

98-24-7381

MOTC-IOT-97-H1DB006

港灣地區地震潛勢及港灣構造物 耐震能力評估之研究(2/4)



交通部運輸研究所

中華民國 98 年 4 月

98-24-7381
MOTC-IOT-97-H1DB006

港灣地區地震潛勢及港灣構造物 耐震能力評估之研究(2/4)

著 者：謝明志、林雅雯、陳正興、黃富國、徐松圻
邱俊翔、鄭魁香、葉錦勳、簡文郁、柯永彥
許尚逸、楊鶴雄、張毓文

交通部運輸研究所

中華民國 98 年 4 月

國家圖書館出版品預行編目資料

港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之
研究．(2/4) / 謝明志等著． -- 初版． -- 臺
北市：交通部運輸研究所，民 98. 04

面：公分

參考書目：面

ISBN 978-986-01-8199-9(平裝)

1. 港埠工程 2. 港埠管理 3. 地震 4. 防震

443. 33

98006610

港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究 (2/4)

著者：謝明志、林雅雯、陳正興、黃富國、徐松圻、邱俊翔、鄭魁香
簡文郁、葉錦勳、柯永彥、許尚逸、楊鶴雄、張毓文

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 98 年 4 月

印刷者：承亞興企業有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 120 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

定價：500 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：1009800887

ISBN：978-986-01-8199-9 (平裝)

著作財產權人：中華民國 (代表機關：交通部運輸研究所)

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

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究(2/4)			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN 978-986-01-8199-9（平裝）	政府出版品統一編號 1009800887	運輸研究所出版品編號 98-24-7381	計畫編號 97-H1DB006
本所主辦單位：港灣技術研究中心 主管：邱永芳 計畫主持人：謝明志 研究人員：賴瑞應、林雅雯 聯絡電話：04-26587117 傳真號碼：04-26564418	合作研究/共同研究單位：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心 計畫主持人：陳正興 研究人員： 徐松圻、黃富國、鄭魁香、簡文郁、邱俊翔、許尚逸、柯永彥、楊鶴雄、張毓文 地址：台北市辛亥路三段 200 號 聯絡電話：02-66300841		研究期間 自 97 年 03 月 至 97 年 10 月
關鍵詞：港灣構造物、地震潛勢、耐震性能評估、易損性分析、台灣地震損失評估系統			
摘要： 臺灣地區由於地震頻繁，港灣設施可能因此造成損壞，並進一步對其安全性造成重大衝擊，而影響後續港口的營運。為能模擬地震下港灣地區的災損情形，本計畫將在TELES系統（台灣地震損失評估系統）中建置港灣設施震損評估模組，整個計畫分成三個子計畫，分別為(一)港灣地區地震潛勢之評估；(二)港灣構造物耐震能力之評估；(三)港灣構造物之災害境況模擬。前兩子計畫研究成果為子計畫三之基本參考資料。藉由子計畫一對港灣地區進行地震潛勢之評估，可了解各港區不同大小地震可能發生之機率，並決定影響各港區之控制地震；子計畫二為對港灣構造物進行耐震能力評估，以了解各港區構造物之耐震能力；子計畫三則建置港灣設施之震損評估模組於TELES系統內，模組完成後可對港灣地區進行震災境況模擬，分析港區可能之震損情形。 全程計畫分四年，於第一年度計畫執行後，已發展與建立TELES中對於港灣地區震損評估模組之架構與基本資料。本年度係第二年度計畫，工作重點在於逐步充實與修正TELES中對於港灣地區震損評估模組與基本資料，工作內容主要為：進行花蓮港與蘇澳港區進行地震潛勢之評估、花蓮港區內重力式與版樁式碼頭耐震能力之評估、以及花蓮港區地震災害境況模擬。研究成果後續應可作為港區災損防救與應變對策之參考。			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
98 年 4 月	468	500	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: Seismic Hazard and Seismic Capacity Evaluation of Port Structures in Harbor Areas (2/4)			
ISBN (OR ISSN) ISBN978-986-01-8199-9(pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009800887	IOT SERIAL NUMBER 98-24-7381	PROJECT NUMBER 97-H1DB006
DIVISION: Harbor and Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Chiu Yung-fang PRINCIPAL INVESTIGATOR: M. J. Hsieh PROJECT STAFF: R. I. Lai, Y. W. Lin PHONE: 04-26587117 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD FROM March 2008 TO October 2008
RESEARCH AGENCY: National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE) PRINCIPAL INVESTIGATOR: Chen Cheng-hsing PROJECT STAFF: S. C. Hsu, F. K. Huang, K. H. Cheng, Grace S. Wang, C. H. Yeh, W. Y. Chien, J. S. Chiou, S. Y. Hsu, Y. Y. Ko, H. H. Yang, Y. W. Chang ADDRESS: 200, Sec. 3, HsinHai Rd., Taipei 106, Taiwan, R.O.C. PHONE: 02-66300841			
KEY WORDS: Port Structure, Seismic Hazard, Seismic Capacity Evaluation, Fragility Analysis, TELES			
ABSTRACT: Taiwan is continually threatened by the attack of strong earthquakes. The safety of harbor structures during strong earthquakes is very important for the normal operation of port transportations in Taiwan. For the purpose of mitigating earthquake hazards and advancing the emergency response system for port facilities, this project aims at developing a new module that can be incorporated into TELES (Taiwan Earthquake Loss Estimation System) to assess the possible loss of a port system during earthquakes. The whole project includes three subprojects: (1) Evaluating the earthquake potential and seismic hazards for the specified harbor area to understand the earthquake ratio, (2) Evaluating the seismic capacity of important port structures in the selected harbor areas to understand the seismic capacity of the port structures, and (3) Conducting the earthquake loss estimation for the specified harbor area during scenario earthquakes to simulate the earthquake situation and analyze the possible earthquake damage situation. The whole project includes four years of work. In the first year, Taichung Harbor was the objective for study. A preliminary framework for the earthquake loss estimation module of port systems was built into TELES. This is the second-year project. The study objects are Hualien and Suao Harbors. The contents of this project are (1) to assess the earthquake potential and associated controlling earthquakes for Hualien and Suao Harbors areas, (2) to investigate the seismic capacity of important selected structures in Hualien Harbor, such as the gravity- and sheet-pile-type harbor structures, and (3) to use TELES to estimate the earthquake loss for Hualien Harbor under specified scenario earthquakes.			
DATE OF PUBLICATION April 2009	NUMBER OF PAGES 468	PRICE 500	CLASSIFICATION ☐ RESTRICTED ☐ CONFIDENTIAL ☐ SECRET ☐ TOP SECRET ☒ UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震 能力評估之研究(2/4)

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
表目錄	IX
圖目錄	XV
1.1 研究背景與目的	1-1
1.2 研究範圍與工作項目	1-4
1.3 預期成果及效益	1-6
第二章 花蓮港區地震潛勢之評估	2-1
2.1 港區區域地質與場址地層特性	2-1
2.2 港區地震危害度分析	2-4
2.2.1 港灣附近地質、斷層與地震活動	2-4
2.2.2 地震危害度分析	2-5
2.2.2.1 地震目錄	2-6
2.2.2.2 地震動衰減律	2-7
2.2.2.3 震源分區與震源深度	2-8
2.2.2.4 地震規模與再現頻率	2-9
2.2.2.5 斷層開裂長度及地震規模之關係	2-10
2.2.2.6 活動斷層參數與特徵地震模型	2-10
2.2.3 設計地震評估	2-14
2.2.3.1 地震危害度曲線	2-15

2.2.3.2	地震危害度參數拆解分析	2-16
2.2.3.3	活動斷層定值法地震危害度分析	2-16
2.2.4	小結	2-17
2.3	港區地震可能發生時間序列或地域分析	2-18
2.3.1	歷史地震目錄及米崙斷層、月眉斷層概述	2-18
2.3.2	預測模式分析	2-19
2.3.3	時間序列可能地震分析	2-22
2.3.4	分析結果統計	2-24
2.3.5	時間序列預測結果說明與設計地震	2-24
2.4	港區之微振動量測與分析	2-26
2.4.1	微振動量測試驗配置	2-26
2.4.2	微振動量測紀錄分析與探討	2-27
2.5	港區之場址效應分析	2-30
2.6	港區土壤液化之危害度分析	2-30
2.6.1	分析方法	2-30
2.6.2	定值法	2-30
2.6.3	機率法	2-32
2.6.4	液化條件機率	2-34
2.6.5	花蓮港區場址之液化危害度分析	2-37
2.7	液化易損性分析	2-39
2.7.1	TELES 對土壤液化之評估方式	2-39
2.7.2	液化易損性	2-39
2.7.3	花蓮港區場址之液化易損性分析	2-40
第三章	蘇澳港區地震潛勢之評估	3-1

3.1	港區區域地質及場址地層特性	3-1
3.2	港區地震危害度分析	3-3
3.2.1	港灣附近地質、斷層與地震活動	3-3
3.2.2	地震危害度分析	3-4
3.2.2.1	地震危害度曲線	3-4
3.2.2.2	地震危害度參數拆解分析	3-4
3.2.3	小結	3-5
3.3	港區地震可能發生時間序列或地域分析	3-6
3.3.1	歷史地震目錄及強震週期初步分析	3-6
3.3.2	時間序列可能地震分析	3-7
3.3.3	分析結果統計	3-9
3.3.4	時間序列預測結果說明與設計地震	3-9
3.4	港區之微振動量測與分析	3-11
3.4.1	微振動量測試驗配置	3-11
3.4.2	微振動量測紀錄分析與探討	3-12
3.5	港區之場址效應分析	3-14
3.5.1	分析方法	3-14
3.5.2	頻率相依等值線性模式(FDEL)	3-14
3.5.3	地盤模型之建立	3-16
3.5.4	輸入運動之選擇	3-17
3.5.5	地盤反應分析及 PGA 放大係數之推求	3-17
3.6	港區土壤液化之危害度分析	3-20
3.6.1	分析方法及流程	3-20
3.6.2	蘇澳港區場址之液化危害度分析	3-20

3.7 港區土壤液化之易損性分析	3-22
第四章 港灣構造物耐震能力之評估	4-1
4.1 重力式碼頭耐震能力評估	4-3
4.1.1 簡易分析法（擬靜力分析）	4-3
4.1.1.1 花蓮港重力式碼頭代表性剖面與參數	4-3
4.1.1.2 重力式碼頭滑動穩定性分析模式	4-5
4.1.1.3 花蓮港重力式碼頭各代表性斷面之受震滑動穩定性分析	4-10
4.1.1.4 重力式碼頭傾覆穩定性分析模式	4-12
4.1.1.5 重力式碼頭基礎承载力檢核分析	4-15
4.1.2 簡易動力分析法（滑動塊體法）	4-16
4.1.2.1 滑動塊體分析法簡介	4-17
4.1.2.2 花蓮港重力式碼頭受震滑移量分析	4-17
4.1.3 動力分析法	4-18
4.1.3.1 研究方法	4-18
4.1.3.2 FLAC 程式簡述	4-19
4.1.3.3 案例分析	4-19
4.1.3.4 模擬分析結果	4-20
4.1.4 UDEC 程式簡述	4-20
4.1.4.1 10~11 及 13~14 號重力式碼頭數值模擬分析	4-21
4.1.4.2 17~18 號混凝土消波塊碼頭數值模擬分析	4-23
4.2 板樁式碼頭耐震能力評估	4-25
4.2.1 板樁式碼頭受震破壞機制與損害等級	4-25
4.2.2 花蓮港區板樁式碼頭簡介	4-27
4.2.3 簡易分析法	3-29

4.2.4 動力分析法	3-36
第五章 港灣構造物之災害境況模擬.....	5-1
5.1 臺灣地震災害損失評估系統—TELES 概要	5-1
5.1.1 臺灣地震損失評估系統—TELES 發展歷程.....	5-1
5.1.2 地震損失評估分析流程.....	5-2
5.1.3 TELES 於港灣構造物之應用	5-6
5.2 港灣構造物震害評估架構	5-8
5.3 港灣構造物之易損性分析	5-10
5.3.1 沉箱式碼頭易損性分析	5-10
5.3.1.1 花蓮港重力式碼頭與代表性分析斷面	5-11
5.3.1.2 重力式碼頭易損曲線之建立與初步結果	5-11
5.3.2 板樁式碼頭易損性分析	5-15
5.3.2.1 板樁式碼頭易損性分析流程	5-16
5.3.2.2 板樁式碼頭易損性曲線之建立與初步成果	5-17
5.3.3 易損分析曲線參數化	5-19
5.4 港灣構造物之地震災損評估示範例	5-21
5.4.1 分析模組參數建置	5-21
5.4.2 花蓮港碼頭重建成本	5-21
5.4.3 花蓮港區震損境況模擬測試	5-22
5.4.3.1 921 集集地震境況模擬	5-22
5.4.3.2 米崙斷層引致地震境況模擬	5-23
第六章 結論與建議	6-1
參考文獻	R-1
附錄 1 地震危害度分析	附錄 1-1

附錄 2	活動斷層特徵地震發生機率分析	附錄 2-1
附錄 3	期中報告審查意見處理情形表	附錄 3-1
附錄 4	期末報告審查意見處理情形表	附錄 4-1
附錄 5	期末簡報資料	附錄 5-1

表 目 錄

表 1.1.1	地震引致港灣碼頭災害案例(黃國祥，2002) (1/2).....	1-7
表 1.1.1	地震引致港灣碼頭災害案例(黃國祥，2002) (2/2).....	1-8
表 2.1.1	花蓮港區之 21 個 SPT 鑽探孔位相關資料.....	2-41
表 2.1.2	地盤分類表（內政部，2004）.....	2-41
表 2.2.1	各子震源區地震活動模型（G-R 關係式）參數 Catalog：(1900 年~2007 年 07 月).....	2-42
表 2.2.2	花東縱谷斷層系統活動斷層參數.....	2-43
表 2.2.3	最終地震動危害度曲線不同回歸周期之地震動值.....	2-43
表 2.3.1	1810 年~2007 年花蓮港地區規模 ≥ 6.0 地震目錄 (N23.7~24.3，E121.33~121.93).....	2-44
表 2.3.2	花蓮港地區間隔 5 年最大地震統計表.....	2-46
表 2.3.3	花蓮港地區 $6.0 \leq M < 6.6$ 預測分析.....	2-47
表 2.3.4	花蓮港地區 $6.7 \leq M < 7.2$ 預測分析.....	2-47
表 2.3.5	花蓮港地區 $M \geq 7.3$ 預測分析.....	2-47
表 2.3.6	花蓮港地區 $M \geq 6.5$ 序號表.....	2-48
表 2.3.7	花蓮港地區 $M \geq 6.5$ 災變預測.....	2-49
表 2.3.8	花蓮港地區 $M \geq 7.0$ 災變預測.....	2-49
表 2.3.9	花蓮港地區 $M \geq 7.5$ 災變預測.....	2-49
表 2.3.10	花蓮港地區 M7.5 拓樸預測分析表.....	2-50
表 2.3.11	花蓮港地區 M7.3 拓樸預測分析表.....	2-50
表 2.3.12	花蓮港地區 M7.1 拓樸預測分析表.....	2-50
表 2.3.13	花蓮港地區 M6.9 拓樸預測分析表.....	2-50

表 2.3.14	花蓮港地區 M6.7 拓樸預測分析表	2-51
表 2.3.15	花蓮港地區 $M \geq 6.0$ 地震次數統計表	2-51
表 2.3.16	花蓮港地區 $M \geq 6.5$ 地震次數統計表	2-51
表 2.3.17	花蓮港地區 $M \geq 7.0$ 地震次數統計表	2-52
表 2.3.18	花蓮港地區每 20 年 $M \geq 6.0$ 地震次數預測表	2-52
表 2.3.19	花蓮港地區每 20 年 $M \geq 6.5$ 地震次數預測表	2-52
表 2.3.20	花蓮港地區每 20 年 $M \geq 7.0$ 地震次數預測表	2-53
表 2.3.21	花蓮港地區模糊灰色預測 ($\mu_k=0.3$ 、 $M \geq 6.5$)	2-53
表 2.3.22	花蓮港地區模糊灰色預測 ($\mu_k=0.5$ 、 $M \geq 6.5$)	2-53
表 2.6.1	SPT-N 簡化液化評估法之比較 (黃富國, 2008a)	2-54
表 2.6.2	液化潛能指數 IL 與液化程度之關係	2-55
表 2.6.3	沈陷量 St 與液化損害程度之關係 (Ishihara & Yoshimine, 1992)	2-55
表 2.6.4	液化損害程度分類 (黃富國, 2008b)	2-55
表 2.6.5	邏輯迴歸分析結果 (黃富國, 2008a)	2-56
表 2.6.6	貝氏映射之擬合分析結果 (黃富國, 2008a)	2-56
表 3.1.1	蘇澳港區之 SPT 鑽探孔位相關資料	3-23
表 3.2.1	最終地震動危害度曲線不同回歸期之地震動值	3-24
表 3.3.1	1694 年~2007 年蘇澳港地區規模 ≥ 6.5 地震目錄 (N24.1~25.1, E121.36~122.36)	3-24
表 3.3.2	蘇澳港地區間隔 5 年最大地震統計表	3-25
表 3.3.3	蘇澳港地區 $6.5 \leq M < 6.7$ 預測分析	3-26
表 3.3.4	蘇澳港地區 $6.8 \leq M < 7.2$ 預測分析	3-26
表 3.3.5	蘇澳港地區 $M \geq 7.0$ 預測分析	3-26

表 3.3.6	蘇澳港地區 $M \geq 6.5$ 序號表	3-27
表 3.3.7	蘇澳港地區 $M \geq 6.5$ 災變預測	3-27
表 3.3.8	蘇澳港地區 $M \geq 6.8$ 災變預測	3-28
表 3.3.9	蘇澳港地區 $M \geq 7.2$ 災變預測	3-28
表 3.3.10	蘇澳港地區 $M7.3$ 拓樸預測分析表	3-28
表 3.3.11	蘇澳港地區 $M7.1$ 拓樸預測分析表	3-28
表 3.3.12	蘇澳港地區 $M6.9$ 拓樸預測分析表	3-29
表 3.3.13	蘇澳港地區 $M6.7$ 拓樸預測分析表	3-29
表 3.3.14	蘇澳港地區 $M6.5$ 拓樸預測分析表	3-29
表 3.3.15	蘇澳港地區 $M \geq 6.5$ 地震次數統計表	3-30
表 3.3.16	蘇澳港地區 $M \geq 6.8$ 地震次數統計表	3-30
表 3.3.17	蘇澳港地區 $M \geq 7.1$ 地震次數統計表	3-30
表 3.3.18	蘇澳港地區每 20 年 $M \geq 6.5$ 地震次數預測表	3-31
表 3.3.19	蘇澳港地區每 20 年 $M \geq 6.8$ 地震次數預測表	3-31
表 3.3.20	蘇澳港地區每 20 年 $M \geq 7.1$ 地震次數預測表	3-31
表 3.3.21	蘇澳港地區模糊灰色預測 ($\mu_k=0.3$ 、 $M \geq 7$)	3-32
表 3.5.1	蘇澳港區鄰近 2 個測站之地震紀錄相關資料	3-32
表 3.5.2	國內新版規範之短周期結構之場址放大係數 F_a (內政部, 2004)	3-33
表 3.7.1	蘇澳港 B-1、B-9 及 B-16 鑽孔場址液化易損性曲線之參數	3-33
表 4.1.1	花蓮港重力式碼頭一覽表	4-45
表 4.1.2	92~96 年花蓮港碼頭使用率統計表	4-46
表 4.1.3	花蓮港 7 號混凝土方塊式碼頭各滑動面受震穩定性分析 ($K_H=0.1$, $K_V=0.033$)	4-47

表 4.1.4	花蓮港 7 號混凝土方塊式碼頭各滑動面臨界加速度反算分析 ($K_H=0.33K_V$)	4-48
表 4.1.5	花蓮港 10~11 號重力式碼頭滑動穩定性分析與臨界加速度	4-49
表 4.1.6	花蓮港 17~18 號消波方塊式碼頭各滑動面受震穩定性分析 ($K_H=0.1$, $K_V=0.033$)	4-50
表 4.1.7	花蓮港 17~18 號消波方塊式碼頭各滑動面臨界加速度反算分 析 ($K_H=0.33K_V$)	4-51
表 4.1.8	花蓮港 19~21 號沉箱式碼頭滑動穩定性分析與臨界加速度	4-52
表 4.1.9	花蓮港重力式碼頭動態基礎承载力安全係數.....	4-52
表 4.1.10	花蓮港數值模擬之材料強度.....	4-53
表 4.1.11	花蓮港數值模擬之界面元素參數表.....	4-53
表 4.1.12	花蓮港數值模擬之 Rayleigh 阻尼參數表	4-53
表 4.1.13	花蓮港 23~24 號沉箱式碼頭簡化模型與分析參數表	4-54
表 4.1.14	花蓮港 10~11 及 17~18 號重力式及消波塊碼頭節理面間參數	4-54
表 4.2.1	板樁式碼頭損害等級.....	4-55
表 4.2.2	花蓮港 8、9 號碼頭地層參數表.....	4-56
表 4.2.3	花蓮港 8、9 號碼頭結構構件材料參數表.....	4-56
表 4.2.4	非液化工址板樁式碼頭變位參數與安全係數之關係 (Uwabe, 1983).....	4-56
表 4.2.5	花蓮港 8 號碼頭 $k_h=0.19$ 時之動態土壓力係數	4-56
表 4.2.6	花蓮港 8 號碼頭 $k_h=0.19$ 時之動態土壓力水平分量分佈	4-57
表 4.2.7	花蓮港 8 號碼頭 $k_h=0.279$ 時之動態土壓力係數	4-57
表 4.2.8	花蓮港 8 號碼頭 $k_h=0.279$ 時之動態土壓力水平分量分佈 ..	4-57

表 4.2.9	花蓮港 8 號碼頭 $k_h=0.279$ 時各設計潮位之動態水壓力	4-58
表 4.2.10	簡易分析所得花蓮港 8 號碼頭受震反應與損害等級	4-58
表 4.2.11	花蓮港 9 號碼頭 $k_h=0.19$ 時之動態土壓力係數	4-58
表 4.2.12	花蓮港 9 號碼頭 $k_h=0.19$ 時之動態土壓力水平分量分佈 ..	4-58
表 4.2.13	花蓮港 9 號碼頭 $k_h=0.279$ 時之動態土壓力係數	4-59
表 4.2.14	花蓮港 9 號碼頭 $k_h=0.279$ 時之動態土壓力水平分量分佈	4-59
表 4.2.15	花蓮港 9 號 $k_h=0.279$ 時碼頭各設計潮位之動態水壓力	4-59
表 4.2.16	簡易分析所得花蓮港 9 號碼頭受震反應與損害等級	4-60
表 4.2.17	非線性動力分析用之花蓮港 8、9 號碼頭地層參數	4-60
表 5.2.1	港灣設施分類（摘自 HAZUS 99）	5-25
表 5.2.2	濱水結構 PGD 相關之易損性曲線參數	5-26
表 5.2.3	起重搬運設備 PGA 與 PGD 相關之易損性曲線參數	5-26
表 5.2.4	倉庫 PGA 與 PGD 相關之易損性曲線參數	5-27
表 5.2.5	燃料設施 PGA 與 PGD 相關之易損性曲線參數	5-28
表 5.2.6	港灣設施損失比參數	5-29
表 5.2.7	濱水結構與起重搬運設備之修復曲線參數	5-29
表 5.3.1	國際航海協會損害等級（定性）(PIANC, 2001)	5-29
表 5.3.2	國際航海協會重力式碼頭損害等級(定量)(PIANC, 2001) ...	5-30
表 5.3.3	花蓮氣象局測站（HWA062）地震資料統計	5-30
表 5.3.4	花蓮港重力式碼頭易損性曲線研究所用之地震樣本	5-30
表 5.3.5	花蓮港 7 號碼頭受震滑移量各地震群組分析結果	5-31
表 5.3.6	花蓮港 7 號碼頭受震損害等級分析結果	5-32
表 5.3.7	花蓮港 10~11 號碼頭受震滑移量各地震群組分析結果	5-33
表 5.3.8	花蓮港 10~11 號碼頭受震損害等級分析結果	5-34

表 5.3.9	花蓮港 17~18 號碼頭受震滑移量各地震群組分析結果	5-35
表 5.3.10	花蓮港 17~18 號碼頭受震損害等級分析結果	5-36
表 5.3.11	花蓮港 19~21 號碼頭受震滑移量各地震群組分析結果	5-37
表 5.3.12	花蓮港 19~21 號碼頭受震損害等級分析結果	5-38
表 5.3.13	花蓮港 8 號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果	5-39
表 5.3.14	花蓮港 9 號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果	5-39
表 5.3.15	花蓮港碼頭易損曲線參數.....	5-40
表 5.4.1	碼頭建造年代之物價指數變動率.....	5-41
表 5.4.2	港區主要設施重建成本.....	5-41
表 5.4.3	各碼頭重建費用	5-41

圖 目 錄

圖 1.1.1	臺灣三度空間地體構造（修改自 Angelier, 1986）	1-9
圖 1.1.2	臺中港 1 至 4A 碼頭內災損情況	1-9
圖 1.1.3	臺中港倉儲輸送設備災損情況	1-10
圖 1.1.4	蘇澳港區平面圖(資料來源：宇泰工程顧問網站)	1-10
圖 1.1.5	花蓮港區平面圖(資料來源：宇泰工程顧問網站)	1-11
圖 2.1.1	花蓮港區之 21 個 SPT 鑽探孔位分佈圖	2-57
圖 2.1.2	花蓮港區 HL1202 孔位之 SPT-N 值隨深度變化圖及地層分布 ..	2-57
圖 2.1.3	花蓮港之陸上及海上典型地質剖面（「花蓮港整體規劃及未來發展計畫」期末報告，1996）	2-58
圖 2.2.1	臺灣地區活動斷層分布圖(中央地質調查所，2000)	2-59
圖 2.2.2	花蓮港區附近之歷史地震分佈及鄰近之活動斷層	2-60
圖 2.2.3(a)	臺灣地區死亡百人以上之重大災害地震震央分佈圖（西元 1604 年 - 2003 年；資料來源：鄭世楠）	2-61
圖 2.2.3(b)	臺灣地區自西元 1900 年以來之重大災害地震震央分佈圖（資料來源：中央氣象局）	2-62
圖 2.2.4	本報告所使用之堅硬地盤衰減律與地震資料之比較	2-63
圖 2.2.5	地震震源分區與及震央分布情形	2-64
圖 2.2.6	考慮各參數對花蓮港區之地震危害貢獻量	2-65
圖 2.2.7	花蓮港區之平均地震危害度曲線	2-66
圖 2.3.1	臺灣東部地區活動斷層分佈圖（摘自：米崙活動斷層調查報告，2004）	2-67
圖 2.3.2	GM(1,1)灰預測流程圖	2-68

圖 2.3.3	灰色模糊預測流程圖	2-68
圖 2.3.4	序號 1 - 200 地震頻率圖	2-69
圖 2.4.1	VSE-15D 速度型感應器	2-69
圖 2.4.2	SPC-51 集錄系統	2-70
圖 2.4.3	碼頭微振動量測配置	2-70
圖 2.4.4a	花蓮港區微振動量測位置分佈	2-71
圖 2.4.4b	現場量測情況	2-71
圖 2.4.5	花蓮港區進行微振動量測之碼頭標準斷面	2-72
圖 2.4.6	花蓮港區素地微振動量測結果	2-73
圖 2.4.7	花蓮港 20 號消波沉箱式碼頭岸肩前緣微振動量測結果	2-74
圖 2.4.8	花蓮港 20 號消波沉箱式碼頭岸肩中點微振動量測結果	2-75
圖 2.4.9	花蓮港 20 號消波沉箱式碼頭後緣微振動量測結果	2-76
圖 2.4.10	花蓮港 8 號板樁式碼頭岸肩前緣微振動量測結果	2-77
圖 2.4.11	花蓮港 8 號板樁式碼頭岸肩中點微振動量測結果	2-78
圖 2.4.12	花蓮港 8 號板樁式碼頭後緣微振動量測結果	2-79
圖 2.4.13	花蓮港素地微振動之水平與鉛垂振動分量頻譜比	2-80
圖 2.6.1	最大剪應變、體積應變及相對密度間之關係 (Ishihara & Yoshimi, 1992)	2-81
圖 2.6.2	最大剪應變、安全係數及相對密度間之關係 (Ishihara & Yoshimi, 1992)	2-81
圖 2.6.3	體積應變、安全係數及相對密度間之關係 (Ishihara & Yoshimi, 1992)	2-82
圖 2.6.4	液化危害度分析流程	2-83
圖 2.6.5	鑽桿能量比 ER 與深度之關係(黃富國, 2008a)	2-84

圖 2.6.6	Seed 形式之邏輯迴歸分析結果(黃富國，2008a)	2-84
圖 2.6.7	Seed 法之 FS 與 P_{Liq} 貝氏映射關係(黃富國，2008a)	2-85
圖 2.6.8	Iwasaki 法與其他準則抗液化安全係數 F_s 之關係(黃富國，2008b)	2-85
圖 2.6.9	花蓮港 HL1202 鑽孔場址液化潛能指數 I_L 之危害度	2-86
圖 2.6.10	花蓮港 HL1202 鑽孔場址液化後地盤沈陷量 S_t 之危害度	2-86
圖 2.6.11	花蓮港 HL1202 場址液化機率指數 P_w (Seed 形式) 之危害度	2-87
圖 2.7.1	液化噴砂古井鑽孔(BH-29)場址之土層剖面	2-87
圖 2.7.2	液化噴砂古井鑽孔(BH-29)場址之 I_L 易損性	2-88
圖 2.7.3	液化噴砂古井鑽孔(BH-29)場址 S_t 之易損性	2-89
圖 2.7.4	液化噴砂古井鑽孔(BH-29)場址 P_w 之易損性	2-90
圖 2.7.5	花蓮港 HL1202 鑽孔場址液化潛能指數 I_L 之易損性	2-91
圖 2.7.6	花蓮港 HL1202 鑽孔場址液化後地盤沈陷量 S_t 之易損性	2-91
圖 2.7.7	花蓮港 HL1202 鑽孔場址液化機率指數 P_w 之易損性	2-92
圖 3.1.1	蘇澳港區場址鑽探孔位分佈圖	3-34
圖 3.1.2	蘇澳港區 B-1 孔位之 SPT-N、FC 值隨深度變化圖及地層分布	3-34
圖 3.1.3	蘇澳港區 B-9 孔位之 SPT-N、FC 值隨深度變化圖及地層分布	3-35
圖 3.1.4	蘇澳港區 B-16 孔位之 SPT-N、FC 值隨深度變化圖及地層分布	3-35
圖 3.1.5	蘇澳港地震測站孔位 SPT-N、FC 值隨深度變化圖及地層分布	3-36
圖 3.1.6	蘇澳港地震測站孔位之剪力波速及壓力波速隨深度變化圖	3-36

圖 3.2.1	蘇澳港區附近之歷史地震分布	3-37
圖 3.2.2	考慮各參數對蘇澳港區之地震危害貢獻量	3-38
圖 3.2.3	蘇澳港區之平均地震危害度曲線	3-39
圖 3.3.1	序號 1 - 200 地震頻率圖	3-40
圖 3.4.1	蘇澳港區微振動量測位置分佈(引自 Google Earth)	3-41
圖 3.4.2	蘇澳港區進行微振動量測之碼頭標準斷面	3-42
圖 3.4.3	蘇澳港區中心礁石微振動量測結果	3-43
圖 3.4.4	蘇澳港區素地微振動量測結果	3-44
圖 3.4.5	蘇澳港 4 號沉箱式碼頭 (外傾單元) 岸肩前緣微振動量測結果	3-45
圖 3.4.6	蘇澳港 4 號沉箱式碼頭 (未外傾單元) 岸肩前緣微振動量測結果	3-46
圖 3.4.7	蘇澳港 6 號鋼管樁棧橋式碼頭岸肩前緣微振動量測結果 ..	3-47
圖 3.4.8	蘇澳港 8 號方塊式碼頭岸肩前緣微振動量測結果	3-48
圖 3.5.1	本研究所採用之地盤反應分析模式	3-49
圖 3.5.2	FDEL 地盤反應分析模式之分析流程	3-49
圖 3.5.3	(a)各深度最大加速度 PGA 值及(b)47m 深加速度歷時之實測及分析結果比較	3-50
圖 3.5.4	正規化剪力模數與剪應變之關係 (Seed & Idriss, 1970) ...	3-51
圖 3.5.5	阻尼比與剪應變之關係 (Seed & Idriss, 1970)	3-51
圖 3.5.6	場址地盤最大加速度 PGA 隨深度變化圖	3-52
圖 3.5.7	地表最大加速度(P_{GAS})與參考(基準)基盤最大加速度(P_{GAB})或露頭最大加速度(P_{GAR})之關係	3-53
圖 3.5.8	放大係數 $F_{A,B}$ 或 F_A (F_a) 與參考(基準)基盤最大加速度(P_{GAB})	

或露頭最大加速度(P_{GAR})之關係.....	3-53
圖 3.6.1 蘇澳港 B-1 鑽孔場址液化潛能指數 I_L 之危害度.....	3-54
圖 3.6.2 蘇澳港 B-9 鑽孔場址液化潛能指數 I_L 之危害度.....	3-54
圖 3.6.3 蘇澳港 B-16 鑽孔場址液化潛能指數 I_L 之危害度.....	3-55
圖 3.6.4 蘇澳港 B-1 鑽孔場址液化後地盤沈陷量 S_t 之危害度.....	3-56
圖 3.6.5 蘇澳港 B-9 鑽孔場址液化後地盤沈陷量 S_t 之危害度.....	3-56
圖 3.6.6 蘇澳港 B-16 鑽孔場址液化後地盤沈陷量 S_t 之危害度.....	3-56
圖 3.6.7 蘇澳港 B-1 鑽孔場址液化機率指數 P_W 之危害度.....	3-57
圖 3.6.8 蘇澳港 B-9 鑽孔場址液化機率指數 P_W 之危害度.....	3-57
圖 3.6.9 蘇澳港 B-16 鑽孔場址液化機率指數 P_W 之危害度.....	3-58
圖 3.6.10 蘇澳港鑽孔場址液化潛能指數 I_L 之危害度 ($T_r=475$ 年) 3-58	
圖 3.6.11 蘇澳港鑽孔場址液化後地盤沈陷量 S_t 之危害度 ($T_r=475$ 年)	3-59
圖 3.6.12 蘇澳港鑽孔場址液化機率指數 P_W 之危害度($T_r=475$ 年).....	3-59
圖 3.7.1 蘇澳港 B-1 鑽孔場址 I_L 之液化易損性曲線.....	3-60
圖 3.7.2 蘇澳港 B-9 鑽孔場址 I_L 之液化易損性曲線.....	3-60
圖 3.7.3 蘇澳港 B-16 鑽孔場址 I_L 之液化易損性曲線.....	3-61
圖 3.7.4 蘇澳港 B-1 鑽孔場址 S_t 之液化易損性曲線.....	3-61
圖 3.7.5 蘇澳港 B-9 鑽孔場址 S_t 之液化易損性曲線.....	3-62
圖 3.7.6 蘇澳港 B-16 鑽孔場址 S_t 之液化易損性曲線.....	3-62
圖 3.7.7 蘇澳港 B-1 鑽孔場址 P_W 之液化易損性曲線.....	3-63
圖 3.7.8 蘇澳港 B-9 鑽孔場址 P_W 之液化易損性曲線.....	3-63
圖 3.7.9 蘇澳港 B-16 鑽孔場址 P_W 之液化易損性曲線.....	3-64
圖 3.7.10 蘇澳港 B-9 鑽孔場址 I_L 之液化易損性曲線(以 LN 迴歸).....	3-64

圖 3.7.11	蘇澳港 B-9 鑽孔場址 S_t 之液化易損性曲線(以 LN 迴歸).....	3-65
圖 3.7.12	蘇澳港 B-9 鑽孔場址 P_w 之液化易損性曲線(以 LN 迴歸) ..	3-65
圖 4.1.1	花蓮港 7 號碼頭之標準設計斷面	4-61
圖 4.1.2	花蓮港 10~11 號碼頭之標準設計斷面	4-61
圖 4.1.3	花蓮港 17~18 號碼頭之標準設計斷面	4-62
圖 4.1.4	花蓮港 19~21 號碼頭之標準設計斷面	4-62
圖 4.1.5	花蓮港 7 號混凝土方塊式碼頭簡化模型與分析參數	4-63
圖 4.1.6	花蓮港 10 號混凝土方塊式碼頭簡化模型與分析參數	4-64
圖 4.1.7	花蓮港 17~18 號消波方塊式碼頭簡化模型與分析參數	4-65
圖 4.1.8	花蓮港 19~21 號消波沉箱式碼頭簡化模型與分析參數	4-66
圖 4.1.9	背填土未液化之重力式碼頭受力示意圖	4-66
圖 4.1.10	花蓮港 7 號碼頭各滑動面之安全係數與臨界加速度	4-67
圖 4.1.11	花蓮港 17~18 號碼頭各滑動面之安全係數與臨界加速度 ...	4-68
圖 4.1.12	花蓮港重力式碼頭受震滑動安全係數與地震係數關係圖 ...	4-69
圖 4.1.13	花蓮港 10 號混凝土方塊式碼頭傾覆穩定性分析	4-69
圖 4.1.14	花蓮港 19~22 號沉箱式碼頭傾覆穩定性分析	4-70
圖 4.1.15	花蓮港 7 號混凝土方塊式碼頭傾覆穩定性分析示意圖	4-71
圖 4.1.16	花蓮港 17~18 號方塊式碼頭傾覆穩定性分析示意圖	4-72
圖 4.1.17	花蓮港 7 號混凝土方塊式碼頭各層傾覆安全係數	4-73
圖 4.1.18	花蓮港 17~18 號消波方塊式碼頭各層傾覆安全係數	4-73
圖 4.1.19	花蓮港重力式碼頭受震傾覆安全係數與地震係數關係圖 ...	4-74
圖 4.1.20	Newmark 滑動塊體分析法示意圖	4-74
圖 4.1.21	921 地震時花蓮氣象局測站(HWA062)之地震紀錄	4-75
圖 4.1.22	921 地震時花蓮港 7 號碼頭滑移量分析結果	4-76

圖 4.1.23	921 地震時花蓮港 10 號碼頭滑移量分析結果.....	4-77
圖 4.1.24	921 地震時花蓮港 17~18 號碼頭之滑移量分析結果	4-78
圖 4.1.25	921 地震時花蓮港 19~21 號碼頭滑移量分析結果	4-79
圖 4.1.26	以 FLAC 程式模擬港沉箱式碼頭之分析流程圖(李佳翰,2001)	4-80
圖 4.1.27	花蓮港 23~24 號沉箱式碼頭分析模擬網格圖	4-80
圖 4.1.28	花蓮港 23~24 號沉箱碼頭 X 方向位移量分布圖	4-81
圖 4.1.29	花蓮港 23~24 號沉箱碼頭 Y 方向位移量分布圖	4-81
圖 4.1.30	UDEC 程式中每一疊代計算流程(UDEC, 1992).....	4-82
圖 4.1.31	重力式碼頭分析塊體圖	4-83
圖 4.1.32	基礎岩盤量得之速度歷時資料.....	4-84
圖 4.1.33	重力式碼頭受震後位移向量圖.....	4-84
圖 4.1.34	底部加風化岩盤之重力式碼頭.....	4-85
圖 4.1.35	重力式碼頭及風化岩盤受震後位移向量圖.....	4-85
圖 4.1.36	摩擦角降低時重力式碼頭與風化岩盤受震後位移向量圖 ...	4-86
圖 4.1.37	消波塊碼頭數值模擬分析塊體圖之一.....	4-87
圖 4.1.38	消波塊碼頭數值模擬分析塊體圖之二.....	4-87
圖 4.1.39	消波塊碼頭數值模擬分析塊體圖之三.....	4-88
圖 4.1.40	消波塊碼頭機制與破壞過程一.....	4-88
圖 4.1.41	消波塊碼頭機制與破壞過程二.....	4-89
圖 4.1.42	消波塊碼頭機制與破壞過程三.....	4-89
圖 4.1.43	消波塊碼頭機制與破壞過程四.....	4-90
圖 4.1.44	消波塊碼頭機制與破壞過程五.....	4-90
圖 4.1.45	消波塊碼頭機制與破壞過程六.....	4-91

圖 4.2.1	板樁式碼頭示意圖（賴瑞應等人，2005b）	4-91
圖 4.2.2	板樁式碼頭破壞機制	4-92
圖 4.2.3	板樁式碼頭結構損害等級之指標參數(PIANC, 2001).....	4-93
圖 4.2.4	適當之板樁式碼頭結構降伏發生順序(PIANC, 2001).....	4-93
圖 4.2.5	花蓮港 4 號、5 號碼頭斷面設計圖（花蓮港務局，1991）	4-94
圖 4.2.6	花蓮港 6 號碼頭斷面設計圖（花蓮港務局，1991）	4-94
圖 4.2.7	花蓮港 8 號碼頭斷面設計圖（花蓮港務局，1991）	4-95
圖 4.2.8	花蓮港 9 號碼頭斷面設計圖（花蓮港務局，1991）	4-95
圖 4.2.9	地震時背填土壤未液化板樁式碼頭受力示意圖	4-96
圖 4.2.10	作用於板樁之動態水壓力分布示意圖	4-96
圖 4.2.11	作用於板樁之殘留水壓力分布示意圖	4-97
圖 4.2.12	板樁最大彎矩分析模式示意圖（賴瑞應等人，2005b） ..	4-97
圖 4.2.13	花蓮港 8 號碼頭有限元素分析模型	4-98
圖 4.2.14	花蓮港 9 號碼頭有限元素分析模型	4-98
圖 4.2.15	花蓮港 8 號碼頭板樁壁頂位移歷時(331 地震,PGA=0.379g)	4-98
圖 4.2.16	花蓮港 8 號碼頭受震位移反應(331 地震，PGA=0.379g)	4-99
圖 4.2.17	花蓮港 8 號碼頭結構構件受震應力狀態（331 地震， PGA=0.379g）	4-99
圖 4.2.18	花蓮港 8 號碼頭受震位移反應(331 地震，PGA=0.557g) ..	4-100
圖 4.2.19	花蓮港 8 號碼頭結構構件受震應力狀態（331 地震， PGA=0.557g）	4-100
圖 4.2.20	花蓮港 8 號碼頭受震位移反應（921 地震，PGA=0.379g）	4-101
圖 4.2.21	花蓮港 8 號碼頭結構構件受震應力狀態（921 地震，	

	PGA=0.379g)	4-101
圖 4.2.22	花蓮港 8 號碼頭受震位移反應(921 地震, PGA=0.557g)	4-102
圖 4.2.23	花蓮港 8 號碼頭結構構件受震應力狀態 (921 地震, PGA=0.557g)	4-102
圖 4.2.24	花蓮港 9 號碼頭受震位移反應(331 地震, PGA=0.379g)	4-103
圖 4.2.25	花蓮港 9 號碼頭結構構件受震應力狀態 (331 地震, PGA=0.379g)	4-103
圖 4.2.26	花蓮港 9 號碼頭受震位移反應(331 地震, PGA=0.557g)	4-104
圖 4.2.27	花蓮港 9 號碼頭結構構件受震應力狀態 (331 地震, PGA=0.557g)	4-104
圖 4.2.28	花蓮港 9 號碼頭受震位移反應(921 地震, PGA=0.379g)	4-105
圖 4.2.29	花蓮港 9 號碼頭結構構件受震應力狀態 (921 地震, PGA=0.379g)	4-105
圖 4.2.30	花蓮港 9 號碼頭受震位移反應(921 地震, PGA=0.557g)	4-106
圖 4.2.31	花蓮港 9 號碼頭結構構件受震應力狀態 (921 地震, PGA=0.557g)	4-106
圖 5.1.1	地震損失評估系統分析分析流程與架構(HAZ-Taiwan)	5-42
圖 5.1.2	一般建築物損害評估模式示意圖	5-42
圖 5.1.3	不同損害狀態易損曲線與機率示意圖	5-43
圖 5.1.4	一般結構物之結構系統與非結構構件地震損害評估流程	5-43
圖 5.1.5	一般建築物損害所引致人員傷亡評估模式示意圖	5-44
圖 5.3.1	沉箱式碼頭易損性曲線建立流程	5-44
圖 5.3.2	重力式碼頭受震滑移量與損害等級之評估模式	5-45
圖 5.3.3	花蓮港 7 號碼頭之易損性曲線	5-46

圖 5.3.4	花蓮港 10~11 號碼頭之易損性曲線.....	5-46
圖 5.3.5	花蓮港 17~18 號碼頭之易損性曲線	5-47
圖 5.3.6	花蓮港 19~21 號碼頭碼頭之易損性曲線	5-47
圖 5.3.7	板樁式碼頭易損分析流程.....	5-48
圖 5.3.8	板樁式碼頭易損分析模型示意圖.....	5-48
圖 5.3.9	板樁式碼頭易損分析模型示意圖.....	5-48
圖 5.3.10	花蓮港 8 號碼頭易損曲線.....	5-49
圖 5.3.11	花蓮港 9 號碼頭易損曲線.....	5-50
圖 5.4.1	花蓮港區碼頭配置圖	5-51
圖 5.4.2	模擬地震設定.....	5-51
圖 5.4.3	花蓮市村里 PGA 分佈（集集地震模擬）	5-52
圖 5.4.4	花蓮港碼頭所在位置 PGA 值分佈（集集地震模擬）	5-52
表 5.4.5	花蓮市村里 PGA 分佈（米崙斷層模擬）	5-53
圖 5.4.6	花蓮港碼頭所在位置 PGA 值分佈（米崙斷層模擬）	5-53

第一章 緒論

1.1 研究背景與目的

臺灣位於多地震的西環太平洋地震帶，是屬於西太平洋板塊、菲律賓海板塊邊緣一系列島弧群島之一。在地體構造上，臺灣正位於歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊的複雜交界面上。在臺灣東北部，菲律賓海板塊於北緯24度附近向北向下隱沒在歐亞大陸板塊之下；而在臺灣東南部，歐亞大陸板塊於東經121.5度附近向東向下隱沒在菲律賓海板塊之下（如圖1.1.1所示），且菲律賓海板塊以每年約7-14 公分的速度向東北方向推擠歐亞大陸板塊。因此，臺灣地區經常受到地震災害的威脅，是相當重要的天然災害防治對象，其發生機率雖小，一旦發生必定造成極大的人員傷亡與經濟損失。在上個世紀中，臺灣地區因地震而死亡的人數超過7,780人（鄭世楠等，1999），尤其於1999 年9月21日發生之集集大地震，對整個社會造成極大之衝擊。因此，為了減緩地震所帶來之災害與損失，政府與民間均極力投入地震防災之相關研究與工作。

地震的發生迄今尚無法準確地預測。然而，對結構物而言，在預期的使用年限內，究竟會遭受到多大的地震作用，則需就結構物所在地及其相關區域內地震活動情形，依據震源規模的大小及發生頻率等因素作危害度分析，亦即需探討與工址相關區域內斷層的活動程度及頻率，據以估算在結構物使用年限內可能發生某一等級地震之機率，並根據該結構物之重要性，訂定可接受超過該等級之地震危害度，不僅可作為耐震設計之參考，並可作為地震風險評估與管理之基礎。目前已有相當完整的機率法地震危害度分析理論與工具，而定值法危害度分析理論也開始有學者進行研究，並已有部分成果。

臺灣地區的建築物以鋼筋混凝土構造為主，在歷經如1999年921與2002年331大地震之後，部份鋼筋混凝土建築物出現了結構桿件破壞，甚至嚴重損毀而失去功能性，更有傾倒者。一般而言，受創較為嚴重

的鋼筋混凝土建築物大致因為材料強度不足、施工技術不純熟或設計規範的未盡周詳之處等因素，使得這類建築物之結構桿件在地震力作用下產生破壞。以日本為例，若以日本1981年新耐震設計規範來檢視該耐震設計規範實施以前完工的建築物，可以發現大部份建築物的耐震能力普遍不足，最嚴重者，其耐震能力僅達耐震設計規範要求值的三分之一（教育部，1999年）。而臺灣歷經幾次建築設計規範的演進，根據舊有規範設計建造之既有構造物，亦可能有耐震能力不符合現有規範要求之情況，受地震作用時可能有安全之疑慮。有鑑於此，鋼筋混凝土構造物之耐震能力評估，遂成為近來許多研究者的研究課題。港灣構造物亦多採用鋼筋混凝土為主要構築材料，且對於其地工構造物，其受震損壞之機制，除了結構體本身的破壞之外，尚可能有土體的承載力破壞或滑移，甚至會有土壤液化引致之沈陷與側潰等現象，因此其耐震能力之評估，更為一複雜之課題。

在工業化與都市化之影響下，經濟與科技越發達的國家，各項工程建設越多，且人口分佈越集中，一旦在都會區附近發生地震災害，即便在結構耐震設計考慮完善，施工品質要求嚴格的情況下，由於地震之不確定性甚高，仍難免造成人命與財產之損失。因此，若可結合地球物理、土木工程、社會經濟各領域之知識，發展地震災害損失評估工具，不僅能作為研擬耐震設計規範的依據，並可作為地震保險與風險管理策略的參考。在美國，依此概念發展了HAZUS系統 (RMS, 1997)，並已運用於數個都會區之震災境況模擬。在臺灣，初期為了縮短自行研發所需時間，引進了HAZUS系統，並予以本土化，稱為HAZ-Taiwan，但其初版程式中，各分析模式與參數仍多沿用美國之設定。為了使震災境況模擬的結果能充分反映現實情況，必須全面應用本土化的分析模式與參數，並且必須具備擴充與更新的彈性，因此，國家地震工程研究中心便開發了一套全新的系統：臺灣地震損失評估系統(TELES)。其發展與相關研究已進行多年並獲許多成果，除了資料庫建置與分析軟體的研發（葉錦勳，1999-迄今）外，對於地震災害潛勢分析與建築物直接損害分析的相關研究最為成熟，包括：(1)地震災

害潛勢早期評估（簡文郁，2002）；(2)鋼結構與RC 結構模型建物之能耐曲線與易損性分析（簡文郁、廖文義，1999-2001）；(3)地震衰減特性與地盤效應分析（簡文郁，2001-2004）；(4)區域地震特性分析與地震危害度分析、耐震設計參數研擬等（羅俊雄、簡文郁等，2002-2005）。以上這些研究成果為本研究計畫提供了一個極為穩固的基礎，前述之主要成果（第2項除外）均將分別應用於本研究計畫的分析方法與參數研擬中。

針對港灣地區，過去曾發生了許多碼頭擋土設施受震破壞之案例，而且，通常是沿著碼頭全線同時發生（長達數十或是數百公尺），因此造成碼頭功能完全癱瘓，而其損失與復原工作所需費用與時間則難以估計。關於碼頭擋土結構容易引致嚴重的地震災害，原因可能為：(1)側向土壓力的增加；(2)水側水壓力的減少；(3)背填土壤的強度喪失或是液化。Matsuo & O'Hara(1960)對於23個重力式港灣擋土牆破壞案例之觀察，其中有16個是屬於牆底之滑動破壞，而另外7個則是兼具滑動與傾斜之破壞。根據黃國祥(2002)對相關地震災害文獻資料的蒐集與整理(表1.1.1)，從1923年至1995年期間，至少有20個破壞案例有文獻記載，其地震規模皆大於6，最大滑移量與沈陷量可達數公尺之多，其中災情比較嚴重者，皆有液化現象之報導。Ishibashi & Madi (1990)對於1983年發生於日本之Nihonkai-Chubu地震的港灣受損碼頭案例進行探討，其中若考慮背填砂土已達液化，則碼頭擋土結構之安全係數遠低於未液化之狀況，與現地之破壞情形相符。而1995年日本的阪神地震，重力式沈箱碼頭的滑動位移平均達3公尺之多，外傾角約4度。至於臺灣地區，曾分別於1986年與1999年遭受花蓮地震與集集地震之災害，造成蘇澳港與臺中港受損。其中，花蓮地震導致蘇澳港之港埠地區發生龜裂及下陷之現象，#3、#4、#5碼頭發生滑動與傾斜的情形，經測量結果，若以角隅為基準，其最大外傾位移分別約為50、40、50公分；而集集地震則引致臺中港區之重力式沈箱碼頭最大外傾位移量高達170公分（圖1.1.2）；另外，臺中港倉儲輸送設備也因回填砂發生土壤液化及滲漏，而產生嚴重下陷及傾斜（圖1.1.3）。

綜合以上說明可知，港灣設施在地震中相當容易遭受損壞，若損壞程度導致其無法提供服務功能，將會造成相當大的經濟損失。而且臺灣地區地震頻繁，對各港灣設施之安全性時時具有威脅性。因此，本研究之目的即為藉由港灣地震潛勢之評估，以了解臺灣各港區之地震發生機率與地震特性；對重要港灣構造物進行耐震能力評估，以了解各港區各種重要構造物之實際耐震能力，並可作為地震災害損失評估之參考依據；並且針對港灣地區進行之震災境況模擬，可了解港灣設施可能之震害狀況及經濟損失。以期能增進對臺灣地區各港區受地震影響的了解，作為災前預防、災時應變及災後重建計畫與決策之參考，更提升我國之整體防災能力。

1.2 研究範圍與工作項目

本計畫之全部工作內容規劃分成四年執行，全程計畫則需四年，除自民國96年起已進行臺中港區之分析外，97年即針對蘇澳港、花蓮港，後續研究再逐年基隆港、臺北港，以及高雄港等港區進行分析，完成全部工作。

於第一年計畫中已完成的工作項目主要為：發展與建立TELES中對於港灣地區震損評估模組之架構與基本資料，並選擇臺中港區為第一個研究標的，進行該區地震潛勢之評估、港區內沈箱式與棧橋式碼頭耐震能力之評估、以及地震災害境況模擬之初步分析等。

現為第二年計畫，以蘇澳港與花蓮港區為研究標的，進行地震潛勢分析以及港灣結構物耐震能力評估，其中港灣構造物則以碼頭構造物為主要研究對象，並於TELES系統中建置港灣地區震損評估模組，以應用於評估港灣地區震後災損情形。

1. 針對蘇澳港區與花蓮港區建立地震危害度分析模式，評估該地區之地震潛勢，並決定該地區之控制地震。
2. 建立並驗證花蓮港區碼頭構造物之耐震能力評估模式，包括重力式碼頭與板樁式碼頭，並以此模式評估花蓮港區碼頭之耐震能力。

3.蒐集與建置 TELES 系統港灣設施災損模組基本參數與資料，並以花蓮港區為對象，研擬災損評估分析程序。

4.完成研究報告書。

為能如期如質達成本計畫之研究目的，將相關工作項目分割為三個子計畫，相互關聯且齊頭並進，分別為「子計畫一：港灣地區地震潛勢之評估」、「子計畫二：港灣構造物耐震能力之評估」，以及「子計畫三：港灣構造物之災害境況模擬」。子計畫一為本研究之基礎工作，其成果可作為子計畫二及子計畫三之參考；而子計畫二之分析模式與方法亦為子計畫三之基本參考資料。主要內容列述如后：

子計畫一為港灣地區地震潛勢之評估，研究標的為蘇澳港（如圖1.1.4）與花蓮港（如圖1.1.5）；主要研究項目有：港區之鄰近測站強震歷時及場址特性資料蒐集、港區地震危害度分析、港區地震可能發生時間序列或地域分析、港區與危害度相符之人造地震模擬、港區場址效應分析，以及土壤液化之危害度分析等。

子計畫二為港灣構造物耐震能力之評估，研究標的為花蓮港；依現階段所蒐集之資料顯示，花蓮港之碼頭共25座，係以重力式與板樁式兩種結構型式為主，其中重力式包括有：混凝土重力式10座、消波沉箱式碼頭7座、消波方塊式2座、混凝土方塊式1座；板樁式則有鋼板樁錨錠式碼頭5座；本研究將選取具代表性之重力式與板樁式碼頭標準斷面進行評估。主要研究項目包括：港區碼頭之設計及施工圖說等相關資料蒐集、港灣結構受震之破壞機制研究、沉箱式碼頭之耐震能力評估，以及板樁式碼頭之耐震能力評估等。透過耐震能力評估，可了解港區未來在地震作用下，既有港灣構造物之耐震能力，以作為是否須加以補強之參考。

子計畫三：港灣構造物之災害境況模擬。進行港灣構造物之災害境況模擬，首先須在TELES震損評估系統中開發與建立港灣地區之地震災損評估模組，整個研究可分為三個主要工作項目：(1)基本資料庫建置，(2)結構損害評估模式建立，以及(3)經濟損失評估模式建立。項目(1)基本資料庫建置，係提供各階段分析模組之基本資料或參數；項

目(2)結構損害評估模式建立，則是在工程結構物損害評估分析模組中，建置專屬港灣結構物或設施之損害評估模式，尤指港灣結構或設施之易損性曲線；項目(3)則是在經濟損失分析模組中，加入專屬港灣地區之地震經濟損失評估模式。並進行花蓮港區災害境況與損失之初步模擬分析。

1.3 預期成果及效益

依據相關工作內容，本研究計畫於今年度完成後應可達成：了解花蓮港與蘇澳港區地震可能發生之機率及地震特性、評估花蓮港區重力式與板樁式碼頭構造物之耐震能力、逐步修改TELES震損評估系統中有關港灣構造物之震災境況模擬模組，以及對於花蓮港區模擬其可能之震害狀況等成果。

於四年期程整體計畫執行完成後，則預期可達成下列應用成果及效益：

- 1.了解各主要港區在各種大小地震可能發生之機率及地震特性。
- 2.評估港灣碼頭構造物之耐震能力，以及建立損害標準。
- 3.完成港灣設施地震災害評估模組，評估港區震後可能損失。
- 4.研究成果可提供作為災前預防、災時應變及災後重建計畫之參考。

表1.1.1 地震引致港灣碼頭災害案例(黃國祥，2002)(1/2)

發生時間	1923	1930	1935	1944	1946	1952	1960	1964	1964	1968
發生位置	日本	日本	日本	日本	日本	日本	智利	美國	日本	日本
地震規模	8.2	7.0	6.3	8.3	8.1	8.1	8.4	8.4	7.5	7.8
震央距離 (km)		48		145,129, 177	201~306	145		113(A),65(V), 161(S)	52	
港灣名稱	Yokohama	Shimizu	Shimizu	Yokkaichi, Nagoya, Osaka	Nagoya, Yokkaichi, Osaka, Uno	Kushiro	Puerto Montt, Talcuano	Anchorage, Valdez, Whittier, Seward, Kodiak	Niigata	Hachinohe, Aomori, Hakodate
噴砂痕跡		√	√	√	√	√	√	√	√	√
最大滑移量(cm)		830	550	300~400	500	600			300	40(Hak)
傾角(deg)										
差異沉降最大值 (cm)		160	90		30	100		500	400	60(Hak)
最大加速度 (g)					0.15				0.15	0.23 (Hac,Aom)
附註	方塊重力 式滑落			鋼鈹 3~4m 棧橋 4m	鋼鈹 3~4m 棧橋 4m		海嘯侵襲 20世紀最大地震	邊坡滑動	鋼鈹 2m 海嘯侵襲	鋼鈹 1m (Hac) 海嘯侵襲 (Hac,Aom)

表1.1.1 地震引致港灣碼頭災害案例(黃國祥，2002) (2/2)

發生時間	1973	1978	1981	1983	1985	1986	1986	1989	1990	1995	1995	1999
發生位置	日本	日本	希臘	日本	智利	希臘	臺灣	美國	菲律賓	埃及	日本	臺灣
地震規模	7.4	7.4	6.7	7.7	7.8	6.2	7.0	7.1	7.7	6.2	7.2	7.3
震央距離 (km)		120(Y)		100		12				34	16(P),20(R)	55
港灣名稱	Hanaskai, Kiritappu	Shiogama, Ishinomaki, Yuriage	Corinth	Akita	San Antonio, Valparaiso	Kalamata	Suao	Redwood, Richmond, San Francisco, Oakland	San Fernando	Nuweiba	Kobe, Rokko Island, Port island	Taichung
噴砂痕跡	√	√		√	√			√	√		√	√
最大滑移量 (cm)	120	120(Y)				15±5	50				500	170
傾角(deg)				1.6		4~5					4	2
差異沉降 最大值 (cm)	30	30~40		100~150		20 (沉降範圍 30~40m)		支承樁斷裂 管線斷裂 差異沉降			250	100
最大加速度 (g)				0.22							0.54(水平) 0.45(垂直)	0.1~0.2
附註	鋼鈑 2m	鋼鈑 1.2m		海嘯侵襲		方塊重力式	相對 滑移量	棧橋式	棧橋式	平均沉降 20m	龜裂範圍 150m	龜裂範圍 150m

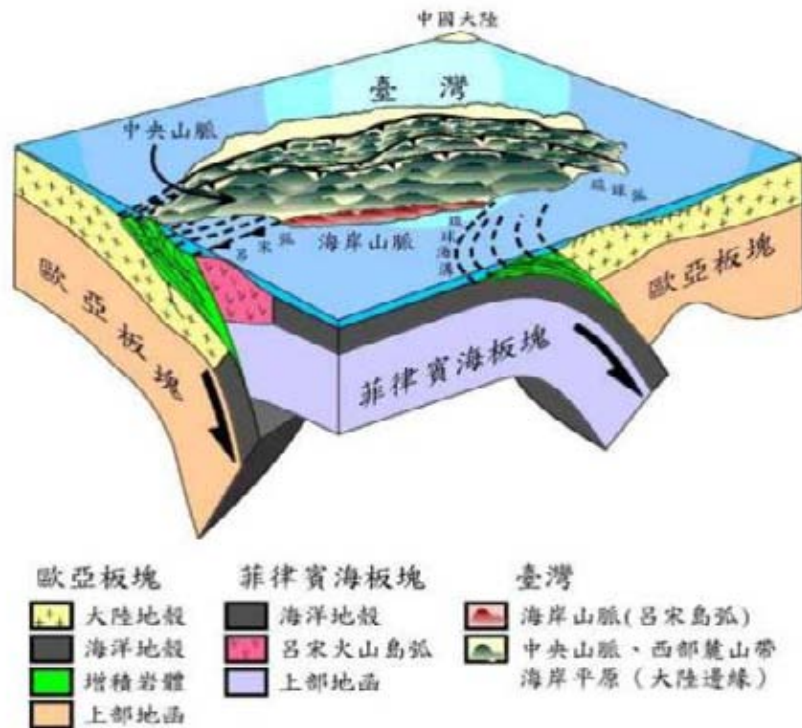


圖1.1.2 臺中港1至4A碼頭內災損情況

圖片說明：1 至 4A 碼頭採傳統沉箱築港，集集大震時因回填砂發生液化而導致沉箱向海側下陷、滑移了 0.5~1.7m，災情慘重，碼頭內鋪面因回填砂滲漏而形成大孔洞。



圖1.1.3 臺中港倉儲輸送設備災損情況

圖片說明：倉儲輸送設備因回填砂發生土壤液化及滲漏，而產生嚴重下陷及傾斜

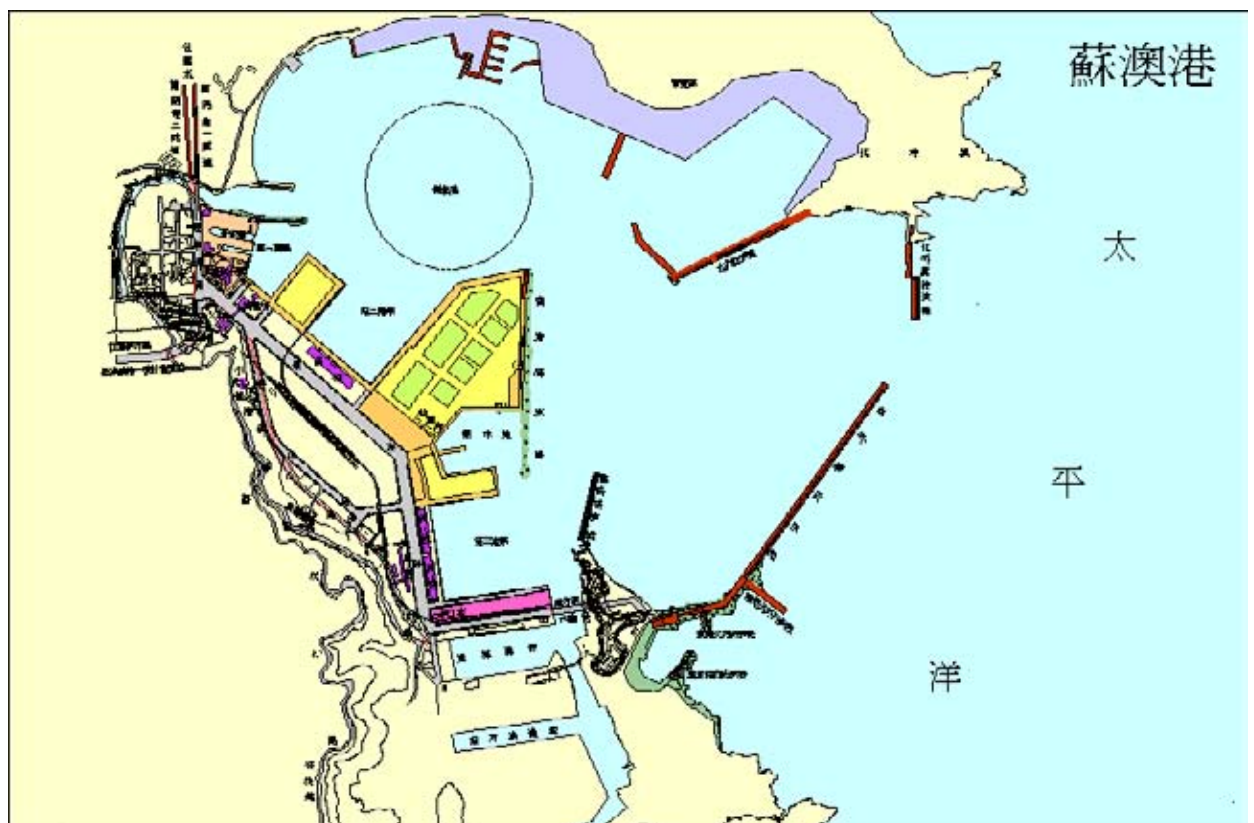


圖1.1.4 蘇澳港區平面圖(資料來源：宇泰工程顧問網站)



圖1.1.5 花蓮港區平面圖(資料來源：宇泰工程顧問網站)

第二章 花蓮港區地震潛勢之評估

本章主要以花蓮港區為範圍，進行港灣地區地震潛勢之評估，分析未來對港灣地區造成危害之地震特性與發生機率。藉由地震潛勢的評估結果，便能對於耐震設計中之地震參數擬定、地震震害分析及土壤液化評估等獲得更具體可靠的結果。

本研究所採用的評估方法主要包括：機率法地震危害度分析、定值法地震危害度分析，以及場址效應分析等。另外，土壤液化之危害度也是港區受震時應關注的重點。

2.1 港區區域地質與場址地層特性

花蓮位於臺灣東部，面臨太平洋，海岸線全長約175公里，為全省海岸線最長的縣分。北起和平溪，南至秀姑巒溪口以南之靜浦。立霧溪以北屬斷層岩岸，花蓮溪口以南為海岸山脈東側，坡度陡峻，海岸地形變化較小。花蓮港建於美崙溪出海口，位於花蓮市區東北方，東濱太平洋，西依美崙山。港區係屬人工開鑿，東西兩防波堤左右環抱，開口西南，區分為內、外港，自外港往北經狹長航道而進入內港。

在區域地質特性方面，花蓮地區之第四系地層主要有四，分布於不同地區：(1)米崙鼻礫岩層，米崙山礫岩層及青灰色含礫泥層；(2)米崙層；(3)花蓮層；及(4)北濱層。其中，花蓮層分佈於花蓮港區及港區西方之窪地，古時，前者為海灣，後者為米崙湖。本層並可細分為(1)底礫石段(礫徑20-30公分)；(2)花蓮珊瑚礁段；(3)含化石砂段；(4)炮台山及民本里沙丘砂；及(5)古米崙湖黑色沉泥。花蓮層形成時期較米崙層為晚，二者分佈地區完全不同，前者構成花蓮灣，後者構成米崙台地。由花蓮層分佈之面積觀之，古時花蓮灣有現在之兩倍廣大。花蓮層之總厚度為十餘公尺至二十餘公尺。另外，在構造運動及斷層方面，海岸山脈之水連礫岩(在花蓮地區為米崙鼻礫岩)堆積後，發生地變。東部海岸崛起呈褶皺山脈，並形成大斷層崖，此縱貫東臺灣之大斷層崖由蘇澳延長至花蓮，然後進入臺東縱谷西緣，再向南延伸至臺東南方

海岸。其在花蓮平原位置，則通過米崙台地西緣。民國四十年大地震時，曾沿此斷層線再活動，為一活動斷層。依花蓮港務局之記錄，花蓮港內平均潮位自民國四十年地震後下降60公分，即陸地及海底上升60公分。另由頻繁之地震，顯示花蓮外海尚有一大斷層通過，其詳細位置未明。此兩斷層均在港區之外，距離尚遠（陳森河等人，2000）。

花蓮港歷經多期擴建，曾進行多次地質調查鑽探，根據港研中心所提供之21孔標準貫入試驗（SPT）鑽探資料（表2.1.1、圖2.1.1）顯示，有四鑽孔HL0901，HL1201，HL1202，與HL1701位於港區陸地，此四鑽孔所顯示之地層分佈類似，在10-20m不等深度即遇岩盤，使得大部分鑽孔的深度較淺，其中HL1202鑽孔（原鑽探編號：B4）深度較深，達30m，該孔位於美崙溪出口北邊海岸，鄰近港務大樓。以該鑽孔為例作說明，圖2.1.2所示為HL1202鑽孔之SPT-N值隨深度變化及地層分布圖，圖中顯示，在近地表30m之鑽孔深度範圍，除於7.65m深度有一厚約1.45m之粉質砂層（SPT-N值=13），以及於28.5m深度有一厚約2.5m之粉質粗細砂及礫石層（SPT-N值=31）之外，其餘地層均為N值大於60之粉質砂礫石，及中小卵石。

另外「花蓮港整體規劃及未來發展計畫」期末報告（1996）綜合野外地質踏勘、地質鑽探，及花蓮港外港擴建工程海底基礎震波之探測結果，描繪花蓮港之陸上及海上典型地質剖面如圖2.1.3所示。其中海上部分根據震測結果結果顯示，基盤岩層之位置由岸向海漸深，其深度約由最低水位下10m降至35m；其上覆蓋之堅硬砂礫粉土層或風化基盤厚度約為5~20m，亦由岸向海遞增，縱波（P波）波速=1650~2350 m/s。

根據現行建築物耐震設計規範（內政部，2004）對於地盤之分類（表2.1.2），當近地表30m地層之平均標準貫入試驗 $\bar{N}$ 值大於50時，屬於「第一類地盤（堅實地盤）」。由所蒐集之鑽孔資料、圖2.1.3之資料與港區區域地質特性，綜合判斷花蓮港區場址之 $\bar{N}>50$ ，因此，研判花蓮港區場址為堅實地盤，後續將採用堅實地盤適用之地震動衰減律來進行地震危害度分析；而場址效應在本港區場址也將毋須考慮，土壤

液化危害度評估所須之最大地表加速度PGA值，可逕採用對應於堅實地盤之分析結果。

2.2 港區地震危害度分析

臺灣位於歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊的複雜交界面上，是屬於西太平洋板塊、菲律賓海板塊中一系列島弧群島之一。在臺灣東北部，菲律賓海板塊於北緯24度附近向北向下隱沒在歐亞大陸板塊之下，而在臺灣東南部，歐亞大陸板塊於東經121.5度附近向東向下隱沒在菲律賓海板塊之下。菲律賓海板塊每年以約7-14公分的速度向東北方向推擠歐亞大陸板塊，臺灣因正位於此二板塊複雜的交界面上，地震頻繁，尤其是花東地區。根據經濟部中央地質調查所之調查報告(林啟文等，2000，圖2.2.1)顯示，花東縱谷一系列活動斷層為第一類活動斷層，距離花蓮港灣及蘇澳港灣最近之活動斷層，為縱谷系列斷層北段的米崙斷層。

本節即針對位於臺灣東部地區之花蓮港灣進行地震危害度分析，並藉由參數拆解方法，識別對花蓮港灣最具潛在影響能力之地震規模。分析時針對第一類活動斷層及歷史地震之活動性，識別出各震源對港灣未來可能之地震危害，並對港灣鄰近之區域震源及活動斷層的地震活動進行地震危害度分析，瞭解港灣最具潛勢之地震來源。

2.2.1 港灣附近地質、斷層與地震活動

花蓮港位於臺灣東部的花蓮縣，其位置及環境概況如圖2.2.2所示。花蓮港區正位於歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊的複雜交界面附近的花東縱谷，鄰近米崙斷層，附近經常發生地震(圖2.2.2)，其中1951年花東縱谷系列地震($M_s=7.1-7.3$ ；約相當於 $M_L=6.8-6.9$)更造成相當大的災情。鄭世楠等(1989)根據歷史文獻紀錄研究與分析，整理出西元1604年以來臺灣地區地震目錄，其中因地震造成死亡百人以上之重大災害地震震央分佈如圖2.2.3(a)所示(鄭世楠等，1989)；圖2.2.3(b)則將近百年來的重大災害地震震央標示出來。由圖2.2.3所標示的災害地震震央位置，可以發現鄰近港區影響最深的包括有1986年 $M_L 6.8$ 的花蓮地震及1951年 $M_s 7.1$ (相當於 $M_L 6.8$)的花東縱谷地震。1986年的花蓮地震，所造成的災害主要特徵：是鄰近震央之花蓮地區僅有少數建

築物遭受非結構性的損害，而距離震央約120公里之臺北盆地與距離震央約80公里的宜蘭平原地區卻造成嚴重的災情。而1951年的災害地震屬於斷層錯動所發生的斷層地震，與花東縱谷斷層系列相關。其中距離花蓮港區最近的米崙斷層，該地震發生時在地面上產生長達7公尺的破裂面。在歷史地震中的規模大小對於地震危害度分析之影響甚劇，此些災害性地震皆考慮至地震危害度分析資料庫中。

經濟部中央地質調查所進行槽溝開挖與古地震研究計畫中，『花蓮瑞穗槽溝1951年地震斷層的古地震研究』（陳文山，2003，2008）報告指出，不論地震活動、地表地質、地形及大地測量，都顯示出臺灣花東地區正處於構造活動非常活躍的地區。臺灣東部之地震活動大多與板塊及縱谷斷層相關，花東縱谷斷層及其附近所可能引致之地震將對港區產生相當之危害潛勢。由目前之調查證據來決定花東縱谷斷層之地震之回歸期尚不容易，僅以現有的地質及古地震資料估算回歸期，作為地震危害度分析之依據。

斷層活動所引起之地震動的影響相對需特別注意，地震危害度機率分析除考慮一般性的區域震源外，亦以特徵地震模式(Characteristic Earthquake model)考量近域斷層之影響。進行地震危害度分析時，將以第一類活動斷層為主，將以特徵地震再現期可預測模型(time-predictable model)模擬第一類活動斷層的地震活動度，進而計算斷層的特徵地震對工址的地震危害度的貢獻量。其他區域地震以平穩態Poisson模式進行PSHA的分析，結果則直接與活動斷層的地震危害度的貢獻相加而得到工址地震危害度曲線，作為耐震設計參考或其他分析之依據。

2.2.2 地震危害度分析

地震危害度分析是評估選定區域在未來某一定期間內，因地震而引致的地表震動程度，通常視評估對象以最大地表加速度PGA或其他足以反映地表震動(ground motion)的地震參數來表示。地震危害度分析的結果以危害度曲線或震度分佈圖來表現，是許多地震工程應用的基礎分析工作。必須有可靠的地震危害度分析結果才能在地震震害評

估、耐震設計參數擬定、土壤液化分析等應用領域獲得可靠之結果。因此在地震工程應用的領域裡，地震危害度分析模式及參數必須仔細的加以研究，使能真實反映區域地震地質特性。地震危害度分析之理論與考慮的參數說明於附錄A。

由於地震發生在時、空分布上具有高度的不確定性，因此地震危害度分析必須建立地震特性的統計模型，所需考慮之參數與因素相當多且複雜，除了附錄A針對臺灣地區地震危害度分析所做的概要說明外，以下針對幾個重要的影響因子與參數做進一步詳細說明：

2.2.2.1 地震目錄

臺灣地區的地震目錄隨著不同時期的儀器佈設密度與精度不同，而造成地震目錄的完整性不一致。葉永田等（Yeh et al., 1982）以分析出的臺灣地區標準地動衰減函數為基準，進一步計算的近震規模 $M_L(Y)$ 在過去數年以來一直廣為各界使用；鄭世楠和葉永田（1989）亦根據此一近震規模 $M_L(Y)$ 整理臺灣地區地震目錄並留存於中央氣象局，提供工程界進行地震危害度分析及相關研究使用。然而在國內外許多專家之研究中均認為部分 $M_L(Y)$ 規模尺度有高估的情形（Shin, 1993；葉永田等，1993，1994，1995）。其高估的規模數值約在0.3至0.5。

鄭世楠（2003）根據世界地震網資料及前述研究成果，對臺灣地區地震目錄重新校準，完成新的地震目錄。結果發現在原先之地震目錄中有許多地震重複計數或有重新定位、規模改訂的情形，這些改變均會影響地震危害度分析之結果。舉數個重大改變的例子如下：在規模重新評估中，臺灣地區最大地震是1920年花蓮外海地震，表面波地震規模(M_S)8.0、地震矩規模(M_W)7.8、徐明同（1980, 1989； M_H ）為8.3、鄭世楠和葉永田（1989）所登錄的近震規模(M_L)為8.1、後修正為8.0(M_L)；根據Wu et al.(2001)經驗式再修正為 M_L 7.3。在歷史地震中1906年梅山地震($M_L=7.1$)、1935年新竹—臺中地震($M_L=7.1$)、1941年中埔地震($M_L=7.1$)、1951年花蓮地震($M_L=7.3$)修正後的近震規模分別為6.7、6.8、6.8、6.9。這些地震原登錄之規模應為 M_S 而非 M_L 。

臺灣地區重新校準後的地震目錄在地震規模的定義上已經一致，

均改為近震規模 M_L ，最大地震規模為 $M_L 7.3$ ，符合地震學上近震規模會趨於飽和的認知（飽和的近震規模約為 $M_L 7.3$ ）。另一方面，在臺灣花東外海的板塊隱沒帶早期（1900年至1973年）的地震數目也明顯降低。在新的地震目錄中，不同時間區間的平均地震數目相當一致，顯示臺灣地區重新校準後的地震目錄的可靠度明顯提昇，以此目錄建構的地震震源參數也因此更合理，危害度分析的結果也更可靠。由於臺灣東部的地震發生率相對較高，受到前述兩個重大改變的影響也相對較大，臺灣東部的地震危害度將因重新校準後的地震目錄的最大規模（上限規模）與地震發生率的降低而降低。

進行地震危害度分析時，對於地震的時空分布的特徵與其不確定性必須特別加以考慮。而適當的震源分區與完整的地震目錄收集正是為反映此一要求。為能適切的考慮地震目錄資料的完整性與其不確定性，本研究同時採用前述經過鄭世楠2003年重新整理過，即經規模轉換關係將規模統一為 M_L 之地震目錄，與未修訂前之地震目錄版本，該版本最大規模為8.0。為便於說明兩個目錄分別命名為EQUW及EQMS，兩者差異除大地震規模大小，使用EQMS進行分析，該地震危害度分析結果對大規模地震之計算偏向保守。本研究採用地震目錄資料長度為1900年至2007年7月。同時考慮兩種地震目錄，可考慮修正臺灣歷史地震時空分佈的不確定性，為地震危害度分析之重要依據。

2.2.2.2 地震動衰減律

衰減律分析主要使用中央氣象局所記錄的臺灣地區地震資料。地震危害度的主要貢獻來自大規模地震，因此，衰減律回歸分析的地震資料庫選用地震規模大於 $M_L 5.0$ 的淺源地震（震源深度=0-35公里）。所選用地震資料庫之地震震央位置分布足以反映臺灣地區地震特性。衰減式迴歸分析時採用所有臺灣速報站的資料，再加上強震網資料中所有距離小於25公里的資料。衰減律分析資料庫包括921主震及餘震資料。除了921主震採用地表斷層距離外，其餘地震均採用震源距離。配合地震危害度分析之傳統程序，衰減律分析乃根據堅實地盤的地震資料進行回歸分析。針對地震動值採用幾何均值(Geo-Mean)，其定義兩

水平向值之乘積開平方根：

$$GeoMean = \sqrt{(EW \times NS)} \dots\dots\dots(2.2.1)$$

本研究所使用之堅實地盤PGA衰減律之係數如式(2.2.2)所列，標準偏差值約在0.75左右(Jean et al., 2006)。

$$PGA(g) = 0.00284e^{1.73306M} [R + 0.09994\exp(0.77185M)]^{-2.06392} \dots\dots\dots(2.2.2)$$

此堅實地盤衰減律與實際地震紀錄之比較如圖2.2.4所示。這些係數代表臺灣地區堅實地盤的地震動平均衰減特性，然而由實際觀測發現地震動衰減特性具有局部區域的差異性。換言之，在實際應用時應以區域地震資料再進行比對，以確定其適用性，或另定一個工址相依(site-specific)的地震動衰減律公式，通常只需修正其預測誤差的系統性誤差(bias)即可。由於港灣地區之鑽探資料顯示該地區為堅實地盤，本文將直接採用式(2.2.2)所列地震動衰減律係數進行地震危害度分析，所得之結果為堅實地盤所適用。

2.2.2.3 震源分區與震源深度

考慮臺灣附近之地震分布與地體構造特性，將地震震源分區劃分如圖2.2.5所示，採用兩種震源分區方式分別稱為震源分區ZB及ZC。震源分區ZB直接引用我國第四核能電廠地震危害分析報告，由震源分區與歷年地震之震央分布及臺灣地區版塊構造比較，顯示此分區應是合理。根據此兩種分區圖與歷年之地震資料可以分別計算震源參數，包括G-R關係式、上限規模等。為反映地震之空間分布的不均勻性，將各分區之地震以0.25度為單位加以網格化（每個網格0.25度，約25公里見方），並假設地震震央集中於網格中心位置。

此兩地震分區之劃分相同，唯考慮地震發生率之方法不同。地震危害度分析時，震源分區ZC是根據每個網格內實際紀錄規模大於4.5之地震數目比例分配每個震源區之地震發生率；採此同一分區界線，但將各子震源區的地震發生率依面積比例平均分配於每個網格，可形成另一種震源分區型式，以震源分區ZB稱之。簡言之，震源分區ZC比較能反映過去百年來的地震紀錄，但因為一百年的記錄時間仍不足以反

映地震的所有可能性，過去一百年未發生地震的地方在未來仍有可能發生地震，而震源分區ZB正好可以適度的考慮到這種可能性。地震危害度分析同時考慮這兩種震源分區方式，應已足夠反映地震之空間分布的不均勻性。

震源分區依臺灣地區地震之震源深度分布特性，以35公里為界區分為淺層地震及深層地震。危害度分析時，深層地震以點震源模擬，而淺層地震則以位置及方向均不確定的線震源模擬（TYPE III震源）。對於中央地質調查所發布的第一類活動斷層（例如車籠埔斷層、屯子腳斷層等）則以其地表破裂線為斷層位置，以TYPE I線震源模擬。除此之外，針對鄰近之活動斷層亦以特徵地震模式，假設斷層破裂至地表，加以考量至地震危害度分析上。

2.2.2.4 地震規模與再現頻率

地震規模與再現頻率關係式由Gutenberg和Richter在1954年提出，簡稱為G-R關係式，其一般形式為

$$\log N(m) = a - bm; m_0 < m < m_u \dots\dots\dots (2.2.3)$$

其中 m 表地震規模， $N(m)$ 為地震規模大於等於 m 之地震發生次數， a 及 b 為常係數可由迴歸分析而得，式(2.2.3)之上、下限規模（ m_u ， m_0 ）的適用範圍，分別由地震紀錄及工程考量決定（各計算方法詳附錄A）。

以圖2.2.5之震源分區與地震紀錄，根據等地震能量釋放率之假設，假設地震下限規模 m_0 為4.5，計算上限規模 m_u ，並對式(2.2.3)迴歸分析出地震規模與再現頻率之關係。根據對地震目錄的不確定性（地震目錄之說明詳2.2.2.1節）採用兩階段分析，分別迴歸計算相關係數如表2.2.1所列，表中亦將記錄到的最大地震規模及採用累積能量法所得之最大規模列出以茲比較。

各震源區規模上限主要由歷史地震推算，因此會有其不確定性，為保守計，通常以倒三角形機率密度函數來考慮上限規模的不確定性。本研究採用近震規模，其定義上會在規模7.3形成飽和現象；另一

方面本研究亦將EQMS的地震目錄列為分析項目，其在大規模地震的定義上比較接近 M_S 之定義，因此考慮EQMS的地震目錄在地震危害度分析，已可將上限規模的不確定性列入考慮。故在地震危害度分析時不再重複以倒三角形機率密度函數來考慮上限規模的不確定性，以免高估上限規模致使地震危害度被過度放大。

2.2.2.5 斷層開裂長度及地震規模之關係

活動斷層特徵地震之規模大小由地震機制與觀測地震的研究，及以往的統計結果發現，其大小與活動斷層之破裂長度關係密切。Wells and Coppersmith(1994)根據加州地區224筆斷層地震分析出在不同斷層形式的斷層長度 L （公里）與規模 M_W 之間的關聯性。將Wells and Coppersmith(1994)在逆斷層的研究成果應用於關於花東地區，逆斷層形式所適用之規模與長度之關係如下：

$$M_W = 5.00 + 1.22 \times \log(L), \sigma = 0.28 \dots\dots\dots (2.2.4)$$

在臺灣，Tsai et al.(1987)根據地震等震圖研究出臺灣地區之地震資料中斷層開裂長度 L （公里）與地震近震規模 M_L 關係如下：

$$L = \exp[1.006 M_L - 3.232], \sigma_{\ln L} = 0.422 \dots\dots\dots (2.2.5)$$

本報告針對活動斷層特徵地震規模之計算時，乃同時針對兩關係式估算結果及歷史地震進行評估，以決定恰當之活動斷層特徵地震規模大小。其中式(2.2.4)所得到的地震規模則由式(2.2.6)(吳逸民等, 2000)統一為近震規模 M_L 。

$$M_L = 4.533 \ln(M_W) - 2.091, \sigma = 0.14 \dots\dots\dots (2.2.6)$$

2.2.2.6 活動斷層參數與特徵地震模型

評估斷層系統之地震危害，可將震源型態分為與斷層相關之區域地震，且不會造成地表錯動（破裂）的地震，其規模較小，震源深度設定為0公里至20公里均勻分布，此類型之地震活動則利用地震規模與再現頻率關係（G-R law）加以模擬。另一種特徵地震(characteristic earthquake)，為造成地表錯動或破裂的活動斷層地震，所呈現出地震規

模與回歸期可視為可預期的現象 (magnitude-predictable and time-predictable)，如米崙斷層所引起之斷層地震。對於活動斷層相關之大規模地震，稱為特徵地震，其特性有二：(1)其再現期為可預測，(2)規模為可預測。對於特徵地震之再現期可依據古地震調查研究成果得到，在規模的部分，依據統計其變化 Δ_M 約為0.5左右，在此規模變化區間 $m=[M_C-\frac{1}{2}\Delta_M, M_C+\frac{1}{2}\Delta_M]$ 內，其發生機率為一均勻分佈，此部分與Wells and Coppersmith(1985)之假設相近。若將特徵地震之發生頻率採用G-R關係式進行模擬，在一極小b值下（0.1-0.2間），其發生機率將會接近一均勻分佈，符合特徵地震模式。故本報告中採b=0.2，以G-R關係式模擬特徵地震之發生機率。

活動斷層特徵地震的回歸期等活動參數，必需藉由地震學研究、斷層與地質調查等相關資料加以綜合評估，如古地震及活斷層的研究等。評估各活動斷層地震可能錯動之機率，可藉由斷層的復發週期、斷層長度及曾經發生之相關地震紀錄等，並引入地震危害度分析模式。以車籠埔斷層為例，由古地震調查發現車籠埔斷層的地震活動符合時間可預測模型，且其地震規模 M_L 可達7.3，平均再現期約為300年（陳文山，2005）；由於車籠埔斷層於1999年剛發生過地震，因此在短期內再發生地震的機率極小，地震危害度分析時必須特別考慮，不適合採用穩態包生過程的模型來分析。

再現期可預測模型(time-predictable model)的特徵地震來模擬活動斷層的地震活動，配合工程可靠度分析的理論，以危害函數(hazard function)計算不同靜止期(elapse time)的條件下的斷層錯動機率，分析未來一定期間內(T_p)活動斷層的再發生特徵地震的機率或發生率，進而計算活動斷層的特徵地震對工址的地震危害度的貢獻量。其他一般區域地震以平穩態Poisson模式進行SHA的分析結果可以直接與活動斷層的地震危害度的貢獻相加而得到工址未來 T_p 年危害度曲線。發生機率之模型乃假設為對數常態分佈，COV值(Coefficient of Variation)訂為0.5。此假設乃參考車籠埔斷層之古地震調查結果，其COV值約為0.3~0.5之間，與美國地質調查所(USGS)的統計結果0.5相近。藉由第一類活動

斷層參數，配合危害度函數，未來可能錯動之機率可被計算自第一類活動斷層之機率模型（溫國樑等人，2005），如車籠埔斷層至目前為止，靜止期僅為9年，以300年的回歸期來看，其在未來50年之錯動機率幾乎為0%，此結果乃符合活動斷層之活動特徵，顯示可預期的特徵地震模型應用於地震危害度分析對於活動斷層之模擬更為符合實際狀況。活動斷層特徵地震未來發生機率之計算分析說明如附錄B。

針對花東縱谷斷層系統中第一類活動斷層所使用之活動參數列於表2.2.2，並列出未來50年之發生機率，該結果將應用於建立本工址未來50年（2008-2058年）適用之地震危害度曲線。花東縱谷之斷層系列所使用參數說明如下：

1. 花東縱谷北段--米崙斷層：

1951年10月22日發生三個規模7.0以上的地震，餘震影響往南延伸，故位於北端的米崙斷層，在地震發生時的錯動能量以應力傳遞的方式向南傳達至花東縱谷南段之玉里、池上等斷層。根據經濟部中央地質調查所之調查報告（2003）指出，過去所訂定1951年的規模最大為表面波規模 $M_S 7.4$ ，故經轉換後，規模為 $M_L=6.9$ 。在斷層應力持續累積的情況下，若25公里一次錯動則其發生大規模地震則可能會在 $M_L 6.9$ 左右。根據地調所針對米崙斷層的調查報告中指出，米崙斷層的分佈可延伸至花蓮北側外海。為考慮斷層長度的不確定性，針對米崙斷層以地震規模 $M_L 6.9$ ，考量 $\Delta 0.2$ ，以 $M_L 7.1$ 假定為該斷層之特徵地震。

在臺灣40m的數值地形模型進行地形分析，可將南米崙階地群由高程細分為九個群組，認為該斷層曾經發生古地震的次數大於9次以上，而有關東部地區海水面變化的研究（Hsieh et al., 2004）推論階地最早的形成時間可能在5000-6000年之內，平均計算約600-700年。在GPS觀測下之滑移速率，米崙台地的相關研究中整理出14C定年結果，顯示米崙台地的長期抬升速率大約是4.5mm/yr以上（Yu and Kuo, 2001）。1951年10月地震時沿著崖邊產生斷裂，最大垂直位移為1.2公尺。以抬升速率換算，1.2公尺的抬升量，則需累積約

300 年的能量，才能一次抬升。綜合來看，對於米崙斷層的活動參數之假設中，上次發生地震時間明顯為 1951 年，假定地震規模 $M_L 7.1$ 為其特徵地震，約 600 年發生一次。以發生機率模型得在 600 年回歸期中，靜待期約為 57 年，未來 50 年之發生機率約為 0.031%。

在地震危害度分析時，特徵地震之範圍取歷史地震 $M_L 7.1$ ，範圍為 $M_L = 6.85-7.35$ 。則此斷層之地震活動由兩個部分構成：(1)規模小於 6.85 的地震以一般 TYPE I 地震模擬，假設震源深度由 0 公里至 20 公里平均變化，為保守計，其上限地震規模設為 6.85；(2)特徵地震模式則以規模 $M_L 6.85$ 至 $M_L 7.35$ 模擬，未來 50 年內之等值平均年發生率為 $0.031\% / 50 = 0.000006$ 。

2. 花東縱谷南段--玉里、池上及奇美斷層：

此斷層系統將玉里、池上及奇美等斷層納入，三條斷層過去在花蓮序列地震中佔有極大角色，如 1951 年 11 月 25 日的序列地震中因玉里及池上斷層錯動造成最大規模為 $M_S 7.3$ 的災害地震。根據調查資料顯示，三條斷層中，玉里斷層有明顯的歷史地震，由槽溝地層與構造特徵分析，古地震事件計有兩次，而斷層兩側地層高差約為 2.5 公尺。最近一次古地震事件為西元 1951 年 11 月花東地震所造成的地表破裂，地表隆起高度為 0.75 公尺，1951 年之前地震造成垂直抬升量為 175 公分，因此兩次地震之間平均每年的抬升速率應大於 7 公厘，且預測其地震規模在 7.0 以上。以平均抬昇速率(陳文山等人, 2004a)計算，1951 年地震造成落差約 75 公分，之前地震事件的垂直抬升量為 175 公分，初步推估兩次地震事件相距 250 年。

池上斷層位在菲律賓與歐亞大陸兩大板塊的縫合帶，每年約以二至三公分的水平縮短量持續潛移。根據槽溝剖面調查資料顯示，初步估計可能至少有三次以上的古地震事件存在，每次事件所造成的沉積層垂直位量約數十公分，最大量約在六十公分左右。

大約四百年以來，花東縱谷斷層(中段地區)共發生了三次大地震，可以想見大地震的時距約為百年左右，其週期非常的短。綜合調查結果，此斷層系統自目前為止，一直不斷的持續活動中，且在能量

累積的過程中有持續釋放的行為。考慮相關條件，顯示此區域的系統斷層以其極高的滑移速率累積能量，所隱含的未知能量不確定性太大，因此選取斷層長度最長的池上斷層，並假定此區域的潛勢地震為其所控制，設定為 $M_L 7.1$ ，相對於 250 年的再現週期。以發生機率模型得在 250 年回歸期中，靜待期約為 57 年，未來 50 年之發生機率約為 5.65%。

在地震危害度分析時，特徵地震之範圍取歷史地震 $M_L 7.1$ ，範圍為 $M_L = 6.85-7.35$ 。則此斷層之地震活動由兩個部分構成：(1)規模小於 6.85 的地震以一般 TYPE I 地震模擬，假設震源深度由 0 公里至 20 公里平均變化，為保守計，其上限地震規模設為 6.85；(2)特徵地震模式則以規模 $M_L 6.85$ 至 $M_L 7.35$ 模擬，未來 50 年內之等值平均年發生率為 $5.65\% / 50 = 0.00113$ 。

2.2.3 設計地震評估

地震危害度分析方法概分為機率分析法 (PSHA) 及定值分析法 (DSHA)。機率分析法乃將港灣附近（例如 200 公里範圍內）的可能地震震源均列入分析並分別建立其機率分布模型，分析結果以危害度曲線來表現；定值分析法則是針對特定的震源對象如活動斷層，評估最大可能地震，並以其為模擬地震進行分析，決定對港灣地區所引致的地表運動參數值。

本報告由以上之討論與說明進行地震危害度分析，分析過程中主要影響參數的地震動衰減律，為地震規模與距離之關係式，分析過程中取堅實地盤地震紀錄並規模採用近震規模 M_L 。故本分析為統一，地震危害度分析時，地震規模乃採用近震規模 M_L ，所得之設計參數為堅實地盤適用之設計地震。

2.2.3.1 地震危害度曲線

地震危害度分析所考量之參數包含兩個震源分區 (ZB、ZC) 及兩組地震目錄 (EQMS 及 EQUW) 進行分析，共產生四條地震危害度曲線，結果如圖 2.2.6 所示。由比較結果顯示，氣象局原收錄之地震目錄

EQMS，所得到之危害度曲線高於修正後的地震目錄EQUW之結果，顯見地震目錄在臺灣東部之規模修正及數量影響甚大。在港灣地區附近考慮不同的兩個震源分區，乃因震源網格之地震發生率以平均值假設，因此會有把部分遠距離的地震移往工址附近（參考震源分區圖2.2.5），可能高估地震危害度的可能。

地震危害度分析的精神而言，這兩種震源分區的分析結果可以呈現地震危害度的不確定性。另外，本研究之地震危害分析以一般性區域震源及特徵地震模式考慮各鄰近斷層之危害度疊加建立地震危害度曲線。最終之危害度曲線為四條危害度曲線之平均結果，結果顯示花蓮港區在2008-2058年間之地震危害主要受到區域地震之控制。

花蓮港區之地震危害度曲線在考量二個地震目錄與二個震源分區後，所得到之四條地震危害度曲線的平均結果如圖2.2.7所示，圖中同時繪出UNC(未考慮衰減律不確定性修正)、考量衰減律不確定性一個標準偏差及二個標準偏差修正後之危害度曲線(期望值expect curve)。

結構物可以根據其重要性或基於損壞控制的考量決定其結構壽命期間所要承受的地震風險，而決定幾個適當的超越機率，或將之轉換成回歸期，而由地震危害度曲線決定其設計地震。例如一般的建築物則採用475年回歸期設計地震，並需檢核在2500年回歸期地震作用下結構的人命保全性能，亦即結構不可倒塌。

本報告配合圖2.2.7之花蓮港灣地區適用之地震危害度曲線，取UNC(未考慮衰減律不確定性修正)之結果，將回歸期分別為75年、475年及2500年之PGA地震動值，列於表2.2.3中，提供既有港灣設施之耐震檢討參考依據。

2.2.3.2 地震危害度參數拆解分析

參考USNRC/RG1.165決定最具威脅潛勢的模擬地震的程序，建立設計規劃使用的模擬地震或控制地震的詳細程序如附錄A所述。由圖2.2.6所建立的危害度曲線，進行參數拆解分析以獲得關鍵性震源。以地震目錄EQMS及震源分區ZB為參考，在475年及2500年回歸期中，花

蓮港區主要地震危害來源屬於區域震源，所得之控制地震規模 M_c 分別為 $M_L 7.0$ 及 $M_L 7.2$ 。

2.2.3.3 活動斷層定值法地震危害度分析

花蓮港灣地區鄰近花東縱谷斷層系列，北段為米崙斷層，南段有奇美、玉里、池上等斷層如表2.2.2所列。表2.2.2利用斷層長度與規模之關係式分析出距離花蓮港區1.3公里內的米崙斷層之最具潛勢地震，以作為工址可能之控制地震參考。

本報告中決定活動斷層特徵地震規模時，乃同時針對(2.2.4)、(2.2.5)兩關係式估算結果及歷史地震進行評估，分別為Wells and Coppersmith(1994)針對斷層長度與規模關係，及Tasi(1987)對臺灣地區資料所做之斷層開裂長度 L （公里）與地震近震規模 M_L 關係。為比較兩者斷層長度與地震規模之關係式應用於臺灣地區之合理性，以921地震為例，實際發生之地震規模為 $M_L 7.3$ （USGS： $M_w 7.6$ ），而車籠埔斷層長度約105公里。將斷層長度依兩式進行規模估算，結果如下：

Tsai et al. (1987)	Wells et al.,(1994)		
$M_L(+1\sigma)$	$M_w(+1\sigma)$	M_L	$M_L+1\sigma$
7.84(8.26)	7.47(7.75)	7.02(7.19)	7.16(7.33)

表中 M_w 與 M_L 之轉換關係採用式(2.2.6)。由上表比較結果顯示Wells and Coppersmith(1994)應用於臺灣地區活動斷層之地震規模估算應屬合理，為考量一個標準偏差範圍內。因此，本報告將花東縱谷地區之活動斷層依上述兩組公式估算可能之地震規模，其結果如表2.2.2所列。將表中Tsai et al.與Wells et al.之結果與花東縱谷南北段之歷史地震相較，兩者之結果接近實際地震規模，皆落於一個標準偏差範圍內。最終本研究採用之特徵地震規模則以歷史地震規模為參考，進行地震危害度分析。

米崙斷層的特徵地震規模之決定，乃參考斷層長度與規模之關係換算及歷史地震，其結果為地震規模 $M_L 6.9$ 。但根據地調所針對米崙斷層的調查報告中指出，米崙斷層的分佈可延伸至花蓮北側外海。為考

慮斷層長度的不確定性，針對米崙斷層之地震規模 $M_L 6.9$ ，考量 $\Delta 0.2$ ，以 $M_L 7.1$ 假定為該斷層之特徵地震。米崙斷層距離花蓮港灣最近之水平距離為1.3公里，假設斷層為地表破裂，以堅實地盤衰減律（式(2.2.3)）計算其PGA值可達0.80g。

2.2.4 小結

本研究詳細分析花蓮港區附近之地震與斷層資料並進行地震危害度分析，獲致以下結論。

1. 由花蓮港區之地質鑽探調查資料所得之簡化土層參數表及相關資料分析，花蓮港區屬於堅硬地盤。
2. 進行地震危害度分析時為考量地震時空之不均勻性，本研究以兩組地震目錄（EQMS 及 EQUW），及兩個地震震源分區（ZB、ZC），產生四條地震危害度曲線，最終之地震危害度曲線為四條之平均值。在分析時針對特徵地震之發生率乃考慮未來 50 年之發生機率，故最終之曲線適用於 2008-2058 年之設計用。
3. 經由參數拆解所得 75 年、475 年及 2500 年回歸期之控制地震規模分別為 $M_L 6.6$ 、 $M_L 7.0$ 及 $M_L 7.2$ 。
4. 本文以定值法分析距離花蓮港區 1.3 公里的米崙斷層，以參考各資料，判斷其可能之地震規模為 $M_L 7.1$ ，所對應堅實地盤之 PGA 值為 0.80g。另外，花東縱谷南段之池上斷層等，在地質資料中判斷其回歸期為 250 年，以靜待期 57 年為參考，以危害函數(hazard function)計算靜止期(elapse time)的條件下的斷層錯動機率，分析未來 50 年期間內(T_p)活動斷層的再發生特徵地震的機率或發生率(附錄 B)，花東縱谷南段斷層（池上斷層）未來發生機率達 5.7%。在規模 $M_L 7.1$ 之影響下，距離在 43.12 公里，其 PGA 值約為 0.11g。該結果顯示花蓮港灣地區受到花東縱谷南段斷層之地震威脅遠小於北段之米崙斷層。

2.3 港區地震可能發生時間序列或地域分析

本節將針對花蓮港區（花蓮港半徑30km的範圍，其經緯度為N23.7~24.3，E121.33~121.93），利用灰色系統理論與模糊數學進行分析，以臺灣東部地區四百年來地震規模 ≥ 6.0 的地震目錄（1604年~2007年）為基礎，進行時間與規模的預測分析。

2.3.1 歷史地震目錄及米崙斷層、月眉斷層概述

根據以中研院地球科學研究所所整理的歷史地震目錄為主的所有歷史地震目錄的資料，整理出提供後續分析利用的歷史地震目錄如表2.3.1所示。臺灣東部地區的歷史地震目錄雖然可以上溯至1600年左右，但若縮小範圍到花蓮港地區而言，年代最早之地震紀錄是在1811年M7.5的地震。因此，實際納入分析的歷史地震目錄是由1811年至2007年。由此地震目錄來看，200年內，平均大約每25年（1800、1825、1850、1875、1900、1925、1950、1975、2000），花蓮地區會發生規模7.0以上的強震一次（實際上是：1811、1815、1908、1909、1920、1938、1951、1957、1963）。由此發生頻率看來強震的潛勢是相當高的。

花蓮港東側5公里有米崙斷層，南側8公里海域並有往西南伸展至陸域的月眉斷層，均為逆移斷層兼具左移分量。依具Younngs and Coppersmith(1985)、Matsuda(1975)以及Bolina(1970)對地震復發週期(recurrence interval)來看，米崙斷層的復發週期是80年左右，規模為7.3左右。月眉斷層的復發週期則為100年左右，規模應為7.5。圖2.3.1則為此二斷層的平面分佈圖。若考慮斷層系統的話，其週期還會再縮短。

米崙斷層（Hsu, 1956），又稱為花蓮斷層（林朝榮，1962）或美崙斷層（楊貴三，1986）。米崙斷層位於花東縱谷北端、米崙台地西側邊界，在陸地上的分佈北起七星潭海岸、南至花蓮市美崙山西南側，向南延伸並不顯著，陸地上全長大約8公里。根據海底地形及震測剖面資料，米崙斷層持續以北北東走向延伸入海（何邦碩，1974）。斷層為逆移斷層兼具左移分量，呈北偏東30度走向。本斷層包括位於其東側的分支斷層民意斷層（楊貴三，1986）。最近的一次歷史地震為1951

年的花蓮外海地震，造成米崙斷層地表破裂，顯示米崙斷層的分佈可延伸至花蓮北側外海。而米崙斷層的南端到了花蓮市區內則逐漸趨於不明顯。綜合1951年地震地表破裂與米崙斷層的長期活動位移型態來看，基本上都是以左移滑移為主、逆衝為輔。依據地質調查所分類屬第一級活動斷層。

月眉斷層位於海岸山脈北端的西麓，斷層北由花蓮大橋沿南南西方向延伸，經月眉、朝保、米棧至鳳林東方之山興，總長約30公里。呈北北東走向，可能為一斷面向西傾斜之逆移斷層，兼具左移分量（游明聖，1997）。此處的月眉斷層包含舊稱中的月眉斷層（石再添等，1983）、大平地斷層（石再添等，1983）、米棧斷層（石再添等，1983）與山興斷層（York, 1976）等四條分支斷層。從構造地質的方面來看，板塊界線斷層無疑是縱谷地區最活躍的活動斷層。近期月眉斷層僅呈現左移的特性，平均速率在5mm/yr以上，並無垂直抬升運動，而長期的抬升運動估計約在3mm/yr。月眉斷層的主斷層應位在花蓮溪之中。1992年4月19日西林地震，規模5.6，其斷層面解 $N15^{\circ}E/45^{\circ}W$ ，推測斷層為由西向東逆衝兼具左移運動之斷層。

2.3.2 預測模式分析

採用GM(1,1)灰預測模式和灰色模糊預測模型來進行分析，其基本原理說明如下：

1. GM(1,1)模型的定義

由灰色系統理論的定義，GM(1,1)模型的灰差分方程式為

$$x^{(0)}(k) + az^{(1)}(k) = b \quad \dots\dots\dots (2.3.1)$$

亦即具有一個及一階變量的灰色模型即稱為 GM(1,1)模型。

2. GM(1,1)影子模型

由前述得知 GM(1,1)模型為： $x^{(0)}(k) + az^{(1)}(k) = b$ ，此式雖然近似滿足微分方程構成條件，但畢竟不是真正的微分方程，不能對一個時

間歷程作連續的分析與預測。換言之，不能將它當作真正的微分方程式使用。因此在灰色預測中我們經常以一般微分方程：

$$\frac{dx^{(1)}}{dt} + ax^{(1)} = b \dots\dots\dots (2.3.2)$$

取代了預測的 GM(1,1)原模型 $x^{(0)}(k) + az^{(1)}(k) = b$ 。由於這種取代不是用數學手段溝通的並沒有數學的推導過程，而是一種白化的手段，所以我們稱 $\frac{dx^{(1)}}{dt} + ax^{(1)} = b$ 為 GM(1,1)源模型的白化方程模型或者影子(shadow)方程。

3. GM(1,1)模型的白化響應式

在 G(1,1)方程式 $\frac{dx^{(1)}}{dt} + ax^{(1)} = b$ 中， $x^{(1)}$ 的初始值 $x^{(0)}(1) = x^{(1)}(1)$ ，由一般常微分方程求解方法，可以得到離散化的 $x^{(1)}$ 響應式為：

$$\hat{x}(k+1) = \left[x^{(0)}(1) - \frac{b}{a} \right] e^{-ak} + \frac{b}{a} \dots\dots\dots (2.3.3)$$

其中：i. $x^{(0)} = (x^{(0)}(1), x^{(0)}(2), x^{(0)}(3), \dots, x^{(0)}(k))$

ii. $x^{(1)} = (x^{(1)}(1), x^{(1)}(2), x^{(1)}(3), \dots, x^{(1)}(k))$

iii. $\hat{x}^{(0)}(k+1) = \hat{x}^{(1)}(k+1) - \hat{x}^{(1)}(k)$

將(2.3.3)式化簡成

$$\hat{x}^{(1)}(k+1) = (x^{(0)}(1))e^{-ak} + \frac{b}{a}(1 - e^{-ak}) \dots\dots\dots (2.3.4)$$

$$\hat{x}^{(0)}(k+1) = (1 - e^{-a})(x^{(0)}(1) - \frac{b}{a})e^{-ak} \dots\dots\dots (2.3.5)$$

對於當 $k+1$ 時，則稱為預測值。

4. GM(1,1)參數的求法

對於 GM(1,1)模型而言，首先計算 GM(1,1)參數 a, b 的大小。對於參數 a, b 的計算，一般均使用最小平方法(least square method)及參數法兩種方式。

(1)最小平方法：由 $x^{(0)}(k) + az^{(1)}(k) = b$ 之中，代入各個數值

$$\begin{aligned} x^{(0)}(2) &= az^{(1)}(2) + b \\ x^{(0)}(3) &= az^{(1)}(3) + b \\ &\dots\dots\dots (2.3.6) \\ x^{(0)}(n) &= az^{(1)}(n) + b \end{aligned}$$

轉換成矩陣的方式 $Y = B\hat{a}$ ，而 a,b 的數值可以由 $\hat{a} = (B^T B)^{-1} B^T Y$ 求出。

$$\text{其中: } Y = \begin{bmatrix} x^{(0)}(2) \\ x^{(0)}(3) \\ x^{(0)}(4) \\ \dots \\ x^{(0)}(n) \end{bmatrix}, B = \begin{bmatrix} -z^{(1)}(2) & 1 \\ -z^{(1)}(3) & 1 \\ -z^{(1)}(4) & 1 \\ \dots \\ -z^{(1)}(n) & 1 \end{bmatrix}, \hat{a} = \begin{bmatrix} a \\ b \end{bmatrix}$$

(2)參數法：如果直接將矩陣算式展開，並引入中間參數 C,D,E,F，可以得到：

$$a = \frac{CD - (n-1)E}{(n-1)F - C^2}, b = \frac{DF - CE}{(n-1)F - C^2} \dots\dots\dots (2.3.7)$$

$$C = \sum_{k=2}^n z^{(1)}(k), D = \sum_{k=2}^n x^{(0)}(k), \dots\dots\dots (2.3.8)$$

$$E = \sum_{k=2}^n z^{(1)}(k)x^{(0)}(k), F = \sum_{k=2}^n (z^{(1)}(k))^2$$

5. GM(1,1)模型的誤差：利用傳統的方式求出誤差。

$$e(k) = \left| \frac{x^{(0)}(k) - \hat{x}^{(0)}(k)}{x^{(0)}(k)} \right| \times 100\% \quad \dots\dots\dots (2.3.9)$$

在給定地區，給定時間段內某一震級範圍的灰色模糊預測模型。其分析方法如下：

1.取某一時段（例如 5 年）作為時間單元，由地震目錄得出所研究地區每一時段內各種不同震級以上（例如： $M \geq 6.5$ ）的預測數例。

2.求震級模糊樹

$$\text{由 } \mu = \exp \left[- \left(\frac{M - M_{\lambda}}{\sigma} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (2.3.10)$$

可得到 $\{\mu\}$ 數列

3.取一開始 μ_k (例如 $\mu_k=0.5$, $\mu_k=0.3$) 作映射,即可得出發震時段數列 $\{P\}$ 。

4.進行灰色 GM(1,1)預測

5.計算預測誤差

$$e_{k+1} = p(k+1) - \hat{p}(k+1) \dots\dots\dots (2.3.11)$$

其分析流程如圖2.3.2及2.3.3所示。

2.3.3 時間序列可能地震分析

有關地震可能發生時間序列分析,本研究主要採用五種分析方法,分別概述如后:

1.時間鏈數列預測模式

(1)將 1810~2007 年的地震目錄依 5 年為一個時間間隔,取最大規模地震即可得如表 2.3.2 的地震統計表。

(2)由時間序中取 $6.0 \leq M < 6.6$ 、 $6.7 \leq M < 7.2$ 、 $M \geq 7.3$ 區分的時間數列(連續的時間鏈取最後一個時間序),帶入 GM(1,1)模組進行運算(通常以零時間序列進行數列預測分析)可得表 2.3.3 至表 2.3.5 的結果。

2.災變預測模式

(1)將 1810~2007 年的地震目錄以一年為單位作時間間隔,選出 $M \geq 6.5$ 地震進行序號編排,即可得表 2.3.6 的地震統計表。

(2)以 $M \geq 6.5$ 、 $M \geq 7.0$ 、 $M \geq 7.5$ 為閥值,把序號代入 GM(1,1)模組進行運算可得表 2.3.7 至表 2.3.9 的結果。

3.拓樸預測模式

(1)將 1811~2010 年以年為單位編成序號 1-200，統計每年所發生的最大地震，並畫成頻率圖（詳圖 2.3.4 所示）。

(2)以 $M=7.5$ 、 7.3 、 7.1 、 6.9 、 6.7 為截線，求出與頻率圖相交的截點座標。

(a) $\langle M7.5 \rangle = [1, 5, 110]$

(b) $\langle M7.3 \rangle = [1, 5, 98, 99, 110, 141, 147]$

(c) $\langle M7.1 \rangle = [1, 5, 98, 99, 110, 141, 147, 153]$

(d) $\langle M6.9 \rangle = [1, 4.9, 5.1, 97.9, 99.1, 109.9, 110.1, 128, 141, 147]$

(e) $\langle M6.7 \rangle = [1, 4.9, 5.1, 97.9, 99.1, 104, 109.9, 110.1, 127.4, 129, 141, 147, 153]$

(3)將各截點座標值帶入 $GM(1,1)$ 模組進行運算，即可得表 2.3.10 至表 2.3.14。

4.次數時間數列預測模式

(1)將 1811~2010 年的地震目錄以 20 年為單位作時間間隔，計算出單位時間間隔內 $M \geq 6.0$ 、 $M \geq 6.5$ 、 $M \geq 7.0$ 所發生的地震次數，即可得下表 2.3.15 至表 2.3.17。

(2)將統計出來的次數值帶入 $GM(1,1)$ 模組進行運算，即可得表 2.3.18 至表 2.3.20。

5.灰色模糊預測模式

如果取震級均方差 $\sigma=0.3$ ，下限震級 $M_{\lambda} = 6.5$ ，模糊數：

$\mu = \exp[-(\frac{M - M_{\lambda}}{\sigma})^2]$ ，進行模糊灰色預測，則可得到表 2.3.21 至表 2.3.22

的結果。

2.3.4 分析結果統計

依上述五種預測模式計算，可統計出如下的分析結果：

預測 時段	預測結果
2008 ~ 2057 (50 年)	1. 1992 年±10 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震 2. 2003 年±17 年會有 $M \geq 6.7$ 的地震發生 3. 2007 年±20 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震 4. 2011~2030 年會有 9 次 $M \geq 6.0$ 地震發生 5. 2011~2030 年會有 3 次 $M \geq 6.5$ 地震發生 6. 2011~2030 年會有 1 次 $M \geq 7.0$ 地震發生 7. 2014 年±25 年會有 $M \geq 6.9$ 的地震發生 8. 2014 年±23 年會有 $M \geq 7.1$ 的地震發生 9. 2014 年±25 年會有 $M \geq 7.3$ 的地震發生 10. 2026~2030 年會有 $6.7 \leq M < 7.2$ 的地震 11. 2031~2035 年會有 $6.0 \leq M < 6.6$ 的地震 12. 2031~2060 年會有 9 次 $M \geq 6.0$ 地震發生 13. 2031~2060 年會有 3 次 $M \geq 6.5$ 地震發生 14. 2031~2060 年會有 1 次 $M \geq 7.0$ 地震發生 15. 2057~2101 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震
2058 ~ 2107 (100 年)	16. 2066~2070 年會有 $M \geq 7.3$ 的地震 17. 2077~2081 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震 18. 2132~2136 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震 19. 2163 年±20 年會有 $M \geq 7.0$ 的地震 20. 2163 年±20 年會有 $M \geq 7.5$ 的地震發生 21. 2167~2171 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震

2.3.5 時間序列預測結果說明與設計地震

1.時間序列預測綜合說明

綜合上述的分析結果，花蓮地區未來50年、100年的地震潛勢說明如下：

(1)花蓮港地區未來 50 年內（2008~2057 年）的地震潛勢

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

若在2008年附近，其規模為 $M \geq 6.5$ 。

若在2014年附近，其規模為 $M \geq 7.3$ 。

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

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

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

(c) 2031~2060年最多一次 $M \geq 7.0$ 的地震。

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

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

若在2068年附近，其規模為 $M \geq 7.3$ 。

若在2079年附近，其規模為 $M \geq 6.5$ 。

(3)以未來 100 年來看，花蓮港地區規模 7 以上的地震潛勢是極高的。

有四個時期，分述如下：

(a) 2014年左右， $M \geq 7.3$ 。

(b) 2028年左右， $6.7 \leq M \leq 7.2$ 。

(c) 2031~2060年間， $M \geq 7.0$ 。

(d) 2068年左右， $M \geq 7.3$ 。

對規模7.3以上而言，2014年和2068年左右是特別令人擔心的。

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

2.花蓮港地區設計地震結論

以未來100年而言，花蓮港地區地震災害模擬的設計地震為規模7.0至7.3。可能震央位置有二：一為米崙斷層錯動，震央距離為5km，一為月眉斷層的錯動，震央距離為10km。

2.4 港區之微振動量測與分析

在微振動量測中，振源係為環境微振(ambient vibration)，也就是經由自然及人為活動作用產生的能量，如海浪作用、氣壓變化、車輛行駛等，在地表附近不斷地振盪疊加形成的信號，涵蓋了各種頻率範圍。若假設環境微振可視為白噪訊號(white noise)，亦即，功率譜密度為常數的隨機過程(random process)，其於各頻段之功率是一致的，則藉由量測並分析某系統受環境微振激發之反應，便可用來幫助識別該系統之特性。因微振動量測試的設備及人力需求較少，試驗操作簡便、費用較低，且不影響待測標的之正常使用，屬於較容易進行之動態試驗，因此，其經常用來幫助評估結構與地盤之振動特性。

本研究針對花蓮港區，進行場址地盤與碼頭構造物之微振動量測試，量測現址在週遭環境微振源作用下，地盤與碼頭結構~土壤互制系統的振動歷時反應訊號資料，並對所量得的歷時記錄進行頻譜分析，藉以探討花蓮港區之地盤振動特性是否符合2.1節中所述之場址地層特性，並由碼頭構造物之振動反應判斷其是否有結構異常情況。

2.4.1 微振動量測試配置

1. 量測設備

於微振動量測試中，量測振動所使用之感應器，為日本東京測振所生產之VSE-15D速度型感應器，如圖2.4.1所示，操作頻率為0.2~70Hz，最大容許振動量為10cm/s。

試驗中所採用之集錄系統，為日本東京測振所生產之SPC-51集錄系統，如圖2.4.2所示，為一16頻道之攜帶型集錄系統，解析度為16位元，且各個頻道之量測精度可個別調整，並可將各感應器之量測資料轉換為真實物理量後，存檔於個人電腦之貯存設備內。

量測之相關設定為：每筆記錄歷時1分鐘，取樣率200Hz，取樣點數共計12,000點，各測點至少記錄兩筆微振動歷時，以確保資料之可靠性。

2.量測位置

為了能確實掌握碼頭構造物之振動特性，如顯著頻率與振動模態等，於微振量測試驗中，各碼頭量測點為岸肩前緣、岸肩中點附近、及後緣共三處，測線通過碼頭單元之中央，如圖2.4.3所示；每一測點均佈設三個感應器，量測方向為x向（平行碼頭面線）、y向（垂直碼頭面線）及z向（鉛垂向），如圖2.4.1與圖2.4.3所示。且為能涵蓋花蓮港區所有形式之碼頭，擇取下列位置進行微振量測試驗：

(a)素地：花蓮港港務大樓鄰近空地（x向為東西向，y向為南北向）

(b)混凝土重力式碼頭：3號

(c)消波沉箱式碼頭：20號

(d)消波方塊式碼頭：18號

(e)混凝土方塊式碼頭：7號

(f)板樁式碼頭：8號

各量測位置之分佈，如圖2.4.4a所示；現場量測情況，如圖2.4.4b所示。

2.4.2 微振動量測紀錄分析與探討

1.分析方法

為了消除電磁雜訊之干擾及感應器訊號飄移之影響，首先對原始量測資料進行濾波，將振動頻率在0.5Hz以下與50Hz以上之訊號予以濾除。

接著，在經濾波後之歷時記錄中，擷取延時為20秒，未明顯受到鄰近人為活動（機具操作、碼頭作業、施工、重型車輛經過、船隻通過…等）干擾之訊號，進行富利葉轉換(Fourier transform)，得到富氏頻譜(Fourier spectrum)。基於環境振源可視為白噪訊號之假設，則所量測振動反應頻譜之尖峰值所在頻率，也就是所謂的顯著頻率(predominant frequency)，便可代表測點處碼頭結構（或地盤）本身之振動特性。

2.量測結果

在此將討論花蓮港區之地盤、重力式碼頭、與沉箱式碼頭之振動特性，分別以港務大樓旁之素地、20號消波沉箱式碼頭（斷面如圖2.4.5(a)）、以及8號板樁式碼頭（斷面如圖2.4.5(b)）之微振動量測結果作為代表。

(1)素地：港務大樓鄰近空地

圖2.4.6為花蓮港區素地之三方向微振動歷時記錄與富氏譜。由富氏譜可以看出，三方向振動之主要顯著頻率均在1.2Hz附近，另於1.6~1.8Hz附近亦有明顯振動含量。

(2)花蓮港20號消波沉箱式碼頭

圖2.4.7、圖2.4.8、及圖2.4.9分別為花蓮港20號碼頭岸肩前緣、岸肩中點、及後線之三方向微振動歷時記錄與富氏譜。由富氏譜可以看出，在碼頭不同位置之振動特性相當接近，三方向振動主要顯著頻率均在1.1~1.2Hz附近，另外於1.6~1.8Hz附近亦有明顯振動含量，與素地之振動特性類似。

