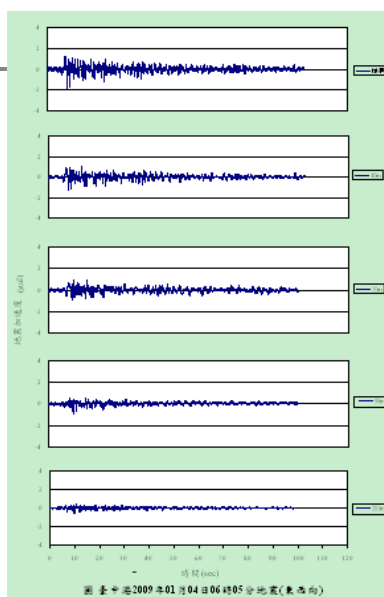
點選監測資料查詢次選單，展示臺中港影響地震震央位置分佈圖

62

四、資料查詢

港區地震及地下水位監測資料查詢系統建置

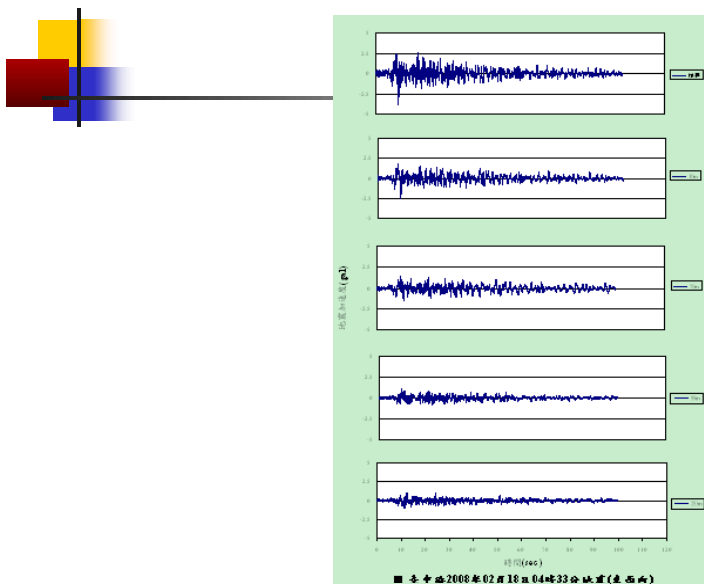
- 點選地圖上任一震央點，可展示分層實測地震波記錄。
- 本圖為南北向資料，尚可展示東西向、垂直向、水壓資料等。



