

102-62-7693

MOTC-IOT-101- H1DA004c

港區現地監測與碼頭耐震 功能性評估(2/4)



交通部運輸研究所

中華民國 102 年 4 月

102-62-7693

MOTC-IOT-101-H1DA004c

港區現地監測與碼頭耐震 功能性評估(2/4)

著 者：賴瑞應、陳志芳、謝明志、張道光
曾文傑、林玲煥、胡啟文、李奇績

交通部運輸研究所

中華民國 102 年 4 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

港區現地監測與碼頭耐震功能性評估. (2/4) / 賴瑞應
等著.-- 初版.-- 臺北市：交通部運研所，
民 102.04 面；公分
ISBN 978-986-03-6420-0(平裝)

1.港埠工程 2.環境監測

443.3

102005428

港區現地監測與碼頭耐震功能性評估(2/4)

著 者：賴瑞應、陳志芳、謝明志、張道光、曾文傑、林玲煥、胡啓文
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 102 年 4 月
印 刷 者：♀† ‡ Q β D>
版(刷)次冊數：初版一刷 80 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：1010200546

ISBN：978-986-03-6420-0 (平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

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

交通部運輸研究所自行研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：港區現地監測與碼頭耐震功能性評估(2/4)			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN978-986-03-6420-0（平裝）	政府出版品統一編號 1010200546	運輸研究所出版品編號 102-62-7693	計畫編號 101-H1DA004c
主辦單位：港灣技術研究中心 主管：邱永芳 計畫主持人：賴瑞應 共同主持人：陳志芳 研究人員：謝明志、張道光、曾文傑、林玲煥、胡啟文、李奇績 參與人員：陳毓清、李昭明、陳義松、李春榮、何木火 聯絡電話：04-26587170 傳真號碼：04-26564418			研究期間 自 101 年 01 月 至 101 年 12 月
關鍵詞：板樁式碼頭、耐震功能性評估、地層下陷、監測			
摘要： 近年來世界各國地震頻傳，也造成許多傷亡與財產損失，各國為減少地震引致之災害與損失，無不投入相當的經費與人力於地震之相關研究。本計畫參考國際航海協會有關功能性設計的流程與相關評估方法，針對既有碼頭做功能性評估的案例探討，以提供未來基準修訂的參考。 在港區現地監測部份，本所於臺北港、臺中港、高雄港、安平港、布袋港及蘇澳港等 6 個港區設置了監測站，期望藉由長期監測及分析的成果，能提供各港務分公司未來地震防救災決策之依據，及本所耐震功能性設計相關研究之重要參考。 因此，本計畫於 101 年度完成 (1)港區地震及地層下陷分層監測研究。(2)板樁式碼頭結構物耐震功能性評估等研究工作，期望相關研究成果可供未來產官學界等相關單位未來設計及維護碼頭之參考。 研究成果效益： 1.提昇國內港灣結構設計與評估水準。 2.出版研究報告將相關研究成果供產官學界參考應用。 3.建置港區現地監測資料庫及建立港區地震速報系統，可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。 提供應用情形： 1.本計畫建置之港區現地監測系統，能於地震後即時將所測得地震大小及港區碼頭即時安全評估結果，利用 email 將相關訊息傳至各港務分公司之相關防災人員供防災決策之參考。 2.本計畫所建置之現地監測資料庫及耐震評估方法，可提供本所及相關單位研究分析、開發規劃之參考。			

出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
102 年 4 月	334	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: Port Terminal Situ Seismic Monitoring and Performance-Based Assessment (2/4)			
ISBN 978-986-03-6420-0 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010200546	IOT SERIAL NUMBER 102-62-7693	PROJECT NUMBER 101-H1DA004c
DIDIVISION: HARBOR & MARINE TECHNOLOGY CENTER DIDIVISION DIRECTOR: Chiu Yung-Fang PPRINCIPAL INVESTIGATOR: Lai Jui-Ying CCOMMON INVESTIGATOR: J. F. Chen PROJECT STAFF: M.J. Hsieh, T.K. Chang, W.J. Tseng, L.H. Lin, C.W. Hu, C.J. Li PROJECT TECHNICIAN: Y.Q. Chen, Z.M. Lee, Y.S. Chen, C.R. Lee, M.H. He PHONE: 04-26587170 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD FROM January 2012 TO December 2012
KEY WORDS: sheet pile quay wall, seismic performance-based assessment, subsidence, monitoring			
ABSTRACT: In recent years, earthquakes caused many casualties and property damage around the world. Countries in the world invested many funds and manpower in earthquake research to reduce the disaster and loss by the earthquake. This project will refer to the INA of the performance-based design process and related assessment methods to do case studies. With expectation the study provide a reference to the future code revision. In the part of port terminal situ monitoring, we set up the monitoring stations in each port area (including Taipei, Taichung, Kaohsiung, Anping, Budai and Suao Harbors). We expect the long-term monitoring and analysis of the results could provide each port branch decisions on earthquake disaster prevention, and the study of seismic performance-based design reference. Therefore, this project carries out the following in the year of 2012, including (1) port monitoring earthquakes and subsidence of stratification, (2) sheet pile quay wall of seismic performance-based assessment. With expectation the results provide reference for terminal designing and maintaining works in the future. Benefits of results: 1. Enhancing the domestic the Harbor structural design and assessment standards. 2. Publishing research reports refer to the application for the industry, government and academia. 3. Building port situ monitoring of the database and the establishment of the port area earthquake quick report system, as the bay area before the earthquake prevention and disaster contingency planning and decision-making reference basis.			

Current situations in application:

1. The system can be provided after the earthquake the pier safety assessment results using the email message transmitted to the port branch staff for decision-making reference for Disaster Reduction.
2. This project built in situ monitoring database and seismic evaluation methods, provides a reference of the relevant unit of analysis, development planning.

DATE OF PUBLICATION April 2013	NUMBER OF PAGES 334	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.

港區現地監測與碼頭耐震功能性評估(2/4)

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
目 錄	III
圖目錄	VII
表目錄	XV
第一章 前言	1-1
1.1 研究緣起	1-1
1.2 研究目的	1-1
1.3 研究範圍	1-2
1.4 研究方法	1-2
1.5 研究內容與流程	1-3
第二章 耐震功能性設計法概述	2-1
2.1 功能性設計法與傳統設計法之區別	2-1
2.2 耐震功能性設計法之架構及主要內容	2-4
2.3 新建構造物之功能性設計與既有構造物之功能性評估	2-7
第三章 國內外功能性設計基準探討	3-1
3.1 我國港灣構造物設計基準	3-1
3.2 國際航海協會港灣構造物耐震設計準則	3-10
3.3 日本港灣施設技術基準	3-17
3.4 小 結	3-32

第四章 耐震功能性設計要求探討.....	4-1
4.1 碼頭功能性目標	4-1
4.2 地震等級、功能性水準及重要度分類	4-3
4.3 現行基準之功能性目標	4-8
4.4 國內港灣碼頭功能性目標制定之建議	4-11
4.5 現行基準與本研究建議功能性目標之差異性探討	4-14
第五章 板樁式碼頭功能性規定及分析方法探討.....	5-1
5.1 板樁式碼頭功能性可接受標準	5-1
5.2 板樁式碼頭耐震功能性分析法	5-5
第六章 既有板樁式碼頭功能性評估探討.....	6-1
6.1 案例基本條件	6-1
6.2 功能目標	6-5
6.3 利用簡便分析法進行耐震功能性評估	6-7
6.4 利用簡便動力分析法進行耐震功能性評估	6-15
6.5 利用動力分析法進行耐震功能性評估	6-24
6.6 小結	6-38
第七章 港灣地區地震監測分析.....	7-1
7.1 地震及動態水壓監測系統	7-2
7.2 井下地震監測分析	7-7
7.3 動態水壓監測分析	7-15
7.4 地表地震監測分析	7-29
7.5 時頻分析	7-54
7.6 港灣現地碼頭監測站	7-59

7.7 港灣地區地震資訊網.....	7-63
7.8 港區微地動試驗.....	7-68
第八章 港灣地區地層下陷監測分析.....	8-1
8.1 港灣地區地層下陷行為.....	8-2
8.2 分層沉陷觀測井設置與量測.....	8-7
8.3 布袋港監測站.....	8-10
8.4 大鵬灣監測站.....	8-29
8.5 臺中港監測站.....	8-32
8.6 安平港監測站.....	8-35
第九章 結論與建議.....	9-1
9.1 結論.....	9-1
9.2 建議.....	9-3
參考文獻.....	參-1
附錄一 期末審查意見及辦理情形說明表.....	附錄 1-1
附錄二 期末報告簡報資料.....	附錄 2-1

圖 目 錄

圖 1.1	研究流程圖	1-4
圖 2.1	「功能性設計法」之流程架構圖	2-8
圖 2.2	耐震功能設計法之架構與內容	2-9
圖 3.1	液化潛能分析流程圖	3-8
圖 3.2	INA 耐震功能評估的流程圖	3-16
圖 3.3	日本港灣功能層次的定位和功能驗證	3-17
圖 3.4	日本港灣功能水準的分類	3-19
圖 3.5	日本港灣作用力年超越機率與損壞程度	3-20
圖 3.6	日本港灣等級二地震的計算程序	3-21
圖 3.7	日本港灣構造物土壤液化可能性範圍	3-26
圖 3.8	日本港灣等效 N 值的計算圖	3-27
圖 3.9	日本港灣等效 N 值與等效加速度土層區分	3-28
圖 3.10	日本港灣等級一(Level 1)的地震之驗證流程	3-31
圖 3.11	日本港灣等級二(Level 2)的地震之驗證流程	3-32
圖 4.1	四港區平均地震危害度曲線	4-4
圖 4.2	國內現行基準的耐震功能性目標區域圖	4-11
圖 4.3	本研究建議的港灣碼頭耐震功能性目標區域圖	4-14
圖 4.4	研究建議與現行基準之港灣碼頭耐震功能性目標區域比較	4-15
圖 5.1	板樁式碼頭之破壞模式	5-2
圖 5.2	板樁式碼頭之功能性參數	5-3
圖 5.3	地震時背填土壤未液化板樁式碼頭受力示意圖	5-7

圖 5.4	作用於板樁之水壓力分布示意圖	5-9
圖 5.5	板樁最大彎矩分析模式示意圖	5-11
圖 5.6	板樁式碼頭工址填土可能液化狀態	5-12
圖 5.7	Newmark 之滑動塊體分析法的觀念	5-13
圖 5.8	板樁式碼頭簡便動力分析(滑動塊體分析法)評估流程圖	5-14
圖 6.1	碼頭現況斷面示意圖	6-1
圖 6.2	碼頭各土層土壤參數示意圖	6-4
圖 6.3	板樁土壓示意圖($K_h=0.14$).....	6-11
圖 6.4	板樁最大彎矩計算示意圖	6-13
圖 6.5	簡便動力分析評估流程圖	6-16
圖 6.6	等級二地震東西向人造地震歷時	6-17
圖 6.7	未考慮液化因素之碼頭滑動量分析結果	6-18
圖 6.8	碼頭鑽孔深度之液化機率	6-19
圖 6.9	板樁土壓示意圖($K_h=0.01$).....	6-20
圖 6.10	考慮液化因素之碼頭滑動量分析結果	6-23
圖 6.11	板樁碼頭數值模擬網格圖	6-25
圖 6.12	材料參數分層圖	6-26
圖 6.13	結構元素模型圖	6-28
圖 6.14	施加側向靜水壓力	6-29
圖 6.15	指定土體中及自由面上之飽和層示意圖	6-29
圖 6.16	靜態系統力學平衡之示意圖	6-30
圖 6.17	設定 Finn model	6-31
圖 6.18	等級二地震歷時	6-33

圖 6.19 等級二地震力板樁、錨碇鋼板樁與模型的 X 向變位	6-35
圖 6.20 等級二地震力板樁與錨碇鋼板樁之彎矩圖與模型的 X 向變位	6-35
圖 6.21 等級三地震歷時	6-37
圖 6.22 等級三地震力板樁、錨碇鋼板樁與模型的 X 向變位	6-37
圖 6.23 等級三地震力板樁與錨碇鋼板樁之彎矩圖與模型的 X 向變位	6-38
圖 7.1 臺北港井下地震及動態水壓監測站示意圖	7-3
圖 7.2 高雄港井下地震及動態水壓監測站示意圖	7-5
圖 7.3 臺北港 2008 年 6 月 2 日 00 時 59 分地震(南北向)	7-8
圖 7.4 臺北港 2008 年 6 月 2 日 00 時 59 分地震(東西向)	7-9
圖 7.5 高雄港 2006 年 12 月 26 日 20 點 34 分地震波	7-9
圖 7-6a 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	7-10
圖 7-6b 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	7-10
圖 7.7 高雄港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖	7-13
圖 7.8 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	7-13
圖 7.9 臺北港井下地震站震波放大倍率與地表最大加速度比較圖 ..	7-14
圖 7.10 高雄港井下地震站震波放大倍率與地表最大加速度比較圖	7-14
圖 7.11a 蘇澳港地震站 2005 年 3 月 6 日地震之動態孔隙水壓變化	7-18
圖 7.11b 蘇澳港 2005 年地震作用下不同深度之超額孔隙水壓圖 ...	7-19
圖 7.11c 蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化	7-20

圖 7.11d 蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化(大於 0.25Hz)	7-21
圖 7.11e 蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化(小於 0.25Hz)	7-22
圖 7.12a 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態孔隙水壓變化	7-23
圖 7.12b 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(大於 0.1Hz)	7-24
圖 7.12c 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(小於 0.1Hz)	7-25
圖 7.13a 安平港 2010 年 3 月 4 日地震之動態孔隙水壓變化	7-26
圖 7.13b 安平港 2010 年 3 月 4 日地震之動態孔隙水壓變化(大於 0.08Hz)	7-27
圖 7.13c 安平港 2010 年 3 月 4 日地震之動態孔隙水壓變化(小於 0.08Hz)	7-28
圖 7.14 臺北港地震站 1 級震度傅氏頻譜圖	7-31
圖 7.15 臺北港地震站 2 級震度傅氏頻譜圖	7-31
圖 7.16 臺北港地震站 3 級震度傅氏頻譜圖	7-32
圖 7.17 臺北港地震站各級震度平均傅氏頻譜圖	7-32
圖 7.18 臺北港地震站 2008 年 6 月 2 日地震不同深度之傅氏頻譜圖	7-33
圖 7.19 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	7-34
圖 7.20 高雄港地震站 1 級震度傅氏頻譜圖	7-35
圖 7.21 高雄港地震站 2 級震度傅氏頻譜圖	7-35
圖 7.22 高雄港地震站 3 級震度傅氏頻譜圖	7-36
圖 7.23 高雄港地震站各級震度平均傅氏頻譜圖	7-36

圖 7.24 高雄港地震站弱震單站平均頻譜比.....	7-39
圖 7.25 高雄港測站 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分地震加速度歷時..	7-40
圖 7.26 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分強震頻譜比 .	7-40
圖 7.27 高雄港地震站強、弱震單站頻譜比.....	7-41
圖 7.28 2006 年 12 月 26 日 20 時 26 分恆春地震震度分佈.....	7-45
圖 7.29 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分恆春地震震度分佈.....	7-45
圖 7.30 2010 年 03 月 04 日甲仙地震震度分佈(中央氣象局).....	7-46
圖 7.31 高雄港 2006 年 12 月 26 日及 2010 年 3 月 4 日地震	7-46
圖 7.32 高雄港監測站 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分地震之位移反應 譜 ($\zeta=5\%$).....	7-47
圖 7.33 高雄港監測站 2006 年 12 月 26 日地震之速度反應譜($\zeta=5\%$)	7-47
圖 7.34 高雄港監測站 2006 年 12 月 26 日地震之加速度反應譜($\zeta=5\%$)	7-48
圖 7.35 高雄港地震監測站恆春地震反應譜三相圖(2006/12/26, 20:34)	7-48
圖 7.36 安平港 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分地震加速度歷時	7-49
圖 7.37 安平港地震監測站恆春地震反應譜三相圖(2006/12/26, 20:34)	7-49
圖 7.38 滿州國小(KAU042)地震站實測反應譜圖(中央氣象局)	7-51
圖 7.39 墾丁國小(KAU043)地震站實測反應譜圖(中央氣象局)	7-51
圖 7.40 恆春氣象站地震站實測反應譜圖(中央氣象局)	7-52
圖 7.41 高雄氣象地震站實測反應譜圖(中央氣象局)	7-52
圖 7.42 七股氣象地震站實測反應譜圖(中央氣象局)	7-53

圖 7.43 高雄港地震站實測加速度反應譜圖($\zeta=5\%$) (港研中心) ...	7-53
圖 7.44 高雄港地震站加速度反應譜圖(0.15g)	7-54
圖 7.45 安平港地震站實測加速度反應譜圖(港研中心)($\zeta=5\%$)	7-54
圖 7.46 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日恆春地震 PGA 圖	7-55
圖 7.47 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日恆春地震隱模態函數組圖	7-56
圖 7.48 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日恆春地震時頻分析圖	7-56
圖 7.49 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日恆春地震能譜圖.....	7-56
圖 7.50 高雄港地震站 2006 年 10 月 9 日地震 STFT 法頻譜比圖 ...	7-57
圖 7.51 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日地震 STFT 法頻譜比圖 ..	7-57
圖 7.52 高雄港地震站 2010 年 3 月 4 日地震 STFT 法頻譜比圖	7-58
圖 7.53 布袋港地震站 2010 年 3 月 4 日地震 STFT 法頻譜比圖	7-58
圖 7.54 高雄港 120 號碼頭動態監測站斷面配置圖.....	7-60
圖 7.55 高雄港 120 號碼頭動態監測站平面配置圖.....	7-60
圖 7.56 2012 年 10 月 25 日 18 時 31 分地震震度分布(中央氣象局)	7-61
圖 7.57 高雄港 120 碼頭地表地震儀地表加速度歷時(2012/10/25)...	7-61
圖 7.58 高雄港井下地震站地表加速度歷時(2012/10/25).....	7-62
圖 7.59 高雄港地震站地震資料傅氏頻譜比較圖(2012/10/25).....	7-62
圖 7.60 港區地震資訊網示意圖	7-63
圖 7.61 港區地震資訊網連結地震查詢圖	7-64
圖 7.62 港區近期地震查詢圖	7-64
圖 7.63 港區歷史地震資訊查詢圖	7-65

圖 7.64 港區歷史地震查詢圖-臺北港	7-65
圖 7.65 港區地震災況速報系統儀器配置示意圖.....	7-66
圖 7.66 臺中港區地震即時監測畫面示意圖.....	7-67
圖 7.67 安平港區地震即時監測畫面示意圖.....	7-67
圖 7.68 微地動儀現地試驗圖.....	7-68
圖 7.69 臺北港微地動測站位置圖.....	7-70
圖 7.70 臺北港區共振主頻等值分佈圖.....	7-70
圖 7.71 高雄港第四貨櫃中心各測站分佈位置圖.....	7-71
圖 7.72 高雄港區第四貨櫃中心共振主頻等值分佈圖.....	7-72
圖 8.1 沉陷分析之流程圖.....	8-3
圖 8.2 自由水位下降引致之有效應力增量分佈.....	8-4
圖 8.3 受壓水位下降引致之有效應力增量分佈.....	8-5
圖 8.4 沉陷計安裝示意圖.....	8-8
圖 8.5 磁感式層別沉陷計安裝示意圖.....	8-9
圖 8.6 布袋港地層下陷監測井位置圖.....	8-13
圖 8.7a 布袋港分層水位變化圖(自記式).....	8-14
圖 8.7b 布袋港分層水位變化圖(自記式).....	8-15
圖 8.8 布袋港(200m)分層水位變化圖(手動量測).....	8-16
圖 8.9 布袋港(300m)分層水位變化(手動量測).....	8-17
圖 8.10 布袋港(200m)分層累積下陷圖(手動量測).....	8-18
圖 8.11 布袋港(300m)分層個別下陷量圖.....	8-19
圖 8.12a 布袋港(300m)分層累積下陷量圖.....	8-20
圖 8.12b 布袋港(400m)水準基站累積下陷量圖(92/09/04~97/05/30)....	8-21

圖 8.12c 布袋港(400m)水準基站累積下陷量圖(98/07/03~101/11/21)..<8-22	
圖 8.13 101 年嘉義縣布袋鎮及布袋港區監測點水準測量工作範圍圖8-26	
圖 8.14 101 年嘉義縣布袋鎮及布袋港區監測點水準測量水準測線、環 線佈置圖8-27	
圖 8.15 嘉義縣布袋鎮及布袋港區下陷圖(93~101 年).....8-28	
圖 8.16 大鵬灣分層水位變化圖(手動量測).....8-30	
圖 8.17 大鵬灣地層分層下陷觀測圖8-31	
圖 8.18 臺中港分層水位變化圖(手動量測).....8-33	
圖 8.19 臺中港分層累積下陷量圖(200m).....8-34	
圖 8.20 安平港分層水位變化圖(手動量測).....8-36	
圖 8.21 安平港分層累積下陷量8-37	

表 目 錄

表 3-1	港灣結構物設計基準之用途係數	3-3
表 3-2	各型碼頭在 475 年回歸期地震作用下損壞程度最大容許值	3-5
表 3-3	INA 各等級耐震構造物之功能目標	3-10
表 3-4	INA 國際航海協會構造物等級	3-11
表 3-5	INA 各級功能水準之描述	3-12
表 3-6	重力式碼頭功能可接受標準	3-12
表 3-7	棧橋式碼頭功能可接受標準	3-12
表 3-8	板樁式碼頭功能可接受標準	3-13
表 3-9	INA 各類分析法之應用時機	3-15
表 3-10	INA 結構分析方法彙整	3-15
表 3-11	日本港灣功能目標分類表	3-17
表 3-12	日本港灣耐震強化設施分類表	3-18
表 3-13	日本港灣重力式碼頭功能可接受標準值	3-22
表 3-14	日本港灣板樁式碼頭功能可接受標準值	3-23
表 3-15	日本港灣棧橋式碼頭功能可接受標準值	3-24
表 3-16	日本港灣棧橋式碼頭基樁之功能可接受標準值	3-25
表 3-17	日本港灣液化預測和液化判斷	3-28
表 3-18	日本港灣各類碼頭之分析方法	3-31
表 4-1	國內港灣構造物設計基準之三等級設計地震力	4-4
表 4-2	國內建築及橋梁之中度地震所對應的回歸期概略值	4-5
表 4-3	橋梁耐震設計規範之三等級地震力	4-6
表 4-4	耐震功能性水準定性規定之建議	4-7

表 4-5	各重要度等級之碼頭特性	4-8
表 4-6	國內現行港灣構造物設計基準之功能性目標	4-9
表 4-7	本研究建議之各等級碼頭所對應的耐震功能性目標	4-13
表 5-1	板樁式碼頭功能性可接受標準	5-4
表 5-2	各類設計方法之應用時機	5-6
表 5-3	非液化工址板樁式碼頭變位參數與安全係數之關係	5-12
表 6-1	板樁構材相關資料表	6-2
表 6-2	高耐索規格表.....	6-3
表 6-3	碼頭陸上區土壤參數	6-3
表 6-4	國際航海協會構造物等級	6-5
表 6-5	港灣結構物之用途係數	6-6
表 6-6	本案例 A 級碼頭之耐震功能性目標	6-6
表 6-7	A 級板樁式碼頭各等級地震力功能性可接受標準	6-7
表 6-8	各土層地震主動土壓力係數(k_a)及被動土壓力係數(k_p).....	6-9
表 6-9	各土層土壓力計算表($K_h=0.14$)	6-10
表 6-10	各土層對錨碇拉桿力矩計算表($K_h=0.14$)	6-10
表 6-11	各土層土壓力計算表($K_h=0.01$)	6-19
表 6-12	各土層對錨碇拉桿力矩計算表($K_h=0.01$)	6-21
表 6-13	動態分析土層參數表	6-27
表 6-14	結構元素參數表.....	6-28
表 6-15	基樁元素中之 Mohr-Coulomb 介面參數表	6-28
表 6-16	不同地震歷時之板樁構件變位與應力值	6-36
表 7-1	各港區設置井下地震儀資料表	7-2
表 7-2	臺北港 2007~2009 年井下地震觀測資料	7-4

表 7-3	臺北港 2010 年井下地震觀測資料	7-5
表 7-4	臺北港 2008 年地震站各深度最大加速度表	7-6
表 7-5a	高雄港 2007~2008 年井下地震資料之規模、震央與震源深度	7-11
表 7-5b	高雄港 2009~2010 年井下地震資料之規模、震央與震源深度	7-12
表 7-6	蘇澳港 2007 年井下地震監測資料表	7-15
表 7-7	蘇澳港 2008~2009 年井下地震監測資料表	7-16
表 7-8	蘇澳港 2010 年井下地震監測資料表	7-17
表 7-9	安平港 2006~2008 年井下地震監測資料表	7-43
表 7-10	安平港 2009~2011 年井下地震監測資料表	7-44
表 7-11	工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數	7-50
表 7-12	臺北港區測站資料	7-69
表 7-13	高雄港區測站資料	7-71
表 8-1	環線閉合差分析表	8-25

第一章 前言

1.1 研究緣起

臺灣為海島型國家，對外經貿貨物運輸主要以海運為主，故良好的港埠設施不僅能提供入出境貨物運輸的順暢，也肩負臺灣經濟發展的命脈。然而臺灣地處環太平洋地震帶，每年均發生無數次大大小小的地震，因此，如何考量構造物整個壽命期之經濟性，據以提出合理的耐震設計規範，使所設計之港灣構造物能滿足預期之安全性及功能性一直是目前熱門的研究課題。有鑒於美國、歐洲、日本等國已經著手於功能性設計之研究，而國內也已著手推動橋梁及建築物之耐震功能性設計，故本所也致力將構造物耐震功能性設計的理念應用在港灣構造物，俾提升國內港灣工程技術之水準。

另外，由過去歷史紀錄，我國港埠的地震災害包括民國 75 年的花蓮地震，造成蘇澳港 #3~#5 碼頭發生滑動傾斜的情形，以及民國 88 年發生的 921 集集地震，造成臺中港 #1~#4 沉箱式碼頭發生位移^[51]受損，由於當初蘇澳港及臺中港並無設置相關之地震及動態水壓監測站，故無法提供相關單位即時防救災決策之相關參考資訊。有鑑於此，本所於民國 89 年開始，陸續於安平港、布袋港、臺中港、臺北港、高雄港及蘇澳港等 6 個港區逐年分別設置了地震及動態水壓監測站與地層下陷監測站，期望藉由長期監測的成果，並將所得之紀錄進行震波特性、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進行相關性分析及彙整建置成資料庫，以提供各港未來港區地震防救災及碼頭耐震功能性設計與評估相關研究之重要參考依據。

1.2 研究目的

本研究目的可摘列整理如下：

1. 配合因應我國加入 WTO 後，國內市場日趨國際化之需求，及國際潮流之趨勢，研發耐震功能性評估方法以提供未來制定設計規範之參考。
2. 藉由耐震功能性評估方法之導入，提昇國內產官學界之相關技術。
3. 經由本研究對既有碼頭之耐震功能性評估過程，提供各港或港灣工程界的相關從業人員瞭解碼頭功能性評估的流程與方法。
4. 經由各港區所設置之井下地震及地盤下陷監測站，進行長期監測，並將歷年監測所得之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進行相關性分析及彙整建置成資料庫，以提供港區地震防救災及碼頭耐震功能性設計與評估相關研究之重要參考依據。

1.3 研究範圍

在碼頭構造物功能性評估部份，主要基於本所過去碼頭構造物功能性設計法相關的研究基礎上，進一步針對各類型碼頭(包括沉箱式碼頭、板樁式碼頭及棧橋式碼頭)之功能性評估分析方法做案例探討，尤其是動力分析方法的探討。而第一年(100 年)主要研究對象為沉箱式碼頭的耐震功能性評估，第二年(101 年)主要研究對象為板樁式碼頭的耐震功能性評估。

在地震及動態水壓監測部份，第一年(100 年)以臺北港與高雄港地震站為例，將歷年來實測所得資料進行震波放大效應、動態孔隙水壓變化、港區之場址效應等資料分析。第二年(101 年)主要以彙整安平港地震監測站 2006 至 2010 年地震資料並進行反應譜分析與建檔，並設置臺中港及安平港網路型地震災況速報系統。地層下陷監測部份，持續監測布袋港、大鵬灣、安平港及臺中港等港區地層下陷與分析，並進行布袋港區地層下陷平面水準測量。

1.4 研究方法

在碼頭構造物功能性評估部份，本研究經比較國內外相關港灣構造物功能性設計規範後，發現國際航海協會(INA)所頒布的港灣結構物耐震設計規範 (SEISMIC DESIGN GUIDELINES FOR PORT STRUCTURES)^[29]所提供之功能性目標、功能性規定及相關驗證流程與方法較能滿足未來我國訂定功能性規範的需求，故本研究參考其相關規定，進行既有碼頭之耐震功能性評估，以探討未來規範以其架構修訂的可行性。

在地震及動態水壓監測部份，第一年(100 年)以高雄港地震監測站於 2006 年恆春強列地震之實測地震波資料，採用單站頻譜比法分析該區土層是否有液化現象。並以現行之建築物耐震設計規範檢核高雄港區之結構物是否介於安全範圍。第二年(101 年)以彙整安平港地震監測站 2006 至 2010 年地震資料進行反應譜分析及建檔為主要工作。

1.5 研究內容與流程

本研究之主要工作項目如下所示，其工作流程如圖 1.1 所示。

1. 功能性設計概論
2. 國內外功能性設計規範探討
3. 耐震功能性設計要求探討
4. 板樁式碼頭功能性規定及分析方法探討
5. 既有板樁式碼頭耐震功能性評估案例
6. 港灣地區地震監測分析
7. 港灣地區地層下陷監測分析
8. 結論與建議

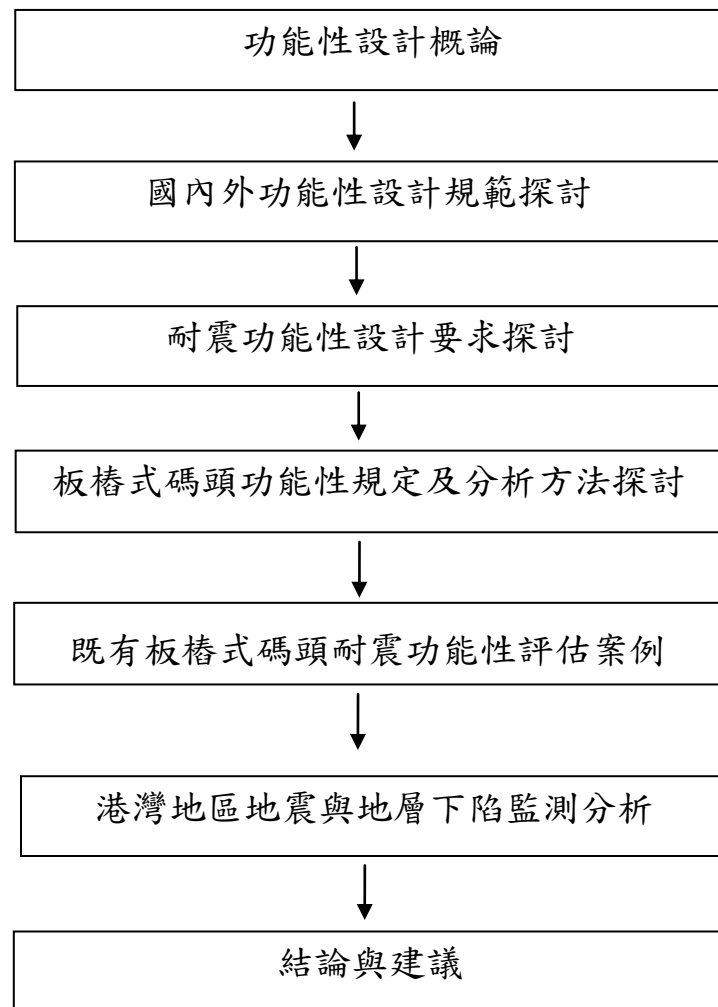


圖 1.1 研究流程圖

第二章 耐震功能性設計法概述

構造物之功能性係指在外力作用下，其所遭受之破壞及其破壞對國家社會所造成之影響，包括對使用者生命安全之威脅、結構物及其附屬設備正常功能之喪失或工作中斷對業主或國家社會所造成之損失、恢復正常工作之快慢及花費，需維修或補強所耗費之時間與費用、對社會環境或歷史文化之影響等。耐震功能性設計法即是以控制構造物在地震力作用下之破壞程度為標的。該方法之基本理念在於強調構造物在強烈地震力作用下之真實行為(特別是非線性變形行為)，注重構造物及附屬設施在整個壽命期的各階段之耐震功能性，並以構造物整個壽命期之耐震功能性和經濟性(包括設計費、建造費、維護費及可能之損失和修復費用)為主要設計目標，以保證在各種不同規模的地震力作用下，構造物之耐震功能性可滿足使用者、業主與國家社會的各種安全、經濟、文化與歷史需求，此法被視為二十一世紀構造物耐震設計所遵循之方向。

2.1 功能性設計法與傳統設計法之區別

耐震設計基準一直以來均在各地震害與各種研究中不斷受到考驗與檢討再更新，自 1989 年美國 Loma Prieta 地震後，全球各地之地震震害除了對人命損害以外，因對建築物、橋梁、大壩、港灣構造物、道路與維生線等之破壞所導致的更嚴重直接與間接(工作中斷或維修補強)經濟損失，迫使工程界重新對現行傳統基準進行檢討。

現行之耐震設計方法主要以強度的供需關係為基礎，並以構造物承受單一特定地震力作用下之人命安全為唯一設計目標，雖此一假設使設計方法大為簡化；但若遭遇不同之地震頻率或強度，所設計的構造物是否能滿足預期功能及構造物之行為如何等均為未知，而其耐震能力也可能不夠，更重要的是：結構之破壞不僅與其強度，還與其變形有關，特別是某些構造物發生塑性變形後，微小之強度變化就可能導致很大的變形。儘管傳統之耐震設計方法允許非剛性構造物在大地震力作用下之非彈性破壞，但這種非線性變形僅隱含地根據預期構造

物之韌性，以折減係數來降低設計地震力，其結構分析方式只限於彈性範圍，這種分析方法較難反映構造物受地震力作用之降伏機制及塑性行為。為滿足構造物整個壽命期之綜合經濟利益，功能性設計法增加了結構物使用期之破壞控制的耐震目標，讓設計者及使用者均能瞭解構造物在遭遇不同強度的地震力時之結構反應及其所具有的耐震能耐。

傳統之耐震設計基準係要求所設計之構造物滿足以下原則：小震不壞、中震可修、大震不倒，而耐震設計基準通常以構造物之重要性係數(I)間接表達其預期之不同等級功能性，例如目前，我國對港灣設施之耐震設計基準考量：構造物之破壞對人命安全與財產之影響、震後是否要求具有特別之使用功能、修復之難易、其破壞對社會活動、環境與經濟之衝擊與損害度等，將構造物分為“特定(耐震強化碼頭)、A 級、B 級與 C 級”四種類別，並在設計過程中，以 1.5、1.2、1.0、0.5 不等之“重要度係數”來反應結構物之重要程度，保證不同程度之功能性，耐震要求僅定性地隱含在傳統之耐震設計法中，雖然耐震基準也對韌性結構在設計地震力下韌性比加以限定，但結構之破壞可能更直接與變形等參數相關，而且，僅基於韌性與強度之設計並不總是合理的，功能性設計法則要求以直接透明之參數表達各等級重要度或危害度之構造物，在不同等級地震危害下之破壞狀態或耐震功能性。

所以，為克服上述缺陷，耐震功能性設計法引進定量的耐震功能性目標，同時考慮結構整體、結構構件及非結構構材與設備之耐震功能性要求；除生命安全要求外，增加結構使用期之破壞控制耐震功能性；考慮不確定因素，配合或然率理論進行地震風險評估；考量結構在大地震下可能之塑性變形，應用非線性分析法；並以與結構破壞直接相關之地震反應參數(如應力或應變、韌性比、變形、能量或其他破壞指標等)之接受值為限制條件，進行耐震功能性設計或評估。功能性設計法並不完全排斥工作應力法與強度設計法，而是根據構造物在外力作用下之預期行為選用恰當之設計與分析方法，強調檢核所設計構造物在設計載重下之功能性是否滿足設計目標。耐震功能性設計也強調構造物之適當的結構形式與佈置(如考慮使用隔減震裝置)和優良的

營造品質等，均是構造物達到耐震設計功能性標的之保證，結構物良好的維護和監測亦是保持其原有耐震功能性之必要條件。

綜合上述，耐震功能性設計法與傳統設計法之主要區別在於：

1.多等級耐震功能性設計目標 vs. 單一耐震設計目標

(1)生命週期各階段不同功能性要求之多耐震等級 vs. “抵抗 475 年回歸期地震力”之單一功能性等級：

耐震功能性設計法增加破壞控制功能等級，作為保護重要設施，降低維修時間，減少運作障礙或保護歷史文物之手段或方法，以保證整個設計施工、使用和維護生命週期之綜合經濟利益。

(2)直接明確定量 vs. 間接隱含定性的功能性表達方式：

功能性設計法定量地以結構的地震反應參數(如應力或應變、韌性比、變形、能量或其他破壞指標等)經濟利益來表達耐震功能性。

(3)特定工址多等級地震力 vs.單一地震力：

地震力之等級與相對應之耐震設計功能性目標的等級一一對應，多等級地震力的考慮也相對地減少了與地震力相關的不確定因素，使設計可靠性增加。

2.基於破壞之各種不同準確度之分析法 vs.基於強度(Force-based)之彈性分析法

功能性設計法根據耐震功能目標之高低，選用不同的數值分析方法(包括彈性與非彈性之靜力與動力分析)，原則上，功能目標越高，所採用之分析方法越複雜。特別是對於非剛性結構，耐震基準期望它具有足夠的韌性，允許它在大地震作用下發生塑性變形，雖然彈性分析法也可以表達其彈性容量以及降伏起始點，但不能預測其破壞機制，無法直接考慮在降伏過程中，力之再分配以及強度削弱和勁度衰減，無法正確模擬構造物在強大地震力作用下之真實反應或變形行為，這樣就可能造成分析結果之不準確，或不必要的設計或補強費用。傳統之港灣構造物設計法中，不論是工作應力法還是強度設計法，均從力

量或不同階段結構之受力狀態著手進行設計，而功能設計法考量構造物在震害中之典型破壞型態，選擇與其破壞型式密切相關之破壞參數：除了應力或強度以外，可能考量以構造物之變形等其他參數來進行設計。

2.2 耐震功能性設計法之架構及主要內容

構造物功能性設計法之應用流程如圖 2.1 所示，流程中各步驟相關之主要內容如圖 2.2 所示。

耐震功能性設計法為構造物之選址(Siting)、設計(Design)、營造(Construction)和維護(Maintenance)提供方法，其設計流程(圖 2.1)依順序包括三個階段：概念設計階段，具體設計階段與實施階段。

2.2.1 概念設計階段

1. 選擇功能目標

概念設計階段首先要建立功能目標(包括地震危害等級之劃分、地震危害之表達方式、對應之功能性等級之定性劃分、功能性定量表達參數或指標以及量化各等級功能性可接受標準值)。

2. 工址可建性分析

工址可建性分析除了了解工址所在地區之環境敏感特性以外，主要需明確分析工址地盤土壤特性，包括：地質、地形、週遭地震活動狀況及其他潛在危害(如斷層破裂、土壤液化、海嘯、山崩等)，了解該工址遭遇危害及破壞之可能性，明確既定之耐震功能性目標是否可以達到，否則應經由(1)應用特殊技術；(2)遷移工址；(3)修改設計功能性目標等方式進行調整，以保證所選定之工址、設計及營造方法最終能使構造物滿足業主及基準之功能性要求。例如，對液化潛能高之區域進行地質改良(港區地質改良可採用動力夯實工法、壓實砂樁夯實法或礫石柱排水法)與加強基礎設計(可以利用穿透液化土層的樁基礎碼頭替代沉箱式淺基礎碼頭，將結構載重傳遞至非液化土層之上)，若這些措施仍不能使構造物在液化潛能較高之區域滿足其預期之功能性，則需要遷移工址，選擇液化潛能較低之

區域進行建造。

3. 系統規劃

不經由具體設計而確定構造物形狀、結構系統、結構佈置、基礎、非結構構材以及材料，需設計者的經驗、直覺和判斷。例如：對重力式碼頭，為了提高其抗傾覆與抗滑動之穩定性，可能選用內摩擦角較大或輕質之背填料，或可能在沉箱之靠陸側填以重物將壁體之重心向陸側移，或在壁底與基礎地層間採用瀝青或橡膠墊以提高摩擦係數；對於板樁式碼頭或棧橋式碼頭，工程師可能要預設碼頭在大地震下之破壞機制，如同建築物之強柱弱梁與橋梁的強梁弱柱機制，例如對樁頂與碼頭面板梁剛接之棧橋式碼頭，設計者可能希望樁帽(Pile Cap)先降伏，再來是樁基頂部(Pile Top)降伏，接下來是樁基埋設部分(Embedded Pile)或面板(Deck)降伏。

2.2.2 具體設計階段

概念設計階段結束後，方能進行具體設計，即經由數值分析計算出設計地震力作用下之相關地震力反應參數(如應力或應變、韌性比、變形、能量或其他破壞指標等)，並與概念設計階段所建立之功能性目標參數之標準值或可接受值比較，以『在各設計地震危害下，計算所得之量化功能等級(如應力或應變、韌性比、變形或其他破壞指標) $\leq$ 功能標準值』為功能性可接受條件或破壞準則。

初步設計可以經由兩種方式進行，其一為採用傳統之設計方法，例如，對非剛性結構之棧橋式碼頭，以地震加速度反應譜係數確定設計強度，再擬定構造物之細部尺寸；其二為根據既定之功能目標，以特別之分析方法計算要滿足功能目標所需之設計強度，再確定構造物之細部尺寸，例如：以“位移”作為功能性指標來進行設計之所謂「位移法」，前者被稱為間接位移設計法，該方法從力著手，重點在於“如何確保結構在設計地震力下之位移達所定之目標位移”；後者被稱為直接位移設計法，該方法從目標位移著手，重點在於“尋找結構在設計地震力下要滿足目標位移所需之設計強度”。初步設計擬定了細部

尺寸後，需再根據功能性目標之高低，選用合理的數值分析方法，計算設計地震力作用下之相關反應參數，並與功能性標準值比較來校核功能目標是否達到，若計算所得構造物之功能性未能滿足設計功能目標之要求，則須修改原設計，再以同樣的方式校核，直到滿足既定之設計功能目標，才完成最終設計。所以，功能設計流程是一“設計+檢核”之循環過程，考量設計與計算效率，若初步設計方法簡便可行，可同時考量所有功能性設計目標[薛強 2002]^[74]，否則，可採用以少量(通常為兩個)功能目標進行初步設計，而以較多功能目標(通常為四個)進行校核之方式完成最終設計。

日本 1999 年版港灣結構物設計基準^[39]也根據此原理，特別強調耐震強化設施(重要度係數為 1.5 之最重要構造物)之功能性檢核：對剛性結構物可檢核結構之變形量，對於非剛性結構物如棧橋式碼頭，明確提出採用簡便方法(Simplified Method)、或彈塑性分析(Elasto-Plastic Analysis)或動態反應分析(Dynamic Response Analysis)方法等，以檢核包括破壞型態、承載能力、最大與殘餘變形、樁的支承力等耐震功能性，即以分析方法計算之功能性指標(如位移量)不超過量化之功能性水準標準值，若功能性檢核未滿足要求，須修改斷面尺寸再檢核，直到功能性目標滿足要求。

對於既有構造物，具體設計階段之內容相當於上述應用數值分析方法進行分析，計算反應參數，並與功能性標準值相比較之檢核過程，分析結果為構造物在設計地震力下所具有之功能性，所以，常被稱為對既有構造物之功能性評析，包括 1)對其在地震發生前之耐震功能性評析，以及 2)地震發生後之災害調查與功能性評估。對於不滿足功能性目標之既有構造物，需要進行補強或拆除，所以，補強之方法與措施也是功能性設計法之內容之一。對既有碼頭構造物補強所考量之基本項目包括：1)是否作為緊急或暫時使用、2)補強程度、3)其他約束條件(如水域、航道、經費等)、4)法線之最小限制出入量、5)構材損壞程度及設施可能被再利用之最大限度、6)施工工法之難易與時程、6)土壤液化潛能與對策等。補強措施之選擇考量因素眾多，此處僅簡單列舉

一些工法，例如：對於碼頭前面水域寬度足夠之情形，可將碼頭法線外移，在既有破壞碼頭前面新設碼頭；對受航道、泊船範圍限制需保持原碼頭法線時，可採用重新設置岸壁之工法；單獨或配合改良背填土以減低土壓之工法：選用內摩擦角較大之背填料，或在壁底與基礎地層間採用瀝青或橡膠墊以提高摩擦係數，或設置其他構材來抵抗土壓力。

2.2.3 實施階段

沒有營造品質保證，再好的設計都將無效，所以，功能性設計法強調優良的營造品質是構造物達到耐震設計所預期功能性標的之保證，結構物使用期間良好的維護和功能性監測或檢測，亦是保持其預期耐震功能性之必要條件。因此，建立既有港灣構造物功能性維護管理監測系統之重要性不可忽略。

2.3 新建構造物之功能性設計與既有構造物之功能性評估

應用圖 2.2 之流程架構於新建港灣構造物之功能性設計，除了工址可建性、概念設計與實施階段以外，具體設計步驟簡述為：

1. 定性功能目標之建立
2. 選擇功能性指標，量化功能性標準值(可接受條件)或破壞準則之確定
3. 初步結構尺寸之確定
4. 數值分析方法計算設計地震力下之功能性指標參數值
5. 若步驟 4 之計算結果 $\leq$ 步驟 2 之標準值，則表示功能性滿足，否則，需回到步驟 3 修改設計，再重複第 4~5 步驟直到滿足功能性目標，結束最終設計。

對於既有構造物，可採用類似流程進行功能性評估，唯功能目標之建立可考量既有構造物已使用之年限，選擇不同之功能性可接受標準值，而上述第 3 步驟因結構尺寸已知而可省略，上述第 5 步驟中，若功能性不滿足則須進行補強或拆除。

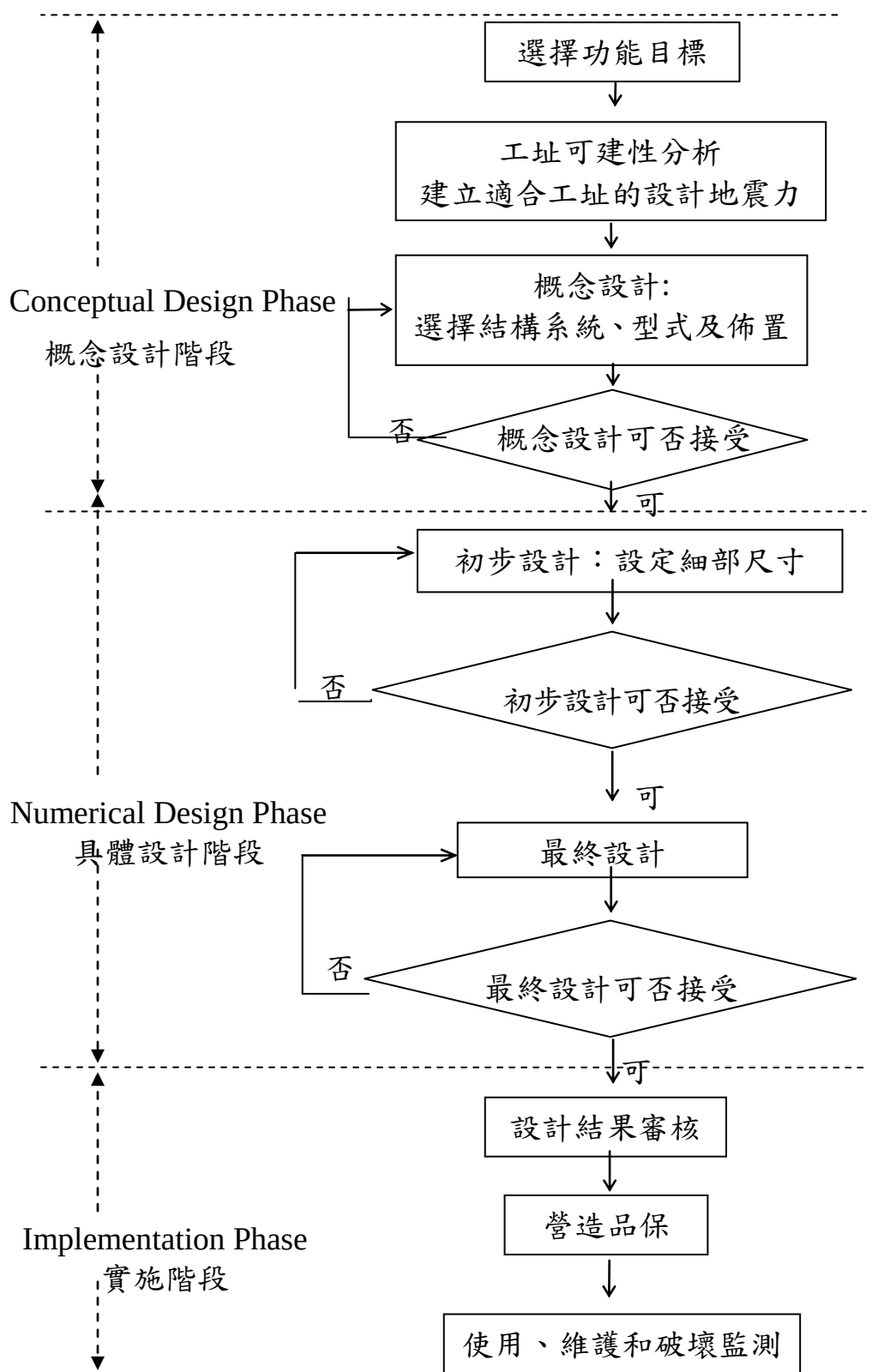


圖 2.1 「功能性設計法」之流程架構圖

資料來源：SEAOC^[30]

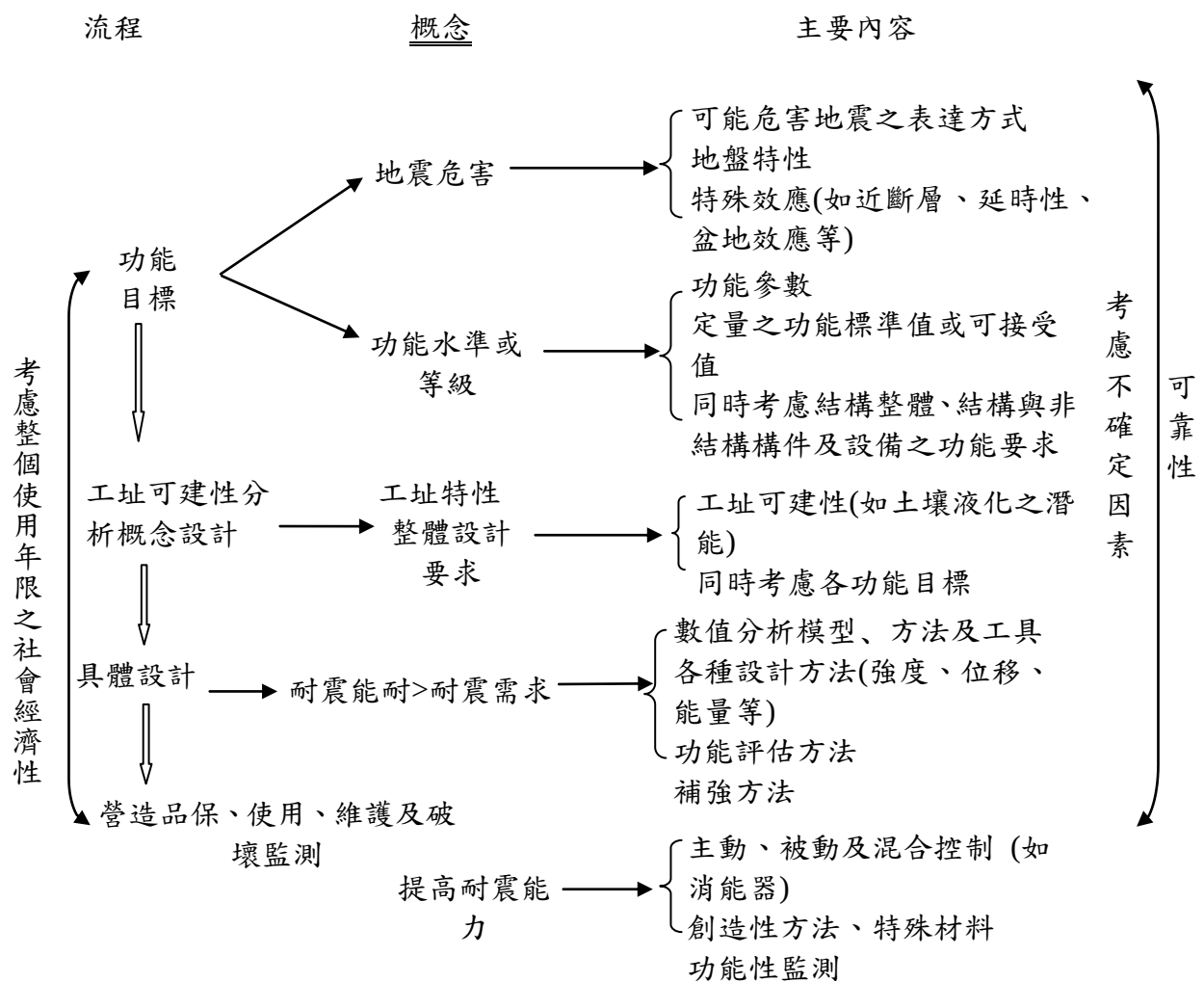


圖 2.2 耐震功能設計法之架構與內容

資料來源：SEAOC^[30]

第三章 國內外功能性設計基準探討

本章將分別就我國港灣構造物設計基準^{[40][41][42]}及國外港灣構造物設計基準(包括國際航海協會港灣構造物耐震設計準則^[29]及日本港灣設施基準^[39])之耐震功能性設計的相關規定做簡單介紹與探討，以瞭解我國港灣構造物設計基準有關耐震功能性設計部份有那些需要再增加或修訂之處，以供未來基準修訂之參考。

3.1 我國港灣構造物設計基準

國內現有設計基準多為各事業主管機構以及各學會各自訂定，諸如內政部營建署的建築技術規則、建築物耐震設計規範、鋼筋混凝土構造設計規範、鋼構造建築物鋼構設計規範、建築物基礎構造設計規範、交通部的公路橋梁設計規範、鐵路橋梁設計規範、港灣構造物設計基準，以及其他各事業主管機構的設計或施工規範等等，各規範間雖有很多重疊的部分，但各規範的設計準則與方法間亦存在相當多的差異。

過去港灣構造物設計基準，分成兩部，為民國 85 年版「防波堤設計基準及說明」與民國 86 年版「碼頭設計基準及說明」，期間交通部曾於民國 89 年因應 921 地震修訂部份條文，本所亦曾於民國 91 年度進行「耐震設計修訂」之研究。隨著建築物耐震設計由震區係數改進為譜加速度係數，因此本所於民國 94 年對『防波堤設計基準及說明』及『碼頭設計基準及說明』基準之內容及編排方式進行檢討改編^{[42][53]}，除將設計地震力按建築物耐震設計規範將原震區係數改為譜加速度係數的方式，並將原先之「基準」及「基準說明」合併以便閱讀，以及「碼頭」與「防波堤」兩部份合併而不再各印單行本，另又增加「第四篇—預鑄混凝土構件」及「第六篇—水域設施」，使我國港灣設計基準能符合當時國內規劃設計所需。

以下各小節將針對現行基準，依「功能目標」、「功能標準」、「結構系統」、「土體與水體作用力」、「土壤液化」、「設計分析方法」六大項進行分類說明。

3.1.1 功能目標

耐震設計基本要求中規定：確保設計之碼頭結構體在中度地震時能維持原有功能；設計地震時容許產生損傷，但可修復；最大考量地震時避免產生崩塌。該基本設計要求是針對一般性碼頭而言，對於重要度高之碼頭，由調整用途係數提高設計地震力來間接提高其設計目標。

1. 地震等級

現行碼頭結構就其結構特性而言，可分為剛性結構物與非剛性結構物兩種，前者如重力式碼頭，後者如棧橋式碼頭。碼頭結構設計依結構物之用途、功能要求及不同地震之回歸週期，其耐震設計目標可區分為下列三等級：

(1) 中度地震：

為回歸期約 30 年的地震，其 50 年超越機率約為 80% 左右。

(2) 設計地震：

為回歸期 475 年之地震，其 50 年超越機率為 10% 左右。

(3) 最大考量地震：

為回歸期 2500 年之地震，其 50 年超越機率為 2% 左右。

2. 功能水準

以基本設計要求所考量之一般碼頭為準，所考慮之三個地震等級，亦對應有三個功能水準，分別為「維持原有功能」、「損傷可修復」、「避免崩塌」。重要碼頭之功能水準則以用途係數間接提高。

(1) 中度地震：

因為結構在此使用年限中遭遇中小度地震的機率甚高，因此要求結構物在此地震水平下結構物維持在彈性限度內，地震過後，結構物主體沒有任何損壞。對剛性結構物如重力式碼頭而言，在 30 年回歸期之地震發生時，不得產生滑動、傾覆，亦不得產生結構體強度與基礎承载力不足之任何破壞。

(2)設計地震：

在此地震等級下結構物不得產生嚴重損壞，造成嚴重的人命及財產損失，且必須可以修復；具韌性材料之構造物，其結構物產生的韌性比不得超過其容許韌性容量。

(3)最大考量地震：

設計目標為在此強烈地震下結構主體不致產生崩塌，在此設計目標下韌性結構物允許使用之韌性可達到其韌性容量。在配合動力分析的情況下，針對特殊耐震與高重要性碼頭結構，其在 2500 年回歸期之地震作用下，最大容許破壞值不得高於上述 475 年回歸期地震作用下之設計水準。

3. 用途係數

於用途係數部份，在計算設計地震力時，為提高重要性結構物的耐震標準，或降低不重要結構物的耐震標準，港灣結構物設計基準乃依據結構物之特性將其用途係數值加以區分為「特定」、「A 級」、「B 級」、「C 級」等四種類別。

表 3-1 港灣結構物設計基準之用途係數

等 級	碼 頭 之 特 性	用途係數
特 定	明顯具有 A 級結構物之特性 1 至 3 項之情形者	1.5
A 級	1.構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2.負有震災後復建工作之重要任務者。 3.儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之重大損失者。 4.結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5.結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。	1.25
B 級	凡不屬於特定、A 級、C 級者	1.0
C 級	特定及 A 級以外之小規模結構物，復舊作業容易者	0.8

3.1.2 功能標準

可分為「地震等級量化」與「可接受功能標準」兩部份。

1. 地震等級量化

(1) 反應譜

提供 30 年回歸期中度地震、475 年回歸期設計地震、2500 年回歸期最大考量地震對應之反應譜。

地震等級	地震力計算公式
30 年回歸期：	$V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$
475 年回歸期：	$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$
2500 年回歸期：	$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$

特別針對強地動特性、微震區之劃分、近斷層特性以及地盤特性等加以考量，將舊基準中工址水平加速度係數 Z 與工址正規化水平加速度反應譜係數 C 之乘積改為工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} ，此係數與震區堅實地盤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 有關，各鄉鎮市區之此二數值依地震危害度分析提供之。此外，再根據地盤種類增列反應譜等加速度段之工址放大係數 F_a 及反應譜等速度段之工址放大係數 F_v 修正之。如屬近斷層區域之工址，則再增列近斷層調整因子 N_A 與 N_V 。第一類斷層近域之調整因子係由鄉鎮市區所鄰近之斷層進行查表獲得。

另外為提升結構物抵抗垂直向地震之能力，垂直地震力應做適當之考量，尤應注意水平構材的垂直地震效應。垂直向之設計譜加速度係數 $S_{aD,V}$ 可藉由水平向之設計譜加速度係數 S_{aD} 定義如下。

a. 一般震區：
$$S_{aD,V} = \frac{1}{2} S_{aD}$$

b. 近斷層區域：
$$S_{aD,V} = \frac{2}{3} S_{aD}$$

在垂直地震力的考量上，剛性結構物相較於非剛性結構物而

言，其主要差別乃在於結構物之基本震動週期，是以在垂直地震力的設計方面和非剛性結構物之設計並無多大差異性，只將原水平向之設計譜加速度係數 S_{aD} 改以工址短週期水平譜加速度係數 S_{DS} 替代之。

(2) 加速度歷時

- a. 每一方向至少三組與設計反應譜相符之歷時記錄。
- b. 阻尼比之譜加速度值在 0.2T 至 1.5T 週期範圍內不得低於設計反應譜加速度值之 90%，且其平均值不得低於設計反應譜加速度值之平均值。
- c. 近斷層水平地震記錄應能反應其近斷層地震特性，且應轉換為垂直於斷層方向之平面主方向。

2. 可接受功能標準

各類碼頭在回歸期 475 年之地震發生時，在不影響主要使用功能且其損壞得以在短時間內修護的前提下，其容許損壞程度表示如表 3-2。

表 3-2 各型碼頭在 475 年回歸期地震作用下損壞程度最大容許值

重力式及板樁式	壁體	正規化水平位移角或位移	$d/H < 1.5\%$ 或 $d < 30\text{cm}$
		向海側傾斜角	$< 3^\circ$
	岸肩	不均勻沉陷量	$< 10\text{cm}$
		岸肩與後線陸地之沉陷差	$< 50\text{cm}$
		向海側傾斜角	$< 3^\circ$
棧橋式	鋼管基樁	容許韌性比	$1.25 + 62.5(t/D)$

3.1.3 結構系統

1. 非剛性結構物

非剛性結構物，如棧橋式碼頭等，其設計地震力應考慮結構物因週期不同，加速度之放大或縮小而使用不同地盤的工址設計水平譜加速度係數。此等結構物必須設計為具有韌性，因此可使用結構

系統地震力折減係數 F_u 。

2. 剛性結構物

在設計地震力的分析方面，對於剛性結構物而言，主要是針對基本振動週期低於 0.06 秒之剛性結構物而訂，除了所屬震區之基本考量外，亦可同時納入鄰近工址斷層之評估，對設計地震力作一較為細部的估算。其先行求出結構位址之設計震度 K_h ，而後再乘以結構本體之靜載重即可求得當地之設計地震力。公式如下所示：

當結構基本週期趨近於零，則 $S_{aD}=0.4S_{DS}$;

$$V_h = \frac{S_{aD}I}{1.2\alpha_y}W = \frac{S_{DS}I}{3\alpha_y}W = K_h W$$

其中 V_h 為設計地震力； I 為用途係數； W 為結構物全部之靜載重； α_y 為 921 震後所修正之起始降伏地震力放大倍數； S_{DS} 則為在考量工址地盤特性、可能斷層與震源距離等相關因素分析下所得之工址短週期水平譜加速度係數。 S_{aD} 為工址設計水平譜加速度係數，為工址水平向之設計譜加速度與重力加速度 g 之比值。工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} ，隨結構基本震動週期 T 與工址短週期與一秒周期之設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{D1} 而改變。

3.1.4 土體與水體作用力

1. 土體作用力

對剛性結構物，如重力式碼頭與板樁式碼頭等，當進行耐震設計時，除須考慮因壁體質量所產生的慣性力外，尚須考慮與壁體接觸土壤在地震時作用在壁體上之動土壓。

就重力式碼頭與板樁式碼頭等而言，地震時容許其向外位移，可使用主動動土壓，且計算動土壓的公式中，震度 K 可取設計震度 K_h ，即下列公式。

$$K_h = \frac{S_{aD}I}{1.2\alpha_y} \quad \text{或} \quad \frac{S_{DS}I}{3\alpha_y}$$

2. 水體作用力

對棧橋式碼頭等非剛性水中結構物於地震時，水體作用之力主要為拖曳力及附加質量效應。作用於樁上之曳力與樁體地震時的絕對速度的平方成正比，附加質量則與樁體排開水的質量有關。考慮曳力作用時，曳力效應會稍微降低結構物地震時之反應，但結構運動之控制方程式會變為非線性而不易求解，因此曳力對棧橋式碼頭地震反應影響不大，在分析時若忽略曳力之作用，並不至於過度高估結構之反應，但可使得運動方程式簡化為線性。另考慮附加質量較應對結構物的地震反應影響較為顯著，不宜忽略，因此建議僅考慮附加質量效應，在水中樁體的節點加上附加質量，其值為樁體排開水的質量乘以附加質量係數 C_m ，一般可取為 1.0。

對剛性結構物，如重力式碼頭與板樁式碼頭等，當進行耐震設計時，除須考慮因壁體質量所產生的慣性力外，尚須考慮與壁體接觸水體在地震時作用在壁體上之動水壓。地震時之動水壓說明中，設計震度 K 可取為設計震度 K_h ，即下列公式。

$$K_h = \frac{S_{ad}I}{1.2\alpha_y} \quad \text{或} \quad \frac{S_{DS}I}{3\alpha_y}$$

地震時之動水壓係地震時水壓減掉靜態水壓的部份，因此以重力式碼頭為例，當地震時考慮碼頭往海側變位，此時作用在壁體的水壓，除了要考慮靜態的殘留水壓外，還要考慮海側的動水壓小於靜水壓，因此海側的動水壓係拉壁體往海側的方向。至於陸側壁體內的動水壓亦指向海側，但因計算地震時之動土壓已在殘留水位下使用換算震度 K' ，因此陸側內之動水壓不必再加以計算。

3.1.5 土壤液化

飽和鬆散砂質土壤受地震作用後，使得土體孔隙水壓增加而造成有效應力減少將導致土壤喪失剪力阻抗而呈現液化態狀況，稱為砂質土壤之液化。當砂質土壤液化後，使得港灣碼頭結構物可能產生傾斜或沉陷而造成災害。因此在結構物設計及施工時，應依照需要考慮基

礎地盤發生液化現象之潛能。液化潛能分析，建議依圖 3.1 所示流程進行。

有關砂土層液化分析有多種方法，惟歸納之，不外採取下列三種方法。

1. 簡易判斷法
2. 經驗準則法
3. 試驗分析法

工程師應根據港灣碼頭工程規模及重要性決定較適當之分析方法，若根據經驗法或較簡易的方法推估工地土層有液化潛能時，可採用較精密的液化分析方法再加以檢核確定，若仍有液化之可能時應即進行土層液化防治與處理。

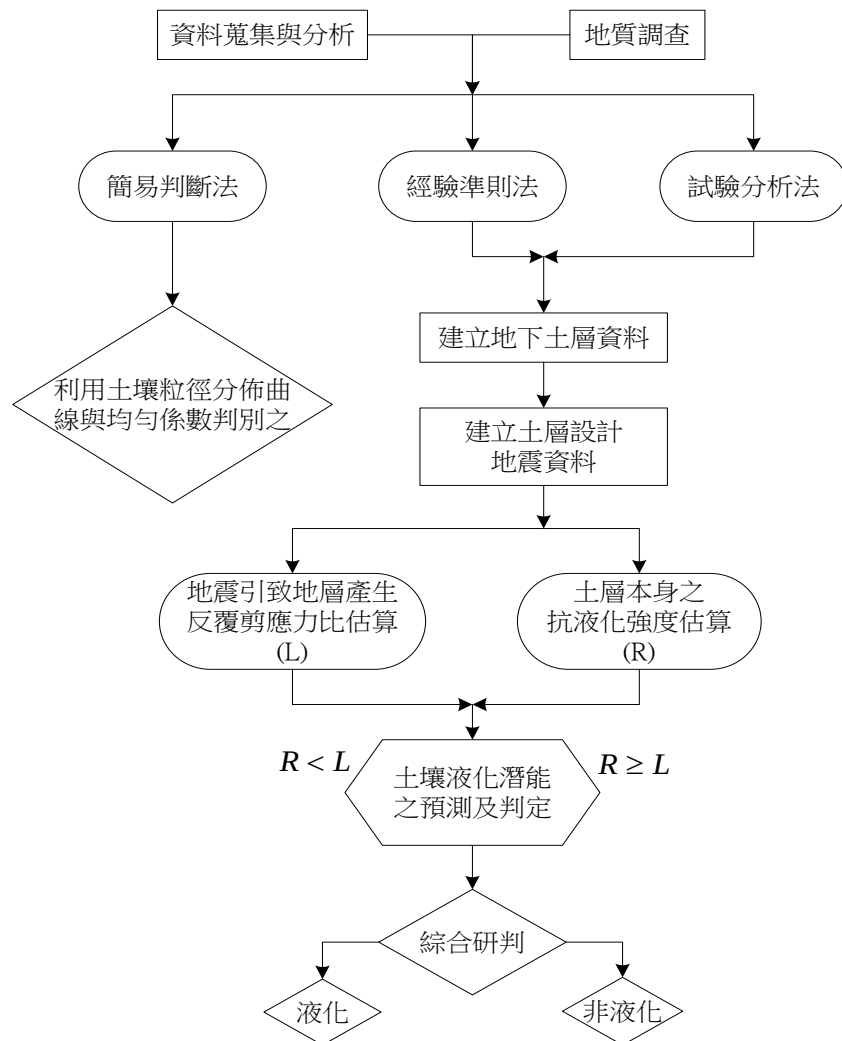


圖 3.1 液化潛能分析流程圖

地盤有液化之虞，則須進行適當之液化防治處理。一般可從地盤改良或改變港灣結構物基礎支承力方式著手。對疏鬆砂質地盤加以改良，可改變砂質土壤之動態性質，增加地盤支承力。土壤液化防治原理大致採下列二種方式：

1.地盤改良

- (1)排水：降低地下水位或增加土層透水率。
- (2)夯實：利用夯實方式，提高土層相對密度。可增加土層之支承力，改善耐震特性。
- (3)化學固結：化學固結可增加顆粒間之膠結力，提昇地盤支承力，達到防止液化之效果。

2.採用適當基礎

- (1)增加支承力：如採用深基礎，可在砂質地盤液化時支承港灣結構物之上部荷重。
- (2)防止變形：採用特殊基礎、改變基礎型式或基礎砌置深度與可能液化土層之位置，可防止地震時砂土之流失或地盤之陷落。

3.1.6 設計分析方法

1. 設計流程

依據三個功能目標對應之整體功能標準，估算設計所需地震力，再取用各地震等級中最不利之地震力做為單一控制地震力進行設計。基本上設計採目標導向，基於強度與韌性需求，採用強度設計法，以韌性設計細則確保韌性容量。但設計完畢並沒有檢核三個功能目標是否滿足基準要求。

2. 分析方法

剛性結構物之耐震分析與設計，可採用靜力分析方法。非剛性結構物之耐震分析與設計，若結構物之幾何形狀、質量分佈、勁度變化等不規則時，以靜力分析方法難以反映結構物地震時的動態行

為，應採用動力分析方法分析設計之。

動力分析方法採用結構承受設計地震（回歸期 475 年）作用為基準，進行反應譜分析法及歷時分析法，相關地震效應之組合亦詳加規定。動力分析時，結構物之模擬應儘量反映實際情形，因此要力求幾何形狀之模擬、質量分析、構材斷面性質及土壤與基礎結構之互制之模擬能夠準確。

3.2 國際航海協會港灣構造物耐震設計準則

國際航海協會(INA)之港灣構造物耐震設計準則(Seismic Design Guidelines for Port Structures)^[29]將碼頭構造物依重要性分為四個等級(S,A,B,C)，設計地震力分為兩個等級(Level 1,Level 2)，而功能水準依結構損害程度及功能喪失程度分為四個等級(Degree I, Degree II ,Degree III ,Degree IV)，該基準功能目標之詳細定義內容如下所述。

3.2.1 功能目標

等級一地震力作用下，等級 S、A、B 需保持第 I 等級的損害程度，等級 C 需保持第 II 等級的損害程度。等級二地震力作用下，等級 S 需保持第 I 等級的損害程度，等級 A 需保持第 II 等級的損害程度，等級 B 需保持第 III 等級的損害程度，等級 C 需保持第 IV 等級的損害程度。

表 3-3 INA 各等級耐震構造物之功能目標

功能水準 地震力	第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
等級一 Level 1 (50%50)	S、A、B	C		
等級二 Level 2 (10%50)	S	A	B	C

1. 重要度分類

國際航海協會所建議之重要性等級分為 S、A、B 與 C 四級如下表：

表 3-4 INA 國際航海協會構造物等級

構造物等級	構造物特性
S	1.地震後嚴重威脅人身安全 2.地震後需維持其使用功能 3.儲放危險性物質之構造物 4.地震後重創當地社經活動
A	具有 S 等級 1-4 項可能性，但不如其嚴重，或地震後難以修復還原者
B	除 S、A、C 等級以外者
C	容易修復者

2. 地震等級

在功能設計基準中，設計地震之定義和相對應的可接受程度的結構損壞，必須明確界定。通常採用兩個級別的地震作設計地震，其定義如下：

(1)等級一

使用年限 50 年期間可能遭遇機率 50%(約 75 年回歸期)之地震。

(2)等級二

使用年限 50 年期間可能遭遇機率 10%(約 475 年回歸期) 之地震。

3. 功能水準

等級二地震力之考量對於地震出現中高頻率(moderate-high seismicity)之震區較重要，而對於地震出現頻率較低之震區(low seismicity)，因等級一之地震力太小，故採用等級二之設計地震力與對應之功能要求進行設計。INA 除了對構造物在等級一地震力作用下之功能提出要求以外，在等級二地震力作用下，S~A~B~C 級耐震設施所對應之第 I~II~III~IV 級功能水準也有規定，如表 3-5 所示。

表 3-5 INA 各級功能水準之描述

功能水準	結構損害與營運功能喪失情形
第 I 等級	輕微或無損傷，很少或沒有影響其功能
第 II 等級	可控制的損害，短期失去其功能
第 III 等級	幾乎崩潰，長期或完全喪失其功能
第 IV 等級	結構物完全毀壞，完全無法營運

3.2.2 功能標準

國際航海協會針對「重力式」、「棧橋式」及「板樁式」碼頭之各功能水準的可接受標準值規定如下：

表 3-6 INA 重力式碼頭功能可接受標準

功能水準 參數		第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
壁體	正規化水平位移 d/H	<1.5% 或 d<30cm	1.5%~5%	5%~10%	>10%
	向海側傾斜角	<3°	3°~5°	5°~8°	>8°
岸肩 (Apron)	不均勻沉陷量	3cm~10cm	N/A	N/A	N/A
	岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	N/A	N/A	N/A
	向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A	N/A

表 3-7 INA 棧橋式碼頭功能可接受標準

功能水準 參數	第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
橋面板與岸肩 沉陷差異	<10~30cm	N/A	N/A	N/A
向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A	N/A
樁基	保持彈性	控制韌性	韌性容量未用完	超過第 III 級要求

註：擋土設施與岸肩相關部分可參考重力式碼頭

表 3-8 INA 板樁式碼頭功能可接受標準

功能水準			第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
參數						
板樁	變位	正規化水平位移 d/H	<1.5% 或 d<30cm	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<3°	N/A	N/A	N/A
岸肩 (Apron)	變位	岸肩沉陷量	3cm~10cm	N/A	N/A	N/A
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A	N/A
基盤面以上板樁	應力或應變狀態		彈性	塑性，不超過容許韌性或應變極限	塑性，不超過容許韌性或應變極限	塑性，超過容許韌性或應變極限
基盤面以下板樁			彈性	彈性	塑性，不超過容許韌性或應變極限	塑性，超過容許韌性或應變極限
拉桿			彈性	彈性	塑性，不超過容許韌性或應變極限	塑性，超過容許韌性或應變極限
錨碇設施			彈性	彈性	塑性，不超過容許韌性或應變極限	塑性，超過容許韌性或應變極限

3.2.3 土壤液化

定義液化潛能（安全係數） $F_L = \frac{R_{\max}}{L_{\max}}$ ，如果 $F_L < 1.0$ 時，認為土壤可能會液化。地震應力比 $L_{\max} = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_c'}$ ，是藉由現地反應分析來計算求得。

$R_{\max}$ 為現地抗液化能力。

$\tau_{\max}$ 為最大剪應力。

σ_c' 為有效圍壓。

對液化整治方案可分為兩大類：

- (1) 土壤改良，減少土壤發生液化的機率。
- (2) 以結構設計方式減少因液化造成的損失。

土壤改良技術旨在提高土壤的性質以抵抗地震搖晃及減少超額孔

隙水壓力。而結構解決方案又可分為：加強結構上的強度和勁度及藉由結構上的改良來有效減少液化發生。一旦策略已經確定，常見的做法是選擇一個方法，然後再比較不同解決方案的具體項目之優勢和劣勢。通常需要採用兩個或兩個以上的改良方法，效果才會有效。而液化的解決辦法有(1)壓實；(2)孔隙水壓力消散；(3)膠結作用和凝固；(4)替換；(5)降低地下水位；(6)剪應變抑制；(7)預載；(8)結構的補救措施。

3.2.4 分析方法

分析方法由簡到繁分為簡化分析(Simplified Analysis)、簡化動力分析(Simplified Dynamic Analysis)以及動力分析(Dynamic Analysis)三類，選用這三種不同複雜等級之分析方法，除了與功能等級以及地震危害等級之高低相關以外，還與設計階段屬於初步設計還是最終設計相關，如表 3-9 所示。

簡便方法即是不經由複雜的分析計算，而由簡便分析之結果近似反應結構之真實行為，對於較低耐震等級(例如 C 級)之結構，此類分析法可適用於初步設計與最終設計階段，可應用於等級一與等級二地震下之功能評估；對於等級較高者(例如 B 級、A 級與 S 級)，可用在初步設計階段或等級一地震力下之服務使用性功能之評析。

簡便動力分析方法比簡便分析法較複雜，對 B 級及 B 級以下之耐震結構，可適用於初步設計與最終設計階段，可應用於等級一與等級二地震下之功能評估；對於等級較高者(例如 A 級與 S 級)，可應用在初步設計階段或等級一地震力下之服務使用性功能之評析。

動力分析方法為三類分析方法中之最複雜者，可適用於包括具有較高耐震等級(例如 A 級與 S 級)在內之各級耐震結構物之初步設計與最終設計階段，可應用於等級一與等級二地震下之功能評估。依結構類型來決定適當碼頭的分析方法，其方法可以參照表 3-10 後參照所規定之功能目標及可接受的標準值，再搭配各種碼頭在不同重要度及不同地震等級下，所需採用之分析評估方法，則可制定出一標準的耐震功能評估流程，如圖 3-2 所示。

表 3-9 INA 各類分析法之應用時機

設計階段 分析方法	初步設計	最終設計	
		Level 1 地震力	Level 2 地震力
簡化分析	特定、A 級 B 級、C 級	特定、A 級、B 級、C 級	C 級
簡化動力分析	特定、A 級 B 級、C 級	Level 1 地震力	Level 2 地震力
		特定、A 級、B 級、C 級	B 級、C 級
動力分析	特定、A 級 B 級、C 級	Level 1 地震力	Level 2 地震力
		特定、A 級、B 級、C 級	特定、A 級、B 級、C 級

表 3-10 INA 結構分析方法彙整

碼頭種類	簡化分析	簡化動力分析	動力分析	
			結構模擬	土壤模擬
重力式碼頭	經驗或擬靜態方法 考量有或無土壤液化	滑動塊分析 利用簡化圖表的參數分析法	• 有限元素法或有限差分法 • 線性或非線性分析 • 二或三維分析	• 有限元素法或有限差分法 • 線性（等效線性）或非線性分析 • 二或三維分析
板樁式碼頭				
棧橋式碼頭	反應譜法	側推分析和反應譜分析		
圓筒式碼頭	擬靜態方法	滑動塊分析		
起重機	反應譜法	側推分析和反應譜分析		
防波堤	擬靜態方法	滑動塊分析		

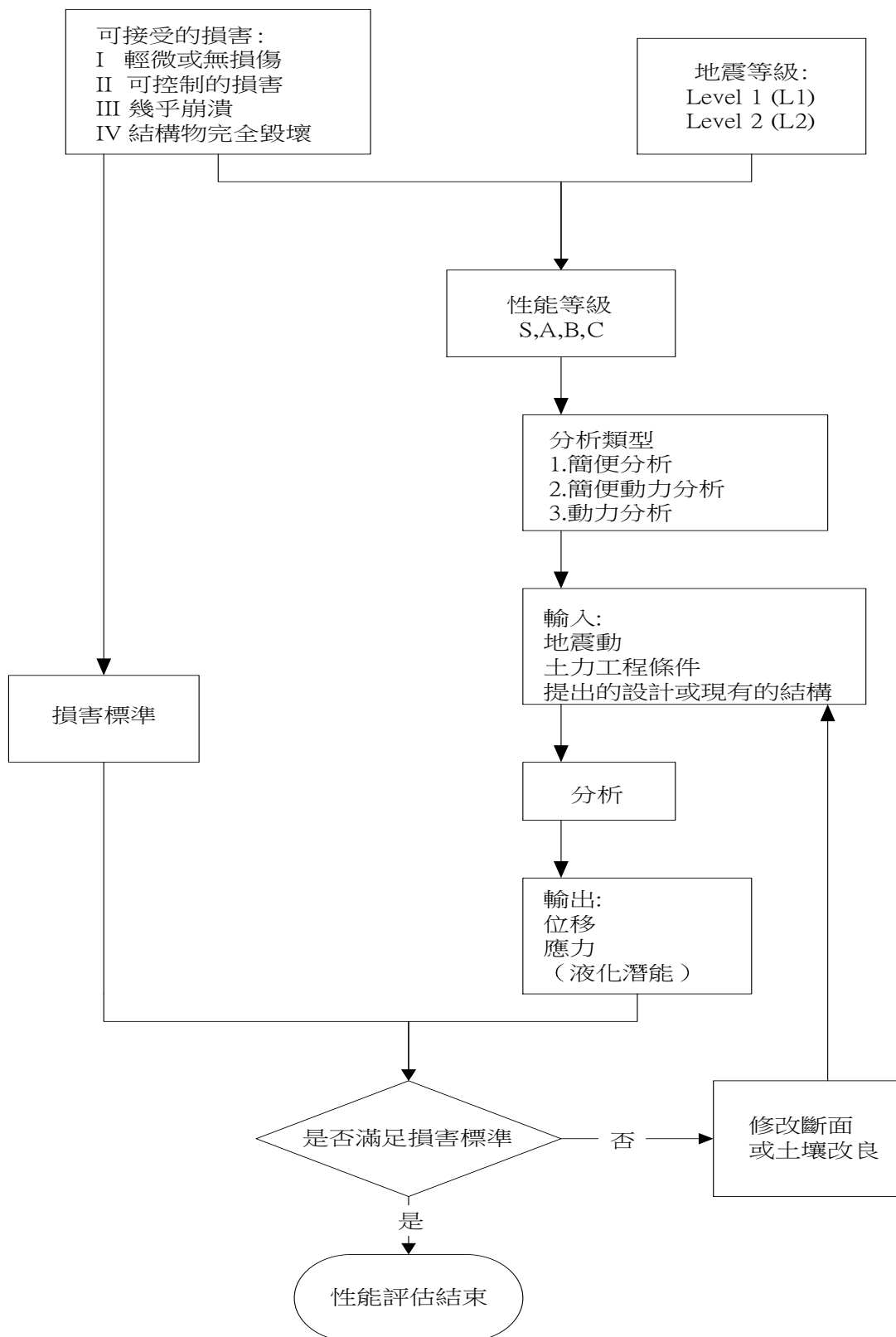


圖 3.2 INA 耐震功能評估的流程圖

3.3 日本港灣施設技術基準

3.3.1 功能目標

日本基準「港灣の施設の技術上の基準」^[39]內容提到，其功能目標及功能水準是以行政命令的方式頒布，功能標準以公告方式施行，功能驗證的部分則以附錄方式處理。

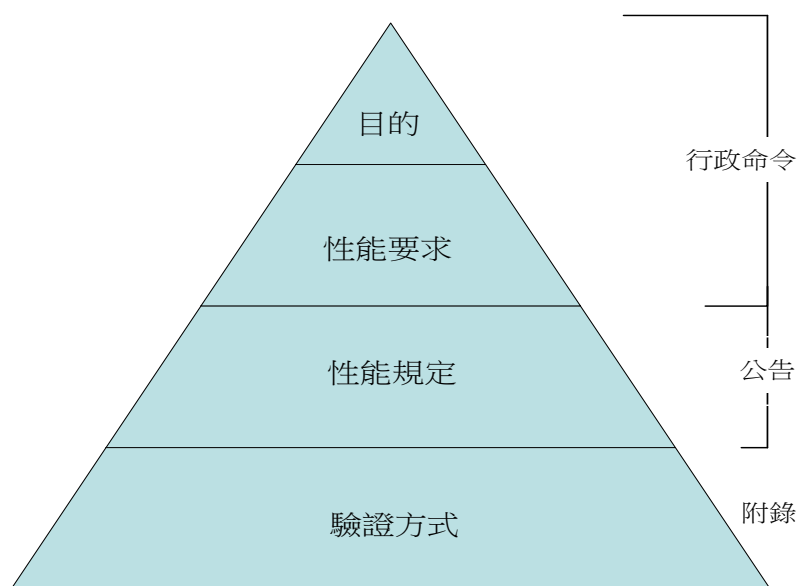


圖 3.3 日本港灣功能層次的定位和功能驗證

此基準將碼頭按重要度依序分為「耐震強化碼頭」與「一般碼頭」兩種，而耐震強化碼頭又依使用性分為「緊急」、「主要」、「標準」三種，再依據「地震等級」與所期望的「損害情形」將碼頭耐震功能目標定義如表 3-11 所示。

表 3-11 日本港灣功能目標分類表

損害情形 地震等級	服務性	可修復性	安全性
等級一地震	耐震強化 耐震強化以外	—	—
等級二地震	耐震強化(特定緊急)	耐震強化(標準) 耐震強化(特定主要)	—

1. 重要度分類

所有設施分為耐震強化以外與耐震強化兩種，耐震強化以外的設施於永久作用力與等級一地震作用下，要求必須保持服務性。

耐震強化設施於等級二地震作用下後，必需維持以下功能。

- (1)特定（緊急物資運輸）：地震後，設施須保持結構穩定，並可立即讓船舶使用以利人員的乘載及緊急物資的運送等。
- (2)特定（主要物資運輸）：地震後，設施須保持結構穩定，並於短時間內可讓船舶使用以利停靠等。
- (3)標準（緊急物資運輸）：地震後，設施須保持結構穩定，並於一段時間後可讓船舶使用運送緊急物資等。

耐震強化設施於二級地震作用下，對應所需的功能要求、功能標準及設計情形，分為下面三類，特定(緊急物資運送)、特定(重要物資運送)、標準(緊急物資運送)。詳細分類於表 3-12。

表 3-12 日本港灣耐震強化設施分類表

設施種類 功能要求	耐震強化設施		
	特定		標準
	緊急物資運送	主要物資運送	緊急物資運送
發生等級二地震後必須維持之功能	地震後，設施須保持結構穩定，並可立即讓船舶使用以利人員的乘載及緊急物資的運送等	地震後，設施須保持結構穩定，並於短時間內可讓船舶使用以利停靠等	地震後，設施須保持結構穩定，並於一段時間後可讓船舶運送緊急物資等
	地震後必要的功能 (基本功能則不在此限)	基本的功能	地震後必要的功能 (基本功能則不在此限)
功能要求	特定服務性	特定可修復性	標準可修復性
容許修復的程度	輕微修復	輕微修復	一定程度的修復

2. 地震等級

(1)等級一地震：指有很高機率發生的地震(回歸期為 75 年)，在功能設計之設施上，結構安全不影響其運作功能。

(2)等級二地震：指於設施的位置可能發生的最大規模之地震。

本基準利用機率法進行地震危害度分析，得到地震地表波歷時之計算方法，考量歷史災害，震源等，特別要求不得低於 M6.5 規模直下型之地震。

3. 功能水準

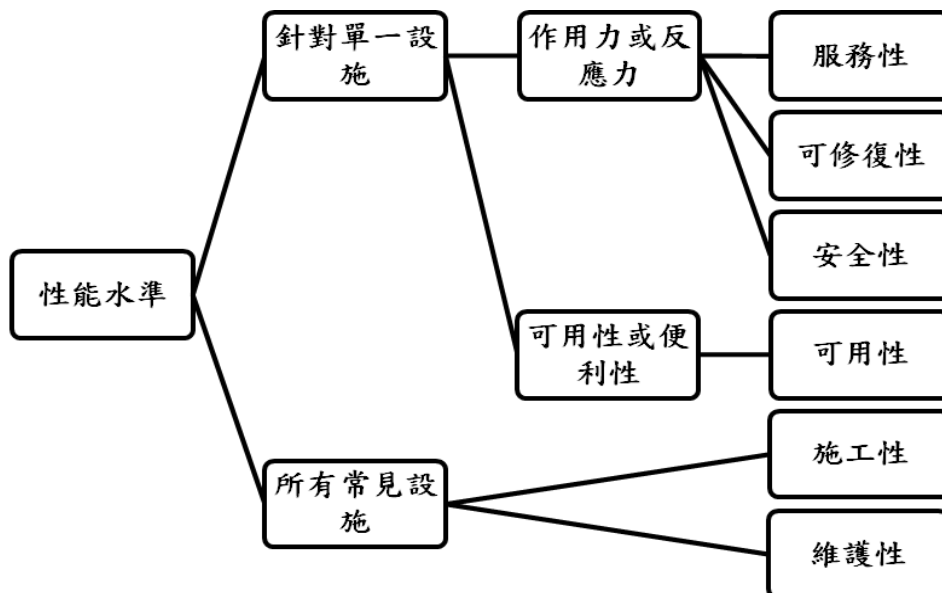


圖 3.4 日本港灣功能水準的分類

日本港灣功能設計對一般設施的功能水準是以構造物在可用性、施工性及維護性上所需求的結構反應來表示，但不在本報告探討範圍。本報告主要針對耐震結構物，其功能水準強調結構遇作用力時，可接受設施損害的程度分為三類：(1)服務性；(2)可修復性；以及(3)安全性。