(3)花蓮港8號板樁式碼頭

圖2.4.10、圖2.4.11、及圖2.4.12分別為花蓮港20號碼頭岸肩前緣、岸肩中點、及後線之三方向微振動歷時記錄與富氏譜。由富氏譜可以看出，在碼頭岸肩前緣與中點處之振動特性相當接近，x向振動主要顯著頻率在1.2Hz附近，另於1.6~1.8Hz及7.3Hz附近亦有明顯振動含量；y向振動主要顯著頻率在1.8Hz附近，另於1.2Hz及7.3Hz附近亦有尖峰值；z向振動主要顯著頻率在1.2Hz附近，7.3Hz附近亦有相當明顯的振動含量，另於1.6~1.7Hz及2.4Hz附近亦有尖峰值出現。至於碼頭後線，在x向振動與y向振動方面，其特性與岸肩前緣與岸肩中點處所量測者大致類似；z向振動方面，在1.2Hz、1.6~1.7Hz、2.4Hz附近均有尖峰值出現，但7.3Hz附近的振動含量並不明顯，由此推測該7.3Hz附近的振動含量可能為碼頭作業機具或船舶設備之運轉所造成。

綜合以上，可知不論是在重力式碼頭或沉箱式碼頭，所量測到碼頭結構~土壤互制系統之振動主要係受素地振動所控制，結構體本身之特性相對而言並不明顯。此可能是因為碼頭構造物大部分係埋置於地表下，與地盤緊密接合所致。其他碼頭所量測到之振動特性亦類似，在此便不再贅述。

另外，本場址微振動量測所得素地振動之顯著頻率約在1.2Hz及1.6~1.8Hz附近，以堅實地盤而言稍嫌偏低。可能係因為微地動量測試之振源不完全來自工址下方地盤深處，亦可能來自地表之自然或人為活動（如波浪或設備運轉），不符合環境振源可視為白噪訊號之假設，故該直接量測結果未必能有效反映地盤之基本振動特性。

有鑑於此，以下將嘗試使用Nakamura (1989)提出之單站頻譜比經驗法來分析地盤反應特性，以消除震源之影響，該法係將測點收到的微地動資料之水平向與鉛垂向富氏頻譜直接相除，得到水平與鉛垂振動分量頻譜比(H/V Ratio)，基於岩盤露頭參考站H/V Ratio=1之假設，可用以幫助識別地層之共振頻率。圖2.4.13為花蓮港區素地振動之H/V Ratio，在x向/z向方面，1.2Hz附近振動含量之影響仍未能有效去除，但是在4.4~4.7Hz附近有明顯的尖峰出現；至於在y向/z向，也可觀察到4.4~4.7Hz的尖峰。由此可知，花蓮港區素地之基本振動頻率約為4.4~4.7Hz，且由於素地振動之測點位於填土區域，故地盤實際之基本振動頻率可能會更高，符合堅實地盤之特性。

2.5 港區之場址效應分析

本研究所謂之場址效應，主要係指地表加速度相對於基盤加速度之放大係數而言，此係數是土壤液化危害度分析時重要之考量因素。由前述2.1節港區場址特性之說明可知，花蓮港區場址係屬於堅實地盤，最大地表加速度可逕採用堅實地盤之地震危害度分析結果，因此，花蓮港區並毋須進行場址效應分析。

2.6 港區土壤液化之危害度分析

2.6.1 分析方法

土壤液化為港區破壞形式之一，大範圍土壤液化引致之沈陷及側潰(lateral spreading)，對港灣設施及構造物造成很大的影響。因此，港灣地區之液化危害度，也是港區受震時關注的重點，必須謹慎評估。欲評估液化危害度，須先了解土壤液化潛能之評估方法。若依是否考慮評估參數之變異性，以及液化發生之可能性，可將液化評估方法區分為定值法(deterministic method)與機率法(probabilistic method)。定值法利用特定之代表性參數，透過簡化分析法(Seed & Idriss, 1971)計算抗液化安全係數 FS ，並據以評估液化潛能，方法雖然簡單，但單由 FS 並無法知曉液化發生之可能性。而機率法適當地將評估參數之變異性納入考慮，不但可作為液化風險分析之基礎，更可藉以了解各液化評估準則之適用性及其相對保守程度，以作為抗液化工程設計、決策之參考，對整個液化潛能及損害評估，以及液化防制工作而言，有非常大的幫助。

2.6.2 定值法

目前國內工程界及相關規範所採用之定值法液化評估準則係以SPT-N之簡化分析法為主流，評估方法主要包括Seed法(Seed et al., 1985、Youd et al., 2001)、T-Y法(Tokimatsu & Yoshimi, 1983)及NJRA法(日本道路協會, 1990, 1996))等三種，評估結果以抗液化安全係數 FS 表示。表2.6.1為三個不同液化評估準則之比較，由於各個方法發

展背景不盡相同、所引用及賴以驗證之案例樣本大都具有相當程度之變異性(包括工址振動大小、液化程度以及地質條件等)，因此所使用參數、分析流程及所要求之安全係數(Seed & Idriss, 1982; US-NRC, 1985)也互有差異。

雖然對於土層液化與否可用前述之液化潛能評估方法加以評估，但是對於液化可能造成損害之程度並無法描述，所以Iwasaki et al. (1982)定義了一個液化潛能指數 (liquefaction potential index) I_L ，來評估整個土層在空間上之液化損害程度，而Ishihara & Yoshimine (1992)亦提出液化後地盤沈陷量 S_i ，來界定土壤液化對地盤造成之損害程度，以下分別就 I_L 及 S_i 加以說明：

液化潛能指數 I_L 係在1982年由Iwasaki等所定義，用來代表整個土層的液化災害嚴重程度，如下所示：

$$I_L = \int_0^{20} F \cdot W(z) dz \dots\dots\dots (2.6.1)$$

或以離散形式表示，即

$$I_L = \sum_{i=1}^n F_i \times W_i \times H_i \dots\dots\dots (2.6.2a)$$

式中

$$F_i = \begin{cases} 1 - FS_i & \text{for } 0 \leq FS_i \leq 1 \\ 0 & \text{for } FS_i > 1 \end{cases} \dots\dots\dots (2.6.2b)$$

$$W_i = 10 - 0.5 z_i \dots\dots\dots (2.6.2c)$$

上式中 W_i 為權重函數，代表第 i 層土層深度對液化損害程度的影響，乃基於淺土層之液化現象具有較高之災害潛能。 H_i 為第 i 層土層厚度(單位為m)， z_i 為所考慮土層深度(單位為m)，其範圍為 $0 \leq z_i \leq 20$ m，而 n 為所考慮可能液化深度內有SPT-N記錄之土層層數， I_L 與液化損害程度之關係如表2.6.2所示，亦即當 $0 < I_L \leq 5$ 時將發生「輕微液化」，當 $5 < I_L \leq 15$ 時將發生「中度液化」，而當 $I_L > 15$ 時，將發生「嚴重液化」。

在液化後地盤沈陷量方面，Ishihara與Yoshimine (1992)以日本富

士河砂為材料進行大量的室內動態試驗，首先設定不同相對密度 D_r 之試體進行單剪試驗，求出最大剪應變 $\gamma_{\max}$ 與體積應變 ε_v 及相對密度 D_r 間之關係，如圖2.6.1所示，並定義 $\gamma_{\max}=3.5\%$ 時為初始液化，此時之反復剪應力即為抗液化強度，抗液化強度與各階段 $\gamma_{\max}$ 反復剪應力之比值即為各階段 $\gamma_{\max}$ 之安全係數 FS ，由此改變不同 D_r 進行試驗，則可求出 $\gamma_{\max}$ 與 FS 及 D_r 之關係，如圖2.6.2所示。再將圖2.6.1及2.6.2之參數加以轉換，可得出 FS 及 ε_v 之關係，如圖2.6.3所示。因為 D_r 可轉換成SPT-N值或CPT- q_c 值，所以若可由液化評估法求得土層之 FS 、對應土層之 D_r 、SPT-N或CPT- q_c 值即可由圖查出其液化後之體積應變量 ε_v ，再乘以液化土層厚度，即為此土層液化後之沈陷量，若將各土層之沈陷量累計後即可求得此地盤液化後之總沈陷量 S_t (cm)：

$$S_t = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{vi} H_i \dots\dots\dots (2.6.3)$$

式中， ε_{vi} 及 H_i 分別為第 i 層土層之體積應變量及土層厚度。沈陷量 S_t 與液化損害程度之關係如表2.6.3所示。當 $0 < S_t \leq 10$ 時，地表損壞為「輕到無之程度」，當 $10 < S_t \leq 30$ 時，地表將產生「中度損壞」，而當 $30 < S_t \leq 70$ 時，則為「廣泛損壞」。

2.6.3 機率法

目前較成熟之液化機率評估模式有二：一為Liao et al.(1988) 所推介之邏輯迴歸(logistic regression)法。另一為Juang et al.(2002) 所建議之貝氏映射法 (Bayesian mapping approach)，二者皆為液化條件機率。因此，本研究將以此兩種機率分析方法為基礎，採用蒙地卡羅模擬(MCS) (黃富國，2008a；黃富國 & 陳正興，2000)，以液化機率指數 P_w (liquefaction probability index) 來評估港區之土壤液化之危害度：

$$P_w = \frac{\int_0^{20} P_L(z) W(z) dz}{\int_0^{20} W(z) dz} \dots\dots\dots (2.6.4)$$

式中， z 為土層深度(m)， $P_L(z)$ 為 z 深度處土層之液化條件機率，可為邏輯迴歸機率 (logistic probability)，或為貝氏映射機率 (Bayesian

probability)；而權重函數 $W(z)=10-0.5z$ ，從地表之值10線性遞減至20m深度處之值0。 P_W 與液化損害程度之關係如表2.6.4所示（黃富國，2008b），即當 $P_W \leq 0.30$ 時為「輕微液化」； $0.30 < P_W \leq 0.85$ 時為「中度液化」；而 $P_W > 0.85$ 時為「嚴重液化」。

採用蒙地卡羅模擬法時，係先根據最新之地震資料（如2.2節所述），產生與地震危害度相符(hazard consistent)之「成對」地動參數 M （地震規模）及 PGA_R （最大地表加速度），再根據地層剖面資料及地質參數之變異性，求取液化機率指數 P_W 之年超越機率曲線。其分析流程如圖2.6.4所示。

若將液化機率指數 P_W 以 X 表示，並假設地震之發生遵循Poisson過程，則 X 之年超越機率由機率理論可利用下式計算

$$P[X > x]_{1\text{年}} = 1 - \exp \left\{ - \sum_{i=1}^n P[X > x | E_i] \cdot v_i \right\} \dots\dots\dots (2.6.5)$$

式中， v_i 為震源區 i 發生地震規模 $m \geq M_0$ （所考慮之規模下限值）之地震年平均發生率。而 $P[X > x | E_i]$ 為當地震事件 E 發生於震源區 i 時，場址土層 P_W 超過某一特定值 x 的機率。

除了 P_W 之外，由於定值法中所求取之液化潛能指數 I_L ，及液化後地盤沈陷量 S_t ，係基於一設計地震之 (M, PGA_R) 組合所求得，為單一之特定數值，為將相關分析參數之不定性納入考慮，亦可依循前述之蒙地卡羅模擬法，利用與地震危害度相符之「成對」地動參數 M 及 PGA_R ，根據式(2.6.5)求取 I_L 及 S_t 之年超越機率曲線，以評估某一特定回歸期 T 時土層之液化損害程度。

一般而言，當 $M < 5.0$ ， $PGA_R < 0.05g$ 及震央距離 $R_e > 150\text{km}$ 時，很少觀察到有土壤液化現象。因此，在進行MCS時，本研究設定最小地震規模 $M_0 = 5.0$ ，最大震央距離 $R_{e,\max} = 150\text{km}$ ；另外，關於土壤參數所涉及的變異性方面，在SPT- N 液化評估法中，以 N 值的大小及變異性影響分析結果最大，因此，本研究中 N 值將對鑽桿打擊能量比 ER （圖2.6.5）作修正，並將 ER 當成考慮SPT變異性的參數。

2.6.4 液化條件機率

現首先說明前述之兩種液化條件機率模式。其中，邏輯迴歸法之液化條件機率 P_{Liq} 可表示為：

$$P_{Liq} = \frac{1}{1 + \exp(-Q_L)} = \frac{1}{1 + \exp[-(\beta_0 + \beta_1 X_1 + \dots + \beta_m X_m)]} \dots (2.6.6)$$

式中， $X_1, X_2, \dots, X_m$ 等係解釋變數(explanatory variable)，包括地震力參數及土層特性參數等；而 $\beta_0, \beta_1, \dots, \beta_m$ 乃由液化案例及非液化案例資料迴歸求得之迴歸係數。

另外，貝氏映射法之液化條件機率 P_{Liq} 可利用下式推得：

$$P_{Liq} = \frac{f_L(FS)}{f_L(FS) + f_{NL}(FS)} \dots (2.6.7)$$

式中， $f_L(FS)$ 及 $f_{NL}(FS)$ 分別為液化案例及非液化案例利用簡化法所求得安全係數FS之機率密度函數。利用上式求取每個FS所對應之 P_{Liq} 後，接著可將這些(P_{Liq}, FS)資料對，以下列映射函數迴歸其 P_{Liq} 與FS之關係：

$$P_{Liq} = \frac{1}{1 + \left(\frac{FS}{A}\right)^B} \dots (2.6.8)$$

式中，A及B為迴歸係數。上式具有明確之物理意義，當FS趨於0時， P_{Liq} 趨於1；FS趨於 ∞ 時， P_{Liq} 趨於0。

黃富國(2008a)利用Youd & Noble(1997)所蒐集之367筆世界各國案例，及Hwang & Yang (2001)所蒐集之288組九二一地震本土性案例，合計共655筆液化與非液化案例資料，對式(2.6.7)及式(2.6.8)二機率模式進行分析。在邏輯迴歸機率模式部份，黃富國(2008a)利用目前工程上慣常採用之SPT簡化法：Seed法(Youd et al., 2001)、T-Y法(Tokimatsu & Yoshimi, 1983)與NJRA法(日本道路協會, 1996)中最重要之兩個特性參數，即SPT-N值及反復剪應力比CSR為解釋變數，進行邏輯迴歸分析。依據特性參數所對應之簡化法，以下將這些邏輯迴歸模

式分別稱為Seed形式(form)、T-Y形式、NJRA形式，即

$$\text{Seed form : } P_{Liq} = \frac{1}{1 + \exp\{-[\beta_0 + \beta_1(N_1)_{60cs} + \beta_2 \ln(CSRN)]\}} \quad \dots\dots (2.6.9)$$

$$\text{T-Y form : } P_{Liq} = \frac{1}{1 + \exp\{-[\beta_0 + \beta_1(N_a)_{80} + \beta_2 \ln(CSR_{T-Y})]\}} \quad \dots\dots (2.6.10)$$

$$\text{NJRA form : } P_{Liq} = \frac{1}{1 + \exp\{-[\beta_0 + \beta_1(N_a)_{72} + \beta_2 \ln(CSR_{NJRA})]\}} \quad \dots\dots (2.6.11)$$

式中，

$$CSR_N = CSR / MSF = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d / \left(\frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.56} \quad \dots\dots (2.6.12)$$

$$CSR_{T-Y} = 0.1 (M_w - 1) \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \quad \dots\dots\dots (2.6.13)$$

$$CSR_{NJRA} = \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \quad \dots\dots\dots (2.6.14)$$

上式中， β_0 、 β_1 、 β_2 為迴歸係數， $(N_1)_{60cs}$ 、 $(N_a)_{80}$ 及 $(N_a)_{72}$ 分別為Seed法、T-Y法及NJRA法中經過覆土壓、細料含量及鑽桿能量比等修正後之SPT-N值；而CSR_N為Seed法中將CSR以地震規模比率因子MSF正規化後之值，即CSR_N=CSR/MSF；CSR_{T-Y}及CSR_{NJRA}分別為T-Y法及NJRA法中採用之CSR； $a_{\max}$ 為最大水平加速度， g 為重力加速度； σ_{v0} 及 σ'_{v0} 分別為總垂直覆土應力及有效垂直覆土應力； M_w 為震矩規模； r_d 為應力折減係數(隨不同簡化法而異)。此處須注意者為CSR_{NJRA}係指最大反復剪應力比，與CSR_N或CSR_{T-Y}之平均反復剪應力比有所差別。另外，CSR係以其自然對數值ln(CSR)為解釋變數。

上述三形式之邏輯迴歸分析結果如表2.6.5所示。以Seed形式之邏輯迴歸分析結果為例，其液化機率 P_{Liq} 等值線對二解釋變數(SPT-N值及反復剪應力比CSR_N)之關係圖形如圖2.6.6所示。由圖中可知Seed法之

抗液化強度曲線CRR值約對應於 $P_{Liq} = 20 \sim 50\%$ 區間，此機率值與Youd & Noble (1997)， Juang et al.(2002) 與Liao et al.(1988) 等之研究成果相當，但較能反映本土地層之液化特性。

在貝氏映射機率模式方面，黃富國(2008a)利用前述相同之案例資料庫對式(2.6.8)中之係數A、B進行迴歸分析，其結果整理如表2.6.6所示。由表中可知，Seed簡化法之FS與 P_{Liq} 映射關係（如圖2.6.7所示）之擬合係數 $A=0.8068$ ， $B=3.9624$ ，判定係數 $R^2=0.9983$ ；T-Y法之擬合係數 $A=0.8828$ ， $B=4.7776$ ， $R^2=0.9964$ ；而NJRA法之擬合係數 $A=0.8031$ ， $B=4.1356$ ， $R^2=0.9955$ ，擬合情況皆相當理想。

在邏輯迴歸及貝氏映射兩種液化機率模式之各種形式/方法之中，根據黃富國(2008a) 基於九二一集集地震案例之分析探討，建議進行液化機率分析時，可逕採用Seed形式之邏輯迴歸機率評估式。因此，在後敘之液化機率分析中，將僅採用Seed形式之邏輯迴歸機率模式：

$$P_{Liq} = \frac{1}{1 + \exp\{-[10.097 - 0.245(N_1)_{60cs} + 3.757 \ln(CSRN)]\}} \dots\dots(2.6.15)$$

另外，在三常用之液化評估準則中，以Seed法可信度最高（黃富國，2008b），因此，在評估液化潛能指數 I_L 、液化後地盤沈陷量 S_t ，及其危害度時，抗液化安全係數FS將利用Seed法來分析。但因表2.6.2及表2.6.3所定義之各液化損害程度分類，係根據Iwasaki et al.（1982）及Ishihara & Yoshimine（1992）之液化評估方法之FS而來，因二液化評估方法相同（皆採用最大反復剪應力比，及20周數之反復抗液化強度），假設其分析所得之抗液化安全係數以 $FS_{Iwasaki}$ 表示，在基於相同液化機率條件下，所求得之各液化評估準則FS與Iwasaki法FS之關係（圖2.6.8），可知Iwasaki法FS與Seed法FS之關係為（黃富國，2008b）：

$$FS_{Iwasaki} = 1.1417 FS_{Seed}^{0.5433} \dots\dots\dots(2.6.16)$$

本研究將先利用Seed法來評估抗液化安全係數FS，再利用上式作FS轉換，進而評估 I_L 及 S_t ，最後可根據表2.6.2及表2.6.3來判斷場址之液化損害程度。

2.6.5 花蓮港區場址之液化危害度分析

根據2.1節之說明，花蓮港區場址共有21孔鑽探資料（表2.1.1），但鑽探深度大部分都很淺，其中只有2孔深度超過20m，分別為孔號HL1202及HL1701。但由圖2.1.1可知，HL1701鑽孔離港區較遠，因此僅有HL1202鑽孔（圖2.1.2）可用以進行港區之土壤液化損害評估，惟該孔亦缺乏地層之物理性質資料，鑑於港區場址多為砂礫石，因此假設各地層之細料含量FC為0。

現在根據式(2.6.2)之液化潛能指數 I_L 、式(2.6.3)之液化後地盤沈陷量 S_t 、式(2.6.16)之抗液化安全係數 FS 轉換式，以及式(2.6.4)之液化機率指數 P_w （採用Seed形式邏輯迴歸模式），利用圖2.6.4之液化危害度分析流程，對HL1202鑽孔進行液化危害度分析。由於本鑽孔場址屬於堅實地盤，因此將不考慮軟弱地盤之場址效應。而地質資料變異性限於統計資料之不足，此處僅將影響液化潛能最大之SPT-N值納入考慮。對於SPT-N值之大小係先以鑽桿能量比ER作修正，並將ER當成考慮SPT變異性之參數。此處鑽桿能量比ER與土層深度 z 之關係（圖2.6.5）乃採用下列關係式(黃富國，2008a)：

$$ER = \begin{cases} 30 + 5z \geq 40 & \text{for } z \leq 6m \\ 60 + 1.5(z - 6) & \text{for } 6 < z \leq 12m \\ 69 & \text{for } z > 12m \end{cases} \dots\dots\dots (2.6.17)$$

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

圖2.6.9、圖2.6.10及圖2.6.11分別為液化潛能指數 I_L 、液化後地盤沈陷量 S_t 、以及液化機率指數 P_w （Seed形式）之液化危害度分析結果。分析中最大地表加速度共考慮中值（PGA：0 σ ）及2個標準偏差修正（PGA：2 σ ）二種情況。由圖2.6.9之分析結果可知，在475年回歸期（年超越機率=0.0021）及2500年回歸期（年超越機率=0.0004）條件下，對應之 I_L 值在二PGA情況均小於5，屬於表2.6.2之「輕微液化」；由圖2.6.10

之分析結果顯示，在475年回歸期及2500年回歸期條件下，對應之 S_t 值在二PGA情況均小於10，地表損害程度屬於表2.6.3之「輕到無之程度」；而由圖2.6.11之分析結果顯示，在475年回歸期及2500年回歸期條件下，對應之 P_w 值在二PGA情況均小於0.30，液化損害程度屬於表2.6.4之「輕微液化」。

綜合前述 I_L 、 S_t ，以及 P_w 之三分析結果顯示，將來發生地震時，HL1202鑽孔場址將僅可能發生「輕微液化」，地表損害程度為「輕到無之程度」，由於花蓮港區場址之地層大多為SPT-N值大於50之砂礫石層，由此分析結果可推估土壤液化並不至於對花蓮港區場址造成大的不利影響。

2.7 液化易損性分析

2.7.1 TELES 對土壤液化之評估方式

目前在臺灣地震損失評估系統—TELES（葉錦勳，2003）中，對於土壤液化之考慮，係先根據工址內各鑽孔在地震規模7.5、地下水位1.5m的條件下，液化潛能指數 I_L 值達15時的PGA值（特徵加速度）大小來定義其液化敏感類別。使 I_L 值達15的PGA值愈小表示該鑽孔愈容易發生液化。土壤液化敏感類別概分成"極高"、"高"、"中"、"低"、"極低"、"無"等六個等級。每個液化敏感類別皆有對應的經驗公式可據以推估各液化敏感類別土層之液化潛能指數值 I_L 和引致之永久地表變形量(PGD)。

為計算液化機率，TELES進一步假設液化機率與液化潛能指數 I_L 值成線性關係，當 $I_L = 15$ 時液化機率為75%，當 $I_L \geq 20$ 時，液化機率100%。當工址內各鑽孔之液化敏感類別經判定後，可據以決定工址地盤整體之液化敏感類別，之後再依據地震在工址所引致的PGA值，便可快速評估工址液化發生的機率和所引致之地表永久變形量。

TELES在區分土層之液化敏感類別係以液化潛能指數 I_L 為指標參數，或許有其他參數更適合作為指標參數。因此，以下分析將探討三種液化損害參數對液化易損性分析之影響，所得分析結果期能作為TELES之液化評估方法進一步改進的參考。

2.7.2 液化易損性

在2.6節中，分別利用表2.6.2、表2.6.3及表2.6.4之各參數級距來區別液化潛能指數 I_L 、液化後土層壓密沈陷量 S_t ，以及液化機率指數 P_w ，與液化程度或液化損害程度之關係。若逕利用場址之土壤特性，以 I_L 、 S_t ，以及 P_w 等三液化損害參數來進行土壤液化之易損性分析，並作為土層液化敏感度之分類指標，或許是一個較合理的方式。

現以九二一大地震時彰化縣員林鎮之噴砂古井場址(BH-29)為例，說明以液化易損性之分析結果區別土層液化敏感度的可行性。古

井場址之鑽孔剖面如圖2.7.1所示，除近地表1.9m為回填土，及7.9~9.8m之間有厚1.9m之粘土層外，在近地表19.6m深度範圍內，皆為具液化條件之粉質砂土(SM)及砂質粉土(ML)，地下水位(dw)很高，位於地表下2.0m。淺層土層之SPT-N值大多小於10，其中兩個砂質粉土樣號之細料含量(FC)都很高，一為99%，一為54%，塑性指數PI值分別為10.6及不具塑性(NP)。粘土層下方粉質砂土之SPT-N值則較高，FC值較低。

現在利用圖2.6.4 中之液化危害度分析流程，將各不同PGA值模擬所得之 I_L 、 S_t ，以及 P_w 等三液化損害參數，依各參數級距作統計分析，其結果分別如圖2.7.2、圖2.7.3，以及圖2.7.4所示。假設設計地震之PGA值為0.3g，若取各參數對應於「中度液化」或「中度損害」之各參數級距中間值，即 $I_L \geq 10$ 、 $S_t \geq 20\text{cm}$ ，及 $P_w \geq 0.6$ ，則由各易損性曲線可得其對應之機率分別為0.48、0.97，及0.52，以液化後土層壓密沈陷量 $S_t \geq 20\text{cm}$ 之機率最高，其他二者之機率接近0.50，機率值雖有差異，但此分析結果均已適當反映了此液化場址之液化易損性。至於採用何損害參數、何參數級距作為土層液化敏感度之分類指標較適合，則可再進一步研究。

2.7.3 花蓮港區場址之液化易損性分析

利用花蓮港HL1202鑽孔，依據前述方法來進行液化之易損性分析， I_L 、 S_t ，以及 P_w 等三液化損害參數之易損性分析結果分別如圖2.7.5、圖2.7.6，以及圖2.7.7所示。不論何種參數之分析結果均顯示，花蓮港區場址將來受震時，液化損害性相當低，與2.6.5節液化危害度分析之結論相同。

表2.1.1 花蓮港區之21個SPT鑽探孔位相關資料

代號	計畫名稱	孔號	鑽探日期	X (m)	Y (m)	Z(m)	深度	水位
HL0901	花蓮港擴建工程地質鑽探	B1	06-May-76	313525	2654023	2.30	11.20	-1.30
HL1201	花蓮港擴建工程地質鑽探	B2	26-May-76	312860	2653578	2.50	18.30	-1.50
HL1202	花蓮港擴建工程地質鑽探	B4	28-Jun-76	312325	2653185	2.10	30.00	-1.70
HL1301	花蓮港四期擴建航道中心海上鑽探工程	BH-1	12-Aug-86	313375	2653668	-12.00	7.00	12.00
HL1302	花蓮港四期擴建航道中心海上鑽探工程	BH-2	15-Aug-86	313003	2653503	-5.00	9.00	5.00
HL1303	花蓮港四期擴建航道中心海上鑽探工程	BH-3	16-Oct-86	313258	2653453	-8.00	6.00	8.00
HL1304	花蓮港擴建工程地質鑽探	3	16-Jun-76	313398	2653465	-11.95	1.10	11.95
HL1501	花蓮港務局 25 號碼頭規劃地質鑽探工程	BH-1	01-Oct-88	312884	2652578	-14.70	10.00	14.70
HL1502	花蓮港務局 25 號碼頭規劃地質鑽探工程	BH-2	01-Oct-88	312905	2652617	-14.35	10.00	14.35
HL1503	花蓮港務局 25 號碼頭規劃地質鑽探工程	BH-3	01-Oct-88	312925	2652656	-14.60	10.00	14.60
HL1504	花蓮港務局 25 號碼頭規劃地質鑽探工程	BH-4	01-Oct-88	312946	2652695	-14.10	10.00	14.10
HL1505	花蓮港務局 25 號碼頭規劃地質鑽探工程	BH-5	01-Oct-88	312967	2652733	-14.55	10.00	14.55
HL1506	花蓮港務局 25 號碼頭規劃地質鑽探工程	BH-6	01-Oct-88	312987	2652772	-14.90	10.00	14.90
HL1507	花蓮港擴建工程地質鑽探	4	17-Jun-76	312986	2652680	-16.50	1.20	16.50
HL1508	花蓮港擴建工程地質鑽探	5	22-Jun-76	312475	2652886	-8.65	1.60	8.65
HL1509	花蓮港擴建工程地質鑽探	6	19-Jun-76	312093	2652509	-7.35	1.95	7.35
HL1510	花蓮港擴建工程地質鑽探	7	20-Jun-76	312445	2652333	-15.80	1.75	15.8
HL1511	花蓮港擴建工程地質鑽探	8	21-Jun-76	312433	2651953	-18.50	2.25	18.5
HL1601	花蓮港務局 25 號碼頭規劃地質鑽探工程	BH-7	01-Oct-88	313008	2652811	-15.25	10.00	15.25
HL1602	花蓮港擴建工程地質鑽探	2	18-Jun-76	313278	2652465	-24.00	1.70	24.00
HL1701	花蓮港擴建工程地質鑽探	B3	03-Jun-76	311593	2651943	2.50	20.00	-1.50

表2.1.2 地盤分類表（內政部，2004）

地盤種類	$\bar{V}_S$ (m/sec)	$\bar{N}$ 或 $\bar{N}_{CH}$	$\bar{s}_u$ (kgf/cm ²)
第一類地盤(堅實地盤)	$\bar{V}_S > 360$	$\bar{N} > 50$	$\bar{s}_u > 1.02$
第二類地盤(普通地盤)	$180 \leq \bar{V}_S \leq 360$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$0.51 \leq \bar{s}_u \leq 1.02$
第三類地盤(軟弱地盤)	$\bar{V}_S < 180$	$\bar{N} < 15$	$\bar{s}_u < 0.51$

表2.2.1 各子震源區地震活動模型（G-R關係式）參數

Catalog：(1900年~2007年07月)

Catalog	EQUW					EQMS				
SubZone	The parameters of the G-R magnitude recurrence relationship			Upper Magnitude ML_u		The parameters of the G-R magnitude recurrence relationship			Upper Magnitude ML_u	
	a	b	N(M=4.5)	Mu_r	Mu_c	a	b	N(M=4.5)	Mu_r	Mu_c
BD01	6.3067	1.2389	5.3885	7.20	7.31	4.4165	0.8743	3.0336	7.80	7.86
BD02	4.8030	0.9413	3.6922	7.10	7.23	4.7719	0.9314	3.8080	7.40	7.47
BD03	5.9205	1.1966	3.4342	6.90	7.06	5.7698	1.1621	3.4695	7.30	7.33
BD04	5.6471	1.1537	2.8534	6.50	6.72	5.6293	1.1486	2.8891	6.50	6.86
BD05	3.1230	0.7534	0.5402	6.99	7.20	3.0288	0.7373	0.5140	6.99	7.20
BS01	1.4050	0.4816	0.1729	7.10	7.20	1.0869	0.4107	0.1732	7.70	7.76
BS02	6.9846	1.3434	8.6938	7.00	7.20	6.2792	1.1995	7.6110	7.60	7.68
BS03	6.3952	1.1551	15.7488	7.30	7.42	5.9652	1.0588	15.8794	8.00	8.01
BS04	4.7243	1.0135	1.4578	6.58	6.65	4.7466	1.0119	1.5592	6.58	6.73
BS05	5.3289	1.0058	6.3541	6.80	7.22	5.3345	1.0080	6.2865	7.10	7.27
BS06	5.6611	1.0694	7.0619	6.70	7.02	5.3614	1.0075	6.7215	7.10	7.27
BS07	4.6049	0.9655	1.8210	6.70	6.91	3.9980	0.8478	1.5231	7.00	7.19
BS08	5.1854	1.0242	3.7728	6.80	7.08	4.7339	0.9367	3.3005	7.30	7.47
BS09	5.2264	1.0746	2.4588	7.00	7.01	5.4038	1.0918	3.0947	7.50	7.50
BS10	3.9639	0.8809	0.9995	6.90	7.02	6.9575	1.4430	2.9097	7.10	7.13
BS11	5.3087	1.1025	2.2257	6.30	6.66	5.0007	1.0591	1.7165	6.40	6.55
BS12	5.5454	1.1091	3.5837	6.80	7.05	4.8565	0.9767	2.8925	7.20	7.30
BS13	4.9456	0.9731	3.6859	7.10	7.33	3.9078	0.7843	2.3905	7.30	7.55
BS14	4.1194	1.0996	0.1484	5.40	5.68	4.4351	1.1684	0.1504	5.41	5.60
BS15	3.8730	0.9219	0.5304	6.70	6.70	3.8803	0.9049	0.6433	7.00	7.00
BS16	7.4075	1.6138	1.3983	6.50	6.58	7.1974	1.5746	1.2935	6.50	6.58

表2.2.2 花東縱谷斷層系統活動斷層參數

斷層名稱	斷層長度(km)	Tsai et al., 1987	Wells et al.,1994				本研究使用之參數		
		M _L (+1σ)	M _w (+1σ)	M _L	M _L +1σ	M _c 歷史地震規模	再現期	發生機率(%) 50 年	
米崙斷層	25	6.41(6.83)	6.71(6.99)	6.53(6.72)	6.67(6.86)	7.1 (考量斷層長度的不確定性)	600	0.031	
奇美斷層	18	6.09(6.51)	6.53(6.81)	6.42(6.61)	6.56(6.75)	7.1 (1951 年、古地震資料及斷層長度)	250	5.649	
玉里斷層	43	6.95(7.37)	6.99(7.27)	6.73(6.9)	6.87(7.04)				
池上斷層	47	7.04(7.46)	7.04(7.32)	6.76(6.93)	6.90(7.07)				

表2.2.3 最終地震動危害度曲線不同回歸期之地震動值

回歸期(年)	PGA 值(g)
75	0.379
475	0.557
2500	0.685

**表2.3.1 1810年~2007年花蓮港地區規模 ≥ 6.0 地震目錄
(N23.7~24.3，E121.33~121.93)**

date utc	time utc	latitude	longitude	depth	magnitude
1811/03/17		23.48	121.48		7.5
1815/10/13		24.00	121.42		7.7
1908/01/11	11:35	23.42	121.24		7.3
1909/11/21	15:36	24.24	121.48		7.3
1911/03/24	11:17	24.00	122.00		6.0
1912/11/03	14:05	24.00	122.00		6.0
1913/01/08	06:50	24.00	121.36		6.5
1914/07/06	01:18	24.00	122.00	60	6.8
1918/06/07	12:55	24.18	121.18		6.0
1919/07/18	23:07	24.06	121.54		6.0
1920/06/05	12:21	24.00	122.00		8.1
1923//08/27	19:15	24.06	122.06		6.3
1925/05/24	09:25	23.54	121.54		6.0
1928/12/01	04:47	24.12	121.48		6.0
1931/01/02	07:52	23.42	121.06		6.3
1932/02/12	10:05	24.00	121.30		6.0
1933/04/19	14:44	24.18	121.30		6.5
1935/02/22	16:55	24.06	121.48	10	6.0
1937/12/13	18:53	23.48	121.18		6.5
1938/09/07	04:03	23.48	121.48		7.0
1939/05/16	08:20	23.36	122.00		6.7
1940/08/31	01:27	24.18	121.42		6.1
1941/02/04	17:04	23.42	121.42	20	6.0
1942/09/26	03:39	24.00	121.54	10	6.2
1943/10/22	16:01	23.48	121.30	5.0	6.4
1944/02/05	17:19	23.48	121.24	5.0	6.5
1945/08/12	22:31	23.54	121.42		6.5
1946/09/09	10:35	23.42	121.36		6.5
1947/08/17	09:04	24.24	122.06	40	6.1
1948/10/23	04:47	23.54	121.54	20	6.3
1949/06/11	14:14	24.12	121.54	20	6.1
1951/10/21	21:24	23.48	121.42		7.3
1952/06/20	05:46	24.12	121.36		6.2
1953/01/16	15:55	24.12	121.36		6.0
1954/09/17	07:33	24.12	121.54	20	6.5
1955/06/05	06:12	24.12	121.56	20	6.1

date utc	time utc	latitude	longitude	depth	magnitude
1957/02/23	20:26	23.48	121.48	30	7.3
1958/01/22	18:24	23.36	121.18	5.0	6.2
1961/01/10	05:22	24.00	121.54	25	6.0
1962/10/08	21:55	24.06	121.54	30	6.3
1963/03/13	08:50	24.24	122.06	47	7.2
1965/01/15	18:34	23.36	121.42	33	6.1
1972/11/09	18:41	24.00	121.18	10	6.6
1986/11/15	05:20:04.52	23.99	121.83	15	6.8
1990/12/14	03:50:19.23	23.77	121.63	1.3	6.0
2000/09/10	16:54:46.53	24.09	121.58	17.7	6.2
2002/02/12	11:27:25.00	23.74	121.72	30.0	6.2

註：地震規模均為近震規模(M_L)

表2.3.2 花蓮港地區間隔5年最大地震統計表

序號	1	2	3	4	5
年	1810~1815	1816~1820	1821~1825	1826~1830	1831~1835
時區	第 1 個 5 年	第 2 個 5 年	第 3 個 5 年	第 4 個 5 年	第 5 個 5 年
最大強度	7.7	0	0	0	0
序號	6	7	8	9	10
年	1836~1840	1841~1845	1846~1850	1851~1855	1856~1860
時區	第 6 個 5 年	第 7 個 5 年	第 8 個 5 年	第 9 個 5 年	第 10 個 5 年
最大強度	0	0	0	0	0
序號	11	12	13	14	15
年	1861~1865	1866~1870	1871~1875	1876~1880	1881~1885
時區	第 11 個 5 年	第 12 個 5 年	第 13 個 5 年	第 14 個 5 年	第 15 個 5 年
最大強度	0	0	0	0	0
序號	16	17	18	19	20
年	1886~1890	1891~1895	1896~1900	1901~1905	1906~1910
時區	第 16 個 5 年	第 17 個 5 年	第 18 個 5 年	第 19 個 5 年	第 20 個 5 年
最大強度	0	0	0	0	7.3
序號	21	22	23	24	25
年	1911~1915	1916~1920	1921~1925	1926~1930	1931~1935
時區	第 21 個 5 年	第 22 個 5 年	第 23 個 5 年	第 24 個 5 年	第 25 個 5 年
最大強度	6.8	8.1	6.3	6.0	6.5
序號	26	27	28	29	30
年	1936~1940	1941~1945	1946~1950	1951~1955	1956~1960
時區	第 26 個 5 年	第 27 個 5 年	第 28 個 5 年	第 29 個 5 年	第 30 個 5 年
最大強度	7.0	6.5	6.5	7.3	7.3
序號	31	32	33	34	35
年	1961~1965	1966~1970	1971~1975	1976~1980	1981~1985
時區	第 31 個 5 年	第 32 個 5 年	第 33 個 5 年	第 34 個 5 年	第 35 個 5 年
最大強度	7.2	0	6.6	0	0
序號	36	37	38	39	40
年	1986~1990	1991~1995	1996~2000	2001~2005	2006~2010
時區	第 36 個 5 年	第 37 個 5 年	第 38 個 5 年	第 39 個 5 年	第 40 個 5 年
最大強度	6.8	0	6.2	6.2	0

表2.3.3 花蓮港地區 $6.0 \leq M < 6.6$ 預測分析

規模	$6.0 \leq M < 6.6$					預測值
實際值	23	25	27-28	33	38-39	
模型值	22	25	29	33	38	44
殘差%	4.69	0.75	3.35	0.76	2.04	—

說明：預測值 44 表示在第 44 個 5 年(2031~2035 年)會有 $6.0 \leq M < 6.6$ 的地震。

表2.3.4 花蓮港地區 $6.7 \leq M < 7.2$ 預測分析

規模	$6.7 \leq M < 7.2$				預測值
實際值	21	26	31	36	
模型值	21	26	30	36	43
殘差%	2.23	1.70	1.85	0.62	—

說明：預測值 43 表示在第 43 個 5 年(2026~2030 年)會有 $6.7 \leq M < 7.2$ 的地震。

表2.3.5 花蓮港地區 $M \geq 7.3$ 預測分析

規模	$M \geq 7.3$				預測值
實際值	1	20	22	29-30	
模型值	9	14	22	33	51
殘差%	843.60	28.19	0.65	10.88	—

說明：預測值 51 表示在第 51 個 5 年(2066~2070 年)會有 $M \geq 7.3$ 的地震。

表2.3.6 花蓮港地區 $M \geq 6.5$ 序號表

序號	date_utc	time_utc	latitude	longitude	depth	magnitude
1	1811/03/17		23.48	121.48		7.5
5	1815/10/13		24.00	121.42		7.7
98	1908/01/11	11:35	23.42	121.24		7.3
99	1909/11/21	15:36	24.24	121.48		7.3
103	1913/01/08	06:50	24.00	121.36		6.5
104	1914/07/06	01:18	24.00	122.00	60	6.8
110	1920/06/05	12:21	24.00	122.00		8.1
123	1933/04/19	14:44	24.18	121.30		6.5
127	1937/12/13	18:53	23.48	121.18		6.5
128	1938/09/07	04:03	23.48	121.48		7.0
129	1939/05/16	08:20	23.36	122.00		6.7
134	1944/02/05	17:19	23.48	121.24	5.0	6.5
135	1945/08/12	22:31	23.54	121.42		6.5
136	1946/09/09	10:35	23.42	121.36		6.5
141	1951/10/21	21:24	23.48	121.42		7.3
144	1954/09/17	07:33	24.12	121.54	20	6.5
147	1957/02/23	20:26	23.48	121.48	30	7.3
153	1963/03/13	08:50	24.24	122.06	47	7.2
162	1972/11/09	18:41	24.00	121.18	10	6.6
176	1986/11/15	05:20:04.52	23.99	121.83	15	6.8

表2.3.7 花蓮港地區 $M \geq 6.5$ 災變預測

規模	$M \geq 6.5$							
序號	1	5	98	99	103	104	110	123
模型值	1	84	87	91	95	99	103	107
殘差(%)	0	1581.84	10.61	7.82	7.70	4.77	4.21	12.62
規模	$M \geq 6.5$							
序號	127	128	129	134	135	136	141	144
模型值	111	116	121	126	131	137	143	149
殘差(%)	11.84	8.88	5.81	2.54	2.32	1.01	1.49	3.52
規模	$M \geq 6.5$				預測值			
序號	147	153	162	176				
模型值	155	161	168	175	182			
殘差(%)	5.65	5.74	4.04	0.24				

說明：預測值 182 表示在 1992 年 ± 10 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震。

表2.3.8 花蓮港地區 $M \geq 7.0$ 災變預測

規模	$M \geq 7.0$						
序號	1	5	98	99	110	128	141
模型值	1	67	76	87	100	115	131
殘差(%)	0	1243.01	21.59	11.17	8.51	10.02	6.52
規模	$M \geq 7.0$		預測值				
序號	147	153					
模型值	150	172	197				
殘差(%)	2.61	12.82					

說明：預測值 197 表示在 2007 年 ± 20 年會有 $M \geq 7.0$ 的地震。

表2.3.9 花蓮港地區 $M \geq 7.5$ 災變預測

規模	$M \geq 7.5$				預測值
序號	1	1	5	110	
模型值	1	2	10	59	353
殘差(%)	0	261.03	294.27	158.01	—

說明：預測值 353 表示在 2163 年 ± 20 年會有 $M \geq 7.5$ 的地震。

表2.3.10 花蓮港地區M7.5拓樸預測分析表

規模	M7.5				預測值
截點值	1	1	5	110	
模型值	1	2	10	59	353
殘差(%)	0	261.03	294.27	158.01	—

說明：預測值為 353 表示在 2163 年±20 年會有 $M \geq 7.5$ 的地震發生。

表2.3.11 花蓮港地區 M7.3拓樸預測分析表

規模	M7.3							預測值
截點值	1	5	98	99	110	141	147	
模型值	1	57	71	88	108	134	465	204
殘差(%)	0	1046.23	27.72	11.57	1.64	5.16	12.44	—

說明：預測值為 204 表示在 2014 年±25 年會有 $M \geq 7.3$ 的地震發生。

表2.3.12 花蓮港地區 M7.1拓樸預測分析表

規模	M7.1						
截點值	1	5	98	99	110	141	147
模型值	1	63	75	89	105	124	147
殘差(%)	0	1165.82	23.54	10.40	4.53	11.82	0.13
規模	M7.1	預測值					
截點值	153						
模型值	174	204					
殘差(%)	13.90	—					

說明：預測值為 204 表示在 2014 年±23 年會有 $M \geq 7.1$ 的地震發生。

表2.3.13 花蓮港地區M6.9拓樸預測分析表

規模	M6.9					
截點值	1	4.9	5.1	97.9	99.1	109.9
模型值	1	49	58	68	79	93
殘差(%)	0	906.44	1032.21	30.94	20.12	15.66
規模	M6.9					預測值
截點值	110.1	128	141	147		
模型值	109	127	149	174	204	
殘差(%)	1.42	0.72	5.53	18.52	—	

說明：預測值為 204 表示在 2014 年±25 年會有 $M \geq 6.9$ 的地震發生。

表2.3.14 花蓮港地區M6.7拓模預測分析表

規模	M6.7								
截點值	1	4.9	5.1	97.9	99.1	104	109.9	110.1	127.4
模型值	1	57	64	70	78	86	95	106	117
殘差(%)	0	1073.31	1174.44	28.09	21.39	17.11	13.20	4.12	8.31
規模	M6.7				預測值				
截點值	129	141	147	153					
模型值	129	143	158	175	193				
殘差(%)	0.20	1.44	7.67	14.48	—				

說明：預測值為 193 表示在 2003 年±17 年會有 $M \geq 6.7$ 的地震發生。

表2.3.15 花蓮港地區 $M \geq 6.0$ 地震次數統計表

序號	1	2	3	4	5
年	1811~1830	1831~1850	1851~1870	1871~1890	1891~1910
時區	第 1 個 20 年	第 2 個 20 年	第 3 個 20 年	第 4 個 20 年	第 5 個 20 年
次數	2	0	0	0	2
序號	6	7	8	9	10
年	1911~1930	1931~1950	1951~1970	1971~1990	1991~2010
時區	第 6 個 20 年	第 7 個 20 年	第 8 個 20 年	第 9 個 20 年	第 10 個 20 年
次數	10	17	11	3	2

表2.3.16 花蓮港地區 $M \geq 6.5$ 地震次數統計表

序號	1	2	3	4	5
年	1811~1830	1831~1850	1851~1870	1871~1890	1891~1910
時區	第 1 個 20 年	第 2 個 20 年	第 3 個 20 年	第 4 個 20 年	第 5 個 20 年
次數	2	0	0	0	2
序號	6	7	8	9	10
年	1911~1930	1931~1950	1951~1970	1971~1990	1991~2010
時區	第 6 個 20 年	第 7 個 20 年	第 8 個 20 年	第 9 個 20 年	第 10 個 20 年
次數	3	7	3	2	0

表2.3.17 花蓮港地區 $M \geq 7.0$ 地震次數統計表

序號	1	2	3	4	5
年	1811~1830	1831~1850	1851~1870	1871~1890	1891~1910
時區	第 1 個 20 年	第 2 個 20 年	第 3 個 20 年	第 4 個 20 年	第 5 個 20 年
次數	2	0	0	0	2
序號	6	7	8	9	10
年	1911~1930	1931~1950	1951~1970	1971~1990	1991~2010
時區	第 6 個 20 年	第 7 個 20 年	第 8 個 20 年	第 9 個 20 年	第 10 個 20 年
次數	1	1	3	0	0

表2.3.18 花蓮港地區每20年 $M \geq 6.0$ 地震次數預測表

實際值	2	0	0	0	2	10
模型值	2	4	4	4	5	6
殘差%	0	—	—	—	139.69	47.33
實際值	17	11	3	2	預測值	預測值
模型值	6	7	8	8	9	9
殘差%	65.96	42.20	132.84	283.72	—	—

說明：預測值 9 和 9 表示在未來 2011~2030 和 2031~2060 各有 9 次 $M \geq 6.0$ 地震發生。

表2.3.19 花蓮港地區每20年 $M \geq 6.5$ 地震次數預測表

實際值	2	0	0	0	2	3
模型值	2	1	2	2	2	2
殘差%	0	—	—	—	9.58	34.92
實際值	7	3	2	0	預測值	預測值
模型值	2	2	3	3	3	3
殘差%	69.89	24.16	22.82	—	—	—

說明：預測值 3 和 3 表示在未來 2011 年~2030 年和 2031 年~2060 年各有 3 次 $M \geq 6.5$ 地震發生。

表2.3.20 花蓮港地區每20年 $M \geq 7.0$ 地震次數預測表

實際值	2	0	0	0	2	1
模型值	2	1	1	1	1	1
殘差%	0	—	—	—	62.68	21.08
實際值	1	3	0	0	預測值	預測值
模型值	1	1	1	1	1	1
殘差%	16.55	70.59	—	—	—	—

說明：預測值 1 和 1 表示在未來 2011 年~2030 年和 2031 年~2060 年各有 1 次 $M \geq 7.0$ 地震發生。

表2.3.21 花蓮港地區模糊灰色預測 ($\mu_k=0.3$ 、 $M \geq 6.5$)

實際值	12	15	24	25	30	33
模型值	17	19	22	25	28	31
殘差(%)	42.58	28.86	9.02	1.33	7.12	4.61
實際值	38	40	46	47	預測值	預測值
模型值	36	40	45	51	58	65
殘差(%)	6.42	0.43	1.35	9.08	2116~2120	2056~2060

說明：預測值 58 表示在第 58 個 5 年(2057~2101 年)和預測值 65 表示在第 65 個 5 年(2132~2136 年)會有 $M \geq 6.5$ 的地震。

表2.3.22 花蓮港地區模糊灰色預測 ($\mu_k=0.5$ 、 $M \geq 6.5$)

實際值	12	15	25	30	40	預測值	預測值
模型值	12	17	22	30	40	54	72
殘差(%)	3.60	11.06	10.70	0.28	0.22	2086~2090	2351~2355

說明：預測值 54 表示在第 54 個 5 年(2077~2081 年)和預測值 72 表示在第 72 個 5 年(2167~2171 年)會有 $M \geq 6.5$ 的地震。

表2.6.1 SPT-N簡化液化評估法之比較（黃富國，2008a）

評估方法		Seed法 (NCEER修正版)	T-Y法	NJRA法
地震特性參數		$a_{\max}, M_w$	$a_{\max}, M$	$a_{\max}$
土壤特性參數		N, FC, σ'_{v0}	$N, FC, \gamma, \sigma'_{v0}$	$N, D_{50}, FC, \sigma'_{v0}$
SPT能量比(%)		60	80	72
反復 強度	周數	15	15	20
	雙振幅 軸向應變(%)	5	2.5~7.5	5~6
地震規模比率因子 (MSF)		$(M_w/7.5)^{-2.56}$	直接在CSR表達式考慮	隱含在 $a_{\max}=f(M,R)$ 中
細料含量修正(ΔN)		$f_1((N_1)_{60}, FC)$	$f_2(FC)$	$f_3(N_1, FC)$
有效覆土壓力修正 (C_N)		$2.2/(\sigma'_{v0}/P_a + 1.2) \leq 1.7$	$1.7/(\sigma'_{v0}/P_a + 0.7)$	$1.7/(\sigma'_{v0}/P_a + 0.7)$
應力折減係數(r_d)		$f(z)$	$1-0.015z$	$1-0.015z$
剪應力特性		等值均勻振幅	等值均勻振幅	最大值
方法特性		半經驗法	半經驗法	半經驗法
驗證方法		現場液化與否資料	現場液化與否資料	現場FS分布資料
安全係數		1.25~1.5	1.5 ($N_1 \leq 10$) 1.3 (中度及緊密砂)	1.0
相關空間損害指數		—	—	I_L
參考文獻		Seed et al.(1985) Youd et al.(2001)	Tokimatsu & Yoshimi (1983)	日本道路協會 (1990, 1996)

表2.6.2 液化潛能指數 I_L 與液化程度之關係

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

**表2.6.3 沈陷量 S_t 與液化損害程度之關係
(Ishihara & Yoshimine, 1992)**

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

表2.6.4 液化損害程度分類 (黃富國，2008b)

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

表2.6.5 邏輯迴歸分析結果（黃富國，2008a）

迴歸模式	迴歸係數			Nagelkerke R^2	預測液化 成功率(%)	預測不液 化成功率 (%)	綜合預測 成功率(%)
	β_0	β_1	β_2				
Seed 形式	10.097	-0.245	3.757	0.699	86	87	86
T-Y 形式	10.652	-0.287	3.833	0.651	83	83	83
NJRA 形式	8.100	-0.236	4.000	0.615	82	83	83
Juang et al. (2002)	10.113	-0.257	3.483	0.490	80	75	79

註：液化機率 $P_{Liq} \geq 50\%$ 視為液化事件， $P_{Liq} < 50\%$ 視為不液化事件。

表2.6.6 貝氏映射之擬合分析結果（黃富國，2008a）

液化評估準則	貝氏映射		
	A	B	R^2
Seed 法	0.8068	3.9624	0.9983
T-Y 法	0.8828	4.7776	0.9964
NJRA 法	0.8031	4.1356	0.9955
Juang et al. (2002)	0.8000	3.5000	—

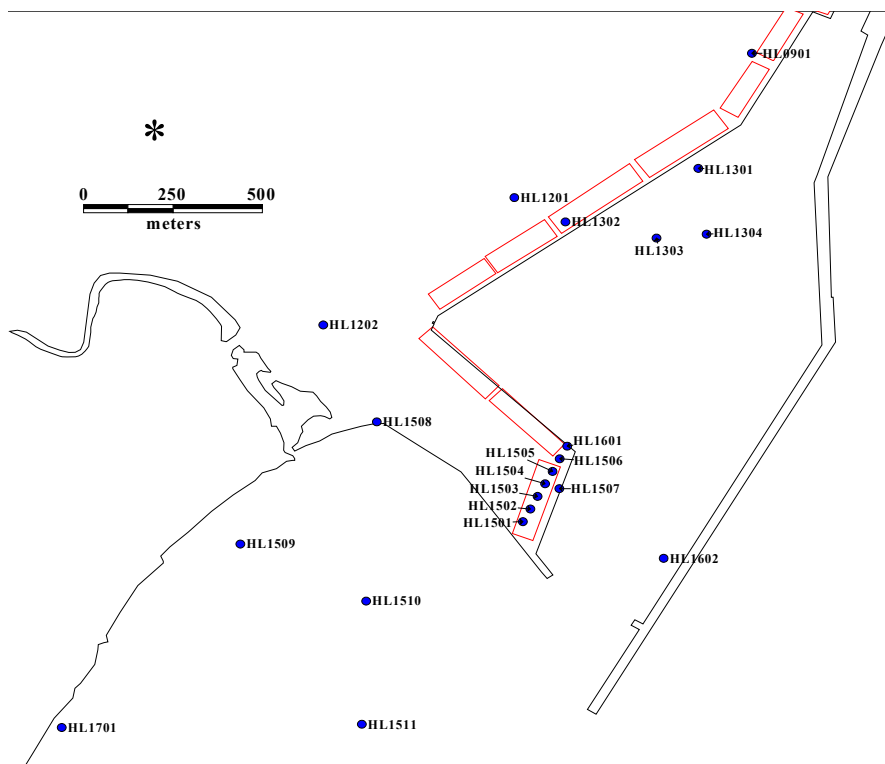


圖2.1.1 花蓮港區之21個SPT鑽探孔位分佈圖

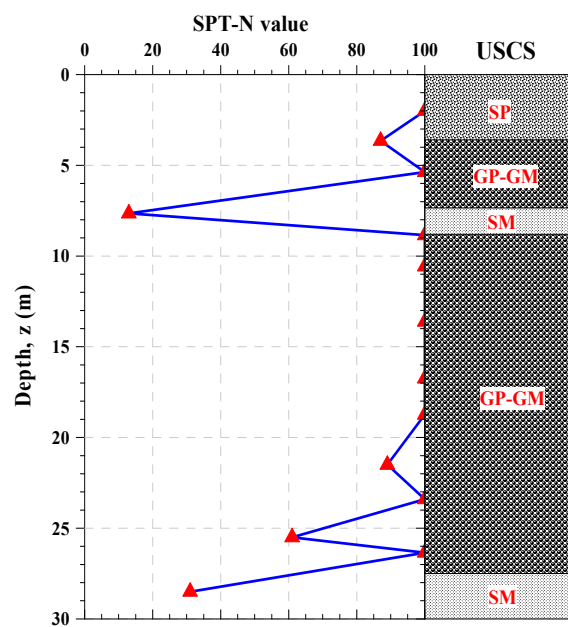


圖2.1.2 花蓮港區HL1202孔位之SPT-N值隨深度變化圖及地層分布

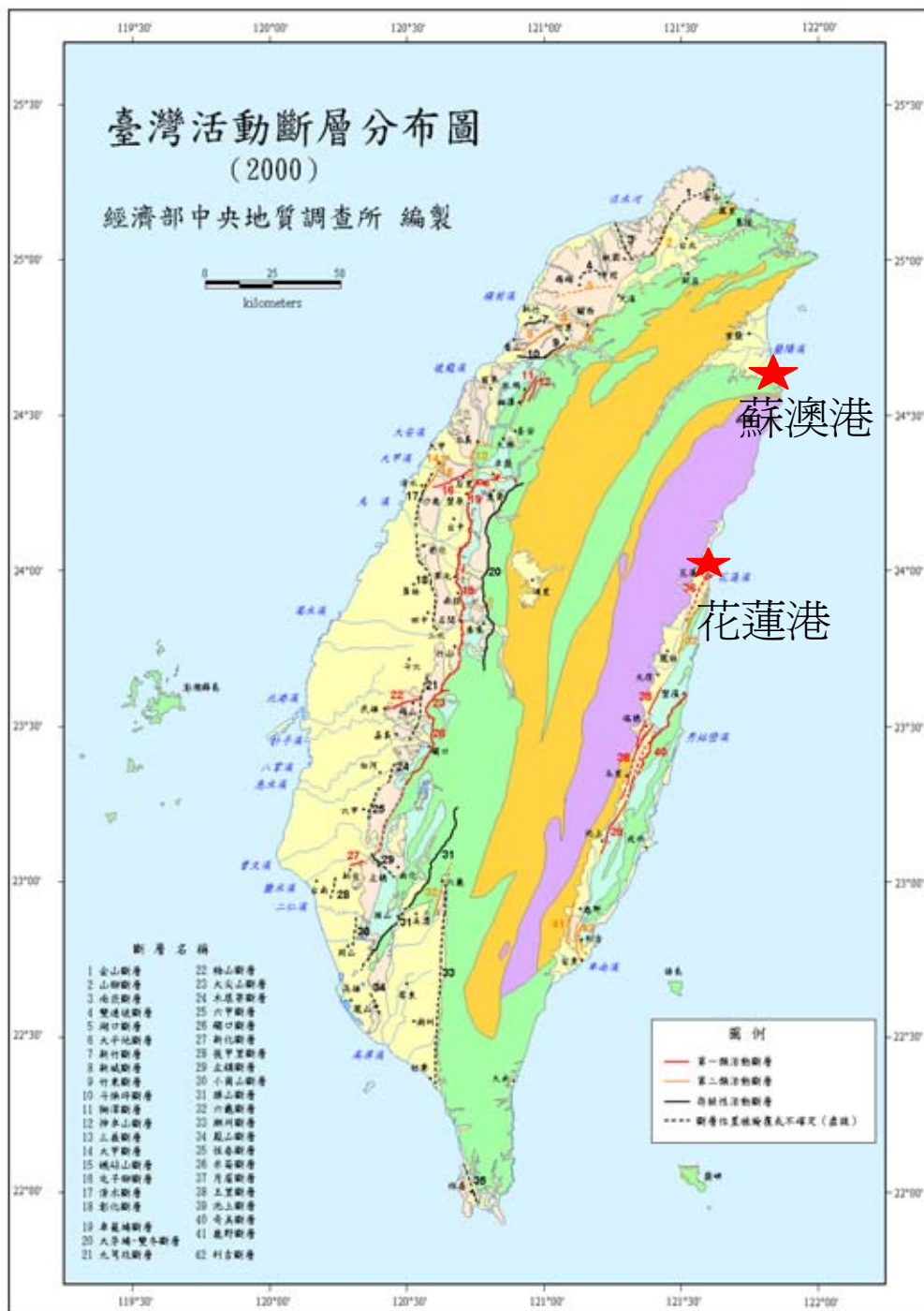


圖2.2.1 臺灣地區活動斷層分布圖（中央地質調查所，2000）

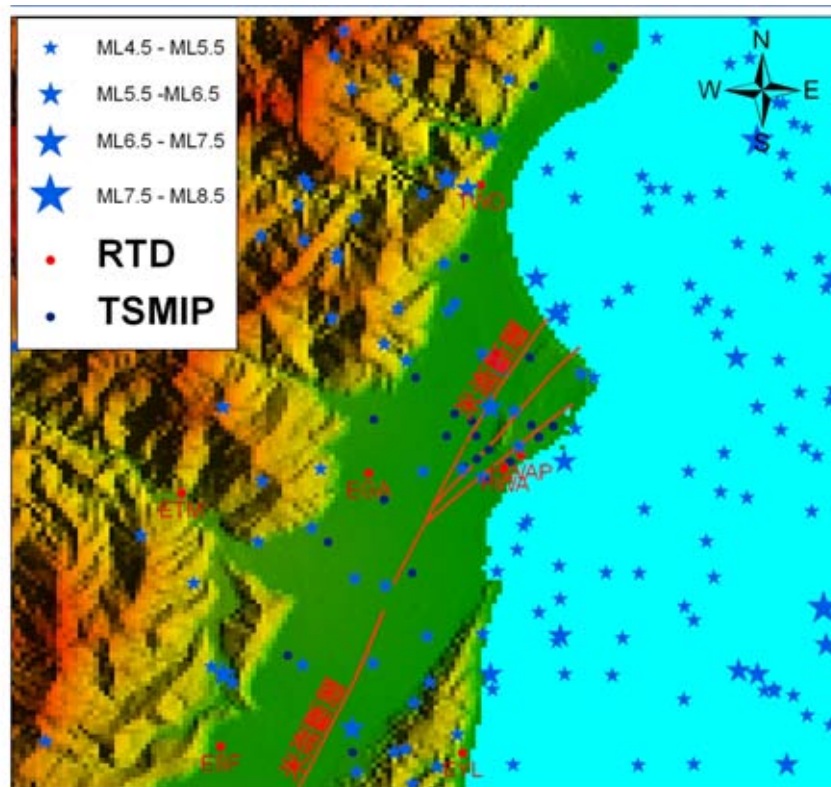


圖2.2.2 花蓮港區附近之歷史地震分布及鄰近之活動斷層

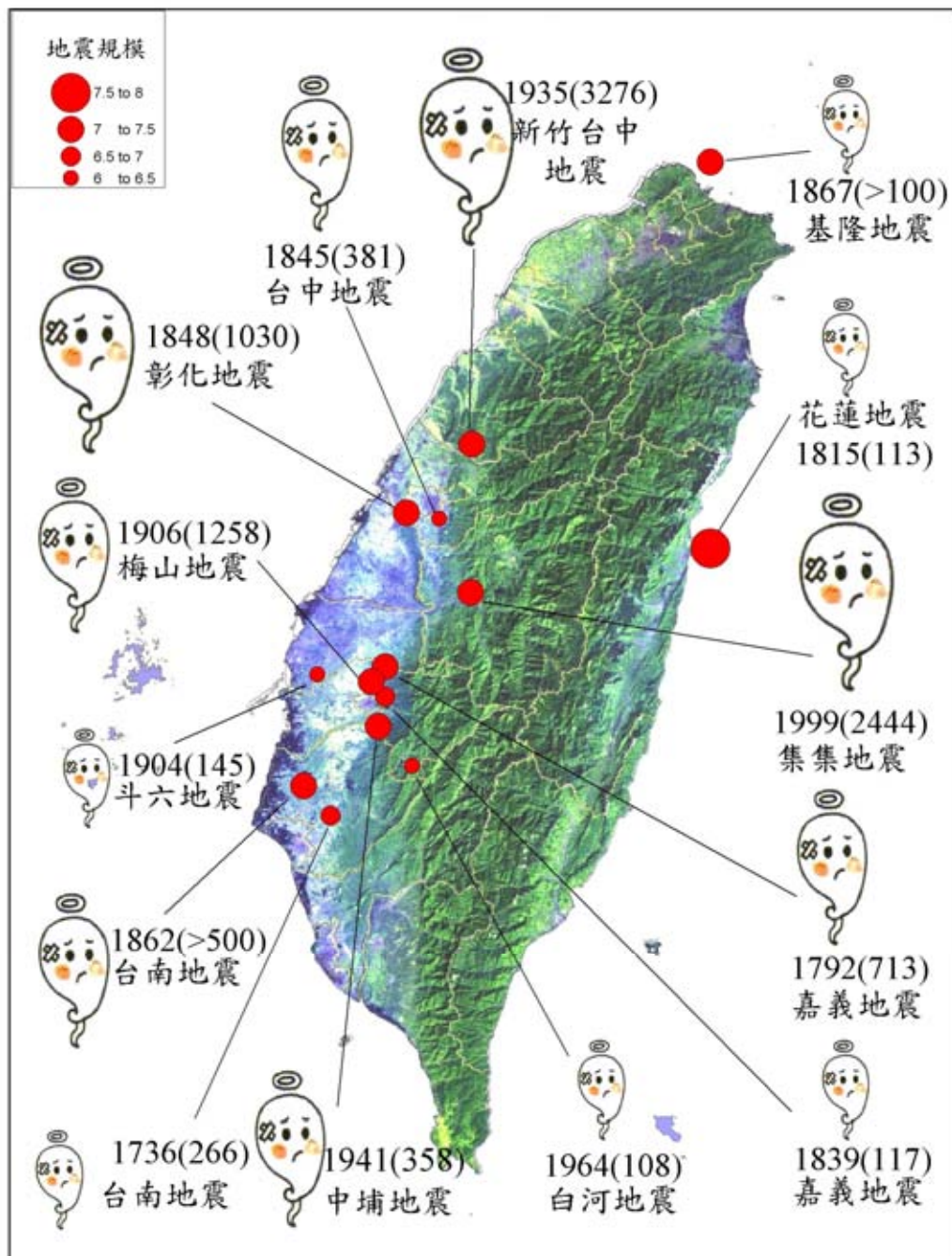


圖2.2.3(a) 臺灣地區死亡百人以上之重大災害地震震央分佈圖
(西元1604年 - 2003年；資料來源：鄭世楠，1989)

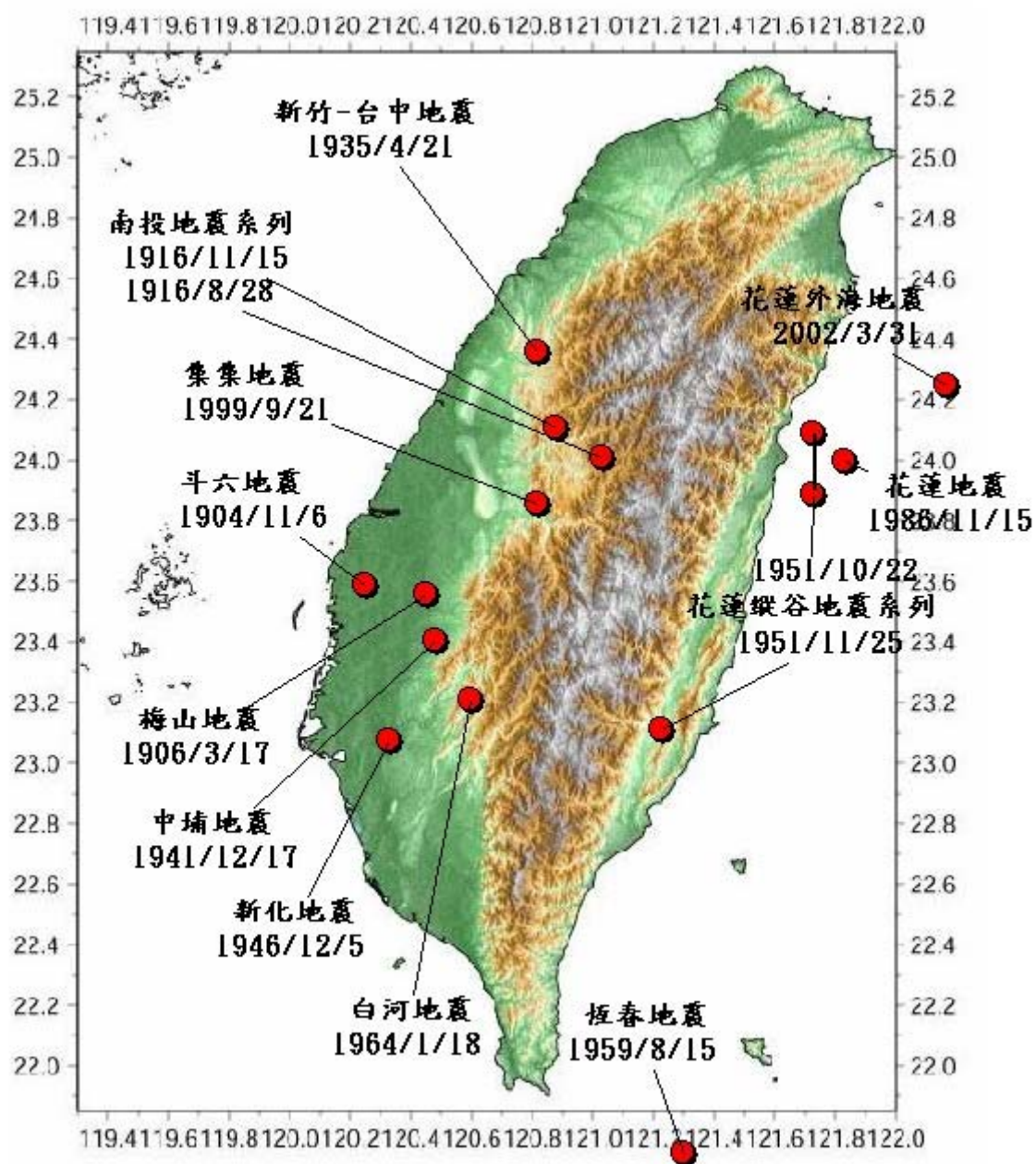


圖2.2.3(b) 臺灣地區自西元1900年以來之重大災害地震震央分佈圖
(資料來源：中央氣象局)

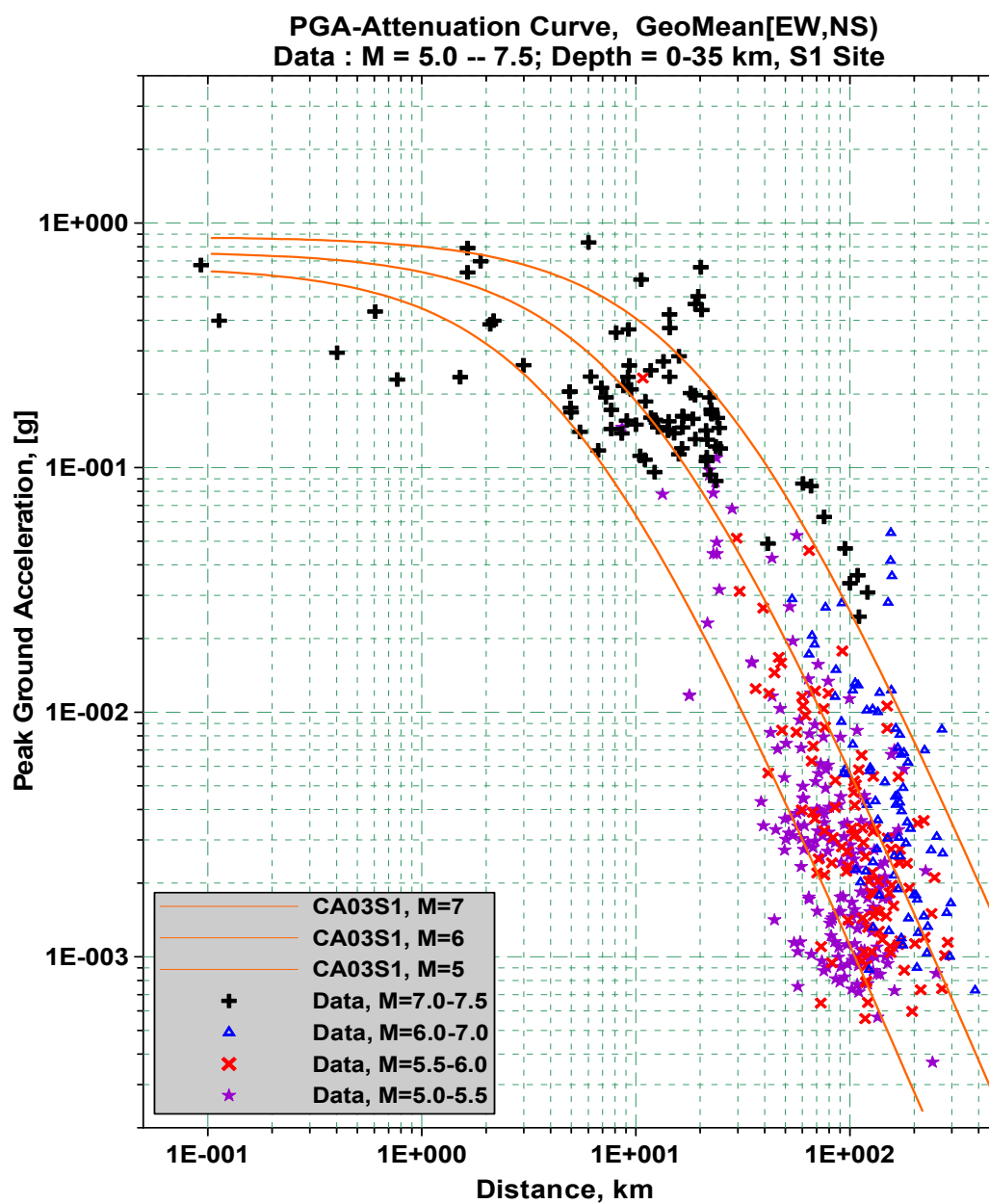


圖2.2.4 本報告所使用之堅硬地盤衰減律與地震資料之比較

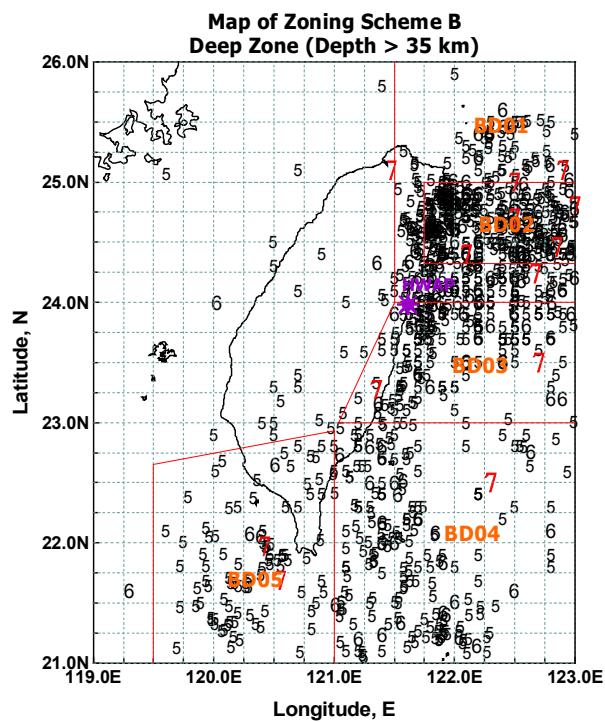
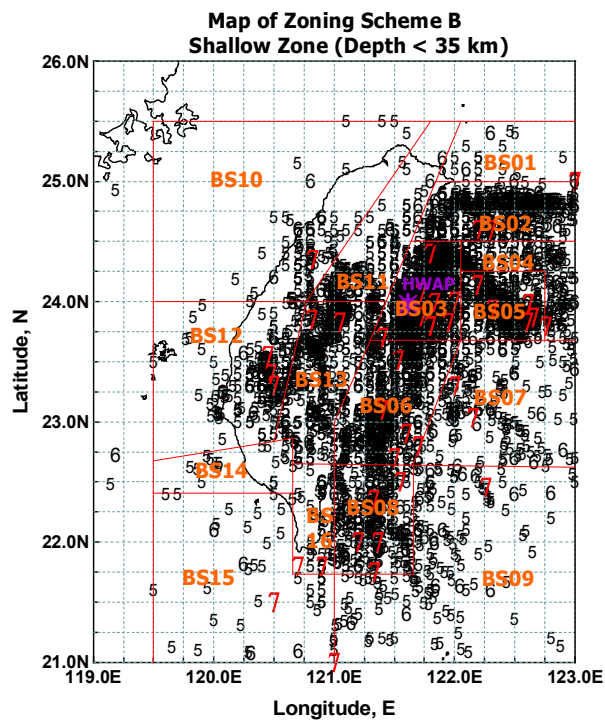


圖2.2.5 地震震源分區與及震央分布情形

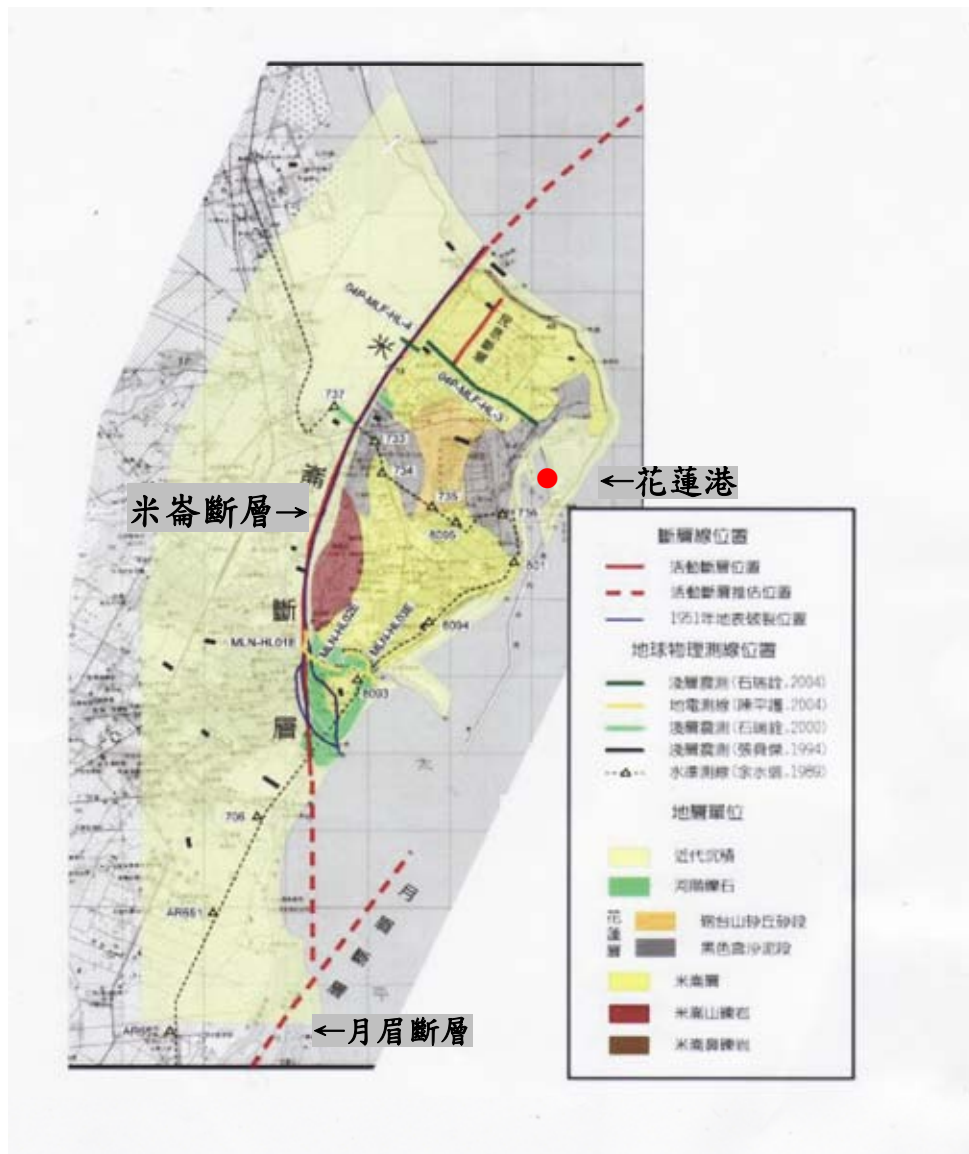


圖2.3.1 臺灣東部地區活動斷層分佈圖
(摘自：米崙活動斷層調查報告，鐘令和、石同生等，2004)

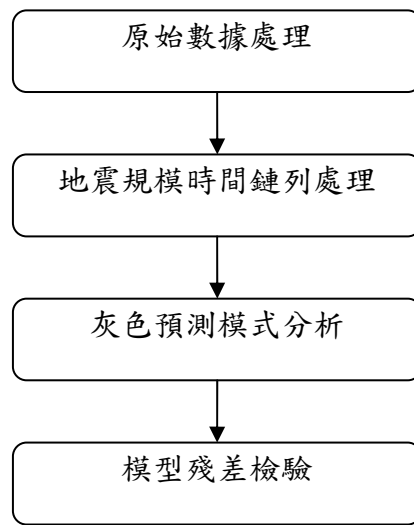


圖2.3.2 GM(1,1)灰預測流程圖

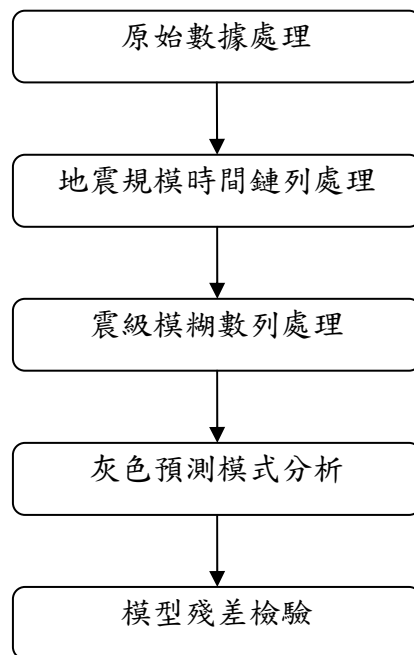


圖2.3.3 灰色模糊預測流程圖

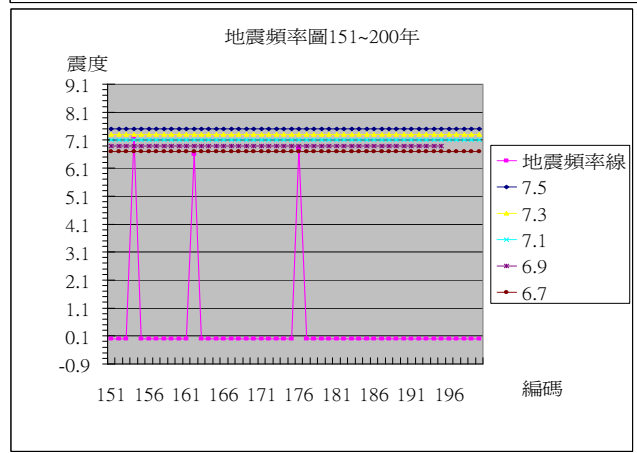
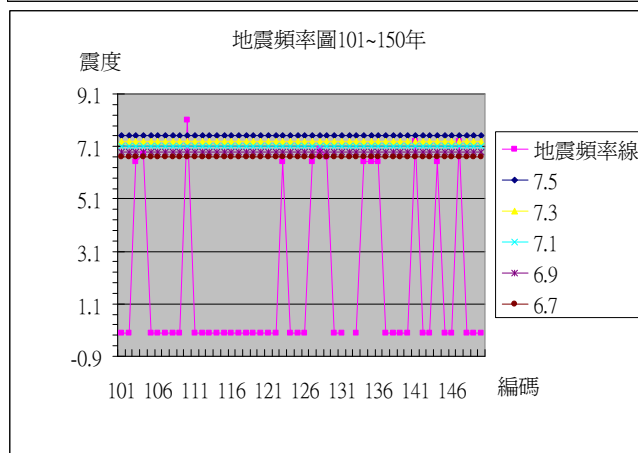
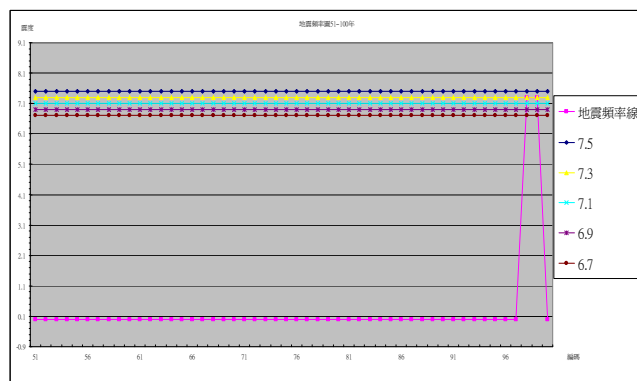
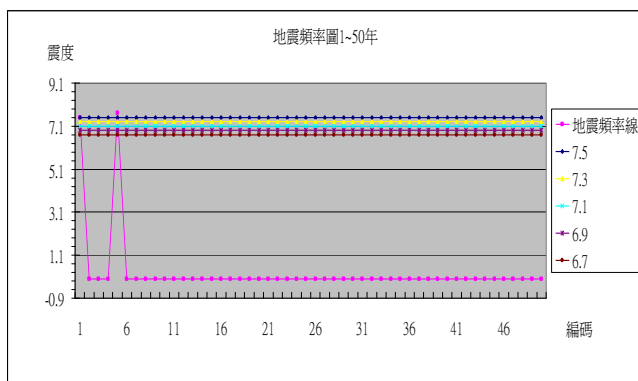


圖2.3.4 序號1 - 200地震頻率圖



圖2.4.1 VSE-15D速度型感應器



圖2.4.2 SPC-51集錄系統

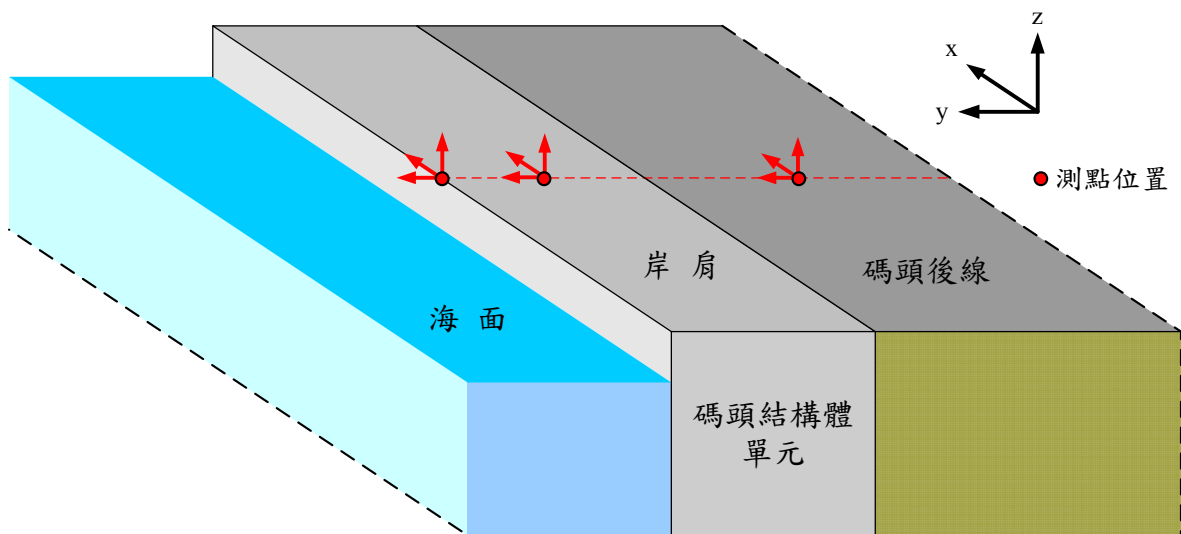


圖2.4.3 碼頭微振動量測配置

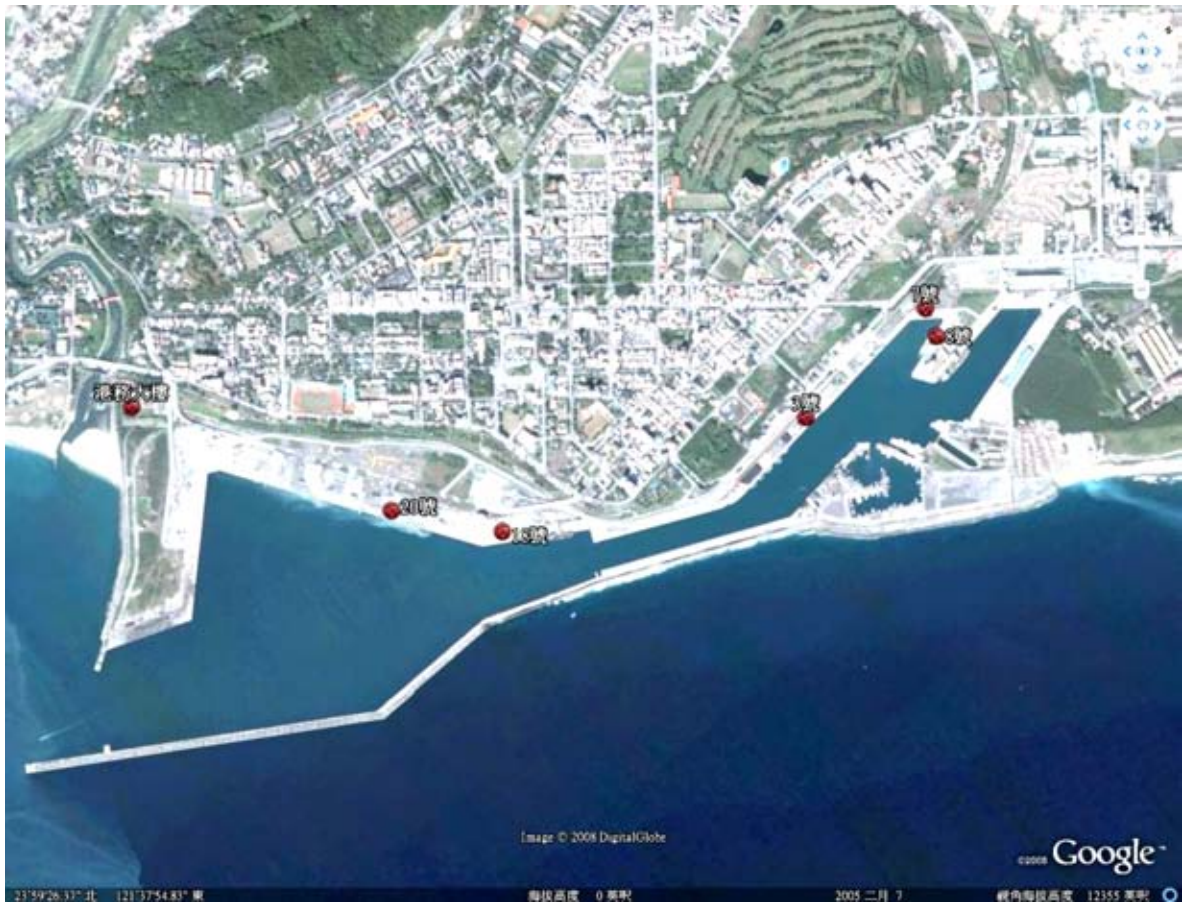
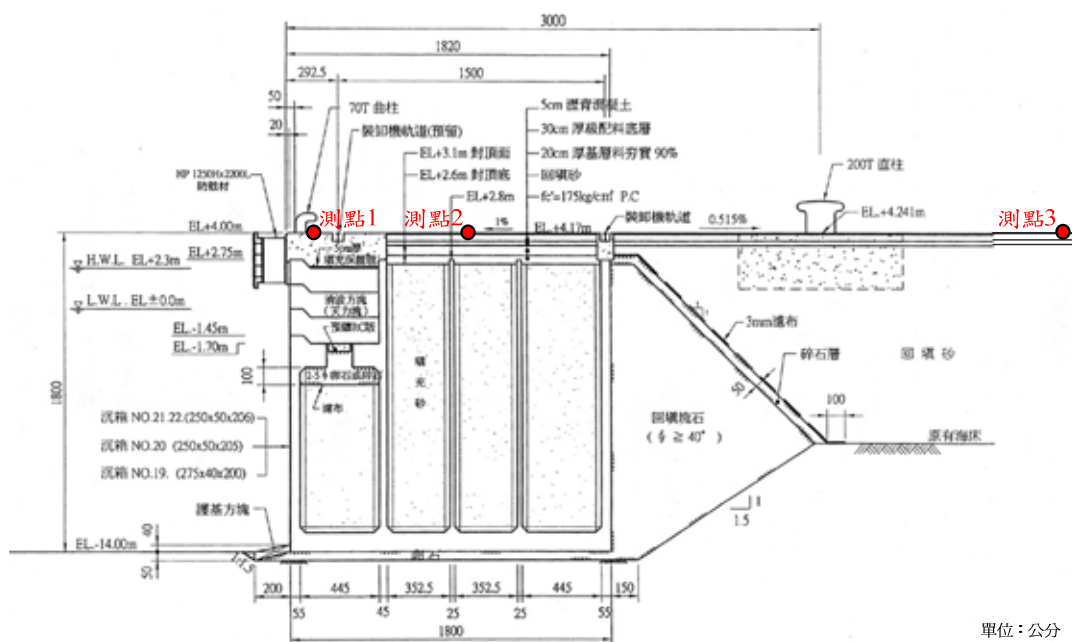


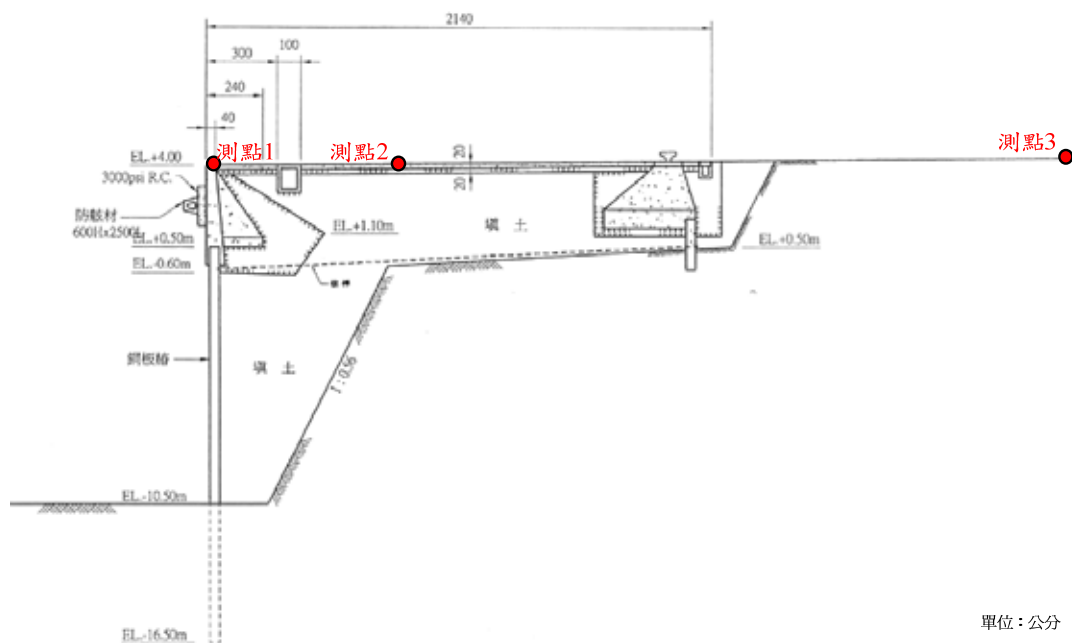
圖2.4.4a 花蓮港區微振動量測位置分佈(引自 Google Earth)



圖2.4.4b 現場量測情況



(a) 20號消波沉箱式碼頭



(b) 8號板樁式碼頭

圖2.4.5 花蓮港區進行微振動量測之碼頭標準斷面

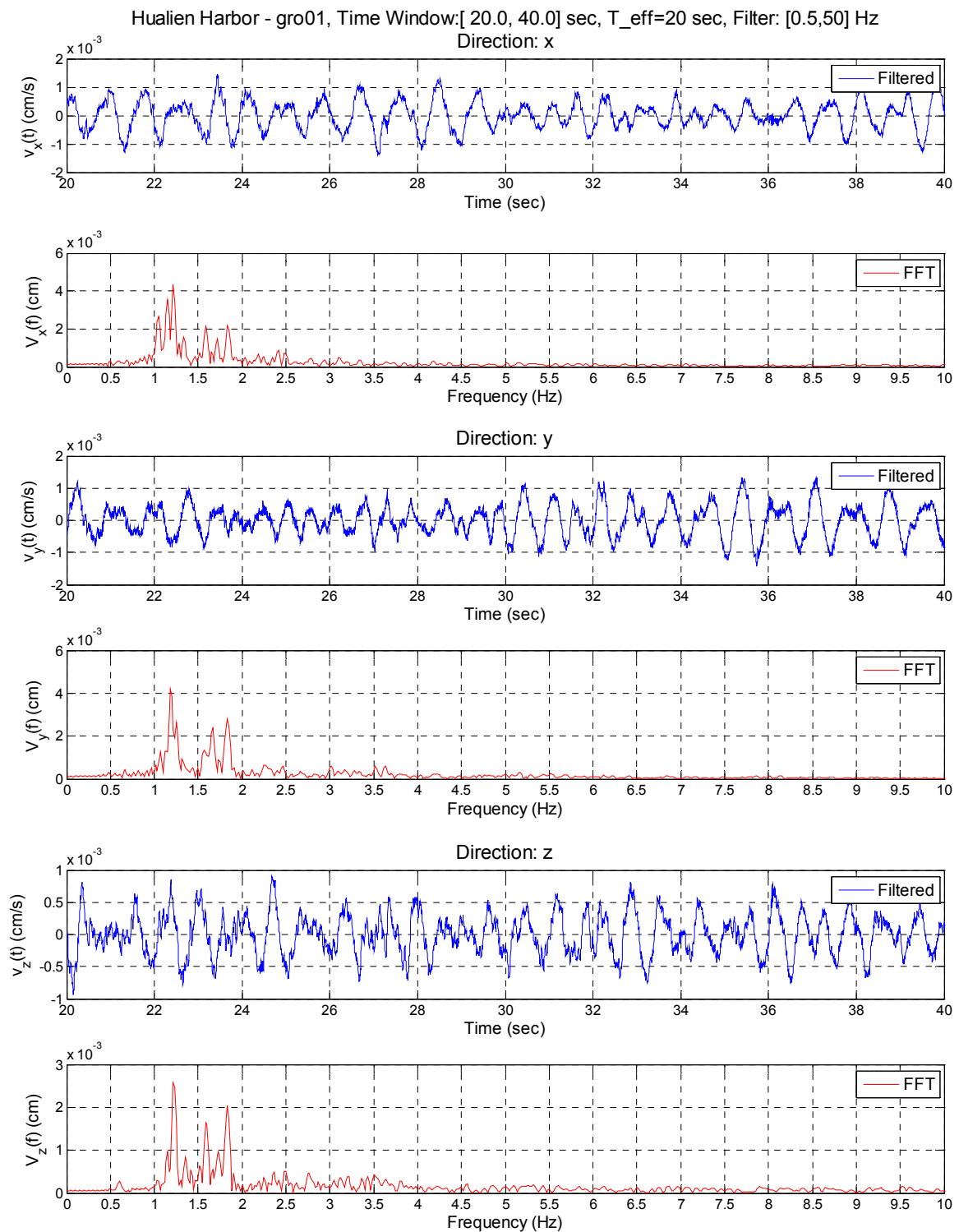


圖2.4.6 花蓮港區素地微振動量測結果

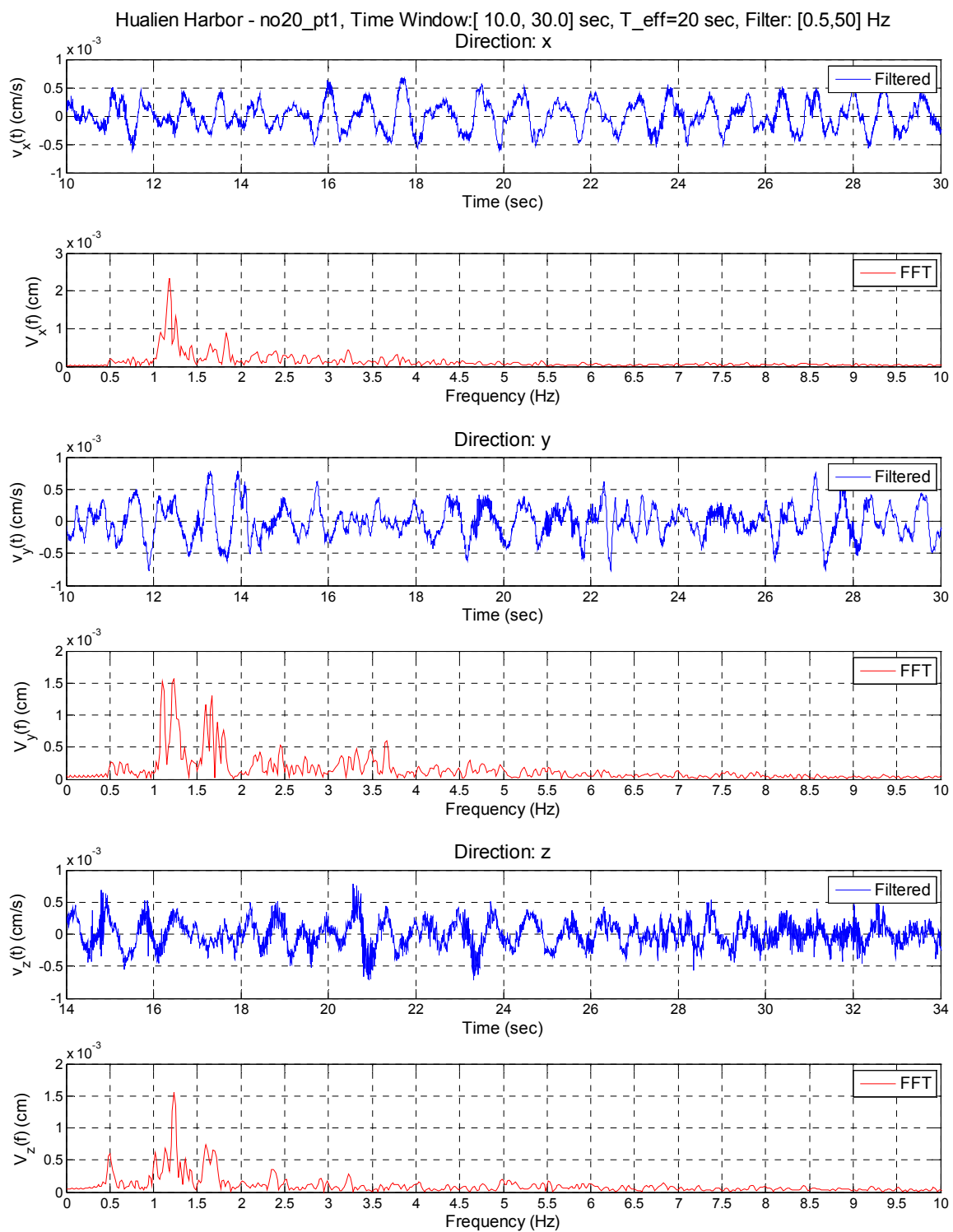


圖2.4.7 花蓮港20號消波沉箱式碼頭岸肩前緣微振動量測結果

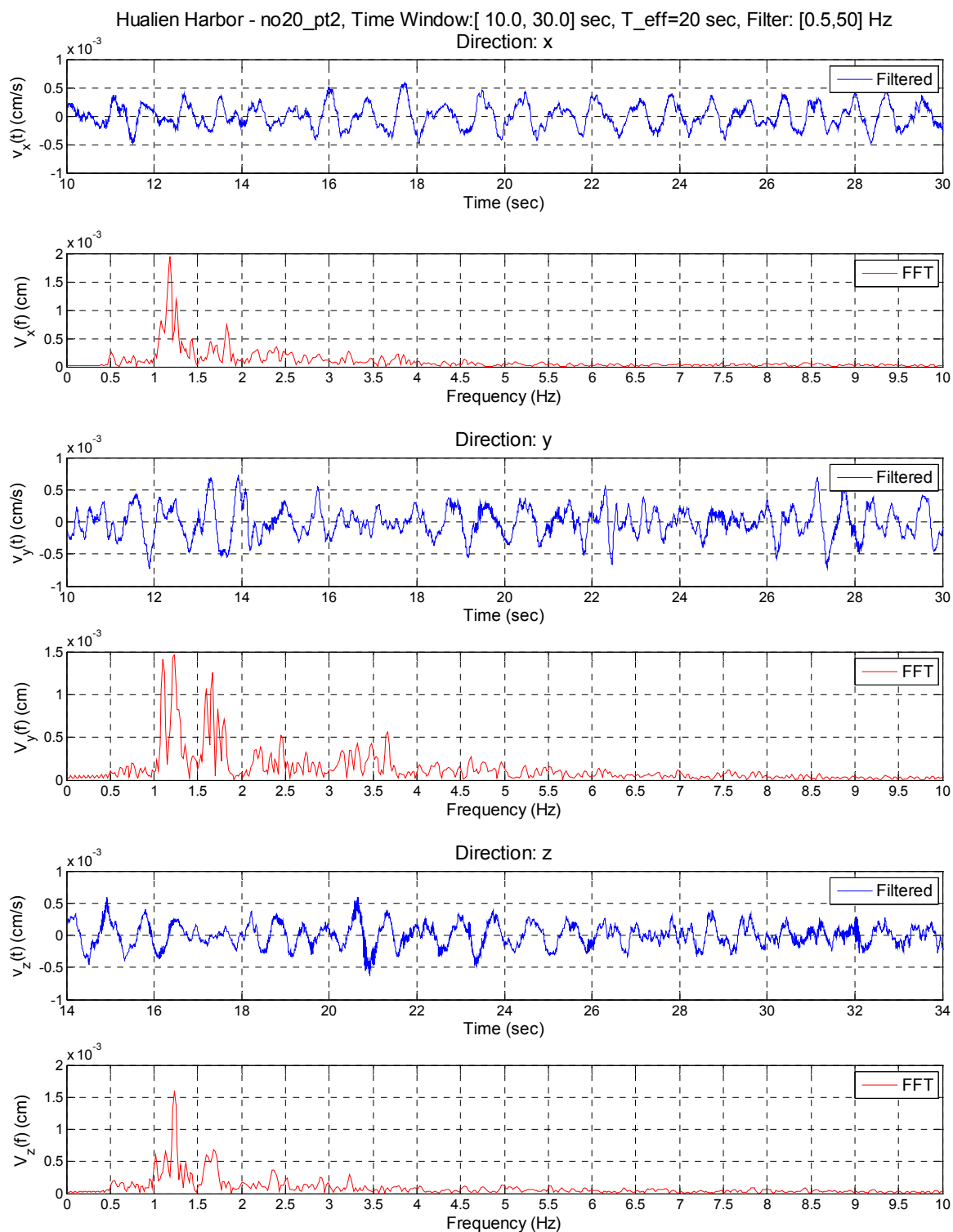


圖2.4.8 花蓮港20號消波沉箱式碼頭岸肩中點微振動量測結果

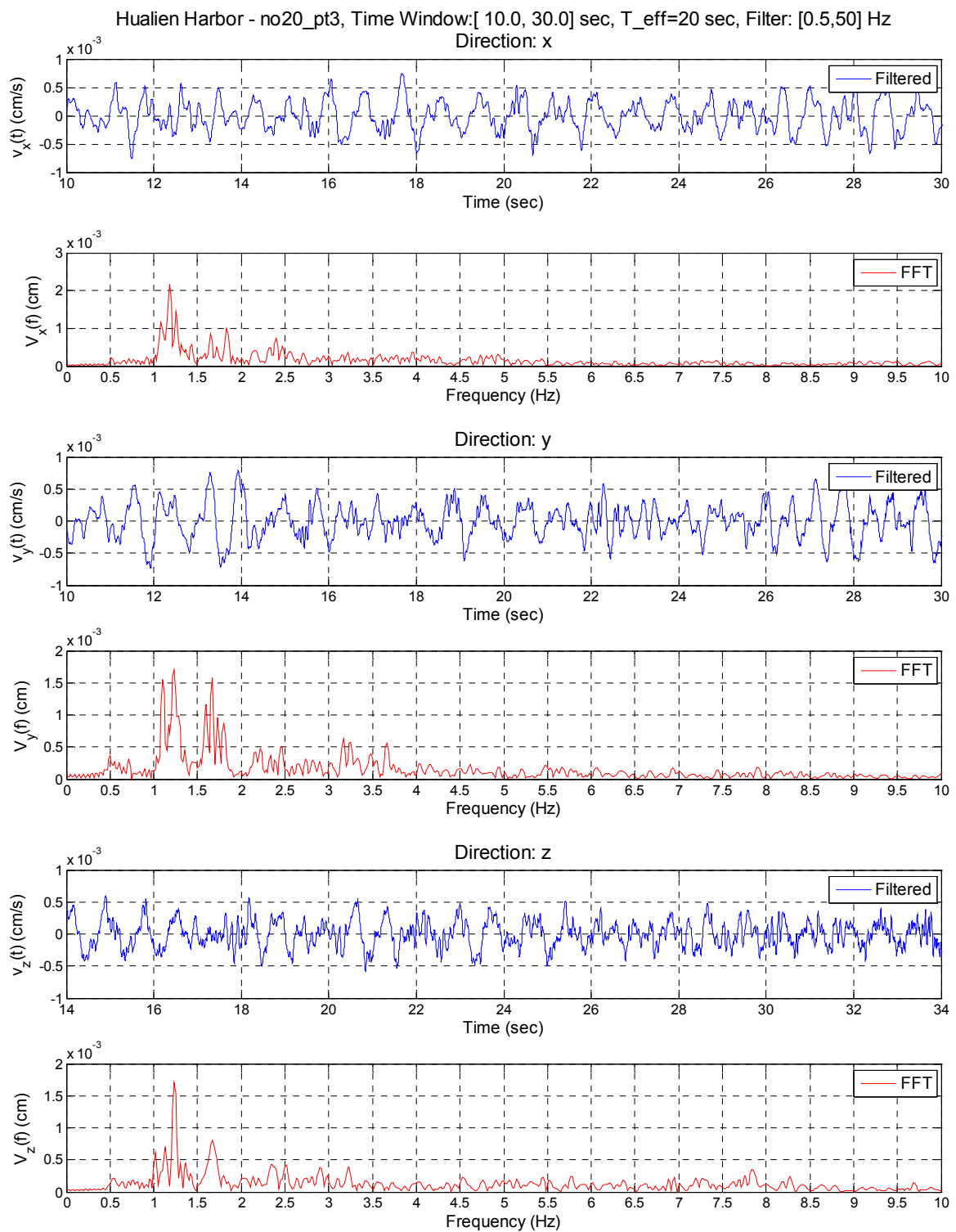


圖2.4.9 花蓮港20號消波沉箱式碼頭後線微振動量測結果

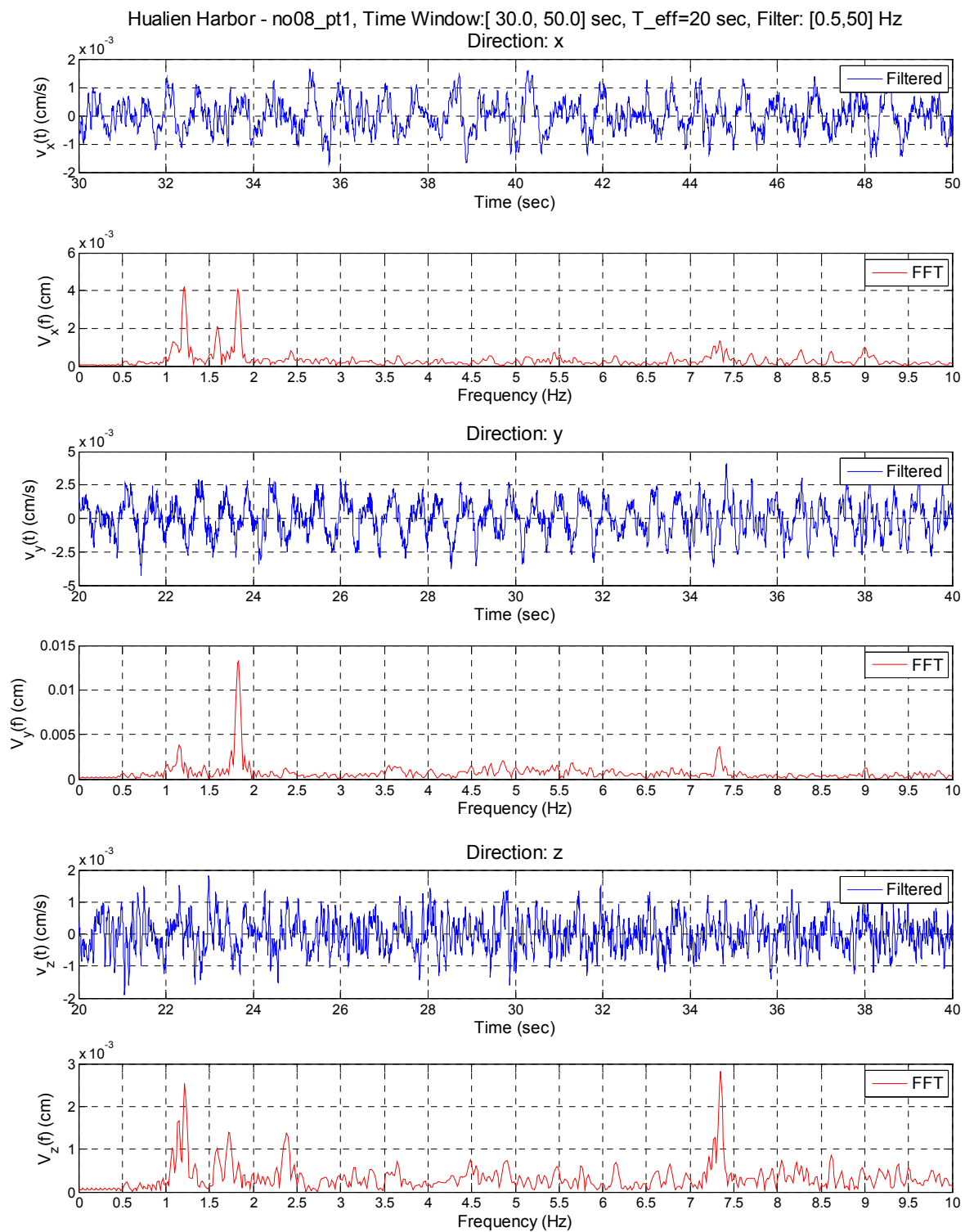


圖2.4.10 花蓮港8號板樁式碼頭岸肩前緣微振動量測結果

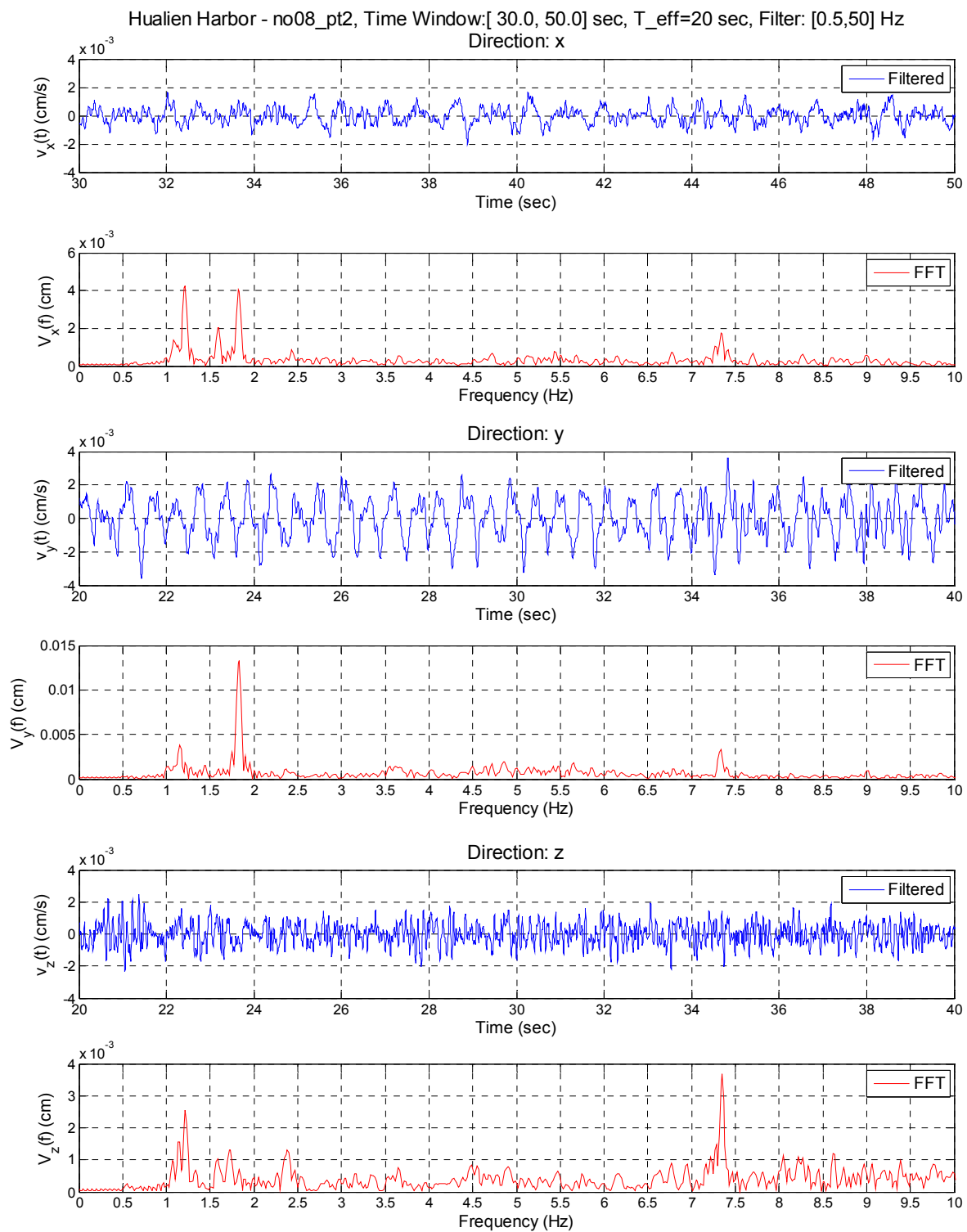


圖2.4.11 花蓮港8號板樁式碼頭岸肩中點微振動量測結果

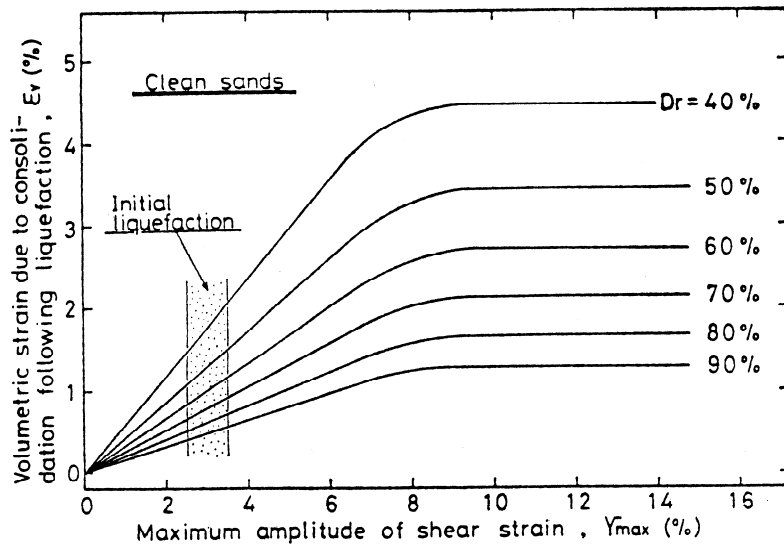


圖2.6.1 最大剪應變、體積應變及相對密度間之關係
(Ishihara & Yoshimi, 1992)

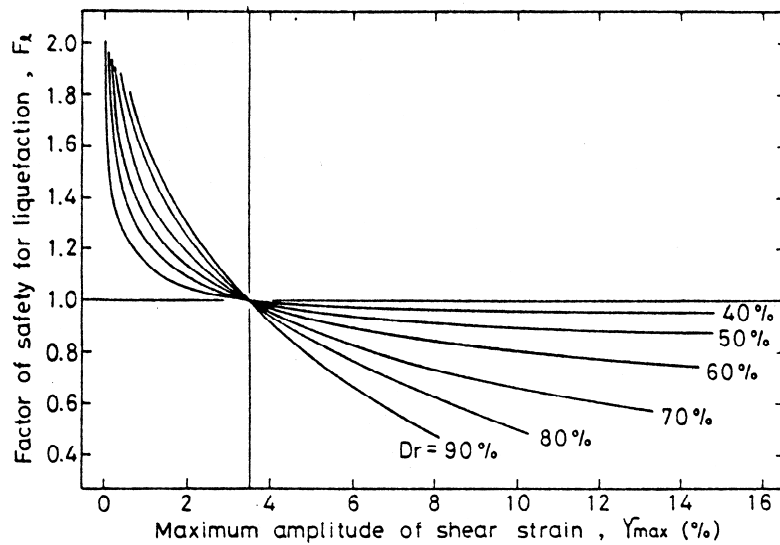


圖2.6.2 最大剪應變、安全係數及相對密度間之關係
(Ishihara & Yoshimi, 1992)