63

四、資料查詢

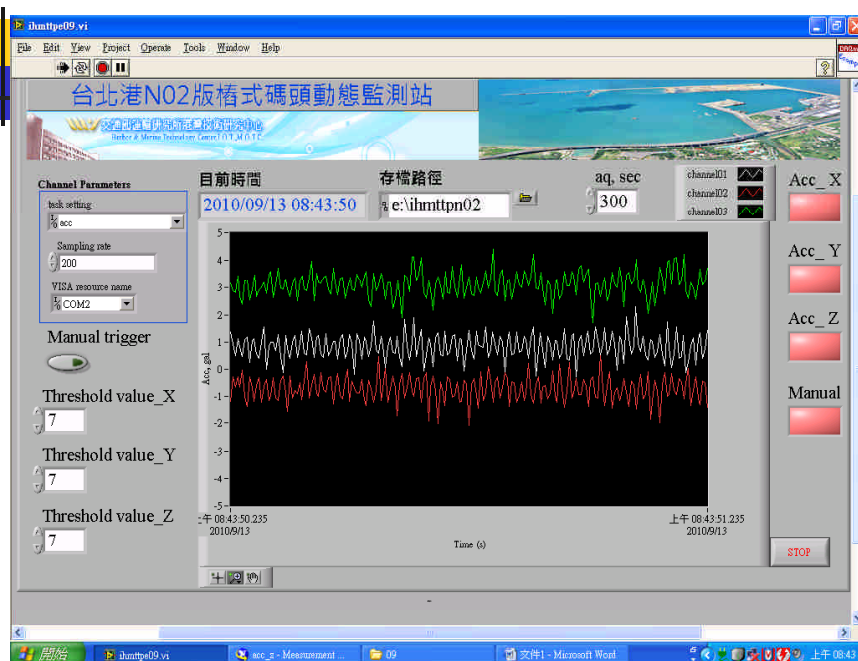
港區地震及地下水位監測資料查詢系統建置



臺中港地震引置之水壓反應記錄圖

64

五、板樁碼頭現地監測系統-臺北港北2號碼頭



65

臺北港板樁碼頭現地監測系統-東9

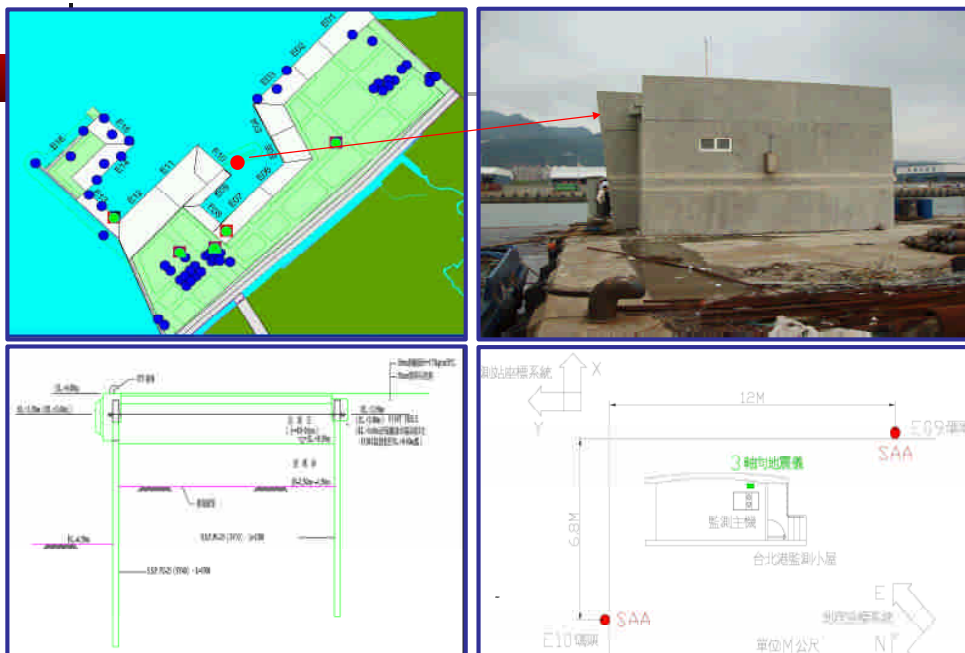
港研中心98年於臺北港東9號碼頭設置-合作計畫
99年遷移至臺北港北2號碼頭：

監測系統組成：

- 感測器：陸上地震儀、動態板樁變位監測系統
- 動態監測主機與通訊系統。



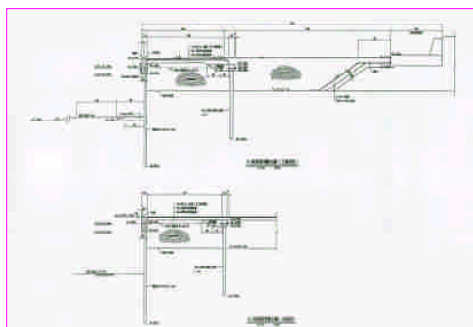
臺北港設置板樁碼頭監測系統示意圖-東9



臺北港設置板樁碼頭監測系統示意圖-北2



北2碼頭



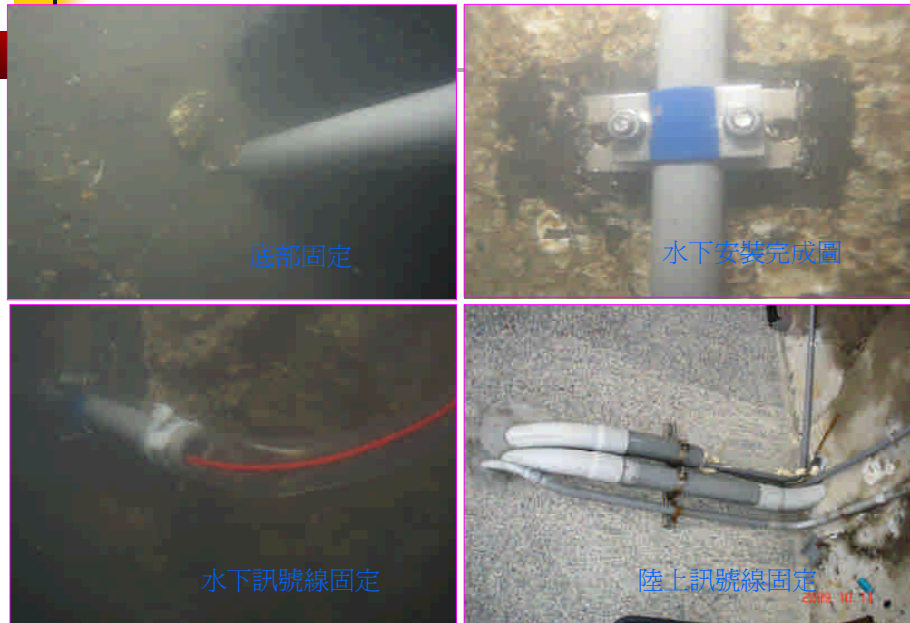
68

臺北港E09板樁碼頭監測系統一覽表

設備	規格	用途
工業電腦	耐高溫至45 °C	監測主機
多頻道動態資料擷取系統	NI PCI-6284 A/D cards	多通道動態資料擷取硬體
陣列式位移計量測系統	Measurand shape array with 16 sensors in 30 cm spacing	版樁動態側向變位量測
陸上地震感應器	三軸向、解析度0.001 gal, DC~250 Hz, Max. acc=2 g	碼頭地表振動監測
網路通信模組	ADSL寬頻+長距離戶外Wi-Fi	遠端監控
機箱與不斷電系統	可用高? :1558mm, 深? :900mm, U? :35mm,19" 儀器組合架,前35U壓克? 門組,	主機保護與電源供應

69

動態剖面位移計安裝



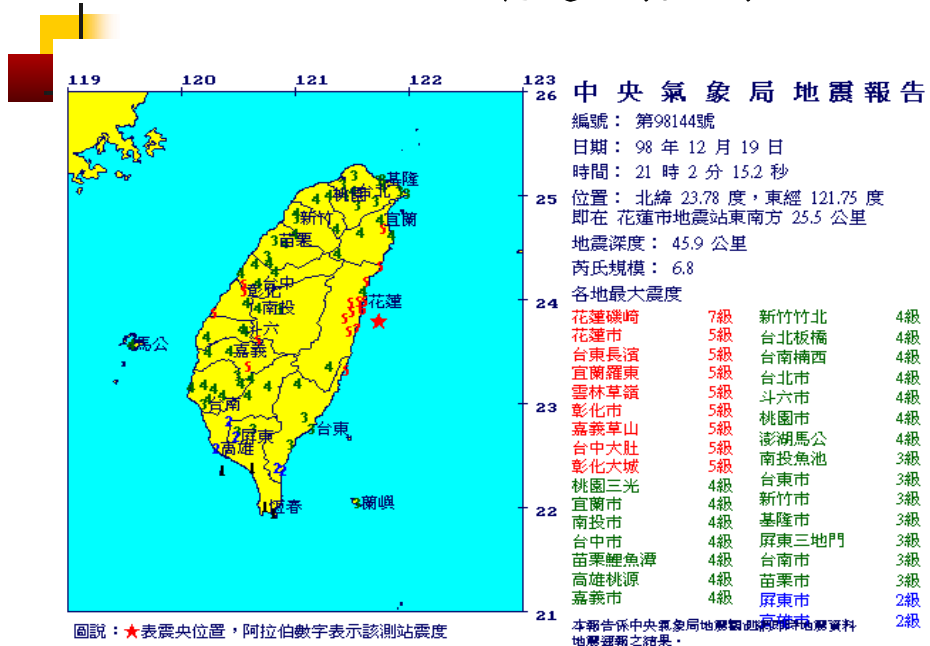
70

TPE09碼頭動態監測程式

- Trigger 設定：水平向地表震動大於5 gal，每日定時啟動與人工啟動功能。
- 遠端設定功能：網路傳輸資料(ADSL)。
- 量測參數：地震儀頻率為200 Hz。