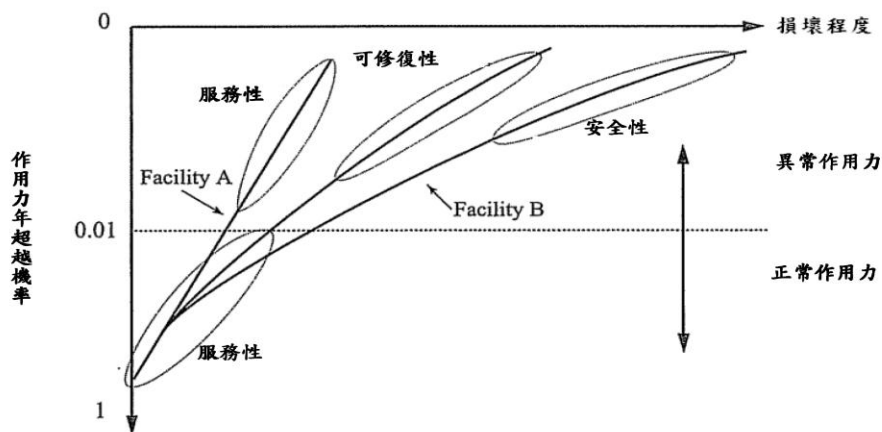


圖 3.5 日本港灣作用力年超越機率與損壞程度

圖 3.5 顯示了碼頭結構反應的功能水準，在圖中，垂直和水平軸分別顯示作用力年超越機率與損壞程度。曲線圖中顯示了設施的功能。不同大小的外力引起不同程度的設施損壞。於永久作用力跟可變作用力下，發生損壞的年超越機率過高是不能接受的，不過為了保護設施在年超越機率較低的外力作用下避免受到破壞與發生意外也是不經濟且不合理，設施少量的損壞是可以接受的。下面列出對碼頭之功能要求的基本概念：

1. 對於正常作用力（年超越機率約為 0.01 或以上）

基本要求為服務性。於正常作用力的情況下，服務性若已達成需求，則安全性及可修復性則沒有疑慮。

2. 對異常作用力（年超越機率約為 0.01 或以下）

需滿足的服務性與修復性或預期功能和重要設施的安全性考量。除非是耐震強化設施損壞或因該設施的損壞會對生命、財產、社會和經濟活動帶來重大的影響，否則將其過於強化抗震是不經濟且不合理。然而業主若特別要求其抗震能力，則需進行必要的設施功能查核。

門檻值 0.01 用於上述第 (1) 及 (2) 僅僅是因為方便並不受限制。設計一個屬於使用壽命標準範圍內的設施，它僅作為一個參考。當設計一個耐震功能需求較低的設施時，它必須允許一定程度的損壞，但

對於耐震功能需求較高的設施，則須對較大的作用力進行檢核，則該作用力相對發生機率較小，並確保該設施不會受到致命的損害。例如，當設計一個具有緊急運輸補給物資功能之設施後，發生了強震，需要該設施發揮功能運輸救災物資，因此必須確保其服務性。

3.3.2 地震等級量化

利用機率法進行地震危害度分析得到地震地表波歷時之計算方法，考量歷史災害，震源等，特別要求不得低於 M6.5 規模直下型之地震。

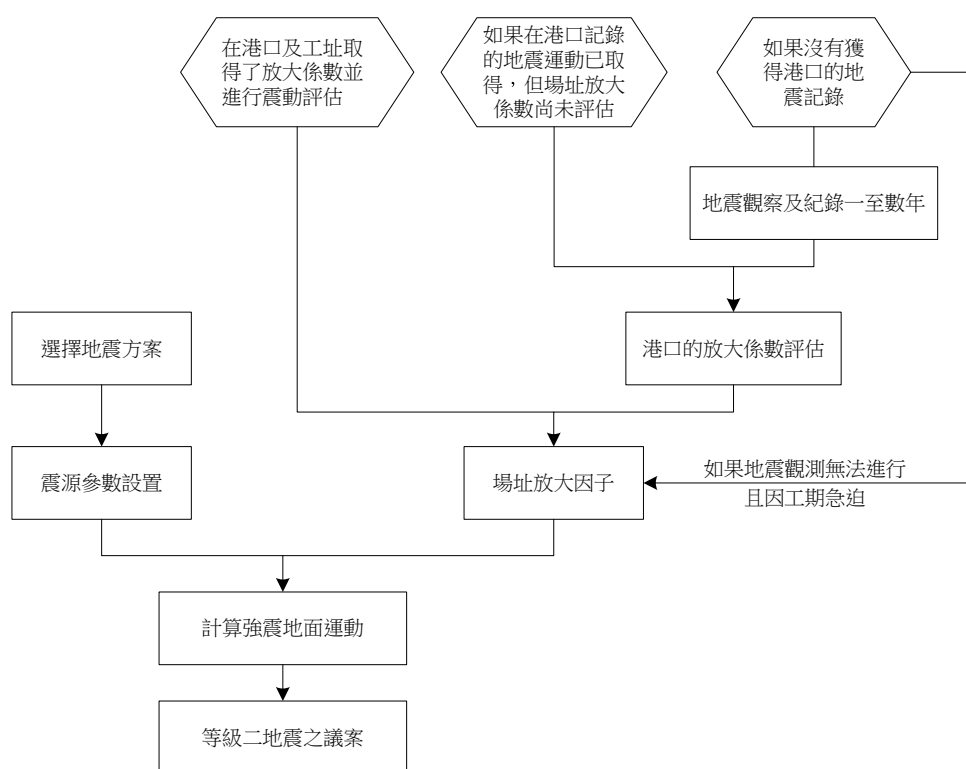


圖 3.6 日本港灣等級二地震的計算程序

3.3.3 功能標準

1. 重力式碼頭功能可接受標準值

主要的作用力為自重持續的地震下造成的傾覆滑動破壞，其破壞應小於或等於限定值。

主要的作用力為土壓力、自重及等級一地震造成的碼頭滑動、傾覆或是地面基礎承载力不足而破壞，其風險須小於或等於標準的限定值。

表 3-13 日本港灣重力式碼頭功能可接受標準值

功能要求	設計情況			驗證項目	可接受標準值
	作用力情形	主動應力	被動應力		
服務性	永久性	自重	• 水壓力 • 載重	• 地面圓弧滑動	設施在永久自重及土壓力下之失效機率為: (抗震設施: $P_f=1.0 \times 10^{-3}$) (非耐震強化設施: $P_f=4.0 \times 10^{-3}$)
		土壓力	• 自重 • 土壓力	• 滑動 • 碼頭傾覆 • 碼頭的地基承载力傾覆	
	可變性	L1 地震等級	• 自重 • 土壓力 • 水壓力	• 滑動 • 碼頭傾覆 • 碼頭的地基承载力傾覆	滑動的極限 傾覆的限制 承载力的極限值 (允許碼頭位移變形: $D_a=10\text{cm}$)
服務性 可修復性(特定)	偶發性	L2 地震等級	• 自重 • 土壓力 • 水壓力 • 載重	• 法線的變形	殘留變形量的限定值

2.板樁式碼頭功能可接受標準值

(1)主要作用力為土壓力於等級一地震情況下對鋼板樁埋置長度應具有結構穩定性和控制程度，其風險必須小於或等於標準的限定值。

(2)在固定作用力要滿足下列條件，其主要作用力為土壓力和等級一地震和船舶牽引力：

(a)錨定結構和錨地的設置應與結構類型相對應，而失去結構的穩定性的機率應等於或小於門檻等級。

(b)在結構的聯繫處，其聯繫構材超過降伏應力的機率應等於或於門檻等級。

(c)對於結構有上部結構，上部結構的損害機率應等於或小於門檻等級。

(3)對於結構有上部結構，因船停泊而損害完整的上部結構的機率應等於或小於門檻等級。

(4)在自重為固定作用力時，鋼板樁發生滑移的失敗機率應等於或小於門檻等級。

表 3-14 日本港灣板樁式碼頭功能可接受標準值

功能要求	設計情況			驗證項目	可接受標準值
	作用力情形	主動應力	被動應力		
服務性	永久性	土壓力	• 水壓力	必需的埋置長度	自重和土壓力於必須埋置長度之失敗機率 (耐震強化設施: $P_f = 1.7 \times 10^{-4}$) (耐震強化設施以外: $P_f = 4.0 \times 10^{-3}$)
				板樁降伏	
	可變性	L1 地震等級	• 土壓力 • 水壓力	必需的埋置長度	設計降伏應力 (碼頭的允許最大變形: $D_a = 15cm$)
				板樁降伏	
服務性 可修復性(特定)	偶發性	L2 地震等級	• 自重 • 土壓力 • 水壓力 • 載重	法線的變形	殘留變形量的限定值
				板樁降伏	設計降伏應力
				部分材料破壞	設計破壞強度
				錨定的全塑性	設計斷面容許量(全塑性的狀態)
				錨定的軸力作用	地盤破壞失去抵抗力(推力、拉力)
				錨定的穩定性	設計斷面容許量(極限狀態)
				上部構造斷面破壞	設計斷面容許量(極限狀態)
可修復性(標準)	偶發性	L2 地震等級	• 自重 • 土壓力 • 水壓力 • 載重	法線的變形	殘留變形量的限定值
				板樁完全塑性	完全塑性化
				部分材料破壞	設計破壞強度
				錨定的全塑性	設計斷面容許量(全塑性的狀態)
				錨定的軸力作用	地盤破壞失去抵抗力(推力、拉力)
				錨定的穩定性	設計斷面容許量(極限狀態)
				上部構造斷面破壞	設計斷面容許量(極限狀態)

3. 棧橋式碼頭功能可接受標準值

- (1)要求規定基礎設施，交通和旅遊等條件，應當讓適當的船停泊，登船、離船的人和處理貨物的船隻安全順利停靠。
- (2)棧橋式碼頭不應該因自重、土壓力、等級一地震、船停泊和牽引力、外加载重和其他震動造成碼頭損害而影響使用。
- (3)除前項規定，棧橋式碼頭的功能要求被歸類為耐震強化設施時，等級二地震和其他作用力不能影響碼頭的可修復性。但由於環境、社會、經濟或其他條件，對於棧橋式碼頭的功能要求，需要進一步改進其耐震功能，則要求震動破壞時，不應影響碼頭利用小型的維修工程來恢復其功能。

表 3-15 日本港灣棧橋式碼頭功能可接受標準值

功能要求	設計情況			驗證項目	可接受標準值
	作用力情形	主動應力	被動應力		
服務性	可變性	船舶牽引力	• 自重 • 載重	上部結構斷面破壞	設計斷面的抗力(極限狀態)
		L1 地震等級	• 自重 • 載重		
		作業時載重	• 自重 • 風作用於 • 裝載貨物 • 機械或船		
		作業時載重	• 自重 • 風作用於 • 裝載貨物 • 機械或船	上部結構的服務性	彎曲造成裂縫及寬度的極限值
		重複作用的載重	• 自重	上部結構的疲勞破壞	設計疲勞強度(疲勞極限狀態)
		波浪	• 自重	上部結構的斷面破壞	設計斷面抗力(極限狀態)
服務性	偶發性	L2 地震等級	• 自重	法線變形	殘留變形量的極限值
				上部結構橫斷面破壞	設計斷面的抗力(極限狀態下)
				基樁完全塑性	完全塑性化
				基樁承受軸向力	土壤未能發揮抗力(拉力及推力)

表 3-16 日本港灣棧橋式碼頭基樁之功能可接受標準值

功能要求	設計情況			證明項目	可接受標準值
	作用力情形	主動應力	被動應力		
服務性	可變性	船舶靠岸及牽引力	- 自重 - 載重	基樁承受軸向力	土壤未能發揮抗(拉力及推力)
		L1 地震等級	- 自重 - 載重		
		作業時載重	- 自重 - 風作用於裝載貨物機械或船		
		船舶靠岸及牽引力	- 自重 - 載重	基樁降伏	船舶靠岸及牽引力造成破壞之機率 (耐震強化設施: $P_f = 9.1 \times 10^{-4}$) (耐震強化設施以外: $P_f = 1.9 \times 10^{-3}$)
		L1 地震等級	- 自重 - 載重		L1 地震等級造成破壞機率 (特定耐震強化設施: $P_f = 1.3 \times 10^{-4}$) (標準耐震強化設施: $P_f = 3.8 \times 10^{-3}$) (耐震強化設施以外: $P_f = 1.4 \times 10^{-2}$)
		作業時載重	- 自重 - 風作用於裝載貨物機械或船		船舶靠岸及牽引力造成破壞之機率
		波浪	自重	基樁承受軸向力	土壤未能發揮抗力(拉力及推力)
				接合處的破壞	設計剪抗力
		重複作用的載重	自重	接合處疲勞破壞	設計疲勞強度(疲勞極限狀態)
		波浪	自重	接合處疲勞破壞	設計剪抗力

3.3.4 土壤液化

1. 液化預測與判斷

預測和判斷地面是否液化，一般通過適當的方法，使用粒徑大小和標準貫入試驗 N 值或循環三軸試驗結果。使用粒徑大小和 N 值是簡單、方便的方法，一般可用於預測和判斷液化。但若需要更精確的判斷結果，則可以使用循環三軸試驗，其結果判斷更加詳細。

(1) 液化預測和判斷基於粒徑大小和 N 值。

a. 基於粒徑大小

$U_c = D_{60} / D_{10} = 3.5$ ， U_c 是均勻係數， D_{60} 與 D_{10} 分別表是對應的粒徑大小通過機率為 60% 與 10%，當粒徑大小分佈曲線在“可能性液化”範圍之外，如圖 3.7，土壤判斷不會液化。

b. 預測和判斷液化採用等效 N 值和等效加速度

對於粒徑大小於“可能性液化”範圍內，如圖 3.8，應進行進一步調查的說明如下。

(a) 等效 N 值

等效 N 值可以被計算來自式(3-1)

$$(N)_{65} = \frac{N - 0.019(\sigma'_v - 65)}{0.0041(\sigma'_v - 65) + 1.0} \dots\dots\dots (3-1)$$

$(N)_{65}$: 等效 N 值

N : 土層的 N 值

σ'_v : 有效覆土壓力 (kN / m^2)

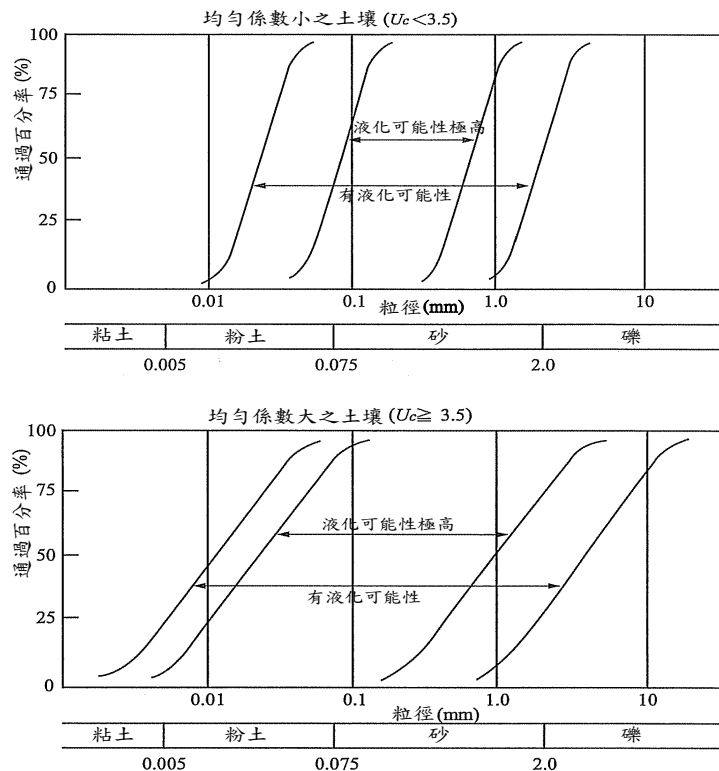


圖 3.7 日本港灣構造物土壤液化可能性範圍

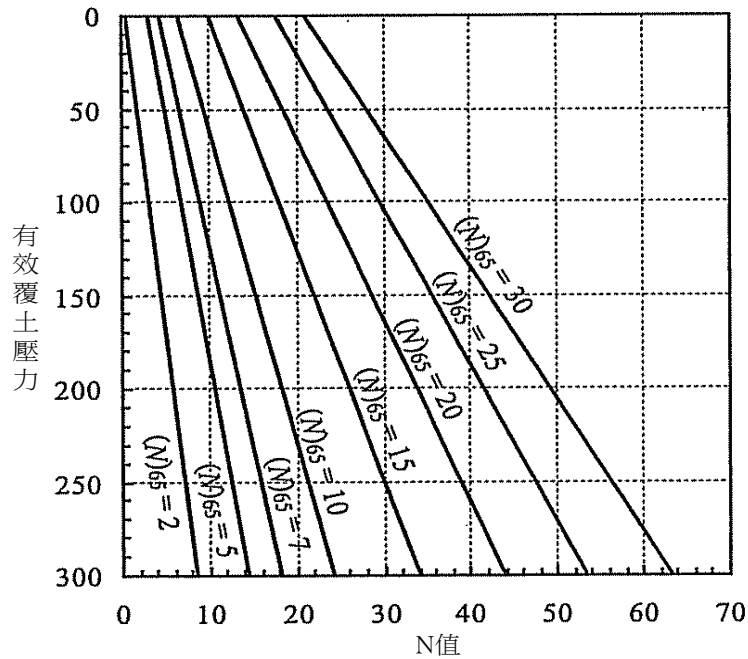


圖 3.8 日本港灣等效 N 值的計算圖

圖 3.8 顯示的關係由式(3-1)計算而得。

(b)等效加速度

等效加速度可以用式(3-2)計算

$$\alpha_{eq} = 0.7 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_v} g \dots\dots\dots (3-2)$$

α_{eq} : 等效加速度 (Gal)

τ_{max} : 最大剪應力 (kN/m^2)

σ'_v : 有效覆土壓力 (kN/m^2)

g : 重力加速度 (980Gal)

(c)預測和判斷，使用等效 N 值和等效加速度

土壤層的主體應該是按所等效 N 值與等效加速度，如圖 3.9 標示成 I~IV 來判斷土壤液化。

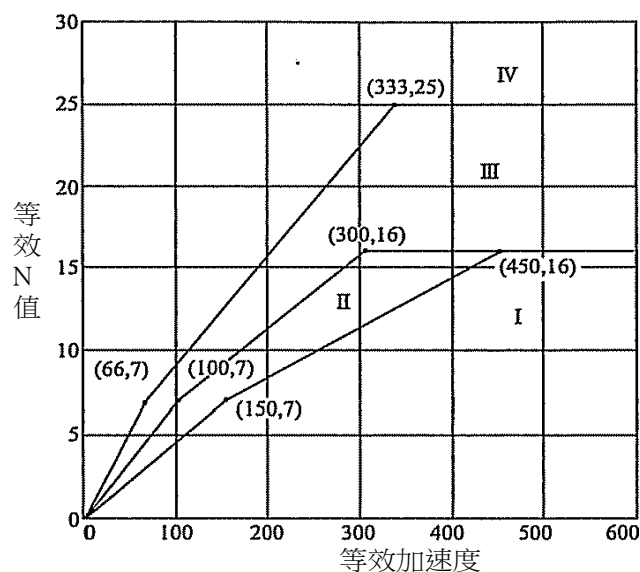


圖 3.9 日本港灣等效 N 值與等效加速度土層區分

c. 液化預測和判斷

「液化預測」指的是評估液化可能性的高或低，液化是一種物理現象。而「液化判斷」指的是考量液化可能性高低及現地地盤特性來決定土壤是否會液化。表 3-17 為判斷標準。

表 3-17 日本港灣液化預測和液化判斷

圖 3.9 所示的範圍	液化預測	液化判斷
I	液化發生的可能性非常高	會發生液化
II	液化發生的可能性高	判斷液化將會發生或進行進一步的評估基於循環三軸試驗
III	液化發生的可能性低	- 判斷液化不會發生或進行進一步的評估基於循環三軸試驗。 - 對於一個非常重要的結構，判斷液化將會發生或進行進一步的評估依據循環三軸試驗。
IV	液化發生的可能性非常低	不會發生液化

(2) 液化預測和判斷基於循環三軸試驗

當藉由粒徑大小和 N 值，可能很難預測和判斷到土壤液化，應該在不擾動土壤樣本下，藉由地震反應分析和循環三軸試驗的

結果來判斷液化。

2. 土壤改良策略

為防止出現液化要進行土壤改良，基於地基土層的特點應選擇一適當的方法，在進行土壤改良的工程前最好適當的檢查以下所列項目，以保持設施的功能。

- (1)土壤改良工程的方法
- (2)執行土壤改良工程的範圍（執行範圍和深度）
- (3)土壤改良工程的混凝土功能驗證

改良的方法如下：

- (a)替代方法
- (b)垂直排水法
- (c)深層攪拌法
- (d)輕質土壤處理方法
- (e)高爐礦渣換填法
- (f)預混合
- (g)壓實砂樁法（適用於砂土地基）
- (h)壓實砂樁法（粘性基底）
- (i)桿壓實方法
- (j)振動氣浮法
- (k)排水法作為液化對策工程
- (l)井點法
- (m)表層土壤穩定方法
- (n)學灌漿土壤改良法
- (o)氣動流攪拌法
- (p)固化劑作用於主動土壓力土工材料

3.3.5 分析方法

1. 重力式碼頭

所有的重力式碼頭於等級一的地震下，用簡化法(震度法)驗證，用來求其滑動、傾覆、和地盤承載力的作用力，以判斷其是否超過強度。而耐震強化碼頭的部分，於等級一的地震下，用詳細法(非線性地震反應分析可以考量土壤和結構之動力互制作用)來檢討變形量是否合乎安全。

對於重力式碼頭除了耐震強化碼頭外，它可以省略等級二地震下的偶發性作用力驗證，並使用非線性有限元素分析進行分析。

2. 板樁式碼頭

所有的板樁式碼頭於等級一的地震下，用簡化法(震度法)驗證，用來求其板樁、拉桿、錨樁的應力，以判斷其是否超過降伏應力。而耐震強化碼頭的部分則用詳細法(非線性地震反應分析可以考量土壤和結構之動力互制作用)來檢討變形量是否合乎安全。

對於板樁式碼頭除了耐震強化碼頭外，它可以省略等級二地震下的偶發性作用力驗證，並使用非線性有限元素分析進行分析。

3. 棧橋式碼頭

對於棧橋式碼頭於等級一的地震之正常作用力下，棧橋式碼頭的驗證可藉由自然振動週期的取得和加速度反應譜來進行地震係數之計算，來進行構架分析，然後用來求其樁的應力，以及軸方向力，以判斷其是否超過樁的降伏應力，以及容許支承力。然而對於耐震強化碼頭，可以藉由適當的動力分析來進行驗證，如非線性耐震分析考慮樁和土壤之三維動力互制作用，來檢討變形量是否合乎安全。

對於開放式的垂直棧橋式碼頭除了耐震強化碼頭，它可以省略等級二地震下的偶發性作用力驗證，並使用位移反應分析以及非線性有效應力分析進行分析。

表 3-18 日本港灣各類碼頭之分析方法

地震等級 碼頭種類	Level 1	Level 2
重力式碼頭	震度法求其強度 動力分析(非線性有限元素分析)求其變形	非線性有限元素分析
板樁式碼頭	震度法求其降伏應力 動力分析(非線性有限元素分析)求其變形	非線性有限元素分析
棧橋式碼頭	震度法求降伏應力與容許支承力 動力分析(非線性有限元素分析)求其變形	位移反應分析 非線性有效應力分析

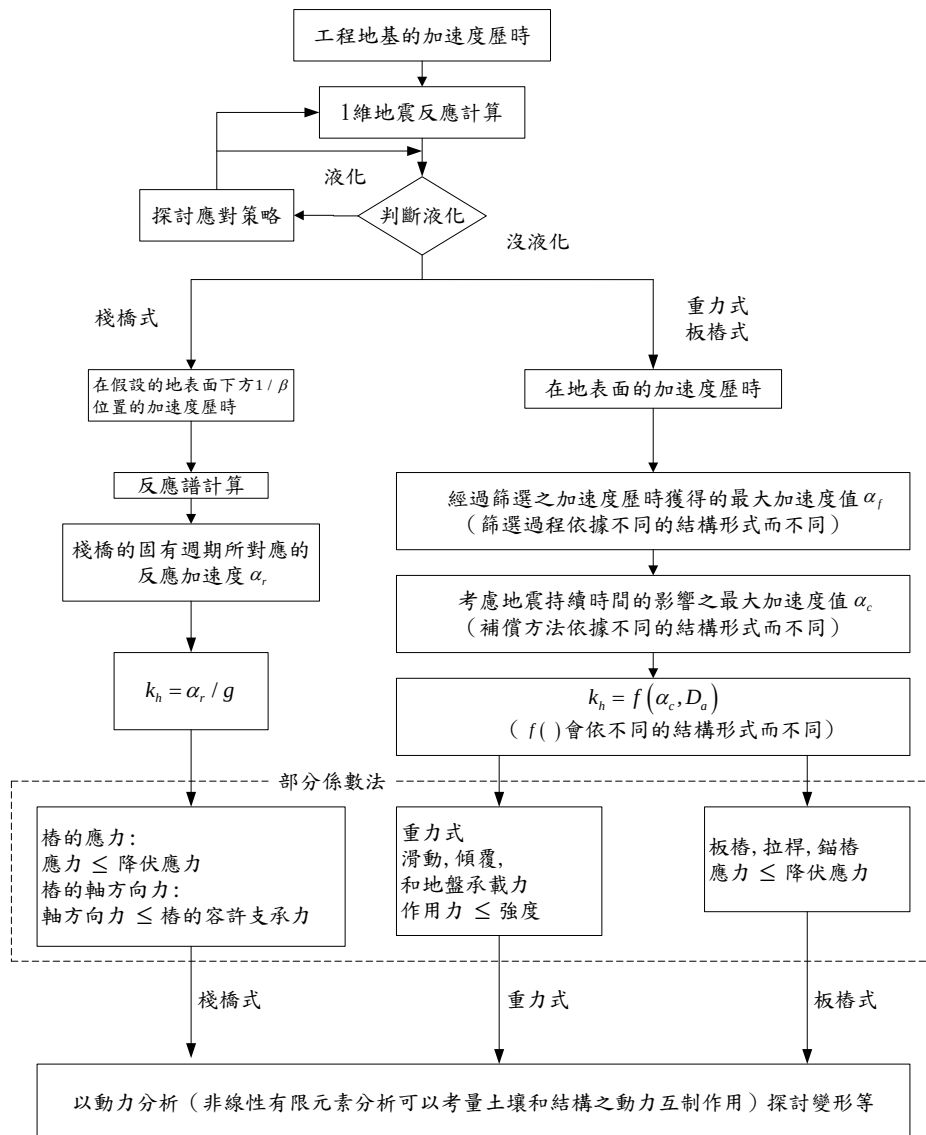


圖 3.10 日本港灣等級一(Level 1)的地震之驗證流程

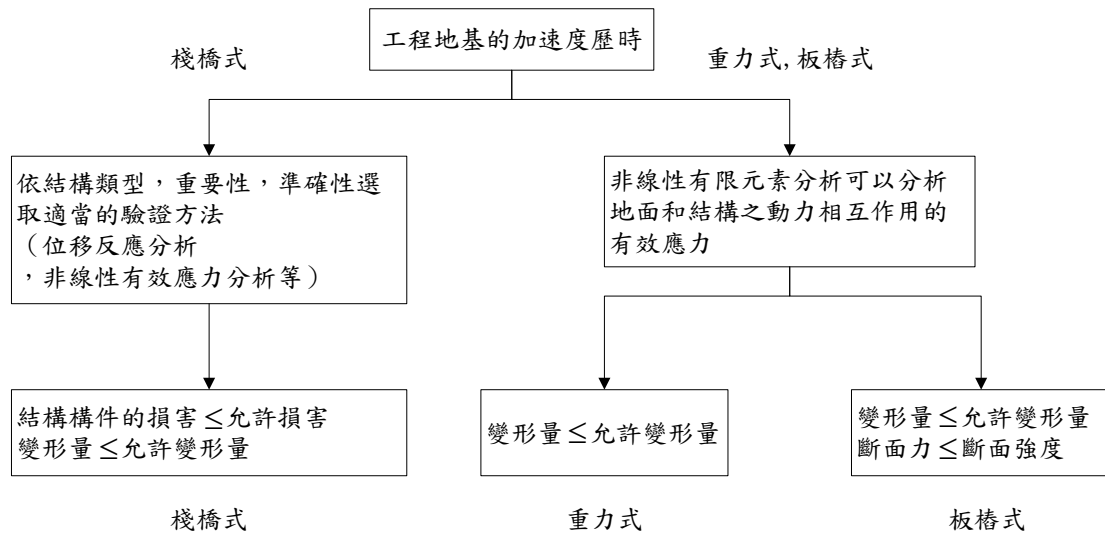


圖 3.11 日本港灣等級二(Level 2)的地震之驗證流程

3.4 小結

我國港灣構造物設計基準與國外基準相同具有中度地震保持彈性不需修復的功能目標，但國外基準多以 75 年回歸期地震等級做設計，而國內港灣設計基準則採用「建築物耐震設計規範」之中小地震力計算公式做設計，該中度地震之回歸期約為 30 年，定義為 475 年回歸期地震的 $1/4.2$ ，但該中度地震並無如國外基準之「等級一地震」明確經過地震危害度分析定義之。

日本 2000 版修正之日本建築基準法(Building Standard Law)亦採用二等級設計地震力：50 年回歸期；500 年回歸期。但日本港灣構造物基準以 75 年回歸期(50 年 50%超越機率)之地震力作為港灣構造物等級一設計地震力，依據 Ichii 2002 在其論文中經過對重力式碼頭在各 4 至 7 震度地震力下之營造費與可能之損失費的分析後指出：對於使用壽命為 50 年之港灣構造物，在該等級地震力作用下之耐震設計將使得總費用為最低。此亦顯示碼頭結構對國家社會之重要性應高於建築結構。

國外基準之功能目標多採兩等級地震做設計，而國內建築、橋梁耐震設計規範採用三等級地震由來已久，且上位準則「公共工程功能

設計準則」中亦明確指出，構造物功能設計需考慮 2500 年回歸期地震為最大考量地震。

此外 921 地震後，國內建築、橋梁耐震設計規範皆調整其相關地震力參數，並逐步演進為功能設計法，由於建築物耐震設計規範較橋梁規範先做改進，因而我國臺灣設計基準耐震設計章節之設計地震力係參考建築物耐震設計規範，改為譜加速度係數，但論其碼頭結構系統應與橋梁結構相近，理應參考橋梁耐震設計規範之設計地震力作修訂，由建築物地震力計算公式($V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$)可知，將地震力折減

1.4 倍是由於建築物的靜不定度較高，在設計均勻，各斷面降伏時機接近下，取保守估計外力調升至 $1.4P_y$ 後，結構才達最大承載側力 P_u ，因此在碼頭結構之靜不定度明顯較建築物為低的情況下，採用建築物之地震力計算公式，可能有低估設計地震力之虞，即使是直樁棧橋式碼頭之韌性，亦約近似橋梁結構，而不及建築結構之韌性。

在功能水準的訂定方面，各國基準多採三個功能水準，但相較其他種類構造物而言，碼頭結構物之重要度分類較多，因此功能水準訂立有增加至四個的必要，如國際航海協會之基準即採四個功能水準。另外碼頭有功能使用性的問題，特定級碼頭係需維持災後物資運輸與人員疏散，以及幫助災後救援或重建，因此不同於其他結構，亦需要更高的功能目標。

由上述討論可歸納出下列各項要點：

1. 同樣具有中度地震保持彈性不需修復的功能目標，但國外基準多以 75 年回歸期地震等級做設計。
2. 碼頭結構對國家社會之重要性應高於建築結構。
3. 構造物功能設計需考慮 2500 年回歸期地震為最大考量地震。
4. 地震力折減 1.4 倍是由於建築物的靜不定度較高，碼頭應不適合。
5. 碼頭結構物之重要度分類較多，因此功能水準訂立應採 4 等級。
6. 特定級碼頭需要更高的功能目標。

第四章 耐震功能性設計要求探討

本章針對碼頭之耐震功能性設計目標作探討，研究日本與國際航海協會功能性設計基準之功能目標的訂立方式及理念，並與國內「港灣構造物設計基準」之耐震設計目標作差異性討論，以提出適合國內設計實務的耐震功能性設計目標；其中，地震等級之建議更以本所過去對各港區的地震危害度曲線分析結果進行研究，並參考國外基準訂定之地震等級，提出適合國內碼頭設計的地震等級修正建議；另外，亦針對國內「公共工程功能性設計準則」三等設計地震力的要求，探討在不同功能性目標下各地震等級所應對應的功能性水準。

4.1 碼頭功能性目標

從日本的港灣施設技術基準可知，日本對港灣設施的設計在地震力計算上，係利用機率法考量歷史災害，震源等因素進行地震危害度分析，進而得到地震地表歷時，此法在國內多應用於水庫設計，但由於計算方法複雜，且港灣構造物數量較多，此法對於國內港灣構造物設計應用並不實際。另外，在功能性標準規定上，日本已正式進入構造物破壞機率可靠度的要求，此類設計標準要求亦為國內工程師設計能力的另一種挑戰。為避免修訂幅度過大，因此本研究建議，國內港灣構造物耐震功能性設計可先參考 2001 年的國際航海協會港灣構造物耐震設計準則來修訂。

國際航海協會港灣構造物耐震設計準則[INA 2001]除了對構造物在等級一地震力作用下之功能提出要求以外，在等級二地震力作用下，對應第 I~II~III~IV 級功能水準之 S~A~B~C 級耐震設施，基本相當於國內基準中之「特定(S 級)、A 級、B 級與 C 級」四種類別構造物，不同之處在於：國內現行基準，目前僅籠統地要求在 475 年回歸期設計地震力下，剛性結構物不得產生滑動、傾斜以及主體與基礎承载力不足之破壞，需保持安定，非剛性結構物允許發生塑性變形，但

韌性比不超過容許韌性容量，對於在同樣等級設計地震力下，「特定(S 級)、A 級、B 級與 C 級」四種類別構造物(包括剛性與非剛性)不同之行為或功能並未如「INA 港灣構造物耐震設計準則」明確定性甚至量化，僅以不同重要度係數來修正在同等級設計地震力作用下施加於結構之等效側向力之大小，間接調整構造物之耐震功能；「INA 港灣構造物耐震設計準則」引進之功能性設計法，係根據重要度等級「特定(S 級)、A 級、B 級與 C 級」結構物在所考量之各等級設計地震力下之不同功能性水準加以定性，並以不同大小之功能性可接受標準值加以限定，較類似國內橋梁建築耐震功能性設計研究之理念。

功能性目標之建立需考量：構造物之破壞對人命安全與財產損失之直接與間接(如處理危害物品等)影響之嚴重程度、震後是否要求具有特別之使用功能、修復之難易(與碼頭之結構型式相關)、其破壞對社會活動、環境與經濟之衝擊與損害度等，而因碼頭之型式、用途、規模等直接與這些因素相關，所以不同型式、用途、規模之碼頭的功能性目標不盡相同，用途越重要、規模越大，則該碼頭之功能性設計目標可能就越高，即在同一等級地震下之功能性水準要求越高。

而不同貨種之碼頭，由於使用之裝卸方法與裝卸機具不一樣，或即使可使用某些相同之機具，但工作效率很差，通常不考量其破壞後可以由其它種類碼頭代替運作，引進功能性設計法時，除了允許碼頭結構物在較大地震作用下之破壞以外，為避免碼頭破壞後造成營運停頓，規劃港口時，也可考量在用途及貨種相同之碼頭當中，設立一定比例(考量碼頭營運作業能量與基本要求)之耐震強化碼頭特定級，即適當提高部分碼頭之功能性目標至特定級碼頭，以維持災後救援機制，因此特定級碼頭之功能性目標訂立應趨嚴謹為佳。

值得提及的是，功能性標準值的大小或功能性目標之高低，直接控制所設計結構耐震能力之強弱，設計目標越高，對應震後補強之工程費則較少，基準所訂立之功能性目標為一最低標準，所以除了滿足基準要求以外，工程師亦可根據業主之要求，考量結構物在震後所需之補強費用，以及可能導致的間接經濟損失，以綜合考量結構物整個

使用年限最低總費用，來決定結構設計所需的耐震設計功能，才能真正發揮耐震功能性設計法之精神。

4.2 地震等級、功能性水準及重要度分類

功能性目標中之定性規定包含地震等級與功能性水準，本節將針對碼頭設計之地震等級與功能性水準作說明及探討，另外，碼頭重要度分類亦關係到功能性目標之訂立，因此本節亦一併針對碼頭四種重要度分類作說明。

4.2.1 地震等級

地震力等級之劃分可以經由一定年限內發生地震之危害度或相當之回歸期表示，地震力回歸期與危害度機率之關係式如下^[4]。

$$R_d = 1 - e^{-\frac{T_d}{T_r}}$$

其中， R_d 為危害度機率， T_d 為使用年限， T_r 為回歸期，例如：使用年限 50 年內超越機率為 50%(表示為 50%50)，約相當於回歸期 72 年(或約 75 年)；超越機率 10%50，約相當於回歸期 475 年。

國內「公共工程功能性設計準則」中建議設計地震力必須考量三等級地震力，而國內建築、橋梁耐震功能性設計規範草案亦皆定義三等級設計地震，然而「INA 港灣構造物耐震設計準則」僅以兩等級地震進行設計，但為符合國內耐震功能性設計架構之一致性及國內工程師之設計習慣，因而建議維持 2500 年回歸期地震(50 年超越機率 2%)作為最大設計地震考量。

而目前國內「港灣構造物設計基準」之設計地震力是參照 2005 年版「建築耐震設計規範」，同為三等級設計地震力如表 4-1 所示，提供 30 年回歸期中度地震、475 年回歸期設計地震、2500 年回歸期最大考量地震對應之反應譜。

表 4-1 國內港灣構造物設計基準之三等級設計地震力

地震等級		地震力計算公式
中度地震	解說：約 30 年回歸期	$V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$
設計地震	475 年回歸期	$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$
最大考量地震	2500 年回歸期	$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$

本研究參考本所過去之「港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究」報告中基隆港、臺中港、高雄港、蘇澳港的各港區平均地震危害度曲線，如圖 4.1，推估出目前國內建築及橋梁各重要度等級之中度地震所對應的回歸期(概略值)，如表 4-2 所示。由表中數值顯示，目前國內現行「港灣構造物設計基準」之中度地震在各港區工址所對應的地震回歸期皆約為 30 年，而 2500 年回歸期地震 PGA 則約為 475 年回歸期地震的 1.3~1.4 倍。

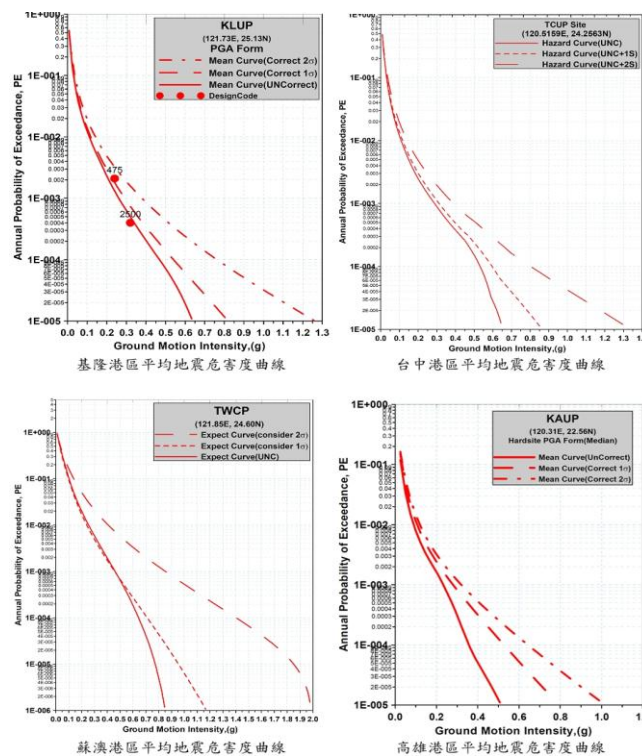


圖 4.1 四港區平均地震危害度曲線

資料來源：港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究^{[70][71][72][73]}

表 4-2 國內建築及橋梁之中度地震所對應的回歸期概略值

中度地震等級	建築 $I \times 475$ 年地震/4.2	橋梁 $I \times 475$ 年地震/3.25
約 15 年回歸期	0.8×475 年/4.2=475 年/5.25	—
約 30 年回歸期	1.0×475 年/4.2=475 年/4.2	0.8×475 年/3.25=475 年/4.06
約 50 年回歸期	1.25×475 年/4.2=475 年/3.36	1.0×475 年/3.25=475 年/3.25
約 75 年回歸期	1.5×475 年/4.2=475 年/2.8	1.25×475 年/3.25=475 年/2.6
約 100 年回歸期	—	1.5×475 年/3.25=475 年/2.17

依據前述資料，港灣構造物耐震功能性設計之地震力等級建議修正項目如下：

1. 中度地震之規定

一般而言按照不同種類之構造物的重要度排序，其次序應為碼頭>橋梁>建築，由國外各建築橋梁耐震基準之規定亦可看出此排序現象，例如日本及 INA 基準之中度地震皆設定為 75 年回歸期地震，而日本橋梁基準之中度地震則設定為 50 年回歸期地震，然而國內「港灣構造物設計基準」採用建築耐震設計規範之中度地震，其為 475 年回歸期地震除以 4.2，且其規範解說中說明所對應之地震回歸期約為 30 年，明顯低於國際基準，亦低於國內橋梁耐震設計規範之中度地震(475 年回歸期地震除以 3.25)。

因此本研究建議至少應將現行基準碼頭之中度地震強度由「475 年回歸期地震除以 4.2」上調至「475 年回歸期地震除以 3.25」，與橋梁相同，則地震回歸期約提昇至 50 年，較符合碼頭之重要性程度。

2. 設計地震與最大考量地震

棧橋式碼頭結構形式及靜不定度與橋梁工程較相近，不如建築結構因高靜不定度而擁有較高的降伏後強度，因此設計地震與最大考量地震之計算公式($V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{ad}}{F_u} \right)_m W$)中，分母係數 1.4 應同橋梁改

為 1.2 較為恰當。簡言之，三等級地震力計算方式皆改為與橋梁相同，如表 4-3 所示。

表 4-3 橋梁耐震設計規範之三等級地震力

地震等級		地震力計算公式
中度地震	約 50 年回歸期	$V_{\min} = \frac{IS_{aD}}{3.25\alpha_y} W$
設計地震	475 年回歸期	$V_D = \frac{I}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$
最大考量地震	2500 年回歸期	$V_M = \frac{I}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$

綜上所述，本研究建議港灣碼頭之三等級地震力定義如下：

(1) 等級一：中度地震：

為一常遇地震，其強度計算上：

為 475 年回歸期地震除以 3.25，地震回歸期約為 50 年。

(2) 等級二：475 年回歸期地震：

為一偶遇地震，其 50 年超越機率為 10%。

(3) 等級三：2500 年回歸期地震：

為一罕遇地震，其 50 年超越機率為 2%。

另由於剛性碼頭其結構並無韌性，因此在地震力計算上 F_u 值等於 1.0，則表 4-3 內之地震力計算公式即與國內現行「港灣構造物設計基準」之剛性碼頭設計地震力公式相同，即分母亦為 1.2。

4.2.2 功能性水準

本研究依各國功能性基準之慣例，從構造物之「使用性」、「修復性」、「安全性」三方面考量，並參考國內現行「港灣構造物設計基準」之功能性水準定義，建議出未來國內港灣碼頭耐震功能性設計之功能水準。

由於 475 年回歸期地震為主要的設計地震，而國內碼頭結構設計之重要度分類向來皆分為 4 種(特定、A 級、B 級、C 級)，此與國際基準相同；再者，「公共工程功能性設計準則」中亦說明，耐震功能性設計的基本概念主要是採用構造物的非線性行為分析進行設計，故應將「用途係數」轉換於耐震功能性水準的要求上面，而非用於設計地震力的放大；因此在同一 475 年回歸期地震作用下，欲區分 4 種不同重要度構造物之功能性水準，即須具有 4 等級功能性水準之制定，如表 4-4。

而表 4-4 之第 I、III、IV 等級功能性水準亦恰符合現行「港灣構造物設計基準」設計目標中三等級地震所各別對應的功能性要求。

表 4-4 耐震功能性水準定性規定之建議

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

4.2.3 重要度分類

為了維持業主及工程師既有的設計習慣，碼頭重要度分類建議仍然維持現行基準的規定，如表 4-5，目前國內現行基準訂立的港灣構造物重要度分類與「INA 港灣構造物耐震設計準則」雷同，如此則亦可參考「INA 港灣構造物耐震設計準則」之相關規定來制定本國港灣碼頭之耐震功能性目標。

在重要度分類上仍維持現行港灣構造物設計基準之規定，依據結構物之重要性區分為「特定」、「A」、「B」、「C」等四種等級類別，各等級之碼頭特性如表 4-5 所述。

表 4-5 各重要度等級之碼頭特性

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

4.3 現行基準之功能性目標

以基本設計要求所考量之一般碼頭為準，其所考慮之三個地震等級，亦對應有三個功能性水準，分別為「維持原有功能」、「損傷可修復」、「避免崩塌」，重要碼頭之功能性水準則以用途係數間接提高。

1. 中度地震

因為結構在此使用年限中遭遇中小度地震的機率甚高，因此要求結構物在此地震水平下結構物維持在彈性限度內，地震過後，結構物主體沒有任何損壞。對剛性結構物如重力式碼頭而言，在 30 年回歸期之地震發生時，不得產生滑動、傾覆，亦不得產生結構體強度與基礎承载力不足之任何破壞。

2. 設計地震

在此地震等級下結構物不得產生嚴重損壞，造成嚴重的人命及財產損失，且必須可以修復；具韌性材料之構造物，其結構物產生的韌性比不得超過其容許韌性容量。

3.最大考量地震

設計目標為在此強烈地震下結構主體不致產生崩塌，在此設計目標下之韌性結構物允許其韌性容量用盡。在配合動力分析的情況下，針對特殊耐震與高重要性碼頭結構，其在 2500 年回歸期之地震作用下，最大容許破壞值不得高於上述 475 年回歸期地震作用下之設計水準。

由前述三等級設計地震所要求的功能性目標可歸納如表 4-6 所示。

表 4-6 國內現行港灣構造物設計基準之功能性目標

功能水準 地震力	第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
中度地震約 30 年回歸期地震	C (I=0.8) B (I=1.0) A (I=1.25) 特定(I=1.5)	—	—	—
475 年回歸期地震	—	—	C (I=0.8) B (I=1.0) A (I=1.25) 特定(I=1.5)	—
2500 年回歸期地震	—	—	特定(I=1.5)	C (I=0.8) B (I=1.0) A (I=1.25)

而從「INA 港灣構造物耐震設計準則」與「日本港灣施設技術上基準」之功能性目標(表 3-3 及表 3-11)可知，國內現行基準之特定級碼頭(耐震強化碼頭)的功能性目標要求明顯低於國外基準，尤其臺灣與日本同為海島型國家，國內原料礦產貧瘠，所有原物料及物資皆需倚靠港口運輸，特別是災難性地震發生時，外援物資對於社會經濟恢復格外重要，設立耐震強化碼頭的目的即是在災難地震後仍可有部分功能良好之碼頭可供救援物資運輸，因此國際航海協會(INA)及日本基準對於特定級碼頭之功能要求皆為等級二(475 回歸期)地震作用下結

構須保持彈性，而國內現行港灣構造物設計基準則是以中度地震力的 1.5 倍作用下保持彈性作為設計基準，而由表 4-2 可知 1.5 倍中度地震約為 75 年回歸期地震，其遠小於 475 年回歸期地震，此等級功能目標可否滿足特定級碼頭所需之救災功能值得商榷，故建議應予調整提升。

本研究再將表 4-6 繪製成功能目標區域圖，可比表 4-6 更清楚說明國內現行基準之功能目標的定義及特性，如圖 4.2 所示，該圖縱軸各等級回歸期地震強度之比例係按圖 4.1 各港區之平均地震危害度曲線推估而得，雖為一概略性的比例，但比表 4-6 更能精確反映各等級碼頭之功能目標的確切界線為何。

在此舉例說明圖 4.2 的使用方式，例如某一碼頭結構在各等級地震作用下結構分析後分別所得到的反應假設皆落在「曲線 1」及「曲線 2」之間的區域，則此碼頭可定義為 C 級碼頭，但若有任何一等級地震之結構反應落於「曲線 1」之上側，則此碼頭即不符合 C 級碼頭規定之功能性目標；若有任何一等級地震之結構反應落於「曲線 2」之下側，但其餘等級地震之反應仍落在「曲線 1」及「曲線 2」之間的區域，則仍為 C 級碼頭。其餘等級碼頭之功能性目標定義亦依此類推。

因現行基準規定，特殊耐震與高重要性碼頭結構最大考量地震之設計目標不得高於上述 475 年回歸期地震作用下之設計水準，因此才形成特定級碼頭 2500 年回歸期地震作用下結構反應須滿足第 III 級功能性水準，故圖 4.2 特定級的曲線在末端會往下折，若在建築物耐震設計基準中則無此規定，則圖 4.2 特定級目標曲線將沿虛線延伸。

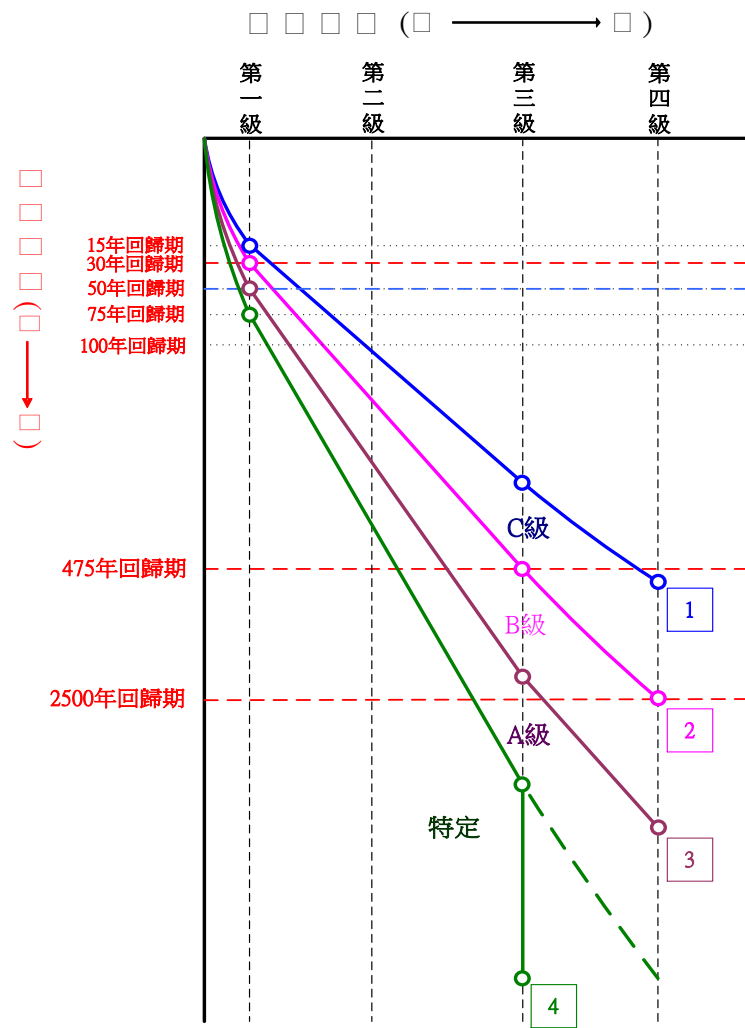


圖 4.2 國內現行基準的耐震功能性目標區域圖

4.4 國內港灣碼頭功能性目標制定之建議

國內現行基準 4 種等級碼頭「特定級、A 級、B 級與 C 級」的用途係數，分別為 1.5、1.25、1.0、0.8，由此可知，各等級地震所對應之結構功能性水準，應顯示著特定級碼頭功能性水準高於 A 級碼頭，A 級碼頭功能性水準又高於 B 級碼頭，B 級碼頭功能性水準則高於 C 級碼頭。

由原基準 B 級碼頭之用途係數為 1.0 可知，B 級碼頭為一個標準碼頭，因此吾人可依原基準賦予 B 級碼頭之功能性目標為基準，按各

種碼頭之重要度依序分配各地震等級所應對應的功能性水準。

475 年回歸期地震為主要設計地震，在此等級地震作用下，4 種重要度碼頭將按重要度依序對應 4 種等級之功能性水準。因此為引入耐震功能性設計法，基準應對眾多人命安全有嚴重威脅、具特別重要性需在震後維持使用功能以利救災、需處理危害物品、或其破壞對社會環境與經濟會有嚴重衝擊與損害之設施，定為「特定級」耐震強化碼頭，功能性目標要求在 475 年回歸期地震力作用下應滿足第 I 級功能性水準；若以上各項影響較小，但破壞後很難修復者，則定為「A 級」碼頭，在 475 年回歸期地震力作用下應滿足第 II 級功能性水準；小型且修復較容易之設施或臨時結構，定為 C 級碼頭，在 475 年回歸期地震力作用下應滿足第 IV 級功能性水準；其他非「特定、A 級、C 級」碼頭者則為 B 級碼頭，在 475 年回歸期地震力作用下應滿足第 III 級功能性水準。

中度地震以橋梁規範之計算方式為主，由約 30 年回歸期提升至約 50 年回歸期，由於特定級碼頭已要求在 475 年地震作用下保持彈性滿足第 I 級功能性水準，因此不需額外檢核中度地震作用下之功能性水準，其餘 A、B 級碼頭為中度地震作用下須滿足第 I 級功能性水準，而 A 級碼頭之受震反應更需小於 80% 的降伏變形；另 C 級碼頭依序為滿足第 II 級功能性水準。

本研究建議之功能性目標不同於日本與 INA 基準，須增加 2500 年回歸期最大考量地震所對應的功能性水準來規定「特定級」、「A 級」與「B 級」的碼頭功能，以滿足現行基準要求 A、B 級碼頭在 2500 年回歸期地震作用時應不會發生倒塌，而「特定級」碼頭之損壞更不可高於 475 年回歸期地震作用下之功能性水準，使其在災難地震後仍具有修復機會。因此建議在 2500 年回歸期地震作用下，按重要度排序，特定級碼頭須滿足第 II 級功能性水準，A 級碼頭須滿足第 III 級功能性水準，B 級碼頭須滿足第 IV 級功能性水準，而 C 級碼頭在此等級地震作用下應已崩塌故不需檢核。

綜合上述之說明，在提升中度地震等級與特定級碼頭之功能性目標後，各級碼頭對應的功能性目標可歸納如表 4-7 所示。工程師可依據環境條件與業主對功能之要求來選擇合適的碼頭等級，再依據該等級碼頭所對應之功能性目標進行設計、分析、檢核。

表 4-7 本研究建議之各等級碼頭所對應的耐震功能性目標

功能水準 地震等級	第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
等級一 (中度地震)	A 級 小於 80%降伏反應	C 級	—	—
	B 級			
等級二 (475 年回歸期地震)	特定級	A 級	B 級	C 級
等級三 (2500 年回歸期地震)	—	特定級	A 級	B 級

由表 4-7 可知，「C 級」碼頭僅須檢核中度地震及 475 年回歸期地震下對應之功能性水準，而「B 級」與「A 級」碼頭則需檢核中度地震、475 年及 2500 年回歸期三種等級地震下所對應之功能性水準。「特定級」碼頭僅需檢核 475 年及 2500 年回歸期兩種等級地震下之功能性水準。

本研究再將表 4-7 所述之功能性目標繪製成功能目標區域圖，可更清楚說明建議的功能性目標之定義範圍與特性，如圖 4.3 所示，而此圖之使用方式與圖 4.2 相同。

雖然從表 4-7 中顯示 A 級碼頭與 B 級碼頭在中度地震等級下對應的功能性水準皆須滿足第 I 級，但在圖中即顯示出差異，原因為 A 級碼頭在 475 年回歸期與 2500 年回歸期地震等級下，其設計功能性水準要求皆比 B 級碼頭高出一級，因而自然形成 A 級碼頭的設計強度容量高於 B 級碼頭，在相同中度地震進行彈性分析檢核時，A 級碼頭的結構反應理應小於 B 級碼頭。

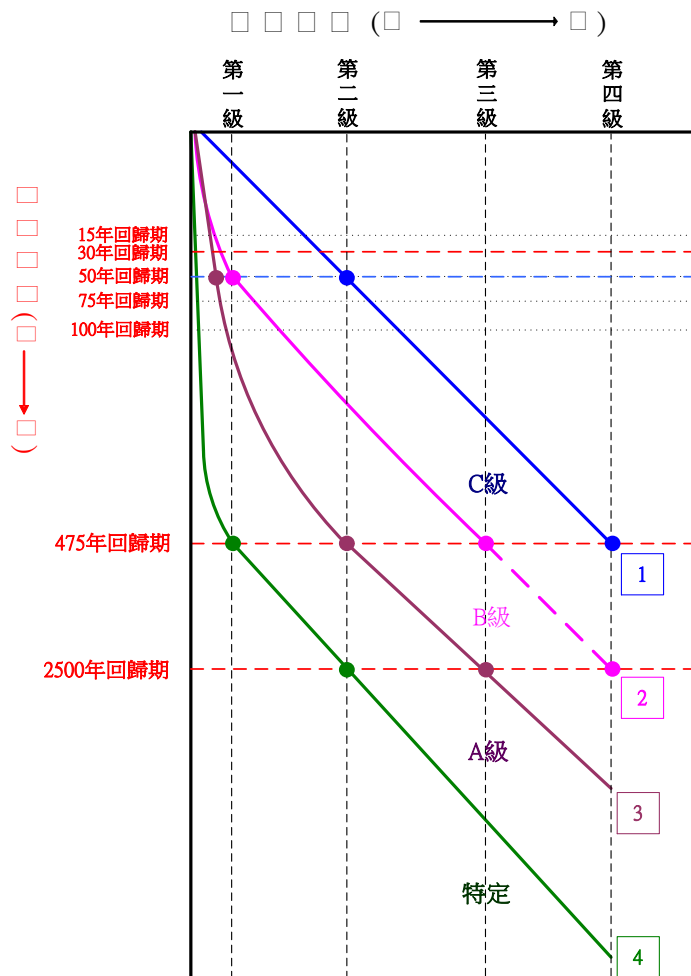


圖 4.3 本研究建議的港灣碼頭耐震功能性目標區域圖

4.5 現行基準與本研究建議功能性目標之差異性探討

本研究將「建議的港灣碼頭耐震功能性目標區域圖」與「現行基準的耐震功能性目標區域圖」兩者進行套繪比較，如圖 4.4 所示，差異處條列如下：

- 1.基本上建議的功能性目標涵蓋範圍比現行基準大，因此工程師進行碼頭設計時將更具彈性。
- 2.C 級碼頭的功能性目標與現行基準比較稍不保守，但可明確掌握結構功能並具經濟性，加以突顯 C 級碼頭適用於小規模結構物復舊作業容易者或臨時結構之特性。

3. 特定級碼頭功能性目標比現行基準保守許多，但與國際航海協會 INA 及日本基準之功能性要求相同，以突顯設置耐震強化碼頭之概念。
4. A 級碼頭與 B 級碼頭之建議功能性目標，除中度地震回歸期稍調高外，其餘功能性目標皆與現行基準相近，A 級碼頭功能性目標曲線雖然看起來差異較大，但是從第 I、III、VI 級功能性水準的地震力強度來比較，事實上是接近的，由於現行基準並無定義第 II 級功能性水準所應對應的地震等級強度，因此本研究簡單假設為線性，故與建議之功能性目標差異較大。

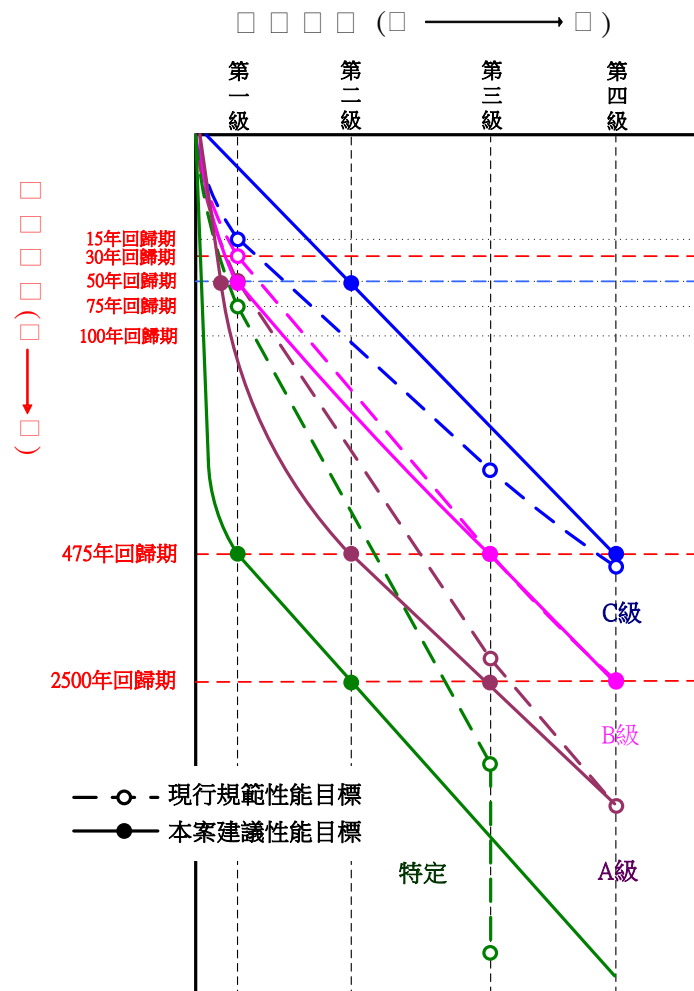


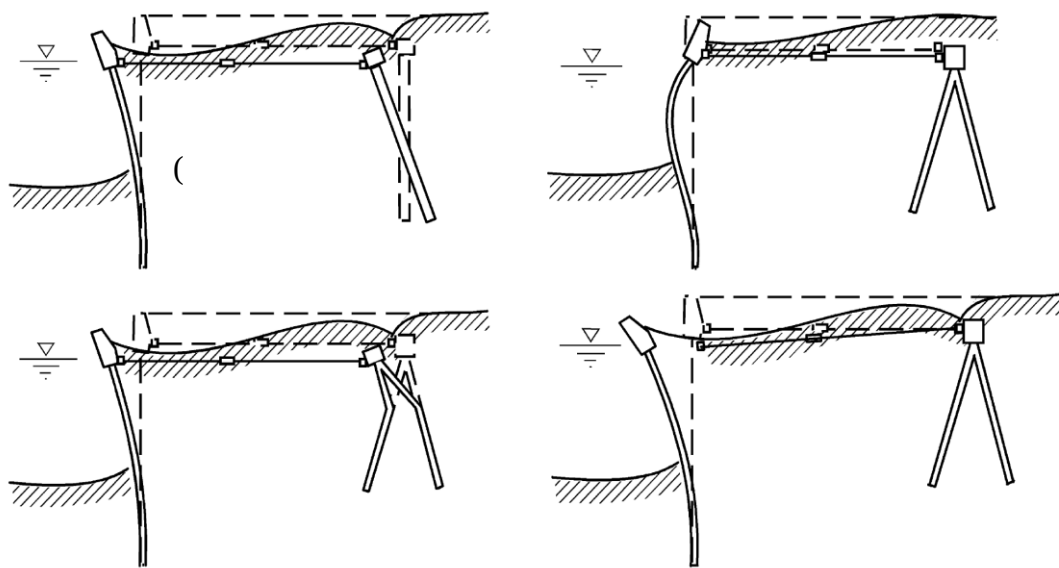
圖 4.4 研究建議與現行基準之港灣碼頭耐震功能性目標區域比較

第五章 板樁式碼頭功能性規定及分析方法探討

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

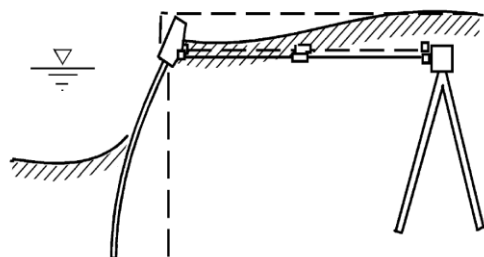
5.1 板樁式碼頭功能性可接受標準

此類碼頭通常由相互連接的 RC 或鋼板樁、腰梁或圍梁、冠牆、拉桿、錨碇設施與回填料等組成，由上部之拉桿與下部結構埋設於土壤來支撐，主要考量地震力仍以水平地震力為主。此類碼頭主要破壞型式包括：因背填土壤受外力作用產生強度變弱或液化增加了土壤及水對板樁之壓力，使得板樁所承受之彎矩過大而降伏，或拉桿拉力破壞，或使錨碇設施失去作用導致板樁與錨碇設施向海側傾倒或移動，根據以往板樁式碼頭的震害案例中，可概略歸納出板樁式碼頭受地震力作用下可能的破壞模式如圖 5.1 所示。



(A) 錨碇設施破壞

(B) 板樁撓曲拉桿拉力破壞



(C) 板樁埋入處破壞

圖 5.1 板樁式碼頭之破壞模式

資料來源：INA 2001^[29]

考量板樁的破壞與使用運作之可行性，此類碼頭之破壞參數，如圖 5.2 所示，以應力(包括基盤面上下板樁部分、拉桿與錨碇設施)及位移(包括板樁與岸肩之變位、錨碇設施之沉陷量、附近路面開裂、拉拔位移量等)來表達。根據板樁式碼頭結構可能的破壞模式，可利用板樁碼頭結構系統之位移或應力狀態作為判斷其損害等級之指標參數，如下所列：

1. 以位移為評估參數：

- (1)板樁牆之水平向位移、沉陷、與傾斜
- (2)岸肩之沉陷、差異沉陷、與傾斜
- (3)錨碇設施處之差異沉陷、地表開裂、與受拉產生之位移

2. 以應力狀態為評估參數：

- (1)板樁之應力狀態（基盤面以上或以下）
- (2)拉桿之張力（包含接頭）
- (3)錨碇設施之應力狀態

這些參數值大小可反映出板樁式碼頭結構的損壞情況，透過過去之災損記錄或分析結果，可由不同損壞程度所對應的參數值範圍，建立起板樁碼頭結構損害等級之門檻值。

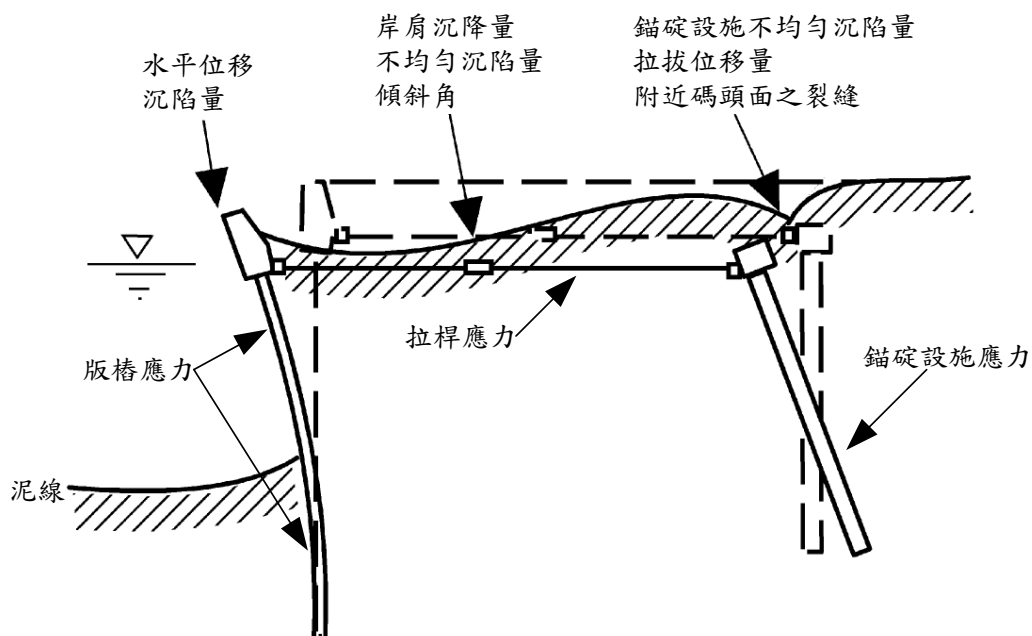


圖 5.2 板樁式碼頭之功能性參數

資料來源：INA 2001^[29]

國際航海協會[INA 2001]所頒布之港灣結構物耐震設計準則中，亦將各等級功能以功能性參數之可接受標準值加以限定，如表 5-1，工程實務中，除了參照這些最低標準值以外，還需根據業主之實際要求進行設計。

表 5-1 板樁式碼頭功能性可接受標準

功能性水準 參數			第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
殘餘變位	板樁變位	正規化水平位移 d/H	<1.5% 或 d<30cm	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<3°	N/A	N/A	N/A
	岸肩變位	岸肩沉陷量	3cm~10cm	N/A	N/A	N/A
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A	N/A
最大反應下之應力或應變	基盤面以上板樁		彈性	塑性，不超過 韌性容量或 應變極限	塑性，不超過 韌性容量或 應變極限	塑性，超過韌 性容量或應 變極限
	基盤面以下板樁		彈性	彈性	塑性，不超過 韌性容量或 應變極限	塑性，超過韌 性容量或應 變極限
	拉桿		彈性	彈性	塑性，不超過 韌性容量或 應變極限	塑性，超過韌 性容量或應 變極限
	錨碇設施		彈性	彈性	塑性，不超過 韌性容量或 應變極限	塑性，超過韌 性容量或應 變極限

註：針對補強板樁比補強錨碇設施容易，即板樁較錨碇設施先降伏之機制。

H 為基面以上板樁之高度。

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

資料來源：INA 2001^[29]

5.2 板樁式碼頭耐震功能性分析法

本研究參考國際航海協會[INA 2001]所頒布之港灣結構物耐震設計準則將分析之方法由簡到繁分為簡便分析(Simplified Analysis)、簡便動力分析(Simplified Dynamic Analysis)以及動力分析(Dynamic Analysis)三類，選用這三種不同複雜等級之分析方法，除了與碼頭重要度等級之高低相關以外，還與所作用的地震等級相關，如表 5-2 所示；由於功能性目標中在等級一地震作用下之功能性水準要求多需保持結構在彈性狀態，因此一般實務設計上多採等級一地震作用下先進行彈性分析做初步設計，接著再按等級二與等級三地震作用下所要求之功能性水準進行驗證分析檢核，若不滿足可接受標準則重新進行初步設計後再驗證檢核，直到滿足所有功能性目標要求為止。

簡便分析是經由簡單的分析計算所得之結果去近似結構之真實反應，對於較低重要度等級(例如 C 級)之結構，此類分析法可適用於所有地震等級作用下之功能性評估；對於重要度等級較高者(例如 B 級、A 級與特定級)，則可應用在等級一地震力作用下之初步設計階段或服務使用性之評估。

簡便動力分析方法比簡便分析法複雜，對 B 級及 B 級以下重要度之耐震結構，可適用於所有地震等級作用下之功能性評估；對於重要度等級較高者(例如 A 級與 S 級)，可應用在等級一地震力作用下之初步設計階段或服務使用性之評估。

動力分析方法為三類分析方法中之最複雜者，可適用於包括具有較高重要度等級(例如 A 級與 S 級)在內之耐震結構物的之所有地震等級作用下之功能性評估。

表 5-2 各類分析方法之應用時機

碼頭重要度 地震等級	特定級	A 級	B 級	C 級
等級一 (中度地震)	—	• 簡便分析 • 簡便動力分析 • 動力分析	• 簡便分析 • 簡便動力分析 • 動力分析	• 簡便分析 • 簡便動力分析 • 動力分析
等級二 (475 年回歸期地震)	• 動力分析	• 動力分析	• 簡便動力分析 • 動力分析	• 簡便分析 • 簡便動力分析 • 動力分析
等級三 (2500 年回歸期地震)	• 動力分析	• 動力分析	• 簡便動力分析 • 動力分析	—

茲將國際航海協會[INA 2001]板樁式碼頭的耐震能力設計方法或評估方法依簡便分析法(擬靜力分析)、簡便動力分析法(滑動塊體法)與動力分析法(有限元素或有限差分法)等三種方法分別敘述說明如下。

5.2.1 簡便分析法

此法採用傳統設計基準中，基於力量平衡之擬靜態分析方法，地震力作為施加於結構側向之靜態慣性力。結構主體與承載土壤均視為剛體，以檢討其穩定性。

進行耐震能力檢核時，碼頭構造物所遭受到之地震力為施加於構造物側向的靜態慣性力，由設計震度係數 K_e 表示。分析時，逐步地增加震度係數，透過一系列的穩定分析，計算出當碼頭結構達到臨界穩定狀態時(即安全係數=1 的情況)，所能夠承受的地震力大小(此即臨界震度係數 K_l)。再求算臨界震度係數與設計震度係數之比值，即為此結構之耐震安全係數($F_s = K_l/K_e$)，其可搭配相關經驗公式推算變位量，用於評估結構物之耐震功能性。以下就板樁式碼頭之受力機制說明其簡便分析方法。

1. 板樁式碼頭受力機制

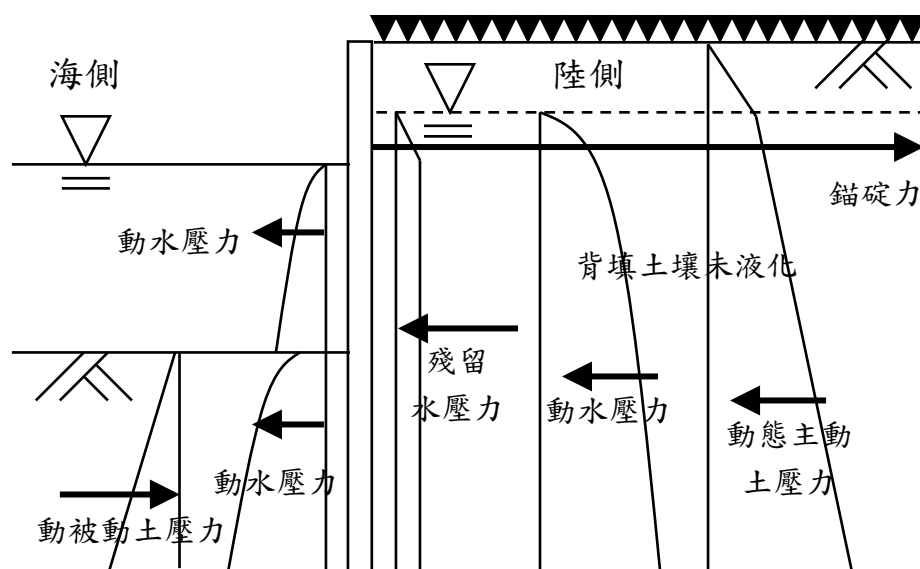


圖 5.3 地震時背填土壤未液化板樁式碼頭受力示意圖^[58]

板樁式碼頭構造物在地震力作用之下，如考慮土壤未發生液化，其受力情形如圖 5.3 所示，主要包括動態主動土壓力、動態被動土壓力、動態水壓力、殘留水壓力等。參考「港灣構造物功能性設計法之研究(3/3)」^[59]，其中所提列之耐震評估簡便分析法步驟簡述如下：

(1) 給定設計震度係數 K_e 。

(2) 計算殘留水位 $R.W.L.$ ：

$$R.W.L. = \frac{2}{3}(M.H.W.L. - M.L.W.L.) + M.L.W.L. \dots\dots\dots (5-1)$$

式中， $M.H.W.L.$ 為朔望平均高潮位； $M.L.W.L.$ 為朔望平均低潮位。

(3) 計算地震時主動土壓力 $P_{AE,i}$

依 Mononobe-Okabe^[24]之建議，作用於板樁牆體第 i 土層之動

態主動土壓力 $P_{AE,i}$ 水平分量，可依下式計算：

$$P_{AE,i} = K_{AE,i} \cdot (\sum \gamma_i h_i + w_{OL}) \cdot \cos \delta \dots\dots\dots (5-2)$$

式中， γ_i 為第 i 土層土壤之單位重，如位於水面下，則取水中單位重 $\gamma'_i = \gamma_{sat} - \gamma_w$ ； γ_w 為海水單位重，取為 $\gamma_w = 1.03t/m^3$ ； h_i 為第 i 土層土壤之厚度； w_{OL} 為碼頭超載重 (t/m^2)； δ 為板樁與土壤間之摩擦角(度)； K_{AEi} 為第 i 土層主動土壓力係數，計算如下：

$$K_{AEi} = \frac{\cos^2(\phi_i - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \cdot \sin(\phi_i - \theta)}{\cos(\theta + \delta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (5-3)$$

式中， ϕ_i 為第 i 土層土壤之內摩擦角(度)； θ 為地震合成角，殘留水位以上土層 $\theta = \tan^{-1} K_e$ ；殘留水位以下土層 $\theta = \tan^{-1} K'_e$ ； K'_e 為修正後的震度係數， $K'_e = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - 1} \cdot K_e$ 。

(4) 計算地震時被動土壓力 $P_{PE,i}$

被動土壓力計算與主動土壓力雷同，作用於板樁牆體第 i 土層之動態被動土壓力 $P_{PE,i}$ 水平分量，可依下式計算：

$$P_{PE,i} = K_{PE,i} \cdot (\sum \gamma_i h_i + w_{OL}) \cdot \cos \delta \dots\dots\dots (5-4)$$

式中，因板樁被動側位在海面下埋置部份，碼頭超載重 w_{OL} 取為 $0t/m^2$ ； $K_{PE,i}$ 為被動土壓力係數，計算如下：

$$K_{PE,i} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos(\psi + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \cdot \sin(\phi_i - \psi)}{\cos(\psi + \delta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (5-5)$$

(5) 計算地震時之動態水壓合力 P_{DW}

作用於板樁牆體之動態水壓力 p_{DW} ，依 Westergaard^[36]所提出隨深度 y 之分布情況，如圖 5.4(a)所示，並可表示如下：

$$P_{DW} = \pm \frac{7}{8} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w \cdot y} \dots\dots\dots (5-6)$$

式中， H_w 為海水潮位深度(m)。因此，作用於板樁牆體之動態水壓合力 P_{DW} ，即可依下式計算，且合力作用位置位於海底面上 $0.4H_w$ 處。

$$P_{DW} = \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \dots\dots\dots (5-7)$$

因動態水壓力與潮位深度有關，故於分析過程須考量各相關設計潮位之動態水壓力。

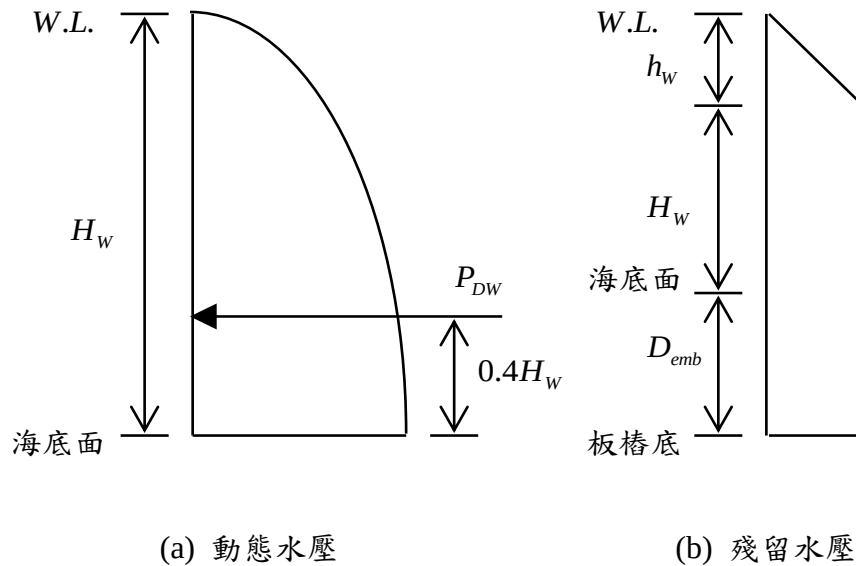


圖 5.4 作用於板樁之水壓力分布示意圖

(6) 計算殘留水壓合力 P_{RW}

若碼頭海側之潮位高於碼頭陸側之殘留水位時，則無需考量

殘留水壓力；而當海潮位低於殘留水位時，作用於板樁上之殘留水壓分布如圖 5.4(b)所示，殘留水壓力 p_{RW} 可由下式計算：

$$p_{RW} = \gamma_w \cdot h_w \dots\dots\dots (5-8)$$

式中， h_w 為殘留水深(m)，即殘留水位與海潮位之差。故殘留水壓之合力 P_{RW} 為：

$$P_{RW} = \frac{1}{2} \cdot p_{RW} \cdot h_w + p_{RW} (H_w + D_{emb}) \dots\dots\dots (5-9)$$

式中， D_{emb} 為板樁埋入深度(m)。因殘留水壓力亦與潮位深度有關，故於分析過程須考量各相關設計潮位所產生之殘留水壓力。

(7)檢核板樁貫入長度

分別計算影響結構穩定之相關作用力後，即可計算板樁貫入長度之安全係數。依規範規定板樁入土長度須滿足下式：

$$S.F. \leq \frac{M_p}{M_a} \dots\dots\dots (5-10)$$

式中， $S.F.$ 為貫入長度安全係數，平常時 1.5、地震時 1.2； M_p 為被動土壓力對拉桿裝設點之抵抗力矩； M_a 為主動土壓、動態水壓及殘留水壓等對拉桿裝設點之驅動力矩；動態水壓與殘留水壓取合力矩最大時之潮位即可。

(8)計算耐震安全係數 F_s

依前述步驟反推臨界穩定狀態(板樁貫入長度安全係數=1)對應之地震係數即為構造物最大可承受之地震係數 K_t ，其與設計震度係數 K_e 之比值即為耐震安全係數：

$$F_s = \frac{K_t}{K_e} \dots\dots\dots (5-11)$$

(9)計算拉桿張力與板樁樁身最大彎矩

假設板樁為以拉桿裝設位置及海底面作為支承之簡支梁，而以海底面以上之主動土壓、動態水壓、及殘留水壓為載重，如圖 5.5 所示，便可計算出拉桿錨錠張力，進而可計算作用於板樁樁身之最大彎矩，並判斷拉桿與板樁是否降伏。

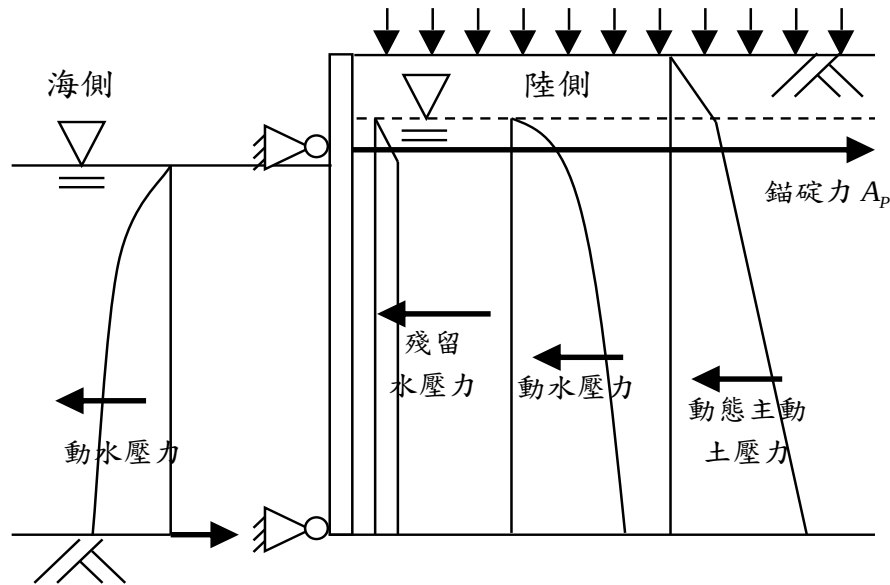


圖 5.5 板樁最大彎矩分析模式示意圖^[58]

(10)評估構造物之變位量及應力或應變狀態是否滿足可接受標準

依據表 5-3 所列非液化工址板樁式碼頭變位參數與耐震安全係數之經驗關係式，並利用步驟(8)所得之耐震安全係數 F_s ，可推估最大水平位移 d (cm)、沉陷量 s (cm) 及正規化水平位移 d/H (%) 等。將所求得之碼頭變位以及拉桿與板樁之應力狀態，與板樁式碼頭功能性可接受標準(如表 5-1)相互對照檢核，即可判定結構物之功能性是否滿足可接受標準。

對於該類碼頭在具有液化潛能工址之位移量，Iai 之案例分析統計出：在規範設計地震力作用下，對非液化、僅壁體後局部背填土液化、壁體後包括錨錠設施在內之背填土全部液化、背填土

與基礎土壤均液化等四類工址(圖 5.6)，正規化位移 d/H 分別為：0~5%、5~15%、15~25%與 25~50%，這些參數可用來粗略估算水平位移之大小範圍。

表 5-3 非液化工址板樁式碼頭變位參數與安全係數之關係

變位參數	經驗公式	相關係數	標準偏差
最大水平位移 d (cm)	$d = -1.6 + 34.9 \times (1/F_s)$	0.68	27
沉陷量 s (cm)	$s = -5.3 + 14.7 \times (1/F_s)$	0.40	20
正規化水平位移 d/H (%)	$d/H = -1.5 + 5.8 \times (1/F_s)$	0.65	5

資料來源：INA 2001^[29]

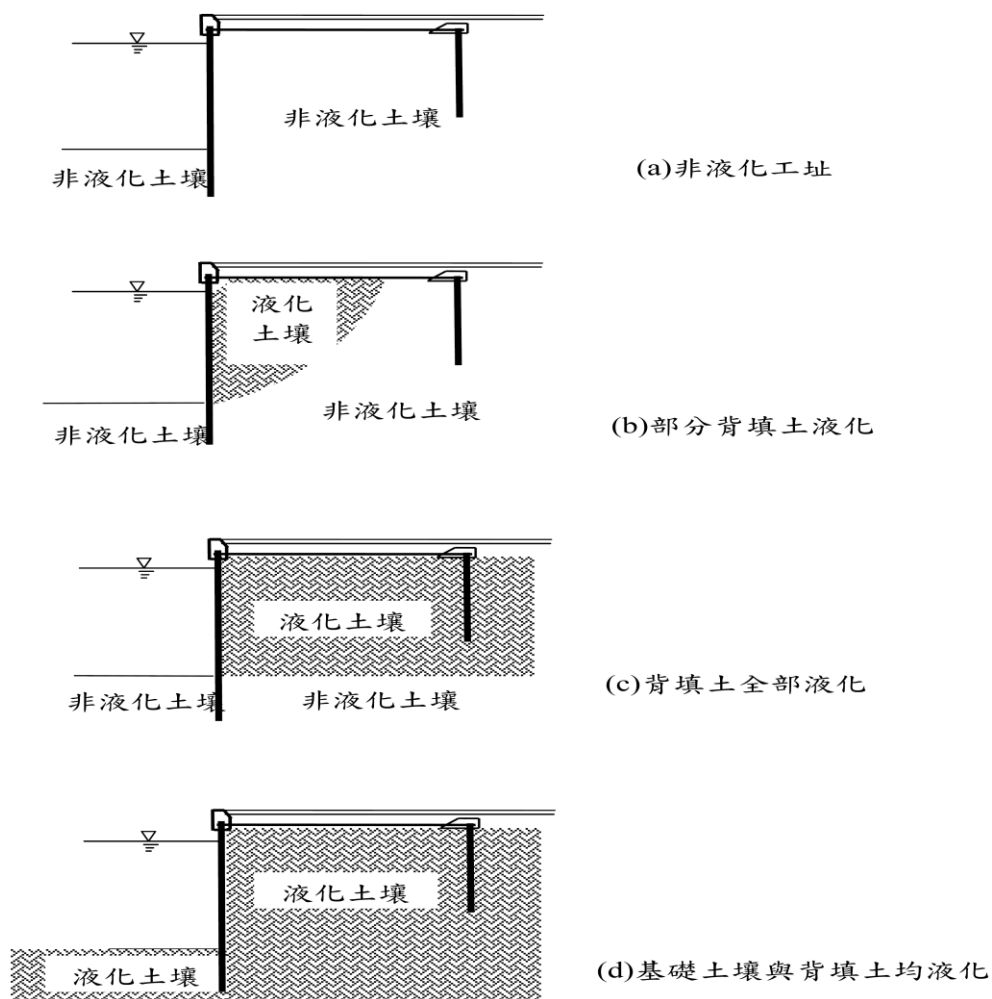


圖 5.6 板樁式碼頭工址填土可能液化狀態

資料來源：INA 2001^[29]

5.2.2 簡便動力分析

板樁式碼頭之簡便動力分析主要是依據滑動塊體理論來進行，滑動塊體分析法(sliding block analysis)的精神是將結構主體視為可滑動之剛體，地震力為作用於結構基礎之地震加速度歷時，主要分析結構物受地震力作用超出其抗滑動能力時的反應，以及計算地震所引致總滑移量。根據[Newmark]提出的簡便滑動塊體法來分析剛性塊體在於水平地表運動過程期間所導致的總滑移量。如圖 5.7 所示，假設質量 m 的塊體為剛體，放置於水平地表面上，而滑動面的力學行為與彈塑性模式相符合；當地震發生時，塊體之水平方向慣性力由滑動面之抗剪力來維持塊體的動態平衡，所以塊體之運動狀態與滑動面所提供的抗剪力有關。