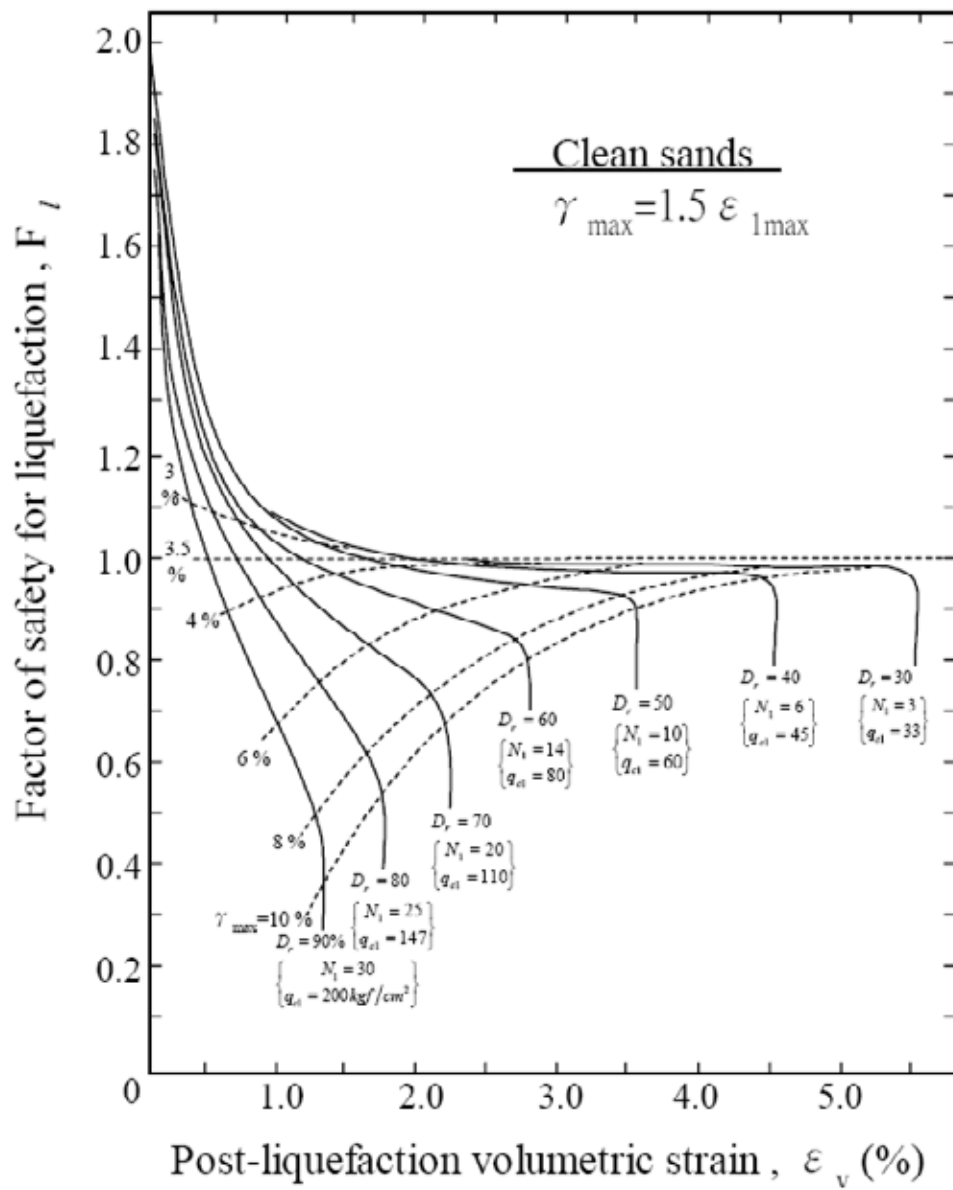


圖2.6.3 體積應變、安全係數及相對密度間之關係
(Ishihara & Yoshimi, 1992)

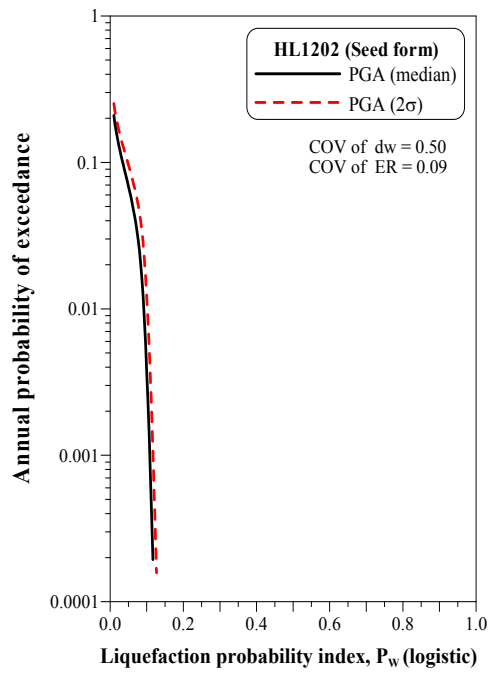


圖2.6.11 花蓮港HL1202場址液化機率指數 P_w (Seed形式) 之危害度

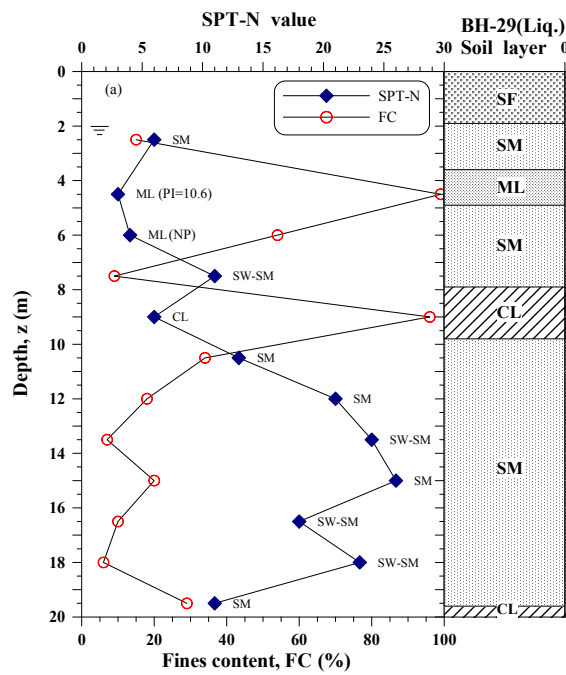
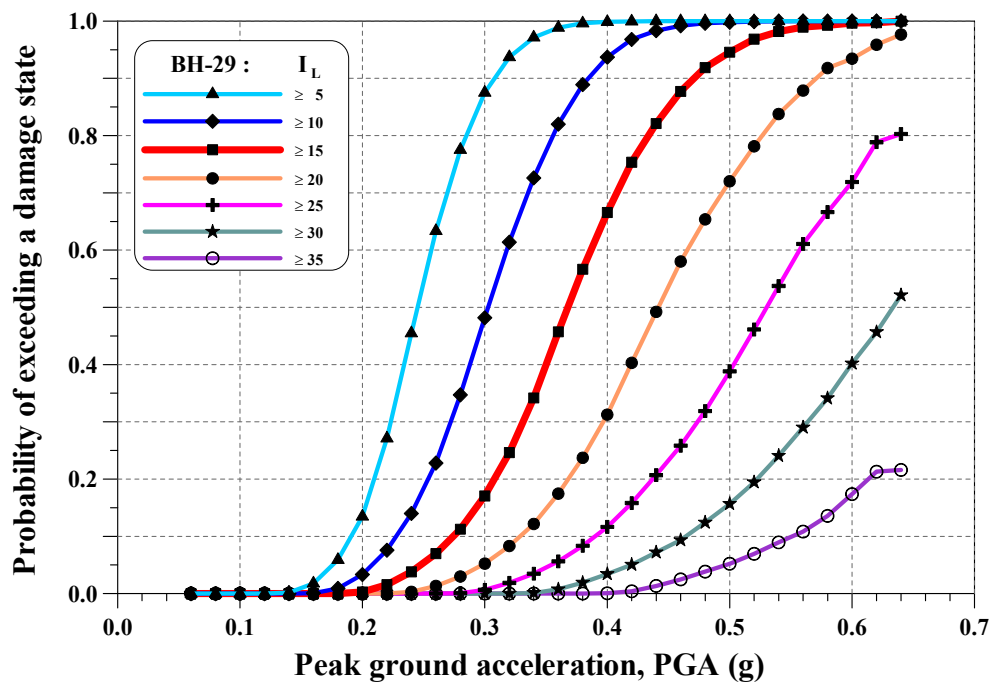
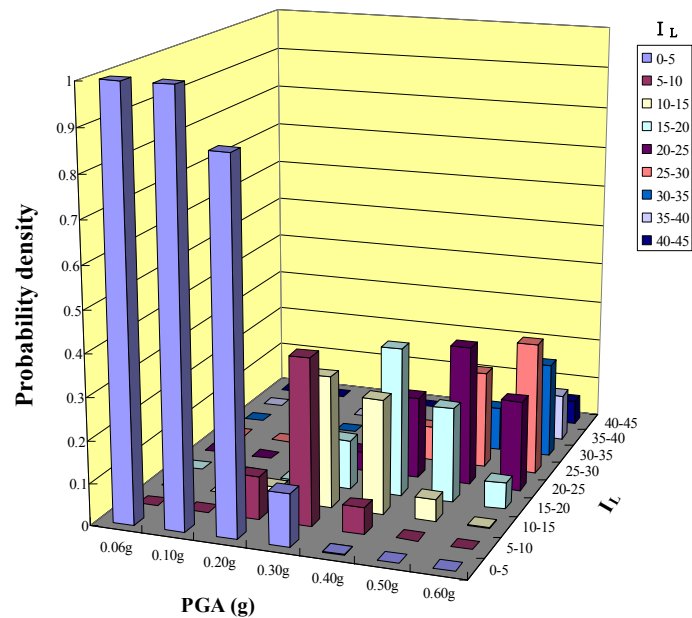


圖2.7.1 液化噴砂古井鑽孔(BH-29)場址之土層剖面

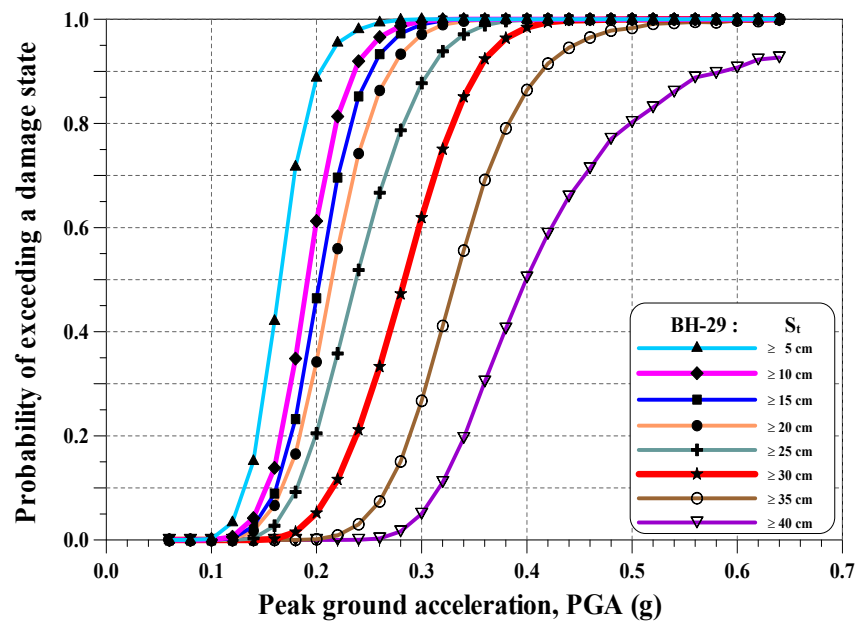


(a) 各不同液化潛能指數 I_L 之易損性

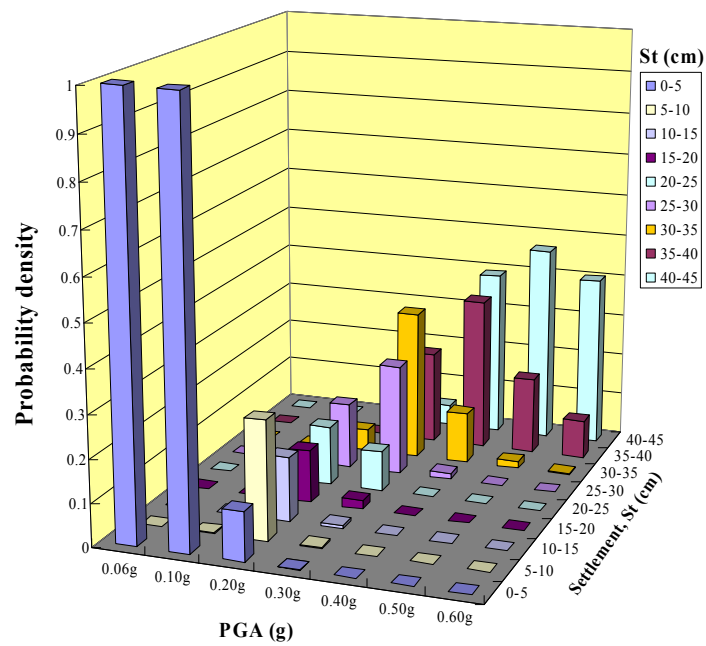


(b) 各不同液化潛能指數 I_L 易損性之機率密度

圖2.7.2 液化噴砂古井鑽孔(BH-29)場址之 I_L 易損性

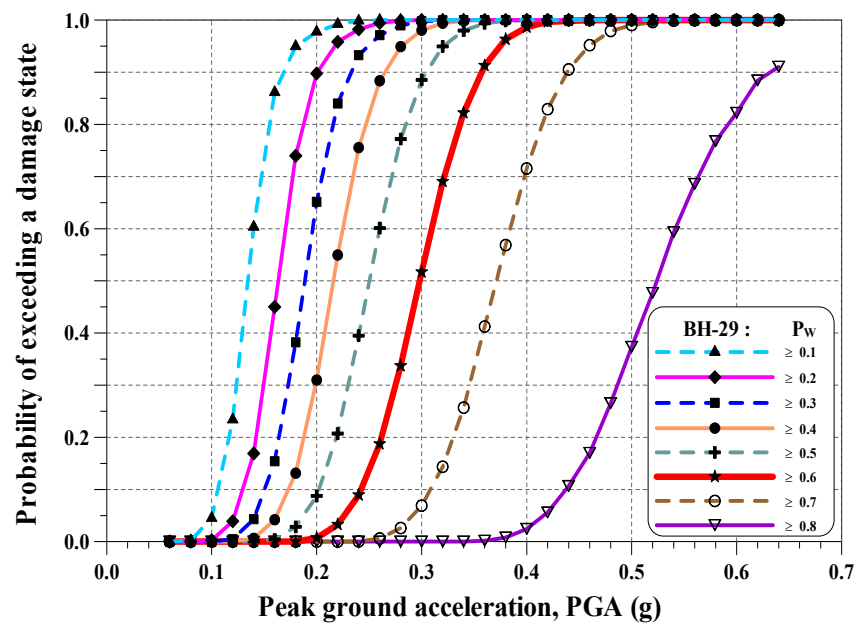


(a) 各不同液化後地盤沈陷量 S_t 之易損性

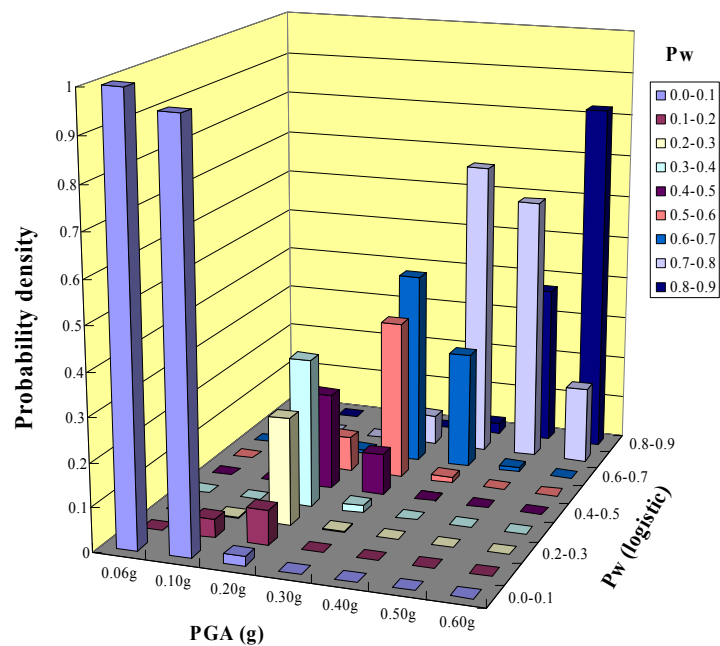


(b) 各不同液化後地盤沈陷量 S_t 易損性之機率密度

圖2.7.3 液化噴砂古井鑽孔(BH-29)場址 S_t 之易損性



(a) 各不同液化機率指數 P_w 之易損性



(b) 各不同液化機率指數 P_w 易損性之機率密度

圖2.7.4 液化噴砂古井鑽孔(BH-29)場址 P_w 之易損性

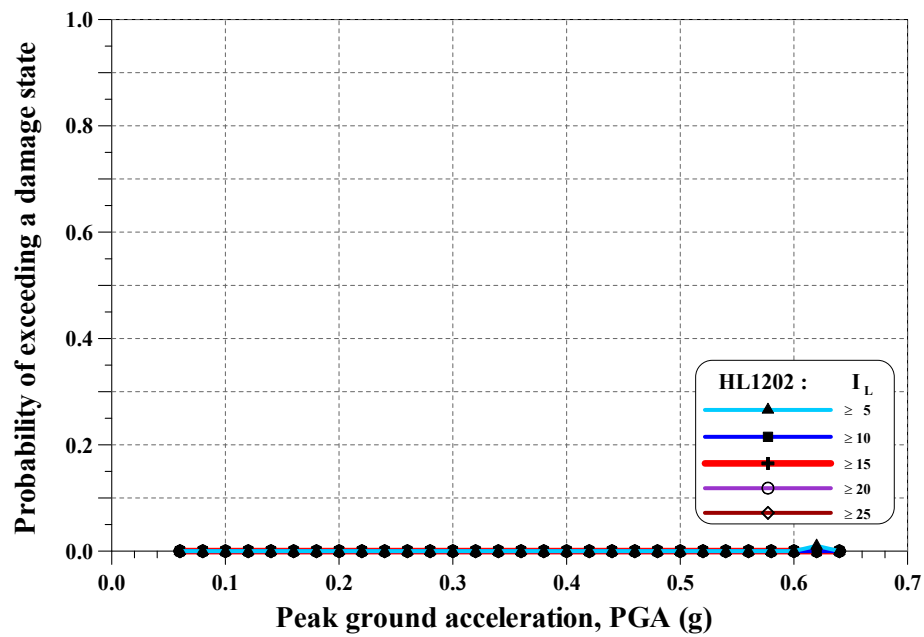


圖2.7.5 花蓮港HL1202鑽孔場址液化潛能指數 I_L 之易損性

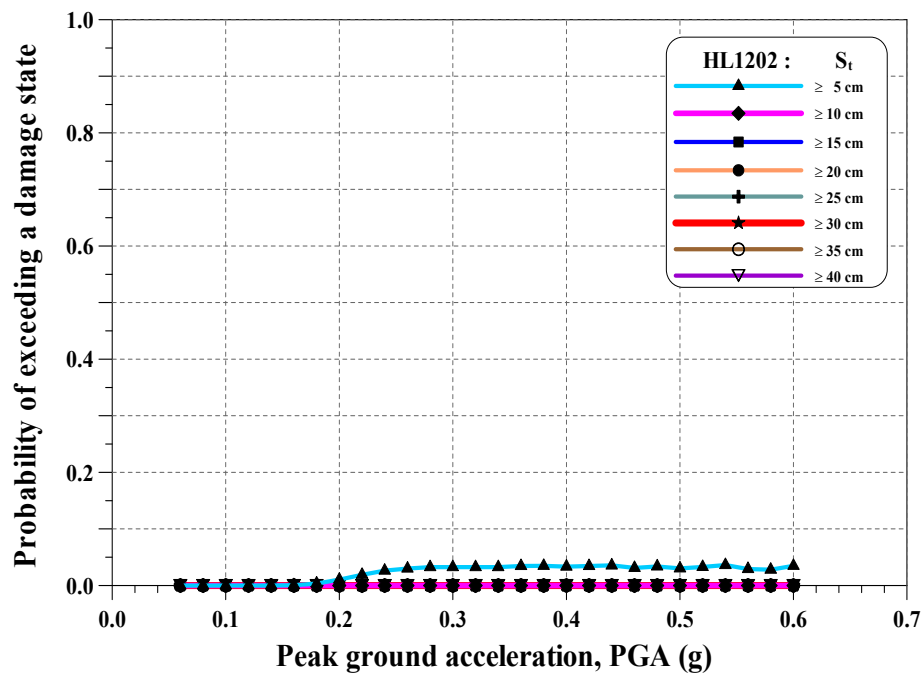


圖2.7.6 花蓮港HL1202鑽孔場址液化後地盤沈陷量 S_t 之易損性

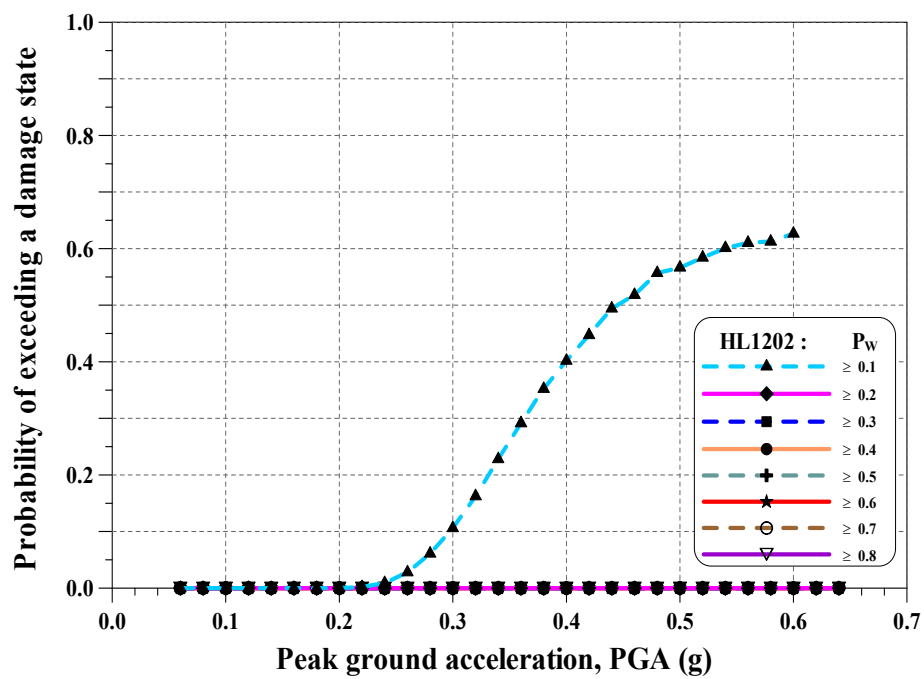


圖2.7.7 花蓮港HL1202鑽孔場址液化機率指數 P_w 之易損性

第三章 蘇澳港區地震潛勢之評估

本章主要以蘇澳港區為範圍，進行港灣地區地震潛勢之評估，分析此場址之場址特性及未來可能發生之地震特性與機率。主要評估方法與第二章花蓮港灣地區程序相同，目的皆希望港灣地區藉由地震潛勢的評估結果，使對於耐震設計中之地震參數擬定、地震震害分析及土壤液化評估等，獲得更具體可靠的結果。

3.1 港區區域地質及場址地層特性

蘇澳港位於臺灣東北部蘭陽平原最南端之蘇澳灣，東經 $121^{\circ}51'$ ，北緯 $24^{\circ}35'$ ，亦即宜蘭縣蘇澳鎮東南二公里許，係由北方澳、蘇澳、南方澳環繞而成。水路北距基隆港約50哩，南距花蓮港約40哩，北西南三面環山，東南灣口面對太平洋，灣內面積約400萬平方公尺，蘇澳溪由南蜿蜒北行至蘇澳市區折東注入蘇澳港。

在區域地質特性方面，宜蘭地區屬於地質史上第三系蘇澳統層，其岩層包括大南澳片岩、蘆山層口、現代沖積層，自南方澳起西北向延伸為南方澳斷層，附近一帶包括十三份山、蕃薯山等，屬蘇澳層係漸新世至始新世之粘板岩質頁岩，夾有一至二公尺之石英砂岩，蘇澳層之南方有東西走向之帶狀地區為壁哮層，自此以南則均屬於變質岩，在西帽山、猴椅山一帶為結晶石灰岩與東澳山之綠泥片岩鄰接，係由基性噴出岩與火山碎屑岩轉變而成。南方澳斷層以北之宜蘭平原係近代濁水溪諸河流之沖積扇，基層係屬漸新世至中新世之烏來統，平原與山脈相交之處即為蘇澳、南方澳，與北方澳。灣內地質在水深3公尺至10公尺之深度為砂層，海底上層除靠近蘇澳溪出口及南方澳防砂堤附近為較厚之河川輸砂沉積層外，其餘多係灰色岩層（李延恭等人，1994）。

在場址地層特性方面，蘇澳港係經粒料填築而成，在建港之第一、二期工程中，新生地填築部份分為兩種方式進行，以配合港內碼頭與護岸之興築。初期階段使用之方式為採運河川天然級配，填築地點為

南方澳小型商港堤防外，沿山邊灘地完成小面積之施工場地，和往#10、#11碼頭之施工便道。第二階段為大規模填土，取土場為位於港區新生地後（西）側，與港邊水平距離約僅200餘公尺之砲台山。砲台山地形陡峭，在地下30公尺以上為鬆軟易於採取之覆蓋層（由粘性土壤、砂及碎岩塊組成之表土）及風化頁岩（榮工處，1986）。為碼頭興建之需，中華顧問工程司曾於民國67年於港區場址進行大規模鑽探，各鑽孔資料如表3.1.1所示，孔位分布則如圖3.1.1所示。但其中只有第4號碼頭通棧基礎工程之16個孔位（B-1~ B-16）及10號碼頭之1個孔位（B-19）屬於陸上鑽探，其餘皆為海上鑽探。根據這17個陸上鑽探孔位之地質調查、試驗分析資料顯示，在近地表20m鑽探深度範圍內，地表下5~10m多為灰色粉土質細砂含貝殼、黃色風化碎岩含粉土質細砂，或灰色礫石含粉土質細砂等之回填土層；其下為原海底之土壤，以灰色砂質粉土、粉土質細砂，或粉土質細砂含礫石等為主。標準貫入試驗SPT-N值分布於6~71之間，細料含量FC分布於2~97之間，地下水位則介於0.35~1.40m之間。圖3.1.2、圖3.1.3及圖3.1.4分別為鑽探區對角線及中間區域三個鑽孔B-1、B-9及B-16之SPT-N值及FC值隨深度變化之情形，及地層分布。由圖中可知，蘇澳港區場址之土層性質變異性很大。

另外，本研究將進行場址之地盤反應分析，場址之剪力波速 V_s 是分析時所需之基本資料。交通部運研所為了解地震對港灣設施之影響，在全省各重要港區設置了地震及土壤液化監測站（賴聖耀等人，2007），圖3.1.5 為蘇澳港區監測站場址之鑽孔的SPT-N值及FC值隨深度變化之情形與地層分布；而圖3.1.6為此場址之剪力波速 V_s 及壓力波速 V_p 隨深度變化圖。這些資料正可提供本場址地盤反應分析之需。由圖3.1.5可知，本場址在近地表30m深度範圍內，主要仍以粉質砂土層為主，SPT-N值隨深度之變化仍大。在剪力波速 V_s 方面，從地表至31m深度， V_s 介於194~351m/s之間。但在地表下31m深度處， V_s 只有250m/s，並未達堅實之地盤。根據現行建築物耐震設計規範（內政部，2004）對於地盤分類（表2.1.2）之定義方式（內政部，2004），圖3.1.6震測

剖面之近地表30m土層平均剪力波速 $\overline{V_s}$ 為258.1m/s，介於180m/s ~ 360m/s之間，所以本場址乃屬於規範所定義之「第二類地盤」，亦即，本場址為普通地盤。

3.2 港區地震危害度分析

本節針對位於臺灣東北部地區之蘇澳港灣進行地震危害度分析，藉由參數拆解方法，識別對蘇澳港灣最具潛在影響能力之地震規模。地震危害度分析時，除針對港灣鄰近之區域震源外，亦考量臺灣地區第一類活動斷層之地震活動機率，引入地震危害度分析步驟中，以瞭解港灣最具潛勢之地震來源。

3.2.1 港灣附近地質、斷層與地震活動

蘇澳港位於臺灣東北部宜蘭縣，其位置及環境概況如圖3.2.1所示，宜蘭縣為一沖積平原，地表下主要為現代沖積層所組成，屬於較軟弱之地質特性。圖中顯示臺灣東北部地區，因屬於板塊交界之隱沒帶影響，附近經常發生地震，過去在1922年曾經發生規模大於7.6的淺層地震。而由圖2.2.3(b)中所標示的災害地震震央位置，及過去震害資料顯示，1986年 M_L 6.8的花蓮地震造成的蘇澳港灣地區中4、5號碼頭發生長達500公尺的地裂與地陷，在碼頭倉庫附近有地層下陷的現象，皆因長週期強地動的放大效應所致。

蘇澳港灣地區距離最近的活動斷層，為南方的花東縱谷系列斷層北段之米崙斷層，約66.74公里，屬於遠域地震來源，由花蓮港灣的分析結果可知道，其對於蘇澳港灣地區之地震威脅相對較小。故針對蘇澳港地區而言，並無屬於特定震源之活動斷層，且定值法主要針對工址特定震源進行肯定分析，以瞭解特定震源對工址之地震威脅。因此，在地震危害度分析中，本節中針對蘇澳港灣地區主要進行機率法之地震危害度分析，探討蘇澳港地區之地震貢獻來源。在歷史地震中的規模大小對於地震危害度分析之影響甚劇，此些災害性地震皆考慮至地震危害度分析資料庫中。

3.2.2 地震危害度分析

蘇澳港灣地區之地震危害度分析分析步驟及參數，主要依據報告第二章針對花蓮港灣地區，進行地震危害度分析中所詳述之方法及各項重要影響參數，如地震目錄、地震分區、堅實地盤衰減律及活動斷層參數等。本章節依據該些參數及設定進行蘇澳港灣地區之地震危害度分析。

另外，本節進行地震危害度分析時，乃採用堅實地盤衰減律，故所得到之地震危害度曲線為堅實地盤所適用，若蘇澳港灣地區欲進行後續各項分析時，對應於地震危害度曲線之地震動值，需考慮場址放大係數。

3.2.2.1 地震危害度曲線

蘇澳港灣地區進行地震危害度分析時，所考量之參數包含兩個震源分區(ZB、ZC)及兩組地震目錄(EQMS及EQUW)，共產生四條地震危害度曲線，結果如圖3.2.2所示。地震危害度分析的精神而言，這兩種震源分區的分析結果可以呈現地震危害度的不確定性。另外，本報告之地震危害分析以一般性區域震源及特徵地震模式考慮各鄰近斷層之危害度疊加建立地震危害度曲線。最終之危害度曲線為四條危害度曲線之平均結果。

蘇澳港區之地震危害度曲線在考量二個地震目錄與二個震源分區後，所得到之四條地震危害度曲線的平均結果如圖3.2.3所示，圖中同時繪出UNC(未考慮衰減律不確定性修正)、考量衰減律不確定性一個標準偏差及二個標準偏差修正後之危害度曲線(期望值expect curve)。本報告配合圖3.2.3中蘇澳港灣地區適用之地震危害度曲線(UNC，未考慮衰減律不確定性修正)，將回歸期分別為75年、475年及2500年之PGA地震動值，列於表3.2.1中，提供既有港灣設施之耐震檢討參考依據。

3.2.2.2 地震危害度參數拆解分析

參考USNRC/RG1.165決定最具威脅潛勢的模擬地震的程序，由圖

3.2.3所建立的危害度曲線，進行參數拆解分析以獲得關鍵性震源。以地震目錄EQMS及震源分區ZB為參考，在475年及2500年回歸期中，蘇澳港區主要地震危害來源屬於區域震源，所得之控制地震規模 M_c 為 $M_L6.9$ 及 $M_L7.1$ 。

3.2.3 小結

本研究詳細分析蘇澳港區附近之地震與斷層資料並進行地震危害度分析，可獲致以下結論。

- 1.進行地震危害度分析時為考量地震時空之不均勻性，本研究以兩組地震目錄（EQMS 及 EQUW），及兩個地震震源分區（B、C），產生四條地震危害度曲線，最終之地震危害度曲線為四條之平均值。在分析時針對特徵地震之發生率乃考慮未來 50 年之發生機率，故最終之曲線適用於 2008-2058 年之設計用。
- 2.經由參數拆解所得 75 年、475 年及 2500 年回歸期之控制地震規模分別為 $M_L6.6$ 、 $M_L6.9$ 及 $M_L7.1$ 。
- 3.蘇澳港灣地區位於宜蘭平原上，屬於較為軟弱土層，本分析主要依據堅實地盤地震動衰減律進行分析，所得之結果為堅實地盤所適用，如未來欲進行耐震設計或其他後續分析，則本分析之地震危害度曲線對應之地震動值，需再考慮場址之地盤放大係數。

3.3 港區地震可能發生時間序列或地域分析

本節主要針對蘇澳港地區(蘇澳港半徑50km的範圍，其經緯度為N24.1~25.1，E121.36~122.36)，利用灰色系統理論與模糊數學進行分析，以臺灣東部地區四百年地震規模 ≥ 6.5 的地震目錄(1604年~2007年)為基礎，進行時間與規模的預測分析。

3.3.1 歷史地震目錄及強震週期初步分析

根據以中研院地球所所整理的歷史地震目錄為主的所有歷史地震目錄的資料，本團隊整理出提供後續分析利用的歷史地震目錄如表3.3.1所示。臺灣東部地區的歷史地震目錄雖然可以上溯至1600年左右，但若縮小範圍到蘇澳港地區而言，地震紀錄年限最早的是1694年的M7.0。因此，實際分析的歷史地震目錄是由1694年至2007年，314年計23筆 $M \geq 6.5$ 的強震目錄。

由地形和地震地質來看，蘇澳港東側即為琉球島弧與琉球海溝(琉球弧溝系統)間的一系列弧前盆地系統，特別是和平海盆，而北邊即為沖繩海槽。受到板塊隱沒的影響。弧前盆地(距南側琉球海溝約100km遠)震源深度在60~70km左右的淺源地震，都是屬於Benioff Zone的震源帶，這是海域的情形。

若由陸域來看，蘇澳港位在蘭陽平原的南端，屬於構造地質上弧陸崩毀、沖繩海槽張裂對陸地影響的邊緣。與海域相較，不僅地震規模較小，而且地震次數僅為海域的1/4~1/5左右。

本研究將蘇澳港區之歷史地震目錄，分成兩種情形來分析。

1.以蘇澳港 $\pm 20\text{km}$ 為範圍， $M \geq 6.5$

(1)大約每30年即會發生一次 $M \geq 6.5$ 的強震，其規模是以七級 $\rightarrow$ 六級 $\rightarrow$ 七級 $\rightarrow$ 六級的方式進行。

(2)如果以此週期來看，2020 ± 10 年左右會發生一次規模 ≥ 7.3 的烈震於海域中。

2.以蘇澳港±50km 為範圍， $M \geq 7.0$

(1)大約每 55 年左右即會發生一次 $M \geq 7.0$ 的強震，大部份均發生在海域。

(2)如果以此週期來看，2016 年±30 年左右會發生一次規模 7.3 左右的大地震，且以海域的可能性最高。

由上述分析來看，蘇澳港在未來八至十二年間(2016~2020年)，可能會發生一次規模 ≥ 7.3 的強震於海域中。

3.3.2 時間序列可能地震分析

本節主要採用的是GM(1,1)灰預測模式和灰色模糊預測模型，其基本原理說明如第二章2.3.2節所述。有關地震可能發生時間序列分析，本研究主要的分析方法有五：

1.時間鏈數列預測模式

(1)將 1800~2007 年的地震目錄依 5 年為一個時間間隔，取最大規模地震即可得如表 3.3.2 的地震統計表。

(2)由時間序中取 $6.5 \leq M < 6.7$ 、 $6.8 \leq M < 7.0$ 、 $M \geq 7.0$ 區分的時間數列（連續的時間鏈取最後一個時間序），帶入 GM（1，1）模組進行運算（通常以零時間序列進行數列預測分析）可得表 3.3.3 至表 3.3.5 的預測分析結果。

2.災變預測模式

(1)將 1800~2007 年的地震目錄以一年為單位作時間間隔，選出 $M \geq 6.5$ 地震進行序號編排，即可得如表 3.3.6 所示的地震統計表。

(2)以 $M \geq 6.5$ 、 $M \geq 6.8$ 、 $M \geq 7.2$ 為閥值，把序號代入 GM（1，1）模組進行運算可得表 3.3.7 至表 3.3.9 的結果。

3.拓樸預測模式

(1)將 1810~2009 年以年為單位編成序號 1-200，統計每年所發生的最大地震，並畫成頻率圖(詳如圖 3.3.1)。

(2)以 $M=7.3$ 、 7.1 、 6.9 、 6.7 、 6.5 為截線，求出與頻率圖相交的截點座標。

(a) $\langle M7.3 \rangle = [6, 112, 153]$ 。

(b) $\langle M7.1 \rangle = [5.7, 6, 33, 112, 153]$ 。

(c) $\langle M6.9 \rangle = [5.5, 6, 33, 112, 153]$ 。

(d) $\langle M6.7 \rangle = [5.2, 6, 33, 111.9, 112.1, 129, 153, 191]$ 。

(e) $\langle M6.5 \rangle = [5, 6, 33, 110, 111.9, 112.1, 129, 130, 132, 133, 134, 135, 153, 161, 185, 191, 196]$ 。

(3)將各截點座標值帶入 GM (1,1) 模組進行運算，即可得表 3.3.10 至表 3.3.14。

4.次數時間數列預測模式

(1)將 1811~2010 年的地震目錄以 20 年為單位作時間間隔，計算出單位時間間隔內 $M \geq 6.5$ 、 $M \geq 6.8$ 、 $M \geq 7.1$ 所發生的地震次數，即可得下表 3.3.15 至表 3.3.17。

(2)將統計出來的次數值帶入 GM(1,1)模組進行運算，即可得表 3.3.18 至表 3.3.20。

5.灰色模糊預測模式

如果取震級均方差 $\sigma = 0.3$ ，下限震級 $M_\lambda = 7$ ，模糊數：

$\mu = \exp[-(\frac{M - M_\lambda}{\sigma})^2]$ ，進行模糊灰色預測，則可得到表 3.3.21 的結果。

3.3.3 分析結果統計

依上述五種預測模式計算，可統計出如下的分析結果：

預測 時段	預測結果
2008 ~ 2057 (50 年)	1. 2011~2030 年會有 3 次 $M \geq 6.5$ 地震發生 2. 2011~2030 年會有 1 次 $M \geq 6.8$ 地震發生 3. 2011~2030 年會有 1 次 $M \geq 7.1$ 地震發生 4. 2016 年±30 年會有 1 次 $M \geq 7.3$ 地震發生 5. 2020 年±10 年會有 1 次 $M \geq 7.3$ 地震發生 6. 2027 年±25 年會有 1 次 $M \geq 6.5$ 地震發生 7. 2028 年±21 年會有 1 次 $M \geq 7.2$ 地震發生 8. 2031~2060 年會有 3 次 $M \geq 6.5$ 地震發生 9. 2031~2060 年會有 1 次 $M \geq 6.8$ 地震發生 10. 2031~2060 年會有 1 次 $M \geq 7.1$ 地震發生 11. 2033 年±30 年會有 1 次 $M \geq 6.5$ 地震發生
2058 ~ 2107 (100 年)	1. 2084 年±34 年會有 1 次 $M \geq 6.7$ 地震發生 2. 2085 年±21 年會有 1 次 $M \geq 6.8$ 地震發生 3. 2096~2100 年會有 1 次 $6.5 \leq M \leq 6.7$ 地震發生

3.3.4 時間序列預測結果說明與設計地震

1.時間序列預測綜合說明

綜合上述的分析結果，蘇澳港未來 50 年、100 年的地震潛勢說明如下：

(1)蘇澳港地區未來 50 年內（2008~2057 年）的地震潛勢

(a)2016~2020±20 年至少一次 $M \geq 7.1$ 的地震或 $M \geq 7.3$ 的地震。

(b)2027~2028±23 年至少一次 $6.5 \leq M \leq 7.2$ 的地震。

(c)2033±30 年至少一次 $M \leq 6.5$ 的地震。

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

(a)2084~2085±25 年至少一次 $M6.7 \sim M6.8$ 的地震。

(b)2096~2100 年會有一次 $6.5 \leq M \leq 6.7$ 的地震。

(3)以未來 100 年來看，蘇澳港地區在 2016~2033 年間是未來百年期間地震的高峰期(以 2016~2020 年最須注意)。18 年間會發生一次 $M \geq 6.5$ 的地震，一次 $6.5 \leq M \leq 7.2$ 地震和一次 $M \geq 7.1$ 或 $M \geq 7.3$ 的強震。上述地震均為發生在海域和平海盆的海底地震，均會對蘇澳港產生某種程度的損壞。若地震規模大到 7 或超過 7.3，則將可能對蘇澳港產生嚴重的影響。

2.蘇澳港地區設計地震結論

以未來 100 年而言，蘇澳港地區地震災害模擬的設計地震為規模 6.5 至 7.2(7.0 為佳)。可能震央位置為蘇澳港外海 20km 至 40km 左右的和平海盆，震央距離為 20~40km。

3.4 港區之微振動量測與分析

本研究針對蘇澳港區，進行場址地盤與碼頭構造物之微振動量測試，量測現址在週遭環境微振源作用下，地盤與碼頭結構~土壤互制系統的振動歷時反應訊號資料，並對所量得的歷時記錄進行頻譜分析，藉以探討蘇澳港區之地盤振動特性是否符合3.1節中所述之場址地層特性，並由碼頭構造物之振動反應判斷其是否有結構異常情況。

3.4.1 微振動量測試配置

1. 量測設備

與前章所述之花蓮港區微振動量測試使用相同的儀器設備，量測振動所使用之感應器，為日本東京測振所生產之 VSE-15D 速度型感應器，如圖 2.4.1 所示，操作頻率為 0.2~70Hz，最大容許振動量為 10cm/s。試驗中所採用之集錄系統，為日本東京測振所生產之 SPC-51 集錄系統，如圖 2.4.2 所示。量測之相關設定為：每筆記錄歷時 1 分鐘，取樣率 200Hz，取樣點數共計 12,000 點，各測點至少記錄兩筆微振動歷時，以確保資料之可靠性。

2. 量測位置

為了能確實掌握碼頭構造物之振動特性，如顯著頻率與振動模態等，於微振量測試中，各碼頭量測點為岸肩前緣、岸肩中點附近、及後緣共三處，測線通過碼頭單元之中央，如圖 2.4.3 所示；每一測點均佈設三個感應器，量測方向為 x 向（平行碼頭面線）、y 向（垂直碼頭面線）及 z 向（鉛垂向），如圖 2.4.1 與圖 2.4.3 所示。蘇澳港區之碼頭型式概可分為沉箱式碼頭、棧橋式碼頭、方塊式碼頭，且各類型碼頭斷面配置與尺寸大致相近，為能涵蓋蘇澳港區之地盤與各類型碼頭，擇取下列代表性位置進行微振量測：

- (1) 基盤露頭：中央礁石（x 向為東西向，y 向為南北向）
- (2) 素地：港研中心液化監測站鄰近空地（x 向為東西向，y 向為南北向）

(3)沉箱式碼頭：4 號（包含因民國 75 年 11 月 15 日花蓮地震而產生外傾之單元，以及未發生明顯外傾之另一單元）

(4)棧橋式碼頭：6 號

(5)方塊式碼頭：8 號

各量測位置之分佈，如圖3.4.1所示。

3.4.2 微振動量測紀錄分析與探討

在此將討論蘇澳港區之基盤露頭、地盤、沉箱式碼頭、棧橋式碼頭與方塊式碼頭之振動特性，分別以港區內之中央礁石、港研中心液化監測站鄰近空地、4號沉箱式碼頭（斷面如圖3.4.2(a)）、6號棧橋式碼頭（斷面如圖3.4.2(b)）、與8號方塊式碼頭（斷面如圖3.4.2(c)）之微振動量測結果作為代表。

在各碼頭微振量測中，沉箱式碼頭與棧橋式碼頭之岸肩前緣與岸肩中點所量測之結果接近，均能反映出其結構特性；方塊式碼頭則以岸肩前緣測點最能反映出其結構特性；各碼頭之後緣測點，因距離碼頭擋土結構較遠，量測結果無法有效反應結構特性。因此，在這裡將僅針對岸肩前緣所量測到之結果進行討論。

1.岩盤露頭

圖 3.4.3 為蘇澳港區中心礁石之三方向微振動歷時記錄與富氏譜。由富氏譜可以看出，三方向均在 0.7~0.9Hz 間有明顯尖峰，然因其週期超過一秒，且中心礁石所在位置接近堤防，此可能係為海浪所造成。另外，在 6.2Hz 附近亦出現明顯尖峰，其可能代表蘇澳港區岩盤露頭之振動特性。

2.素地

圖 3.4.4 為蘇澳港區素地之三方向微振動歷時記錄與富氏譜。由富氏譜可以看出，素地微振動於 2.5~3Hz 附近，有相對明顯的振動含量。另於 6.2Hz 附近亦出現尖峰，可能受前述岩盤振動特性所影響，然蘇澳港區大多屬於填土區，故素地振動特性並非受岩盤特性主控。

3.蘇澳港 4 號沉箱式碼頭

於 4 號碼頭，分別針對因民國 75 年 11 月 15 日花蓮地震而產生外傾之單元，以及未發生明顯外傾之另一單元，分別進行微振量測。圖 3.4.5 為外傾單元岸肩前緣之三方向微振動歷時記錄與富氏譜。由富氏譜可看出，x 向在 3.5~4Hz 間，y 向在 4Hz 附近，z 向在 2.5Hz、3Hz、及 4Hz 附近，分別出現尖峰值。圖 3.4.6 則為未外傾單元岸肩前緣之三方向微振動歷時記錄與富氏譜。由富氏譜可看出，x 向在 3Hz 附近及 3.5~4Hz 間，y 向在 3Hz 附近及 4Hz 附近，z 向在 2.5~3Hz 間及 4Hz 附近，分別出現尖峰值。由以上結果可知，外傾單元與未外傾單元之振動特性並無明顯差異，應是因為 4 號碼頭在 75 年花蓮地震受損後，曾實施補強修復，故雖然部分單元仍有些微外傾，但已達安全穩定狀態。

4.蘇澳港 6 號棧橋式碼頭

圖 3.4.7 為 6 號碼頭岸肩前緣之三方向微振動歷時記錄與富氏譜。由富氏譜可看出，x 向在 3~3.5Hz 間及 4Hz 附近，y 向在 2.8~3.2Hz 附近，z 向在 4Hz 附近，分別出現尖峰值。以上結果，反映出 6 號棧橋式碼頭 y 向（垂直碼頭面線）之勁度較 x 向（平行碼頭面線）為低之現象。

5.蘇澳港 8 號方塊式碼頭

圖 3.4.8 為 8 號碼頭岸肩前緣之三方向微振動歷時記錄與富氏譜。由富氏譜可看出，x 向在 2.5~3Hz 間及 3.5~4Hz 間，y 向在 3.2Hz 附近，z 向在 3~4Hz 附近，分別出現明顯振動含量。

綜合以上，蘇澳港區之素地振動顯著頻率在 2.5~3Hz 附近，大致符合普通地盤之特性，印證了 3.1 節中所述之內容。此外，不論沉箱式、棧橋式、方塊式等各類型碼頭結構，所量測到碼頭結構~土壤互制系統之振動顯著頻率均在 3~4Hz 間，不僅受到地盤振動特性所影響，亦展現了結構體本身的特性。總的來說，各量測碼頭均無明顯異常現象。

3.5 港區之場址效應分析

本研究之場址效應分析，主要係指地表加速度相對於基盤加速度之放大係數而言，此係數是土壤液化危害度分析時重要之考量因素。依前節所述本場址屬於規範所定義之「第二類地盤」，亦即為普通地盤；且由圖3.1.6可知，本場址在地表下31m深度處，Vs只有250m/s，並未達堅實之基盤。因此本節之分析乃基於此地盤條件下，推求地表相對於31m深度地層之加速度放大係數，其結果並不能搭配根據臺灣地區目前常用之“堅實地盤”加速度衰減律，可由地震危害度分析所得之最大地表加速度PGA值，來共同考慮地盤之場址效應。

3.5.1 分析方法

由前述可知，蘇澳港區在30m深度範圍內並未存在岩石基盤。因此，推求場址效應時，地盤受震反應分析之地震歷時輸入基盤將難以決定。為了解決此問題，本研究將利用圖3.5.1所示之模式來進行分析。其步驟如下：

- 1.先根據目前國內規範在考慮不同地盤之場址效應時，所採用之參考(基準)地盤條件，決定適當之參考基盤深度。
- 2.採用反卷積分析(de-convolution analysis)模式，將所收錄場址附近軟弱地盤場址測站之地震歷時資料反卷積至參考基盤深度。
- 3.把每筆反卷積分析所得之加速度歷時均正規化至某一震度 PGA_B ，再利用地盤反應分析程式，分別進行卷積分析，求取地表加速度歷時反應，以及最大地表加速度 PGA_S 。
- 4.最後，利用步驟(3)之結果，求出地表相對於參考基盤之加速度放大係數 $F_{A,B}(=PGA_S/PGA_B)$ 。

3.5.2 頻率相依等值線性模式(FDEL)

目前工程實務上最常使用、且可信度經驗證頗獲信賴之地盤反應分析程式首推SHAKE (Schnabel et al.,1972)。一般而言，利用SHAKE

來進行卷積分析時，並無數值上之收斂問題，但在進行反卷積分析時，由於土壤之遲滯阻尼機制，會產生高頻放大現象，使得軟弱、深厚土層在強震作用下，分析結果往往不甚合理甚或發散。為使反卷積分析變得可行，黃富國&王淑娟(2005)利用羅東LSST試驗場址之強震歷時資料，分析及驗證了一特定場址之地盤反應分析模式－頻率相依等值線性模式(Frequency- Dependent Equivalent Linearized technique, FDEL)，FDEL模式之分析流程如圖3.5.2所示。本小節先就羅東LSST試驗場址之案例說明FDEL模式之有效性及合理性，後續則將利用此模式來進行蘇澳港區之場址效應分析。

基於地盤受震之剪應變時間歷時 $\gamma(t)$ 及剪應變振幅深受頻率含量及頻率大小之影響，FDEL模式假設影響地盤受震反應之剪力模數 G 與阻尼比 ξ 亦與頻率 ω 有關，即二者分別為 $G(\omega)$ 及 $\xi(\omega)$ ，但 G 及 ξ 係由等值剪應變推求，因此，與頻率相依(frequency-dependent)之等值剪應變 $\gamma_f(\omega)$ 可定義如下 (Sugito et al., 1994)：

$$\gamma_f(\omega) = C \gamma_{\max} \frac{F_\gamma(\omega)}{F_{\gamma_{\max}}} \dots\dots\dots (3.5.1)$$

式中 C = 常數， $\gamma_{\max}$ = 最大剪應變， $F_\gamma(\omega)$ = 剪應變之富氏振幅譜 (Fourier amplitude spectrum)， $F_{\gamma_{\max}} = F_\gamma(\omega)$ 之最大值。上式說明控制 G 及 ξ 值之等值剪應變乃正比於頻率域中之剪應變富氏振幅譜值。常數 C 控制整個頻率軸之均勻等值應變，根據 Idriss & Sun(1992) 之研究， C 值與強震延時有關，可由地震規模 M 推估：

$$C = \frac{M-1}{10} \dots\dots\dots (3.5.2)$$

當 $C=0.65$ 及 $F_\gamma(\omega)/F_{\gamma_{\max}}=1.0$ 時，式(3.5.1)便相當於SHAKE模式中與頻率無關之等值剪應變 $\gamma_e(=0.65 \gamma_{\max})$ 。如此由 $\gamma_f(\omega)$ 推求 $G(\omega)$ 及 $\xi(\omega)$ 以進行迭代分析之模式即為頻率相依等值線性模式，簡稱FDEL模式。

為了解FDEL分析模式之有效性及合理性，黃富國&王淑娟(2005)利用羅東大比例尺模型地震試驗計畫(Large Scale Seismic Test, LSST)

之一案例進行分析及驗證，並與SHAKE模式之分析結果作對比。圖3.5.3為利用1986年5月所發生之一地震規模 $M = 6.5$ 之強震為地表控制運動，FDEL模式及SHAKE模式(切除頻率 f_c 使用10Hz)之反卷積分析結果與各深度實測紀錄之比較。由圖中可知，在較淺之6m、11m及17m深度處，二模式分析所得之地盤最大加速度PGA值均與實測紀錄很接近；但隨著深度之增加，至47m深度時，SHAKE模式之分析結果已因高頻放大現象而嚴重扭曲，而FDEL模式則無此現象，分析所得結果仍頗為合理。

根據前述案例比較可知，剪力模數 G 及阻尼比 ξ 與頻率相關之假設雖有待驗證，但此頻率相依之等值線性模式FDEL在反卷積分析中卻確實能求得合理之結果，有效地克服了原SHAKE模式中，因阻尼機制而導致之高頻放大的不合理或使分析發散的現象，提供了直接根據場址地質資料及鄰近地震紀錄，利用地盤反應分析及統計方法評估軟弱場址地盤運動一個可行的技術。

3.5.3 地盤模型之建立

進行地盤受震反應分析，首須建立一適當之地盤模型。由3.1節知悉，蘇澳港區近地表5~10m多為粉質細砂、礫石含粉土質細砂等之回填土層，其下為原海底之土壤，以砂質粉土、粉質細砂，或粉質細砂含礫石等為主。至地表下31m深度，並未發現較堅實之岩盤。本研究將以運研所在蘇澳港區設置之地震及土壤液化監測站場址之地質調查剖面（圖3.1.5），及圖3.1.6之剪力波速（ V_s ）剖面，來作為蘇澳港區場址地盤受震反應分析時之代表性地盤模型。

在土壤動態特性方面，監測站場址並無任何動態試驗資料。因監測站場址地層主要以粉質砂土層為主，因此，正規化剪力模數 $G/G_{\max}$ 及阻尼比 ξ 與剪應變 γ 大小之關係，將採用Seed & Idriss (1970)對砂性土壤所建議之關係曲線，分別如圖3.5.4及圖3.5.5所示。 $G/G_{\max}$ 隨 γ 增大而遞減， ξ 隨 γ 增大而遞增，表現出土壤之非線性行為。

3.5.4 輸入運動之選擇

在輸入運動方面，係選取距離蘇澳港區場址700m範圍內之2個強震測站：士敏國小（ILA007）及蘇澳氣象站（ILA068）之地震紀錄。由於距離近，假設二測站之地盤條件與蘇澳港區場址類似。這2個測站共收錄了近年來14次地震共16組加速度歷時紀錄(每組包含EW及NS方向)，如表3.5.1所示，其中包括了1999年921大地震，及2002年331大地震等資料。其地震規模(M)均大於5.0，介於5.26~7.30之間；測站最大地表加速度 PGA_S 均大於50gal，最大者為384gal；震源深度介於2~66km之間、震央距離則介於6~137km之間。這些資料係目前所能蒐集到之場址附近較完整之地震紀錄，已大致涵蓋了近震及遠震、淺震及深震、小震及烈震等不同地震之特性，本研究將利用這16組共32筆加速度歷時紀錄來進行蘇澳港區之場址效應分析。

3.5.5 地盤反應分析及 PGA 放大係數之推求

現利用前述蘇澳港區地震及土壤液化監測站場址之地質資料（圖3.1.5）、震測剖面（圖3.1.6）、Seed & Idriss (1970)對砂性土壤所建議之動態特性平均值曲線（圖3.5.4、圖3.5.5），以及所篩選之16組32筆加速度歷時記錄，將31m深度處視為參考(基準)基盤位置，根據圖3.5.2之分析流程，來進行地盤反應分析，並推求PGA放大係數。

首先，採用由地震規模 M 所決定之常數 C 值（式（3.5.2）），以圖3.5.2之 FDEL 頻率相依等值線性模式來進行地盤反應之反卷積分析，至地表下31m。接著，把每筆反卷積分析所得之加速度歷時均正規化至最大加速度 $PGA_B = 0.05g、0.1g、0.2g、0.3g、0.4g、0.5g、0.6g$ 及 $0.7g$ 等八個不同大小震度，再假設31m處為地動輸入基盤位置，利用SHAKE程式分別進行卷積分析，以求取地表加速度歷時反應，及最大地表加速度 PGA_S 。最後，利用 PGA_S 及 PGA_B 值求出地表相對於參考基盤之加速度放大係數 $F_{A,B}(=PGA_S/PGA_B)$ 。

假設地盤最大加速度PGA值、 PGA_S 與 $F_{A,B}$ 皆具對數常態分佈，則圖3.5.6~圖3.5.8為前述每個震度32筆地震歷時分析結果之統計關係

圖。圖3.5.6為蘇澳港區場址各不同地盤深度之PGA中值(median)隨深度變化關係。由圖中可知，除 $PGA_B \leq 0.30g$ 者外，其餘震度在深度31m以上其地盤PGA值皆隨深度變淺而漸變小，直至15m深度處；當震波從15m深度傳抵地表時，PGA值則皆有明顯之放大效應。另外，圖3.5.7及圖3.5.8分別為地表最大加速度(PGA_S)及放大係數 $F_{A,B}$ 與參考(基準)基盤最大加速度(PGA_B)或露頭最大加速度(PGA_R)之關係。其中，加速度放大係數 $F_{A,B}$ 之中值曲線可以下式表示：

$$F_{A,B} = \frac{PGA_S}{PGA_B} = -0.269 + \frac{0.938}{PGA_B + 0.498} \quad \dots\dots\dots(3.5.3)$$

但此處值得注意的是，除非參考(基準)基盤之勁度無窮大，否則基盤與基盤露頭之PGA值並不相等，若令其比值為 M_B ，則

$$M_B = \frac{\text{基盤 } PGA}{\text{基盤露頭 } PGA} = \frac{PGA_B}{PGA_R} \quad \dots\dots\dots(3.5.4)$$

M_B 值主要為參考(基準)地盤與上覆土層之阻抗比及土層阻尼之函數。因此，地表相對於參考基盤露頭之加速度放大係數 F_A 為：

$$F_A = \frac{PGA_S}{PGA_R} = \frac{PGA_B}{PGA_R} \frac{PGA_S}{PGA_B} = M_B F_{A,B} \quad \dots\dots\dots(3.5.5)$$

此處 F_A 之下標“ A ”係表示放大係數乃直接由PGA推求，以與規範條文中由短周期反應譜推求之 F_a (下標為“ a ”)相區別。由於本研究場址在地表下31m並未達堅實地盤之程度，並無推求 F_A 之必要，因此本處僅求取式(3.5.3)之 $F_{A,B}$ 中值。若往後有較深之震測剖面資料，可判斷堅實地盤之位置，則可以前面所述相同之分析流程來推求 F_A 值。

由圖3.5.8之 $F_{A,B}$ 中值曲線可發現，當參考(基準)基盤震度 PGA_B 較小時，地表最大加速度有被放大之趨勢，而隨著震度遞增，由於土壤之非線性效應， $F_{A,B}$ 值則漸減。對本場址而言， $F_{A,B}$ 放大與折減之臨界參考(基準)基盤震度約為0.24g。

圖3.5.7及圖3.5.8中也同時展繪1985年墨西哥Mexico City地震、1989年及1994年美國Loma Prieta地震與Northridge地震之案例資料

(Chang et al., 1997)，以及Idriss(1990)針對軟弱地盤所建議之中值曲線關係以資對比。由對比中可發現，本研究成果之趨勢與國外案例資料相近，但限於本場址之參考(基準)基盤未達堅實地盤之條件，因此，本研究 $F_{A,B}$ 中值之分析成果僅暫作為本監測站之場址效應的初步參考。

由於本節之場址效應分析結果無法提供土壤液化危害度分析使用，因此在3.6節土壤液化之危害度分析中，關於場址效應之考慮，將逕採用現行建築物耐震設計規範（內政部，2004）之規定。由3.1節中知悉，蘇澳港區場址係屬於規範所定義之「第二類地盤」（普通地盤），其短周期結構之場址放大係數 F_a 如表3.5.2及圖3.5.8所示。因為基盤露頭最大加速度 PGA_R 約等於有效最大加速度 EPA_R ，而有效最大加速度 EPA_R 約等於0.4倍震區短周期水平譜加速度係數 S_S ，亦即：

$$PGA_R \cong EPA_R = 0.4S_S \dots\dots\dots(3.5.6)$$

所以根據表3.5.2、圖3.5.8，以及式(3.5.6)之關係，進行土壤液化危害度分析時，本研究所採用之場址效應係數值 F_a 定義如下：

$$F_a = \begin{cases} 1.1 & \text{for } PGA_R \leq 0.24 \\ 1.1 - 2.5(PGA_R - 0.24) & \text{for } 0.24 < PGA_R \leq 0.28 \\ 1.0 & \text{for } PGA_R > 0.28 \end{cases} \dots\dots(3.5.7)$$

上式中，基盤露頭最大加速度 PGA_R 之單位為重力加速度 g 。在實際應用上， PGA_R 將視同臺灣地區目前常用之“堅實地盤”加速度衰減律所求得之 PGA 值。

3.6 港區土壤液化之危害度分析

3.6.1 分析方法及流程

本節將針對蘇澳港區場址之地層進行土壤液化之危害度分析。分析方法及流程與2.6節花蓮港區所述者相同，即根據式(2.6.2)之液化潛能指數 I_L 、式(2.6.3)之液化後地盤沈陷量 S_t 、式(2.6.16)之抗液化安全係數 FS 轉換式，以及式(2.6.4)之液化機率指數 P_w （採用Seed形式邏輯迴歸模式），利用圖2.6.4之液化危害度分析流程，對港區鑽孔場址進行液化危害度分析。並分別根據表2.6.2、表2.6.3，及表2.6.4之 I_L 、 S_t 及 P_w 與液化損害程度關係，來綜合研判場址將來受震時之可能液化損害程度。 I_L 與液化損害程度關係如下：當 $0 < I_L \leq 5$ 時將發生「輕微液化」；當 $5 < I_L \leq 15$ 時將發生「中度液化」；而當 $I_L > 15$ 時，將發生「嚴重液化」。沈陷量 S_t 與液化損害程度之關係如下：當 $0 < S_t \leq 10$ 時，地表損壞為「輕到無之程度」；當 $10 < S_t \leq 30$ 時，地表將產生「中度損壞」；而當 $30 < S_t \leq 70$ 時，則為「廣泛損壞」。 P_w 與液化損害程度之關係如下：當 $P_w \leq 0.30$ 時為「輕微液化」； $0.30 < P_w \leq 0.85$ 時為「中度液化」；而 $P_w > 0.85$ 時為「嚴重液化」。

3.6.2 蘇澳港區場址之液化危害度分析

如3.1節所述，蘇澳港區場址共有17個陸上鑽探孔位（表3.1.1），除B-19鑽孔外，其餘皆位於第4號碼頭上。根據地質調查、試驗分析資料顯示，在近地表20m鑽探深度範圍內，地層多為粉質細砂、礫石含粉質細砂等之回填土層，以及砂質粉土、粉質細砂，或粉質細砂含礫石等之原海底之土壤。標準貫入試驗SPT-N值分布於6~71之間，細料含量FC分布於2~97之間，地下水位則介於0.35~1.40m之間，場址之土層性質變異性很大。本研究將以這17個陸上鑽探孔位場址作為代表，進行液化危害度分析，據以評估蘇澳港區場址將來受震時之液化危害度。

進行液化危害度分析時，係利用現行建築物耐震設計規範（內政部，2004）所規定之 F_a 係數（式(3.5.7)）來考慮場址之PGA放大效應；而地質資料變異性限於統計資料之不足，本研究僅將影響液化潛能最

大之SPT-N值納入考慮。對於SPT-N值之大小係先以鑽桿能量比 ER 作修正，並將 ER 當成考慮SPT變異性之參數。此處鑽桿能量比 ER 與土層深度 z 之關係（圖2.6.5）乃採用黃富國（2008a）所建議之關係式（即式（2.6.17））。在地下水位之變動性方面，由於港區鄰近海邊，水位變化較大，因此假設其變異係數（coefficient of variation, COV）等於0.5。

現先以位於鑽探區對角線及中間區域之三個鑽孔B-1、B-9及B-16為例，說明液化危害度分析之結果。圖3.6.1~圖3.6.3為三鑽孔場址液化潛能指數 I_L 之危害度曲線；圖3.6.4~圖3.6.6為三鑽孔場址液化後地盤沈陷量 S_t 之危害度曲線；而圖3.6.7~圖3.6.9則為三鑽孔場址液化機率指數 P_w 之危害度曲線。分析中最大地表加速度PGA皆考慮中值（PGA：0 σ ）及2個標準偏差修正（PGA：2 σ ）二種情況。當考慮PGA分布之標準偏差修正時，液化危害度均較高。由三鑽孔液化危害度分析結果之對比可知，在213m之距離範圍內（B-1至B-16），場址之液化危害度可能差異不小。以B-9鑽孔場址為例，在475年回歸期（年超越機率=0.0021）、PGA考慮中值條件下，對應之 I_L 值為19.5、 S_t 值為38.9cm、 P_w 值為0.71，綜合研判此場址將來受震時可能發生「嚴重液化」、地表產生大裂縫及側移等「廣泛損害」現象；但對B-16鑽孔場址而言，對應之 I_L 值僅為2.1、 S_t 值為13.0 cm、 P_w 值為0.34，綜合研判此場址將來受震時可能產生「中度液化」、「中度損害」。

接著，進行其餘鑽孔場址之液化危害度分析。圖3.6.10~圖3.6.12分別為在475年回歸期條件下，在二PGA情況，17個鑽孔場址之 I_L 、 S_t 及 P_w 液化危害度之比較。由對比中可知，港區不同鑽孔場址間之液化危害度的確差異很大，有危害度很高者（如B-9鑽孔場址），也有危害度很低者（如B-2鑽孔場址），此係由於蘇澳港區乃填築而成，土層性質變異性很大使然。綜合言之，若PGA採用中值情況下，所有17個鑽孔場址之 I_L 、 S_t 及 P_w 平均值分別為10.19、19.25、及0.45，根據表2.6.2~表2.6.4之 I_L 、 S_t 及 P_w 與液化損害程度關係，蘇澳港區場址地盤將來受震時，將可能發生「中度液化」、地表有小裂縫及砂滲出之「中度損害」現象，因此須採取適當之抗液化措施，以防土壤液化可能產生之損害。

3.7 港區土壤液化之易損性分析

與2.7節所述者相同，本節將利用圖2.6.4之液化危害度分析流程，將各不同PGA值模擬所得之 I_L 、 S_t ，以及 P_w 等三液化損害參數，依各參數級距作統計分析，求取蘇澳港區鑽孔場址之液化易損性曲線。仍以B-1、B-9及B-16三鑽孔場址為例，圖3.7.1~圖3.7.3為三場址 I_L 之液化易損性曲線；圖3.7.4~圖3.7.6為三場址 S_t 之液化易損性曲線；而圖3.7.7~圖3.7.9則為三場址 P_w 之液化易損性曲線。依3.2節地震危害度分析結果（表3.2.1），以及式(3.5.7)之PGA放大係數值 F_a 可知，在475年回歸期條件下，蘇澳港區場址之地震動PGA值為0.393g。以B-9鑽孔場址為例，若取各參數對應於「嚴重液化」或「廣泛損害」之各參數級距門檻值，即 $I_L \geq 15$ 、 $S_t \geq 30\text{cm}$ ，及 $P_w \geq 0.85$ ，則由各易損性曲線可得PGA=0.393g所對應之機率分別為0.97079、0.99914，及0（因本場址之 P_w 未達0.85；若取 $P_w \geq 0.70$ ，則對應之機率為0.81646），此結果可與前節之液化危害度分析結果相呼應。亦即，本分析結果均已適當反映了此場址之液化易損性。而至於應採用何損害參數、何參數級距作為土層液化敏感度之分類指標較適合，則可再進一步研究。

為簡化易損性曲線之表示方式，假設易損性曲線 $F(x)$ 遵循對數常態分布，亦即：

$$F(x) = \Phi \left[\frac{\ln(\frac{x}{m})}{\zeta} \right] \dots\dots\dots (3.7.1)$$

式中 x 代表PGA值， $\Phi(\cdot)$ 為標準常態分布函數， m 為中值（median）， ζ 為變數 x 自然對數值之標準偏差（log-standard deviation）。圖3.7.10~圖3.7.12為B-9鑽孔場址之 I_L 、 S_t ，以及 P_w 等液化易損性資料點，利用式(3.7.1)之對數常態分布，迴歸所得之結果曲線與原資料點之對比。由對比中可發現，對數常態分布確實可以很好地用來擬合液化易損性曲線。表3.7.1即為蘇澳港區B-1、B-9及B-16三鑽孔場址之液化易損性曲線之擬合參數 m 及 ζ 。由表3.7.1中可知，中值 m 會隨各參數級距數值之增加而增加，此為合理之趨勢，但 ζ 之變化則較無規律可循。

表3.1.1 蘇澳港區之SPT鑽探孔位相關資料

代號	計畫名稱	孔號	鑽探日期	X (m)	Y (m)	Z (m)	深度	水位
SAP0836	蘇澳港第四號碼頭通棧基礎工程	B-1	1978	336305	2721368	2.48	20.0	-0.71
SAP0837	蘇澳港第四號碼頭通棧基礎工程	B-2		336284	2721342	2.49	20.0	-1.35
SAP0838	蘇澳港第四號碼頭通棧基礎工程	B-3		336328	2721349	2.58	20.0	-0.61
SAP0839	蘇澳港第四號碼頭通棧基礎工程	B-4		336307	2721322	2.44	20.0	-0.95
SAP0840	蘇澳港第四號碼頭通棧基礎工程	B-5		336351	2721329	2.53	20.0	-0.76
SAP0841	蘇澳港第四號碼頭通棧基礎工程	B-6		336330	2721303	2.49	20.0	-1.00
SAP0842	蘇澳港第四號碼頭通棧基礎工程	B-7		336374	2721310	2.24	20.0	-0.86
SAP0843	蘇澳港第四號碼頭通棧基礎工程	B-8		336353	2721284	2.43	20.0	-1.16
SAP0844	蘇澳港第四號碼頭通棧基礎工程	B-9		336396	2721290	3.04	20.0	-0.35
SAP0845	蘇澳港第四號碼頭通棧基礎工程	B-10		336376	2721265	2.40	20.0	-1.39
SAP0846	蘇澳港第四號碼頭通棧基礎工程	B-11		336419	2721271	3.09	20.0	-1.00
SAP0847	蘇澳港第四號碼頭通棧基礎工程	B-12		336399	2721246	2.68	20.0	-1.21
SAP0848	蘇澳港第四號碼頭通棧基礎工程	B-13		336442	2721251	2.95	20.0	-1.24
SAP0849	蘇澳港第四號碼頭通棧基礎工程	B-14		336422	2721226	2.25	34.0	-0.95
SAP0850	蘇澳港第四號碼頭通棧基礎工程	B-15		336465	2721232	2.50	20.0	-1.40
SAP0851	蘇澳港第四號碼頭通棧基礎工程	B-16		336445	2721207	2.51	20.0	-0.89
SAP1201	蘇澳港第十號碼頭通棧基礎工程	B-19		336713	2720710	2.46	20.0	-1.03
SAP0854	蘇澳港第六、七號碼頭新建工程	C-1	1978/3/30	336665	2721398	-10.80	30.0	1.00
SAP0855	蘇澳港第六、七號碼頭新建工程	C-2	1978/3/25	336697	2721437	-11.80	30.0	0.80
SAP0856	蘇澳港第六、七號碼頭新建工程	C-3	1978/3/29	336729	2721476	-11.05	30.0	1.25
SAP0857	蘇澳港第六、七號碼頭新建工程	C-4	1978/4/3	336761	2721515	-11.00	30.0	0.90
SAP0858	蘇澳港第六、七號碼頭新建工程	C-5	1978/4/13	336793	2721554	-12.10	30.0	1.40
SAP0860	蘇澳港第六、七號碼頭新建工程	C-7	1978/4/7	336705	2721400	-10.35	30.0	0.65
SAP0861	蘇澳港第六、七號碼頭新建工程	C-8	1978/4/12	336739	2721441	-10.35	30.0	1.25
SAP0862	蘇澳港第六、七號碼頭新建工程	C-9	1978/4/18	336773	2721481	-12.00	30.0	1.30
SAP0863	蘇澳港第六、七號碼頭新建工程	C-10	1978/5/1	336806	2721522	-11.95	30.0	1.55
SAP0864	蘇澳港第六、七號碼頭新建工程	C-11	1978/5/6	336840	2721562	-12.85	21.5	0.65
SAP0872	蘇澳港第六、七號碼頭新建工程	C-18	1978/5/10	336875	2721594	-13.85	22.0	0.65
SAP0873	蘇澳港第六、七號碼頭新建工程	C-19	1978/5/21	336922	2721594	-12.90	17.0	1.30
SAP0874	蘇澳港第六、七號碼頭新建工程	C-20	1978/5/29	336973	2721594	-13.10	30.0	1.80
SAP0901	蘇澳港第六、七號碼頭新建工程	C-21	1978/6/2	337015	2721593	-13.75	30.0	1.35
SAP0875	蘇澳港第六、七號碼頭新建工程	C-23	1978/5/14	336900	2721563	-10.20	7.7	1.30
SAP0876	蘇澳港第六、七號碼頭新建工程	C-24	1978/5/17	336948	2721563	-13.25	13.0	1.05
SAP0903	蘇澳港第六、七號碼頭新建工程	C-29	1978/6/6	337045	2721614	-13.85	28.5	0.75
SAP0882	蘇澳港第六、七號碼頭新建工程	C-33	1978/8/26	336870	2721549	-14.40	6.6	0.60
SAP0884	蘇澳港第六、七號碼頭新建工程	C-35	1978/8/31	336948	2721595	-13.30	26.0	1.20
SAP0885	蘇澳港第六、七號碼頭新建工程	C-36	1978/8/28	336975	2721563	-13.05	30.0	0.95
SAP1307	蘇澳港第十三、十四號碼頭新建工程	E-8		337033	2720444	-5.35	20.0	0.85
SAP1311	蘇澳港第十三、十四號碼頭新建工程	E-12	1978/6/17	337110	2720429	-7.05	20.0	1.15
SAP0812	蘇澳港1,2,3號碼頭地質鑽探	I-1	1978/9/9	336283	2721438	-5.40	25.0	1.20
SAP0814	蘇澳港1,2,3號碼頭地質鑽探	I-3	1978/9/15	336311	2721473	-4.20	25.0	0.95
SAP0816	蘇澳港1,2,3號碼頭地質鑽探	I-5	1978/9/18	336340	2721507	-4.20	25.0	0.40
SAP0818	蘇澳港1,2,3號碼頭地質鑽探	I-7	1978/9/22	336368	2721542	-5.15	25.0	1.25
SAP0820	蘇澳港1,2,3號碼頭地質鑽探	I-9	1978/9/26	336396	2721576	-10.70	25.0	1.10
SAP0823	蘇澳港1,2,3號碼頭地質鑽探	I-12	1978/10/25	336362	2721602	-8.30	10.0	0.55
SAP0825	蘇澳港1,2,3號碼頭地質鑽探	I-14	1978/10/23	336327	2721629	-7.95	10.0	0.85
SAP0827	蘇澳港1,2,3號碼頭地質鑽探	I-16	1978/10/18	336293	2721655	-4.85	25.0	1.15
SAP0829	蘇澳港1,2,3號碼頭地質鑽探	I-18	1978/10/21	336260	2721650	-3.35	10.0	1.25
SAP0830	蘇澳港1,2,3號碼頭地質鑽探	I-19	1978/9/30	336260	2721621	-3.30	15.0	1.35
SAP0831	蘇澳港1,2,3號碼頭地質鑽探	I-20	1978/9/26	336226	2721612	-3.40	15.0	1.10
SAP0832	蘇澳港1,2,3號碼頭地質鑽探	I-21	1978/9/24	336227	2721588	-3.30	15.0	0.90
SAP0833	蘇澳港1,2,3號碼頭地質鑽探	I-22	1978/9/20	336192	2721573	-2.95	15.0	1.45
SAP0834	蘇澳港1,2,3號碼頭地質鑽探	I-23	1978/9/14	336194	2721544	-2.90	15.0	1.10
SAP0835	蘇澳港1,2,3號碼頭地質鑽探	I-24	1978/9/9	336158	2721534	-2.15	15.0	1.25
SAP1202	蘇澳港第十三、十四號碼頭新建工程	E-1	1978/6/13	336997	2720470	-9.75	20.0	1.25
SAP1301	蘇澳港第十三、十四號碼頭新建工程	E-2	1978/6/14	337050	2720474	-10.00	20.0	0.85
SAP1302	蘇澳港第十三、十四號碼頭新建工程	E-3	1978/6/20	337105	2720480	-7.35	20.0	1.25

表3.2.1 最終地震動危害度曲線不同回歸期之地震動值

回歸期(年)	PGA 值(g)
75	0.232
475	0.393
2,500	0.540

表3.3.1 1694年~2007年蘇澳港地區規模 ≥ 6.5 地震目錄
(N24.1~25.1，E121.36~122.36)

date_utc	time_utc	latitude	longitude	depth	magnitude
1694/04/		25.00	121.50		7.00
1815/07/11		25.00	121.60		6.50
1816/09/		24.40	122.20		7.20
1833/12/8		24.60	122.20		7.00
1909/4/15	3:54:00	25.00	121.50		7.30
1909/11/21	15:36:00	24.40	121.80		7.30
1910/11/14	15:34:31	24.50	122.00		7.80
1920/10/20	18:02:16	24.10	121.30		6.50
1922/09/01	19:16:06	24.60	122.20		7.60
1922/09/05	1:53:35	24.60	122.20		6.50
1922/09/15	3:31:39	24.60	122.30		7.20
1923/11/22	07:21:00	24.12	122.30		6.50
1929/08/19	02:44:00	24.12	122.30		6.80
1930/08/21	04:54:00	24.60	122.00	40.00	6.50
1932/08/21	12:15:35	24.50	121.50		6.50
1933/04/19	14:44:36	24.30	121.50		6.50
1934/08/11	16:18:21	24.83	121.83		6.60
1963/02/13	08:50:05	24.40	122.10	47.00	7.40
1971/08/19	00:28:53	24.60	122.12	40.00	6.50
1971/10/19	05:16:00	24.54	122.12	60.00	6.60
1995/06/25	06:59:07	24.61	121.67	39.90	6.50
2002/03/31	06:52:49	24.14	122.19	13.80	6.80
2007/09/06	17:55:21	24.28	122.25	54.00	6.63

註：地震規模均為近震規模(M_L)

表3.3.2 蘇澳港地區間隔5年最大地震統計表

序號	1	2	3	4	5
年	1810~1815	1816~1820	1821~1825	1826~1830	1831~1835
時區	第 1 個 5 年	第 2 個 5 年	第 3 個 5 年	第 4 個 5 年	第 5 個 5 年
最大強度	6.5	7.2	0	0	7.0
序號	6	7	8	9	10
年	1836~1840	1841~1845	1846~1850	1851~1855	1856~1860
時區	第 6 個 5 年	第 7 個 5 年	第 8 個 5 年	第 9 個 5 年	第 10 個 5 年
最大強度	0	0	0	0	0
序號	11	12	13	14	15
年	1861~1865	1866~1870	1871~1875	1876~1880	1881~1885
時區	第 11 個 5 年	第 12 個 5 年	第 13 個 5 年	第 14 個 5 年	第 15 個 5 年
最大強度	0	0	0	0	0
序號	16	17	18	19	20
年	1886~1890	1891~1895	1896~1900	1901~1905	1906~1910
時區	第 16 個 5 年	第 17 個 5 年	第 18 個 5 年	第 19 個 5 年	第 20 個 5 年
最大強度	0	0	0	0	7.8
序號	21	22	23	24	25
年	1911~1915	1916~1920	1921~1925	1926~1930	1931~1935
時區	第 21 個 5 年	第 22 個 5 年	第 23 個 5 年	第 24 個 5 年	第 25 個 5 年
最大強度	0	6.5	7.6	6.8	6.6
序號	26	27	28	29	30
年	1936~1940	1941~1945	1946~1950	1951~1955	1956~1960
時區	第 26 個 5 年	第 27 個 5 年	第 28 個 5 年	第 29 個 5 年	第 30 個 5 年
最大強度	0	0	0	0	0
序號	31	32	33	34	35
年	1961~1965	1966~1970	1971~1975	1976~1980	1981~1985
時區	第 31 個 5 年	第 32 個 5 年	第 33 個 5 年	第 34 個 5 年	第 35 個 5 年
最大強度	7.4	0	6.6	0	0
序號	36	37	38	39	40
年	1986~1990	1991~1995	1996~2000	2001~2005	2006~2010
時區	第 36 個 5 年	第 37 個 5 年	第 38 個 5 年	第 39 個 5 年	第 40 個 5 年
最大強度	0	6.5	0	6.8	6.3

表3.3.3 蘇澳港地區 $6.5 \leq M < 6.7$ 預測分析

規模	$6.5 \leq M < 6.7$						預測值
實際值	1	22	25	33	37	40	
模型值	14	18	22	28	36	45	57
殘差%	1342.34	17.34	8.29	12.41	1.51	14.85	—

說明：預測值 57 表示在第 57 個 5 年(2096~2100 年)會有 $6.5 \leq M < 6.7$ 的地震。

表3.3.4 蘇澳港地區 $6.8 \leq M < 7.2$ 預測分析

規模	$6.8 \leq M < 7.0$				預測值
實際值	2	5	24	39	
模型值	5	11	23	48	103
殘差%	161.86	120.70	3.11	25.62	—

說明：預測值 103 表示在第 103 個 5 年(2326~2330 年)會有 $6.8 \leq M < 7.0$ 的地震。

表3.3.5 蘇澳港地區 $M \geq 7.0$ 預測分析

規模	$M \geq 7.0$			預測值
實際值	20	23	31	
模型值	19	24	30	38
殘差%	4.39	4.60	2.345	—

說明：預測值 38 表示在第 38 個 5 年(2001~2005 年)會有 $M \geq 7.0$ 的地震。

表3.3.6 蘇澳港地區 $M \geq 6.5$ 序號表

序號	date_utc	time_utc	latitude	longitude	depth	magnitude
1	1815/07/11		25.00	121.60		6.50
2	1816/09/		24.40	122.20		7.20
18	1833/12/8		24.60	122.20		7.00
94	1909/11/21	15:36:00	24.40	121.80		7.30
95	1910/11/14	15:34:31	24.50	122.00		7.80
105	1920/10/20	18:02:16	24.10	121.30		6.50
107	1922/09/01	19:16:06	24.60	122.20		7.60
108	1923/11/22	07:21:00	24.12	122.30		6.50
114	1929/08/19	02:44:00	24.12	122.30		6.80
115	1930/08/21	04:54:00	24.60	122.00	40.00	6.50
117	1932/08/21	12:15:35	24.50	121.50		6.50
118	1933/04/19	14:44:36	24.30	121.50		6.50
119	1934/08/11	16:18:21	24.83	121.83		6.60
120	1935/02/10	3:20:00	24.90	121.10	60	6.50
148	1963/02/13	08:50:05	24.40	122.10	47.00	7.40
156	1971/10/19	05:16:00	24.54	122.12	60.00	6.60
180	1995/06/25	06:59:07	24.61	121.67	39.90	6.50
187	2002/03/31	06:52:49	24.14	122.19	13.80	6.80
192	2007/09/06	17:55:21	24.28	122.25	54.00	6.63

表3.3.7 蘇澳港地區 $M \geq 6.5$ 災變預測

規模	$M \geq 6.5$							
序號	1	2	18	94	95	105	107	108
模型值	1	62	66	71	76	81	87	93
殘差(%)	0	3008.21	269.83	24.15	16.63	22.13	18.17	13.18
規模	$M \geq 6.5$							
序號	114	115	117	118	119	120	148	156
模型值	100	107	115	123	132	141	151	162
殘差(%)	11.92	6.50	1.58	4.49	10.96	17.83	2.31	3.95
規模	$M \geq 6.5$			預測值				
序號	180	187	192					
模型值	173	185	199	213				
殘差(%)	3.52	0.55	3.72					

說明：預測值 213 表示在 2027 年 ± 25 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震。

表3.3.8 蘇澳港地區 $M \geq 6.8$ 災變預測

規模	$M \geq 6.8$						
序號	1	2	18	94	95	107	114
模型值	1	39	50	64	81	103	132
殘差(%)	0	1892.20	181.31	31.54	13.91	2.86	15.86
規模	$M \geq 6.8$		預測值				
序號	148	197					
模型值	167	213	271				
殘差(%)	13.42	8.28					

說明：預測值 271 表示在 2085 年 ± 21 年會有 $M \geq 6.8$ 的地震。

表3.3.9 蘇澳港地區 $M \geq 7.2$ 災變預測

規模	$M \geq 7.2$						預測值
序號	1	2	94	95	107	148	
模型值	1	46	63	85	116	157	213
殘差(%)	0	2246.87	32.42	9.52	8.70	6.35	—

說明：預測值 213 表示在 2028 年 ± 21 年會有 $M \geq 7.2$ 的地震。

表3.3.10 蘇澳港地區 $M7.3$ 拓樸預測分析表

規模	$M7.3$				預測值
截點值	1	6	112	153	
模型值	1	44	87	175	349
殘差(%)	0	635.14	21.45	14.66	—

說明：預測值為 349 表示在 2159 年 ± 20 年會有 $M \geq 7.3$ 的地震發生。

表3.3.11 蘇澳港地區 $M7.1$ 拓樸預測分析表

規模	$M7.1$					預測值
截點值	5.7	6	33	112	153	
模型值	5	28	54	102	194	367
殘差(%)	0	379.68	64.9	8.12	27.16	—

說明：預測值為 367 表示在 2177 年 ± 35 年會有 $M \geq 7.1$ 的地震發生。

表3.3.12 蘇澳港地區 M6.9拓模預測分析表

規模	M6.9					預測值
截點值	5.7	6	33	112	153	
模型值	5	28	54	102	194	367
殘差(%)	0	379.68	64.90	8.12	27.16	

說明：預測值為 367 表示在 2177 年±33 年會有 $M \geq 6.9$ 的地震發生。

表3.3.13 蘇澳港地區M6.7拓模預測分析表

規模	M6.7					
截點值	5.2	6	33	111.9	112.1	129
模型值	4	8	62	79	101	130
殘差(%)	0	708.52	88.30	28.86	9.04	1.24
規模	M6.7		預測值			
截點值	153	191				
模型值	167	214	274			
殘差(%)	9.34	12.19	—			

說明：預測值為 274 表示在 2084 年±34 年會有 $M \geq 6.7$ 的地震發生。

表3.3.14 蘇澳港地區M6.5拓模預測分析表

規模	M6.5								
截點值	5	6	33	110	111.9	112.1	129	130	132
模型值	5	73	79	84	90	97	104	111	119
殘差(%)	0	1132.56	140.12	22.81	18.69	13.04	19.03	13.91	9.15
規模	M6.5								預測值
截點值	133	134	135	153	161	185	191	196	
模型值	128	137	147	158	169	181	194	208	223
殘差(%)	3.39	2.74	9.27	3.31	5.19	1.90	1.80	6.29	—

說明：預測值為 223 表示在 2033 年±30 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震發生。

表3.3.15 蘇澳港地區 $M \geq 6.5$ 地震次數統計表

序號	1	2	3	4	5
年	1811~1830	1831~1850	1851~1870	1871~1890	1891~1910
時區	第 1 個 20 年	第 2 個 20 年	第 3 個 20 年	第 4 個 20 年	第 5 個 20 年
次數	2	1	0	0	3
序號	6	7	8	9	10
年	1911~1930	1931~1950	1951~1970	1971~1990	1991~2010
時區	第 6 個 20 年	第 7 個 20 年	第 8 個 20 年	第 9 個 20 年	第 10 個 20 年
次數	7	4	1	2	3

表3.3.16 蘇澳港地區 $M \geq 6.8$ 地震次數統計表

序號	1	2	3	4	5
年	1811~1830	1831~1850	1851~1870	1871~1890	1891~1910
時區	第 1 個 20 年	第 2 個 20 年	第 3 個 20 年	第 4 個 20 年	第 5 個 20 年
次數	1	1	0	0	3
序號	6	7	8	9	10
年	1911~1930	1931~1950	1951~1970	1971~1990	1991~2010
時區	第 6 個 20 年	第 7 個 20 年	第 8 個 20 年	第 9 個 20 年	第 10 個 20 年
次數	3	0	1	0	1

表3.3.17 蘇澳港地區 $M \geq 7.1$ 地震次數統計表

序號	1	2	3	4	5
年	1811~1830	1831~1850	1851~1870	1871~1890	1891~1910
時區	第 1 個 20 年	第 2 個 20 年	第 3 個 20 年	第 4 個 20 年	第 5 個 20 年
次數	1	0	0	0	3
序號	6	7	8	9	10
年	1911~1930	1931~1950	1951~1970	1971~1990	1991~2010
時區	第 6 個 20 年	第 7 個 20 年	第 8 個 20 年	第 9 個 20 年	第 10 個 20 年
次數	2	0	1	0	0

表3.3.18 蘇澳港地區每20年 $M \geq 6.5$ 地震次數預測表

實際值	2	1	0	0	3	7
模型值	2	1	1	2	2	2
殘差%	0	71.72	—	—	27.1	66.13
實際值	4	1	2	3	預測值	預測值
模型值	2	2	3	3	3	3
殘差%	35.76	178.51	50.94	9.07	—	—

說明：預測值 3 和 3 表示在未來 2011~2030 和 2031~2060 各有 3 次 $M \geq 6.5$ 地震發生。

表3.3.19 蘇澳港地區每20年 $M \geq 6.8$ 地震次數預測表

實際值	1	0	0	0	3	3
模型值	1	1	1	1	1	1
殘差%	0	—	—	—	69.27	68.47
實際值	0	1	0	1	預測值	預測值
模型值	1	1	1	1	1	1
殘差%	—	0.44	—	1.04	—	—

說明：預測值 1 和 1 表示在未來 2011 年~2030 年和 2031 年~2060 年各有 1 次 $M \geq 6.8$ 地震發生。

表3.3.20 蘇澳港地區每20年 $M \geq 7.1$ 地震次數預測表

實際值	1	0	0	0	3	2
模型值	1	1	1	1	1	1
殘差%	0	—	—	—	75.23	63.31
實際值	0	1	0	0	預測值	預測值
模型值	1	1	1	1	1	1
殘差%	—	28.45	—	—	—	—

說明：預測值 1 和 1 表示在未來 2011 年~2030 年和 2031 年~2060 年各有 1 次 $M \geq 7.1$ 地震發生。

表3.3.21 蘇澳港地區模糊灰色預測 ($\mu_k=0.3$ 、 $M \geq 7$)

實際值	2	8	10	12	14	15
模型值	2	9	10	11	13	14
殘差(%)	0	16.56	4.04	3.25	7.48	3.65
實際值	16	18	20	22	預測值	預測值
模型值	16	18	20	22	25	28
殘差(%)	0.78	0.04	0.36	1.80	1886~1936	1901~1951

說明：預測值 25 表示在第 25 個 5 年(1886~1936 年)和預測值 28 表示在第 28 個 5 年(1901~1951 年)會有 $M \geq 7.0$ 的地震。

表3.5.1 蘇澳港區鄰近2個測站之地震紀錄相關資料

測站	經度 (°)	緯度 (°)	規模 M	震源深度 h (km)	震央距離 R_c (km)	最大地表加速度 PGA (gal)			記錄時間
						NS	EW	UD	
ILA007	121.84	24.46	6.50	5.30	14.64	334.54	384.12	312.66	19940605010916
ILA007	122.27	24.64	5.66	2.00	43.19	50.60	53.12	35.12	19941028235101
ILA007	121.67	24.61	6.50	39.88	17.92	79.20	87.32	57.66	19950625065855
ILA007	121.85	24.32	5.80	8.79	30.35	80.16	54.32	36.06	19950714165235
ILA007	122.35	24.49	6.14	65.68	52.15	52.64	52.76	30.74	19960729202047
ILA007	120.82	23.85	7.30	8.00	133.01	84.88	60.48	35.76	19990920174737
ILA007	121.73	23.36	6.90	31.33	137.04	62.38	64.42	22.90	19991101175314
ILA007	121.88	24.36	5.26	6.96	26.18	80.58	84.94	42.34	20001229180253
ILA007	121.93	24.42	6.30	17.29	21.17	205.16	147.08	55.68	20010614023537
ILA007	122.19	24.14	6.80	13.81	61.38	267.72	232.98	138.76	20020331065227
ILA007	122.02	24.37	5.72	23.22	30.68	78.60	67.30	34.16	20030609093726
ILA068	121.93	24.42	6.30	17.29	21.53	117.12	110.60	92.78	20010614023511
ILA068	122.19	24.14	6.80	13.81	61.62	196.72	121.18	104.44	20020331065242
ILA068	121.87	24.65	6.20	8.52	6.20	219.40	264.56	402.62	20020515034548
ILA068	121.84	24.65	5.90	6.39	6.20	183.58	210.96	178.60	20050305190625
ILA068	121.80	24.65	5.96	6.95	7.91	123.28	247.52	135.96	20050305190736

表 3.5.2 國內新版規範之短周期結構之場址放大係數 F_a (內政部, 2004)

地盤分類	震區短周期水平譜加速度係數 S_S (S_S^D 或 S_S^M)				
	$S_S \leq 0.5$	$S_S = 0.6$	$S_S = 0.7$	$S_S = 0.8$	$S_S \geq 0.9$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0
第三類地盤	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0

註： $PGA_R \cong EPA_R = 0.4S_S$

表 3.7.1 蘇澳港 B-1、B-9 及 B-16 鑽孔場址液化易損性曲線之參數

	B-1		B-9		B-16	
I_L	m (g)	ζ	m (g)	ζ	m (g)	ζ
≥ 5	0.262	0.155	0.230	0.146	0.461	0.102
≥ 10	0.329	0.142	0.280	0.124	0.562	0.088
≥ 15	0.427	0.151	0.326	0.105	0.634	0.059
≥ 20	0.571	0.135	0.379	0.096	—	—
≥ 25	0.725	0.112	0.447	0.086	—	—
≥ 30	—	—	0.533	0.048	—	—
≥ 35	—	—	0.635	0.040	—	—
S_t	m (g)	ζ	m (g)	ζ	m (g)	ζ
≥ 5	0.187	0.170	0.130	0.184	0.230	0.153
≥ 10	0.227	0.169	0.154	0.176	0.321	0.126
≥ 15	0.277	0.201	0.193	0.154	0.428	0.139
≥ 20	—	—	0.221	0.149	0.568	0.133
≥ 25	—	—	0.247	0.143	0.715	0.118
≥ 30	—	—	0.279	0.131	—	—
≥ 35	—	—	0.326	0.116	—	—
≥ 40	—	—	0.395	0.121	—	—
P_w	m (g)	ζ	m (g)	ζ	m (g)	ζ
≥ 0.1	0.140	0.189	0.120	0.186	0.222	0.154
≥ 0.2	0.174	0.175	0.149	0.172	0.291	0.141
≥ 0.3	0.212	0.171	0.175	0.159	0.354	0.147
≥ 0.4	0.270	0.169	0.203	0.150	0.425	0.179
≥ 0.5	0.546	0.355	0.237	0.141	0.510	0.202
≥ 0.6	—	—	0.284	0.122	0.582	0.136
≥ 0.7	—	—	0.363	0.103	0.703	0.106
≥ 0.8	—	—	0.750	0.159	—	—

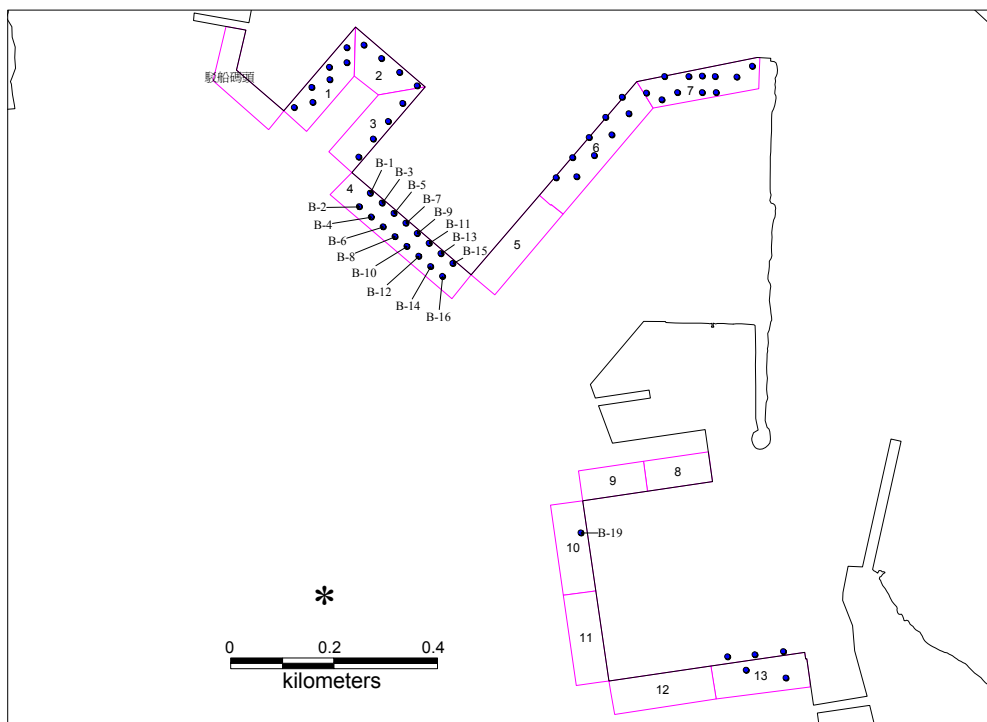


圖3.1.1 蘇澳港區場址鑽探孔位分佈圖

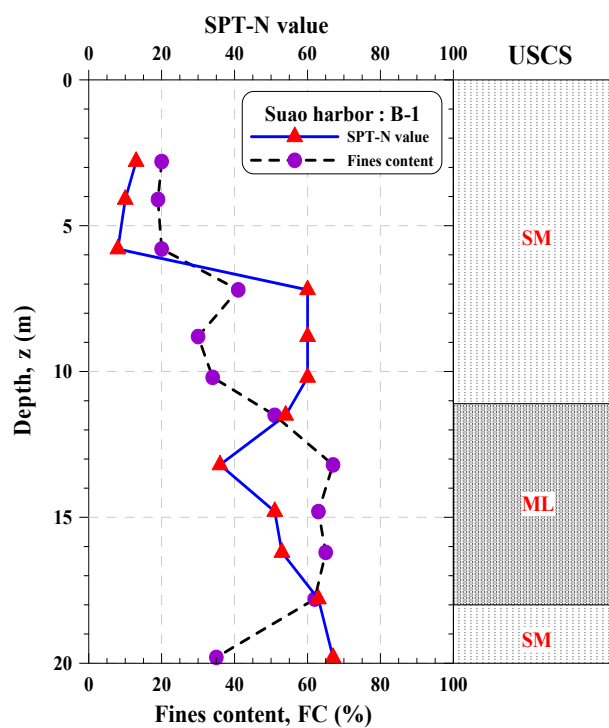


圖3.1.2 蘇澳港區B-1孔位之SPT-N、FC值隨深度變化圖及地層分布

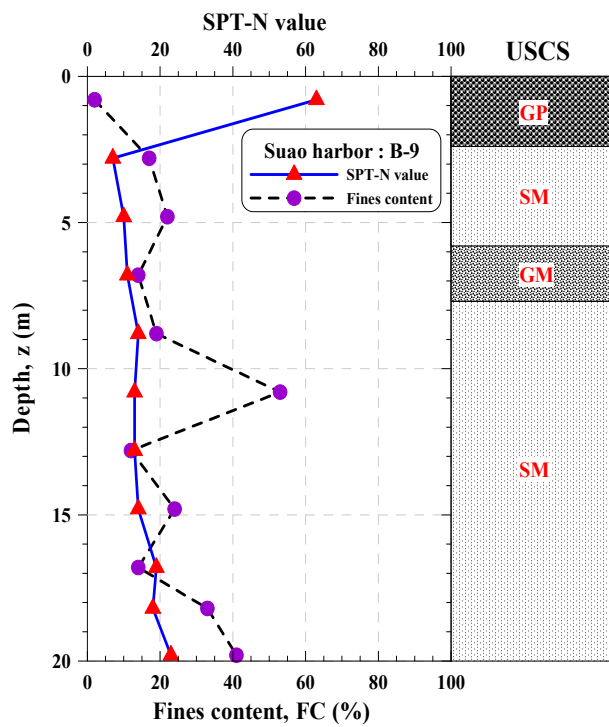


圖3.1.3 蘇澳港區B-9孔位之SPT-N、FC值隨深度變化圖及地層分布

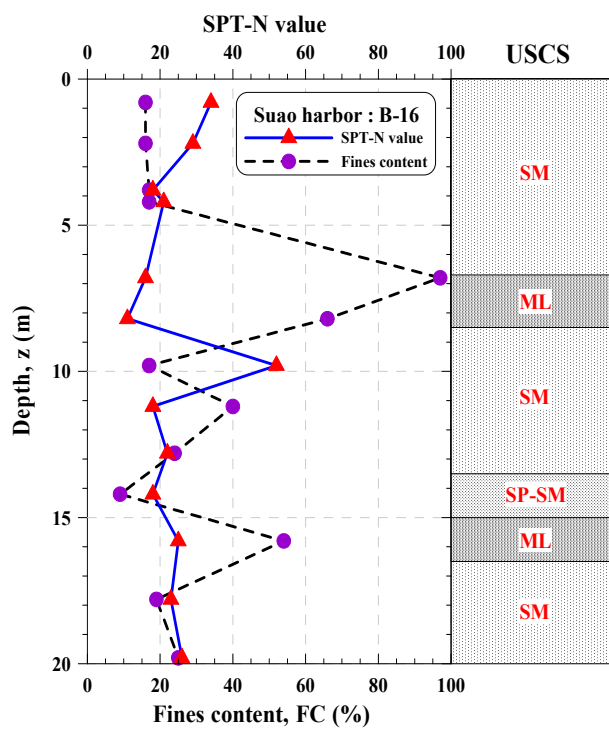


圖3.1.4 蘇澳港區B-16孔位之SPT-N、FC值隨深度變化圖及地層分布

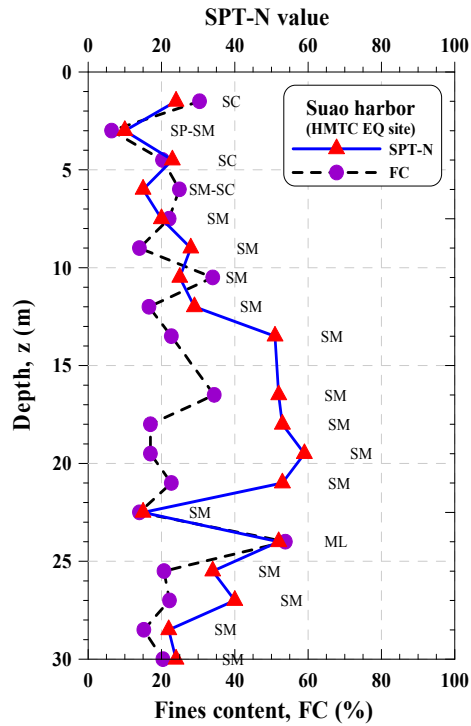


圖3.1.5 蘇澳港地震測站孔位SPT-N、FC值隨深度變化圖及地層分布

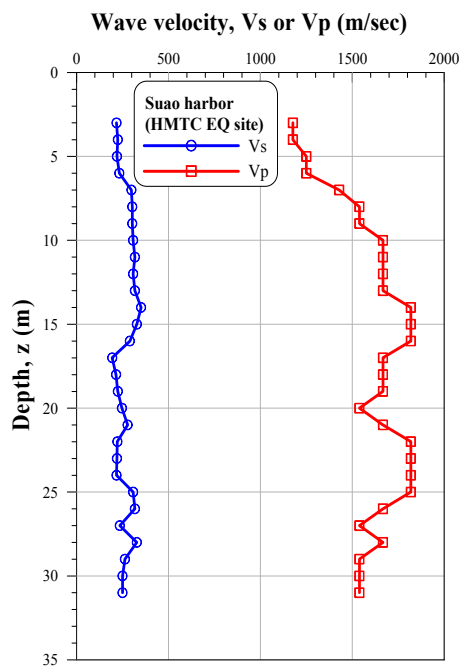


圖3.1.6 蘇澳港地震測站孔位之剪力波速及壓力波速隨深度變化圖

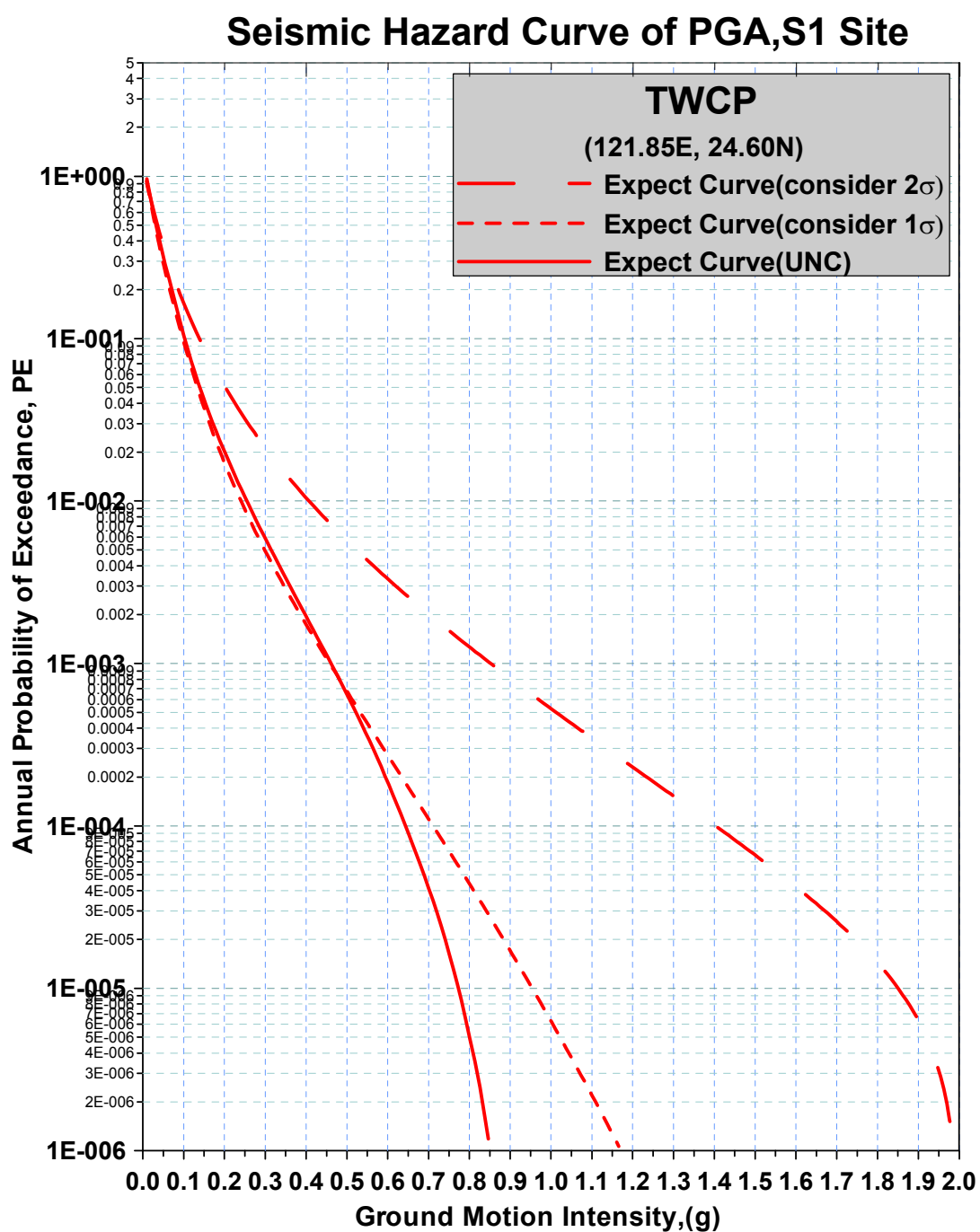


圖3.2.3 蘇澳港區之平均地震危害度曲線

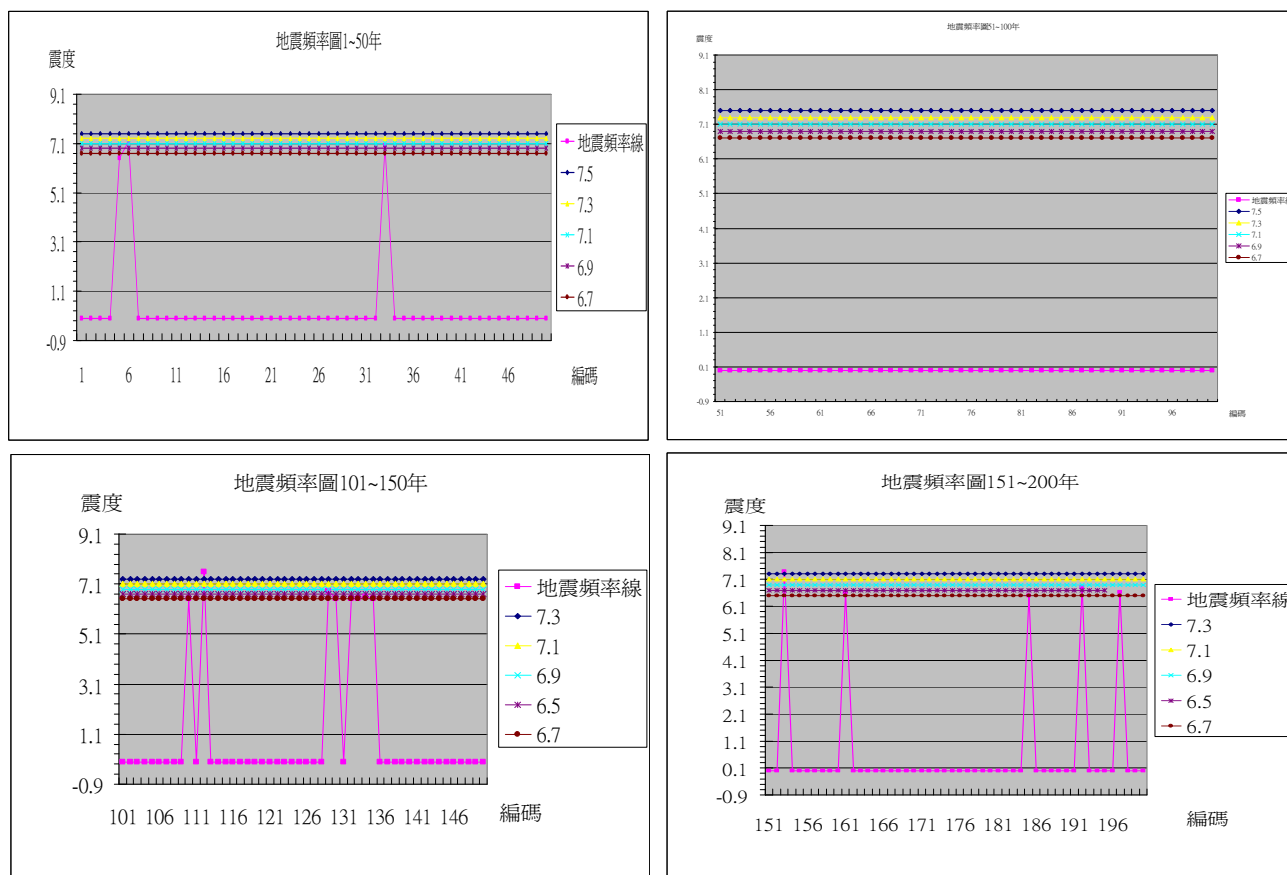


圖3.3.1 序號1 - 200地震頻率圖

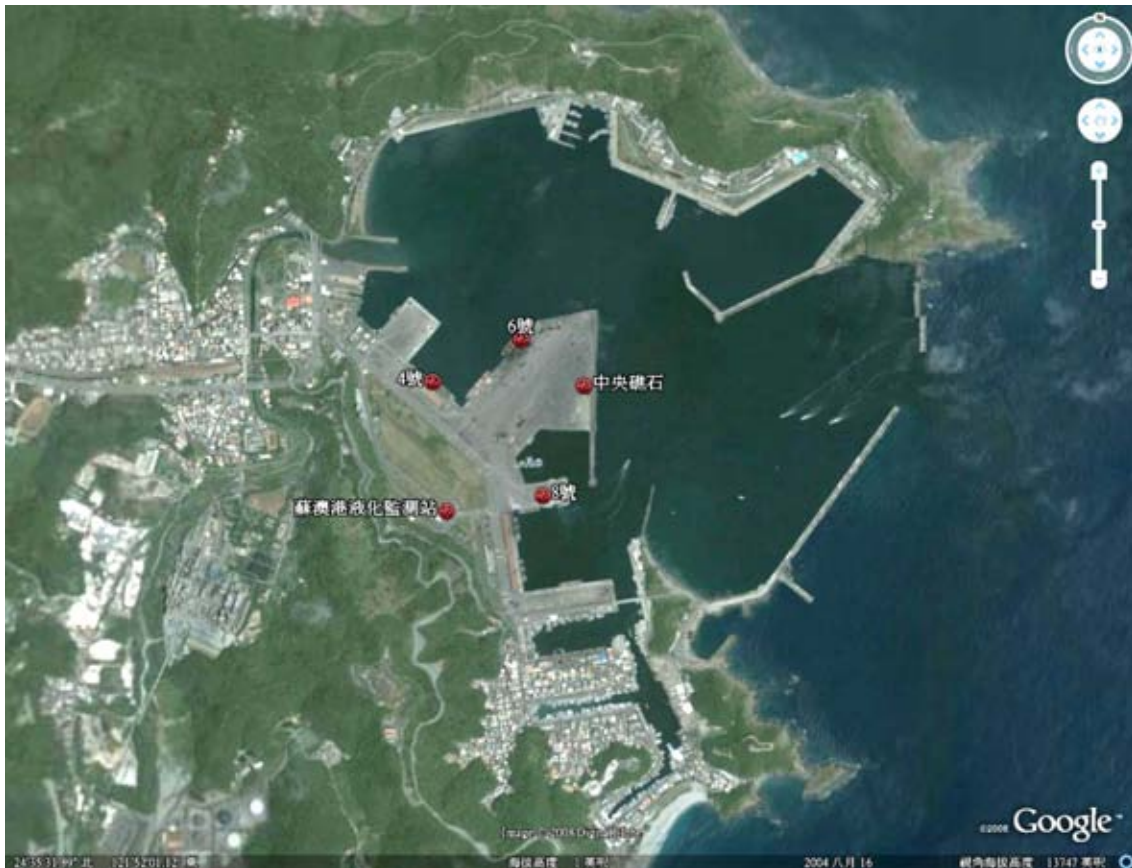
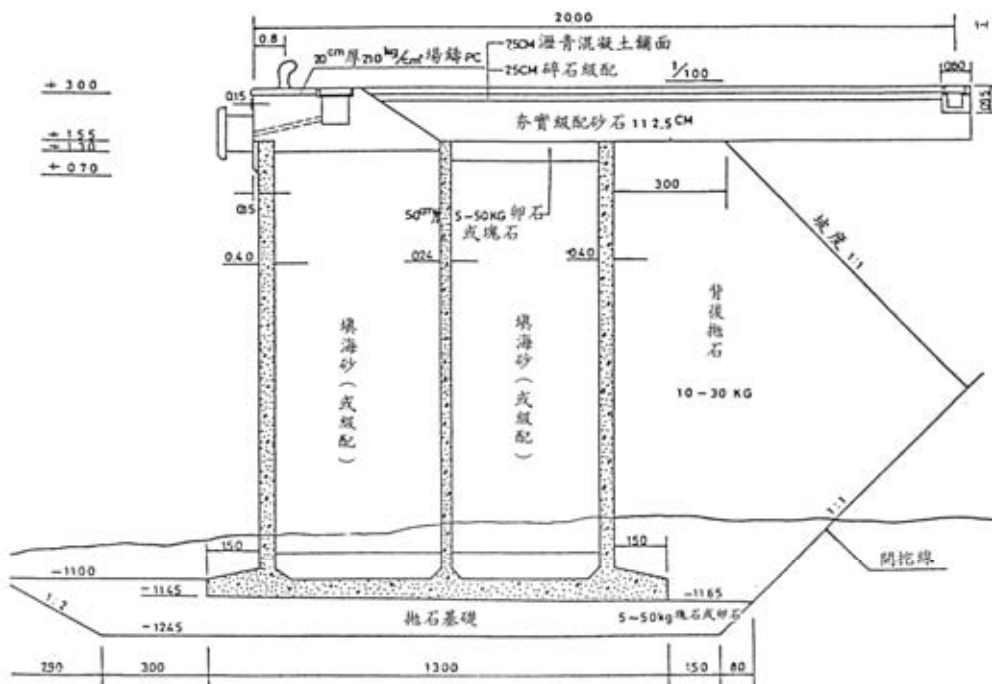


圖3.4.1 蘇澳港區微振動量測位置分佈(引自 Google Earth)