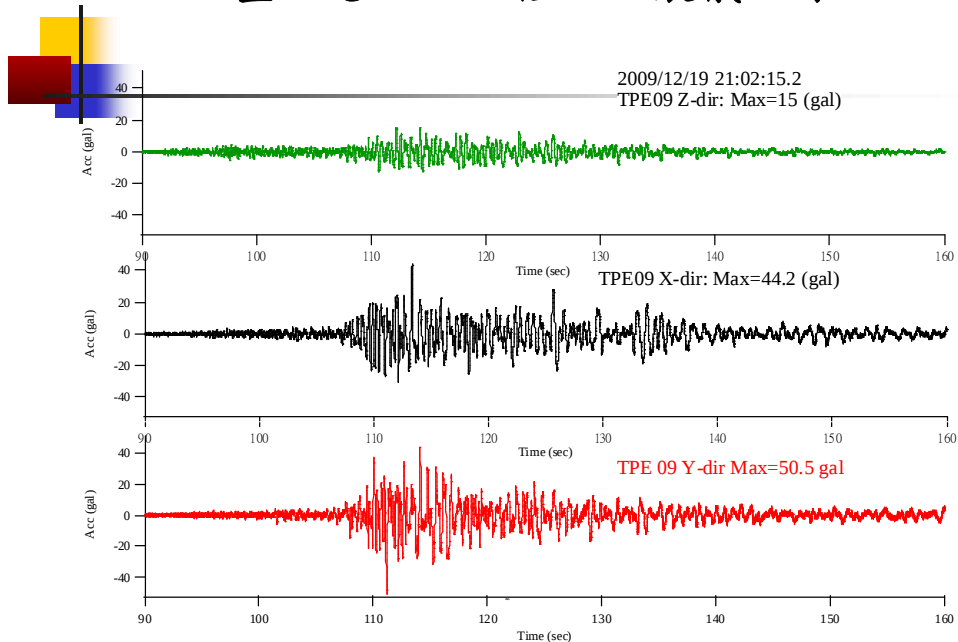
71

2009/12/19花蓮地震紀錄



72

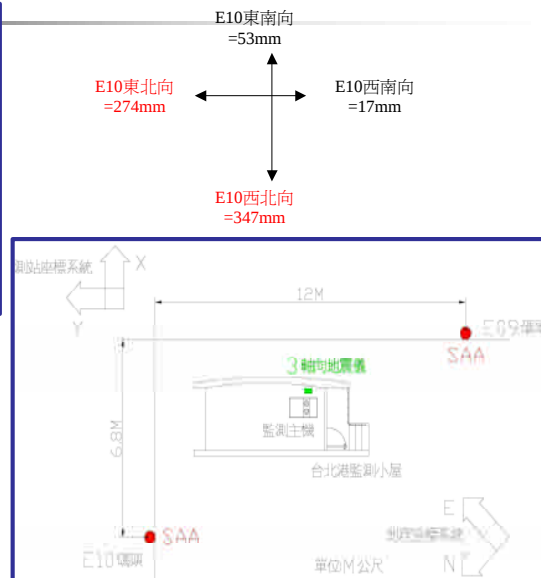
臺北港TPE09 陸上地震儀記錄



73

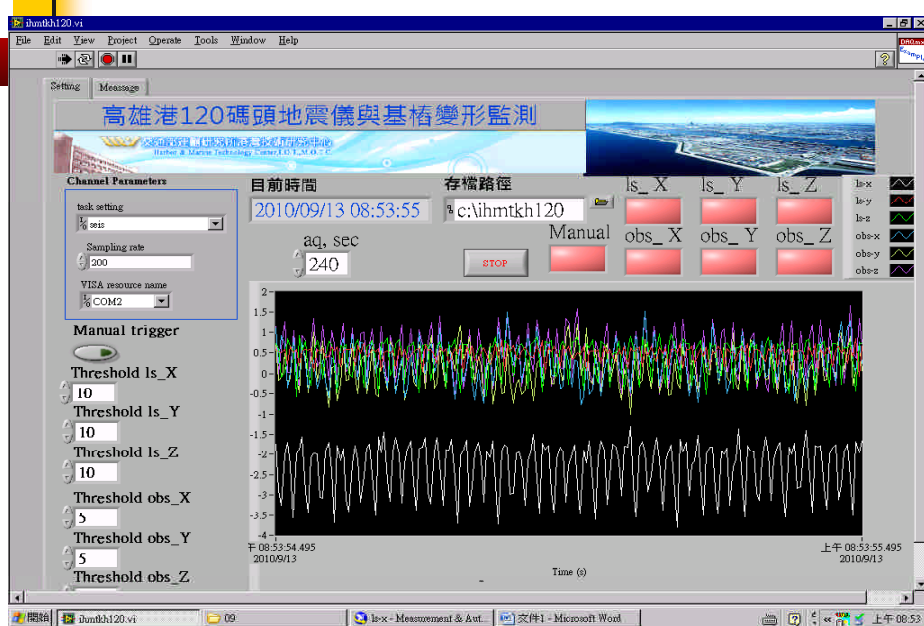
五、板樁碼頭監測

臺北港Shape ArrayE10監測系統最大位移(2009/12/19地震)



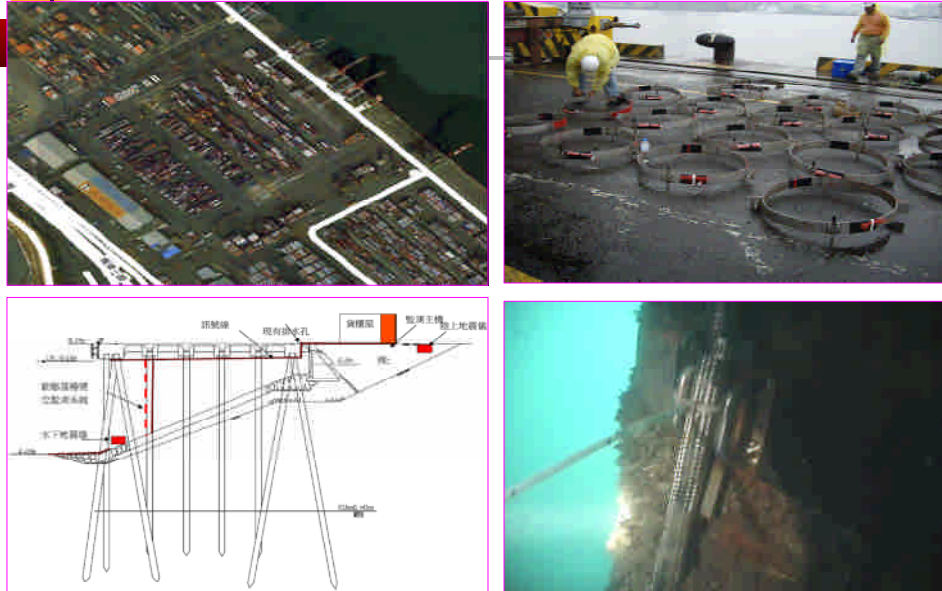
74

六、棧橋碼頭現地監測系統-高雄港120號碼頭



75

棧橋碼頭現地監測系統-高雄港120號碼頭



76

七、結論(1/3)-地層下陷監測

1. 布袋港地層下陷：

200m：86年2月~99年11月止，累積沉陷量**56.3公分**，50%在-140~-200m。

300m：89年10月~99年11月止，10年累積沉陷量**65.2公分**，平均每年約**6.5公分**。

400m：99年下陷約**5公分**，其中震陷量約**1.5公分**。

2. 港區地層下陷量趨緩，宜繼續監測。

3. 未來進行港區水準測量與分層沉陷量比較。

4. 大鵬灣地層下陷：

87年2月~99年11月止，累積沉陷量**114公厘**。

77

七、結論(2/3)-地震監測系統

1. **臺北港地震站**：震波平均放大倍率4倍。
 - 測站場址-14m深土層有放大反應。
 - 1至3級震度之第一主頻約介於0.71~0.78Hz。
2. 板樁碼頭動態監測：系統正常運作中。



七、結論(3/3)-地震監測系統

1. **高雄港地震站**：震波平均放大倍率4.5倍。
 - 1至3級震度之第一主頻約介於0.88Hz~1.02Hz。
2. 強弱震H/V單站頻譜比：
 - 低頻帶部份0.12Hz以下呈現線性反應無放大現象。
 - 0.3Hz~1.3Hz出現明顯線性放大反應。
 - 8.3Hz~28Hz之間測站土壤出現非線性反應。
3. 板樁碼頭動態監測：系統正常運作中。



未來研究工作及重點

- 1.量測港區地層下陷與維護。
- 2.監測港區地震資料與維護。
- 3.進行碼頭結構耐震能力評估。
- 4.建置工程資料庫。
- 5.發展港區救災速報系統。
- 6.碼頭設施維護管理。