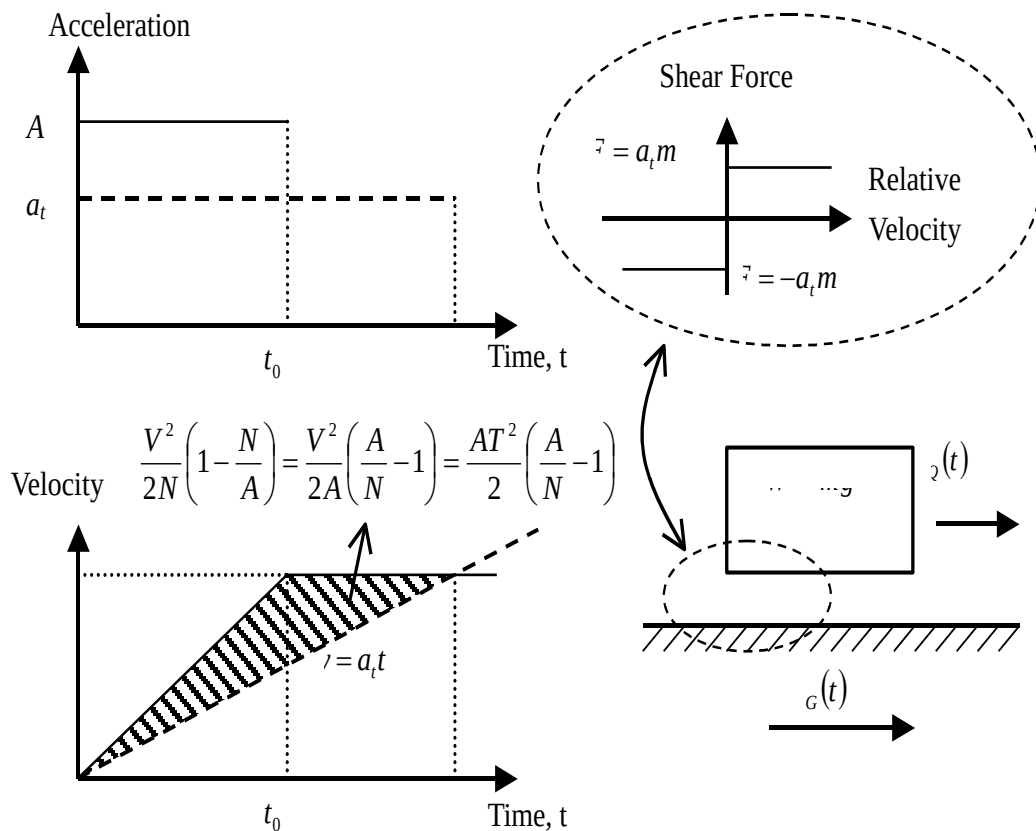


圖 5.7 Newmark 之滑動塊體分析法的觀念

資料來源：Newmark^[27]

當地震發生時，假設板樁與破壞面以上土壤理想化為一滑動塊體，地震作用於塊體，塊體受地震力作用時有向外滑移現象，當向外滑移之地震力超越抵抗塊體向外滑移之極限力時，塊體則開始會有滑移的情況產生，此時地震力之震度係數為臨界滑動震度係數，並將此震度係數轉換為臨界滑動加速度 a_l ，再與地表加速度大於臨界滑動加速度 a_l 的部分作雙重積分，可得構造物之滑動位移量。板樁式碼頭利用滑動塊體分析法之簡便動力分析流程如圖 5.8 所示。

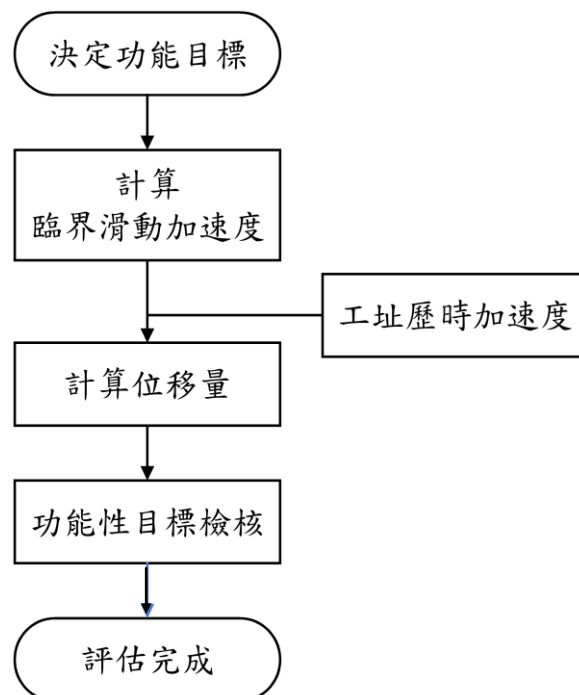


圖 5.8 板樁式碼頭簡便動力分析(滑動塊體分析法)評估流程圖

5.2.3 動力分析法

板樁式碼頭的動力分析法，一般可採用有限元素(finite element method, FEM)或有限差分(finite difference method, FDM)等數值方法，模擬「板樁-背填材料」兩者結構與土壤相互作用之行為，並考慮超額孔隙水壓激發對碼頭穩定性及變位之影響，以及土層之非彈性行為，利用具代表性之實際地震記錄作為輸入運動，進行非線性動力歷時數值

分析，探討在所考量地震等級下，板樁式碼頭結構之功能表現能否符合功能性目標，以評估其耐震能力。

大地工程目前較常用的商用應用軟體，在有限元素法的部分，有 FLUSH 與 PLAXIS 應用軟體，在有限差分法的部分，較典型的應用軟體為非線性分析軟體 FLAC。以下將簡介有限差分法程式 FLAC 以及有限元素程式 FLUSH 及 PLAXIS，將有助於使用者未來選用於板樁式碼頭之動力分析。

1. FLAC 程式簡述

FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua)程式為美國 Itasca Consulting Group, Inc.所發展，而 FLAC 程式是以外顯有限差分程式(Explicit Finite Difference Code)處理二維平面應變之數值分析問題，以模擬土壤、岩石彈塑性或其他達降伏限度後成塑性流動的材料所組成的構造物行為，並將欲分析之物體分割成有限之網格，決定材料之組成律及邊界條件，若材料所遭受之應力場較大亦可能產生大變形，則需使用大應變模式模擬材料變形行為。另外，FLAC 另有 Fish(FLACish)程式可供使用者自行撰寫附加之副程式，以符合特殊材料及案例情況之需求。

FLAC 為顯性(explicit)有限差分程式，運算過程中是以「時階的型態」(Time-stepping Fashion)來求解網格中每一個節點的運動方程式，利用切的很小的時階，達到節點或元素(zone)之間訊息或變化不會傳給鄰近之節點或元素之假設，如此可看到整個系統的行為隨時間發展變化的過程。而在進行動態分析時需考慮在有限網格之波傳行為之影響，因此需加以考慮邊界折射與反射行為，且在進行模擬時也需考慮到應力波傳遞時的能量消散行為。而 FLAC 的 Dynamic Option 也提供了阻尼與吸能邊界。

2. FLUSH 程式簡述

FLUSH 程式係為美國加州大學 Berkerley 分校於 1975 年開發

之動態有限元素程式，並於 1990 年開發 IBM-PC/AT 386 版本，該程式基本上為二維平面應變分析程式，其假設土壤為等值彈性體，並以傳導邊界(transmitting boundary)和黏滯邊界(viscous boundary)模擬水平向無限土壤之波傳能量消散的現象，且在第三方向應用黏滯阻尼盤，以減少自由場元素數量，減少運算時矩陣容量，提高分析運算速度，如此以近似三維模式模擬土壤結構系統，進行土壤結構互制分析。

程式運算係將所輸入地表面之控制運動(control motion)，經反摺積(Deconvolution)運算，得到基盤面運動，再以基盤運動為輸入運動，直接作用於分析有限元素網格底部，進行土壤-結構物互制作用分析運算。反摺積運算係假設地震波為水平剪力波，且在水平地層中以垂直於地層之方向做上下傳遞，故可以單向度波傳之理論予以分析，其分析方法相同於 Shake 程式，亦以等線性疊代法之方式考慮之，即在每次疊代過程中，將土壤視為線性材料，選取對應於有效反覆應變(effective cyclic strain)之剪力模數和阻尼比代表土體之動力特性，並藉每一次疊代所得之有效反覆應變值，據以調整剪力模數與阻尼比，使之前後達到一定的容許誤差為止，如此可獲得合理之分析結果。

3. PLAXIS 程式簡述

PLAXIS 為一有限元素分析程式，於 1987 年在荷蘭公共工程與水源管理部 (Dutch Department of Public Works and Water Management)的推動下，由荷蘭 Delft 科技大學完成初步的成果。此後由於程式不斷的發展並逐漸受到重視，因此 1993 年成立一家名為 PLAXIS BV 的公司，作進一步的研發與改良。PLAXIS 程式歷經了數次之修改與校正，並在相關之理論與技術上得到荷蘭 Delft 科技大學與德國 Stuguart 大學等多國學術研究單位的充分支援，所能分析問題之類型以及使用範圍甚為廣泛，PLAXIS 程式在數值分析上主要有以下之功能：

- (1)可進行二維平面應變及三維軸向對稱分析。所使用之元素包括有二維平面元素、界面元素、梁元素及桿元素等。
- (2)可分析之工程應用問題包括：深開挖問題、地錨及土釘結構分析、排樁、加勁擋土牆分析、隧道、路堤、土壩之穩定性問題、壓密及潛變問題、滲流問題、及基礎版構分析等各類型土壤結構互制問題。
- (3)網格節點及邊界條件均為繪圖式輸入(CAD)，網格之建立為自動產生，並可調整疏密程度以配合分析時之精確性要求。
- (4)提供之土壤應力-應變組成律有：Linear-elastic、Mohr-Coulomb、Modified Cam-clay、Soft-Soil、Hardening-Soil、Soft-Soil-Creep 等。
- (5)可考慮土壤為排水或不排水之狀況，而水壓力則可為靜水壓狀態(hydrostatic)及穩態(steady state)等情況。
- (6)採用 Arc-length control 技巧，使得計算破壞荷重較正確。可考慮大變形修正網格(updated mesh)之分析。

整體來說，對於板樁式碼頭之耐震功能性評估主要採用簡便分析法、簡便動力分析法及動力分析法，簡便分析法雖然便捷，但其將碼頭所承受之地震力簡化為側向靜態慣性力，來進行擬靜力分析，並未將地震之延時效應、頻率、振動速度、地盤位移等特性納入考慮，無法表現不同地震事件之變異性。而動力分析法中，由於採用實際地震記錄作為輸入運動，能充分展現地震之變異性，此外動力分析法較能真實考量結構與土層材料的非線性、結構與土壤的互制作用等條件，且分析結果可搭配相關定性或定量的準則，據以判定是否滿足功能性可接受標準，但其缺點為較為耗費資源與時間，且非一般工程師能輕易上手。

1. 一般條件

碼頭泊船噸位：65,000D~70,000 DWT

水深：EL. -15m

岸肩高程：EL. +2.6m

繫船柱能力：曲柱 45t

地震力：水平震度(K_h) 0.1 ，垂直震度(K_v) 0

超載：常時 1t/m^2 ，地震時 0.5t/m^2

2. 自然條件

潮位：M.H.W.L. EL.+1.6m

M.L.W.L. EL. +0m

背填料(水力回填部分) $\phi = 30^\circ$

3. 材料性質

主鋼板樁採用 HZ-775B 與 ZH-12 兩種型號之鋼板組成複合斷面，複合斷面板樁構材相關資料如表 6-1 所示。

表 6-1 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-775B 與 ZH-12 複合斷面	$362.3\text{cm}^2/\text{m}$	$308,380\text{ cm}^4/\text{m}$	$8,610\text{ cm}^3/\text{m}$	3600 kg/cm^2
錨碇樁 BZ-26	$216\text{cm}^2/\text{m}$	$45,320\text{ cm}^4/\text{m}$	$2,600\text{ cm}^3/\text{m}$	3200 kg/cm^2

資料來源：港務局提供本研究整理

錨碇鋼索採 F130T 型號之高耐索以 2 條為 1 組，並以每 2.065 公尺的間距錨碇鋼板樁，高耐索材料規格表如表 6-2 所示。

表 6-2 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)	95,000	126,000	155,600	190,500
最小降伏點拉力(kg)	83,300	110,400	136,800	166,900
*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

3. 土層資料

依據碼頭後線地質鑽探資料簡化設計土層，整理出碼頭耐震功能性評估相關土壤參數如圖 6.2 所示，各土層土壤相關參數整理如表 6-3 所示。

表 6-3 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：港務局提供及本研究整理

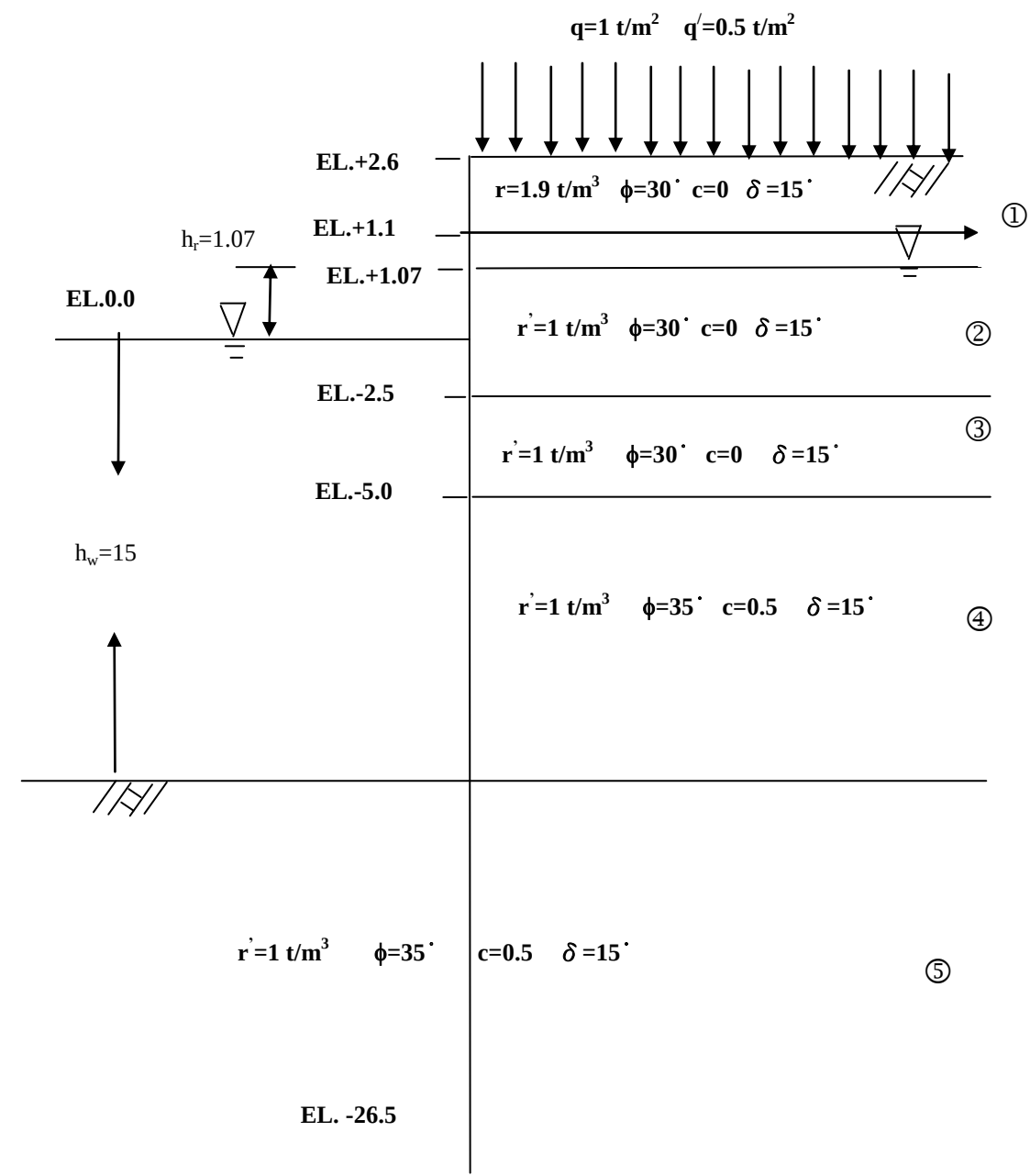


圖 6.2 碼頭各土層土壤參數示意圖

資料來源：本研究整理

6.2 功能目標

選擇功能目標應針對港埠特性、結構物之功能考慮其所擔負之角色，在震災發生時，所應提供之功能，是作為緊急物質運送或維持地區經濟社會活動，亦或防災據點等，根據此功能之不同提出不同之選擇建議。

本研究之案例為已設計完成之構造物，國際航海協會所建議之功能性等級分為 S、A、B 與 C 四級如表 6-4 所示，此表構造物 S 及 A 級等級構造物之分類說明雖與我國港灣結構物設計基準之結構物分類說明不盡相同，但其結構物分類邏輯與分類結果經本研究評估兩者應該相同，故欲評估既有碼頭結構物之耐震功能性，可先參考過去設計時所採用之用途係數(如表 6-5 所示)，查得構造物之分類，再由構造物之分類直接對應至國際航海協會所建議之功能性目標來檢核其功能性是否滿足要求；然經本研究檢視相關原始結構計算資料，因相關資料未詳細說明各個計算步驟，故無法查出本案例碼頭設計所採用之用途係數為何。本研究依本案例碼頭水深達-15 公尺，實屬深水碼頭，故重要度雖可能不及 S 級碼頭重要，但應可歸類於 A 級碼頭，故本案例擬以 A 級碼頭之功能目標來評估其耐震功能是否滿足需求。

表 6-4 國際航海協會構造物等級

構造物等級	構造物受地震作用之反應
S	1.地震後嚴重威脅人身安全 2.地震後需維持其使用功能 3.儲放危險性物質之構造物 4.地震後重創當地社經活動
A	具有 S 等級 1-4 項可能性，但不如其嚴重，或地震後難以修復還原者
B	除 S、A、C 等級以外者
C	容易修復者

資料來源：INA 2001^[29]

表 6-5 港灣結構物之用途係數

結構物之分類	用途係數
特 定	1.5
A	1.25
B	1.0
C	0.8

資料來源：港灣構造物設計基準^[40]

依國際航海協會基準規定，查得 A 級碼頭功能目標如表 6-6 所示，參考第五章 5.1 板樁式碼頭功能性可接受標準(如表 5-1 所示)，整理得本案例 A 級板樁式碼頭各等級地震力作用下之功能性可接受標準，如表 6-7 所示，以供本研究後續耐震功能性評估的依據。

表 6-6 本案例 A 級碼頭之耐震功能性目標

地震力等級	損壞等級(功能性等級)			
	等級 I (可使用)	等級 II (可修復)	等級 III (接近崩塌破壞)	等級 IV (崩塌破壞)
等級一 (迴歸期約 50 年)	A			
等級二 (迴歸期約 475 年)		A		
等及三 (迴歸期約 2500 年)			A	

表 6-7 A 級板樁式碼頭各等級地震力功能性可接受標準

地震等級 功能性標準			等級一	等級二	等級三
殘餘變位	板樁變位	正規化水平位移 d/H	<1.5% 或 d<30cm	不檢核	不檢核
		向海側傾斜角	<3°	不檢核	不檢核
	岸肩變位	岸肩沉陷量	3cm~10cm	不檢核	不檢核
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	不檢核	不檢核
		向海側傾斜角	<2°~3°	不檢核	不檢核
最大反應下之應力或應變	基盤面以上板樁		彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限	塑性，不超過韌性容量或應變極限
	基盤面以下板樁		彈性	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限
	錨碇拉桿(鋼索)		彈性	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限
	錨碇設施		彈性	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限

6.3 利用簡便分析法進行耐震功能性評估

依據第五章 5.2 節的說明，簡便分析法是以擬靜力的分析方式，將地震力視為施加於構造物側向的靜態慣性力，去模擬分析結構物受地震力作用下之動態反應，故對於較低重要度等級(例如 C 級)之結構，此類分析法可適用於所有地震等級作用下之功能性評估；但對於重要度等級較高者(例如 B 級、A 級與特定級)，則僅能應用於等級一地震力作用下之初步設計階段或服務使用性之評估。

由於本案例為 A 級之結構物，依據上述的說明，簡便分析法僅適用於本案例等級一地震力作用下之耐震功能性評估。相關評估步驟說明如下：

6.3.1 設計地震力

等級一的地震力(中度地震)依本研究第四章的探討建議採用 50 年回歸期的地震力，因 50 年回歸期的地震力計算公式目前基準(建築規範與港灣設計基準)並未訂定，而由本研究第四章之探討結果，回歸期 50 年之地震力約為 475 年回歸期地震力除以 3.25。本研究參考建築物耐震設計規範之臺灣地區震區短週期之設計水平譜加速度係數 S_s^D ，因本案例工址位於高雄市前鎮區，查得 $S_s^D=0.6$ ，考慮震區工址之地盤效應，依其工址之平均 SPT $N=11$ ，由建築物耐震設計規範之地盤分類表屬第三類地盤，並查得短週期結構之工址放大係數 $F_a=1.2$ ，計算 $S_{DS}=F_a*S_s^D=1.2*0.6=0.72$ ，因本案例碼頭結構依港灣設計基準歸類為剛性結構，故結構基本週期可視為趨近於零，依建築物耐震設計規範規定 $S_{aD}=0.4S_{DS}$ ，地震水平作用力 $V_h = \frac{S_{aD}I}{1.2\alpha_y}W = \frac{S_{DS}I}{3\alpha_y}W = \frac{S_{DS}I}{3\alpha_y}W = K_h W$ ，其中 I 用途係數查表 6-5(A 級結構物)得 1.25， α_y 為起始降伏放大倍數，依據港灣構造物設計基準規定強度設計法取 1.0，其他設計法則需另訂，由於目前港灣構造物設計均採工作應力法設計，依相關研究顯示， α_y 起始降伏放大倍數可取 1.2，故計算得 475 年回歸期水平設計震度(K_h)為 0.24。所以 50 年回歸期水平設計震度(K_h)為 $0.24/3.25=0.075$ ，考量垂直地震力影響，設計震度 $K(K=K_h/(1-K_h/2))$ 經計算為 0.078。

6.3.2 碼頭耐震能力

本案例碼頭耐震能力評估，係逐步地增加震度係數，透過一系列的穩定分析(包括板樁入土長度、板樁最大彎矩與錨碇力檢核)，計算出當碼頭結構達到臨界穩定狀態時，所能夠承受的地震力大小，此即耐震功能性評估的臨界震度係數 K_l ，經本研究計算結果得本案例碼頭之臨界震度係數 K_l 約為 0.14，相關分析步驟及驗證過程說明如下：

1. 殘留水位(R.W.L.)

依據 6.1 節案例基本資料之潮位資料計算得殘留水位。

$$R.W.L. = \frac{2}{3}(M.H.W.L. - M.L.W.L.) + M.L.W.L.$$

$$= \frac{2}{3}(1.6 - 0) + 0$$

$$= 1.07 \text{ 公尺}$$

2. 主鋼板樁檢核

臨界震度係數(K_t)為 0.14 時各土層之主動土壓力係數(k_a)及被動土壓力係數(k_p)，計算如表 6-8 所示。

表 6-8 各土層地震主動土壓力係數 (k_a) 及被動土壓力係數 (k_p)

土層	q_i	r_i	ϕ_i	c_i	δ_i	K_{hi}	θ_i (徑度)	H_i (土層厚度)	k_{ai}	k_{pi}
1	0.5	1.9	30°	0	15°	0.14	0.14	1.53	0.40	-
2	0.5	1	30°	0	15°	0.28	0.27	3.57	0.54	-
3	0.5	1	30°	0	15°	0.28	0.27	2.5	0.54	-
4	0.5	1	35°	0.5	15°	0.28	0.27	10	0.48	-
5	0.5	1	35°	0.5	15°	0.28	0.27	11.5	0.48	4.54

(1) 入土長度檢核

依基準規定，板樁入土長度須滿足下式

$$S.F. \leq \frac{M_p}{M_a} \dots\dots\dots (6-1)$$

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

本研究以 Excel 試算軟體檢核，在地表加速度 $K_h=0.14$ 的狀況下，各土層土壓力如表 6-9 及圖 6.3 所示、各土層對錨碇拉桿之力矩如表 6-10 所示，驗證結果板樁入土長度安全係數為 1.75，如 6-2 式所示，符合基準規定須大於 1.2 之規定。

表 6-9 各土層土壓力計算表($K_h=0.14$)

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}	0.19			1.53	P_{a1}	1.16 (t)		
P_{a12}	1.32							
P_{a21}	1.78			3.57	P_{a2}	9.64 (t)		
P_{a22}	3.63							
P_{a31}	3.63			2.5	P_{a3}	10.70 (t)		
P_{a32}	4.93							
P_{a41}	3.76			10	P_{a4}	60.94 (t)		
P_{a42}	8.43							
P_{a51}	8.43	P_{p11}	2.06	11.5	P_{a5}	127.84 (t)	P_{p1}	313.40 (t)
P_{a52}	13.80	P_{p12}	52.45					

表 6-10 各土層對錨碇拉桿力矩計算表($K_h=0.14$)

$P_{ai}(t)$ ①	與拉桿距離 (m)②	M_{ai} $= ① \times ② (t \cdot m)$	$P_{pi}(t)$ ③	與拉桿距離 (m)④	M_{pi} $= ③ \times ④ (t \cdot m)$
1.16	0.54	0.63			
9.64	2.02	19.48			
10.70	4.91	52.57			
60.94	11.74	715.35			
127.84	22.31	2,852.56	313.40	23.62	7,403.23

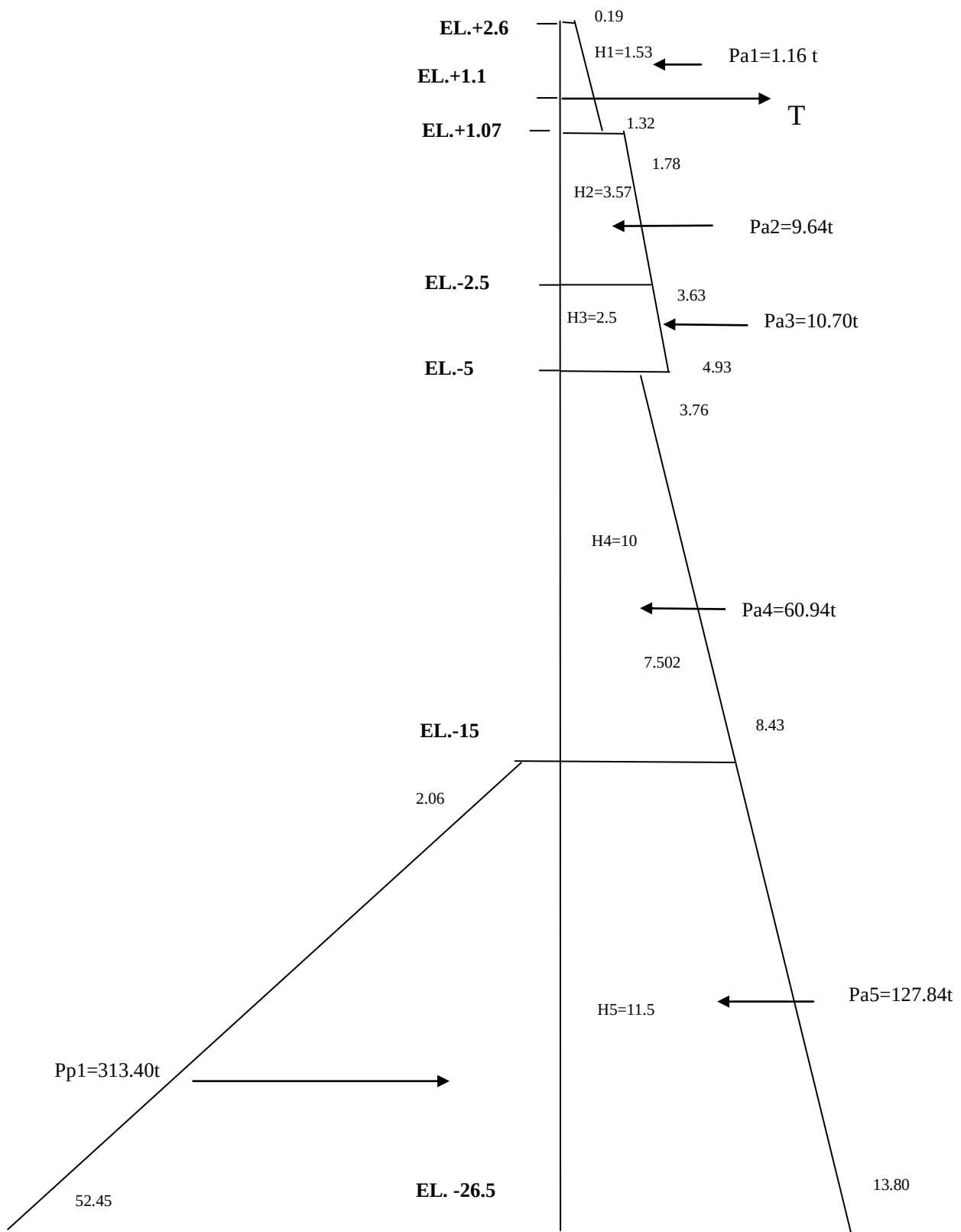


圖 6.3 板樁土壓示意圖($K_h=0.14$)

殘留水壓對拉桿之力矩 (Rwm)

$$\begin{aligned} Rwm &= 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r * 2/3 + 1.1 - 1.07) + r_w * h_r * (h_w + H_5) \\ &\quad * ((h_w + H_5) / 2 + 1.1 - 0.) \\ &= 406.05 \text{ t-m} \end{aligned}$$

動水壓對拉桿之力矩 (Dwm)

$$\begin{aligned} Dwm &= 7/12 * K_{h1} * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 1.1 - 0.) \\ &= 7/12 * 0.14 * 1 * 15 * 15 * (3/5 * 15 + 1.1 - 0.) \\ &= 185.59 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$S.F. = \frac{M_{p1}}{M_{a2} + M_{a3} + M_{a4} + M_{a5} + Rwm + Dwm - M_{a1}} = 1.75 \dots\dots\dots (6-2)$$

(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 6.4 所示，來計算錨碇力 (T)，進而求取主鋼板樁之最大彎矩。經由 Excel 試算軟體計算，板樁錨碇力約為 100 噸，小於容許最大拉力 100.8 噸。最大彎矩發生在距板樁頂點 10.4 公尺處，彎矩約為 242 噸-公尺，剛好達到基準規定的容許最大彎矩 $0.6 * f_y * z * 1.3 = 242$ 噸-公尺。

動水壓對 A 鉸點之力矩 (Dwm)

$$\begin{aligned} Dwm &= 7/12 * K_{h1} * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w) \\ &= 7/12 * 0.14 * 1 * 15 * 15 * (2/5 * 15) \\ &= 110.25 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$T = \frac{Pam + Rwm + Dwm}{16.1} = 48.41t$$

$$T * \text{鋼索間距} = 48.41 * 2.065$$

$$= 100 \text{ t} < 50.4 * 2 \text{ (採用 2 支 F130T 之拉桿)} = 100.8 \text{ t} \quad (\text{O.K.})$$

經由 Excel 軟體運算得最大彎矩發生在距碼頭面 10.4 公尺處，即高程-7.8 公尺處。M_{max}=242 公噸-公尺剛好達到基準規定的容許最大彎矩 0.6*fy*z*1.3=0.6*3600*8610*1.3=242 公噸-公尺。

(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。

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} \dots\dots\dots (6-3)$$

其中

T：作用於樁頭之橫向力

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

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

由設計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 $\beta=0.0038$

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} = 0.322 \frac{48.41 \times 1000}{0.0038} = 4160729 = 41.61 \quad t-m$$

$$0.6 \cdot f_y \cdot Z \cdot 1.3 = 0.6 \cdot 3200 \cdot 2600 \cdot 1.3 = 64.9 t-m > 41.61 t-m \quad (O.K.)$$

入土錨碇鋼板樁長 $L_m = \pi/\beta$ ，由圖 6.1 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。

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

6.3.3 碼頭耐震功能性評估

由 6.3.2 小節的計算得知，本案例碼頭之臨界震度係數 $K_t=0.14$ ，即為構造物最大可承受之地震係數，其與設計震度係數 K_e 之比值即為耐震安全係數：

$$F_s = \frac{K_t}{K_e} = \frac{0.14}{0.078} = 1.79$$

計算得耐震安全係數 $F_s=1.79$ ，因安全係數大於 1，故結構穩定不會產生任何變位，主鋼板樁、錨碇鋼索及錨碇鋼板樁構件應力也屬於彈性範圍。檢核結果符合表 6-7A 級板樁式碼頭地震等級一(50 年回歸期地震)的功能性目標。

6.4 利用簡便動力分析法進行耐震功能性評估

依據國際航海協會基準所建議之簡便動力分析法主要是以滑動塊體法來進行碼頭之耐震功能性評估，該評估方法是將碼頭結構本體理想化為一會滑動之剛體，地震力以作用於結構體基礎之地震歷時表示，塊體在受地震力作用時會因慣性力而有向外滑移之趨勢，當此滑

移之驅動力大於滑動面之極限抗剪力時，塊體會有滑動的情況產生，此時之加速度為臨界滑動加速度，將地表加速度大於臨界滑動加速度的部分雙重積分，可得到構造物之滑動位移量，即可檢核碼頭是否達到預期之功能目標，評估流程如圖 6.5 所示。

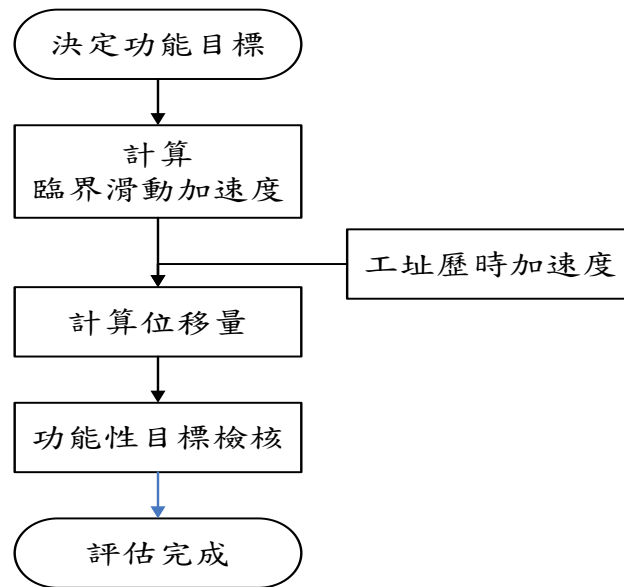


圖 6.5 簡便動力分析評估流程圖

但依據國際航海協會基準之規定，簡便動力分析法僅適用於 A 級碼頭地震等級一之耐震功能性評估，由 6.3.2 節碼頭耐震能力評估結果，本案例之臨界滑動震度係數 $K_l=0.14$ ，大於等級一地震之震度 0.078，故碼頭穩定不會滑動，無法示範簡便動力分析法應用於板樁式碼頭的耐震功能性評估。

本研究為示範簡便動力分析法應用於板樁式碼頭的耐震功能性評估，將以等級二的人造地震歷時，來示範簡便動力分析法應用於板樁式碼頭的耐震功能性評估，相關步驟說明如下：

6.4.1 人造地震

依據現行規範對人造地震之規定，彈性設計反應譜之人造地震歷時必須能反映工址之實際地震特性，因此所製作之人造地震歷時必須與工址附近測站所紀錄之地震歷時波相符，而其轉換成反應譜之譜加

速度亦須與等級二地震設計反應譜相符。

本案例工址位於高雄港，因此人造地震之製作，係委由中興工程顧問社以本所於高雄港區所設置之地震監測站歷年所量測之地震加速度紀錄，擷取最大三筆地震紀錄為基準，來調整製作與地震彈性反應譜相符的人造地震加速度歷時。

考量本案例碼頭為東西向，故影響碼頭穩定性最大的地震為東西向的地震力，由中興工程顧問社製作的等級二(475 年回歸期)東西向人造地震歷時如圖 6.6 所示。

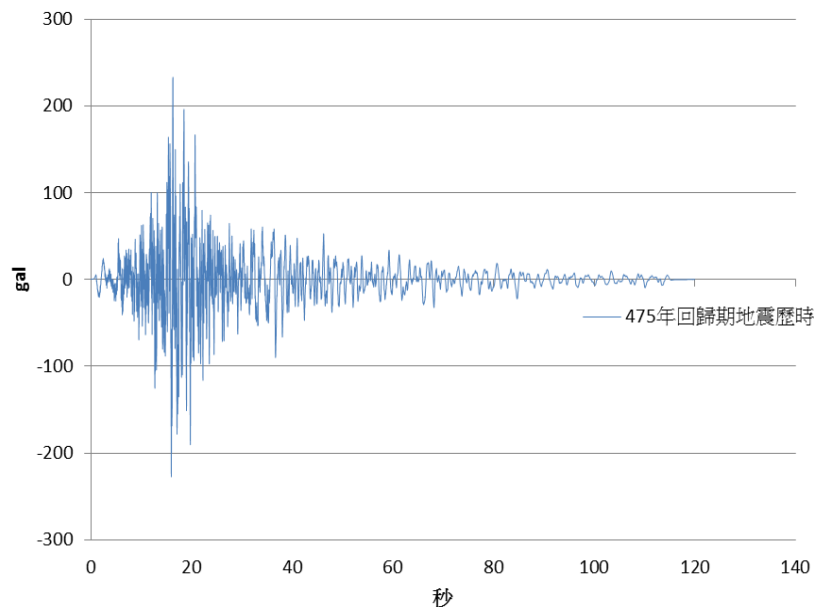


圖 6.6 等級二地震東西向人造地震歷時

6.4.2 變位量估算

1. 未考慮土壤液化

由前面小節的計算，本案例未考慮土壤發生液化之臨界滑動震度係數 $K_t = \frac{K_h}{1 - \frac{K_h}{2}} = 0.14$ ，換算成臨界滑動水平震度為 $K_h = 0.13$ ，臨界

滑動加速度 $a_t = \frac{1.2 \times \alpha_y \times K_h}{I} \times 980 = \frac{1.2 \times 1.2 \times 0.13}{1.2} \times 980 = 153 \text{ gal}$ 。由圖 6.6 之地

震歷時值可知最大加速度為 232gal 大於臨界滑動加速度，因此碼頭會產生滑動，依圖 6.5 的評估流程推估結果，結構體滑動位移量為 0.6 公分，如圖 6.7 所示。但以上推估皆為假設沒有土壤液化現象之前提下得到的分析結果。

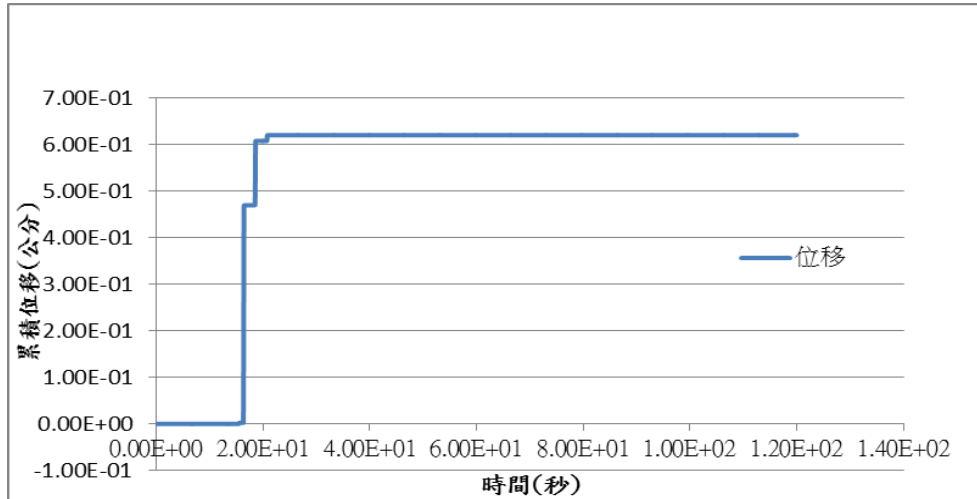


圖 6.7 未考慮液化因素之碼頭滑動量分析結果

2. 考慮土壤液化

本小節將針對板樁式碼頭地震力作用下考慮背填土壤發生液化之狀況下，評估碼頭之臨界滑動加速度。依據本所賴聖耀本土化液化潛能評估理論^{[66][67][68]}，以 GIS 軟體模擬該碼頭後線鑽孔深度之液化機率顯示，在地震規模 $M=6.5$ ，等級二地震(地表加速度 $PGA=0.24g$)的條件下，高程 4.55~5 公尺之鑽孔深度已發生液化，如圖 6.8 所示。因該鑽孔資料為碼頭後線之鑽探資料，經比對圖 6.2 的簡化分析土層資料，碼頭面高程為 2.6 公尺，且碼頭面因鋪設混凝土及基礎碎石級配的因素，研判土層 1 即高程 2.6~1.07 的範圍不致產生液化，故本研究假設圖 6.2 的簡化分析土層僅土層 2 與土層 3(高程 1.07~-5)產生液化。經本研究計算結果得碼頭之臨界水平震度係數 K_h 約為 0.01，相關分析步驟及驗證過程說明如下：

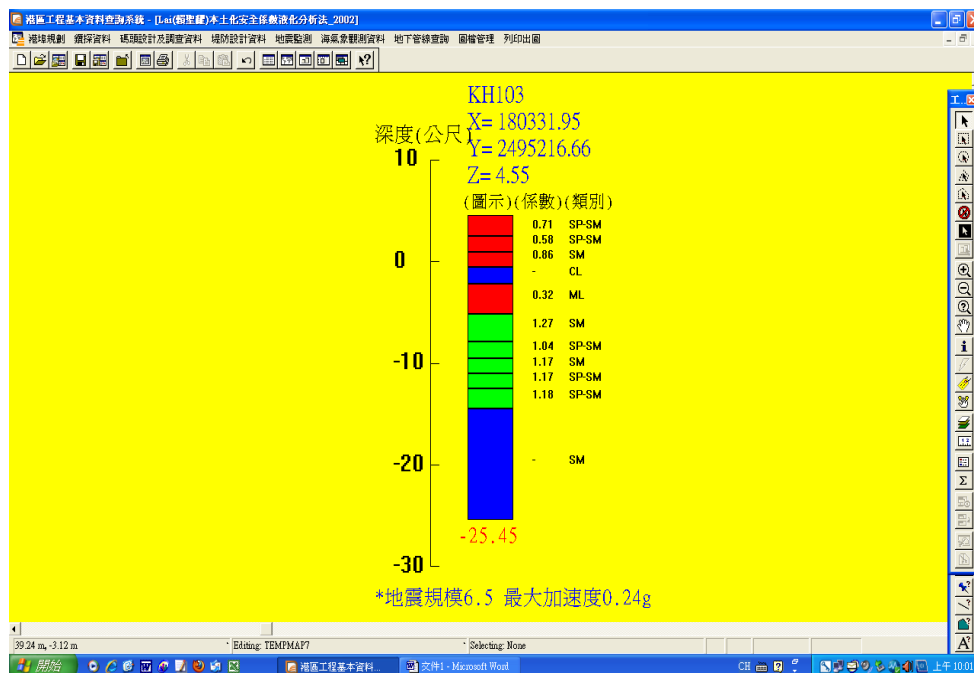


圖 6.8 碼頭鑽孔深度之液化機率

(1)主鋼板樁檢核

(a)入土長度檢核

以 Excel 試算軟體檢核，在地表加速度 $K_h=0.01$ 的狀況下，各土層土壓力如表 6-11 及圖 6.9 所示、各土層對錨碇拉桿之力矩如表 6-12 所示，驗證結果安全係數為 3.6，大於規範要求之 1.2，故板樁入土長度足夠。

表 6-11 各土層土壓力計算表($K_h=0.01$)

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}	0.15			1.53	P_{a1}	0.89 (t)		
P_{a12}	1.01							
P_{a41}	2.05			10	P_{a4}	34.00 (t)		
P_{a42}	4.75							
P_{a51}	4.75	P_{p11}	2.32	11.5	P_{a5}	72.50 (t)	P_{p1}	394.89 (t)
P_{a52}	7.86	P_{p12}	66.36					

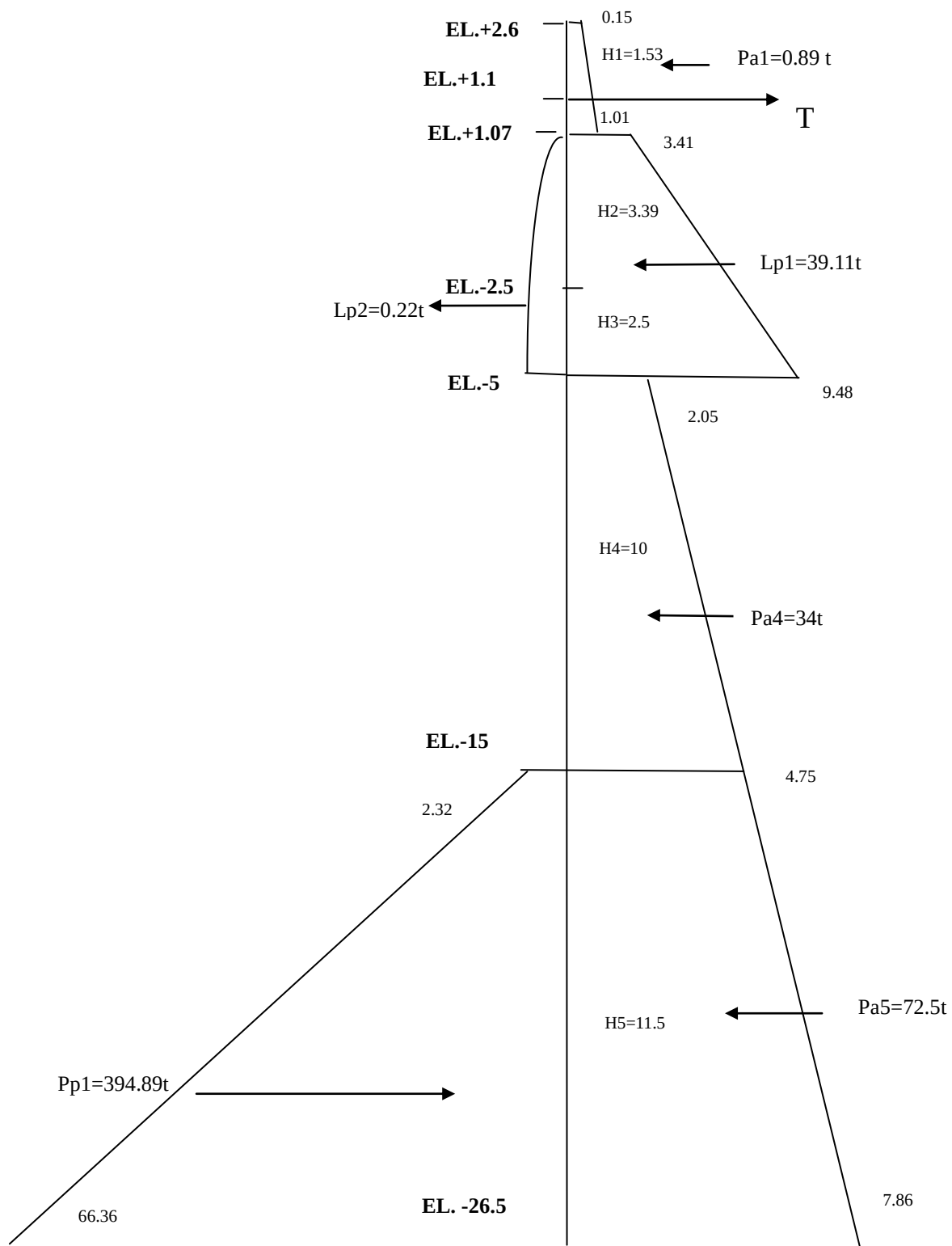


圖 6.9 板樁土壓示意圖($K_h=0.01$)

表 6-12 各土層對錨碇拉桿力矩計算表($K_h=0.01$)

$P_{ai}(t)$ ①	與拉桿距離 (m)②	M_{ai} =①×②(t-m)	$P_{pi}(t)$ ③	與拉桿距離 (m)④	$M_{pi}=③×④(t-m)$
0.89	0.54	0.48			
34.00	11.76	399.95			
72.50	22.32	1618.26	394.89	23.64	9334.14

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)

$$Lp1_1 = q' + r_1 * H_1 = 3.41 \text{ t/m}$$

$$Lp1_2 = q' + r_1 * H_1 + r_2' * H_2 + r_3' * H_3 = 9.48 \text{ t/m}$$

$$Lp1 = 0.5 * (Lp1_1 + Lp1_2) * (H_2 + H_3) = 39.11 \text{ t}$$

液化時之動流體壓力(Lp2)

$$Lp2 = 7/12 * K_{h1} * (r_2' + r_w) * H_2 * H_2 + 7/12 * K_{h1} * (r_3' + r_w) * H_3 * H_3 = 0.22 \text{ t}$$

液化土層對拉桿之力矩 (Lpm)

$$Lpm = Lp1 * (((Lp1_1 + 2 * Lp1_2) / (Lp1_1 + Lp1_2)) * ((H_2 + H_3) / 3 + 1.1 - 1.07) + Lp2 * (3/5 * (H_2 + H_3) + 1.1 - 1.07)) = 139.24 \text{ t-m}$$

殘留水壓對拉桿之力矩 (Rwm)

$$Rwm = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r^2 / 3 + 1.1 - 1.07) + r_w * h_r * (h_w + H_5) * ((h_w + H_5) / 2 + 1.1 - 1.07) = 406.05 \text{ t-m}$$

動水壓對拉桿之力矩 (Dwm)

$$Dwm = 7/12 * K_{h1} * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 0.65) = 7/12 * 0.01 * 1 * 15 * 15 * (3/5 * 15 + 1.1 - 1.07) = 13.26 \text{ t-m}$$

$$S.F. = \frac{M_{p1}}{M_{a2} + Lpm + M_{a4} + M_{a5} + Rwm + Dwm - M_{a1}} = 3.6$$

(b)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)

$$\begin{aligned} Pam &= P_{a1} * (((2 * P_{a11} + P_{a12}) / (P_{a11} + P_{a12})) * H_1 / 3 + H_2 + H_3 + H_4) + \\ &\quad LP1 * (((2 * LP1_1 + LP1_2) / (LP1_1 + LP1_2)) * (H_2 + H_3) / 3 + H_4) + \\ &\quad LP2 * (2/5 * (H_2 + H_3) + H_4) + \\ &\quad P_{a4} * ((2 * P_{a41} + P_{a42}) / (P_{a41} + P_{a42})) * H_4 / 3 \\ &= 656.35 \text{ t-m} \end{aligned}$$

殘留水壓對 A 鉸點之力矩 (Rwm)

$$Rwm = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r / 3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w = 128.74 \text{ t-m}$$

動水壓對 A 鉸點之力矩 (Dwm)

$$\begin{aligned} Dwm &= 7/12 * K_{h1} * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w) \\ &= 7/12 * 0.01 * 1 * 15 * 15 * (2/5 * 15) \\ &= 7.88 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$T = \frac{Pam + Rwm + Dwm}{16.1} = 49t$$

$$T * \text{鋼索間距} = 49 * 2.065$$

$$= 101 \text{ t} > 50.4 * 2 \text{ (採用 2 支 F130T 之拉桿)} = 100.8 \text{ t} \quad (\text{N.G.})$$

表示錨碇鋼索已降伏，板樁開始產生變位。

經由 Excel 軟體運算得最大彎矩發生在距碼頭面 8.5 公尺處，即高程 -5.9 公尺處。Mmax=56 公噸-公尺 < 0.6*fy*z*1.3=0.6*3600*8610*1.3=242 公噸-公尺 (O.K.)

(c) 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 ）均值約為 0.5，如圖 6.8 所示，液化土層距地表面之深度介於 1.53~7.6 公尺間，查公路橋樑耐震設計規範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 $\beta=0.00285$ 。

$$M_{\max} = 0.322 \frac{49 \times 1000}{0.00285} = 5536140 = 55.36 \quad t-m$$

$$0.6 \times f_y \times Z \times 1.3 = 0.6 \times 3200 \times 2600 \times 1.3 = 64.90 \text{ t-m} > 55.36 \text{ t-m} \quad (\text{O.K.})$$

入土錨碇鋼板樁長 $L_m = \pi/\beta$ ，由圖 6.1 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。。

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 11m < 11.5m \quad (\text{O.K.})$$

考慮土壤發生液化之臨界滑動水平震度為 $K_h=0.01$ ，臨界滑動加速度 $a_t = \frac{1.2 \times \alpha_y \times K_h}{I} \times 980 = \frac{1.2 \times 1.2 \times 0.01}{1.2} \times 980 = 12 \text{ gal}$ 。依圖 6.5 的評估流程推估結果，結構體滑動位移量為 207.8 公分，如圖 6.10 所示。

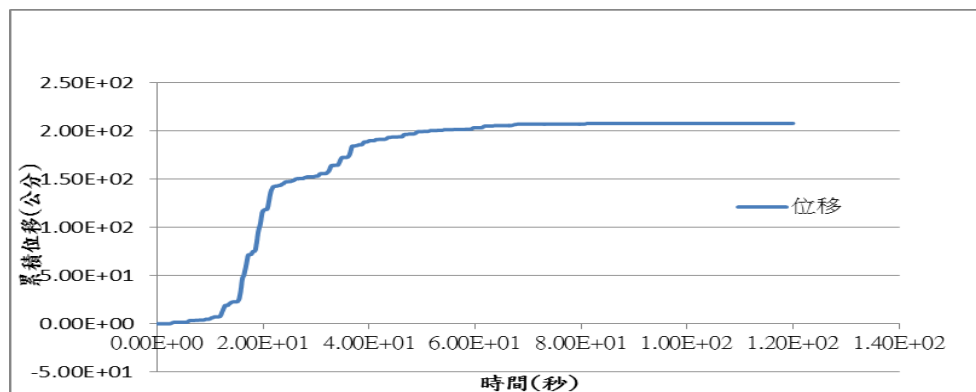


圖 6.10 考慮液化因素之碼頭滑動量分析結果

由上述的評估結果顯示，本案例若不考慮背填土壤發生液化，其臨界滑動加速度(a_l)為 153gal，碼頭僅產生 0.6 公分的滑動位移量，但若將背填土壤發生液化的因素納入考量，則臨界滑動加速度(a_l)降為 12gal，碼頭產生 207.8 公分的滑動位移量，兩者評估結果差異甚大。由此可知，板樁式碼頭的耐震能力評估過程，是否有將背填土壤發生液化的因素納入考量，對評估結果有很大的影響。

6.4.3 碼頭耐震功能性評估

由表 6.6 及表 6.7 等級 A 之碼頭耐震功能性目標及可接受標準顯示，在等級二地震力作用下，A 級碼頭的功能目標已達到無法使用的狀態，故無需檢核碼頭之相關變位量，但其功能狀態需處於可修復狀態，故須檢核相關結構構件的應力狀態是否符合可修復的狀態，由上面的檢核可知，在等級二地震力作用下，當背填土壤發生液化，錨碇鋼索最先發生降伏，無法符合表 6.7 規定的錨碇拉桿(鋼索)需在彈性範圍之規定，故檢核結果本案例碼頭無法滿足等級二地震力 A 級碼頭的功能目標。

6.5 利用動力分析法進行耐震功能性評估

由第五章的介紹可知，碼頭結構物的動力分析法一般可採用有限元素(finite element method, FEM)或有限差分(finite difference method, FDM)等數值方法，模擬結構與土壤互制的行為，並考慮超額孔隙水壓激發對碼頭穩定性及變位之影響，以及土層之非彈性行為，利用具代表性之實際地震紀錄作為輸入運動，進行非線性動力歷時數值分析，探討在所考量地震等級下，碼頭結構之功能表現是否符合功能性目標，以評估其耐震能力。

本研究考量本所擁有軟體及相關文獻研究的成果，評估結果決定採用有限差分法應用軟體 FLAC 來進行板樁式碼頭的動力耐震能力評估。

本研究參考成大張文忠教授^[77]與海大顧承宇教授^[78]有關板樁式與重力式碼頭之動力分析研究報告，建立本案例之 FLAC 動態有效應力數值模擬程序包括：1) 建立碼頭模型網格；2) 設定土壤參數；3) 建立結構元件；4) 設定靜態邊界條件並進行重力力學平衡計算；5) 施加海水側向力；6) 設定地下水位線進行滲流平衡；7) 靜態系統力學平衡；8) 設定液化土層以 Finn 模式模擬；9) 給予阻尼參數和吸能邊界條件；10) 施加動態邊界條件並進行評估。詳細說明如下：

1. 建立碼頭模型網格

本案例係依照圖 6.1 碼頭斷面圖建立模型網格。網格數為橫向 140 格及縱向 80 格所組成，模擬範圍為長 140m 及高 80m，背填區涵蓋 80m，並將土層依不同土層性質區分為五區，如圖 6.11 所示。

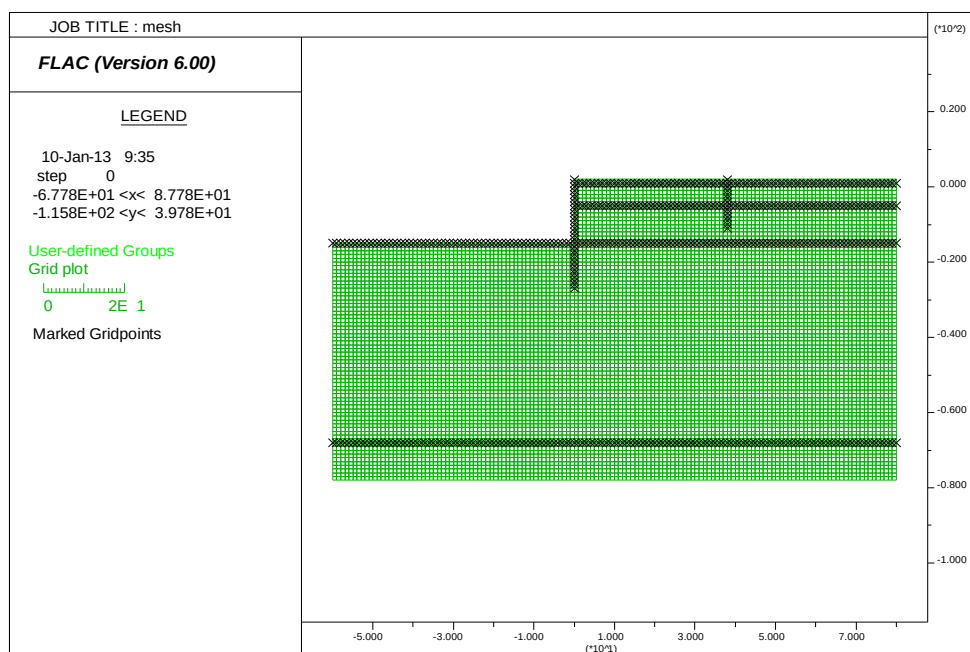


圖6.11 板樁碼頭數值模擬網格圖

2. 設定土壤參數

本研究中之土壤非線性與不可恢復應變將以彈塑性力學模式來考慮。彈塑性力學模式採用常用之 Mohr-Coulomb 模式，此模式需要之相關參數包括：定義土壤屈伏面之參數（凝聚力、摩擦角）與

定義土壤塑性潛能函數之參數（膨脹角）；此外，尚需要定義彈性模數 E（楊氏模數）與 G（剪力模數）；於本研究中，G 假設為為靜態（地震前）有效應力之函數，並假設 E 與 G 間之比值為定值。剪力模數、統體模數之轉換公式分別利用式(6-4)與式(6-5)分別求出，本案例數值模擬所採用之材料強度參數表如表 6-13 所示。各土層材料參數分層圖如圖 6.12 所示，其中土層 gw1 之材料參數與土層 1 相同，土層 gw2 與土層 2 之材料參數相同。

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots (6-4)$$

$$B = \frac{E}{3(1-2\nu)} \dots\dots\dots (6-5)$$

其中 G 為剪力模數；B 為統體模數；E 為楊氏模數； ν 為包松比。

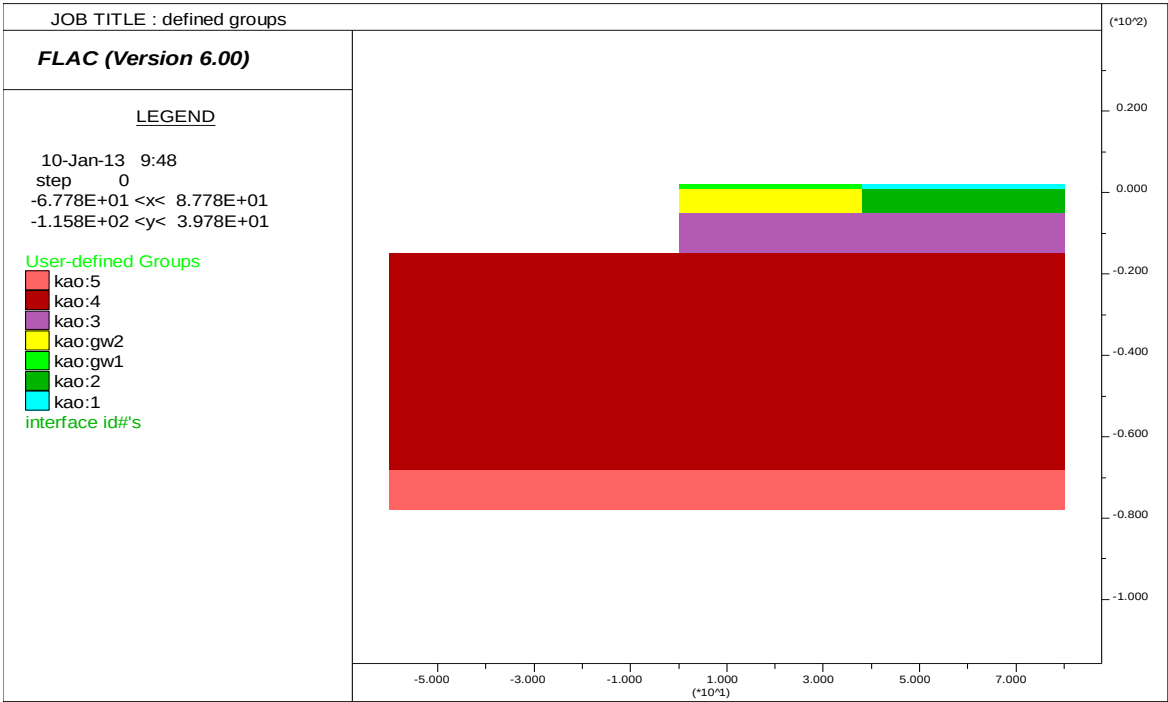


圖6.12 材料參數分層圖

表 6-13 動態分析土層參數表

土層	1	2	3	4
高程範圍(公尺)	2.5~1.5	1.5~-4.5	-4.5~-14.5	-14.5~-67.5
密度 (kg/m ³)	1850	1850	1850	1850
N _{1,60}	5	8	15	18
包松比	0.3	0.3	0.3	0.3
剪力模數(MPa)	74	74	116	167
統體模數(MPa)	160	160	251	361
凝聚力(Pa)	0	0	5000	5000
摩擦角(deg)	30	30	35	35
Finn Parameter C1	1.16	0.65	0.29	0.23
Finn Parameter C2	0.34	0.62	1.36	1.70

3. 建立板樁結構元件及添加界面元素

板樁以基樁(pile)元素模擬，並將間距設為零，以模擬連續之板樁，鋼索以 cable 元素模擬，並將其兩端點固定於相同高程(EL=1 公尺)之主鋼板樁與錨碇板樁之節點，所有結構元素之長度均為 1 公尺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 6-14 所示，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，FLAC 程式界面元素之主要參數包括摩擦角、正向勁度與切向勁度，依據 FLAC 使用手冊之建議，通常切向勁度建議值為鄰近土層剪力模數之十倍，而正向勁度為切向勁度之四倍至十倍間，對無經驗之工程師來說，亦可使用建議公式進行設定，如式(6-6)所示，另軟弱土層與堅硬岩盤之摩擦角則介於 15 度至 30 度之間。本研究案例選用參數如表 6-15 所示，結構元素模型如圖 6.13 所示。

$$K_n = 10K_s = \max \left[\frac{(K + \frac{4}{3}G)}{\Delta z_{\min}} \right] \dots\dots\dots (6-6)$$

其中 K_n 為正向勁度； K_s 為切向勁度； K 為統體模數； G 為剪力模數； $\Delta z_{\min}$ 界面鄰近網格之最小寬度。

表 6-14 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)
Sheet Pile 1	210	3.08×10^{-3}	0.036	7850	2
Sheet Pile 2	210	4.53×10^{-4}	0.022	7850	2
Cable	210	--	6.91×10^{-4}	7850	--

表 6-15 基樁元素中之 Mohr-Coulomb 介面參數表

	Normal Stiffness (MPa)	Shear Stiffness (MPa)	Normal Coh. (N/m)	Shear Coh. (N/m)	Normal Friction (deg)	Shear Friction (deg)
板樁與土壤	2960	740	2500	2500	30	30

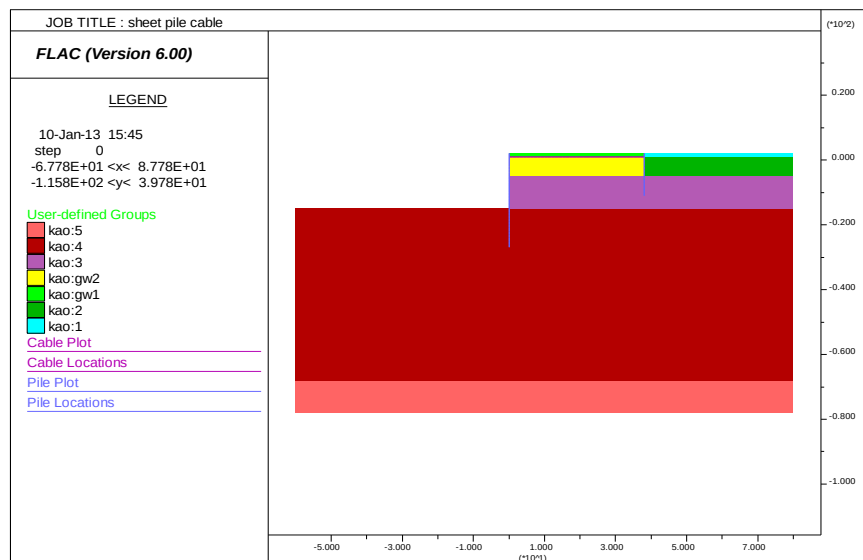


圖6.13 結構元素模型圖

4. 設定靜態邊界條件進行重力力學平衡

靜態邊界條件為固定左右兩邊土層，只允許縱向變位，底部固定，只允許橫向變位，上部則為自由邊界。接著給予重力，使土體自然產生初始應力，並進行重力力學計算以達到平衡。

5. 施加海水側向力

施加側向靜水壓力，如圖 6.14 所示。

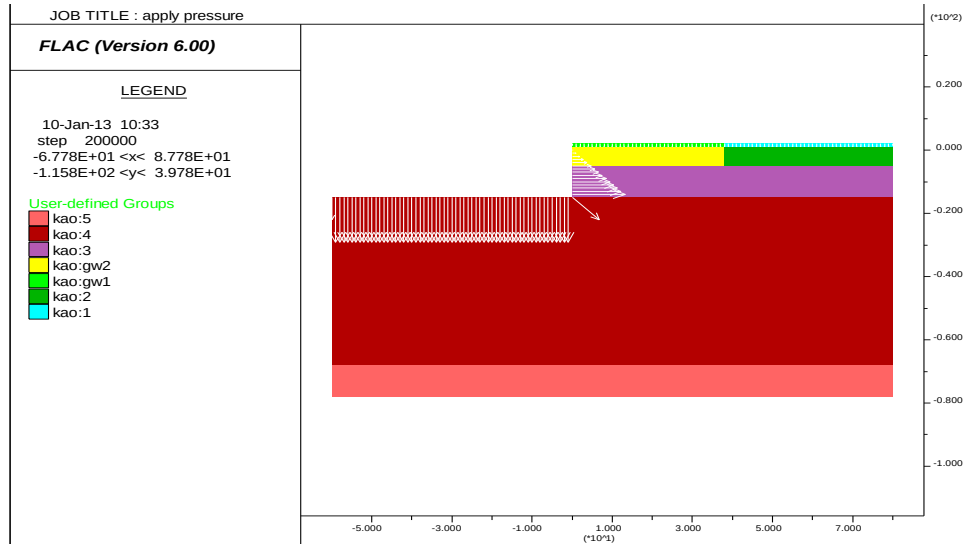


圖6.14 施加側向靜水壓力

6. 設定地下水位線進行滲流平衡

地下水位為地表下 1m 處，指定土體中及自由面上之飽和面，並進行飽和面以下的土體達滲流平衡之計算，如圖 6.15 所示。

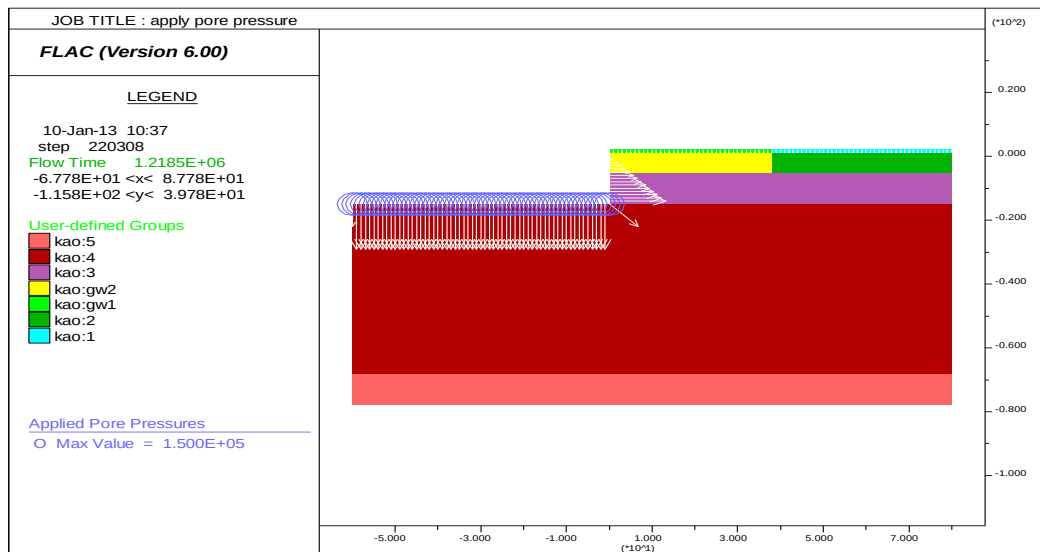


圖6.15 指定土體中及自由面上之飽和層示意圖

7. 靜態系統力學平衡

待滲流平衡後，關閉滲流模式，再開啟重力場並進行土體力學平衡之計算。此階段必須監測不平衡力，待不平衡力收斂，才表示土體達力學平衡，如圖 6.16 所示。

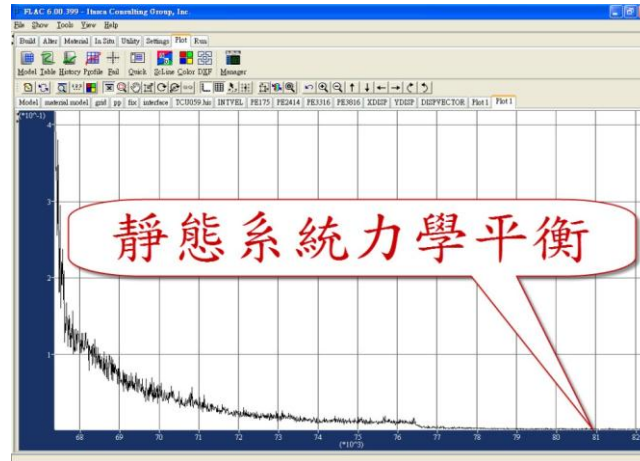


圖6.16 靜態系統力學平衡之示意圖

8. 指定Finn-Martin model於飽和砂土以模擬液化情形

當動態-地下水滲流計算模組採用時，FLAC 對於動態荷重所造成孔隙水壓激發，基本上只是考量荷載作用時，孔隙體積改變所造成之孔隙水壓改變，並無法模擬剪力波傳遞所造成之沉陷及孔隙水壓上升現象，其平均孔隙水壓維持定值。然而，事實上對於某些砂土中，在反覆剪力荷重作用下，孔隙水壓會有相當高之增量，在此一過程中可能使元素之有效應力趨近為零，導致液化現象的產生。為模擬孔隙水壓激發之物理現象，Martin 等人於 1975 發展四參數模式，如式(6-7)所示，而 Byrne 於 1991 發展兩參數模式，如式(6-8)所示，上述孔隙水壓激發模式稱之 Finn 模式，於 FLAC 分析時可用以模擬土壤受震後之孔隙水壓激發情形。Finn 模式為應變控制型之孔隙水壓激發模式，考量分析參數於不同階段之可取得性，本研究採用 Byrne 於 1991 發展兩參數模式進行分析，此模式之參數可利用鑽探資料所取得之標準貫入試驗(SPT-N)值，間接獲得 Finn 模式所需之輸入參數，經計算得 C_1 、 C_2 如表 6-13 所示，將可能產生液化

之土層，以 Finn 模式進行建置，本研究參考圖 6.8 的液化評估結果，設定海床以上背填土壤(除主鋼板樁與錨碇鋼板樁間的碼頭鋪面層外)為 Finn 模式，碼頭模型如圖 6.17 所示。

$$\Delta \varepsilon_{vd} = C_1(\gamma - C_2 \varepsilon_{vd}) + \frac{C_3 \varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \varepsilon_{vd}} \dots\dots\dots (6-7)$$

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2 \frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right) \dots\dots\dots (6-8)$$

其中， C_1, C_2, C_3, C_4 為常數； $C_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-1.25}$ ； $C_2 = \frac{0.4}{C_1}$ ； γ 為反覆剪切應變振幅； $\Delta \varepsilon_{vd}$ 為體積應變增量； ε_{vd} 為體積應變量。

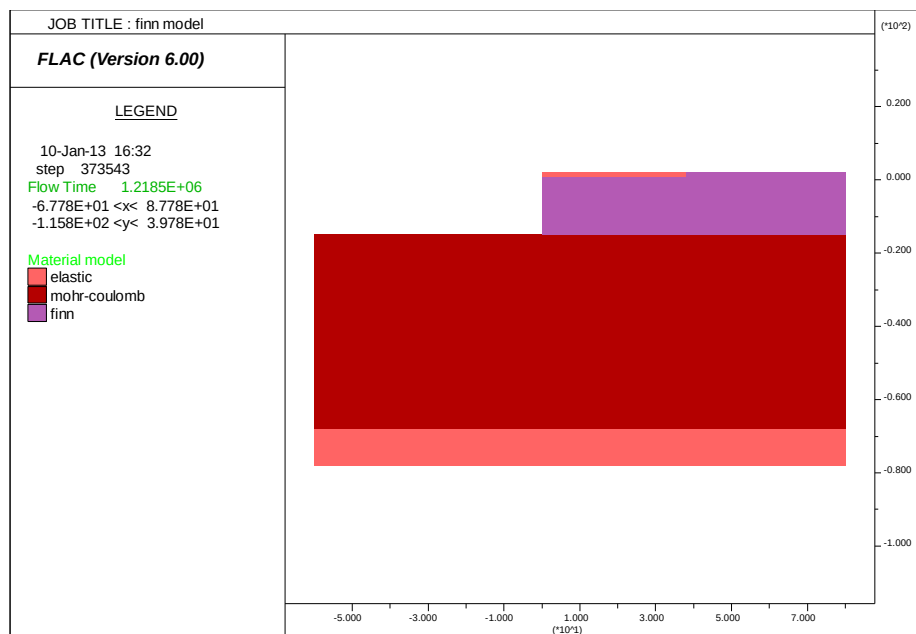


圖6.17 設定Finn model

9. 設定阻尼參數和吸能邊界條件

在動態數值模擬時，須考慮能量的損失，故必須給定力學阻尼，本案例於 FLAC 程式中使用雷利阻尼(Rayleigh damping)，以矩陣 C 表示，其包含質量阻尼 (M) 和勁度阻尼 (K)，如式(6-9)。而臨界阻尼比之計算如式(6-10)，大地工程材料建議值為 2%~5%，在

此選用 5% 進行分析。另一輸入參數為共振頻率如式(6-11)，一般介於 6 至 10 之範圍。本研究選用臨界阻尼比為 5%、共振頻率為 6。

$$C = \alpha M + \beta K \dots\dots\dots (6-9)$$

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \dots\dots\dots (6-10)$$

$$f_{min} = \omega_{min} / 2\pi \dots\dots\dots (6-11)$$

其中， α 為質量阻尼係數； β 為勁度阻尼係數； ω_i 為角頻率； ξ_i 為臨界阻尼比。

10. 施加動態邊界條件並進行評估

於動力分析時需考慮邊界效應，為使地震波傳遞至邊界時不發生反射波回傳而產生干擾現象，需於分析邊界設置動態邊界條件。動態邊界於 FLAC 分析時可分成兩種，其一為吸能邊界(quiet boundary)，另一為自由場邊界(free-field boundary)。

由於外傳震波傳至邊界，使得反射波回傳進入模型內，進而干擾近域震波之運動。故吸能邊界主要採用足夠大之模型，藉由材料阻尼來消除反射波，但若使用過大之模型，則會造成高數值運算量，計算時間過久的問題。此邊界條件較適合震源位於模型內之動力問題；反之，若當震源位於上下邊界時，吸能邊界則不適用於模型兩側，此將使震波由兩側邊界產生洩漏的問題。

為消除洩漏的問題，可使用自由場邊界條件，其主要採用足夠遠之邊界來消除反射波的影響。優點為對於高阻尼材料，使用相對較小之距離，即可滿足自由場邊界條件；缺點則為對於低阻尼材料，則需使用較大之距離，才可滿足自由場邊界條件，此舉將會導致計算域之模型過大的問題。自由場邊界條件具有保持不反射之性質，強迫模型成為自由場，使得由結構外傳之波適當地被吸收。因為本案例之震源輸入位於下部邊界，故使用自由場邊界為板樁式碼頭分析之動態邊界條件較為妥當。

11. 地震力輸入

動力分析時，考慮板樁式碼頭的座落方向，選擇影響程度最劇烈的地動分量之地震歷時進行分析，在本案例中選擇東西向之地震歷時進行分析，由於中興工程顧問社製作的等級二人造地震歷時(如圖 6.6 所示)長達 120 秒，因此在 FLAC 程式輸入之歷時分析秒數取一段影響程度最劇烈之時間進行分析，本研究取 5 秒至 55 秒，共 50 秒，如圖 6.18 所示。

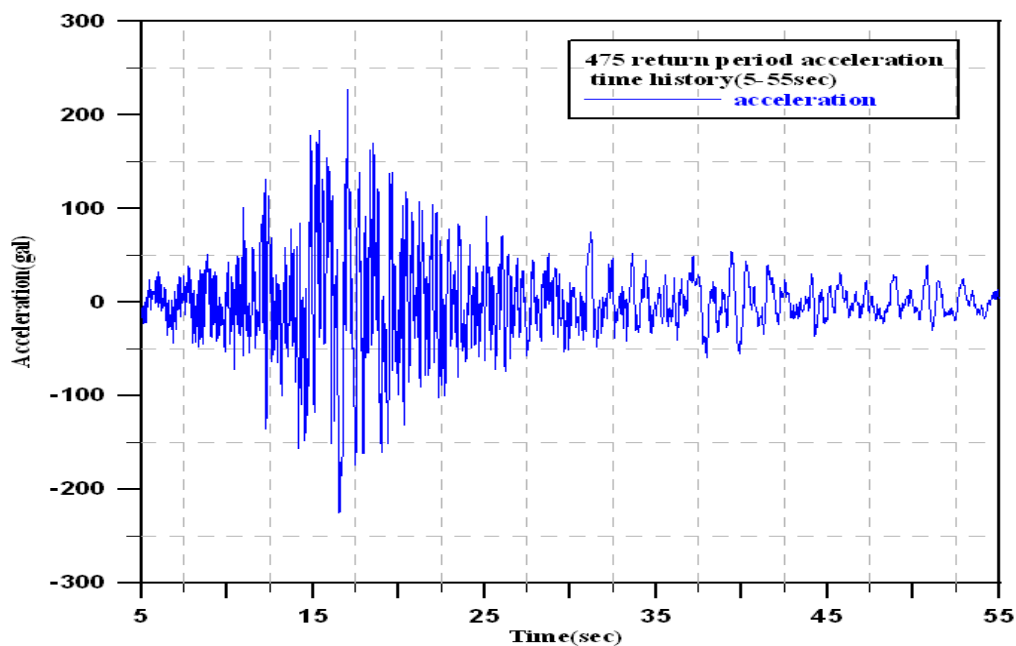


圖6.18 等級二地震歷時

12. 評估結果

(1) 等級二地震力(475年回歸期)功能性評估

經 FLAC 動力分析結果，本研究在等級二地震力作用下，板樁、錨碇鋼板樁與模型的 X 向變位如圖 6.19 所示，板樁最大變位為 0.94 公尺(向海側)，錨碇鋼板樁最大變位為也是 0.89 公尺(向海側)。板樁與錨碇鋼板樁之最大彎矩如圖 6.20 所示，板樁最大彎矩為 239.7 公噸 - 公尺小於降伏彎矩 ($f_y \cdot z = 3600 \cdot 8610 = 30996000 \text{ kg-cm} = 310 \text{ t-m}$)，錨碇鋼板樁最大彎

矩為 56.8 公噸 - 公尺 小於 降 伏 彎 矩 ($f_y \cdot z = 3200 \cdot 2600 = 8320000 \text{ kg-cm} = 83.2 \text{ t-m}$)。錨碇鋼索最大應力為 18 公噸小於容許拉力 100.8 公噸。依表 6-7A 級板樁式碼頭等級二地震力功能性可接受標準可知，因板樁、錨碇樁與錨碇鋼索之應力均在彈性範圍，故通過國際航海協會基準所訂的 A 級碼頭功能性目標。但由碼頭之變位量可知，此時碼頭變位已達 0.94 公尺，雖結構構件之應力均在彈性範圍，但由表 6-16 不同地震歷時之板樁構件變位與應力值可以觀察得到，變位原則上隨地震力的作用時間持續增加，但構件的應力狀況則似乎不似變位一樣地持續增加，另外，由圖 6.19 板樁、錨碇鋼板樁與模型的 X 向變位圖可瞭解，此時碼頭後線板樁與錨碇鋼板樁間之土體可能因地震的因素，導致土壤軟化無法支撐結構，造成結構體與土體往海側產生滑動，也間接地造成構件無足夠的土壤支撐力來抵抗地震力，故無法達到降伏破壞。由上述的結果顯示，國際航海協會基準針對 A 級板樁式碼頭的功能性目標僅訂定構件應力狀態標準，而不考慮碼頭之變位狀態是否已達到無法修復的狀態，似乎有需再斟酌修訂之處。反觀第三章所提到的日本港灣設計基準，如表 3-14 所示，在板樁功能要求可修復性標準部分，將法線的殘留變形量予以限定，似乎較為合理可行。故經本研究將變位量納入考量來評估，由圖 6.19 之碼頭模型變位狀況研判，碼頭本體（包括板樁與錨碇鋼板樁）已產生滑動，研判碼頭已達無法修復狀態，故未通過 A 級碼頭功能性目標檢核。

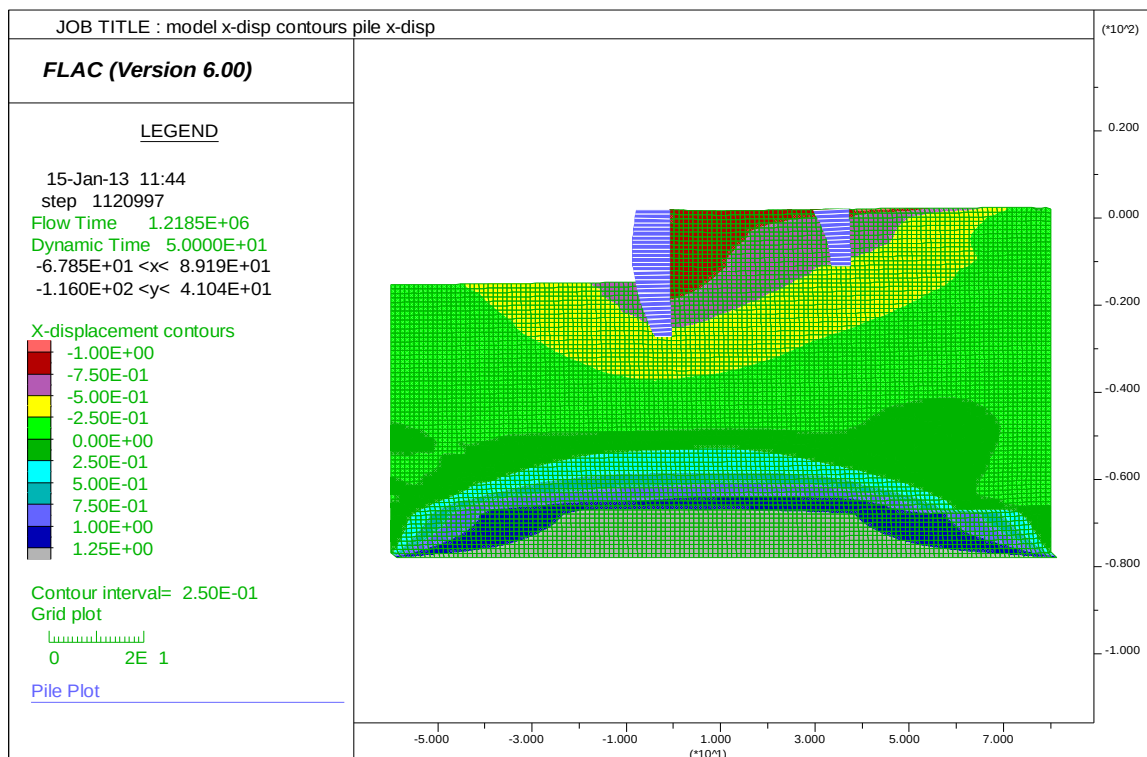


圖6.19 等級二地震力板樁、錨碇鋼板樁與模型的X向變位

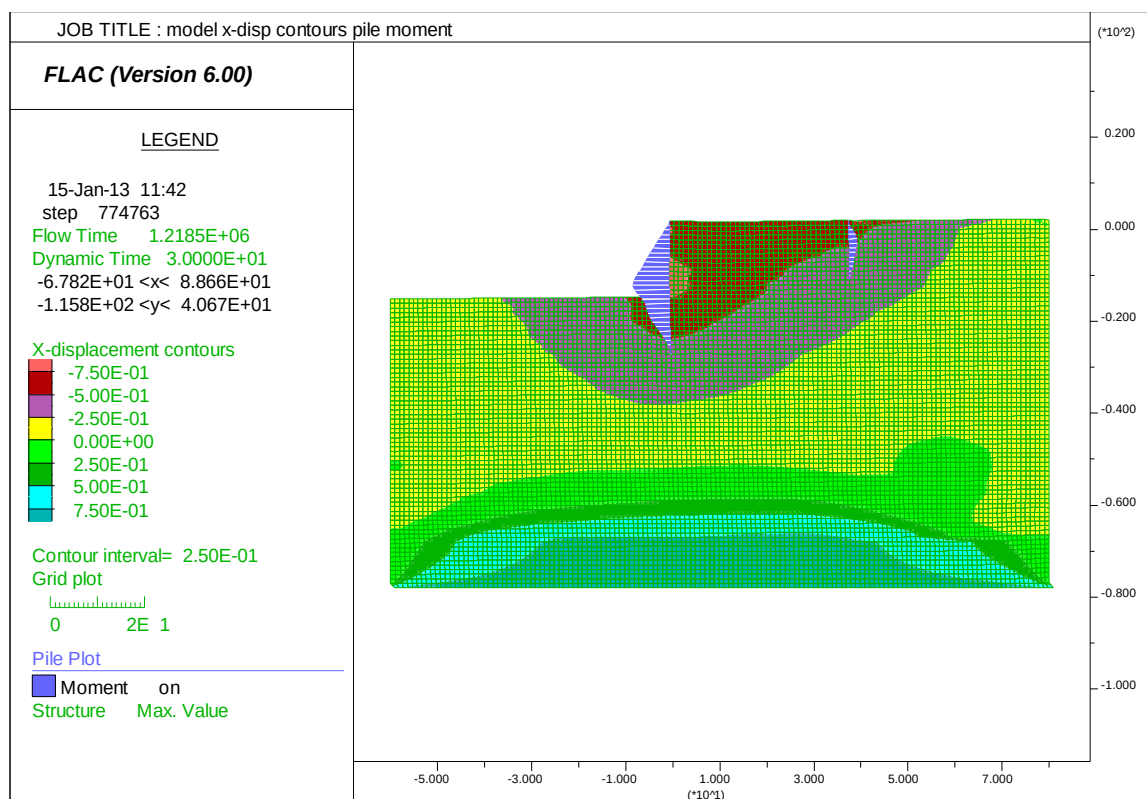


圖6.20 等級二地震力板樁與錨碇鋼板樁之彎矩圖與模型的X向變位

表6-16 不同地震歷時之板樁構件變位與應力值

時間 (秒)	板樁變位 (m)	錨碇樁變位 (m)	板樁彎矩 (t-m)	錨碇樁彎矩 (t-m)	鋼索拉力 (t)
1	-0.23	-0.12	-174.1	22.4	12.1
5	-0.27	-0.71	-171.8	27.5	12.9
10	-0.35	-0.25	-186.8	32.0	12.5
15	-0.68	-0.53	-225.6	45.8	16.7
20	-0.72	-0.59	-224.5	48.3	17.0
25	-0.76	-0.64	-219.9	50.5	17.3
30	-0.83	-0.73	-239.7	53.4	17.6
35	-0.85	-0.76	-239.4	55.0	17.8
40	-0.88	-0.81	-235.9	55.8	16.9
45	-0.92	-0.85	-224.3	56.7	18.0
50	-0.94	-0.89	-225.7	56.8	17.9