(a)蘇澳港 4 號碼頭

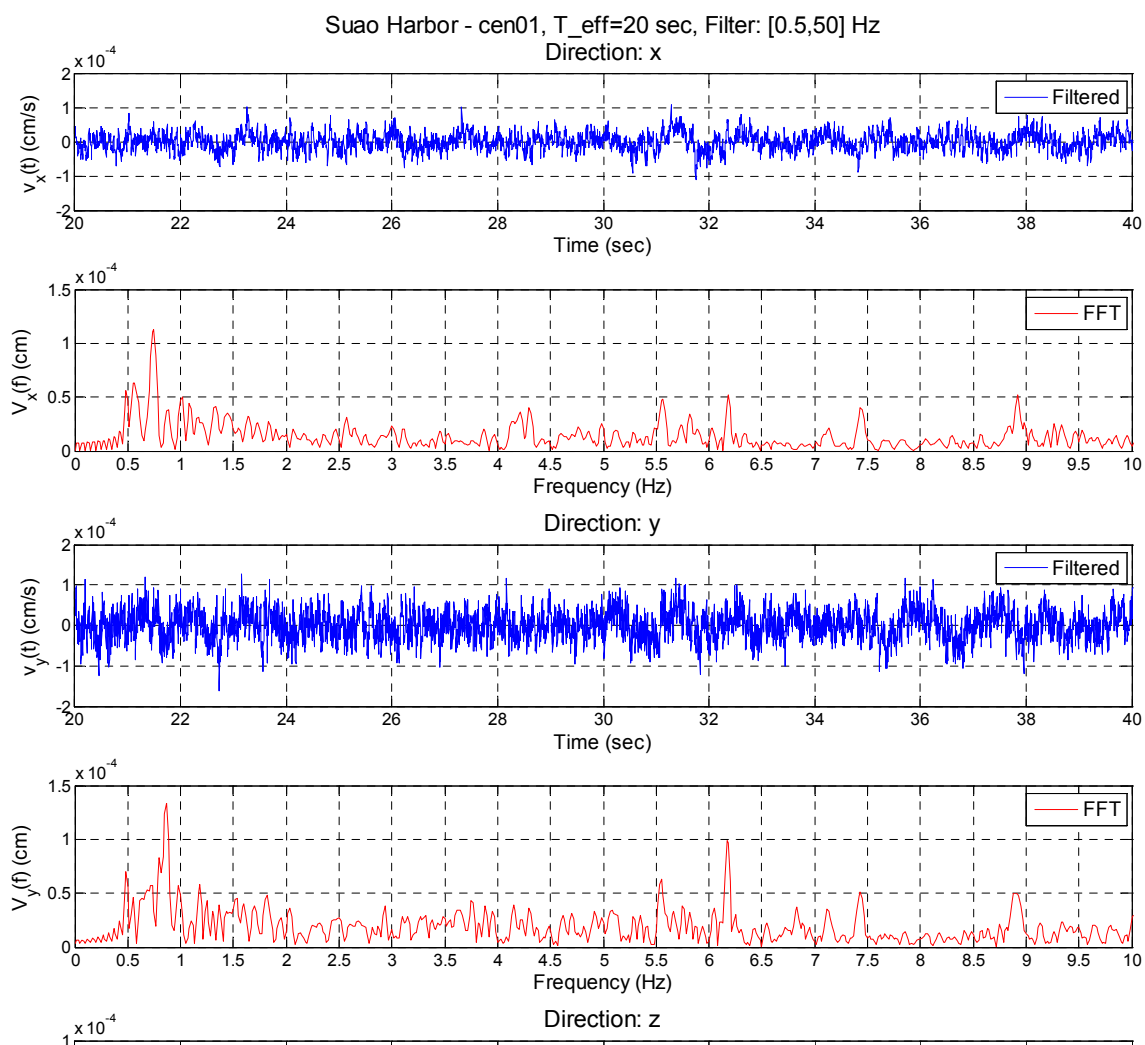


圖3.4.3 蘇澳港區中心礁石微振動量測結果

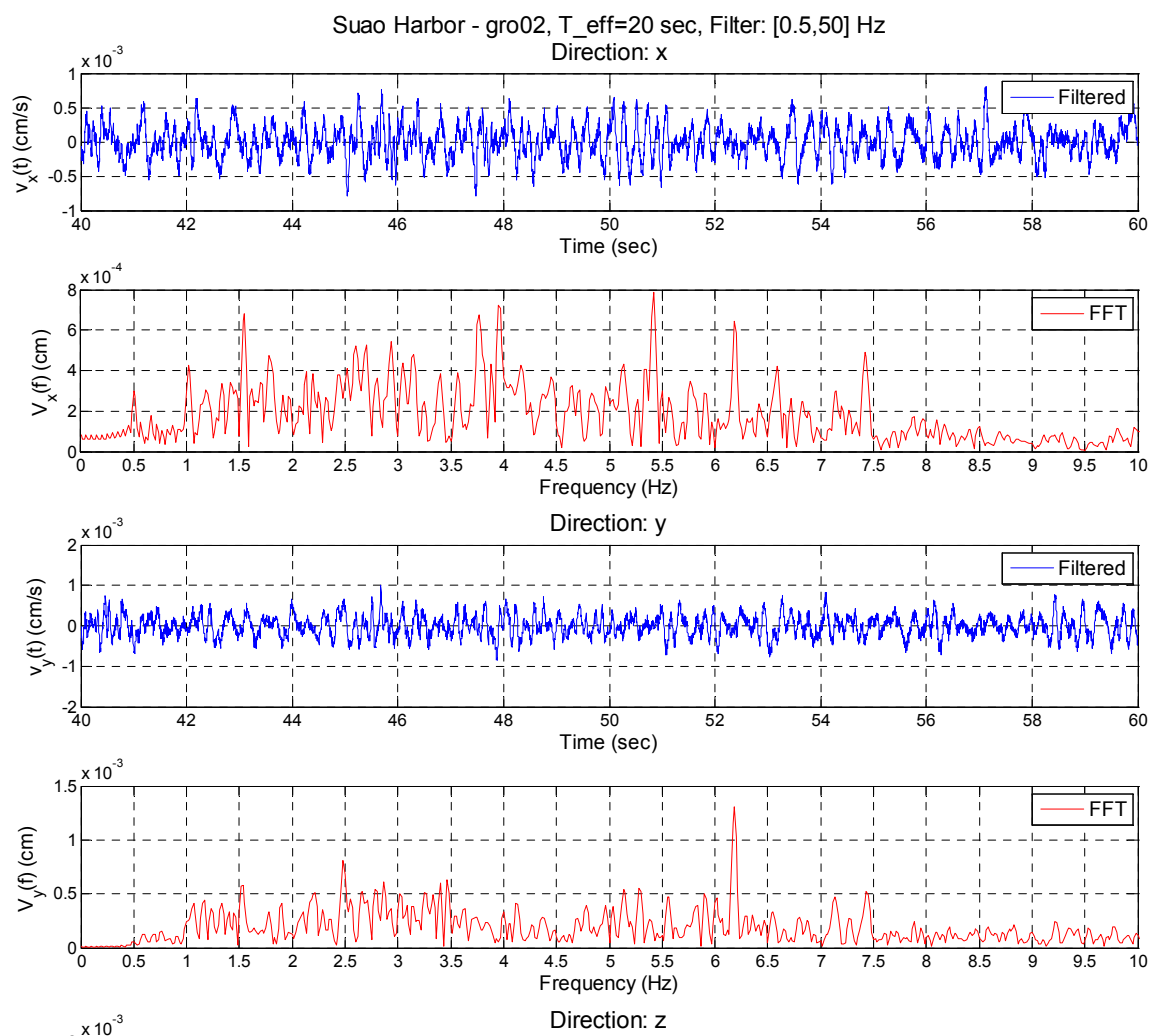


圖3.4.4 蘇澳港區素地微振動量測結果

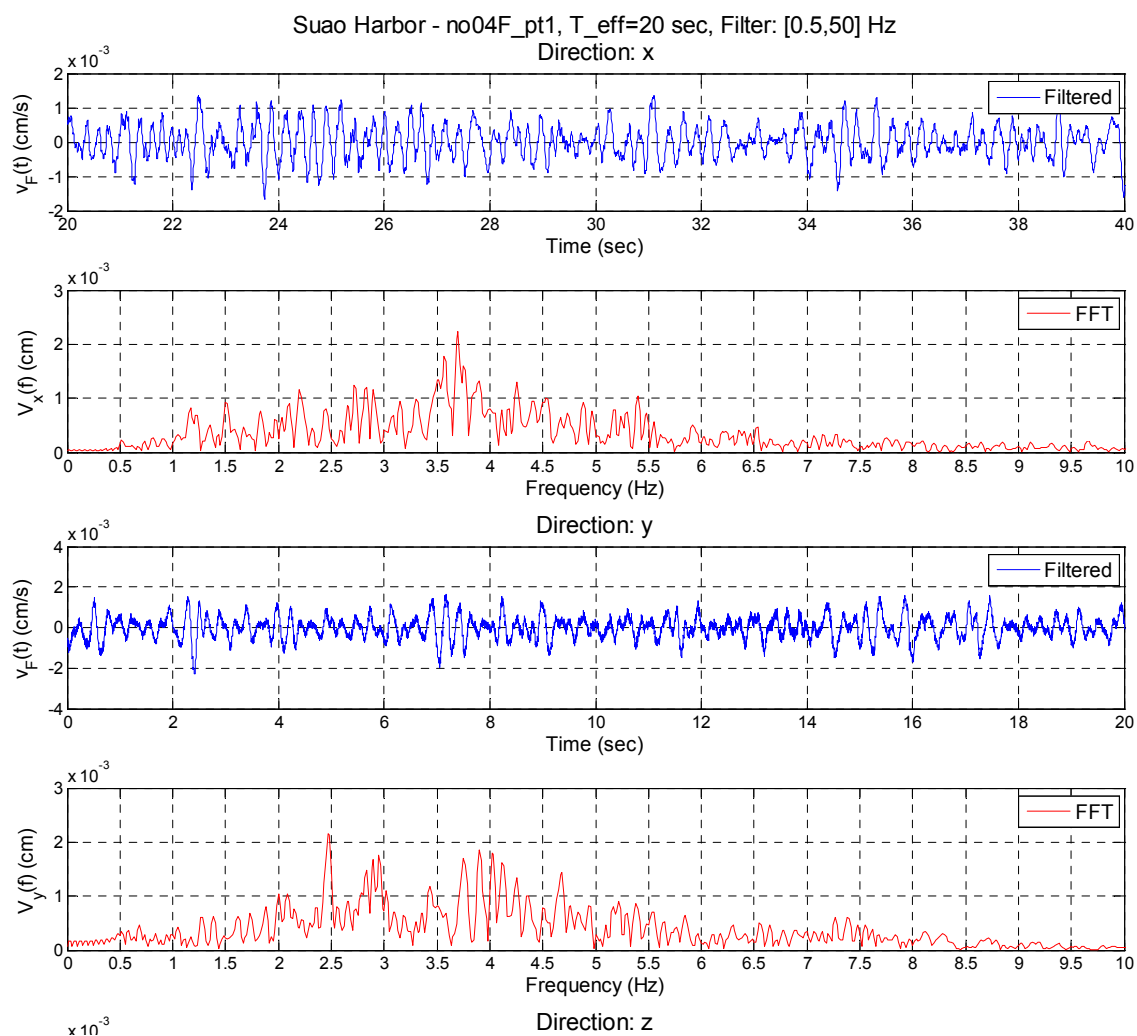


圖3.4.5 蘇澳港4號沉箱式碼頭(外傾單元)岸肩前緣微振動量測結果

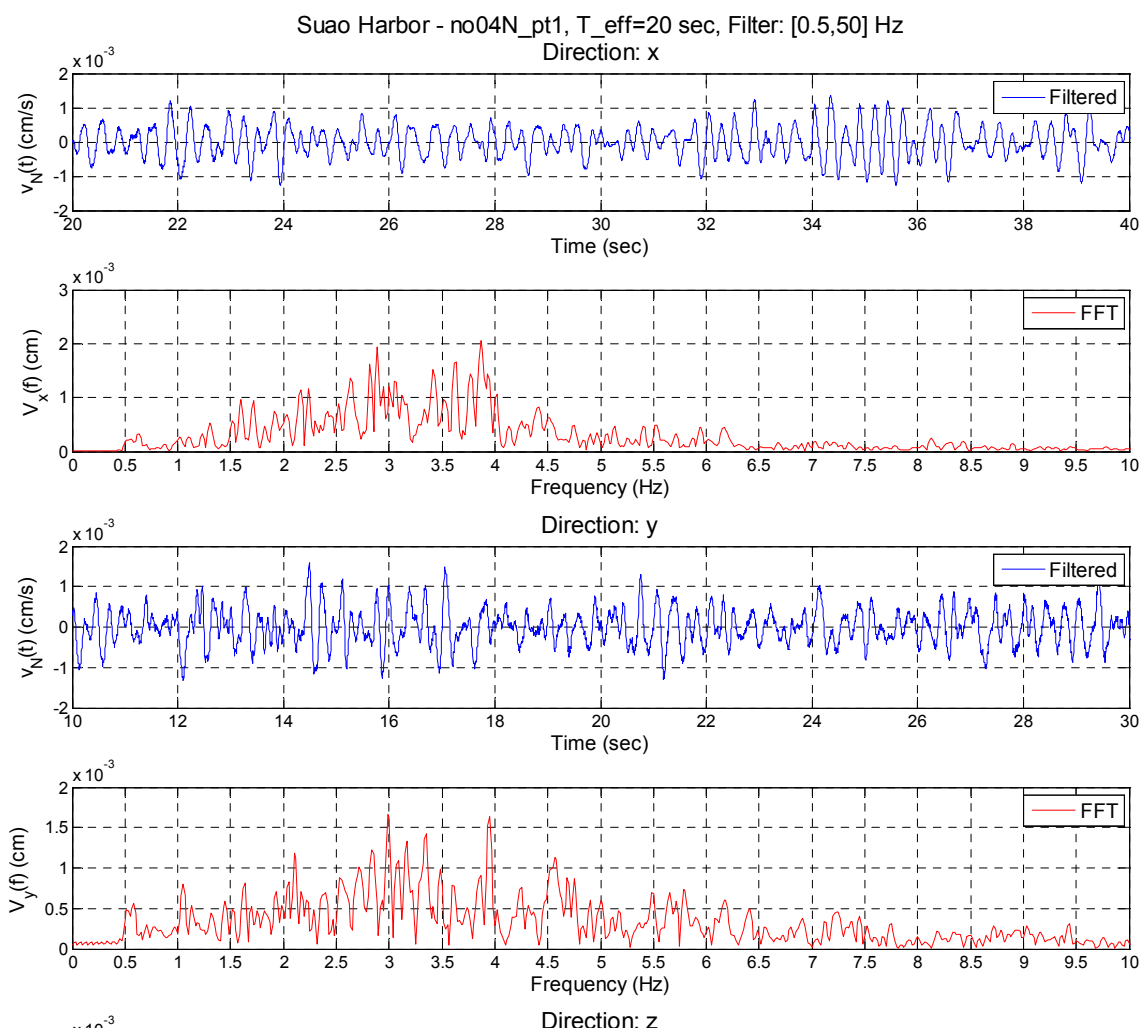


圖3.4.6 蘇澳港4號沉箱式碼頭(未外傾單元)岸肩前緣微振動量測結果

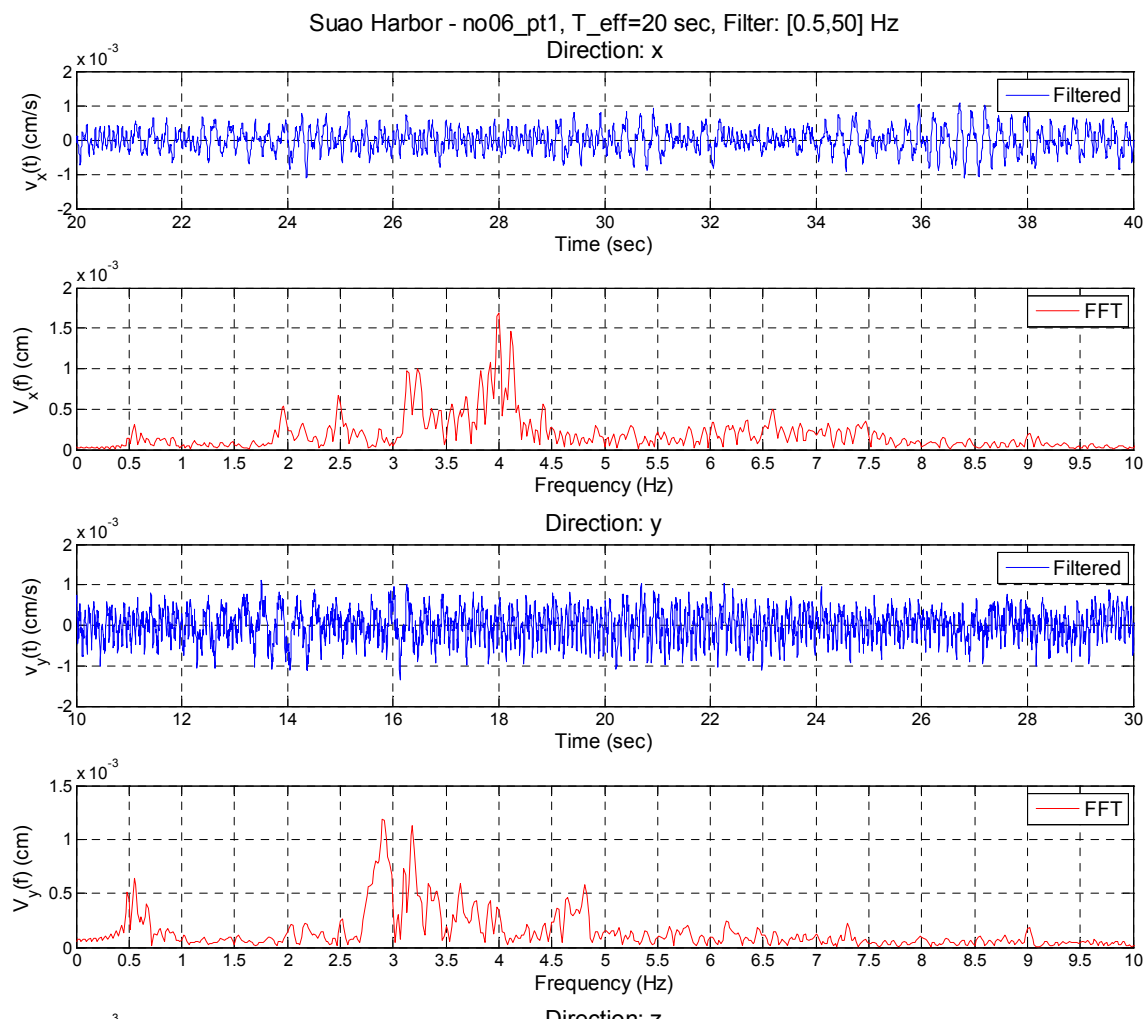


圖3.4.7 蘇澳港6號鋼管樁棧橋式碼頭岸肩前緣微振動量測結果

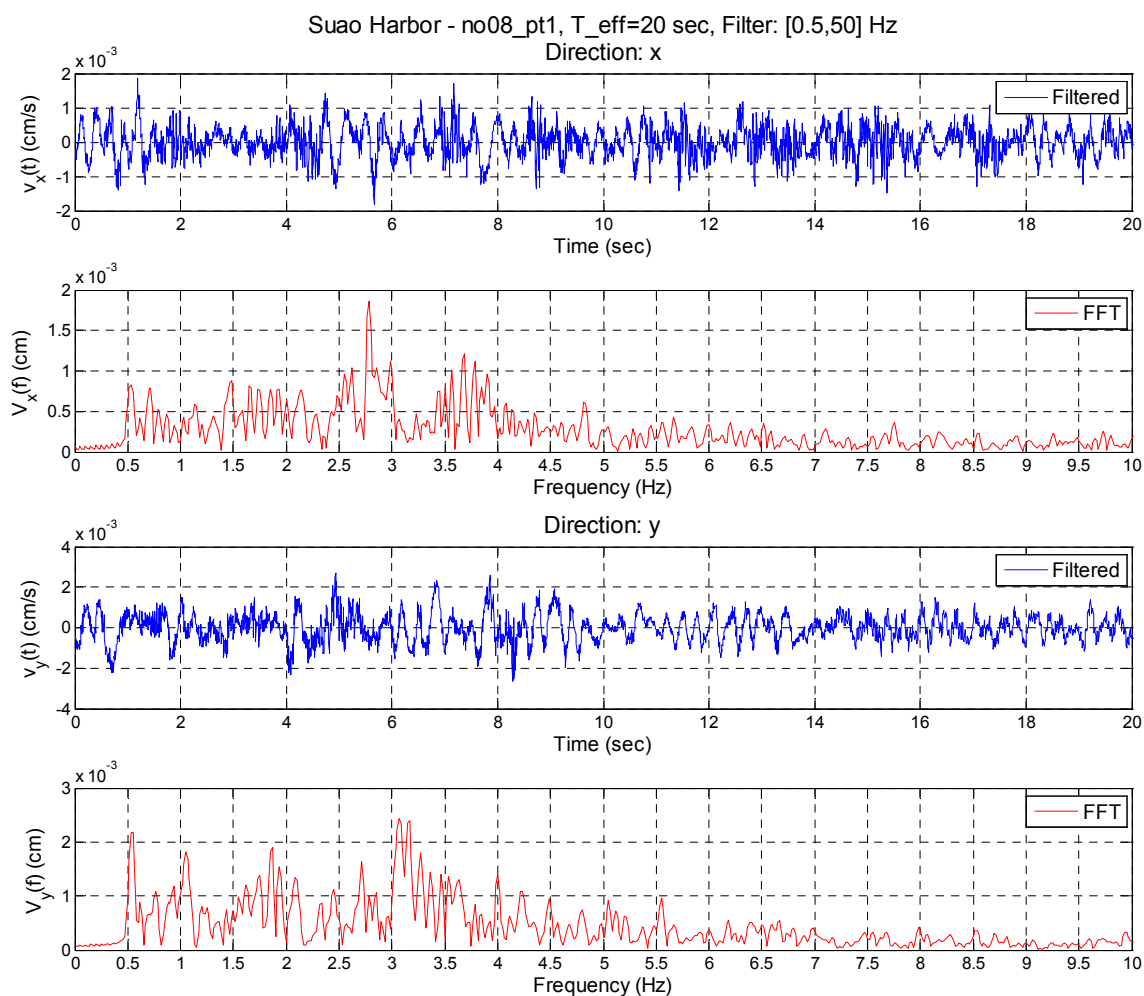


圖3.4.8 蘇澳港8號方塊式碼頭岸肩前緣微振動量測結果

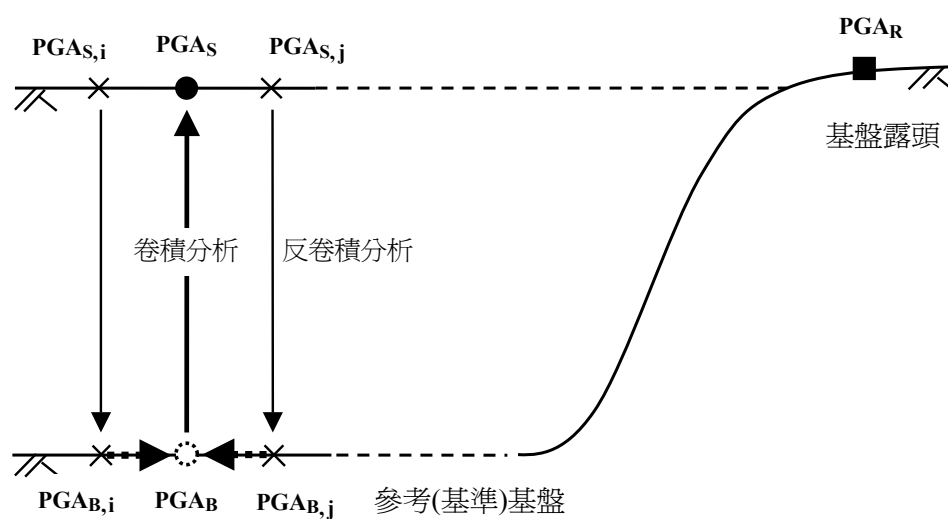


圖3.5.1 本研究所採用之地盤反應分析模式

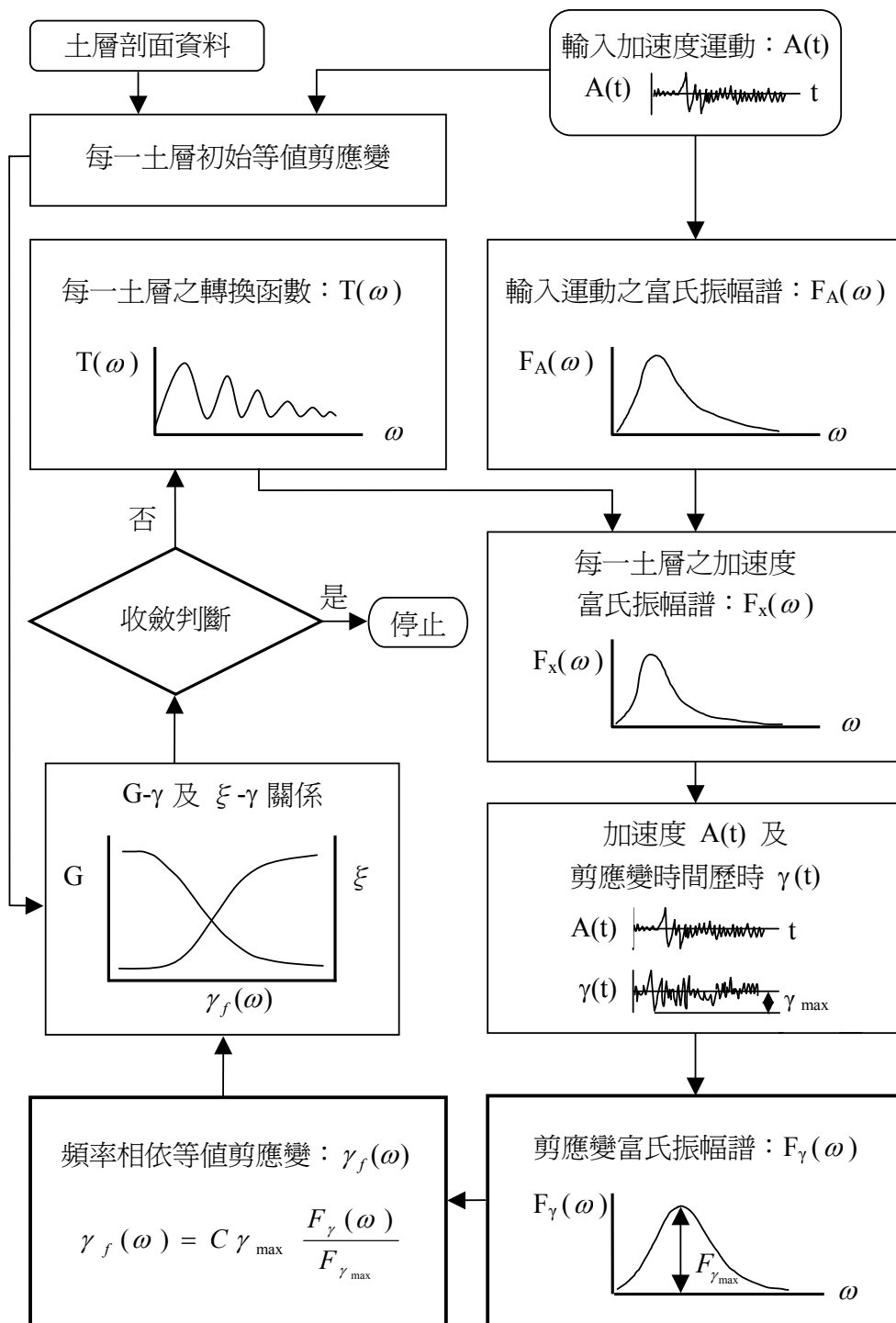


圖3.5.2 FDEL地盤反應分析模式之分析流程

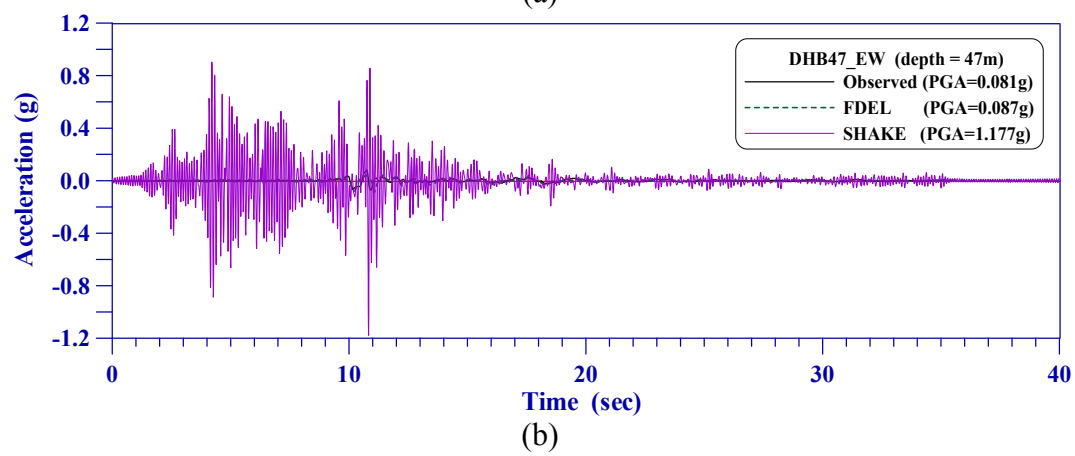
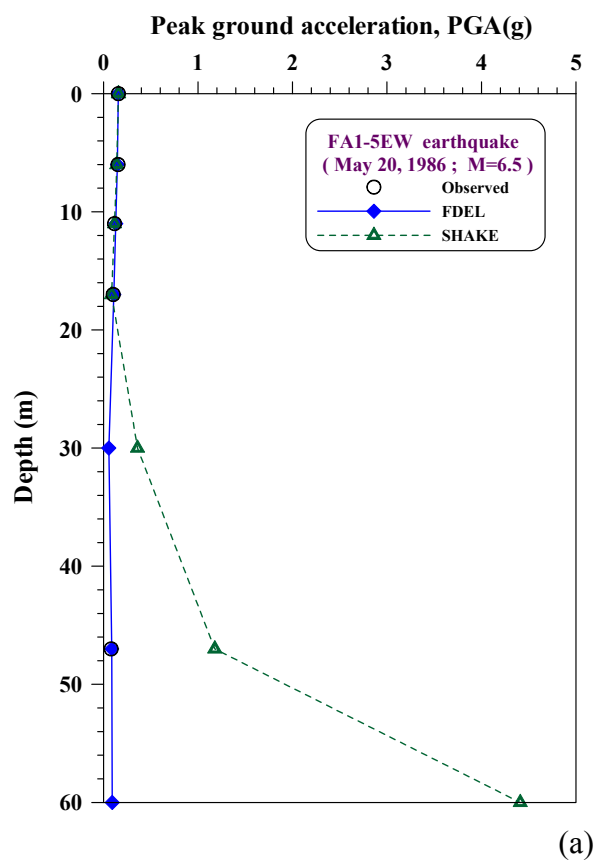


圖3.5.3 (a)各深度最大加速度PGA值及(b)47m深加速度歷時之實測及分析結果比較

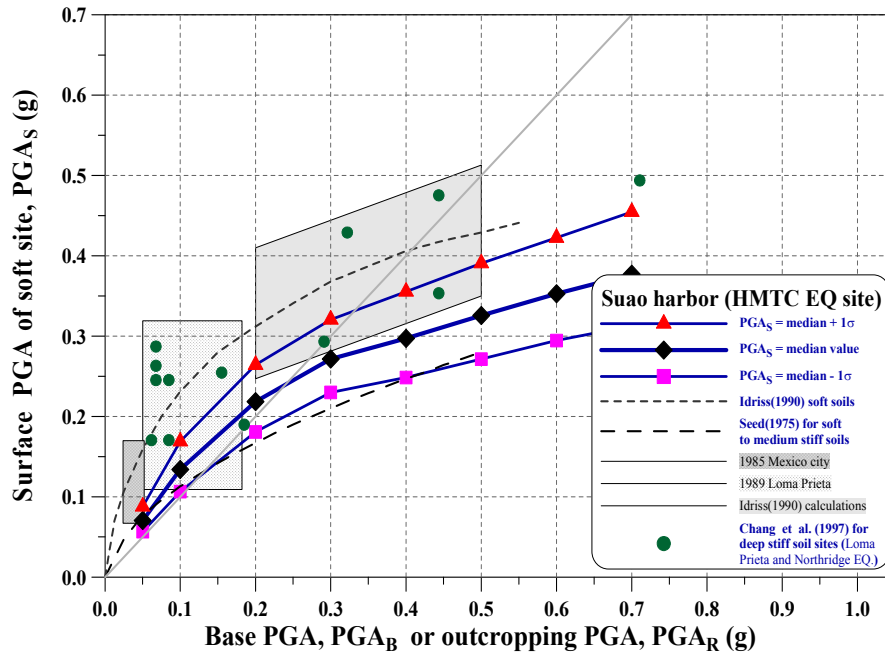


圖3.5.7 地表最大加速度(PGA_S)與參考(基準)基盤最大加速度(PGA_B)或露頭最大加速度(PGA_R)之關係

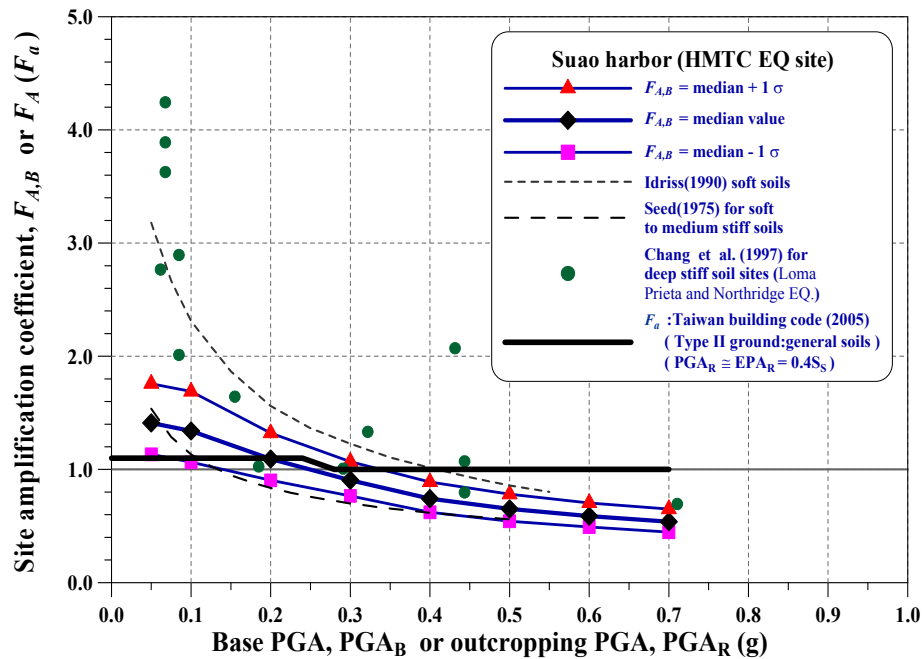


圖3.5.8 放大係數 $F_{A,B}$ 或 F_A (F_a)與參考(基準)基盤最大加速度(PGA_B)或露頭最大加速度(PGA_R)之關係

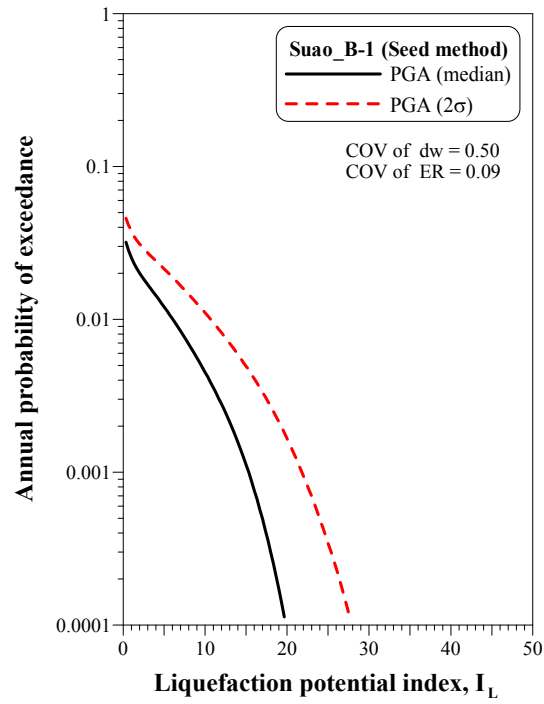


圖3.6.1 蘇澳港B-1鑽孔場址液化潛能指數 I_L 之危害度

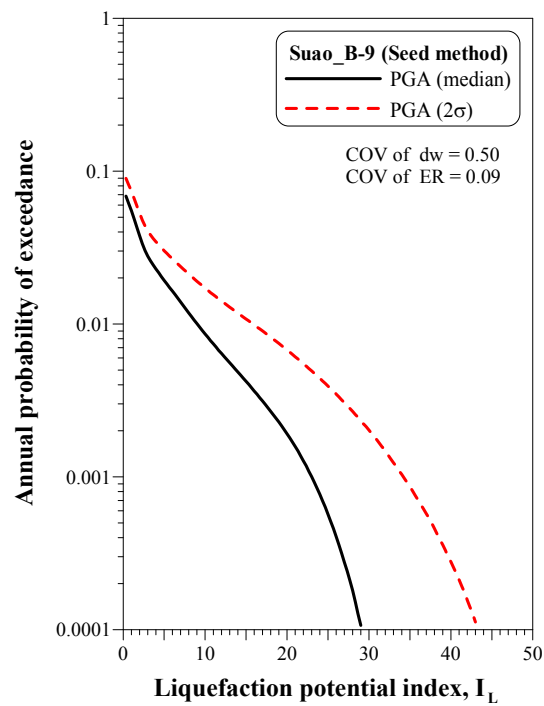


圖3.6.2 蘇澳港B-9鑽孔場址液化潛能指數 I_L 之危害度

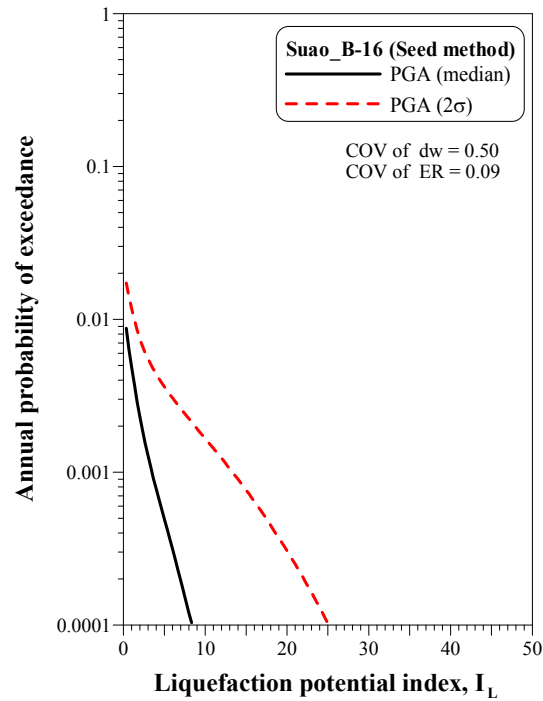


圖3.6.3 蘇澳港B-16鑽孔場址液化潛能指數 I_L 之危害度

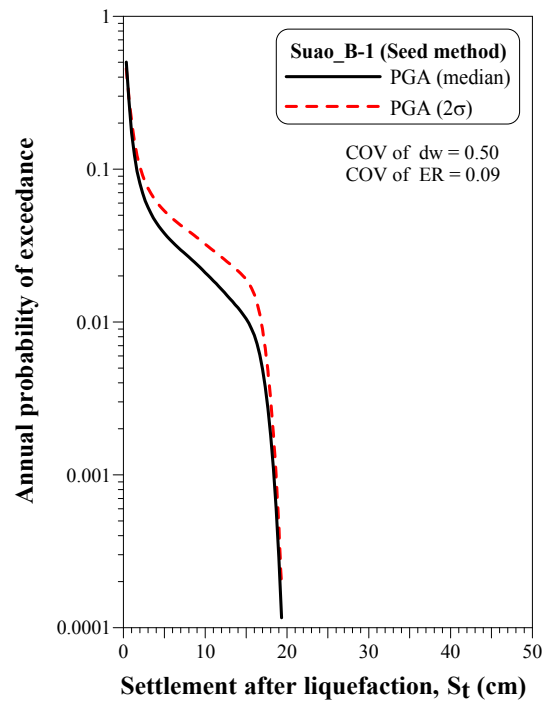


圖3.6.4 蘇澳港B-1鑽孔場址液化後地盤沈陷量 S_t 之危害度

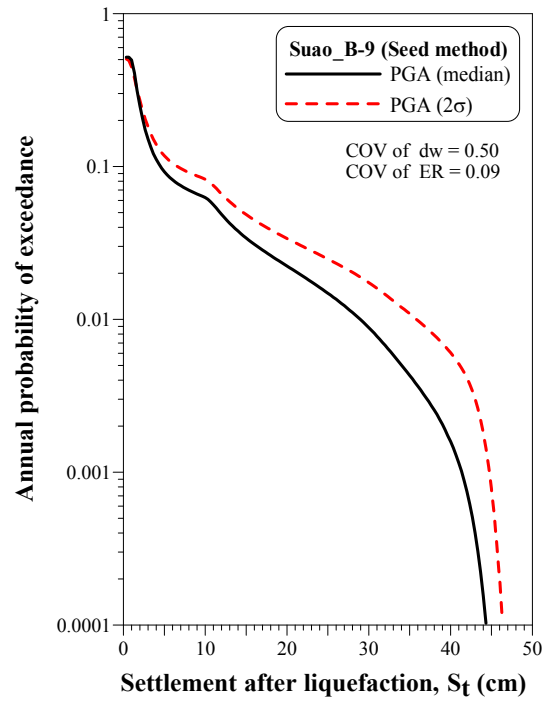


圖3.6.5 蘇澳港B-9鑽孔場址液化後地盤沈陷量 S_t 之危害度

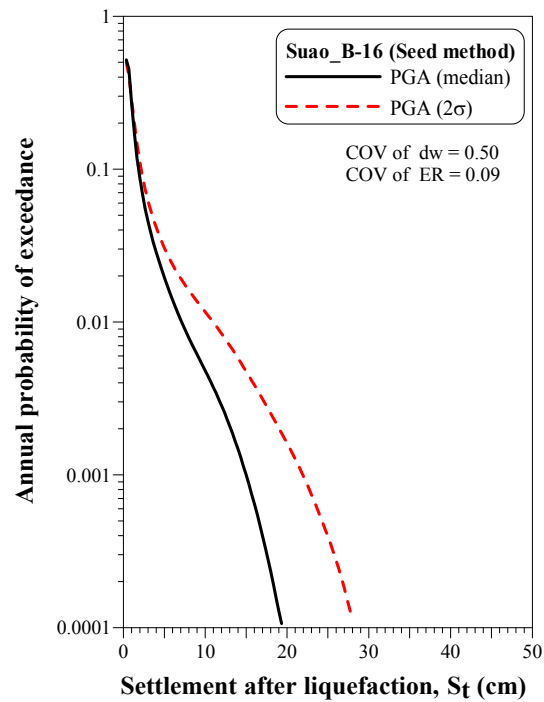


圖3.6.6 蘇澳港B-16鑽孔場址液化後地盤沈陷量 S_t 之危害度

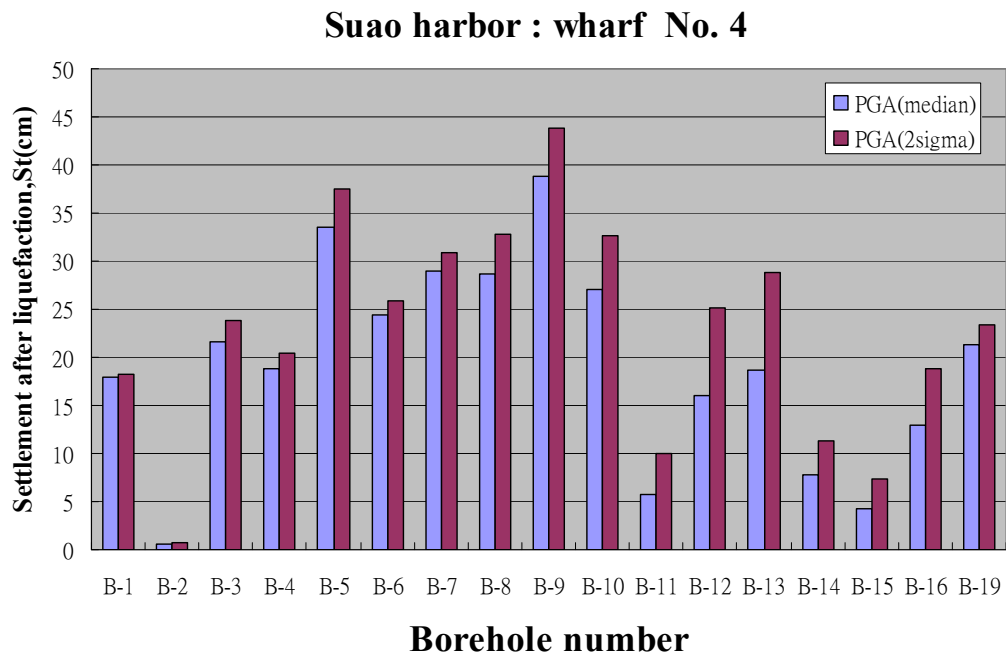


圖3.6.11 蘇澳港鑽孔場址液化後地盤沈陷量 S_t 之危害度 ($Tr=475$ 年)

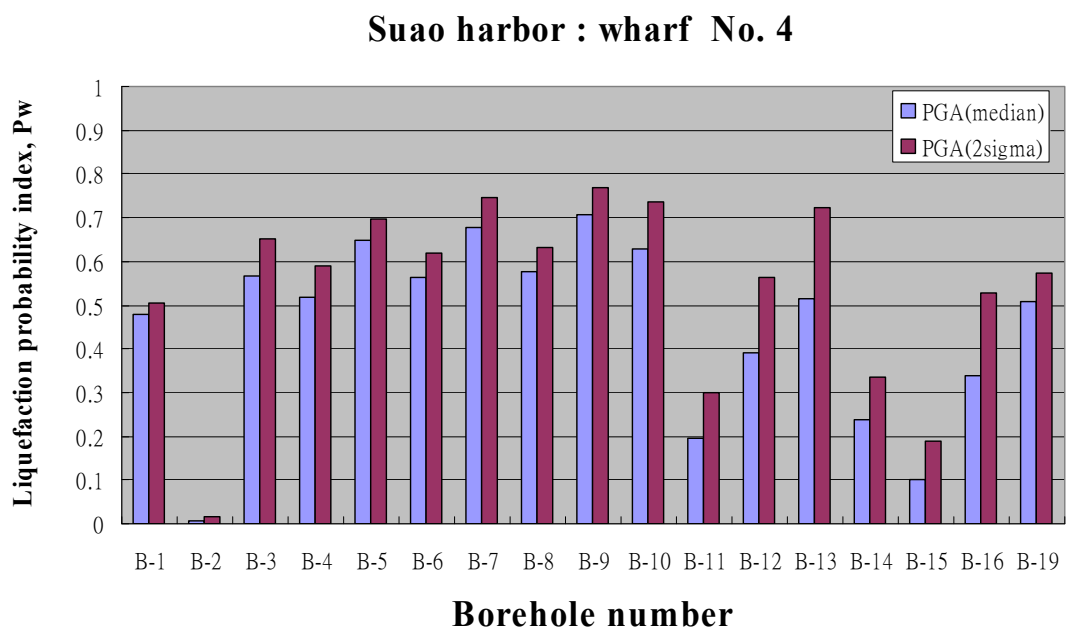


圖3.6.12 蘇澳港鑽孔場址液化機率指數 P_w 之危害度 ($Tr=475$ 年)

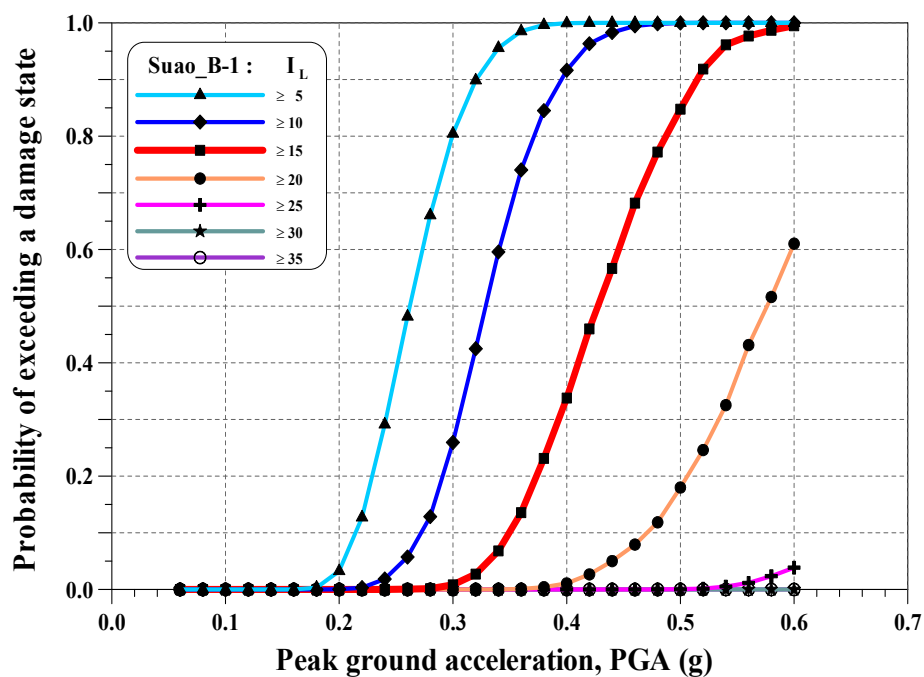


圖3.7.1 蘇澳港B-1鑽孔場址 I_L 之液化易損性曲線

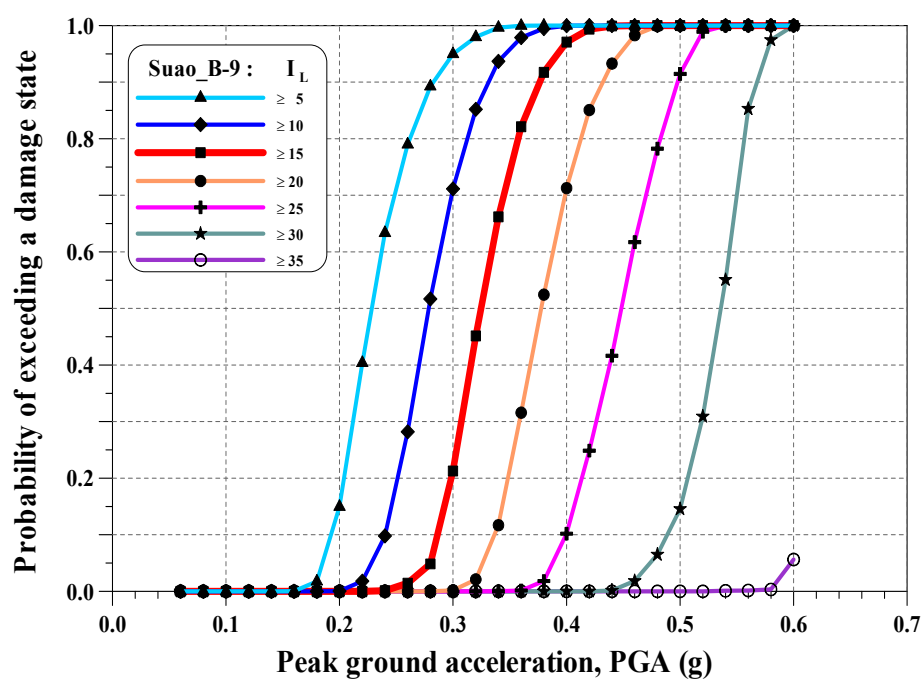


圖3.7.2 蘇澳港B-9鑽孔場址 I_L 之液化易損性曲線

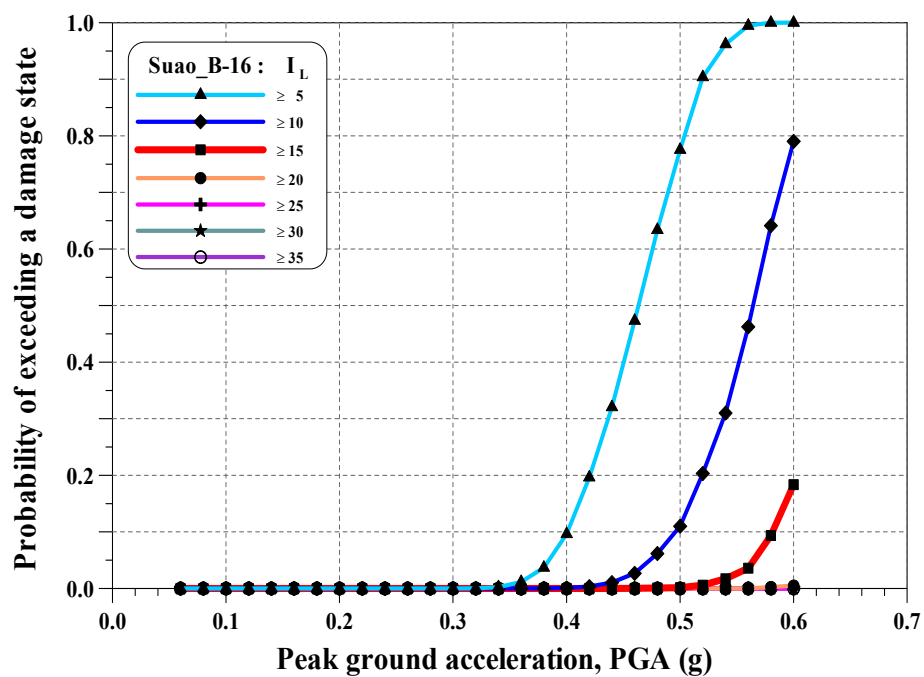


圖3.7.3 蘇澳港B-16鑽孔場址 I_L 之液化易損性曲線

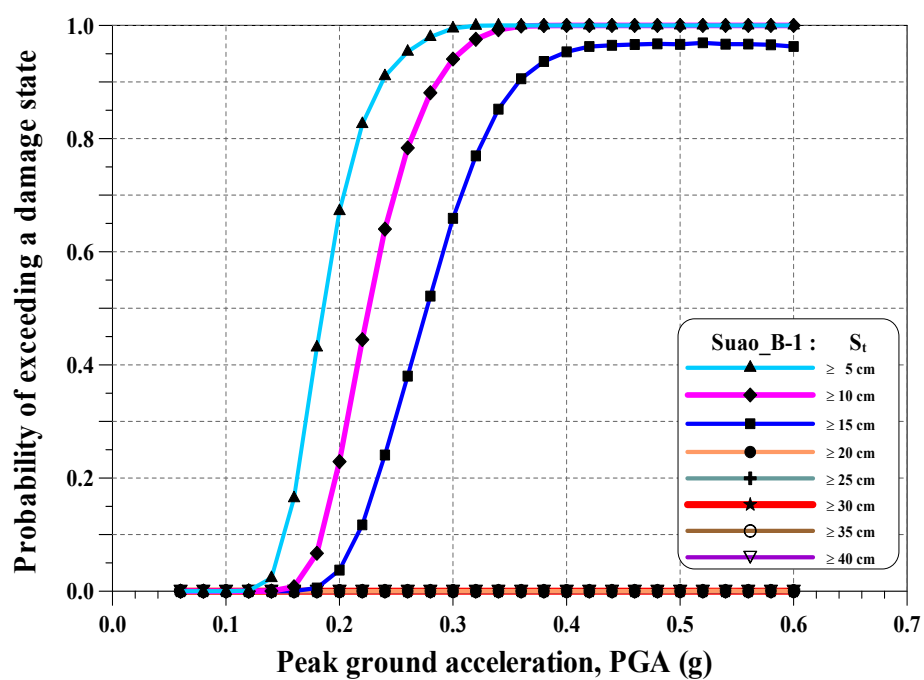


圖3.7.4 蘇澳港B-1鑽孔場址 S_t 之液化易損性曲線

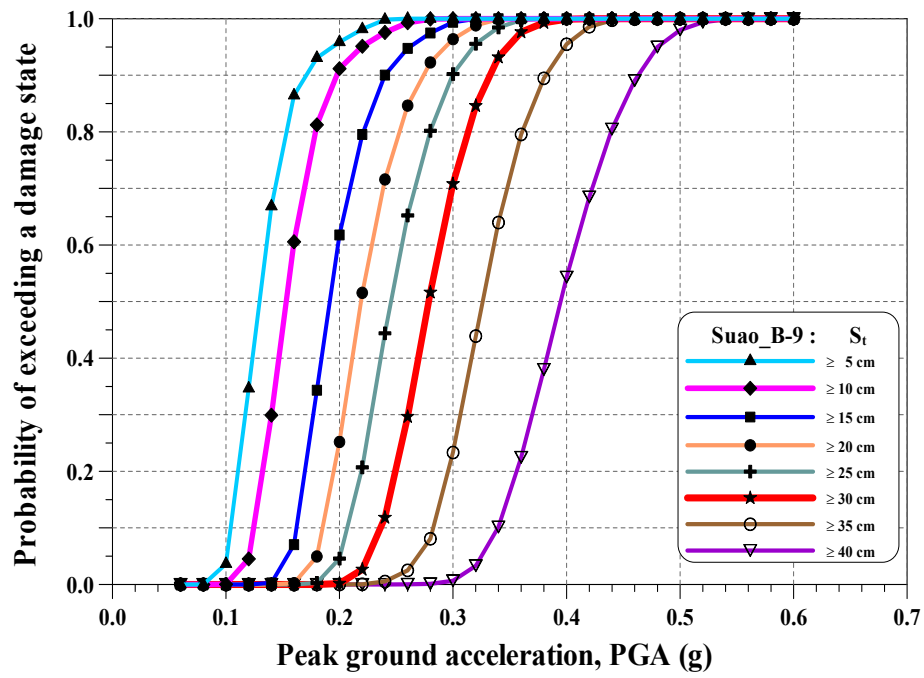


圖3.7.5 蘇澳港B-9鑽孔場址 S_t 之液化易損性曲線

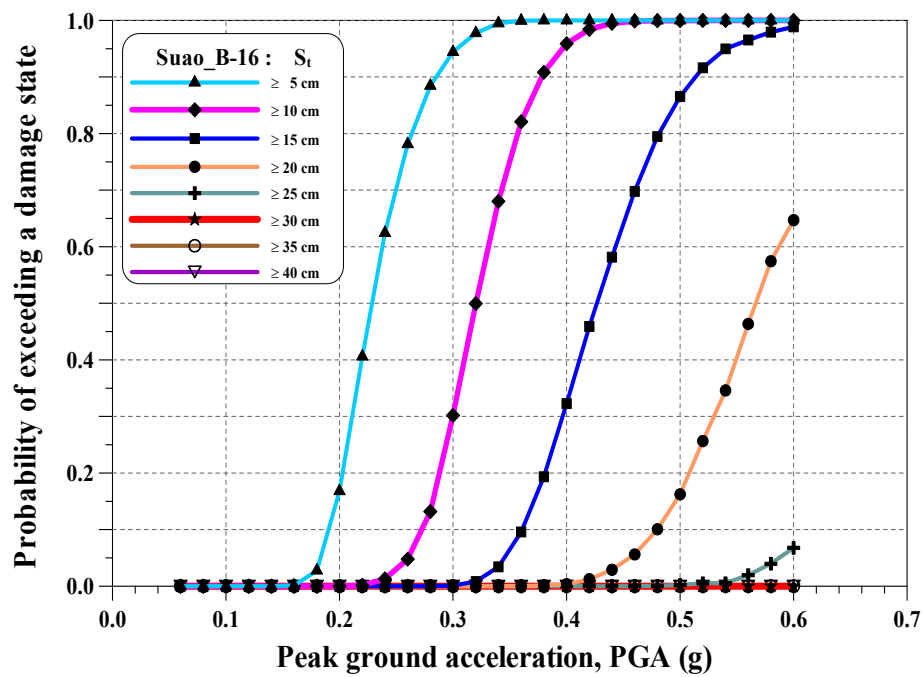


圖3.7.6 蘇澳港B-16鑽孔場址 S_t 之液化易損性曲線

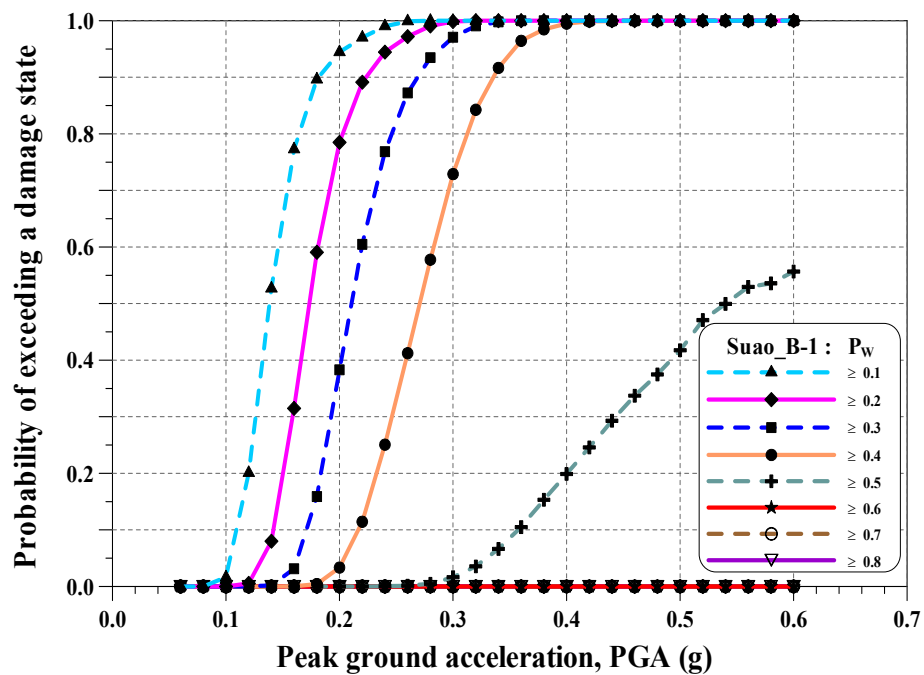


圖3.7.7 蘇澳港B-1鑽孔場址 P_w 之液化易損性曲線

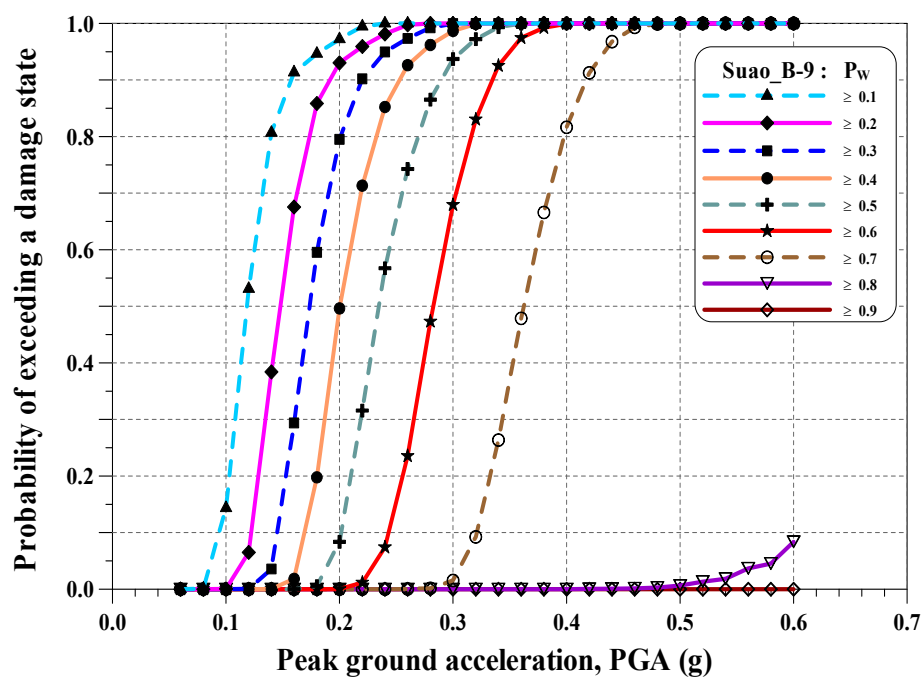


圖3.7.8 蘇澳港B-9鑽孔場址 P_w 之液化易損性曲線

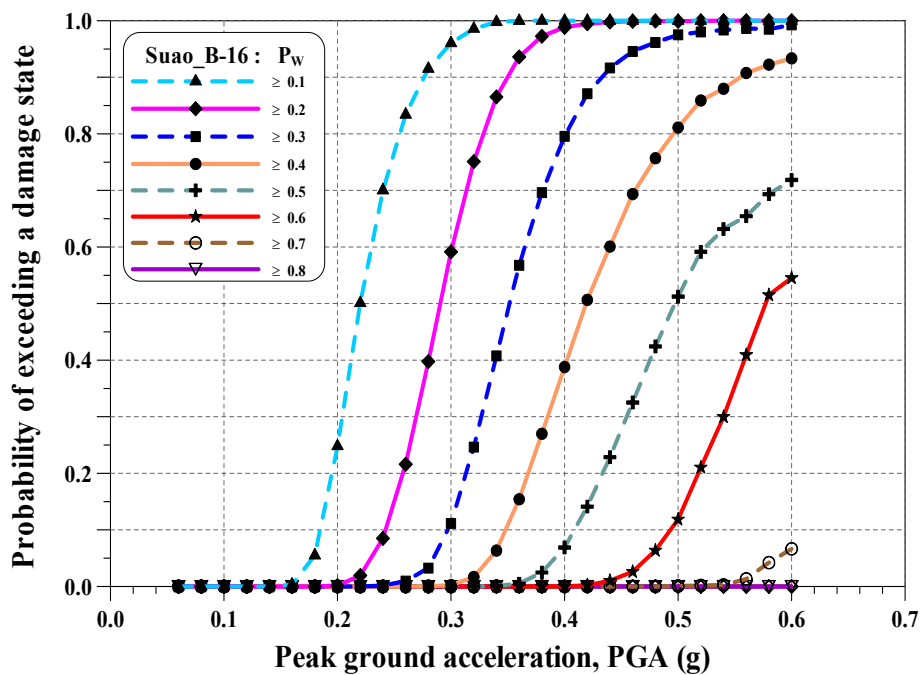


圖3.7.9 蘇澳港B-16鑽孔場址 P_w 之液化易損性曲線

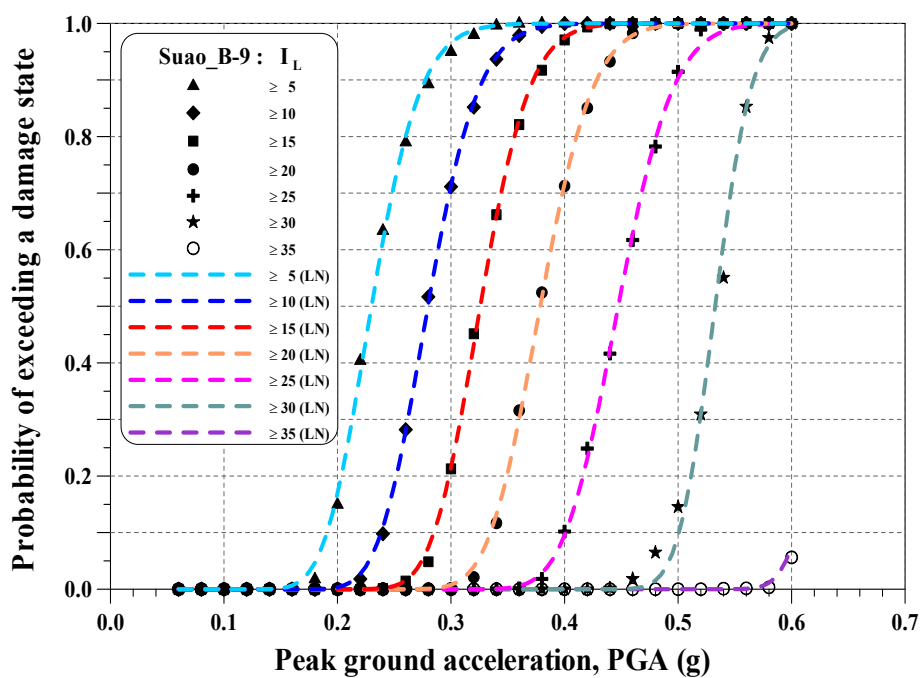


圖3.7.10 蘇澳港B-9鑽孔場址 I_L 之液化易損性曲線（以LN迴歸）

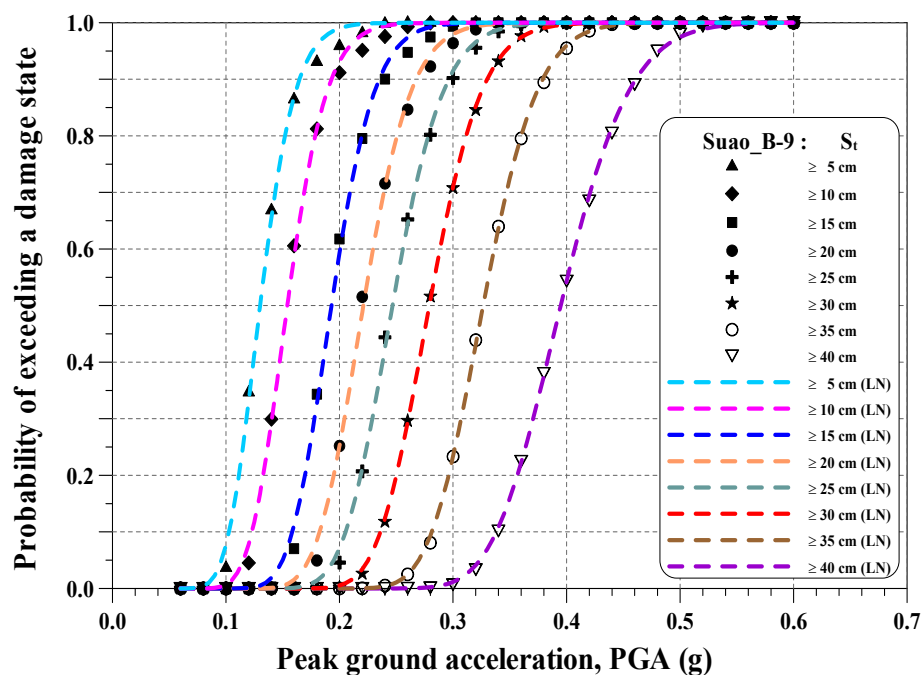


圖3.7.11 蘇澳港B-9鑽孔場址 S_t 之液化易損性曲線（以LN迴歸）

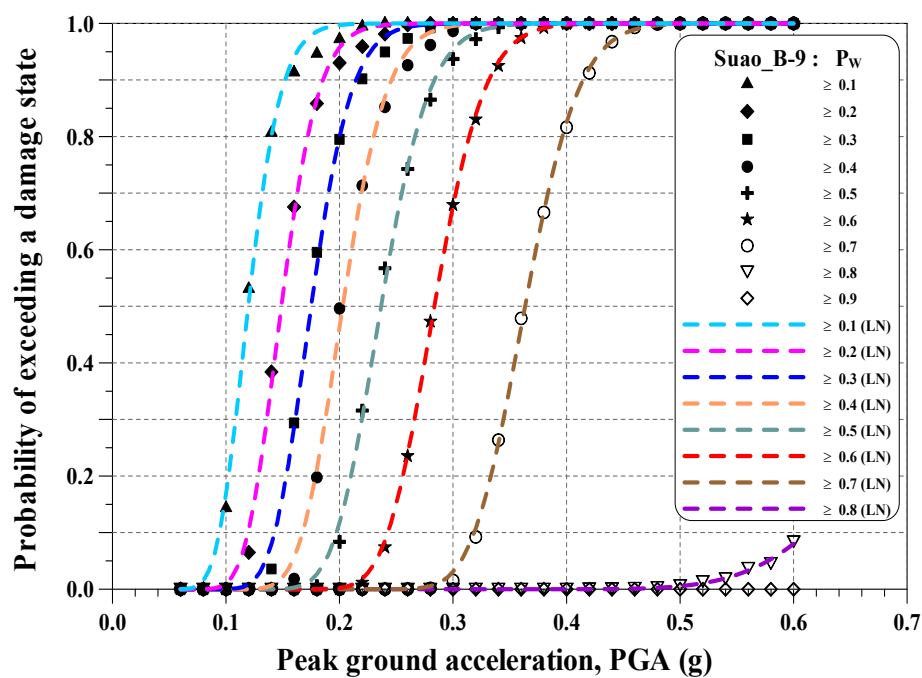


圖3.7.12 蘇澳港B-9鑽孔場址 P_w 之液化易損性曲線（以LN迴歸）

第四章 港灣構造物耐震能力之評估

近十餘年來，世界各地所發生的強大地震造成無數人員傷亡，以及房屋、道路、橋梁、港灣設施、非結構構件及設備等的倒塌與破壞，使得工程界對地震的摧毀力量有了更新的認識，並開始考慮採用以性能為標的之設計方法。性能設計的理念即為明確且定量的要求構造物於某程度地震力作用下，須具備某種程度之性能水準，因此能有效掌握構造物之行為與反應，並預期因維修、補強或營運停頓所帶來的損失。因此，除了新建結構物必須根據最新的規範進行設計外，對既有構造物之耐震能力評估也逐漸受到重視。

在地震等級方面，依國際航海協會(PIANC, 2001)建議，當進行港灣設施性能設計時，應考量以下兩個等級之地震：

- 等級 1 (L1) 地震：定義為在結構使用年限內超越機率為 50% 之地震。
- 等級 2 (L2) 地震：定義為在結構使用年限內超越機率為 10% 之地震。

此外，工址附近若有活動斷層時，則必須再將該斷層納入考量。一般而言，港灣結構物之設計使用年限多為 50 年，則 L1 與 L2 等級地震對應之地震回歸期分別為 75 及 475 年。

基於性能設計之觀點，國際航海協會(PIANC, 2001)針對港灣設施之損害等級訂出以下標準：

- 第 I 級（可使用）：結構無或輕微損壞，結構功能無或些微喪失；
- 第 II 級（可修復）：結構損壞程度，處於可控制狀態，結構功能暫時喪失；
- 第 III 級（接近破壞）：結構嚴重破壞，幾近於完全破壞，結構功能長期甚至完全喪失；
- 第 IV 級（已破壞）：結構處於完全破壞坍塌狀態，結構功能已完全喪失。

根據重要性與用途，國際航海協會(PIANC, 2001)將港灣構造物分

為以下幾個耐震性能等級：

—S 級：符合下列條件之構造物。

(1)若受震損壞，可能會造成大量人命與財產損失之重要構造物；

(2)在災後重建時需要提供功能之關鍵構造物；

(3)用於危險物質處理之重要構造物；

(4)若喪失功能，將嚴重影響地震災區社會經濟活動之重要構造物。

—A 級：影響性較 S 級結構低之重要構造物，或損壞後難以復原之構造物。

—B 級：非屬 S 級、A 級、與 C 級之一般構造物。

—C 級：尺寸小且易於修復之構造物。

因花蓮港各碼頭均非設計用來處理高危險性物質，故本研究中，將其均歸類為性能等級A之構造物。

國際航海協會(PIANC, 2001)建議各個耐震性能等級之結構物，在 L1 等級與 L2 等級之設計地震下，可容許之損害等級如下：

—S 級：L1 地震：損害等級 I（可使用）；L2 地震：損害等級 I（可使用）。

—A 級：L1 地震：損害等級 I（可使用）；L2 地震：損害等級 II（可修復）。

—B 級：L1 地震：損害等級 I（可使用）；L2 地震：損害等級 III（接近破壞）。

—C 級：L1 地震：損害等級 II（可修復）；L2 地震：損害等級 IV（完全倒塌）。

本章後續便將根據以上標準，並考量碼頭型式之差異，由簡至繁分別選擇較適用的耐震能力分析方法，進行花蓮港重力式與板樁式碼頭案例的耐震性能分析與評估。

4.1 重力式碼頭耐震能力評估

由於民國75年花蓮地震造成蘇澳港部份碼頭側移，及花蓮港新建碼頭後線背填土沉陷，所以對於台灣東部的港灣結構物，其耐震設計仍是相當重要。花蓮港為台灣東部主要國際港，亦是東部水泥、砂石的主要輸出港。花蓮港位於花蓮市區東北方，東濱太平洋，西依美崙山。花蓮港係屬人工開鑿，東西兩防波堤左右環抱，開口西南，區分為內、外港，自外港往北經狹長航道而進入內港。花蓮港現有碼頭共25座，其中內港區16座，水深6.5至10.5公尺，可靠泊4,000噸至12,000噸；外港區9座，水深12至16.5公尺，可靠泊30,000噸至100,000噸，所有碼頭年裝卸量可達3400萬噸，另有倉棧六棟十五間、堆貨場三十八處、臨時貨櫃集散站一座、港勤拖船四艘及交通艇一艘，港埠設施極為完備，足以擔負港埠輸運功能。

圖4.1.1~4.1.4為花蓮港重力式碼頭結構形式，總共分為4類，分別為混凝土重力式、混凝土方塊式、消波方塊式、消波沉箱式，以下將就重力式碼頭受震破壞機制、簡易分析法（擬靜力分析）、簡易動力分析法（滑動塊體法）、動力分析法等，敘述說明如下：

4.1.1 簡易分析法（擬靜力分析）

4.1.1.1 花蓮港重力式碼頭代表性剖面與參數

花蓮港重力式碼頭包含了內港區的1~3號、10~16號混凝土重力式碼頭與7號混凝土方塊式碼頭，以及外港區17~18號消波方塊式碼頭與19~25號沉箱式碼頭共19座，各碼頭的主要設計參數與功能用途可參見表4.1.1。花蓮港主要營運業務以水泥、砂石料以及雜貨為主，根據92年至96年期間花蓮港務局碼頭使用率資料顯示（表4.1.2），花蓮港以外港區各碼頭（17~25號碼頭）所使用之比率為最高，其次為內港區10~11號碼頭。因此，本年度計畫以7號混凝土方塊式碼頭、10~11號混凝土重力式碼頭、17~18號消波方塊式碼頭與19~22號消波沉箱式碼頭作為花蓮港重力式碼頭之代表性分析剖面，進行重力式碼頭耐震能力評估研究。

1.花蓮港 7 號混凝土方塊式碼頭

花蓮港 7 號碼頭位於花蓮港內港區，主要用於雜貨運輸之用。碼頭區高程為+4.0m，碼頭長度為 120m，此區碼頭之計畫水深為 6.9m，大潮高潮位為+2.0m，最低低潮位為+0.5m。花蓮港 7 號碼頭自海底面(EL. -6.5m)起至高程+4.0m 處為混凝土方塊堆砌而成，底部為 0.1m 厚的塊石基礎拋石，後方以塊石或卵石回填，最後以級配回填並鋪設面層，整體碼頭設計斷面圖如圖 4.1.1 所示。

2.花蓮港 10 號混凝土重力式碼頭

花蓮港 10 號混凝土重力式碼頭位於內港區，主要用途為水泥石料等貨物運輸之用，碼頭之計畫水深為 9.5m，大潮高潮位為+4.0m，最低低潮位為+0.5m。整體碼頭以混凝土建造，並在其後連接拉桿與混凝土檔版做為補強之用。碼頭基礎浚挖坡度在 EL.-11m 以上為 1：0.6，在 EL.-1.5m 以上坡度則是 1:1。花蓮港 10 號碼頭之標準設計斷面，如圖 4.1.2 所示。

3.花蓮港 17~18 號消波方塊式碼頭

花蓮港 17~18 號碼頭位於花蓮港外港區，接近通往內港區航道入口處，主要用於雜貨水泥運輸之用。碼頭區高程為+4.0m，碼頭長度各為 200m，岸肩寬度為 34m，此區碼頭之計畫水深為 12m，大潮高潮位為+2.3m，最低低潮位為 0.0m。花蓮港 17~18 號碼頭自海底面(EL. -12m)起至高程-3.5m 處為混凝土方塊堆砌而成，底部為 0.5m 厚的塊石基礎拋石，在高程-3.5m 至+2.5m 則堆疊四層厚度為 1.5m 之消波塊，後方以塊石或卵石回填，最後以級配回填並鋪設面層，整體碼頭設計斷面圖如圖 4.1.3 所示。

4.花蓮港 19~22 號消波沉箱式碼頭

花蓮港 19~22 號沉箱式碼頭位於外港區，主要用途為水泥石料等貨物運輸之用，碼頭之計畫水深為 14m，大潮高潮位為+2.3m，最低低潮位為 0.0m。沉箱碼頭基礎為厚約 0.5m 之塊石，沉箱高度為 18m，

並在臨海側沉箱上方設置消波方塊。碼頭基礎浚挖坡度在 EL.-14m 以上為 1.5:1，靠近沉箱處先以塊石回填，最後在原有海床面上再以回填砂回填。花蓮港 19~22 號碼頭之標準設計斷面，如圖 4.1.4 所示。

5. 花蓮港重力式碼頭分析參數

整個碼頭可將其區分為海側與陸側，海側有海水，陸側背填土壤區域有地下水，且陸側之地下水位通常高於海側之海水位，地下水位高於海水位之部分稱為殘留水位，一般計算殘留水位以朔望平均低潮位(M.L.W. EL.)至朔望平均高潮位(M.H.L. EL.)潮差之 1/3 為標準（港研中心，1997）。

本研究根據各碼頭標準斷面資料，將碼頭與背填土壤參數予以適當之假設。其中，沉箱之總單位重 r_{st} 為 2.2 t/m^3 ，鋼筋混凝土之單位重為 2.4 t/m^3 ，混凝土之單位重為 2.3 t/m^3 ；混凝土與基礎拋石之間摩擦係數 $\mu=0.6$ ，而混凝土對混凝土之間摩擦係數則為 0.55；海水單位重為 1.03 t/m^3 ，背填土壤之單位重 r 為 1.6 t/m^3 ，地下水位面下之土壤有效單位重 r' 為 1.0 t/m^3 ；回填塊石料之內摩擦角 ϕ 為 40° ，而回填級配料 ϕ 為 35° 。沉箱牆面與垂直面夾角 ψ 為 0° ，壁土間的摩擦角 δ 為 15° 。由於未收集到 19~21 號沉箱式碼頭消波方塊（天力塊）詳細設計資料，故在此先假設此處消波方塊的有效單位體積質量為鋼筋混凝土密度之 0.6 倍；而 17~18 號方塊式碼頭參照花蓮港碼頭四期擴建工程#17~18 碼頭細部設計計算書（中華顧問工程司，1981）數值，此處碼頭消波方塊的有效單位體積質量為鋼筋混凝土密度之 0.66 倍。圖 4.1.5 至圖 4.1.8 分別為本研究針對花蓮港 7 號碼頭、10 號碼頭、17~18 號碼頭以及 19~22 號碼頭分析斷面與所採用之各項參數。

4.1.1.2 重力式碼頭滑動穩定性分析模式

重力式碼頭耐震評估方法中的滑動穩定法，係以擬靜力方式，將結構物所承受的地震力簡化為施加於構造物側向的靜態慣性力，並計算作用於構造物上之各項動態作用力以及滑動面上之正向作用力與抗

滑動力，以檢討其滑動穩定性。以下就針對花蓮港之沉箱式碼頭、方塊式碼頭與混凝土重力式碼頭之滑動穩定分析模式、各碼頭滑動穩定性分析結果說明如下：

1. 沉箱式碼頭滑動穩定性分析模式

背填土壤未液化之沉箱式碼頭模型，其分析示意圖如圖 4.1.9，由圖中顯示，當其受地震力作用時，碼頭在水平方向之驅動力，包含了沉箱本身之慣性力 $K_h \cdot W$ 、沉箱兩側之靜水壓力 P_{WL} （陸側）和 P_{WS} （海側）、陸側地下水位與海側潮位震盪變化之動水壓力 P_{WEL} （陸側）和 P_{WES} （海側）、以及背填土壤之動態主動壓力 P_{AE} ；而抗滑動力僅有摩擦力阻抗 $\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)$ 。

因此背填土壤未液化之沉箱受地震力時，其抗滑動之安全係數 F_S ，可以表示如下

$$F_S = \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + (P_{WEL} + P_{WES})} \dots\dots\dots (4.1.1)$$

上式中，

μ ：為沉箱底面與基礎拋石之摩擦係數。

W' ：為沉箱總重減去浮力。

W ：為沉箱之重量。

K_v ：為垂直地震力係數。

K_h ：為水平地震力係數。

P_{WL} ：為陸側靜水壓力。 $P_{WL} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_1^2$ ， γ_w 為海水之單位重 1.03 t/m^3 ，

h_1 為陸側地下水位面至沉箱底部之深度(m)。

P_{WS} ：為海側靜水壓力。 $P_{WS} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_2^2$ ， h_2 為海側潮位至沉箱底部之

深度(m)。

P_{WEL} ：為陸側地下水位震盪變化之動水壓力，根據Matsuo & O'Hara

(1960) 建議， $P_{WEL} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_w \cdot h_1^2$ ，若以水中震度計算動態主動土壓力時，由於已經包含背填土壤地下水位震盪所引致之動水壓力，因此不必另外計算動水壓力（港研中心，1997）。

P_{WEL} ：為海側潮位震盪變化之動水壓力，根據1997年後之新設計基準（港研中心，1997）建議將碼頭前之動水壓力以外力設計計算之，Westergaurd（1933）建議 $P_{WES} = \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_w \cdot h_2^2$ 。

P_{AE} ：為背填土壤之動態主動土壓力，包含殘留水位以上及殘留水位以下至沉箱底部之動態主動土壓力，以修正之Mononobe-Okabe公式計算，此修正後公式乃是以水中震度計算，因此其計算之動態主動土壓力已包含地下水位震盪之動水壓力，計算公式如式(4.1.2)及(4.2.3)所示：

$$P_{AE} = \left[K_{AE} \left(\frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2 \right) + K'_{AE} \left(\gamma_t \cdot h_t + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_1 \right) h_1 \right] \cos \psi \quad \dots\dots\dots (4.1.2)$$

式中，

γ' ：為地下水位以下之土壤有效單位重，約為1t/m³。

γ_t ：為地下水位以上之土壤單位重，約為1.8t/m³。

h_t ：為地下水位以上之土層厚度(m)。

ψ ：為沉箱壁面與垂直面所夾之角度。

K_{AE} ：土層動態主動土壓係數，在地下水位面上為 K_{AE} ，地下水位面以下為 K'_{AE} ，可表示成下式：

$$K_{AE} = \frac{\cos(\phi - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos \psi}} \right]^2} \quad \dots\dots\dots (4.1.3)$$

ϕ ：為土層土壤內摩擦角。

δ ：為沉箱壁面與土壤間之摩擦角。

θ ：為地震合成角，地下水位上， $\theta = \tan^{-1}(\frac{K_h}{1-K_v})$ ；地下水位以下，

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat}-1} \cdot \frac{K_h}{1-K_v}\right), \gamma_{sat} \text{ 為土壤之飽和單位重。}$$

2. 方塊式碼頭滑動穩定性分析模式

方塊式碼頭顧名思義此類型碼頭為數個混凝土方塊所堆疊而成，方塊之間皆設有凹凸楔樁，故其楔合度良好，但在評估碼頭受震安全性時，不考慮其效果（港研中心，2007）。欲探討方塊式碼頭受震時的滑動穩定性，則必須針對不同滑動面進行擬動態動力平衡分析，在所檢核的平面上，將通過牆體踵部垂直面前之部分（即方塊後端上方所承載之部分）當作塊體計算之。

以花蓮港 17~18 號碼頭為例（如圖 4.1.7 所示），若分析 S5 滑動面（EL.-5.5m）時，塊體自重除了消波塊群以及 B、C 方塊混凝土之重量以外，必須將消波塊後方的土塊 B 視為牆體的一部分加以計算其地震水平慣性力及在滑動面上所造成的正向作用力，再依據前節所述計算作用在此分析塊體之動態主動土壓力、靜水壓力、動水壓力等動態力，最後計算該滑動面之安全係數。

由於花蓮港 17~18 號方塊式碼頭在底部混凝土方塊為埋置入海底面（EL.-12m）以下 0.5m 深度，因此在碼頭受地震力作用時，應考慮此方塊趾部前緣因埋置所提供的動態被動土壓力 P_{PE} ，計算公式如式(4.1.4)及(4.1.5)所示：

$$P_{PE} = \left[K'_{PE} \left(\gamma_w \cdot h_2 + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_b \right) h_b \right] \cos \psi \dots\dots\dots (4.1.4)$$

式中，

γ' ：為地下水位以下之土壤有效單位重，約為 1 t/m^3 。

h_2 ：為海側潮位至沉箱底部之深度(m)。

h_B ：為碼頭塊體埋置深度(m)。

ψ ：為塊體壁面與垂直面所夾之角度。

K_{PE} ：土層動態被動土壓係數，在地下水位面上為 K_{PE} ，地下水位面以下為 K'_{PE} ，可表示成下式：

$$K_{PE} = \frac{\cos(\phi + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta - \psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos \psi}} \right]^2} \dots\dots\dots(4.1.5)$$

ϕ ：為土層土壤內摩擦角。

δ ：為沉箱壁面與土壤間之摩擦角。

θ ：為地震合成角，地下水位上， $\theta = \tan^{-1}(\frac{K_h}{1 - K_v})$ ；地下水位以下，

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - 1} \cdot \frac{K_h}{1 - K_v}\right), \gamma_{sat} \text{ 為土壤之飽和單位重。}$$

因此背填土壤未液化之方塊式碼頭受地震力時，其抗滑動之安全係數 F_S 為

$$F_S = \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W) + P_{PE}}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + (P_{WEL} + P_{WES})} \dots\dots\dots(4.1.6)$$

3. 混凝土重力式碼頭滑動穩定性分析模式

花蓮港 10~11 號混凝土重力式碼頭主要的分析模式與沉箱式碼頭相同，當碼頭受地震力作用時，在水平方向之驅動力同樣包含了沉箱本身之慣性力 $K_h \cdot W$ 、沉箱兩側之靜水壓力 P_{WL} （陸側）和 P_{WS} （海側）、陸側地下水位與海側潮位震盪變化之動水壓力 P_{WEL} （陸側）和 P_{WES} （海側）、以及背填土壤之動態主動壓力 P_{AE} ；而抗滑動力有摩擦力阻抗 $\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)$ 、碼頭底部由於埋置效應所提供的動態被動土壓力

P_{PE} ，以及因拉桿或背拉式加勁系統所提供的額外抗滑拉力 T 。整體碼頭的抗滑動之安全係數 F_S ，可表示如下

$$F_S = \frac{\mu \cdot (W' - K_V \cdot W) + P_{PE} + T}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + (P_{WEL} + P_{WES})} \dots\dots\dots(4.1.7)$$

式中，

T ：為拉桿或背拉加勁系統所提供單位碼頭寬度抗滑拉力，其單位為t/m。

4.1.1.3 花蓮港重力式碼頭各代表性斷面之受震滑動穩定性分析

本研究針對花蓮港重力式碼頭各代表性斷面之抗滑動穩定性加以分析，其地震係數值參考港灣構造物耐震設計相關研究報告並與港研中心討論後，設定水平地震係數 K_H 值為0.1且假設垂直地震係數 K_V 為 $1/3K_H$ ，進行花蓮港重力式碼頭各代表性斷面之受震穩定性分析。以下即就7號混凝土方塊式碼頭、10~11號混凝土重力式碼頭、17~18號消波方塊式碼頭與19~22號消波沉箱式碼頭受震滑動穩定性分析結果說明。

1. 混凝土方塊式碼頭

花蓮港 7 號混凝土方塊式碼頭依照設計斷面圖可分為六個主要滑動面(S1~S6)，針對各滑動面進行抗滑動穩定性，其分析結果與臨界加速度反算結果如表 4.1.3、表 4.1.4 所示，圖 4.1.10 則為各滑動面之抗滑動安全係數與臨界加速度關係圖。由分析結果顯示，在高程-5.5m 處之滑動面 S5 其抗滑動安全係數在水平地震係數 K_H 值為 0.1 作用下僅有 1.28，而其臨界加速度反算結果為 0.14g，皆屬六個滑動面中最低者，顯示此一滑動面為整體碼頭構造的弱面，當地震來臨時，會從此處先開始發生滑動。

2. 混凝土重力式碼頭

花蓮港 10~11 號混凝土重力式碼頭抗滑動穩定性分析結果如表 4.1.5 所示，在水平地震係數 K_H 值為 0.1 條件下，此時碼頭的抗滑動

安全係數為 1.29。若經由反算分析結果顯示，在水平地震係數 K_H 值為 0.14 時整體碼頭之抗滑動安全係數為 1.0，則此碼頭的臨界加速度為 0.14g。

3.消波方塊式碼頭

花蓮港 17~18 號消波方塊式碼頭各滑動面抗滑動穩定性分析結果與臨界加速度反算結果如表 4.1.6、表 4.1.7 所示，圖 4.1.11 則為各滑動面之抗滑動安全係數與臨界加速度關係圖。由分析結果顯示，在高程-3.5m 處（即消波塊與 B 方塊混凝土交界）之滑動面 S4 其抗滑動安全係數為最低，表示此一滑動面為一弱面，當地震來臨時，碼頭會從此處開始發生滑動。經反算後得出此滑動面之臨界加速度為 0.101g。

4.消波沉箱式碼頭

花蓮港 19~21 號消波沉箱式碼頭抗滑動穩定性分析結果如表 4.1.8 所示，在水平地震係數 K_H 值為 0.1 條件下，此時碼頭的抗滑動安全係數為 1.24。經由反算分析結果顯示，在水平地震係數 K_H 值為 0.131 時整體碼頭之抗滑動安全係數為 1.0，則此碼頭的臨界加速度為 0.131g。

5.花蓮港重力式碼頭抗滑動穩定性討論

根據上述花蓮港不同型式重力式碼頭受震滑動穩定性分析，將其抗滑動安全係數隨著不同水平地震係數之關係繪出，如圖 4.1.12 所示，圖中三角實心點線為 7 號混凝土方塊式碼頭滑動面 S5 分析結果，菱形空心點線為 10~11 號混凝土重力式碼頭分析結果，圓形實心點線為 17~18 號消波方塊式碼頭滑動面 S4 分析結果，方形空心點線則為 19~21 號消波沉箱式碼頭分析結果。由分析結果顯示，17~18 號碼頭之抗滑穩定性最低；在靜態時($K_h=0$)各碼頭抗滑動穩定性安全係數以 7 號混凝土方塊式碼頭達到 2.72 為最高；隨著水平地震係數的增加，各碼頭的抗滑動穩定性安全係數會隨之減少。由圖可發現，

混凝土重力式碼頭、消波方塊式碼頭與消波沉箱式碼頭三者的安全係數隨水平地震係數遞減的趨勢大致相同，但 7 號混凝土方塊式碼頭滑動面 S5 其抗滑動安全係數遞減幅度較其他碼頭大，顯示該碼頭受震滑動穩定性較為敏感，雖然在靜態時穩定性為最高，但有可能在震度較大的地震作用時會發生較嚴重的滑移破壞。

4.1.1.4 重力式碼頭傾覆穩定性分析模式

重力式碼頭耐震評估中碼頭受震傾覆穩定性，係以擬靜力方式計算構造物所承受之各項動態作用力及其距碼頭趾部端點之力矩，以檢討碼頭傾覆穩定性。針對花蓮港重力式碼頭受震時傾覆穩定性進行分析時，依照分析模式可分為完整塊體分析與個別塊體檢核分析兩類，沉箱式碼頭與混凝土重力式碼頭二類碼頭構造屬於完整塊體類，而方塊式碼頭係由數階混凝土方塊堆砌而成，須針對個別塊體檢核其傾覆穩定性。以下分別針對兩種不同類型之碼頭傾覆穩定性進行分析評估。

1. 重力式碼頭完整塊體傾覆穩定性分析

完整塊體式碼頭主要包含沉箱式碼頭與混凝土重力式，當碼頭受地震力作用時，碼頭朝海側傾覆之驅動力包含了碼頭本身之水平慣性力 $K_h \cdot W$ 、碼頭陸側之靜水壓力 P_{WL} 、海側潮位震盪變化之動水壓力 P_{WES} 、以及背填土壤之動態主動壓力 P_{AE} （已包含陸側動水壓力）；而抗傾覆力有碼頭正向力 $N = (W' - K_v \cdot W)$ 、碼頭海側之靜水壓力 P_{WS} 、與碼頭基礎因埋置效應所提供的動態被動土壓力 P_{PE} 、由拉桿或錨定鋼索所提供的額外抗拉力 P_R 。

因此碼頭受地震力時，針對碼頭基礎趾部之傾覆穩定性之安全係數 F_S ，可以表示如下

$$F_S = \frac{N \cdot L_N + P_{WS} \cdot L_{WS} + P_{PE} \cdot L_{PE} + P_R \cdot L_R}{K_h \cdot W \cdot L_I + P_{AE} \cdot L_{AE} + P_{WL} \cdot L_{WL} + P_{WES} \cdot L_{WES}} \dots\dots\dots (4.1.8)$$

其中，

L_N ：為碼頭正向力 N 對碼頭趾部之力臂，正向力作用於碼頭質心處。

L_{WS} ：為海側靜水壓力 P_{WS} 對碼頭趾部之力臂， P_{WS} 作用於距基礎底面起算 $h_2/3$ 處， h_2 為海水面距碼頭基礎底面之深度。

L_{PE} ：為碼頭基礎埋置所提供的動態被動土壓力 P_{PE} 對碼頭趾部之力臂。

L_N ：為碼頭受震水平慣性力 $K_h \cdot W$ 對碼頭趾部之力臂， $K_h \cdot W$ 作用於碼頭質心處。

L_{AE} ：為背填土壤之動態主動壓力 P_{AE} 對碼頭趾部之力臂。

L_{WL} ：為陸側靜水壓力 P_{LS} 對碼頭趾部之力臂， P_{WL} 作用於距基礎底面起算 $h_1/3$ 處， h_1 為地下水位面距碼頭基礎底面之深度。

L_{WES} ：為海側動水壓力 P_{WES} 對碼頭趾部之力臂， P_{WES} 作用於距基礎底面起算 $0.4 h_2$ 處(陳正興等人，1997)。

L_{AE} ：為拉桿或錨定鋼索之拉力 P_R 對碼頭趾部之力臂。

根據上述分析模式，針對花蓮港 10 號混凝土重力式碼頭與 19~21 號沉箱式碼頭進行傾覆穩定性分析，各碼頭受力示意圖如圖 4.1.13、圖 4.1.14 所示，據此可計算抗傾覆穩定性安全係數。由分析結果顯示，當水平地震係數 $K_h=0.1$ 時花蓮港 10 號混凝土重力式碼頭之抗傾覆穩定性安全係數為 1.73，而 19~21 號沉箱式碼頭之抗傾覆安全係數則為 1.35，應屬安全範圍。

2. 方塊式碼頭個別塊體傾覆穩定性分析

方塊式碼頭係由許多混凝土方塊堆砌而成，通常方塊間設有楔樁但在穩定性檢討時不考慮其效果。在方塊式碼頭傾覆穩定性分析時，在擬驗算之水平載面上，將通過海側一方塊上所載方塊群之最後端垂直面前之背填材料，當作牆體計算(林雅雯等人，2007)。花蓮港 7 號

混凝土方塊式碼頭及 17~18 號消波方塊式碼頭之分析示意圖可見圖 4.1.15、圖 4.1.16。

根據上述方塊式碼頭傾覆穩定性分析方式，針對花蓮港 7 號混凝土方塊式碼頭與 17~18 號消波方塊式碼頭以式(4.1.8)進行傾覆穩定性分析，當水平地震係數 $K_h=0.1$ 時其分析結果分別如圖 4.1.17、4.1.18 所示。分析結果顯示，7 號碼頭仍以底部 P6 點計算所得之抗傾覆安全係數為最小，其安全係數為 1.30；而 17~18 號碼頭則以消波塊與混凝土方塊交界處之 P4 點計算之抗傾覆安全係數為最小，其值只有 1.11。在此特別注意到的是，在 17~18 號消波方塊式碼頭檢核其抗滑動與抗傾覆安全性分析時，其滑動發生之臨界面與傾覆發生之臨界點皆於消波塊與混凝土方塊交界處發生，顯示此一不連續交界面為為整體碼頭潛在破壞面。然而 7 號碼頭滑動潛在面與傾覆潛在點並不在同一分析平面上，究其原因應該是檢核傾覆穩定性時並未如抗滑動檢核時有考慮 E2、F2、F3 等塊體及這些塊體上方背填土所致(參見圖 4.1.15)。

3. 花蓮港重力式碼頭抗傾覆穩定性討論

根據上述花蓮港不同重力式碼頭受震傾覆穩定性分析，將其抗傾覆安全係數隨著不同水平地震係數之關係繪出，如圖 4.1.19 所示，圖中三角實心點線為 7 號混凝土方塊式碼頭傾覆點 P6 分析結果，菱形空心點線為 10~11 號混凝土重力式碼頭分析結果，圓形實心點線為 17~18 號消波方塊式碼頭傾覆點 P4 分析結果，方形空心點線則為 19~21 號消波沉箱式碼頭分析結果。

由分析結果顯示，在靜態時($K_h=0$)各碼頭抗傾覆穩定性安全係數以 19~21 號消波沉箱式碼頭達到 2.52 為最高；隨著水平地震係數的增加，各碼頭的抗滑動穩定性安全係數會隨之減少。由圖中可發現，混凝土重力式碼頭、消波方塊式碼頭與消波沉箱式碼頭三者的安全係數隨水平地震係數遞減的趨勢大致相同，而 10~11 號混凝土重力式碼頭水平地震係數較大的情況下仍較其他三座碼頭保持有不錯的穩

定性，其原因應該是錨定拉桿所提供的額外拉力所致。另外，在 17~18 號消波方塊式碼頭傾覆點 P4 其抗傾覆安全係數為四者中最小者，顯示該碼頭對受震傾覆趨勢較為敏感，此一現象與抗滑動穩定性分析相同，需特別注意此碼頭消波塊與混凝土方塊之間的受震穩定性。

4.1.1.5 重力式碼頭基礎承载力檢核分析

重力式碼頭基礎底部土壤承载力檢核分析主要是採用建築物基礎構造設計規範第四章中淺基礎極限承载力分析相關規定，淺基礎之極限支承力可依下列公式估計之：

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma_2 D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \dots\dots\dots(4.1.9)$$

上式中，

q_u ：淺基礎極限承载力。

c ：基礎版底面以下之土壤凝聚力。

B ：基礎版寬度。

γ_1 ：基礎版底以下B深度範圍內之土壤平均單位重，在地下水位以下者，應為其有效單位重。

γ_2 ：基礎版底以上之土壤平均單位重，在地下水位以下者，應為其有效單位重。

D_f ：基礎附近之最低地面至基礎版底面之深度。

N_c 、 N_q 、 N_γ ：支承力因數，與土壤摩擦角 φ 有關，當 φ 在 40° 以上時， $N_c=95.7$ 、 $N_q=81.2$ 、 $N_\gamma=114.0$ 。

F_{cs} 、 F_{qs} 、 $F_{\gamma s}$ ：形狀影響因子。

F_{cd} 、 F_{qd} 、 $F_{\gamma d}$ ：埋置深度影響因子。

F_{ci} 、 F_{qi} 、 $F_{\gamma i}$ ：載重偏心影響因子。

上述各項基礎形狀、埋置深度及載重偏心影響因子為了保守起見皆假設為 1。而碼頭基礎所承載垂直向作用力 F_v 可表示成下列式子：

$$F_v = W' + K_v \cdot W + P_{AE} \sin \delta + w \dots\dots\dots(4.1.10)$$

上式中，

F_v ：基礎所承受之垂直力。

W' ：碼頭有效重量。

$K_v \cdot W$ ：因垂直向地震力所引致額外垂直力，在此考慮
 $K_v = K_h/3 = 0.033 \text{gal}$ 。

$P_{AE} \sin \delta$ ：為地震時土壤動態土壓力合力 P_{AE} 於垂直向的分力，其中 δ 為碼頭牆面與背填土壤間的摩擦角。

w ：為碼頭地表之設計載重。

因此，碼頭基礎承載力檢核之安全係數 F_s 可定義為：

$$F_s = \frac{q_u \cdot B}{F_v} \dots\dots\dots(4.1.11)$$

由花蓮港各重力式碼頭簡化模型與參數（如圖 4.1.5~4.1.8 所示）顯示，各碼頭均座落於礫石回填與原始岩盤地層之上，其土壤摩擦角 ϕ 均大於 40° ，而基礎埋置深度 D_f 則以海側海底面距基礎底面間的距離視之。此外，為了保守起見忽略礫石顆粒間互鎖（interlocking）效應與岩層良好膠結作用兩者所提供的凝聚力（即假設 $C=0$ ）。

根據上述式(4.1.9)、(4.1.10)分別計算各碼頭基礎承載力 q_u 與垂直作用力檢核安全係數，其結果如表 4.1.9 所示。分析結果顯示，花蓮港重力式碼頭動態基礎承載力安全係數以 19~21 號沉箱式碼頭為最高，17~18 號混凝土方塊式碼頭為最低，但其安全係數仍有 12 以上，顯示花蓮港區所分析各碼頭之動態基礎承載力皆能滿足設計需求。

4.1.2 簡易動力分析法（滑動塊體法）

相對於有限元素分析法和靜態分析法而言，滑動塊體分析法的精神是考慮地工結構的容許滑移量，來對於地震加速度歷時作用期間之分析，地工結構受地震超出抗滑能力時的反應，地震所引致總滑移量之計算；此方法不僅可以提供大地工程師最重要的量化數據，而且並不需要大量的材料參數和運算工作，所以，滑動塊體分析法已經逐漸成為地工結構耐震設計分析的重要方法，已經符合近年來所發展“性能設計”的趨勢(陳正興、黃國祥，2000)。

4.1.2.1 滑動塊體分析法簡介

為了評估重力式碼頭結構物受地震作用之滑移量，根據Newmark (Newmark,1965))提出簡易的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。圖4.1.20所示假設塊體為剛體，放置於水平表面上，而滑動面的力學行為與剛塑性模式相符合。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。

當地震發生時假設地表位移歷時為 $X_G(t)$ ，塊體位移歷時為 $X_Q(t)$ ，塊體因受慣性力作用而有向外滑動之趨勢，當驅動力大於滑動面之極限抗剪力時即可產生滑動，此時之加速度稱為臨界加速度 N 。當塊體未滑動時，塊體與地盤一起運動，而在滑動期間，若地盤與滑動塊體之相對速度為零，則滑動停止，塊體又與地表一起運動。根據滑動面為剛塑性模式之假設，滑動期間之滑動塊體以等加速度 N 運動，滑移量即可由滑動塊體對地盤之相對速度積分兩次而得(陳正興、黃國祥，2000)。

4.1.2.2 花蓮港重力式碼頭受震滑移量分析

1.分析所用之地震紀錄

921 集集地震發生時，花蓮地區亦感受到明顯震動，根據中央氣象局在 921 集集大地震所量測得主震之資料指出，最靠近於花蓮港區

之地震紀錄儀為位於花蓮氣象測站（HWA019）之記錄。而所量測得南北向與東西向之水平兩方向之加速度歷時紀錄如圖 4.1.21 所示，地震發生時間長達 90 秒，南北向最大地表尖峰加速度值為 165gal，而東西向最大地表尖峰加速度值為 126gal。因此，本研究引用 921 集集地震時花蓮氣象局測站（HWA019）南北向地表加速度之紀錄，作為滑動塊體法分析花蓮港區重力式碼頭受震滑移量的輸入運動。

2. 921 地震時花蓮港各碼頭滑移量分析

地震作用時，沉箱式碼頭所承受的力量包含有沉箱自重的慣性力、海水面測之靜態與動態水壓力、以及陸地面側的動態土壓力，其中關於陸地面側的動態土壓力的問題相當複雜，目前尚未有一致明確的結論，因此，本章節將將背填土壤視為單一土層(不考慮背填卵石的效應)且尚未發生液化時的條件下進行簡易分析。陸地面側動態土壓力是根據 Mononobe-Okabe 動態土壓力理論考慮之，同時假設背填土壤為沉泥質細砂而滲透係數極小，地震發生期間土層激發孔隙水與土壤顆粒完全一起運動(陳正興、黃國祥，2000)。

在此針對花蓮港 7 號混凝土方塊式碼頭、10~11 號混凝土重力式碼頭、17~18 號消波方塊式碼頭與 19~22 號消波沉箱式碼頭，將前節分析所得之各碼頭臨界加速度值代入，以 921 地震時花蓮氣象局測站（HWA019）南北向地表加速度作為輸入運動，進行碼頭滑移量分析。圖 4.1.22~25 分別為花蓮港 7 號碼頭、10~11 號碼頭、17~18 號碼頭與 19~21 號碼頭分析所得結果，由分析結果可知在 921 地震時花蓮港 7 號碼頭之受震滑移量為 0.0707cm，10~11 號碼頭之受震滑移量為 0.0408cm，17~18 號碼頭之受震滑移量為 0.722cm，19~21 號碼頭之滑移量為 0.142cm，各碼頭滑移量皆很小，並未顯示有明顯滑動位移破壞，與 921 地震時花蓮港區實際情況相符。

4.1.3 動力分析法

4.1.3.1 研究方法

本節利用FLAC5.0進行重力式碼頭之動力分析。研究範圍是以台灣—花蓮港區案例分析。首先進行花蓮港區案例之資料蒐集包含：(a)設計斷面圖；(b)現地及室內試驗；(c)地下水位面 and 地震紀錄。依上述所收集之資料，分別進行案例數值模擬。如圖4.1.26所示，動態數值模擬分析主要分為十大步驟：(1)建立網格；(2)輸入材料強度參數；(3)設定邊界條件；(4)加入界面元素並重力平衡；(5)施加海水之側向力；(6)指定地下水位面；(7)力學平衡；(8)設定阻尼參數和動態邊界條件；(10)施加地震力(李佳翰，2001)。

4.1.3.2 FLAC 程式簡述

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua)程式為美國Itasca Consulting Group, Inc.所發展(Itasca, 2005)，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，若材料所遭受支應立場較大亦產生大變形的可能，則使用大應變模式模擬材料變形行為。另外，Fish (FLACish)程式則可提供使用者自行撰寫附加之副程式，以符合特殊案例之需求(李佳翰，2001)。

FLAC為外顯(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期能量消散行為。而FLAC的Dynamic Option也提供了阻尼與吸能邊界。

4.1.3.3 案例分析

將針對花蓮港23~24號碼頭進行案例分析，建立40×20網格數，以FLAC之rat指令加密沉箱附近的網格，並使用generate line指令將網格分成三區：基礎岩盤、塊石區、背填砂；並給予材料參數(如表4.1.10與表4.1.13所示)及設定邊界條件，土層左右兩邊邊界固定x軸，只允許縱向變位，且為吸能邊界；底部設定為y軸只允許橫向變位，且為吸能邊界；然後加入界面元素(如表4.1.11所示)並重力平衡；接著在沉箱式網格圖左側施加海水之側向力，只考慮為靜止水壓並不考慮港池震盪所產生共振效應，並指定地下水位面，假設地下水位在地表面下2公尺，進行分析時須關閉重力場(set mech=off)，開啟滲流模式(set flow=on)，再以fix sat指令指定飽和面，並用solve指令使飽和面以下達到飽和狀態；接著須開啟重力場(set mech=on)關閉滲流模式，讓土體達到力學平衡，並監測不平衡力，使不平衡力收斂後才表示土體力學平衡；然後開始給予阻尼參數和動態力學阻尼(使用阻尼參數如表4.1.12所示)；而地震力之施加，在FLAC程式中可以使用實際的地震紀錄作為動態輸入，而在模擬分析之前先必須將實際地震紀錄寫成*.his格式化檔案，再利用his read指令讀入即可。

使用之地震紀錄是位於花蓮港區氣象測站（HWA019）的地震紀錄，係採用2002年3月31日所發生，規模6.8之花蓮外海地震，於花蓮氣象站(HWA019)測得之歷時記錄，選取其中之有效延時50秒，利用地盤反應分析SHAKE 91程式(Idriss and Sun, 1992)進行反捲積分析，得到場址之基盤運動歷時，再將基盤加速度歷時積分後成為速度歷時，再利用轉換公式將水平方向速度轉換為剪應力施加於底部邊界，完成指令之設定後，便可開始進行模擬分析，圖4.1.27為23~24號碼頭之數值分析網格圖。

4.1.3.4 模擬分析結果

針對花蓮港23~24號沉箱碼頭數值分析結果，如圖4.1.28和4.1.29所示，顯示X方向位移量與Y方向位移量，其X、Y之方向最大位移量出

現在回填塊石區和背填砂區之間，由於沉箱式碼頭之往海側滑移之關係，但整體之位移量均很小，花蓮港23~24號沉箱碼頭在此地震力作用下，不致發生對碼頭產生破壞。

4.1.4 UDEC 程式簡述

針對花蓮港10~11號及13~14號重力式碼頭與17~18號消波塊式碼頭之分析，由於碼頭斷面複雜，為塊體堆疊，且鄰近地盤大多為岩盤，因此，在此以分離元素法或稱個別元素法為主之Universal Distinct Element Code (UDEC)程式來分析。UDEC為美國ITASCA公司所發展之數值分析程式，係根據分離元素法撰寫而成，可模擬元素間之分離現象，允許個體產生有限位移與旋轉，包含個體間完全分離，在工程分析上應用相當廣泛，尤其是岩石邊坡及隧道工程應用上。

UDEC程式之運算主要是根據牛頓第二運動定律計算塊體之運動，由已知作用力計算完整岩塊之運動速度及位移，再配合力-位移定律相互交替作用，計算完整岩塊及節理面，由所得的完整岩體之位移計算出不連續面間作用力，作為時階計算時所得之邊界條件。UDEC程式假設岩體材料性質可依照完整岩塊變形行為之不同選擇：

- A.剛性體：由岩體及不連續面之邊界條件計算剛體中心點之合力與合力矩，可決定下一時階剛體之運動行為。
- B.可變形體：程式先將完整岩塊分成許多三角有限變形網格，計算變形區上各個節點的運動情形，在依材料組成律關係計算變形區的新應力與新應變，可得之變形區內的作用力，接著配合不連續面產生的接觸力計算新的合力與加速度，即可決定下一個時階中，可變形岩塊之運動行為，計算流程如圖 4.1.30。

所分析之材料在UDEC程式中可假設為剛體或可變形體，一般系統受低應力狀況下，破壞主因主要為滑動或轉動所造成，可選擇剛體為完整岩塊的材料模式；相對地，在高應力狀況下，則可採用變形體材料模式分析。在此，因所模擬之混凝土土消波塊及卵礫石均偏屬於剛

性材料且塑性變形量應不多，所以均假設為剛性體來分析，亦即彈性均質模式（Elastic Isotropic）。而在邊界條件部分，在兩側為吸能邊界及限制水平位移。

4.1.4.1 10~11 及 13~14 號重力式碼頭數值模擬分析

本章節利用UDEC來模擬分析10~11及13~14碼頭，模擬之材料參數主要在表4.1.10中所示，而在節理面間之材料參數則參考原始花蓮港設計建議參數，並詳列於表4.1.14中。此重力式碼頭分析塊體如圖4.1.31a所示，局部放大圖如圖4.1.31b所示，假設混凝土碼頭為一彈性塊體，另後方背填級配材料為小塊體所組合而成，每個塊體均可分離及獨立運動，由於底部為岩盤且也為彈性剛體，因此，可以在底部施加以速度或加速度，因此將地表面加速度歷時資料，經SHAKE轉換至基礎岩盤之加速度歷時資料，過程如前面章節所述，再將加速度對時間積分得速度歷時資料，並施加於底部來分析重力式碼頭受此地震力時之行為及穩定性，施加之速度歷時資料如同在基礎岩盤量得之結果相同，如圖4.1.32所示。

數值模擬分析結果之位移向量如圖4.1.33所示，受震期間塊體頂部之最大位移量約為14至32公分，且此重力式碼頭仍然保持穩定狀況，後方背填級配也未下陷太多。

另外，考量碼頭底部及後方岩盤可能風化產生節理面及弱面之影響，考量6米下之岩盤存在節理弱面，如圖4.1.34所示。分析結果如圖4.1.35所示，位移量有增加之趨勢，碼頭頂部水平位移量最大約40公分，但整體碼頭仍穩定，不過頂部表面稍有下列情形，主要變形量來自碼頭後方之背填級配與風化岩盤向碼頭移動之衝擊，因此，當地震力大小增加時，可能破壞機制為傾倒破壞，模擬分析顯示，當所受速度大小若增加至2.5倍時，此類碼頭將因傾倒而承受相當大變形量，而使地表破壞及下陷量大增。此外，如果碼頭底部及後方風化岩盤之摩擦角降低時，碼頭整體位移量也將因而增加，且可能破壞機制除傾倒力量外，碼頭底部處岩塊也因低摩擦角而導致滑動位移增加，類似邊

坡之坡腳破壞，見圖4.1.36所示。

因此，由以上數值模擬分析結果顯示，10~11號重力式碼頭在目前之地震下均穩定，也與現況相符，另必須考量地震力增加至兩倍以上時，以及碼頭底部岩盤或地層之摩擦角大幅降低時，如降低至10度以下時，這些重力式碼頭會經歷較大變形量及地表下陷量。如要穩定此情形，建議可錨碇此碼頭至穩定岩盤，目前施工之錨碇方式可能只減少傾倒力道。

4.1.4.2 17~18 號混凝土消波塊碼頭數值模擬分析

利用UDEC模擬分析17~18號混凝土消波塊碼頭之材料參數主要在表4.1.10中所示，而節理面間之材料參數則參考原始花蓮港設計建議參數，並詳列於表4.1.14中。此消波塊碼頭分析塊體如圖4.1.37a所示，局部放大圖如圖4.1.37b所示，假設混凝土碼頭為一彈性塊體，另後方背填級配材料為小塊體所組合而成，每個塊體均可分離及獨立運動，由於底部為岩盤且也為彈性剛體，因此，可以在底部施加以速度或加速度，因此將地表面加速度歷時資料，經SHAKE轉換至基礎岩盤之加速度歷時資料，過程如前面章節所述，再將加速度對時間積分得速度歷時資料，並施加於底部來分析消波塊碼頭受此地震力時之行為及穩定性，施加之速度歷時資料如同在基礎岩盤量得之結果相同。

由於有數種情形可能影響碼頭穩定，因此，數值模擬分析將分為幾種狀況來分析：(1)碼頭頂部之背填材料假設也為塊體狀，如圖4.1.37所示；(2)碼頭頂部上方之背填材料假設為一整塊，如圖4.1.38所示；(3)碼頭底部及回填料後方之基礎岩盤假設有6公尺之風化節理岩塊組成，如圖4.1.39所示。另外，混凝土塊體間的（Round Length角隅曲率半徑）也將影響穩定分析結果，以及混凝土塊體間之摩擦角也會影響碼頭穩定度。

在第一種情形（圖4.1.37）及Round Length為5公分時之分析結果顯示，在受震期間塊體頂部之最大水平位移量約為30公分，且此消波塊碼頭仍然保持穩定狀況，後方背填級配也未下陷太多。但若Round

Length改為7.5以上或10公分時，因混凝土塊體間互鎖效應(Interlocking Effect)降低，碼頭將呈現不穩定，且頂部塊體將因水平地震力作用而飛落，如圖4.1.40及圖4.1.41所示。因此，塊體間互鎖效應對於此種碼頭相當重要，而塊體角隅之Round Length如果因經年累月的海水風化及地震力作用下，是否會改變，則是將來可以加以考量及觀察。

在第二種情形考量碼頭頂部上方之背填材料假設為一整塊，Round Length改為10公分，如圖4.1.38所示，在受地震力過程中，碼頭頂部最大水平位移量約為40公分左右，頂部塊體並未因地震力而滑落，仍保持穩定。但若水平地震力超過目前施加之2.2倍以上，則頂部塊體會開始滑出擊飛落，如圖4.1.42及圖4.1.43所示。如果混凝土消波塊體間摩擦角(Joint Friction Angle)降低至12度以下，消波塊碼頭之可能破壞機制如圖4.1.44所示，破壞規模將較大且在碼頭一半處，即背填塊石處產生推擠造成碼頭破壞。

在第三種情形考量碼頭底部及後方岩盤可能風化產生節理面及弱面之影響，考量6米下之岩盤存在節理弱面，如圖4.1.39所示，Round Length為10公分時之分析結果顯示，在受震期間塊體頂部之最大水平位移量約為30公分，另外，分析結果顯示，位移量有增加之趨勢，碼頭頂部水平位移量最大約30幾公分，但整體碼頭仍穩定，頂部表面只稍有下陷情形，主要變形量來自碼頭後方之背填級配與塊石向碼頭移動之衝擊。因此，當所受速度大小若增加至2倍以上時，此類碼頭將產生相當大水平量，而使地表破壞及下陷量大增，如圖4.1.45所示。

因此，由以上數值模擬分析結果顯示，17~18號重力式碼頭在目前之地震下均穩定，也與現況相符，且將來必須考量地震力增加至兩倍以上時，以及混凝土塊體間卡榫之弧度所形成的互鎖效應降低的影響，另外，碼頭底部岩盤或地層之摩擦角大幅降低時，如降低至12度以下時，這些消波塊式碼頭會經歷較大變形量及地表下陷量。另外，混凝土塊體間之界面摩擦角，也可能隨時間因海水及震動而減少，將降低混凝土消波塊碼頭整體穩定性。

4.2 板樁式碼頭耐震能力評估

板樁式碼頭結構是由相互連鎖的板樁、繫索拉桿、以及錨碇設施等所組成，如圖4.2.1所示。整個板樁牆的穩定性係由牆背拉桿與錨碇設施與板樁牆埋置地表深度內的土壤來提供阻抗。由此可知地震發生時，板樁牆的受震反應將受到板樁結構體與牆前、牆背土壤互制作用之影響。當板樁式碼頭構造物進行耐震設計時，通常會避免結構損壞發生在板樁的埋置段，因為該部分損壞修復上較為困難，也應避免板樁牆有脆性破壞、繫索拉桿斷裂、以及錨碇設施毀損的情形發生。

因花蓮港區板樁式碼頭之設計建造年代久遠，原設計採用的地震係數資料付諸闕如。因此，本節將以國際航海協會(PIANC, 2001)建議設計時應考量之L1等級與L2等級地震，根據2.2節花蓮港區地震危害度分析之結果，針對花蓮港區既有的板樁式碼頭結構物，評估其於75年回歸期與475年回歸期地震條件下之耐震性能，並與其設計條件相互比較。

評估板樁式碼頭耐震性能的原則與重力式碼頭相似，均以能提供港口正常營運為基本考量，因此耐震能力評估時將關注構造物的應力狀態與變位。參考現有耐震設計規範與相關研究報告所建議的分析方法與耐震性能準則，以下即分別採用簡易分析法與動力分析法，對於花蓮港區板樁式碼頭評估其耐震能力。

4.2.1 板樁式碼頭受震破壞機制與損害等級

由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4.2.2所示（PIANC, 2001；陳永祥等人，2000），茲說明如下：

- 1.板樁結構：此部份係指板樁結構本體，可能的破壞模式為因地震所產生額外的土壓力及水壓力，超過板樁結構原有的設計強度（包括板樁的材料容許應力、錨碇拉桿或鋼索的容許應力、錨碇版或樁的材

料容許應力等），使得結構岸壁產生裂縫、破損、拱起及下陷；或板樁沿法線方向產生位移及側傾。

- 2.岸肩：此部份係指碼頭面，可能的破壞模式為碼頭結構因地震力產生破壞或變位造成岸肩破裂，或因背填土砂液化產生岸肩下陷、破裂。
- 3.背填土砂：可能的破壞模式為土壤液化產生沉陷，或因鋼板樁的破損產生背填土砂發生漏砂及淘空的現象。
- 4.附屬設施：因地震力或土壤液化發生裝卸機械挫曲，輸送帶扭曲、損壞，倉庫產生裂縫或損毀，儲槽凹陷、損毀等。

根據以上所歸納之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（參考圖4.2.3）：

1.以位移為評估參數：

- (1)板樁牆之水平向位移、沈陷、與傾斜
- (2)岸肩之沈陷、差異沈陷、與傾斜
- (3)錨錠設施處之差異沈陷、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)錨錠設施之應力狀態

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。

表4.2.1所示為文獻中關於板樁式碼頭損害等級的量化基準。其中，表4.2.1(a)為Uwabe (1983)與Gazetas et al.(1990)歸納過去之震災損害資料，針對板樁壁頂之平均永久位移與最大殘餘位移值大小，所作之損害分級。各損害等級之定性描述如下：

- 第 0 級：無破壞；
- 第 I 級：壁體破壞甚微，岸肩可見破壞，但對運作影響不大；
- 第 II 級：壁體可見破壞，運作暫時中斷；
- 第 III 級：壁體破壞較為嚴重，但未倒塌；
- 第 IV 級：壁體完全倒塌。

以上之損害等級定義，事實上與本章最前面所述國際航海協會 (PIANC, 2001) 所提出之損害等級定義相近。

表 4.2.1(b) 為國際航海協會 (PIANC, 2001) 所提出之分級基準，係以碼頭的運轉能力來分類，各損害等級之定義如本章前言所述，於各損害等級下，針對位移所作之定量分級，僅於第 I 級有相關規定，而針對各結構構件之應力狀態，則於各等級提出定性之描述。

由於表 4.2.1(a) 與 (b) 中所列各個量化基準對應之損害等級定義相近，因此，本節之板樁式碼頭耐震能力評估，與後續之板樁式碼頭易損分析，將同時參考上述這些基準。在進行板樁式碼頭設計時，隨著地震力等級增加，應適當地確認板樁結構系統各部位發生降伏的優先順序。假如錨錠設施上的損害較板樁牆體難以修復，則適當的構材降伏發生順序建議如下（參考圖 4.2.4）：

1. 錨錠設施之位移（在損害等級 I 以內）
2. 基盤面以上的板樁發生降伏
3. 基盤面以下的板樁發生降伏
4. 錨錠設施發生降伏
5. 拉桿發生降伏

亦即，設計時應考量使易於修復之設施先損壞，而不易修復之設施則在較大的地震力下才發生損壞。然而假如發生在板樁牆的損壞較錨錠設施難於修復，則設計時應使錨錠設施較板樁先降伏。

4.2.2 花蓮港區板樁式碼頭簡介

花蓮港區之板樁式碼頭，包括有 4 號、5 號、6 號、8 號、及 9 號等碼

頭，係位於內港區域，應為民國58年至67年第二、三期擴建工程期間設計建造完成，參考花蓮港構造物圖集（花蓮港務局，1991）以及港灣工程技術資料庫－花蓮港部份（陳森河等人，2000）所列之設計條件，該碼頭主要係由鋼板樁、RC岸壁、拉桿及錨錠板等材料所組成，各碼頭之設計斷面如圖4.2.5~圖4.2.8所示。其中，4號、5號、6號、及8號碼頭之斷面配置類似，均採用鋼板樁作為擋土設施，並以拉桿錨錠之。雖然其在繫船柱基礎之位置、型式、與錨錠設施等有些許差異，然繫船柱基礎在沿碼頭面線方向（碼頭長向）並非連續結構，而是每數十米方配置一處，對碼頭整體耐震性能表現影響不大。因此，在分析時可將4號、5號、6號、及8號碼頭視為同一類型，並以8號碼頭做為代表；至於9號碼頭，因設計斷面較為特殊，除了以拉桿錨錠之鋼板樁外，另於鋼板樁背側澆置無鋼筋混凝土，提供額外之重力式擋土機制，故將其單獨視為另一類型進行分析。

由於目前可蒐集到之既有設計資料，對於部分結構尺寸、材料參數、天文潮位及地層性質等相關設計資料仍有缺漏，不足之處將參考相關設計基準與研究報告等資料予以合理假設。在此採用之地層參數如表4.2.2，係根據「港灣工程技術庫－花蓮港部分」（陳森河等人，2000）中所列之設計資料設定。結構構件材料參數如表4.2.3所示，其中，以上所述各碼頭之鋼板樁斷面型號在「花蓮港構造物檢測」（陳桂清等人，2000）中雖有相關資料，但因年代久遠，各型號之斷面性質已難以查詢，故在此以8號碼頭之Hoesch Z型鋼板樁為代表，並為保守起見，採用Hoesch 1700之斷面性質；至於錨錠版與錨錠拉桿之斷面性質，同樣參考「港灣工程技術庫－花蓮港部分」（陳森河等人，2000）中之設計資料。另外，由於港灣構造物所處之環境，必須將鋼材之腐蝕現象列入考量，在此參考「港灣構造物設計基準修訂」（曾志煌等人，2005），考慮使用年限為50年，則拉桿之腐蝕量為半徑減少 $0.02\text{mm/yr} \times 50\text{yr} = 1\text{mm}$ ；至於各碼頭之鋼板樁，因其腐蝕速率多小於 0.1mm/yr （陳桂清等人，2000），且在此已採用較保守的斷面性質，故不再特別考慮因腐蝕造成之斷面折減。

其他相關設計條件如下：

- 設計潮位：高潮位(H.W.L.) EL.+2.3m；朔望平均高潮位(M.H.W.L.) EL.+1.8m；平均潮位(M.W.L.) EL.+0.5m。
- 超載重：常時 $3t/m^2$ ，地震時 $1.5t/m^2$ 。
- 板樁與砂土摩擦係數： $\delta = 15^\circ$ 。
- 海水密度： $\gamma_w = 1.03t/m^3$ 。

4.2.3 簡易分析法

板樁式碼頭耐震評估方法中的簡易分析法，係參考國際航海協會港灣構造物耐震設計指針(PIANC, 2001)，採用擬靜力方法，將結構物所承受的地震力簡化為施加於構造物側向的靜態慣性力，並將構造物與支承土體視為剛體，以檢討其穩定性。