80

簡報完畢
恭請指正

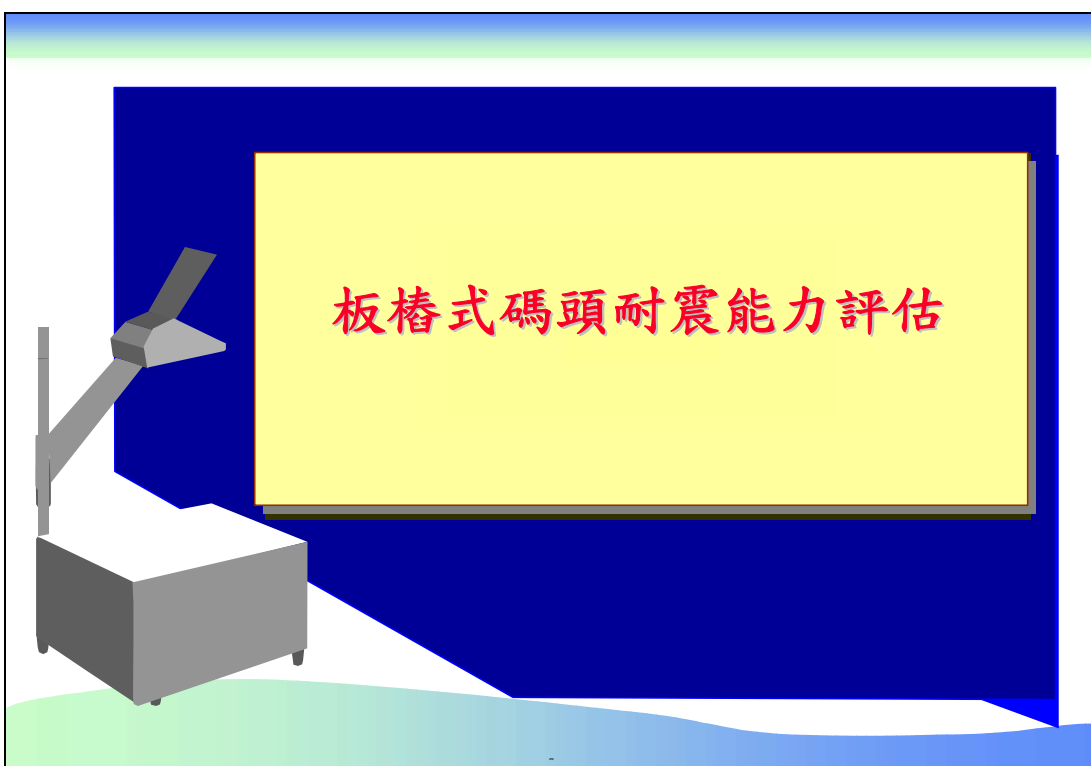
板樁式與棧橋式碼頭耐震能力評估

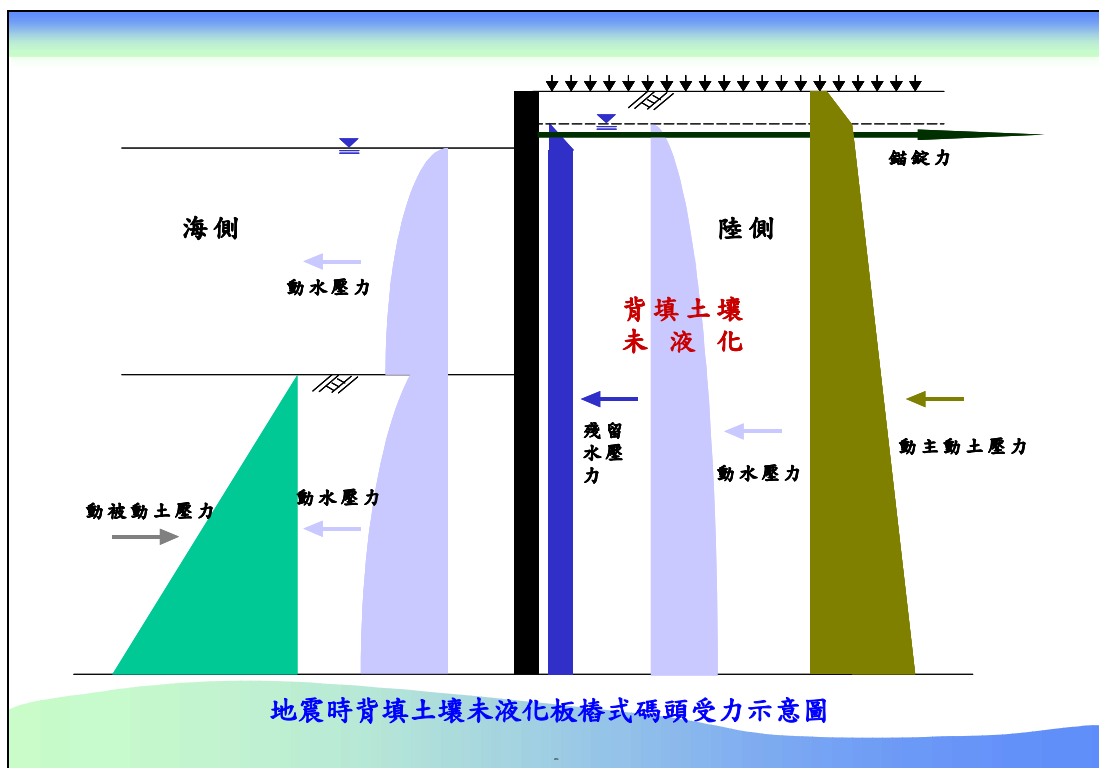
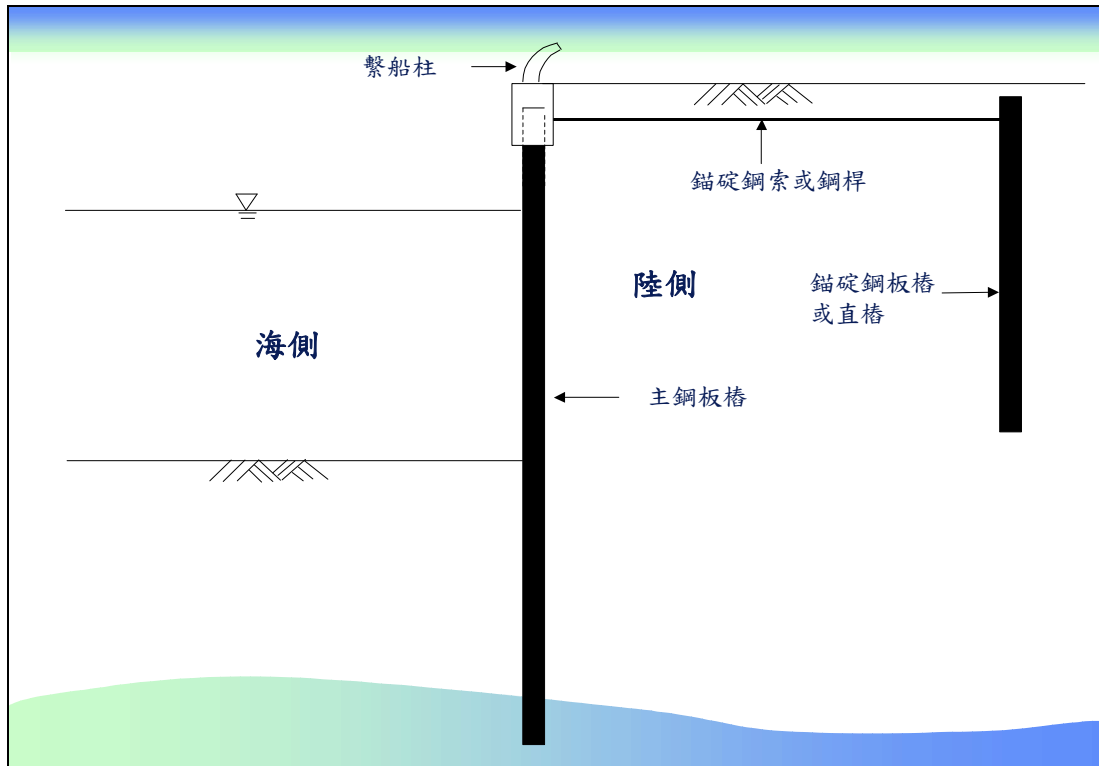
簡報者：賴瑞應