(2)等級三地震力(2500年回歸期)功能性評估

由中興工程顧問社製作的等級三人造地震歷時(如圖 6.21 所示)，經 FLAC 動力分析結果，本研究在等級三地震力作用下，板樁、錨碇鋼板樁與模型的 X 向變位如圖 6.22 所示，板樁最大變位為 1.21 公尺(向海側)，錨碇鋼板樁最大變位為 1.20 公尺(向海側)。板樁與錨碇鋼板樁之最大彎矩如圖 6.23 所示，板樁最大彎矩為 232.3 公噸-公尺小於降伏彎矩 310 公噸-公尺，錨碇鋼板樁最大彎矩為 51.3 公噸-公尺小於容許彎矩 83.2 公噸-公尺。錨碇鋼索最大應力為 19.76 公噸小於容許拉力 100.8 公噸。依表 6-7 A 級板樁式碼頭等級三地震力功能性可接受標準可知，因板樁、錨碇樁與錨碇鋼索之應力均在彈性範圍，故通過檢核。但如同前面之論述，此時碼頭變位已達 1.21 公尺，雖結構構件之應力均在彈性範圍，但考慮碼頭之變位狀態，由圖 6.22 之碼頭模型變位狀況研判，碼頭本體（包括板樁與錨碇鋼板樁）已產生滑動，故碼頭是否接近崩坍破壞或已達崩坍破壞狀態，本研究目前尚無法判斷。

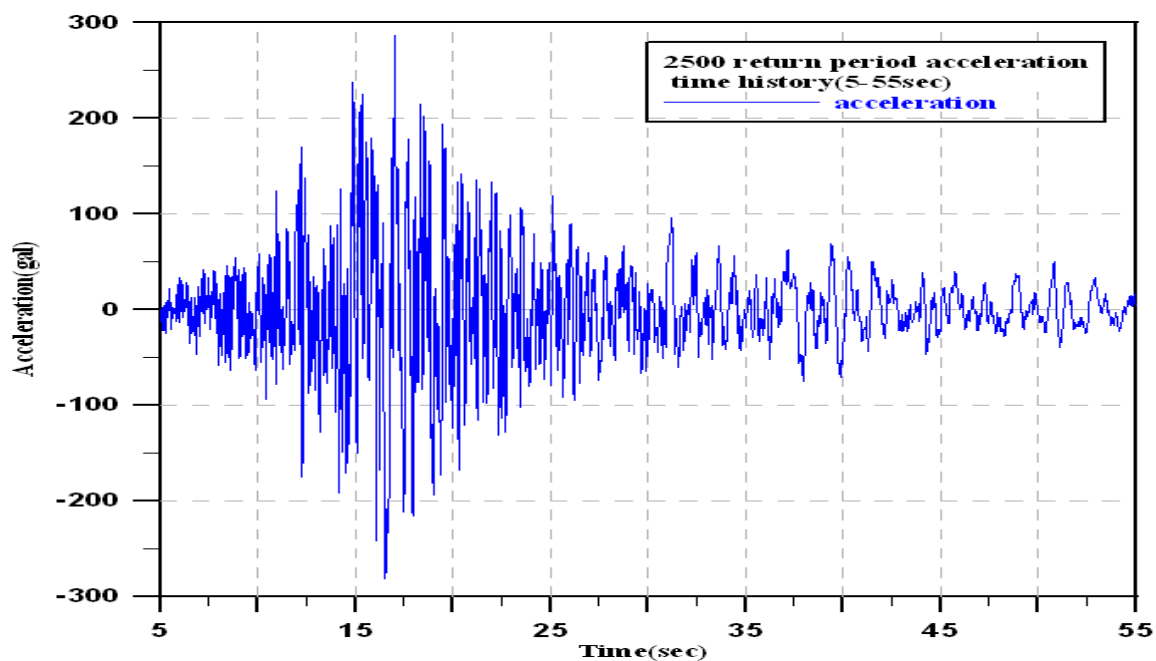


圖6.21 等級三地震歷時

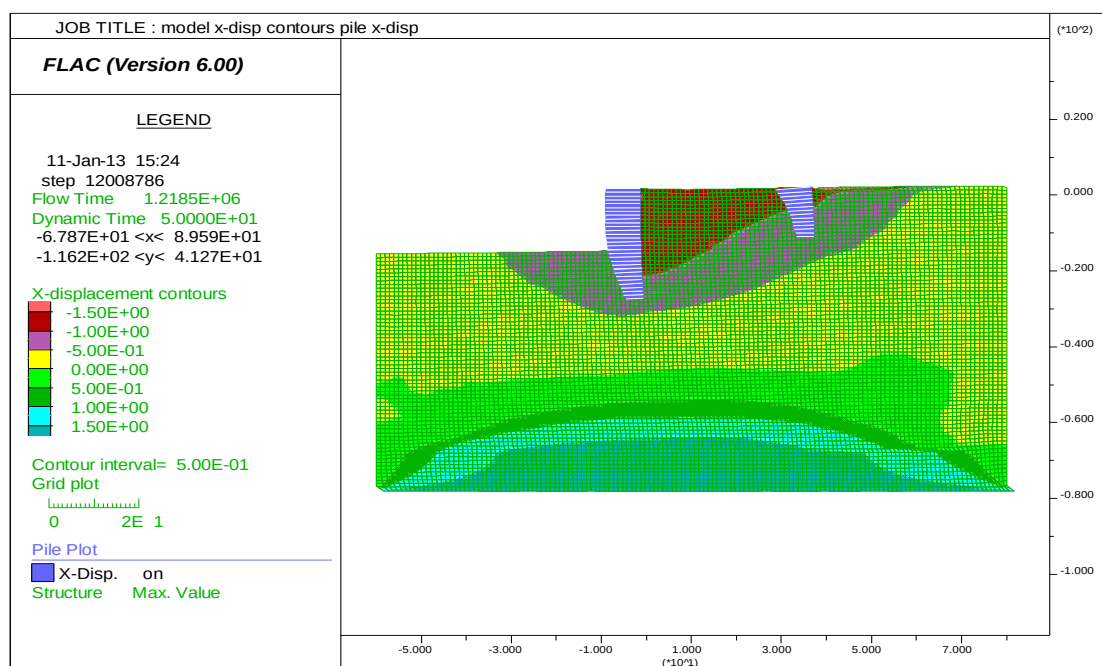


圖6.22 等級三地震力板樁、錨碇鋼板樁與模型的X向變位

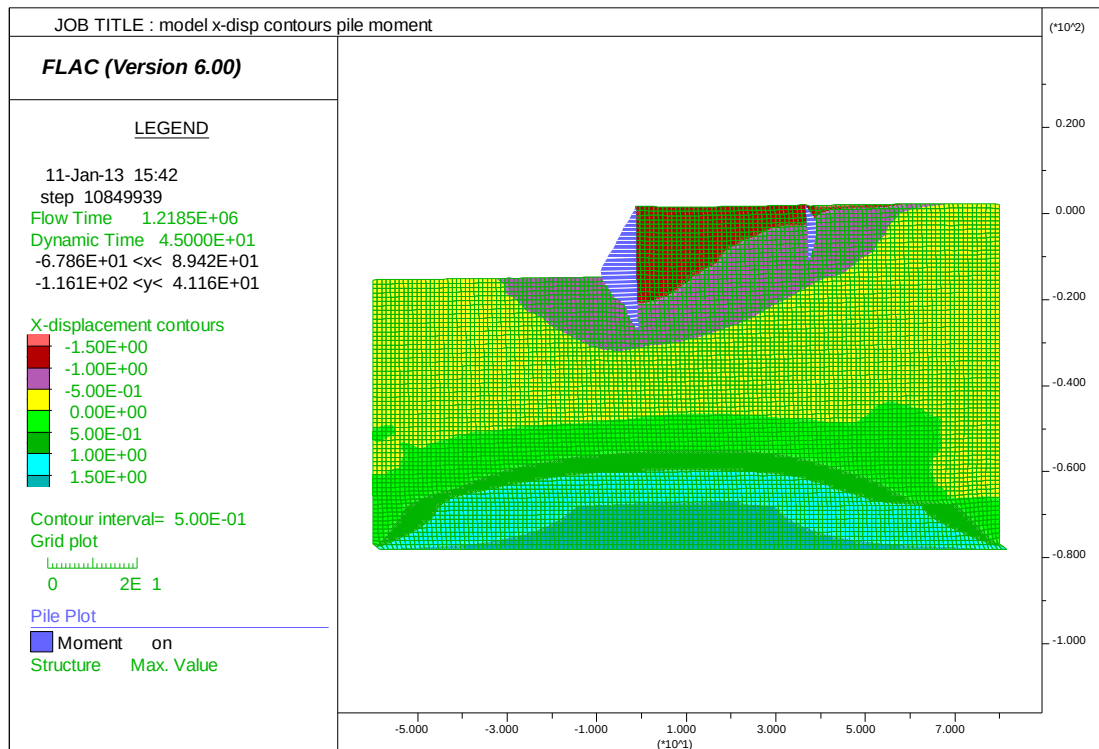


圖6.23 等級三地震力板樁與錨碇鋼板樁之彎矩圖與模型的X向變位

6.6 小結

由本章板樁式碼頭簡便動力分析法評估的結果顯示，有無考慮板樁式碼頭背填土壤發生液化，影響碼頭法線殘餘變位量的評估結果甚巨，故未來板樁式碼頭之功能性設計或評估應將土壤液化因素納入考量。

由本章功能性評估的結果顯示，高雄港#78 板樁式碼頭若參考國際航海協會基準之規定，似乎能通過A級碼頭之功能性目標檢核。但若將碼頭的殘留變位量納入考量，則可能無法通過等級二地震力（475年回歸期）及等級三地震力（2500年回歸期）之功能性目標檢核。

由本研究案例評估結果顯示，板樁式碼頭的法線變位量對評估碼頭之修復性及破壞狀態，有很直接的影響，故未來在訂定板樁式碼頭的功能性評估標準時，宜將碼頭的法線殘餘變位量的限定值納入。

以 FLAC 軟體來協助進行碼頭之動力分析固然是不錯的方法，但進行動力分析時相關的輸入參數（包括土壤、結構、阻尼、頻率、外力及邊界條件等）是否精確，嚴重影響分析的結果，經本研究的案例評估過程，部分參數（包括土壤材料參數、結構介面元素、阻尼、頻率等）的訂定有著很高的難度與技巧，未來有必要針對相關參數研訂具體的參考建議值或經驗法則供工程師參考，才有利未來推動耐震功能性設計與評估。

第七章 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，導致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。港灣碼頭是港區重要設施之一，無論在平時或地震時，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，例如民國 88 年集集大地震，臺中港 1-4A 號碼頭，長度約 1,135 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、鐵軌彎曲變形，9-11 號及 13 號碼頭後線亦有噴砂、龜裂、下陷。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，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，設置井下地震之動態水壓監測站及現地碼頭結構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 7-1)，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之地震伺服器儲存與分析^[69]。除了於各港區設置井下地震及動水壓監測站外，並於民國 98 年起分別於高雄港及臺北港分別設置一組現地碼頭地震監測站，用以進行監測港區碼頭結構物受地震後之結構反應，並以實測地震資料來修正數值模擬分析。

本章係以港區地震站歷年監測所得之地震紀錄進行震波特性、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。

7.1 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，唯實際埋設深度乃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，用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 7-1 各港區設置井下地震儀資料表

測 站	設置位置	經緯度(度)	儀器深度	設置日期
安平港	8 號碼頭空地	經度 22.980 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 22.5985 緯度 120.2829	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

本節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 7.1 所示。監測期間雖未有強震之觀測資料，但是小規模地震卻常發生，臺北港地震站自 2007 至 2011 年擷取之地震觀測資料，彙整經中央氣象局定位之地震紀錄規模 4.4 以上，且較完整之地震資料共 29 個，如表 7-2，7-3，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 7-4 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 7.2 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 2010 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 43 個如表 7-5 所示。

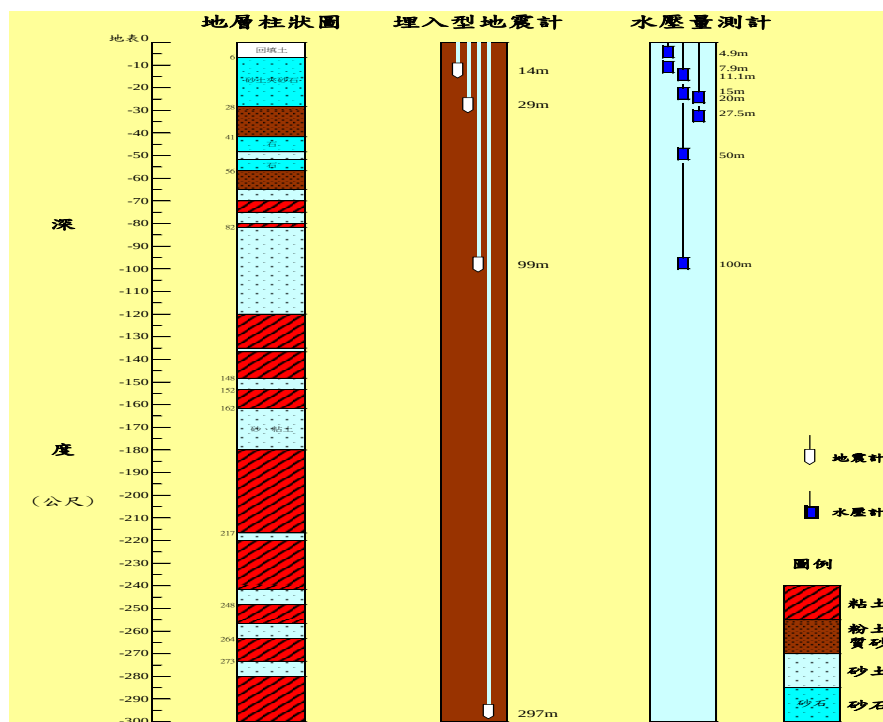


圖 7.1 臺北港井下地震及動態水壓監測站示意圖

表 7-2 臺北港 2007~2009 年井下地震觀測資料

編號	發震時間(臺北時間)	震央位置		深度 (km)	規模 (M _L)
		北緯(度)	東經(度)		
1	2007-10-11; 11:05:01.70	24.75	121.85	80	5.2
2	2007-10-17; 22:40:00.00	23.50	121.61	42.1	5.4
3	2007-11-08; 06:54:13.80	24.97	122.32	16.8	4.9
4	2007-11-12; 18:24:42.20	24.47	121.86	22.6	4.4
5	2007-11-15; 09:50:31.20	24.06	121.48	21.6	4.5
6	2007-11-29; 05:05:13.70	24.78	121.98	69.1	5.4
7	2008-06-02; 00:59:23.70	24.86	121.79	92.3	5.8
8	2008-09-09; 15:43:13.30	24.61	122.63	103.8	5.9
9	2008-09-10; 19:55:34.70	25.13	122.25	16.8	4.6
10	2008-12-02; 11:16:53.30	23.28	121.6	31.7	5.7
11	2008-12-08; 05:18:37.20	23.84	122.17	35.1	5.9
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 7-3 臺北港 2010 年井下地震觀測資料

編號	發震時間(臺北時間)	震央位置		深度 (km)	規模 (M _L)
		北緯(度)	東經(度)		
1	2010-03-04; 08:20:10.00	22.97	120.71	22.6	6.4
2	2010-04-26; 11:01:43.00	22.15	123.74	73.4	6.8
3	2010-06-27; 02:06:16.00	24.65	121.56	68	5.1
4	2010-07-09; 03:44:16.00	24.35	122.04	19.3	5.3
5	2010-07-18; 21:03:24.70	24.00	122.44	24.3	5.2
6	2010-08-30; 16:45:11.20	24.95	122.21	15.0	5.2
7	2011-02-01; 16:16:31.50	24.21	121.8	18.3	5.5
8	2011-04-30; 16:35:38.40	24.65	121.81	75	5.8
9	2011-12-08; 06:07:01.20	24.54	121.53	61	4.4

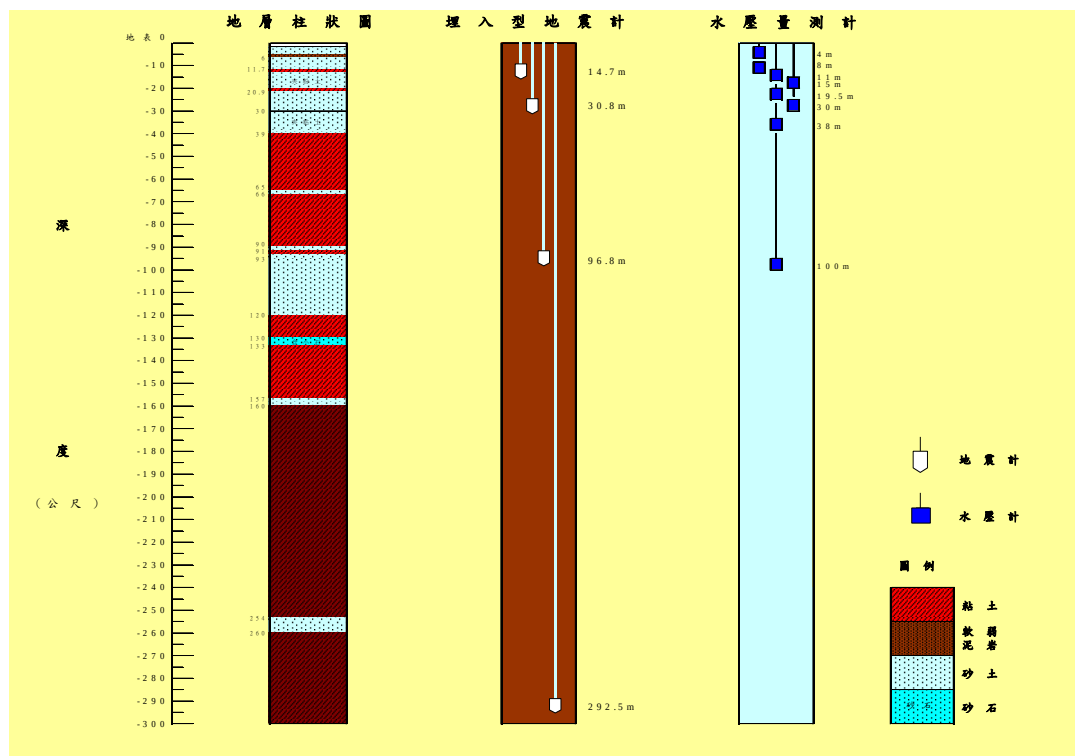


圖 7.2 高雄港井下地震及動態水壓監測站示意圖

表 7-4 臺北港 2008 年地震站各深度最大加速度表

臺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：97041 深度(公里)：92.3 km 規模：5.8			編號：97073 深度(公里)：103.8 km 規模：5.9		
地震時間：2008-06-02; 00:59:23.70			地震時間：2008-09-09; 15:43:13.30		
記錄時間：2008-06-02; 00:59:40.00			記錄時間：2008-09-09; 15:43:53.00		
震央位置：北緯(度) 24.9 東經(度) 121.8			震央位置：北緯(度) 24.61 東經(度) 122.63		
相對位置：宜蘭市地震站北偏東方11.30公里			相對位置：宜蘭蘇澳地震站東方78.4公里		
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	-

臺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：97094 深度(公里)：31.7 km 規模：5.7			編號：97096 深度(公里)：35.1km 規模：5.9		
地震時間：2008-12-02; 11:16:54.20			地震時間：2008-12-08; 05:18:37.20		
記錄時間：2008-12-02; 11:17:31.00			記錄時間：2008-12-08; 05:19:03.00		
震央位置：北緯(度) 23.3 東經(度) 121.5			震央位置：北緯(度) 23.85 東經(度) 122.20		
相對位置：花蓮玉里地震站東方18.5公里			相對位置：花蓮市地震站東偏南方60.9公里		
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	-

7.2 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 7.3 至圖 7.4 所示，分別為 2003 年 6 月 10 日及 2008 年 6 月 2 日地震歷時圖之南北向(SN)各深度之尖峰加速度，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 2006 年 12 月 26 日恆春地震歷時圖，如圖 7.5 所示。

為探討及臺北、臺中及高雄港震波放大特性，本節將臺北港 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 7.6a 及圖 7.6b 所示。高雄港自 2003 至 2008 年採較完整之 28 個地震資料進行各深度之最大加速度正規化，如圖 7.7 及圖 7.8 所示，各港分析結果迴歸函數如下列所示^[69]：

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：

$$\text{南北向：正規化加速度}=\exp(-0.16*(\text{深度})^{0.38})\dots\dots\dots(7-1a)$$

$$\text{東西向：正規化加速度}=\exp(-0.21*(\text{深度})^{0.32})\dots\dots\dots(7-1b)$$

$$\text{垂直向：正規化加速度}=\exp(-0.22*(\text{深度})^{0.28})\dots\dots\dots(7-1c)$$

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：

$$\text{南北向：正規化加速度}=\exp(-0.20*(\text{深度})^{0.30})\dots\dots\dots(7-2a)$$

$$\text{東西向：正規化加速度}=\exp(-0.24*(\text{深度})^{0.25})\dots\dots\dots(7-2b)$$

$$\text{垂直向：正規化加速度}=\exp(-0.10*(\text{深度})^{0.45})\dots\dots\dots(7-2c)$$

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 $=\exp(-0.146*(深度)^{0.404})$(7-3a)

東西向：正規化加速度 $=\exp(-0.147*(深度)^{0.401})$ (7-3b)

垂直向：正規化加速度 $=\exp(-0.230*(深度)^{0.276})$(7-3c)

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，如圖 7.9。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，如圖 7.10；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。

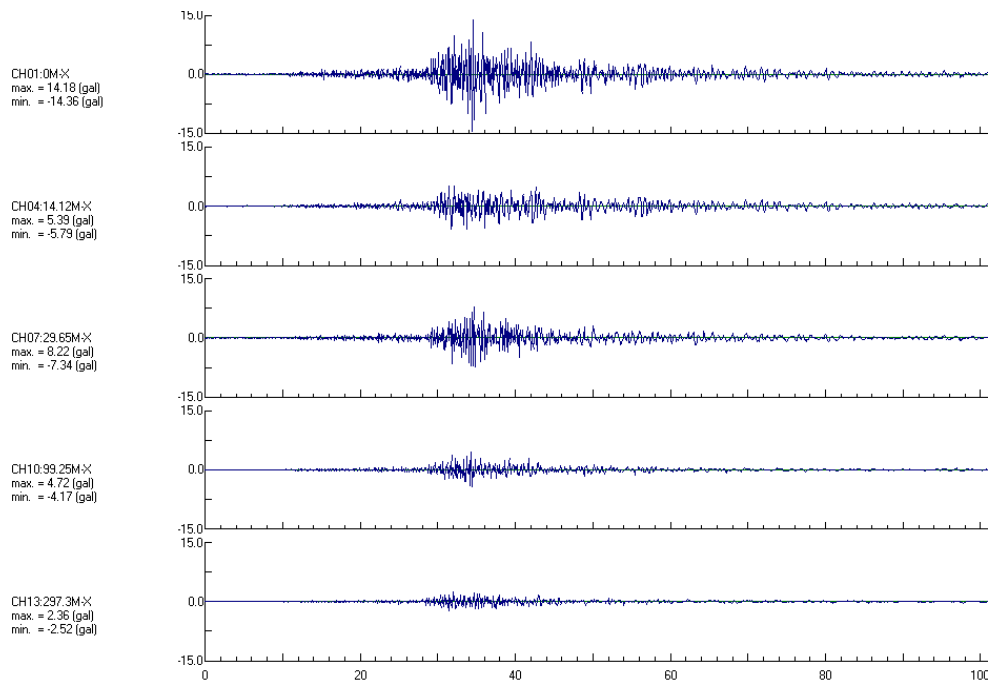


圖 7.3 臺北港 2003 年 6 月 10 日 16 時 41 分地震波(南北向)

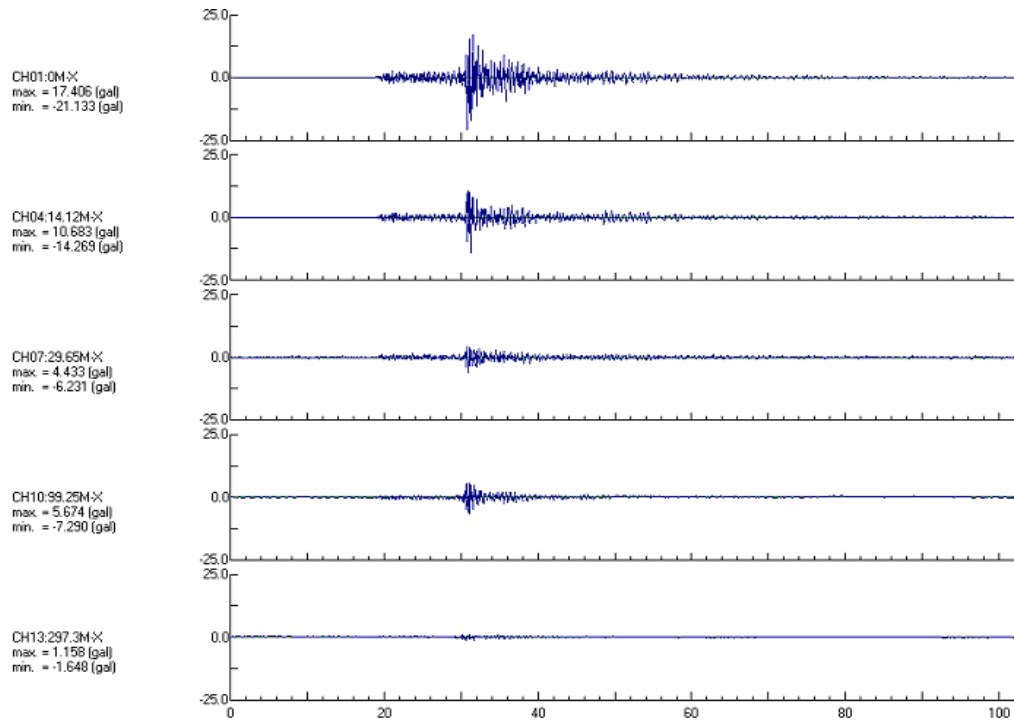


圖 7.4 臺北港 2008 年 6 月 2 日 00 時 59 分地震波(南北向)

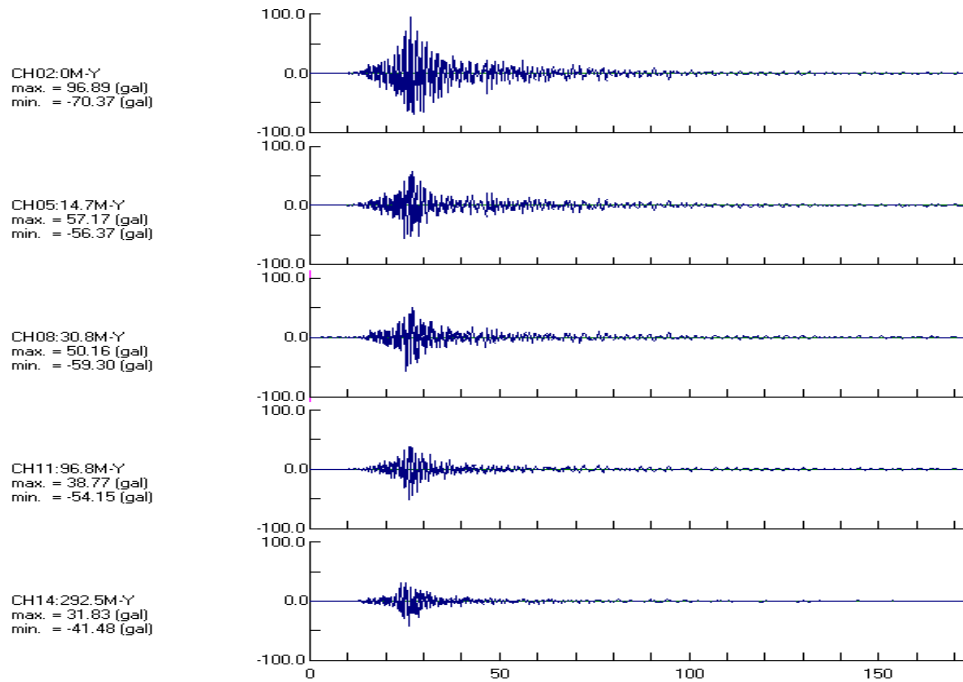


圖 7.5 高雄港 2006 年 12 月 26 日 20 點 34 分地震波(東西向)

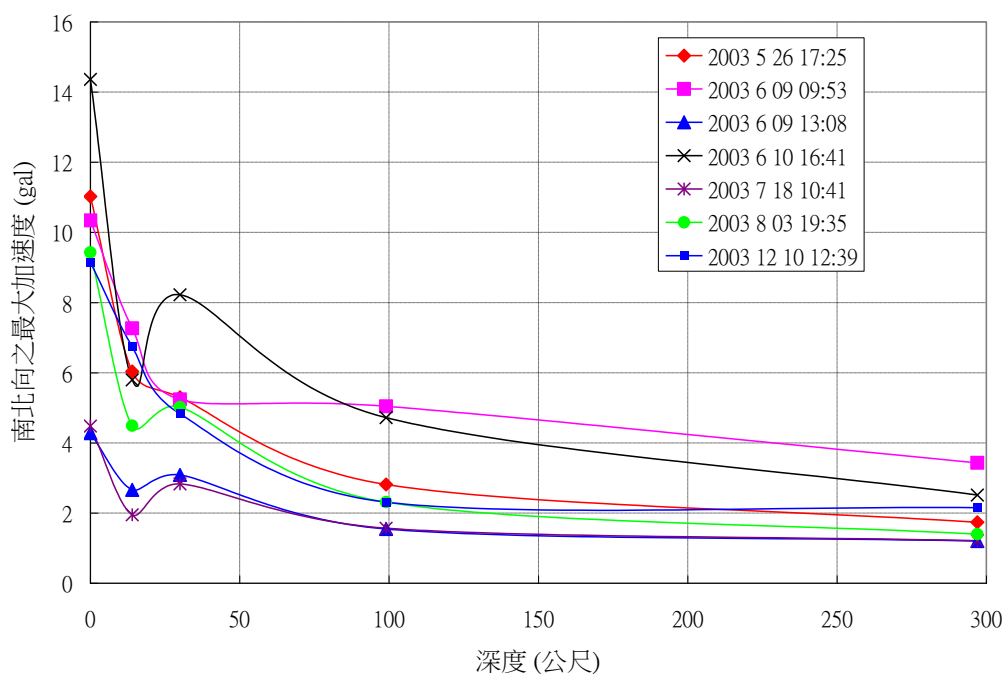


圖 7.6a 臺北港井下地震儀南北向之最大地表加速度隨深度變化圖

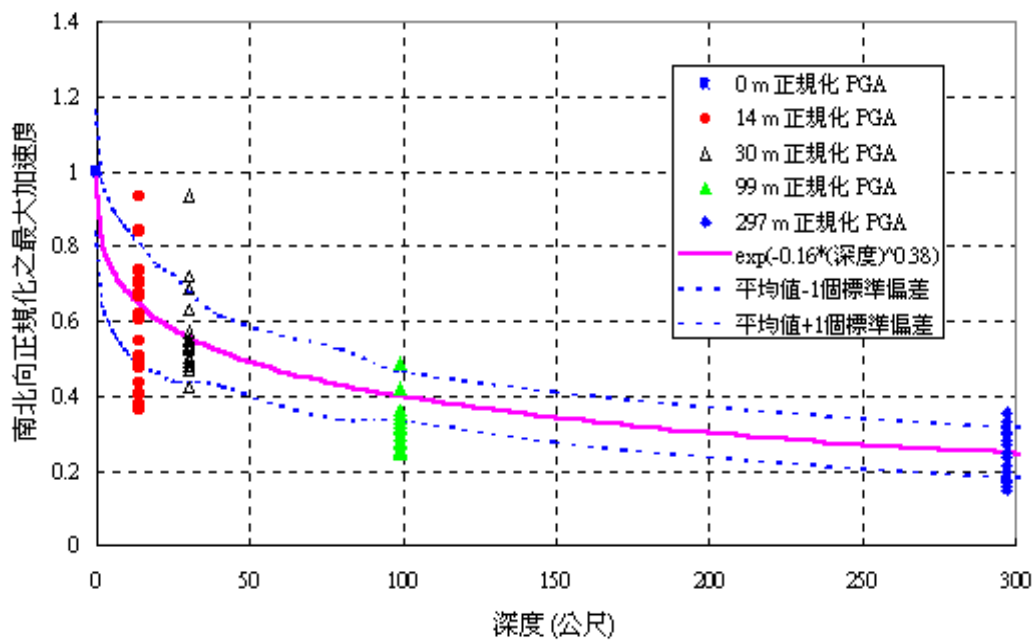


圖 7.6b 臺北港井下地震儀南北向最大加速度正規化後隨深度變化圖

表 7-5a 高雄港 2007~2008 年井下地震資料之規模、震央與震源深度

編號	監測時間(臺北時間)	震央位置		深度 (km)	規模(M _L)
		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 7-5b 高雄港 2009~2010 年井下地震資料之規模、震央與震源深度

編號	監測時間(臺北時間)	震央位置		深度 (km)	規模(M _L)
		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

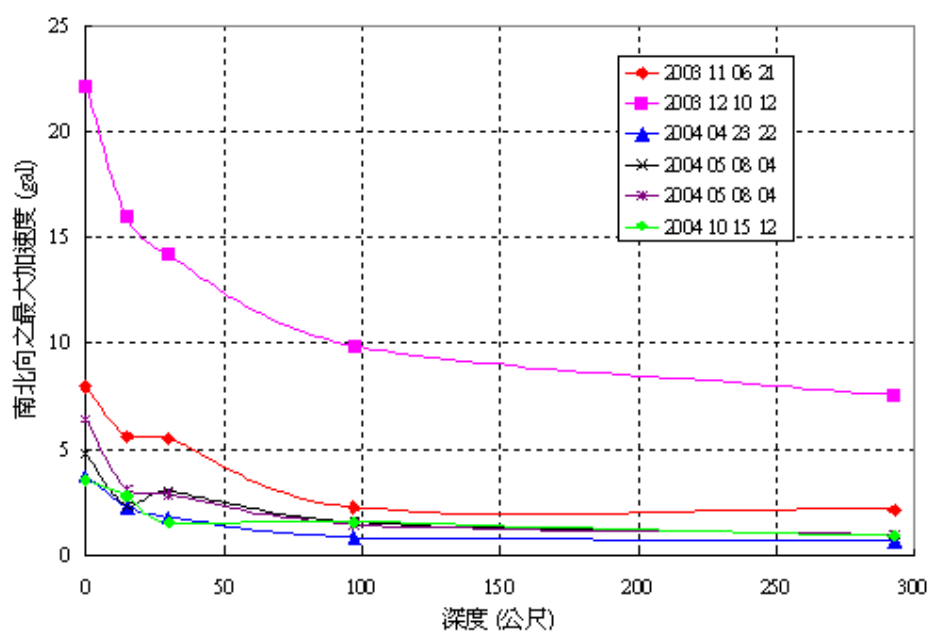


圖 7.7 高雄港井下地震儀南北向之最大地表加速度隨深度變化圖

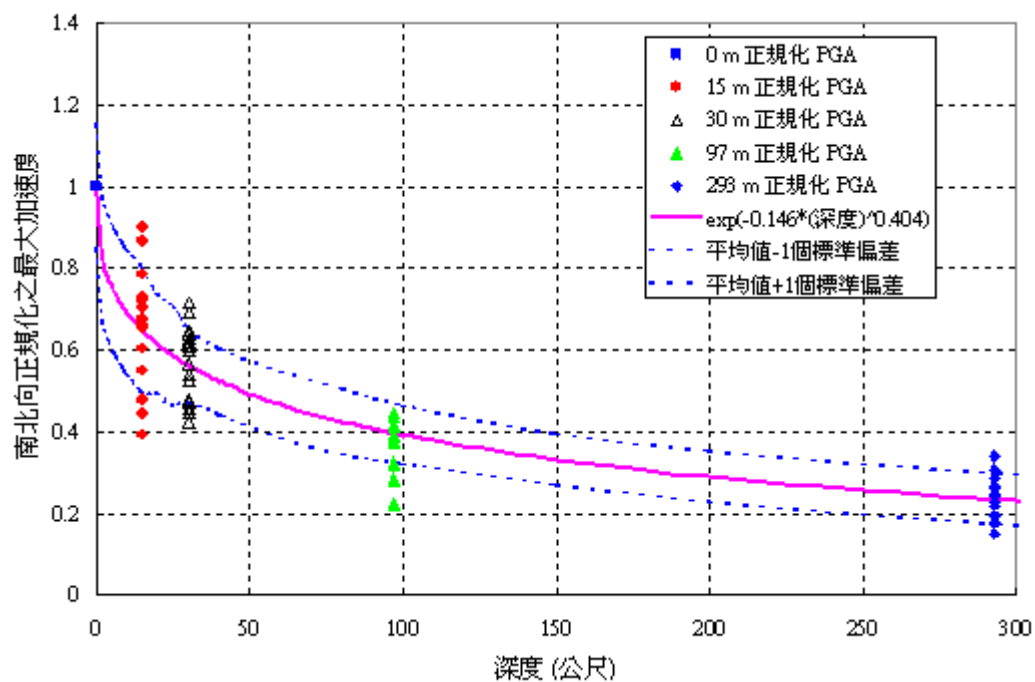


圖 7.8 高雄港井下地震儀南北向最大加速度正規化後隨深度變化圖

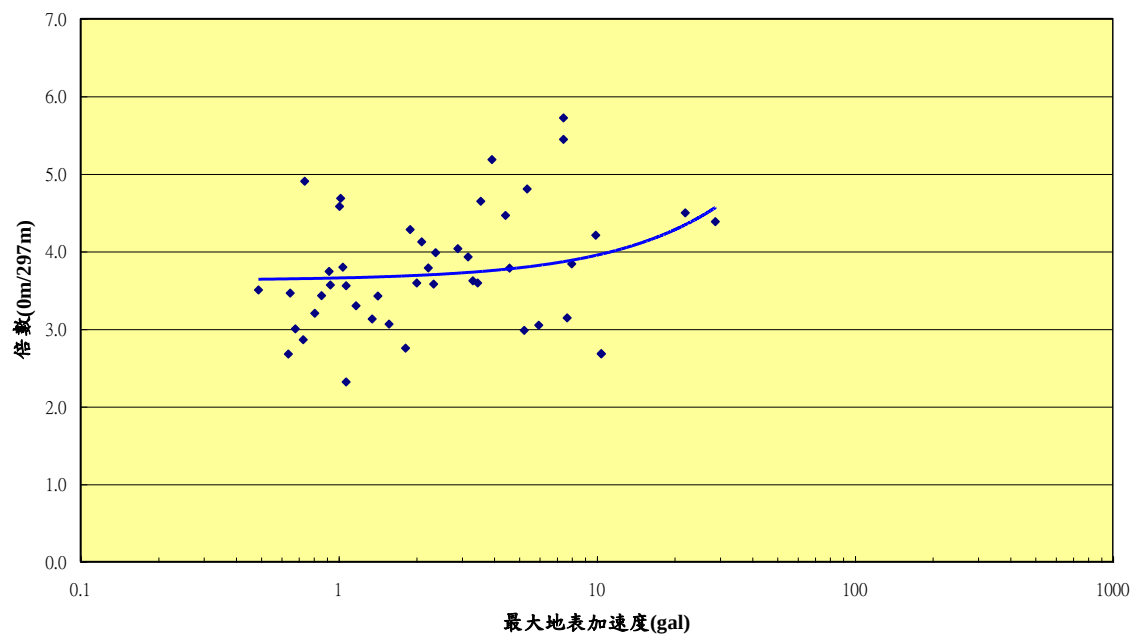


圖 7.9 臺北港井下地震站震波放大倍率與最大地表加速度比較圖

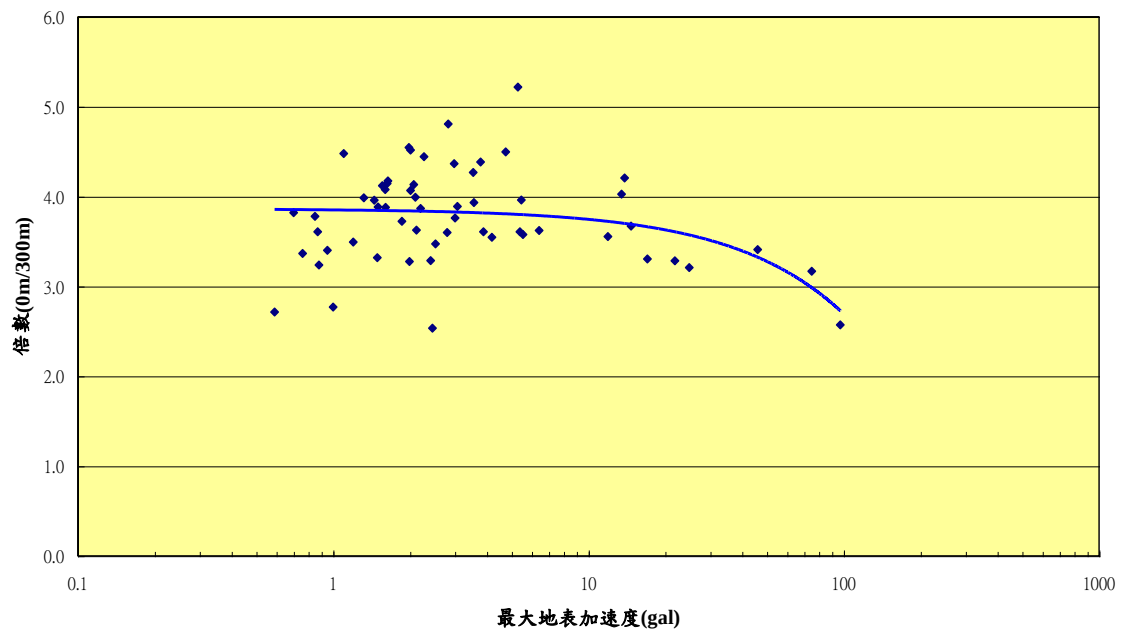


圖 7.10 高雄港井下地震站震波放大倍率與最大地表加速度比較圖

7.3 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、高雄港及安平港皆曾擷取到動態孔隙水壓紀錄，茲簡述如下，蘇澳港測站於 93 年底完成^[69]，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 2010 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 52 組，如表 7-6 至表 7-8。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 7.11 所示。高雄港 2006 年 12 月 26 日恆春地震及安平港 2010 年 3 月 4 日之甲仙地震亦監測到動態孔隙水壓資料，如圖 7.12、圖 7.13 所示。

表 7-6 蘇澳港 2007 年井下地震監測資料表

編號	監測時間(臺北時間)	震央位置		深度 (km)	規模 (M _L)
		緯度(度)	經度(度)		
1	2007-01-25; 18:59:16.60	22.86	121.86	5.0	6.2
2	2007-02-12; 13:40:25.30	24.40	121.81	13.1	4.4
3	2007-02-18; 23:46:08.30	24.42	122.05	14.9	4.4
4	2007-04-28; 18:39:48.40	24.83	121.97	12.7	4.4
5	2007-06-17; 12:26:22.30	24.39	121.88	23.7	4.2
6	2007-06-20; 22:21:43.50	24.40	121.80	13.3	4.3
7	2007-07-13; 04:54:13.20	24.73	121.79	7.0	4.4
8	2007-07-22; 06:55:23.20	24.38	121.83	14.4	4.2
9	2007-07-23; 21:40:02.10	23.69	121.70	31.0	5.9
10	2007-09-07; 01:51:25.30	24.20	122.43	54.0	6.6
11	2007-09-07; 01:55:21.60	24.19	122.51	36.8	5.7
12	2007-09-22; 14:27:04.90	24.46	121.87	22.5	4.8
13	2007-10-11; 11:05:02.50	24.78	121.81	78.9	5.5
14	2007-10-19; 02:24:28.80	24.47	121.84	16.7	4.4
15	2007-11-08; 06:54:15.90	24.91	122.17	4.0	5.0
16	2007-11-12; 18:24:42.50	24.46	121.84	18.4	4.5
17	2007-11-29; 05:05:14.30	24.82	122.01	65.0	5.5
18	2007-12-15; 18:46:53.00	24.07	122.45	61.0	4.8

表 7-7 蘇澳港 2008~2009 年井下地震監測資料表

編號	監測時間(臺北時間)	震央位置		深度 (km)	規模 (M _L)
		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

表 7-8 蘇澳港 2010 年井下地震監測資料表

編號	發震時間(臺北時間)	震央位置		深度 (km)	規模 (M _L)
		緯度(度)	經度(度)		
1	2010-01-05; 03:27:00.00	24.18	121.91	48.4	5.5
2	2010-01-19; 14:09:55.00	23.82	121.68	41	5.6
3	2010-03-04; 08:19:35.00	22.97	120.71	22.6	6.4
4	2010-03-19; 00:54:13.00	24.4	121.97	32.9	4.6
5	2010-03-27;07:08:08.00	24.1	121.68	58.9	5.2
6	2010-03-31; 19:29:48.00	24.82	122.00	6.6	4.2
7	2010-04-09; 19:50:20.00	24.87	122.00	103.8	5.1
8	2010-08-30; 16:45:25.00	24.92	122.11	16.5	5.2
9	2010-09-09; 21:30:16.00	24.5	121.9	29.5	4.5
10	2010-09-12; 06:41:07.20	24.39	121.76	59.7	4.8
11	2010-09-29; 01:33:53.20	24.13	121.7	9.0	5.0
12	2010-10-29; 23:27:41.30	24.23	121.73	16.1	4.4
13	2010-11-10; 02:30:53.40	24.56	121.82	8.3	4.3

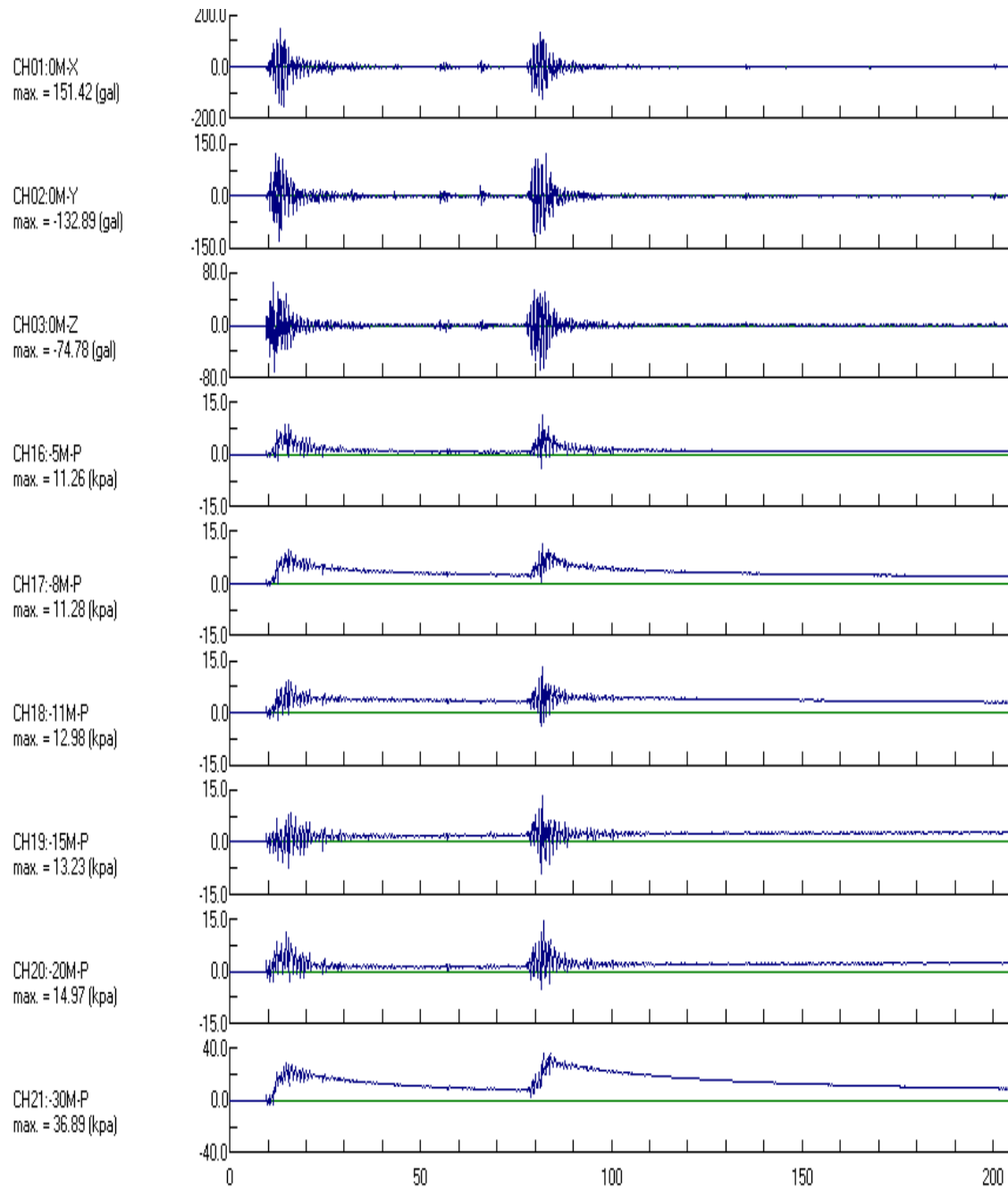


圖 7.11a 蘇澳港地震站 2005 年 3 月 6 日地震之動態孔隙水壓變化

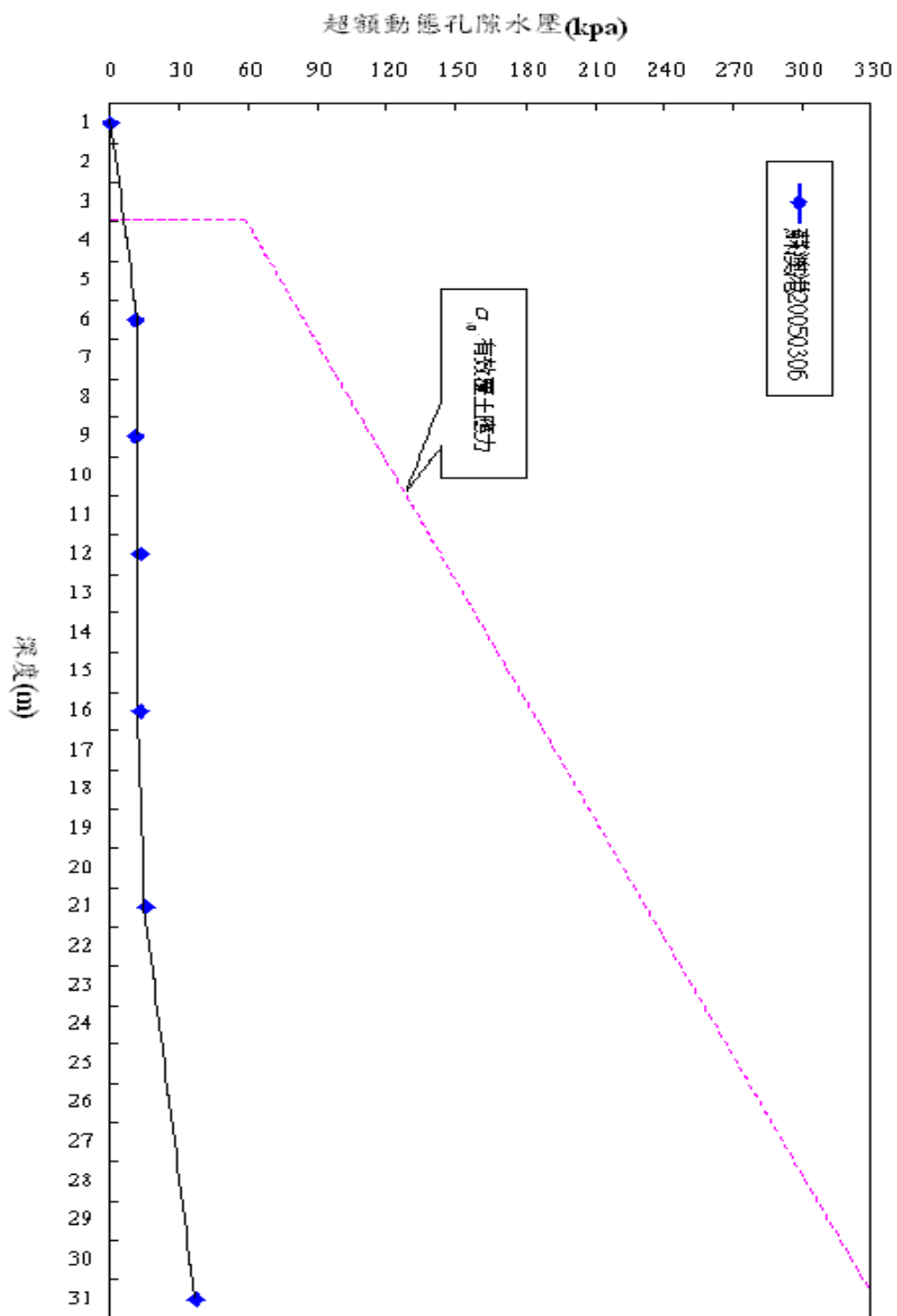


圖 7.11b 蘇澳港 2005 年地震作用下不同深度之超額孔隙水壓圖

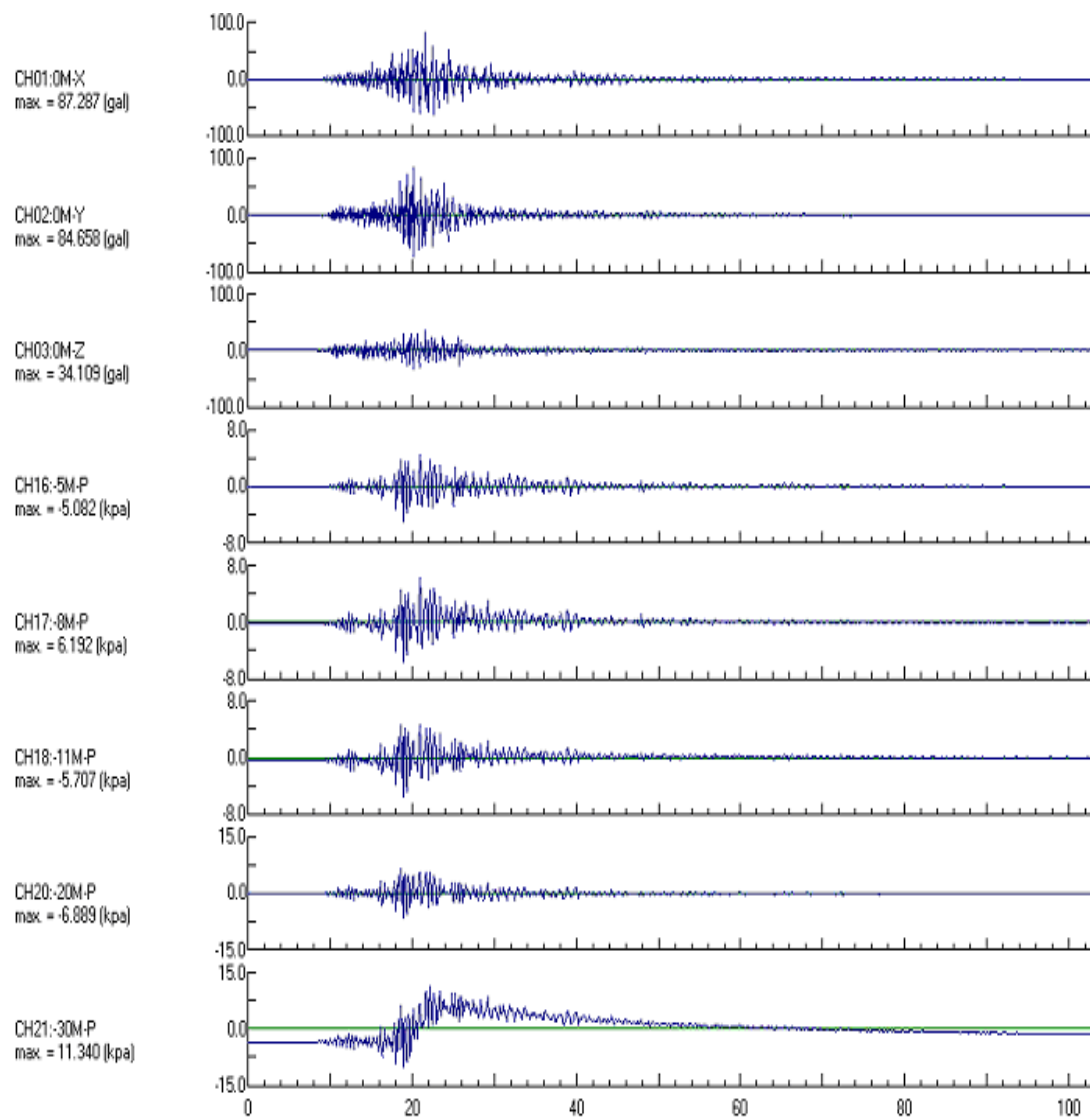


圖 7.11c 蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化

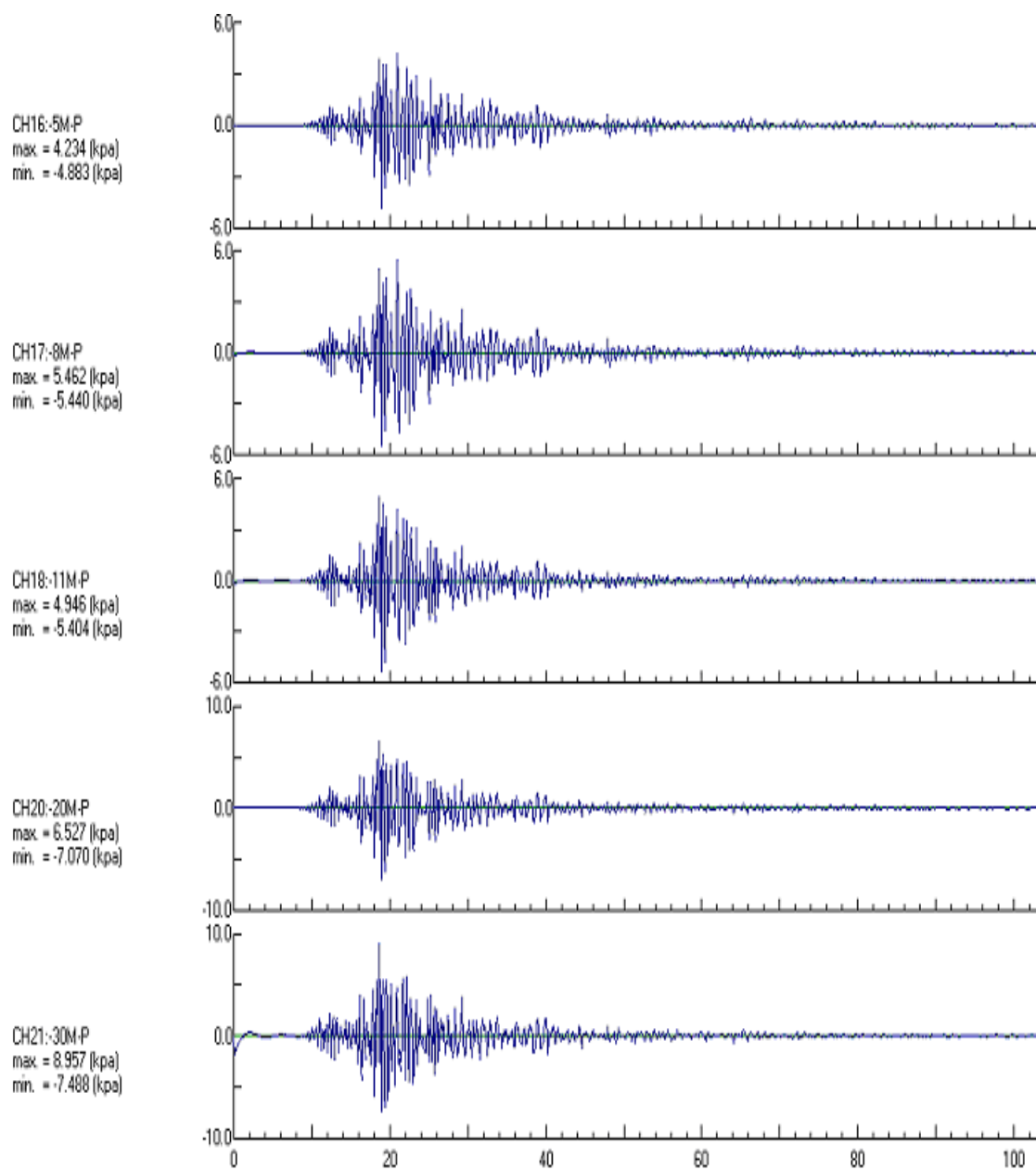


圖 7.11d 蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化
(大於 0.25Hz)

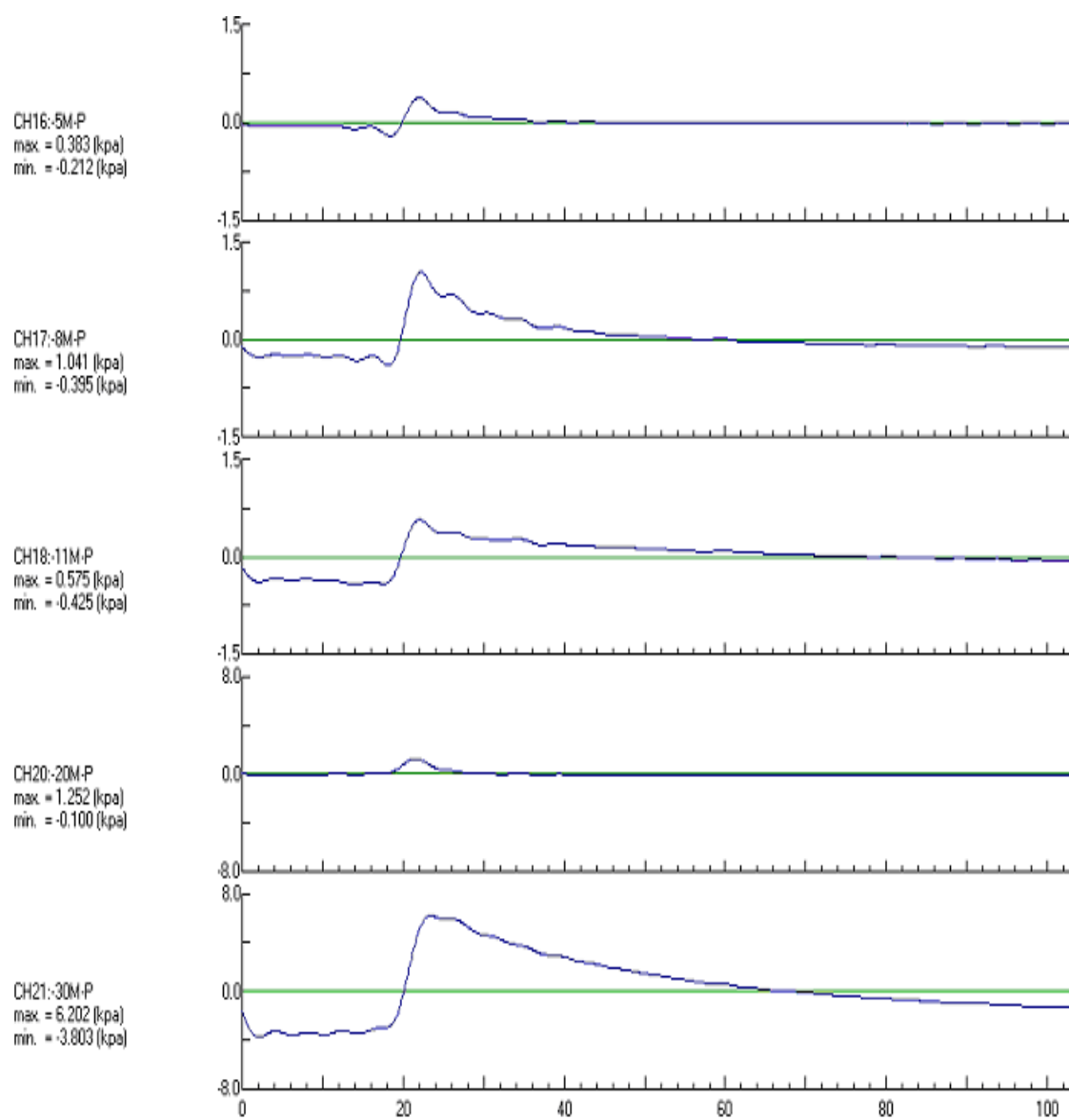


圖 7.11e 蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化
(小於 0.25Hz)

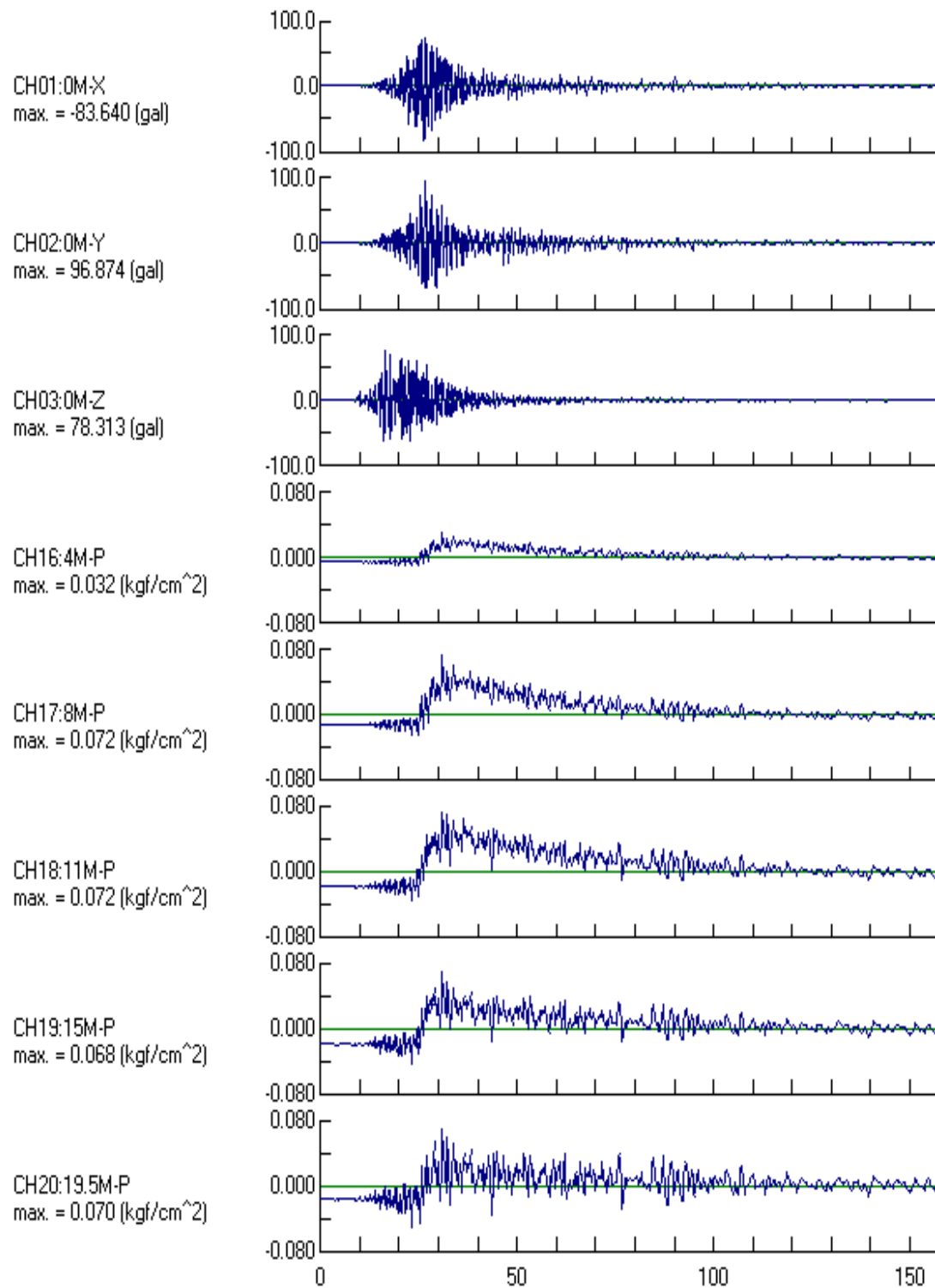


圖 7.12a 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態孔隙水壓變化

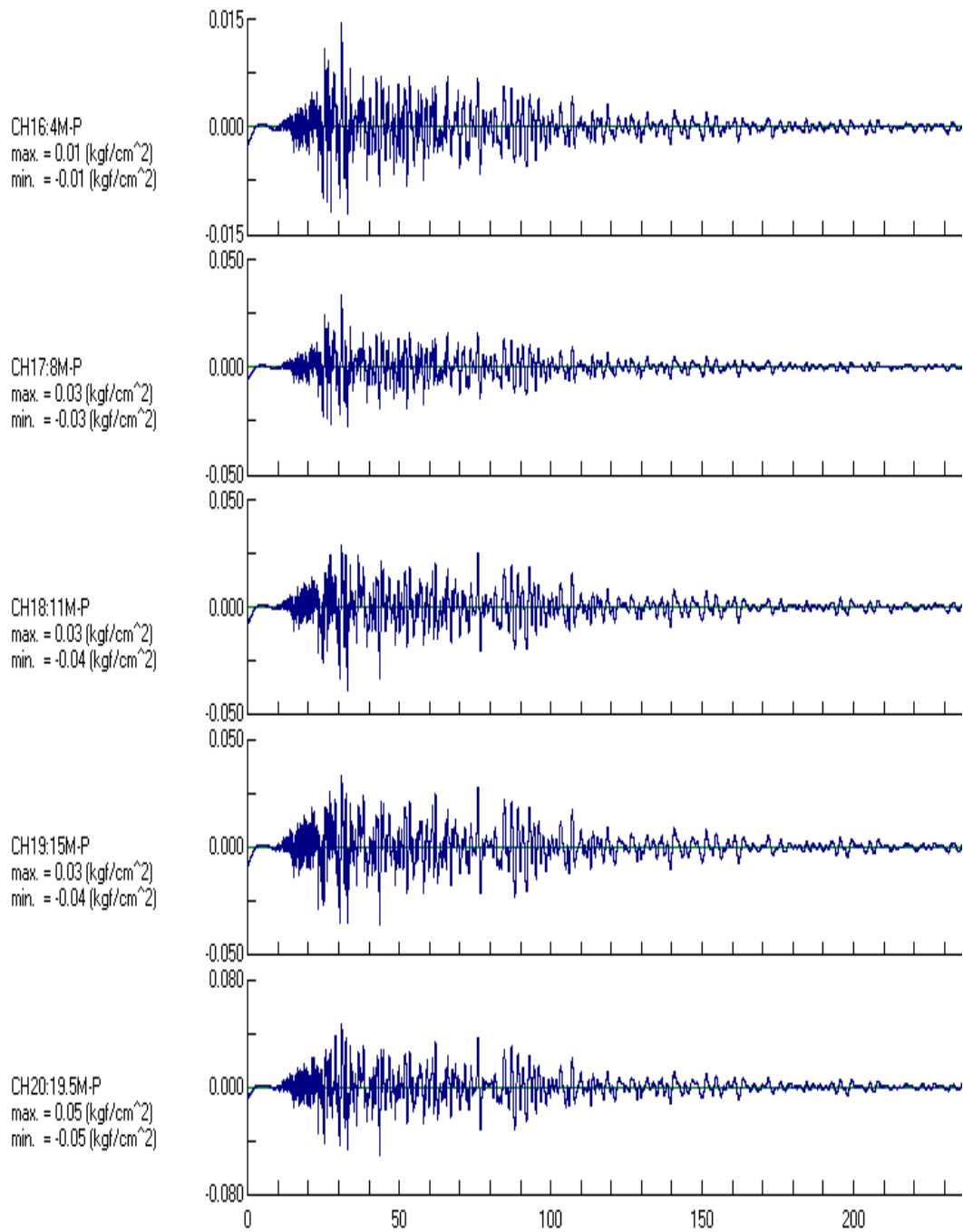


圖 7.12b 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(大於 0.1Hz)

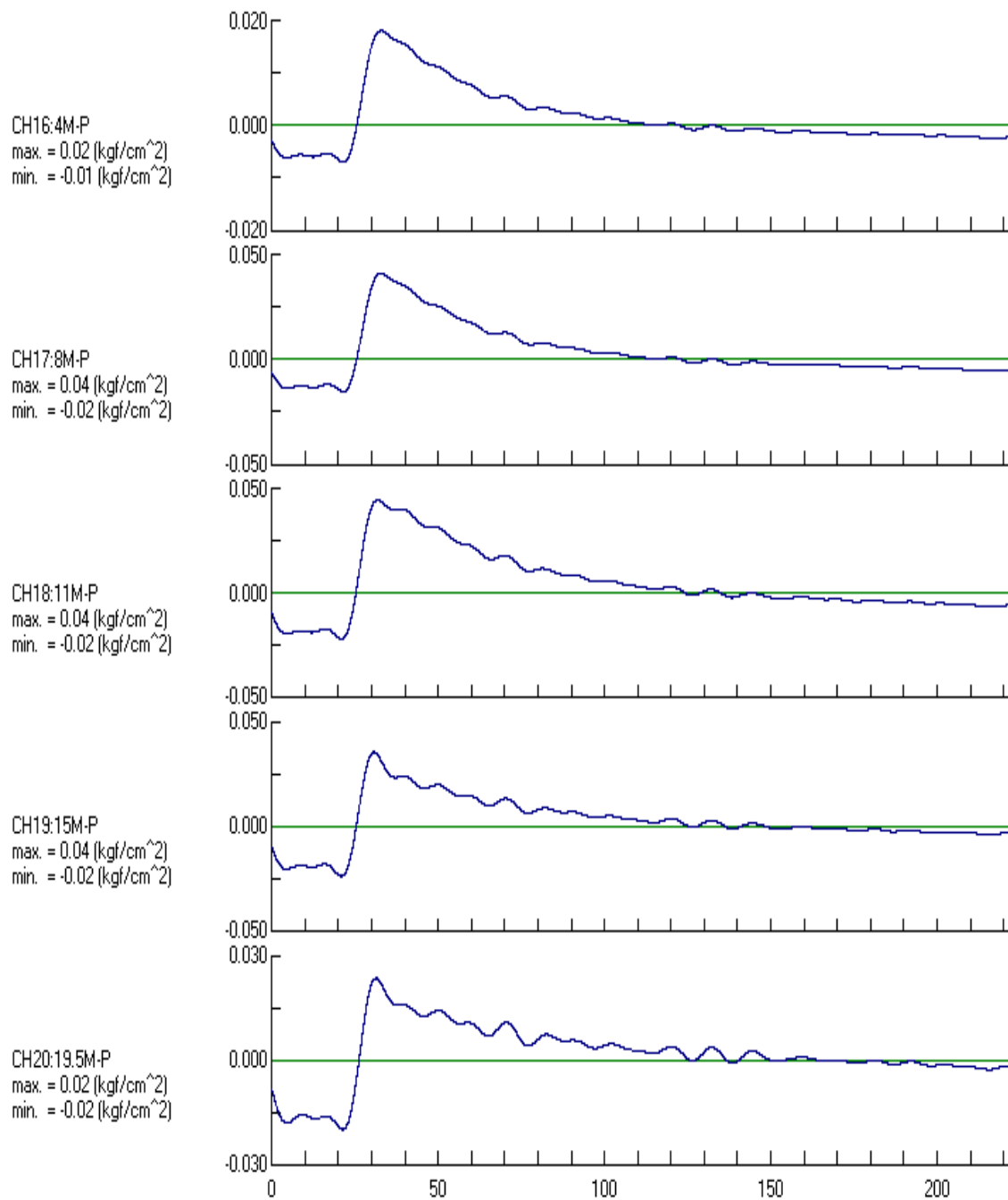


圖 7.12c 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(小於 0.1Hz)

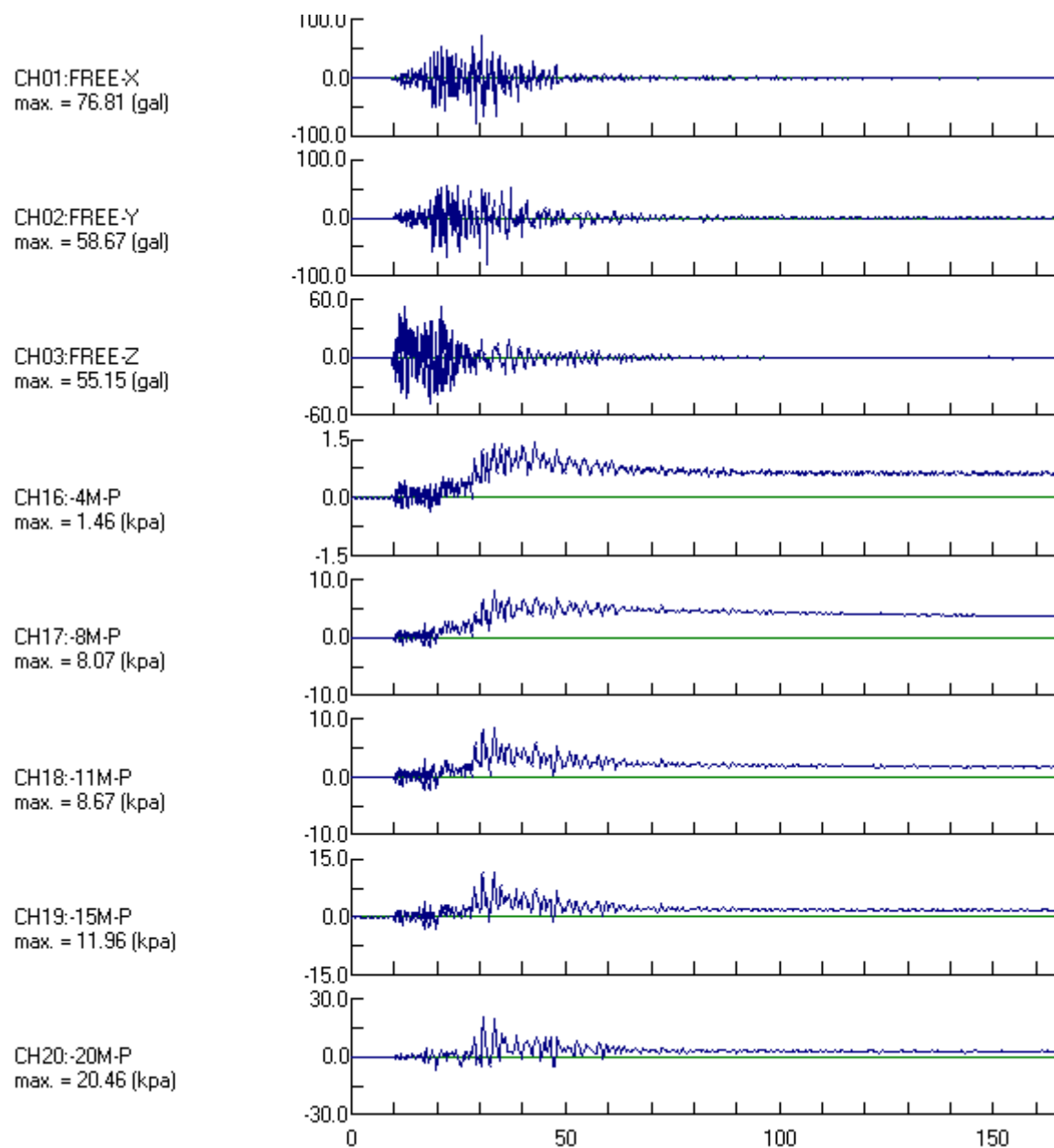


圖 7.13a 安平港 2010 年 3 月 4 日地震之動態孔隙水壓變化

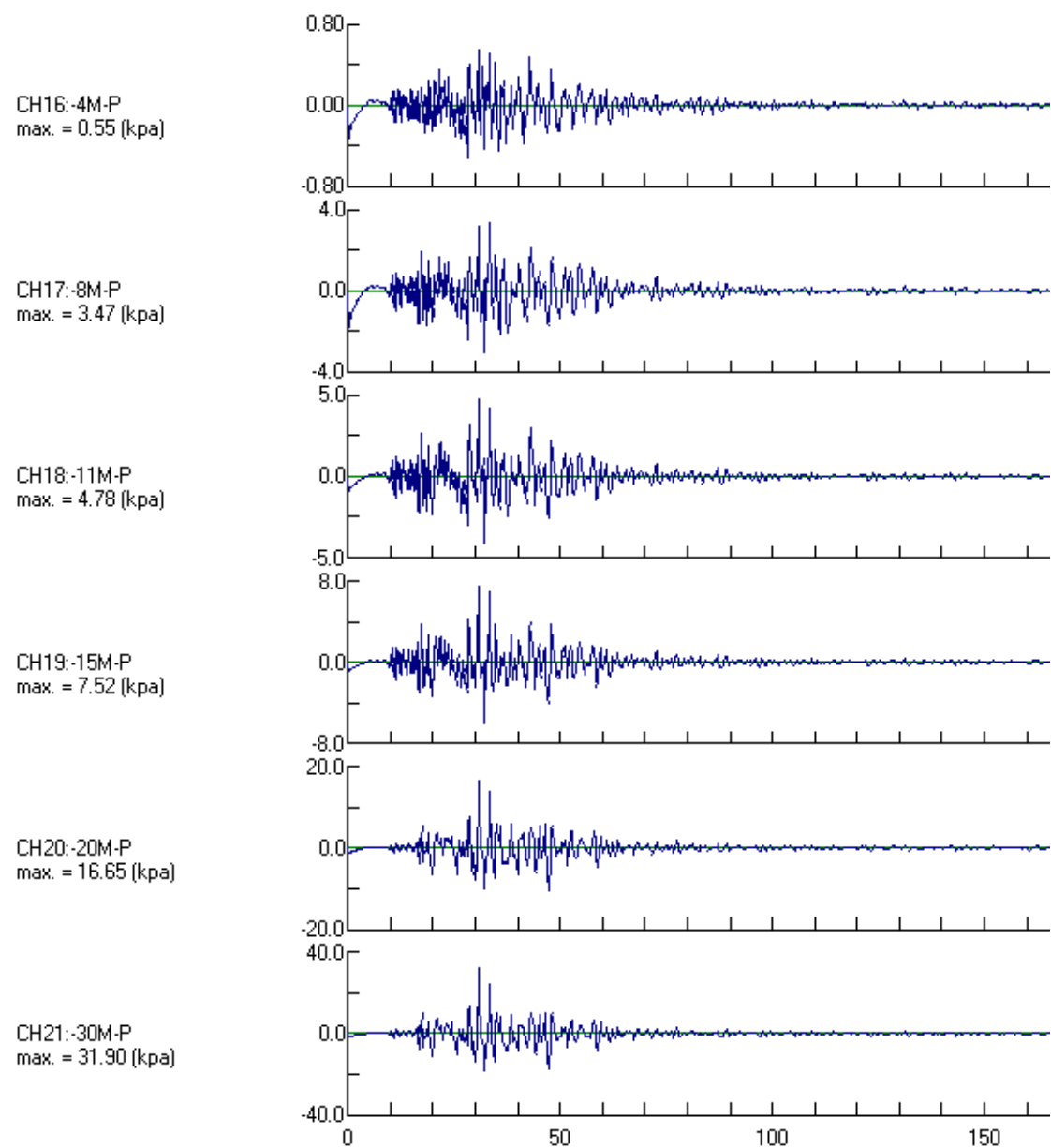


圖 7.13b 安平港 2010 年 3 月 4 日地震之動態孔隙水壓變化
(大於 0.08Hz)

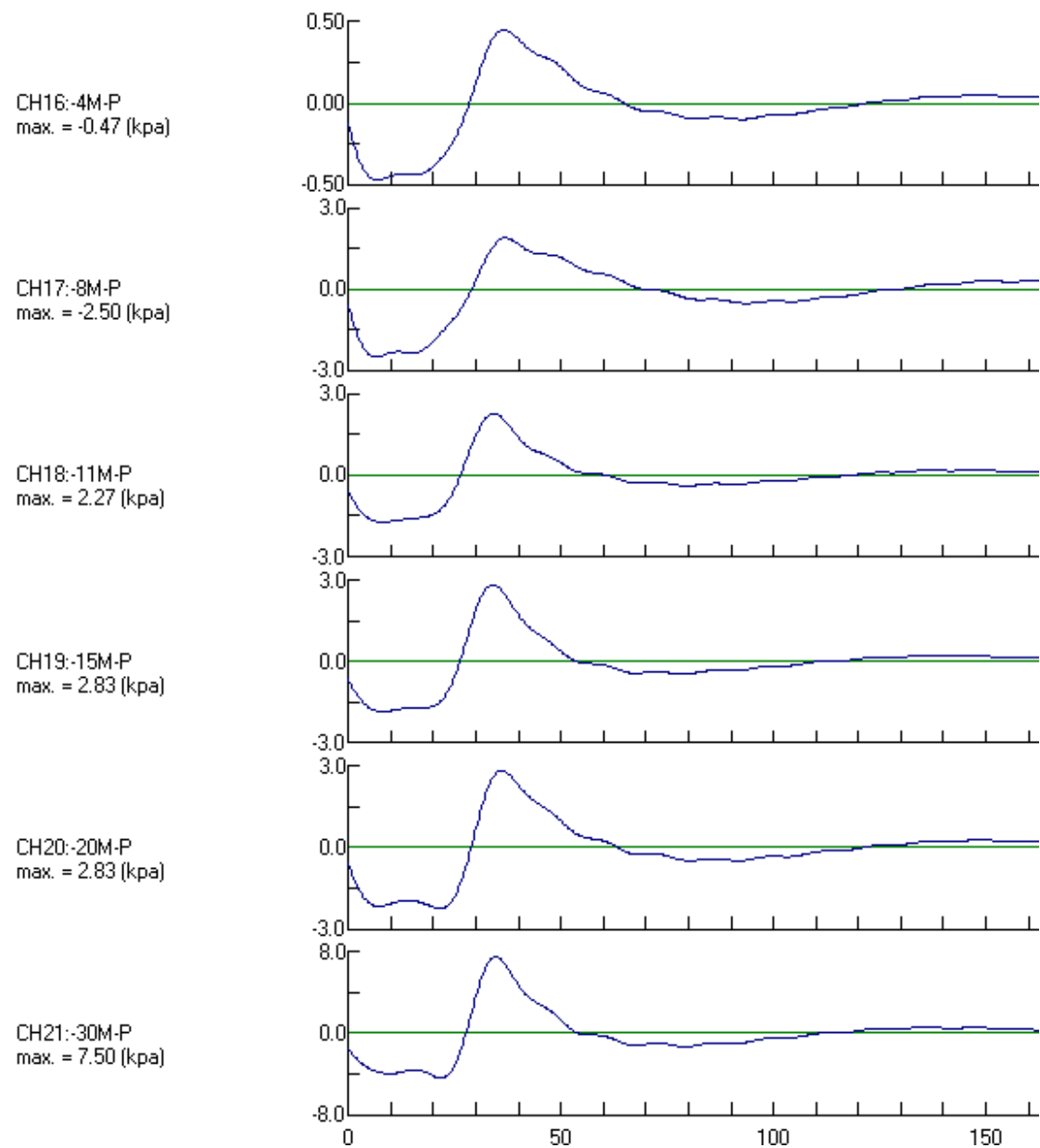


圖 7.13c 安平港 2010 年 3 月 4 日地震之動態孔隙水壓變化
(小於 0.08Hz)

7.4 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)^[54]。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以臺北港與高雄港地震站為例，就地表地震儀監測所得之資料進行彙整分析。

7.4.1 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，再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

$$F(\omega) = \int f(t)e^{i\omega t} dt \dots\dots\dots (7-4)$$

$f(t)$ 之傅氏振幅譜即為 $F(\omega)$ 之絕對值，即

$$|F(\omega)| = \{ \text{Re}[F(\omega)]^2 + \text{Im}[F(\omega)]^2 \}^{1/2} \dots\dots\dots (7-5)$$

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(7.4)式轉換，再以(7.5)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。

7.4.2 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，將水平兩個方向的頻譜值取均方根(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 7.14~圖 7.17 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 7.18 及 7.19 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 7.20~圖 7.23 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)

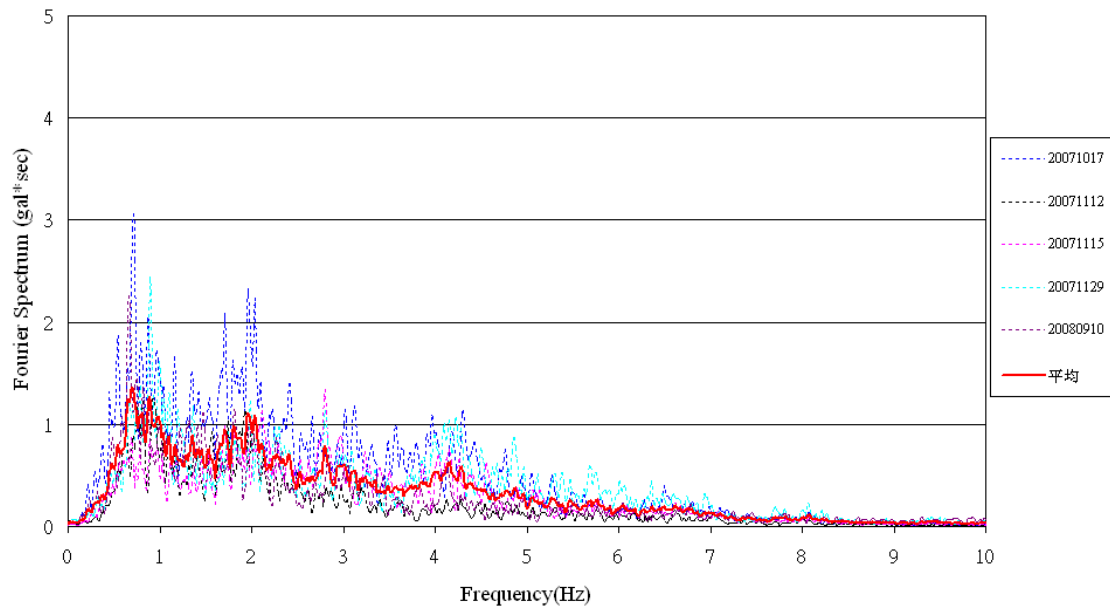


圖 7.14 臺北港地震站 1 級震度傅氏頻譜圖

台北港2007~2008年 弱震傅立葉頻譜圖(測站2級)