先將設計時所採用的地震係數 k_e ，視為碼頭構造物所遭受到之地震力。另一方面，逐步地增加地震係數，透過一系列的穩定分析，計算出當碼頭結構達到其臨界穩定狀態時（即安全係數=1的情況），所能夠承受的地震力大小（此即臨界地震係數 k_l ）。再求算臨界地震係數與設計地震係數之比值，即為此結構之耐震安全係數 $F_s = \frac{k_l}{k_e}$ ，可搭配相關準則用於評估結構物之耐震性能。

1. 分析方法

由花蓮港區地質狀況顯示，該區較無發生土壤液化的疑慮。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 4.2.9 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)（賴瑞應等人，2005a）中所提列之耐震評估簡易分析法步驟如下：

(1) 給定設計地震係數 k_h

(2) 計算殘留水位

$$R.W.L. = \frac{1}{3}(M.H.W.L. - M.W.L.) + M.W.L. \dots\dots\dots (4.2.1)$$

式中， $M.H.W.L.$ ：朔望平均高潮位； $M.W.L.$ ：平均海面。

(3)計算地震時主動與被動土壓力

依 Mononobe-Okabe 之建議，作用於板樁牆體之動態主動土壓力 P_{aei} 水平分量，可依下式計算：

$$P_{aei} = K_{aei} \cdot (\sum \gamma_i h_i + w) \cdot \cos \delta \dots\dots\dots (4.2.2)$$

式中，主動土壓力係數：

$$K_{aei} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos(\psi + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \cdot \sin(\phi_i - \psi)}{\cos(\psi + \delta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (4.2.3)$$

ϕ_i ： i 土層土壤之內摩擦角

γ_i ： i 土層土壤之單位重；如位於水面下，則取水中單位重
 $\gamma'_i = \gamma_{sat} - \gamma_w$ 。

h_i ： i 土層土壤之厚度

w ：碼頭超載重，地震時取為 $1.5 t/m^2$ 。

δ ：板樁與土壤間之摩擦角，本研究取為 15° 。

ψ ：地震合成角，殘留水位以上土層： $\psi = \tan^{-1} k$ ；殘留水位以下土層： $\psi = \tan^{-1} k'$ ； k' ：換算震度， $k' = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - 1} \cdot k$ 。

作用於板樁牆體之動態被動土壓力 P_{pei} 水平分量，可依下式計算：

$$P_{pei} = K_{pei} \cdot (\sum \gamma_i h_i + w) \cdot \cos \delta \dots\dots\dots (4.2.4)$$

式中，被動土壓力係數：

$$K_{pei} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos(\psi + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \cdot \sin(\phi_i - \psi)}{\cos(\psi + \delta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (4.2.5)$$

w ：碼頭超載重，因板樁被動側位在海面下埋置部份，取為 $0 t/m^2$ 。

γ_i ： i 土層土壤之單位重；位於水面下，取水中單位重 $\gamma'_i = \gamma_{sat} - \gamma_w$ 。

(4) 計算地震時之動態水壓合力

作用於板樁牆體之動態水壓力，依 Westergaard's expression 提出隨深度 y 之分布如圖 4.2.10 所示。

$$p_{dw} = \pm \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w \cdot y} \dots\dots\dots (4.2.6)$$

γ_w ：海水單位重，取為 $\gamma_w = 1.03 t/m^3$ 。

H_w ：海水深度。

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。

$$P_{dw} = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \dots\dots\dots (4.2.7)$$

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。

(5) 計算殘留水壓合力

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 4.2.11 所示，殘留水壓力可 p_{rw} 由下式計算：

$$p_{rw} = \gamma_w \cdot h_w \dots\dots\dots (4.2.8)$$

式中， h_w ：殘留水深，即殘留水位與海潮位之差。

故殘留水壓之合力為：

$$P_{rw} = \frac{l}{2} \cdot p_{rw} \cdot h_w + p_{rw}(H_w + D_{emb}) \dots\dots\dots (4.2.9)$$

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。

(6)檢核板樁貫入長度安全係數

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

$$S.F. \leq \frac{M_p}{M_a} \dots\dots\dots (4.2.10)$$

式中，

$S.F.$ ：貫入長度安全係數，常時 1.5、地震時 1.2。

M_p ：抗傾覆彎矩，主要為被動土壓力對拉桿裝設點之力矩。

M_a ：傾覆彎矩，主要為主動土壓力、動態水壓力及殘留水壓力等對拉桿裝設點之力矩；動態水壓與殘留水壓取合力矩最大時之潮位即可。

(7)逐漸增加 k_h ，依前述步驟計算臨界穩定狀態之地震係數，即為構造物最大可承受之地震係數 k_t ，並與設計地震係數之比值可計算耐震安全係數：

$$F_s = \frac{k_t}{k_e} \dots\dots\dots (4.2.11)$$

(8)評估構造物之變位量與損害等級

依據表 4.2.4 所列非液化工址板樁式碼頭變位參數與安全係數之經驗式(Uwabe, 1983)，利用步驟(7)所得之安全係數值可推估最大水平位移、沉陷量及正規化水平位移等。將變位與表 4.2.1 所列之板樁式碼頭損害等級相互對照，即可判定結構物之損害等級。

2. 案例分析

本節分別以花蓮港 8 號碼頭與 9 號碼頭為例，採用前述簡易分析法之分析步驟進行耐震評估。

(1) 設計地震係數

根據 2.2 節地震危害度分析之結果，花蓮港區之 75 年回歸期(L1)地震 PGA 值為 0.379g，475 年回歸期(L2)地震 PGA 值為 0.557g。在擬靜力地震分析中，考量到實際上地震之尖峰加速度僅出限於整個地震歷時之某一瞬間，若直接以 PGA 其作為地震係數，將過於保守且失之合理。若根據平均受力之觀點，通常會將地震係數設定為 1/3~1/2 倍之 PGA (Kramer, 1996)；而建築物基礎構造設計規範（內政部營建署，2001）中，針對擋土牆，亦建議水平向地震係數原則上可取基地地表水平向 PGA 之半估計。故在此取設計地震係數為 PGA 之 1/2，等級 1 (L1) 地震之地震係數即為 $k_{e1} = k_{h1} = 0.379/2 = 0.190$ 。等級 2 (L2) 地震之地震係數即為 $k_{e2} = k_{h2} = 0.557/2 = 0.279$ 。

(2) 計算殘留水位

依式(4.2.1)，可算得殘留水位(R.W.L.)位於 EL.+0.93m 處。

(3) 計算動態主動與被動土壓力

(a)花蓮港 8 號碼頭：當地震係數 $k_{h1} = 0.190$ 時，各土層之動態主動與被動土壓力係數如表 4.2.5 所示，各土壓力水平分量沿鋼板樁樁身分布如表 4.2.6 所示。當地震係數 $k_{h2} = 0.279$ 時，花蓮港 8 號碼頭各土層之動態主動與被動土壓力係數如表 4.2.7 所示，各土壓力水平分量沿板樁樁身分布如表 4.2.8 所示。

(b)花蓮港 9 號碼頭：當地震係數 $k_{h1} = 0.190$ 時，各土層之動態主動與被動土壓力係數如表 4.2.11 所示，各土壓力水平分量沿鋼板樁樁身分布如表 4.2.12 所示。當地震係數 $k_{h2} = 0.279$ 時，花蓮

港 8 號碼頭各土層之動態主動與被動土壓力係數如表 4.2.13 所示，各土壓力水平分量沿板樁樁身分布如表 4.2.14 所示。

(4)計算動態水壓合力與殘留水壓力

(a)花蓮港 8 號碼頭：依前述簡易分析法之步驟(4)及步驟(5)，現有各設計潮位所造成之動態水壓與殘留水壓力計算結果，如表 4.2.9 所示。

(b)花蓮港 9 號碼頭：依前述簡易分析法之步驟(4)及步驟(5)，現有各設計潮位所造成之動態水壓與殘留水壓力計算結果，如表 4.2.15 所示。

(5)檢核抗傾覆安全係數、臨界地震係數及耐震安全係數

(a)花蓮港 8 號碼頭：當地震係數 $k_{h1} = 0.19$ 時，將作用於鋼板樁樁身之各土、水壓力對拉桿位置(AP)取彎矩，可計算得造成傾覆與抵抗傾覆彎矩，依式(4.2.10)抗傾覆安全係數 $S.F. = 2.04$ ，板樁貫入深度符合要求。當地震係數 $k_{h2} = 0.279$ 時，抗傾覆安全係數 $S.F. = 1.16$ ，略低於規範要求地震時之安全係數 1.2，顯示在此一級地震力作用下，板樁貫入深度稍有不足。惟根據現行港灣構造物設計基準（交通部，2000），花蓮港區供設計用之 475 年回歸期 PGA 為 0.33g，則設計所考慮之地震係數為 $0.33/2=0.165$ ，此時貫入深度仍符合要求。依圖 4.2.12 之分析模式，將作用力對板樁埋置海底面(A)取彎矩平衡，即可求得拉桿所承受之張力，於 L1 時為 50.6 t/m、L2 時為 76.1 t/m。但考量地震為短期載重，且工程設計上對於此類短期荷重效應會將容許應力乘上 1.3 倍來考量，故在耐震能力檢核部分，將材料的容許應力均乘上 1.3 倍來檢核拉桿與板樁之耐震性。依表 4.2.3(拉桿降伏張力 1004.5 kN/m)計算為 79.9 t/m，結果顯示於二個等級地震作用下，拉桿所受張力均合於要求。接著同樣依圖 4.2.12 之分析模式，計算海底面上樁身彎矩之最大值，於 L1 時為 111.4 t-m/m、L2 時為

155.7 t-m/m，依表 4.2.3，板樁降伏彎矩為 59.3 t-m/m（在此因板樁已採用較保守之斷面性質，故不再折減），結果顯示於 L1 及 L2 等級地震作用下，最大彎矩均超出規範要求。

求取臨界地震係數時，需逐步加大地震係數 k_h ，並重複前述計算步驟，即可推得當抗傾覆安全係數 S.F. 為 1.0 時，地震係數值為 $k_h = k_t = 0.3$ ，此即臨界地震係數。依式(4.2.11)可得 L1 地震等級下耐震安全係數為 $F_{s1} = 0.3/0.19 = 1.58$ ；L2 等級地震之耐震安全係數為 $F_{s2} = 0.3/0.279 = 1.08$ 。

(b)花蓮港 9 號碼頭：當地震係數 $k_{h1} = 0.19$ 時，抗傾覆安全係數 S.F. = 2.83。當地震係數 $k_{h2} = 0.279$ 時，抗傾覆安全係數 S.F. = 1.61；兩個地震等級作用下，板樁貫入深度均符合要求。拉桿所承受之張力，於 L1 時為 45.2 t/m、L2 時為 68.0 t/m，拉桿容許降伏張力為 79.9 t/m，則於二個等級地震作用下，拉桿所受張力均符合要求。接著計算海底面上樁身彎矩最大值，於 L1 時為 75.3 t-m/m、L2 時為 118.3 t-m/m，板樁容許降伏彎矩為 59.3 t-m/m，則結果顯示於 L1 及 L2 等級地震作用下，最大彎矩均超出規範要求。

求取臨界地震係數時，需逐步加大地震係數 k_h ，並重複前述計算步驟，即可推得當抗傾覆安全係數 S.F. 為 1.0 時，地震係數值為 $k_h = k_t = 0.340$ ，此即臨界地震係數。依式(4.2.11)可得 L1 地震等級下耐震安全係數為 $F_{s1} = 0.340/0.190 = 1.79$ ；L2 等級地震之耐震安全係數為 $F_{s2} = 0.340/0.279 = 1.22$ 。

(6)評估構造物之變位量與損害等級

依表 4.2.2 所列非液化工址板樁式碼頭變位參數與安全係數之經驗式(Uwabe, 1983)，推估 L1 及 L2 地震等級作用下，板樁式碼頭之最大水平位移、沉陷量及正規化水平位移。將變位參數與表 4.2.1 板樁式碼頭損害等級相互對照，可判別出此碼頭於兩個等級地震作用下之耐震性能。由於國際航海協會所建議之損害等級的量化基準值

(表 4.2.1(b))，僅針對等級 I 加以規定，其餘三個等級均僅定性地描述構材的反應狀態，因此在判定板樁式碼頭之損害等級時，亦參考 Uwabe (1983)與 Gazetas et al.(1990)所提出之準則。

(a)花蓮港 8 號碼頭：碼頭之最大水平位移、沉陷量及正規化水平位移如表 4.2.10 所列。採最大水平位移據以評估，於 L1 等級地震時，其損害等級屬第 I 級；於 L2 等級地震時，其損害等級屬第 II 級。

(b)花蓮港 9 號碼頭：碼頭之最大水平位移、沉陷量及正規化水平位移如表 4.2.16 所列。採最大水平位移據以評估，於 L1 等級地震時，其損害等級屬第 I 級；於 L2 等級地震時，其損害等級雖仍屬第 I 級範圍內，但已相當接近等級 II 之狀態。

4.2.4 動力分析法

本節採有限元素分析軟體Plaxis 8.2，分析案例亦選定花蓮港8號與9號碼頭，考慮板樁、拉桿、錨錠版、及土層之非彈性行為，以代表性之地震記錄，進行非線性動力歷時分析，探討在所考量之地震等級下，碼頭結構之性能表現能否符合性能目標，以評估其耐震能力。由於碼頭屬於線形結構，在平行碼頭面線之方向變異性很小，故在此採用二維平面應變分析模式。

1.分析軟體簡介

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 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。

最新版本的 PLAXIS 程式在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、加勁擋土牆結構分析、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～應變組合律有：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 (Hydrostatic)及穩態(Steady state)情況。
- (6)採用 Arc-length control 技巧，使得計算破壞荷重(collapse load)較正確。
- (7)可考慮大變形修正網格(updated mesh)之分析。

PLAXIS 程式提供許多現成的分析模組，可供分析時直接選用，操作上相當方便，且分析效率佳，為工程上常用之分析軟體之一由於本計畫對於板樁式碼頭，擬以動力分析法直接進行易損性分析，所需分析量相當大，基於分析效率考量，對於板樁式碼頭結構採用 PLAXIS 進行分析。

2.分析方法

本研究於期中報告中，以 Plaxis 軟體建立了板樁式碼頭之有限元素模型，並以地盤反應分析驗證地盤模型，以土壤結構互制分析驗證整個板樁～土壤互制模型，證明所建立之模型能有效分析板樁式碼頭之受震反應。因此，在此將沿用期中報告所採之模型設定，僅就設計

斷面之模擬上做些許更動，以獲得更合理之結果。花蓮港 8 號碼頭、9 號碼頭之分析模型分別如圖 4.2.13 與圖 4.2.14 所示，詳細模型設定如下：

(1)地盤模型：由 6 節點三角形平面應變元素構成，地層各分區材料參數如表 4.2.17，係根據場址地盤反應分析之結果予以設定，並採用莫耳～庫倫模式模擬土體之塑性破壞。以 Plaxis 程式提供之雷利阻尼功能，藉由適當之參數設定，來模擬土壤之遲滯阻尼（柯永彥等人，2007）。以剛性拉桿連接同一層面之左右兩端點，強制其位移為一致，不同層面之節點則容許相對運動，使整個地盤模型近似於一維土柱狀態，而可模擬水平地層之受震反應，並容許近域土壤模擬因結構體存在所造成之散射效應。此外，在模型左右邊界施加吸收邊界(absorbent boundary)來吸收波傳能量，減少波傳反射之不利影響。分析時，直接於地盤模型底部輸入地表自由場的加速度歷時，由於花蓮港區地層放大效應並不明顯，且吸收邊界會限制地層放大效應之發展，如此可使板樁碼頭整體承受與自由場地表相似之震動歷時。另由於花蓮港區較無液化疑慮，故在分析中並不考慮土壤液化。

(2)結構構件：鋼板樁與錨錠版係以版元素模擬，拉桿則以二力桿件模擬，並根據設計條件（表 4.2.3）設定結構構件之參數，採用彈塑性模式，降伏彎矩與降伏張力等依表 4.2.3 設定，且降伏彎矩將考慮與軸力互制之效應，視實際軸力狀態予以適度折減。

3.輸入地震

輸入地震歷時分別採用在花蓮氣象站(HWA019)所記錄到之兩筆台灣近年發生的代表性強震歷時：2002 年 3 月 31 日所發生，規模 6.8 之花蓮外海地震，以及 1999 年 9 月 21 日所發生，規模 7.3 之集集地震。選取其中之有效延時 50 秒，並放大至所考量之地震等級，亦即，花蓮港區之 75 年回歸期(L1)地震 $PGA=0.379g$ ，以及 475 年回歸期(L2)地震 $PGA=0.557g$ 。

4.花蓮港 8 號板樁碼頭分析結果

(1)331 地震，PGA=0.379g

圖 4.2.15 為板樁壁頂相對於基盤之位移量，可看出當加速度歷時起伏趨緩之後，壁頂位移亦趨於定值，故分析所得最終位移，可視為板樁壁體之最大殘餘位移。因此，後續之損害等級判定，將根據表 4.2.1(a)中，以壁頂最大殘餘位移為評估參數所建議之標準(Uwabe,1983)，以及表 4.2.1(b)中，以碼頭各位置變位量以及結構構件應力狀態作為評估參數所建議之標準(PIANC, 2001)，來進行綜合研判。

圖 4.2.16 為分析所得最終之變形網格、板樁壁體變形、岸肩沈陷、與後線沈陷曲線，由圖可知，板樁壁頂最大變位量為 62.7cm，岸肩最大沈陷量為 11.0cm，後線最大沈陷量為 36.3cm。

圖 4.2.17 為分析所得最終之板樁彎矩分佈、拉桿張力、與錨錠版彎矩分佈，由圖可知，板樁最大彎矩為 462.4 kN-m/m，發生於基盤面以上；拉桿張力為 328.2 kN/m；錨錠版最大彎矩為 112.1 kN-m/m，發生於拉桿錨錠處。各構件均尚未達到降伏狀態。

根據表 4.2.1，雖然各結構構件均未達降伏，然而壁頂殘餘位移遠超過 30cm，且岸肩與後線之差異沈陷亦在門檻值附近，故歸納出花蓮港 8 號碼頭於此地震案例中，損害等級屬於第 II 級。

(2)331 地震，PGA=0.557g

圖 4.2.18 為分析所得最終之變形網格、板樁壁體變形、岸肩沈陷、與後線沈陷曲線，由圖可知，板樁壁頂最大變位量為 101.6cm，岸肩最大沈陷量為 20.1cm，後線最大沈陷量為 57.4cm。

圖 4.2.19 為分析所得最終之板樁彎矩分佈、拉桿張力、與錨錠版彎矩分佈，由圖可知，板樁最大彎矩為 547.2 kN-m/m，發生於基盤面以上，已達降伏狀態；拉桿張力為 263.6 kN/m，未達降伏狀態；

錨錠版最大彎矩為 99.2 kN-m/m，發生於拉桿錨錠處，亦未達降伏狀態。

雖然鋼板樁於基盤之下未達降伏；拉桿與錨錠版亦未達降伏，且其應力狀態甚至較 $PGA=0.379g$ 時為小，但其可能與錨錠版長度不足，拉桿無法有效發揮拉力有關；而板樁壁頂殘餘位移則恰超過 100cm。因此，根據表 4.2.1，可歸納出花蓮港 8 號碼頭於此地震案例中，損害等級介於第 II 級與第 III 級間。

(3)921 地震， $PGA=0.379g$

圖 4.2.20 為分析所得最終之變形網格、板樁壁體變形、岸肩沈陷、與後線沈陷曲線，由圖可知，板樁壁頂最大變位量為 36.0cm，岸肩最大沈陷量為 8.4cm，後線最大沈陷量為 18.4cm。

圖 4.2.21 為分析所得最終之板樁彎矩分佈、拉桿張力、與錨錠版彎矩分佈，由圖可知，板樁最大彎矩為 412.2 kN-m/m，發生於基盤面以上；拉桿張力為 232.4 kN/m；錨錠版最大彎矩為 104.6 kN-m/m，發生於拉桿錨錠處。各構件均未達降伏狀態。

根據表 4.2.1，雖板樁壁頂殘餘變位略超過 30cm，但其餘各項指標均未超過門檻值，故可歸納出花蓮港 8 號碼頭，於此地震案例中，損害等級介於第 I 級與第 II 級間。

(4)921 地震， $PGA=0.557g$

圖 4.2.22 為分析所得最終之變形網格、板樁壁體變形、岸肩沈陷、與後線沈陷曲線，由圖可知，板樁壁頂最大變位量為 72.7cm，岸肩最大沈陷量為 13.1cm，後線最大沈陷量為 39.0cm。

圖 4.2.23 為分析所得最終之板樁彎矩分佈、拉桿張力、與錨錠版彎矩分佈，由圖可知，板樁最大彎矩為 539.4 kN-m/m，發生於基盤面以上，已達降伏狀態；拉桿張力為 297.1 kN/m；錨錠版最大彎矩為 118.3 kN-m/m，發生於拉桿錨錠處，亦未達降伏狀態。

根據表 4.2.1，可歸納出花蓮港 8 號碼頭於此地震案例中，損害等級屬於第 II 級。

綜合以上，可知花蓮港 8 號板樁碼頭，在 75 年回歸期(L1)地震等級下($PGA=0.379g$)，損害等級為等級 II，屬可控制之損壞，結構功能暫時喪失但可修復；在 475 年回歸期(L2)地震等級下($PGA=0.557g$)，損害等級亦屬等級 II，但已接近等級 III，結構可能會達到嚴重破壞，雖未倒塌但已長期甚至完全喪失功能之狀態。由於花蓮港碼頭屬 A 級構造物，在 L1 地震下損害等級應屬等級 I，L2 地震下應屬等級 II，故其耐震性能不符合需求。

值得一提的是，拉桿與錨錠版之應力狀態，在各分析案例中均距降伏狀態甚遠，這可能是由於錨錠版長度不足，土體無法提供足夠反力固定之，使得拉桿的拉力無法有效發揮作用。

根據港灣構造物設計基準（交通部，2000），花蓮港區供設計用之 475 年回歸期 PGA 為 $0.33g$ ，則 8 號碼頭之耐震性能大致符合現行設計基準要求。然而，若以本研究根據最新地震資料進行之地震危害度分析成果，所進行之耐震能力評估顯示，花蓮港 8 號碼頭之耐震能力略嫌不足。

4.花蓮港 9 號板樁碼頭分析結果

(1)331 地震， $PGA=0.379g$

圖 4.2.24 為分析所得最終之變形網格、板樁壁體變形、岸肩沈陷、與後線沈陷曲線，由圖可知，板樁壁頂最大變位量為 $63.6cm$ ，岸肩最大沈陷量為 $23.2cm$ ，後線最大沈陷量為 $32.4cm$ 。

圖 4.2.25 為分析所得最終之板樁彎矩分佈、拉桿張力、與錨錠版彎矩分佈，由圖可知，板樁最大彎矩為 506.4 kN-m/m ，發生於基盤面以上，混凝土塊體下緣與鋼板樁接觸之位置，已達降伏狀態；另於基盤面以下，板樁彎矩達 475.5 kN-m/m ，亦接近降伏；

拉桿張力為 86.4 kN/m，未達降伏；錨錠版最大彎矩為 23.2kN-m/m，發生於拉桿錨錠處，遠低於降伏彎矩。

從分析結果可以看出，9 號碼頭所配置之混凝土塊體，明顯影響了鋼板樁之變形型態，使鋼板樁在其與混凝土塊體接觸面之最下緣產生明顯塑鉸。雖然，其發揮了類似於重力式擋土牆之作用，讓錨錠設施處於較小的應力狀態，但也因此讓錨錠設施無法有效發揮作用。

根據表 4.2.1，可歸納出花蓮港 9 號碼頭於此地震案例中，損害等級屬於第 II 級。

(2)331 地震，PGA=0.557g

圖 4.2.26 為分析所得最終之變形網格、板樁壁體變形、岸肩沈陷、與後線沈陷曲線，由圖可知，板樁壁頂最大變位量為 101.2cm，岸肩最大沈陷量為 42.2cm，後線最大沈陷量為 51.6cm。

圖 4.2.27 為分析所得最終之板樁彎矩分佈、拉桿張力、與錨錠版彎矩分佈，由圖可知，板樁最大彎矩為 502.5 kN-m/m，發生於基盤面以上，混凝土塊體下緣與鋼板樁接觸之位置，已達降伏狀態；另於基盤面以下，板樁彎矩達 470.0 kN-m/m，亦接近降伏；拉桿張力為 84.1 kN/m，未達降伏狀態；錨錠版最大彎矩為 32.8 kN-m/m，發生於拉桿錨錠處，亦未達降伏狀態。

雖然拉桿與錨錠版遠低於降伏狀態，但其可能係受混凝土塊體影響，導致錨錠設施無法有效發揮作用；而板樁壁頂殘餘位移則恰超過 100cm。因此，根據表 4.2.1，可歸納出花蓮港 9 號碼頭於此地震案例中，損害等級介於第 II 級與第 III 級間。

(3)921 地震，PGA=0.379g

圖 4.2.28 為分析所得最終之變形網格、板樁壁體變形、岸肩沈陷、與後線沈陷曲線，由圖可知，板樁壁頂最大變位量為 34.5cm，岸肩最大沈陷量為 9.3cm，後線最大沈陷量為 16.0cm。

圖 4.2.29 為分析所得最終之板樁彎矩分佈、拉桿張力、與錨錠版彎矩分佈，由圖可知，板樁最大彎矩為 501.2 kN-m/m，發生於基盤面以上，混凝土塊體下緣與鋼板樁接觸之位置，已達降伏狀態；另於基盤面以下，板樁彎矩達 468.1 kN-m/m，亦接近降伏；拉桿張力為 6.4 kN/m，遠低於降伏拉力；錨錠版最大彎矩為 10.1 kN-m/m，發生於錨錠版下緣附近，亦遠低於降伏彎矩。

根據表 4.2.1，可歸納出花蓮港 9 號碼頭於此地震案例中，損害等級屬於第 II 級。

(4)921 地震，PGA=0.557g

圖 4.2.30 為分析所得最終之變形網格、板樁壁體變形、岸肩沈陷、與後線沈陷曲線，由圖可知，板樁壁頂最大變位量為 72.3cm，岸肩最大沈陷量為 25.0cm，後線最大沈陷量為 34.3cm。

圖 4.2.31 為分析所得最終之板樁彎矩分佈、拉桿張力、與錨錠版彎矩分佈，由圖可知，板樁最大彎矩為 503.0 kN-m/m，發生於基盤面以上，混凝土塊體下緣與鋼板樁接觸之位置，已達降伏狀態；另於基盤面以下，板樁彎矩達 464.1 kN-m/m，亦接近降伏；拉桿張力為 24.23 kN/m，未達降伏；錨錠版最大彎矩為 9.9 kN-m/m，發生於拉桿錨錠處，遠低於降伏彎矩。

根據表 4.2.1，可歸納出花蓮港 9 號碼頭於此地震案例中，損害等級屬於第 II 級。

綜合以上，可知花蓮港 9 號板樁碼頭，在 75 年回歸期(L1)地震等級下(PGA=0.379g)，損害等級屬等級 II，屬可控制之損壞，結構功能暫時喪失但可修復；在 475 年回歸期(L2)地震等級下(PGA=0.557g)，損害等級亦屬等級 II，但已接近等級 III，結構可能會達到嚴重破壞，雖未倒塌但已長期甚至完全喪失功能之狀態。由於花蓮港碼頭屬 A 級構造物，在 L1 地震下損害等級應屬等級 I，L2 地震下應屬等級 II，故其耐震性能略低於需求。

另外，從分析結果可以發現，9 號碼頭所配置之混凝土塊體，對鋼板樁之行為有顯著影響，其使鋼板樁在其與混凝土塊體接觸面之最下緣產生明顯塑鉸，同時也使鋼板樁在基盤以下部分所承受之彎矩提高。雖然，其發揮了擋土作用，讓錨錠設施處於較小的應力狀態，但也因此讓錨錠設施無法發揮有效作用，且板樁牆頂之位移較 8 號碼頭並無明顯的差異，因此，這類結合鋼板樁與重力式擋土設施之設計，實有檢討之必要。

表4.1.1 花蓮港重力式碼頭一覽表

碼頭編號	用途	長度 (m)	設計水深(m)	碼頭結構
1~3	雜貨	410	-7.5	混凝土重力式
7	雜貨	120	-6.5	混凝土方塊式
10~11	水泥石料	368	-9.5	混凝土重力式
12	雜貨	150	-7.5	混凝土重力式
13~14	雜貨	370	-9.5	混凝土重力式
15	雜貨	100	-8.5	混凝土重力式
16	客運	144	-7.5	混凝土重力式
17~18	雜貨水泥	200	-12	消波方塊式
19~24	水泥石料木片油品	200~310	-14	消波沉箱式
25	煤	332	-16.5	消波沉箱式

表4.1.2 92~96年花蓮港碼頭使用率統計表

年度 碼頭	92	93	94	95	96
	使用率%	使用率%	使用率%	使用率%	使用率%
營運碼頭總計	26.12	30.24	27.19	31.75	31.61
散什貨碼頭小計	21.31	26.14	22.92	27.42	34.32
一號碼頭	0.00	0.15	0.00	0.00	0.55
四號碼頭	3.13	46.10	4.08	13.42	25.05
七號碼頭	17.55	16.48	10.55	42.55	0.00
十二號碼頭	6.15	11.42	23.80	9.01	30.38
十四號碼頭	9.87	30.53	2.20	30.24	56.84
十九號碼頭	25.22	29.14	27.56	39.28	63.45
二十三號碼頭	16.46	8.61	1.92	49.70	54.63
二十四號碼頭	37.33	39.05	36.54	31.88	43.56
二十五號碼頭	1.95	0.55	2.60	30.65	34.43
水泥碼頭小計	21.30	23.34	16.74	38.88	31.60
八號碼頭	28.72	36.70	35.33	25.00	23.65
十號碼頭	36.28	38.97	56.10	53.60	51.06
十三號碼頭	20.27	27.49	31.37	23.53	14.47
十八號碼頭	46.38	44.80	49.25	53.41	37.23
砂石料碼頭小計	37.25	33.39	40.27	33.26	28.14
五號碼頭	33.04	31.58	28.48	8.06	6.39
六號碼頭	55.73	51.15	50.34	18.14	22.56
十一號碼頭	64.44	63.19	46.78	22.98	26.34
十七號碼頭	47.02	39.11	53.90	21.56	20.78
二十號碼頭	30.57	36.16	32.67	80.19	57.45
二十一號碼頭	12.55	18.00	7.07	37.60	39.67
二十二號碼頭	18.31	22.67	26.95	44.26	23.80

(引自花蓮港務局網站資料)

表4.1.3 花蓮港7號混凝土方塊式碼頭各滑動面受震穩定性分析 ($K_H=0.1$, $K_V=0.033$)

滑動面編號	S1	S2	S3	S4	S5	S6
滑動塊體有效重量 W' (t/m)	9.60	23.21	39.32	59.30	83.16	120.05
抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_v W)$ (t/m)	5.10	12.23	20.57	30.90	43.22	68.19
水平慣性力 $K_h * W$ (t/m)	0.96	2.32	3.93	5.93	8.32	12.01
陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m)	0.00	1.24	6.49	15.86	29.36	46.97
海側靜水壓力 P_{WS} (t/m)	0.00	0.29	3.89	11.62	23.46	39.43
海側動水壓力 P_{WES} (t/m)	0.00	0.03	0.45	1.36	2.74	4.60
水位上動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26
水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}'	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32
土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} (t/m)	1.96	3.79	6.89	11.28	16.94	23.88
安全係數 F_s	1.75	1.72	1.48	1.35	1.28	1.42

表4.1.4 花蓮港7號混凝土方塊式碼頭各滑動面臨界加速度反算分析 ($K_H=0.33K_V$)

滑動面編號	S1	S2	S3	S4	S5	S6
滑動塊體有效重量 W' (t/m)	9.60	23.21	39.32	59.30	83.16	120.05
抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_v W)$ (t/m)	4.90	11.64	19.78	29.96	42.13	65.89
水平慣性力 $K_h * W$ (t/m)	2.07	4.83	6.88	9.19	11.89	19.21
陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m)	0.00	1.24	6.49	15.86	29.36	46.97
海側靜水壓力 P_{WS} (t/m)	0.00	0.29	3.89	11.62	23.46	39.43
海側動水壓力 P_{WES} (t/m)	0.00	0.07	0.80	2.10	3.91	7.36
水位上動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.34	0.33	0.31	0.29	0.28	0.30
水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}'	0.57	0.54	0.46	0.42	0.39	0.43
土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} (t/m)	2.81	5.85	9.55	14.44	20.62	31.58
臨界加速度 N	0.22	0.21	0.18	0.16	0.14	0.16

表4.1.5 花蓮港10~11號重力式碼頭滑動穩定性分析與臨界加速度

水平地震係數 K_H	0.1	0.159
垂直地震係數 K_V ($K_V=1/3K_H$)	0.033	0.053
包含碼頭與上部背填土之有效重量 W' (t/m)	143.62	
抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_v W)$ (t/m)	74.37	71.65
陸側水面高度 h_1 (m)	13.35	
海側平均水面高度 h_2 (m)	12.55	
殘留水位 (m)	0.8	
水平慣性力 $K_h * W$ (t/m)	14.36	22.84
陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m)	91.78	
海側靜水壓力 P_{WS} (t/m)	81.11	
海側動水壓力 P_{WES} (t/m)	9.46	15.05
水位上動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.27	0.28
高程-4.5m以上動態主動土壓力係數 K_{AE1}'	0.33	0.31
高程-4.5m以下動態主動土壓力係數 K_{AE2}'	0.51	0.43
土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} (t/m)	64.91	78.07
水位下動態被動土壓力係數 K_{PE}'	2.30	2.83
被動土壓力合力 P_{PE} (t/m)	3.73	4.59
拉桿設計拉力 (t/m)	50	
安全係數 F_S	1.29	1.00

表4.1.6 花蓮港17~18號消波方塊式碼頭各滑動面受震穩定性分析 ($K_H=0.1$, $K_V=0.033$)

滑動面編號	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9
滑動塊體有效重量 W' (t/m)	25.38	32.16	38.95	45.73	160.88	187.55	210.19	224.19	238.46
抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_v W)$ (t/m)	13.48	16.99	20.50	24.02	83.67	97.46	109.16	116.39	123.77
水平慣性力 $K_h * W$ (t/m)	2.54	3.22	3.89	4.57	16.09	18.76	21.02	22.42	23.85
陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m)	0.46	3.09	8.04	15.30	28.58	45.99	67.52	86.37	107.53
海側靜水壓力 P_{WS} (t/m)	0.01	1.40	5.11	11.14	22.77	38.53	58.41	76.03	95.96
海側動水壓力 P_{WES} (t/m)	0.001	0.164	0.596	1.299	2.657	4.496	6.815	8.870	11.195
水位上動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26
EL.-3.5m以上動態主動土壓力係數 K_{AE}'	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32
EL.-3.5m以下動態主動土壓力係數 K_{AE}'	—	—	—	—	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07
土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} (t/m)	3.28	5.97	9.56	13.87	20.54	25.16	29.78	32.61	35.98
動態被動土壓力係數 K_{PE}'	—	—	—	—	—	—	—	—	1.02
土層動態被動土壓力(以水中震度計) P_{PE} (t/m)	—	—	—	—	—	—	—	—	7.13
安全係數 F_S	2.15	1.54	1.21	1.00	1.86	1.74	1.64	1.57	1.58

表4.1.7 花蓮港17~18號消波方塊式碼頭各滑動面臨界加速度反算分析 ($K_H=0.33K_V$)

滑動面編號	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9
滑動塊體有效重量 W' (t/m)	25.38	32.16	38.95	45.73	160.88	187.55	210.19	224.19	238.46
抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_v W)$ (t/m)	12.76	16.37	20.16	24.01	78.38	91.93	103.68	111.07	117.53
水平慣性力 $K_h * W$ (t/m)	6.37	6.08	5.37	4.62	33.78	36.95	38.89	39.68	44.12
陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m)	0.46	3.09	8.04	15.30	28.58	45.99	67.52	86.37	107.53
海側靜水壓力 P_{WS} (t/m)	0.01	1.40	5.11	11.14	22.77	38.53	58.41	76.03	95.96
海側動水壓力 P_{WES} (t/m)	0.003	0.309	0.822	1.312	5.580	8.856	12.607	15.699	20.711
水位上動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.37	0.32	0.28	0.26	0.34	0.32	0.31	0.31	0.31
EL.-3.5m以上動態主動土壓力係數 K_{AE}'	0.69	0.49	0.38	0.32	0.55	0.51	0.48	0.46	0.48
EL.-3.5m以下動態主動土壓力係數 K_{AE}'	—	—	—	—	0.22	0.20	0.18	0.16	0.18
土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} (t/m)	5.92	8.27	11.04	13.93	33.53	38.72	43.41	45.62	52.15
動態被動土壓力係數 K_{PE}'	—	—	—	—	—	—	—	—	1.56
土層動態被動土壓力(以水中震度計) P_{PE} (t/m)	—	—	—	—	—	—	—	—	10.91
臨界加速度 N	0.251	0.189	0.138	0.101	0.21	0.197	0.185	0.177	0.185

表4.1.8 花蓮港19~21號沉箱式碼頭滑動穩定性分析與臨界加速度

水平地震係數 K_H	0.1	0.131
垂直地震係數 K_V ($K_V=1/3K_H$)	0.033	0.044
沉箱有效重量 W' (t/m)	342.27	
抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_v W)$ (t/m)	192.90	189.03
陸側水面高度 h_1 (m)	15.95	
海側平均水面高度 h_2 (m)	15.15	
殘留水位 (m)	0.8	
水平慣性力 $K_h * W$ (t/m)	62.31	81.63
陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m)	131.02	
海側靜水壓力 P_{WS} (t/m)	118.20	
海側動水壓力 P_{WES} (t/m)	13.79	18.07
水位上動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.26	0.28
水位下動態主動土壓力係數 K'_{AE}	0.32	0.37
土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} (t/m)	66.26	76.67
安全係數 F_S	1.24	1.00

表4.1.9 花蓮港重力式碼頭動態基礎承载力安全係數

Port No.	7	10	17	19
γ_1 (t/m ³)	1			
γ_2 (t/m ³)	1			
B (m)	9	6.4983	7.46	18
Df (m)	1	1.5	0.5	0
Nc	95.7			
Nq	81.2			
Nr	114			
q_u (t/m ²)	513.00	370.40	425.22	1026.00
W' (t/m)	120.05	143.62	238.46	342.27
w (t/m)	1.50			
$K_V \cdot W$ (t/m)	4.00	4.79	7.95	20.77
P_{AE} (t/m)	31.58	64.91	35.98	66.26
$\sin \delta$ ($\delta=15^\circ$)	0.26			
F_V (t/m)	133.73	166.71	257.22	381.69
F_S	34.53	14.44	12.33	48.38

表4.1.10 花蓮港數值模擬之材料強度

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

表4.1.11 花蓮港數值模擬之界面元素參數表

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

表4.1.12 花蓮港數值模擬之Rayleigh阻尼參數表

最小阻尼比 $\xi_{\min}$	自然頻率 $f_{\min}$	最小角頻率 $\omega_{\min}$
0.05*	2.0**	4π

*：使用 FLAC 建議之參數值

表4.1.13 花蓮港23~24號沉箱式碼頭簡化模型與分析參數表

沉箱高度(m)	18
沉箱長度(m)	18
海側平均水面高度(m)	15.15
殘留水位(m)	0.8
陸側水面高度(m)	14.13
海水單位重 $\gamma_w(t/m^3)$	1.03
沉箱總單位重 $\gamma_{st}(t/m^3)$	2
沉箱底部摩擦係數 μ	0.6
水位上背填土單位重 $\gamma(t/m^3)$	1.8
水位下背填土有效單位重 $\gamma(t/m^3)$	1
牆面與垂直面夾角 Ψ (deg)	0
背填土內摩擦角 ψ (deg)	35

表4.1.14 花蓮港10~11及17~18號重力式及消波塊碼頭節理面間參數

部 位	節理面正向勁度 j_{kn} (MPa/m)	節理面切向勁度 j_{ks} (MPa/m)	節理面摩擦角 Joint Friction Angle (°)
背填級配砂土間	10	10	29
背填礫石間	100	100	31
基礎礫石間	100	100	31
混凝土沉箱間	1000	1000	29
岩石基盤間	1000	1000	35

表4.2.1 板樁式碼頭損害等級

(a) Uwabe(1983); Gazetas et al. (1990)

損害等級	壁頂最大殘餘位移(cm) Uwabe (1983)	壁頂永久位移(cm)	
		Uwabe (1983)	Gazetas et al. (1990)
等級 0	0	0	<2
等級 I	<30	<10	10
等級 II	30~100	10~60	30
等級 III	100~200	60~120	60
等級 IV	>200	>120	120

(b) PIANC(2001)

損害等級			等級 I	等級 II	等級 III	等級 IV
殘餘變位	壁體	正規化水平位移 d/H	< 1.5% 或 d<30cm	—	—	—
		朝海側殘餘傾斜角	<3°	—	—	—
	岸肩	岸肩差異沉陷	< 3~10cm	—	—	—
		岸肩與後線差異沉陷	< 30~70cm	—	—	—
		朝海側殘餘傾斜角	< 2~3°	—	—	—
應力狀態	板樁	水深以上	彈性	塑性（小於韌性容量）	塑性（小於韌性容量）	塑性（超出韌性容量）
		水深以下	彈性	彈性	塑性（小於韌性容量）	塑性（超出韌性容量）
	拉桿		彈性	彈性	塑性（小於韌性容量）	塑性（超出韌性容量）
	錨錠		彈性	彈性	塑性（小於韌性容量）	塑性（超出韌性容量）

表4.2.2 花蓮港8、9號碼頭地層參數表

地層種類	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (deg)
回填塊石	16.0	20.0	5.0	40
回填級配	16.0	20.0	5.0	35
原始地層	16.0	20.0	10.0	45

表4.2.3 花蓮港8、9號碼頭結構構件材料參數表

結構種類	規格	自重 w (kN/m/m)	EA (kN/m)	EI (kN-m ² /m)	降伏彎矩 M_p (kN-m/m)	降伏張力 F_{max} (kN)
鋼板樁	Hoesch1700	1.138	2.96×10^6	6.02×10^4	581.5	—
錨錠板	RC 版 (厚度 50cm)	11.25	1.05×10^7	2.19×10^5	200.0	—
拉桿	$\phi 3''$ (間距 2m)	—	8.37×10^5	—	—	1004.5

表4.2.4 非液化工址板樁式碼頭變位參數與安全係數之關係
(Uwabe, 1983)

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

表4.2.5 花蓮港8號碼頭 $k_h=0.19$ 時之動態土壓力係數

	k_h or k'_h	ϕ (度)	ψ (度)	δ (度)	K_{aei}	K_{pei}
殘留水面上	0.19	35	10.76	15	0.37	5.62
殘留水面下	0.38	35	20.81	15	0.57	4.61
	0.38	45	20.81	15	0.40	9.58

表4.2.6 花蓮港8號碼頭 $k_h=0.19$ 時之動態土壓力水平分量分佈

主動土壓						
	EL(m)	γ or γ' (t/m ³)	P_{aei} (t/m ²)	合力(t/m)	作用位置(m)	EL(m)
岸肩	4.00	1.60	0.54	4.35	1.22	2.15
殘水面上	0.93	1.60	2.30			
殘水面下	0.93	1.60	3.50	75.65	4.82	-5.68
海底面上	-10.50	1.00	9.74			
海底面下	-10.50	1.00	6.85	48.02	2.86	-13.64
板樁底	-16.50	1.00	9.15			
被動土壓						
	EL(m)	γ or γ' (t/m ³)	P_{pei} (t/m ²)	合力(t/m)	作用位置(m)	EL(m)
海底面下	-10.5	1.00	0.00	166.57	2.00	-14.50
板樁底	-16.5	1.00	55.52			

表4.2.7 花蓮港8號碼頭 $k_h=0.279$ 時之動態土壓力係數

	k_h or k'_h	ϕ (度)	ψ (度)	δ (度)	K_{aei}	K_{pei}
殘留水面上	0.279	35	15.59	15	0.45	5.16
殘留水面下	0.558	35	29.16	15	0.89	3.51
	0.558	45	29.16	15	0.60	8.14

表4.2.8 花蓮港8號碼頭 $k_h=0.279$ 時之動態土壓力水平分量分佈

主動土壓						
	EL(m)	γ or γ' (t/m ³)	P_{aei} (t/m ²)	合力(t/m)	作用位置(m)	EL(m)
岸肩	4.00	1.60	0.65	5.27	1.22	2.15
殘水面上	0.93	1.60	2.79			
殘水面下	0.93	1.60	5.53	119.65	4.82	-5.68
海底面上	-10.50	1.00	15.40			
海底面下	-10.50	1.00	10.28	72.02	2.86	-13.64
板樁底	-16.50	1.00	13.73			
被動土壓						
	EL(m)	γ or γ' (t/m ³)	P_{pei} (t/m ²)	合力(t/m)	作用位置(m)	EL(m)
海底面下	-10.5	1.00	0.00	141.55	2.00	-14.50
板樁底	-16.5	1.00	47.18			

表4.2.9 花蓮港8號碼頭 $k_h=0.279$ 時各設計潮位之動態水壓力

潮位	EL (m)	動水壓合力 (t/m)	作用位置 (m)	EL (m)	殘水壓合力 (t/m)	作用位置 (m)	EL (m)
高潮位	2.30	27.46	5.12	-5.38	0.00	-	-
朔望平均高潮位	1.80	25.36	4.92	-5.58	0.00	-	-
平均潮位	0.50	20.28	4.40	-6.10	7.91	8.61	-7.89

表4.2.10 簡易分析所得花蓮港8號碼頭受震反應與損害等級

評估參數	L1($F_{s1} = 1.58$)	L2($F_{s2} = 1.08$)
最大水平位移 d	20.5 cm	30.7 cm
沉陷量 s	4.0 cm	8.31 cm
正規化水平位移 d/H	2.17 %	3.87 %
錨錠拉桿張力	50.6 t	76.1 t
損害等級	I	II

表4.2.11 花蓮港9號碼頭 $k_h=0.19$ 時之動態土壓力係數

	k_h or k'_h	ϕ (度)	ψ (度)	δ (度)	K_{aei}	K_{pei}
殘留水面上	0.19	35	10.76	15	0.37	5.62
殘留水面下	0.38	35	20.81	15	0.57	4.61
	0.38	45	20.81	15	0.40	9.58

表4.2.12 花蓮港9號碼頭 $k_h=0.19$ 時之動態土壓力水平分量分佈

主動土壓						
	EL(m)	γ or γ' (t/m ³)	P_{aei} (t/m ²)	合力(t/m)	作用位置(m)	EL(m)
岸肩	4.00	1.60	0.54	4.35	1.22	2.15
殘水面上	0.93	1.60	2.30			
殘水面下	0.93	1.60	3.50	66.19	4.44	-5.06
海底面上	-9.50	1.00	9.19			
海底面下	-9.50	1.00	6.47	54.68	3.30	-13.20
板樁底	-16.50	1.00	9.15			
被動土壓						
	EL(m)	γ or γ' (t/m ³)	P_{pei} (t/m ²)	合力(t/m)	作用位置(m)	EL(m)
海底面下	-9.5	1.00	0.00	226.72	2.33	-14.17
板樁底	-16.5	1.00	64.78			

表4.2.13 花蓮港9號碼頭 $k_h=0.279$ 時之動態土壓力係數

	$k_h \text{ or } k'_h$	ϕ (度)	ψ (度)	δ (度)	K_{aei}	K_{pei}
殘留水面上	0.279	35	15.59	15	0.45	5.16
殘留水面下	0.558	35	29.16	15	0.89	3.51
	0.558	45	29.16	15	0.60	8.14

表4.2.14 花蓮港9號碼頭 $k_h=0.279$ 時之動態土壓力水平分量分佈

主動土壓						
	EL(m)	γ or γ' (t/m ³)	P_{aei} (t/m ²)	合力(t/m)	作用位置(m)	EL(m)
岸肩	4.00	1.60	0.51	5.27	1.22	2.15
殘水面上	0.93	1.60	2.18			
殘水面下	0.93	1.60	3.12	104.68	4.44	-5.06
海底面上	-9.50	1.00	8.69			
海底面下	-9.50	1.00	6.11	82.01	3.30	-13.20
板樁底	-16.50	1.00	8.17			
被動土壓						
	EL(m)	γ or γ' (t/m ³)	P_{pei} (t/m ²)	合力(t/m)	作用位置(m)	EL(m)
海底面下	-9.5	1.00	0.00	192.66	2.33	-14.17
板樁底	-16.5	1.00	55.05			

表4.2.15 花蓮港9號 $k_h=0.279$ 時碼頭各設計潮位之動態水壓力

潮位	EL (m)	動水壓合力 (t/m)	作用位置 (m)	EL (m)	殘水壓合力 (t/m)	作用位置 (m)	EL (m)
高潮位	2.30	23.34	4.72	-4.78	0.00	-	-
朔望平均高潮位	1.80	21.40	4.52	-4.98	0.00	-	-
平均潮位	0.50	16.76	4.00	-5.50	7.91	8.61	-7.89

表4.2.16 簡易分析所得花蓮港9號碼頭受震反應與損害等級

評估參數	L1($F_{s1} = 1.79$)	L2($F_{s2} = 1.22$)
最大水平位移 d	17.9 cm	27.0 cm
沉陷量 s	2.9 cm	6.75 cm
正規化水平位移 d/H	1.74 %	3.25 %
錨錠拉桿張力	45.2 t	68.0 t
損害等級	I	II

表4.2.17 非線性動力分析用之花蓮港8、9號碼頭地層參數

地層種類	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν	ξ	c (kN/m ²)	ϕ (deg)
回填塊石	16.0	20.0	1.0×10^6	0.45	0.054	5.0	40
回填級配	16.0	20.0	3.0×10^5	0.45	0.054	5.0	35
原始地層	16.0	20.0	1.14×10^6	0.45	0.054	10.0	45

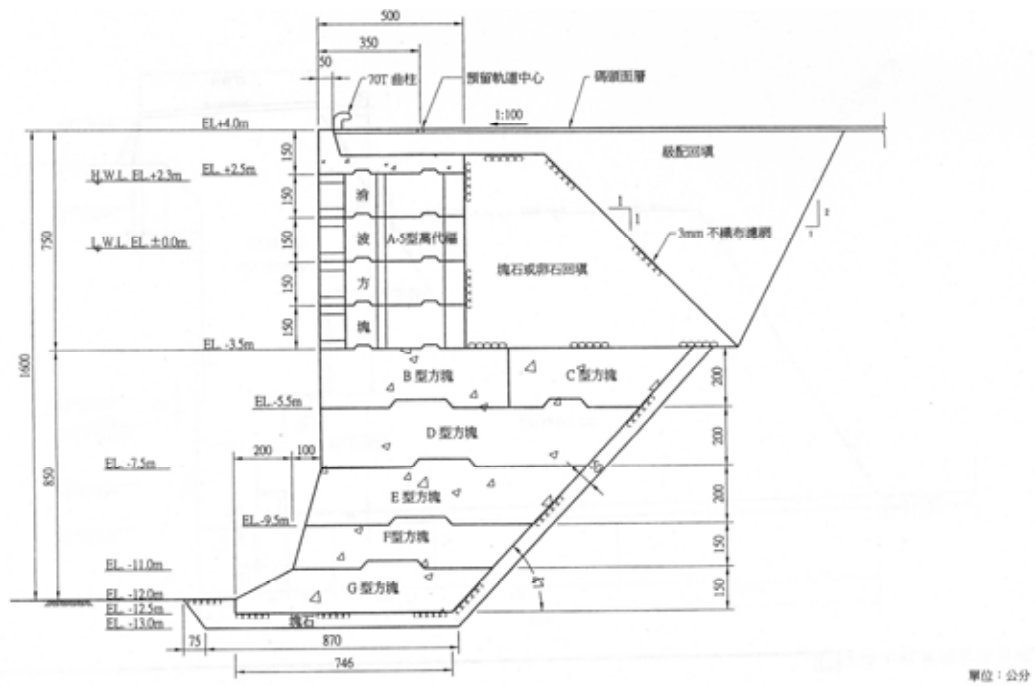


圖4.1.3 花蓮港17~18號碼頭之標準設計斷面

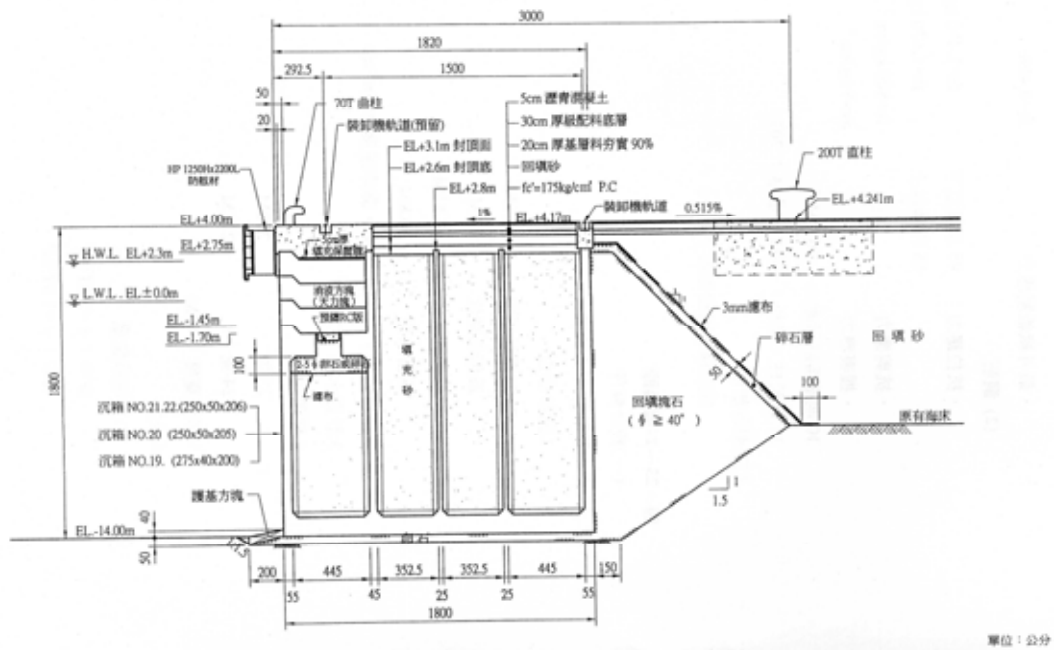
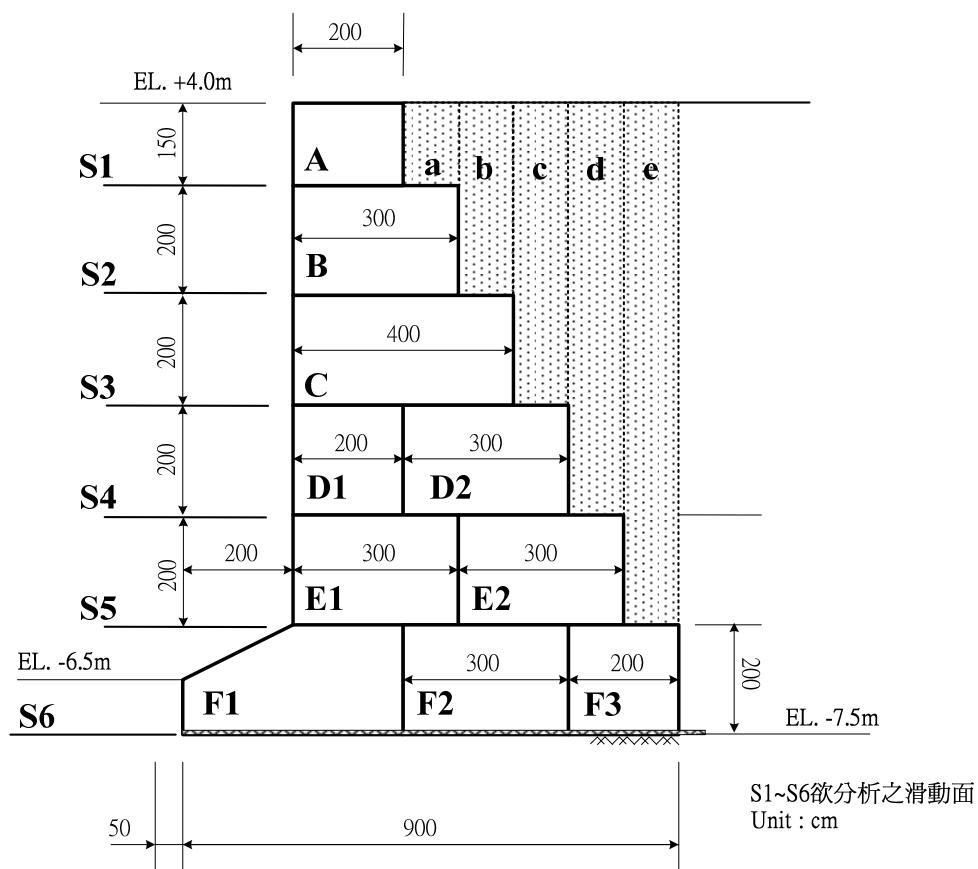
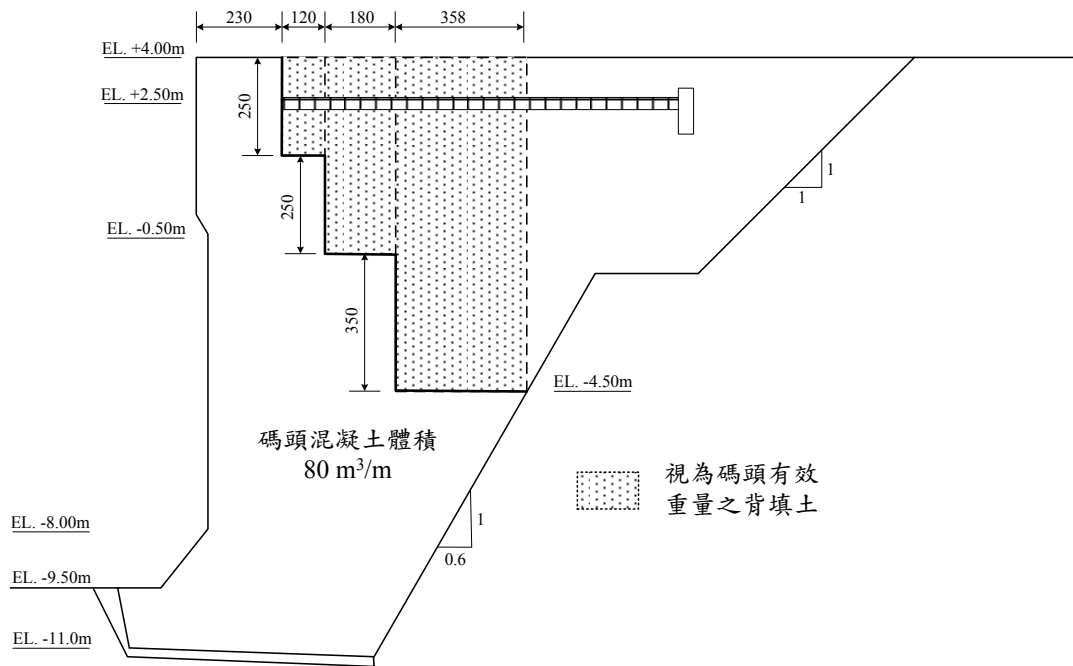


圖4.1.4花蓮港19~21號碼頭之標準設計斷面



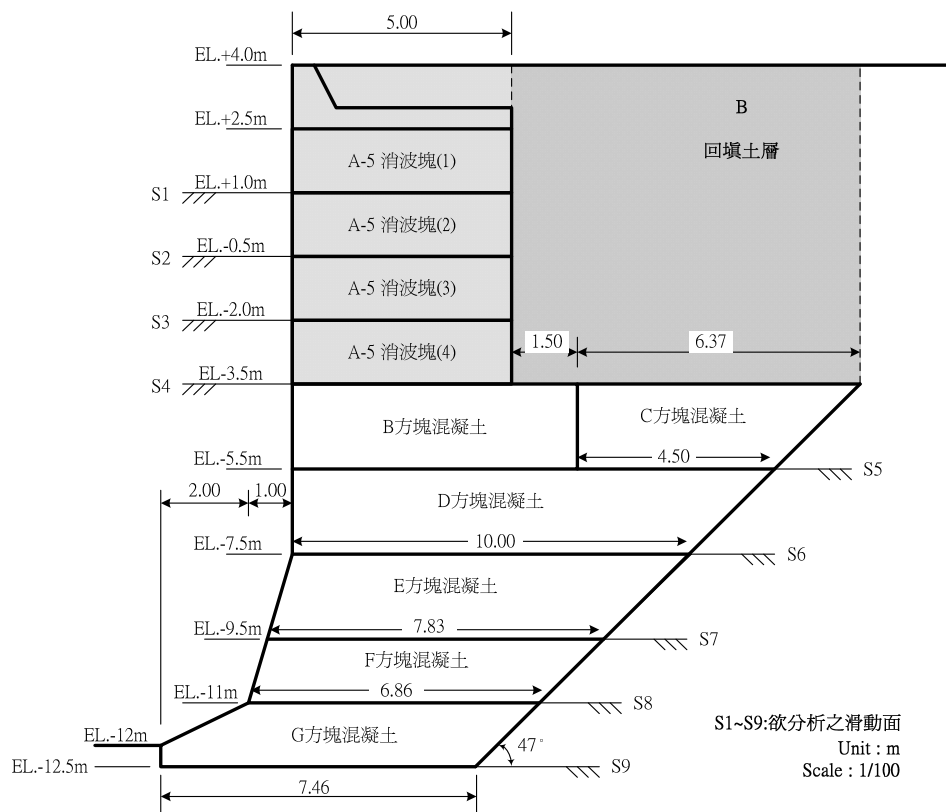
碼頭高度H (m)	11.5
海側平均水面高度h2 (m)	8.75
殘留水位 (m)	0.8
陸側水面高度h1 (m)	9.55
海水單位重 r_w (t/m ³)	1.03
混凝土塊總單位重 (t/m ³)	2.3
混凝土塊浸水單位重 (t/m ³)	1.3
混凝土與塊石間摩擦係數 μ	0.6
混凝土間摩擦係數 μ	0.55
水位上背填土單位重 r (t/m ³)	1.6
水位下背填土有效單位重 r' (t/m ³)	1
背填土內摩擦角 ϕ (deg)	40
土牆摩擦角 δ (deg)	15

圖4.1.5 花蓮港7號混凝土方塊式碼頭簡化模型與分析參數



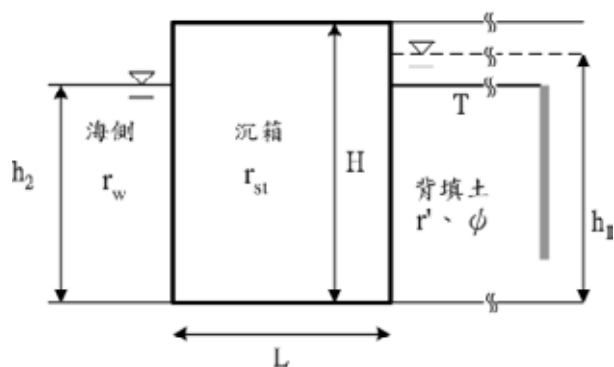
碼頭高度H (m)	11.5
海側平均水面高度h ₂ (m)	8.75
殘留水位 (m)	0.8
陸側水面高度h ₁ (m)	9.55
海水單位重r _w (t/m ³)	1.03
混凝土塊總單位重 (t/m ³)	2.3
混凝土塊浸水單位重 (t/m ³)	1.3
混凝土與塊石間摩擦係數μ	0.6
拉桿設計拉力 T (t/m)	50
水位上背填土單位重 r (t/m ³)	1.6
水位下背填土有效單位重 r' (t/m ³)	1
背填土內摩擦角φ (deg)	40
土牆摩擦角δ (deg)	15

圖4.1.6 花蓮港10號混凝土方塊式碼頭簡化模型與分析參數



碼頭高度H (m)	16
海側平均水面高度h2(m)	12
殘留水位(m)	1.15
陸側水面高度h1(m)	14.3
海水單位重 r_w (t/m ³)	1.03
混凝土塊總單位重(t/m ³)	2.3
混凝土塊浸水單位重(t/m ³)	1.3
消波塊總單位重(t/m ³)	2.4
消波塊浸水單位重(t/m ³)	1.4
混凝土與塊石間摩擦係數 μ	0.6
混凝土間摩擦係數 μ	0.55
水位上背填土單位重 r (t/m ³)	1.6
水位下背填土有效單位重 r' (t/m ³)	1
EL. -3.5m以上牆面與垂直面夾角 Ψ (deg)	0
EL. -3.5m以下牆面與垂直面夾角 Ψ (deg)	-43
背填土內摩擦角 ϕ (deg)	40
土牆摩擦角 δ (deg)	15

圖4.1.7 花蓮港17~18號消波方塊式碼頭簡化模型與分析參數



沉箱高度H (m)	18
沉箱長度L (m)	18
海側平均水面高度h2(m)	15.15
殘留水位(m)	0.8
陸側水面高度h1(m)	15.95
海水單位重 r_w (t/m ³)	1.03
沉箱總單位重 r_{st} (t/m ³)	2.2
沉箱底部摩擦係數 μ	0.6
水位上背填土單位重 r (t/m ³)	1.6
水位下背填土有效單位重 r' (t/m ³)	1
牆面與垂直面夾角 Ψ (deg)	0
背填土內摩擦角 ϕ (deg)	40
背填土與強面摩擦角 δ (deg)	15
上部載重' (t/m ²)	1.5

圖4.1.8 花蓮港19~21號消波沉箱式碼頭簡化模型與分析參數

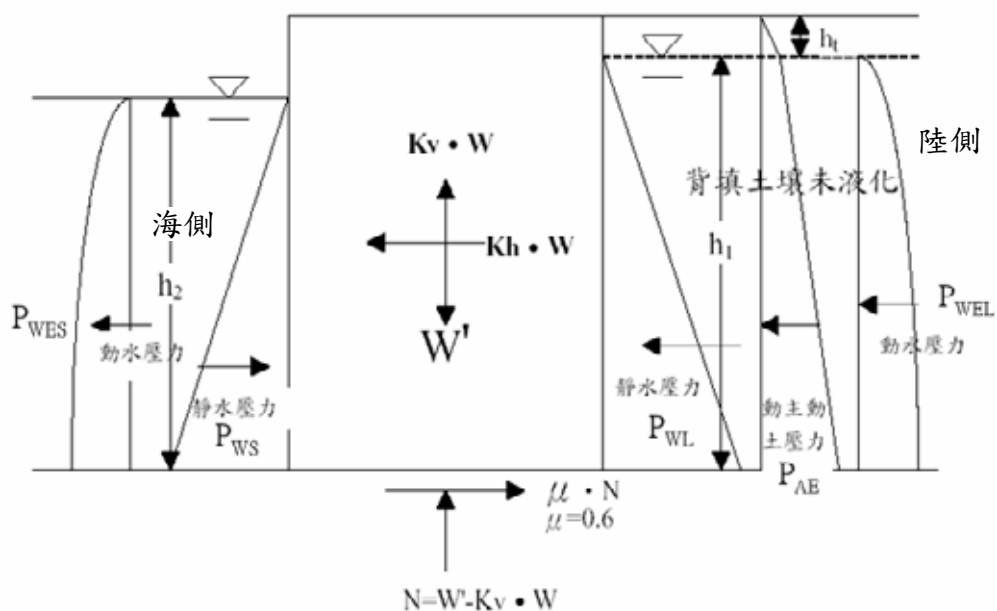
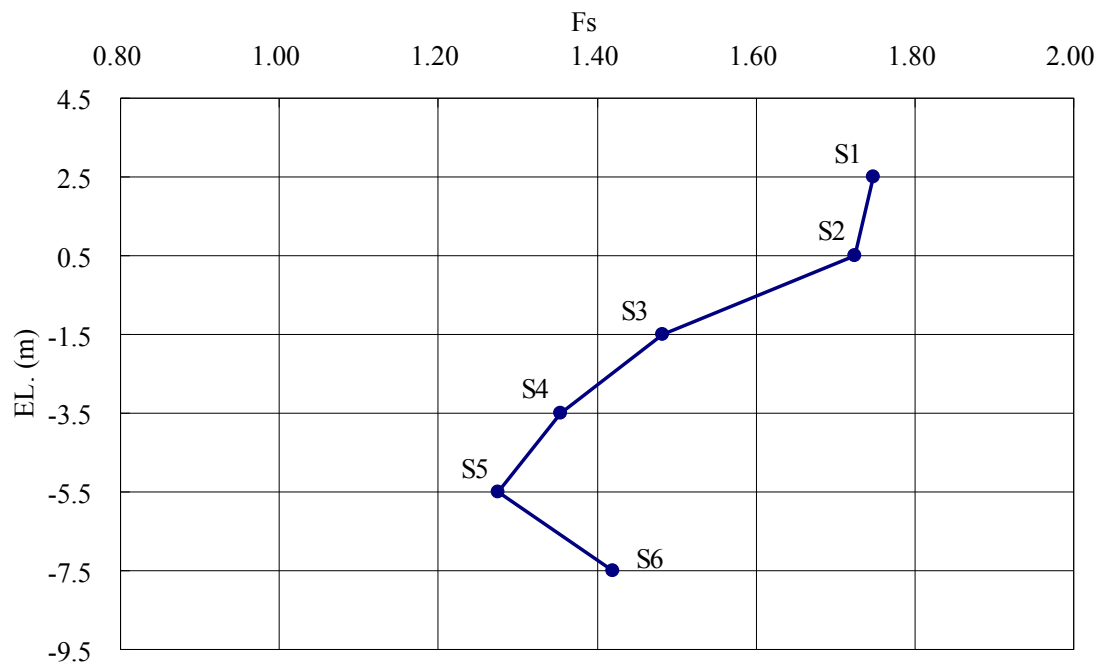
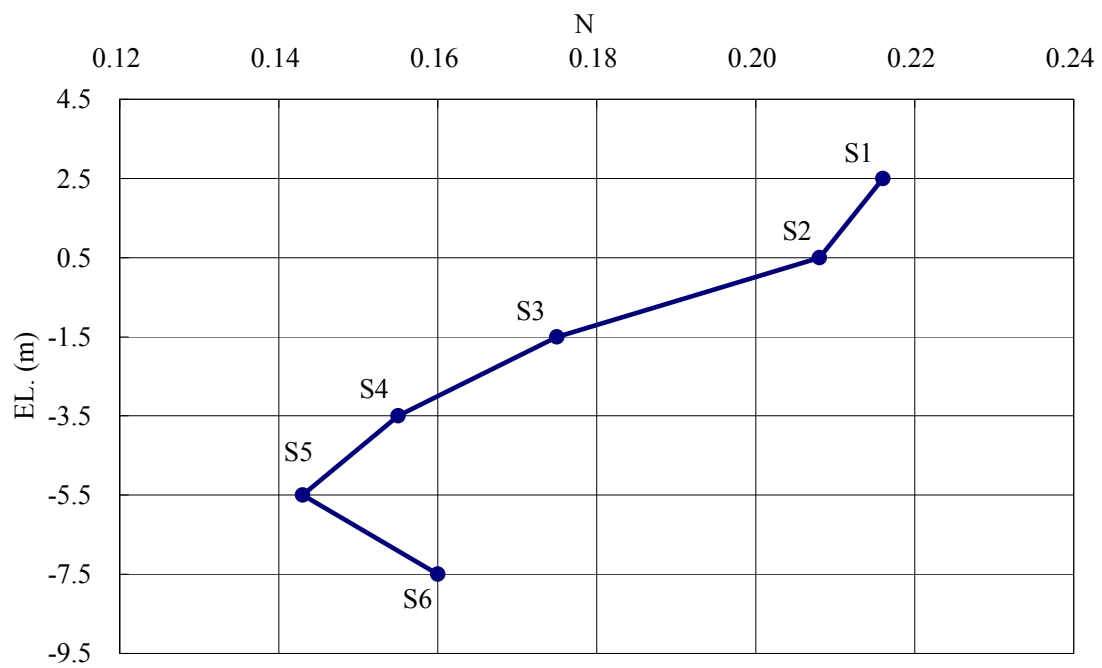


圖4.1.9 背填土未液化之重力式碼頭受力示意圖

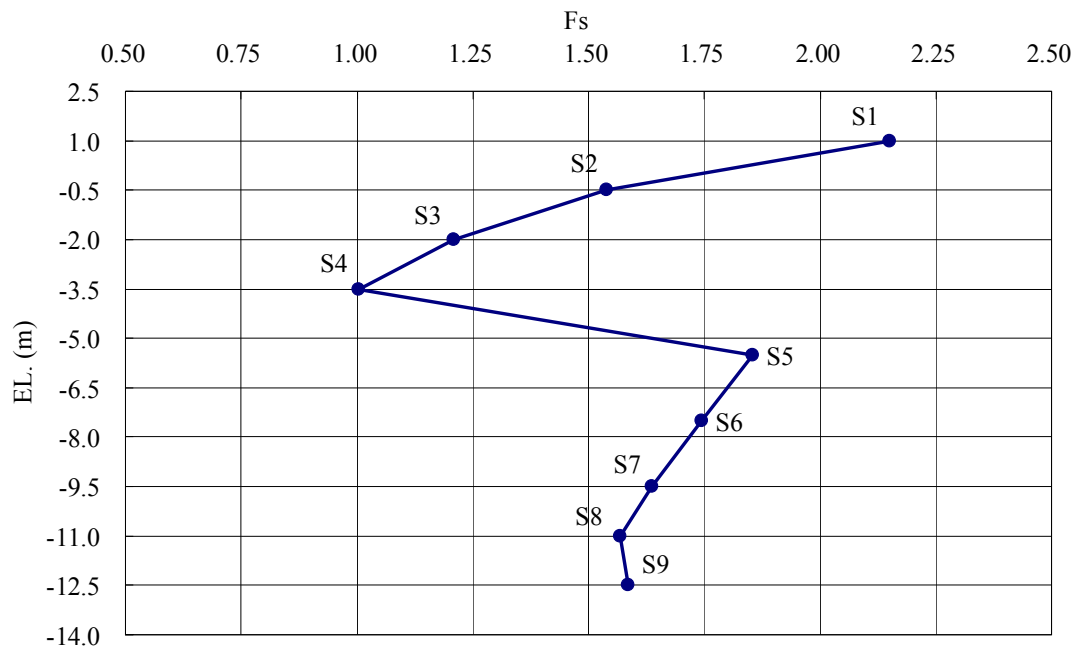


(a) 各滑動面穩定性之安全係數

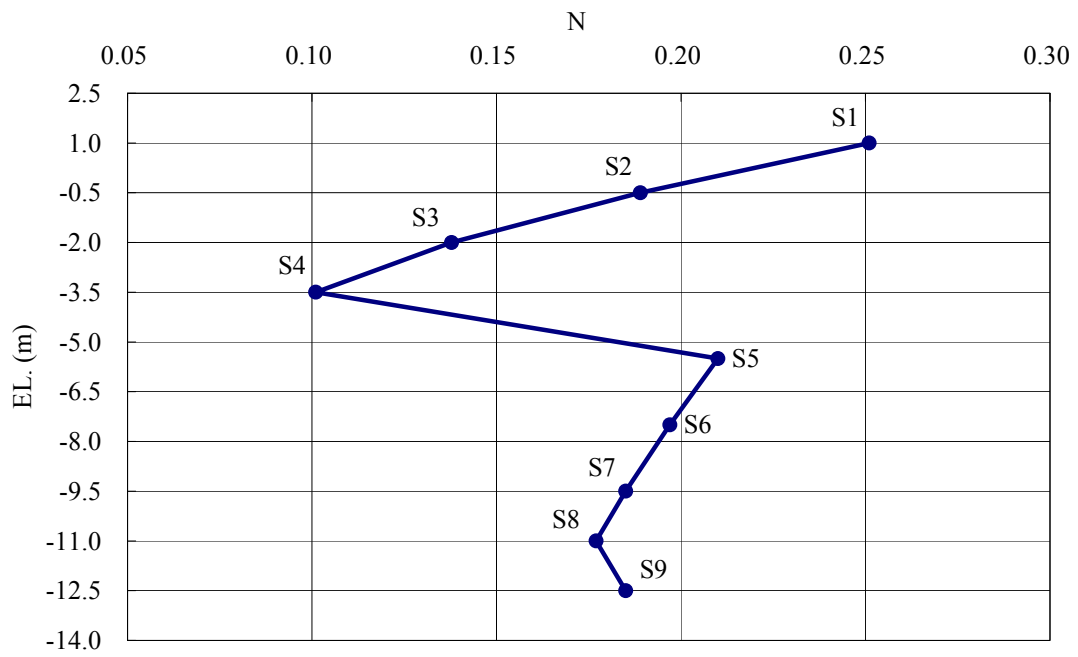


(b) 各滑動面之臨界加速度

圖4.1.10 花蓮港7號碼頭各滑動面之安全係數與臨界加速度



(a) 各滑動面穩定性之安全係數



(b) 各滑動面之臨界加速度

圖4.1.11 花蓮港17~18號碼頭各滑動面之安全係數與臨界加速度

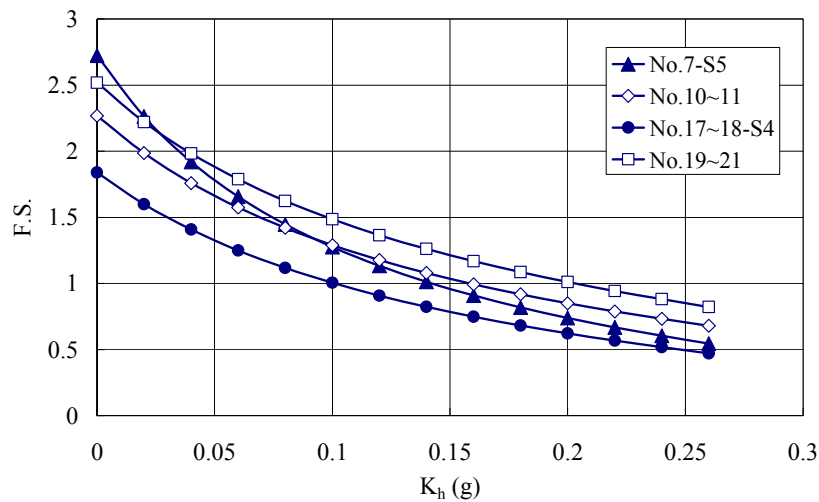
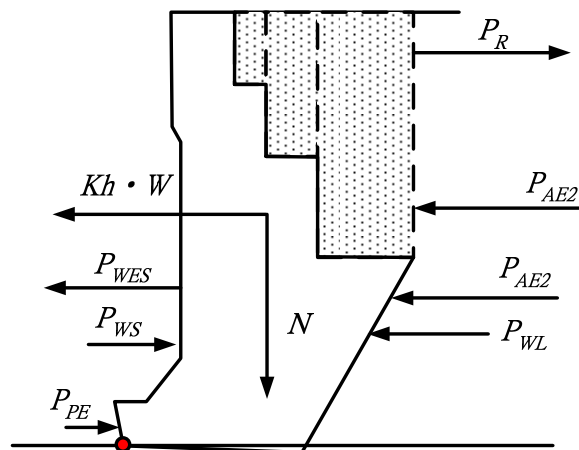
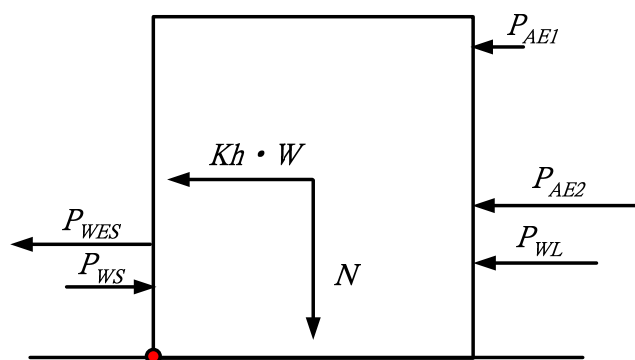


圖4.1.12 花蓮港重力式碼頭受震滑動安全係數與地震係數關係圖



Kh=0.1	P (t/m)	L (m)	M (t · m/m)
動態土壓力 P_{AE1}	14.49	9.33	135.20
動態土壓力 P_{AE2}	50.43	6.27	316.18
陸側靜水壓力 P_{WL}	91.78	4.45	408.44
海側靜水壓力 P_{WS}	81.11	4.18	339.33
沉箱有效重量 W'	135.22	5.55	750.49
水平慣性力 $Kh \cdot W$	14.36	7.88	113.17
海側動水壓力 P_{WES}	9.46	5.02	47.51
拉桿設計拉力 P_R	50.00	13.50	675.00
被動土壓力合力 P_{PE}	3.73	0.50	1.87
F.S.			1.73

圖4.1.13 花蓮港10號混凝土方塊式碼頭傾覆穩定性分析



Kh=0.1	P (t/m)	L (m)	M (t · m/m)
動態土壓力 P_{AE1}	1.25	16.63	20.78
動態土壓力 P_{AE2}	65.01	7.80	506.82
陸側靜水壓力 P_{WL}	131.02	5.32	696.58
海側靜水壓力 P_{WS}	118.20	5.05	596.93
沉箱有效重量 W'	321.50	6.00	1928.97
水平慣性力 $Kh \cdot W$	62.31	9.00	560.83
海側動水壓力 P_{WES}	13.79	6.06	83.57
F.S.			1.35

圖4.1.14 花蓮港19~22號沉箱式碼頭傾覆穩定性分析

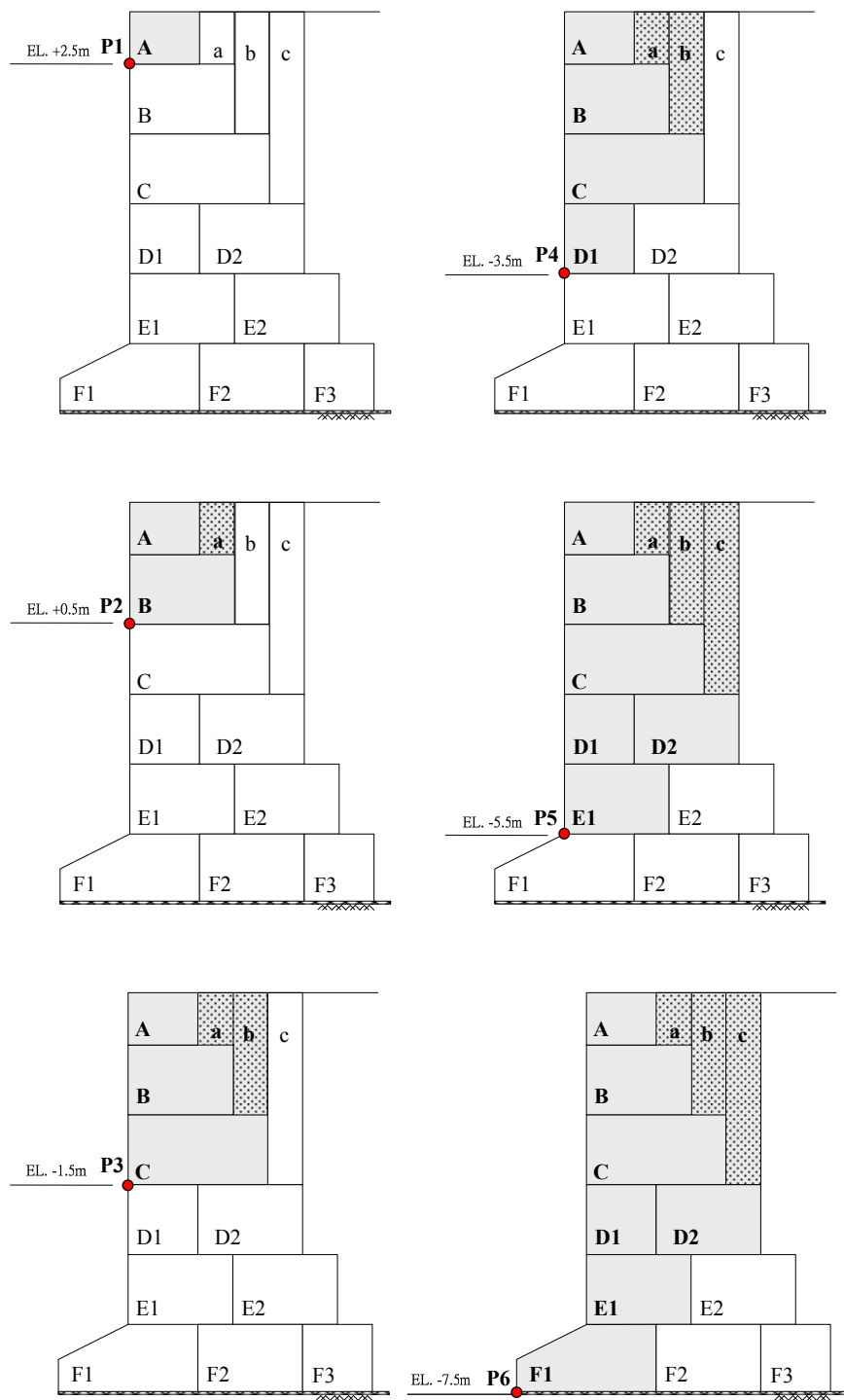


圖4.1.15 花蓮港7號混凝土方塊式碼頭傾覆穩定性分析示意圖
 (A~F 表示不同混凝土方塊，a~c 表示當作牆體計算之背填土，依照不同分層針對P1~P6
 各點考慮碼頭之傾覆穩定性)

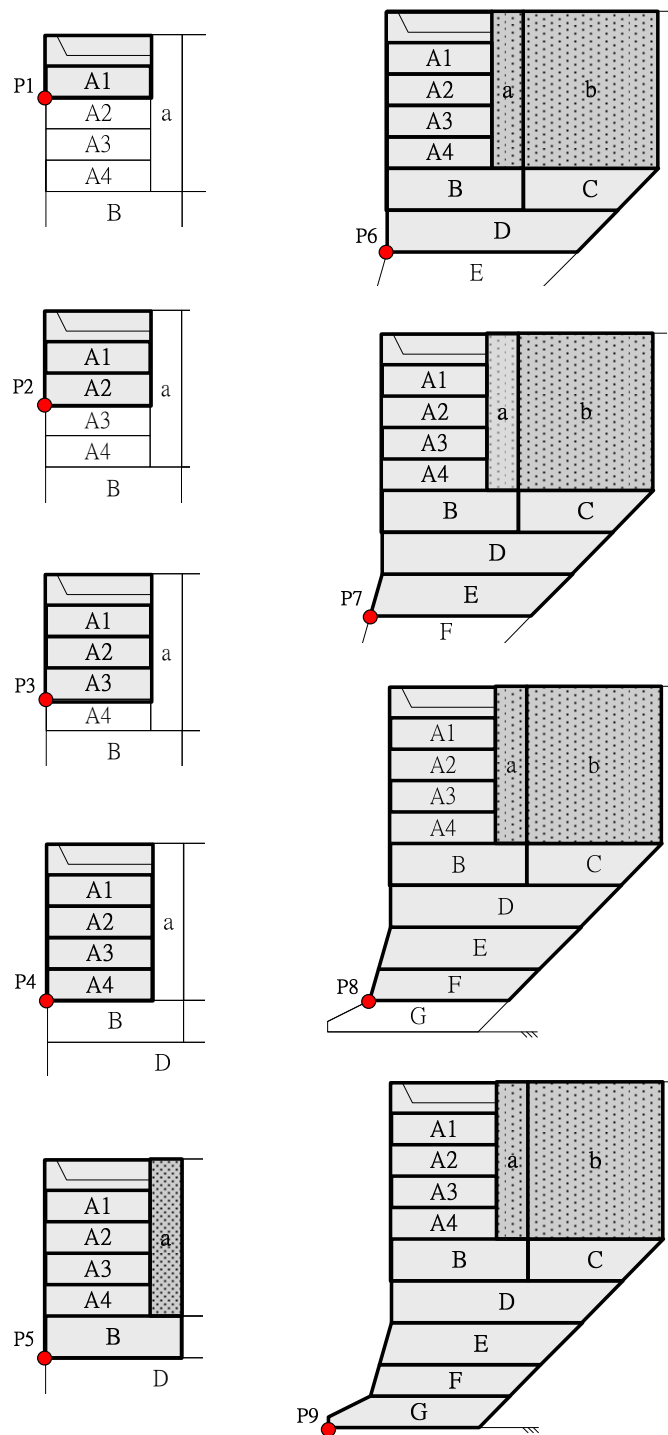


圖4.1.16 花蓮港17~18號方塊式碼頭傾覆穩定性分析示意圖
 (A1~A4 表示不同消波塊，B~F 表示不同混凝土方塊，a~b 表示當作牆體計算之背填土，依照不同分層針對 P1~P9 各點考慮碼頭之傾覆穩定性)

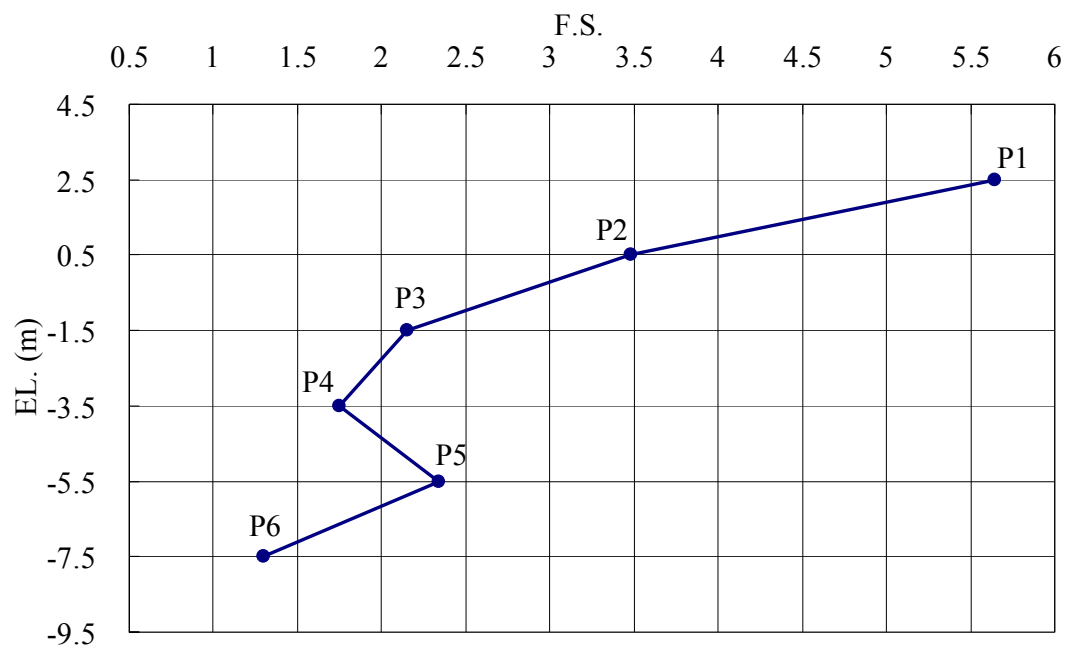


圖4.1.17 花蓮港7號混凝土方塊式碼頭各層傾覆安全係數

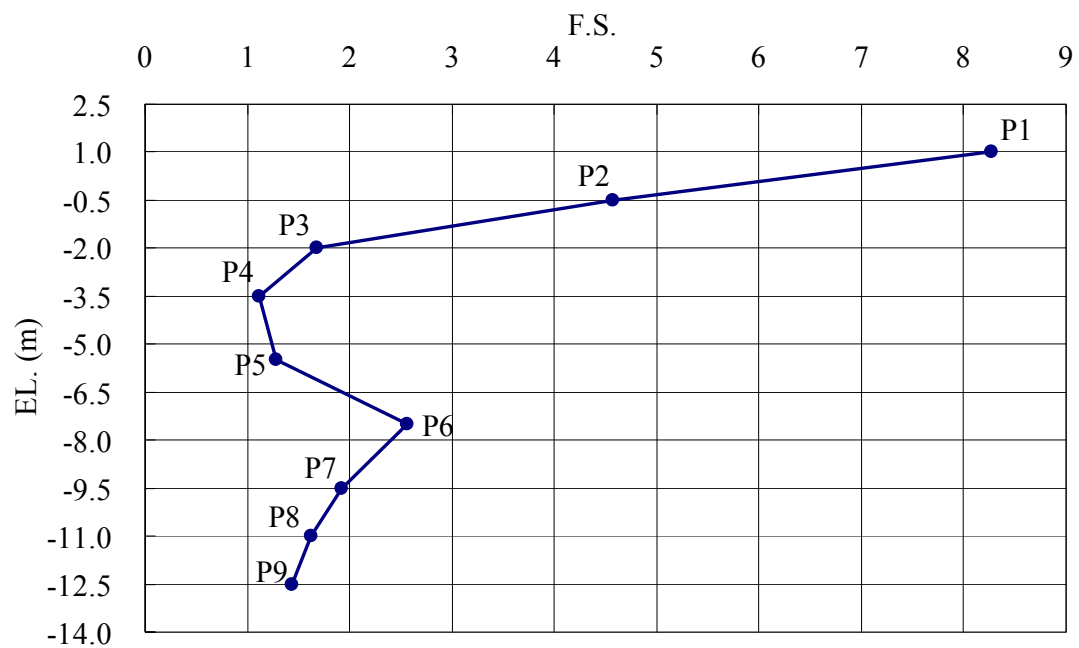


圖4.1.18 花蓮港17~18號消波方塊式碼頭各層傾覆安全係數

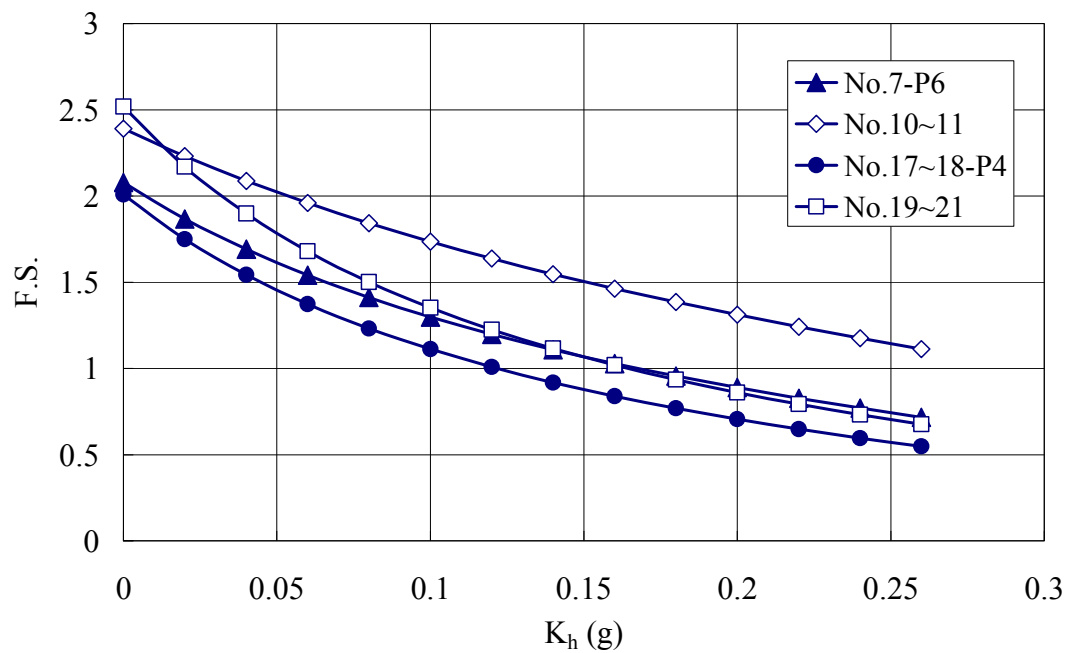


圖4.1.19 花蓮港重力式碼頭受震傾覆安全係數與地震係數關係圖

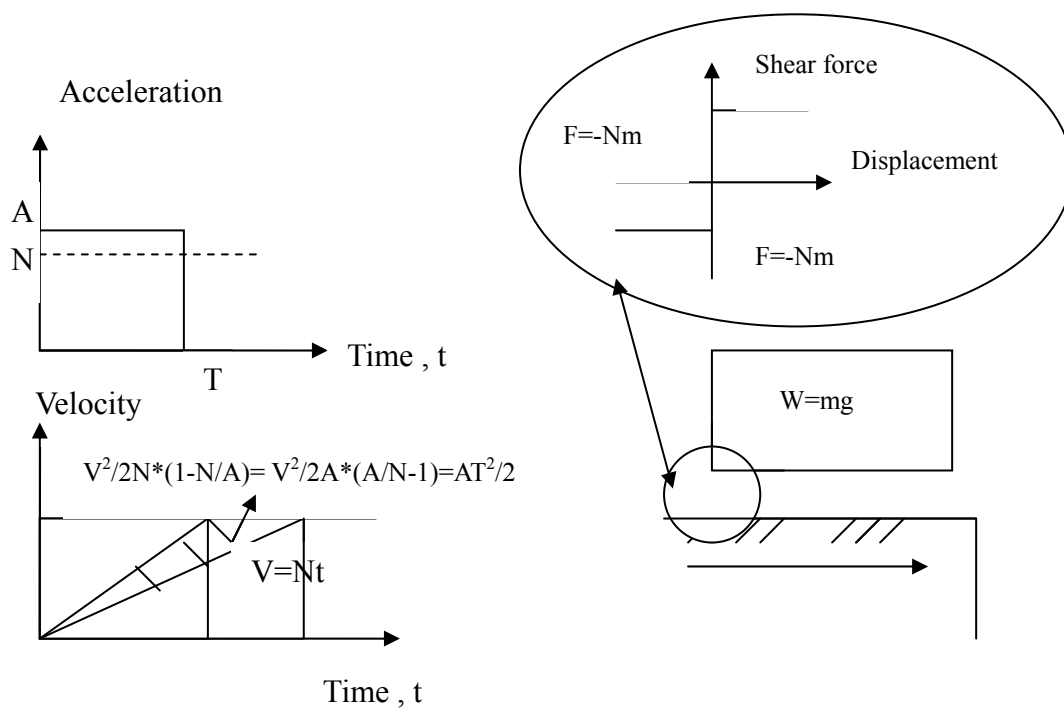
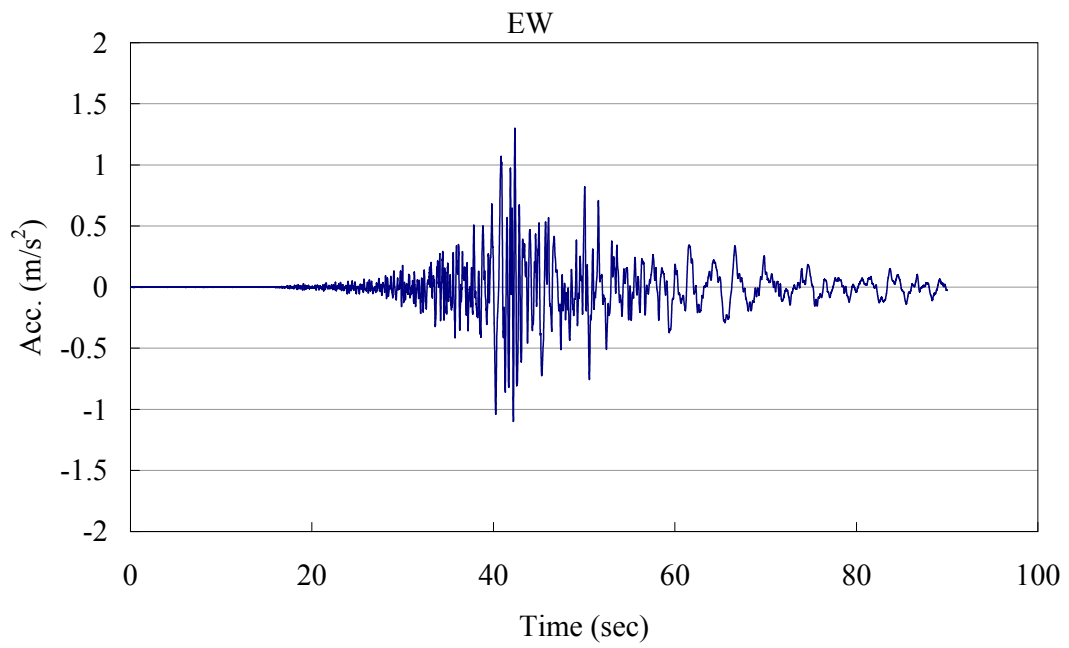
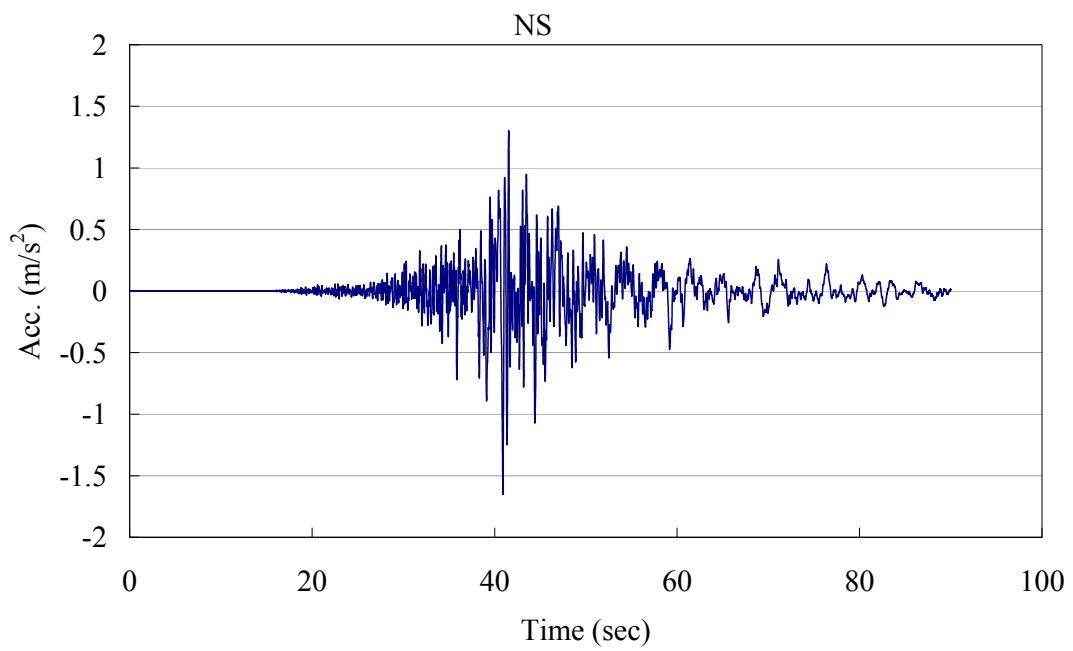


圖4.1.20 Newmark滑動塊體分析法示意圖



(a) EW 向



(b) NS 向

圖4.1.21 921地震時花蓮氣象局測站(HWA062)之地震紀錄

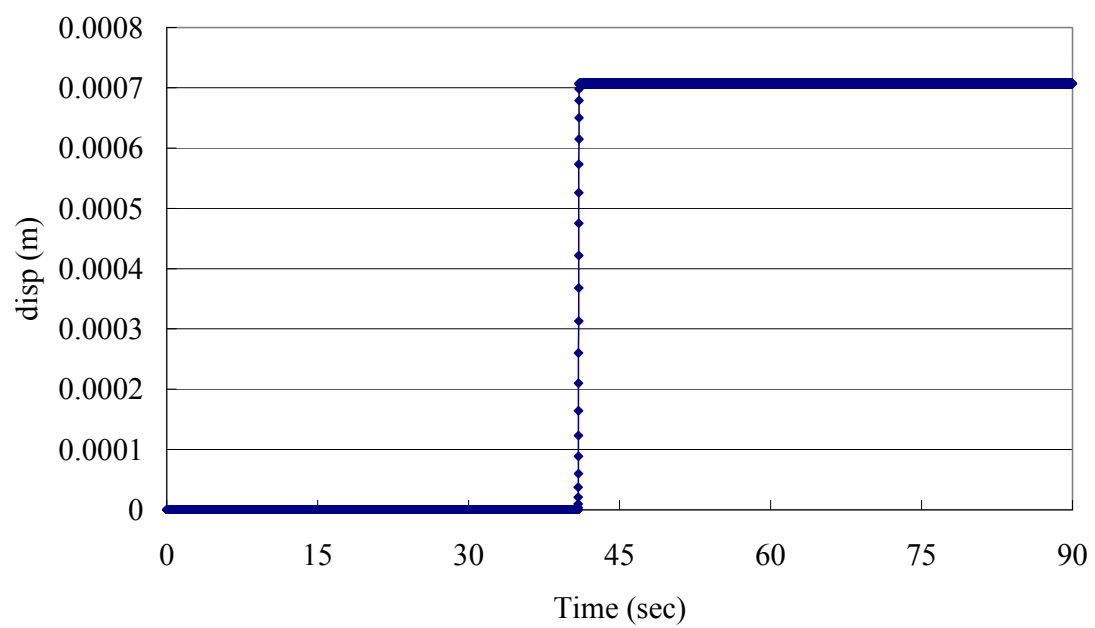
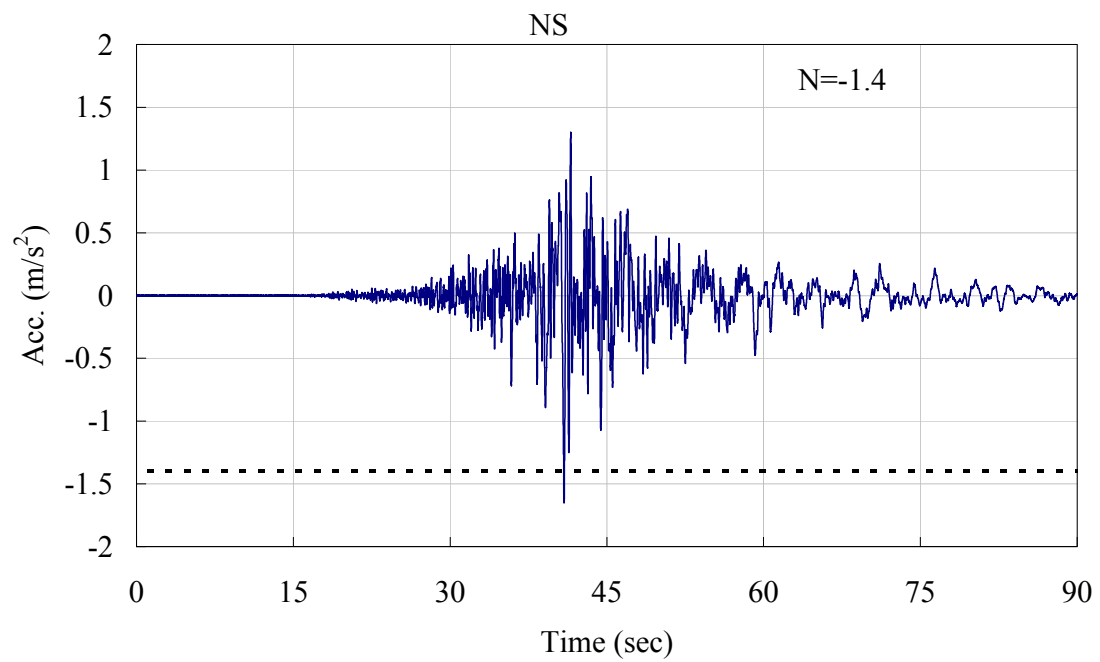


圖4.1.22 921地震時花蓮港7號碼頭滑移量分析結果

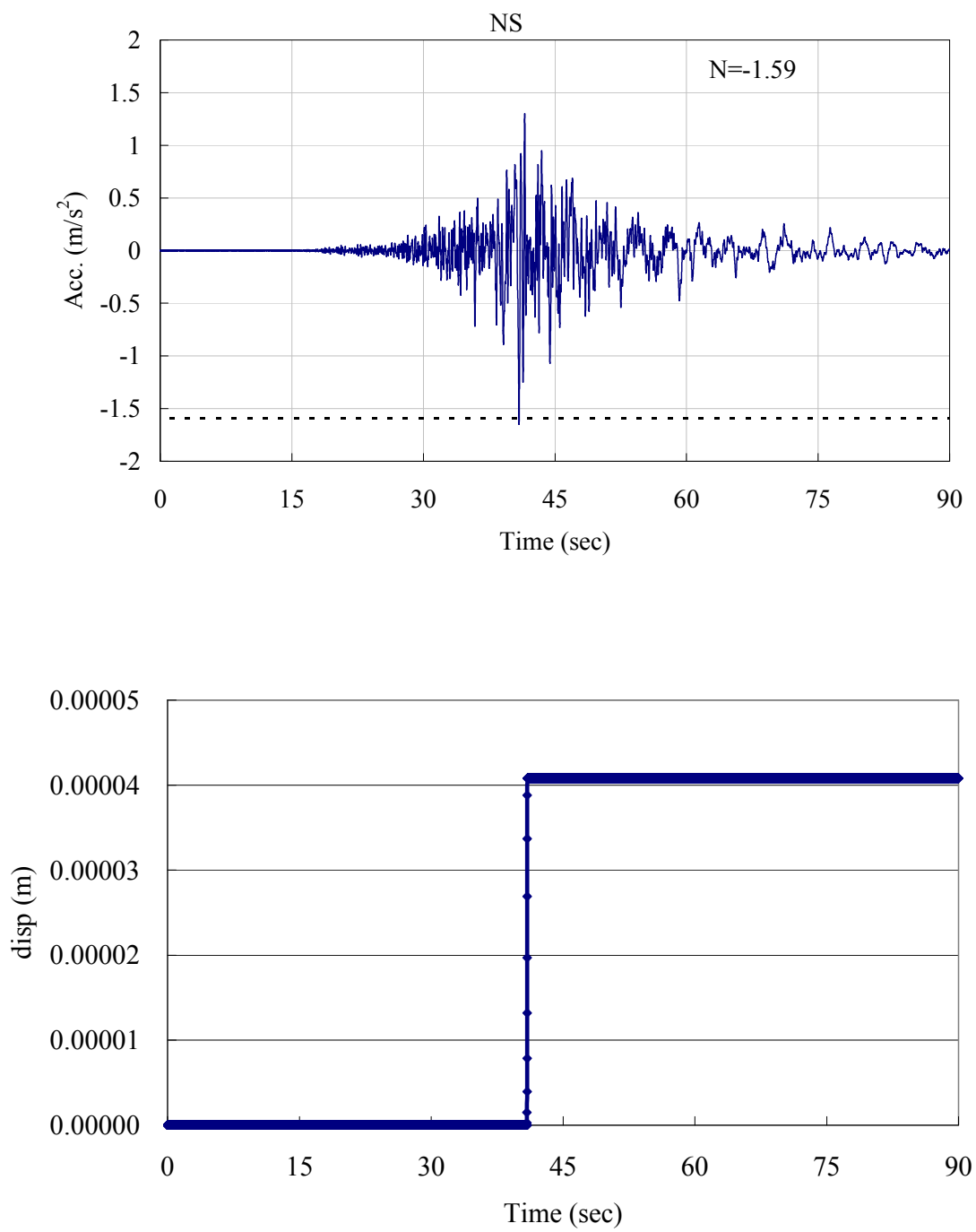


圖4.1.23 921地震時花蓮港10號碼頭滑移量分析結果

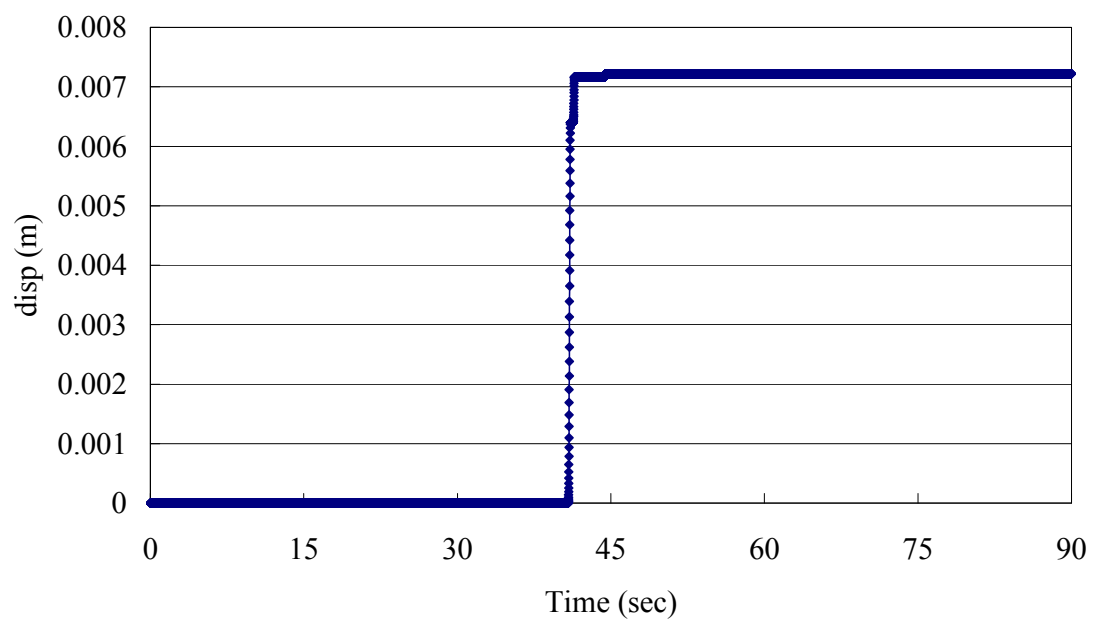
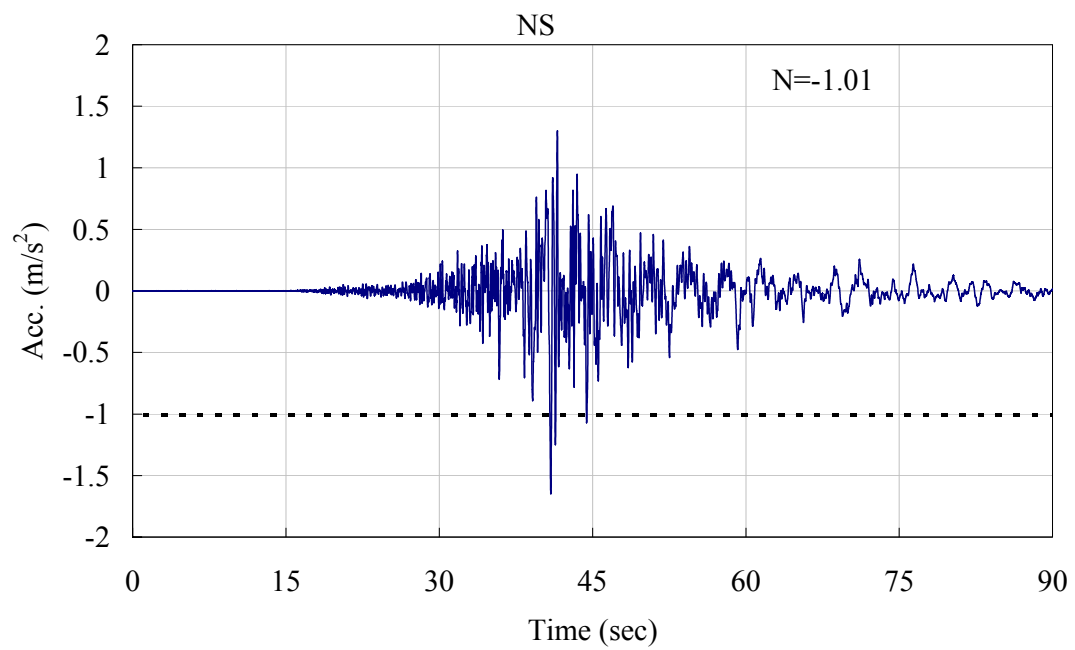


圖4.1.24 921地震時花蓮港17~18號碼頭之滑移量分析結果

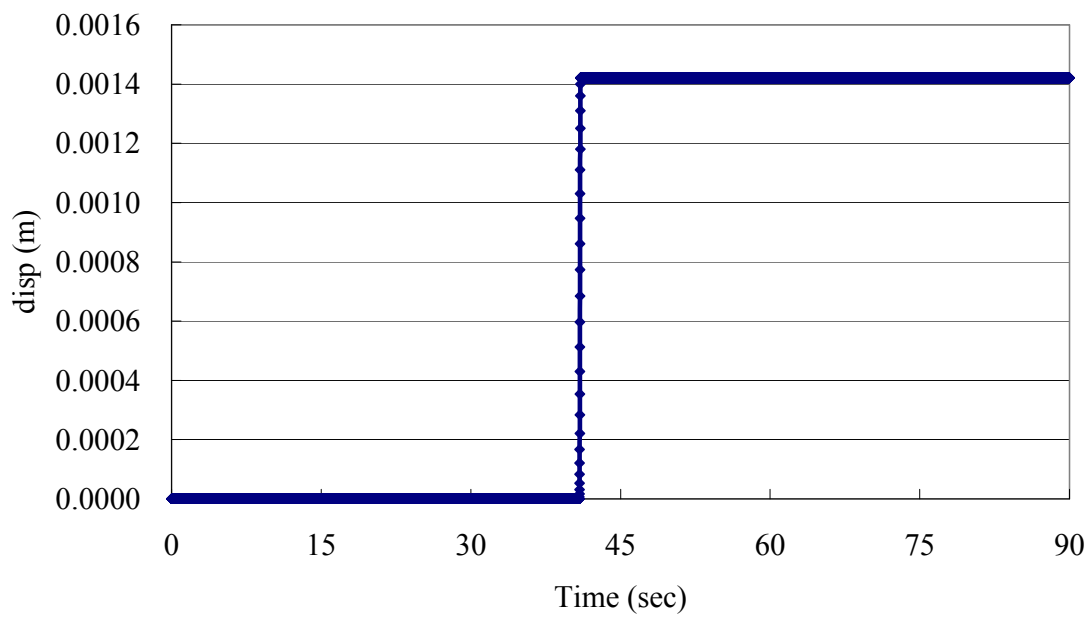
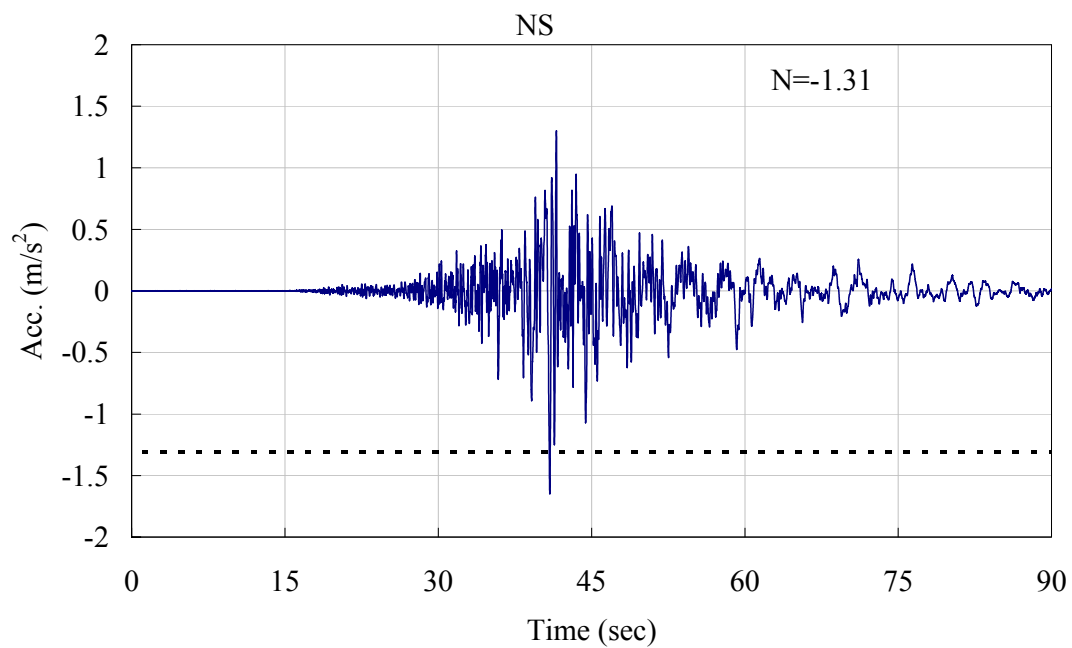


圖4.1.25 921地震時花蓮港19~21號碼頭滑移量分析結果

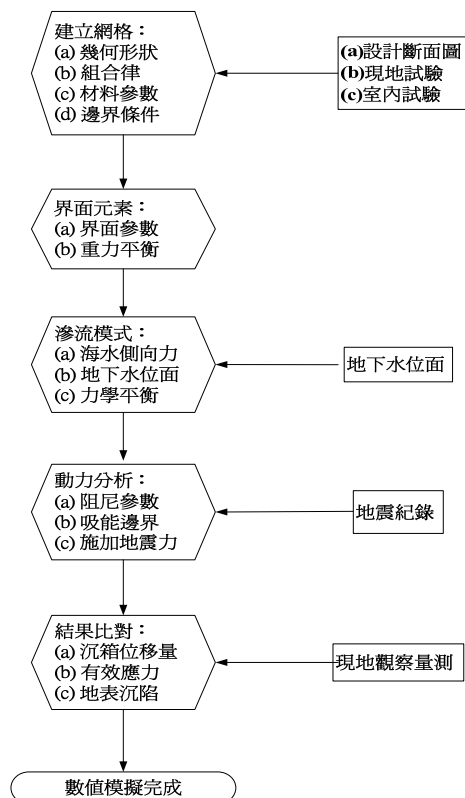


圖4.1.26 以FLAC程式模擬港沉箱式碼頭之分析流程圖(李佳翰，2001)