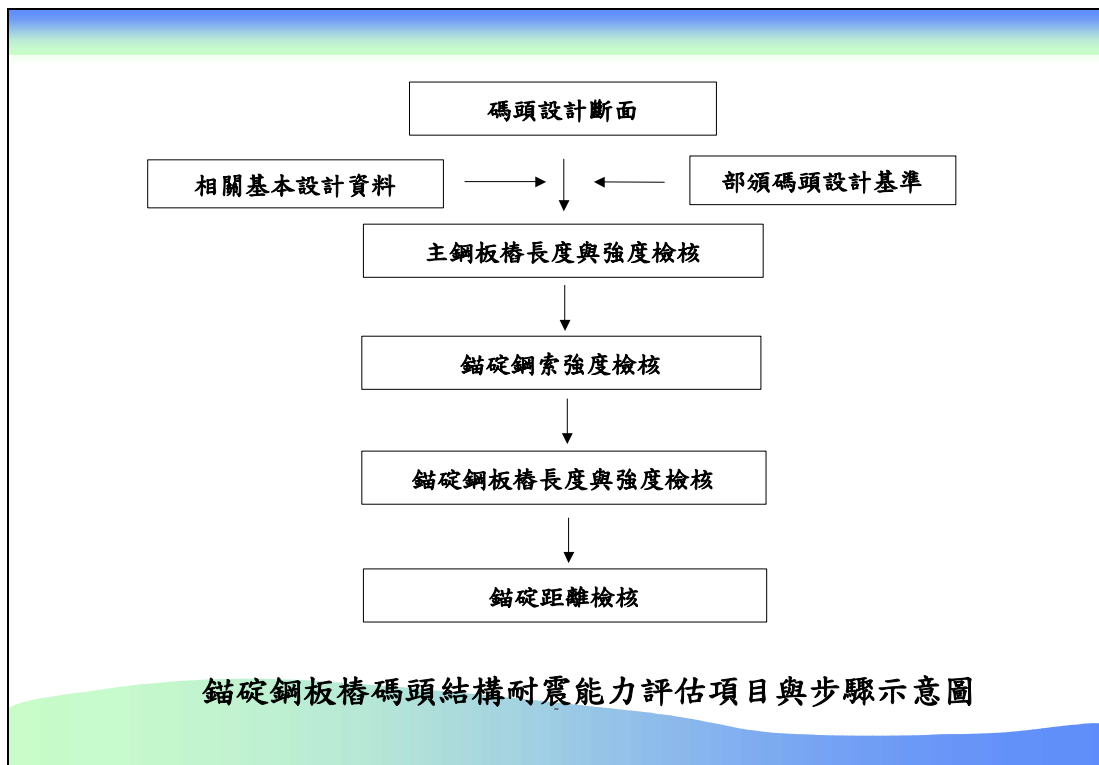
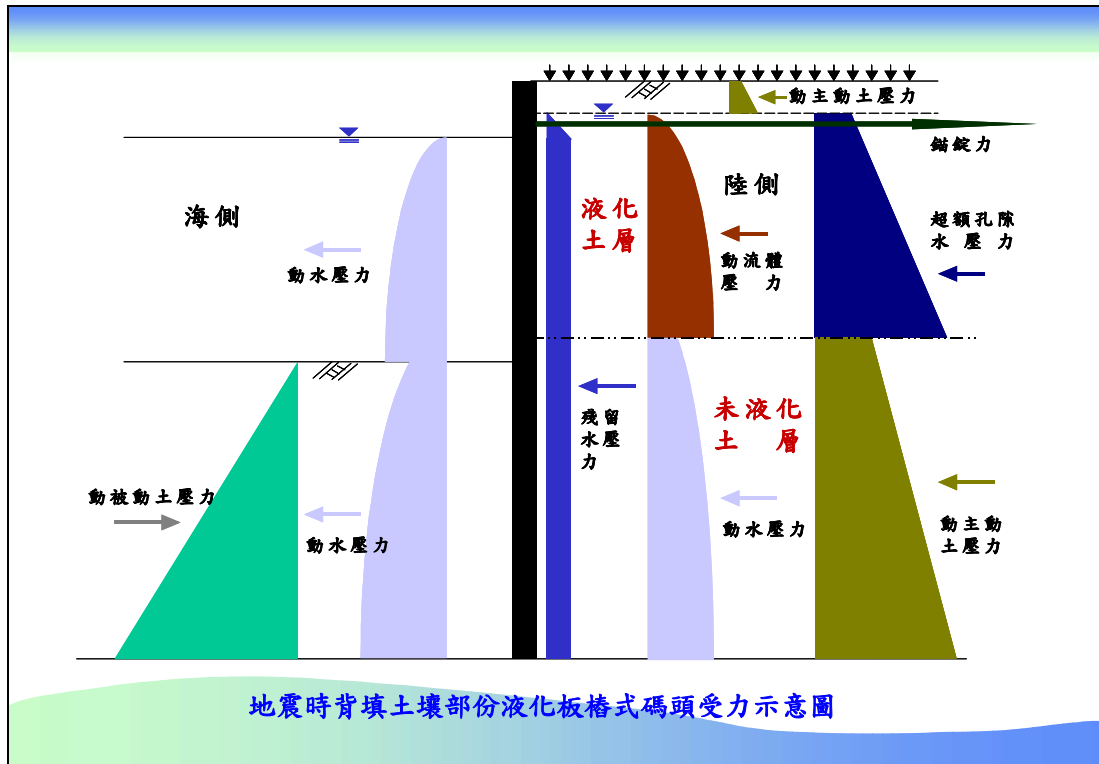
交通部運輸研究所
中華民國100年3月2日

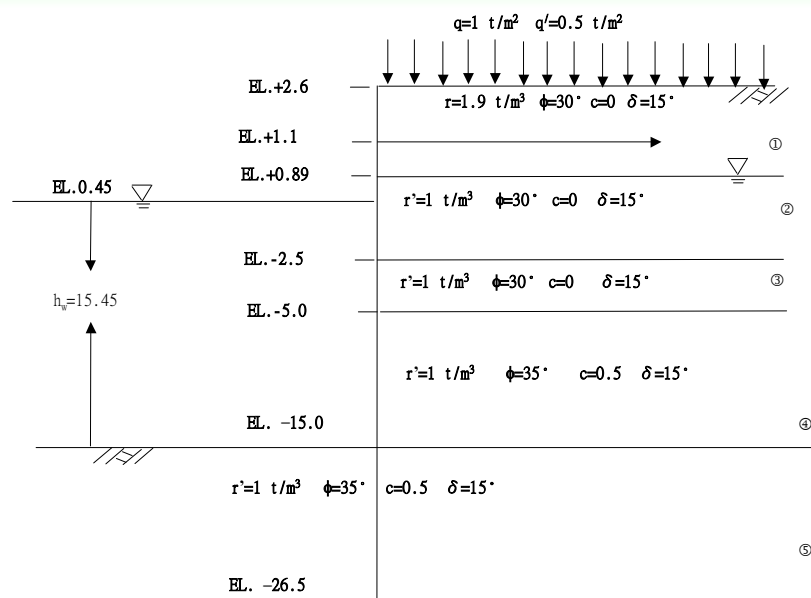


板樁式碼頭耐震能力評估









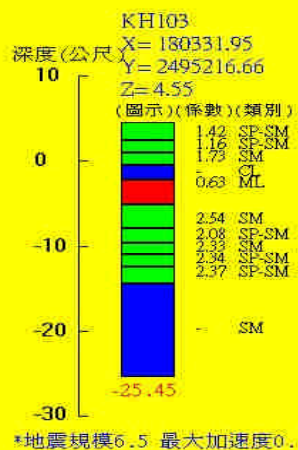
不考慮土壤發生液化效應

地表加速度 $K_h=0.16$ 板樁各項安全檢核結果

	主樁入土長度 安全係數檢核	主樁最大彎矩	錨碇力	錨碇板樁最大 彎矩	錨碇板樁 入土長度	錨碇距離
基準 要求	> 1.2	< 241.77 t-m	< 100.8 t	< 64.9 t-m	> 8.38 m	> 28.9 m
現況	1.94	241.25 t-m	99 t	41.2 t-m	11.5 m	38.1 m