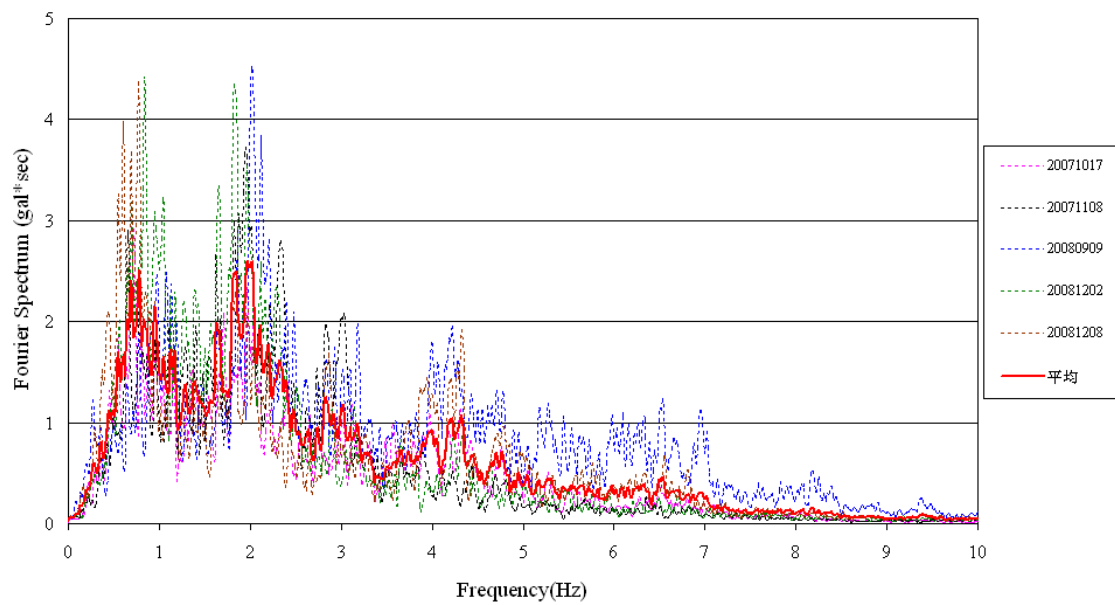


圖 7.15 臺北港地震站 2 級震度傅氏頻譜圖

台北港2008~2009年弱震傅立葉頻譜圖(測站3級)

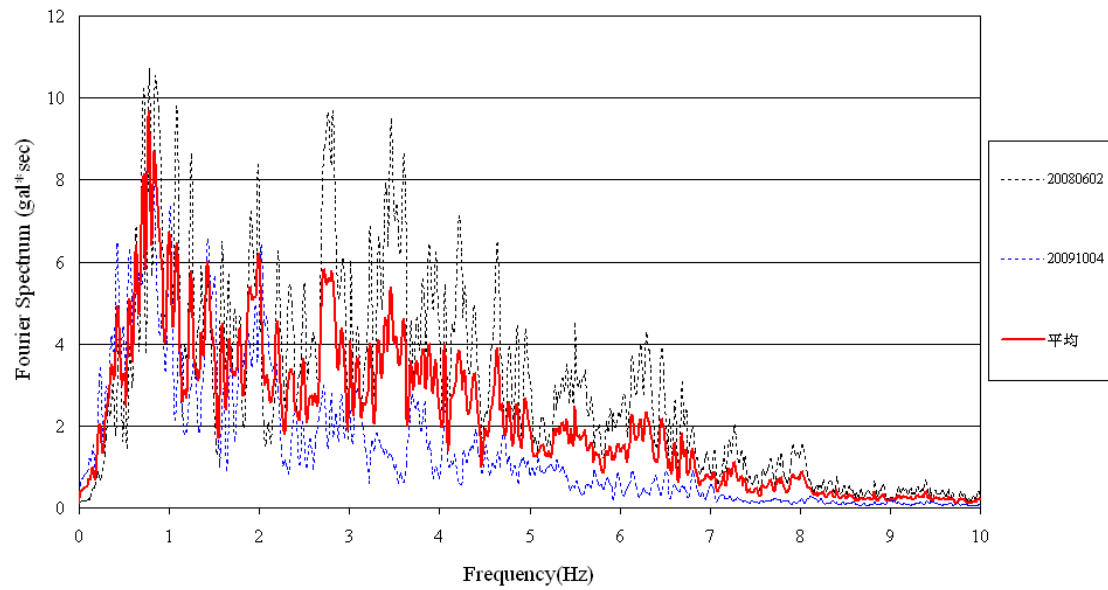


圖 7.16 臺北港地震站 3 級震度傅氏頻譜圖

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)

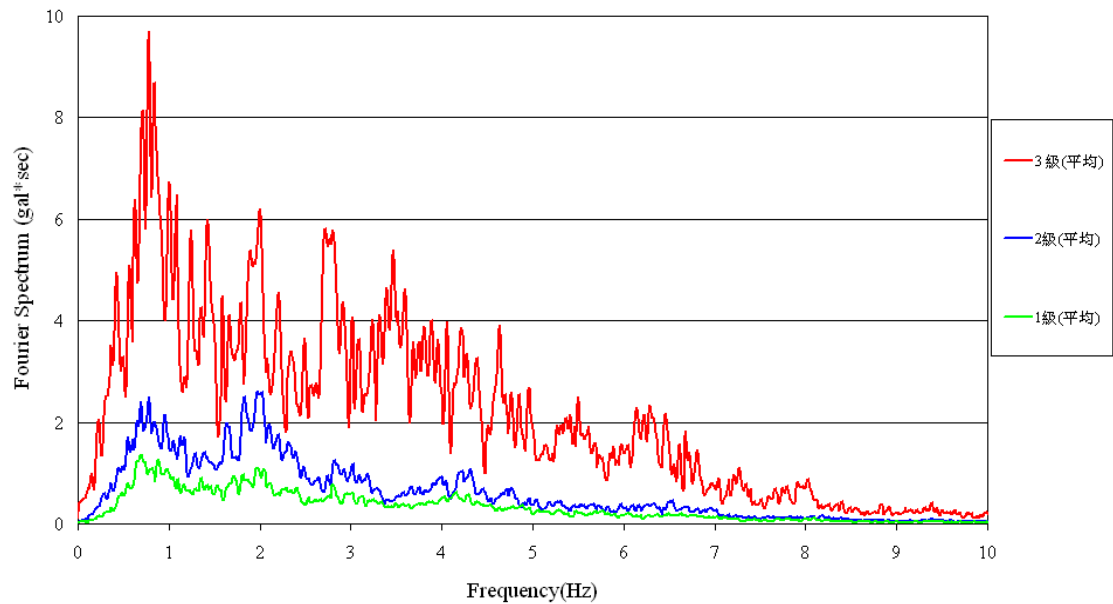


圖 7.17 臺北港地震站各級震度平均傅氏頻譜圖

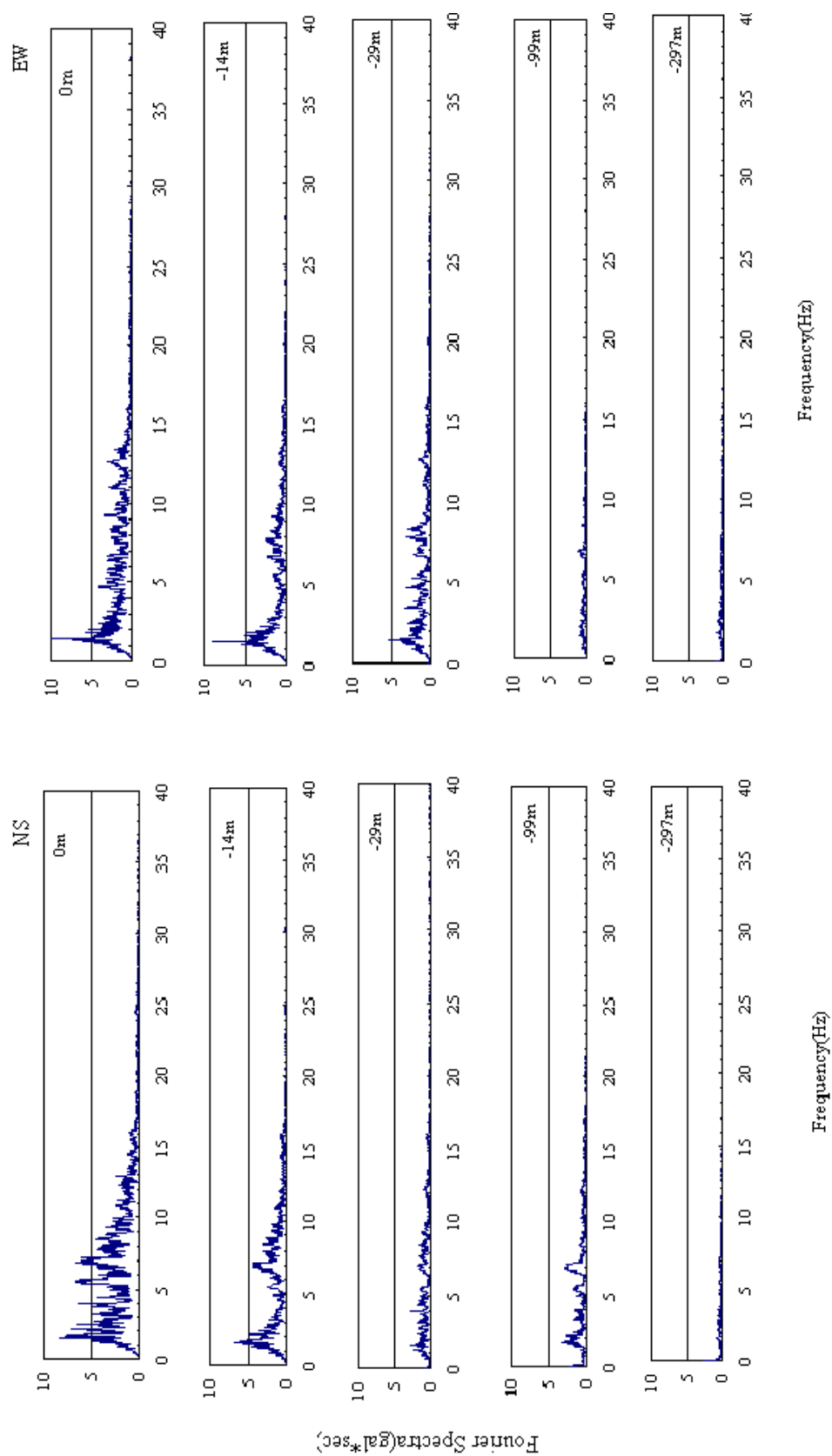


圖 7.18 臺北港地震站 2008 年 6 月 2 日地震不同深度之傅氏頻譜圖

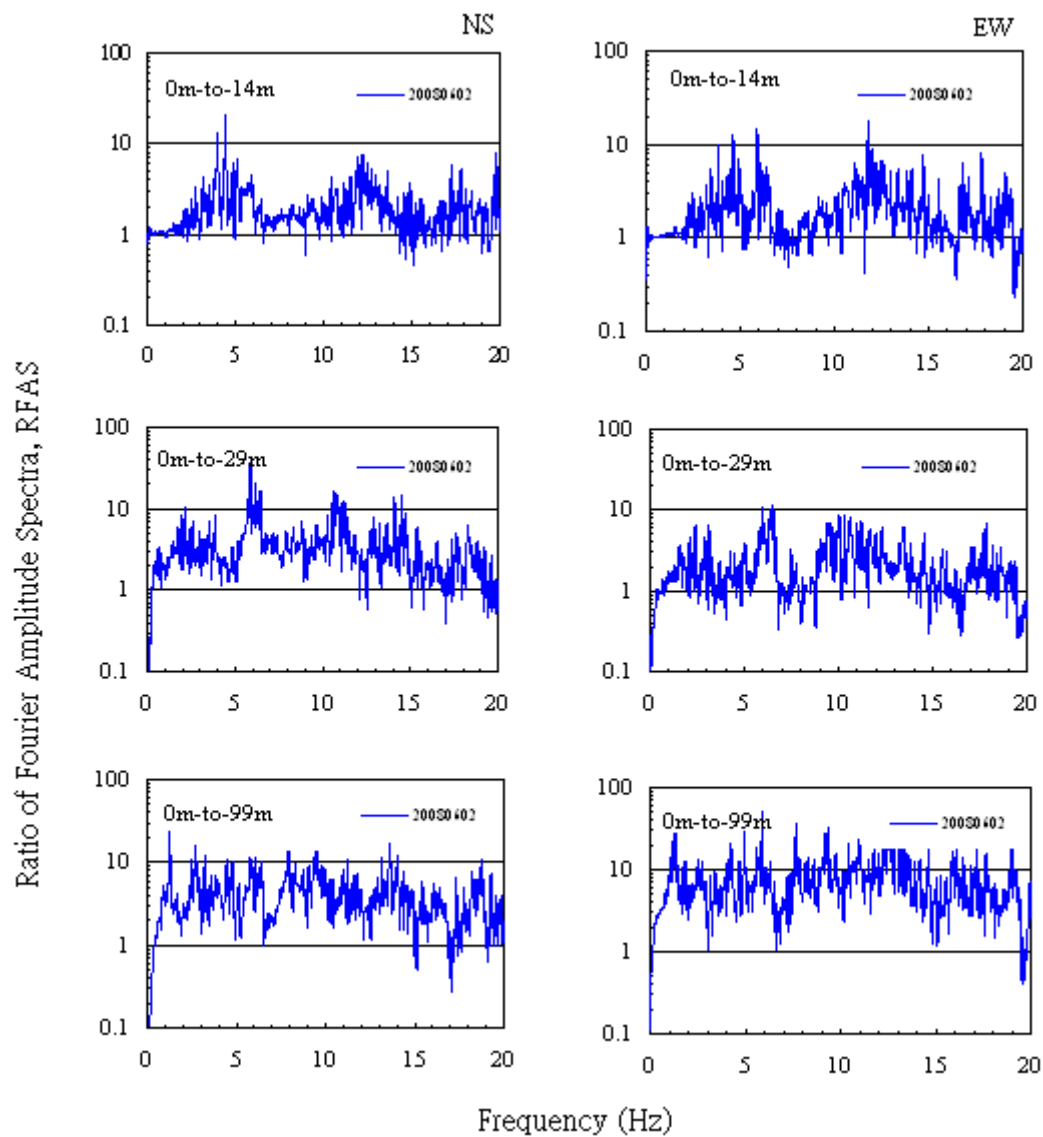


圖 7.19 臺北港地震站 2008 年 6 月 2 日地震地表相對不同深度土層之傅氏頻譜比圖

高雄港2007~2008微震傅立葉頻譜圖(測站1級)

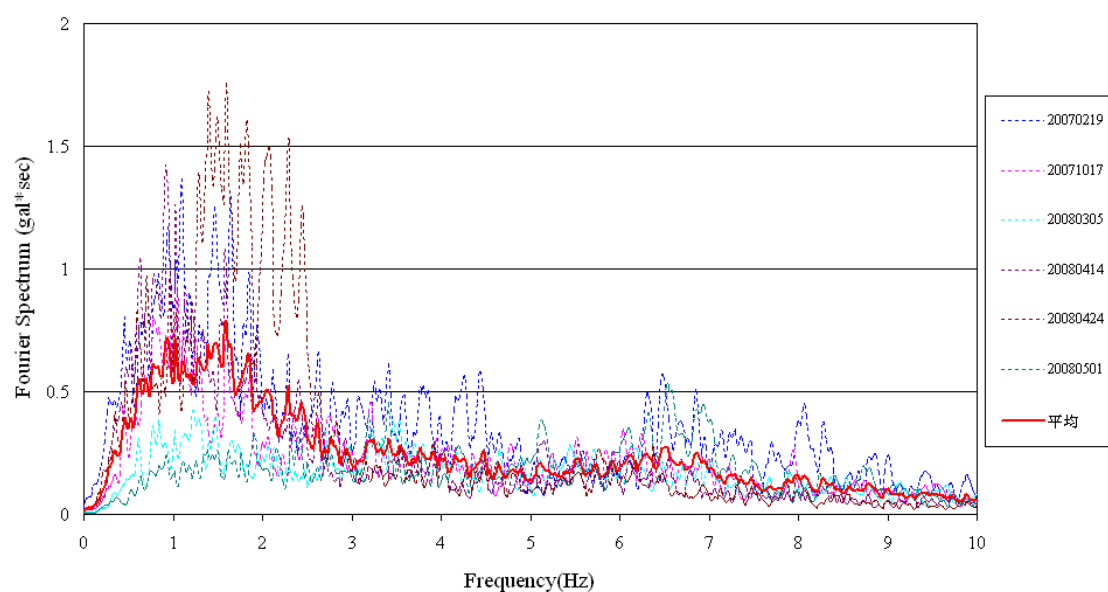


圖 7.20 高雄港地震站 1 級震度傅氏頻譜圖

高雄港2007~2008輕震傅立葉頻譜圖(測站2級)

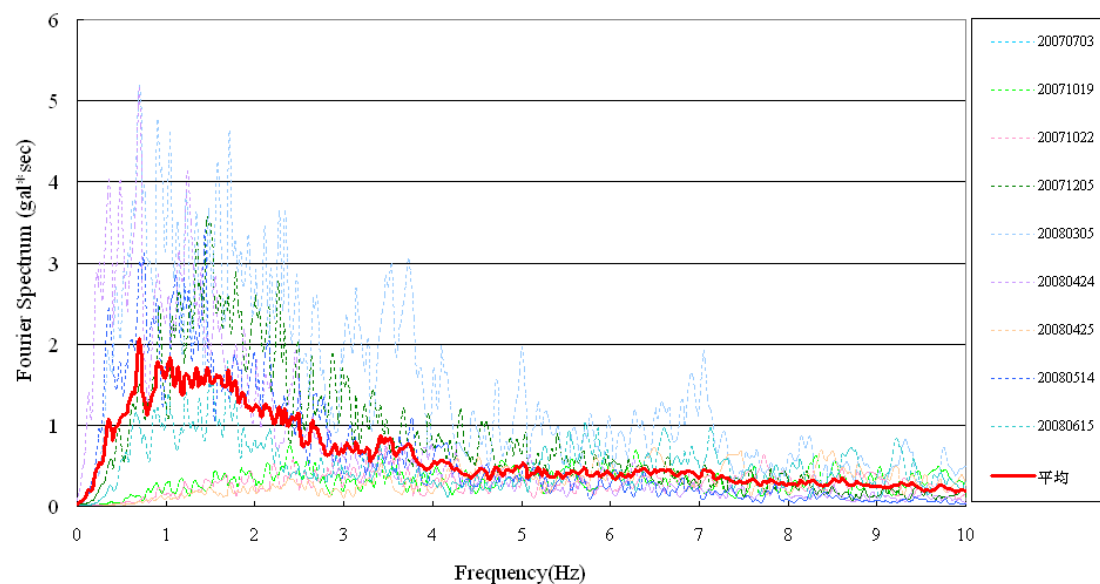


圖 7.21 高雄港地震站 2 級震度傅氏頻譜圖

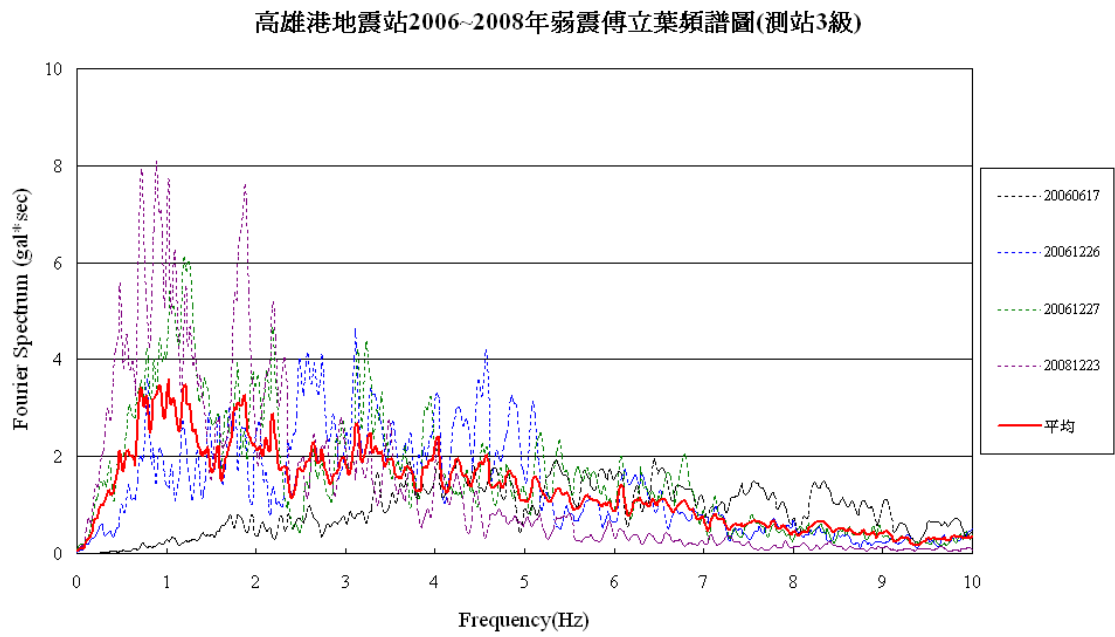


圖 7.22 高雄港地震站 3 級震度傅氏頻譜圖

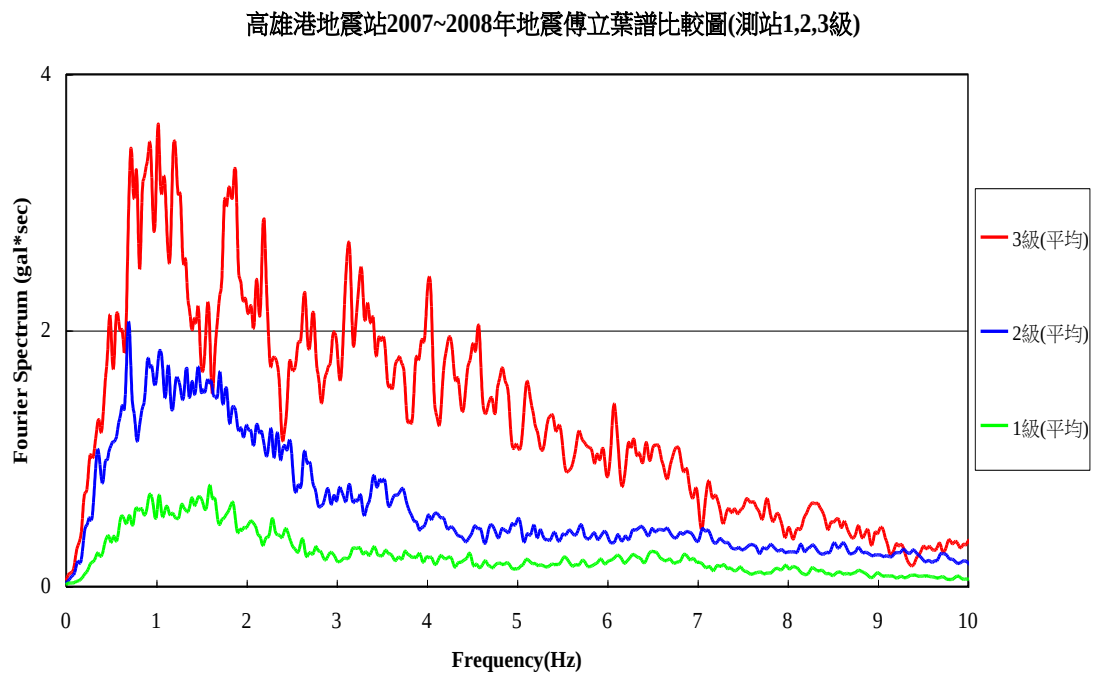


圖 7.23 高雄港地震站各級震度平均傅氏頻譜圖

7.4.3 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^[54]，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 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

$$S_E = \frac{S_H}{B_H} \dots\dots\dots (7-6)$$

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

$$A_S = \frac{S_V}{B_V} \dots\dots\dots (7-7)$$

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

$$S_M = \frac{S_E}{A_S} = \frac{\left[\frac{S_H}{B_H} \right]}{\left[\frac{S_V}{B_V} \right]} = \left[\frac{\frac{S_H}{B_H}}{\frac{S_V}{B_V}} \right] \dots\dots\dots (7-8)$$

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：

$$S_M = \frac{S_H}{S_V} \dots\dots\dots (7-9)$$

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 7.24，由圖中可知，放大主頻大約分佈於 0.6~1.3Hz。

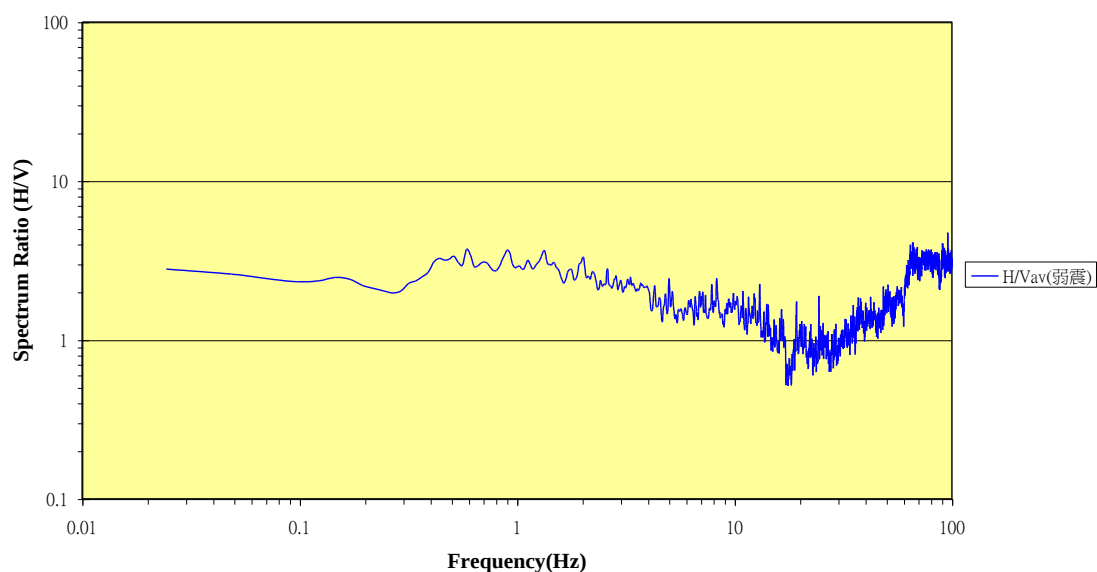


圖 7.24 高雄港地震站弱震單站平均頻譜比

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 7.25，選取水平兩方向頻譜值均方根與垂直向頻譜值比後，如圖 7.26 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 7.27，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。

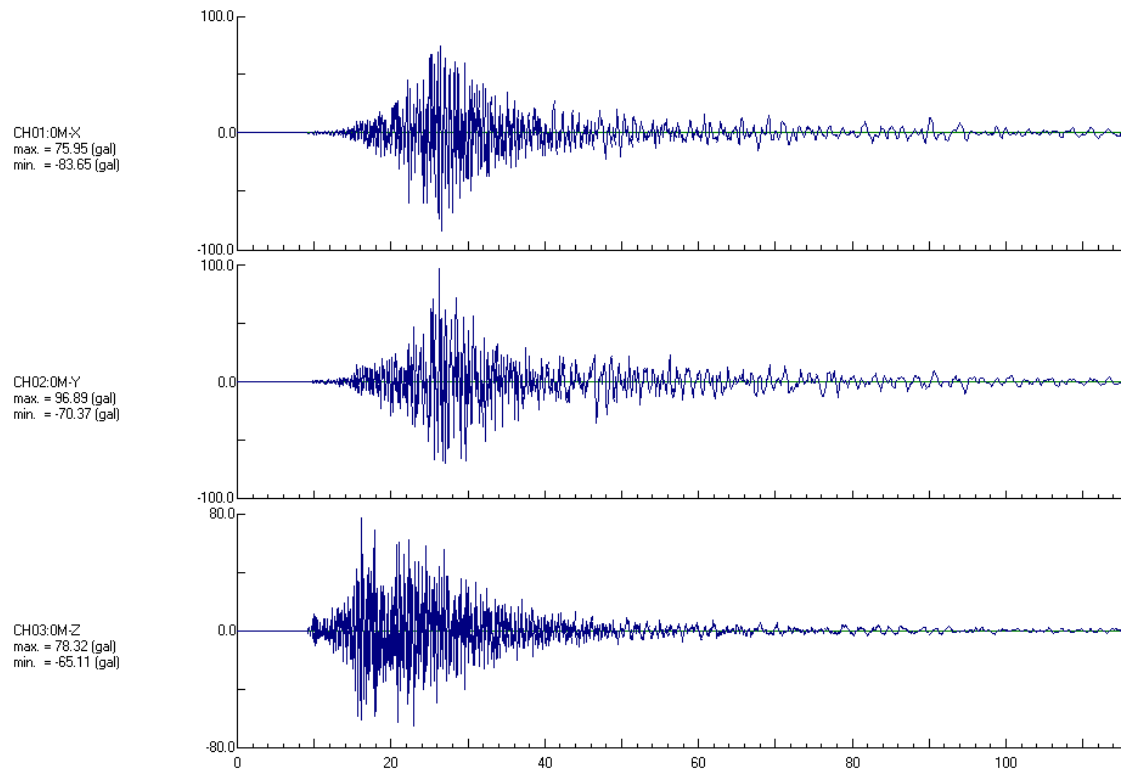


圖 7.25 高雄港測站 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分地震加速度歷時

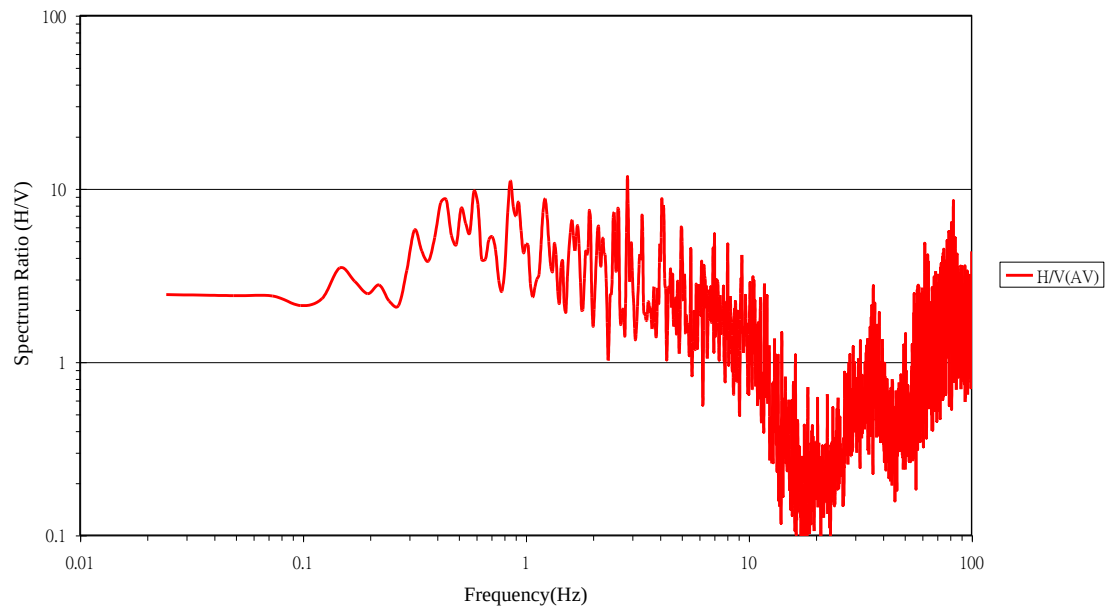


圖 7.26 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分強震頻譜比

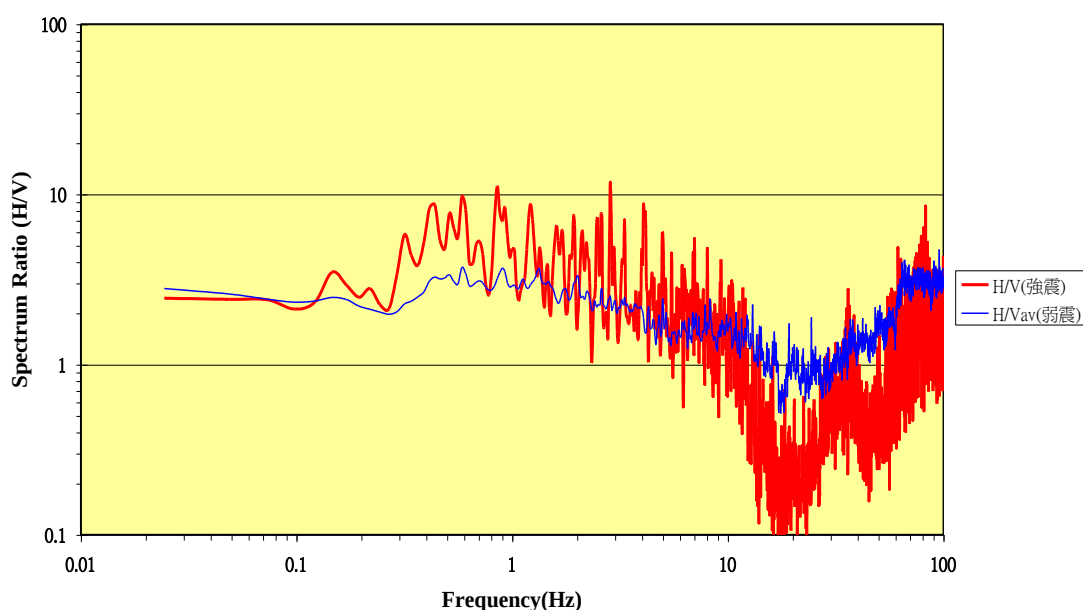


圖 7.27 高雄港地震站強、弱震單站頻譜比

7.4.4 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 7.28 及圖 7.29 所示。高雄港及安平港井下地震站分別監測到兩筆震度 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，震度分布如圖 7.30。測站距離震央約 56.6 公里，地表最大加速度為 75gal。

1. 高雄港地震站反應譜

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 7.31 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 7.32~圖 7.34。阻尼比分別為 0%、2%、5%及 10%，繪製成三相圖後^[2]，如圖 7.35，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 $S_A \cong 96\text{cm}/\text{sec}^2$ 。

2. 安平港地震站反應譜

安平港地震站自 2006 年至 2011 年共監測 59 組經中央氣象局定位之地震紀錄，如表 7-9、7-10 所示，其中以 2006 年恆春地震監測所得資料為最大，如圖 7.36 所示，選擇 12 月 26 日 20 時 34 分地震之南北向最大地表加速度進行反應譜分析後繪製成三相圖，阻尼比分別為 0%、2%、5%及 10%，如圖 7.37。

表 7-9 安平港 2006~2008 年井下地震監測資料表

編號	監測時間(臺北時間)	震央位置		深度 (km)	規模 (M _L)	測站 震度
		北緯(度)	東經(度)			
1	2006-03-09; 12:07:54.00	23.64	120.56	9.9	5.1	3
2	2006-04-01; 18:02:42.00	22.88	121.08	7.2	6.2	3
3	2006-04-16; 06:41:23.00	22.86	121.30	17.9	6.0	2
4	2006-04-18; 09:26:23.00	23.42	120.34	10.6	4.6	2
5	2006-06-17; 10:04:57.00	23.1	120.19	15.9	4.3	4
6	2006-10-09; 18:02:53.00	20.77	119.93	28.0	6.1	2
7	2006-12-26; 20:26:51.00	21.69	120.56	44.1	7.0	4
8	2006-12-26; 20:34:36.00	21.97	120.42	50.2	7.0	5
9	2006-12-26; 23:42:14.00	22.07	120.30	41.23	5.5	3
10	2006-12-27; 10:30:58.00	22.05	120.39	49.5	5.8	3
11	2007-01-25; 18:59:48.00	22.63	122.03	25.8	6.2	2
12	2007-07-23; 21:40:52.00	23.69	121.70	31	5.9	1
13	2007-08-09; 08:56:20.00	22.65	121.08	5.5	5.7	2
14	2007-09-07; 01:52:13.00	24.28	122.25	54	6.6	2
15	2007-10-17; 22:40:50.00	23.50	121.61	42.1	5.4	1
16	2007-12-05; 09:42:19.00	23.07	121.19	11.3	5.1	2
17	2007-12-23; 19:50:50.00	23.10	120.67	7.6	4.2	1
18	2008-02-18; 04:33:33.00	23.31	121.46	28.3	5.4	2
19	2008-03-05; 01:32:04.00	23.21	120.70	11.3	5.2	3
20	2008-04-24; 02:29:20.00	22.87	121.68	11.1	5.6	2
21	2008-06-15; 07:29:39.00	22.90	120.59	16.9	4.8	2
22	2008-09-24; 02:57:27.70	23.06	120.22	15.4	3.6	3
23	2008-09-25; 15:25:38.00	23.06	120.21	16.0	3.5	2
24	2008-09-25; 23:48:18.00	23.06	120.22	15.8	3.6	3
25	2008-10-31; 06:25:30.00	23.07	120.23	16.0	4.0	4
26	2008-10-31; 07:36:30.00	23.05	120.22	14.7	3.5	2
27	2008-10-31; 16:38:20.00	23.07	120.22	15.4	4.6	4
28	2008-12-02; 11:16:53.30	23.34	121.49	31.7	5.7	1
29	2008-12-08; 05:19:39.00	23.85	122.2	35.1	5.9	1

表 7-10 安平港 2009~2011 年井下地震監測資料表

編號	監測時間(臺北時間)	震央位置		深度 (km)	規模 (ML)	測站 震度
		北緯(度)	東經(度)			
1	2009-05-12; 02:07:38.00	23.01	120.19	14.7	2.8	3
2	2009-06-18; 01:18:12.00	23.44	120.65	12.7	4.4	2
3	2009-07-14; 02:06:10.00	24.02	122.22	18.1	6.0	1
4	2009-07-17; 19:01:23.00	23.04	120.29	16.3	3.7	2
5	2009-07-30; 00:53:36.00	22.05	120.48	41.3	5.8	2
6	2009-08-17; 08:06:42.00	23.37	123.88	43.3	6.8	2
7	2009-08-22; 04:58:09.00	22.27	120.34	50.5	5.6	3
8	2009-10-22; 11:37:11.00	23.36	120.38	10.9	4.6	2
9	2009-11-05; 17:33:17.00	23.79	120.72	24.1	6.2	3
10	2009-11-05; 17:38:42.00	23.79	120.71	24.5	4.6	2
11	2009-12-19; 21:02:45.00	23.79	121.66	43.8	6.9	4
12	2010-01-09; 07:40:24.60	22.61	120.58	34.2	4.4	2
13	2010-02-07; 14:10:00.30	23.33	123.77	88	6.6	2
14	2010-02-12; 10:42:38.00	23.89	121.09	14	5.3	1
15	2010-03-04; 08:18:52.10	22.97	120.71	22.6	6.4	4
16	2010-03-04; 16:16:16.30	22.96	120.63	19	5.7	3
17	2010-03-08; 17:26:22.90	23.4	120.55	15.3	4.9	2
18	2010-07-03; 03:11:32.40	22.86	120.68	17.8	5.1	2
19	2010-07-25; 11:52:10.20	22.84	120.69	19.6	5.7	3
20	2010-09-12; 22:02:51.90	23.00	120.21	14.3	3.2	3
21	2010-09-12; 22:03:12.2	22.99	120.19	12.7	3.1	3
22	2010-11-08; 21:01:21.00	23.22	120.41	19.9	5.2	2
23	2010-11-12; 23:39:00.60	22.19	120.61	38	5.3	2
24	2010-11-21; 20:31:45.60	23.85	121.69	46.9	6.1	2
25	2011-03-16; 21:12:16.60	22.56	120.68	34.9	4.7	2
26	2011-03-20; 16:00:51.20	22.44	121.38	27.5	5.8	2
27	2011-04-29; 21:12:48.30	21.35	122.07	178.1	5.9	2
28	2011-07-12; 19:17:11.00	23.51	121.52	31.2	5.3	1
29	2011-09-09; 11:26:59.10	22.31	120.99	10.4	5.0	1
30	2011-11-06; 17:36:35.40	23.25	120.33	9.9	4.0	2

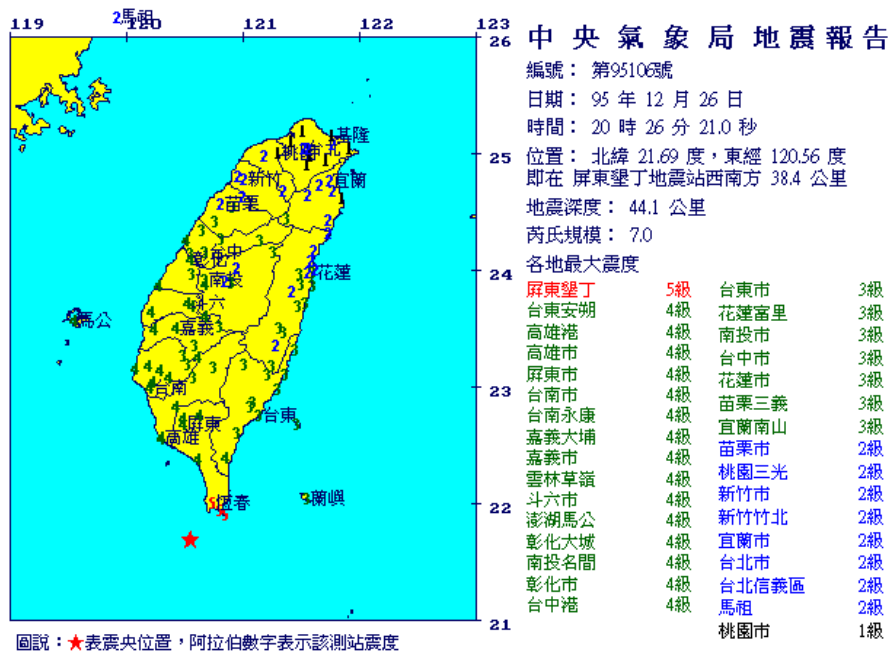


圖 7.28 2006 年 12 月 26 日 20 時 26 分恆春地震震度分布(中央氣象局)

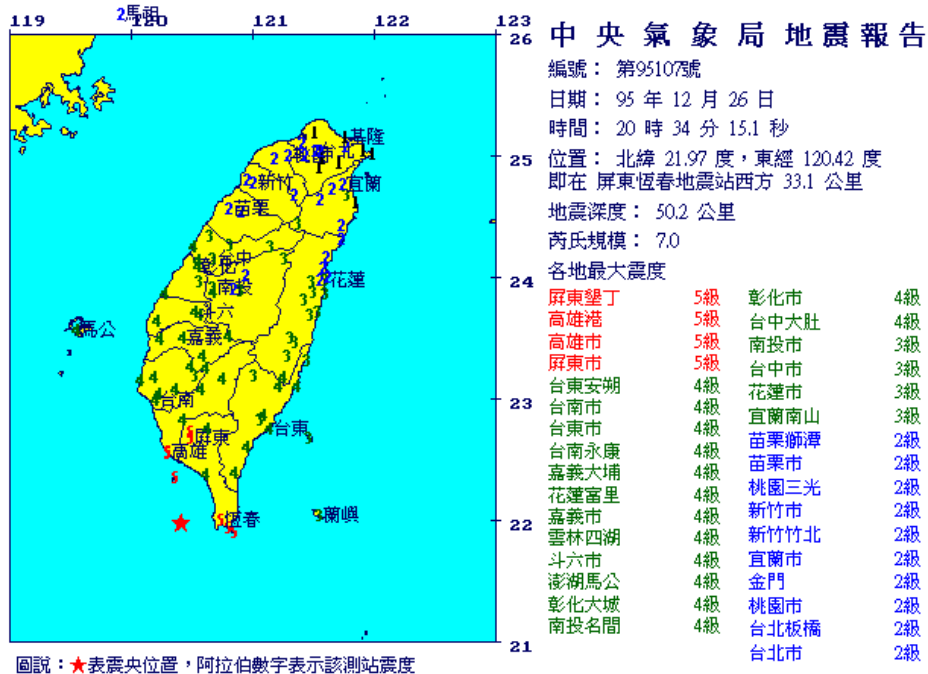


圖 7.29 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分恆春地震震度分布(中央氣象局)

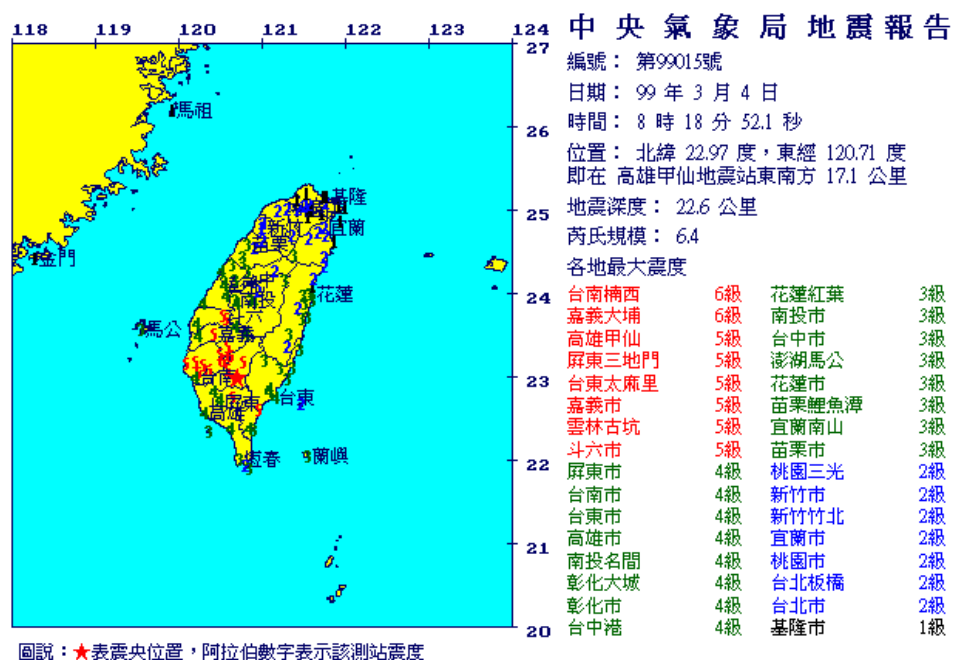


圖 7.30 2010 年 03 月 04 日 08 時 18 分甲仙地震震度分布(中央氣象局)

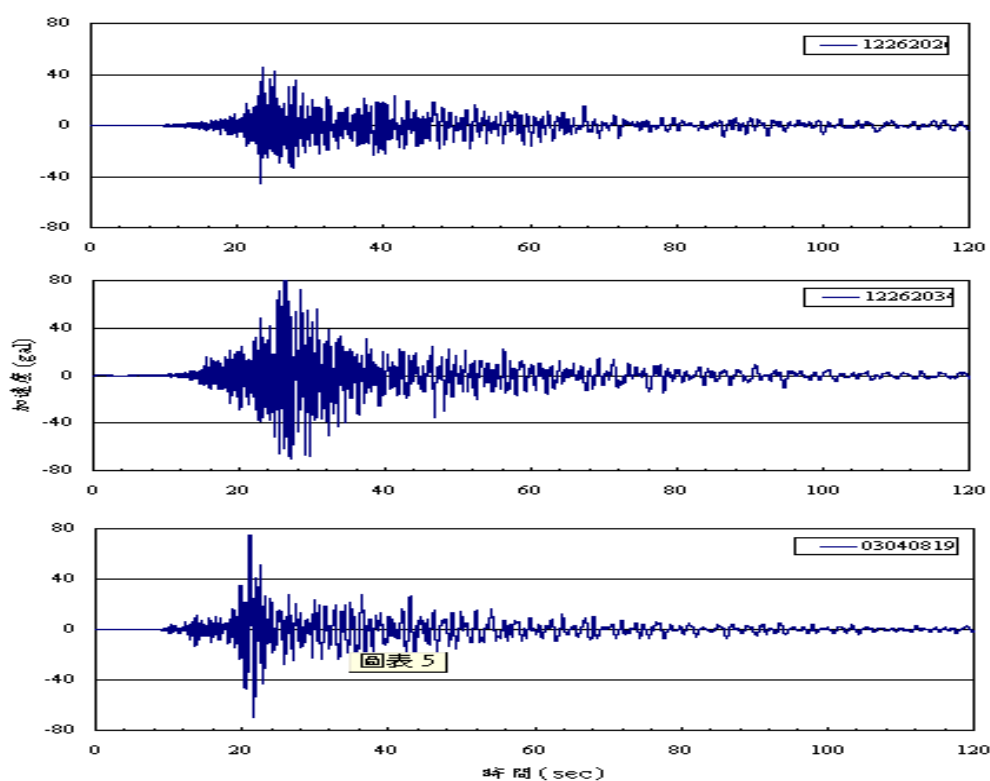


圖 7.31 高雄港 2006 年 12 月 26 日及 2010 年 3 月 4 日地震(東西向)

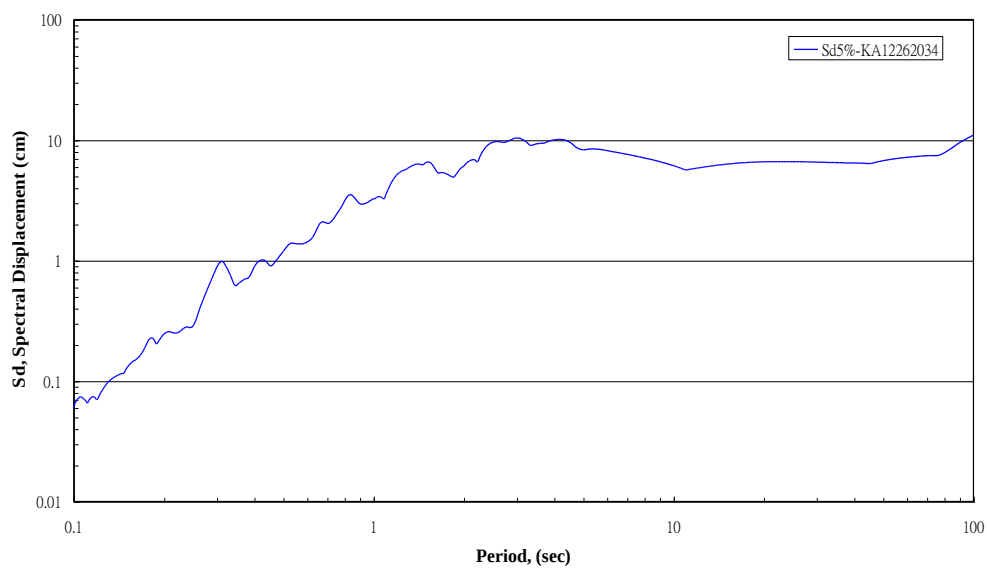


圖 7.32 高雄港監測站 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分地震之位移反應譜($\zeta=5\%$)

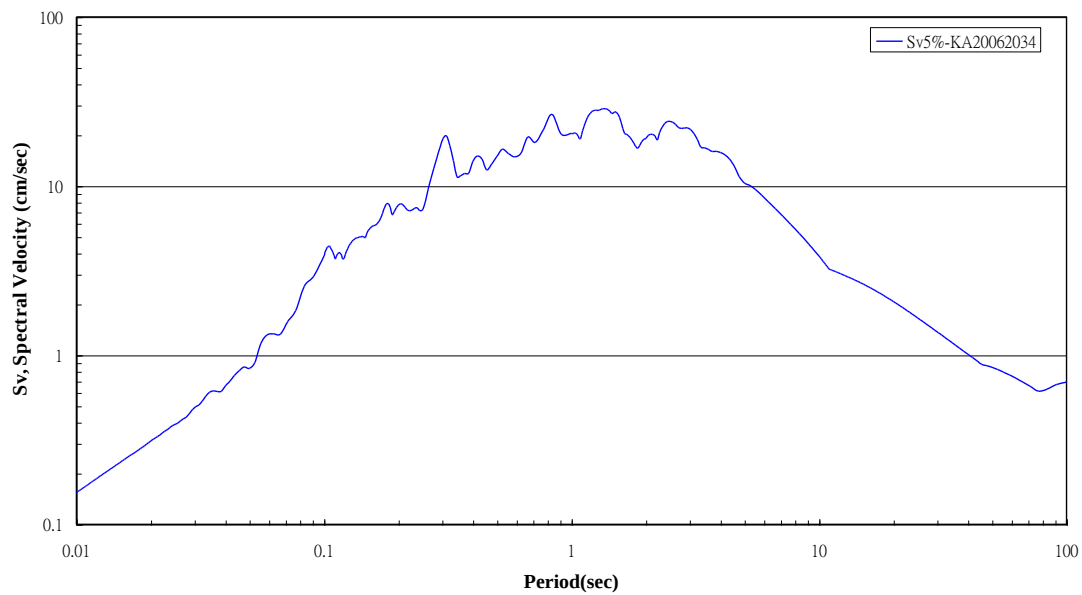


圖 7.33 高雄港監測站 2006 年 12 月 26 日地震之速度反應譜($\zeta=5\%$)

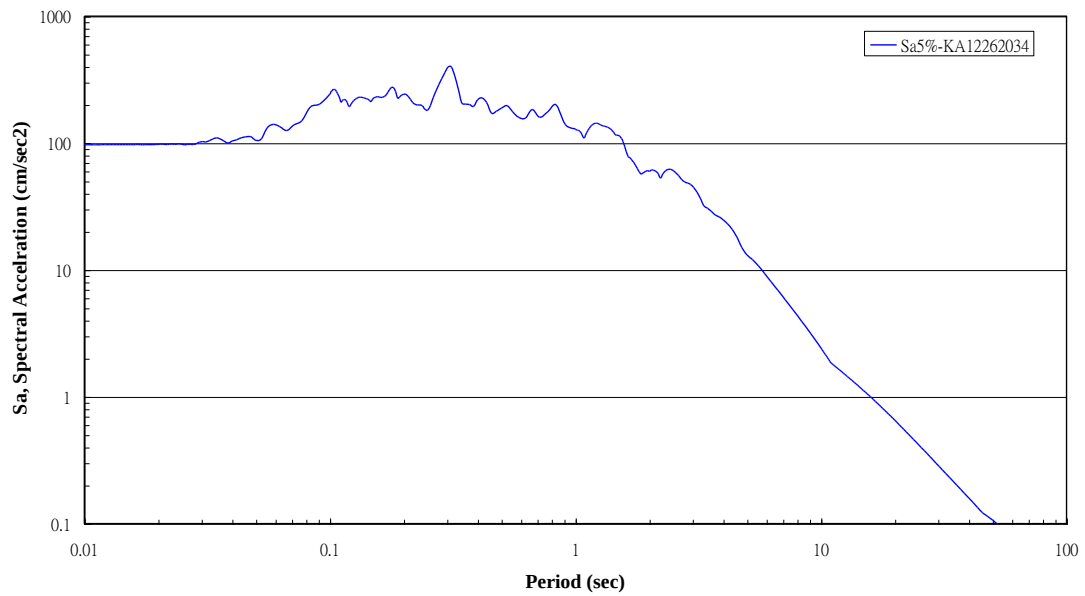


圖 7.34 高雄港監測站 2006 年 12 月 26 日地震之加速度反應譜($\zeta=5\%$)

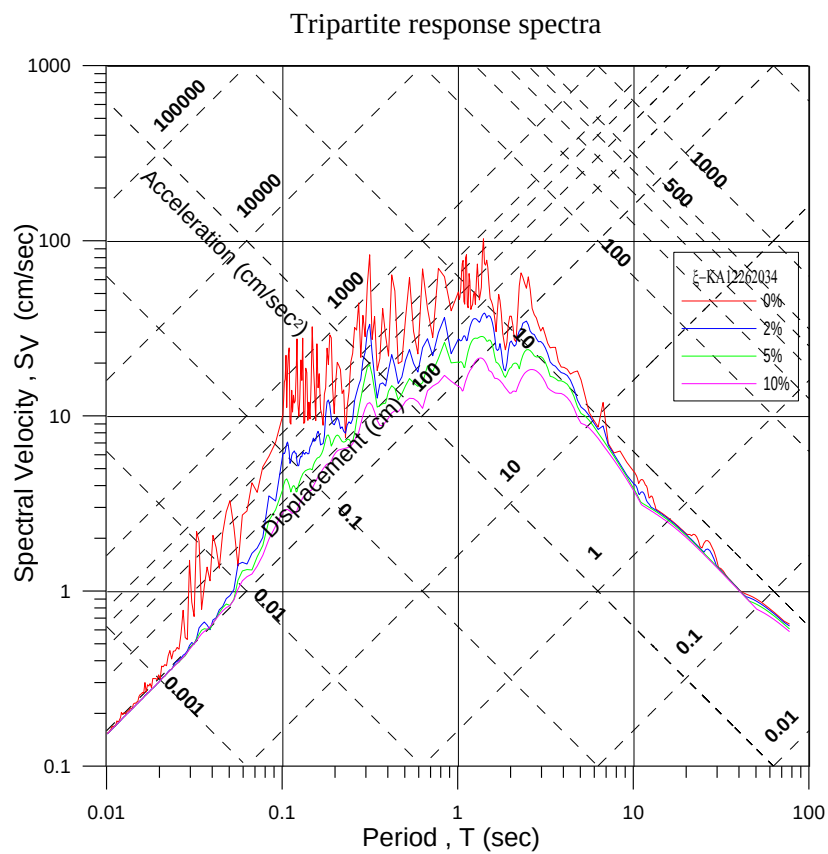


圖 7.35 高雄港地震監測站恆春地震反應譜三相圖(2006/12/26, 20:34)

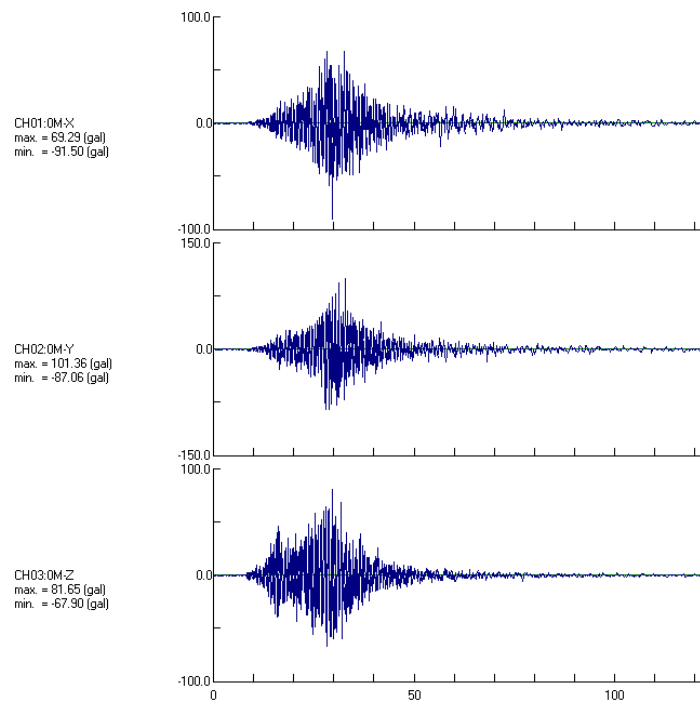


圖 7.36 安平港 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分地震加速度歷時

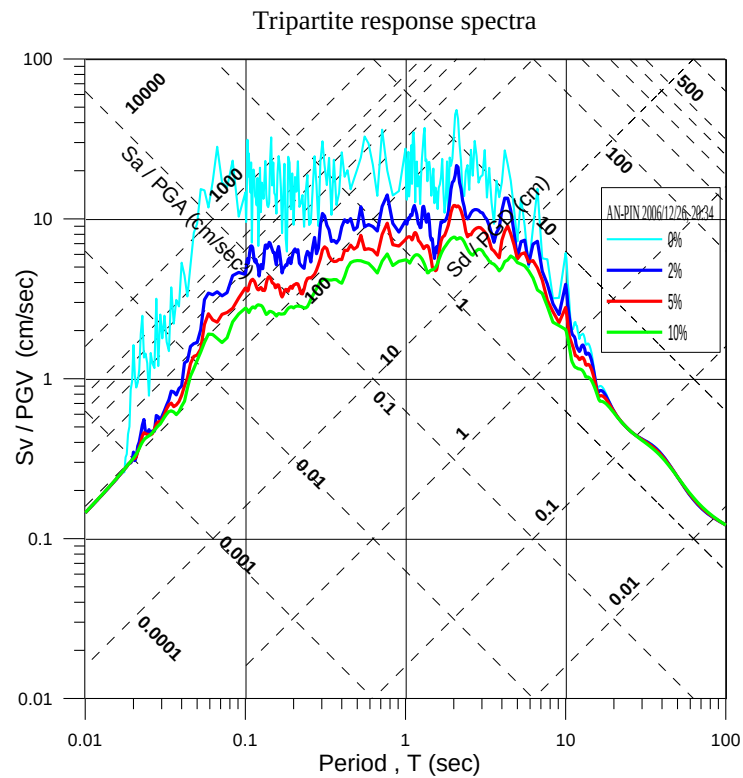


圖 7.37 安平港地震監測站恆春地震反應譜三相圖(2006/12/26, 20:34)

3. 實測地震反應譜分析

本章依內政部 2005 年修訂建築物耐震設計規範之靜力分析法，進行 2006 年恆春地震對數個震度較大測站之實測地震反應譜分析，藉以評估設計規範對該鄉鎮建築結構物是否在安全範圍內。各圖中紅色虛線代表當地 475 年回歸期之設計地震反應譜，依耐震設計規範之規定繪製，各地鄉鎮之工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數皆不同，各站之 S_s^D 、 S_1^D 值、反應譜等加速度段工址放大係數 F_a 與反應譜等速度段工址放大係數 F_v ，如表 7-11 所示^[38]。因安平港地震站位於臺南市南區，經以懸浮式速度井測探測結果，地表至地下 30 公尺之平均剪力波速約為 166(m/sec)，依耐震設計規範規定屬第三類地盤(軟弱地盤)。

表 7-11 工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數

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

本節以 2006 年因恆春地震引起各測站之實測水平加速度反應譜與耐震設計規範進行比較，經初步比較結果如圖 7.38~圖 7.45 所示，各測站中以滿州國小、墾丁國小及恆春氣象站等地區將會有建築結構物於此次地震中損壞，而高雄港、安平港區、高雄氣象站與七股氣象站等地結構物則在安全範圍內，高雄港地區如將 PGA 放大到 0.15g 時介於設計規範內。

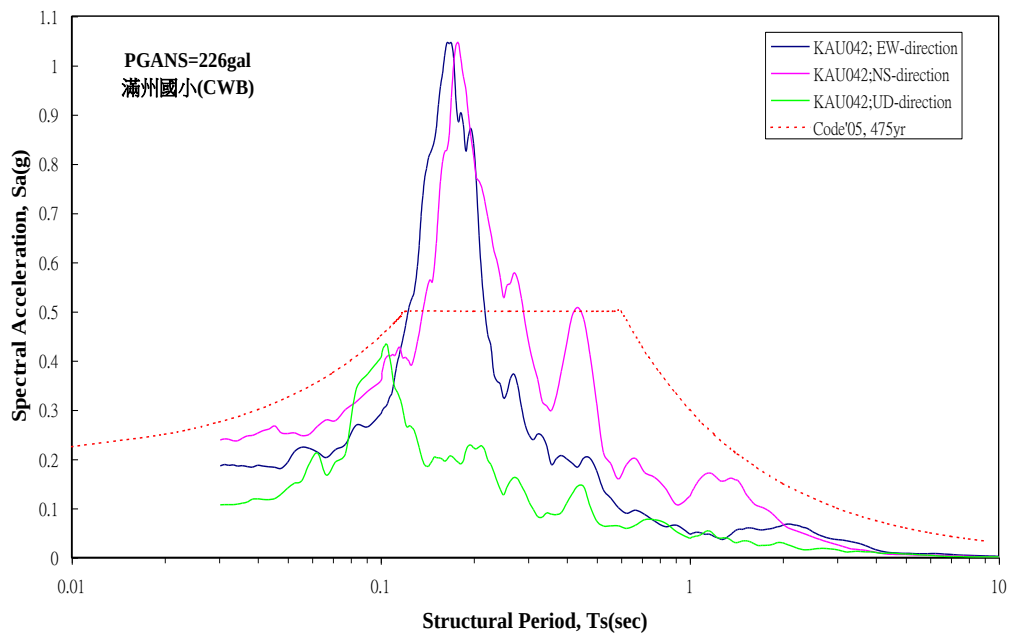


圖 7.38 滿州國小(KAU042)地震站實測反應譜圖(中央氣象局)

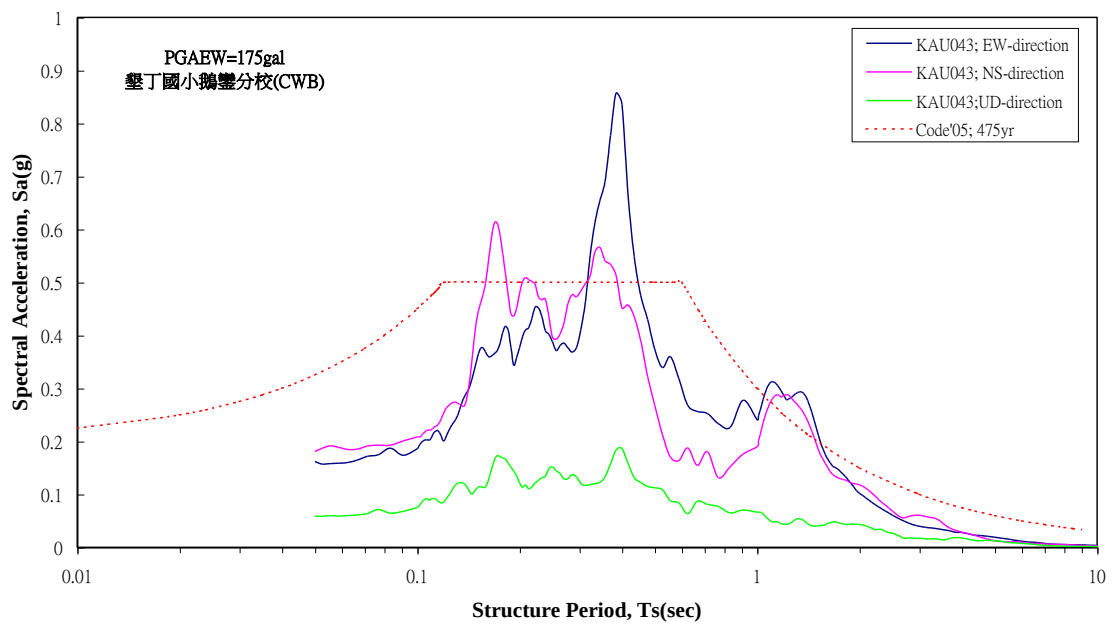


圖 7.39 墾丁國小(KAU043)地震站實測反應譜圖(中央氣象局)

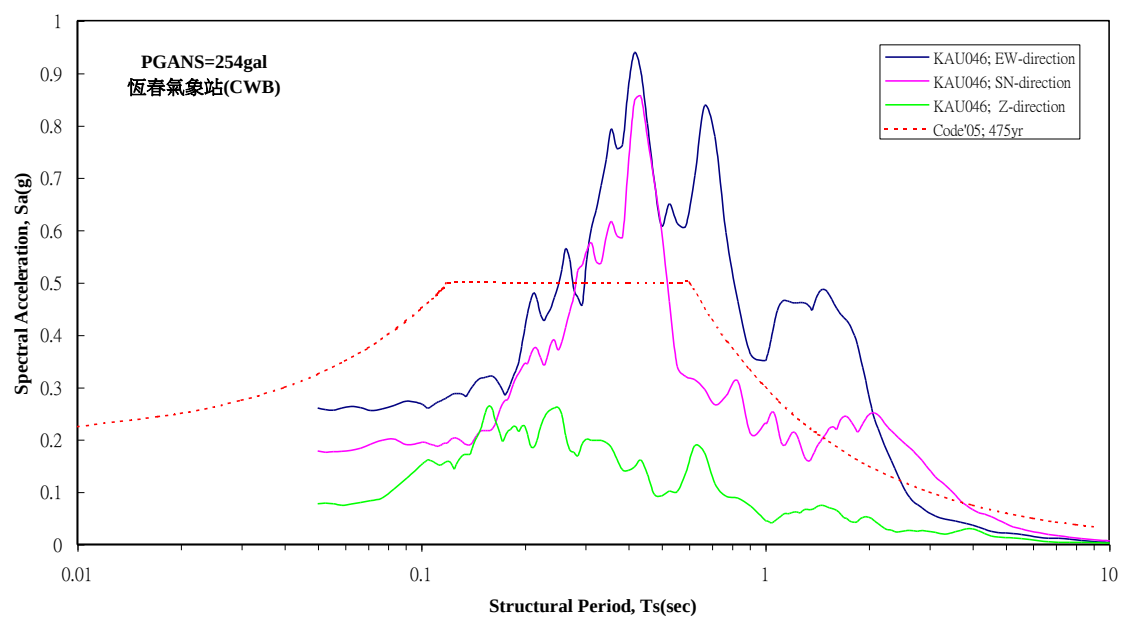


圖 7.40 恆春氣象地震站實測反應譜圖(中央氣象局)

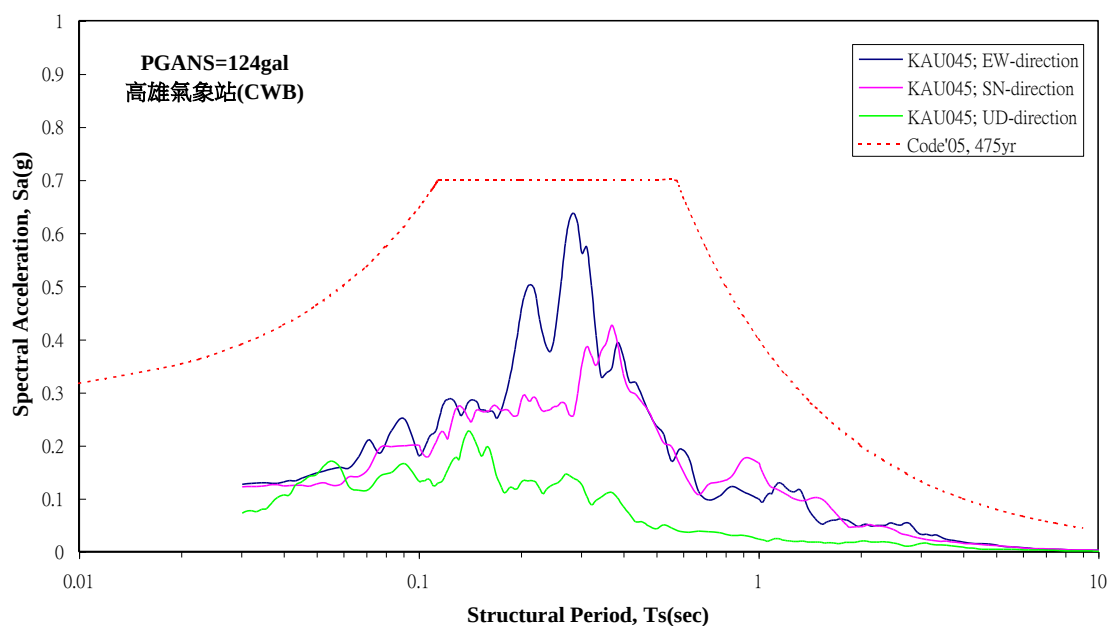


圖 7.41 高雄氣象地震站實測反應譜圖(中央氣象局)

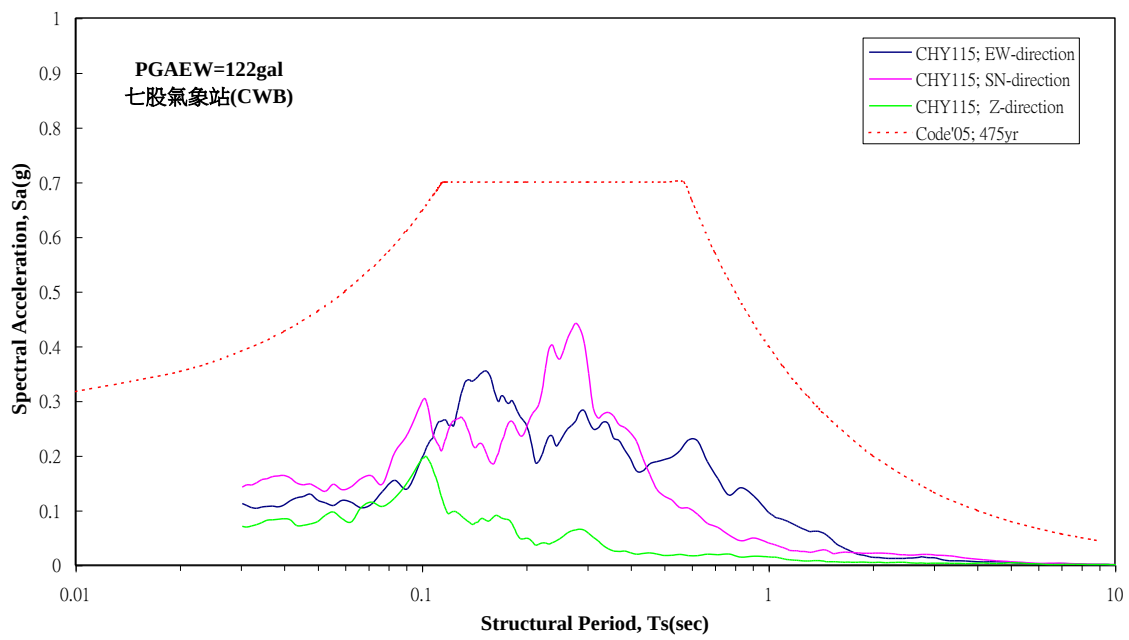


圖 7.42 七股氣象地震站實測反應譜圖(中央氣象局)

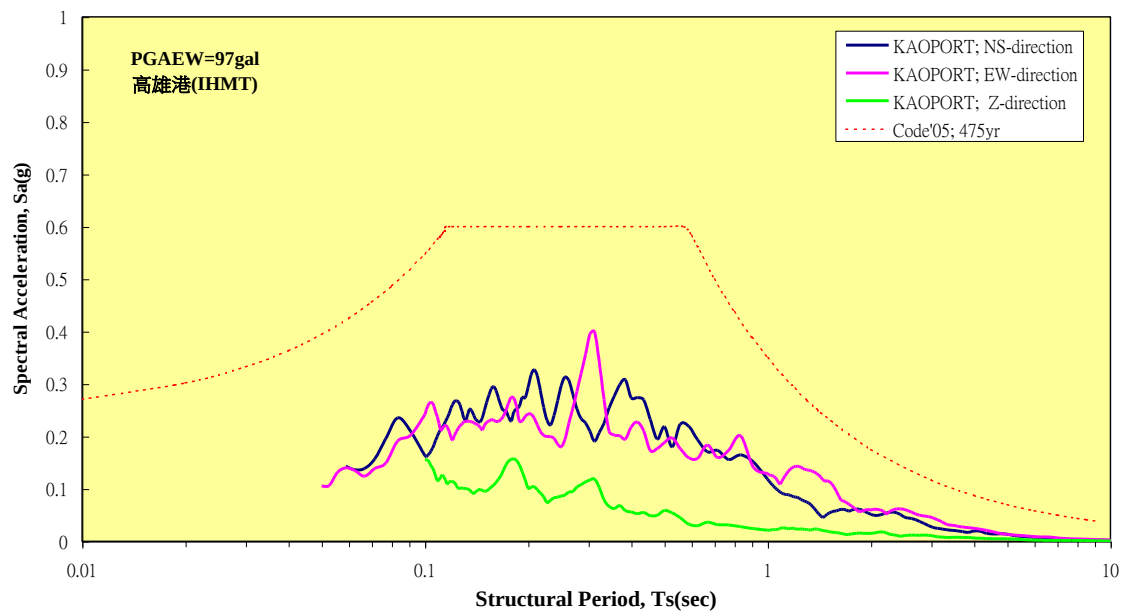


圖 7.43 高雄港地震站實測加速度反應譜圖($\zeta=5\%$)(港研中心)

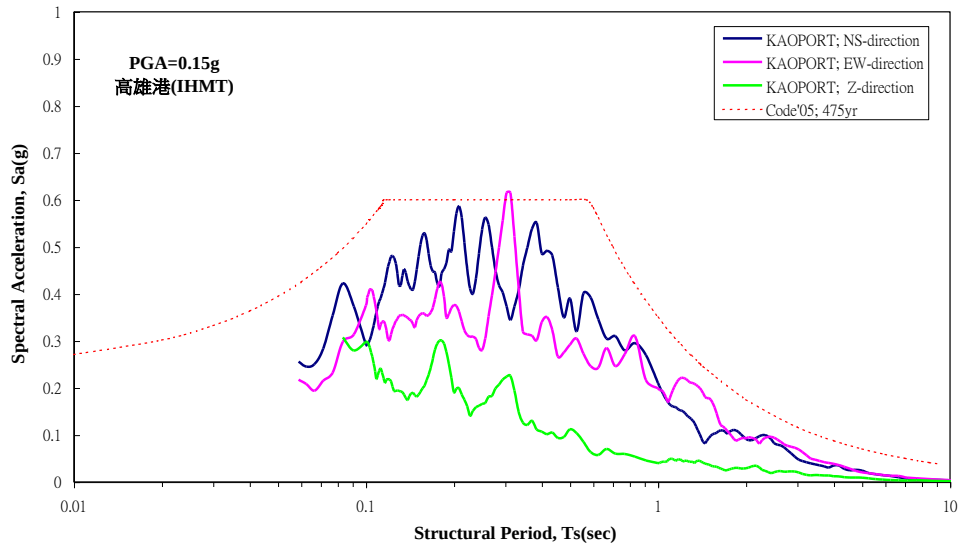


圖 7.44 高雄港地震站加速度反應譜圖(0.15g)

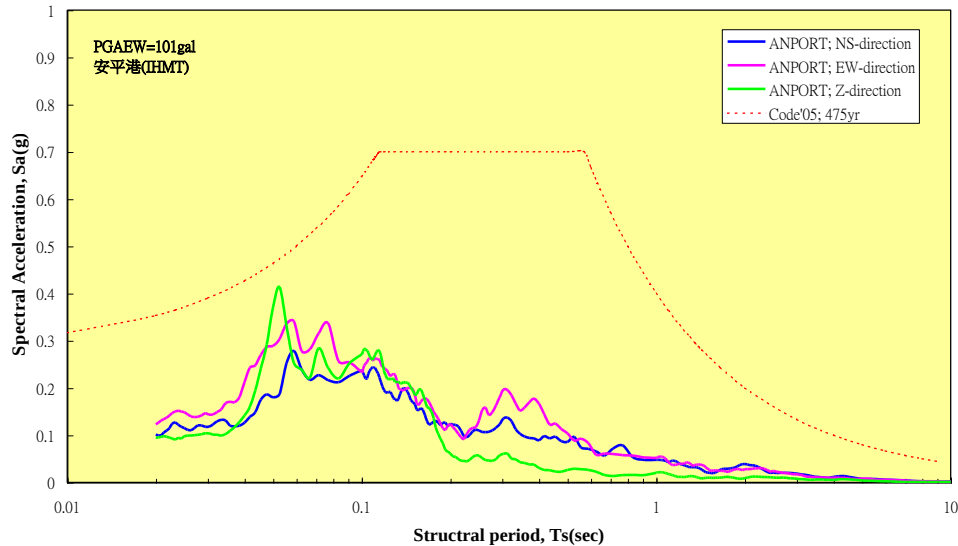


圖 7.45 安平港地震站實測加速度反應譜圖(港研中心) ($\zeta=5\%$)

7.5 時頻分析

時頻分析(Time-Frequency Analysis)是逸奇科技公司研發的 Visual Signal 訊號分析軟體工具^[55]，TFA 模組群它提供了 Short-Term Fourier Transform(短時傅立葉轉換)、Morlet Transform(小波轉換)及 Hilbert Spectrum(計算每個時間點的瞬時頻率)等時頻分析的計算，本節嘗試以該公司提供的試用版軟體，進行分析 2006 年恆春地震於高雄港地震站監測的資料，如圖 7.46 所示，即應用 Visual Signal 軟體，以 EMD

(Empirical Mode Decomposition _ Huang et al., 1998)模組先行作經驗模態分解，從而可得其隱模態函數組(IMFs_Intrinsic Mode Functions)，再透過 HHT (Hilbert-Huang Transform _ Huang et al., 1998)模組作時頻分析並計算邊際頻譜(marginal spectrum)，進而可得相關之時頻圖及能譜圖，如圖 7.47 至圖 7.48 所示，由圖 7.49 可知地震波振盪主頻為 0.4Hz 之低頻。

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

由於土壤受到較大之地震作用將會改變其共振主頻，如果採用一般之傅氏頻譜分析僅能得知地震共振主頻的不同，卻無法得知主頻發生變化與時間的關係。因此本節亦利用 Visual Signal 軟體之短時傅氏轉換法(Short-Term Fourier Transform)分析高雄港測站之 2006 年恆春地震訊號，再加上利用雙站頻譜比法，將地表與井下-14.7m 之頻譜比相除，其比值最大值所在之頻率，即是共振主頻。利用上述方法進行 2006 年 10 月 9 日微震及 2006 年 12 月 26 日強震 2 筆地震資料後，如圖 7.50~圖 7.51，強震時其主頻約為 2.4Hz，弱震時之主頻約為 4.4Hz，由圖可知共振主頻隨 PGA 值增大而往低頻移動，圖中橫軸為訊號的時間軸，縱軸為頻率，圖的顏色代表強度。高雄港及布袋港地震站 2010 年 3 月 4 日地震 STFT 法頻譜比圖如圖 7.52 及 7.53 所示。

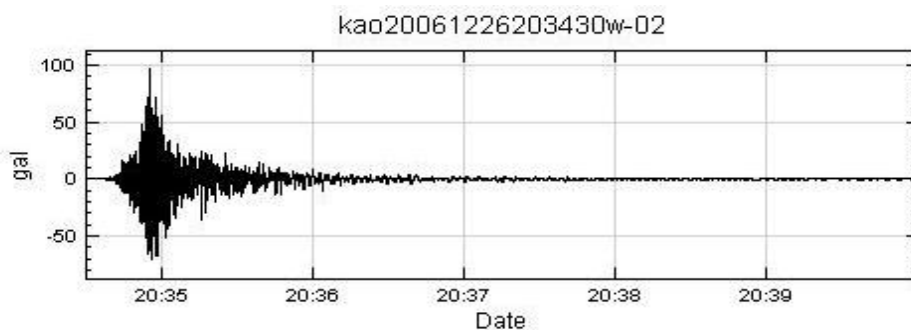


圖 7.46 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日恆春地震 PGA 圖

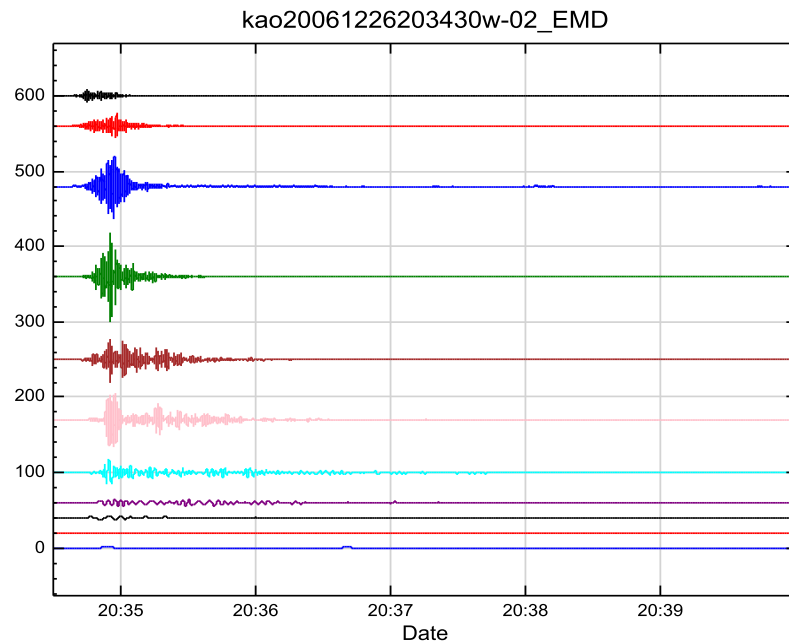


圖 7.47 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日恆春地震隱模態函數組圖 (IMFs_Intrinsic Mode Functions)