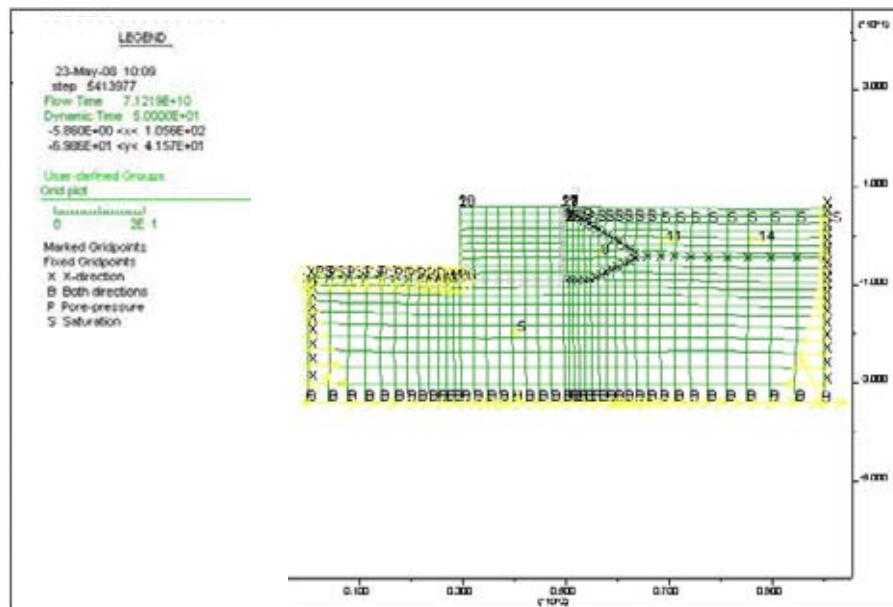


圖4.1.27 花蓮港23~24號沉箱式碼頭分析模擬網格圖

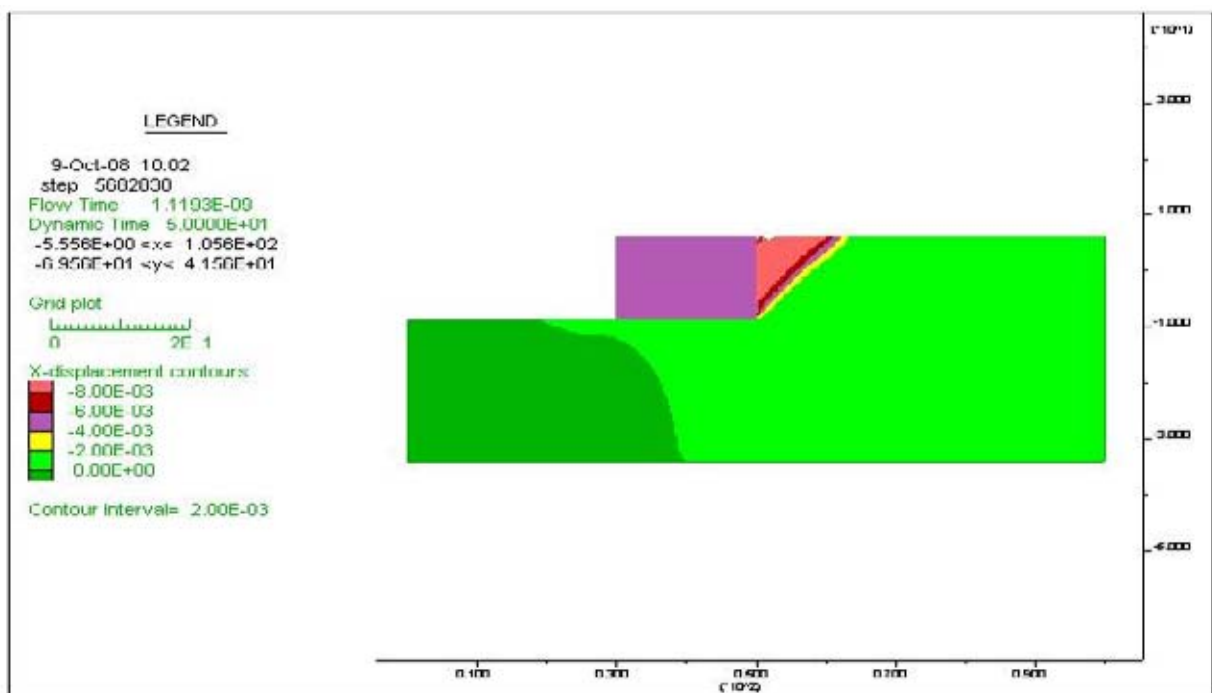


圖4.1.28 花蓮港23~24號沉箱碼頭X方向位移量分布圖

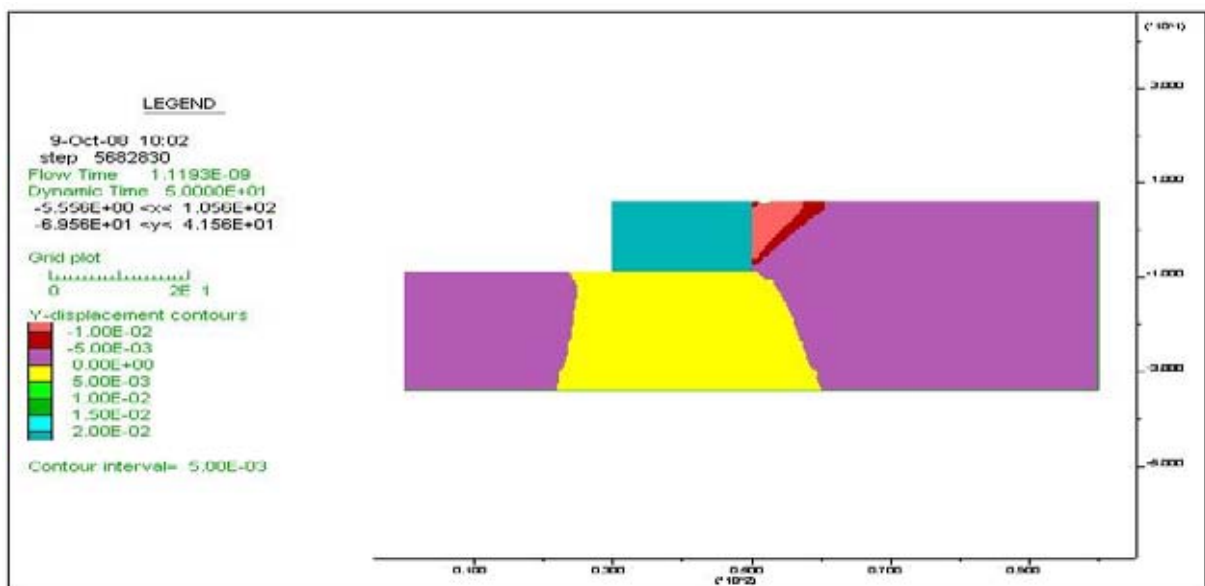


圖4.1.29 花蓮港23~24號沉箱碼頭Y方向位移量分布圖

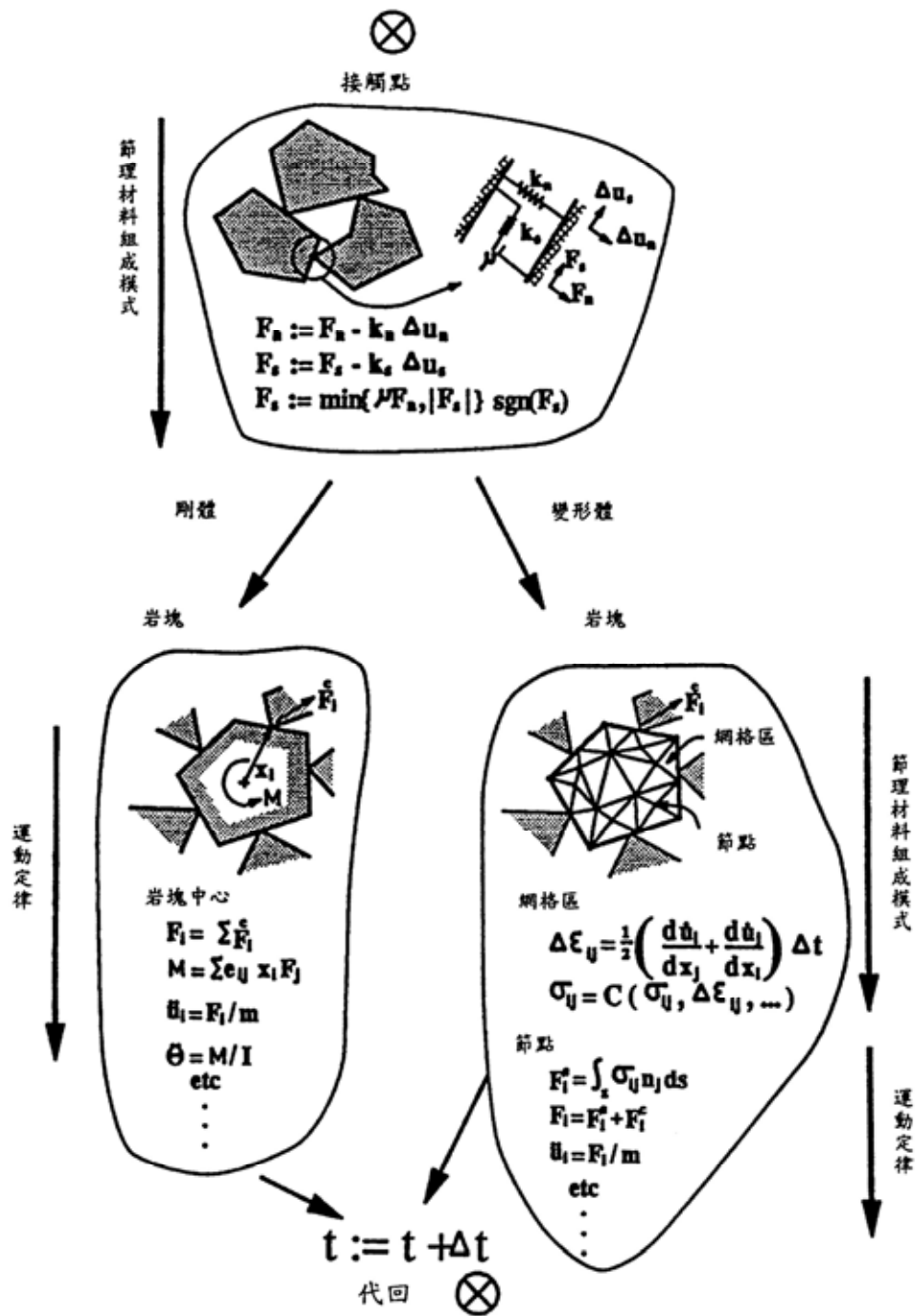
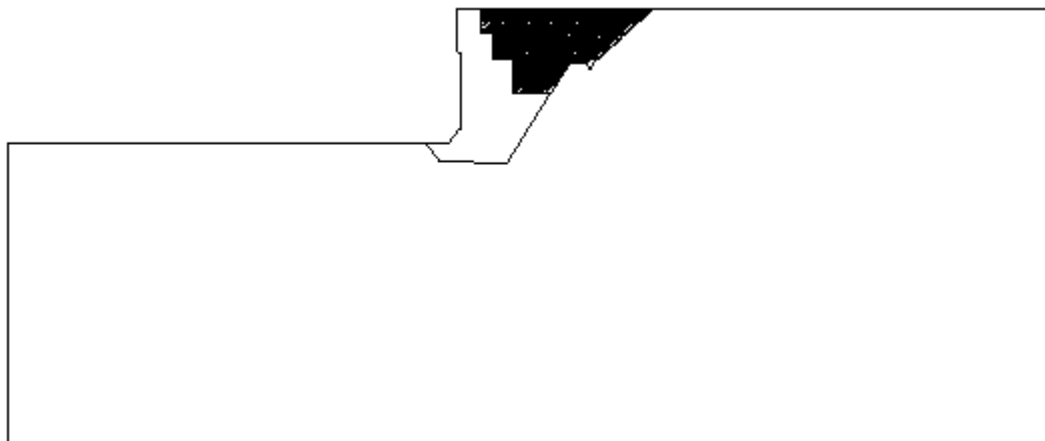
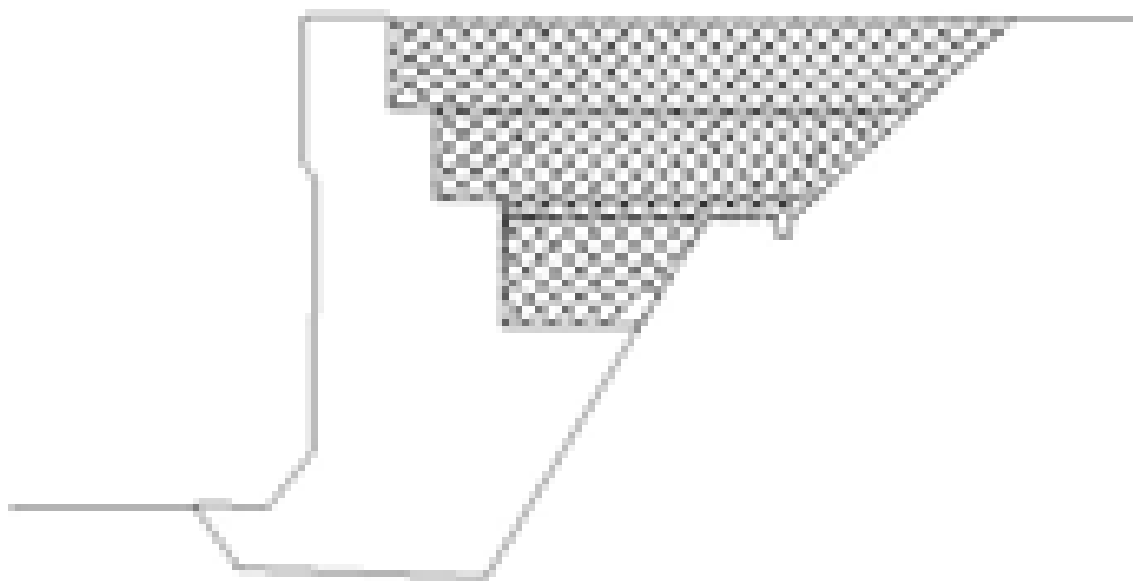


圖 4.1.30 UDEC 程式中每一疊代計算流程(UDEC, 1992)



a. 重力式碼頭分析整體圖



b. 重力式碼頭分析局部放大圖

圖 4.1.31 重力式碼頭分析塊體圖

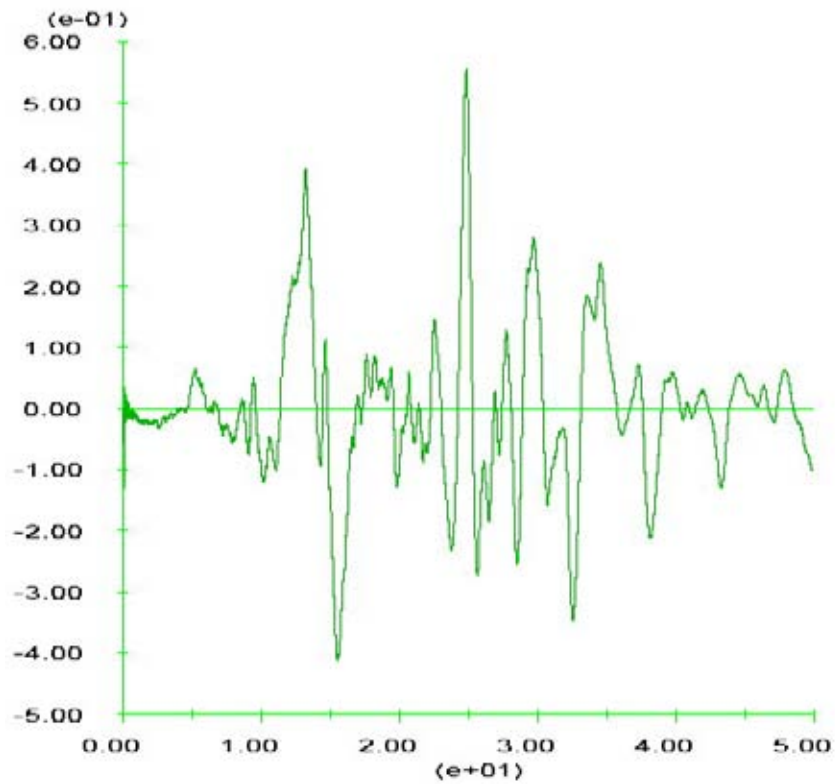


圖 4.1.32 基礎岩盤量得之速度歷時資料

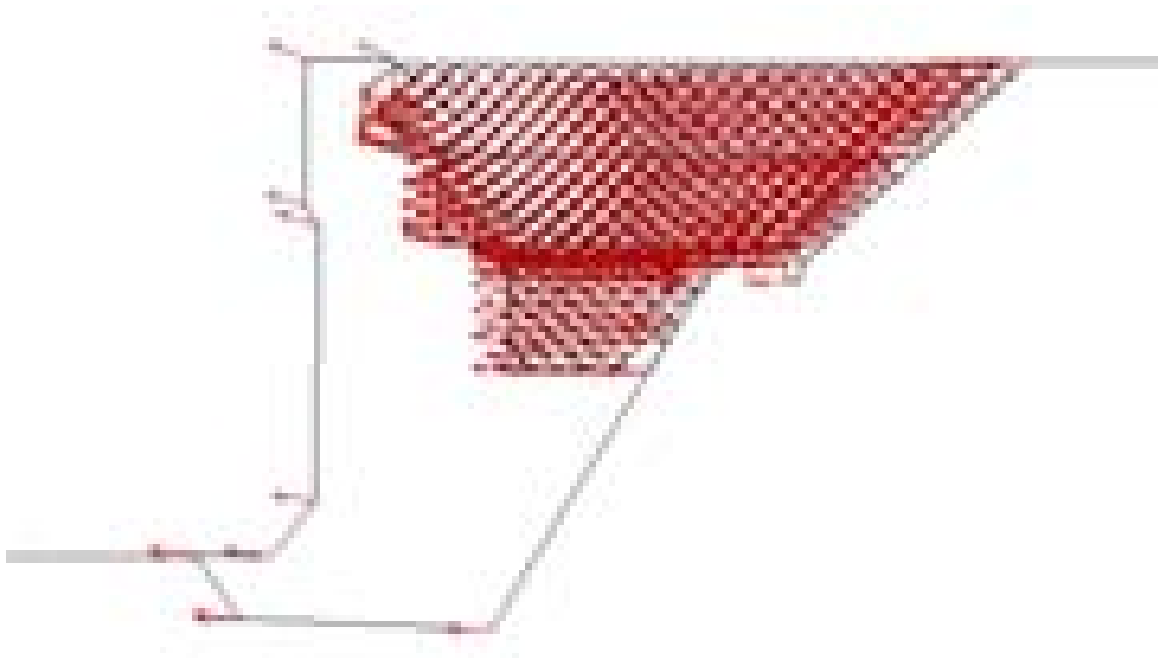


圖 4.1.33 重力式碼頭受震後位移向量圖

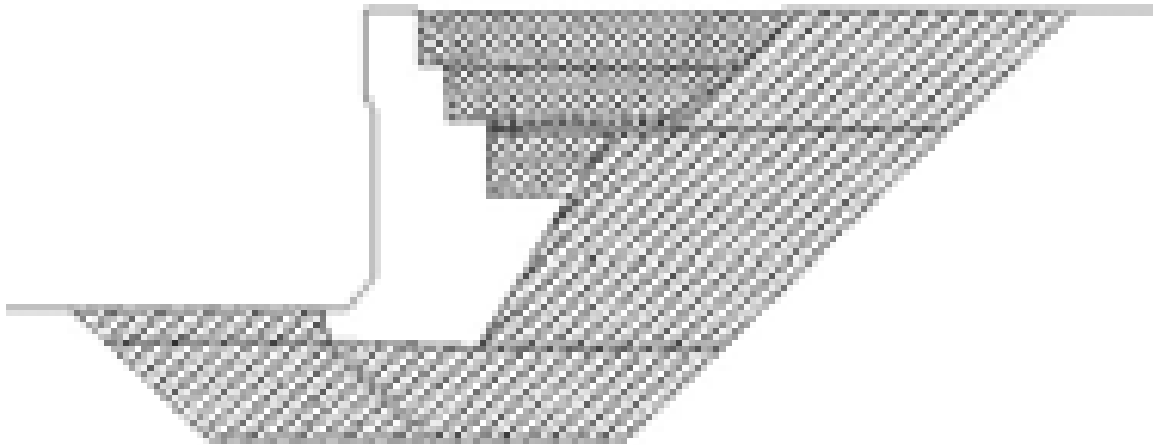


圖 4.1.34 底部加風化岩盤之重力式碼頭



圖 4.1.35 重力式碼頭及風化岩盤受震後位移向量圖

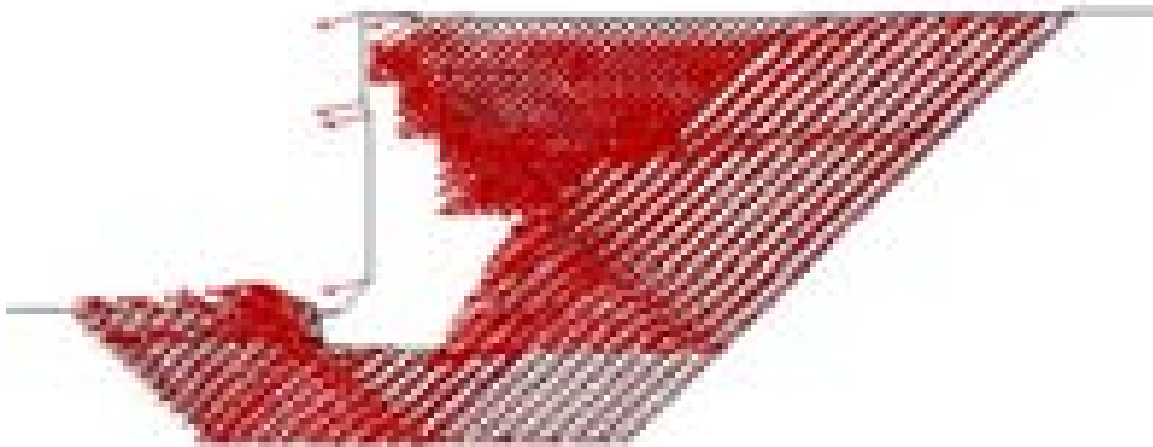
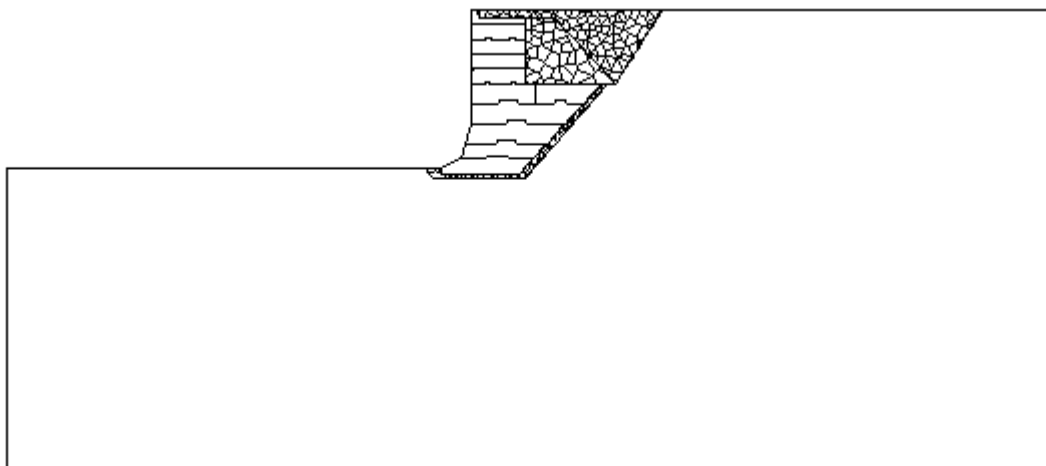
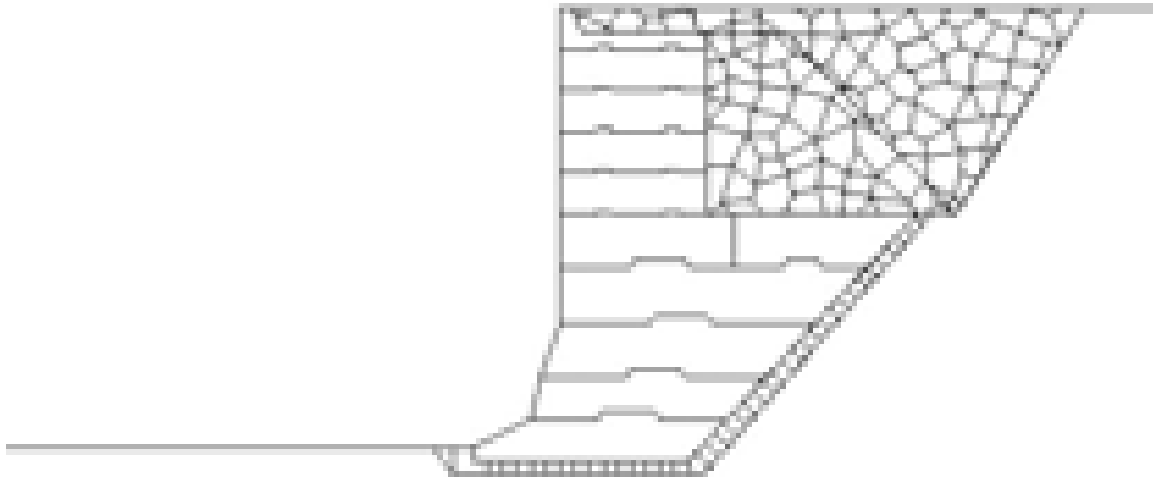


圖 4.1.36 摩擦角降低時重力式碼頭與風化岩盤受震後位移向量圖



a. 消波塊碼頭數值模擬分析塊體圖

圖 4.1.37 消波塊碼頭數值模擬分析塊體圖之一



b. 消波塊碼頭數值模擬分析放大塊體圖
圖 4.1.37 消波塊碼頭數值模擬分析塊體圖之一

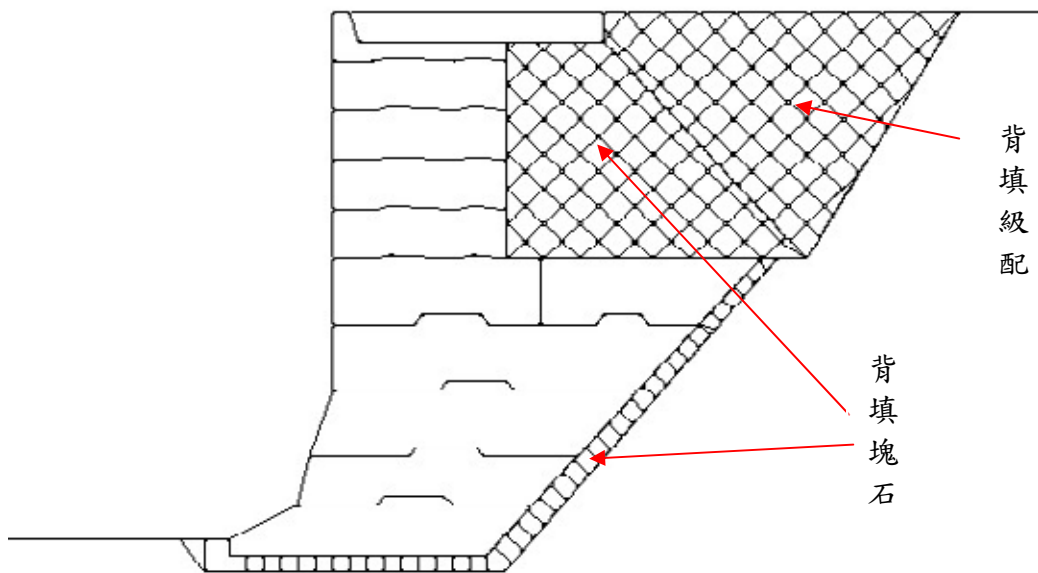


圖 4.1.38 消波塊碼頭數值模擬分析塊體圖之二

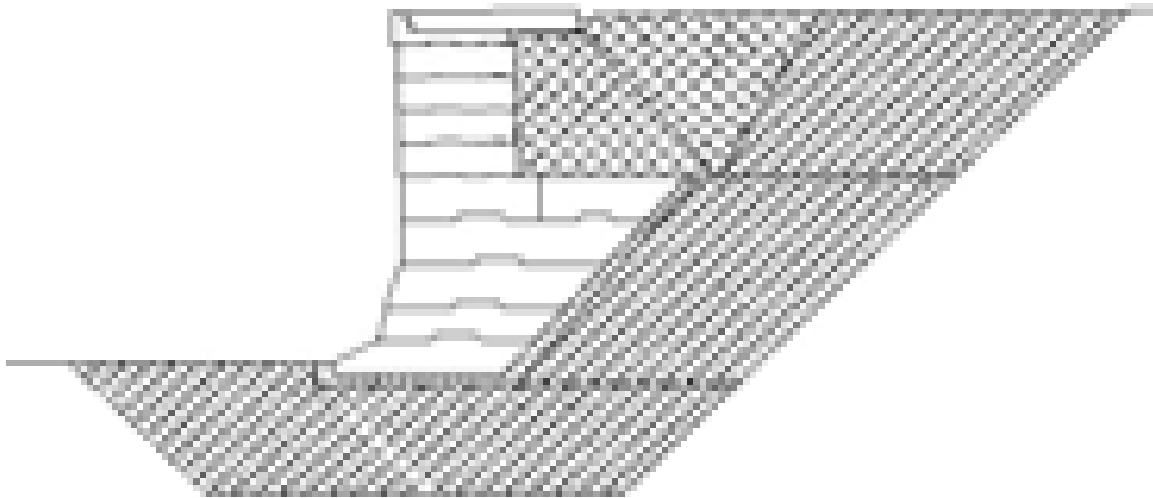


圖 4.1.39 消波塊碼頭數值模擬分析塊體圖之三

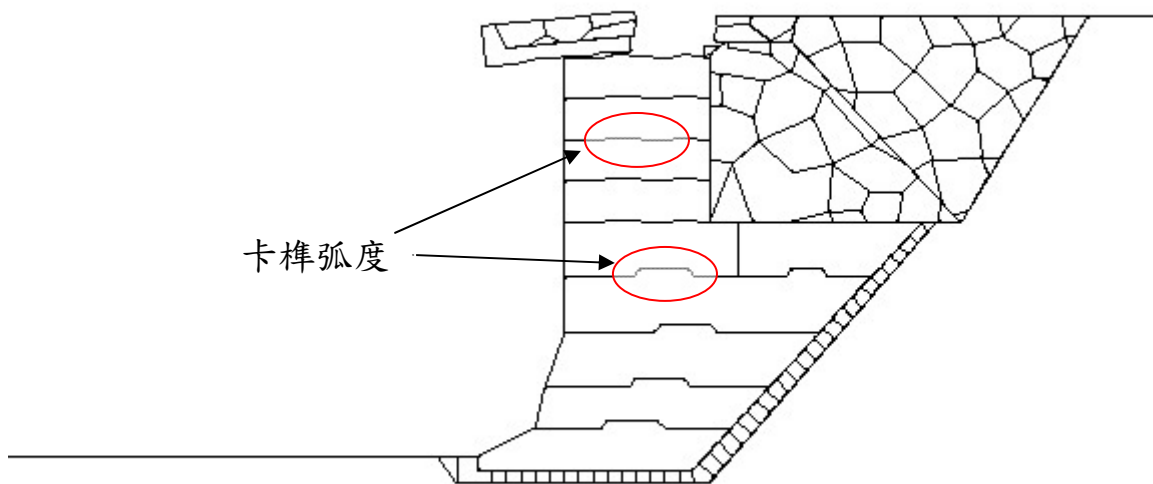


圖 4.1.40 消波塊碼頭機制與破壞過程一

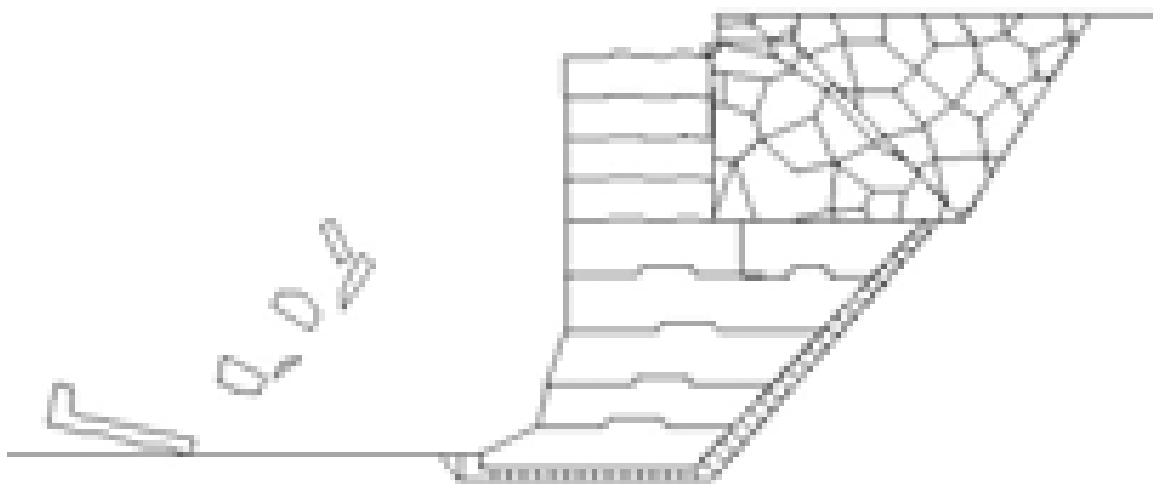


圖 4.1.41 消波塊碼頭機制與破壞過程二

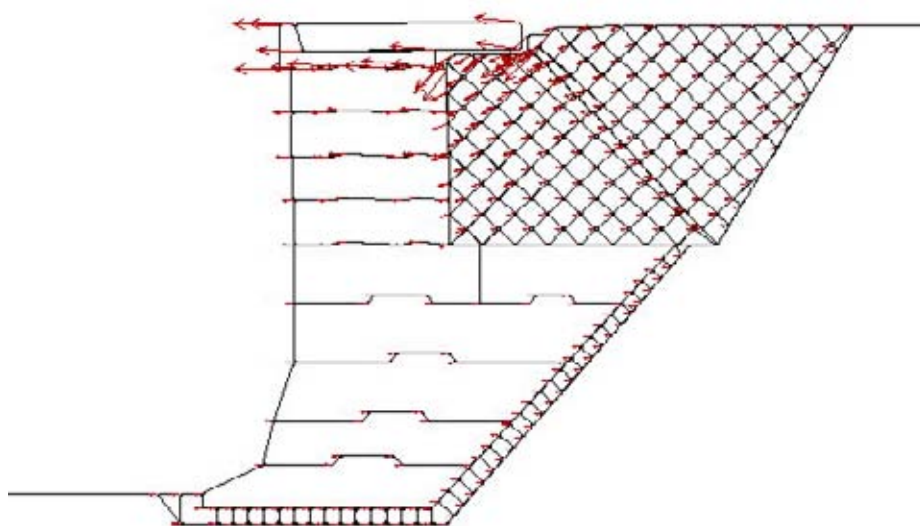


圖 4.1.42 消波塊碼頭機制與破壞過程三

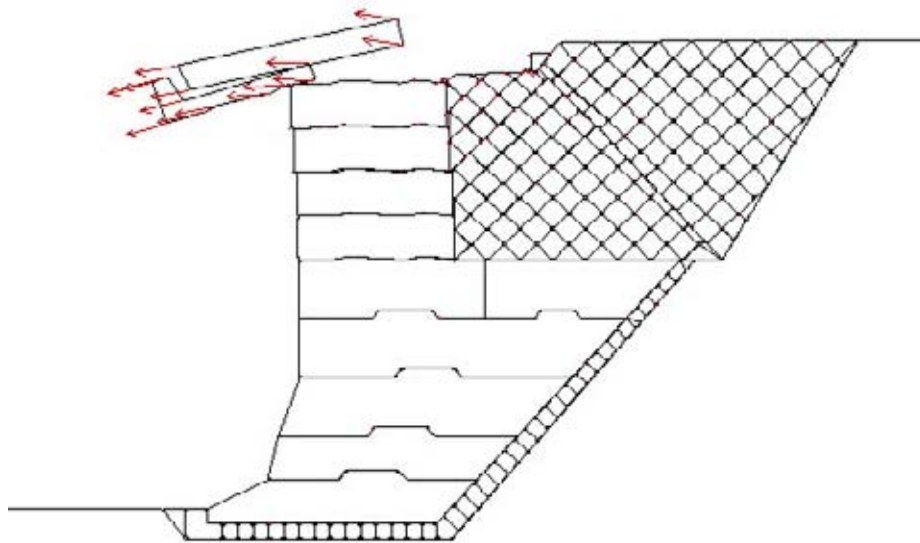


圖 4.1.43 消波塊碼頭機制與破壞過程四

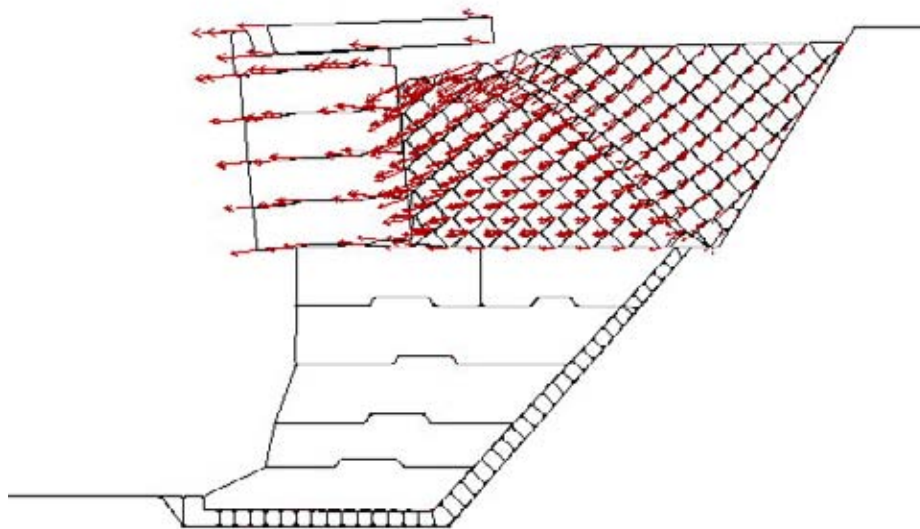


圖4.1.44 消波塊碼頭機制與破壞過程五

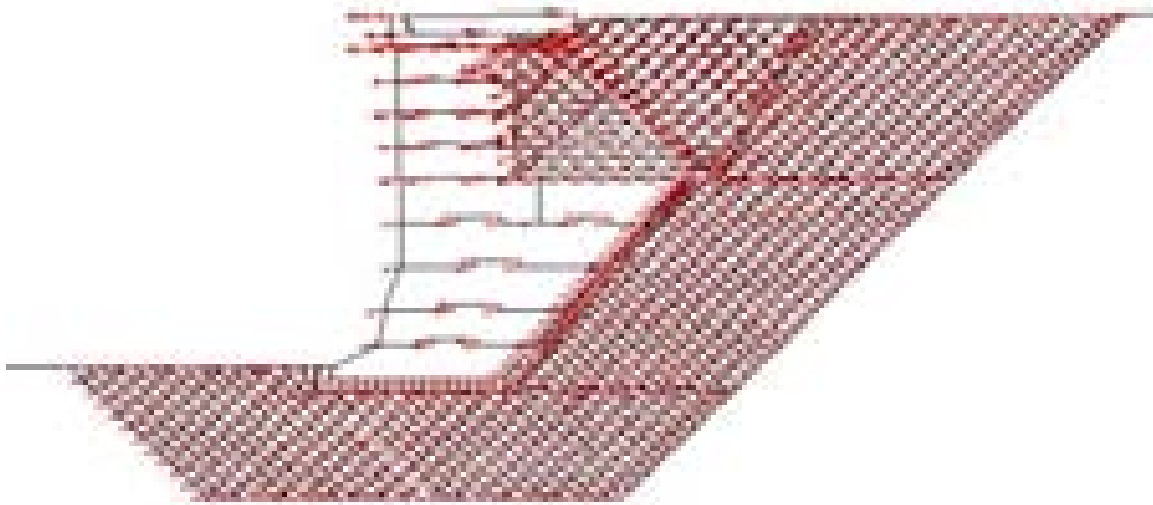


圖 4.1.45 消波塊碼頭機制與破壞過程六

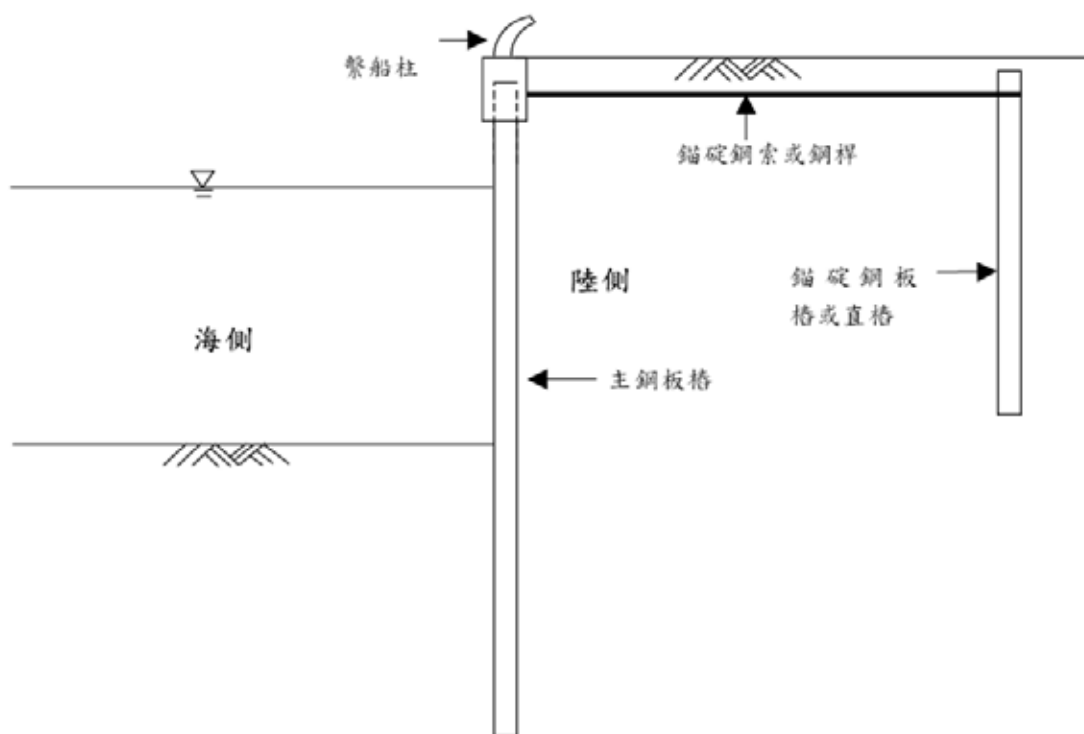
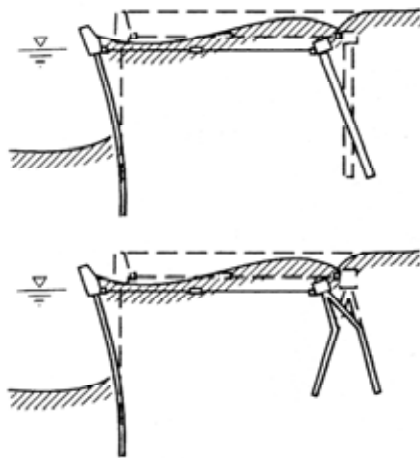
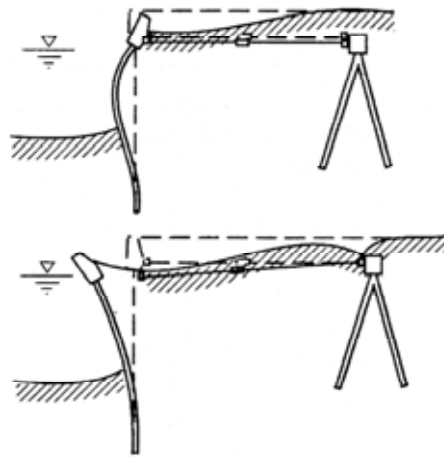


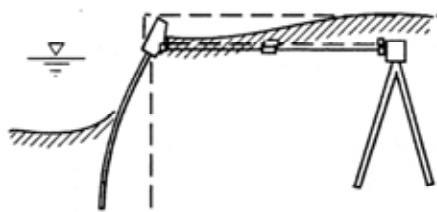
圖4.2.1 板樁式碼頭示意圖（賴瑞應等人，2005b）



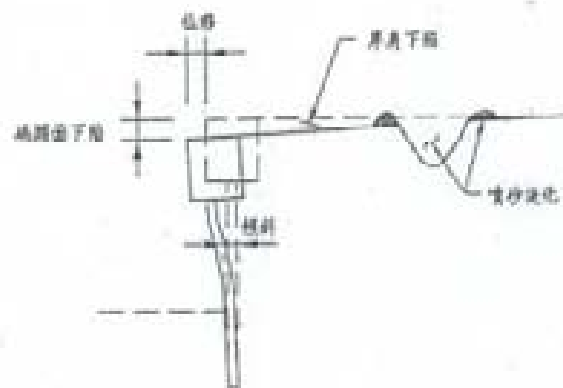
(a) 錨錠設施之變形/破壞



(b) 板樁/拉桿之破壞



(c) 填土之破壞



(d) 土層液化

圖4.2.2 板樁式碼頭破壞機制
(PIANC, 2001；陳永祥等人，2000)

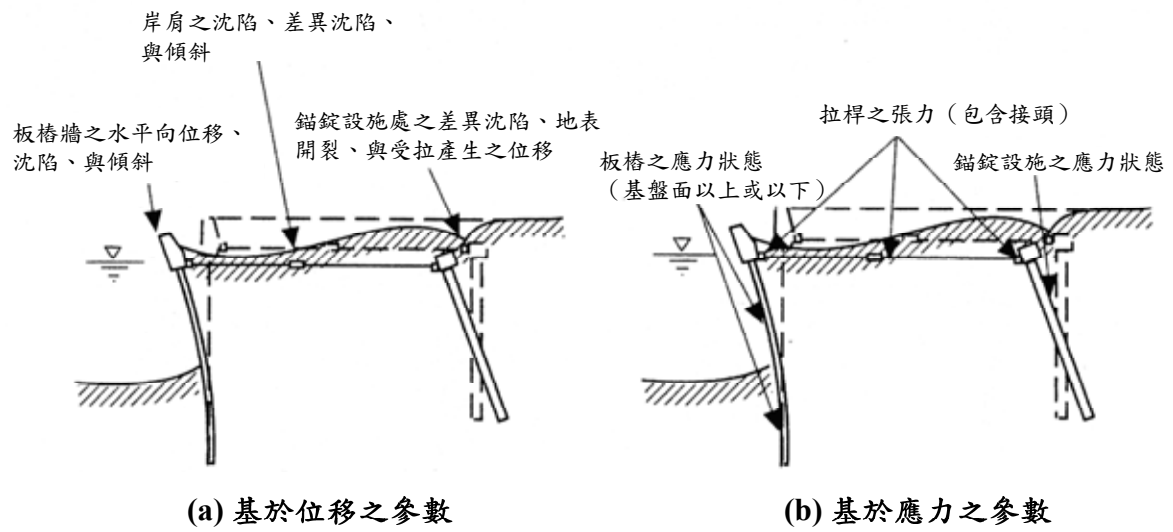


圖4.2.3 板樁式碼頭結構損害等級之指標參數(PIANC, 2001)

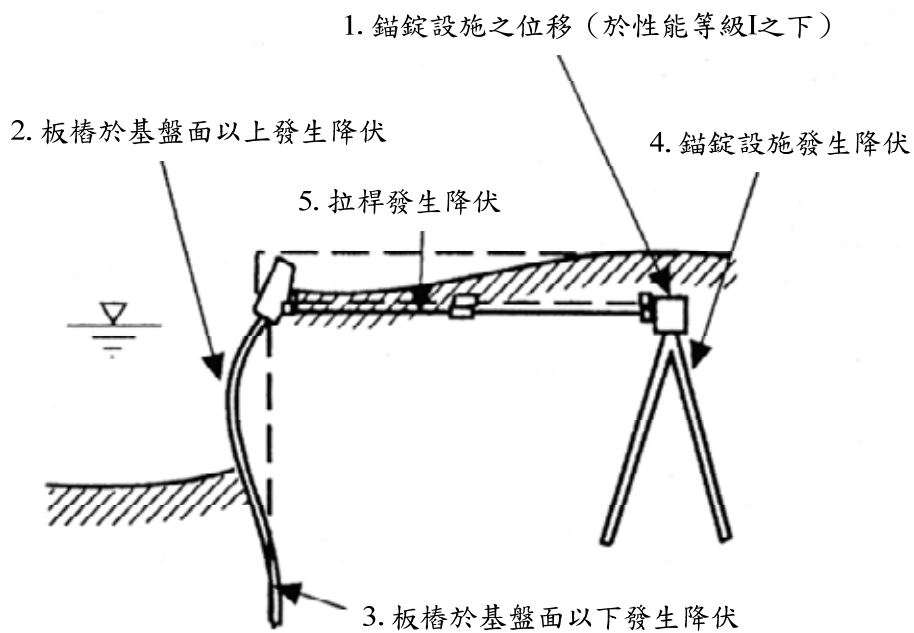


圖4.2.4 適當之板樁式碼頭結構降伏發生順序(PIANC, 2001)

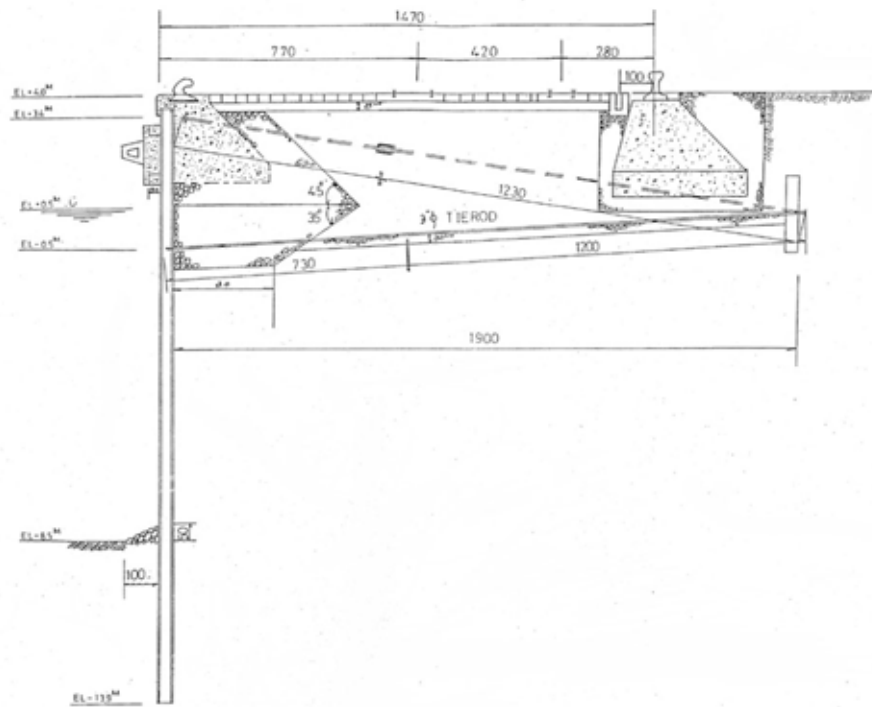


圖4.2.5 花蓮港4號、5號碼頭斷面設計圖（花蓮港務局，1991）

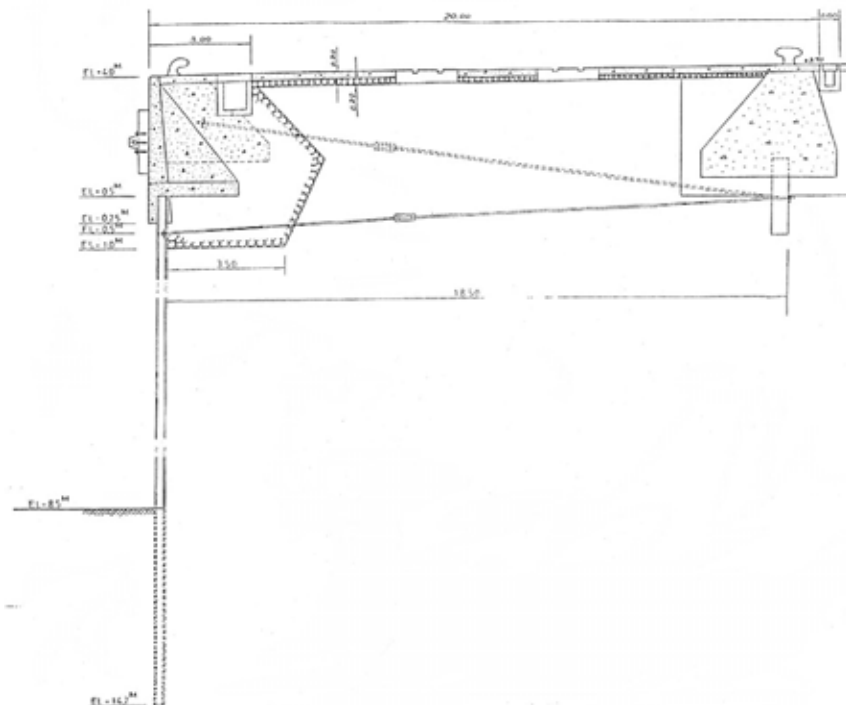


圖4.2.6 花蓮港6號碼頭斷面設計圖（花蓮港務局，1991）

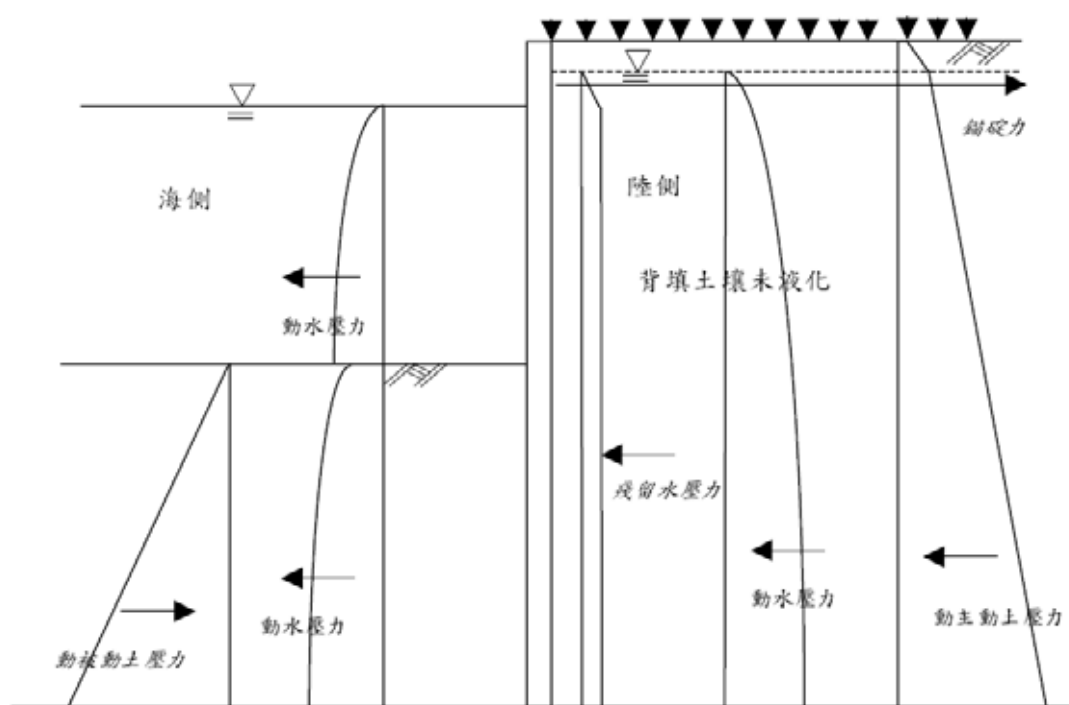


圖4.2.9 地震時背填土壤未液化板樁式碼頭受力示意圖
(賴瑞應等人，2005b)

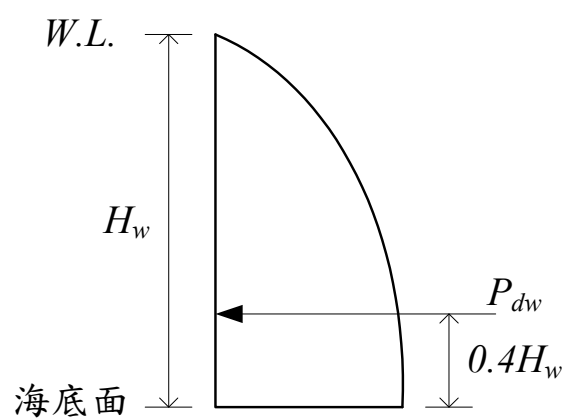


圖4.2.10 作用於板樁之動態水壓力分布示意圖

第五章 港灣構造物之災害境況模擬

臺灣位於環太平洋地震帶上，無時無刻不受地震威脅，為有效評估地震潛勢與可能引致的災害與損失，多年來經由國家地震工程研究中心以及多位專家學者的努力，已發展出一套整合地理資訊系統且針對個人電腦平台所設計的「臺灣地震損失評估系統」。本章即針對該系統之發展現況，與其分析流程與架構，以及如何將其運用於港灣構造物之災害境況模擬等加以闡述。

5.1 臺灣地震災害損失評估系統—TELES 概要

「臺灣地震損失評估系統」結合地球物理、土木工程、社會經濟等各領域的知識，提供各級政府與民間業者（如保險、高科技等產業）有關地震及地震工程的研究成果與災害損失評估工具，作為研擬相關耐震設計規範或地震保險與風險管理策略的參考，藉以減低地震災害對社會與經濟的衝擊。

此系統透過地震災害的境況模擬，除在地震發生後的短時間內，提供可能災害的分布範圍和規模，協助災害應變中心妥善規劃緊急應變措施外，在平時也可模擬最大可能地震發生時的情境，藉以擬定地區災害防救計畫，減少地震引致的人命傷亡、經濟損失和社會不安等災害。

5.1.1 臺灣地震損失評估系統—TELES 發展歷程

國科會自民國86年起即積極推動HAZ-Taiwan計畫，希望結合不同領域的專家，開發適用於臺灣地區的災害損失評估系統。該系統初期以地震災害為主要探討對象，未來將涵蓋所有天然災害的損失評估。民國87年由資策會委託美國Risk Management Solutions, Inc. (RMS)撰寫初版地震損失評估系統，定名為HAZ-Taiwan系統。初版HAZ-Taiwan系統與美國HAZUS 97所用之分析模式相同，但其分析模式參數並不能完全適用於臺灣，需要加入本土化資料，或修正分析模式的參數。受

限於初版系統的程式架構不易更動，在新增分析功能與修改原始碼上相當並不方便，因此國家地震工程研究中心重新開發一套新系統，名為臺灣地震損失評估系統-TELES，TELES為Taiwan Earthquake Loss Estimation System之簡稱。此系統在災損評估分析模式架構上，與初版HAZ-Taiwan是相同的，但軟體架構與模組化設計理念等，則與初版HAZ-Taiwan有極大差異。

TELES雖然參考美國所研發的HAZUS，但經歷數年來的努力已將其中有關地震災害潛勢分析、一般建築物與公路橋梁損害評估、人員傷亡評估、直接經濟損失評估等分析模式或參數予以本土化。尤其是在本土化分析參數與資料庫建置方面已獲得具體成果，可以應用在政府的防救災政策與事務，和民間企業的風險評估與管理上。未來將陸續於TELES中建置其他設施之震損分析模組，視需求、迫切性與相關單位合作建置資料庫，目前正透過本研究計畫研擬與建立港灣設施之震損分析模組。

5.1.2 地震損失評估分析流程

臺灣地震損失評估系統的分析流程與架構，如圖5.1.1所示。大致可分為(1)地震災害潛勢分析，(2)工程結構物損害評估，(3)地震引致二次災害評估，與(4)社會經濟損失四個主要分析模組。每個模組又依評估對象與內容，再細分成數個次模組。各個模組間相互關連，部分模組之輸出為其他模組之輸入資料。目前TELES可進行分析的項目有：地震災害潛勢分析、一般結構物、道路與橋梁的損害評估、一般建築物損害引致人員傷亡評估、一般結構物和橋梁的直接經濟損失評估。

地震災害潛勢分析包含地表振動強度、液化潛能與液化引致永久位移量推估。地表振動強度主要以最大地表加速度(PGA)、短週期(0.3秒)與長週期(1.0秒)的譜加速度來表示。而土壤液化評估，係在指定地震規模與地表最大加速度下評估液化之可能性與所引致之沈陷量與側移量。

工程結構物損害評估模組乃根據地震災害潛勢分析模組所推估的

地表振動強度與土層破壞程度，依不同結構型態的損害評估模式，推估各類工程結構物或設施的損害狀態機率和數量。工程結構物損害評估模組的輸出可供後續進行震後火災、廢棄物、人員傷亡、臨時避難需求、或經濟損失等評估。

工程結構物或設施依用途概分為一般建築物、重要設施、交通系統與民生系統等大類。各大類可依一般或特定用途再予細分。依結構型態分類，工程結構物可概分為一般具規則性的建築物、平面道路或高架道路、鐵路或公路橋梁、隧道、各種交通或民生設施與地下管線系統等等，各有不同的評估模式和參數。同一大類的工程結構物或設施仍須根據不同結構型態、地震時的動態反應、耐震設計水準等予以適當細分。

以建築物為例，在建構此系統時，應先建立建築物之基本資料庫。根據財政部財稅資料中心及各縣市政府稅捐單位所提供的房屋稅籍資料。每一筆房屋稅籍資料包括所在縣市、鄉鎮區和村里代碼、建築物構造類別、總樓層數、使用用途、課稅年數（可反推建造年份）、樓地板面積等。根據構造類別、總樓層數和建造年份，配合不同時的建築物設計規範、震區劃分、地盤種類和不同結構型態的耐震性能，可將一般結構物歸納成15種模型建物與四種耐震設計水準。模型建物概分為木造（低）、鋼構造（低、中、高）、輕鋼構造（低）、鋼筋混凝土造（低、中、高）、預鑄混凝土造（低）、加強磚造（低、中）、傳統磚造（低）、鋼骨鋼筋混凝土造（低、中、高）等。各模型建物依耐震程度可再細分為高耐震設計、中耐震設計、低耐震設計和未經設計等。

一般建築物之耐震能力評估採用能耐曲線法，此法僅適合一般具平面與立面規則性之建築物的損害評估。一般建築物依模型建物和耐震設計水準分類後，每一類的建築物仍舊代表許多棟建築物且各有特色。因此，所有能耐曲線、耐震需求曲線或易損性曲線之分析參數的設定應考慮其不確定性，且損害評估的結果應視為某區域各類模型建物損害的平均值。除一般建築物外，重要設施、交通系統與民生系統

也包含一些建築結構。其中屬於重要設施的學校、醫院、警政、消防和危機處理中心等，由於在震後須維持正常運作，其耐震設計水準較高；其它屬於交通系統與民生系統的部份設施，如車站、航站、維修廠、倉庫、立體停車場、控制中心等亦屬建築結構。這些建築結構常依用途而有不同的特殊結構型態，此時宜採用不同的分類定義與損害評估模式。雖然類似一般建築物的損害評估方法也可用來評估單一建築物的損害狀態機率，但在進行個別重要設施或單一建築物的損害評估時，除依模型建物分類外，最好能再根據其他結構耐震分析的相關參數予以適當修正。

圖5.1.2為一般建築物損害評估模式示意圖。依模型建物的結構型態、基本振動週期、耐震設計水準的高低等因素求得其能耐曲線。圖5.1.2分別以兩條曲線代表不同強度的建築物，由能耐曲線的形狀與大小可比較建築物在不同地震強度下的反應和耐震能力。在不同模擬地震作用下或不同地區的耐震需求曲線，除與地震規模和震源距離有關外，與模型建物和耐震性能也相關。由耐震需求曲線的形狀和大小，除反映地區性震波的振幅大小和頻率內涵外，也反映建築物的消能能力。利用迭代法求得能耐曲線和耐震需求曲線交點，稱為功能點。功能點所對應的譜位移和譜加速度即代表結構系統可能的最大反應。圖5.1.2所示的能耐曲線以不同顏色繪製，當功能點落於不同區間時即代表不同的損害狀態；但由於許多不確定因素的影響，建築物處於不同損害程度應以機率表示較為恰當，可以建築物之易損性曲線推求損害狀態機率。

所謂易損性曲線，係為描述在指定之評估參數下，建物結構系統或非結構構件處於或超越某種損害狀態的機率。若將評估參數表示為一隨機變數，其機率累積分佈曲線則稱為易損性曲線。以圖5.1.3為例，若以譜位移為評估參數，將結構物損害程度分成五個等級，無、輕微損害、中度損害、嚴重損害與完全損害，當建築物之譜位移 $S_d=D$ 時，建築物在各損害狀態 d_s 的機率可表為(5.1.1)式，亦即指相鄰之易損曲線的差值代表某損害狀態的機率。

$$P[DS = d_s | S_d = D] = P[DS \geq d_s | S_d = D] - P[DS \geq d_{s+1} | S_d = D] \dots\dots (5.1.1)$$

有了上述這些基本資料，概述整個一般建築物損害評估的流程如下：將一般建築物依模型建物和特定用途分類，以村里或鄉鎮區為單元統計各模型建物和特定用途分類的總樓地板面積，並統計各用途分類之不同模型建物所佔的百分比，以便推估特定用途與模型建物的對應關係。特定用途與模型建物的對應關係主要用於人員傷亡與經濟損失評估，在推估一般建築物損害的數量時並沒有用到該對應關係。

依耐震能力的不同求各模型建物的能耐曲線和耐震需求曲線，定義各模型建物之結構系統與非結構構件的損害狀態，並推估結構系統與非結構構件之易損性曲線參數。參考圖5.1.4，以迭代法求得模型建物之能耐曲線與耐震需求曲線的交點，並以該交點所對應的譜位移與譜加速度作為該模型建物が在模擬地震作用下的最大反應。其中，各模型建物的耐震需求曲線須考慮場址放大效應與有效阻尼折減係數等。雖然結構系統與非結構構件的損害狀態並非獨立事件，譬如極可能因結構損害倒塌而壓壞非結構構件。但為簡化分析，假設結構系統的損害與非結構構件的損害互相獨立，分別求在給定的譜位移與譜加速度時，模型建物之結構系統、對位移敏感與對加速度敏感的非結構構件在各損害狀態的機率。

地震引致的社會經濟損失評估包括人員傷亡、臨時避難所需求、直接或間接經濟損失評估等。目前工程結構物中僅一般建築物有較完整之本土資料庫，人員傷亡評估模組僅能評估一般建築物損害引致之人員傷亡。TELES評估人員傷亡的模式如圖5.1.5所示，由一般建築物損害評估模組推得不同模型建物が在模擬地震作用下的損害狀態機率，配合不同損害狀態之傷亡率可估得模型建物人員傷亡機率。如圖5.1.5所示，模型建物W1L內人員死亡的機率可表為：

$$P_{killed} = P_{d_2} P_{k|d_2} + P_{d_3} P_{k|d_3} + P_{d_4} P_{k|d_4} + P_{d_5} (P_{d_{51}|d_5} P_{k|d_{51}} + P_{d_{52}|d_5} P_{k|d_{52}}) \dots\dots\dots (5.1.2)$$

若已知模型建物內之人口數量，進一步可求得模型建物內人員死亡個數的平均值為：

$$E[N_{killed}] = NP_{killed} \dots\dots\dots (5.1.3)$$

其中， N 是模型建物內人口數量的推估值。

直接經濟損失評估模組與工程結構物損害評估相對應，目前一般結構物與公路橋梁之資料較為充足，可用來評估其損害造成之直接經濟損失。其他工程結構物則有待足夠資料納入系統中。當工程結構物於損害評估完成後，根據其損害狀態機率和個別損害狀態所對應的修復或重置成本，可推估該項工程結構物可能之經濟損失。修復所需時間或影響營運的時間也可採用類似方法推估。至於間接經濟損失，雖已將該項功能規劃於整體架構中，但目前尚未具體的有本土的分析模式與參數，故TELES系統尚未包含此功能，仍待持續推動與發展。

5.1.3 TELES 於港灣構造物之應用

前節簡介TELES系統的架構與現況，將此系統應用於港灣地區之災損評估，其實即是在工程結構物損害評估模組中交通運輸系統中增加港灣結構或設施之次模組。由於目前TELES系統在一般結構物與公路橋梁較為完備，未來若應用此系統至港灣構造物上，仍需進行許多基本工作與研究。

有關地震災害損失之評估，除須有完整可靠得結構物調查資料外（包括結構系統型式、設計建造年代、材料、用途、尺寸等），對於地震之特性、結構物受震反應及結構物能耐（容量）等基本資料亦須有可靠的研究參數，才能獲得較具可信度的震害評估結果。因此必須由耐震設計規範之規定、耐震設計參數、地震特性分析（地震危害度分析、反應譜分析、耐震需求等）及結構非線性動力反應分析等建立統計資料，進而更新分析模型與參數。此部分工作需長期之研究方能有具體成果。

首先類似一般結構物模組的處理方式，應先建立港灣結構與設施之基本資料庫，並對港灣結構與設施種類進行分類。在地質資料上，目前TELES蒐集到的鑽孔資料並不均勻，主要集中在都會區或重大工程建設附近，港灣地區的地質鑽孔資料相對缺乏，若要進行港灣地區

之液化潛勢評估，有代表性不足的疑慮。因此若要進行較完善之液化潛勢之評估，補足港灣地區之地質資料是相當必要的。在結構物損害評估上，目前系統並未包含港灣結構與設施之損害評估模式，需要另外建立或參考其他相關文獻，對於不同種類之港灣結構與設施須有其對應之評估模式。此外若要進一步評估結構物或設施損害所引起經濟損失，則需蒐集港灣結構與設施之修復與重置成本的相關資料。

在地震損害評估系統中，除基本資料庫的蒐集建置與提供具標準化且一致性的資料分類系統與分析模式外，分析所需的損害評估參數，更是整個系統中非常重要的環節。分析模式中所用的參數值，必須根據臺灣地區所具有的環境、人文、工程背景與歷年震害特性來研擬，才更具代表性。

對於工程結構物的損害評估參數而言，最重要的是在建立各類結構物之易損曲線。本研究將針對花蓮港區之碼頭結構進行相關資料之收集，並分析港區碼頭結構之易損性曲線參數。進一步可將所得之碼頭結構易損性曲線參數建置於TELES中，藉以評估港灣構造物在模擬地震作用下的損害程度與機率。

一旦港灣設施震損分析模組開發完成後，始可正式利用此系統來進行港灣地區之災損評估。首先，對於港灣地區之地震潛勢，透過地震危害度分析，可以決定影響港灣地區之控制地震。當控制地震決定後，即可利用TELES系統進行境況模擬，分析港灣地區在模擬地震下的災損情形。

5.2 港灣構造物震害評估架構

當港灣構造物震損分析模組納入TELES系統中，其損失評估流程仍應依循圖5.1.1分析架構，分為(1)地震災害潛勢分析，(2)工程結構物損害評估，(3)地震引致二次災害評估，與(4)社會經濟損失四個主要分析模組。在正式進行港灣設施震損評估前，必須先建置完成各階段分析模組中之基本資料。這些資料包括：工程結構物損害評估模組之易損性曲線參數、經濟損失評估模組之損失比參數與修復時間曲線參數等。這些參數在HAZUS 99 (Federal Emergency Management Agency, 1999)中有相關建議值可供參考，茲概述如下：

HAZUS 99將港灣設施分成四大類，為(1)濱水結構 (Waterfront Structures)，(2)起重搬運設備 (Cranes/Cargo Handling Equipment)，(3)燃料設施 (Fuel Facility)，以及(4)倉庫 (Warehouses)。每類設施，HAZUS又再進一步分類，如表5.2.1所示。

在易損性曲線方面，該曲線係用來定義震後結構物或設施達到不同損害狀態之機率值。每類設施依其特性會有對應之易損性曲線。在HAZUS建議兩類易損性曲線，分別以最大地表加速度 (peak ground acceleration, PGA) 與永久地表變位 (permanent ground deformation, PGD)為強地動需求參數，以PGA為強地動需求參數可考量因地表振動所引起之結構物損壞，而以PGD為強地動需求參數則可考量土壤液化造成之地表永久變位所引起之結構物損壞。對於濱水結構，HAZUS 99對永久位移 (PGD) 相關之易損曲線參數建議值詳如表5.2.2。

對於起重搬運設備，HAZUS 99分別對尖峰地表加速度 (PGA) 與永久位移 (PGD) 相關之易損曲線參數建議值如表5.2.3所示。對於倉庫，HAZUS參考鐵路系統，其易損性參數建議值詳如表5.2.4。

對於燃料設施，HAZUS參考鐵路系統，其易損性參數值如表5.2.5所示。

在損失比參數方面，該參數係用來定義結構物或設施於不同損害狀態下修復成本與重置成本之比值，HAZUS中預設值如表5.2.6所示。

在修復時間曲線上，該曲線係用來定義震後結構物或設施在不同損害狀態修復結構物或設施所需花費的時間，由於HAZUS認為燃料設施與倉庫對港灣營運影響較小，因此HAZUS僅針對濱水結構與起重搬運設備提出曲線參數建議值，如表5.2.7所示。

目前在碼頭結構物之易損曲線參數設定上，雖可參考HAZUS 99中關於濱水結構所建議之PGD相關易損性曲線參數，但是由於HAZUS並未建議PGA相關之易損性曲線，若僅考量PGD的影響，恐不能反映實際碼頭結構之易損特性（即碼頭結構亦會受PGA之影響，尤其是液化敏感度低的地區），因此本研究後續將針對花蓮港區之主要碼頭結構實際進行易損性分析，以補足HAZUS 99在碼頭結構之PGA相關易損性曲線參數上之欠缺。

5.3 港灣構造物之易損性分析

易損性分析的目的即在建立各類型模型結構物之易損性曲線，用來表示在不同強地動需求評估參數下（常用的強地動因子有PGA、PGV、PGD或Sa等），構造物發生超越某一損害程度的條件機率曲線。構造物之損害程度通常無法以單一參數來描述，故多以定性方式描述，概分為無、輕微、中度、嚴重及完全損害等級別。關於易損性曲線參數值的訂定可依照歷史性震災的經驗、數值分析結果或可參考專家的意見。

在考量港灣設施的地震災損影響，主要著重於營運層面，因此在易損曲線之建立上，會由功能性觀點出發。本節即針對港灣構造物之重力式碼頭（包含沉箱式碼頭與方塊式碼頭）與板樁式碼頭，說明其易損性曲線之分析方法與流程，並以花蓮港區碼頭為例進行分析。

5.3.1 沉箱式碼頭易損性分析

在建立結構物易損曲線前，應對結構物的受震破壞模式有所瞭解，方可決定合適的參數來量化結構物的損害程度。在沉箱式碼頭結構之破壞模式方面，由於重力式擋土設施（如沉箱）之強度遠較背填與支承土壤之強度為高，因此不論就功能性或結構性的觀點來看，其破壞主要均為向海的側移、傾斜以及沈陷。其中，以傾斜與差異沈陷，對結構穩定性影響較大。

重力式碼頭結構受震產生滑移反應的分析，在TELES系統中，評估液化造成之災害程度時，係以沈陷量與側移量為參數，因此除了配合功能性需求，為了能與TELES之液化災損評估能有效連結，此類碼頭結構的損害程度，將以碼頭位移量大小來度量。重力式碼頭結構之易損曲線分析流程，如圖5.3.1所示，敘述如后：

- 1.針對過去曾發生之地震引致碼頭破壞案例進行調查，根據前人代表性之重力式碼頭受震行為研究與分析結果，掌握實際碼頭受震破壞之機制與重要影響因素。

- 2.建立重力式碼頭標準斷面分析模型，並決定其分析參數。
- 3.建立可針對重力式碼頭受震滑移量進行定量評估之分析模式。
- 4.選取多個具代表性之地震歷時記錄，先正規化縮放至不同震度。再以不同震度等級之地震記錄作為輸入運動，進行滑動塊體分析，計算不同震度下之滑移量分佈，並據以建立強地動需求參數（如 PGA、PGV 或 PGD）相關之滑移量分佈。
- 5.根據各損害狀態所對應之容許滑移量，配合上述步驟建立之滑移量分佈，則可建立各損壞狀態下對應不同強地動需求值，滑移量超過容許值之累積機率分佈，此分佈曲線即代表此類型重力式碼頭結構物之易損性曲線。

以下就花蓮港重力式碼頭易損性分析所選定之代表性碼頭，以及各碼頭易損性曲線之建立敘述說明如後。

5.3.1.1 花蓮港重力式碼頭與代表性分析斷面

花蓮港重力式碼頭包含了內港區的1~3號、10~16號混凝土重力式碼頭與7號混凝土方塊式碼頭，以及外港區17~18號消波方塊式碼頭與19~25號沉箱式碼頭共19座，各碼頭的主要設計參數與功能用途可參見第四章表4.1.1。花蓮港主要營運業務以水泥、砂石料以及雜貨為主，根據92年至96年期間花蓮港務局碼頭使用率資料顯示（第四章表4.1.1），花蓮港以外港區各碼頭（17~25號碼頭）所使用之比率為最高，其次為內港區10~11號碼頭。因此，本年度計畫選定7號混凝土方塊式碼頭、10~11號混凝土重力式碼頭、17~18號消波方塊式碼頭與19~22號消波沉箱式碼頭作為花蓮港重力式碼頭易損性分析之代表性剖面，進行易損性曲線分析研究。

5.3.1.2 重力式碼頭易損性曲線之建立與初步結果

1.沉箱式碼頭之損害等級

國際航海協會集合多國學者專家所提出之「Seismic Design Guidelines for Port Structures」一書，針對港灣構造物之損害等級有提

出建議與說明。港灣構造物之損害等級分為等級 I 可使用、等級 II 可修復、等級 III 接近崩塌破壞，與等級 IV 崩塌破壞四個等級，並對結構方面與使用方面加以說明，如表 5.3.1 所示。

除了定性的闡述以外，此書更針對各型式港灣構造物定量地表達各損害等級對應之損壞程度，如表 5.3.2 即為重力式碼頭定量之損害等級，包括壁體之正規化水平位移 d/H 、朝海側傾斜角，與岸肩之不均勻沉陷量、岸肩與後線陸地沉陷差、岸肩朝海側傾斜角之相關參考數據。

本研究參照國際航海協會所建議之重力式碼頭定量損害等級，針對沉箱式碼頭與方塊式碼頭進行其易損性曲線研究。本研究以滑動塊體法分析所得之沉箱滑移量 d 作為重力式碼頭損害等級評估之參數。根據表 5.3.2 壁體正規化水平位移 d/H ，若以 19 號沉箱式碼頭設計高度 $H = 18\text{m}$ 計，則當滑移量 d 小於 0.27m 時，其碼頭損害等級為等級 I 可使用，即不影響整體運作；當滑移量 d 大於 0.27m 且未達 0.9m 時，為等級 II 可修復，短時間無法使用，但構造物之損壞在控制之內；當滑移量 d 大於 0.9m 且未達 1.8m 時，為等級 III 接近崩塌破壞，構造物為嚴重破化之狀態；而當滑移量 d 大於 1.8m 時，碼頭損害等級為等級 IV 崩塌破壞，完全無法使用且結構完全破壞。據此，可針對分析所得之碼頭受震滑移量，評估碼頭在地震下之損害等級，進而建立沉箱式碼頭與方塊式碼頭之易損性曲線。

2. 地震樣本

花蓮港地處臺灣東部地區，屬於大陸與海洋板塊交界處，地震活動頻繁，多為近域地震且地震延時不長，然而自 921 集集地震以來臺灣本島內亦多次發生因斷層錯斷所致之內陸型地震，此類型地震雖然其震央距離花蓮較遠屬於遠域地震但其延時較近域地震為長，仍會對花蓮地區造成明顯的地動影響。

有鑑於此，本研究針對花蓮氣象局測站 (HWA019) 收集自 1991 年至 2004 年期間震度 3 級以上之地震記錄資料共 237 筆，統計震央至測站距離與發生次數之關係，如表 5.3.3 所示。由結果發現震央距

離小於 20km 之地震事件次數為 138 次，佔總數之 58%，其他震央距離大於 20km 之地震事件則佔總數之 42%。據此，本研究選定近域地震（距離小於 20km 者）需佔地震總樣本之 60% 以上，以符合實際花蓮地區之地震趨勢。

本研究針對花蓮港重力式碼頭易損曲線研究所採用之地震樣本，初步選取距離花蓮港區內花蓮港務局測站（HWA062）以及鄰近的花蓮氣象局測站（HWA019）與花蓮氣象局速報站（HWA）等三個測站，收集這些測站所記錄到震度 3 級以上的 12 筆地震記錄，如表 5.3.4 所示。此地震樣本包含 1999 年 921 集集地震、2002 年 331 地震等震央離花蓮港區較遠（距離大於 50km）但延時較長之地震 4 筆，以及震央離花蓮港區較近（距離小於 20km）之地震記錄 8 筆，包含花蓮港務局測站於 2002 年啟用後所收集之地震記錄 5 筆，以此作為易損性分析所用。

3.分析模式

根據前期計畫臺中港沉箱式碼頭之受震穩定性分析顯示，在地震時碼頭背填土之液化程度，會影響碼頭之臨界加速度值，進一步影響滑移量分析結果。由花蓮港液化潛勢評估以及現地勘查結果顯示，花蓮港港區屬於液化敏感程度較低，因此本研究先行針對各碼頭背填土無液化發生的情況進行重力式碼頭易損性分析。本研究提出對重力式碼頭滑移量之評估流程，如圖 5.3.2 所示，可依此進行各碼頭受震時損害等級之評估，簡要說明如下：

- (1) 首先針對前述之 12 筆地震樣本共 24 個地震紀錄(考慮 EW 向與 NS 向)，依個別 PGA 值等比例縮放至相同震度大小之群組。
- (2) 以不同震度等級之地震群組作為輸入運動，根據所分析之碼頭斷面進行滑動塊體分析法，根據各碼頭穩定性分析所反算之臨界加速度值，計算不同 PGA 值下之滑移量分佈。假設各 PGA 等級下碼頭滑移量呈現對數常態分佈關係，建立各 PGA 等級下滑移量對數常態分佈參數值：平均值與標準偏差。
- (3) 根據各損害狀態對應之容許滑移量，配合上述步驟建立之滑移量

對數分佈關係參數，則可建立各損壞狀態下對應不同強地動需求值，滑移量超過門檻值之機率分佈，此曲線即代表此類型碼頭之易損性曲線。

4. 易損性分析初步結果

(1) 花蓮港 7 號混凝土方塊式碼頭

根據上述分析模式，本研究以等比例放大後之地震群組 PGA 值為 0.15g、0.2g、0.3g、0.4g、0.5g、0.6g、0.7g、0.8g、0.9g 及 1g 等 10 個群組共 240 筆紀錄當作輸入運動進行沉箱式碼頭滑移量分析，分析所得之滑移量結果如表 5.3.5 所示。進一步假設碼頭滑移量呈對數常態分佈，可計算得各 PGA 值所對應之對數分配參數。

依各 PGA 值所對應之滑移量對數分配參數值，配合各損壞狀態所對應之門檻值，可求得各損壞狀態下不同 PGA 值下滑移量超過門檻值之機率，如表 5.3.6 及圖 5.3.3 中各空心點所示，其中方形空心點為等級 I 與等級 II (minor) 界線，菱形空心點為等級 II 與等級 III (moderate) 界線，而圓形空心點為等級 III 與等級 IV (extensive/complete) 界線，此即為 7 號碼頭之易損曲線。

(2) 花蓮港 10~11 號混凝土重力式碼頭

根據第四章 10~11 號混凝土重力式碼頭之臨界加速度反算結果，本碼頭的臨界加速度值為 0.159，因此本研究以等比例放大後之地震群組 PGA 值為 0.2g、0.3g、0.4g、0.5g、0.6g、0.7g、0.8g、0.9g 及 1g 等 9 個群組，共 216 筆紀錄當作輸入運動進行沉箱式碼頭滑移量分析，分析所得之滑移量結果如表 5.3.7 所示。同樣假設碼頭滑移量呈對數常態分佈，計算得各 PGA 值所對應之對數分配參數。

依各 PGA 值所對應之滑移量對數分配參數值，配合各損壞狀態所對應之門檻值，可求得本碼頭於各損壞狀態下不同 PGA 值下滑移量超過門檻值之機率，如表 5.3.8 及圖 5.3.4 中各空心點所示，此為 10~11 號碼頭之易損曲線。

(3)花蓮港 17~18 號消波方塊式碼頭

針對 17~18 號消波方塊式碼頭，本研究以等比例放大後之地震群組 PGA 值為 0.15g、0.2g、0.3g、0.4g、0.5g、0.6g、0.7g、0.8g、0.9g 及 1g 等 10 個群組共 240 筆紀錄，將其當作輸入運動進行沉箱式碼頭滑移量分析，分析所得之滑移量結果如表 5.3.9 所示，在假設碼頭滑移量呈對數常態分佈之條件下，計算得出各 PGA 值所對應之對數分配參數。

依各 PGA 值所對應之滑移量對數分配參數值，配合各損壞狀態所對應之門檻值，可求得本碼頭在各損壞狀態下不同 PGA 值下滑移量超過門檻值之機率，如表 5.3.10 及圖 5.3.5 中各空心點所示，此即為 17~18 號碼頭之易損曲線。

(4)花蓮港 19~21 號消波沉箱式碼頭

最後針對 19~21 號消波沉箱式碼頭，本研究同樣以等比例放大後之地震群組 PGA 值為 0.15g、0.2g、0.3g、0.4g、0.5g、0.6g、0.7g、0.8g、0.9g 及 1g 等 10 個群組，共 240 筆紀錄當作輸入運動來進行沉箱式碼頭滑移量分析，分析所得之滑移量結果如表 5.3.11 所示，若假設碼頭滑移量呈對數常態分佈，則可計算得出各 PGA 值所對應之對數分配參數。

依各 PGA 值所對應之滑移量對數分配參數值，配合各損壞狀態所對應之門檻值，可求得各損壞狀態下不同 PGA 值下滑移量超過門檻值之機率，如表 5.3.12 及圖 5.3.6 中各空心點所示，此即為 19~21 號碼頭之易損曲線。

5.3.2 板樁式碼頭易損性分析

板樁式碼頭結構是由相互連鎖的板樁、繫索拉桿、以及錨碇設施等所組成。當地震發生時，板樁牆的受震反應將受到板樁結構體與牆前、牆背土壤互制作用之影響，故於進行板樁式碼頭之易損分析時，最重要的關鍵即在於選定適切的耐震評估分析方法來合理掌握其互制行為，以了解在某一強地動因子的各種大小量值作用時，碼頭構造物

的損壞狀況與等級，才能進一步統計其條件機率。

本研究對於板樁式碼頭之耐震評估方法，主要採用簡易分析法及動力分析法，如前章所述簡易分析法雖然便捷，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，並未將地震之有效延時、頻率含量、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，因而不足以應用於易損分析。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，其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，據以判定其損壞等級，雖然較為耗費人力、物力與時間，本研究仍將此法運用於板樁式碼頭，以建立其易損曲線。

5.3.2.1 板樁式碼頭易損性分析流程

因碼頭結構多集中在特定場址，有關板樁式碼頭結構物之易損分析，為了能表現出地震特性中之場址效應，並能將損壞狀態與結構容量之變異性一併考慮，較合適的分析法應為採用動態分析法來分析每個案例，並需針對不同強地動需求參數值（此處採用PGA）進行多組分析。參考重力式碼頭之易損分析流程，本研究研擬板樁式碼頭結構易損曲線之建立流程與方法如下：

1. 建立具代表性之板樁式碼頭結構分析模型（一般多採二維平面應變分析模式）。
2. 選取多個較具代表性的強震歷時紀錄，並縮放到不同震度等級。
3. 採用有限元素法(FEM)或有限差分法(FDM)之分析程式，進行非線性動力歷時分析，以求取分析模型在各震度等級下的受震反應。
4. 評估板樁式碼頭在各震度下之損壞等級。
5. 建立在不同震度等級下，碼頭結構物反應之機率分佈。根據此機率分佈曲線，再配合各損害等級對應之結構反應門檻值，計算在不同震度下，結構反應超過門檻值之機率值，即可建立各損害等級下結構物之易損曲線。

整個分析流程如圖5.3.7所示。

5.3.2.2 板樁式碼頭易損性曲線之建立與初步成果

依上述板樁式碼頭之易損性曲線分析程序，本節延續前章之成果選取花蓮港8號及9號鋼板樁錨錠式碼頭，作為易損性曲線分析之案例，並且運用前章耐震能力評估所建置的數值模型進行動力歷時分析，以確認所研擬易損分析流程與方法之可行性。最後，再依據對數常態分配的假設，將板樁式碼頭的易損曲線加以參數化，即可求得易損參數。

1.分析模式概要

板樁式碼頭之易損分析，採用 Plaxis 8.2 有限元素分析程式來進行。依據前章之分析結果，可判斷出在板樁式碼頭損害等級之相關參數中，以板樁壁頂之側向及結構構件之應力狀態較具代表性，因此，沿用前章中花蓮港 8 號及 9 號碼頭板樁式碼頭之有限元素模型(如圖 5.3.8 及圖 5.3.9 所示)，來分析求取所需的相關參數。分析模式之相關設定概述如下：

- (1)鋼板樁與錨錠版係以版元素模擬，拉桿則以二力桿件模擬，採用彈塑性模式，降伏彎矩與降伏張力等依表 4.2.3 設定。
- (2)地層各分區材料參數設定如表 4.2.12 所示，背填土區與原始地層深色區域（參考圖 5.3.8 及圖 5.3.9）採用莫耳～庫倫模式，來模擬土體受震產生之塑性破壞，原始地層淺色區域則採線彈性模式，以增加分析效率。
- (3)在模型左右邊界上額外施加吸收邊界(absorbent boundary)，以吸收波傳能量避免反射，並限制地盤放大效應。如此一來，分析時在模型底部輸入自由場地表運動，便能使板樁碼頭整體承受與自由場地表相似之震動歷時。
- (4)由於花蓮港區較無液化之疑慮，故在分析中並不考慮土壤液化所導致的相關影響。

2. 損害等級門檻值

根據 4.2 節板樁式碼頭耐震能力評估之結果可知，利用表 4.2.1(a) 以壁頂最大殘餘位移為評估參數之標準，以及應用表 4.2.1(b) 以結構構件應力狀態作為評估參數之標準，兩者所判定之板樁式碼頭損壞狀態大致符合。故在此為後續求取易損曲線之便，將僅以壁頂最大殘餘位移作為板樁式碼頭損壞狀態評估參數。

3. 地震樣本

根據前述分析模式與易損性分析流程，本研究與重力式碼頭之易損分析選用相同之 12 個地震事件，將其東西(EW)向及南北(NS)向兩個歷時紀錄，等比例縮放其 PGA 值至不同等級，依序為 0.1g、0.2g、0.3g、0.379g、0.4g、0.5g、0.557g、0.6g、0.7g、0.8g、0.9 及 1.0g，共計 288 筆地震加速度歷時紀錄，作為動力歷時分析的輸入運動。

4. 分析結果

將前述地震運動歷時輸入碼頭數值模型，進行非線性動力分析，求取板樁壁頂相對變形，根據表 4.2.1(a)，判斷其所到達之損害等級。彙整 288 筆地震下之碼頭受震反應，統計在不同的 PGA 值時，歸屬於各個損害等級的數目，藉以計算所對應之損壞等級機率分佈，如表 5.3.13 及表 5.3.14 所示。

為了得到完整的易損曲線，在此假設各 PGA 下，板樁壁頂相對變形呈對數常態分佈，利用實際分析所得各地震事件下之壁頂相對變形，回歸出相關分佈參數後，便可由表 4.2.1(a) 中各損害等級之板樁壁頂最大殘餘位移門檻值，計算出各 PGA 下超越每個損害等級的條件機率，此即為花蓮港 8 號及 9 號板樁錨錠式碼頭與 PGA 值相關之易損性曲線，如圖 5.3.10 及圖 5.3.11 所示之空心點。

由花蓮港 8 號碼頭之易損分析結果可知，當 PGA 於 0.1g 時，此板樁式碼頭之損害等級全部小於等級 I，為未發生損壞；而當 PGA 為 0.5g 時，發生等級 II 中等損壞之機率約為 12.8%；當地震 PGA 為 0.8g 時，達到等級 III 嚴重損壞之機率僅約 6%；當地震 PGA 為 1.0g

時，達到等級 IV 嚴重損壞之機率僅約 7%。

由花蓮港 9 號碼頭之易損分析結果可知，當 PGA 於 0.1g 時，此板樁式碼頭之損害等級全部小於等級 I，為未發生損壞；而當 PGA 為 0.5g 時，發生等級 II 中等損壞之機率約為 10.8%；當地震 PGA 為 0.8g 時，達到等級 III 嚴重損壞之機率僅約 4.7%；當地震 PGA 為 1.0g 時，達到等級 IV 嚴重損壞之機率僅約 6.8%。

5.3.3 易損分析曲線參數化

港灣構造物進行易損分析後所得之易損曲線，需再將其加以標準化為固定的函數形式，以轉換成 TELES 可使用的參數值。

與 HAZUS 相同，TELES 也將易損曲線形式假設為對數常態分配之累積機率函數(lognormal cumulative probability function)，如下列公式所示。由該式可知僅需決定對數常態分配之中位數與對數標準差兩個參數，即可完整描述該函數。

$$F(x) = P(X \leq x) = \int_0^x \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)^2\right] dx \dots\dots\dots (5.3.1)$$

式中， X 為隨機變數， μ 為 $\ln(X)$ 之中位數或平均數， σ 為 $\ln(X)$ 之標準差。

將前述沉箱式與板樁式碼頭案例，進行易損分析所得到的各損壞等級之易損曲線，依據上述假設與函數型式，以線性迴歸方式統計其最佳化近似的對數常態分配函數之中位數與標準差，即可求得各案例之各等級易損曲線參數，彙整如表 5.3.15（表列為 PGA 中位數及對數標準差）。

另依據表中所列相關碼頭之易損參數代入式(5.3.1)，即可繪製出以對數常態分配累積機率函數所預測的各損壞等級易損曲線。重力式碼頭案例之預測結果如圖 5.3.3 至圖 5.3.6 中虛線所示，板樁式碼頭案例之預測結果如圖 5.3.10 與圖 5.3.11 中虛線所示，兩者均與分析所得之易損曲線近似情況大致良好，符合對數常態分布的假設。

本研究目前已研擬易損曲線參數化之流程與方法，並求得板樁式與沉箱式碼頭易損分析案例之易損曲線參數。後續研究需再廣泛選取具代表性的標準碼頭型式及相關樣本，進行易損分析及參數化程序，歸納出較具代表性的參數表並輔以專家意見，訂定出本土化易損曲線參數，供作港灣構造物震災損失評估使用。

5.4 港灣構造物之地震災損評估示範例

地震災害損失評估及境況模擬是以實用為導向，可依據不同使用者的需求與不同精確度的資料來源，提供標準且一致化的地震災害損失評估方法，及人性化的使用者介面。本計畫目標將在TELES中建置港灣設施震損分析模組，將逐步進行建立所需基本資料與相關評估參數資料庫、並開發系統模組與使用介面程式，以完善TELES之港灣設施地震災損評估的功能。

5.4.1 分析模組參數建置

花蓮港區上主要有25座碼頭結構，其結構易損性曲線參數可參考HAZUS中針對濱水結構建議之易損性曲線，然而對於濱水結構HAZUS僅建議PGD相關之易損性曲線，並未建議PGA相關之易損性曲線。由於花蓮港區之液化潛勢低，液化影響程度低，若未考量PGA相關之易損性曲線，則無法完全反映實際結構物受地表振動所造成之損害，基此本研究將前節所得之碼頭結構易損曲線參數建置於TELES資料庫中。

5.4.2 花蓮港碼頭重建成本

在完成結構物損害分析之後，根據各設施在各損害狀態之機率值，便可進行直接經濟損失評估。此處所指之直接經濟損失為港灣結構物損害所直接造成之損失，將港灣設施修復所需費用視為其直接經濟損失。在計算直接經濟損失時係將每個設施的重建成本乘上對應之損失比參數計算而得。

花蓮港碼頭重建成本考量碼頭構造物原始建造費用與物價指數變動來估算，表5.4.1所示為碼頭建造年代物價指數、今年度物價指數與變動率。據此變動率針對花蓮港區三類碼頭結構單位長度重建成本概估如表5.4.2所示。依表5.4.2，根據每座碼頭長度可計算每座碼頭結構之重建成本如表5.4.3所示。

5.4.3 花蓮港區震損境況模擬測試

在TELES系統中將港灣設施震損分析模組參數及花蓮港碼頭結構物重建成本建置完成後，本節進一步利用此模組來對花蓮港區進行震損境況模擬。

花蓮港區各碼頭結構地理位置，如圖5.4.1所示。以下將針對兩個境況地震來進行模擬：(1) 921集集地震，與(2)米崙斷層引致地震。

依照TELES震損評估架構，整個震損分析依序應包含：(A)花蓮港區地震災害潛勢分析，(B)花蓮港區港灣結構物損害評估，以及(C)花蓮港區震害經濟損失評估三個階段，前一階段分析結果會作為下一階段分析之依據。

5.4.3.1 921 集集地震境況模擬

1. 花蓮港區地震災害潛勢分析

在 TELES 系統中係以「Scenario」表單中「Define New」選項來設定模擬地震，TELES 有三種定義模擬地震的方式，為(1)依歷史性地震震源參數、(2)依已知的活動斷層位置與屬性資料，以及(3)任意指定的斷層位置、規模與斷層開裂方向。由於 921 地震係由於車籠埔斷層錯動所引起，可直接採用第二個方式利用選擇已知地震斷層位置（車籠埔斷層）來設定模擬地震，相關參數設定參考葉錦勳等人(2004)，設定內容如圖 5.4.2 所示。

以此模擬地震進行花蓮港區震災潛勢分析，圖 5.4.3 所示為花蓮市各村里之加速度分佈。對照實際 921 地震發生後，在花蓮氣象站地震測站（HWA019）所記錄到之南北向與東西向 PGA 值分別達約 0.133g 與 0.126g，與該測站所在村里之 PGA 分析值接近（介於 0.125-0.129g），顯示分析所得之 PGA 分佈應屬合理。由圖中亦可觀察到碼頭所在村里 PGA 值介於 0.125-0.129g 之間。

2. 花蓮港區港灣結構物損害評估

在完成花蓮港區地震潛勢分析後，繼則針對花蓮港碼頭結構進

行結構物損害評估。由於以各碼頭所處村里之 PGA 值來代表碼頭區內各港灣設施之 PGA 值，並不能反映各碼頭位置不同所造成之差異，因此進一步將對每座碼頭結構所處位置求算該位置之 PGA 值，可得各碼頭所在位置的 PGA 值分佈如圖 5.4.4 所示，圖中顯示 PGA 值約介於 0.125-0.126g 之間。

在此模擬地震作用下，配合各碼頭結構之地震潛勢，經由結構物損害分析模組可估算港區各碼頭對應於各損害狀態之機率。分析結果顯示為花蓮港區各碼頭結構損害狀態處於輕微損害狀態(D2)之機率僅約 0.12-0.13%，處於中等損害狀態(D3)之機率相當小，約 0.003%。達至少嚴重損害狀態之機率（包含嚴重損害 D4 與完全損害 D5）為 0%。

3.花蓮港區震害經濟損失評估

在完成花蓮港區碼頭結構物損害分析之後，利用重建成本與損失比參數便可計算各碼頭結構之直接經濟損失，總損失約 0.63 百萬元（總重建成本 4534 百萬元）。

5.4.3.2 米崙斷層引致地震境況模擬

1.花蓮港區地震災害潛勢分析

採用第二個方式－選擇已知活動斷層位置（米崙斷層）來設定模擬地震，相關設定參數參考第二章中米崙斷層定值法地震危害度分析所採用之參數，以線震源模擬米崙斷層，芮氏規模 6.9，斷層長度 25m，震源深度 4m。

以此模擬地震進行花蓮港區震災潛勢分析，圖 5.4.5 所示為花蓮市各村里之加速度分佈。由圖中可觀察到碼頭所在村里 PGA 值介於 0.56-0.59g 之間。

2.花蓮港區港灣結構物損害評估

在完成花蓮港區地震潛勢分析後，繼則針對花蓮港碼頭結構進行結構物損害評估。進一步求算每座碼頭結構所處位置之 PGA 值，

可得各碼頭所在位置的 PGA 值分佈如圖 5.4.6 所示，圖中顯示 PGA 值亦約介於 0.54-0.59g 之間。

在此模擬地震作用下，配合各碼頭結構之地震潛勢，經由結構物損害分析模組可估算港區各碼頭對應於各損害狀態之機率。分析結果顯示為花蓮港區各碼頭結構損害狀態處於輕微損害狀態(D2)之機率僅約 24.5-29%，處於中等損害狀態(D3)之機率約 6.5-8%。達至少嚴重損害狀態之機率（包含嚴重損害 D4 與完全損害 D5）為 4-5.5%。

3.花蓮港區震害經濟損失評估

在完成花蓮港區碼頭結構物損害分析之後，利用重建成本與損失比參數便可計算各碼頭結構之直接經濟損失，總損失約 484.63 百萬元（總重建成本 4534 百萬元）。

經由本節示範案例分析後可知，目前TELES系統中所建置之港灣設施震損分析模組已能進行整個花蓮港區之震損評估分析。由於目前花蓮港區實際的震損案例有限，未來仍須透過實際的應用情形，逐步校正系統內的各項參數值與評估模式。

表5.2.1 港灣設施分類（摘自HAZUS 99）

Label	Description
	Waterfront Structures
PWS1	Waterfront Structures
	Cranes/Cargo Handling Equipment
PEQ1	Stationary Port Handling Equipment
PEQ2	Rail Mounted Port Handling Equipment
	Warehouses
PWH1L	Port Warehouses, Reinforced Concrete Shear Walls (C2L)
PWH2L	Port Warehouses, Braced Steel Frame (S2L)
PWH3L	Port Warehouses, Moment Resisting Steel Frame (S1L)
PWH4L	Port Warehouses, Steel Frame & URM (S5L)
PWH5L	Port Warehouses, Precast Concrete Tilt-Up (PC1)
PWH6L	Port Warehouses, Reinforced Concrete Frame & URM (C3L)
PWH7L	Port Warehouses, Wood (W1)
PWH1M	Port Warehouses, Reinforced Concrete Shear Walls (C2L)
PWH2M	Port Warehouses, Braced Steel Frame (S2L)
PWH3M	Port Warehouses, Moment Resisting Steel Frame (S1L)
PWH4M	Port Warehouses, Steel Frame & URM (S5L)
PWH5M	Port Warehouses, Precast Concrete Tilt-Up (PC1)
PWH6M	Port Warehouses, Reinforced Concrete Frame & URM (C3L)
PWH7M	Port Warehouses, Wood (W1)
PWH1H	Port Warehouses, Reinforced Concrete Shear Walls (C2L)
PWH2H	Port Warehouses, Braced Steel Frame (S2L)
PWH3H	Port Warehouses, Moment Resisting Steel Frame (S1L)
PWH4H	Port Warehouses, Steel Frame & URM (S5L)
PWH5H	Port Warehouses, Precast Concrete Tilt-Up (PC1)
PWH6H	Port Warehouses, Reinforced Concrete Frame & URM (C3L)
PWH7H	Port Warehouses, Wood (W1)
	Fuel Facility
PFF1	Port Fuel Facility w/ Anchored Tanks, w/ Back-Up (BU) Power
PFF2	Port Fuel Facility w/ Anchored Tanks, w/o BU Power
PFF3	Port Fuel Facility w/ Unanchored Tanks, w/ BU Power
PFF4	Port Fuel Facility w/ Unanchored Tanks, w/o BU Power
PFF5	Port Fuel Facility w/ Buried Tanks

H=high, M=moderate, L=low seismic design level

表5.2.2 濱水結構PGD相關之易損性曲線參數

Permanent Ground Deformation			
Components	Damage State	Median (cm)	β
Waterfront Structures (PWS1)	slight/minor	12.7	0.5
	moderate	30.5	0.5
	extensive	43.2	0.5
	complete	109.2	0.5

表5.2.3 起重搬運設備PGA與PGD相關之易損性曲線參數

Peak Ground Acceleration			
Classification	Damage State	Median (g)	β
Anchored/Stationary (PEQ1)	slight/minor	0.3	0.6
	moderate	0.5	0.6
	extensive/complete	1.0	0.7
Unanchored/Rail mounted (PEQ2)	slight/minor	0.15	0.6
	moderate	0.35	0.6
	extensive/complete	0.8	0.7
Permanent Ground Deformation			
Classification	Damage State	Median (cm)	β
Anchored/Stationary (PEQ1)	slight/minor	7.6	0.6
	moderate	15.2	0.6
	extensive/complete	30.5	0.7
Unanchored/Rail mounted (PEQ2)	slight/minor	5.1	0.6
	moderate	10.2	0.6
	extensive/complete	25.4	0.7

表5.2.4 倉庫PGA與PGD相關之易損性曲線參數

Peak Ground Acceleration					
		H	M	L	
Classification	Damage State	Median (g)	Median (g)	Median (g)	β
PWH1	slight/minor	0.26	0.19	0.14	0.65
	moderate	0.49	0.35	0.23	0.65
	extensive	0.95	0.69	0.41	0.65
	complete	1.54	1.12	0.64	0.65
PWH2	slight/minor	0.24	0.18	0.12	0.65
	moderate	0.48	0.33	0.22	0.65
	extensive	1.05	0.77	0.44	0.65
	complete	1.78	1.3	0.71	0.65
PWH3	slight/minor	0.13	0.1	0.08	0.65
	moderate	0.33	0.23	0.16	0.65
	extensive	0.77	0.55	0.36	0.65
	complete	1.9	1.36	0.76	0.65
PWH4	slight/minor	0.12	0.12	0.12	0.65
	moderate	0.16	0.16	0.16	0.65
	extensive	0.29	0.29	0.29	0.65
	complete	0.46	0.46	0.46	0.65
PWH5	slight/minor	0.11	0.08	0.07	0.65
	moderate	0.25	0.17	0.11	0.65
	extensive	0.63	0.45	0.31	0.65
	complete	1.07	0.78	0.47	0.65
PWH6	slight/minor	0.11	0.11	0.11	0.65
	moderate	0.14	0.14	0.14	0.65
	extensive	0.26	0.26	0.26	0.65
	complete	0.41	0.41	0.41	0.65
PWH7	slight/minor	0.38	0.3	0.23	0.65
	moderate	0.69	0.49	0.36	0.65
	extensive	1.23	0.9	0.69	0.65
	complete	1.79	1.31	0.98	0.65
Permanent Ground Deformation					
Classification	Damage State	Median (cm)		β	
PWH1-7	least extensive	25.4		1.2	
	complete	20% of least extensive is assumed to be complete.			