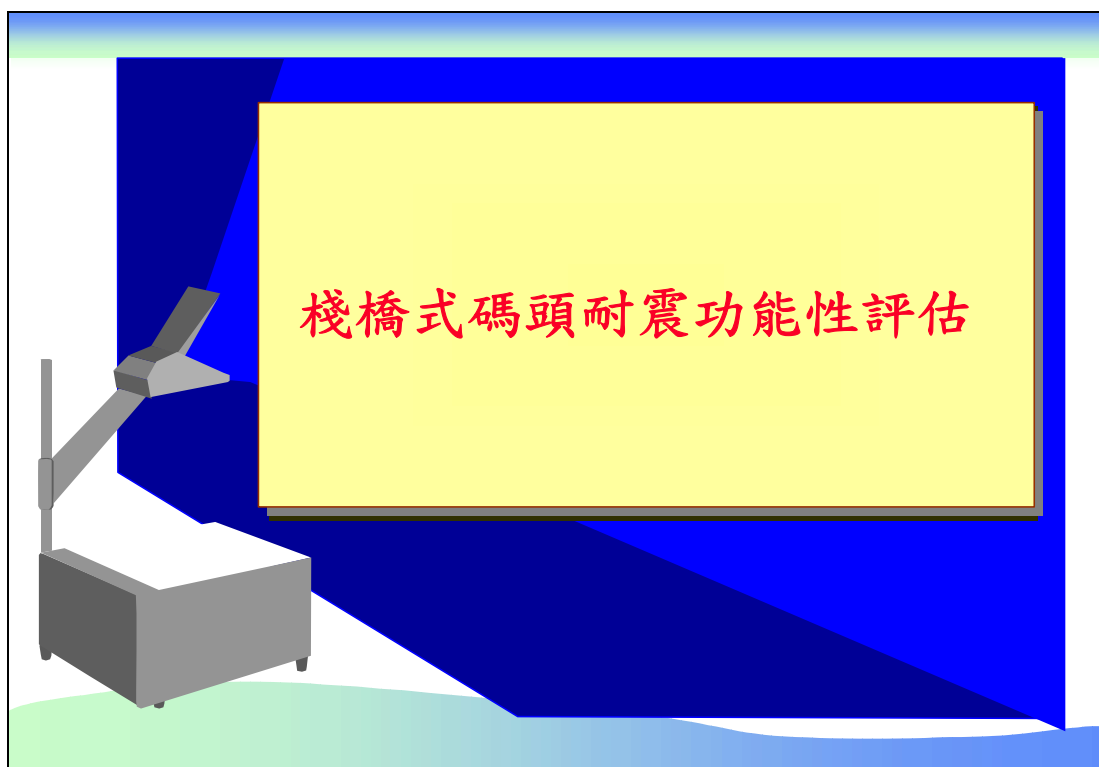
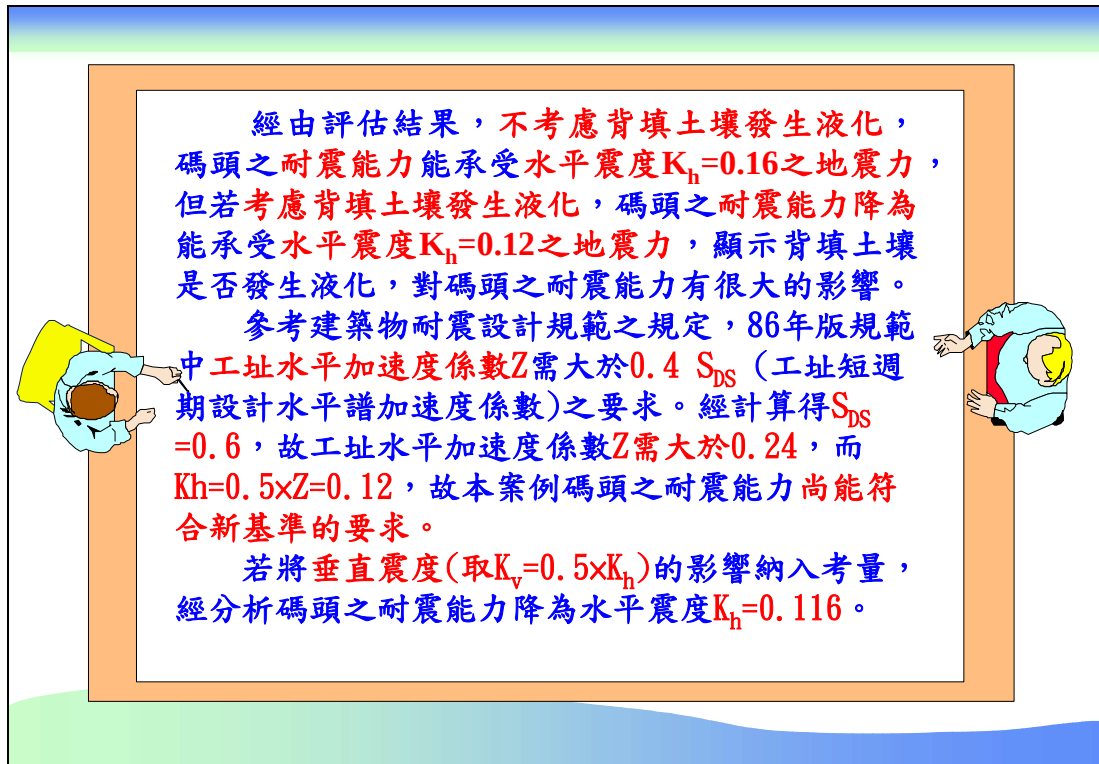
考慮土壤發生液化效應

地表加速度PGA=0.12g的條件下，高程-2.5~5公尺之土層已發生液化



地表加速度 $K_h=0.12$ 板樁各項安全檢核結果

	主樁入土長度 安全係數檢核	主樁最大彎矩	錨碇力	錨碇板樁 最大彎矩	錨碇板樁 入土長度	錨碇距離
基準 要求	> 1.2	< 241.77 t-m	< 100.8 t	< 64.9 t-m	> 11.03 m	> 28.4 m
現況	2.5	224.64 t-m	99.4 t	54.5 t-m	11.5m	38.1 m