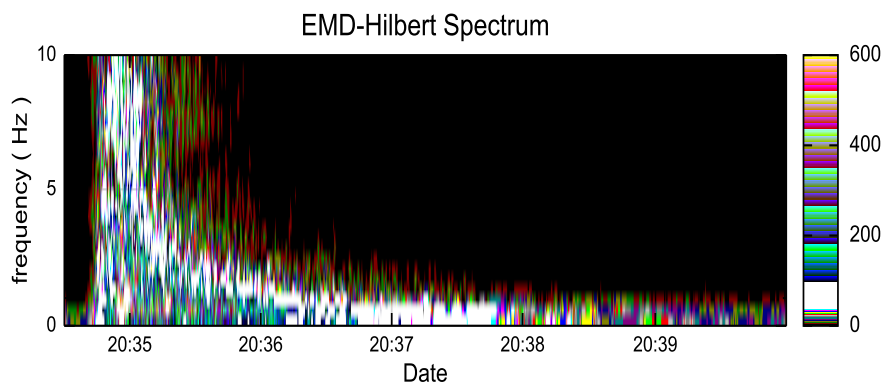


圖 7.48 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日恆春地震(HHT)時頻分析圖

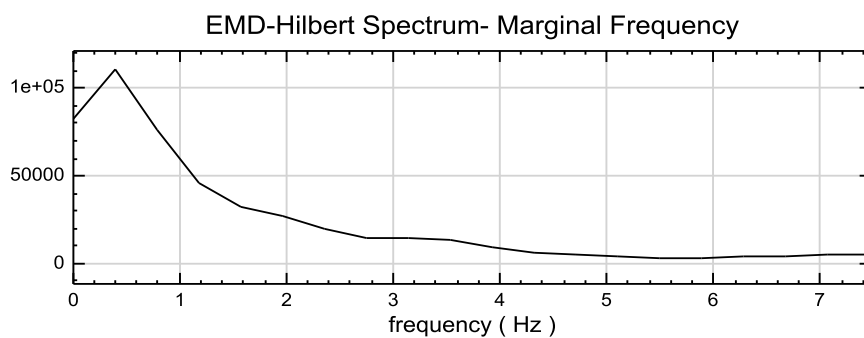


圖 7.49 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日恆春地震能譜圖

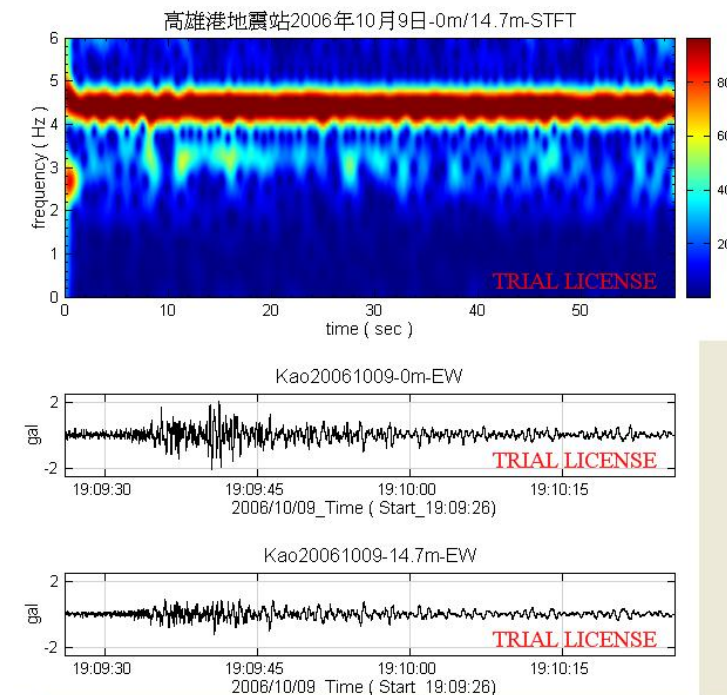


圖 7.50 高雄港地震站 2006 年 10 月 9 日地震 STFT 法頻譜比圖

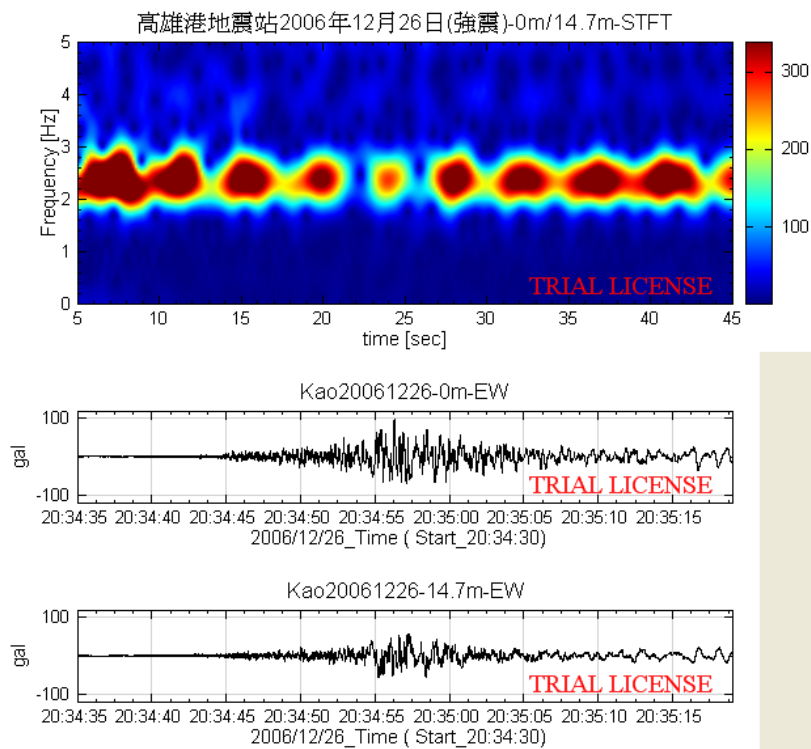


圖 7.51 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日地震 STFT 法頻譜比圖

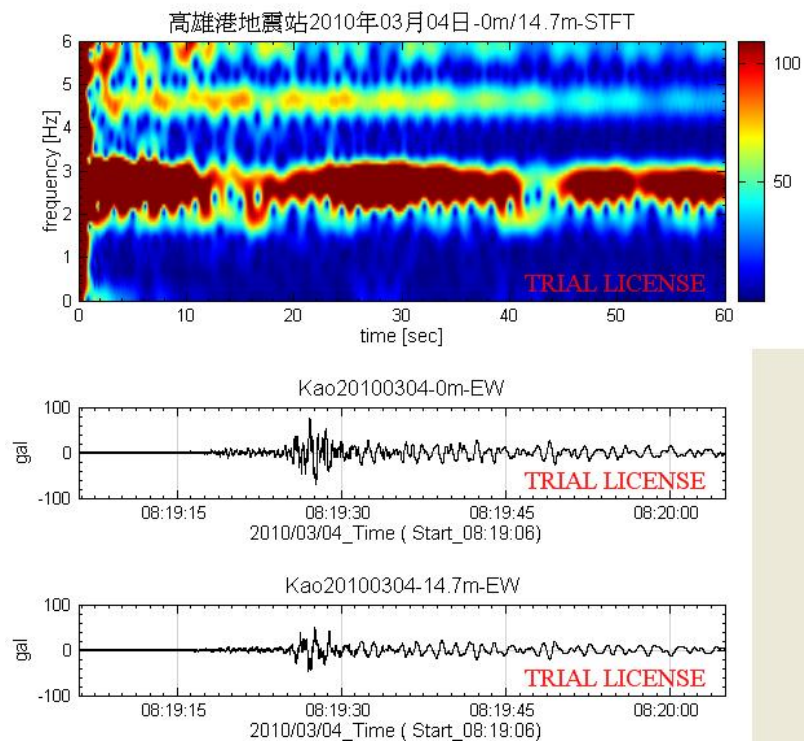


圖 7.52 高雄港地震站 2010 年 3 月 4 日地震 STFT 法頻譜比圖

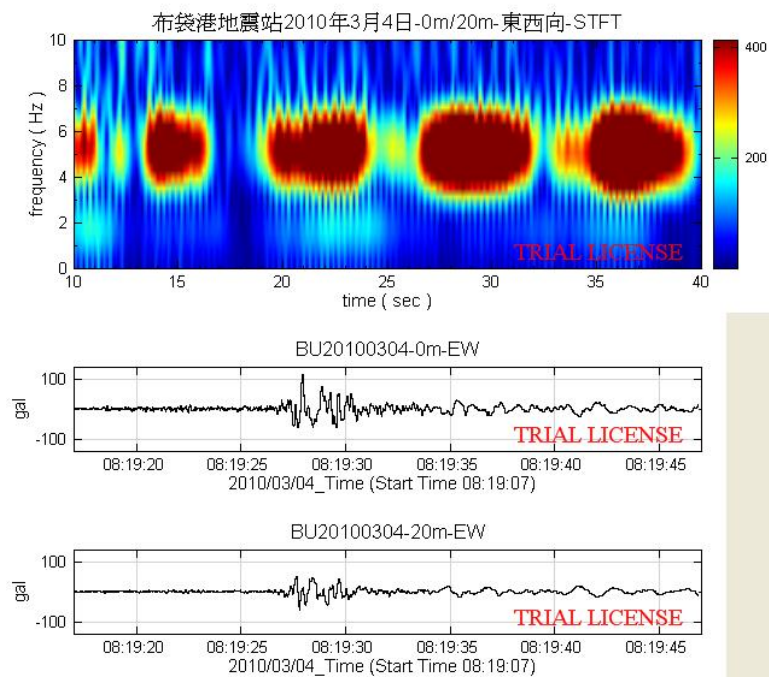


圖 7.53 布袋港地震站 2010 年 3 月 4 日地震 STFT 法頻譜比圖

7.6 港灣現地碼頭監測站

現地碼頭監測站選擇高雄港 120 號碼頭為典型鋼管樁支撐之棧橋式碼頭^[77]，現地地質狀況單純且有相關資料，鄰近具電力供應設施且有一簡易遮蔽物，監測站原有配置如圖 7.54 及 7.55 所示，包括一海床地震儀、一陸上地震儀，水下動態基樁變位監測系統及一動態監測主機，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。

動態基樁變位監測系統則裝置於由岸邊向內陸之第二根直樁上，將於基樁每隔 50cm 間距，以鋼製套環鎖於基樁表面，其結合完成如圖 4.16 所示，水下設備之管線將以浮管方式固定於棧橋版下方，並由近岸起重機軌道後方之排水通氣孔穿出至地表，並開挖淺溝埋於地下，施工完並回復原狀。陸上施工包括陸上地震儀與監測主機，陸上地震儀裝置於地表，並以堅固保護箱固定，以避免影響動線與人為碰撞，相關管線以淺溝埋設於淺層地表下。監測主機安裝於起重機軌道後方之貨櫃屋中，借用約 1m*2.5m 之面積放置監測系統主機櫃，並將裝置一空調與警報系統，所需電源向港物單位借用，另向中華電信申請固定 IP 之 ADSL 與電話。

高雄港 120 號碼頭監測站於 98 年設置完成後，雖曾監測到 2010 年 3 月 4 日的甲仙地震資料，但因測站原裝設之水下動態基樁變位監測系統因年久腐蝕，導致失去功能，且原有監測主機亦因近海之故，主機板腐蝕嚴重，本年度更換主機板後於 2012 年 4 月中旬重新恢復水下及陸上地震儀監測，2012 年 10 月 25 日成功紀錄一筆 5 級有感地震，震源深度為 33 公里，芮氏地震規模為 5.5，與高雄港較接近之高雄港監測站其震度為 5 級，氣象局測站之加速度歷時如圖 7.56 所示，其水平向最大加速於 EW 向為 74.29 gal，NS 向為 81.47 gal。

高雄港 120 測站之陸上地震儀與井下地震站之地表地震儀所量得之資料如圖 7.57 及圖 7.58 所示，陸上地震儀資料與氣象局監測記錄波形相同，但加速度震幅較小。圖 7.59 為高雄港 KH120 測站陸上地震儀與井下地震儀之 2012 年 10 月 25 日地震傅氏頻譜比較圖，KH120 測站主頻約為 1.2Hz，井下地震站主頻約為 2.2Hz。

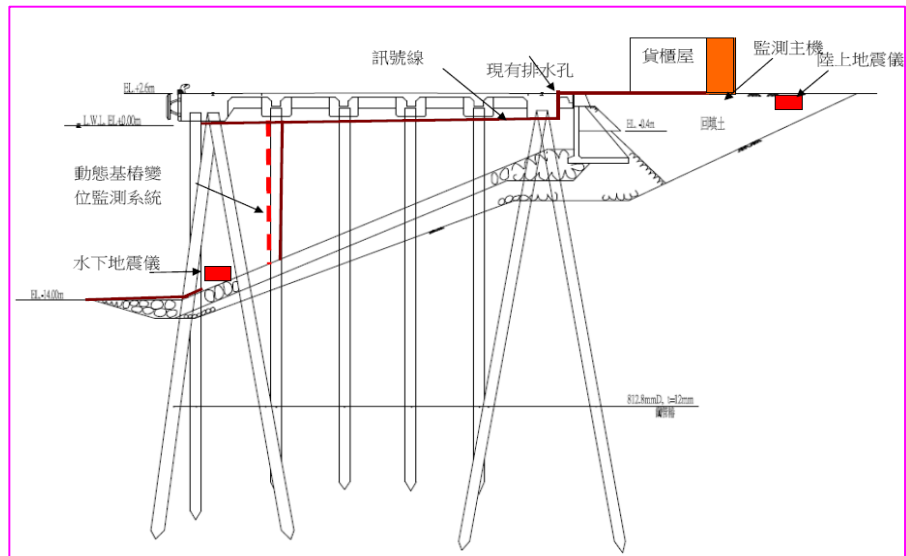


圖 7.54 高雄港 120 號碼頭動態監測站斷面配置圖

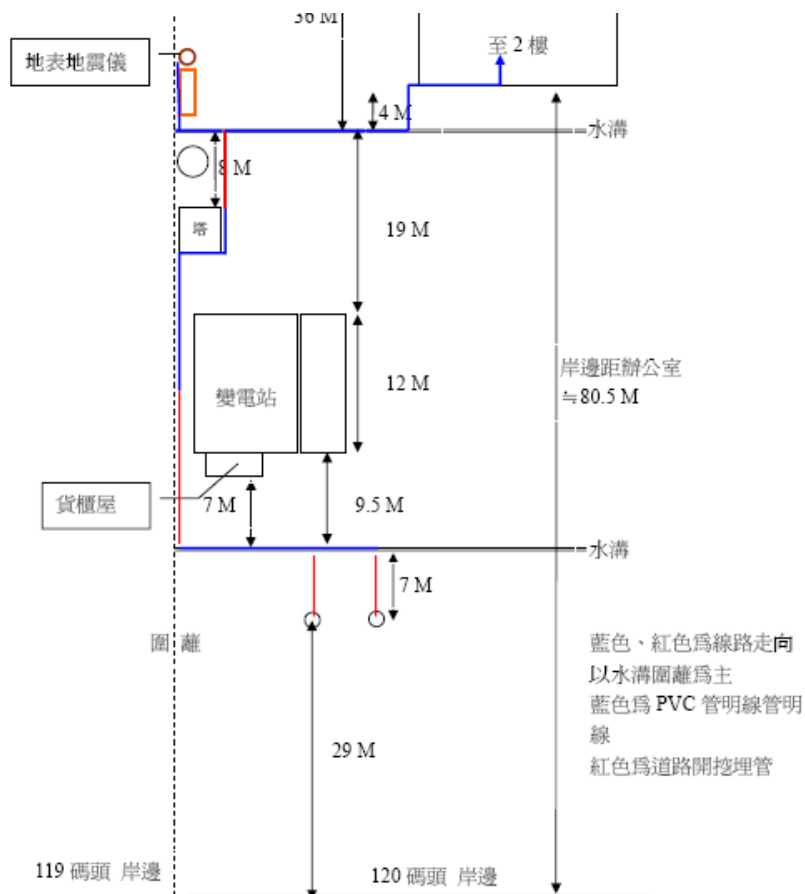


圖 7.55 高雄港 120 號碼頭動態監測站平面配置圖

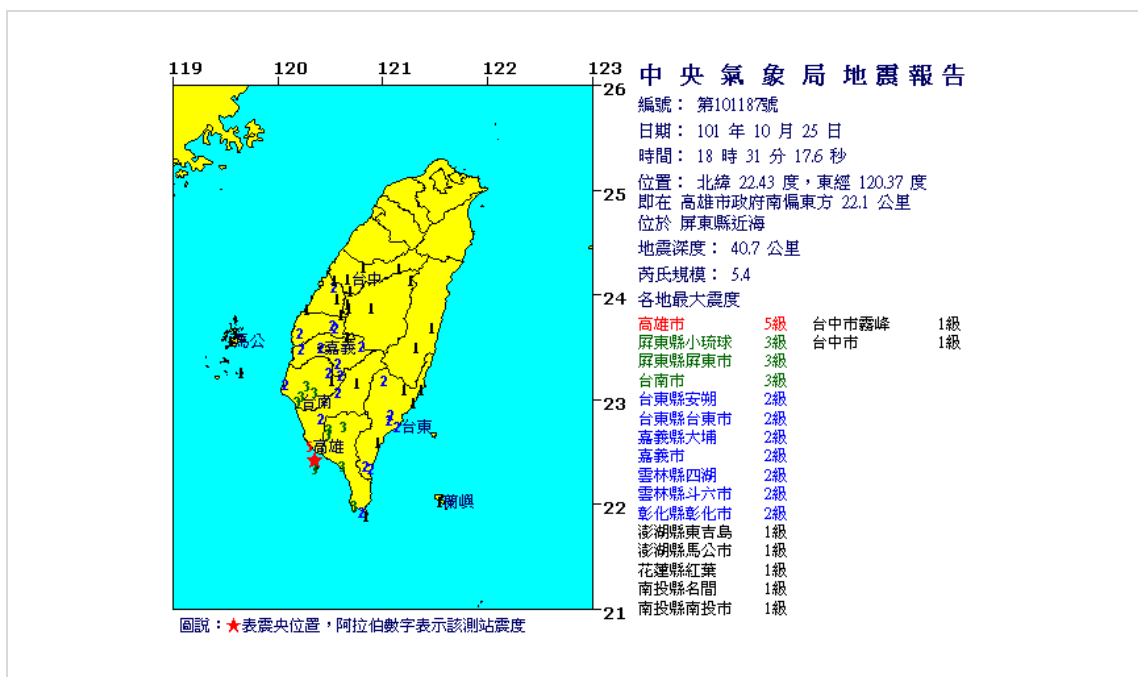


圖 7.56 2012 年 10 月 25 日 18 時 31 分地震震度分布(中央氣象局)

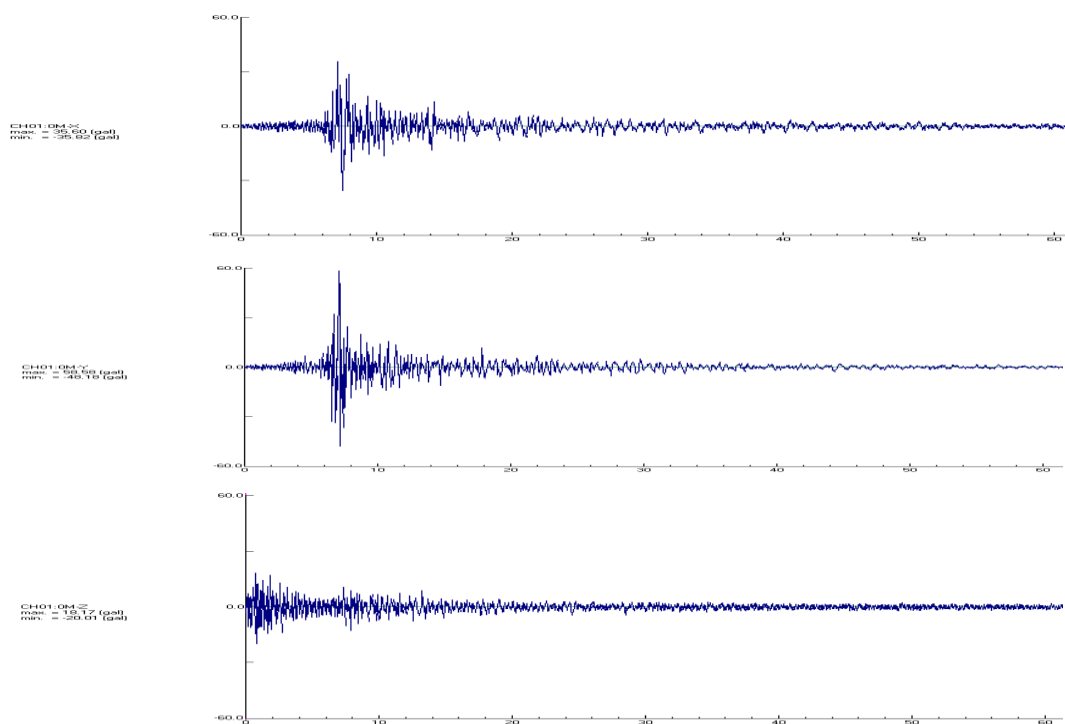


圖 7.57 高雄港 120 碼頭地表地震儀地表加速度歷時(2012/10/25)

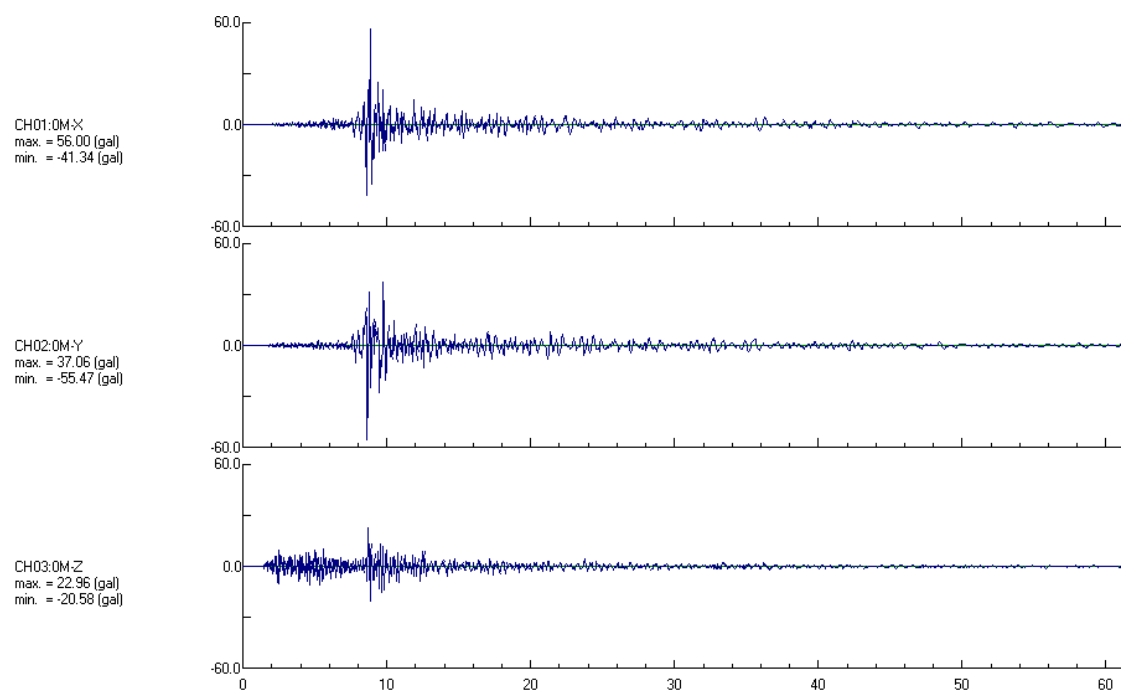


圖 7.58 高雄港井下地震站地表加速度歷時(2012/10/25)

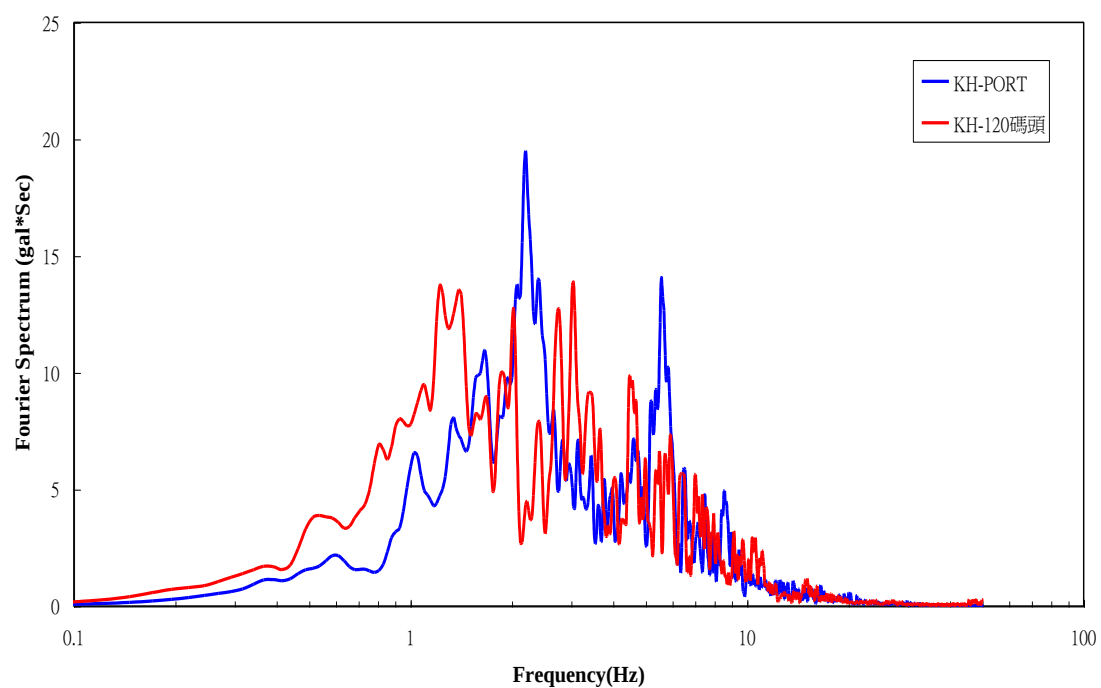


圖 7.59 高雄港地震站地震資料傅氏頻譜比較圖(2012/10/25)

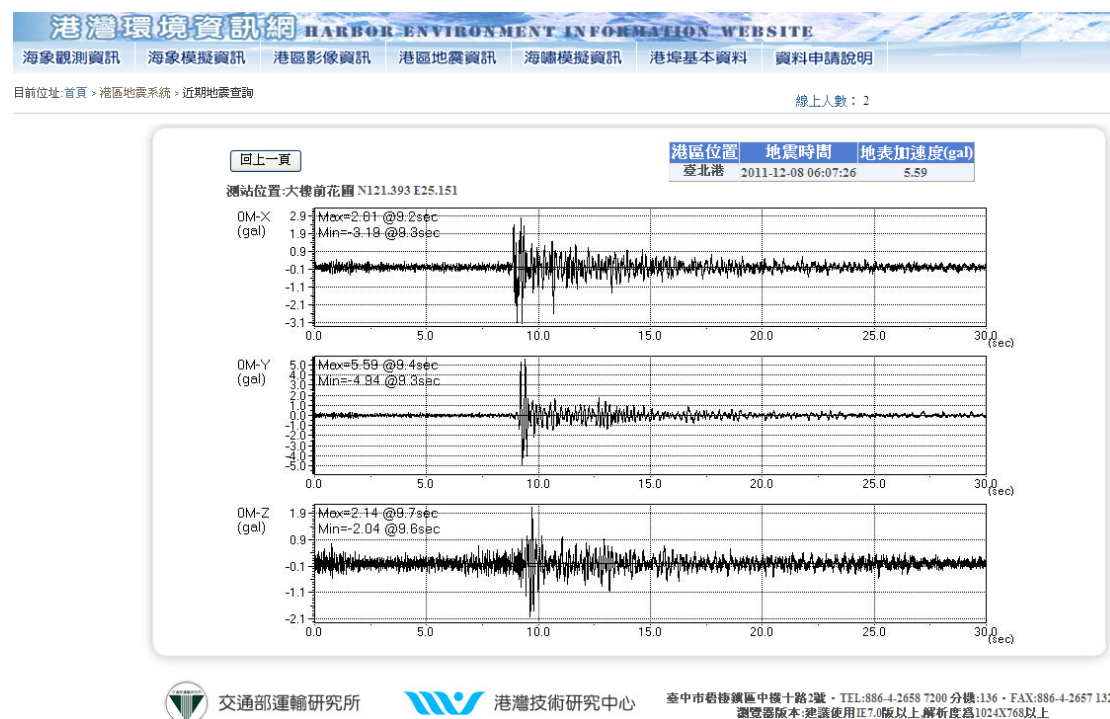
7.7 港灣地區地震資訊網

7.7.1 港區地震資訊網

本網站利用各港設置之井下地震及動態孔隙水壓監測系統，將監測所得地震資料結合港研中心建立之港灣環境資訊網站，建置於港區地震資訊中，以利於查詢，港區地震資訊網及查詢圖如圖 7.60 至圖 7.64 所示。



圖 7.60 港區地震資訊網示意圖



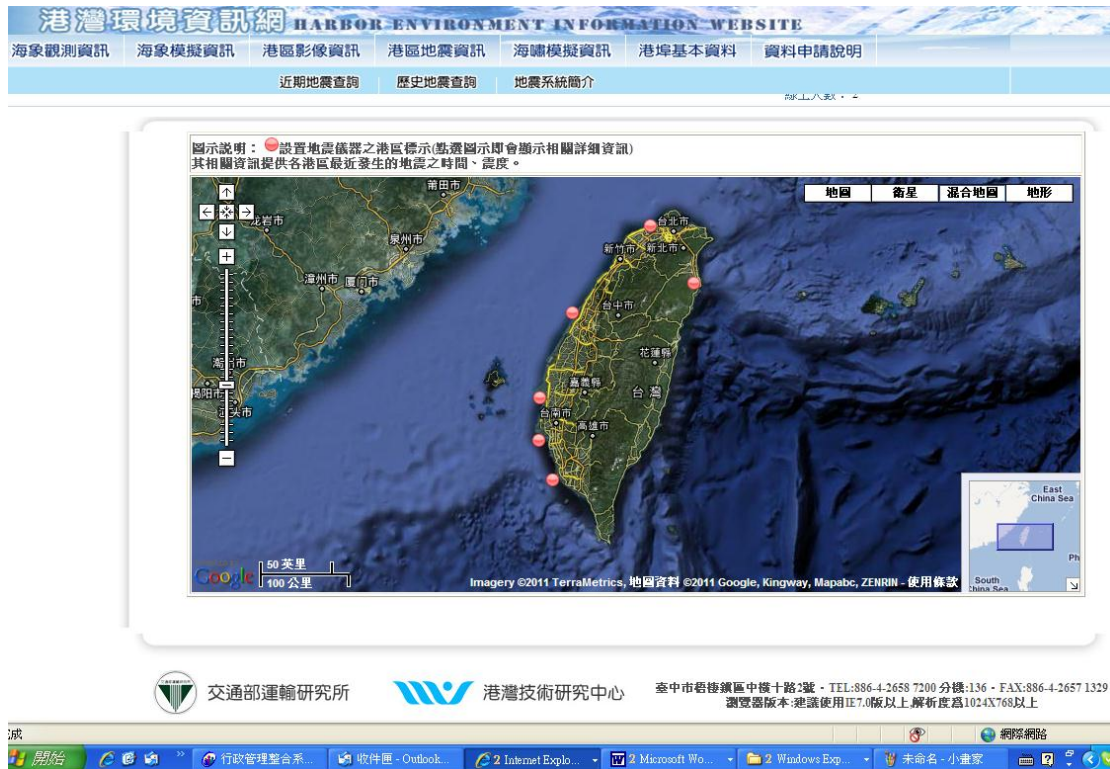


圖 7.63 港區歷史地震資訊查詢圖

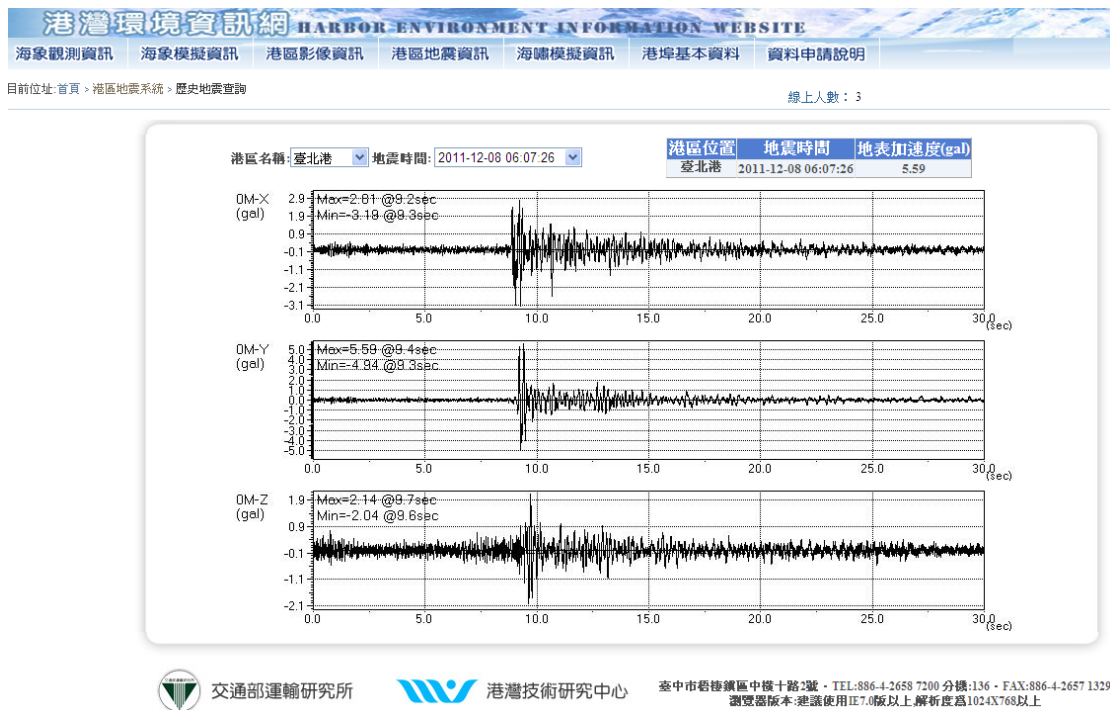


圖 7.64 港區歷史地震查詢圖-臺北港

7.7.2 港區震災速報系統

本年度分別於臺中港及安平港井下地震監測站之儀器機房內安裝三向度網路型地表地震監測速報系統，當地表感震器接收到地震訊號後，先傳至儀器主機經運算後，再同時儲存到工地工業級無風扇小型電腦，可藉著中華電信 ADSL 網路將港區災況以簡訊方式依不同震度需求發送至各手機持用人，本系統可提供本中心或港區各港務管理單位及碼頭設施維修等相關人員作為災後檢修之參考，縮短救災時間並減少災損。監測儀器配置如圖 7.65，即時畫面顯示如圖 7.66 及 7.67 所示。地震即時監測系統採用日製儀器，為三軸向網路型小型加速度計 (CV-374 型)，地震訊號取樣頻率 100 Hz~1KHz，量測範圍自 0gal~±2000gal。

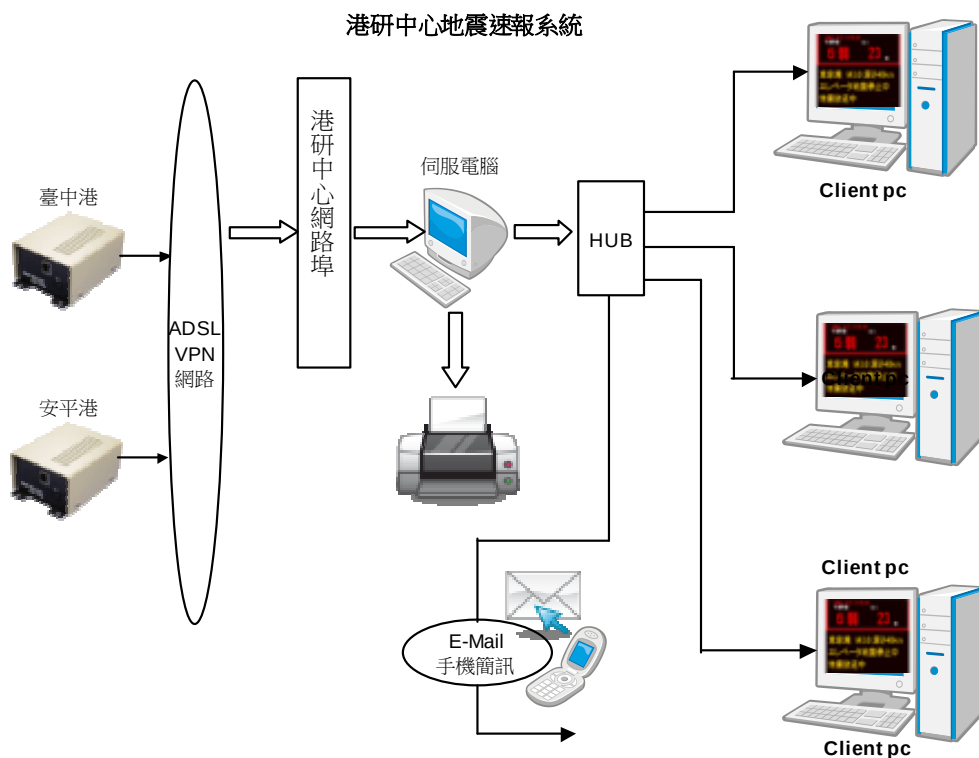


圖 7.65 港區地震災況速報系統儀器配置示意圖

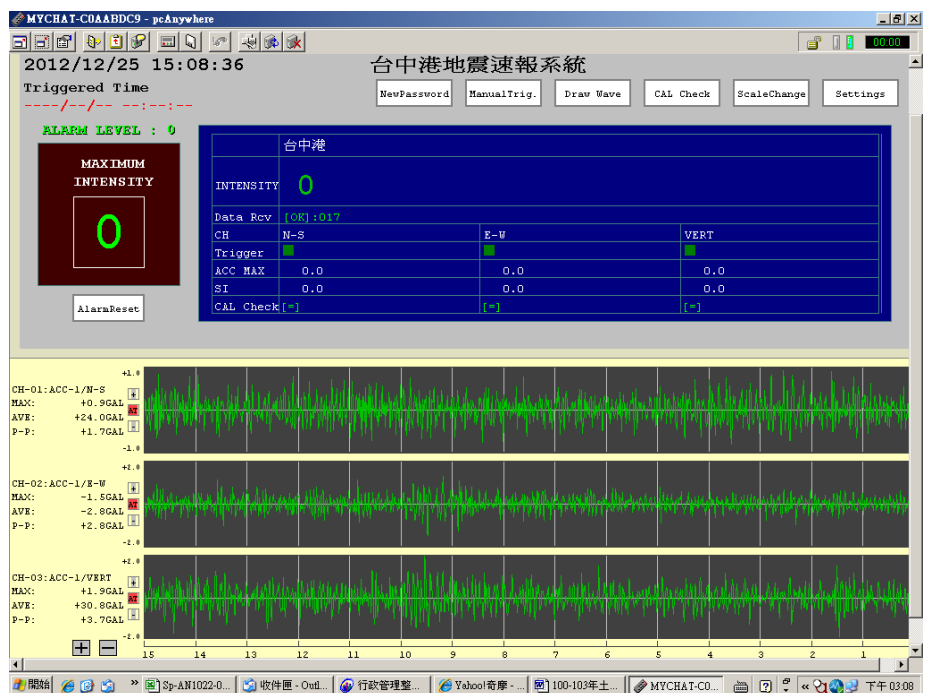


圖 7.66 臺中港區地震即時監測畫面示意圖

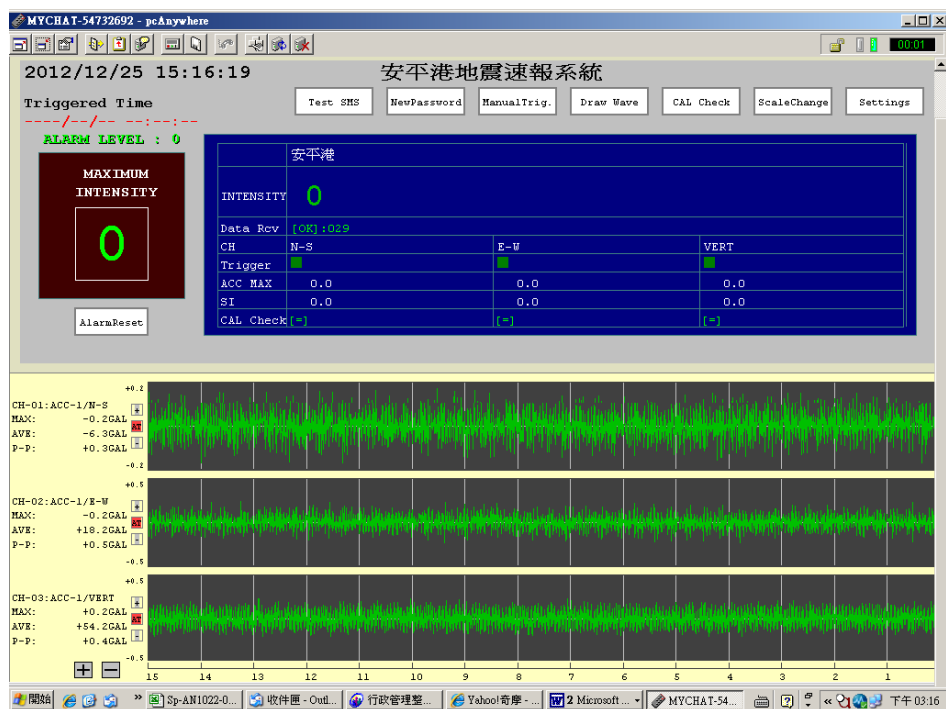


圖 7.67 安平港區地震即時監測畫面示意圖

7.8 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^[54]。

7.8.1 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 7.68) 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 7-12 所示，各站位置如圖 7.69 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 7.70。



圖 7.68 微地動儀現地試驗圖

表 7-12 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		

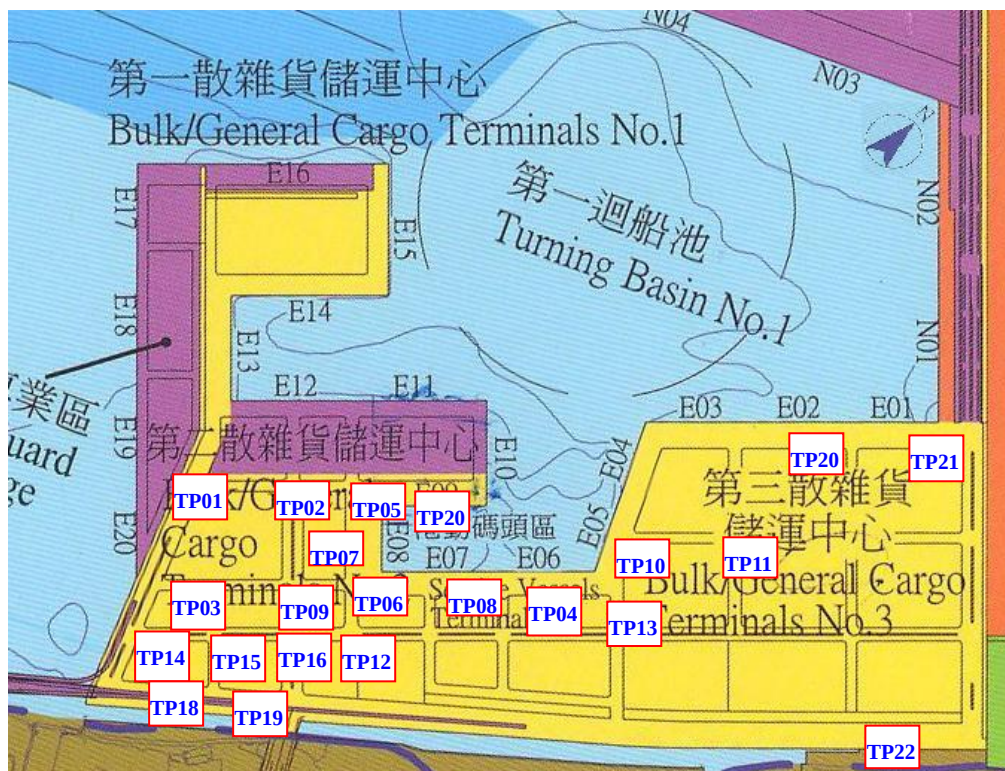


圖 7.69 臺北港微地動測站位置圖

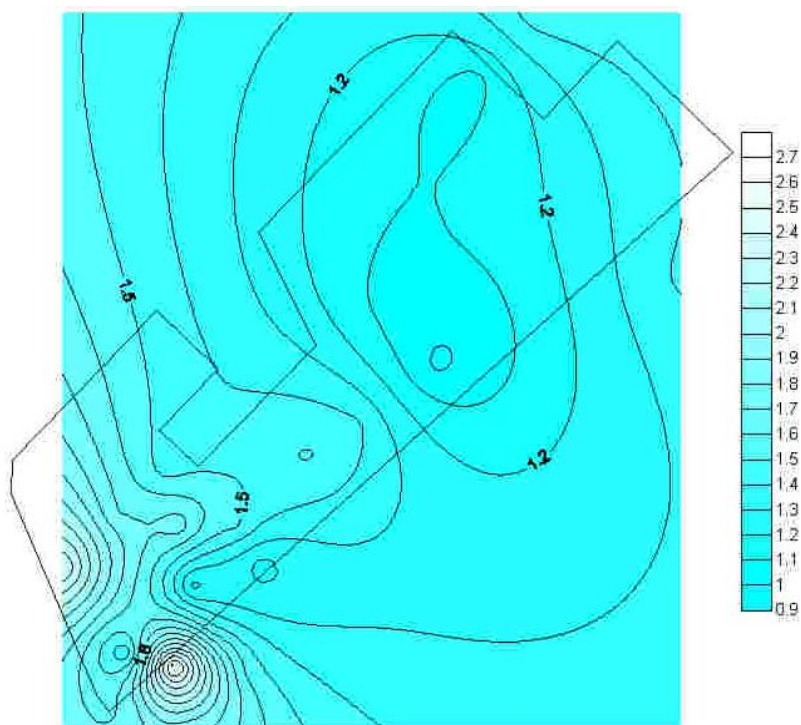


圖 7.70 臺北港區共振主頻等值分佈圖

7.8.2 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 7-13 所示，各站位置如圖 7.71 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 7.72。

表 7-13 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

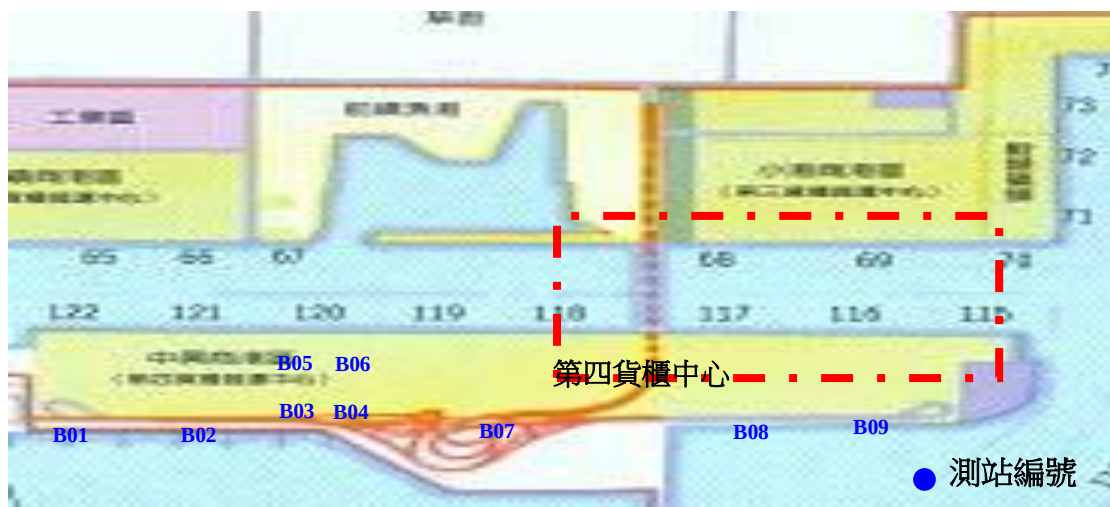


圖 7.71 高雄港第四貨櫃中心各測站分佈位置圖

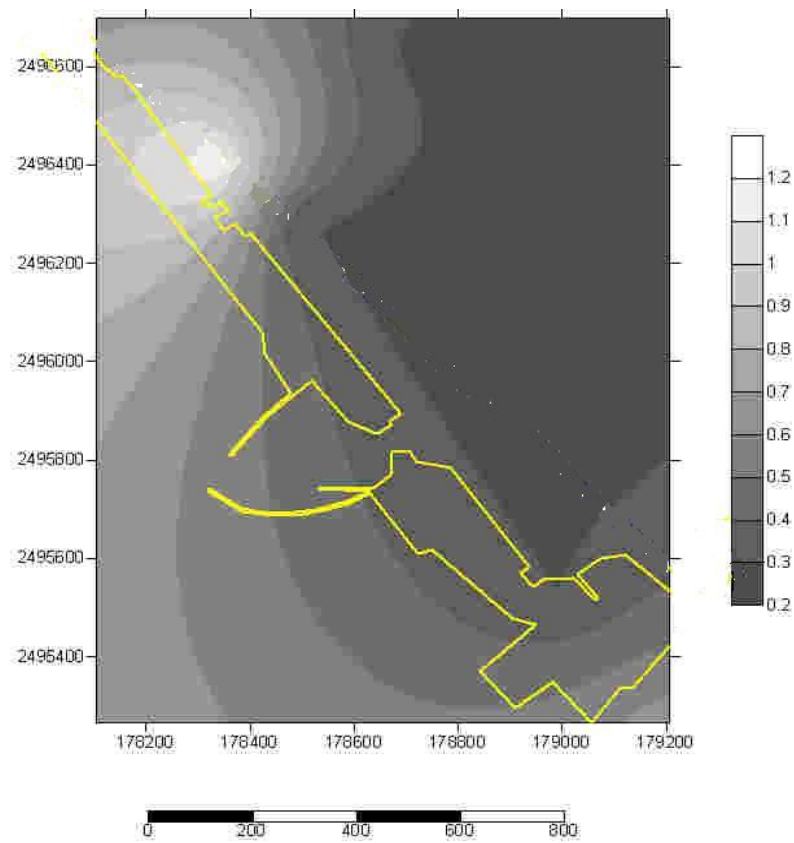


圖 7.72 高雄港區第四貨櫃中心共振主頻等值分佈圖

第八章 港灣地區地層下陷監測分析

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

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

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

8.1 港灣地區地層下陷行為

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

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

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

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

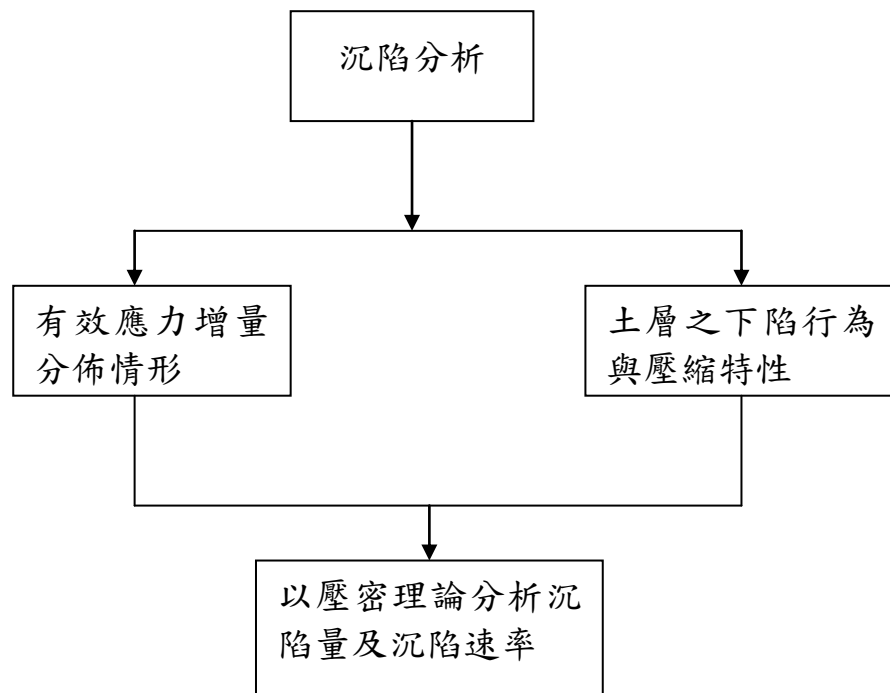


圖 8.1 沉陷分析之流程圖

8.1.1 有效應力增量分布

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

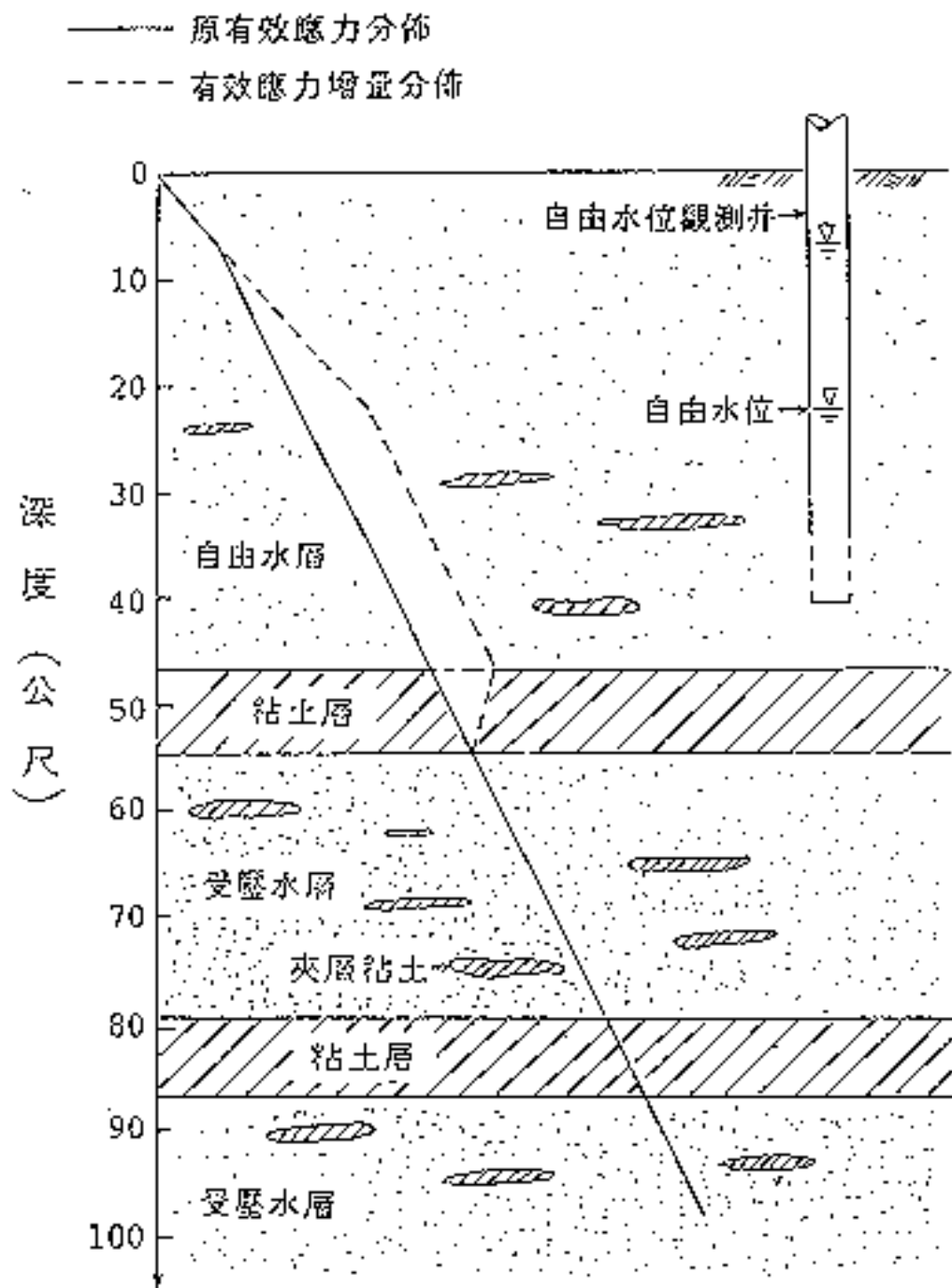


圖 8.2 自由水位下降引致之有效應力增量分佈

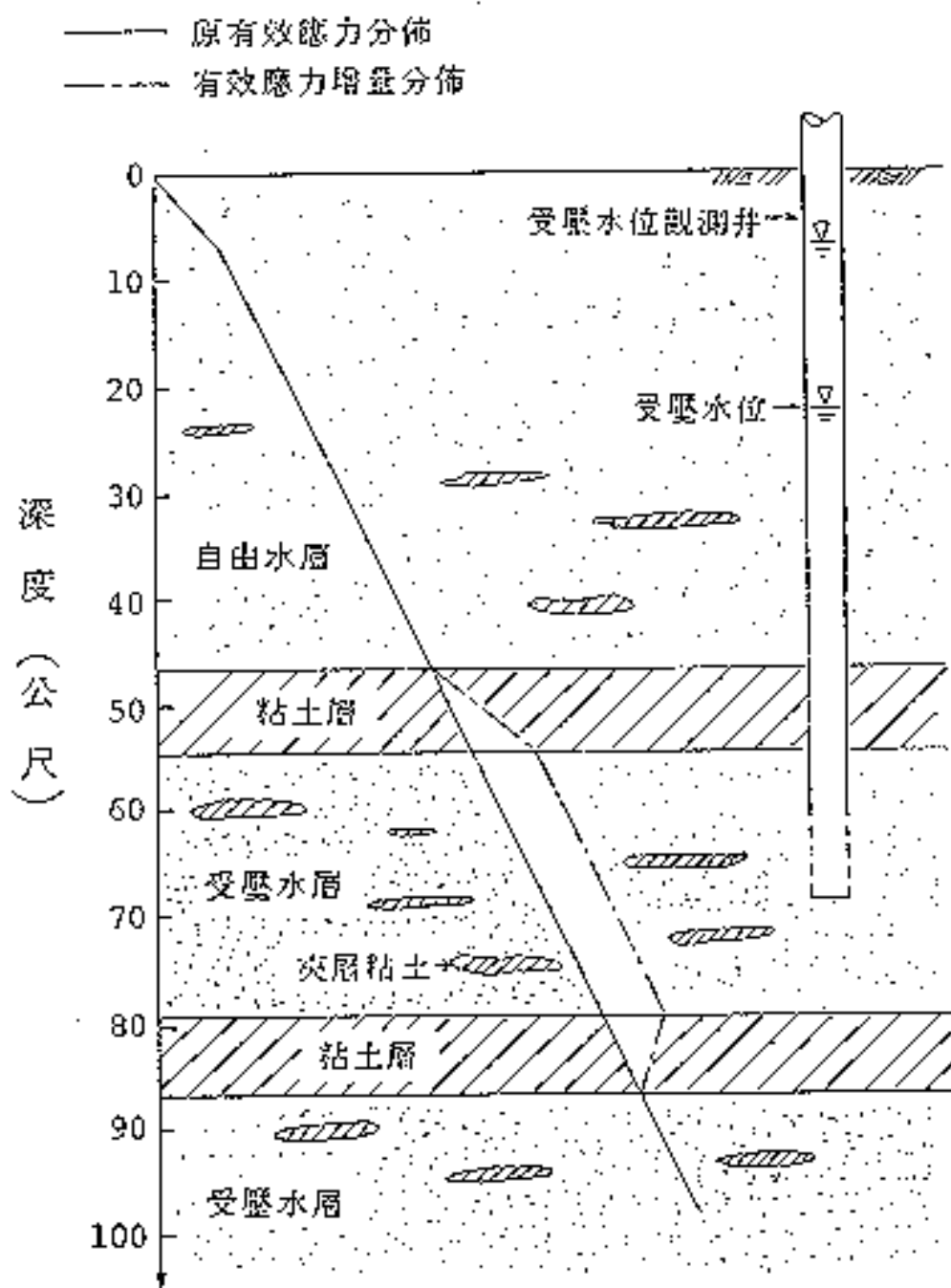


圖 8.3 受壓水位下降引致之有效應力增量分佈

8.1.2 超抽地下水之下陷行為

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

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

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

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

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

8.2 分層沉陷觀測井設置與量測

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

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

1. 鑿井到達預定深度時，儘量清除孔內沉泥，靜置 1 小時後檢查孔深以作為安裝深度及沉砂管長度之依據。
2. 依據土層資料決定沉下磁環安裝位置，並將量測管安裝摩擦切管排列於地面，並依序編號及記錄長度再固定沉陷磁環於預定安裝深度，並連接燃燒樹脂導線。
3. 於量測井管底部安裝沉砂管及止水活閥以便量測導管順利及垂直下井，並於止水活閥處以鋼纜牽引避免導管下放時因過重產生失敗。
4. 待量測井依秩序完成後，再利用燃燒樹脂機打開磁環，使安卡可順利固定於土壤上，便可進行回填工作，回填原料以河砂，慢慢

回填以防崩孔造成量測管損害，所有作業完成後便可進行孔口保護台及洗孔作業，並待測孔穩定後可做初值設定。

5. 安裝示意圖如圖 8.4、圖 8.5 所示。

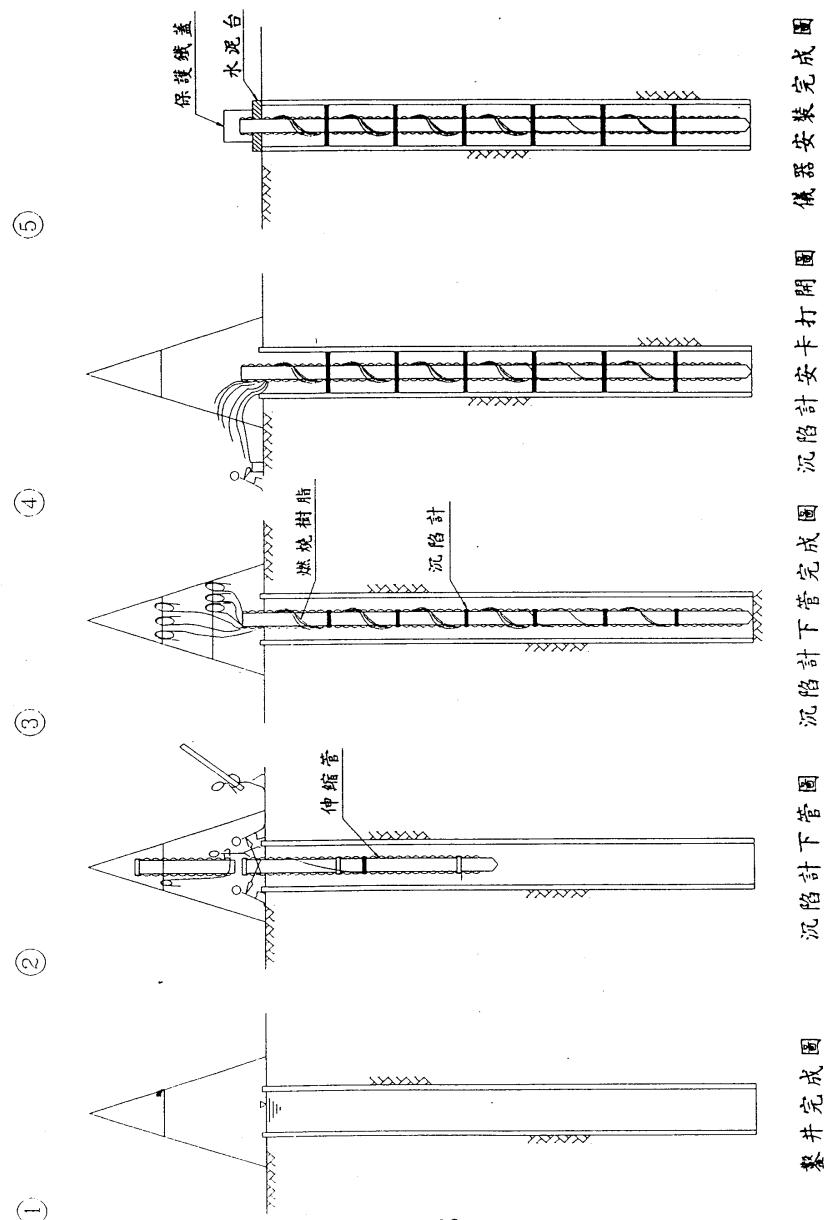


圖 8.4 沉陷計安裝示意圖

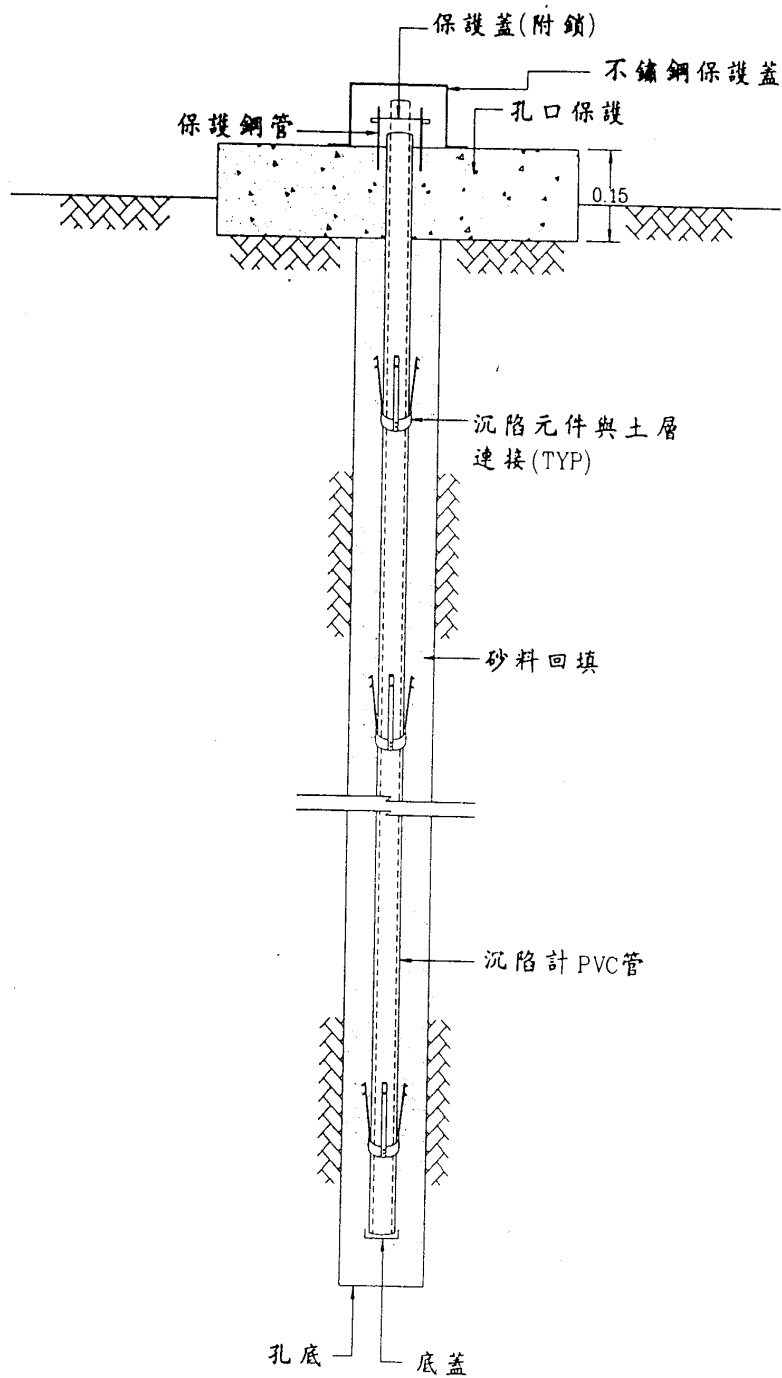


圖 8.5 磁感式層別沉陷計安裝示意圖

8.3 布袋港監測站

8.3.1 布袋港地下水位分析

本中心於布袋港區第二期海埔地之西北角隅設置一組 200m 深之下陷與水壓監測井^[50]，另選擇於布袋商港近南堤之砂石碼頭區，亦設置一組 300m 深之下陷與水壓監測井，其位置如圖 8.6 所示。

1. 200m

200 公尺監測井共埋設 7 支水壓計，其深度分別為 34 m、44 m、68 m、105 m、131 m、143 m、178 m，自 86 年 7 月 22 日起至 100 年 10 月為自動量測系統資料，量測期間曾因儀器故障而資料中斷，茲將分層地下水壓 (t/m^2) 正規化為分層地下水位 (m)，以利比較，如圖 8.7a 及 8.7b 所示，發生於民國 99 年 3 月 4 日 8 時 18 分的甲仙強烈地震，布袋港 200m 水壓自動監測站於 3 月 4 日中午 12 時亦成功的記錄到超額之孔隙水壓資料如圖 8.7b。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 100 年 10 月止，每月定期量測一次，自 94 年 1 月起因人力有限，故每 2 個月量測一次，99 年 1 月起，每 3 個月量測一次，資料不足的部份以內插法補充，量測結果如圖 8.8 所示。

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

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

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

2. 300m

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

8.3.2 布袋港分層地層下陷分析

1. 200m

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

圖 8.10 為不同時期不同深度之感應磁環相對於深度 200 公尺感應磁環之累積曲線比較圖，由圖顯示，從 86 年 2 月至 101 年 7 月之 15 年 5 個月期間，布袋港地表下 8 m 至 200 m 間之沉陷總量為 60.4 公分，而其中 140~200 m 之沉陷量 29.7 公分，佔總沉陷量之 50.8% 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 8.11)。圖 8.6 為至民國 100 年 10 月止，不同深度地層之個別壓縮量，可發現較深之地層壓縮量較小，壓縮量較大之地層為 66~83m 及 94~102m 之深度，而此地層屬粘土層，因此壓縮量較大。

由圖 8.12a 分層觀測圖顯示，自 89 年 10 月~101 年 7 月止，11 年 9 個月之累積總沉陷量約 71.5 公分，分別為 90 年沉陷約 7.4 公分、91 年沉陷 7.1 公分、92 年沉陷量 11.6 公分、93 年沉陷量 13.6 公分，近 7 年(94 至 101)總沉陷量約 28.6 公分。監測期間 90 年 8 月時該區進行鑿井，導致 90 年比 91 年沉陷量較大，92 年 2 月時該區再進行新填土約 2m，導致 92 年及 93 年沉陷增大許多。各分層沉陷量大約可區分為 7~66m、66~102m、102~190m、190~300m 等 4 個層次來分析，66~102m 之累積沉陷量 24.4 公分，約佔總沉陷量之 35%，其中以 102~190m 之沉陷量為 31.7 公分所佔比例最大，約佔總沉陷量之 45%，190~300m 之沉陷量較少為 1.2 公分，約佔總沉陷量之 2%，綜合以上得知，66~190m 深度之累積沉陷量為 56 公分約佔總沉陷量之 81%，與 200m 監測井監測結果比較，總沉陷量較大一些，而且主要沉陷之深度不同，因此需要進行長期之監測，再進一步探討原因。

3. 400m

布袋港 400m 深之水準基站，自民國 92 年設置於商港區的西北角隅，為一個長期之地層下陷自動監測站，設定時間為每 6 小時自動記錄一筆，經監測結果，自 92 年 9 月至 101 年 11 月為止共 9 年之總累積下陷量約為 27.4 公分，如圖 8.12b 及 8.12c 所示，其中 92

年9月至97年4月累積下陷量約16.5公分，98年7月至101年11月之累積下陷量約10.9公分，97年5月至98年7月因儀器故障缺少資料。

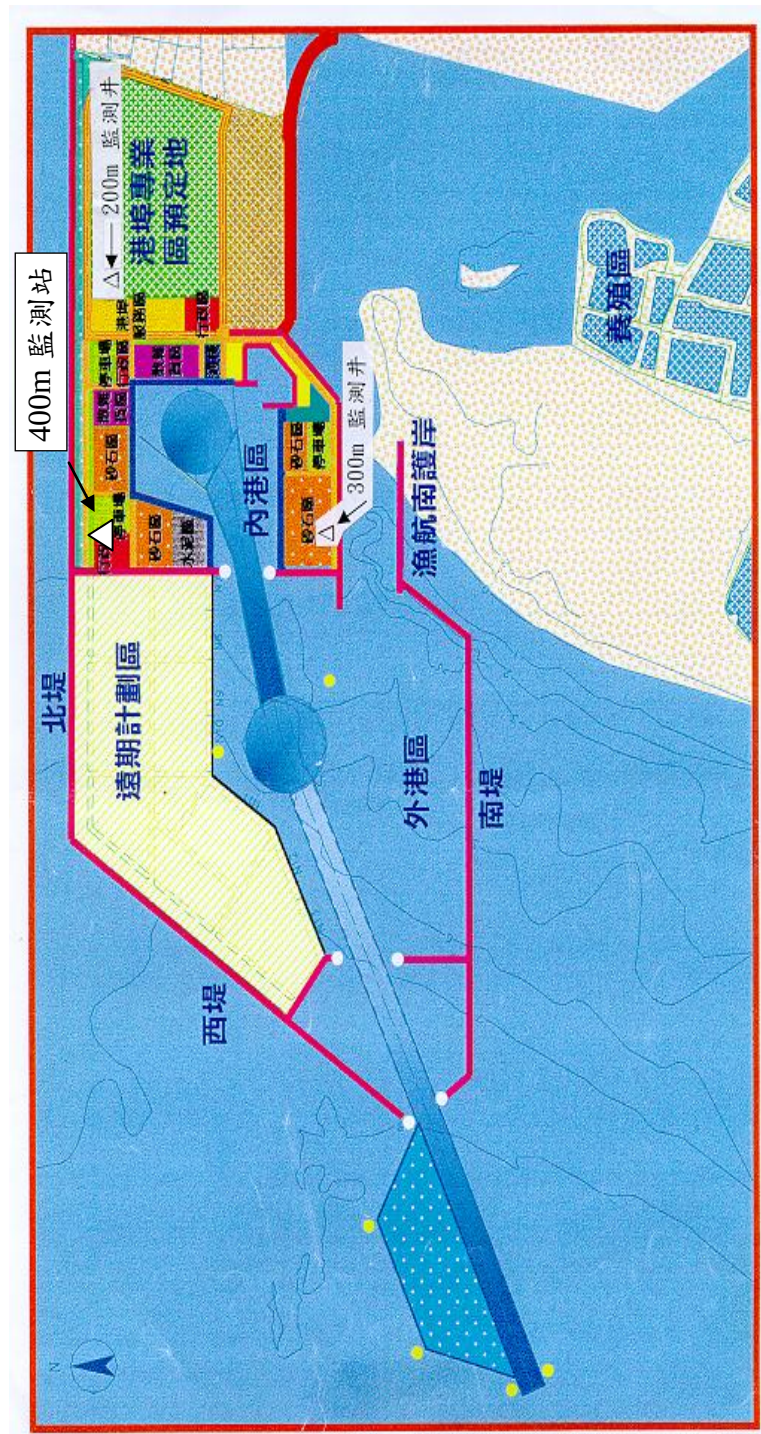


圖 8.6 布袋港地層下陷監測井位置圖

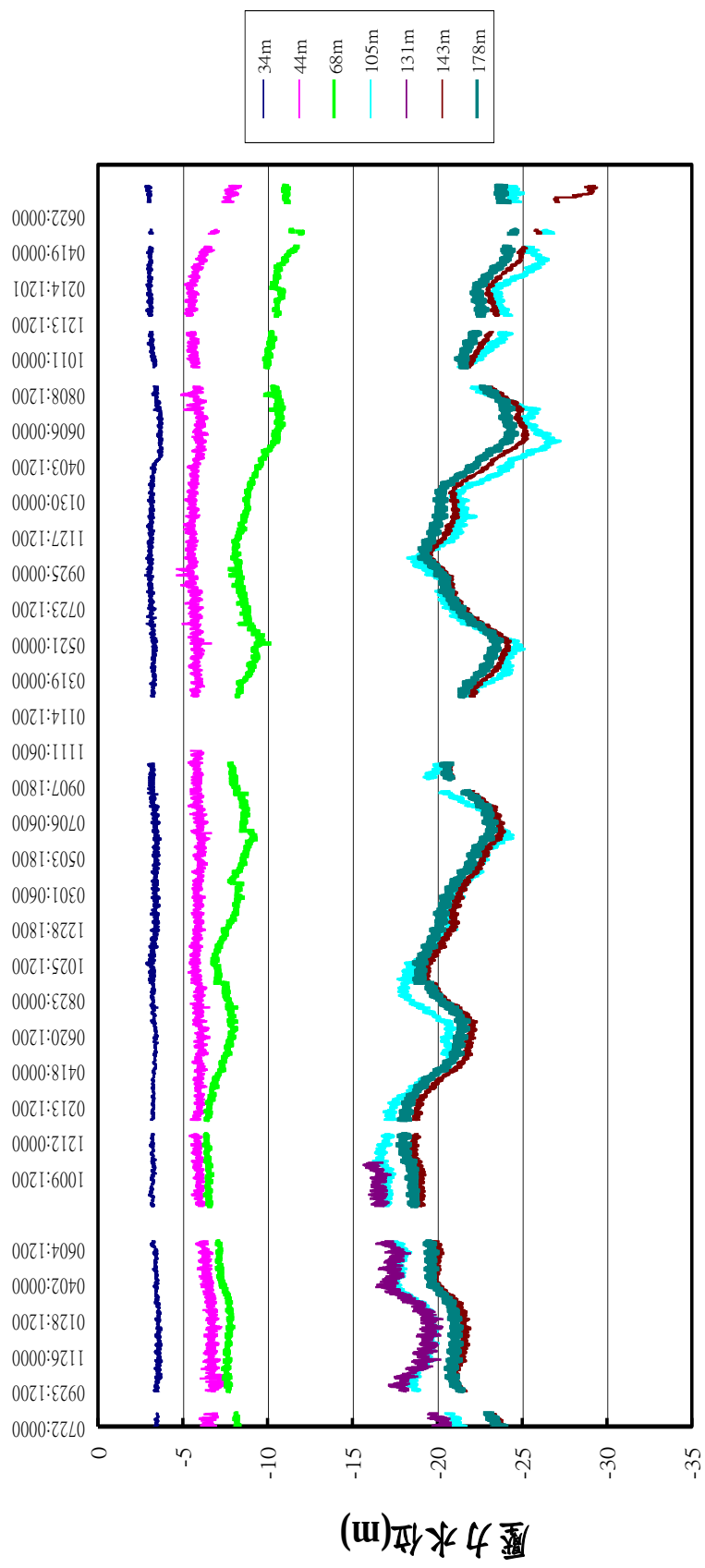


圖 8.7a 布袋港分層水位變化圖(自記式)

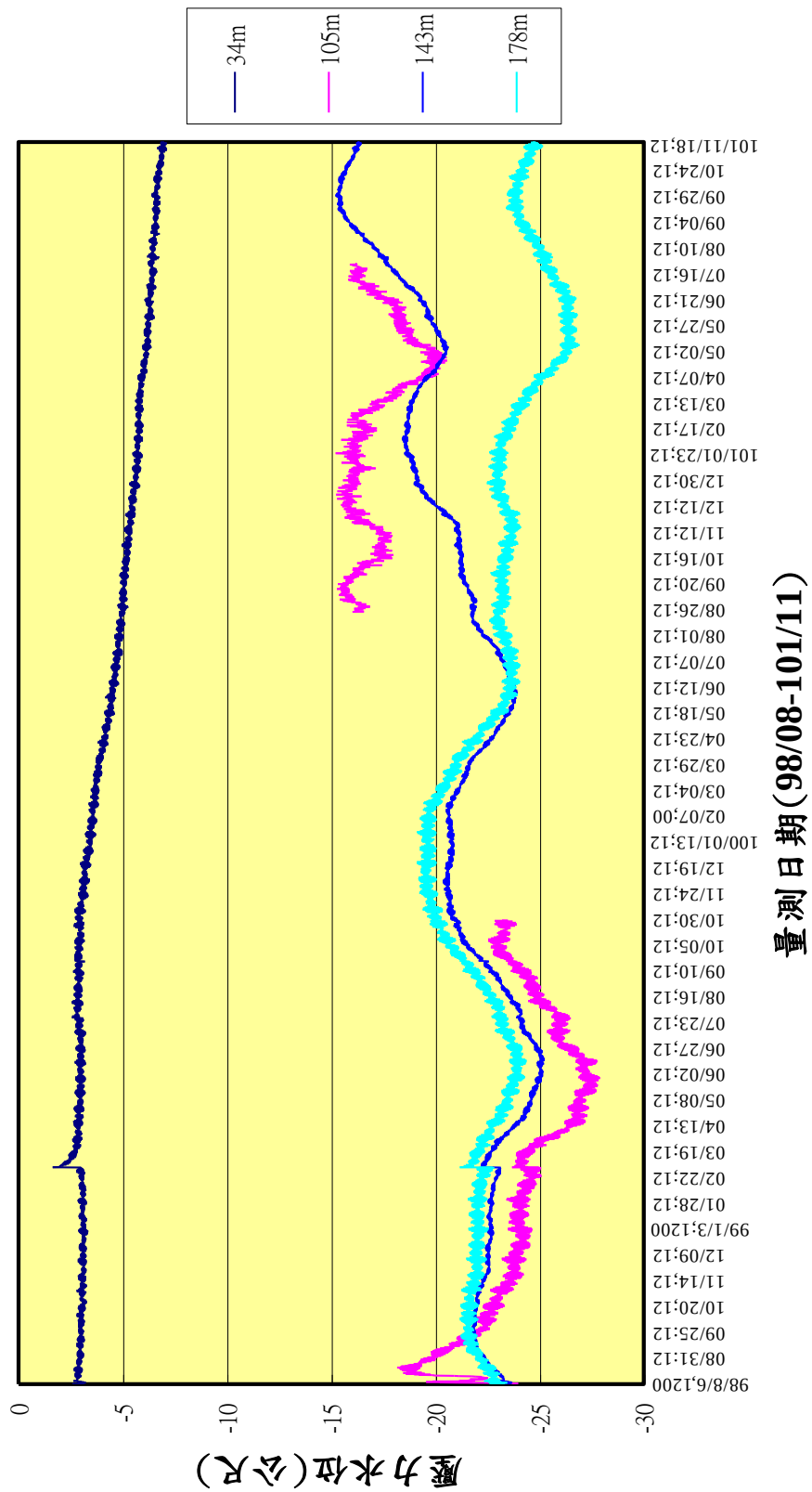


圖 8.7b 布袋港分層水位變化圖(自記式)

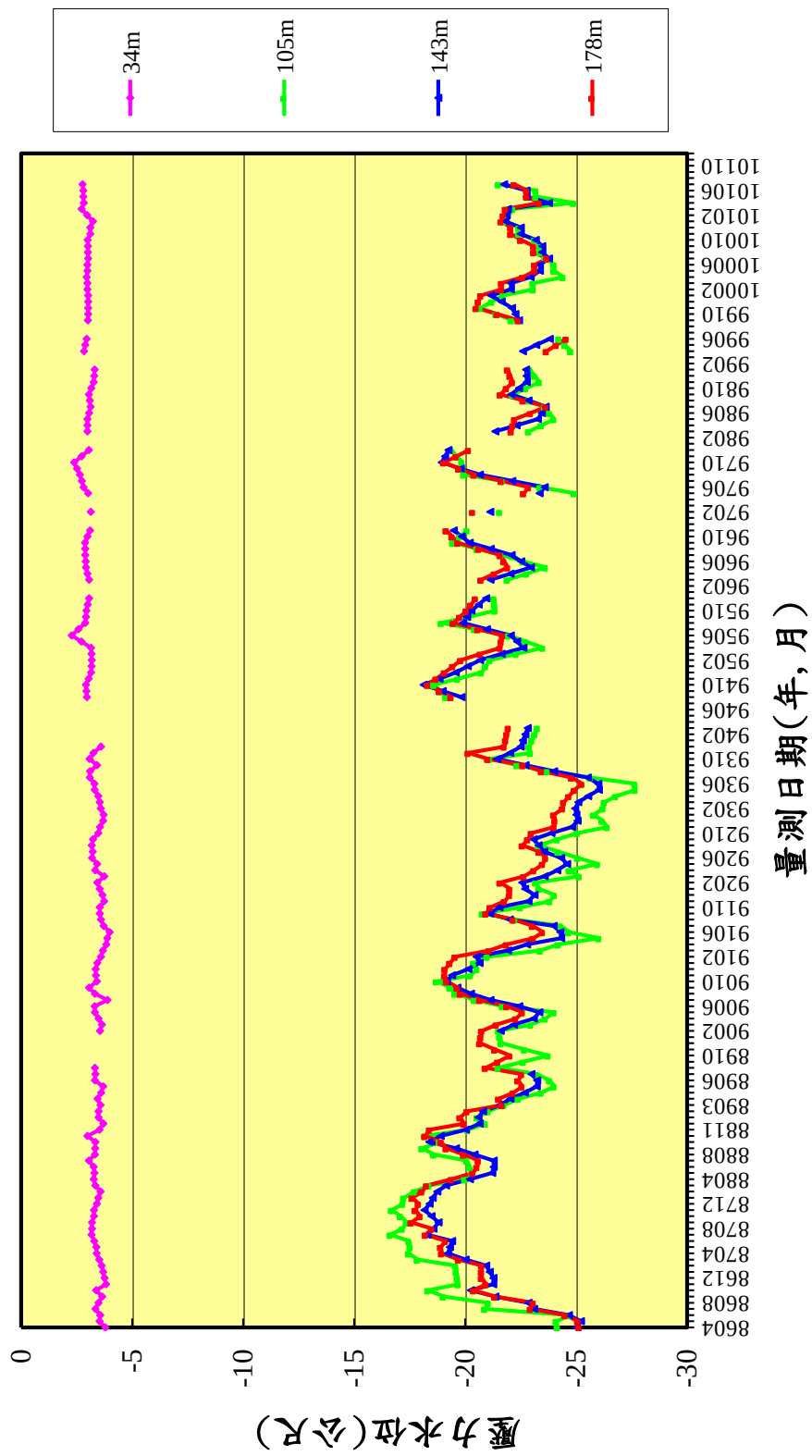


圖 8.8 布袋港(200m)分層水位變化圖(手動量測)

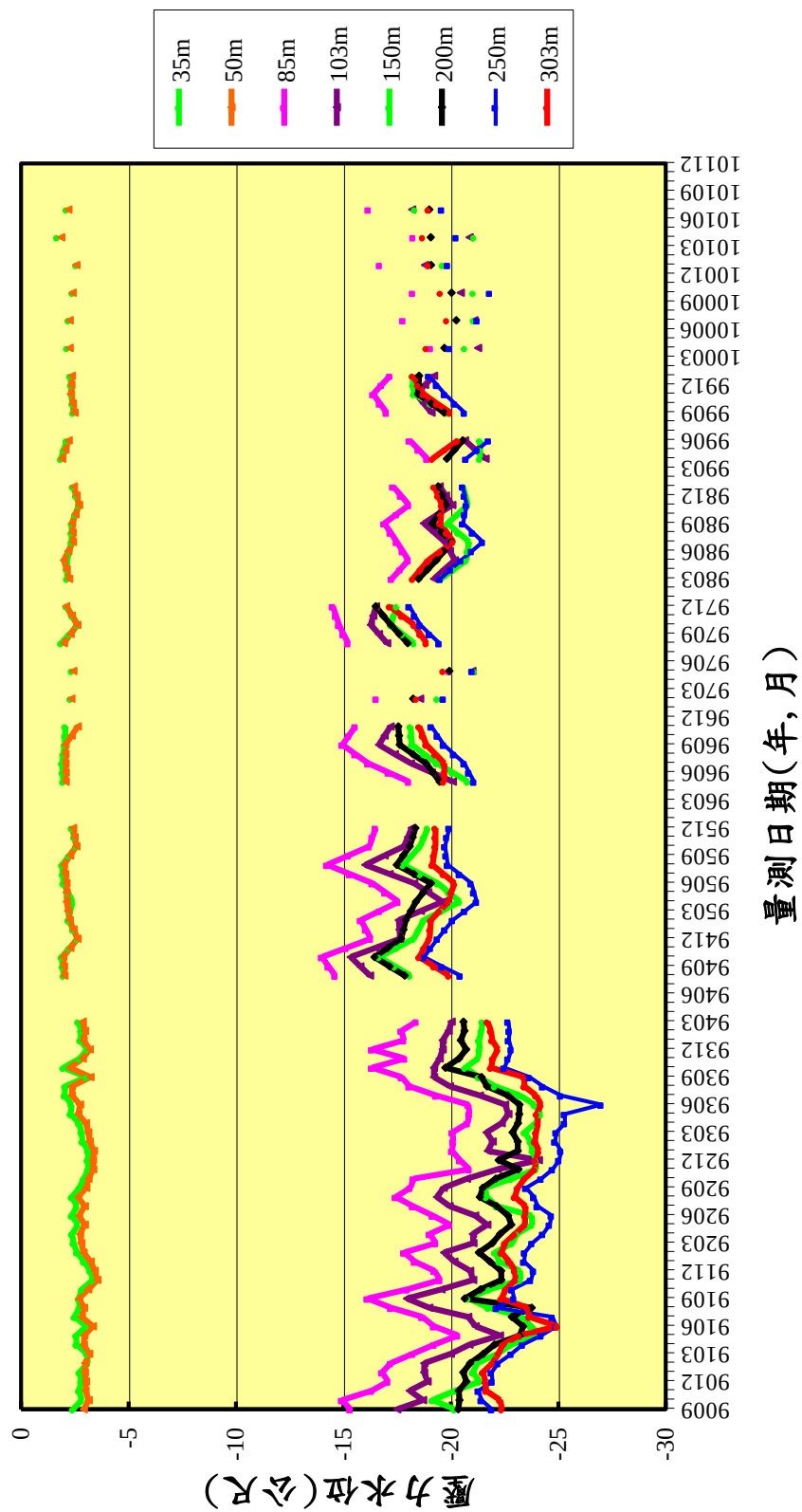


圖 8.9 布袋港(300m)分層水位變化(手動量測)

布袋港(200m)地層分層下陷觀測圖

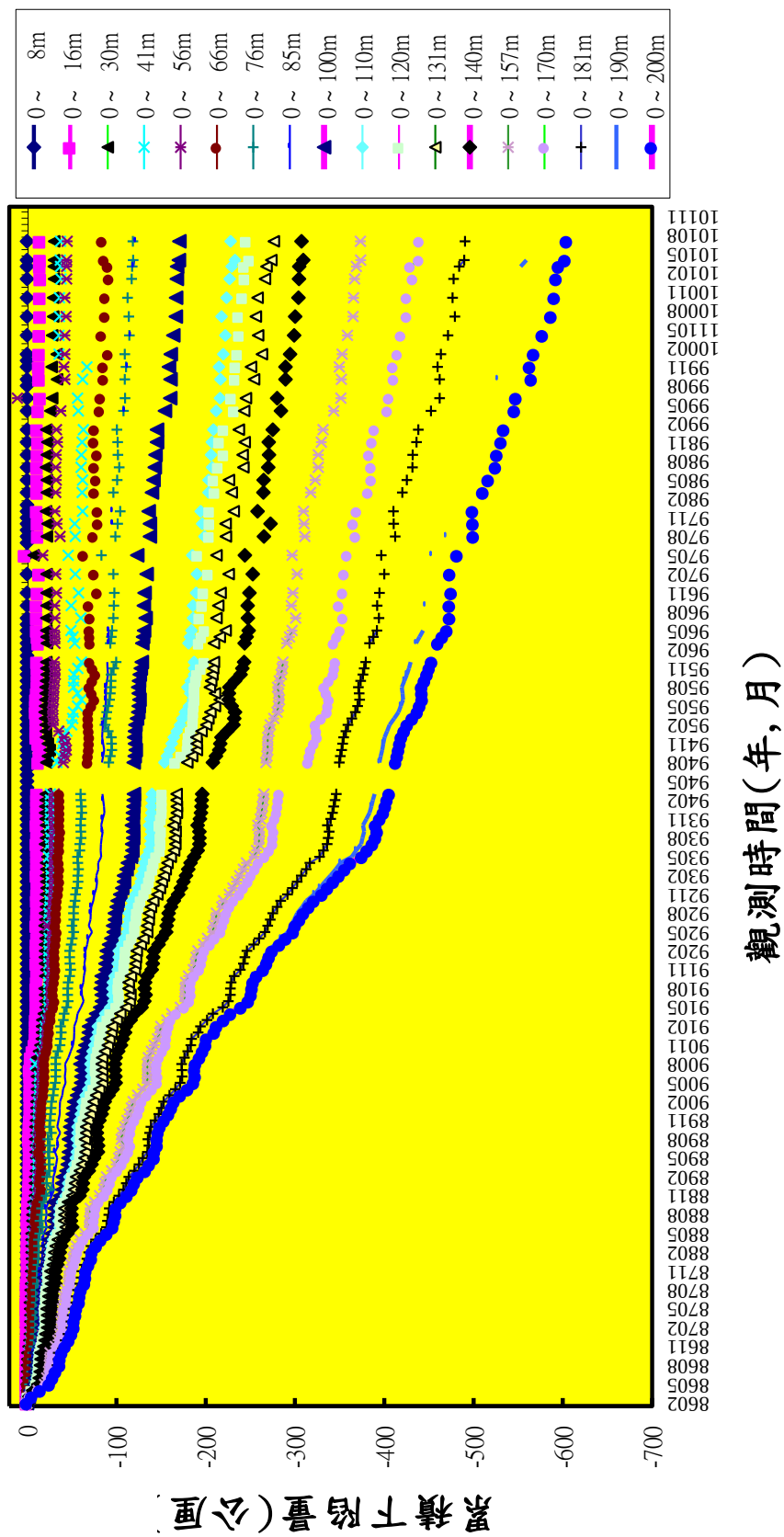


圖 8.10 布袋港(200m)分層累積下陷圖(手動量測)