表5.2.5 燃料設施PGA與PGD相關之易損性曲線參數

Peak Ground Acceleration			
Classification	Damage State	Median (g)	β
PFF1	slight/minor	0.23	0.50
	moderate	0.43	0.45
	extensive	0.64	0.60
	complete	1.10	0.60
PFF2	slight/minor	0.12	0.50
	moderate	0.27	0.45
	extensive	0.64	0.60
	complete	1.0	0.60
PFF3	slight/minor	0.10	0.50
	moderate	0.23	0.45
	extensive	0.48	0.60
	complete	0.80	0.60
PFF4	slight/minor	0.09	0.50
	moderate	0.20	0.45
	extensive	0.48	0.60
	complete	0.80	0.60
Permanent Ground Deformation			
Classification	Damage State	Median (cm)	β
PFF5	slight/minor	10.2	0.5
	moderate	20.3	0.5
	extensive/complete	61.0	0.5

表5.2.6 港灣設施損失比參數

Classification	Damage State	Best Estimate Damage Ratio	Range of Damage Ratios
Waterfront Structures	slight	0.10	0.01-0.15
	moderate	0.40	0.15-0.4
	extensive	0.80	0.4-0.8
	complete	1.00	0.8-1.0
Cranes/Cargo Handling Equipment	slight	0.05	0.01-0.15
	moderate	0.25	0.15-0.4
	extensive/complete	0.75	0.4-1.0
Warehouses	slight/minor	0.1	0.01-0.15
	moderate	0.4	0.15-0.4
	extensive	0.8	0.4-0.8
	complete	1.0	0.8-1.0
Fuel Facility	slight/minor	0.16	0.01-0.15
	moderate	0.39	0.15-0.4
	extensive	0.8	0.4-0.8
	complete	1.0	0.8-1.0

表5.2.7 濱水結構與起重搬運設備之修復曲線參數

Restoration Functions (All Normal Distributions)			
Classification	Damage State	Mean (Days)	σ
Buildings, Waterfront Structures	slight/minor	0.6	0.2
	moderate	3.5	3.5
	extensive	22	22
	complete	85	73
Cranes/Cargo Handling Equipment	slight/minor	0.4	0.35
	moderate	6	6
	extensive	30	30
	complete	75	55

表5.3.1 國際航海協會損害等級（定性）（PIANC, 2001）

損壞等級(功能性等級)	結構方面	使用方面
等級 I：可使用	無損壞或小損壞	輕微或沒有影響使用性能
等級 II：可修復	控制的破壞	短時間無法使用
等級 III：接近崩塌破壞	嚴重破壞	長時間或完全無法使用
等級 IV：崩塌破壞	完全破壞	完全無法使用

表5.3.2 國際航海協會重力式碼頭損害等級（定量）（PIANC, 2001）

損壞等級		等級 I	等級 II	等級 III	等級 IV
壁 體	正規化水平位移 d/H	<1.5%	1.5~5%	5~10%	>10%
	朝海側傾斜角	<3°	3~5°	5~8°	>8°
岸 肩	不均勻沉陷量	<0.03~0.1m	—	—	—
	岸肩與後線陸地沉陷量	<0.3~0.7m	—	—	—
	朝海側傾斜角	<2~3°	—	—	—

表5.3.3 花蓮氣象局測站（HWA062）地震資料統計

Strength Dist (km)	3 PGA:10~25 gal		4 PGA:25~80 gal		5 PGA>80 gal		total	
0~20	88	49.44%	43	89.58%	7	63.64%	138	58.23%
20~40	42	23.60%	5	10.42%	0	0.00%	47	19.83%
40~60	12	6.74%	0	0.00%	2	18.18%	14	5.91%
60~80	19	10.67%	0	0.00%	1	9.09%	20	8.44%
>80	17	9.55%	0	0.00%	1	9.09%	18	7.59%
total	178	75.11%	48	20.25%	11	4.64%	237	100%

表5.3.4 花蓮港重力式碼頭易損性曲線研究所用之地震樣本

No.	ORIGIN TIME (UT)	PGA (gal)			Dist (km)	Duration
		V	NS	EW		
1	03/31/2002 06:52:51	18.66	42.52	52.28	62.31	90
2	09/20/1999 17:47:15	46.9	132.6	126.44	81.55	90
3	09/10/2000 08:54:44	78	131.59	157.43	12.19	53
4	06/10/2003 08:40:23	13.88	72.02	64.42	53.28	81
5	05/28/1996 21:53:08	39.42	240.4	203.72	8.77	54
6	11/01/1999 17:52:53	31.34	131.6	118.08	69.24	85
7	11/26/1995 19:25:43	24.58	95.1	67.24	2.25	46
8	06/30/2001 04:07:23	52.52	52.1	23.14	10.62	49
9	08/10/2002 09:03:04	10.88	32.48	40.74	16.32	44
10	01/13/2004 09:28:50	3.12	17.64	42.52	16.19	41
11	03/07/2004 13:13:49	5.56	35.64	39.84	2.07	39
12	04/24/2004 15:20:15	28.36	47.02	35.7	14.89	49

表5.3.5 花蓮港7號碼頭受震滑移量各地震群組分析結果

PGA (G)		0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
Newmark法 分析所得之 滑移量 (m)	eq1-ew	0.000	0.004	0.101	0.477	1.150	2.080	3.210	4.530	6.160	8.080
	eq1-ns	0.000	0.008	0.096	0.486	1.210	2.240	3.490	5.000	6.750	8.710
	eq2-ew	0.000	0.006	0.098	0.314	0.642	1.090	1.700	2.410	3.250	4.230
	eq2-ns	0.000	0.004	0.035	0.101	0.209	0.355	0.550	0.804	1.110	1.480
	eq3-ew	0.000	0.001	0.006	0.018	0.042	0.079	0.129	0.186	0.248	0.315
	eq3-ns	0.000	0.002	0.017	0.043	0.080	0.144	0.218	0.297	0.383	0.475
	eq4-ew	0.000	0.002	0.022	0.085	0.212	0.376	0.568	0.795	1.060	1.340
	eq4-ns	0.000	0.004	0.043	0.156	0.344	0.588	0.884	1.230	1.620	2.080
	eq5-ew	0.000	0.001	0.007	0.015	0.026	0.037	0.050	0.065	0.081	0.098
	eq5-ns	0.000	0.001	0.004	0.011	0.018	0.027	0.036	0.047	0.058	0.070
	eq6-ew	0.000	0.019	0.189	0.554	1.100	1.780	2.550	3.440	4.430	5.480
	eq6-ns	0.000	0.002	0.041	0.154	0.327	0.600	0.931	1.300	1.690	2.150
	eq7-ew	0.000	0.000	0.005	0.013	0.025	0.044	0.067	0.093	0.123	0.154
	eq7-ns	0.000	0.001	0.005	0.014	0.026	0.040	0.056	0.075	0.095	0.116
	eq8-ew	0.000	0.001	0.007	0.021	0.040	0.063	0.090	0.120	0.158	0.207
	eq8-ns	0.000	0.001	0.004	0.011	0.019	0.029	0.041	0.054	0.069	0.087
	eq9-ew	0.000	0.001	0.008	0.019	0.034	0.052	0.074	0.105	0.145	0.189
	eq9-ns	0.000	0.001	0.008	0.019	0.034	0.055	0.083	0.116	0.155	0.200
	eq10-ew	0.000	0.016	0.110	0.238	0.397	0.585	0.803	1.050	1.360	1.780
	eq10-ns	0.000	0.008	0.107	0.245	0.433	0.655	0.905	1.180	1.480	1.820
	eq11-ew	0.000	0.001	0.006	0.014	0.027	0.042	0.058	0.078	0.101	0.125
	eq11-ns	0.000	0.000	0.001	0.002	0.006	0.010	0.015	0.021	0.028	0.037
	eq12-ew	0.000	0.003	0.006	0.076	0.138	0.212	0.301	0.416	0.554	0.749
	eq12-ns	0.000	0.001	0.031	0.015	0.028	0.044	0.063	0.085	0.109	0.135
滑移量 對數常態 分佈參數	標準差	1.084	1.165	1.336	1.352	1.380	1.408	1.612	1.434	1.440	1.449
	平均數	-10.787	-6.289	-3.703	-2.696	-2.037	-1.552	-1.457	-0.853	-0.586	-0.355

表5.3.3.6 花蓮港7號碼頭受震損害等級分析結果

PGA (G)		0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
經對數常態分佈 參數所求之損害 等級次數分佈	< 0.1725m	24.0	24.0	22.3	18.2	13.9	10.6	10.2	6.3	5.0	4.0
	0.1725m ~ 0.575m	0.0	0.0	1.5	4.5	6.7	7.7	6.9	7.6	7.2	6.7
	0.575m ~ 1.15m	0.0	0.0	0.2	0.9	2.0	3.0	3.0	4.1	4.4	4.5
	> 1.15m	0.0	0.0	0.0	0.4	1.4	2.8	3.9	5.9	7.4	8.8
經對數常態分佈 參數所求之損害 等級機率分佈	< 0.1725m	100.0%	100.0%	92.7%	75.6%	58.0%	44.2%	42.6%	26.4%	20.8%	16.7%
	0.1725m ~ 0.575m	0.0%	0.0%	6.3%	18.7%	27.9%	31.9%	28.6%	31.9%	30.1%	27.9%
	0.575m ~ 1.15m	0.0%	0.0%	0.7%	3.9%	8.4%	12.4%	12.7%	17.3%	18.4%	18.8%
	> 1.15m	0.0%	0.0%	0.2%	1.8%	5.7%	11.5%	16.1%	24.4%	30.7%	36.6%

表5.3.7 花蓮港10~11號碼頭受震滑移量各地震群組分析結果

PGA (G)		0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
Newmark法 分析所得之 滑移量 (m)	eq1-ew	0.001	0.054	0.319	0.860	1.650	2.660	3.840	5.190	6.840
	eq1-ns	0.003	0.058	0.322	0.882	1.760	2.880	4.190	5.730	7.490
	eq2-ew	0.003	0.063	0.238	0.514	0.894	1.400	2.030	2.760	3.610
	eq2-ns	0.002	0.024	0.078	0.167	0.292	0.453	0.660	0.923	1.240
	eq3-ew	0.000	0.004	0.013	0.032	0.060	0.104	0.155	0.213	0.275
	eq3-ns	0.001	0.013	0.035	0.065	0.116	0.183	0.259	0.339	0.425
	eq4-ew	0.001	0.015	0.057	0.158	0.304	0.477	0.678	0.909	1.170
	eq4-ns	0.002	0.026	0.114	0.265	0.485	0.742	1.050	1.410	1.800
	eq5-ew	0.000	0.005	0.013	0.023	0.034	0.045	0.058	0.074	0.090
	eq5-ns	0.000	0.003	0.009	0.016	0.024	0.033	0.042	0.053	0.065
	eq6-ew	0.008	0.126	0.430	0.896	1.500	2.220	3.020	3.930	4.910
	eq6-ns	0.001	0.022	0.112	0.258	0.470	0.772	1.110	1.480	1.880
	eq7-ew	0.000	0.003	0.010	0.020	0.036	0.056	0.080	0.106	0.136
	eq7-ns	0.000	0.004	0.011	0.022	0.035	0.049	0.067	0.085	0.105
	eq8-ew	0.000	0.005	0.017	0.033	0.054	0.078	0.106	0.136	0.175
	eq8-ns	0.000	0.003	0.009	0.016	0.026	0.036	0.048	0.062	0.077
	eq9-ew	0.001	0.006	0.015	0.028	0.045	0.065	0.089	0.121	0.161
	eq9-ns	0.001	0.006	0.015	0.029	0.046	0.070	0.099	0.133	0.172
	eq10-ew	0.007	0.086	0.203	0.348	0.520	0.719	0.944	1.200	1.500
	eq10-ns	0.003	0.080	0.206	0.368	0.576	0.806	1.060	1.350	1.650
	eq11-ew	0.001	0.005	0.012	0.022	0.036	0.051	0.068	0.089	0.112
	eq11-ns	0.000	0.001	0.002	0.005	0.008	0.013	0.018	0.024	0.031
	eq12-ew	0.001	0.023	0.062	0.117	0.184	0.263	0.358	0.475	0.615
	eq12-ns	0.000	0.005	0.012	0.024	0.037	0.054	0.075	0.096	0.121
滑移量 對數常態 分佈參數	標準差	1.165	1.336	1.352	1.380	1.408	1.612	1.434	1.440	1.449
	平均數	-6.289	-3.703	-2.696	-2.037	-1.552	-1.457	-0.853	-0.586	-0.355

表5.3.8 花蓮港10~11號碼頭受震損害等級分析結果

PGA (G)		0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
經對數常態分佈 參數所求之損害 等級次數分佈	< 0.2295m	24.0	22.9	19.6	15.8	12.5	11.9	8.0	6.5	5.3
	0.2295m ~ 0.765m	0.0	1.0	3.5	5.8	7.1	6.6	7.8	7.6	7.3
	0.765m ~ 1.53m	0.0	0.1	0.6	1.5	2.4	2.6	3.7	4.1	4.3
	> 1.53m	0.0	0.0	0.3	0.9	1.9	2.9	4.5	5.8	7.1
經對數常態分佈 參數所求之損害 等級機率分佈	< 0.2295m	100.0%	95.3%	81.7%	65.9%	52.3%	49.6%	33.3%	26.9%	22.0%
	0.2295m ~ 0.765m	0.0%	4.2%	14.6%	24.1%	29.6%	27.3%	32.5%	31.8%	30.4%
	0.765m ~ 1.53m	0.0%	0.4%	2.6%	6.3%	10.1%	10.9%	15.5%	17.1%	18.1%
	> 1.53m	0.0%	0.1%	1.0%	3.7%	8.0%	12.1%	18.6%	24.1%	29.5%

表5.3.9 花蓮港17~18號碼頭受震滑移量各地震群組分析結果

PGA (G)		0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
Newmark法 分析所得之 滑移量 (m)	eq1-ew	0.024	0.119	0.529	1.400	2.770	4.420	6.320	8.540	11.00	13.60
	eq1-ns	0.011	0.077	0.422	1.220	2.440	3.970	6.010	8.450	11.20	14.00
	eq2-ew	0.006	0.032	0.149	0.372	0.734	1.250	1.900	2.680	3.600	4.660
	eq2-ns	0.002	0.017	0.119	0.321	0.672	1.170	1.750	2.480	3.430	4.600
	eq3-ew	0.003	0.014	0.056	0.118	0.196	0.296	0.410	0.534	0.678	0.847
	eq3-ns	0.003	0.012	0.044	0.092	0.151	0.229	0.330	0.437	0.550	0.670
	eq4-ew	0.006	0.025	0.161	0.413	0.741	1.150	1.600	2.090	2.610	3.150
	eq4-ns	0.003	0.011	0.044	0.117	0.220	0.352	0.529	0.733	0.963	1.220
	eq5-ew	0.001	0.004	0.026	0.061	0.071	0.162	0.224	0.289	0.359	0.431
	eq5-ns	0.001	0.004	0.016	0.030	0.036	0.069	0.094	0.121	0.151	0.184
	eq6-ew	0.007	0.033	0.197	0.475	0.879	1.390	1.990	2.640	3.340	4.070
	eq6-ns	0.007	0.058	0.295	0.678	1.160	1.710	2.360	3.050	3.770	4.550
	eq7-ew	0.001	0.003	0.015	0.032	0.052	0.078	0.106	0.137	0.170	0.205
	eq7-ns	0.000	0.001	0.006	0.015	0.027	0.043	0.061	0.081	0.102	0.128
	eq8-ew	0.002	0.007	0.025	0.052	0.086	0.125	0.172	0.225	0.285	0.354
	eq8-ns	0.001	0.003	0.011	0.026	0.049	0.078	0.113	0.156	0.209	0.268
	eq9-ew	0.002	0.007	0.020	0.039	0.064	0.096	0.139	0.189	0.246	0.308
	eq9-ns	0.002	0.007	0.023	0.045	0.075	0.115	0.165	0.226	0.295	0.370
	eq10-ew	0.010	0.055	0.239	0.522	0.856	1.220	1.600	2.010	2.450	2.930
	eq10-ns	0.009	0.037	0.146	0.296	0.492	0.724	1.010	1.430	1.890	2.370
	eq11-ew	0.001	0.003	0.012	0.028	0.046	0.071	0.100	0.130	0.162	0.195
	eq11-ns	0.001	0.002	0.008	0.018	0.030	0.045	0.063	0.083	0.105	0.129
	eq12-ew	0.001	0.005	0.025	0.059	0.113	0.178	0.253	0.338	0.431	0.532
	eq12-ns	0.000	0.001	0.011	0.042	0.090	0.156	0.233	0.321	0.420	0.531
滑移量 對數常態 分佈參數	標準差	1.309	1.334	1.349	1.386	1.351	1.432	1.440	1.450	1.458	1.463
	平均數	-6.159	-4.581	-3.044	-2.195	-1.815	-1.178	-0.826	-0.534	-0.286	-0.070

表5.3.10 花蓮港17~18號碼頭受震損害等級分析結果

PGA (G)		0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
經對數常態分佈 參數所求之損害 等級次數分佈	< 0.24m	24.0	23.8	21.2	17.0	14.7	10.3	8.1	6.5	5.2	4.2
	0.24m ~ 0.8m	0.0	0.2	2.3	5.1	6.4	7.6	7.8	7.6	7.2	6.8
	0.8m ~ 1.6m	0.0	0.0	0.3	1.2	1.8	3.1	3.7	4.1	4.3	4.5
	> 1.6m	0.0	0.0	0.1	0.7	1.1	3.0	4.4	5.9	7.3	8.5
經對數常態分佈 參數所求之損害 等級機率分佈	< 0.24m	100.0%	99.1%	88.5%	71.0%	61.3%	43.1%	33.8%	26.9%	21.7%	17.7%
	0.24m ~ 0.8m	0.0%	0.9%	9.7%	21.2%	26.8%	31.7%	32.4%	31.6%	30.0%	28.2%
	0.8m ~ 1.6m	0.0%	0.0%	1.4%	5.0%	7.4%	12.8%	15.4%	17.1%	18.1%	18.6%
	> 1.6m	0.0%	0.0%	0.5%	2.7%	4.5%	12.5%	18.4%	24.4%	30.2%	35.6%

表5.3.11 花蓮港19~21號碼頭受震滑移量各地震群組分析結果

PGA (G)		0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
Newmark法 分析所得之 滑移量 (m)	eq1-ew	0.002	0.038	0.268	0.758	1.610	2.880	4.400	6.130	8.030	10.20
	eq1-ns	0.000	0.019	0.185	0.614	1.390	2.520	3.910	5.560	7.610	10.00
	eq2-ew	0.000	0.010	0.077	0.211	0.431	0.752	1.200	1.750	2.410	3.160
	eq2-ns	0.000	0.003	0.053	0.169	0.366	0.681	1.110	1.630	2.210	2.920
	eq3-ew	0.000	0.004	0.032	0.078	0.139	0.213	0.303	0.408	0.522	0.643
	eq3-ns	0.000	0.005	0.026	0.062	0.109	0.165	0.232	0.318	0.420	0.526
	eq4-ew	0.001	0.009	0.068	0.233	0.482	0.788	1.160	1.590	2.040	2.520
	eq4-ns	0.000	0.004	0.023	0.064	0.136	0.231	0.349	0.493	0.671	0.871
	eq5-ew	0.000	0.001	0.011	0.037	0.071	0.116	0.166	0.223	0.285	0.350
	eq5-ns	0.000	0.002	0.010	0.022	0.036	0.053	0.073	0.095	0.119	0.145
	eq6-ew	0.001	0.010	0.094	0.279	0.555	0.926	1.380	1.930	2.540	3.170
	eq6-ns	0.000	0.012	0.151	0.416	0.796	1.260	1.780	2.360	3.010	3.690
	eq7-ew	0.000	0.001	0.008	0.021	0.037	0.057	0.080	0.106	0.135	0.165
	eq7-ns	0.000	0.000	0.003	0.009	0.018	0.029	0.043	0.059	0.078	0.097
	eq8-ew	0.000	0.003	0.015	0.035	0.062	0.094	0.130	0.172	0.219	0.271
	eq8-ns	0.000	0.001	0.006	0.016	0.030	0.051	0.078	0.109	0.144	0.184
	eq9-ew	0.000	0.003	0.014	0.027	0.046	0.070	0.098	0.134	0.177	0.226
	eq9-ns	0.000	0.003	0.014	0.032	0.053	0.081	0.116	0.159	0.210	0.268
	eq10-ew	0.000	0.016	0.130	0.336	0.618	0.944	1.290	1.660	2.050	2.450
	eq10-ns	0.001	0.013	0.085	0.204	0.352	0.536	0.752	0.994	1.280	1.690
	eq11-ew	0.000	0.001	0.006	0.017	0.033	0.050	0.071	0.098	0.127	0.157
	eq11-ns	0.000	0.001	0.005	0.012	0.021	0.033	0.046	0.061	0.079	0.099
	eq12-ew	0.000	0.002	0.013	0.035	0.069	0.117	0.178	0.246	0.322	0.404
	eq12-ns	0.000	0.000	0.004	0.017	0.046	0.091	0.149	0.218	0.295	0.383
滑移量 對數常態 分佈參數	標準差	1.195	1.297	1.336	1.352	1.380	1.408	1.426	1.434	1.440	1.449
	平均數	-8.548	-5.707	-3.703	-2.696	-2.037	-1.552	-1.170	-0.853	-0.586	-0.355

表5.3.12 花蓮港19~21號碼頭受震損害等級分析結果

PGA (G)		0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
經對數常態分佈 參數所求之損害 等級次數分佈	< 0.27m	24.0	24.0	23.1	20.3	16.8	13.6	11.1	9.0	7.4	6.1
	0.27m ~ 0.9m	0.0	0.0	0.8	3.0	5.2	6.7	7.5	7.8	7.7	7.5
	0.9m ~ 1.8m	0.0	0.0	0.1	0.5	1.3	2.1	2.9	3.4	3.9	4.2
	> 1.8m	0.0	0.0	0.0	0.2	0.7	1.5	2.6	3.8	5.0	6.2
經對數常態分佈 參數所求之損害 等級機率分佈	< 0.27m	100.0%	100.0%	96.3%	84.8%	70.1%	56.8%	46.1%	37.5%	30.8%	25.5%
	0.27m ~ 0.9m	0.0%	0.0%	3.3%	12.5%	21.8%	27.9%	31.1%	32.4%	32.3%	31.3%
	0.9m ~ 1.8m	0.0%	0.0%	0.3%	2.0%	5.2%	8.8%	11.9%	14.4%	16.2%	17.4%
	> 1.8m	0.0%	0.0%	0.1%	0.8%	2.9%	6.4%	10.9%	15.7%	20.8%	25.8%

表5.3.13 花蓮港8號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果

amount	PGA (g)												
	< minor	0.1	0.2	0.3	0.379	0.4	0.5	0.557	0.6	0.7	0.8	0.9	1
		24	24	22	21	21	18	18	17	16	16	13	13
	minor ~ moderate	0	0	2	3	3	6	4	5	5	5	8	6
	moderate ~ extensive/complete	0	0	0	0	0	0	2	2	3	3	3	5
P (Ds = ds PGA)	> complete	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	< minor												
		100.0%	100.0%	91.7%	87.5%	87.5%	75.0%	75.0%	70.8%	66.7%	66.7%	54.2%	54.2%
	minor ~ moderate	0.0%	0.0%	8.3%	12.5%	12.5%	25.0%	16.7%	20.8%	20.8%	20.8%	33.3%	25.0%
	moderate ~ extensive/complete	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	8.3%	8.3%	12.5%	12.5%	12.5%	20.8%
P (Ds > ds PGA)	> complete	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
	minor												
		0.0%	0.0%	8.3%	12.5%	12.5%	25.0%	25.0%	29.2%	33.3%	33.3%	45.8%	45.8%
	moderate	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	8.3%	8.3%	12.5%	12.5%	12.5%	20.8%
	extensive/complete	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%

表5.3.14 花蓮港9號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果

amount	PGA (g)												
	< minor	0.1	0.2	0.3	0.379	0.4	0.5	0.557	0.6	0.7	0.8	0.9	1
		24	24	23	21	21	19	19	18	18	17	16	15
	minor ~ moderate	0	0	1	3	3	5	4	5	4	5	6	6
	moderate ~ extensive/complete	0	0	0	0	0	0	1	1	2	2	2	3
P (Ds = ds PGA)	> complete	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	< minor	100.0%	100.0%	95.8%	87.5%	87.5%	79.2%	79.2%	75.0%	75.0%	70.8%	66.7%	62.5%
	minor ~ moderate	0.0%	0.0%	4.2%	12.5%	12.5%	20.8%	16.7%	20.8%	16.7%	20.8%	25.0%	25.0%
	moderate ~ extensive/complete	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	4.2%	4.2%	8.3%	8.3%	8.3%	12.5%
P (Ds > ds PGA)	> complete	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
	minor	0.0%	0.0%	4.2%	12.5%	12.5%	20.8%	20.8%	25.0%	25.0%	29.2%	33.3%	37.5%
	moderate	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	4.2%	4.2%	8.3%	8.3%	8.3%	12.5%
	extensive/complete	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%

表5.3.15 花蓮港碼頭易損曲線參數

(a) 重力式碼頭

損壞等級	7 號		10-11 號		17-18 號		19-21 號	
	Median (PGA)	Deviation	Median (PGA)	Deviation	Median (PGA)	Deviation	Median (PGA)	Deviation
Minor	0.58	0.55	0.65	0.55	0.56	0.59	0.68	0.56
Moderate	0.91	0.54	1.01	0.53	0.91	0.57	1.06	0.53
Extensive/Complete	1.17	0.52	1.29	0.52	1.19	0.55	1.35	0.52

(b) 板樁式碼頭

損壞等級	8 號		9 號	
	Median (PGA)	Deviation	Median (PGA)	Deviation
Minor	1.25	0.99	1.84	1.28
Moderate	2.55	0.99	6.04	1.48
Extensive/Complete	3.73	0.98	12.78	1.56

表5.4.1 碼頭建造年代之物價指數變動率

年代	該年度 CPI	2008 年 CPI	變動率
1962	16.22	103.61	6.39
1974	34.58		3.00
1978	42.22		2.45
1990	74.49		1.39
1991	77.18		1.34

表5.4.2 港區主要設施重建成本

設施	重建成本（百萬元/公尺）
消波沈箱式碼頭	1.23
混凝土重力式碼頭	0.35
鋼板錨定式碼頭	0.53

表5.4.3 各碼頭重建費用

碼頭編號	名稱	長度（公尺）	重建費用（百萬元）
HL001	1號混凝土重力式碼頭	410	144
HL002	2號混凝土重力式碼頭	410	144
HL003	3號混凝土重力式碼頭	410	144
HL004	4號鋼板錨碇式碼頭	320	170
HL005	5號鋼板錨碇式碼頭	320	170
HL006	6號鋼板錨碇式碼頭	150	80
HL007	7號混凝土方塊式碼頭	120	42
HL008	8號鋼板錨碇式碼頭	220	117
HL009	9號鋼板錨碇式碼頭	103	55
HL010	10號混凝土重力式碼頭	368	129
HL011	11號混凝土重力式碼頭	368	129
HL012	12號混凝土重力式碼頭	150	53
HL013	13號混凝土重力式碼頭	370	130
HL014	14號混凝土重力式碼頭	370	130
HL015	15號混凝土重力式碼頭	100	35
HL016	16號混凝土重力式碼頭	144	50
HL017	17號消波沈箱式碼頭	200	246
HL018	18號消波沈箱式碼頭	200	246
HL019	19號消波沈箱式碼頭	310	381
HL020	20號消波沈箱式碼頭	302	371
HL021	21號消波沈箱式碼頭	200	246
HL022	22號消波沈箱式碼頭	200	246
HL023	23號消波沈箱式碼頭	272	335
HL024	24號消波沈箱式碼頭	271	333
HL025	25號消波沈箱式碼頭	332	408
總計			4534

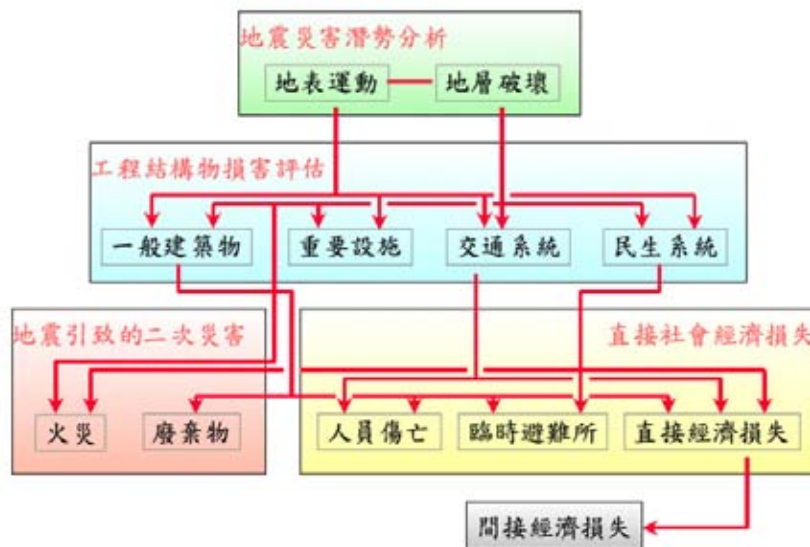


圖 5.1.1 地震損失評估系統分析分析流程與架構（HAZ-Taiwan）

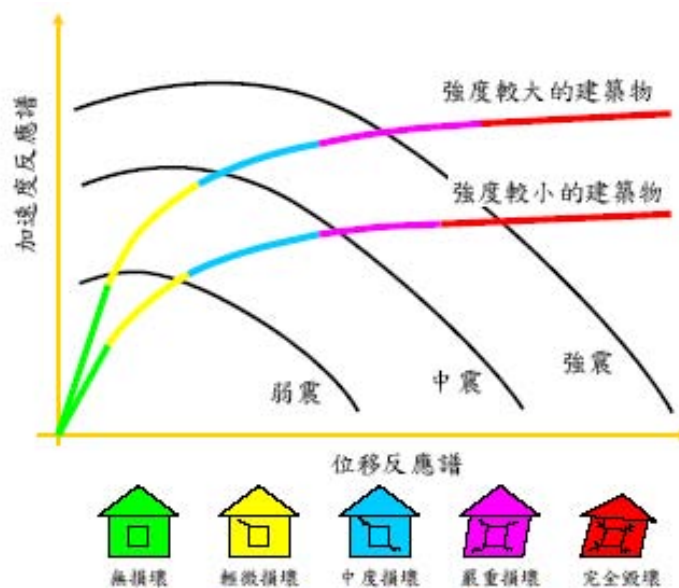


圖 5.1.2 一般建築物損害評估模式示意圖

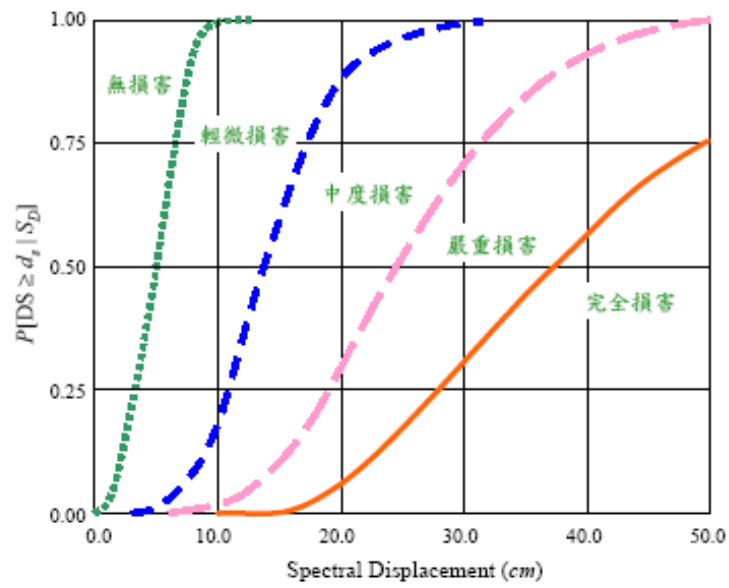


圖 5.1.3 不同損害狀態易損曲線與機率示意圖

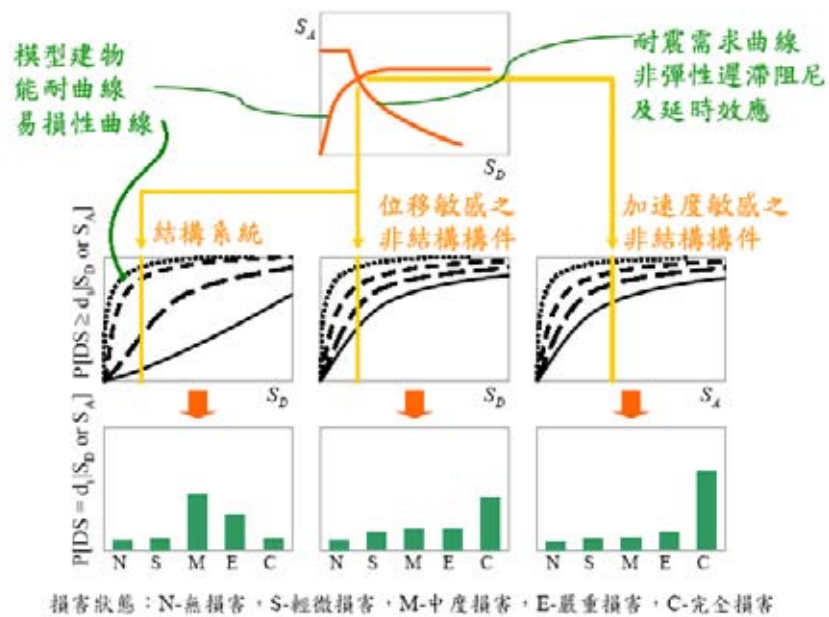


圖 5.1.4 一般結構物之結構系統與非結構構件地震損害評估流程

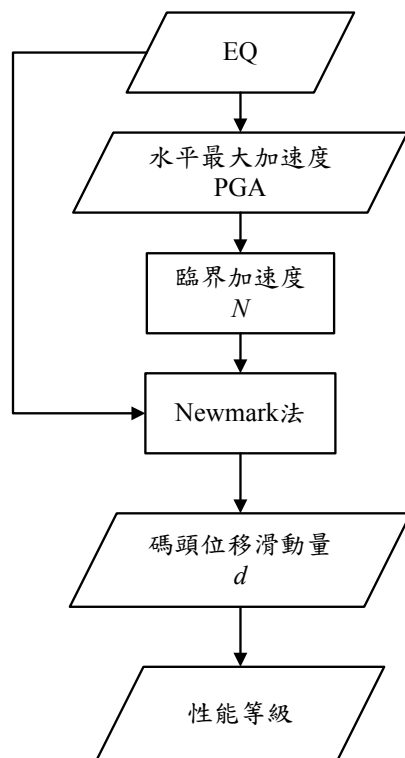


圖 5.3.2 重力式碼頭受震滑移量與損害等級之評估模式

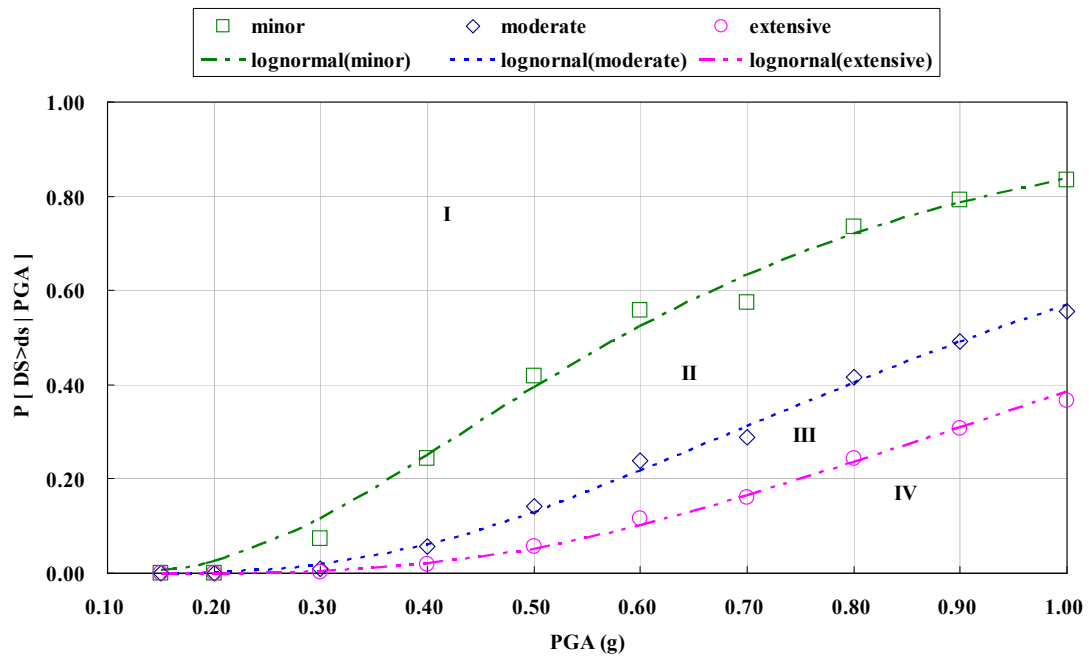


圖 5.3.3 花蓮港 7 號碼頭之易損性曲線

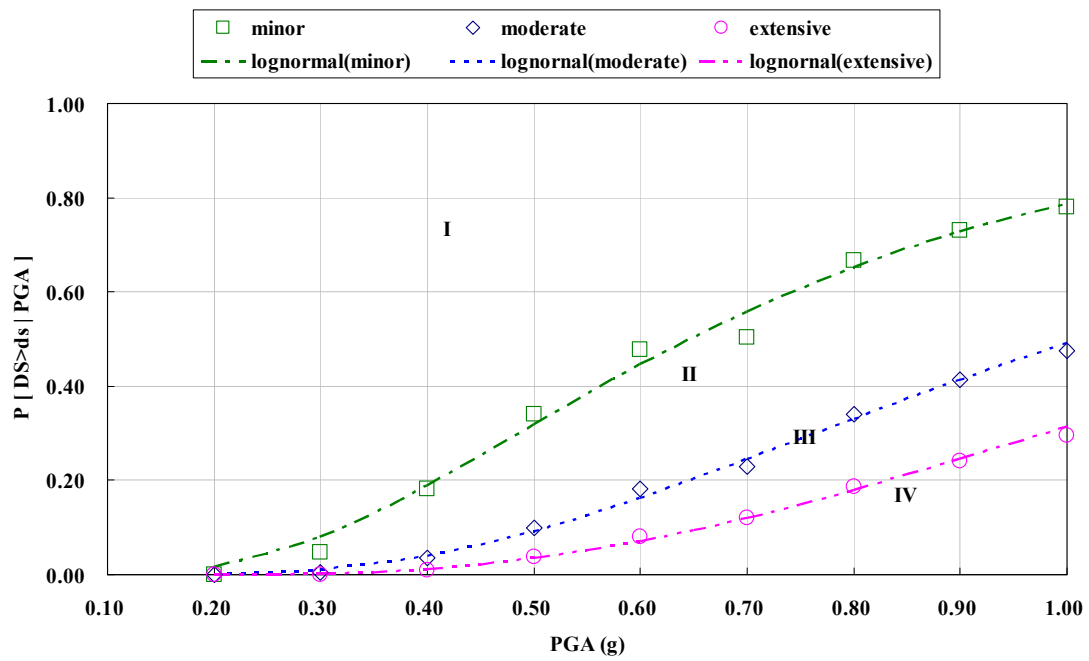


圖 5.3.4 花蓮港 10~11 號碼頭之易損性曲線

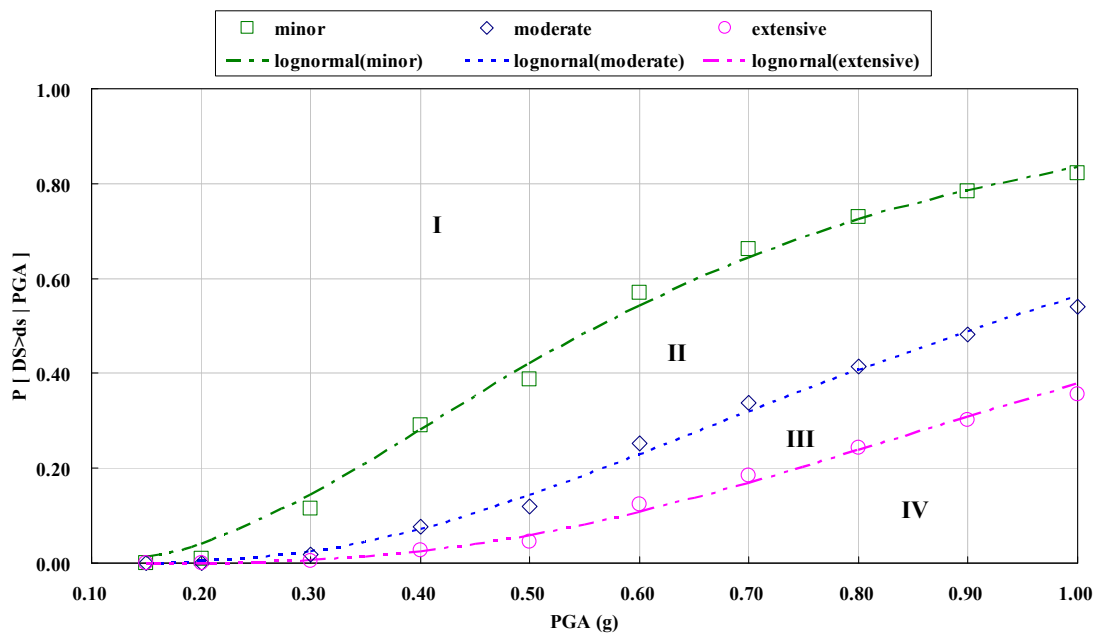


圖 5.3.5 花蓮港 17~18 號碼頭之易損性曲線

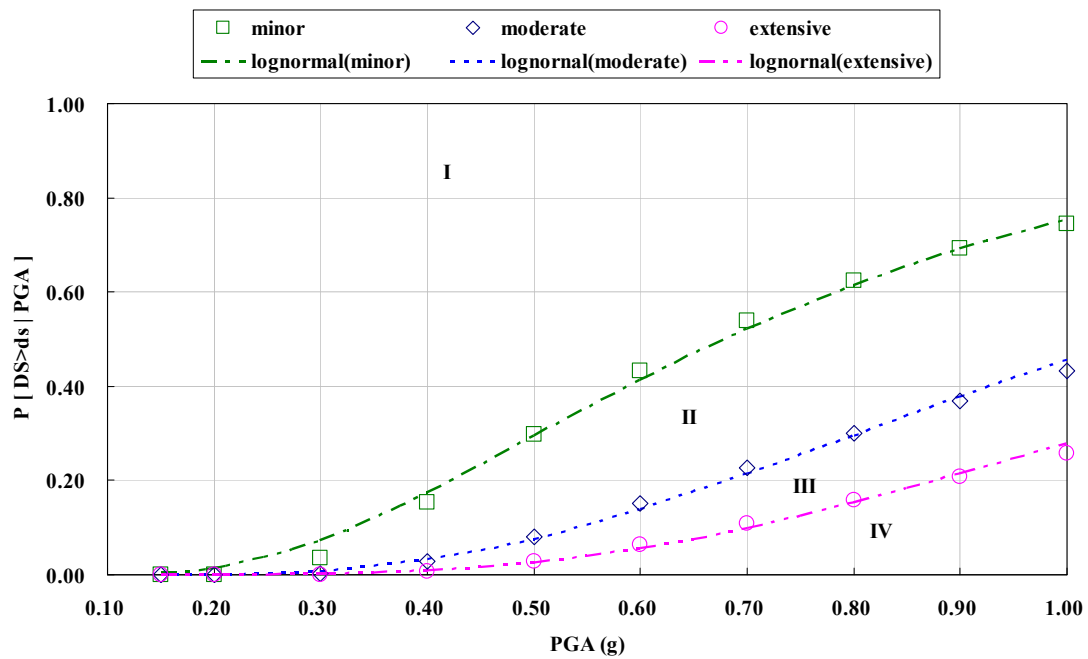


圖 5.3.6 花蓮港 19~21 號碼頭碼頭之易損性曲線

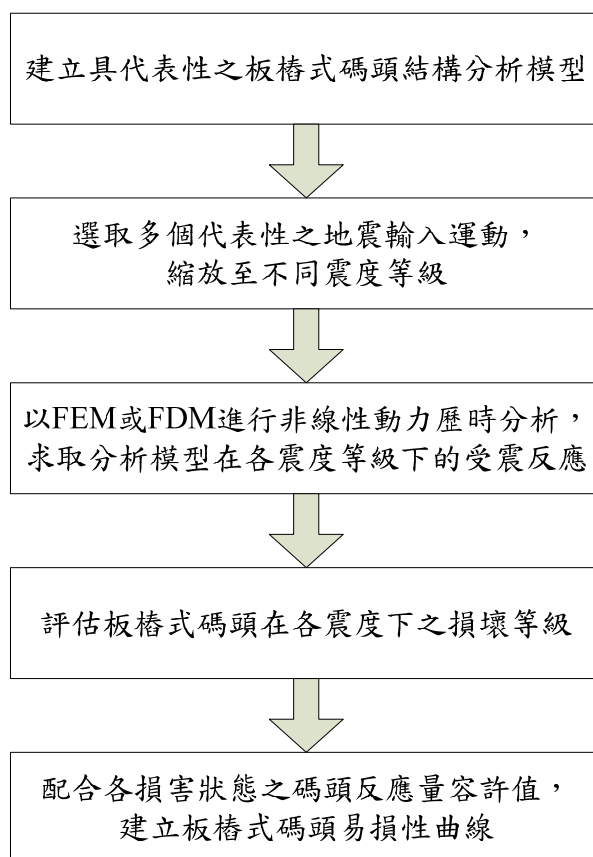


圖 5.3.7 板樁式碼頭易損分析流程

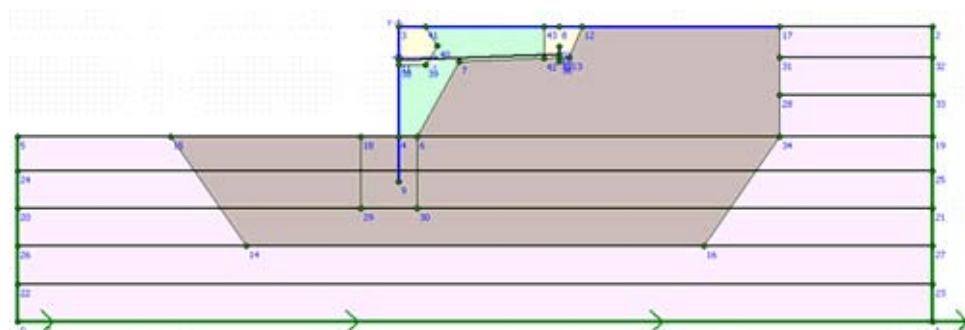


圖 5.3.8 板樁式碼頭易損分析模型示意圖

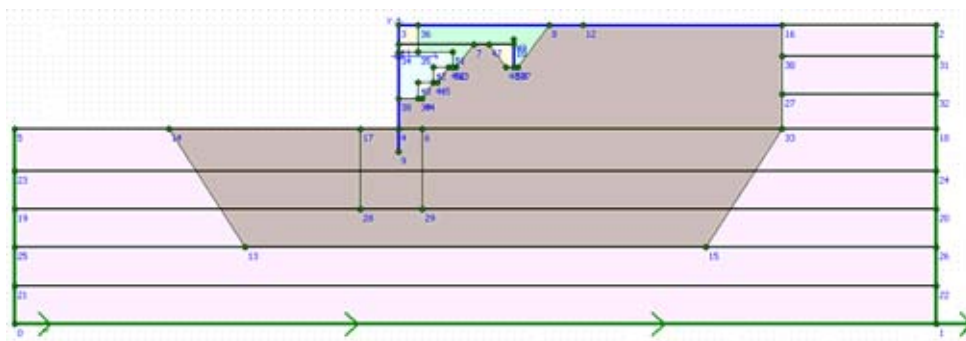


圖 5.3.9 板樁式碼頭易損分析模型示意圖

第六章 結論與建議

臺灣地區地震頻繁，對各港灣設施之安全性隨時都具有威脅性，如港灣設施在地震中遭受損壞，且其損壞程度導致喪失部份或全部功能而無法提供服務，將會造成國家與社會相當大的經濟損失，因此實有必要對其在地震發生時之災害狀況進行境況模擬，以對災損程度、範圍及相關影響有所了解與準備。本研究之目的即為藉由港灣地震潛勢之評估，以了解臺灣各港區之地震發生機率與地震特性；對重要港灣構造物進行耐震能力評估，以了解各港區各種重要構造物之實際耐震能力，並可作為地震災害損失評估之參考依據；再針對港灣地區進行之震災境況模擬，可了解港灣設施可能之震害狀況及經濟損失。最終期能增進對台灣地區各港區受地震影響的了解，作為災前預防、災時應變及災後重建計畫與決策之參考，更提升我國之整體防災能力。

本研究為四年期計畫，於第一年(96年)計畫中已完成的工作項目主要為：發展與建立TELES中對於港灣地區震損評估模組之架構與基本資料，並選擇臺中港區為第一個研究標的，進行該區地震潛勢之評估、港區內沈箱式與棧橋式碼頭耐震能力之評估、以及地震災害境況模擬之初步分析等。

現為第二年(97年)計畫，依據招標文件與服務建議書所提出之執行範疇，以蘇澳港與花蓮港區為研究標的，進行地震潛勢分析；針對花蓮港區之碼頭結構物進行耐震能力評估，並於TELES系統中建置與修正港灣地區震損評估模組，以應用於花蓮港區之震損境況模擬。本年度計畫之全部期程為自97年3月起執行至10月底止，共計八個月，主要研究成果與相關結論及建議，簡要列述如后：

1. 港灣地區地震潛勢之評估

已進行花蓮港區及蘇澳港區之鄰近測站強震歷時及場址特性資料蒐集、花蓮港區地震危害度分析、港區地震可能發生時間序列分

析、港區微振動試驗與分析，以及港區場址效應與液化危害度探討等，並提出具體結論與建議以供參考。

(1)花蓮港區：

- (a)本研究之機率式地震危害度分析係針對特徵地震在未來 50 年之發生機率來計算，所得之危害度曲線適用於 2008-2058 年期間。經由參數拆解所得之 75 年、475 年及 2500 年回歸期之地震規模分別為 $M_L6.6$ 、 $M_L7.0$ 及 $M_L7.2$ ，所對應之 PGA 值分別為 0.379g、0.577g 及 0.685g。
- (b)以定值法分析距離花蓮港區 1.3 公里的米崙斷層，在地震規模為 $M_L7.1$ 下，所對應堅硬地盤之 PGA 值為 0.80g。而距離港區 43.12 公里之花東縱谷南段斷層(池上斷層)，在規模 $M_L7.1$ 下，其 PGA 值約為 0.11g。顯示花蓮港灣地區受到花東縱谷南段斷層之地震威脅遠小於北段之米崙斷層。
- (c)依時間序列預測結果顯示，未來 100 年內花蓮港地區米崙斷層系統和月眉斷層系統都有錯動的可能。米崙斷層的規模 7.3 以上的錯動，將會對花蓮產生嚴重的影響，建議須加以注意。以未來 100 年而言，花蓮港地區地震災害模擬的設計地震為規模 7.0 至 7.3。可能震央位置有二：一為米崙斷層錯動，震央距離為 5km，一為月眉斷層的錯動，震央距離為 10km。
- (d)由微振動量測試驗與分析結果顯示，花蓮港區重力式碼頭或沉箱式碼頭，其振動特性均受地盤振動特性所控制，此現象可能是因為碼頭結構體大部分係埋置於地表下，與地盤緊密接合所致。
- (e)花蓮港區場址地質研判屬堅實地盤，因此毋須進行場址效應分析，建議相關設計時所考量之最大地表加速度，可直接運用堅實地盤之地震危害度分析結果。

(f)由液化危害度分析及液化損害參數之易損性分析結果皆顯示，花蓮港區場址受震時，液化損害性相當低。

(2)蘇澳港區：

(a)本研究之機率式地震危害度分析係針對特徵地震在未來 50 年之發生機率來計算，所得之危害度曲線適用於 2008-2058 年期間。經由參數拆解所得 75 年、475 年及 2500 年回歸期之控制地震規模分別為 ML6.6、ML6.9 及 ML7.1，所對應之 PGA 值分別為 0.232g、0.393g 及 0.540g。另因蘇澳港地區於鄰近範圍內無主要之特定地震貢獻來源，故本研究對於蘇澳港區不進行定值法分析。

(b)蘇澳港灣地區位於宜蘭平原上，經研判屬於普通地盤，由於地震危害度分析結果係依據堅實地盤地震動衰減律來進行分析，所得之結果為堅實地盤所適用，因此未來如欲進行耐震設計或其他後續分析，則地震危害度曲線對應之地震動值，須再考慮場址之地盤效應。

(c)以未來 100 年來看，蘇澳港地區在 2016~2033 年間是未來百年期間地震的高峰期(以 2016~2020 年最須注意)。上述地震均為發生在海域和平海盆的海底地震，均會對蘇澳港產生某種程度的損壞。若地震規模大到 7 或超過 7.3，則將可能對蘇澳港產生嚴重的影響，建議需加以注意。以未來 100 年而言，蘇澳港地區地震災害模擬的設計地震為規模 6.5 至 7.2(7.0 為佳)。可能震央位置為蘇澳港外海 20km 至 40km 左右的和平海盆，震央距離為 20~40km。

(d)微振動量測試與分析結果顯示，蘇澳港區之地層振動顯著頻率約 2.5~3Hz，大致符合普通地盤特性。此外，各類型碼頭結構之振動顯著頻率均在 3~4Hz 間，且各量測碼頭均無明顯異常現象。

(e)由蘇澳港區場址效應分析結果顯示，除 $PGAB \leq 0.30g$ 者外，其餘震度在深度 31m 以上其地盤 PGA 值皆隨深度變淺而漸變小，直至 15m 深度處；當震波從 15m 深度傳抵地表時，PGA 值則皆有明顯之放大效應。當參考(基準)基盤震度 PGAB 較小時，地表最大加速度有被放大之趨勢，而隨著震度遞增，由於土壤之非線性效應，與地表相對於參考基盤之加速度放大係數 FA,B 值則漸減。對本場址而言，FA,B 放大與折減之臨界參考(基準)基盤震度約為 0.24g。但限於本場址之參考(基準)基盤未達堅實地盤之條件，因此，FA,B 中值之分析成果建議僅暫作為本監測站之場址效應的初步參考。

(f)根據液化危害度分析顯示蘇澳港區場址地盤將來受震時，將可能發生「中度液化」、地表有小裂縫及砂滲出之「中度損害」現象，建議需採取適當之抗液化措施，以防土壤液化可能產生之損害。

2. 港灣構造物耐震能力之評估

已進行花蓮港區各碼頭之設計及施工圖說等相關資料蒐集、港灣結構受震之破壞機制探討、重力式碼頭與板樁碼頭之耐震能力評估程序探討、分析模型建立與分析方法探討，並選取具代表性之碼頭案例，進行數值模擬與耐震能力評估。

在分析所用的地震等級方面，係依據本研究港區地震危害度分析結果，並參考國際航海協會(PIANC, 2001)之建議，等級 1 (L1)地震取為回歸期 75 年($PGA=0.379g$)，等級 2 (L2)地震取為回歸期 475 年($PGA=0.577g$)。分析案例之設計參數係由所蒐集到之相關資料訂定，惟因港區碼頭設計建造年代久遠，原設計採用的部份設計相關條件與參數等資料付諸闕如，進行耐震性能評估時，需參考相關規範與報告等資料加以適切假設。於此前提下，就重力式及板樁式碼頭之分析結果初步歸納如下：

(1)重力式碼頭：

(a)簡易分析法之結果

- 在抗滑穩定度方面，17~18 號消波方塊式碼頭穩定度最低，7 號混凝土方塊式碼頭之穩定性隨水平地震係數增加，遞減幅度最大。
- 在抗傾覆穩定度方面，17~18 號消波方塊式碼頭穩定度最小，10~11 號混凝土重力式碼頭較其他碼頭有更高之穩定度，其高穩定度來自錨碇拉桿之貢獻。
- 基礎承載穩定度方面，19~21 號沉箱式碼頭穩定度最高，17~18 號混凝土方塊式碼頭最低，不過各碼頭之安全係數皆大於 12。

(b)簡易動力分析法之結果，以 921 地震時花蓮氣象局測站（HWA019）南北向地表加速度作為輸入運動，進行碼頭滑移量分析。由分析結果可知，在 921 地震作用下，各碼頭滑移量皆很小，並未顯示有明顯滑動位移破壞，符合 921 地震發生時花蓮港區之實際情況。

(c)動力分析法之分析結果

- 以 FLAC 程式針對花蓮港 23~24 號沉箱碼頭數值分析結果顯示，整體而言，沉箱式碼頭往海側滑移之整體位移量均很小，顯示花蓮港 23~24 號沉箱碼頭在此地震力作用下，碼頭不至於產生破壞。
- 利用 UDEC 程式來模擬分析 10~11 及 13~14 碼頭，數值模擬分析結果顯示受震期間塊體頂部之最大位移量約為 14 至 32 公分，且此類重力式碼頭仍然保持穩定狀況，後方背填級配也未下陷太多。另若考量地震力增加至兩倍以上時，以及碼頭底部岩盤或地層之摩擦角大幅降低時，這些重力式碼頭則會有較大之變形量及地表下陷量。如要加強穩定，建議可錨

碇此碼頭至穩定岩盤。

(2)板樁式碼頭：

(a)簡易分析法之結果

- 花蓮港 8 號碼頭考量二級地震，在 L2 地震(回歸期 475 年、 $PGA=0.577g$ 、 $k_h = 0.279$)下，抗傾覆安全係數 $S.F. = 1.16$ ，略小於 1.2，顯示板樁貫入深度稍有不足。另表 4.2.10 列出根據經驗式所得之最大水平位移、沉陷量，來判斷碼頭在二級地震下之損害等級。
- 花蓮港 9 號碼頭考量二級地震，抗傾覆安全係數皆大於 1.2，顯示板樁貫入深度符合要求，另表 4.2.16 列出根據經驗式所得之最大水平位移、沉陷量，來判斷碼頭在二級地震下之損害等級。

(b)動力分析法之結果

- 花蓮港 8 號板樁碼頭在 L1 及 L2 地震作用下，損壞等級分別為第 II 及 II~III。由於花蓮港碼頭屬 A 類構造，在 L1 及 L2 地震下，損害應分別控制在等級 I 及 III，顯示在 L1 及 L2 等級地震下，花蓮港碼頭之耐震能力略嫌不足。但若根據臺灣構造物設計基準（交通部，2000），花蓮港區供設計用之 475 年回歸期 PGA 為 $0.33g$ ，8 號碼頭之耐震性能大致符合現行設計基準要求。
- 花蓮港 9 號板樁碼頭在 L1 及 L2 地震作用下，損壞等級分別為第 II 及 II~III，同 8 號碼頭，其耐震性能略低於需求。此外，從分析結果可以發現，9 號碼頭所配置之混凝土塊體，對鋼板樁之行為有顯著影響，鋼板樁與混凝土塊體接觸面之最下緣產生明顯塑鉸，同時也使鋼板樁在基盤以下部分所承受之彎矩提高。雖然，混凝土塊體發揮了擋土作用，讓錨錠設施處於較小的應力狀態，但也因此讓錨錠設施無法發揮有效作

用，此設計下板樁牆頂之位移與 8 號碼頭並無明顯的差異，因此，這類結合鋼板樁與重力式擋土設施之設計方式，建議應有檢討之必要。

(c)與簡易分析法所得結果比較，可知動力分析法所得之板樁壁頂水平位移與岸肩沈陷量，均大於簡易分析法所得，簡易分析法所採用之變位參數經驗公式，應不完全適用於花蓮港 8 號及 9 號碼頭之情況，建議運用時應多加審慎考量。

(3) 如單就工程角度而言，原則上港灣場址之工程特性如屬較堅硬土層，應較適合採用剛性較佳的碼頭結構型式；如場址之工程特性屬較軟弱土層，則應較適宜採用韌性較佳的碼頭結構型式。惟各場址之碼頭結構型式之選取與設計，亦須考量環境、政策、社會、經濟、用途與工程等多面向之標的，方能決定最妥適採用的結構型式。

3.港灣構造物之災害境況模擬

本研究已在 TELES 震損評估系統中開發港灣地區之地震災損評估模組，及研擬港灣結構物之災損評估分析程序，並完成下列主要工作項目及花蓮港區模擬測試：

- (1)基本資料庫建置：包括各階段分析模組之基本資料表單建置，主要參考HAZUS 99所建議之相關參數。
- (2)結構損害評估模式建立：於工程結構物損害評估分析模組中建置專屬港灣結構物或設施之損害評估模式；研擬重力式與板樁式碼頭之易損性分析程序、易損曲線標準化程序與參數計算方法，並進行實際案例之易損性分析、建立易損曲線及易損參數。目前已將重力式碼頭及板樁式碼頭之PGA相關的易損參數建置於系統中。
- (3)經濟損失評估模式建立：於經濟損失分析模組加入專屬港灣地區之地震經濟損失評估模式。

最後並針對兩個境況地震：(1) 921 集集地震，與(2)米崙斷層引致地震，進行花蓮港區震災模擬測試案例，經依序進行花蓮港區地震災害潛勢分析、花蓮港區港灣結構物損害評估，以及花蓮港區震害經濟損失評估等三個階段，結果顯示目前 TELES 系統中所建置之港灣設施震損分析模組，已能進行整個花蓮港區之震損評估分析。

惟依據目前碼頭構造物之易損分析研究結果顯示，不同結構型式之碼頭，其易損參數差異甚多，尚待逐步分析與彙整後，方能建立出較為合宜適用的本土化參數，以期使整個花蓮港區震損評估結果更趨合理。

參考文獻

1. ATC, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol. 1, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, 1996.
2. Bureau of Ports and Harbours, Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, Earthquake Resistance Design for Quaywall and Piers in Japan, The Japan Society of Civil Engineers, 1992, pp.43~48.
3. Campbell, K. W., Thenhaus, P. C., Barnhard, T. P., and Hampson, D. B., "Seismic hazard model for loss estimation and risk management in Taiwan," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 22, 2002, pp. 743-754.
4. Chang, W. S., Bray, J. D., Gookin, W. B., and Riemer, M. F., Seismic Response of Deep Stiff Soil Deposits in the Los Angeles, California Area During the 1994 Northridge Earthquake, *Geotechnical Research Report No. UCB/GT/97-01*, University of California, Berkeley, 1997.
5. Chen, W. S., Huang, B. S., Chen, Y. G., Lee, Y. H., Yang, C. N., Lo, C. H., Chang, H. C., Sung, Q. C., Huang, N. W., Lin, C. C., Sung, S. H., and Lee, K. J. "1999 Chi-Chi Earthquake: A Case Study on the Role of Thrust-Ramp Structures for Generating Earthquakes," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 91, 2007, pp.986-994.
6. Cornell, C. A., "Engineering Seismic Risk Analysis," *Bulletin of The Seismological Society of America*, Vol. 58, No. 5, 1968, pp. 1583-1606.
7. Der-Kiureghian, A., and Ang, A. H-S., "A Fault-Rupture Model for Seismic Risk Analysis," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 67, No. 4, 1977, pp. 1173-1194.
8. FEMA, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 273, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1996.

9. Finn, W. D. L, Lee, K. W., and Martin, G. R., "An Effective Stress Model for Liquefaction", *Journal of the Geotechnical Engineering Division* , ASCE, Vol.103, No.GT6, 1977, pp.517-533.
10. Freeman, S. A., "Development and Use of Capacity Spectrum Method," *Proceedings of 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, EERI, Oakland, 1998.
11. Freeman, S. A., Nicoletti, J. P., and Tyrell, J. V., "Evaluations of Existing Buildings for Seismic Risk- A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington," *Proceedings of 1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, EERI, Berkeley, 1975, pp. 113-122.
12. Gazetas, G., Dakoulas, P. and Dennehy, K., "Empirical Seismic Design Method for Waterfront Anchored Sheetpile Walls." *Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures*, ASCE Geotechnical Special Publication No. 25, 1990, 232-250.
13. Hwang, J. H., and Yang, C. W., "Verification of Critical Cyclic Strength Curve by Taiwan Chi-Chi Earthquake Data," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 21, 2001, pp. 237-257.
14. ICC, Earthquake Hazard Reduction in Existing Reinforced Concrete Buildings and Concrete Frame Buildings with Masonry Infills, City of Los Angeles LA Building Code, International Code Council, January 31, 1995.
15. I-Chin Yen, Wen-Shan Chen, Chih-Cheng Barry Yang, Neng-Wei Huang, and Chii-Wen Lin (2008), "Paleoseismology of the Rueisuei Segment of the Longitudinal Valley Fault", Eastern Taiwan, *BULLETIN OF THE SEISMOLOGICAL SOCIETY OF AMERICA* ,p1737-1749.
16. Idriss, I. M., "Response of Soft Soil Sites During Earthquakes," *Proceedings of the Symposium to Honor Professor H. B. Seed*, 1990, pp.

273-289.

17. Idriss, I. M., and Sun, J. I., SHAKE91: A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analyses of Horizontally Layered Soil Deposits, Center for Geotechnical Modeling, University of California, Davis, 1992.
18. Idriss, I. M. and Sun, J. I., User's Manual for SHAKE91- A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analysis of Horizontally Layered Soil Deposits, 1992. Program modified based on the original SHAKE program published in December 1972 by Schnabel, Lysmer, and Seed. University of California, Davis.
19. Institute of Earth Sciences, Academia Sinica, and Center of Earthquake Engineering Research, Seismic Hazard Analysis of Taiwan Power Company's Nuclear Power Plant No.4 at Yenliao, *Technical Report No. IESER 93003*, Taipei, 1992.
20. Ishibashi, I., and Madi, L., "Case Studies of Quaywalls' Stability with Liquefied Backfills," *Proceedings of 4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Vol.3, EERI, Oakland, 1990, pp.725~735.
21. Ishihara, K. and Yoshimine, M., "Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes," *Soils and Foundations*, Vol.32, No.1, 1992, pp173-188.
22. Itasca, FLAC- Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 5.0, User's Guide, Itasca Consulting Group, Inc, Minneapolis, U.S.A, 2005.
23. Iwasaki, T., Tatsuoka, F., and Yasuda, S., "A Practical Method for Assessing Soil Liquefaction Potential Based on Case Studies at Various Sites in Japan," *Proceedings, Second International Conference on Microzonation for Safer Construction - Research and Application*, Vol. 2, 1978, pp. 885-896.
24. Juang, C. H., Jiang, T., and Andrus, R. D., "Assessing Probability-based

- Methods for Liquefaction Potential Evaluation,” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.128, No7, pp. 580-589, 2002.
25. Jean, W.Y. and Loh, C.H.,” A Study on Seismic Design Parameters,” *Bulletin of the College of Engineering*, N.T.U., 73, 1998, 1-19.
 26. Kaul, M. K., “Spectrum Consistent Time History Generation,” *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol. 104 (EM4), 1978, pp. 781-788.
 27. Kramer, S.L., *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, 1996.
 28. Liao, S. S., Veneziano, D., and Whitman, R. V., “Regression Models for Evaluating Liquefaction Probability,” *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.114, No.4, 1988, pp. 389-411.
 29. Lilhanand, K., and Tseng, W. S., “Generation of Synthetic Time Histories Compatible with Multiple-Damping Response Spectra,” *Proceedings of SMiRT-9*, Vol. 2, 1987, pp. 819-924.
 30. Luk, V.K., Spencer, B.W., Lam, I.P., and Dameron, R.A., Parametric Evaluation of Seismic Behavior of Freestanding Spent Fuel Dry Cask Storage Systems, *Report No. NUREG/CR-6865, SAND2004-5794P*, Sandia National Laboratories, 2005.
 31. Makropoulos, K. C., and Burton, P. W., “Seismic Risk of Circum-Pacific Earthquakes, 1. Strain Energy Release,” *Pure and Applied Geophysics*, Vol. 121, No. 2, 1983, pp. 247-267.
 32. Newmark, N. M., “Effect of Earthquake on Dam and Embankment,” *Geotechnique*, Vol. 15, No. 2, 1965, pp.139-159.
 33. Newmark, N. M., and Hall, W. J., “Procedures and Criteria for Earthquake Resistant Design: Building Practices for Disaster Mitigation,” *Building Science Series 46*, National Bureau of Standards, Washington, DC, 1973, pp.209-237.

34. Newmark, N. M., and Hall, W. J., *Earthquake Spectra and Design*, EERI Monograph Series, EERI, Berkeley, 1982.
35. Nakamura, Y., "A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface", *QR of RTRI*, 30, 1989, 25-33.
36. PIANC/International Navigation Association, *Seismic Design Guidelines for Port Structures*, A.A Balkema Publishers, 2001.
37. Preumont, A., "The Generation of Spectrum Compatible Accelerogram for the Design of Nuclear Power Plants," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.12, 1984, pp. 481-497.
38. Schnabel, P. B., Lysmer, J., and Seed, H. B., *SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report EERC 72-12*, University of California, Berkeley, CA, 1972.
39. Schwartz, D. P. and K. J. Coppersmith," Fault behavior and characteristic earthquakes: Examples from the Wasatch and San Andreas fault zones," *J. Geophys. Res.*, 89, 1984, 5681-5698.
40. SEAOC, *Vision 2000, Performance Based Seismic Engineering of Buildings*, Structural Engineering Association of California, Sacramento, 2000.
41. Seed, H. B., and Whitman, R. V., "Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Load," *Proceedings of ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*, 1970, pp.103~147 .
42. 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, 1971, pp. 1249-1273.
43. Seed, H. B., and Idriss, I. M., "Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes," *Monograph published by Earthquake*

Engineering Research Institute, 1982.

44. Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., and Chung, R. M., "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 111, No.12, 1985, pp. 1425-1445.
45. Seed, R. B., Chang, S. W., Dickenson, S. E., and Bray, J. D., "Site-Dependent Seismic Response Including Recent Strong Motion Data," *Seismic Behavior of Ground and Geotechnical Structures- Proceedings of Special Session on Earthquake Geotechnical Engineering, XIV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg*, A. A. Balkema Publishers, Netherlands, 1997, pp. 125-134.
46. 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, 1983, pp.56-74.
47. US-NRC Committee on Earthquake Engineering, "Liquefaction of Soils During Earthquakes," Report No.CETS-EE-001, Washington, D.C., 1985.
48. 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, 1983, 197 p. (in Japanese).
49. Wells, D. L., and Coppersmith, K. J., "New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.84, No.4, 1994, pp. 974-1002.
50. Westergaard, H. M., "Water Pressure on Dams during Earthquake," *Transactions of ASCE*, Vol.98, 1993, pp.418-433.
51. Whitman, R. V., "Seismic Design Behavior of Gravity Retaining walls,"

- Proceedings, ASCE Specialty Conference on Design and performance of Earth Retaining Structure*, 1970, pp.817-842.
52. Wu, Y. M., Shin, T. C., and Chang, C. H., "Near Real-Time Mapping Of Peak Ground Acceleration And Peak Ground Velocity Following A Strong Earthquake," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 91, 2001, pp.1218-1228.
 53. Yeh, C. H., Hsieh, M. Y., and Loh, C. H., "Classification and Parametric Study on Soil Liquefaction Potential", *Proceedings of Second Japan-Taiwan Workshop on Lifeline Performance and Disaster Mitigation*, Kobe, Japan, May 13-15, 2002a.
 54. Yeh, C. H., Hsieh, M. Y., and Loh, C. H., "Estimations of Soil Liquefaction Potential and Settlement in Scenario Earthquakes", *Proceedings of the Canada-Taiwan National Hazards Mitigation Workshop*, Ottawa, Canada, July 17-19, 2002b.
 55. Yoshida, N., and Iai, S., "Nonlinear Site Response and its Evaluation and Prediction," *Proceedings of 2nd International Symposium on the Effect of Surface Geology on Seismic Motion*, Yokosuka, Japan, 1998, pp. 71-90.
 56. Youd, T. L., and Noble, S. K., "Magnitude Scaling Factors," *Proceedings of NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New Your, Buffalo, 1997, pp.149-165.
 57. Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Liam Finn, W. D., Harder, L. F., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. P., Liao, S. C., Marcuson, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., Seed, R. B., and Stokoe, K. H., "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.127, No 10, 2001, pp.

817-833.

58. 花蓮港碼頭四期擴建工程 (No. 17, 18碼頭) 細部設計計算書, 財團法人中華顧問工程司, 臺北, 1981。
59. 鄭世楠、葉永田, 西元 1604 年至 1988 年臺灣地區地震目錄, 中央研究院地球科學研究所研究報告, IES-R-661, 臺北, 1989。
60. 日本道路協會, 道路橋示方書・同解說, V耐震設計編, 東京, 1990。
61. 馮德益、林命周, 模糊地震學, 地震出版社, 北京, 1992, 第 259~264 頁。
62. 鄧聚龍, 灰色系統基本方法, 華中理工大學出版社, 武昌, 1992, 第145~158頁。
63. 陳圭璋, 港灣地區地層構造調查研究(1/3), 交通部運輸研究所, 臺北, 1993。
64. 李延恭, 臺灣西部海岸土壤動態性質資料建檔研究, 臺灣省政府交通處港灣技術研究所(現交通部運輸研究所港灣技術研究中心), 臺中, 1995。
65. 日本道路協會, 道路橋示方書・同解說, V耐震設計編, 丸善株式會社, 東京, 1996。
66. 花蓮港務局, 「花蓮港整體規劃及未來發展計畫」期末報告, 港灣技術研究所辦理, 1996。
67. 簡文郁、羅俊雄, HAZ-Taiwan 震害評估分析模式研究—建築物震害分析, 國家地震工程研究中心報告, NCREE-99-048, 臺北, 1999。
68. 港灣技術研究中心, 臺中港#1 至#4A 碼頭 921 地震液化災損初步調查研究, 專刊 172 號, 交通部運輸研究所, 臺北, 1999。
69. 台中港務局, 九二一地震臺中港北碼頭區現況資料蒐集與補實成果,

宇泰工程顧問公司，臺北，1999。

70. 教育部，鋼筋混凝土建築物之修復與補強技術彙編，內政部建築研究所執行，1999。
71. 李崇正、陳慧慈，「集集大地震中港穀類碼頭側移及沈陷初勘」，港灣報導季刊，第 50 期，1999，第 1～10 頁。
72. 鄧聚龍、郭洪、溫坤禮、張廷政、張偉哲，灰預測模型方法與應用，高立圖書，臺北，1999，第 72～79 頁。
73. 溫坤理等，灰預測模型方法與應用，高立圖書，台北，1999，pp.72-79。
74. 簡文郁、羅俊雄，HAZ-Taiwan 震害評估分析模式研究—建築物震害分析，國家地震工程研究中心報告，NCREE-99-048，臺北，1999。
75. 簡文郁，考慮特徵地震與地盤特性之震度分析與其在震害評估應用，國家地震工程研究中心報告，2001。
76. 鄭世楠、葉永田、徐明同、辛在勤，台灣十大災害地震圖集，1999。
77. 陳桂清等人，花蓮港構造物檢測，交通部運輸研究所，2000。
78. 交通部，港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明，民國 89 年 5 月 8 日頒佈。
79. 陳森河、陳吉紀、王志成、胡聰明，港灣工程技術庫—花蓮港部分，交通部運輸研究所，2000。
80. 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論文集，2000，第 3-1～3-18 頁。
81. 馬志睿，沉箱式碼頭受震反應之數值模擬，國立中央大學土木工程研究所碩士論文，中壢，2000。
82. 林啟文、張徽正、盧詩丁、石同生、黃文正，臺灣活動斷層概論---台灣活動斷層分布圖說明書，中央地質調查所特刊第十三號，2000。

83. 吳逸民、張建興、辛在勤、簡文郁，「速報系統中強地動極值之推求」，第八屆臺灣地區地球物理研討會論文集，2000。
84. 黃富國、陳正興，「土壤液化之機率分析法」，*土工技術*，第 82 期，2000，第 43～56 頁。
85. 陳永祥、杜振宗、黃申伯、曹登皓、丁金標、李浩然、許鎧麟，震後港灣及河海堤快速診斷手冊之建立與震後港灣及河海堤快速補強手段，行政院公共工程委員會專案研究計畫報告，2000。
86. 內政部營建署，建築物基礎構造設計規範，民國 90 年 10 月 2 日頒佈。
87. 羅俊雄、廖文義、簡文郁、鄧崇任、柴駿甫，容量設計法應用於建築物耐震設計之探討，地震工程學會，內政部建築研究所，2001。
88. 李佳翰，沉箱碼頭受震引致土壤液化之數值模擬，國立中央大學應用地質研究所碩士論文，中壢，2001。
89. 黃國祥，滑動塊體分析法及其應用在港灣重力式擋土牆之研究，國立台灣大學土木工程學研究所博士論文，臺北，2002。
90. 李元希、石同生、盧詩丁、林燕慧、林偉雄，「新城斷層與新竹斷層活動性研究」，「臺灣之第四紀」第九次研討會論文集，2002，第 12～15 頁。
91. 賴聖耀、李豐博、蘇吉立、陳志芳，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，臺北，2002。
92. 葉錦勳、謝旻諺、李君宇、張光仁、羅俊雄，「土壤液化潛能分區與評估參數研究」，液化潛能評估方法及潛能圖之製作研討會論文集，國家地震工程研究中心，臺北，2002。
93. 葉錦勳，地震災害境況模擬方法與應用軟體整合研究，國家地震工程研究中心報告，NCREE-02-009，臺北，2002。
94. 張毓文、王治國、簡文郁、溫國樑、羅俊雄，「早期地震災害潛勢評

- 估」，第九屆台灣地區地球物理研討會論文集，2002，14-23 頁。
95. 葉錦勳，地震災害境況模擬方法與應用軟體整合研究，國家地震工程研究中心報告，NCREE-02-009，臺北，2002。
 96. 鄭世楠、葉永田，「1848 年彰化地震與彰化斷層關係的初步研究」，港灣報導季刊，第 61 期，2002，第 38～47 頁。
 97. 葉錦勳，地震災害境況模擬方法與應用軟體整合研究，國家地震工程研究中心，2002，NCREE-02-009。
 98. 羅俊雄、葉錦勳、陳亮全、洪鴻智、簡文郁和廖文義，「HAZ-Taiwan 地震災害損失評估系統」，國立臺灣大學台大工程學刊，第八十五期，2002。
 99. 葉錦勳，台灣地震損失評估系統—TELES，國家地震工程研究中心技術報告，2003，NCREE-03-002。
 100. 黃紀禎，地震引致邊坡滑移之分析，國立臺灣大學土木工程學研究所博士論文，臺北，2003。
 101. 葉錦勳，臺灣地震損失評估系統-TELES，國家地震工程研究中心報告，NCREE-03-002，臺北，2003。
 102. 陳文山，地震地質調查及活動斷層資料庫建置：槽溝開挖與古地震研究計畫(2/5)－三、花蓮瑞穗槽溝 1951 年地震斷層的古地震研究，經濟部中央地質調查所報告，臺北，2003。
 103. 鄭世楠、葉永田、蕭乃祺、江嘉豪，「災害地震目錄在 GIS 的建置」，九十一年度防救災專案計劃成果研討會論文集，2003。
 104. 葉錦勳，臺灣地震損失評估系統-TELES，國家地震工程研究中心報告，NCREE-03-002，臺北，2003。
 105. 葉錦勳，台灣地震損失評估系統，國家地震工程研究中心報告，2003，NCREE-03-002。

106. 賴瑞應、曾文傑、張道光、薛強、林澤熙、鄧耀里、陳斌哲、陳正忠、陳國慶、王茂興、辛希，碼頭結構物功能設計分析方法之研究，交通部運輸研究所，臺北，2004。
107. <http://cgswweb.moeacgs.gov.tw/result/Fault/web/activefault/index.htm>，中央地質調查所活動斷層調查報告，2004。
108. 葉錦勳、簡文郁、鍾立來，「臺北市震後救援道路及避難道路規劃研究」期末報告書，台北市政府委託計畫，2004。
109. 內政部營建署，建築物耐震設計規範及解說，營建雜誌社，臺北，2004年12月。
110. 鐘令和、石同生等，米崙活動斷層調查報告，經濟部中央地質調查所，台北，2004。
111. 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，2005a。
112. 賴瑞應、賴聖耀、謝明志，地震引致板樁式碼頭之變位量分析，交通部運輸研究所，2005b。
113. 林雅雯、賴勝耀、謝明志，港灣地區大地災害調查與常態監測之研究—港灣碼頭災害案例之探討分析(1/2)，交通部運輸研究所，2005。
114. 曾志煌等人，港灣構造物設計基準修訂，交通部運輸研究所，2005。
115. 葉錦勳，瓦斯系統之耐震損害評估及其應用，國家地震工程研究中心，2005，NCREE-05-021。
116. 黃富國、王淑娟，「液化分析最大地表加速度之決定與應用」，*土工技術*，第 103 期，2005，第 65～82 頁。
117. 陳文山、楊志成、楊小青、顏一勤、陳勇全、黃能偉，「臺灣地區活動斷層的古地震研究」，臺灣之活動斷層與地震災害研討會論文集，2005，第 131～135 頁。

118. 溫國樑、簡文郁、張毓文，最具潛勢及歷史災害地震之強地動模擬，國家地震工程研究中心報告，2005，NCREE-05-032。
119. 簡文郁、張毓文，與危害度相符之境況模擬地震及其在震災評估之應用，國家地震工程研究中心報告，2005，NCREE-05-033。
120. 內政部營建署，建築物耐震設計規範及解說，營建雜誌社，2006。
121. 葉錦勳，地震危害度分析與震災境況模擬技術整合研究(I)，國家地震工程研究中心，2006，NCREE-06-015。
122. 黃富國，「土壤液化機率評估」，兩岸地工風險管理研討會論文集，2006，第 113～128 頁。
123. 溫坤禮、張簡士琨、葉鎮愷、王建文、林慧珊，MATLAB 在灰色系統理論的應用，全華科技圖書，臺北，2006，第 4-1～4-6 頁。
124. 賴聖耀、李豐博、陳志芳、謝明志、賴瑞應、林雅雯，台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，2007。
125. 柯永彥、許尚逸、陳正興，「用過核子燃料乾式貯存設施受震行為分析」，第12屆大地工程學術研討會，2007。
126. 黃富國，「SPT液化機率及損害評估模式之建立與應用」，中國土木水利工程學刊，第二十卷，第二期，2008a，第155-174頁。
127. 黃富國，「基於訊息理論之液化機率與損害評估模式建立與應用」，中國土木水利工程學刊，第二十卷，第三期，2008b。
128. <http://www.cwb.gov.tw/>，中央氣象局，2008。

附錄 1 地震危害度分析

地震危害度分析是評估選定工址在未來某一定期間內受到地震危害的程度或潛勢。因地震而引致的地震危害潛勢以地表運動參數表示，通常視評估對象以最大地表加速度PGA或其他足以代表地震動程度的地震參數如PGV、PGD、短週期加速度反應譜 S_{as} 及長週期加速度反應譜 S_{al} 等來表示。地震危害度分析方法蓋分為機率分析法(PSHA)及定值分析法(DSHA)。機率分析法將工址附近(例如200公里範圍內)的可能地震震源均列入分析分別建立其機率分布模型，分析結果以危害度曲線或震度分佈圖來表現；定值分析法則是針對特定的震源對象如活動斷層評估及最大可能地震，並以之為模擬地震進行分析，決定其對選定工址所引致的地表運動參數值。地震危害度分析是許多地震工程應用的基礎分析工作，必須有可靠的地震危害度分析結果才能在地震震害評估、耐震設計參數擬定、土壤液化分析等應用領域獲得可靠之結果。因此在地震工程應用的領域裡，地震危害度分析模式及參數必須精細的加以研究，使能真實反映區域地震地質特性。

台灣地區地震活動之歷史紀錄可溯至17世紀。在1897年之前僅有災害性(致災)地震記錄於文獻中。在1644年到1895之間共記錄了95個這類的地震。直到1897年台灣氣象局才在台灣安裝了第一部地震儀。此時之地震儀數量少且放大倍率低，因此只能記錄到會引致災害的大地震(規模大於5.5)。1935以前小規模($M \leq 5.5$)的地震紀錄並不夠完整。從1936至1975年間地震規模 ≥ 4.0 的地震紀錄已可完整的被記錄到，然而此時期之地震儀之精密度仍不足以記錄到所有小規模地震，因此，僅有地震規模 ≥ 5.0 之紀錄才是可靠而完整的。1976年以後由於台灣地區強震網之佈設及儀器精度提昇，已可完整而可靠地記錄到規模 ≥ 4.0 之地震紀錄。

一、機率分析法(PSHA)

地震危害度機率分析的目的乃在建立工址某一地震參數(PGA、

PGV、PGD, S_a 、 S_v 、 S_d ... 等) 的年超越機率曲線, 即危害度曲線(hazard curve)。選定某一特定之年超越機率(例如0.21%)可求出工址在危害度曲線所對應之地震參數(例如PGA)做為耐震設計參數。地震危害度分析(seismic hazard analysis, SHA)是一個複雜的機率分析過程, 傳統的分析所用的模式眾多, 本報告沿用工程上常用的平穩態Poisson模式配合斷層斷裂模式進行SHA。

假設某一地震現象(例如工址震度 $Y > y$)的年平均發生率為 λ , 且地震的發生在時間上互為獨立事件, 則 T 年內發生 k 次此地震現象假設為包生過程(Poisson Process), 其機率可表為

$$P(k) = \frac{e^{-\lambda T} (\lambda T)^k}{k!}; k = 0, 1, 2 \dots \quad (1.1)$$

因此 T 年內發生此事件一次以上的超越機率為

$$P(k | k \geq 1) = 1 - e^{-\lambda T} \quad (1.2)$$

其中為 $e^{-\lambda T}$ 不發生此事件的機率。

假設在某地區(震區)發生地震 E_i 的機率為 $P[E_i]$, 其引致工址震度 $Y > y$ 的機率可表為

$$p[Y > y] = P[Y > y | E_i] \cdot P[E_i] \quad (1.3)$$

則工址震度 $Y > y$ 的年平均發生率 λ 為所有影響震源區之總合, 可表為

$$\begin{aligned} \lambda &= P[Y > y]_{1 \text{ year}} \\ &= \sum_{i=1}^n \left\{ \int_{m_o}^{m_u} P[Y > y | E_{i,m}] f_M(m) dm \right\}_i \cdot \nu_i \end{aligned} \quad (1.4)$$

其中 n 為震源區數目, ν_i 為第 i 個震源地震規模大於等於 m_o 的年發生率。 $\{...\}_i$ 表示在震源 i 發生一次地震造成工址震度 $Y > y$ 的機率。 $f_M(m)$ 為地震規模之機率密度函數, 可由震區之地震資料迴歸分析而獲得; m_o 、 m_u 則分別為規模之下、上限。 $E_{i,m}$ 表示在震源 i 發生一規模為 m 的地震, $P[...]$ 則為在 $E_{i,m}$ 的情況下致使工址發生震度 $Y > y$ 之機率。而SHA所須考慮之參數及分析模式分述如下。

1.1 震源分區

目前已知台灣的地質構造主要由歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊相互作用所造成。地震資料指出菲律賓海板塊在花蓮附近(約北緯 24°)開始向北隱沒於歐亞板塊下，隱沒傾角約為 $45^{\circ}\sim 50^{\circ}$ ，其西邊的界限大約與東經 121.5° 平行。因此主要較深的地震發生在台灣東北部，即 121.5° E以東與 24° N以北。在台灣南部則因歐亞大陸板塊在東經 121° E隱沒至菲律賓海板塊的下方，亦形成另一個板塊隱沒的深層地震區。

由於台灣位於前述的複雜板塊構造環境下，地震多且分布亦相當複雜。為能合理的反映區域地震在時、空分布的特性，必須配合地質構造、地體構造模式及過去發生在台灣地區的地震資料綜合研判，將地震震源加以分區。根據近20年來台灣地區地震危害度分析之成果，常見的地震震源分區如圖B.1所示。台灣地區因為地質構造的特殊性，地震震源深度在35公里有一明顯界線，通常震源分區以35公里深度為界分深、淺層地震震區。根據震源分區，可建立部份SHA模式之參數，對各分區分別建立。而活動斷層則另以特徵地震加以考慮，不受以上分區之限制，各活動斷層之震源參數仍參考所在震源區參數加以調整。

1.2 震源模式(modeling of seismic source)

在地震危害度分析模式中，必須配合衰減律之定義，計算震源或斷層面到工址的最近距離。因此，震源破裂之形式將會影響地震危害度分析結果，必須以適當的數學模式來模擬。一般採用之震源模式，可區分為點震源、線震源及面震源三種。點震源模式假設地震發生時能量完全由震源一點釋放，震波由此點幅射傳遞至工址。對深層地震因其距離通常較遠，定位誤差可能超過其斷層斷裂長度，考慮其開裂長度便顯得較沒意義；另一方面則因深源地震之震源距離均較大，其開裂長度對震源距離之影響也相對較小，故本研究將深層地震模擬為點震源。

線震源模式即為熟知的斷層模式，假設地震由震源發生後沿斷層方向向兩側開裂延伸，能量則在開裂長度內平均釋放。本文對線震源

模式採用Der Kiureghian, A.及Ang, A.H-S.於1977年提出之斷層開裂模式。對台灣地區之第一類活動斷層都是屬於有明顯地表破裂之斷層，故以線震源模式模擬，定義其為方向位置確定之線震源模式(即TYPE I)。

面震源則假設地震發生在某一區域內，無法定出一特定之斷層位置及方向，對面震源之考慮通常假設在某一區域內為均勻分佈的，則面震源在實際分析中可以方向及位置均不確定(TYPE III)的線震源取代，令其斷裂方向在360度範圍內為均勻分佈。本研究將淺層地震模擬為面震源。

1.3 地震規模與再現頻率關係(earthquake recurrence relationship)

地震規模與再現頻率關係式由Gutenberg和Richter在1954年提出，簡稱為G-R關係式，其一般形式為

$$\log N(m) = a - bm \quad (1.5)$$

其中 m 表地震規模， $N(m)$ 為地震規模大於等於 m 之地震發生次數， a 及 b 為常係數可由迴歸分析而得。考慮台灣地區地震資料的可信度，對 a 、 b 值的迴歸採用二階段式方法。將地震資料以1973年為界，區分為二組

- (1) 資料組 A：1973 年 1 月以後規模大於等於 4.5 之地震紀錄。由於強震觀測儀器之靈敏度及設站密度均提高，資料之完整性及可信度高。
- (2) 資料組 B：1900 年 1 月以後之完整地震資料庫，規模大於等於 4.5 之地震紀錄。小規模地震資料不完整。

對A組而言，資料可靠但記錄期間太短；B組則記錄期間夠長，但資料完整性不足，比較可靠的紀錄應是規模大於5.5之地震。因此，先以1973年以後之資料組A求得式(1.5)之 b 值再配合所有資料組B求得 a 值。圖B.2顯示一個地震震源分區之紀錄與迴歸分析之結果，迴歸分析採用最小二乘法(least-square method)及最大似然法(maximum likelihood method)。由於最小二乘法對大規模地震發生機率之描述較

佳，而大規模地震對危害度之貢獻影響也較大，因此本文以此法之結果進行分析。

1.4 地震規模下限 m_0 與上限 m_u

由實際地震紀錄發現，式(1.5)所得之地震規模與再現頻率之關係式，有一定之適用規模範圍，通常對地震規模小於某一下限值 m_0 或大於某一上限值 m_u ，式(1.5)均不適用，會有高估地震發生率之現象。因此式(1.5)必須限制於 m_0 及 m_u 範圍內。規模之上下限值隨各個震源區之地震特性而不同。

要決定地震規模下限值 m_0 常受限資料的可靠性而須配合工程判斷及敏感度分析加以決定。在工程上，規模小於4.5的地震並不會引起震災，且由敏感度分析確知規模小於4.5之地震對危害度之貢獻量極微，因此定 $m_0 = 4.5$ 。

地震規模上限則與該震源區所能累積之最大能量有關。對某特定震源區，一個地震所釋放的上限能量(E_{max})與地殼構造有關可由累積變形能量釋放圖(Maxropoulos and Burton, 1983)估計。假設在一個區域總能量的累積與釋放率維持定值，而且觀察的期間長到可以平均掉短期波動。為便於說明以圖B.3為例，將歷年紀錄所得地震規模 M_L 以能量規模轉換式轉換成相應之釋放能量，將發生時間與釋放能量之關係曲線繪出，由紀錄之起始與終點連線即得其平均年能量釋放率，依此將該虛線上、下平移使能將前述曲線完全包含於內，則上限規模及其再現週期即可得出。對大部分的震源區而言，本研究使用超過100年的地震紀錄應可反映地震之上限規模。而能量之估計如下式

$$\log E = 12.66 + 1.4 M_L \quad (1.6)$$

式(1.6)僅用於規模與能量之轉換，待得其上限累積能量後，再由式(1.6)逆算得其上限規模。在危害度分析時，為考慮可能有些再現頻率極低之大規模地震並未在紀錄之資料期間中發生，可以考慮本法所估計之上限規模有某一統計上的偏差量，以適當的機率分布函數考慮規模上限的可能誤差。

1.5 地震規模機率密度函數

由前二小節所求得的參數 a , b , m_o 及 m_u 可用以決定地震規模機率密度函數 f_M 。根據定義，規模之機率分佈函數 $F_M(m)$ 可表示如下

$$F_M(m) = \begin{cases} 0 & ; m \leq m_o \\ \frac{N(m) - N(m_u)}{N(m_o) - N(m_u)} & ; m_o \leq m \leq m_u \\ 1.0 & ; m \geq m_u \end{cases} \quad (1.7)$$

將式(1.5)之結果代入並微分可得

$$f_M(m) = \begin{cases} 0 & ; m \leq m_o \\ \frac{\beta \cdot \exp[-\beta(m - m_o)]}{1 - \exp[-\beta(m_u - m_o)]} & ; m_o \leq m \leq m_u \\ 0 & ; m \geq m_u \end{cases} \quad (1.8)$$

其中 $\beta = b / \log 10 e = 2.3b$ 。則規模之機率密度函數 $f_M(m)$ 可以建立，即式(1.8)之參數均可由前二小節求得。

1.6 震源深度

台灣地區震源深度可根據地震紀錄區分為淺層及深層震區，以35km為界。由於紀錄之震源深度較分散且有部分資料之震源深度不明，因此在危害度分析時假設震源深度是均勻分布的(為一隨機變數)。換言之，淺層震區之震源深度假設為3~35km均勻分布，而深層震區則依潛沒區深度範圍亦假設為均勻分佈(在50km厚之潛沒帶範圍內)。如前所述深層震區之震源模式均為點震源模式，而淺層區震源則為TYPE I及TYPE III。

1.7 斷層開裂長度與規模關係

由於線震源假設地震能量沿斷層開裂長度內平均釋放，因此斷裂長度便會影響衰減律中的震源距離。

台灣地區並無這方面資料可資應用，Tsai(1987) 根據地震等震圖

研究出斷層開裂長度 L (公里) 與地震近震規模 M_L 關係如下

$$L = \exp [1.006 M_L - 3.232] \quad (1.9)$$

迴歸分析之標準偏差 $\sigma_{\ln L} = 0.422$ 。

1.8 地表運動衰減律(ground motion attenuation law)

當地震發生時，能量由斷裂帶(面)以波的形式傳播至工址，由於傳播路徑材料及幾何上的關係，震度(以PGA為例)必定發生衰減現象，在工程上震度 y 之衰減律可表為

$$Y = f(M, R) \quad (1.10)$$

其中 M , R 分別為地震規模及震源距離。工程上有多種常用的衰減律形式，以中央氣象局台灣地區TSMIP強震網的地震資料分析，發現以Campbell所提出的衰減公式[1981]最能符合台灣地區地震資料的衰減特性。如下式：

$$Y_r = PGA(g) = f(M, R) = b_1 e^{b_2 M} [R + b_4 \exp(b_5 M)]^{-b_3} \quad (1.11)$$

其中 $b_1 \sim b_5$ 為常係數可由迴歸分析求得。

1.9 危害度曲線之修正

計算危害度曲線時必須考慮衰減律之機率特性。假設真正的震度 Y_a (PGA)為 $Y_a = N \cdot Y$ ，其中 N 為預測震度 Y 的修正因子，在危害度分析中最主要的誤差來源為衰減律，因此 N 將視為(只考慮)對衰減律修正。假設 N 的機率密度函數為 $f_N(\eta)$ 則

$$\begin{aligned} P[Y_a > y] &= P[NY > y] \\ &= \int_0^{\infty} P[NY > y | N = \eta] f_N(\eta) d\eta \\ &= \int_0^{\infty} P\left[Y > \frac{y}{\eta}\right] f_N(\eta) d\eta \end{aligned} \quad (1.12)$$

其中 $f_N(\eta)$ 假設為修正對數常態分布函數 [Loh, et al., 1994]。經由式(1.12)之修正，其積分上下限可根據實際資料特性而擬定，例如 -2σ

到 2σ ，而得到最後的平均(mean) 危害度曲線。

影響地震危害度分析結果的正確性的眾多因素中，有兩個主要因子。其一為區域地震特性，除了一般性的機率統計模式外，對具有高發生機率的活動斷層亦須加以合理的考慮。台灣西部地區之第一類活斷層在88年集集地震之後有一系列之調查成果，其地震之規模及年錯動率均有初步成果，可以合理考慮台灣西部地區之斷層特性。另一個主要影響因子為震度衰減律。

二、危害度參數拆解與定值分析法 DSHA

參考USNRC/GR1.165決定最具威脅潛勢的模擬地震的程序，建立設計規劃使用的模擬地震或控制地震。建立危害度曲線，再進行參數拆解分析以獲得關鍵性震源(以地震規模 M_c 及工址距離 R_c 表示)。此一模擬地震可以用來進行定值分析法計算設計用PGA值或反應譜，可以考慮長週期反應譜值隨距離的衰減較不明顯的特性。對主要潛在地震威脅來自遠距地震的地區像台北盆地的地區，其控制地震將來自於遠距離的較大規模地震，這一部份可以反映真實地震情況下台北盆地的震災現象。進行步驟如下：

- (1) 對台灣地區的各個震源區進行震源參數分析。
- (2) 對研究工址建立其地震動參數 PGA 值、短週期反應譜值、長週期反應譜值之地震危害度曲線，
- (3) 選定 475 年及 2500 年回歸期為標準，對地震動參數分別進行參數拆解分析。將地震危害度分別計算不同地震規模區間與距離區間之震源對危害度之超越機率(或年平均發生次數)之貢獻量，以 H_{mr} 表示，其中 m、r 分別表示特定的地震規模區間與距離區間。 H_{mr} 可以二維矩陣或列表的方式呈現。
- (4) 計算各種(m、r)組合成之震源對總危害度(超越機率)的相對貢獻度 P_{mr}

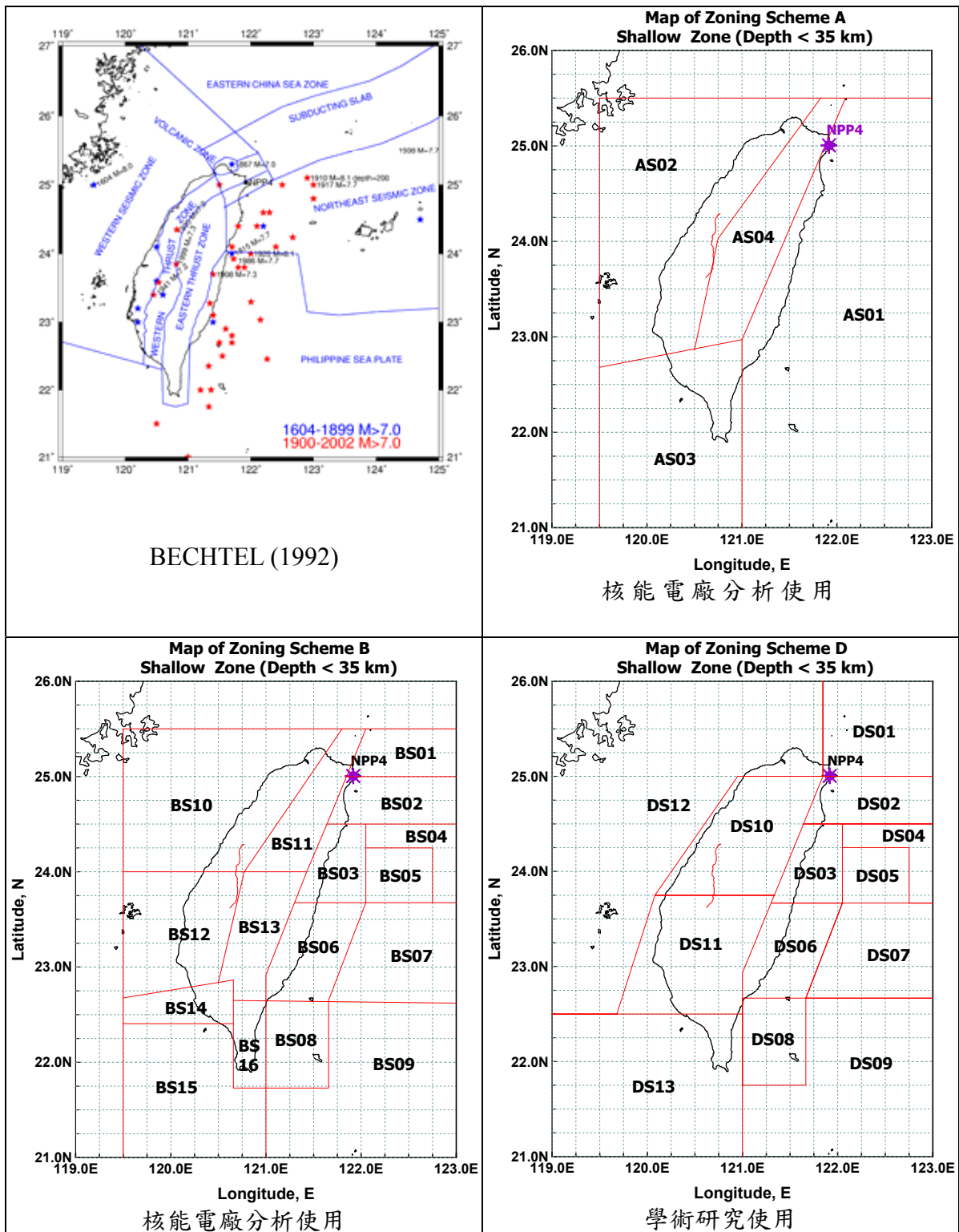
$$P_{mr} = \frac{H_{mr}}{\sum_m \sum_r H_{mr}}$$

- (5) 計算關鍵性震源。這些分析結果以 (M_c, R_c) 的組合呈現，並將其年發生率或其對危害度的貢獻量清楚算出。

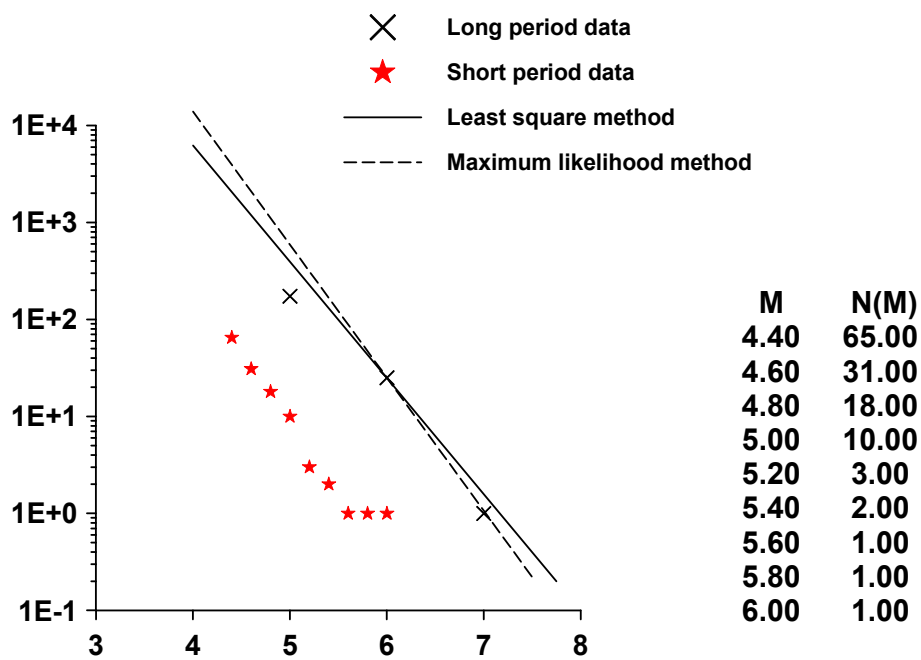
$$M_c = \sum_m m \cdot \sum_r P_{mr}$$

$$Ln(R)_c = \sum_r Ln(r) \cdot \sum_m P_{mr}$$

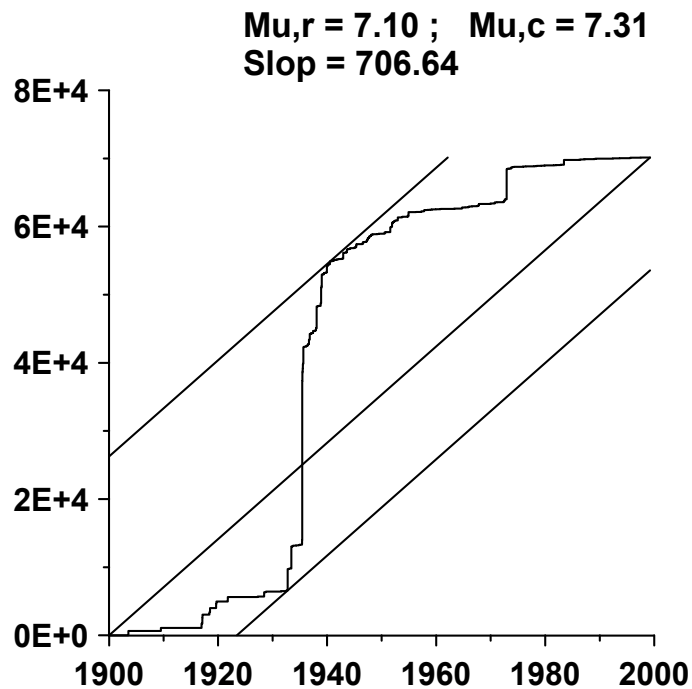
前述 (M_c, R_c) 適用於各種地震動參數。但是對於長週期反應譜值的計算，將參考USNRC/GR1.165的建議，若遠距離震源(震源距離超過100公里)的相對貢獻度 P_{mr} 的和超過5%，亦即 $\sum_{r>100} P_{mr} > 5\%$ 。則對長週期反應譜值的控制地震的計算，在步驟4及5之計算均址採用 $r>100$ 的資料進行分析。



圖A.1 台灣地區地震危害度分析常見的地震震源分區方式



圖A.2 單一震源分區之地震規模與在現頻率關係比較



圖A.3 單一震區能量累積釋放圖與上限規模 m_u 值估算比較

附錄 2 活動斷層特徵地震發生機率分析

地震危害度機率分析(seismic hazard analysis, SHA)的目的乃在建立工址某一地震參數 (PGA、PGV、PGD； S_a 、 S_v 、 S_d … 等) 的年超越機率曲線，即危害度曲線 (hazard curve)。選定某一特定之年超越機率 (例如0.21%) 可求出工址在危害度曲線所對應之地震參數 (例如PGA) 做為耐震設計參數。Der-Kiureghian 及 Ang於1977年提出斷層開列模式進行地震危害度分析，此一分析方法即廣為工程界採用，常以平穩態Poisson模型配合斷層斷裂模式進行SHA。

進行地震危害度分析時，必須考慮地震的時、空分布的特徵與其不確定性，尤其是活動斷層的地震活動模擬。而適當的震源分區與完整的地震目錄收集正是為反映此一要求。經由適當的分析，對不同的震源分區模式分別建立各震源的地震活動參數，及機率分布的數學模型與相關參數。通常，地震活動在空間的不確定性採用離散化格網的方式，地震活動在時間的不確定性則仍採用Poisson process的假設。然而，臺灣地區許多第一類活動斷層的古地震調查研究 (陳文山等，2005) 發現，活動斷層的地震活動多屬於再現期可預測模型 (time-predictable model) 的特徵地震，其地震發生率會時間不同而異；採用平均發生率的平穩態Poisson模式的假設，無法適度模擬再現期可預測模型的特徵地震。以車籠埔斷層為例，其特徵地震的再現期約為300年 (陳文山等，2005)，因此，1999年集集地震發生錯動後，在近期間內 (百年內) 再發生錯動的機率極低，若採用平穩態Poisson模型的假設將會嚴重高估車籠埔斷層近期間內的地震危害度。若將之應用於工程實務，將因設計地震力的高估而造成經濟上的額外付出。反之，梅山斷層上次發生錯動引起地震災害的時間距今已百年，換言之，其靜止期為100年，若假設其特徵地震的再現期為150年 (溫國樑等，2005)，則在近期內再發生錯動的機率將會高於其平均地震發生機率，亦即採用平穩態Poisson模型的假設將會低估其地震危害度。

本文以再現期可預測模型的特徵地震來模擬第一類活動斷層的地震活動，由工程可靠度分析的理論定義斷層再發生錯動的危害函數，進而分析未來一定期間內(Tp)活動斷層再發生特徵地震的機率或發生率，計算活動斷層的特徵地震對工址的地震危害度的貢獻量。將分析結果與其他區域地震以平穩態Poisson模式分析的地震危害度的貢獻量相加，即可得到完整的地震危害度。由於再現期可預測模型的活動斷層的地震危害度，會隨著時間推移而變化，所得結果能更合理的反映第一類活動斷層的特徵地震活動再現期可預測的特性。

1.地震危害度機率分析法

假設受區域地震之影響，某一地震現象(例如工址地震動參數 $Y>y$)的年平均發生率為 λ ，且地震的發生在時間上互為獨立事件，則T年內發生k次此地震現象假設為包生過程 (Poisson Process)，其機率可表為

$$P(k) = \frac{e^{-\lambda T} (\lambda T)^k}{k!}; k = 0, 1, 2 \dots \quad (1)$$

因此T年內發生此事件一次以上的超越機率為

$$P(k | k \geq 1) = 1 - e^{-\lambda T} \quad (2)$$

其中為 $e^{-\lambda T}$ 不發生此事件的機率。則工址地震動參數 $Y>y$ 的年平均發生率 λ 為所有影響區域震源區之總合，可表為

$$\begin{aligned} \lambda &= P[Y > y]_{1 \text{ year}} \\ &= \sum_{i=1}^n \left\{ \int_{m_o}^{m_u} P[Y > y | E_{i,m}] f_M(m) dm \right\}_i \cdot \nu_i \end{aligned} \quad (3)$$

其中n為區域震源區數目， ν_i 為第i個震源地震規模大於等於 m_o 的年發生率。 $\{\dots\}_i$ 表示在震源i發生一次地震造成工址震度 $Y>y$ 的機率。 $f_M(m)$ 為地震規模之機率密度函數，可由震區之地震資料迴歸分析而獲得； m_o 、 m_u 則分別為規模之下、上限。 $E_{i,m}$ 表示在震源i發生一規模為m的地震， $P[\dots]$ 則為在 $E_{i,m}$ 的情況下致使工址發生震度 $Y>y$ 之機率。

2.地震規模與再現頻率關係

前述之機率分析法，需對所考慮的震源建立其地震活動性的機率模型。所有地震本質上皆因地殼岩層斷裂而發生，都是伴隨斷層錯動而造成。但在實際的地震觀測中並無法針對每一個地震清楚區分其所屬斷層，而必須以區域性震源地震來將一個特定區域內的所有斷層的地震活動視為一個統計上的樣本空間(sample space)，再藉由統計模型建構其區域地震活動特性。

一般可以G-R模型來描述區域性地震活動的規模與再現頻率關係並進而建立地震規模的發生機率模型。地震規模與再現頻率關係式由Gutenberg和Richter在1954 提出，建稱為G-R關係式，其一般形式為

$$\log N(m) = a - bm \quad (4)$$

其中m表地震規模， $N(m)$ 為地震規模大於等於m之地震發生次數，a及b為常係數可由迴歸分析而得。在震源分區時通常已考慮地震活動的相似性，因此，同一震源分區的區域性地震，若將地震目錄中的前震和餘震適度的移除，則可以假設所有地震為各自獨立的事件，可以採用平穩態Poisson模式配合式（4）分析其地震活動潛勢。

3.活動斷層與特徵地震模型

對於一些地殼岩層斷裂面達到地表而在地表面留下跡線的斷層（帶），則比較容易釐清或界定該斷層與地震的關連性，而對這一類的活斷層建立其獨特的地震活動機率模型，如特徵地震模型（characteristic earthquake model）、規模可預測模型（magnitude-predictable model）及時間可預測模型（time-predictable model）等。這一類的斷層包括板塊交界面所形成的活動斷層（例如花東縱谷斷層帶）及因為板塊擠壓而在板塊介面附近形成的活動斷層（例如臺灣西部麓山帶的第一類活動斷層）。以車籠埔斷層為例，由古地震調查發現車籠埔斷層的地震活動符合時間可預測模型，且其地震規模ML可達7.3，平均再現期約為300年（陳文山，2005）；由於

車籠埔斷層於1999年剛發生過地震，因此在短期內再發生地震的機率極小，地震危害度分析時必須特別考慮，不適合採用前述的穩態包生過程的模型來分析。

將斷層視為一種系統，斷層破裂而引發地震則為此一系統的失敗現象，則可藉由可靠度理論來進行危害度分析。若第一類活動斷層的特徵地震符合時間可預測模型，且假設斷層錯動而引發地震的再現期之機率密度函數為 $f(t)$ ， T_r 為其再現期之期望值。則此斷層系統從上一次錯動(時間0)起算至時間 t 尚未失敗(錯動)的機率，可以可靠度函數 $R(t)$ 表示

$$R(t) = 1 - Q(t) = 1 - \int_0^t f(\xi) \cdot d\xi = \int_t^\infty f(\xi) \cdot d\xi \quad (5)$$

其中 $Q(t)$ 為累積失敗機率分布函數(failure distribution function)。而危害函數(hazard function)定義為

$$h(t) = \frac{f(t)}{R(t)} \quad (6)$$

以 T_e 表示自上次發生錯動至目前或欲評估之時間，且在此 T_e 時間內斷層並未錯動， T_e 即為斷層系統的靜止期或靜待期(elapse time)。而實務應用上對工程規劃設計或地震防災之需要，常必須評估在接下來的一段時間 T_p 內， $t = [T_e, T_e + T_p]$ ，斷層系統的失敗機率 $Q_c(T_p|T_e)$ ；此為事後機率(posterior probability)問題，或為一條條件機率函數，基於在 T_e 時間內系統未失敗之條件。 $Q_c(T_p|T_e)$ 可由下式計算

$$\begin{aligned} Q_c(T_p|T_e) &= \frac{\int_{T_e}^{T_e+T_p} f(\xi) \cdot d\xi}{\int_{T_e}^{\infty} f(\xi) \cdot d\xi} = 1 - \frac{R(T_e + T_p)}{R(T_e)} \\ &= 1 - \exp\left[-\int_{T_e}^{T_e+T_p} h(\xi) \cdot d\xi\right] \end{aligned} \quad (7)$$

由古地震調查推論車籠埔斷層的平均再現期約為300年 $\pm$ 100年(陳文山，2005)，其COV值為0.3，顯示其再現期之變異性很小。亦有部分研究顯示這一類時間可預測模型的斷層地震的再現期有較

大的變異性，如土耳其的北安納突尼亞斷層，其COV值為0.5。通常，古地震調查研究的資料有限，很難用於推定特徵地震再現期之機率密度函數 $f(t)$ ，必須做合理之假設，而模型參數則可由古地震調查研究的資料，統計分析其期望值與COV值來決定。若假設時間可預測模型的斷層活動的再現期的機率密度函數 $f(t)$ 為對數常態分佈，圖B.1繪出其機率密度函數與機率分佈函數；圖中的橫軸對再現期的期望值 T_r 正規化，為便於比較圖B.1同時繪出COV值為0.3及0.5的機率函數圖形。圖中並把車籠埔斷層的古地震調查資料計算得到的離散機率分佈函數資料以『+』點繪於圖中比較，結果顯示車籠埔斷層的調查資料相當符合對數常態分佈。通常，樣本空間所取得的統計資料落於中間區域的資料較具有統計上的可靠性，由圖B.1的資料來看，車籠埔斷層活動的再現期較符合COV值為0.5的對數常態分佈。

式(2)為對數分布(exponential distribution)，其危害函數為一常數，事件之發生機率僅與時間區間 T 有關，而與評估之時間點無關(與 T_e 無關)。圖B.2繪出時間可預測的斷層活動模型的發生機率 $Q_c(T_p|T_e)$ 隨時間變化之比較，評估時間由斷層上次特徵地震事件發生時間起算，亦即以 T_e 表示，並對再現期的期望值 T_r 正規化，顯示幾種時間區間 T_p 的結果。以 $T_p/T_r = 0.3$ 之狀況為例，若其再現期之機率密度函數為對數分布，則其任意 T_p 區間特徵地震事件發生機率均為0.3（亦即符合式(2)之模型）；若假設斷層活動的再現期的機率密度函數 $f(t)$ 為對數常態分佈，則圖B.2(b)顯示，在 $T_e/T_r < 0.5$ 之情況，式(2)的分析模型將會高估發生機率，使得地震危害度被高估，反之亦反。

4.再現期可預測之特徵地震之地震危害度分析

一般實務應用上，評估地震危害度的時間區間 T_p 即為結構壽命，通常訂為50年，而斷層特徵地震的再現期的期望值 T_r 則常超過300年，亦即 T_p/T_r 都常小於0.2，因此，同一斷層在 T_p 年內發生兩次以上的特徵地震的機率極小，可以忽略。則式(7)所計算的發生機率 $Q_c(T_p|T_e)$ 即為特徵地震在 T_p 年內的發生率。而再現期可預測之特徵地

震的規模不會變化太大，一般假設其規模變化範圍 Δ_M 約為0.3~0.5，且假設其遵循均布機率密度函數，以 $f_{MC}(m)$ 表示，規模區間為 $m=[M_C, M_C + \Delta_M]$ ，則工址受活動斷層特徵地震的影響，而在 T_p 年內發生地震動參數 $Y>y$ 的發生機率或發生率 λ_c 為所有活動斷層特徵地震之影響之總和，可表為：

$$\begin{aligned}\lambda_c &= P[Y > y]_{T_p, year} \\ &= \sum_{j=1}^N \left\{ \left[\int_{M_C}^{M_C + \Delta_M} P[Y > y | F_m] f_{MC}(m) dm \right] \cdot Q_c(T_p | T_e) \right\}_j\end{aligned}\quad (8)$$

其中 N 為活動斷層數目， $[\cdots]_j$ 表示在活動斷層 j 發生一次地震造成工址地震動參數 $Y>y$ 的機率。 F_m 表示在活動斷層 j 發生一規模為 m 的地震， $P[\cdots]$ 則為在 F_m 的情況下致使工址發生地震動參數 $Y>y$ 之機率，可配合衰減律計算。

則在 T_p 年內某工址發生地震動參數 $Y>y$ 的發生率為區域地震源與活動斷層之貢獻之總和

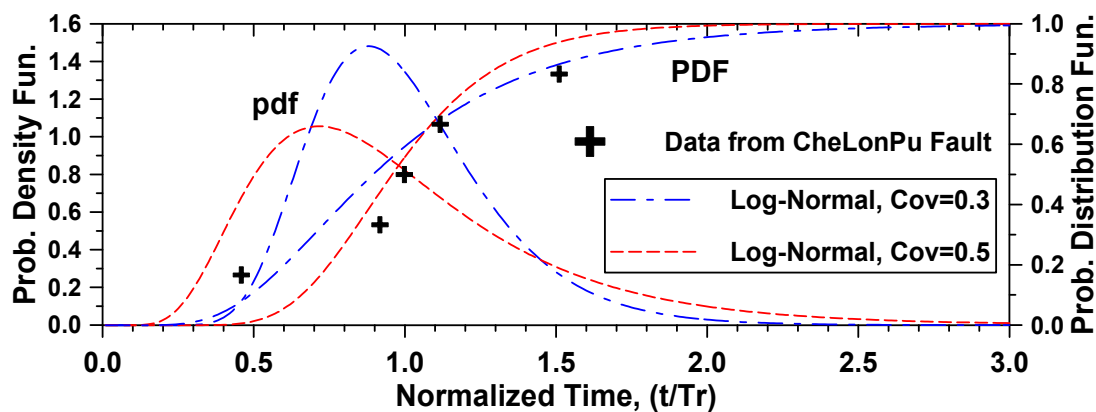
$$\lambda_T = \lambda_c + \lambda \cdot T_p \quad (9)$$

Der-Kiureghian 及 Ang於1977年提出的斷層開列模式，假設地震震央發生在已知斷層線上的任意位置的機率均等，且斷層開裂面由震央向兩側平均開裂。這些假設有部分產生相互矛盾，例如震央發生在斷層線的端點附近時即產生矛盾。該文獻又根據工址與斷層線的垂足位置的關係，將一條斷層切割成兩段或加入一段虛擬斷層，亦會導致錯誤，當由地震規模評估的斷層開裂長度大於斷層線長度時，可能嚴重高估地震危害度。本文修正前述錯誤，直接假設開裂面在斷層線上的任意位置的機率均等，且直接採用真實斷層線與工址間的幾何關係，建立所有斷層開裂面可能位置與工址間的最近距離關係式，以修正前述文獻之錯誤，進行地震危害度分析。

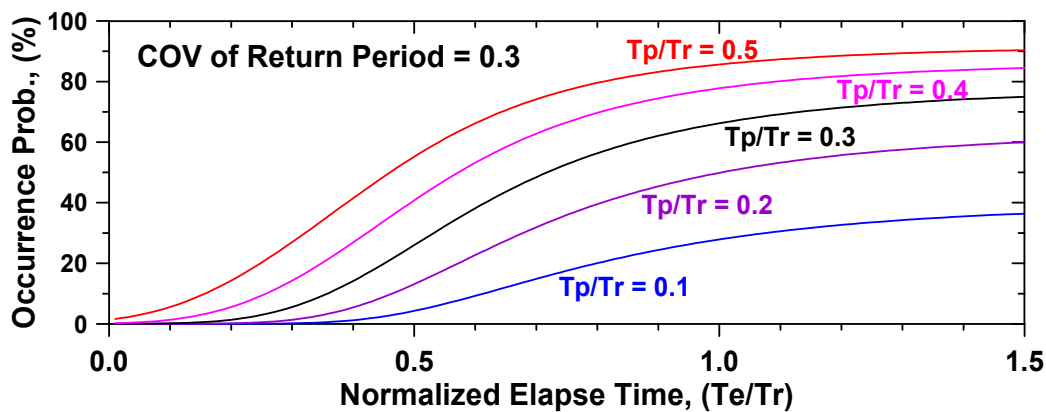
以車籠埔斷層附近之工址為例，以前述方法，分析工址 $T_p = 50$ 年內的地表加速度超越機率曲線如圖B.3(a)所示。圖中分析位於車籠埔斷層東側三個工址的地震危害度，三個工址與車籠埔斷層的距離分別

為10、20、30公里，同時繪出活動斷層以再現期可預測之特徵地震模型的分析結果及以穩態Poisson模型的分析結果。以車籠埔斷層而言，因其靜止期極小，使得穩態Poisson模型的分析結果高估危害度，不符合一般認知。工程設計常用結構壽命 $T_p = 50$ 內的超越機率為10%做為設定設計地震之標準，就斷層距離10公里的工址而言，設計地震PGA值由0.24g被放大至0.52g，此一現象僅發生於直接受斷層影響的近斷層區域的工址。因為，在未來 $T_p = 50$ 內發生特徵地震的機率極微，對地震危害度的貢獻很小，圖B.3(a)實線為區域地震貢獻總和（結果）。以梅山斷層附近之工址為例，假設梅山斷層特徵地震再現期之期望值 T_r 為150年，COV為0.5；以前述方法，分析工址 $T_p = 50$ 年內的地表加速度超越機率曲線如圖B.3 (b)所示，分別繪出以再現期可預測之特徵地震模型的分析結果及以穩態Poisson模型的分析結果。以梅山斷層而言，因其靜止期較大 $T_e / T_r = 0.67$ ，穩態Poisson模型的分析結果低估危害度。

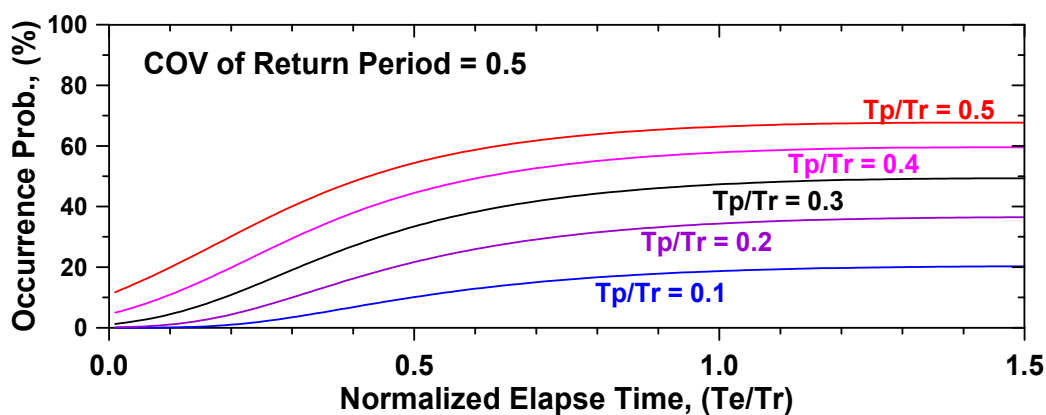
以再現期可預測模型(time-predictable model)的特徵地震，模擬臺灣地區第一類活動斷層的地震活動，引用活動斷層的古地震調查(陳文山等，2005)及地震學研究之成果綜合研判活動斷層的再現期機率密度函數(溫國樑等，2005)。由工程可靠度分析的理論，計算不同靜止期的條件下，未來一定期間內的斷層再發生特徵地震的機率或發生率，進而計算活動斷層的特徵地震對工址的地震危害度的貢獻量，再與區域地震的危害度的貢獻相加而得到工址未來 T_p 年危害度曲線。



圖B.1 特徵地震再現期之機率密度函數與機率分佈函數
(假設對數常態分佈)

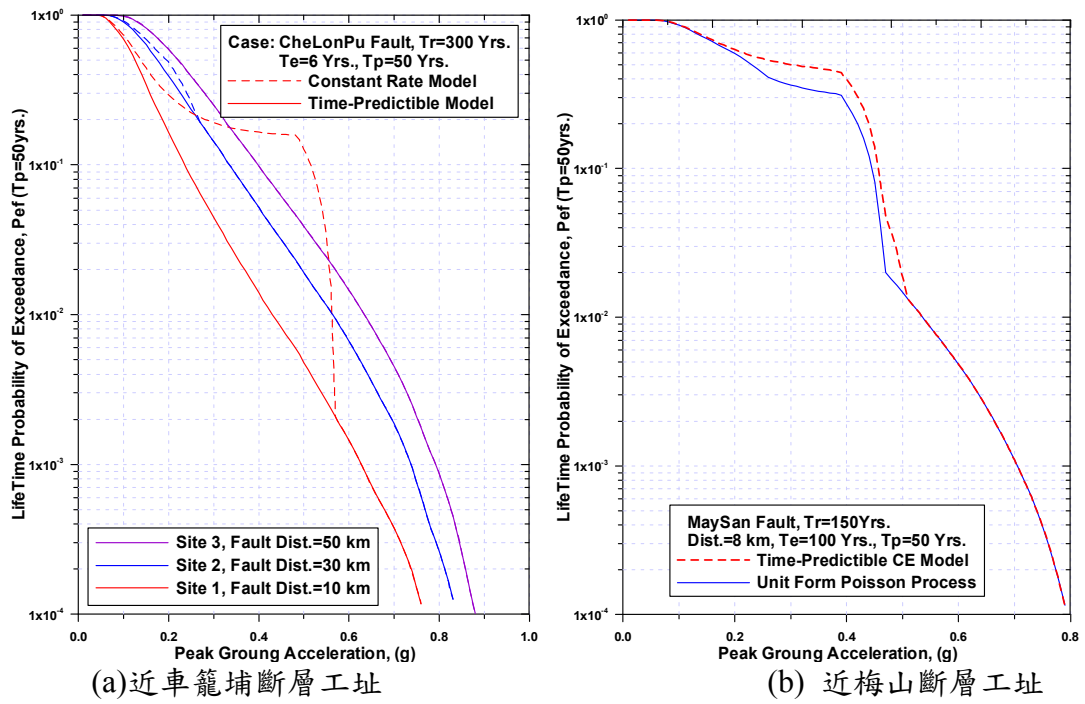


(a) 再現期之 COV=0.3



(b) 再現期之 COV=0.5

圖B.2 特徵地震一定期間(T_p)的發生機率與靜止期(T_e)之關係



圖B.3 活動斷層特徵地震模型對危害度分析影響（案例分析）

附錄 3 期中報告審查意見處理情形表

交通部運輸研究所合作研究計畫

☒期中 ☐期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究 (2/4)

執行單位：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
高苑科技大學建築系 劉白梅教授：		
1. 堅實地盤的判定證據 (P.2-1、2-2) 似乎略嫌薄弱，可否結合微地動量測 (P.2-26、2-27) 的傅立葉分析加以驗證 (以花蓮港為例)。	將花蓮港區地質視為堅實地盤，除報告文中所述之鑽孔資料外，另亦經由目前所收集到的鑽探報告、震測資料與港區地質研究報告等資料整體綜合研判之結果，後續除將再持續蒐集該地區之鑽探資料，並將於期末報告補充說明判定依據及花蓮港區地質工程特性等內容。 另因微地動量測試之振源不完全來自工址下方地盤深處，亦可能來自地表之自然或人為活動，故其頻譜分析結果未必能完整反映地盤振動特性，應不宜以此作為判定地盤堅實程度之依據。	同意。
2. 地震危害度分析中採機率法與定值法，可否將此結果於第三章動力分析中加以應用，而非以 0.2g、0.33g 作為輸入地震。	因各子計畫執行齊頭並進，故於碼頭耐震評估時，係先採航海協會建議 L1 與 L2 二級地震，該兩級地震依港灣耐震設計規範分別為 0.2g 及 0.33g。後續研究將改為應用地震潛勢分析結果，並依據航海協會建議之 L1 及 L2 計算所對應的 PGA 作為輸入地震，進行碼頭構造物之耐震性能評估，並於期末報告提出成果。	同意。
3. 進行潛勢分析後，對斷層開裂長度與地震規模的關係可否加入本土性的基礎	請詳見本件之附加說明，並將於期末報告中補充說明與修正。	同意。

資料 P.2-10 G-R 關係之 b 值為何假設為 0.2？請說明。 P2-11、2-13 內容請詳加說明，P2.15 結論 4 是否有誤？		
4.重力式碼頭與板樁式碼頭的動力分析採用不同的分析軟體，請於文內稍加說明此軟體的可信度，另二分析之結果請以相似之內容結構說明，並統一使用之相同參數，如輸入地震、C、 ϕ 、地下水位等。	因去年度研究計畫中沉箱式碼頭之耐震評估須考慮土壤液化情況，FLAC 分析軟體中之孔隙水壓模式，一般認為對土壤液化之模擬較佳，故採用 FLAC 進行分析，今年即沿用於重力式碼頭之耐震能力評估。 PLAXIS 程式提供許多現成的分析模組，可供分析時直接選用，操作上相當方便，且分析效率佳，為工程上常用之分析軟體之一。由於本計畫對於板樁式碼頭，擬以動力分析法直接進行易損性分析，所需分析量相當大，基於分析效率考量，對於板樁式碼頭結構採用 PLAXIS 進行分析。板樁式碼頭運用 PLAXIS 進行分析，此為荷蘭官方針對大地工程需求所發展之有限元素分析程式，在國、內外學界與業界均廣泛使用；有關 PLAXIS 程式之說明，將於期末報告補充。 有關本研究相關分析所用之參數，現正持續蒐集資料與檢討，後續研究將統一採用相同參數，並採相同的內容架構敘述。	同意。
5.應用於 TELES 的易損曲線，重建成本與一般房屋結構應會有差異，應另行加以估算並作說明。	碼頭構造物與一般建築之重建成本確有差異，如 4.4.2 節所述本研究係考量碼頭原始建造費用與物價指數變動來估算。	同意。
中山大學海洋環境及工程學系 李賢華教授：		

1.構造物破壞分析方法中，如動力分析敘述較為簡略宜做補充。	有關第三章中板樁式碼頭耐震評估動力分析法所採用的分析軟體簡介、分析模式與相關參數設定等，將再加強補充說明，並於期末報告提出。	同意。
2.本案例中分析了花蓮港的部分碼頭，在各種碼頭型式中，因應當地的地震特性宜有較清楚的說明何種型式之設計較佳。	將對現有花蓮港碼頭進行分類，透過對每類碼頭進行易損分析，由其易損曲線即可比較出各類碼頭耐震能力之優劣。	同意。
3.廣義的港灣構造中包括了防波堤，雖然其控制力為波力，在大型地震之作用反應如何，是否列入補充。	依本研究計畫之招標文件與合約，防波堤並未納入執行範圍中，本計畫僅針對碼頭構造物進行研究。	同意。
4.部分圖中碼頭名稱不一致，請修正。	有關第三、四章中碼頭斷面圖名稱不一致處，已經修正。	同意。
明新科技大學土木工程系 王華弘教授(書面審查意見)：		
1.研究團隊所提供之期中報告，內容詳實，學理及文獻充分，分析方法和理論背景介紹詳細，足見團隊成員用心認真，付出之時間與成果值得肯定。		
2.遺憾的是，所有花蓮港之港區液化潛勢分析，所使用之資料乃採用 1976 或是 1988 的鑽探結果，(參 P.2-39 表 2.1.1)，	花蓮港區之地質或相關設計資料蒐集不易，但現仍持續努力中，後續研究過程將隨時修正引用，或採用規範及相關文獻資料予以合理假設。	同意。

不但使研究價值大幅降低，其後所努力之分析亦多所假設，未來運用的風險性較大。		
3.任何工程均有其工址之特性，在分析花蓮港碼頭穩定性時，因為相關地質資料欠缺，貿然使用台中港碼頭地質參數，其最後之結論並不具備參考價值，對於團隊之資格和能力，無疑是計畫執行的一大缺憾，宜謀求其他改善之道。	現正蒐集相關資料並檢討合宜之花蓮港地質及相關材料參數，將於後續分析時統一使用相同參數於各類碼頭耐震評估分析，並於期末報告提出評估結果。	同意。
4.整本報告，太多學理和不必要之背景理論，致使潛勢分析增添不必要的複雜性，建議內容宜採精簡方式陳述結果。	後續針對各章節內容陳述方式，將再加檢討，以清楚說明。	同意。
5.看不出來期末報告還有什可以預期的內容和工作項目。	期中報告係以花蓮港為主。 期末報告將再加入蘇澳港之地震潛勢分析與微振動試驗分析、花蓮港其他主要碼頭型式之耐震性能評估、耐震分析參數檢討、以及碼頭之本土化易損參數檢討等工作項目之研究成果。	同意。
本所港研中心朱金元科長：		
1.花蓮港之耐震能力分析卻引用台中港之地質參數，其適當性請說明。	有關沉箱式碼頭耐震性能評估之期中進度，主要為動力分析模式之研擬與確認，故暫先使用台中港地質參數，現正蒐集相關資料並檢討合宜之花蓮港地質參數，將於後續分析中運用，並於期末報告提出評	同意。

	估結果。	
2. 台中港或花蓮港之分析結果希望能提出台灣西部海岸或東部海岸碼頭結構物之適用型式以供管理單位參考。	第四章中針對港區各碼頭型式進行易損分析，所得之易損曲線即可視為此類碼頭於該港區之耐震能力，後續可針對台中港與花蓮港區碼頭易損曲線進行比較，即可探討類似型式之碼頭在不同地質條件下之耐震性能。	同意。
3. 碼頭結構物之重建成本如何求得？	如 4.4.2 所述本研究係考量碼頭原始建造費用與物價指數變動來估算。	同意。
4. 能否一併檢討「耐震設計規範」對於港區甲、乙分區適用性？	港灣構造物耐震設計規範中之港區甲、乙分區，係參考民國 88 年頒佈之建築物耐震設計規範所訂定，然而目前之建築物耐震設計規範已經多次修正，且設計地震水準亦有所不同，故港區設計地震水準確有重新檢討之需要。 惟本研究目的係在評估港區的地震潛勢，探討小範圍區域的地震特性，兩者範圍不同，故本研究中港區地震潛勢分析成果，應不宜直接作為檢討規範中分區適用性之依據。	同意。
5. 各子計畫之研究成果必須前後一致，報告內容請根據報告章節將各子計畫加以整合。	將於後續執行與報告撰寫過程，強化本研究計畫之一致性與整合性。	同意。
本所港研中心陳清桂研究員：		
1. 第二年研究標的之港區，為何工作項目或研究範圍有所不同。	本年度計畫中蘇澳港與花蓮港之工作內容，係依據招標文件所列研擬。	同意。
2. 本計畫最後之成果，對未來建立港灣構造物遭受地震危害之早期預警系統之可行性及可靠性為何？	研究計畫之最後成果主要為 TELES 之港灣模組，可用於對地震災害進行境況模擬，作為災前預防、災時應變或災後重建之參考。其系統之可靠性仍需透過未來實際發生之地震災損加以檢驗修正。	同意。

3.如何驗證各項評估模式或潛勢分析之正確性、可靠性？	基於使用分析參數與分析模式存在一些假設條件，在實測資料有限的情況下，目前僅能透過分析結果的趨勢來判斷分析的正確及可靠性。後續仍需累積更多的實測資料來驗證分析結果的正確性，並校正分析參數與分析模式。	同意。
本所港研中心賴研究員瑞應：		
1.建議花蓮港重力式碼頭之耐震能力評估不要引用臺中港之土壤參數，因為如此評估之結果是無意義的，建議可以參考花蓮港其他碼頭之設計參數，或依據經驗或相關規範來假設相關參數均較引用其它港之參數為佳。	現正蒐集相關資料並檢討合宜之花蓮港地質及相關材料參數，將於後續分析時統一使用相同參數於各類碼頭耐震評估分析，並於期末報告提出評估結果。	同意。
2. p3-10 依據規範混凝土與拋石之摩擦係數 μ 為 0.6，請修正。另外報告提到由圖 3.1.15 與圖 3.1.16 可看出沉箱內填砂單位重愈高穩定性就愈好，似乎看不出來，請再確認修正。	有關混凝土與拋石之摩擦係數 μ 將修正為 0.6，並重新進行分析。另圖 3.1.15 及 3.1.16 並未比較填砂單位重之影響，相關敘述將修正。	同意。
3.重力式碼頭之耐震能力評估將牆背摩擦角 δ 分為 0 度與 15 度探討是否有需要，一般工程實務不可能做到光滑無摩擦角的牆面，故均假設牆	於重力式碼頭之耐震能力評估時，因相關參數不足，若考量最保守之情況，則假設牆背摩擦角 δ 為 0 度。後續將蒐集與研訂花蓮港之相關分析參數，並假設牆背摩擦角 δ 為 15 度，以進行後續研究。	同意。