土壤彈簧模擬

直樁水平向土壤彈簧 H_s

$$H_s = H_{sx} = H_{sy} = 0.15 \times N \times D$$

其中 N ：標準貫入試驗之打擊數； D ：樁之直徑

斜樁水平向土壤彈簧 H_{sx} 、 H_{sy}

$$H_{sx} = 0.15 \times N \times D$$

$$H_{sy} = 0.15 \times N \times D / \cos\theta$$

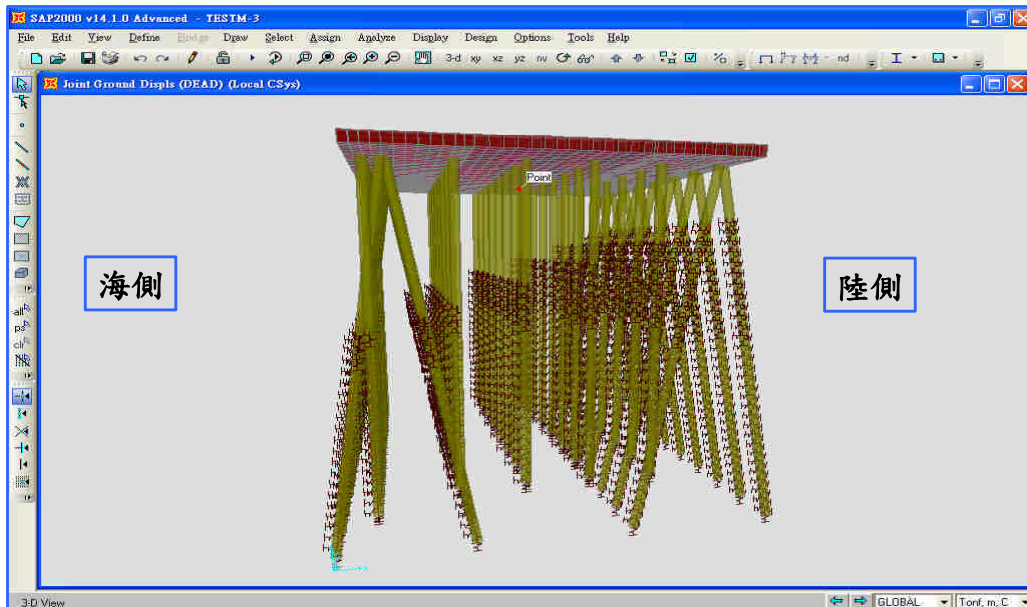
其中 θ ：斜樁與水平之夾角

垂直向土壤彈簧 V_s

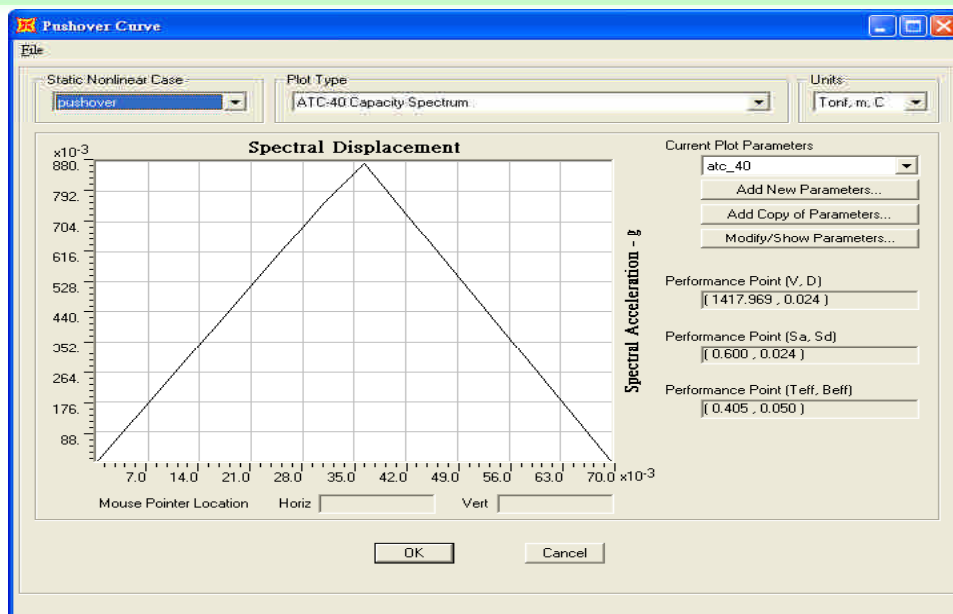
$$V_s = 0.2 \times N \times D$$

樁底土壤彈簧 V_p

$$V_p = 30 \times N \times D^2 / 4$$



棧橋式碼頭SAP2000土壤彈簧模擬示意圖



經由ADRS格式轉換後之碼頭的容量震譜

工址地震需求震譜

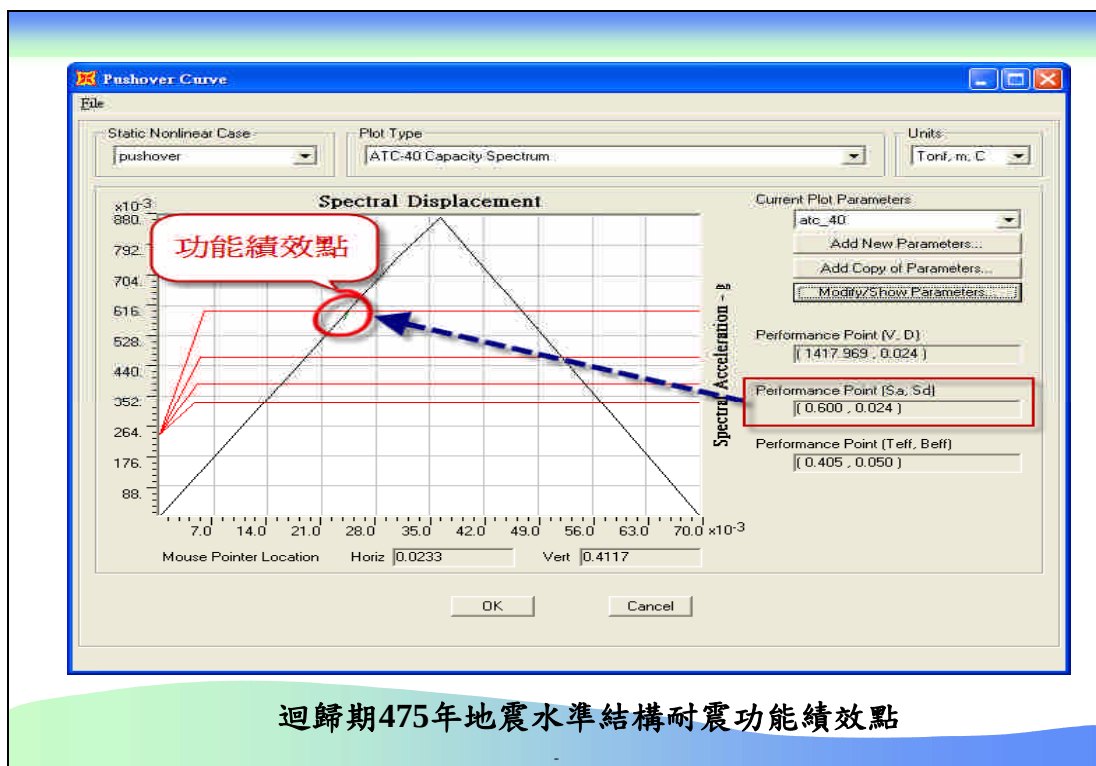
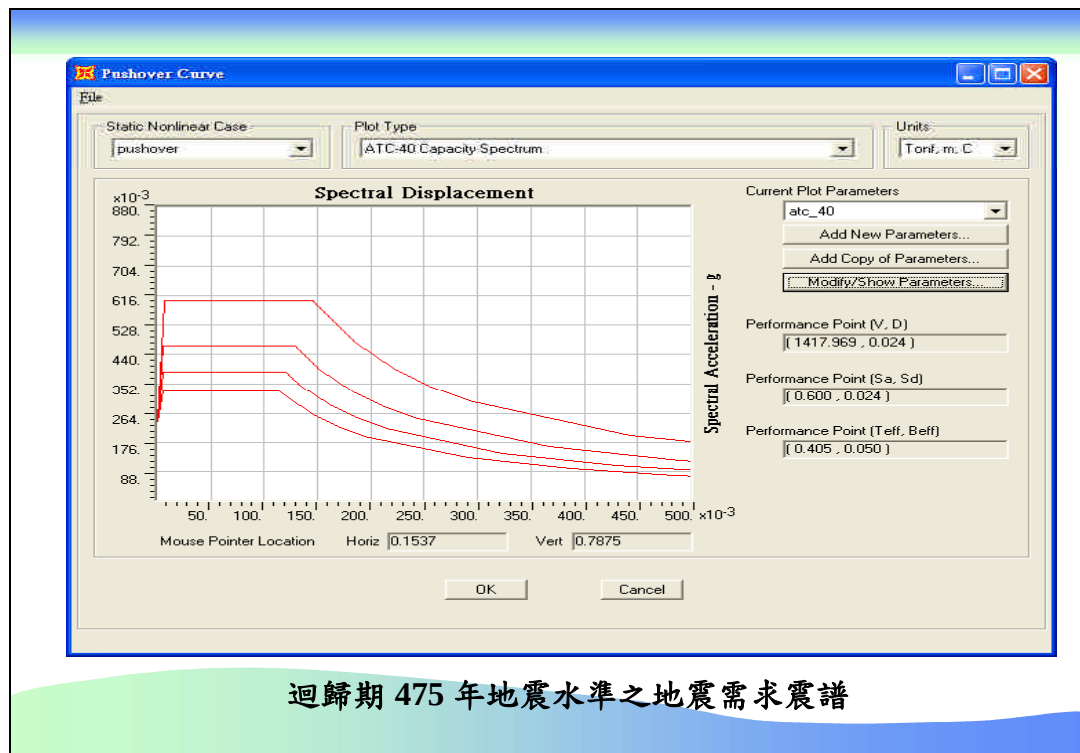
依據建築物耐震設計規範，查得本案例工址(高雄市旗津區)之短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數分別為0.5與0.35。