布袋港(300m-新)分層個別下陷量圖

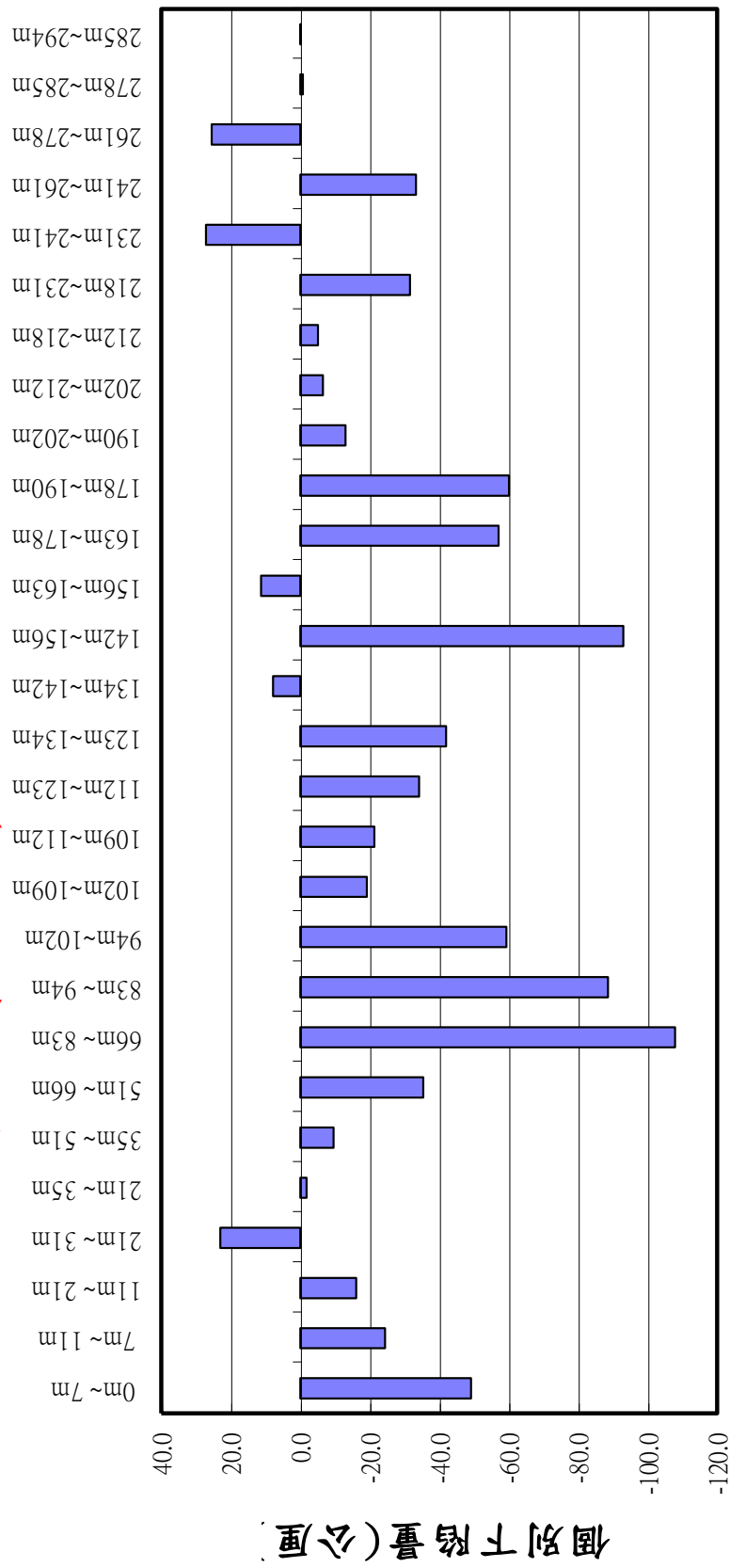


圖 8.11 布袋港(300m)分層個別下陷量圖

布袋港(300m-新)地層分層下陷觀測圖

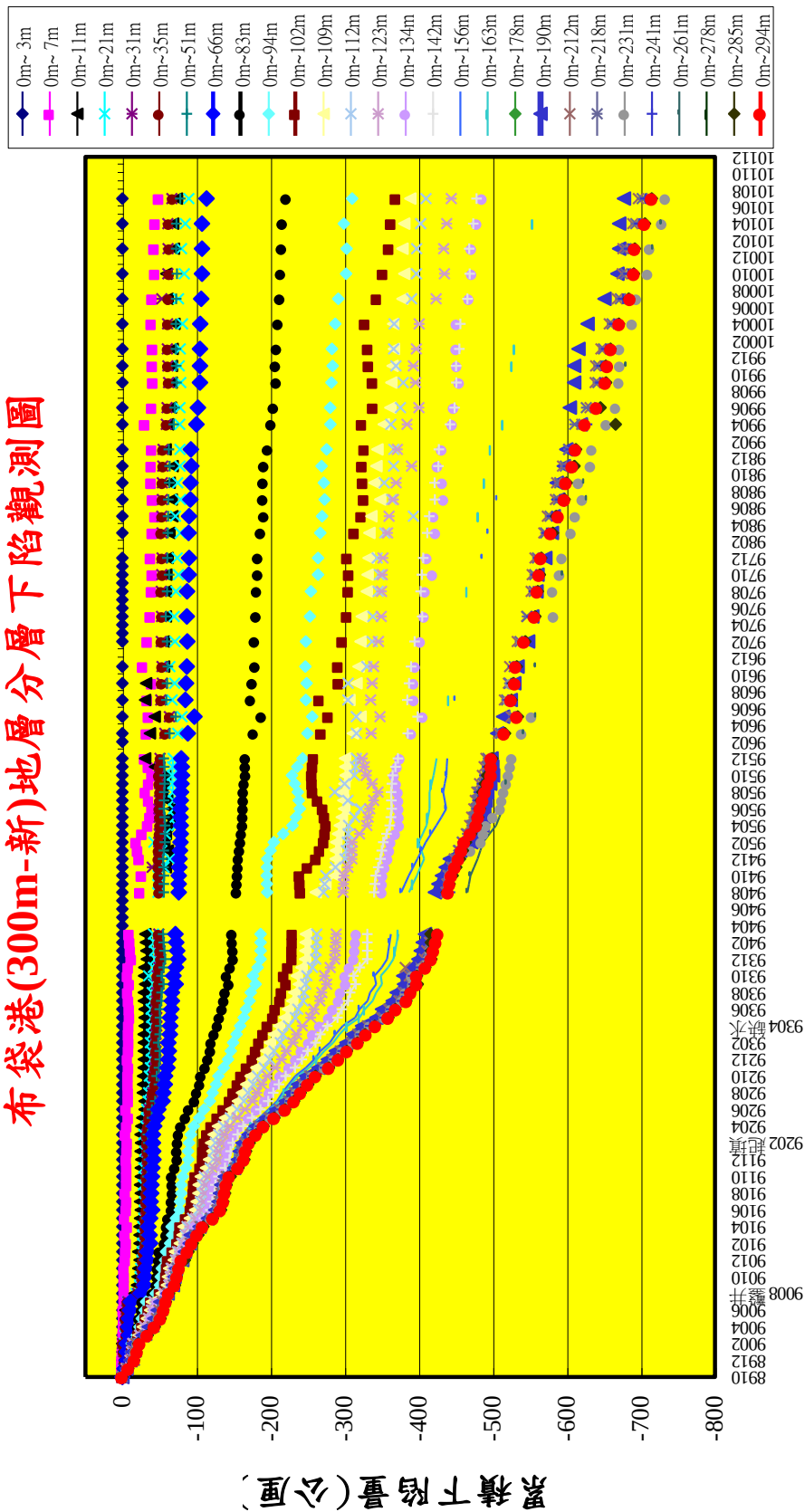


圖 8.12a 布袋港(300m)分層累積下陷量圖

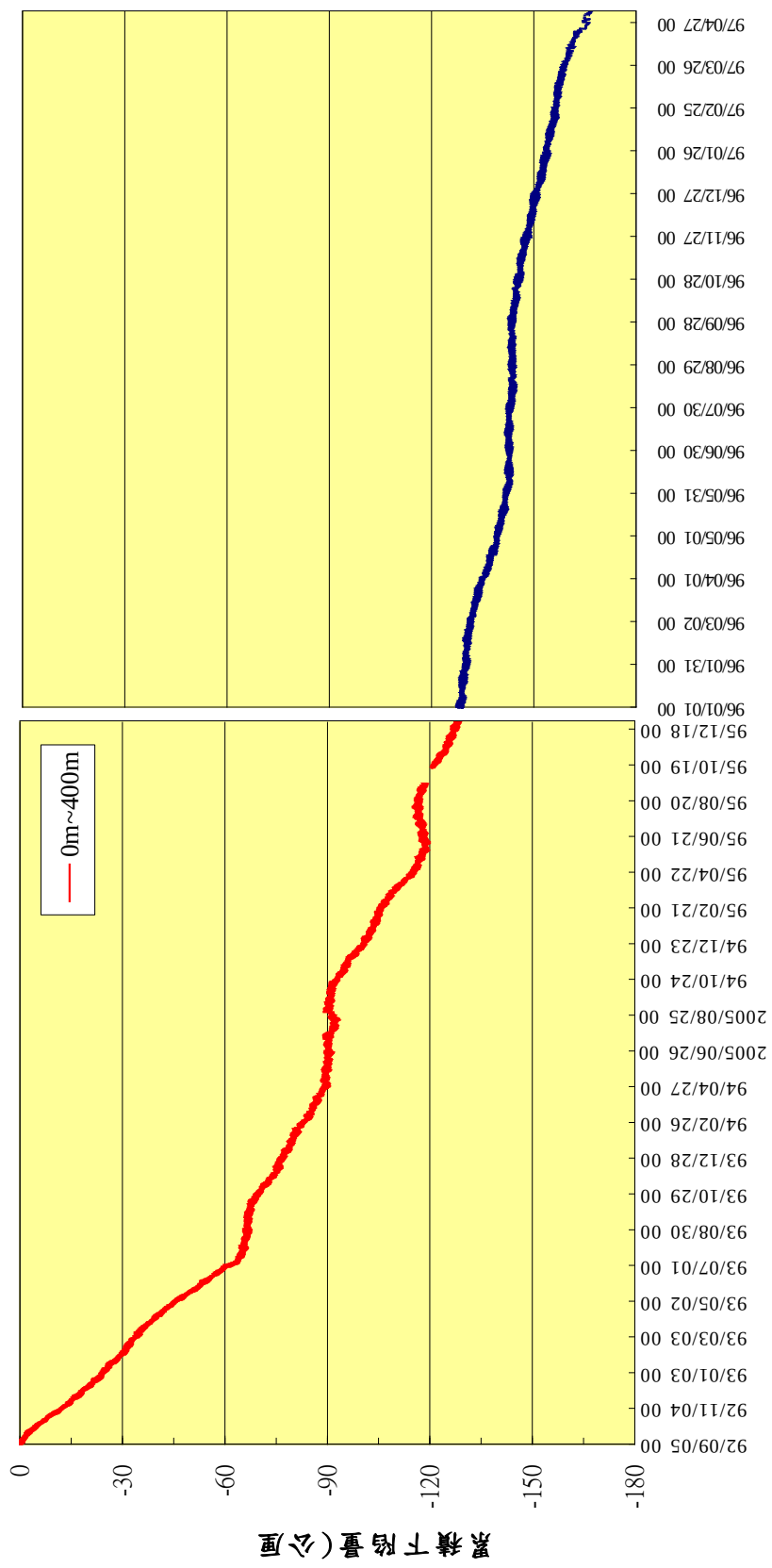


圖 8.12b 布袋港(400m)水準基準站累積下陷量圖(92/09/04~97/05/30)

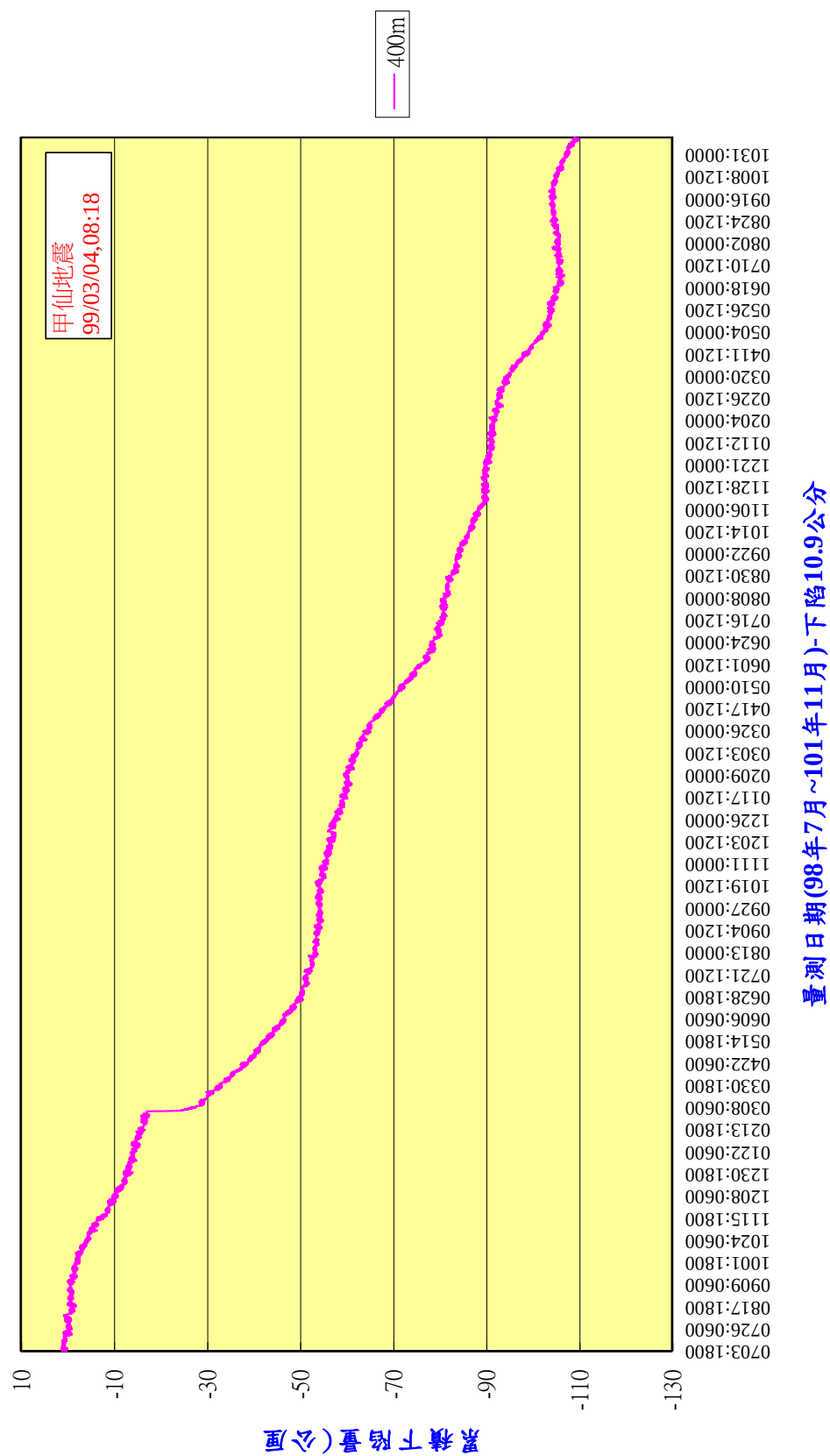


圖 8.12c 布袋港(400m)水準基站累積下陷量圖(98/07/03~101/11/21)

8.3.3 布袋港區平面水準測量

布袋港自 89 年至 92 年實施水準測量後即無檢測資料，本年度為檢測布袋港區地層下陷及檢核 400m 水準基站之下陷量，故實施港區的平面一等水準測量。一來可了解港區自 93 年至本(101)年地層下陷情形，二來可藉著 400m 水準基站微小的下陷量作為港區水準基點，作為後續引測港區地盤下陷水準檢測之基準點。

1. 水準測量檢測範圍

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

2. 水準測量網形規劃

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

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

3. 水準測量作業方法與規範

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

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

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

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

4. 水準環線分析

嘉義縣布袋鎮及布袋港區監測點水準網各閉合環線及觀測高差

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

5. 平面水準測量結果

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

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

表 8-1 環線閉合差分析表

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

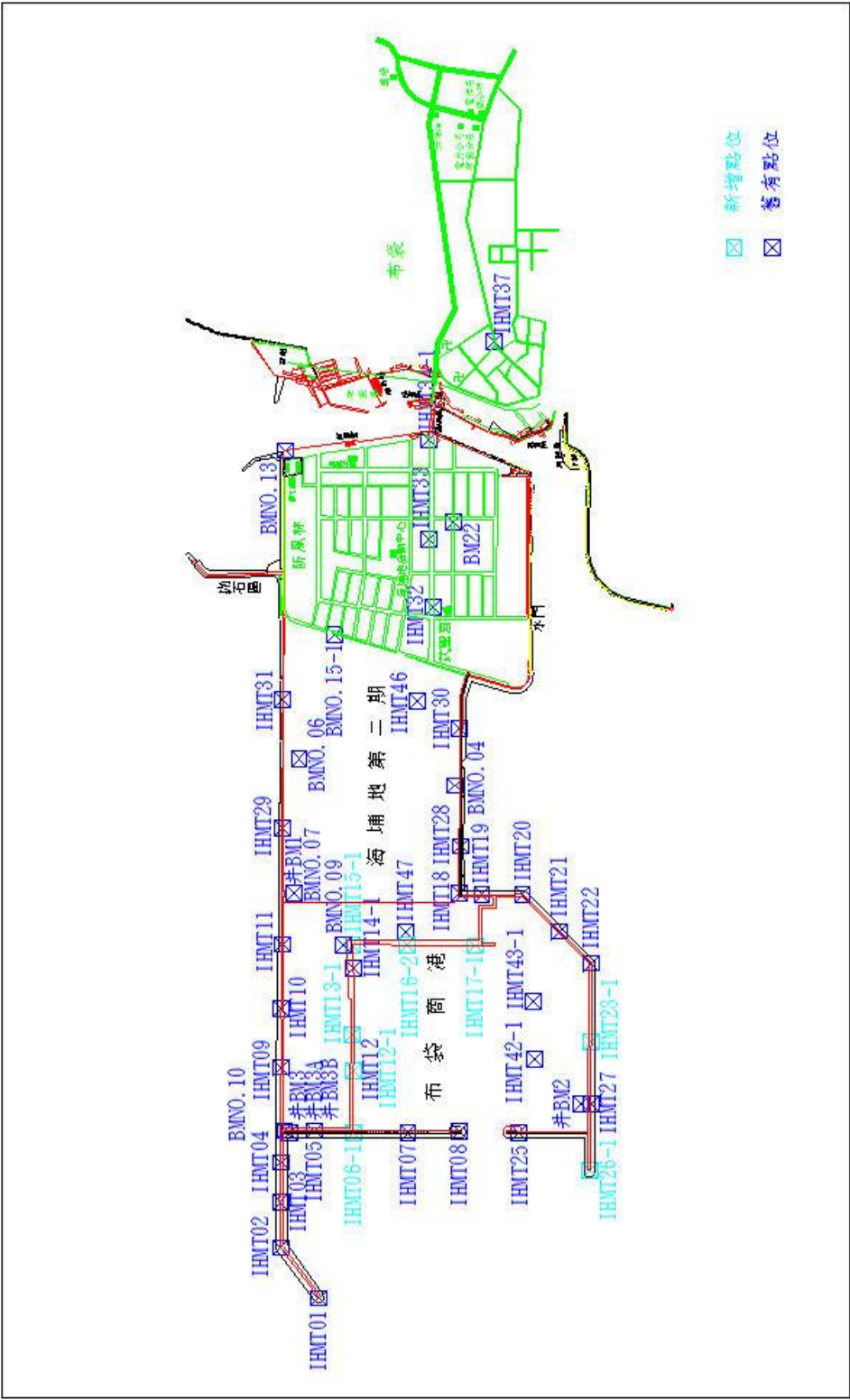


圖 8.13 101 年嘉義縣布袋鎮及布袋港區監測水準測量工作範圍圖

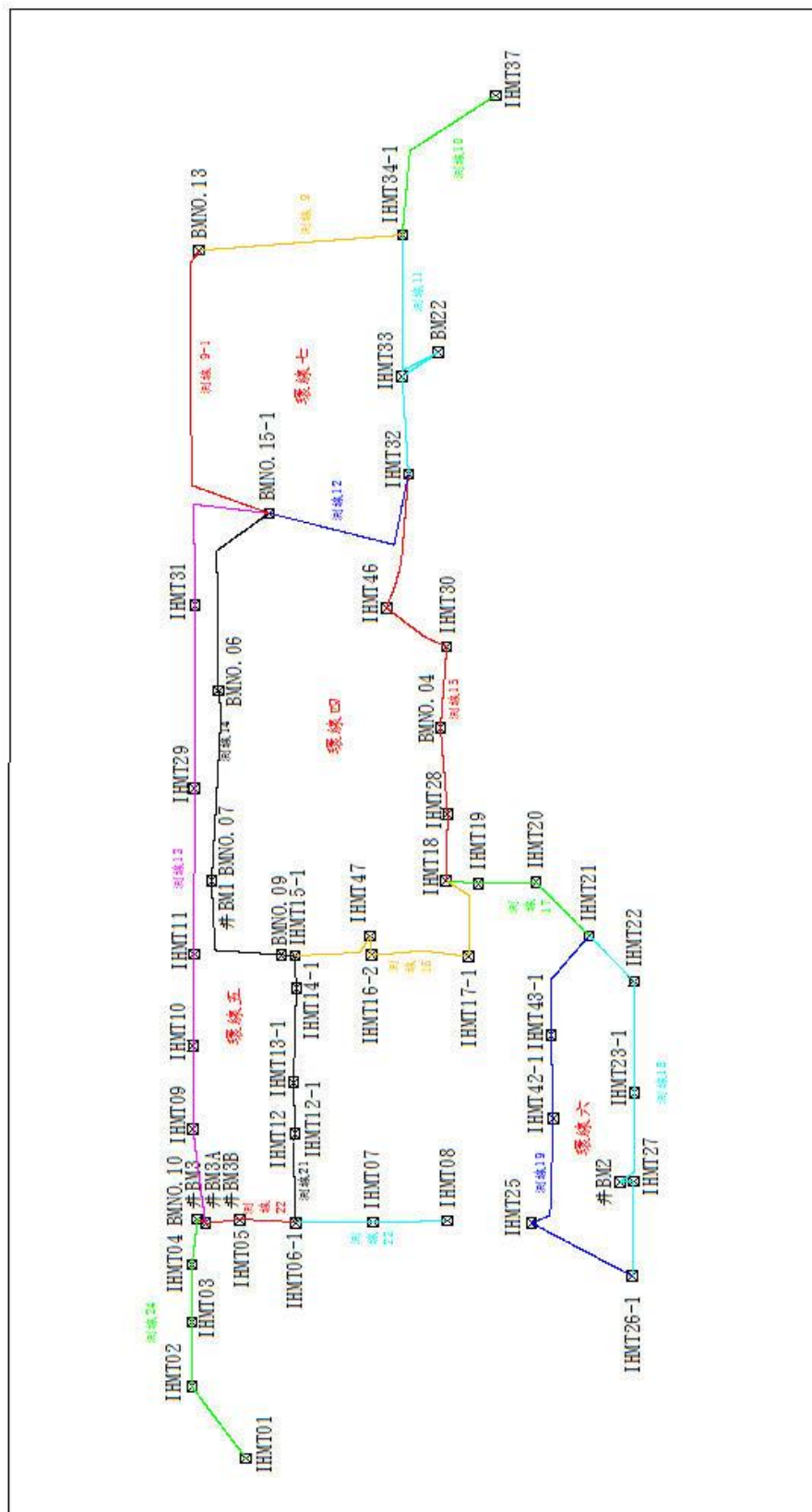


圖 8.14 101 年嘉義縣布袋鎮及布袋港區監測點水準測量水準測線、環線佈置圖

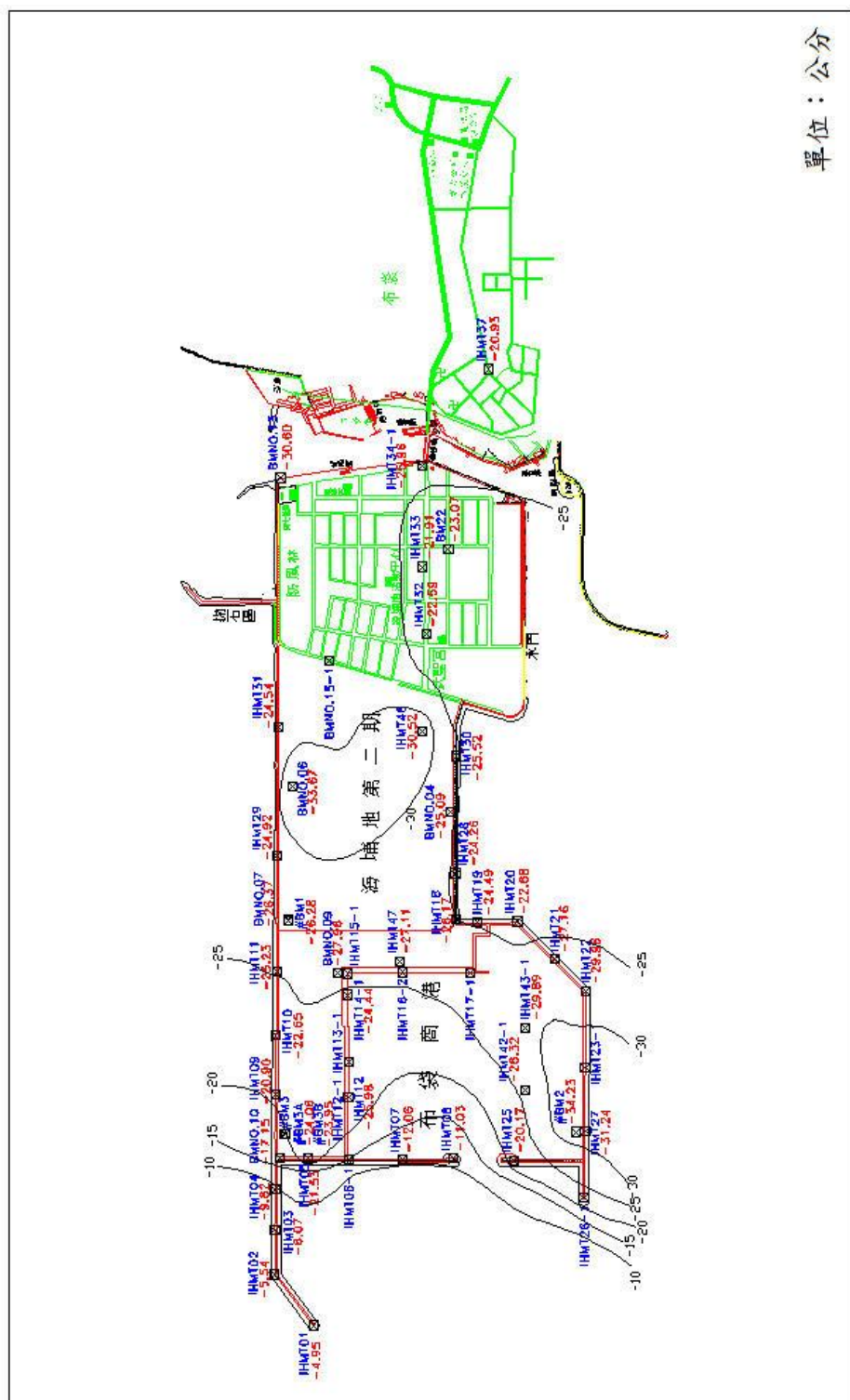


圖 8.15 嘉義縣布袋鎮及布袋港區下陷圖(93~101 年)

8.4 大鵬灣監測站

8.4.1 地下水位分析

於大鵬灣風景區西南角隅，埋設 202 公尺深之分層水壓觀測站，共埋設 5 支水壓計，其深度分別為 35 m、58 m、105 m、142 m、202 m，以手動及自動兩種方式進行量測，時間自 87 年 3 月 15 日起至 101 年 7 月 31 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，99 年 1 月開始，每 3 個月量測一次，其結果如圖 8.16 所示：

8.4.2 分層地層下陷分析

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

圖 8.17 為不同時期不同深度之感應磁環相對於深度 200 公尺感應磁環之累積曲線比較圖，由圖 8.17 顯示，從 87 年 3 月至 101 年 7 月止，共 14 年 4 個月期間，大鵬灣地表下 4 m 至 189 m 間之沉陷總量為 12.3 公分，而其中地表～51.3 m 之沉陷量為 9.5 公分，佔總沉陷量之 80%以上，由此資料顯示，大鵬灣之沉陷屬於淺層沉陷。

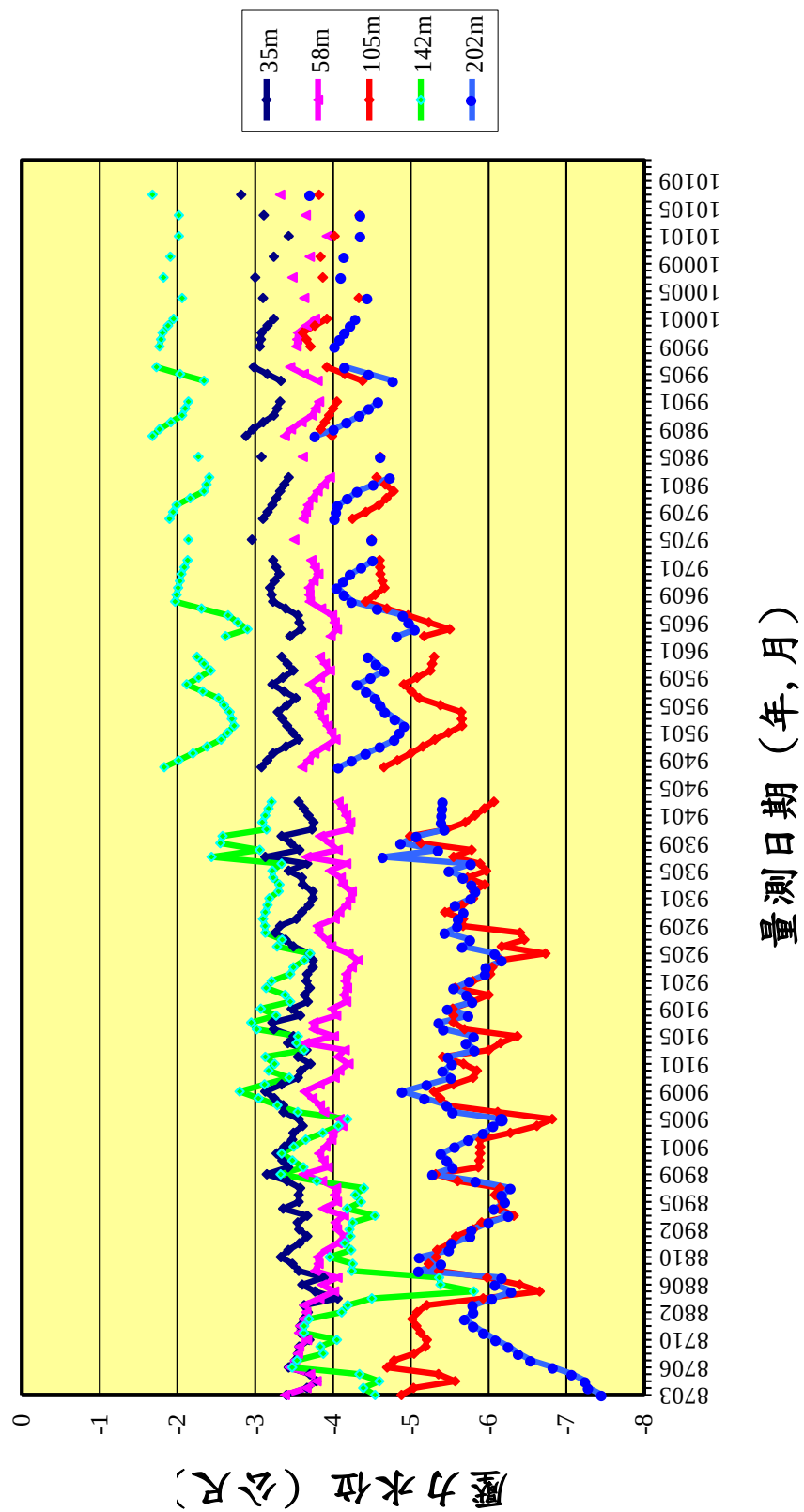


圖 8.16 大鵬灣分層水位變化圖(手動量測)

大鵬灣地層分層下陷觀測圖

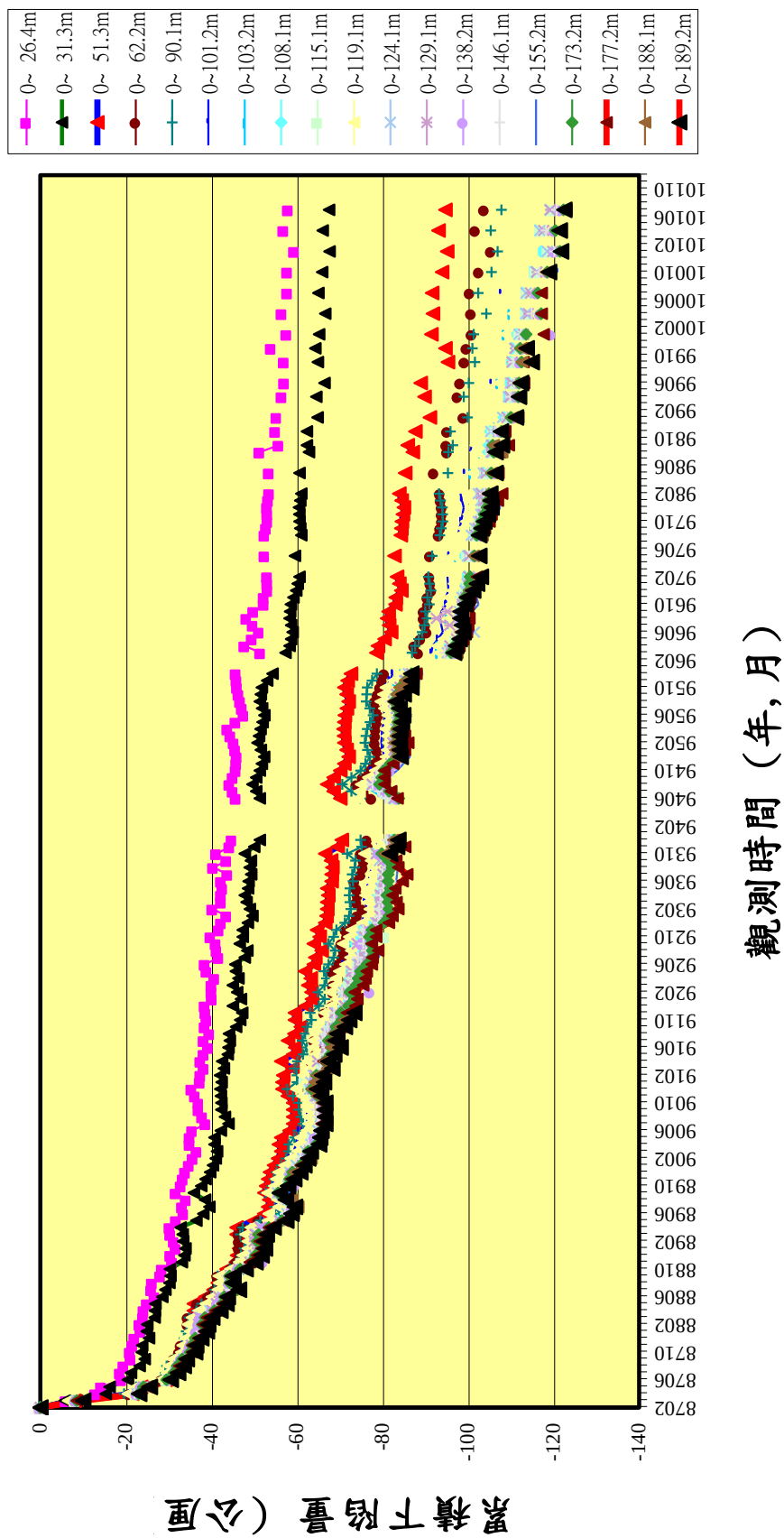


圖 8.17 大鵬灣地層分層下陷觀測圖

8.5 臺中港監測站

8.5.1 地下水位分析

於臺中港之 26 號碼頭綠地區，設置 200 公尺深之分層水壓觀測站，共埋設 5 支開放式水壓計，其深度分別為 29 m、63 m、100 m、145 m、173 m，自動量測資料自 88 年 6 月 29 日起至 91 年 6 月 7 日止，因儀器故障而改以手動量測。手動量測自 88 年 7 月開始，每月量測一次。94 年起，改以每兩個月量測一次，97 年 8 月至 98 年 8 月因水位井卡管而缺記錄，資料記錄截至 101 年 7 月止，其結果如圖 8.18 所示。

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

8.5.2 分層沉陷分析

於臺中港區第 26 號碼頭綠地之位置，設立 199 m 深之分層地層下陷監測井，分別在深度 0、3、10、18、27、31、54、73、90、110、138、157、164、179、181、189、199 m 之位置安裝一個沉陷磁環，共 17 個磁環。自 88 年 6 月開始量測，而 94 年 8 月起因儀器卡管，故累積沉陷量僅能自地表量測至 181m 深，累積總沉陷量至 101 年 7 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 8.19 所示。

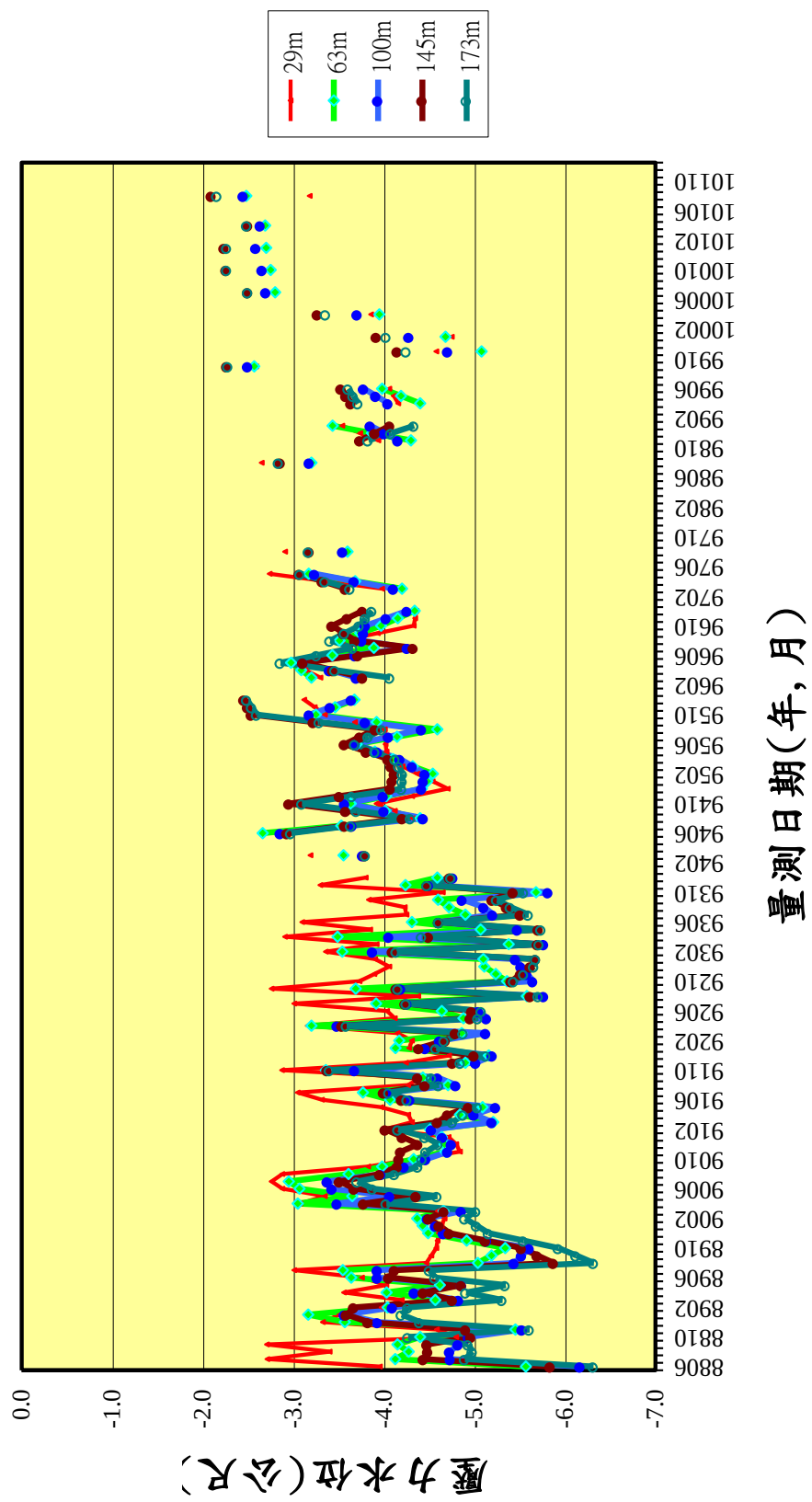


圖 8.18 臺中港分層水位變化圖(手動量測)

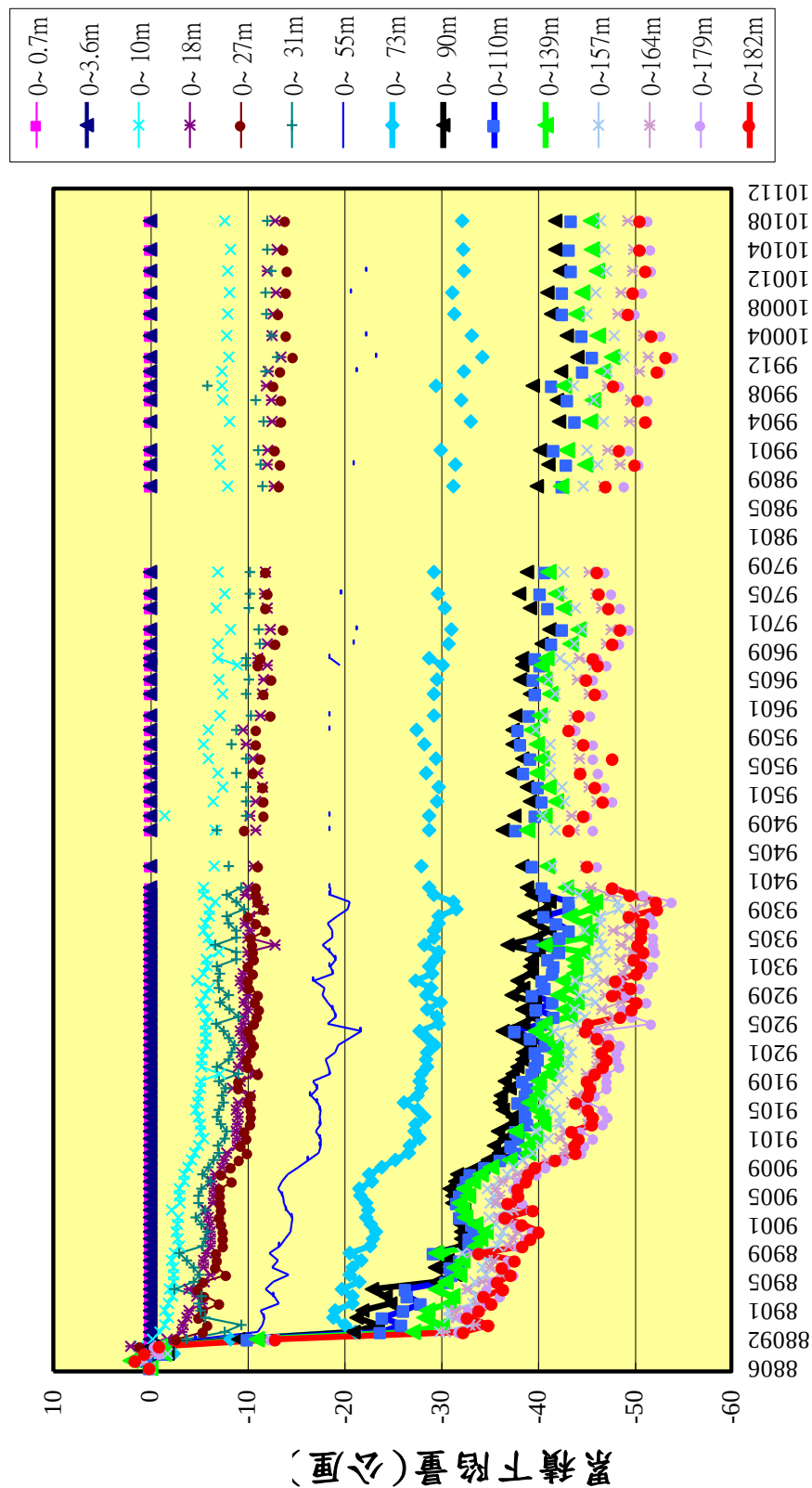


圖 8.19 臺中港分層累積下陷量圖(200m)

8.6 安平港監測站

8.6.1 地下水位分析

於安平港之 18-19 號碼頭綠地區，埋設 200 公尺深之分層水壓觀測站，共埋設 5 支開放式水壓計，其深度分別為 40 m、75 m、105 m、145m、182 m，自 88 年 7 月開始量測，每月量測一次，99 年 1 月起，每 3 個月量測一次，其結果如圖 8.20 所示。

由圖 8.20 顯示，各地層之地下水位，40 m 及 75 m 為第 1 含水層之水位，105 m 為第 2 含水層，145m 為第 3 含水層，182 m 為第 4 含水層，由水位變化顯示，第 1 含水層之 40 m 及 75 m 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 4 年來 (96 至 100 年) 應沒有受到超抽地下水影響，故地下水位呈現上升現象。

8.6.2 分層地層沉陷分析

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

圖 8.21 為不同時期不同深度之感應磁環相對於深度 200 公尺感應磁環之累積曲線比較圖，由圖顯示，從 88 年 7 月至 94 年 3 月之 5 年 8 個月期間，安平 18-19 號碼頭區地表下 0 m~200 m 間之沉陷總量為 73 公厘，而其中 0~56 m 之沉陷量為 67 公厘，佔總沉陷量之 88%以上，由資料顯示，安平港 18-19 號碼頭區之沉陷屬於淺層沉陷，自 94 年 3 月起因儀器故障故量測資料中斷。

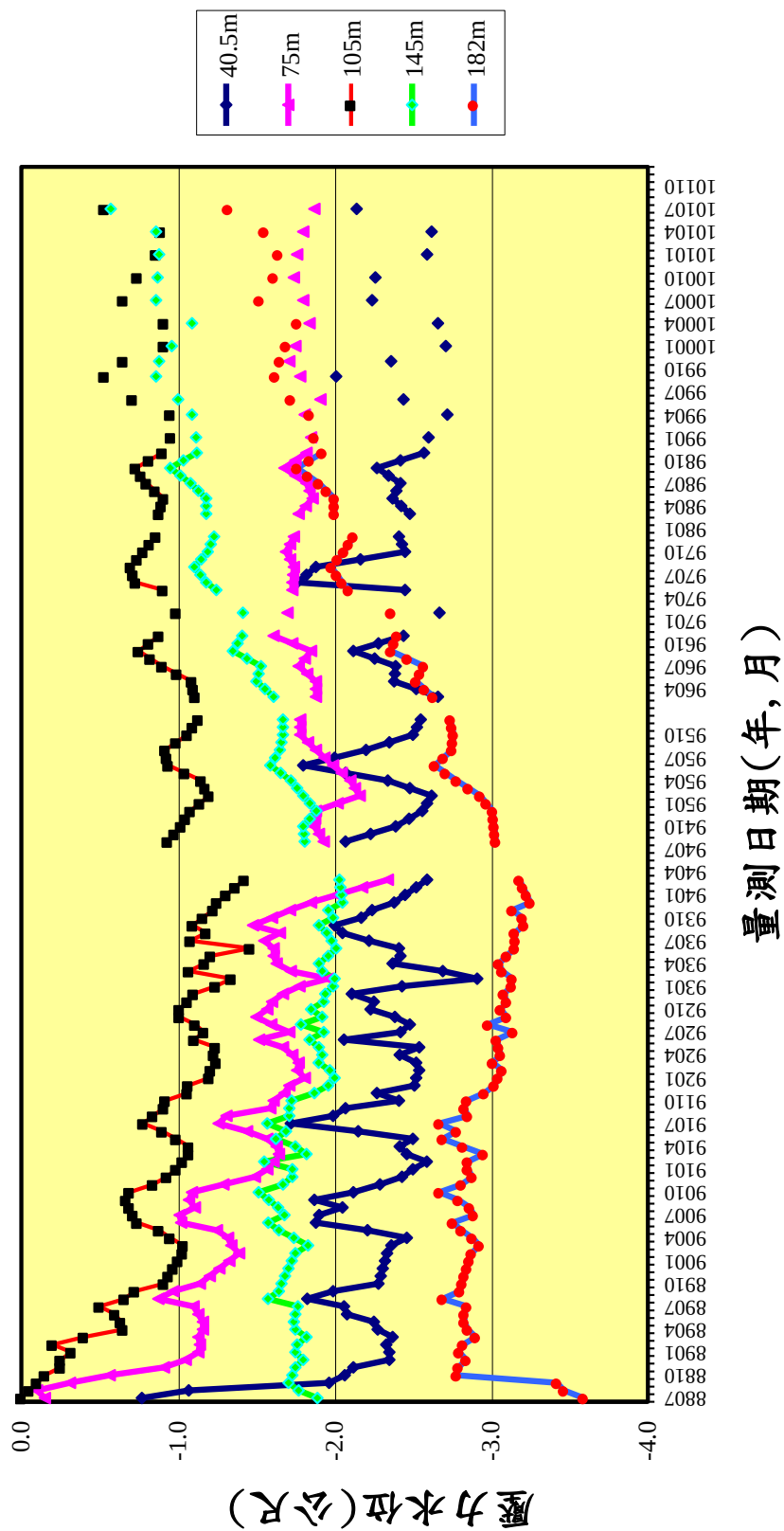


圖 8.20 安平港分層水位變化圖(手動量測)

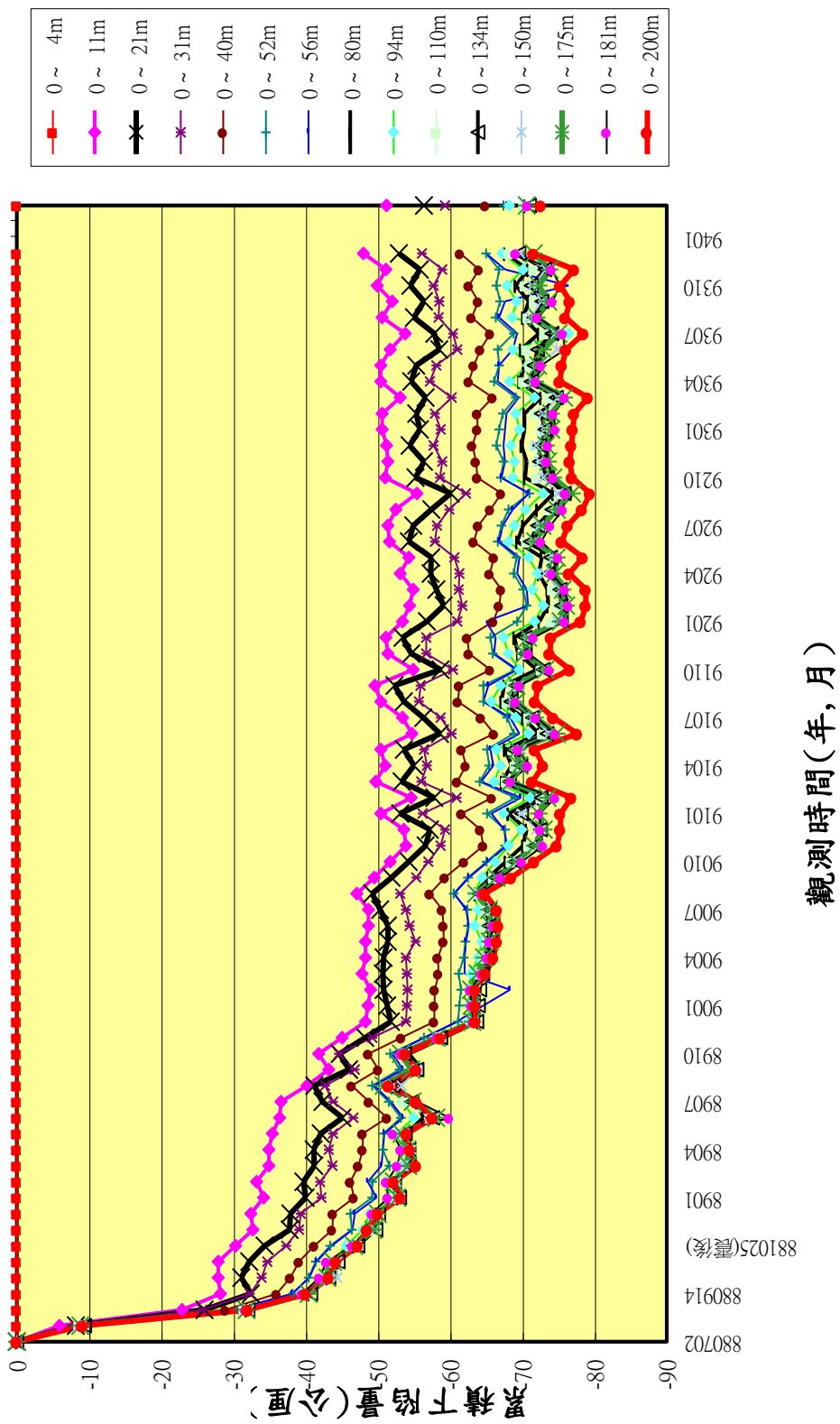


圖 8.21 安平港分層累積下陷量

第九章 結論與建議

近年來世界各國地震頻傳，也造成許多傷亡與財產損失，各國為減少地震引致之災害與損失，無不投入相當的經費與人力於地震之相關研究。有鑒於美國、歐洲、日本等國已經著手於功能性設計之研究，而國內也已著手推動橋梁及建築物之耐震功能設計，故本研究也考慮將構造物功能性設計應用在港灣構造物，俾提升國內港灣工程技術之水準，使我國與國際上之工程技術接軌。本研究參考國際航海協會有關功能性設計的流程與相關評估方法，針對既有板樁式碼頭做功能性評估的案例探討，以提供未來基準修訂的參考。

在地震及動態水壓監測部份，由過去歷史紀錄，我國港埠的地震災害包括民國 75 年的花蓮地震，造成蘇澳港 #3~#5 碼頭發生滑動傾斜的情形，以及民國 88 年發生的 921 集集地震，造成臺中港 #1~#4 沉箱式碼頭發生位移受損，由於當初並未設置相關之地震及動態水壓監測站，故無法提供相關單位即時防救災決策之參考資訊。有鑑於此，本所於民國 89 年開始，陸續於安平港、布袋港、臺中港、臺北港、高雄港及蘇澳港等 6 個港區逐年分別設置了地震及動態水壓監測站與地層下陷監測站，期望藉由長期監測及分析的成果，能提供各港務分公司未來地震防救災決策之依據，及本所耐震功能性設計相關研究之重要參考。

9.1 結論

1. 板樁式碼頭若背填土壤可能發生土壤液化而評估時未考慮，可能會嚴重低估結構損壞程度，故未來板樁式碼頭之功能性設計或評估應將土壤液化因素納入考量。
2. 由本研究功能性評估的案例結果顯示，板樁式碼頭若參考國際航海協會基準之規定，似乎能通過 A 級碼頭之功能性目標檢核。但若將碼頭

的殘留變位量納入考量，則可能無法通過等級二地震力（475 年回歸期）及等級三地震力（2500 年回歸期）之功能性目標檢核。

3. 由本研究案例評估結果顯示，板樁式碼頭的法線變位量對評估碼頭之修復性及破壞狀態，有很直接的影響，故未來在訂定板樁式碼頭的功能性評估標準時，宜將碼頭的法線殘餘變位量的限定值納入。
4. 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。
5. 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，震度 1 至 3 級之第一主頻約介於 0.71~0.86Hz。高雄港地震站震度 1 至 3 級之主頻約介於 0.69~1.02Hz。
6. 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。
7. 安平港地震站於 2006 年恆春地震中監測到 5 級地震，最大地表加速度為 101gal，經以實測水平加速度反應譜與耐震設計規範進行比較分析，初步分析結果，安平港地區結構物尚在安全範圍內。
8. 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 101 年 7 月止，總累積沉陷量約為 60.5cm，其中百分之 48 以上之沉陷在深度-140~-200m 地層發生，屬深層沉陷，近 3 年來年平均沉陷量約為 2.7cm。

300m 地層下陷站經量測結果，自 89 年 10 月至 101 年 7 月止，共 12 年總累積沉陷量約為 71.5cm，整體而言，布袋港區近 3 年來地層下陷有趨緩現象。

9.2 建議

1. 以 FLAC 軟體來協助進行碼頭之動力分析固然是不錯的方法，但進行動力分析時相關的輸入參數（包括土壤、結構、阻尼、頻率、外力及邊界條件等）是否精確，嚴重影響分析的結果，未來有必要針對相關參數研訂具體的參考建議值或經驗法則供工程師參考，才有利未來推動耐震功能性設計與評估。
2. 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。

9.3 研究成果效益

1. 提昇國內港灣結構設計與評估水準。
2. 出版研究報告將相關研究成果供產官學界參考應用。
3. 建置港區現地監測資料庫及建立港區地震速報系統，可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。

9.4 提供應用情形

1. 本計畫建置之港區現地監測系統，能於地震後即時將所測得地震大小及港區碼頭即時安全評估結果，利用 email 將相關訊息傳至各港務分公司之相關防災人員供防災決策之參考。

2. 本計畫所建置之現地監測資料庫及耐震評估方法，可提供本所及相關單位研究分析、開發規劃之參考。

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. Cornell, C. A., Engineering Seismic Analysis, 1968, Bull. Seism. Soc. Am., Vol.58, P1583-1606.
5. FLIP, Finite Element Analysis of Liquefaction Program , <http://www.y.sk.nilim.go.jp/flipmain.html>, 日本港湾技術研究所 [in Japanese].
6. 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).
7. Iai, S., Ichii, K., Sato, Y. and Liu, H., Residual Displacement of Gravity Quaywalls – parameter study through effective stress analysis, Proc. 7th U.S.-Japan workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction, Seattle, MCEER-99-0019, pp.549-563, 1999.
8. Ichii, K., A Seismic risk Assessment Procedure for Gravity Type Quay Walls, Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE, Vol. 19, No.2, 131s-140s, 2002.
9. 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).
- 10.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.
 - 11.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.
 - 12.Ishihara, K., Yasuda, S., and Nagase,H., (1996), Soil characteristics and ground damage, Special Issue of Soils and Foundations, pp.109-118
 - 13.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.
 - 14.Juang, C. H., Rosowsky, D.V., and Tang, W.H., “A reliability-based method for assessing liquefaction potential of sandy soils.” Journal Geotech. and Geoenvir. Engineering, ASCE, 125(8), 684~689(1999).
 - 15.Lai, S. Y., Hsu, S. C., and Hsieh, M. J. (2004). “Discriminant model for evaluating soil liquefaction potential using CPT data.” J. Geotech. and Geoenvir. Eng., ASCE, 130(12), 1271-1282.
 - 16.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.
 - 17.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.

- 18.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.
- 19.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).
- 20.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).
- 21.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).
- 22.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.
- 23.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.
- 24.Mononobe, N., and Matsuo, H., “On the Determination of Earth Pressures during Earthquakes”, Proceedings, World Engineering Conference 9, pp.176-182, 1929.
- 25.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).
- 26.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.

27. Newmark, N. M. (1965), "Effects of earthquakes on dams and embankments.", *Geotechnique*, 15(2), pp.139-159.
28. 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.
29. PIANC/International Navigation Association, *Seismic Design Guidelines for Port Structures*, A.A Balkema Publishers, 2001.
30. SEAOC, *Vision 2000 Performance Based Seismic Engineering of Buildings*, Structural Engineers Association of California-Seismology Committee, USA, 1995.
31. 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).
32. 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).
33. 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).
34. 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).
35. Uwabe, T., *Estimation of Earthquake Damage Deformation and Cost of Quaywalls based on Earthquake Damage Records*, Technical Note of Port and Harbour Research Institute, No.473, pp. 197, 1983 (in Japanese).
36. Westergaard, H.M., "Water Pressure on Dams during Earthquakes", *Transactions, ASCE*, Vol.98, pp.418-433, 1933.

37. 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).
38. 內政部，「建築物耐震設計規範及解說」，民國 95 年 1 月。
39. 日本港灣協會，港灣の施設の技術上の基準・同解説，運輸省港灣局監修，1999。
40. 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。
41. 交通部，港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明，2000。
42. 交通部運輸研究所，港灣構造物設計基準修訂，2005 年 2 月。
43. 交通部，公路橋梁耐震設計規範，2008。
44. 何幸娟、張文忠、陳志芳、林炳森，「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，2009。
45. 姚義久，「實用土壤力學」，文笙書局，民國 66 年。
46. 財團法人中華顧問工程司，「第五貨櫃中心工程第二期工程#78~#81 碼頭新建工程」結構計算書，民國 81 年 12 月。
47. 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，2000。
48. 陳圭璋、賴聖耀、李俊延、李昇彥、張漢忠，「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，2002。
49. 陳圭璋、賴聖耀、彭瀚毅、李俊延、張漢忠，「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，2005。

- 50.陳志芳、賴聖耀，「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，2002。
- 51.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。
- 52.張惠文、廖新興、鄭清江(1992)，「砂質地盤液化之防治方法探討」，土工技術，第 38 期，PP.17~29。
- 53.曾志煌、翁國和、徐順憲、李賢華、陳素惠、蕭清木、錢中弘、張勝評、余宗鴻、鍾沛穎、孫宏華、洪麗珍，港灣構造物設計基準修訂，交通部運輸研究所，2005
- 54.彭瀚毅，1998。臺北盆地場址效應之研究，中央大學博士論文。
- 55.逸奇科技股份有限公司，AnCAD (2011)「Visual Signal 參考指南」，第 1.4 試用版。
- 56.臺中港務局，九二一地震臺中港北碼頭區港埠設施災損原因研究分析報告書(修訂本)，宇泰工程顧問有限公司，2000。
- 57.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。
- 58.賴瑞應、賴聖耀，地震引致板樁式碼頭之穩定性分析，交通部運輸研究所，2004。
- 59.賴瑞應、曾文傑、張道光、薛強、張景鐘、許文豪，港灣構造物功能性設計法之研究(3/3)，交通部運輸研究所，2005。
- 60.賴瑞應、張權、薛強等，港灣構造物耐震性能設計架構之研究(1/4)，交通部運輸研究所，2012。
- 61.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，2005。

- 62.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。
- 63.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，1990。
- 64.賴聖耀、謝明志，「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，1996。
- 65.賴聖耀、謝明志，「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，2002。
- 66.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，2001。
- 67.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。
- 68.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，2002。
- 69.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，2007。
- 70.賴聖耀，謝明志，林雅雯，曾文傑，陳正興，黃富國，邱俊翔，港
灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(1/4)，交通部運
輸研究所，2008。
- 71.賴聖耀，謝明志，林雅雯，曾文傑，陳正興，黃富國，邱俊翔，港
灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(2/4)，交通部運
輸研究所，2009。
- 72.賴聖耀，謝明志，林雅雯，曾文傑，陳正興，黃富國，邱俊翔，港
灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(3/4)，交通部運
輸研究所，2010。

- 73.賴聖耀，謝明志，林雅雯，曾文傑，陳正興，黃富國，邱俊翔，港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(4/4)，交通部運輸研究所，2011。
- 74.薛強，地震工程性能設計法之應用(一)－單自由度橋柱及建築物之耐震性能評析與設計，財團法人中興工程顧問社專案研究報告 R-ST-02-06，2002。
- 75.薛 強、陳正忠、陳國慶，碼頭結構物耐震性能設計目標與分析方法，結構工程，第二十卷，第一期：95-110，2005。
- 76.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 臺灣地理資訊學會年會暨學術研討會。
- 77.謝明志、陳志芳、張文忠、林炳森，港區碼頭構造物模型試驗與數值模擬之研究(2/4)，交通部運輸研究所，2013。
- 78.顧承宇等，「動力分析於重力式碼頭耐震性能設計研究」，34 屆海洋工程研討會，2012。

附錄一

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.賴委員聖耀	1.本研究對於 INA(國際航海協會)、日本及我國港灣耐震功能性設計基準，皆有深入的研討與比較，並根據國內工程師的設計能力不適合以破壞機率之可靠度分析，亦考慮與我國的建築耐震設計規範、橋梁耐震設計規範等之配合，又為避免修訂幅度過大，提出現階段具體的改善建議，研究團隊真是用心良苦的進行研究；而且針對重要的港灣地區，亦進行地震與沉陷監測；整體的研究，具有深度與完整性，值得高度的肯定。 2.本年度研究團隊於第六章，特針對板樁式碼頭功能性的評估，提出案例分析，分析內容精彩絕倫，鞭辟入裡，使本研究不但有創新性，更具實用性，使工程師們藉案例分析之說明，得以瞭解功能性評估的精髓。 3.第 4-3 頁地震力回歸期與超越機率的關係式，需檢	1.感謝委員肯定。 2.感謝委員肯定。 3.遵照辦理，如 4-3 頁所示。

審查委員	審查意見	處理情形
	附參考文獻出處。 4.第 4-5 頁，提及構造物重要度排序：碼頭>橋梁>建築，有日本與 INA 耐震規範可資證明。(他們的碼頭之中度地震設定為 75 年回歸期，橋梁之中度地震設定為 50 年回歸期)，為何本研究僅建議國內的碼頭之中度地震設定為 50 年回歸期，而不直接建議設定為 75 年回歸期？是經費考慮嗎？但根據第 3-32 頁，Ichii 2002 年的研究，在 75 年回歸期的地震力作用下之耐震設計，將使得營造費和可能的損失費之總費用最低。 5.未來研究方向建議：對於以 FLAC 動力分析的輸入參數，建議訂定具體參考建議值或經驗法則供工程師參考。	4.感謝委員的指教與建議，本研究參考日本之相關研究也同意中度地震設定以 75 年回歸期的地震力作用下之耐震設計，將使得營造費和可能的損失費之總費用最低，但礙於目前建築技術規範及橋樑耐震設計規範並無 75 年回歸期的地震力計算公式可供設計使用，雖相關地震力計算可依各港地震危害度分析求得，但目前僅基隆、臺中、高雄及蘇澳港區由國震中心完成地震危害度分析，其餘商港及漁港並無地震危害度分析相關研究，故若貿然以 75 年回歸期的地震力為中度地震設定，未來推廣應用將有困難。 5.遵照辦理。
2.清雲科技大學土木系許書王教授	1.有關地下水監測部份，由於地下水位屬動態變化，對於每次量測前之地表降雨狀況或農忙大量抽水之季節，可能會有不同的變	1.感謝委員的指教與建議，港區地下水位的變化，會受到季節性的影響，本研究除了以人工手動方式定期前往量測外，於水位變化較大的監測站，亦採

審查委員	審查意見	處理情形
	化值，此部分是否會影響水位分析結果，例如颱風強降雨或農田灌溉期……。 2.引用參考文獻部份建議應予註記。 3.本研究課題為「港區現地監測與碼頭耐震功能性評估」，其中結論8有提及安平港地區結構物上在安全範圍內，對於其他有在研究範圍的港區是否也評估論述。 4.對於地層下陷的課題由於牽涉甚廣，若能藉由研究成果告知有關單位地層下陷對國土利用的負面性等，期望下陷因子得以減少或改善，對於港灣構造物安全更能得到積極的保障，其中也包括藉由研究支持立法保護地下水超抽及工程生態化等。	用電子式儀器依不同深度水位定時自動量測，以增加監測數據，並提高分析準確性。 2. 遵照辦理。 3.感謝委員的建議，有關依據實測地震資料評估安平港以外的港區結構物，將於後續研究報告中進行探討。 4.感謝委員的指教與建議，本研究報告於計畫結束後印製的出版品，將由本所統一郵寄各相關單位參閱，也期望主管機關更加積極重視地層下陷問題並獲得改善。
3.成功大學土木工程系陳東陽教授	1.本研究包含兩部分，其一為現地監測，其二為碼頭耐震功能評估。本計畫為四年期之第二年計畫，第二年計畫之主要研究對象為板樁式碼頭之耐震功能	1.感謝委員肯定。

審查委員	審查意見	處理情形
	性評估，於地震及動態水壓監測部分第二年以彙整安平港地震監測站及港區（布袋港、臺中港、安平港及大鵬灣）地層下陷監測。 2. 本計畫對港區及碼頭之耐震性能評估及現地監測資料提供與工程應用之參考資料，可作為評估港區及碼頭耐震功能評估，為一重要之研究。	2. 感謝委員肯定。
4. 中央大學土木工程系李釗教授	1. 建議統一名稱，如耐震功能性設計法，不必使用其他名詞，如新耐震評估方法用途係數 VS 重要係數。 2. 表 3-1、表 4-5 與表 3-4、4-5，表 6-4 內容相似，但邏輯不同，建議考量是否值得改變 INA 的定義。 3. 研究工作量大，成果具體，是可滿足一年的研究需求。	1. 遵照辦理。 2. INA 構造物 S 及 A 級等級構造物之分類說明雖與我國港灣結構物設計基準之結構物分類說明不盡相同，但其結構物分類邏輯與分類結果經本研究評估兩者應該相同，故建議維持原報告之敘述與說明。 3. 感謝委員肯定。

附錄二

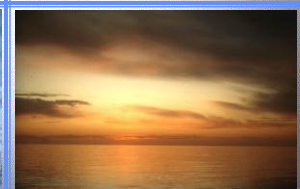
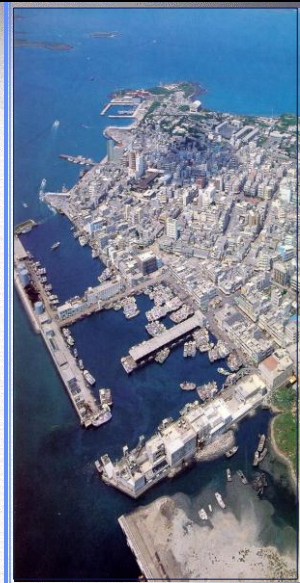
期末報告簡報資料

碼頭耐震功能性評估 (2/4)

簡報人：賴瑞應

交通部運輸研究所港灣技術研究中心

中華民國102年1月



簡報內容

- 一、前言
- 二、傳統耐震設計與功能性設計比較
- 三、板樁式碼頭功能性規定及分析方法
- 四、板樁式碼頭功能性評估範例
- 五、結論與建議



一、前言

3/44

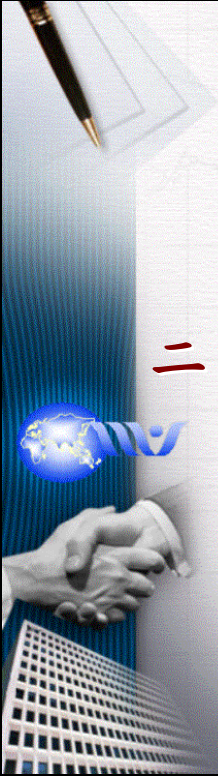
緣起

台灣四面環海、經貿貨物運輸以海運為主
位於環太平洋地震帶、每年大小地震發生無數
國內外耐震設計規範已朝功能性設計方向研訂
確保港灣構造物生命期之使用、安全及經濟性

研究範圍及目的

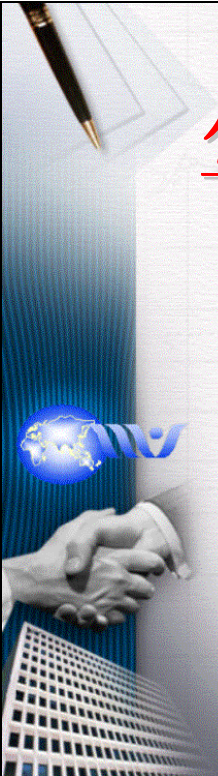
重力式碼頭、板樁式碼頭及棧橋式碼頭之功能性評估方法
提供未來基準修訂及推廣新設計方法之參考範例。
提升國內港灣工程設計水準，達到防災減災的目的。

4/44



二、傳統耐震設計與功能性設計比較

5/44



傳統耐震設計理念

安全 + 經濟

1. 小震不壞
2. 中震可修
3. 大震不倒

6/44

傳統耐震設計法的不足

以強度為基礎

結構強度 > 設計地震力

→ 結構的破壞不僅與強度有關，還與其變形有關。

小震不壞、中震可修、大震不倒，以確保人命安全

→ 但更多的人命及經濟損失來自構造物或其附屬設施之損壞所引發之二次災害

單一的設計地震力(475年迴歸期的地震力)為唯一設計目標

→ 遭遇不同強度與頻率的地震力，構造物的行為如何、是否滿足預期的功能？

7/44

功能性設計法與傳統設計法之比較

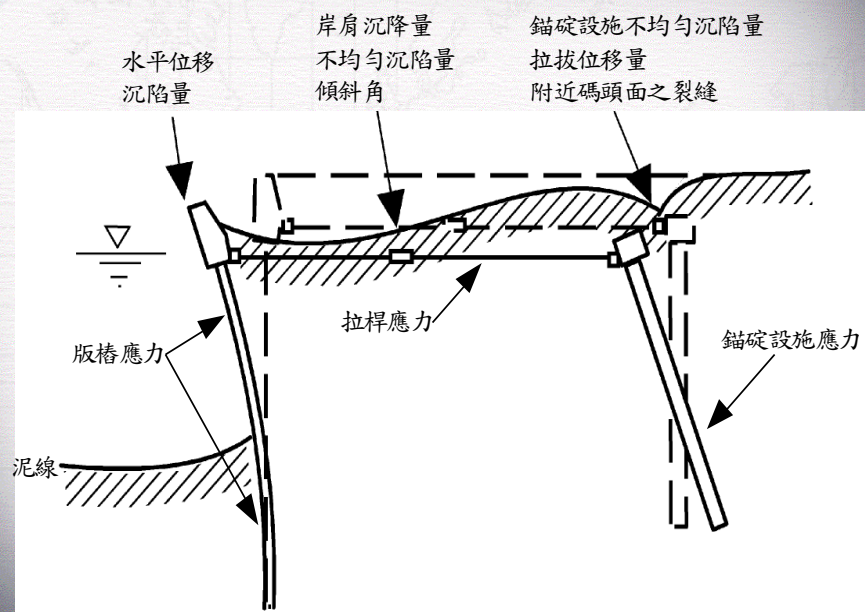
功能性耐震設計	傳統耐震設計
多等級地震力	單一設計地震力
多等級耐震功能性設計目標	單一耐震設計目標
直接明確的定量	間接隱含定性的功能表達
選擇與其破壞型式密切相關之破壞參數	只考慮強度

8/44

三、板樁式碼頭功能性規定 及分析方法

9/44

板樁式碼頭功能性參數



10/44

板樁式碼頭功能性可接受標準(INA)						
功能性水準			第I級 (可使用)	第II級 (可修復)	第III級 (接近崩塌)	第IV級 (崩塌破壞)
殘餘變位	板樁變位	正規化水平位移d/H	<1.5% 或d<30cm	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<3°	N/A	N/A	N/A
	岸肩變位	岸肩沉陷量	3cm~10cm	N/A	N/A	N/A
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A	N/A
最大反應下之 應力或應變	基盤面以上板樁		彈性	塑性，不超過韌性 容量或應變極限	塑性，不超過韌性 容量或應變極限	塑性，超過韌性 容量或應變極限
	基盤面以下板樁		彈性	彈性	塑性，不超過韌性 容量或應變極限	塑性，超過韌性 容量或應變極限
	拉桿		彈性	彈性	塑性，不超過韌性 容量或應變極限	塑性，超過韌性 容量或應變極限
	錨碇設施		彈性	彈性	塑性，不超過韌性 容量或應變極限	塑性，超過韌性 容量或應變極限

不同結構等級各等級地震力所對應的耐震功能性目標					
地震等級	功能水準	第 I 級 (可使用)	第 II 級 (可修復)	第 III 級 (接近崩塌)	第 IV 級 (崩塌)
等級一 (50年回歸期地震)		A、B級	C級	—	—
等級二 (475年回歸期地震)		特定級	A級	B級	C級
等級三 (2500年回歸期地震)		—	特定級	A級	B級
					12/44

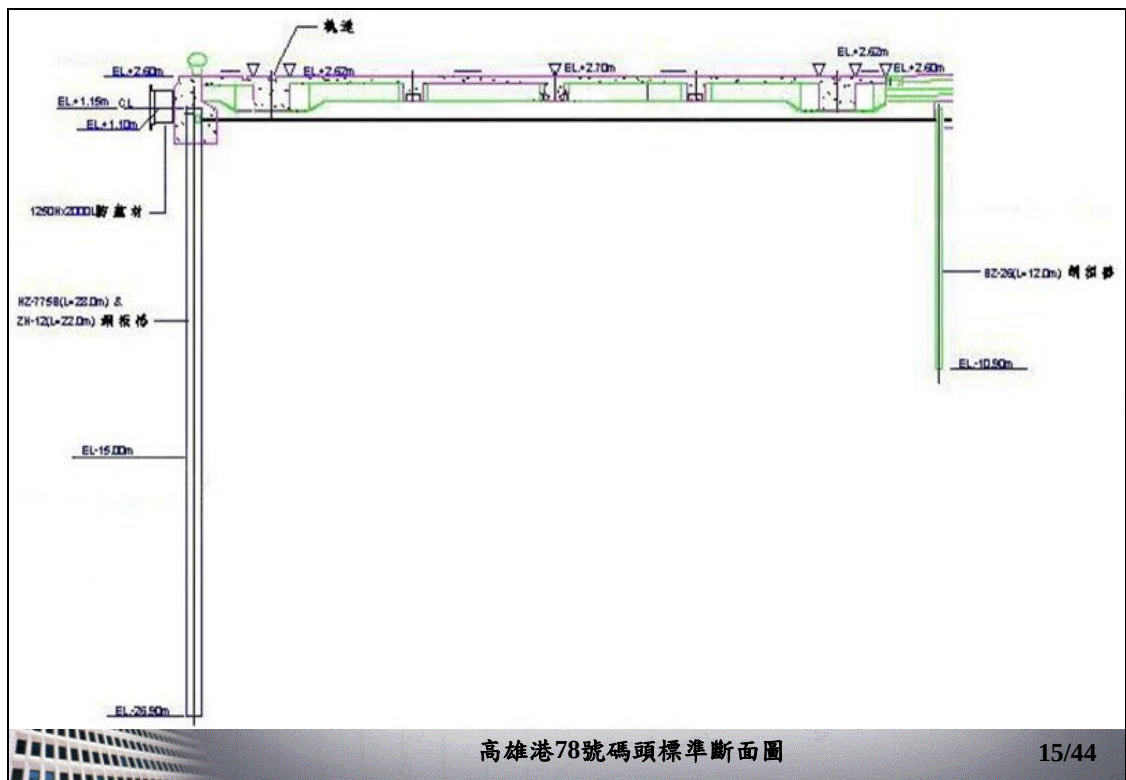
不同等級結構物所對應的耐震功能性評估方法

碼頭重要度 地震等級	特定級	A級	B級	C級
等級一 (50年回歸期地震)	—	• 簡便分析 • 簡便動力分析 • 動力分析	• 簡便分析 • 簡便動力分析 • 動力分析	• 簡便分析 • 簡便動力分析 • 動力分析
等級二 (475年回歸期地震)	• 動力分析	• 動力分析	• 簡便動力分析 • 動力分析	• 簡便分析 • 簡便動力分析 • 動力分析
等級三 (2500年回歸期地震)	• 動力分析	• 動力分析	• 簡便動力分析 • 動力分析	—

13/44

四、板樁式碼頭功能性評估

14/44



碼頭功能性目標決定		
等級	碼頭之特性	用途係數
特定	明顯具有A級結構物之特性1至3項之情形者	1.5
A 級	1) 結構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2) 負有震災後復建工作之重要任務者。 3) 儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之重大損失者。 4) 結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5) 結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。	1.25
B 級	凡不屬於特定、A級、C級者	1.0
C 級	特定及 A 級以外之小規模結構物，復舊作業容易者	0.8

功能性目標

地震力等級	損壞等級(功能性等級)			
	等級 I (可使用)	等級 II (可修復)	等級 III (接近崩塌破壞)	等級 IV (崩塌破壞)
Level 1 (迴歸期約50年)	A			
Level 2 (迴歸期約475年)		A		
Level 3 (迴歸期約2500年)			A	

17/44

A級板樁式碼頭各等級地震力容許損壞規定

功能性標準		地震等級	等級一 50年	等級二 475年	等級三 2500年
殘餘變位	板樁變位	正規化水平位移d/H	<1.5% 或d<30cm	不檢核	不檢核
		向海側傾斜角	<3°	不檢核	不檢核
	岸肩變位	岸肩沉陷量	3cm~10cm	不檢核	不檢核
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	不檢核	不檢核
		向海側傾斜角	<2°~3°	不檢核	不檢核
最大反應下之 應力或應變	基盤面以上板樁		彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限	塑性，不超過韌性容量或應變極限
	基盤面以下板樁		彈性	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限
	錨碇拉桿(鋼索)		彈性	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限
	錨碇設施		彈性	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限

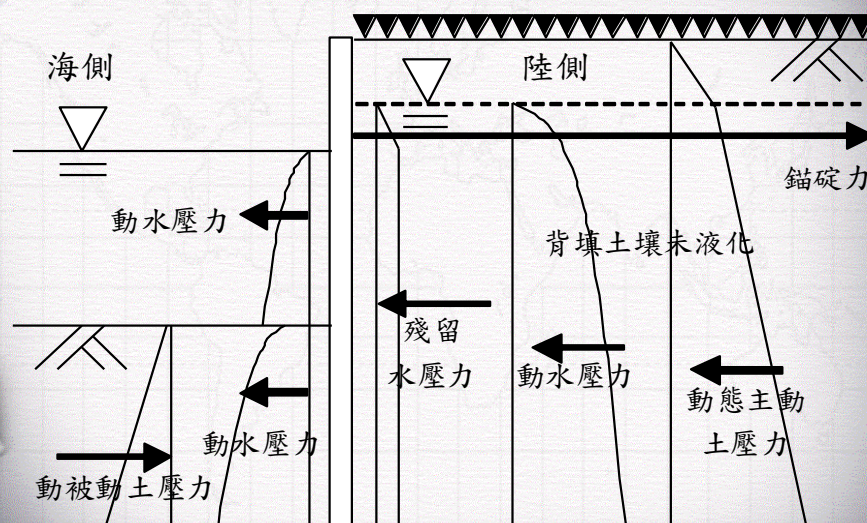
18/44

簡便分析法

- 基於力量平衡之**擬靜態分析方法**
- 地震力為施加於結構側向之**靜態慣性力**
- 地震力計算 $V=K*W$
- K稱為震度係數，W為物體重量。

19/44

板樁式碼頭地震力作用下之受力機制



評估結果本案例碼頭之？界穩定震度係？約為0.14

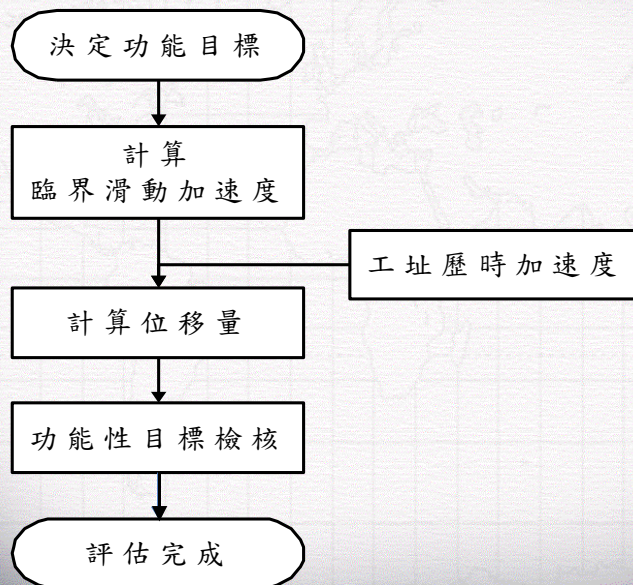
20/44

等級1地震力(回歸期約50年)

- 考量工址區位(高雄市前鎮區)、地盤效應、碼頭結構基本週期，計算得475年回歸期水平設計震度(K_h)為0.24。
- 回歸期50年之地震力約為475年回歸期地震除以3.25故50年回歸期水平設計震度(K_h)為 $0.24/3.25=0.075$ 。
- 考量垂直地震力影響，設計震度 K ($K=K_h / (1-K_h/2)$) 經計算為0.078。
- 耐震安全係? $F.S.=0.14/0.078=1.79$ ，安全係數大於1，結構穩定無位移，且主鋼板樁、錨碇鋼索及錨碇鋼板樁構件應力也屬於彈性範圍，檢核結果屬於第 I 級的功能性水準。
符合A級結構物在Level 1地震力等級的功能目標。

21/44

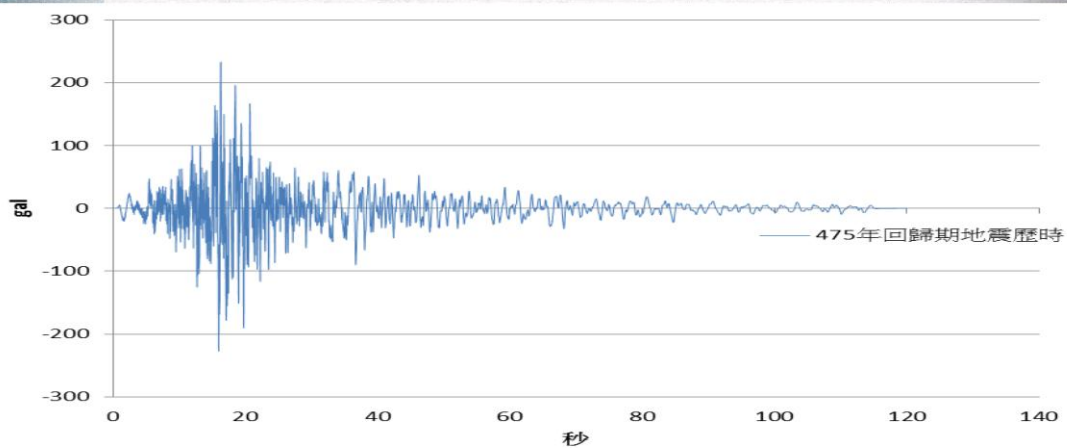
簡便動力分析法(滑動塊分析)



22/44

等級2地震力(回歸期約475年)

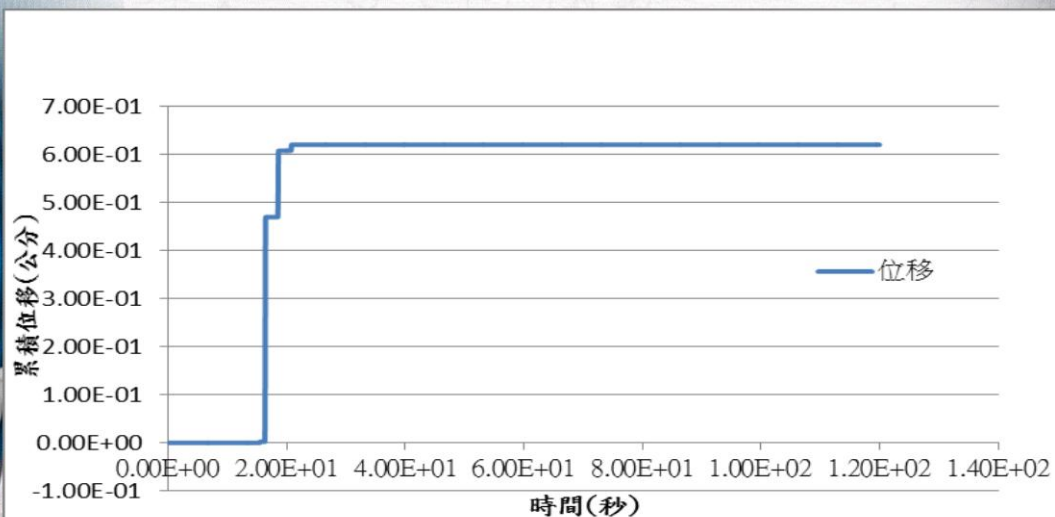
● 475年回歸期水平設計震度(K_h)為0.24。



等級二地震東西向人造地震歷時

23/44

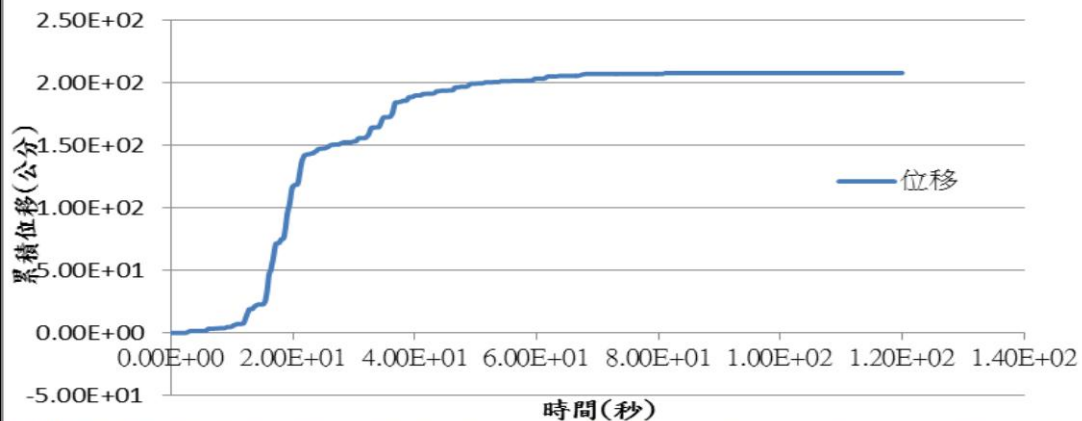
本案例未考慮土壤發生液化之？界穩定震度係？，換算成
臨界滑動水平震度係數 $K_h=0.13$ ，臨界滑動加速度=153gal。
評估結果，結構體滑動位移量為0.6公分。