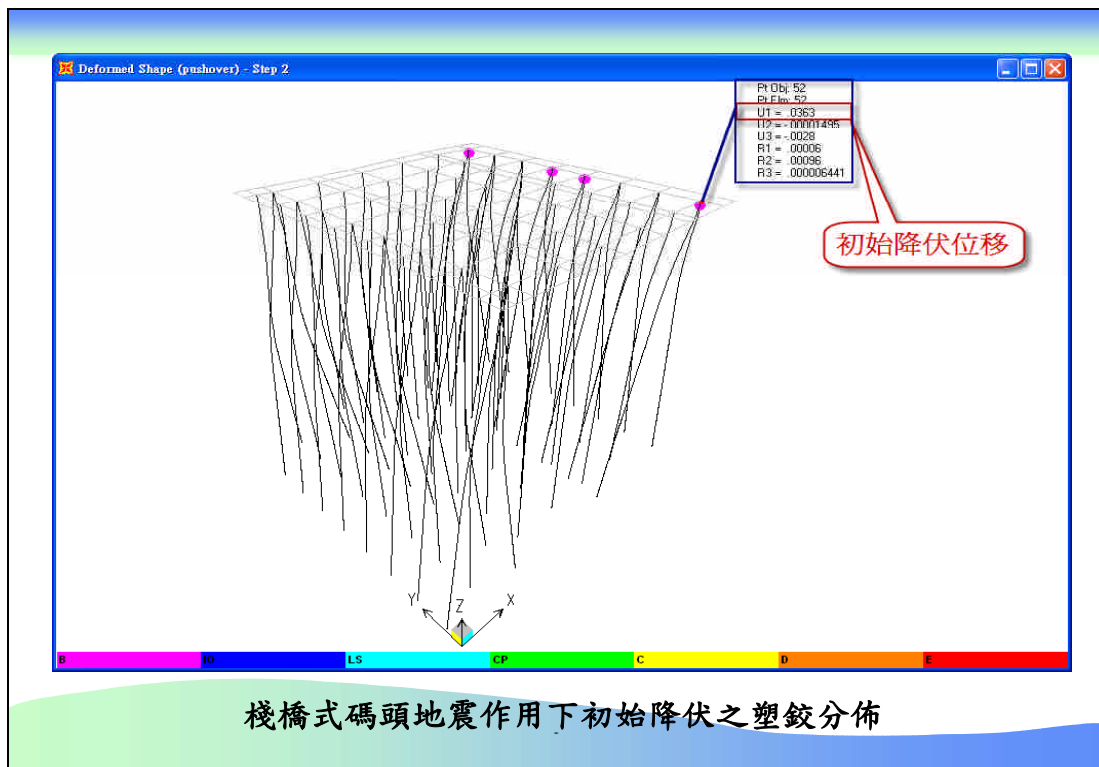
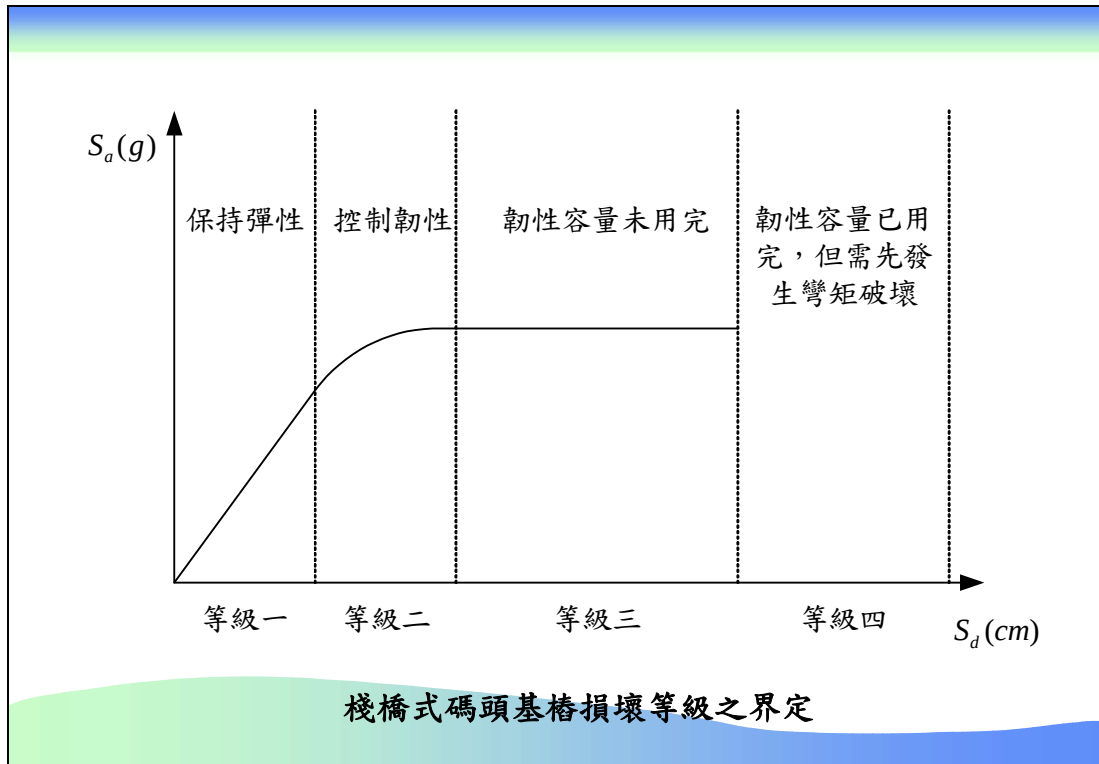
考慮震區工址之地盤效應，依其工址之平均SPT $N=11.5$ ，由建築物耐震設計規範之地盤分類表屬第三類地盤（軟弱地盤），並查得短週期結構之工址放大係數以及長週期結構之工址放大係數分別為1.2與1.7。

計算得

工址短週期之設計水平譜加速度係數 $=1.2 \times 0.5 = 0.6$

工址一秒週期之設計水平譜加速度係數 $=1.7 \times 0.35 = 0.595$





依本案例分析結果顯示，地震力作用下
棧橋式碼頭之破壞會先由基樁發生塑鉸產生，
且塑鉸會先由短樁發生，所以棧橋式碼頭之
地震力破壞由基樁所控制。

斜樁棧橋式碼頭雖能讓碼頭在地震力作
用下，產生很小的變位，以達到功能等級S的
功能目標，但由結構能耐曲線可得知，其結
構系統韌性不佳，導致結構基樁一旦降伏產
生塑鉸後，結構系統即瀕臨破壞，毫無預警
可言，未來設計應避免此種結構系統或另覓
改善之道。

簡報完畢
敬請指教