未考慮液化因素之碼頭滑動量分析結果

24/44

本案例考慮土壤發生液化之？界穩定震度係？，換算成臨界滑動水平震度 $K_h=0.01$ ，臨界滑動加速度 $=12\text{gal}$ 。評估結果，結構體滑動位移量為207.8公分。



考慮液化因素之碼頭滑動量分析結果

25/44

1. 本案例若不考慮背填土壤發生液化，碼頭僅產生0.6公分的滑動位移量，但若將背填土壤發生液化的因素納入考量，碼頭產生207.8公分的滑動位移量，兩者評估結果差異甚大。
2. 等級二地震力作用下，當背填土壤發生液化，錨碇鋼索發生降伏，無法符合錨碇拉桿(鋼索)需在彈性範圍之規定，故檢核結果本案例碼頭無法滿足等級二地震力A級碼頭的功能目標。

26/44



動力分析法

分析軟體的選擇

- 能有效模擬土壤、結構及水的互制作用
- 能模擬土壤液化現象
- 能模擬地震作用下之動水壓力
- 軟體容易取得、普遍被使用及接受
- 相關研究參考資料取得容易

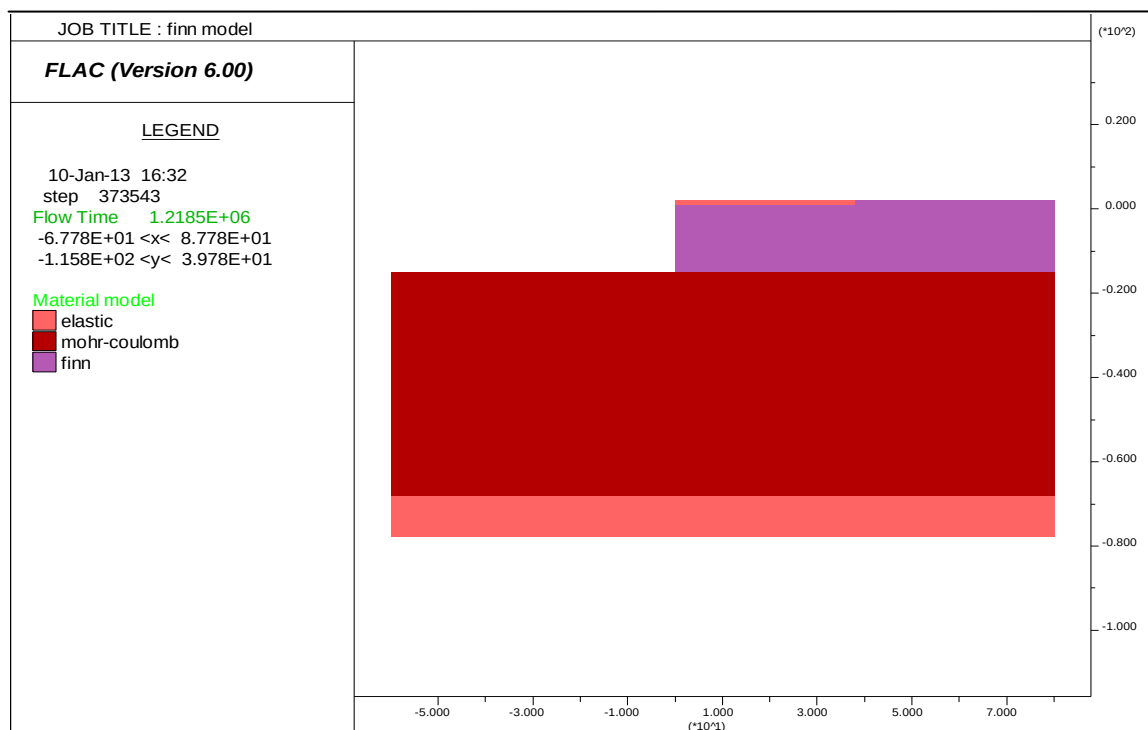
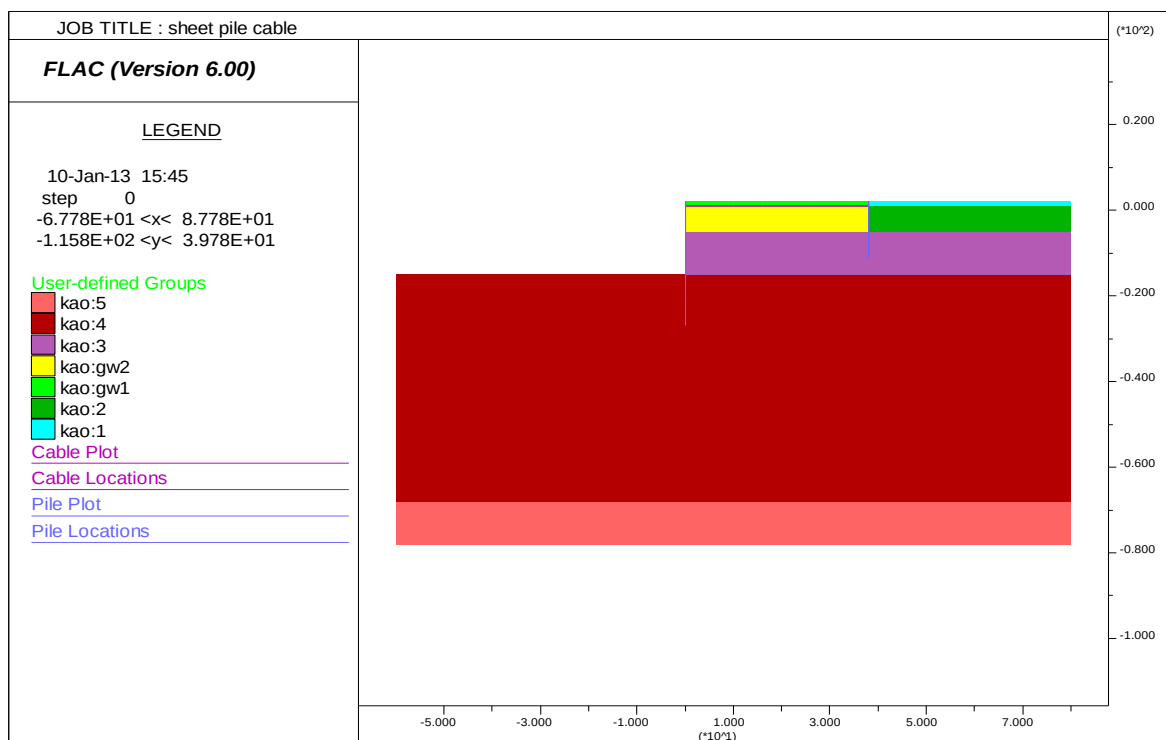
27/44

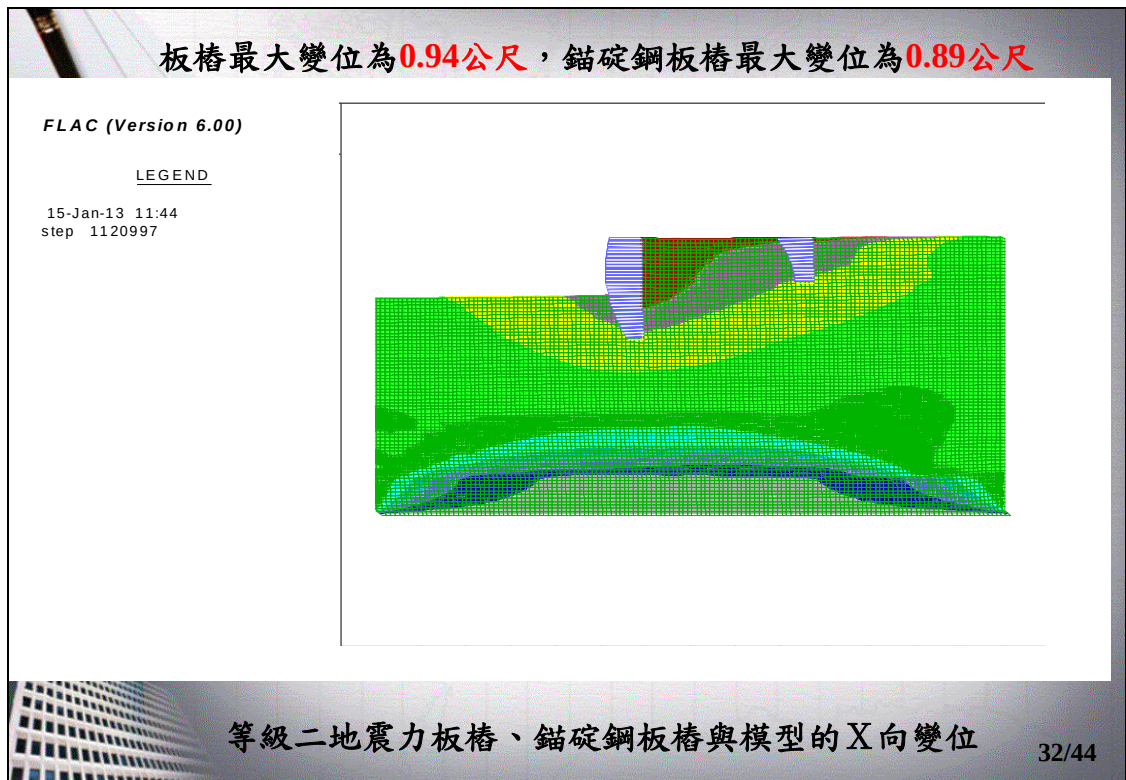
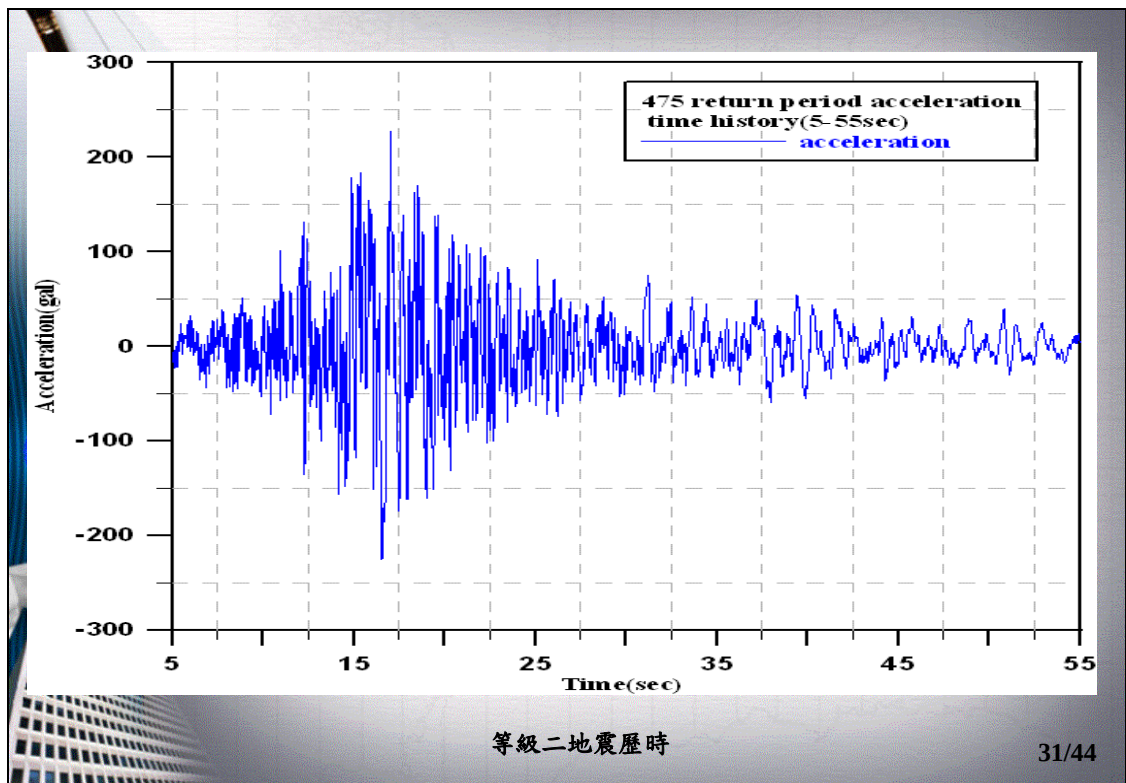


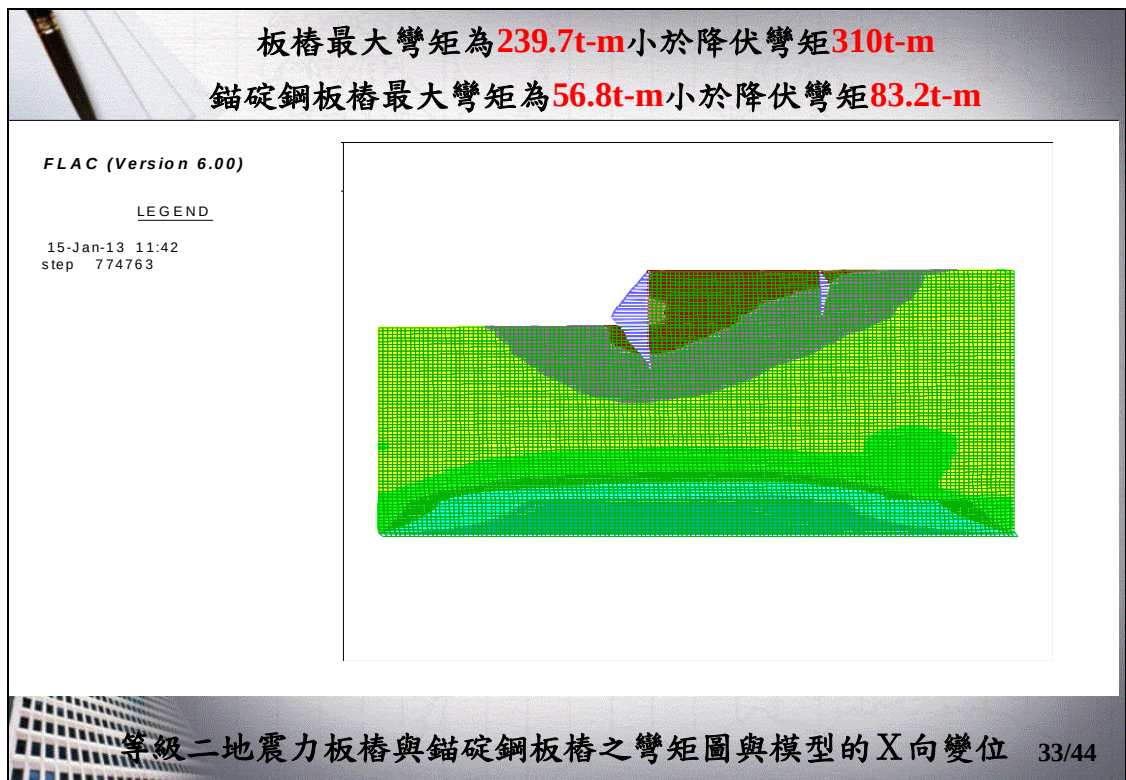
FLAC動態有效應力數值模擬程序包括：

- 1) 建立碼頭模型網格
- 2) 設定土壤參數
- 3) 建立結構元件
- 4) 設定靜態邊界條件並進行重力力學平衡計算
- 5) 施加海水側向力
- 6) 設定地下水位線進行滲流平衡
- 7) 靜態系統力學平衡
- 8) 設定液化土層以Finn 模式模擬
- 9) 給予阻尼參數和吸能邊界條件
- 10) 施加動態邊界條件並進行評估。

28/44







不同地震歷時之板樁構件變位與應力值

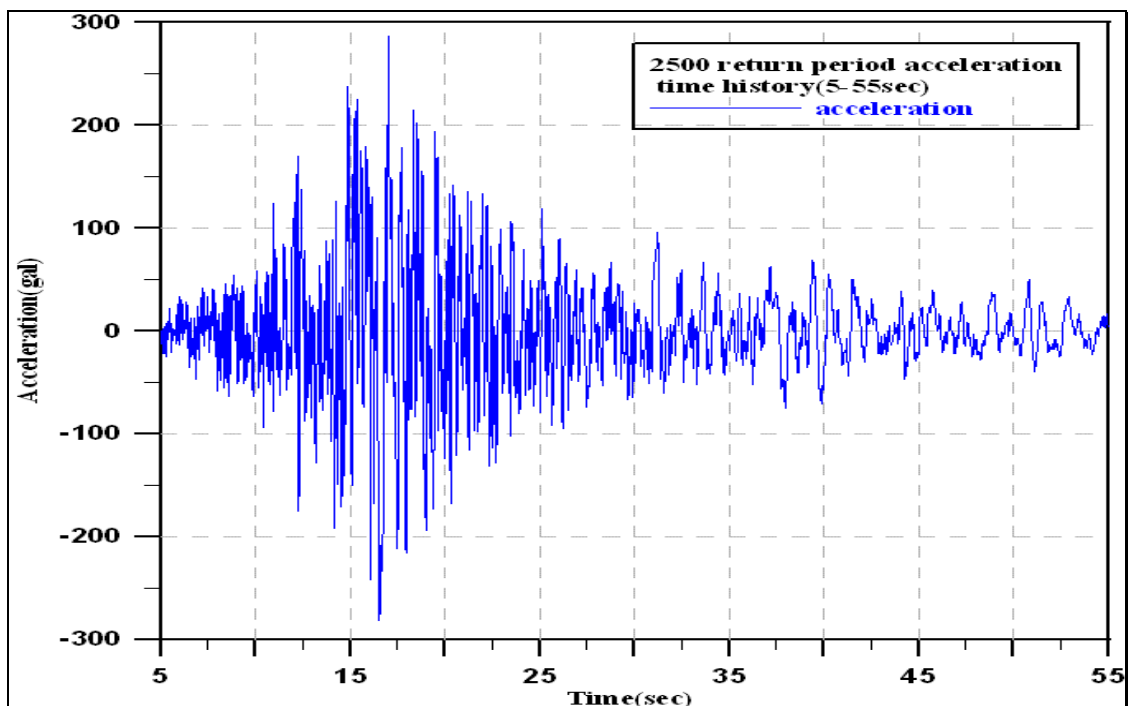
時間 (秒)	板樁變位 (m)	錨碇樁變位 (m)	板樁彎矩 (t-m)	錨碇樁彎矩 (t-m)	鋼索拉力 (t)
1	-0.23	-0.12	-174.1	22.4	12.1
5	-0.27	-0.71	-171.8	27.5	12.9
10	-0.35	-0.25	-186.8	32.0	12.5
15	-0.68	-0.53	-225.6	45.8	16.7
20	-0.72	-0.59	-224.5	48.3	17.0
25	-0.76	-0.64	-219.9	50.5	17.3
30	-0.83	-0.73	-239.7	53.4	17.6
35	-0.85	-0.76	-239.4	55.0	17.8
40	-0.88	-0.81	-235.9	55.8	16.9
45	-0.92	-0.85	-224.3	56.7	18.0
50	-0.94	-0.89	-225.7	56.8	17.9

34/44

1. 僅考慮應力狀態，碼頭通過INA等級二地震力的功能性目標。

2. 考慮碼頭之變位狀態，由碼頭模型變位狀況研判，碼頭本體（包括板樁與錨碇鋼板樁）已產生滑動，研判碼頭已達無法修復狀態，故未通過A級碼頭功能性目標檢核。

35/44



等級三地震歷時

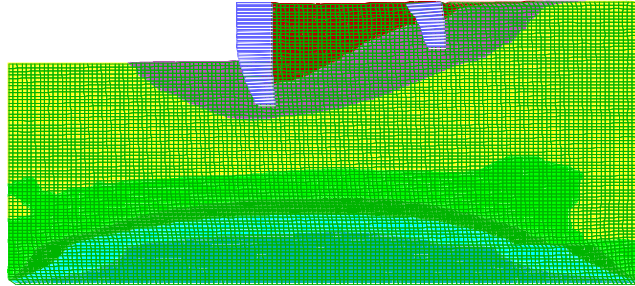
36/44

板樁最大變位為**1.21公尺**，錨碇鋼板樁最大變位為**1.2公尺**

FLAC (Version 6.00)

LEGEND

11-Jan-13 15:24
step 12008786



等級三地震力板樁、錨碇鋼板樁與模型的X向變位

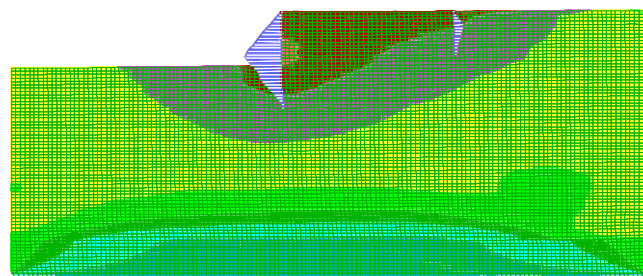
37/44

板樁最大彎矩為**232.3t-m**小於降伏彎矩**310t-m**
錨碇鋼板樁最大彎矩為**51.3t-m**小於降伏彎矩**83.2t-m**

FLAC (Version 6.00)

LEGEND

15-Jan-13 11:42
step 774763



等級三地震力板樁與錨碇鋼板樁之彎矩圖與模型的X向變位

38/44

1. 僅考慮應力狀態，碼頭通過INA等級三地震力的功能性目標。
2. 考慮碼頭之變位狀態則尚需評估碼頭是否已達到崩塌狀態，因INA無相關規定，故建議未來宜增訂法線的殘留變形量限定值。

39/44

五、結論與建議

40/44

結論(1/2)

1. 板樁式碼頭之功能性設計或評估應將土壤液化因素納入考量。
2. 依簡便分析法評估結果，在等級一地震力(50年)作用下，案例碼頭通過A級碼頭功能性評估。
3. 依簡便動力分析法評估結果，在等級二地震力(475年)作用下，案例碼頭無法通過A級碼頭功能性評估。

41/44

結論(2/2)

4. 動力分析法評估結果，在等級二地震力(475年)作用下，案例碼頭通過INA規定的A級碼頭功能性評估。但考量碼頭結構系統的滑動狀況，研判碼頭已達無法修復狀態，故未通過A級碼頭功能性目標檢核。
5. 動力分析法評估結果，在等級三地震力(2500年)作用下，案例碼頭通過INA規定的A級碼頭功能性評估。但考量碼頭結構系統的滑動狀況，則尚需評估碼頭是否已達到崩塌狀態。

42/44

建議

1. 板樁式碼頭的法線變位量對評估碼頭之修復性及破壞狀態，有很直接的影響，故未來在訂定板樁式碼頭的功能性評估標準時，宜將碼頭的法線殘餘變位量的限定值納入。
2. FLAC軟體進行動力分析時相關的輸入參數（包括土壤、結構、阻尼、頻率、外力及邊界條件等）是否正確，嚴重影響分析的結果，未來有必要針對相關參數研訂具體的參考建議值或經驗法則供工程師參考。

港區現地監測(2/4)

■ 報告人：陳志芳



執行單位：港灣技術研究中心

計畫時程：101.1.1~101.12.31



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载力而造成破壞。
- 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。

1

港區現地監測

■ 七、港區地震監測

井下地震站：動態水壓、地表地震

碼頭監測站：

地震資訊網：

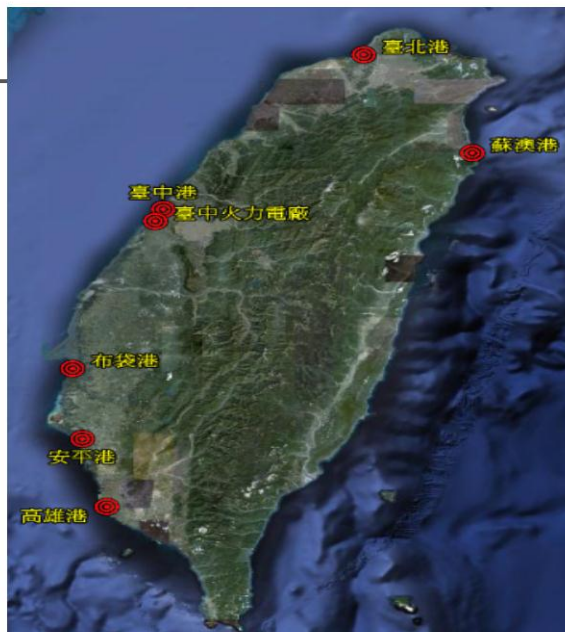
■ 八、港區地層下陷監測

布袋港、大鵬灣、臺中港、安平港

2

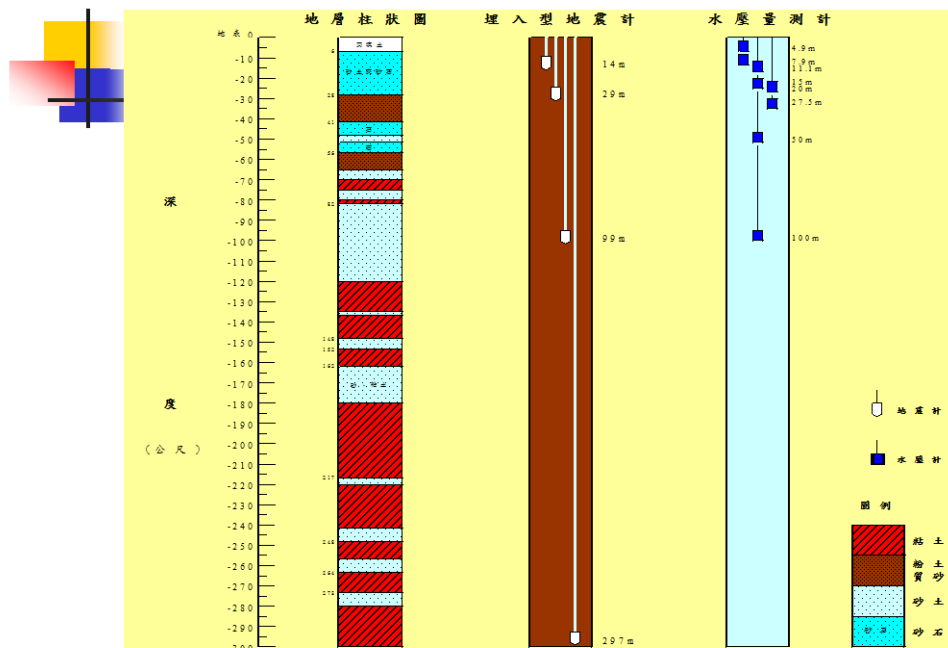
七、地震監測

各港區井下地震監測站



3

7.1 港區井下地震及動態水壓監測系統示意圖



4

實測地震反應譜分析

- 本節依內政部2005年修訂建築物耐震設計規範之靜力分析法，進行2006年恆春地震對數個震度較大測站之實測地震反應譜分析，評估設計規範對該鄉鎮建築結構物是否在安全範圍內。
- 高雄港及安平港區之建築結構物在恆春地震中於安全範圍內。

5

安平港2006~2011年地震監測資料

編號	監測時間(臺北時間)	規模	震度	編號	監測時間(臺北時間)	規模	震度
1	2006-03-09; 12:07:54.00	5.1	3	11	2007-01-25; 18:59:48.00	6.2	2
2	2006-04-01; 18:02:42.00	6.2	3	12	2007-07-23; 21:40:52.00	5.9	1
3	2006-04-16; 06:41:23.00	6.0	2	13	2007-08-09; 08:56:20.00	5.7	2
4	2006-04-18; 09:26:23.00	4.6	2	14	2007-09-07; 01:52:13.00	6.6	2
5	2006-06-17; 10:04:57.00	4.3	4	15	2007-10-17; 22:40:50.00	5.4	1
6	2006-10-09; 18:02:53.00	6.1	2	16	2007-12-05; 09:42:19.00	5.1	2
7	2006-12-26; 20:26:51.00	7.0	4	17	2007-12-23; 19:50:50.00	4.2	1
8	2006-12-26; 20:34:36.00	7.0	5	18	2008-02-18; 04:33:33.00	5.4	2
9	2006-12-26; 23:42:14.00	5.5	3	19	2008-03-05; 01:32:04.00	5.2	3
10	2006-12-27; 10:30:58.00	5.8	3	20	2008-04-24; 02:29:20.00	5.6	2

6

安平港2006~2011年地震監測資料

編號	監測時間(臺北時間)	規模	震度	編號	監測時間(臺北時間)	規模	震度
21	2008-06-15; 07:29:39.00	4.8	2	31	2009-06-18; 01:18:12.00	4.4	2
22	2008-09-24; 02:57:27.70	3.6	3	32	2009-07-14; 02:06:10.00	6.0	1
23	2008-09-25; 15:25:38.00	3.5	2	33	2009-07-17; 19:01:23.00	3.7	2
24	2008-09-25; 23:48:18.00	3.6	3	34	2009-07-30; 00:53:36.00	5.8	2
25	2008-10-31; 06:25:30.00	4.0	4	35	2009-08-17; 08:06:42.00	6.8	2
26	2008-10-31; 07:36:30.00	3.5	2	36	2009-08-22; 04:58:09.00	5.6	3
27	2008-10-31; 16:38:20.00	4.6	4	37	2009-10-22; 11:37:11.00	4.6	2
28	2008-12-02; 11:16:53.30	5.7	1	38	2009-11-05; 17:33:17.00	6.2	3
29	2008-12-08; 05:19:39.00	5.9	1	39	2009-11-05; 17:38:42.00	4.6	2
30	2009-05-12; 02:07:38.00	2.8	3	40	2009-12-19; 21:02:45.00	6.9	4

7

安平港2006~2011年地震監測資料

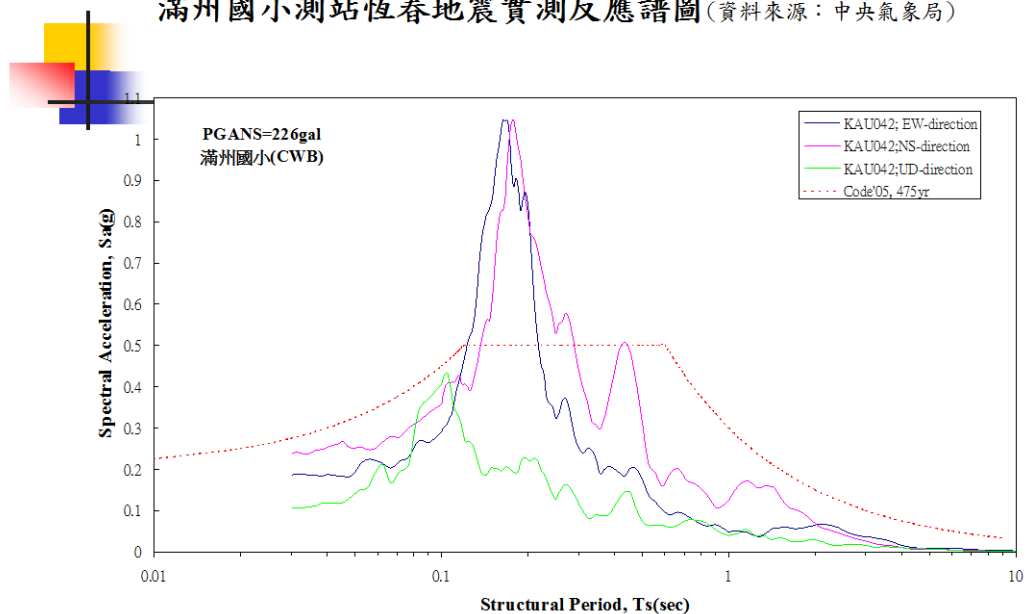
編號	發震時間(臺北時間)	規模	震度	編號	發震時間(臺北時間)	規模	震度
41	2010-01-09; 07:40:24.60	4.4	2	51	2010-11-08; 21:01:21.00	5.2	2
42	2010-02-07; 14:10:00.30	6.6	2	52	2010-11-12; 23:39:00.60	5.3	2
43	2010-02-12; 10:42:38.00	5.3	1	53	2010-11-21; 20:31:45.60	6.1	2
44	2010-03-04; 08:18:52.10	6.4	4	54	2011-03-16; 21:12:16.60	4.7	2
45	2010-03-04; 16:16:16.30	5.7	3	55	2011-03-20; 16:00:51.20	5.8	2
46	2010-03-08; 17:26:22.90	4.9	2	56	2011-04-29; 21:12:48.30	5.9	2
47	2010-07-03; 03:11:32.40	5.1	2	57	2011-07-12; 19:17:11.00	5.3	1
48	2010-07-25; 11:52:10.20	5.7	3	58	2011-09-09; 11:26:59.10	5.0	1
49	2010-09-12; 22:02:51.90	3.2	3	59	2011-11-06; 17:36:35.40	4.0	2
50	2010-09-12; 22:03:12.20	3.1	3				

工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數

(耐震設計規範)

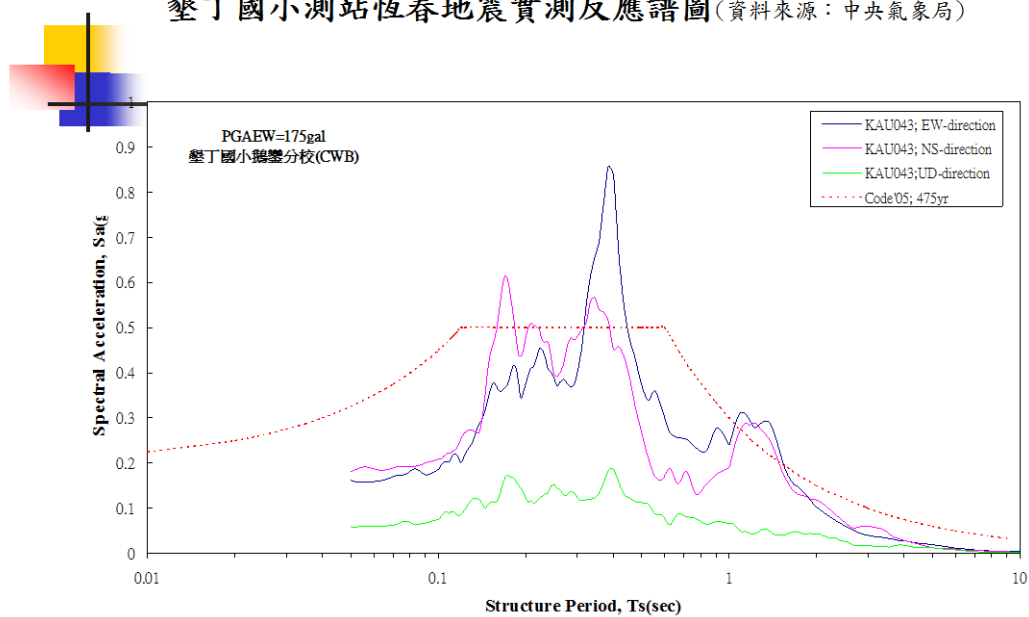
鄉鎮市區	S_s^D 工址短週期設計 水平譜加速度係數	S_1^D 工址一秒週期設計 水 平譜加速度係數	Fa (工址放大係數)	F _v (工址放大係數)
恆春鎮	0.5	0.3	1.0	1.0
滿州鄉	0.5	0.3	1.0	1.0
鼓山區	0.7	0.35	1.0	1.4
旗津區	0.6	0.35	1.1	1.4
臺南市南 區	0.7	0.4	1.1	1.3
臺南市安南區	0.7	0.4	1.0	1.3
臺南市七股鄉	0.7	0.4	1.0	1.3

滿州國小測站恆春地震實測反應譜圖(資料來源：中央氣象局)



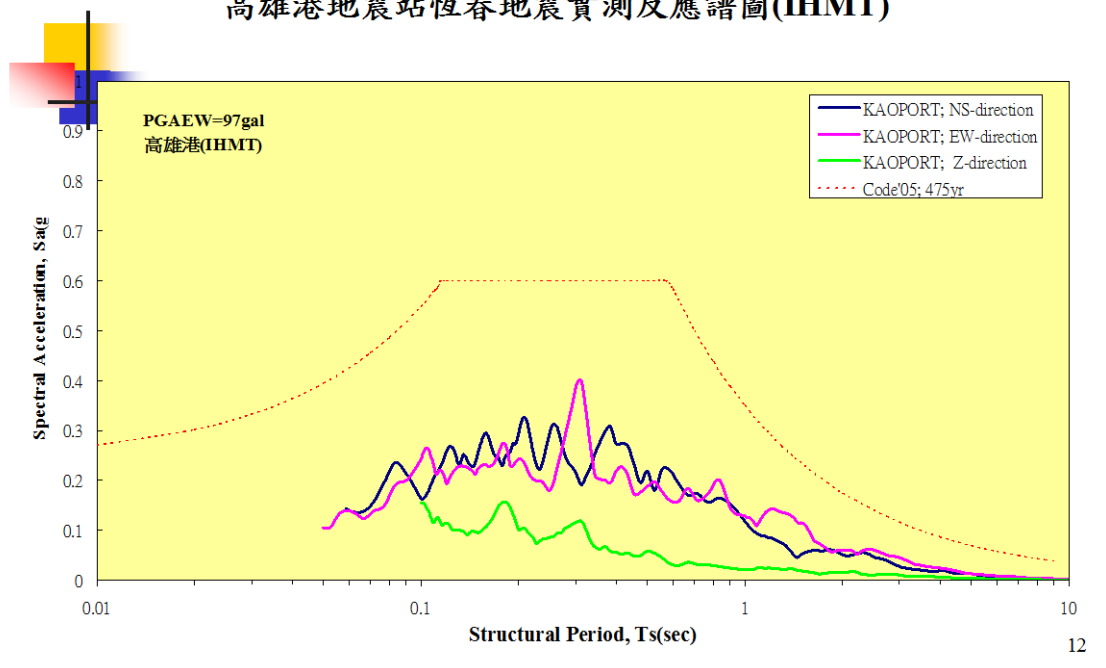
10

墾丁國小測站恆春地震實測反應譜圖(資料來源：中央氣象局)

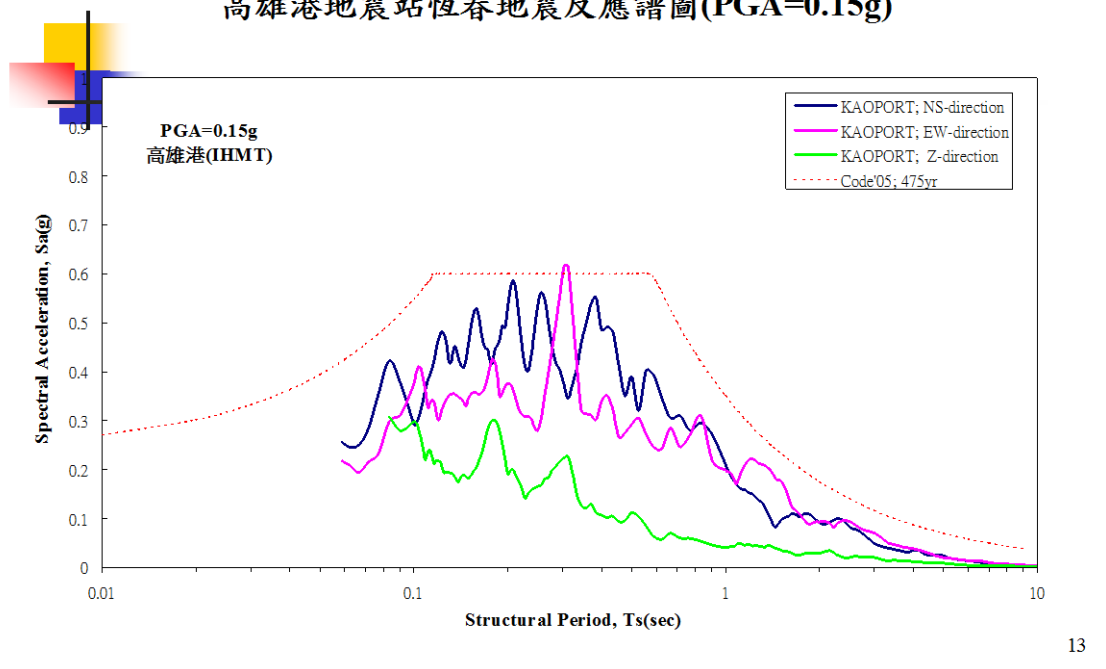


11

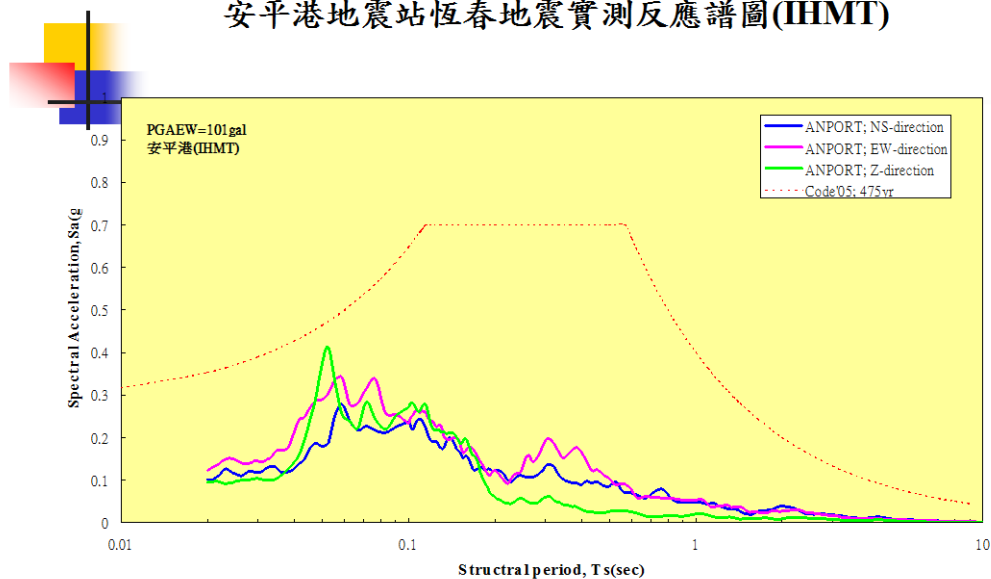
高雄港地震站恆春地震實測反應譜圖(IHMT)



高雄港地震站恆春地震反應譜圖(PGA=0.15g)

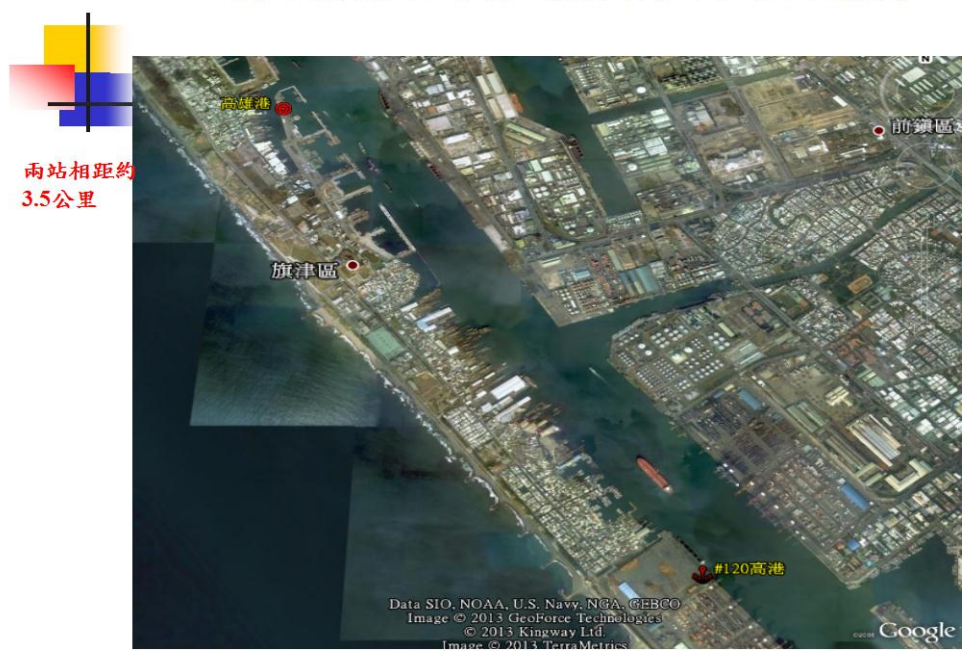


安平港地震站恆春地震實測反應譜圖(IHMT)



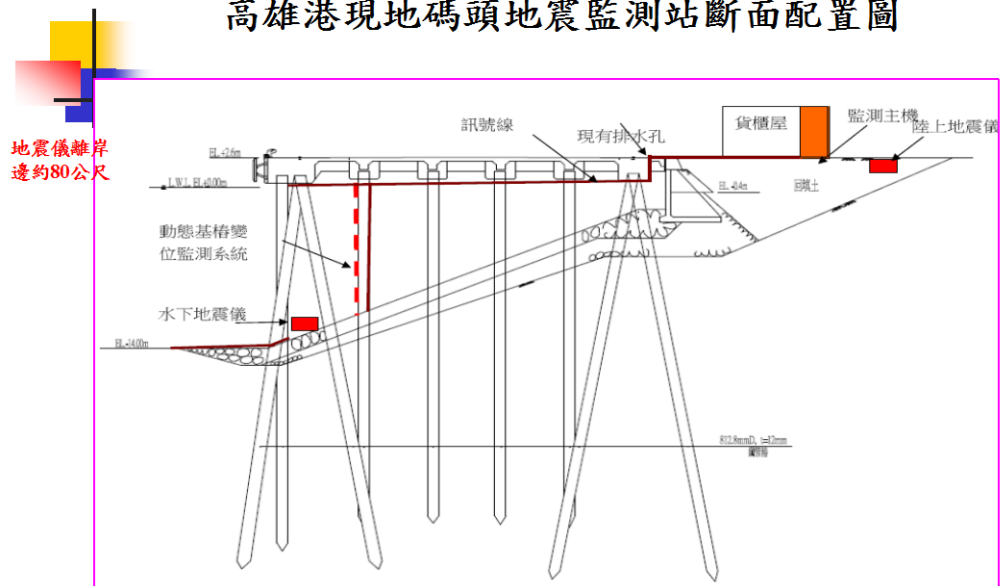
14

高雄港現地碼頭地震監測站位置示意圖

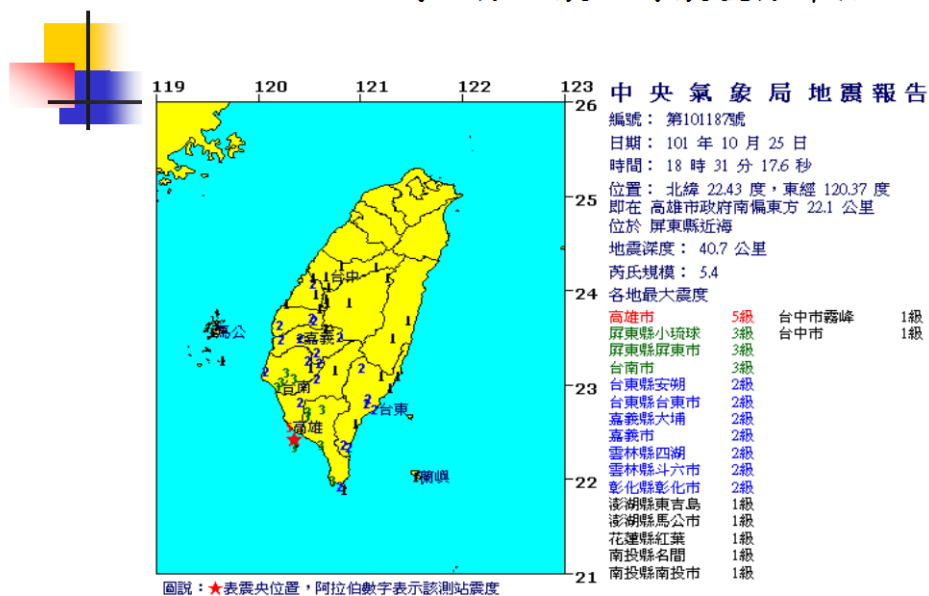


15

高雄港現地碼頭地震監測站斷面配置圖



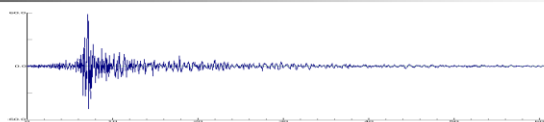
2012/10/25 18時31分地震記錄震度分布(中央氣象局)



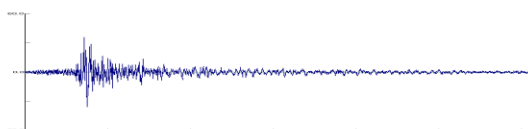
高雄港120碼頭地表地震儀地表加速度歷時(2012/10/25)



X1=58gal



X1=35gal



X3=20gal

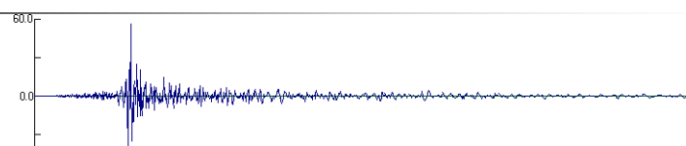


18

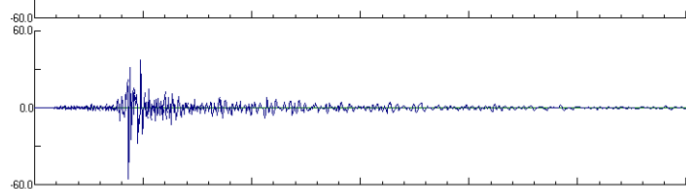
高雄港井下地震站地表加速度歷時(2012/10/25)



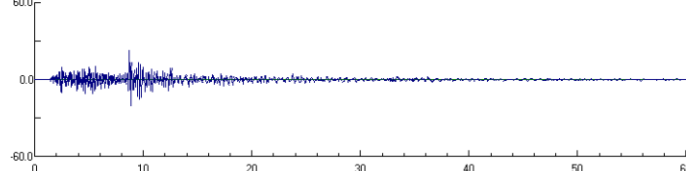
CH01:0M-X
max. = 56.00 (gal)
min. = -41.34 (gal)



CH02:0M-Y
max. = 37.06 (gal)
min. = -55.47 (gal)

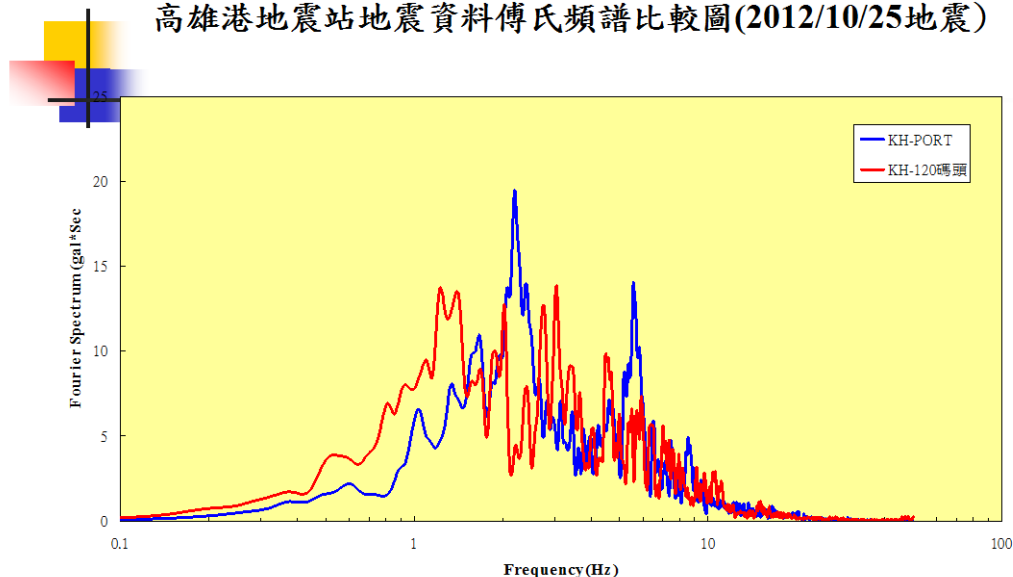


CH03:0M-Z
max. = 22.96 (gal)
min. = -20.58 (gal)



19

高雄港地震站地震資料傅氏頻譜比較圖(2012/10/25地震)



20

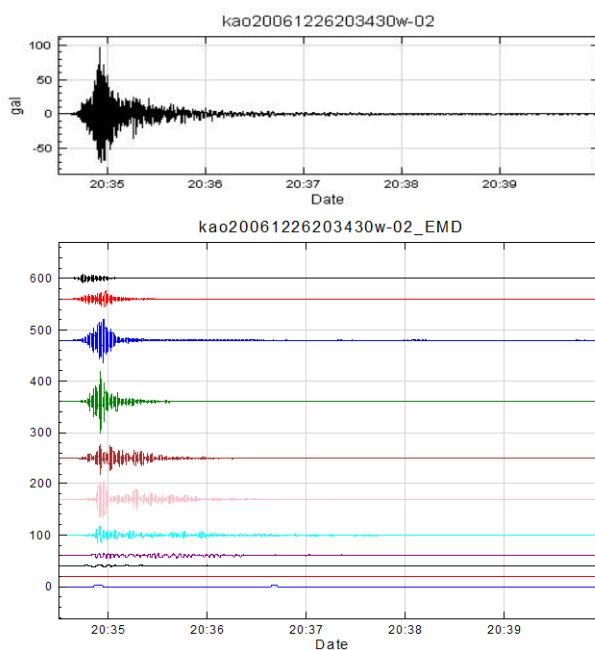
時頻分析圖

時頻分析(Time-Frequency Analysis)是採用逸奇科技公司研發的Visual Signal訊號分析軟體工具，進行分析2006年高雄港地震站所監測的恆春地震資料。

- 以 **EMD** (Empirical Mode Decomposition _ Huang et al., 1998)模組先行作經驗模態分解，從而可得其隱模態函數組(IMFs _ Intrinsic Mode Functions)。
- 再透過 **HHT** (Hilbert-Huang Transform _ Huang et al., 1998)模組作時頻分析並計算邊際頻譜(marginal spectrum)，進而可得相關之時頻圖及能譜圖，由圖可知高雄港測站之恆春地震波振盪主頻為0.4Hz之低頻。

21

時頻分析圖-IMFs圖

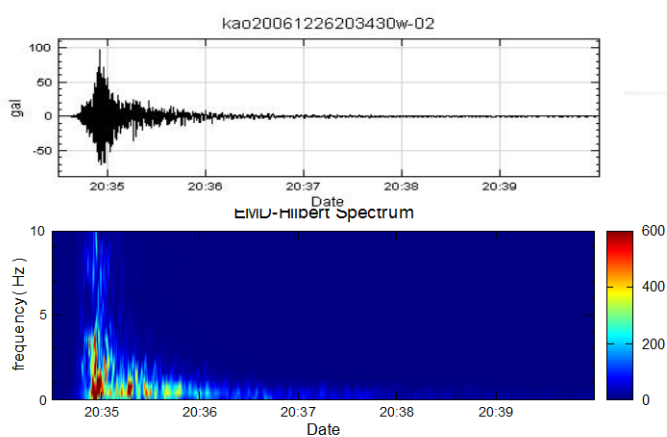


22

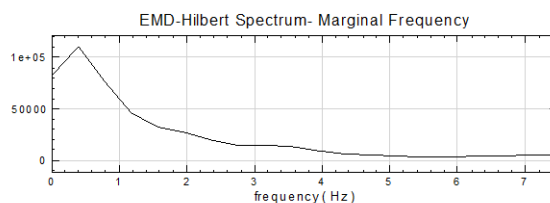
時頻分析圖-HHT



HHT時頻分析圖

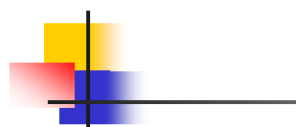


地震能譜圖

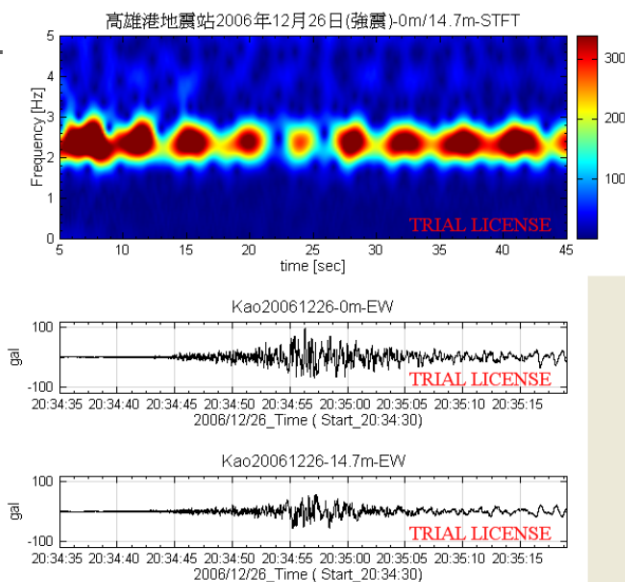


23

高雄港地震站2006年12月26日強震STFT法頻譜比圖 (雙站頻譜比)



$M_L=7.0$
PGA=96gal

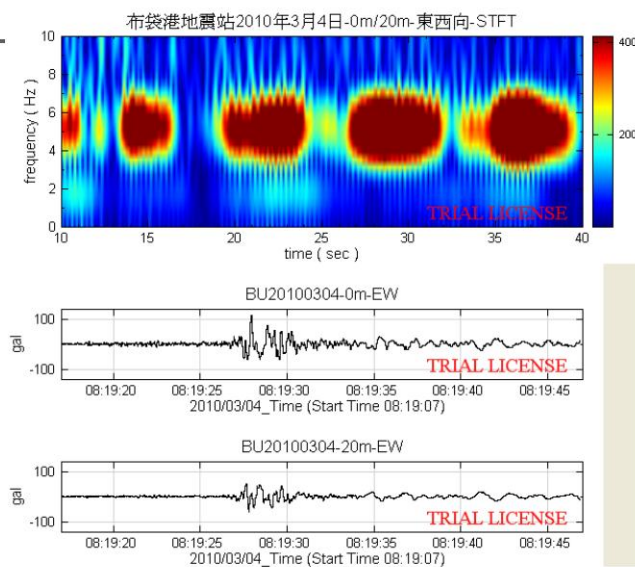


24

布袋港地震站 2010 年 3 月 4 日強震STFT法頻譜比圖 (雙站頻譜比)

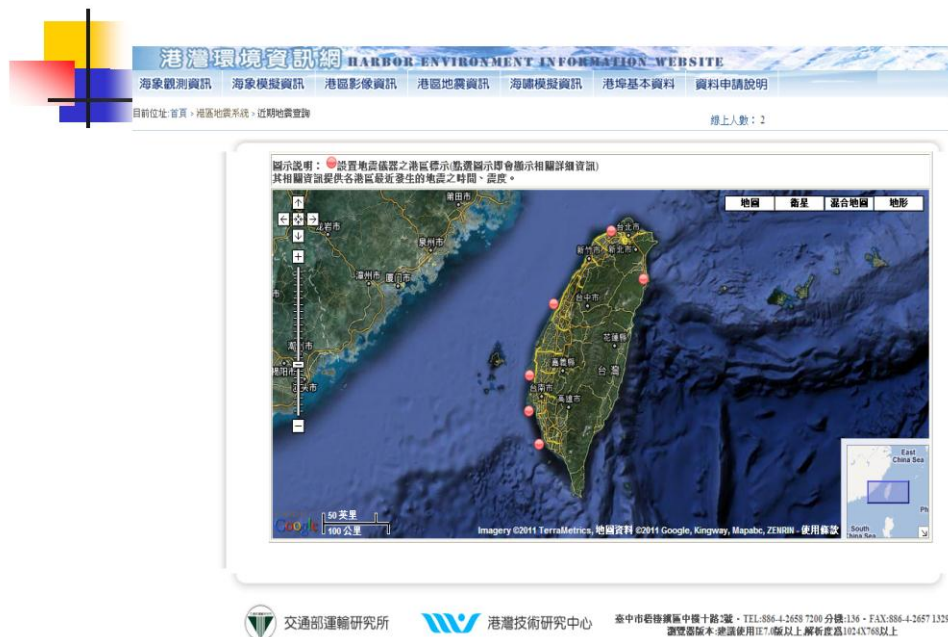


$M_L=6.4$
PGA=135gal



25

7.5 港灣地區地震資訊網-示意圖



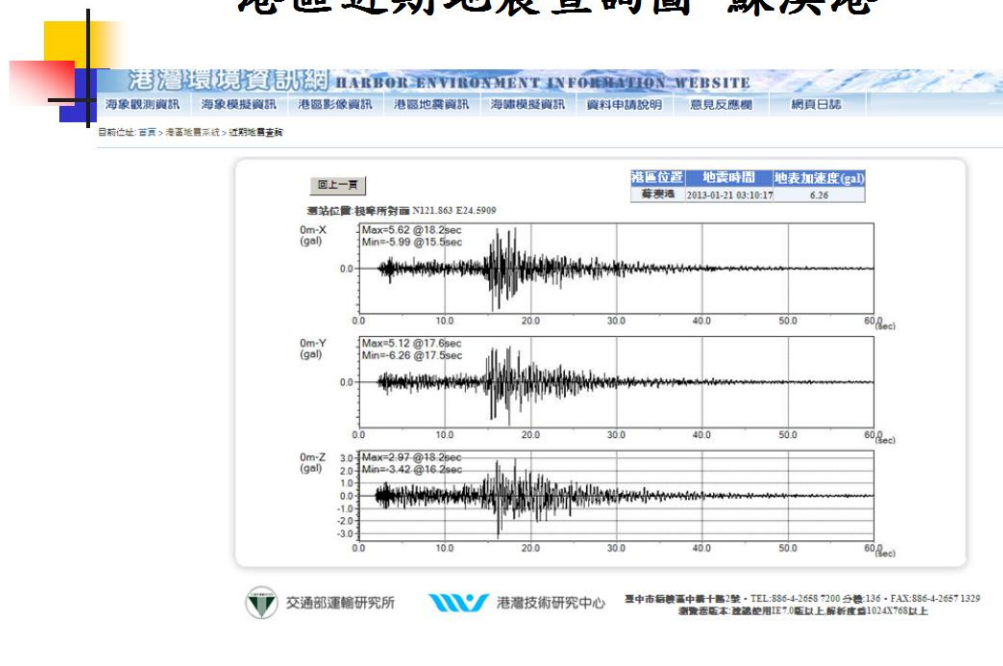
26

港區地震資訊網連結地震查詢圖



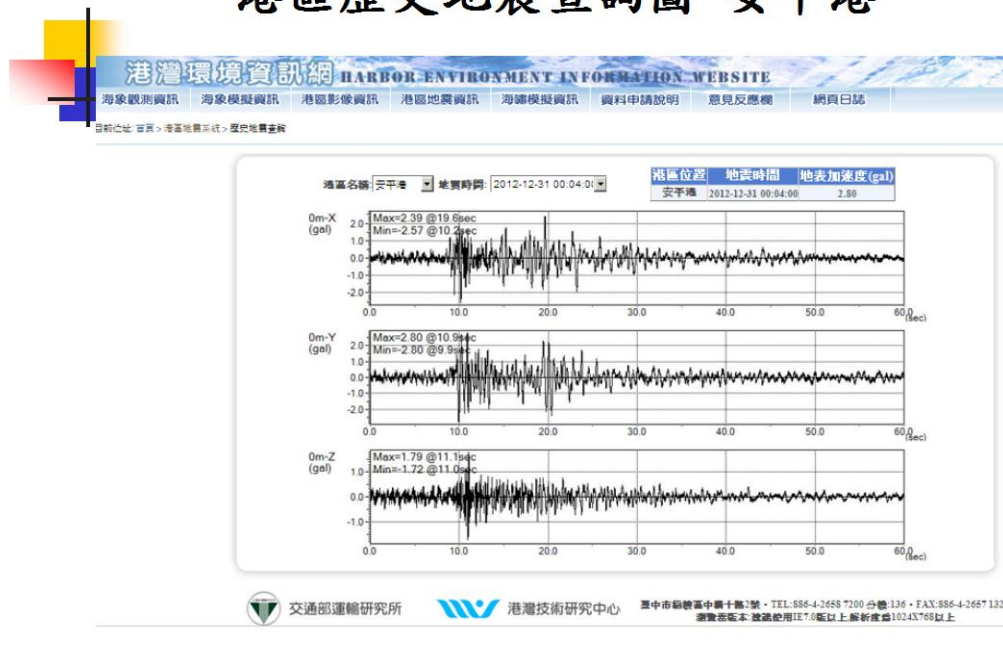
27

港區近期地震查詢圖-蘇澳港



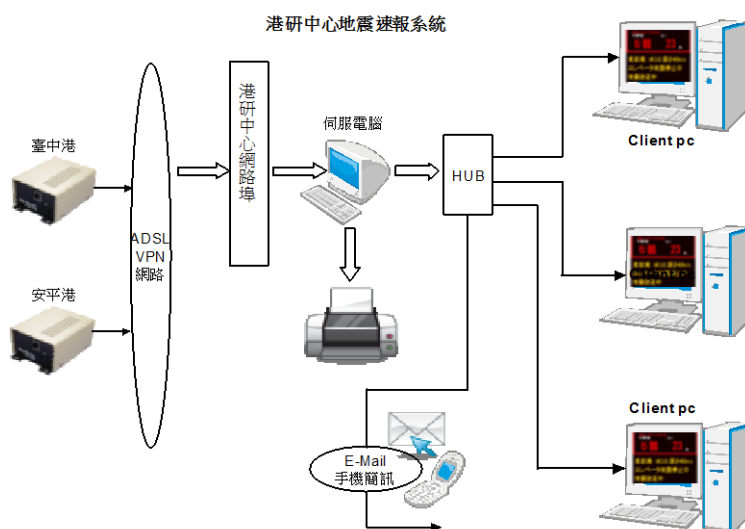
28

港區歷史地震查詢圖-安平港



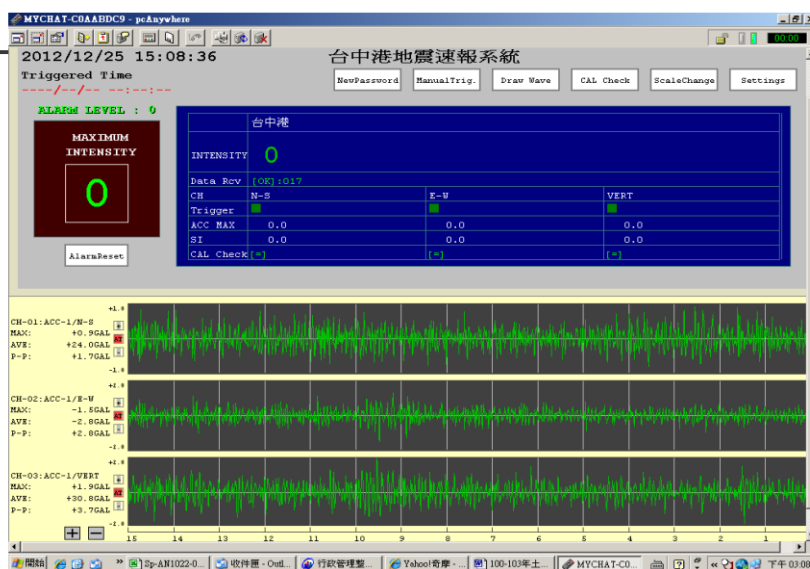
29

港區地震災況速報系統儀器配置示意圖



30

臺中港區地震即時監測畫面示意圖



31

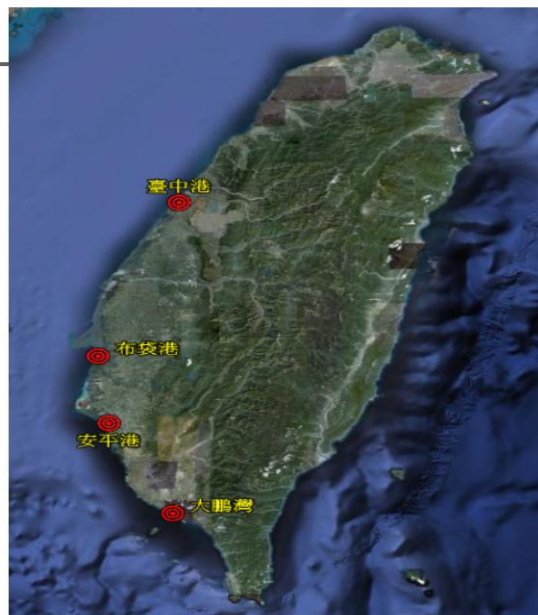
八、港灣地區地層下陷監測

- 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。

32

八、地層下陷

港區地層下陷監測站



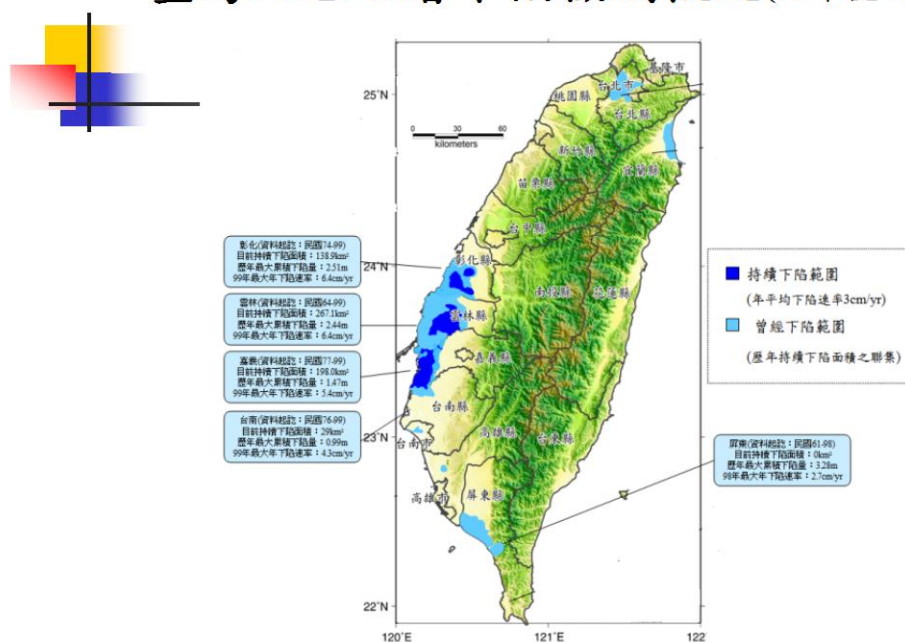
33

95至99年度地層下陷最大累積下陷量及最大年下陷速率

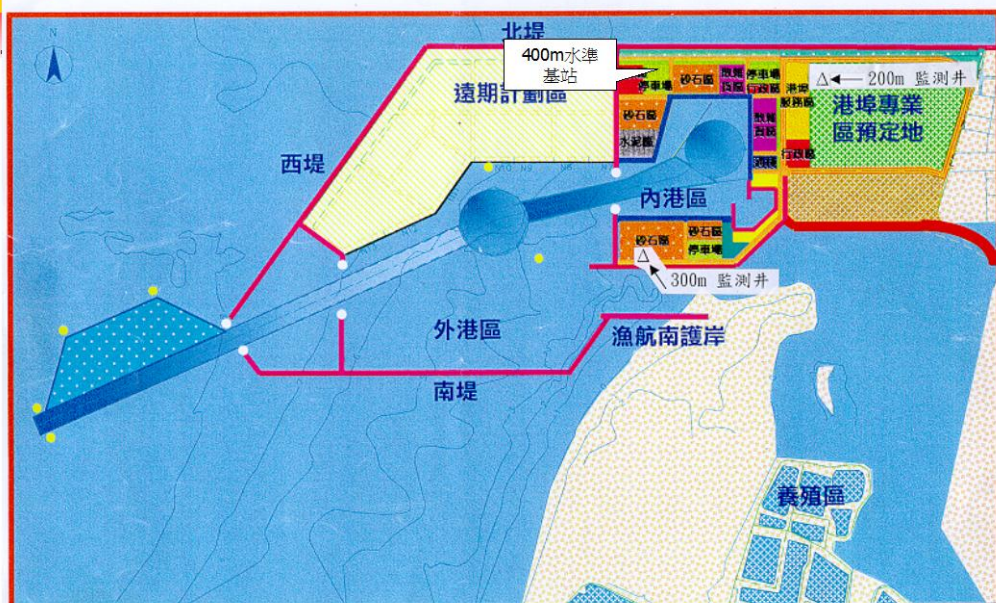
資料來源-水利署

地區	95年度		96年度		97年度		98年度		99年度	
	最大 累積 下陷量 (m)	最大 年下陷速 率 (yr/cm)	最大 累積 下陷量 (m)	最大 年下陷速 率 (yr/cm)	最大 累積 下陷量 (m)	最大 年下陷速 率 (yr/cm)	最大 累積 下陷量 (m)	最大 年下陷速 率 (yr/cm)	最大 累積 下陷量 (m)	最大 年下陷速 率 (yr/cm)
彰化	2.45	8.9	2.49	8.4	2.52	6.4	2.51	5.7	2.51	6.4
雲林沿海	-	4.9	-	3.7	-	3.1	-	2.5	-	1.0
雲林內陸	2.35	10.1	2.37	8.2	2.4	7.1	2.43	7.4	2.44	6.4
嘉義	1.38	6.1	1.39	3.8	-	-	1.42	4.6	1.47	5.4
台南	-	-	0.92	2.9	-	-	0.94	5.5	0.99	4.3
屏東	3.24	2.8	-	-	-	-	3.28	2.7	3.33	4.3#

臺灣地區地層下陷檢測概況(99年度-水利署)

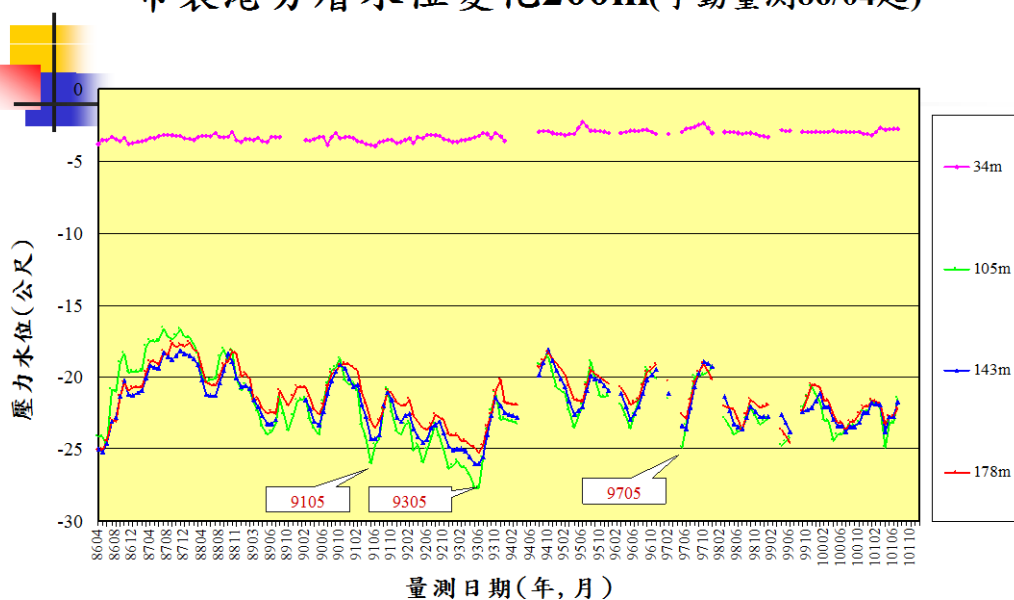


布袋港地層下陷站(整體規劃)



36

布袋港分層水位變化200m(手動量測86/04起)

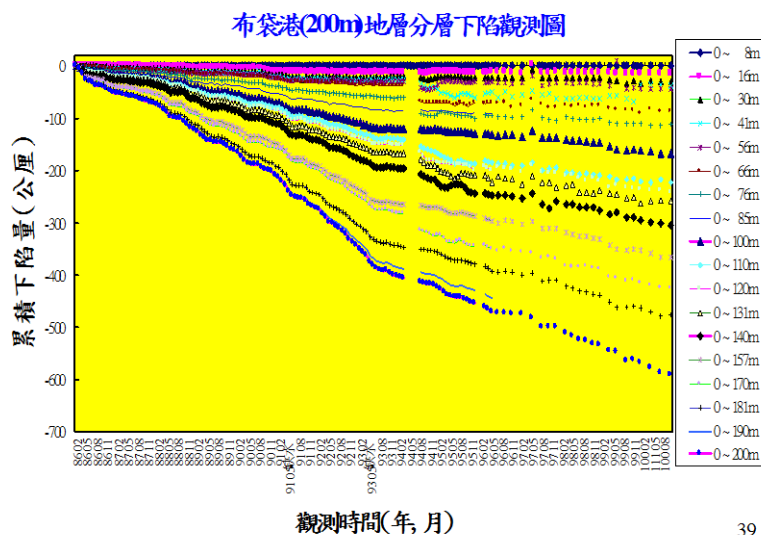


38

布袋港(200m)地層分層下陷圖



- 86年2月~101年7月止15年5月，總累積沉陷量**60公分**。
- 其中-140m~-200m之沉陷量**28.7公分**。

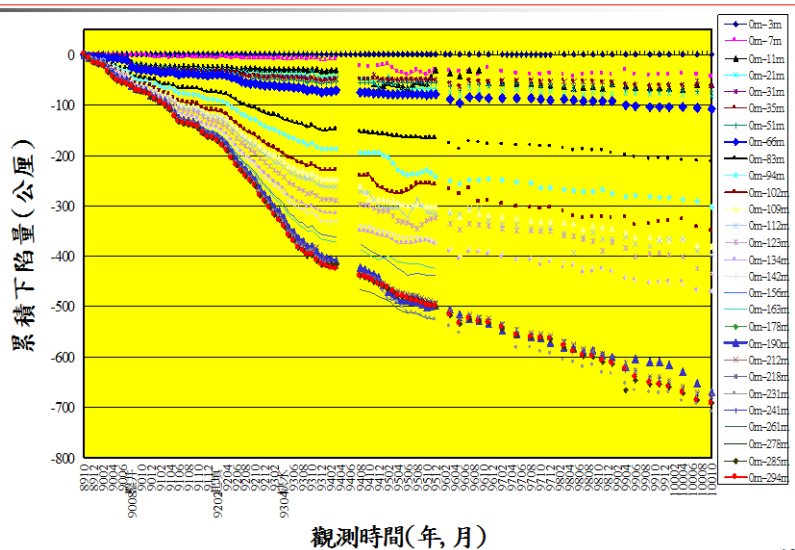


39

布袋港(300m)地層分層下陷圖

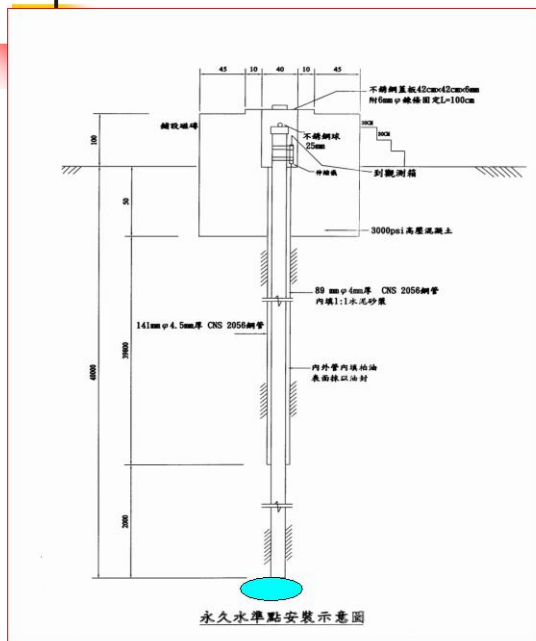


- 89年10月~101年7月止，11年總累積沉陷量**71.5cm**
- 近5年9607~10107約19cm
- 平均**6.2公分/年**



40

布袋港(400m)水準基站示意圖

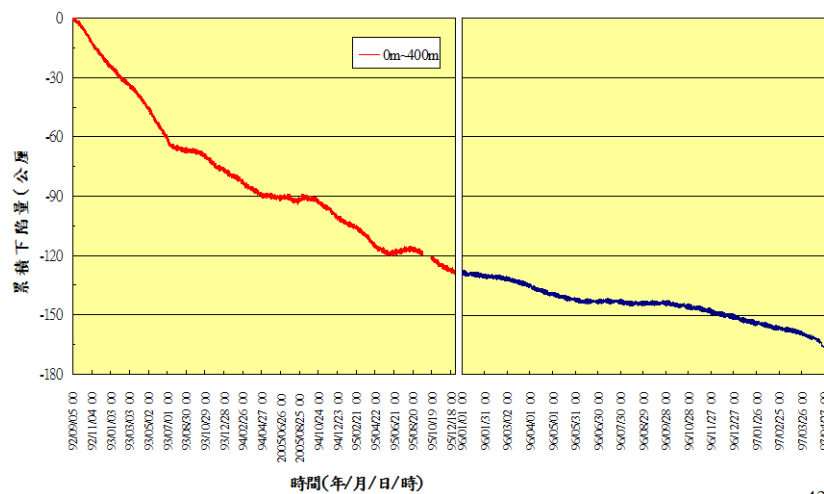


41

布袋港(400m)水準基站累積下陷圖



- 每6小時一筆
- 自92年9月開始記錄。
- 自92年9月至97年4月止，總累積下陷量約為**16.5公分**。

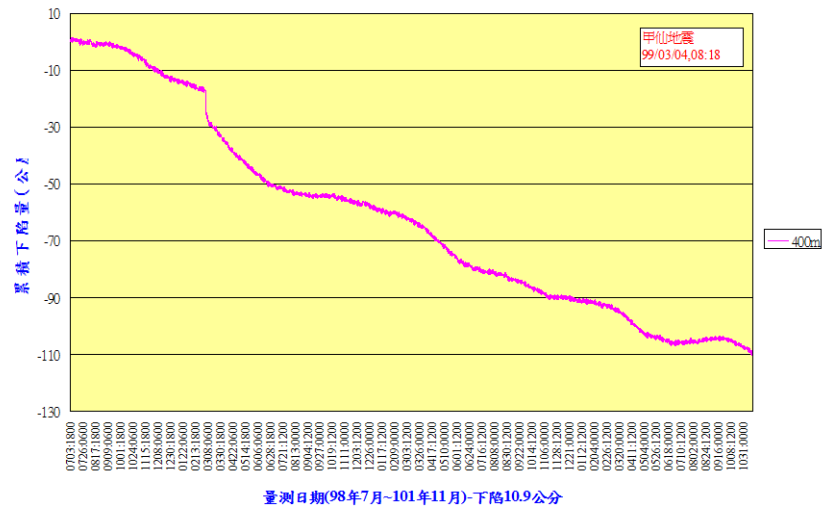


42

布袋港(400m)水準基站累積下陷圖



- 每6小時一筆。
- 98年7月~101年11月累積下陷量10.9cm。
- 97年5月至98年7月缺少資料。
- 因地震產生下陷量約1.2cm。

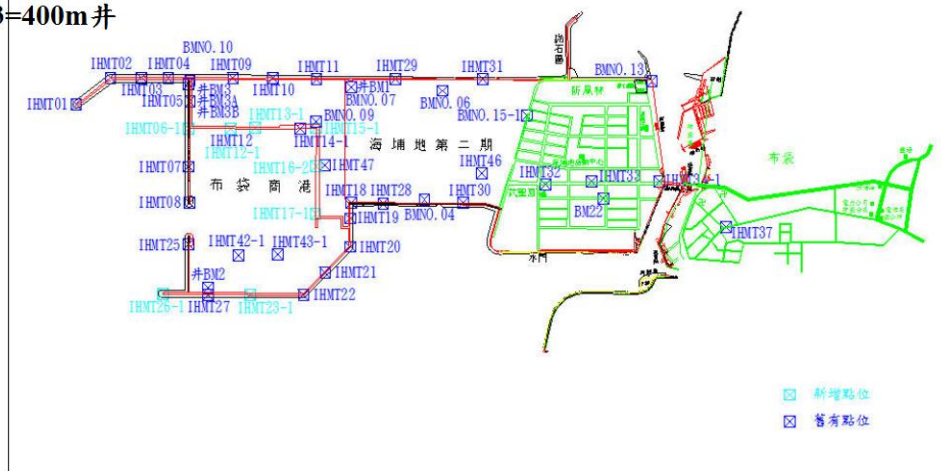


43

布袋港區沉陷水準測量工作範圍圖 (101年)

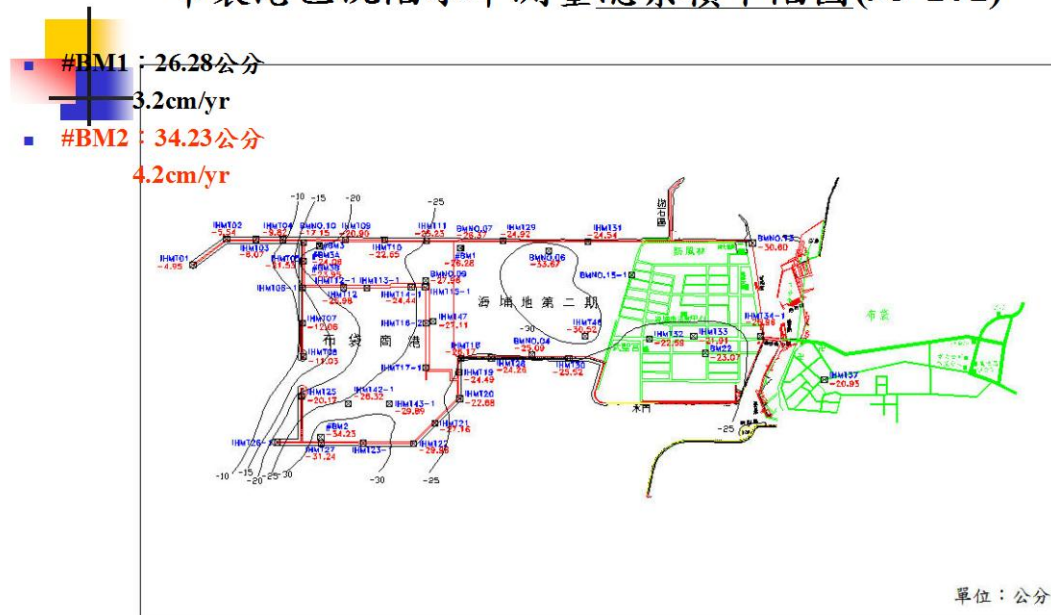


- #BM1=200m井
- #BM2=300m井
- #BM3=400m井



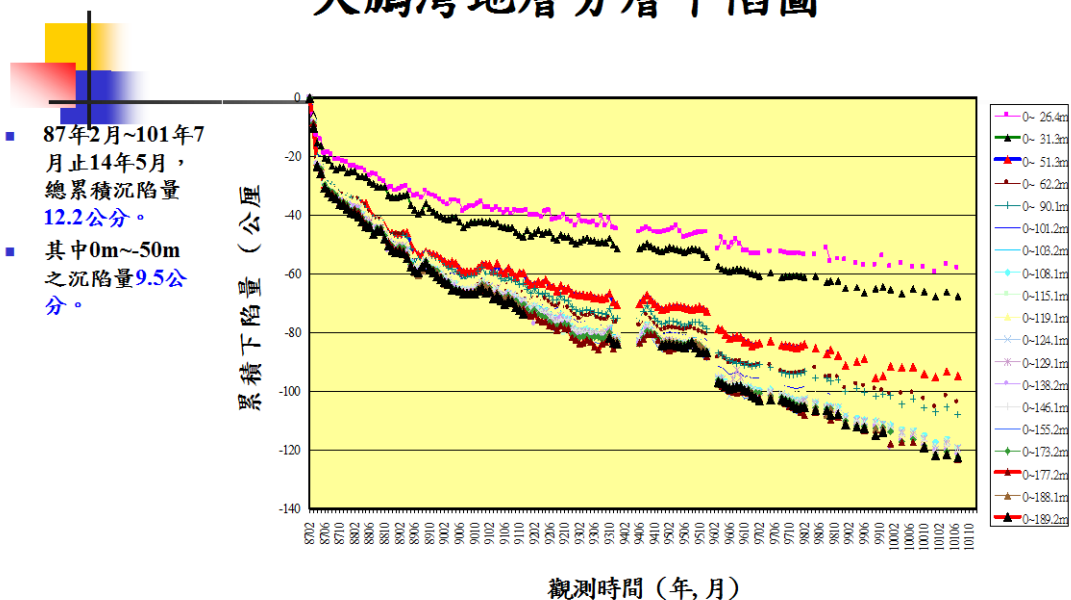
44

布袋港區沉陷水準測量總累積下陷圖(93-101)



45

大鵬灣地層分層下陷圖



46

九、小結(2/3)-地震監測系統

- 臺北港震度1至3級之第一主頻約介於0.71~0.86Hz
- 高雄港震度1至3級之第一主頻約介於0.88~1.02Hz
- 高雄港、安平港區之恆春地震實測反應譜分析結果，港區建築結構物於安全範圍內。
- 發展與改良港區地震速報系統。

48

九、小結(3/3)-地層下陷監測

1. 布袋港地層下陷：

200m：86年2月~101年7月止，累積沉陷量**60公分**，
50%在-140~-200m。

300m：89年10月~101年7月止，累積沉陷量**71.5公分**，
平均每年約6.0公分。

400m：92~101年總下陷約**27公分**，99年震陷量1.2公分。

2. 港區下陷量趨緩，宜繼續監測。

3. 水準測量與分層沉陷量比較結果。(93-101)

比較結果	沉陷量	沉陷量
水準測量	200m：26公分	300m：34公分
分層沉陷	200m：22公分	300m：33公分

4. 大鵬灣地層下陷：

87年2月~101年7月止，累積沉陷量**11.9公分**。

49

未來工作重點

- 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.分析地震實測資料與應用。
- 4.建置工程資料庫。
- 5.發展港區災後速報系統。
- 6.碼頭設施維護管理。

50

簡報完畢
恭請指正