背摩擦角 δ 為 15 度。		
4.重力式碼頭之耐震能力評估動力分析部份未說明評估成果，請補充。	由於目前沉箱式碼頭耐震性能評估現正進行分析模式研擬，尚未進行動力分析；將持續檢討分析模式與參數，其完整分析結果將於期末報告提出。	同意。
5.板樁式碼頭之耐震能力評估簡易分析法部份，完整之耐震能力評估應不僅於評估板樁之貫入長度安全係數，依據規範應包含板樁之容許應力及錨錠系統是否降伏，請補充說明原因。誠如報告小結之論述，PIANC 之簡易分析法採用之經驗公式不適用於花蓮港板樁式碼頭之耐震能力評估，其原因為表 3.2.2 之經驗公式取樣數不足，導致公式之相關係數值低，標準偏差大。故不建議採用 PIANC 之簡易分析法。	板樁式碼頭耐震能力評估簡易分析中，有關板樁樁身最大彎矩與錨錠拉桿所受拉力等分析結果如表 3.2.10 所示，板樁降伏彎矩與錨錠拉桿降伏拉力如表 3.2.4 所示，具體比較結果將於期末報告補充。 如委員所述，本研究並不建議採用簡易分析法進行板樁式碼頭之耐震評估，故於其易損性分析時，係採用動力分析法，後續研究之板樁式碼頭耐震評估亦將以動力分析法為主。	同意。
6.圖 3.2.17、圖 3.2.19、圖 3.2.21 及圖 3.2.23 中之彎矩圖有誤，請再確認。	委員所提之板樁樁身彎矩分佈狀況，經檢討可能原因應在於數值分析模式之設定所致，以圖 3.2.17 為例，(a)板樁彎矩圖中高程 $y = -0.5\text{m}$ 與(b)錨錠版彎矩圖中高程 $y = 0.5\text{m}$ 處，為拉桿兩側錨錠之位置，因拉桿之拉力造成剪力不連續，故彎矩在此出現明顯轉折；至於(a)板樁彎矩圖中高程 $y = 0.5\text{m}$ 處，因其上方配置有混凝土塊體固接於板樁背側（見圖 3.2.9），在本研究	同意。

	分析模型中亦模擬之（見圖 3.2.12），此造成結構體斷面性質及背側土壓分佈之不連續，而導致此處出現另一彎矩明顯轉折；後續將檢討修正數值分析模式，以期能更合理與適切地評估板樁牆體之受力反應。	
7.請補充說明重力式碼頭及板樁式碼頭之動力分析軟體為何使用不同軟體，原因為何。	因去年度研究計畫中沉箱式碼頭之耐震評估須考慮土壤液化情況，FLAC 分析軟體中之孔隙水壓模式，一般認為對土壤液化之模擬較佳，故採用 FLAC 進行分析，今年即沿用於重力式碼頭之耐震能力評估。 PLAXIS 程式提供許多現成的分析模組，可供分析時直接選用，操作上相當方便，且分析效率佳，為工程上常用之分析軟體之一。由於本計畫對於板樁式碼頭，擬以動力分析法直接進行易損性分析，所需分析量相當大，基於分析效率考量，對於板樁式碼頭結構採用 PLAXIS 進行分析。	同意。

附加說明：

委員意見：

進行潛勢分析後，對斷層開裂長度與地震規模的關係可否加入本土性的基礎資料？P.2-10 G-R 關係之 b 值為何假設為 0.2？請說明。P.2-11、2-13 內容請詳加說明，P.2.15 結論 4 是否有誤？

回覆：

1. 本報告對於斷層破裂長度與地震規模之關係，參考了 Wells and Coppersmith(1994)及 Tsai et al.(1987)之關係式進行地震規模之估算。Wells and Coppersmith(1994)之關係式根據加州地區 224 筆斷層地震分析出在不同斷層形式的斷層長度 L（公里）與規模 M_W 之間的關聯性。其中逆斷層形式之回歸結果如下式：

$$M_W = 5.00 + 1.22 \times \log(L), \sigma = 0.28$$

在台灣，Tsai et al.(1987)根據地震等震圖研究出台灣地區之地震資料中斷層開裂長度 L（公里）與地震近震規模 M_L 關係如下：

$$L = \exp[1.006 M_L - 3.232], \sigma_{\ln L} = 0.422$$

本報告決定活動斷層特徵地震規模時，乃同時針對兩關係式估算結果及歷史地震進行評估。

為比較兩者斷層長度與地震規模之關係式應用於台灣地區之合理性，以 921 地震為例，實際發生之地震規模為 $M_L 7.3$ (USGS: $M_W 7.6$)，而車籠埔斷層長度約 105 公里。將斷層長度依兩式進行規模估算，結果如下：

斷層名稱	斷層型態	斷層長度 (km)	Tsai et al. (1987)	Wells et al.,(1994)		
			$M_L(+1\sigma)$	$M_W(+1\sigma)$	M_L	$M_L+1\sigma$
車籠埔斷層	逆移斷層	105	7.84(8.26)	7.47(7.75)	7.02(7.19)	7.16(7.33)

上表中 M_W 與 M_L 之轉換關係採用吳逸民等人(2000)所發表之結果，乃利用台灣地震資料回歸出之經驗公式：

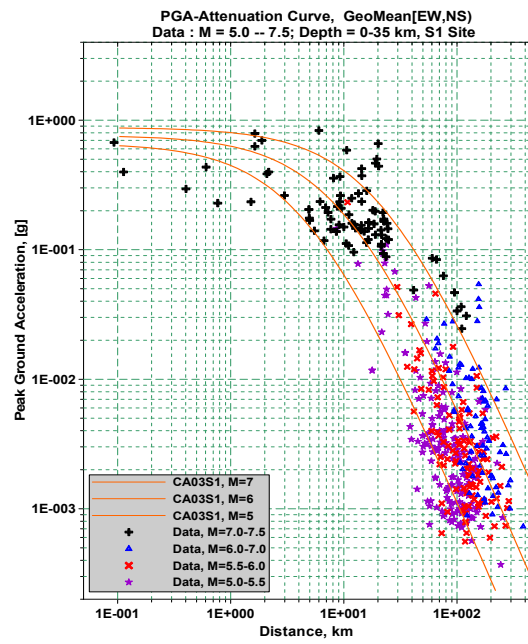
$$M_L = 4.533 \ln(M_W) - 2.091 \pm 0.14$$

由上表比較結果顯示 Wells and Coppersmith(1994)應用於台灣地區活動斷層之地震規模估算應屬合理。因此，本報告將花東縱谷地區之活動斷層依上述兩組公式估算可能之地震規模，其結果如下表所示。將表中 Tsai et al.與 Wells et al.之結果與花東縱谷南北段之歷史地震相較，兩者之結果接近實際地震規模，皆落於一個標準偏差範圍內。因此，本研究最終採用之特徵地震規模則

以歷史地震規模為參考，並考量一個微小增量，進行地震危害度分析。

斷層名稱	斷層形式	斷層長度(km)	Tsai et al., 1987	Wells et al., 1994			本研究使用之參數	
			$M_L(+1\sigma)$	$M_w(+1\sigma)$	M_L	$M_L+1\sigma$	M_c 歷史地震規模	再現期
米崙斷層	逆移斷層	25	6.41(6.83)	6.71(6.99)	6.53(6.72)	6.67(6.86)	7.1 (考量斷層長度的不確定性)	600
奇美斷層	逆移斷層	18	6.09(6.51)	6.53(6.81)	6.42(6.61)	6.56(6.75)	7.1 (1951 年、古地震資料及斷層長度)	250
玉里斷層	逆移斷層	43	6.95(7.37)	6.99(7.27)	6.73(6.9)	6.87(7.04)		
池上斷層	逆移斷層	47	7.04(7.46)	7.04(7.32)	6.76(6.93)	6.90(7.07)		

- 對於活動斷層相關之大規模地震，稱為特徵地震，其特性有二：(1)其再現期為可預測，(2)規模為可預測。對於特徵地震之再現期可依據古地震調查研究成果得到，在規模的部分，依據統計其變化約在 0.5 左右，在此變化區間內，其發生機率為一均勻分佈，此部分與 Wells and Coppersmith(1985)之假設相近。若將特徵地震之發生頻率採用 G-R 關係式進行模擬，在一極小 b 值下 (0.1-0.2 間)，其發生機率將會接近一均勻分佈，符合特徵地震模式。故本報告中採 $b=0.2$ ，以 G-R 關係式模擬特徵地震之發生機率。
- 關於地震危害度分析過程中所使用之參數將更詳加說明於期末報告中。
- 經重新檢討與計算，該結論中，花東縱谷南段之池上等斷層，在規模 $M_L 7.1$ 及距離 43.12 公里之影響下，PGA 值約為 0.11g。



圖：本報告所採用之堅硬地盤地震動衰减律

附錄 4 期末報告審查意見處理情形表

交通部運輸研究所合作研究計畫

☐期中☒期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究 (2/4)

執行單位：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
高苑科技大學建築系劉 白梅教授：		
1. 蘇澳港區的地盤特性在 P.3-3 描述為「普通地盤」，但在進行地震危害度分析時卻採用堅實地盤的衰減律，又於文中述及「軟弱土層」，請說明。	該段內文中所稱「軟弱」其原意為相對於堅實地盤而言，普通地盤較為軟弱；惟未免造成誤導，業已依據規範中之地盤分類用辭，修改相關內容。	同意。
2. 微振動量測的目的是希望了解場址地盤、碼頭構造物之自然振動特性，可否在描述時再具體說明！如 P.3-13 素地與構造物的差異為何？有無關聯？	(1)微振動量測試之目的，在於量測港區現址在週遭環境微振源作用下，地盤與碼頭構造物的振動歷時反應，並進行頻譜分析，藉以探討港區之地盤振動特性是否符合「港區場址特性」節中所述之地層特性，並由碼頭構造物之振動反應判斷其是否有結構異常情況，已於報告中加以補充描述。 (2)有關蘇澳港區素地與構造物振動特性的差異及關聯性等探討，亦已於報告 3.4.2 節中加以補充說明。	同意。
3. 動力分析中對分析方	業於報告中再加以補充說明	同意。

法的地盤模型與結構構件描述過於簡略，無從判斷結果之可靠性，請詳細說明（並與 P.4-23 一併檢討）。	動力分析之地盤模型與結構構件等相關內容。	
4. TELES 的境況模擬於期末會否對港研中心進行課程訓練？	計畫執行成果送交後，將依港研中心需求配合提供操作課程或諮詢，另如國震中心舉辦 TELES 相關訓練課程或研討會，亦將主動通知，俾便港研中心派員參與。	同意。
5. P.2-10 公式 2.2.4 的出處請說明。P.4-1 第Ⅲ級、第Ⅳ級均以中文解釋「接近破壞」，可否修正。P.4-8 文字「牆體後踵垂直向前…」踵字何解？P.4-47 表 4.1.9、P.4-52 表 4.2.9 及 P.4-53 表 4.2.15 請改中文。P.A-4 印刷有誤。	(1)公式出處原內容中已述及，為求明確已再予補充說明。 (2)經檢討後第Ⅲ級為「接近破壞」、第Ⅳ級為「已破壞」，已於第四章中修正。 (3)牆體後踵之「踵」字，係指牆體結構背側最下緣處，與「後」相連，會造成誤解，故將牆體後踵改為牆體踵部。 (4)附錄 A 中 P.A-4 公式與內文疊印之處，業已修正。	同意。
中山大學海洋環境及工程學系 李賢華教授：		
1. 本計畫案就港灣的地質場址特性調查相當清楚，然就港灣的結構型式及其與場址特性之相關及抗震特性可否有具體建議。	各場址之碼頭結構型式之選取與設計，常需綜合考量環境、政策、社會、經濟、用途與工程等多面向之標的。如單就工程角度而言，原則上港灣場址之工程特性如屬較堅硬土層，應較適合採用剛性較佳的碼頭結構型式；如場址之工程特性屬較軟弱	同意。

	土層，則應較適宜採用韌性較佳的碼頭結構型式。已於第六章中加以補充。	
2. 本案研究重點甚多以統計方法為主如易損曲線基本上與 PGA、PGD 之關係為線性，是否因為使用方法之影響，其可靠度為何？供未來港灣設計之參考性為何？宜詳述。	如報告第五章內容所述易損曲線之線形，通常假設為對數常態分配之累積機率函數，並非單純線性，由求得之各碼頭易損曲線結果顯示符合度尚佳，此一假設應具可靠度。依此假設所求得易損參數，後續可於港灣震損境況模擬時參用，已於報告第五章中述明運用方式。	同意。
明新科技大學土木工程系 王華弘教授：		
1. 期末報告內容充實，且針對期中報告委員意見多所改進，研究團隊學理專精，各類分析方法理論充實，資料完整，軟硬體設備完善，努力成果值得肯定。	感謝委員肯定。	同意。
2. 花蓮港區第 25 號碼頭，並未作深入探討，請加此碼頭分析納入成果報告中。	於選取碼頭分析案例時，主要考量型式相近且數量多之結構類型較具代表性，其分析結果應用範圍將較為廣泛。因花蓮港區的 19~21 號碼頭具備此項特點，且第 25 號碼頭之結構型式亦與 19~21 號碼頭相似，故本研究選取 19~21 號碼頭作為沉箱式碼頭代表性碼頭。	同意。
3. 碼頭建造均已有一段時日，卻未見報告中	港研中心過去曾對各重要港區進行港灣構造物現況調查	同意。

針對結構之現況進行評論，且缺乏對長期維護記錄或是老舊的現象，在建置分析模型中，作任何「折減」。	與檢測之相關研究，且該課題並非本研究計畫所關注之重點，故報告中並不作相關評論。然而，建置分析模型時，確有參考相關研究成果，考慮碼頭構造物現況，將分析參數予以適當折減，已於成果報告中作補充說明。	
4. 蘇澳港碼頭共 14 座，僅針對 4、6、8 號進行分析，請於報告中敘明其他碼頭因為規模、類型及尺寸相近，因此僅以 4、6、8 號碼頭作代表。	選取 4、6、8 號碼頭作代表之原由，已於報告第三章中補充說明。	同意。
5. 建議將兩個港灣各碼頭的號碼、型式、破壞模式、安全係數、易損性參數及分析假設條件，作成總表一次說明。	本期計畫中有關碼頭之耐震能力評估，依合約工作內容，僅針對花蓮港區進行；進行耐震能力評估所需之相關參數等內容與表格已於第四章中述明。	同意。
6. 各碼頭之分析，均以「單獨」個體進行模擬，是否應就碼頭之間特別是不同型態碼頭之間，因為外力產生「互動」或「互制」的情形，加以描述。	實務上碼頭單元間會以伸縮縫予以隔離，且碼頭單元間之束制效應可提升碼頭強度並降低地震需求，故分析時將各碼頭單元視為單獨個體應屬合理，並能獲得偏保守之結果。	同意。
本所港研中心前研究員 退休 賴聖耀研究員：		
1. 本計畫在有限經費內，研究內容仍相當豐富，包括花蓮港及蘇澳港兩個港區之地	感謝委員肯定。	同意。

震潛勢評估、港灣構造物的耐震能力分析以及港灣構造物的災況模擬分析等。其中兩個港區地震之可能發生的時間序列和地域之研究，有創新的研究方法，而地震潛勢和液化潛能評估，亦提出具體的定量分析成果，可供該兩港灣設計之參考依據。		
2. 民國 75 年 11 月 15 日花蓮地震 $M_L=6.8$，花蓮港某碼頭後線有沉陷災害，本研究未加以探討分析，有些可惜。由於本計畫是連續性的計畫，盼望後續的計畫中能加以補充探討。	已依委員所提供之訊息，再進行民國 75 年 11 月 15 日花蓮地震之歷時記錄與花蓮港區災損等資料之搜尋作業，後續如能取得相關資料將在後續計畫內容中加以補充。	同意。
3. 有關液化潛能分析，本文雖以較有統計依據的邏輯迴歸方法所建立的新模式進行分析，但該方法應該較適用於西海岸港區之砂土層，而花蓮港及蘇澳港兩個港區，大部份為礫石含量極高之土層，宜以礫石土層之液化潛能分析方法較適宜。盼望後續的計畫中能加以補充探討。	將依委員建議於後續研究中，蒐集有關礫石土層之液化潛能分析方法，如有適宜用於花蓮與蘇澳港區之相關評估方法，將另再補充探討。	同意。
4. P.3-43~P.3-48 之微地	感謝委員之寶貴建議，茲已	同意。

動試驗分析，若能以 Nakamura (1989) 所發展的頻譜比 (H/V) 分析法，探討共振主頻及場址可能的放大效應，將會有更好的分析成果，可參考港研中心 94、95 年度相關的自辦研究報告。	採用該方法進行花蓮港區素地微振動分析，並獲得具代表性之結果，將補充於成果報告內。	
5. P.6-6 之結論花蓮港 17-18 號消波方塊碼頭，S4 滑動面之臨界加速度僅需 0.101g。是否可幫忙查民國 75 年 11 月 15 日地震，花蓮港之 PGA 是否已超過 0.101g。	(1)關於 17~18 號消波方塊式碼頭之臨界加速度求取是假設不考慮塊體間槓桿作用所提供的額外抗剪力，若依設計資料計算此滑動面楔樁之抗剪力的話，該滑動面之臨界加速度值則會大於 0.101g，此部分已於報告第四章中加以說明。 (2)另有關 75 年 11 月 15 日花蓮地震之相關地震記錄收集部分，已與氣象局及中研院聯絡，如能取得本次地震歷時資料，將再提供相關資訊。	同意。
本所港研中心朱金元科長：		
1. 第六章目錄名稱與報告內不符，請修改。	已修正目錄中第六章名稱為結論與建議。	同意。
2. 簡報資料沒有結論與建議，請補充。	已於簡報中補充結論與建議。	同意。
3. 請按本所出版品規定格式撰寫報告。	已依相關規定修改報告撰寫之格式。	同意。
本所港研中心賴瑞應研究員：		
1. 個人肯定地震中心研	感謝委員肯定。	同意。

究團隊的付出，也感謝他們幫港研中心對花蓮港及蘇澳港做地震潛勢評估及花蓮港之碼頭做耐震能力評估。僅題供幾點建議供研究單位參考。		
2. 完整重力式碼頭耐震能力評估應包括滑動檢討、傾覆檢討及基礎承载力檢討，請補充。	已於第四章補充重力式碼頭之傾覆檢討及基礎承载力檢討等相關內容。	同意。
3. 第4-29頁板樁抗傾覆安全係數 $S.F.=1.16$ ，報告評估板樁貫入深度符合要求，但依基準地震力作用下，安全係數 $S.F.$ 要大於1.2，請研究單位再確認，另外拉桿僅計算承受張力大小，但未見評估是否安全。	有關抗傾覆安全係數業已確認並加以修正為「略低於規範要求」，另已參照規範進行拉桿張力與版樁樁身最大彎矩之檢核，並於第四章中補充相關內容。	同意。
4. 表4.2.3 花蓮港8、9號碼頭結構構材材料參數表，表內降伏彎矩及降伏張力，若依基準做簡易分析時，是否有考慮到強度折減問題，請研究單位再確認。	進行簡易分析以及建置動力分析模型時，確有參考相關研究成果，考慮碼頭構造物現況，將分析參數予以適當折減，於成果報告中已作補充說明。	同意。
5. 希望本研究完成後，研究團隊能針對部頒設計基準做一探討，並提供相關建議供未來基準修訂之參考。	預期將於本計畫全程執行後，依據各期相關研究成果探討設計基準，提出建議以供修訂參考。	同意。

港灣地區地震潛勢及港灣 構造物耐震能力評估之研 究 (2/4)

期 末 報 告

主持人：陳 正 興

中華民國 97 年 11 月 19 日



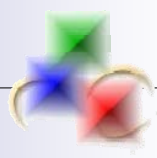
國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

簡 報 大 綱

- 1 研究目的與範疇
- 2 港灣地區地震潛勢評估
- 3 碼頭構造物耐震評估
- 4 碼頭構造物易損性分析
- 與災害境況模擬
- 5 結論與建議

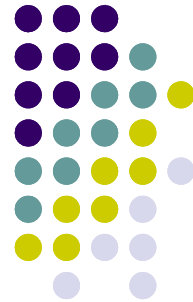


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



研究目的與範疇

1



3



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

研究背景與目的

- 台灣處於地震帶，經常受到地震威脅，地震防災工作相當重要。
- 港灣設施在地震時易受損壞，將影響港口營運，對經濟造成衝擊。
- 研究目的即為針對港灣地區進行地震潛勢分析，並評估港灣結構物之耐震能力，結合境況模擬技術，評估港灣地區之災損情形，作為防災計畫之參考。



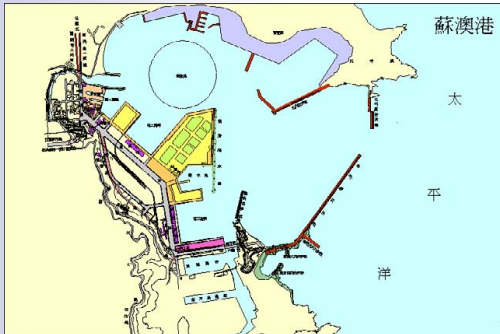
4



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

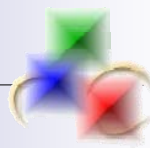
研究範圍與對象

- 計畫全程需時四年，本團隊已於96年完成台中港區之地震潛勢分析、港灣結構物耐震能力評估，及研擬TELES系統港灣設施震損評估模組之架構，並應用於評估港灣地區震後之災損情況。
- 本(97)年度計畫以蘇澳港區及花蓮港區為研究對象。
- 後續再逐年針對基隆港、台北港，以及高雄港等港區進行分析，完成全部工作。



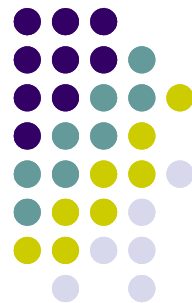
本年度工作項目及內容概要

1. 針對蘇澳港區與花蓮港區建立地震危害度分析模式，評估該地區之地震潛勢，並決定該地區之控制地震。
2. 針對花蓮港區建立並驗證港灣構造物耐震能力評估模式，包括重力式碼頭與板樁式碼頭，並以此模式評估碼頭之耐震能力。
3. 蒐集與建置TELES系統港灣設施災損模組基本參數與資料，並以花蓮港區為對象，進行災損評估模擬與分析。



港灣地區地震 潛勢評估

2



7



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

港灣地區地震潛勢之評估

■ 目的

- 了解花蓮暨蘇澳港區之地震潛勢，以及場址效應，作為評估既有港灣構造物耐震能力、模擬地震災損之依據。

■ 主要工作項目：

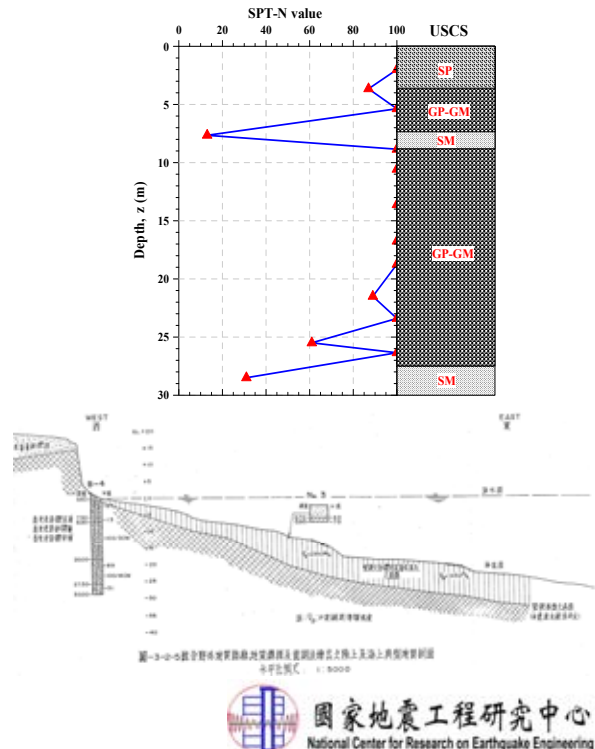
- 港區鄰近測站強震歷時及場址特性資料之蒐集
- 港區地震危害度分析
- 港區地震可能發生時間序列或地域分析
- 港區之微振動量測與分析
- 港區土壤液化之危害度分析

8



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

- 根據陸上鑽孔資料顯示，大部分鑽孔在深度10-20m即遇岩盤，各鑽孔岩盤以上之土層分佈類似。以花蓮港港務大樓鄰近之30m深鑽孔為例，在7.65m處有厚1.45m的粉質砂層(SPT-N值=13)、28.5m處有厚2.5m的粉質粗細砂及礫石層(SPT-N值=31)，其餘均為粉質砂礫石及中小卵石(SPT-N值>60)。
- 由震波探測顯示，基盤岩層由岸向海漸深，深度約由最低水位下10m降至35m；其上覆蓋之堅硬砂礫粉土層或風化基盤厚度約為5~20m，亦由岸向海遞增。
- 綜合研判，花蓮港區場址之平均SPT-N值>50，依建築物耐震設計規範屬**堅實地盤**，後續將以適用於堅實地盤之地震動衰減律來進行地震危害度分析。
- 場址效應在本港區場址毋須考慮，土壤液化危害度評估所須之最大地表加速度PGA值，採用堅實地盤之分析結果。



- 地震目錄：
 - 資料長度為1900年~2007年7月。
- 震源分區：
 - 反映地震空間分佈之不均勻性
 - Zone B與Zone C
- 震源深度：以35公里為界
 - 淺層地震：以線震源模擬。
 - 深層地震：以點震源模擬。
- 地震規模與再現頻率： $\log N(m) = a - bm; m_0 < m < m_u$
 - Gutenberg & Richter, 1954
- 地震動衰減率：
 - Jean et al., 2006 $PGA(g) = 0.00284e^{1.73306M} [R + 0.09994 \exp(0.77185M)]^{-2.06392}$

花蓮港區地震危害度分析(2/4)

■ 分析方法

- 機率分析法：將港區附近的可能地震震源均列入分析中，並分別建立其機率分布模型，以危害度曲線表示。
- 定值分析法：針對特定的震源對象，評估最大可能地震，並以其為模擬地震進行分析，決定所引致的地表運動參數值。

■ 活動斷層特徵地震參數及未來發生機率

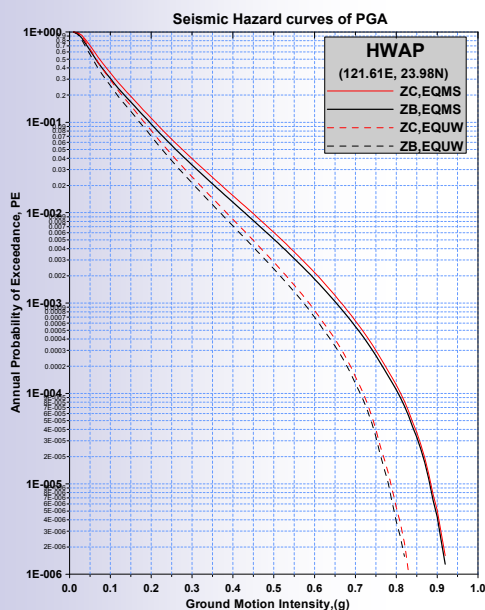
斷層名稱	斷層長度(km)	Tsai et al., 1987	Wells et al., 1994			本研究使用之參數		
		$M_L(+1\sigma)$	$M_w(+1\sigma)$	M_L	$M_L+1\sigma$	M_c 歷史地震規模	再現期	發生機率(%) 50年
米崙斷層	25	6.41(6.83)	6.71(6.99)	6.53(6.72)	6.67(6.86)	7.1 (考量斷層長度的不確定性)	600	0.031
奇美斷層	18	6.09(6.51)	6.53(6.81)	6.42(6.61)	6.56(6.75)	7.1 (1951年、古地震資料及斷層長度)	250	5.649
玉里斷層	43	6.95(7.37)	6.99(7.27)	6.73(6.9)	6.87(7.04)			
池上斷層	47	7.04(7.46)	7.04(7.32)	6.76(6.93)	6.90(7.07)			

11

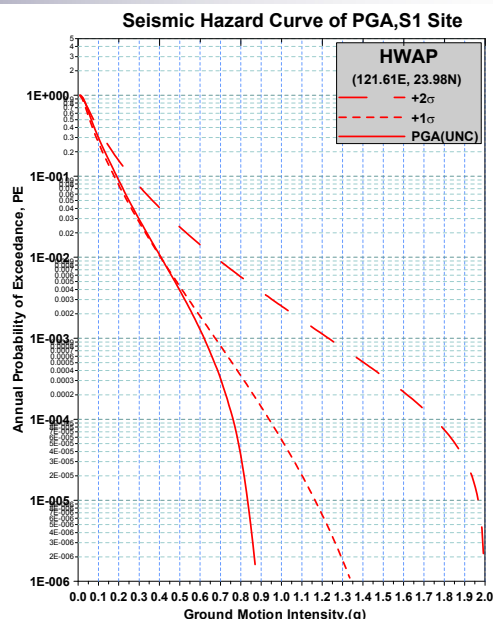


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

花蓮港區地震危害度分析(3/4)



不同震區劃分與地震目錄所得之危害度曲線



花蓮港區之平均地震危害度曲線

12



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

花蓮港區地震危害度分析(4/4)

- 經由參數拆解所得之75年、475年及2500年之地震規模分別為 $M_L 6.6$ 、 $M_L 7.0$ 及 $M_L 7.2$ 。
- 活動斷層定值法
 - 主要針對對工址極可能帶來危害之震源進行分析
 - 境況模擬地震規模採用Wells and Coppersmith建議經驗式來分析。

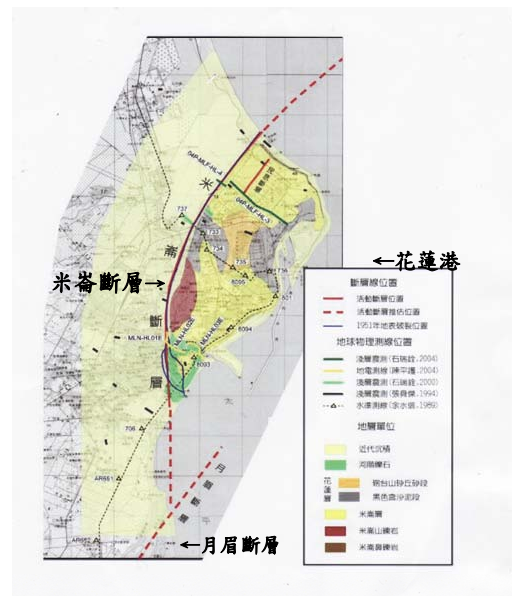
$$M_w = 5.00 + 1.22 \cdot \log(L) \quad (\text{Wells and Coppersmith, 1994})$$
 - 距花蓮港區1.3公里的米崙斷層，考量可能之地震規模 $M_L 7.1$ ，該地震所對應PGA值0.80g。
 - 花東縱谷南段之池上等斷層，未來發生機率達5.7%，考量地震規模 $M_L 7.0$ ，其對應PGA為0.11g。

花蓮港區地震可能發生時間序列與規模分析(1/3)

- 利用灰色系統理論與模糊數學，進行地震發生之時間序列與規模的預測分析。
 - 時間鏈數列預測模式
 - 災變預測模式
 - 拓模預測模式
 - 次數時間數列預測模式
 - 灰色模糊預測模式
- 歷史地震目錄
 - 範圍：花蓮港地區半徑30km內
 - 經緯度：N23.7~N24.3，E121.33~E121.93
 - 地震規模：大於6.0
 - 資料年限：1604~2007年，共400餘年
- 探討斷層：米崙斷層、月眉斷層

- 花蓮港區**未來50年內**（2008~2057年）的地震潛勢
 - 2008~2014年最少一次 $M \geq 6.5$ 或 $M \geq 7.3$ 的地震
 - 2028~2032年最少一次 $6.7 \leq M \leq 7.2$ 或 $6.0 \leq M \leq 6.6$ 的地震
 - 2031~2060年最多一次 $M \geq 7.0$ 的地震
- 花蓮港區**未來50至100年內**（2058~2107年）的地震潛勢
 - 2068~2079年最少一次 $M \geq 7.3$ 或 $M \geq 6.5$ 的地震
- 花蓮港區**未來100年內**，發生規模7以上的地震潛勢極高。可能為以下四個時期：
 - 2014年左右， $M \geq 7.3$ 。
 - 2028年左右， $6.7 \leq M \leq 7.2$ 。
 - 2031~2060年間， $M \geq 7.0$ 。
 - 2068年左右， $M \geq 7.3$ 。
- 對規模7.3以上而言，應關注2014年及2068年左右時期。

- 依地震地質綜合研判：
 - 未來100年內花蓮港區**米崙斷層**和**月眉斷層**均有錯動的可能。
 - 發生的時間可能為：2014年、2018年、2031~2060年、2068年。
- **米崙斷層**之規模7.3以上的錯動，將對花蓮產生嚴重影響。
- 花蓮港區設計地震結論
 - 以未來100年而言，花蓮港區地震災害模擬的設計地震為**規模7.0至7.3**。
 - 可能震央位置：
 - **米崙斷層**錯動，震央距離 5km。
 - **月眉斷層**錯動，震央距離10km。



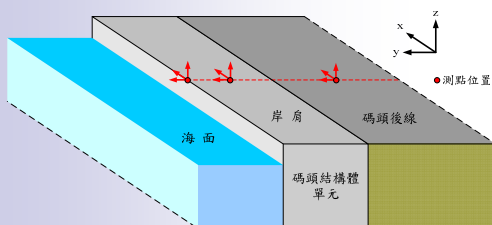
量測設備

- ☐ VSE-15D速度型感應器
- ☐ SPC-51集錄系統



量測位置

- ☐ 素地：港務大樓鄰近空地
- ☐ 混凝土重力式碼頭：3號
- ☐ 消波沉箱式碼頭：20號
- ☐ 消波方塊式碼頭：18號
- ☐ 混凝土方塊式碼頭：7號
- ☐ 板樁式碼頭：8號



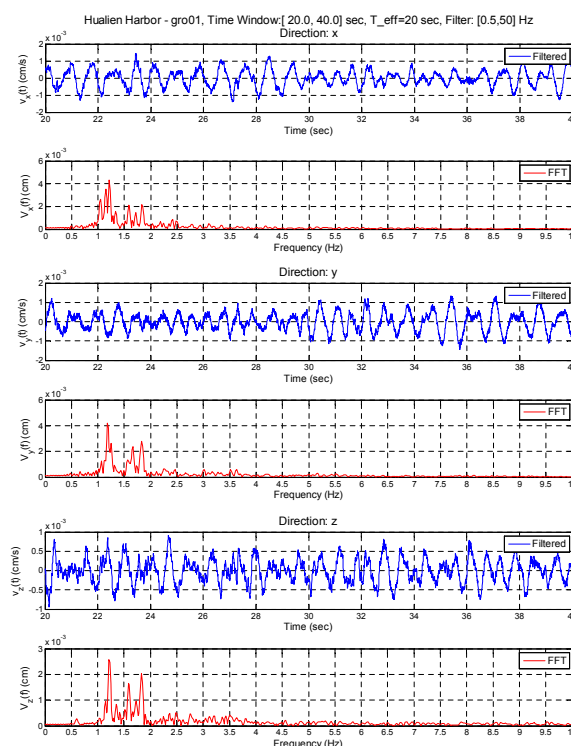
17



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

素地-港務大樓鄰近空地

- ☐ 三方向振動的主要顯著頻率均在1.2Hz附近。
- ☐ 另於1.6~1.8Hz附近亦有明顯振動含量。
- ☐ 代表花蓮港區地盤本身之振動特性。

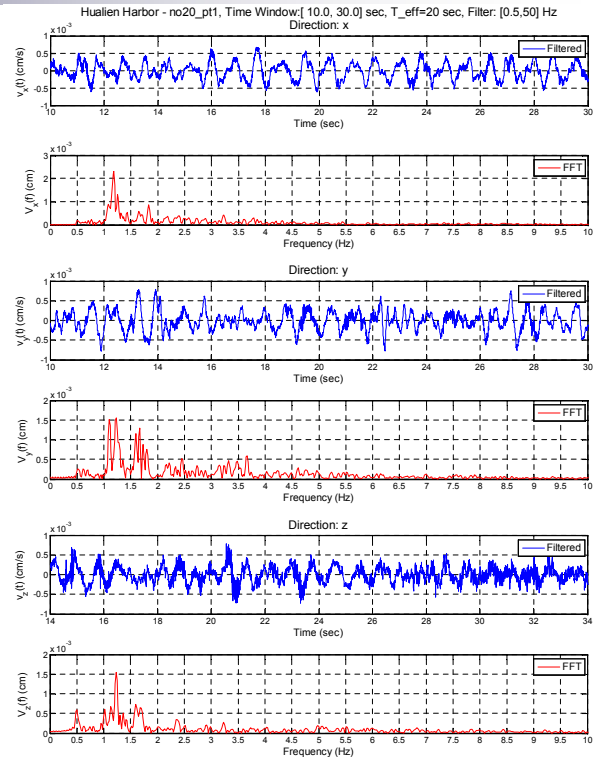


18

■ 消波沉箱式碼頭-20號

- 碼頭岸肩前緣、岸肩中點及後線之三方向振動的主要顯著頻率均在1.1~1.2Hz附近。
- 另於1.6~1.8Hz附近亦有明顯振動含量。
- 與素地相似，碼頭振動特性受地盤振動特性控制。

20號消波沉箱式碼頭岸肩前緣微振動量測結果

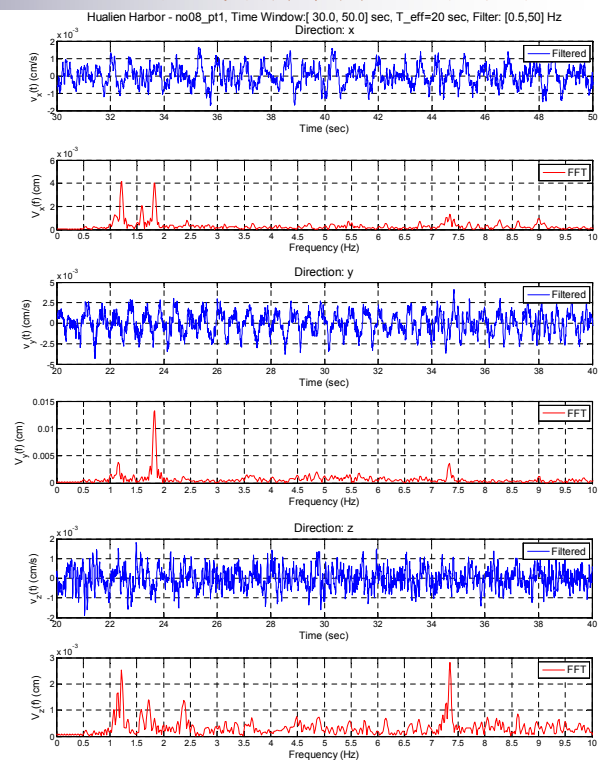


19

■ 板樁錨碇式碼頭-8號

- 碼頭岸肩前緣與中點處之振動特性相當接近：
 - x-dir (1.2Hz, 1.6~1.8Hz, 7.3Hz)
 - y-dir (1.8Hz, 1.2Hz, 7.3Hz)
 - z-dir (1.2Hz, 7.3Hz, 1.6-1.7Hz, 2.4Hz)
- 碼頭後線：
 - X向振動與Y向振動方面，與岸肩前緣及岸肩中點處一致。
 - z-dir (1.2Hz, 1.6-1.7Hz, 2.4Hz, 7.3Hz (unclear))
- 7.3Hz附近之振動含量，推測其可能為碼頭作業機具或船舶設備之運轉所造成。
- 其餘特性與素地相似，顯示碼頭振動特性亦受地盤振動特性影響。

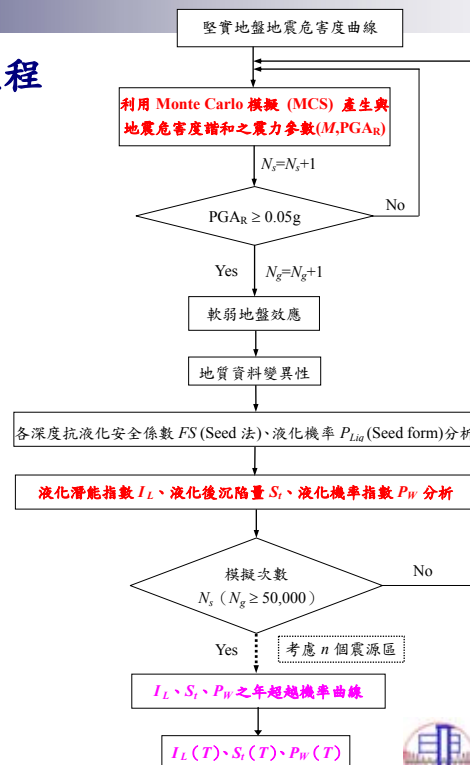
8號板樁式碼頭岸肩前緣微振動量測結果



20

- 本研究所謂之場址效應，主要係指地表加速度相對於基盤加速度之放大係數而言，此係數是土壤液化危害度分析時之重要考量因素。
- 由前述港區場址特性之說明可知，花蓮港區場址係屬於堅實地盤，最大地表加速度可逕採用堅實地盤之地震危害度分析結果。
- 因此，花蓮港區毋須再進行場址效應分析。

■ 液化危害度分析流程

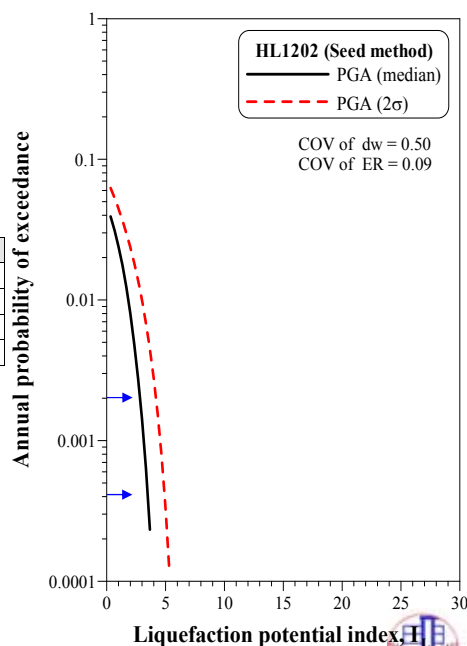


■ HL1202鑽孔場址液化潛能指數 I_L 之危害度

液化潛能指數 (liquefaction potential index) I_L (Iwasaki et al., 1982) :

$$I_L = \int_0^{20} F \cdot W(z) dz$$

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



$$I_L < 5$$

液化程度
「輕微液化」

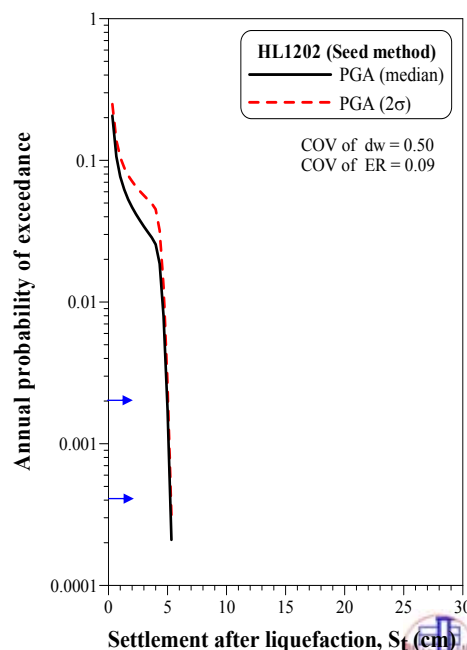
23

■ HL1202鑽孔場址液化後地盤沈陷量 S_t 之危害度

液化後地盤壓密沈陷量 S_t
(Ishihara & Yoshimi, 1992) :

$$S_t = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{vi} H_i$$

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



$$S_t < 10 \text{ cm}$$

地表損害程度
「輕到無之程度」

24

■ HL1202場址液化機率指數 P_w (Seed form) 之危害度

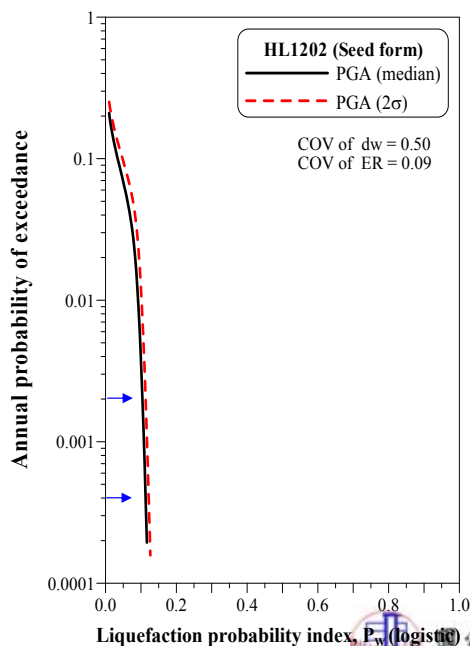
液化機率指數 (liquefaction probability index) P_w (黃富國, 2008) :

$$P_w = \frac{\int_0^{20} P_{Liq}(z)W(z)dz}{\int_0^{20} W(z)dz}$$

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

液化條件機率(Seed form)
(黃富國, 2008) :

$$P_{Liq} = \frac{1}{1 + \exp\{-[10.097 - 0.245(N_1)_{60cs} + 3.757 \ln(CSRN)]\}}$$

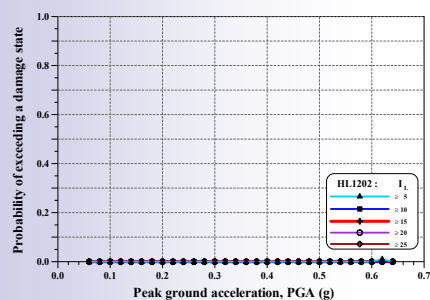


$P_w < 0.3$

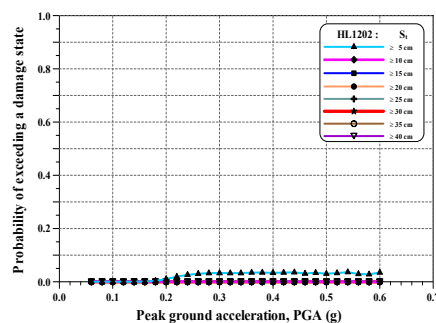
液化損害程度
「輕微液化」

25

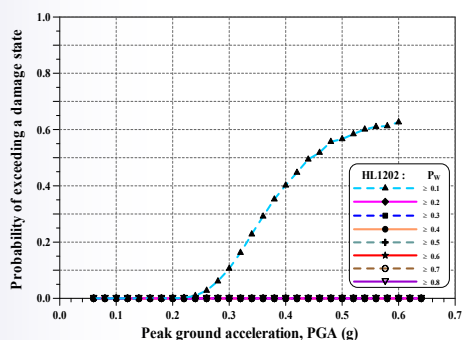
HL1202鑽孔場址液化潛能指數 I_L 之易損性



HL1202鑽孔場址液化後地盤沈陷量 S_L 之易損性



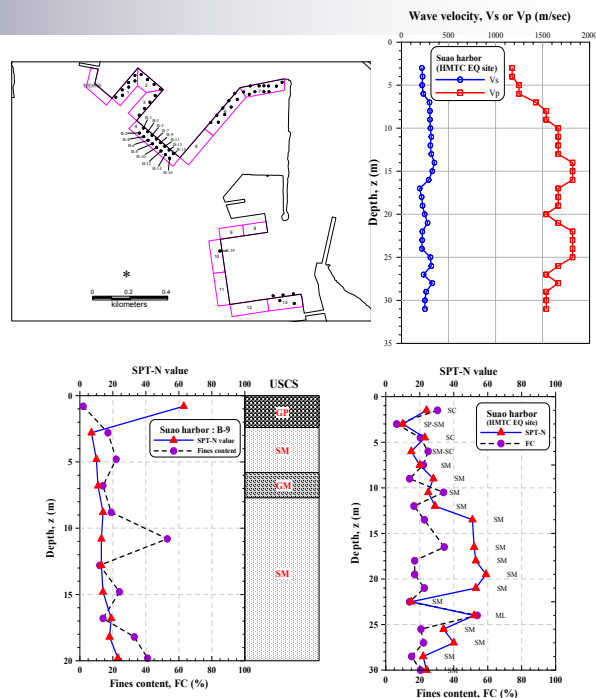
HL1202鑽孔場址液化機率指數 P_w (Seed form) 之易損性



26

蘇澳港區場址特性

- 17個陸上鑽孔（民國67年，中華顧問工程司）
 - 近地表20m範圍內，5~10m深度多為灰色粉土質細砂含貝殼、黃色風化碎岩含粉土質細砂，或灰色礫石含粉土質細砂等之回填土層；
 - 其下為原海底之土壤，以灰色砂質粉土、粉土質細砂，或粉土質細砂含礫石等為主。
 - 港區場址土層性質變異性很大。
- 蘇澳港區監測站鑽孔（交通部運研所）
 - 近地表30m深度範圍內，主要仍以粉質砂土層為主
 - SPT-N值隨深度之變化仍大。
 - 從地表至31m深度，剪力波速 V_s 介於194~351m/s之間。但在地表下31m深度處， V_s 只有250m/s，顯示並未達堅實地盤。
- 近地表30m土層平均剪力波速為258.1m/s，介於180m/s~360m/s。
 - 據此研判本場址屬於規範所定義之「第二類地盤」，為普通地盤。



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

27

蘇澳港區地震危害度分析

- 經由參數拆解所得75年、475年及2500年回歸期之控制地震規模分別為 $M_L 6.6$ 、 $M_L 6.9$ 及 $M_L 7.1$ 。
- 本分析主要依據堅實地盤地震動衰減律進行分析，所得之結果為堅實地盤所適用。
- 蘇澳港灣地區位於宜蘭平原上，屬於普通地盤，如未來欲進行耐震設計或其他後續分析，則本分析之地震危害度曲線對應之地震動值，需再考慮場址效應。
- 另因蘇澳港地區於鄰近範圍內無主要之特定地震貢獻來源，故本研究對於蘇澳港區不進行定值法分析。



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

28

(1) 未來50年內（2008~2057年）的地震潛勢

- (a) 2016~2020±20年至少一次 $M \geq 7.1$ 或 $M \geq 7.3$ 的地震。
- (b) 2027~2028±23年至少一次 $6.5 \leq M \leq 7.2$ 的地震。
- (c) 2033±30年至少一次 $M \leq 6.5$ 的地震。

(2) 未來50至100年內（2058~2107年）的地震潛勢

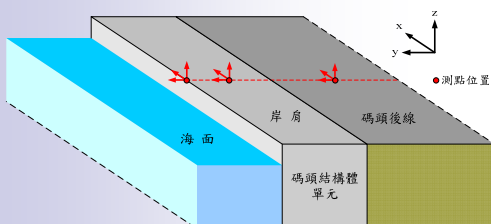
- (a) 2084~2085±25年至少一次 $M 6.7 \sim M 6.8$ 的地震。
- (b) 2096~2100年會有一次 $6.5 \leq M \leq 6.7$ 的地震。

■ 蘇澳港區設計地震結論

- 以未來100年而言，蘇澳港地區地震災害模擬的設計地震為規模6.5至7.2(7.0為佳)。
- 可能的震央位置為蘇澳港外海20km至40km左右的和平海盆，震央距離為20~40km。

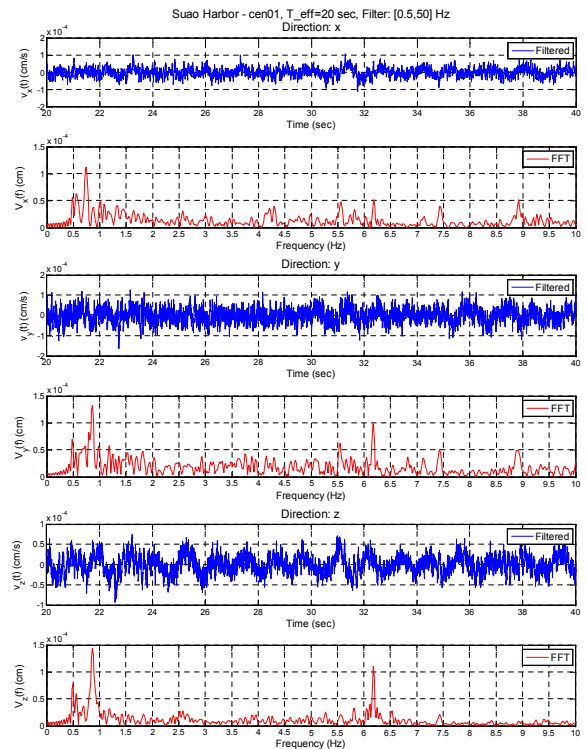
■ 量測位置

- 岩盤露頭：中央礁石
- 素地：港研中心液化監測站鄰近空地
- 沉箱式碼頭：4號
- 棧橋式碼頭：6號
- 方塊式碼頭：8號



■ 岩盤露頭-中心礁石

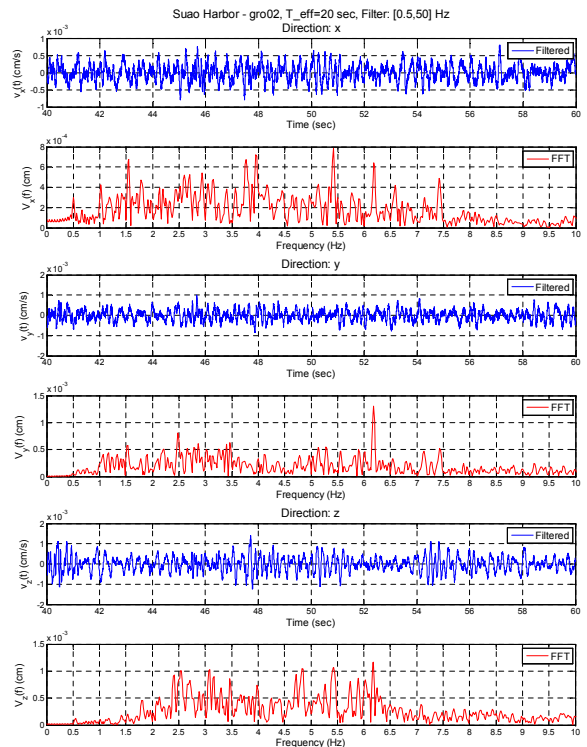
- 三方向均在0.7~0.9Hz間有明顯尖峰，然因其週期超過一秒，且中心礁石所在位置接近堤防，此可能係為海浪所造成。
- 在6.2Hz附近亦出現明顯尖峰，其可能代表蘇澳港區岩盤之振動特性。



31

■ 素地-液化監測站鄰近空地

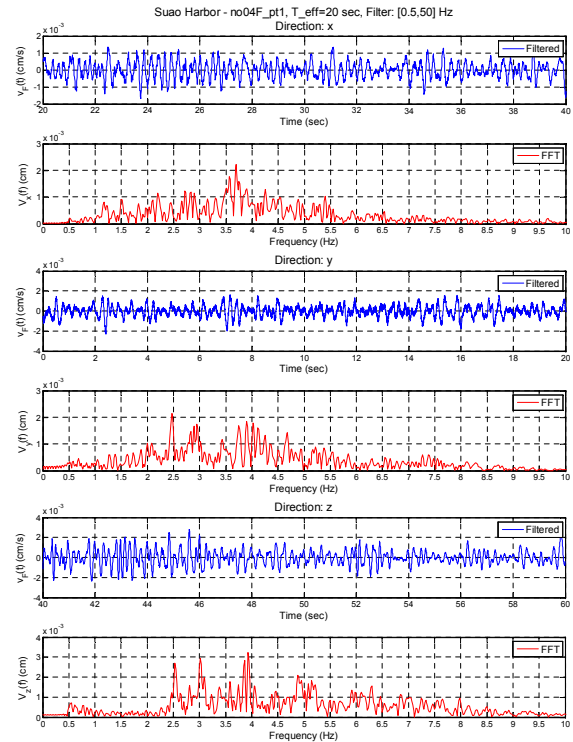
- 於2.5~3Hz附近，在三方向均有較明顯的振動含量。
- 另外於6.2Hz附近亦出現尖峰值（與中心礁石處分析值接近），研判此可能係受岩盤振動特性之影響。



32

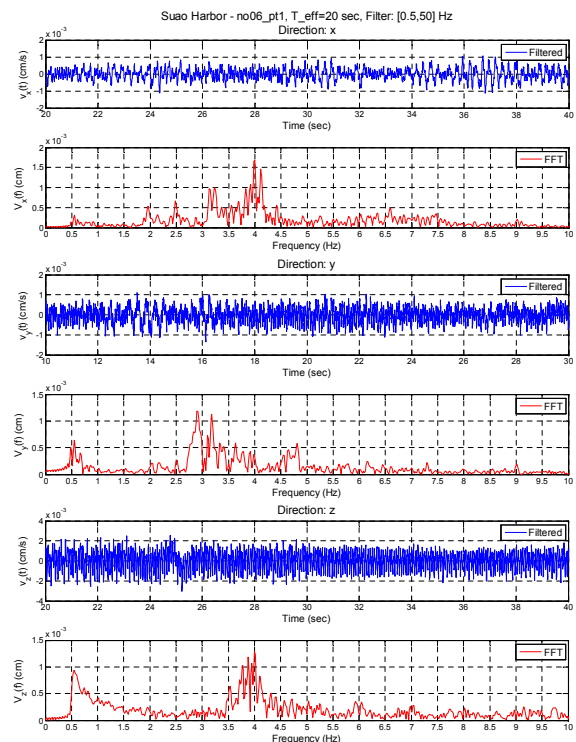
■ 沉箱式碼頭-4號

- 分別針對因民國75年11月15日花蓮地震而產生外傾之單元，與未發生明顯外傾之另一單元，進行微振量測。
- 外傾單元岸肩前緣
 - x-dir(3.5~4Hz), y-dir(4Hz), z-dir(2.5Hz, 3Hz, 4Hz)
- 未外傾單元岸肩前緣
 - x-dir(3Hz, 3.5~4Hz), y-dir(3Hz, 4Hz), z-dir(2.5~3Hz, 4Hz)
- 外傾單元與未外傾單元之振動特性並無明顯差異，應是因為4號碼頭在75年花蓮地震受損後，曾實施補強修復，故雖然部分單元仍有些微外傾，但已達安全穩定狀態。



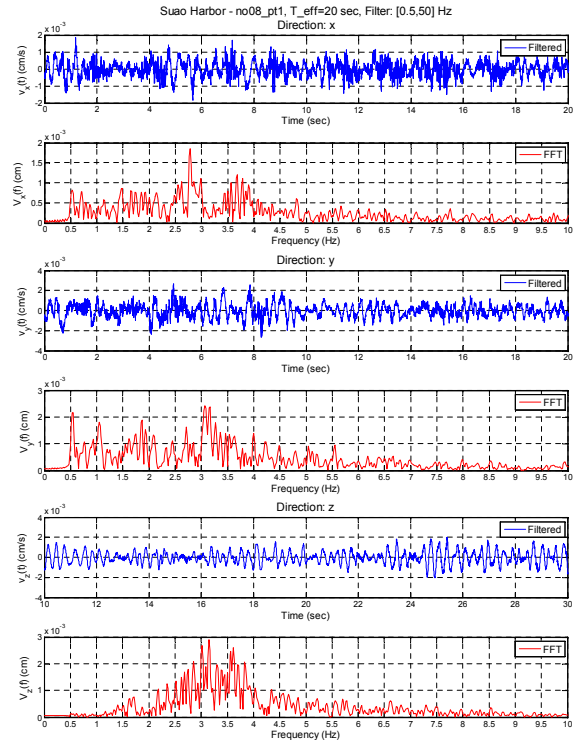
■ 棧橋式碼頭-6號

- x-dir (3~3.5 Hz, 4Hz)
- y-dir (2.8~3.2 Hz)
- z-dir (4Hz)
- 6號棧橋式碼頭y向（垂直碼頭面線）之勁度較x向（平行碼頭面線）為低之現象。



■ 方塊式碼頭-8號

- x-dir (2.5~3 Hz, 3.5~4 Hz)
- y-dir (3.2 Hz)
- z-dir (3~4 Hz)
- 綜合以上，蘇澳港區之素地振動顯著頻率大致符合普通地盤之特性(2.5-3Hz)。此外，各類型碼頭結構之振動顯著頻率均在3~4Hz間，且各量測碼頭均無明顯異常現象。



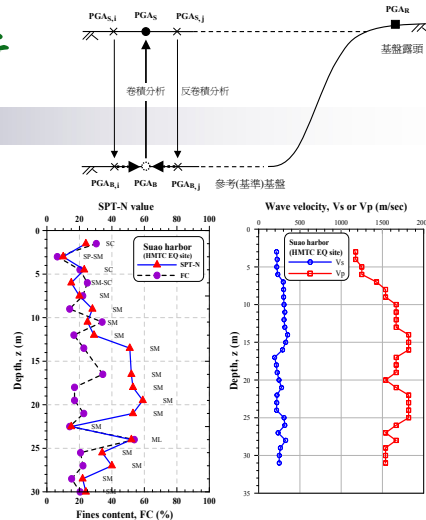
35

■ 地盤模型：

- 近地表5~10m多為粉質細砂、礫石含粉土質細砂等之回填土層。
- 其下為原海底之土壤，以砂質粉土、粉質細砂，或粉質細砂含礫石等為主。
- 至地表下31m深，未發現較堅實之岩盤。

■ 輸入運動：

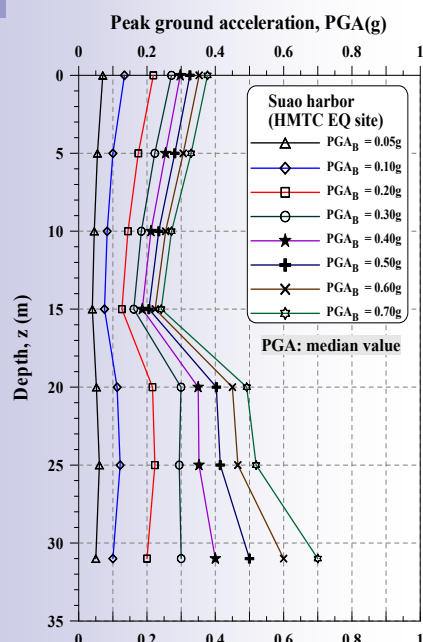
- 距蘇澳港區場址700m範圍內強震測站
 - 士敏國小 (ILA007) 及蘇澳氣象站 (ILA068)。
- 16組加速度歷時紀錄(每組包含EW&NS)
 - 近年14次地震，包括1999年921大地震，及2002年331大地震等資料。
 - 地震規模(M)均大於5.0 (5.26~7.30)
 - PGA>50gal，最大者為384gal
 - 震源深度介於2~66km之間
 - 震央距離介於6~137km之間



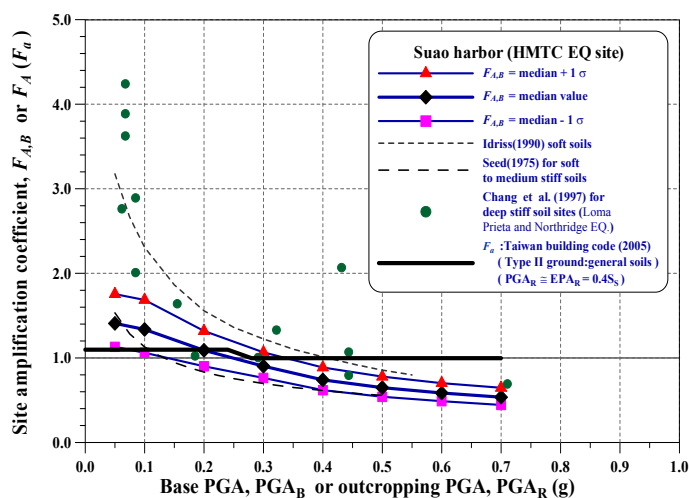
測站	經度 (°)	緯度 (°)	規模 M	震源深度 h (km)	震央距離 R _c (km)	NS	EW	UD	最大地表加速度 PGA (gal)	記錄時間
ILA007	121.84	24.46	6.50	5.30	14.64	334.54	384.12	312.66	19940605010916	
ILA007	122.27	24.64	5.66	2.00	43.19	50.60	53.12	35.12	19941028235101	
ILA007	121.67	24.61	6.50	39.88	17.92	79.20	87.32	57.66	19950625065855	
ILA007	121.85	24.32	5.80	8.79	30.35	80.16	54.32	36.06	19950714165235	
ILA007	122.35	24.49	6.14	65.68	52.15	52.64	52.76	30.74	19960729202047	
ILA007	120.82	23.85	7.30	8.00	133.01	84.88	60.48	35.76	19990920174737	
ILA007	121.73	23.36	6.90	31.33	137.04	62.38	64.42	22.90	19991101175314	
ILA007	121.88	24.36	5.26	6.96	26.18	80.58	84.94	42.34	20001229180253	
ILA007	121.93	24.42	6.30	17.29	21.17	205.16	147.08	55.68	20010614023537	
ILA007	122.19	24.14	6.80	13.81	61.38	267.72	232.98	138.76	20020331065227	
ILA007	122.02	24.37	5.72	23.22	30.68	78.60	67.30	34.16	20030609093726	
ILA068	121.93	24.42	6.30	17.29	21.53	117.12	110.60	92.78	20010614023511	
ILA068	122.19	24.14	6.80	13.81	61.62	196.72	121.18	104.44	20020331065242	
ILA068	121.87	24.65	6.20	8.52	6.20	219.40	264.56	402.62	20020515034548	
ILA068	121.84	24.65	5.90	6.39	6.20	183.58	210.96	178.60	20050305190625	
ILA068	121.80	24.65	5.96	6.95	7.91	123.28	247.52	135.96	20050305190736	

36

蘇澳港區之場址效應分析



場址地盤最大加速度PGA隨深度變化圖



放大係數 $F_{A,B}$ 或 F_A (F_a)與參考(基準)基盤最大加速度(PGA_B)或露頭最大加速度(PGA_R)之關係

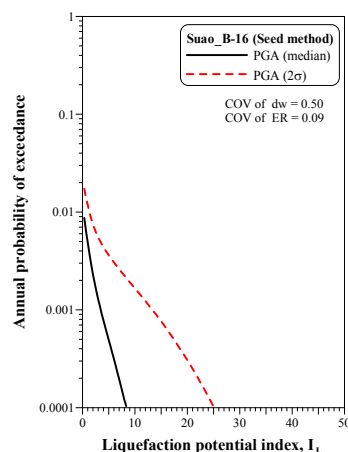
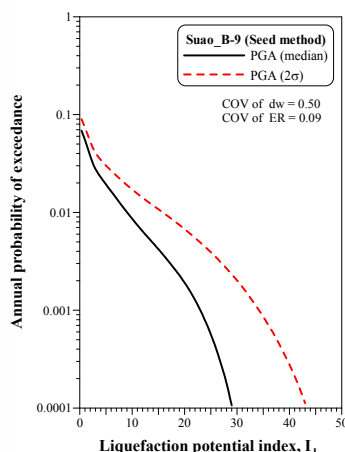
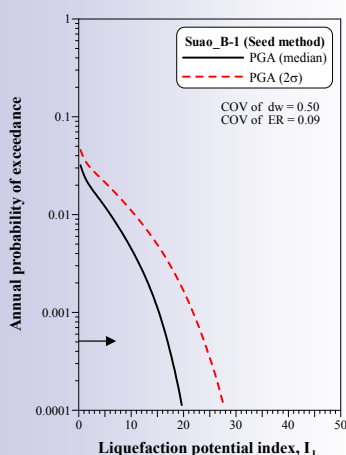


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

37

蘇澳港區土壤液化之危害度分析(1/3)

■ 鑽孔場址液化潛能指數 I_L 之危害度



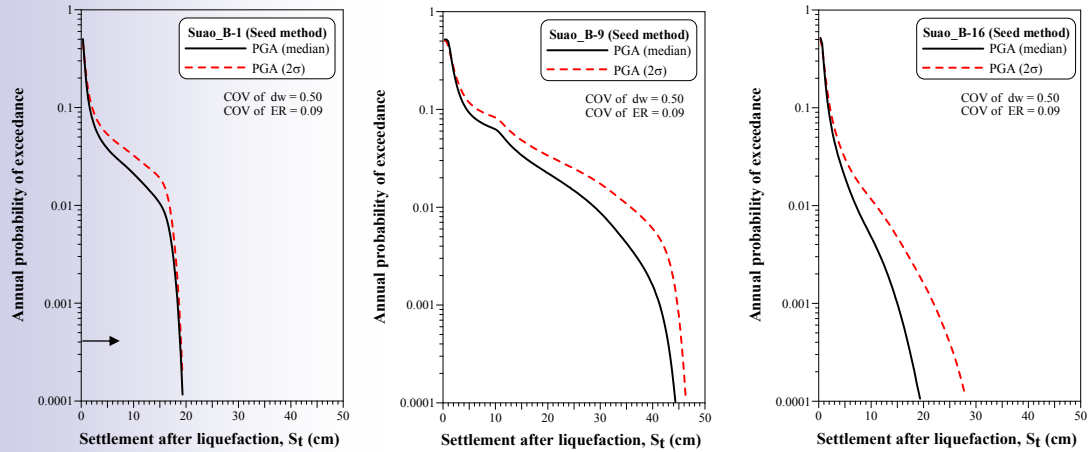
回歸期475年，鑽孔平均 I_L 值: 10.19



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

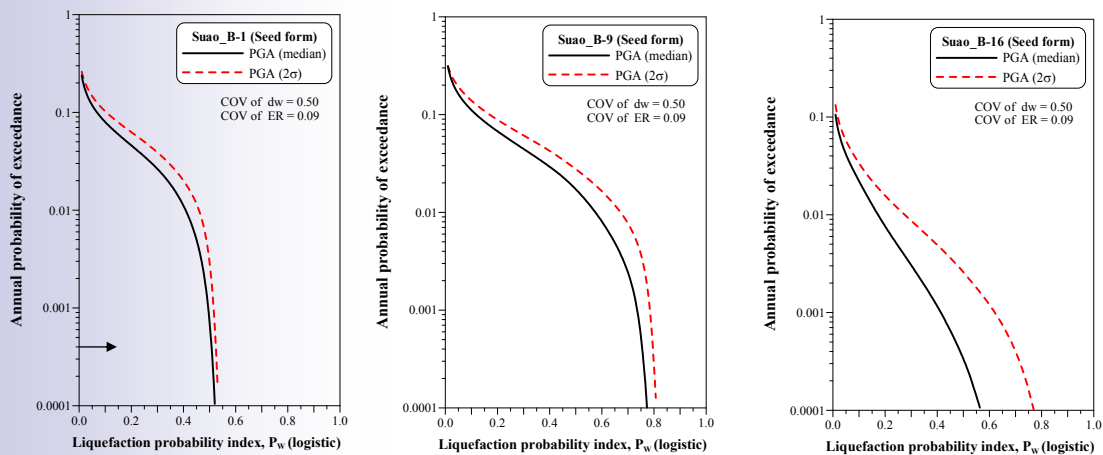
38

■ 鑽孔場址液化後地盤沈陷量 S_t 之危害度



回歸期475年，鑽孔平均 S_t 值: 19.25

■ 場址液化機率指數 P_w (Seed form) 之危害度



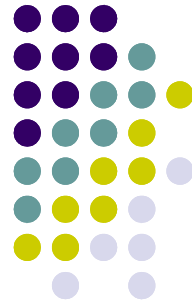
回歸期475年，鑽孔平均 P_w 值: 0.45

綜合研判：中度液化，地表有小裂縫及砂滲出之「中度損害」



碼頭構造物耐震能力評估

3



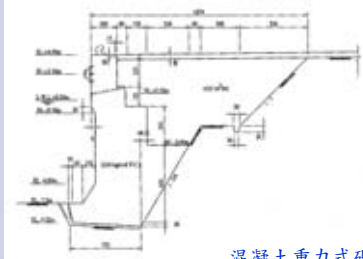
碼頭構造物耐震能力之評估

■ 目的

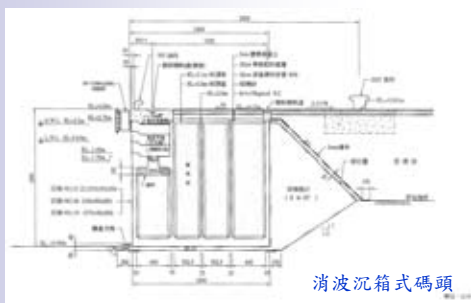
- 了解在控制地震作用下，港區既有碼頭構造物之耐震能力，作為建立災損分析模式之依據。

■ 主要工作項目：

- 花蓮港區碼頭設計及施工資料蒐集
- 碼頭結構受震之破壞機制研究
- 花蓮港區碼頭之耐震能力評估

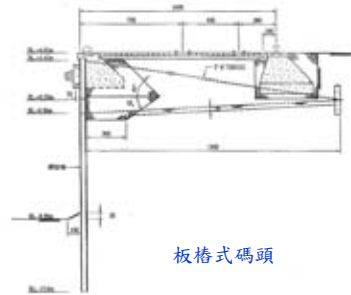


混凝土重力式碼頭



消波沉箱式碼頭

碼頭結構型式	數量(座)
混凝土重力式	10
消波沉箱式	7
消波方塊式	2
混凝土方塊式	1
鋼板樁錨定式	5
(合計)	25



板樁式碼頭

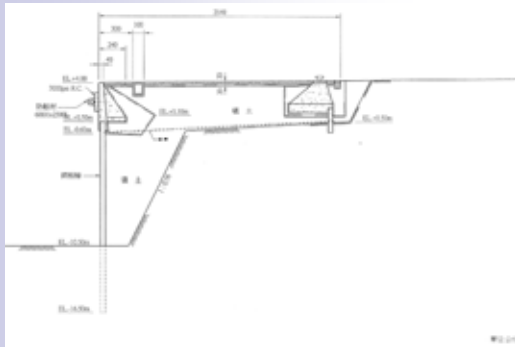


- 參考國際航海協會建議考量兩等級地震
- 假設港灣地震構造物壽命為50年
 - 等級1地震(L1)：超越機率50%之地震，對應地震回歸期75年
 - 等級2地震(L2)：超越機率10%之地震，對應地震回歸期475年
- 依本研究花蓮港區地震危害度分析結果
 - L1: PGA=0.379 g
 - L2: PGA=0.557 g



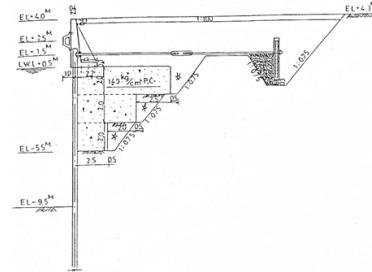
簡易分析法-花蓮港板樁式碼頭

8號碼頭



評估參數	L1($F_{d1} = 1.58$)	L2($F_{d2} = 1.08$)
最大水平位移 d	20.5 cm	30.7 cm
沉陷量 s	4.0 cm	8.31 cm
正規化水平位移 d/H	2.17 %	3.87 %
錨錠拉桿張力	50.6 t	76.1 t
損害等級	I	II

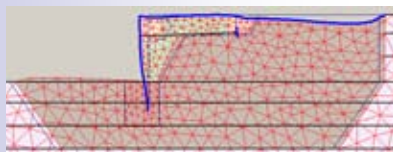
9號碼頭



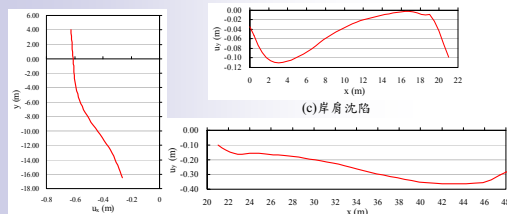
評估參數	L1($F_{d1} = 1.79$)	L2($F_{d2} = 1.22$)
最大水平位移 d	17.9 cm	27.0 cm
沉陷量 s	2.9 cm	6.75 cm
正規化水平位移 d/H	1.74 %	3.25 %
錨錠拉桿張力	45.2 t	68.0 t
損害等級	I	II

動力分析法-8號碼頭

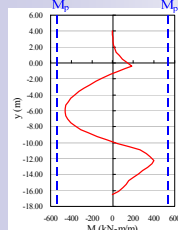
■ 331地震、PGA=0.379g 損害等級：II



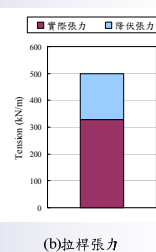
(a)變形網格 (放大5倍)



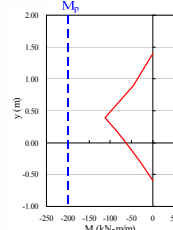
(b)板樁壁體變形



(a)板樁彎矩

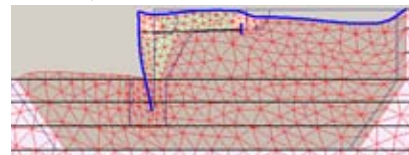


(b)拉桿張力

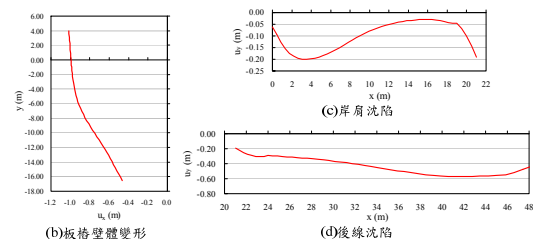


(c)錨錠成彎矩

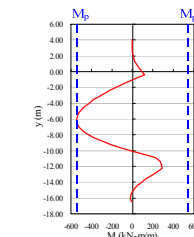
■ 331地震、PGA=0.557g 損害等級：II~III



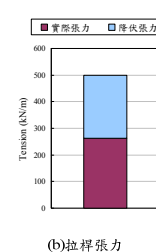
(a)變形網格 (放大5倍)



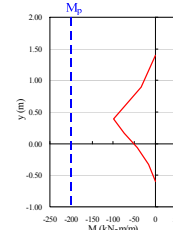
(b)板樁壁體變形



(a)板樁彎矩



(b)拉桿張力

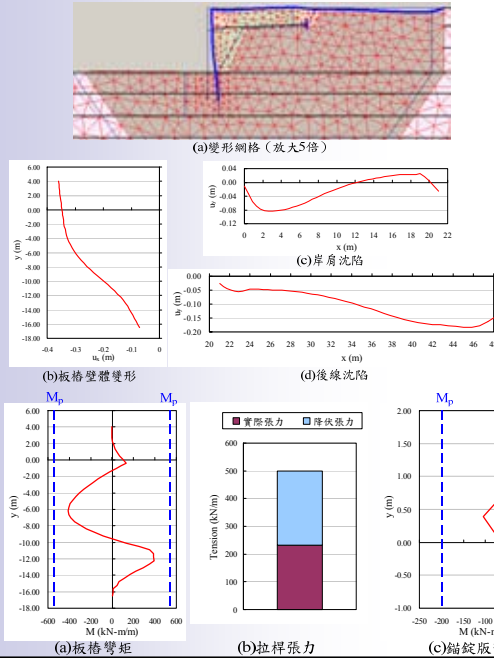


(c)錨錠成彎矩

動力分析法-8號碼頭

■ 921地震、PGA=0.379g

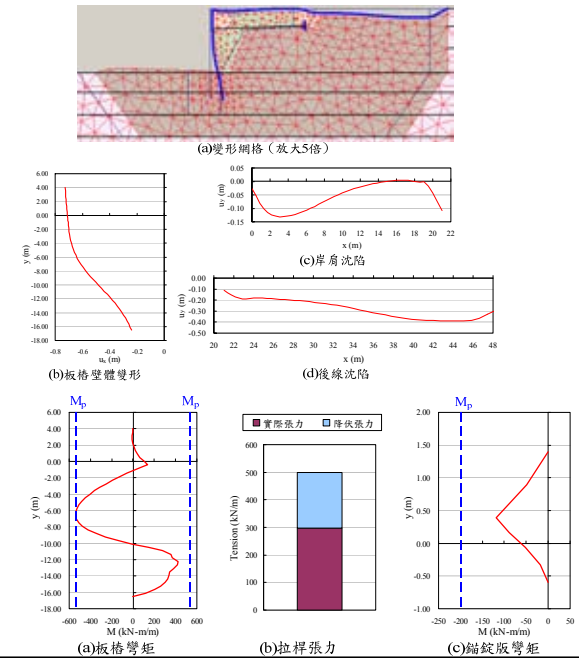
損害等級：I~II



47

■ 921地震、PGA=0.557g

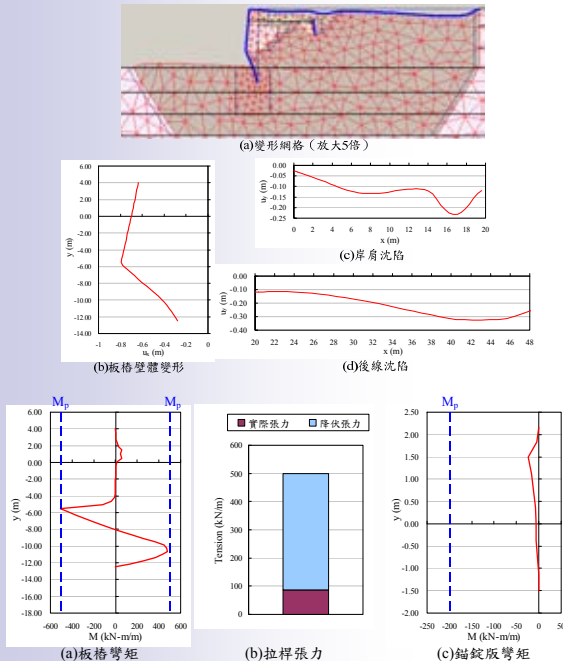
損害等級：II



動力分析法-9號碼頭

■ 331地震、PGA=0.379g

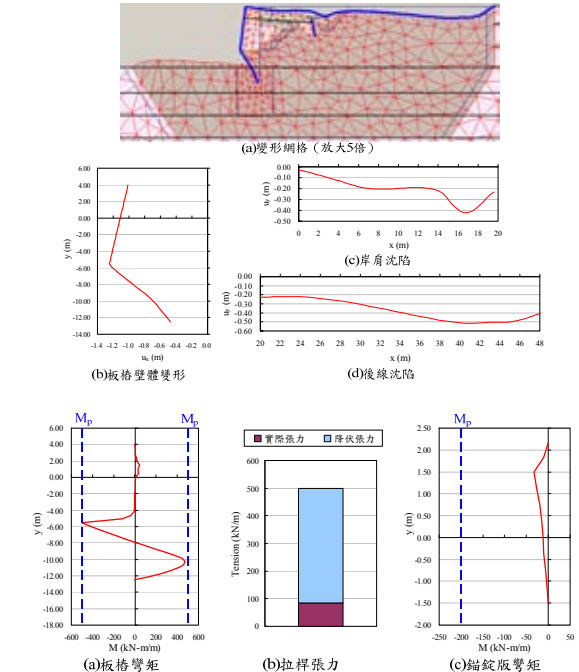
損害等級：II



48

■ 331地震、PGA=0.557g

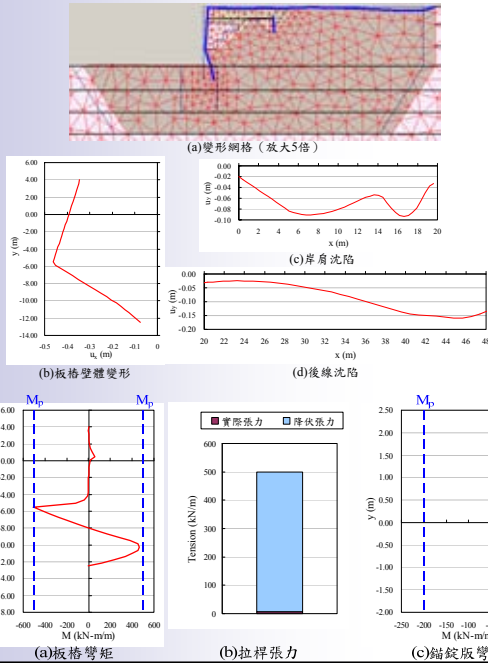
損害等級：II~III



動力分析法-9號碼頭

■ 921地震、PGA=0.379g

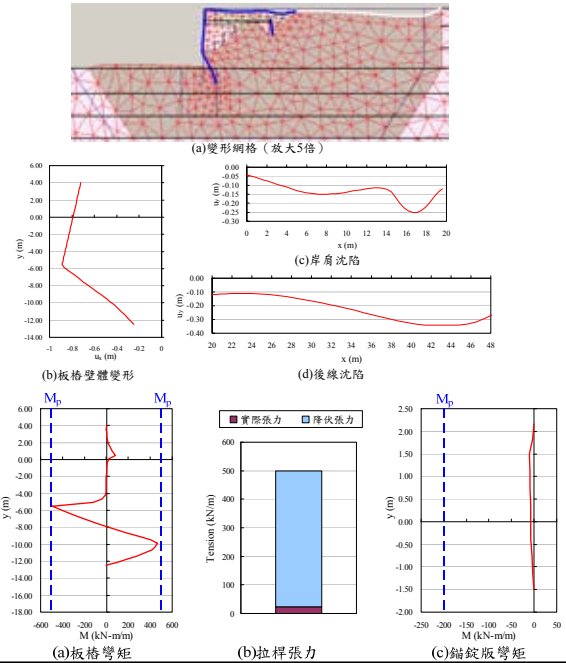
損害等級：II



49

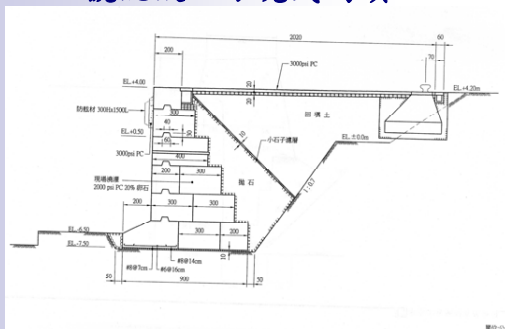
■ 921地震、PGA=0.557g

損害等級：II

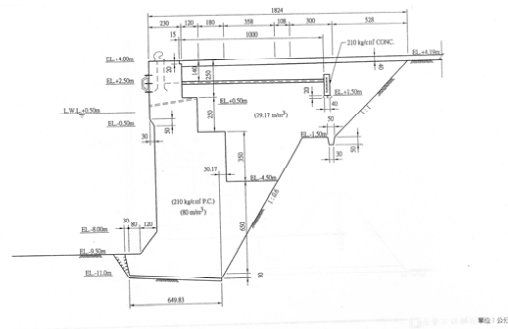


花蓮港重力式碼頭代表性剖面

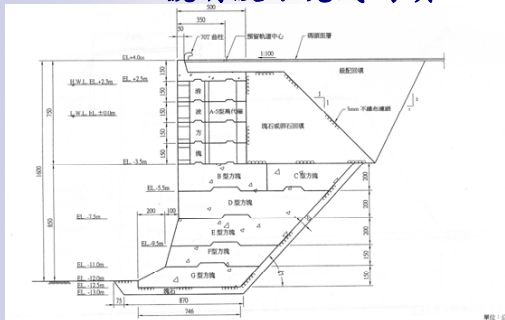
7號混凝土方塊式碼頭



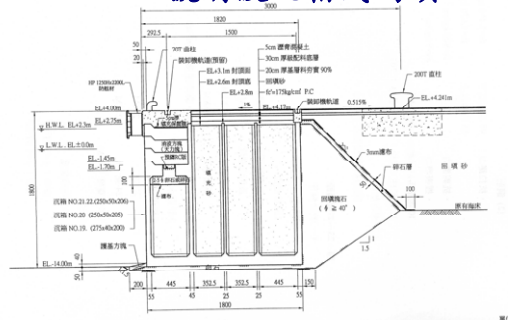
10~11號混凝土重力式碼頭



17~18號消波方塊式碼頭

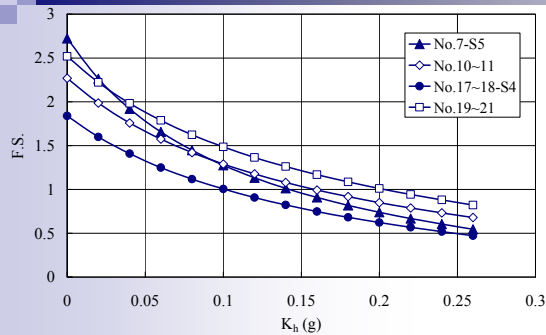


19~21號消波沉箱式碼頭

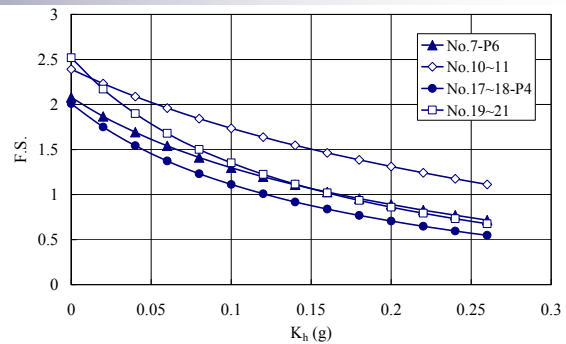


50

花蓮港重力式碼頭穩定性



滑動穩定性分析



傾覆穩定性分析

High k_h : 消波方塊 < 混凝土方塊 < 混凝土重力 < 消波沈箱

High k_h : 消波方塊 < 混凝土方 < 消波沈箱 < 混凝土重力

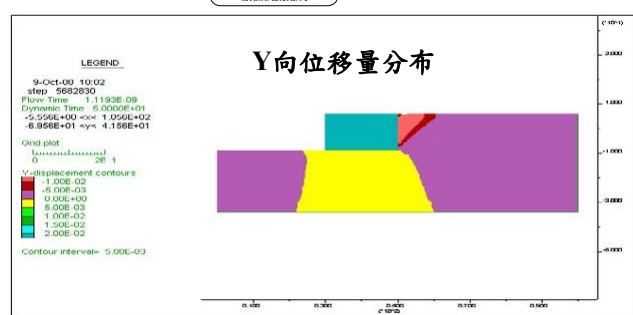
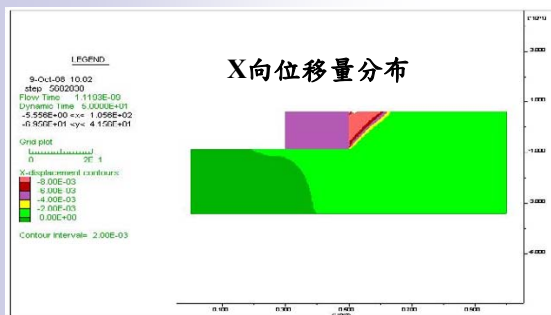
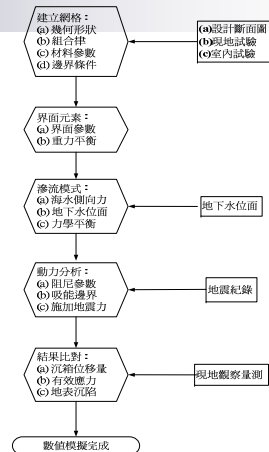
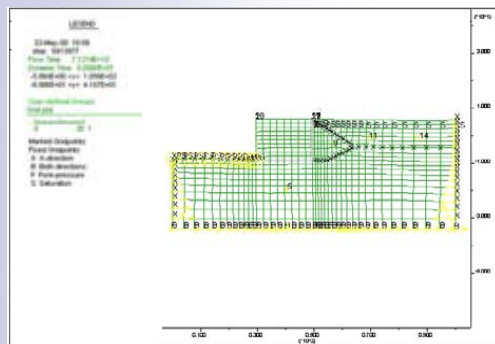
花蓮港重力式碼頭穩定性

花蓮港重力式碼頭動態基礎承载力安全係數

Port No.	7	10	17	19
γ_1 (t/m ³)	1			
γ_2 (t/m ³)	1			
B (m)	9	6.4983	7.46	18
Df (m)	1	1.5	0.5	0
Nc	95.7			
Nq	81.2			
Nr	114			
q_u (t/m ²)	513.00	370.40	425.22	1026.00
W' (t/m)	120.05	143.62	238.46	342.27
w (t/m)	1.50			
$K_v \cdot W$ (t/m)	4.00	4.79	7.95	20.77
P_{AE} (t/m)	31.58	64.91	35.98	66.26
$\sin \delta$ ($\delta = 15^\circ$)	0.26			
F_v (t/m)	133.73	166.71	257.22	381.69
Fs	34.53	14.44	12.33	48.38

23~24號沉箱式碼頭動力分析

以FLAC程式進行碼頭受震反應分析

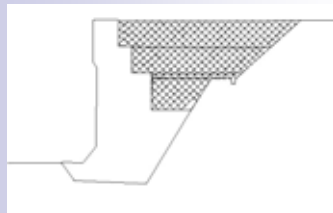


53

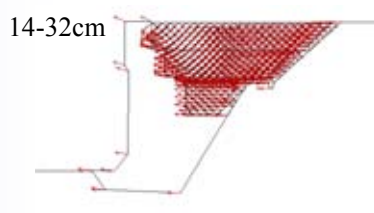
National Center for Research on Earthquake Engineering

10~11號碼頭動力分析

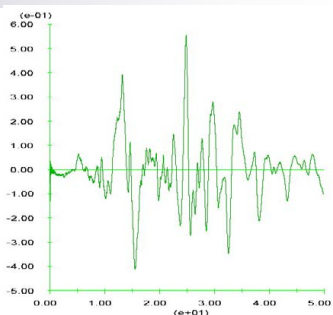
以UDEEC程式進行碼頭受震反應分析



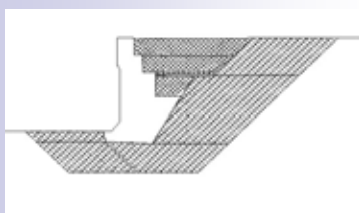
重力式碼頭分析塊體



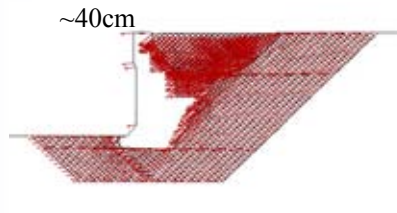
受震後位移向量



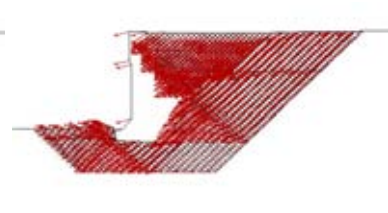
基礎岩盤量得之速度歷時資料



底部加風化岩盤



受震後位移向量



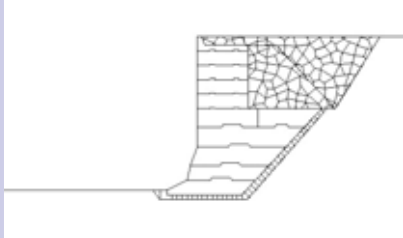
摩擦角降低時受震後位移向量

54

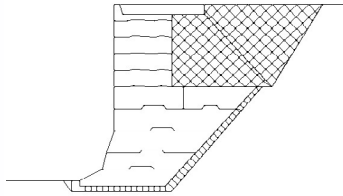
■ 以UDEEC程式進行碼頭受震反應分析

消波塊碼頭機制與破壞過程

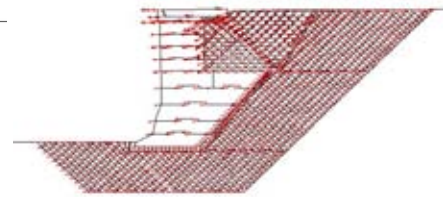
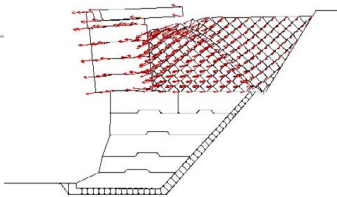
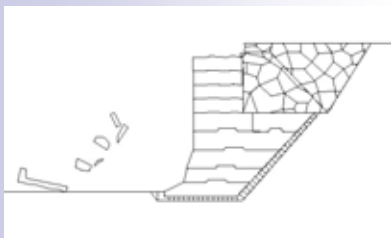
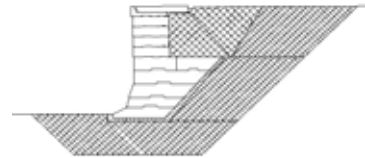
(1) 背填材料以多個塊體模擬



(2) 背填材料以完整塊體模擬



(3) (2)+基礎岩盤有6m厚風化岩塊



55

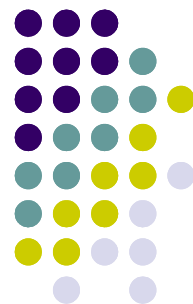


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



碼頭構造物易損性分析與災害境況模擬

4



56



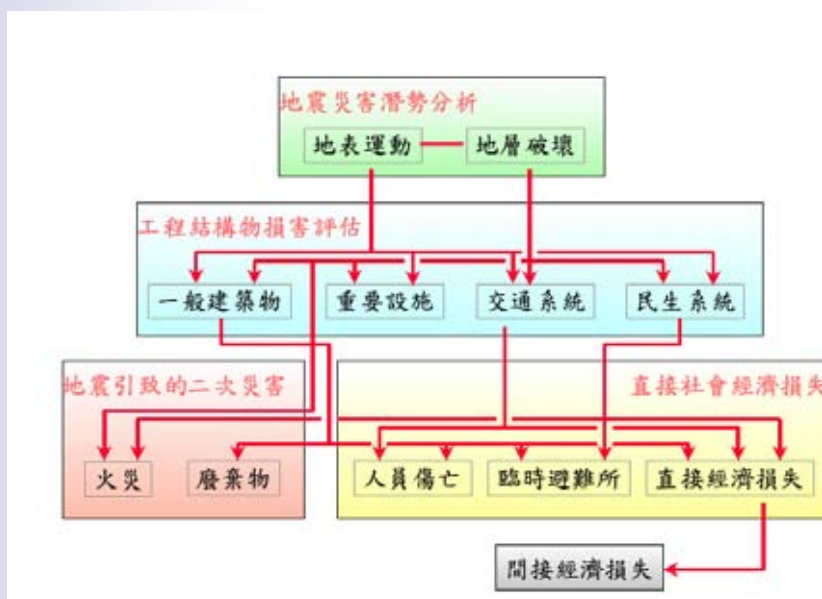
國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

目的

- 在TELES震損評估系統中，開發與建立港灣地區之地震災損評估模組，並逐年加以修正。
- 以花蓮港區為對象進行初步災損評估分析。

主要工作項目：

- 基本資料庫建置
- 港灣構造物易損性分析
- 花蓮港區震災境況模擬

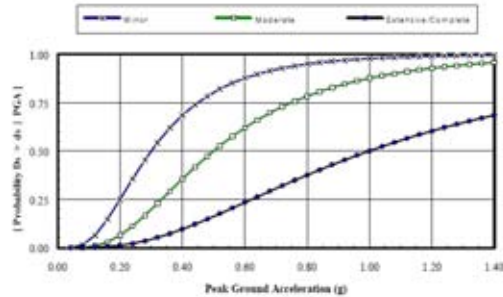


- 分析所需基本資料
 - 港區地盤特性
 - 港灣設施基本資料
 - 易損曲線參數 (**Fragility curves**)
 - PGA相關
 - PGD相關
 - 損失比參數 (**Damage ratio**)
 - 修復時間曲線 (**Restoration curves**)

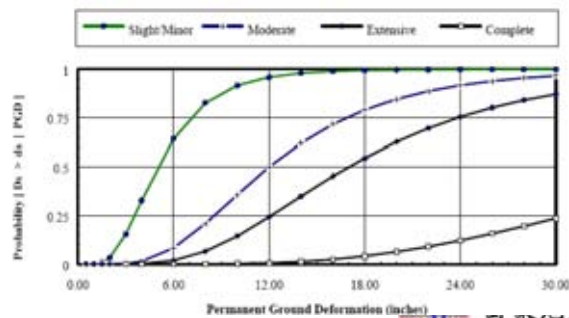
- HAZUS分類
 - 濱水結構物 (**Waterfront Structures**)
 - 搬運起重設備 (**Cranes/Cargo Handling Equipment**)
 - 燃料設施 (**Fuel Facilities**)
 - 倉庫 (**Warehouses**)

■ 定義結構物超越某損害狀態之機率

□ PGA相關



□ PGD相關



61

■ 濱水結構物 - PGD相關

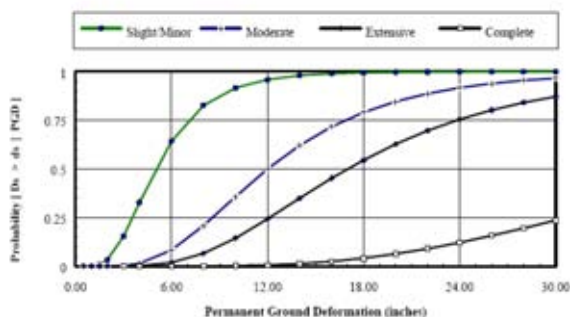


Figure 7.25 Fragility Curves for Waterfront Structures.

Table 7.15.a Damage Algorithms for Waterfront Structures

Permanent Ground Deformation			
Components	Damage State	Median (in)	β
Waterfront Structures (PWS1)	slight/minor	5	0.50
	moderate	12	0.50
	extensive	17	0.50
	complete	43	0.50

62

損失比參數

- 損失比：各損害狀態下結構物修復成本與重建成本之比值

Hazus 99 預設各損害狀態損失比

Table 15.22: Damage Ratios for Port System Components

Classification	Damage State	Best Estimate Damage Ratio	Range of Damage Ratios
Waterfront Structures	slight	0.10	0.01 to 0.15
	moderate	0.40	0.15 to 0.4
	extensive	0.80	0.4 to 0.8
	complete	1.00	0.8 to 1.0
Cranes/Cargo Handling Equipment	slight	0.05	0.01 to 0.15
	moderate	0.25	0.15 to 0.4
	extensive/	0.75	0.4 to 1.0
	complete		
Warehouses	slight	0.10	0.01 to 0.15
	moderate	0.40	0.15 to 0.4
	extensive	0.80	0.4 to 0.8
	complete	1.00	0.8 to 1.0
Fuel Facilities	slight	0.16	0.01 to 0.15
	moderate	0.39	0.15 to 0.4
	extensive	0.8	0.4 to 0.8
	complete	1.00	0.8 to 1.0



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

63

修復時間曲線 (Restoration curves)

- 定義各損害狀態結構物所需之修復時間
 - fuel facilities 與 warehouses 對港灣營運影響較小
 - 僅考量 waterfront structures 與 crane/cargo handling equipment

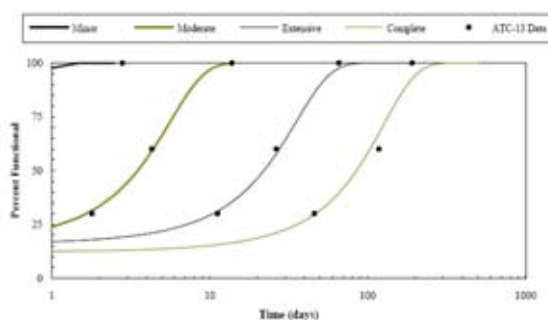


Figure 7.23 Restoration Curves for Port Waterfront Structures.

Table 7.14.a Restoration Functions for Port Sub-Components

Restoration Functions (All Normal Distributions)			
Classification	Damage State	Mean (Days)	σ
Buildings, Waterfront Structures	slight/minor	0.6	0.2
	moderate	3.5	3.5
	extensive	22	22
	complete	85	73
Cranes/Cargo Handling Equipment	slight/minor	0.4	0.35
	moderate	6	6
	extensive	30	30
	complete	75	55

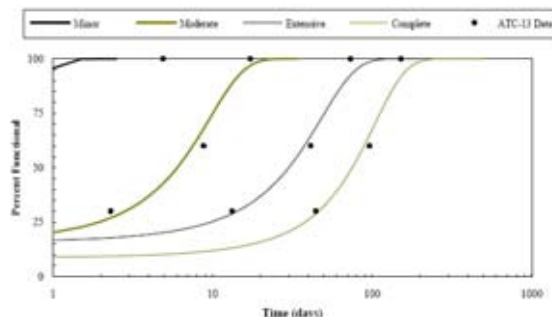
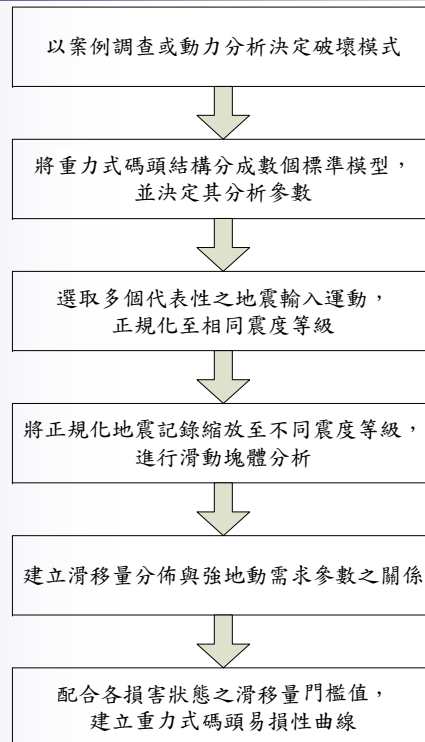


Figure 7.24 Restoration Curves for Cranes/Cargo Handling Equipment.

64

重力式碼頭易損性曲線建立流程



65



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

地震樣本

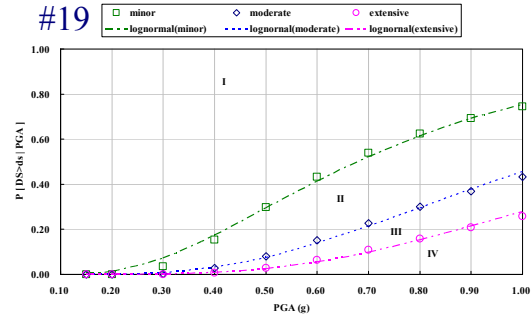
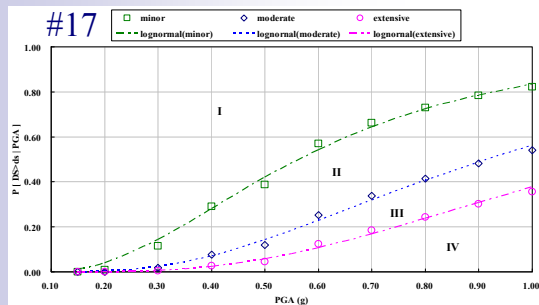
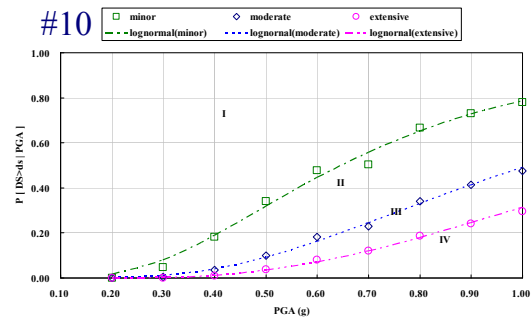
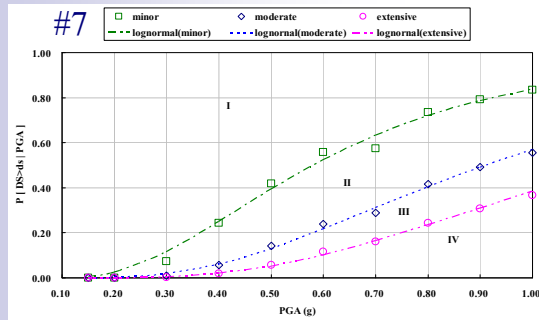
No.	ORIGIN TIME (UT)	PGA (gal)			Dist (km)	Duration
		V	NS	EW		
1	03/31/2002 06:52:51	18.66	42.52	52.28	62.31	90
2	09/20/1999 17:47:15	46.9	132.6	126.44	81.55	90
3	09/10/2000 08:54:44	78	131.59	157.43	12.19	53
4	06/10/2003 08:40:23	13.88	72.02	64.42	53.28	81
5	05/28/1996 21:53:08	39.42	240.4	203.72	8.77	54
6	11/01/1999 17:52:53	31.34	131.6	118.08	69.24	85
7	11/26/1995 19:25:43	24.58	95.1	67.24	2.25	46
8	06/30/2001 04:07:23	52.52	52.1	23.14	10.62	49
9	08/10/2002 09:03:04	10.88	32.48	40.74	16.32	44
10	01/13/2004 09:28:50	3.12	17.64	42.52	16.19	41
11	03/07/2004 13:13:49	5.56	35.64	39.84	2.07	39
12	04/24/2004 15:20:15	28.36	47.02	35.7	14.89	49

66



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

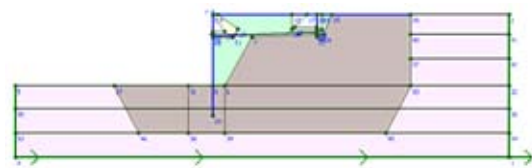
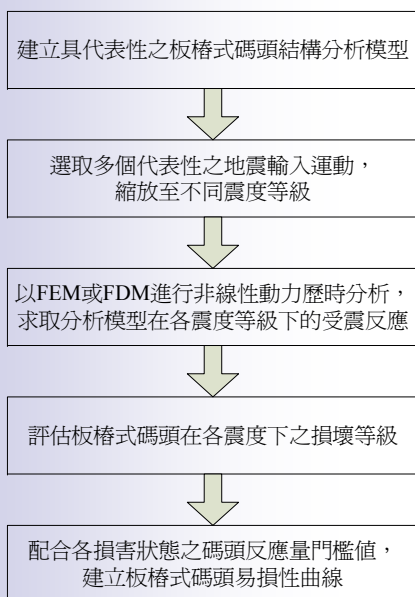
花蓮港重力式碼頭之易損性曲線



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

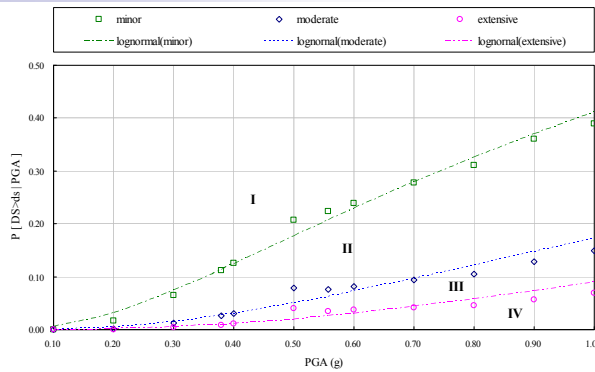
67

板樁式碼頭易損性分析流程

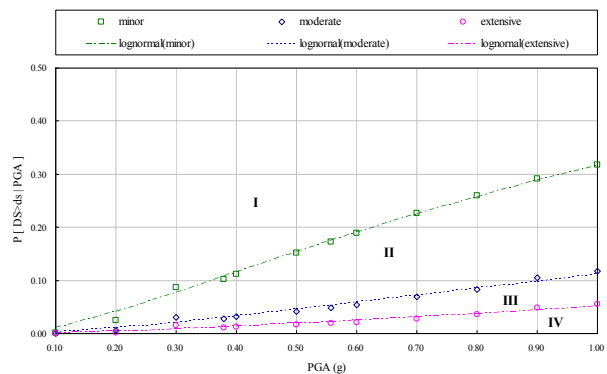


68

花蓮港板樁式碼頭之易損曲線



花蓮港8號碼頭易損曲線



花蓮港9號碼頭易損曲線

碼頭易損曲線本土化參數

假設易損曲線可表示成對數常態分布之累積機率函數

$$F(x) = P(X \leq x) = \int_0^x \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)^2\right] dx$$

(a) 重力式碼頭

損壞等級	Median (PGA)	Deviation	Median (PGA)	Deviation	Median (PGA)	Deviation	Median (PGA)	Deviation
Minor	0.58	0.55	0.65	0.55	0.56	0.59	0.68	0.56
Moderate	0.91	0.54	1.01	0.53	0.91	0.57	1.06	0.53
Extensive/Complete	1.17	0.52	1.29	0.52	1.19	0.55	1.35	0.52

(b) 板樁式碼頭

損壞等級	Median (PGA)	Deviation	Median (PGA)	Deviation
Minor	1.25	0.99	1.84	1.28
Moderate	2.55	0.99	6.04	1.48
Extensive/Complete	3.73	0.98	12.78	1.56



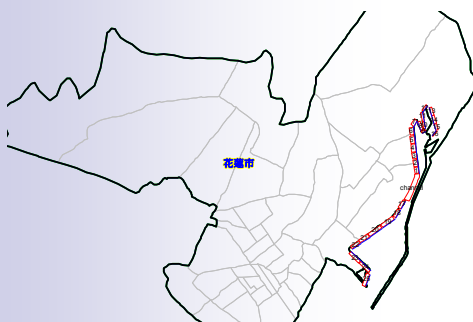
■ 重建成本

設施	重建成本 (百萬元/公尺)
消波沈箱式碼頭	1.23
混凝土重力式碼頭	0.35
鋼板錨定式碼頭	0.53

■ 易損性參數及損失比參數

- ☐ 碼頭易損性參數採用易損分析所得之參數來設定
- ☐ 其他參數採用HAZUS預設值

花蓮港區碼頭配置圖

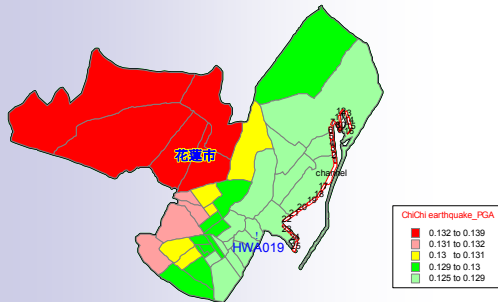


模擬地震設定 (集集地震為例)

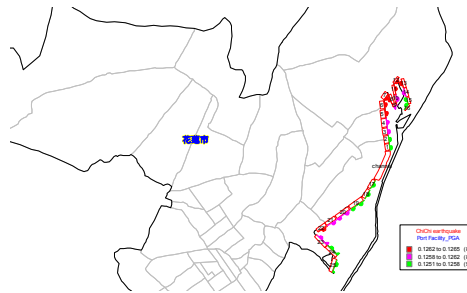


港灣構造物地震災害境況模擬案例

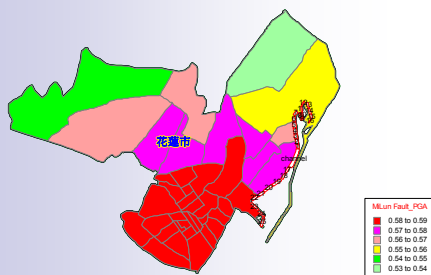
花蓮市村里PGA值分佈(集集地震)



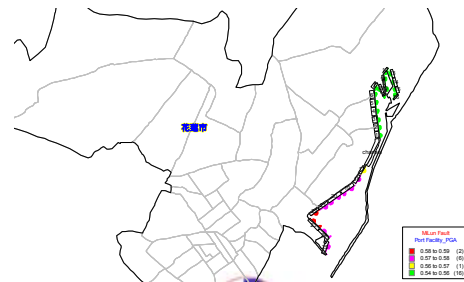
花蓮港碼頭所在位置PGA值分佈(集集地震)



花蓮市村里PGA值分佈(米崙斷層引致地震)



花蓮港碼頭所在位置PGA值分佈(米崙斷層引致地震)



73

結構物損壞與震害經濟損失評估

■ 921地震境況模擬

- 碼頭結構損害處於輕微損害狀態(D2)之機率約0.12-0.13%；中等損害狀態(D3)之機率約0.003%；至少嚴重損害狀態之機率(含嚴重損害D4與完全損害D5)為0%。
- 利用重建成本與損失比參數計算得各碼頭結構之直接經濟損失，總損失約0.63百萬元。(總重建費用4534百萬元)

■ 米崙斷層引致地震境況模擬

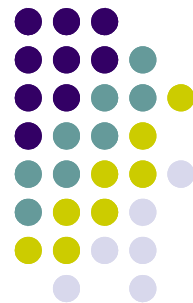
- 碼頭結構損害處於輕微損害狀態(D2)之機率約24.5-29%；中等損害狀態(D3)之機率約6.5-8%；至少嚴重損害狀態之機率(包含嚴重損害D4與完全損害D5)為4-5.5%。
- 利用重建成本與損失比參數可計算得各碼頭結構之直接經濟損失，總損失約484.63百萬元。(總重建費用4534百萬元)

74



結論與建議

5



港灣地區地震潛勢之評估

- 已進行花蓮港區及蘇澳港區之鄰近測站強震歷時及場址特性資料蒐集、花蓮港區地震危害度分析、港區地震可能發生時間序列分析、港區微振動試驗與分析，以及港區場址效應與液化危害度探討等，並提出具體結論與建議以供參考。
- 花蓮港區：
 - 本研究之機率式地震危害度分析係針對特徵地震在未來50年之發生機率來計算，所得之危害度曲線適用於2008-2058年期間。經由參數拆解所得之75年、475年及2500年回歸期之地震規模分別為 $M_L 6.6$ 、 $M_L 7.0$ 及 $M_L 7.2$ ，所對應之PGA值分別為0.379g、0.577g及0.685g。
 - 以定值法分析距離花蓮港區1.3公里的米崙斷層，在地震規模為 $M_L 7.1$ 下，所對應堅硬地盤之PGA值為0.80g。而距離港區43.12公里之花東縱谷南段斷層(池上斷層)，在規模 $M_L 7.1$ 下，其PGA值約為0.11g。顯示花蓮港灣地區受到花東縱谷南段斷層之地震威脅遠小於北段之米崙斷層。
 - 依時間序列預測結果顯示，未來100年內花蓮港地區米崙斷層系統和月眉斷層系統都有錯動的可能。米崙斷層的規模7.3以上的錯動，將會對花蓮產生嚴重的影響，建議須加以注意。以未來100年而言，花蓮港地區地震災害模擬的設計地震為規模7.0至7.3。可能震央位置有二：一為米崙斷層錯動，震央距離為5km，一為月眉斷層的錯動，震央距離為10km。

港灣地區地震潛勢之評估

- 由微振動量測試與分析結果顯示，花蓮港區重力式碼頭或沉箱式碼頭，其振動特性均受地盤振動特性所控制，此現象可能是因為碼頭結構體大部分係埋置於地表下，與地盤緊密接合所致。
- 花蓮港區場址地質研判屬堅實地盤，因此毋須進行場址效應分析，建議相關設計時所考量之最大地表加速度，可直接運用堅實地盤之地震危害度分析結果。
- 由液化危害度分析及液化損害參數之易損性分析結果皆顯示，花蓮港區場址受震時，液化損害性相當低。

■ 蘇澳港區：

- 本研究之機率式地震危害度分析係針對特徵地震在未來50年之發生機率來計算，所得之危害度曲線適用於2008-2058年期間。經由參數拆解所得75年、475年及2500年回歸期之控制地震規模分別為 $M_L 6.6$ 、 $M_L 6.9$ 及 $M_L 7.1$ ，所對應之PGA值分別為0.232g、0.393g及0.540g。
- 蘇澳港灣地區位於宜蘭平原上，經研判屬於普通地盤，由於地震危害度分析結果係依據堅實地盤地震動衰減律來進行分析，所得之結果為堅實地盤所適用，因此未來如欲進行耐震設計或其他後續分析，則地震危害度曲線對應之地震動值，須再考慮場址之地盤效應。

港灣地區地震潛勢之評估

- 以未來100年來看，蘇澳港地區在2016~2033年間是未來百年期間地震的高峰期(以2016~2020年最須注意)。上述地震均為發生在海域和平海盆的海底地震，均會對蘇澳港產生某種程度的損壞。若地震規模大到7或超過7.3，則將可能對蘇澳港產生嚴重的影響，建議需加以注意。以未來100年而言，蘇澳港地區地震災害模擬的設計地震為規模6.5至7.2(7.0為佳)。可能震央位置為蘇澳港外海20km至40km左右的和平海盆，震央距離為20~40km。
- 微振動量測試與分析結果顯示，蘇澳港區之地層振動顯著頻率約2.5~3Hz，大致符合普通地盤特性。此外，各類型碼頭結構之振動顯著頻率均在3~4Hz間，且各量測碼頭均無明顯異常現象。
- 由蘇澳港區場址效應分析結果顯示，除 $P_{GAB} \leq 0.30g$ 者外，其餘震度在深度31m以上其地盤PGA值皆隨深度變淺而漸變小，直至15m深度處；當震波從15m深度傳抵地表時，PGA值則皆有明顯之放大效應。當參考(基準)基盤震度 P_{GAB} 較小時，地表最大加速度有被放大之趨勢，而隨著震度遞增，由於土壤之非線性效應，與地表相對於參考基盤之加速度放大係數 $F_{A,B}$ 值則漸減。對本場址而言， $F_{A,B}$ 放大與折減之臨界參考(基準)基盤震度約為0.24g。但限於本場址之參考(基準)基盤未達堅實地盤之條件，因此， $F_{A,B}$ 中之分析成果建議僅暫作為本監測站之場址效應的初步參考。
- 根據液化危害度分析顯示蘇澳港區場址地盤將來受震時，將可能發生「中度液化」、地表有小裂縫及砂滲出之「中度損害」現象，建議需採取適當之抗液化措施，以防土壤液化可能產生之損害。

港灣構造物耐震能力之評估

- 已進行花蓮港區各碼頭之設計及施工圖說等相關資料蒐集、港灣結構受震之破壞機制探討、重力式碼頭與板樁碼頭之耐震能力評估程序探討、分析模型建立與分析方法探討，並選取具代表性之碼頭案例，進行數值模擬與耐震能力評估。
- 在分析所用的地震等級方面，係依據本研究港區地震危害度分析結果，並參考國際航海協會(PIANC, 2001)之建議，等級1 (L1)地震取為回歸期75年($PGA=0.379g$)，等級2 (L2)地震取為回歸期475年($PGA=0.577g$)。分析案例之設計參數係由所蒐集到之相關資料訂定，惟因港區碼頭設計建造年代久遠，原設計採用的部份設計相關條件與參數等資料付諸闕如，進行耐震性能評估時，需參考相關規範與報告等資料加以適切假設。
- 重力式碼頭：
 - 簡易分析法之結果
 - 在抗滑穩定度方面，17~18號消波方塊式碼頭穩定度最低，7號混凝土方塊式碼頭之穩定性隨水平地震係數增加，遞減幅度最大。
 - 在抗傾覆穩定度方面，17~18號消波方塊式碼頭穩定度最小，10~11號混凝土重力式碼頭較其他碼頭有更高之穩定度，其高穩定度來自錨碇拉桿之貢獻。
 - 基礎承載穩定度方面，19~21號沉箱式碼頭穩定度最高，17~18號混凝土方塊式碼頭最低，不過各碼頭之安全係數皆大於12。
 - 簡易動力分析法之結果，以921地震時花蓮氣象局測站(HWA019)南北向地表加速度作為輸入運動，進行碼頭滑移量分析。由分析結果可知，在921地震作用下，各碼頭滑移量皆很小，並未顯示有明顯滑動位移破壞，符合921地震發生時花蓮港區之實際情況。

79



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

港灣構造物耐震能力之評估

- 動力分析法之分析結果
 - 以FLAC程式針對花蓮港23~24號沉箱碼頭數值分析結果顯示，整體而言，沉箱式碼頭往海側滑移之整體位移量均很小，顯示花蓮港23~24號沉箱碼頭在此地震力作用下，碼頭不至於產生破壞。
 - 利用UDECE程式來模擬分析10~11及13~14碼頭，數值模擬分析結果顯示受震期間塊體頂部之最大位移量約為14至32公分，且此類重力式碼頭仍然保持穩定狀況，後方背填級配也未下陷太多。另若考量地震力增加至兩倍以上時，以及碼頭底部岩盤或地層之摩擦角大幅降低時，這些重力式碼頭則會有較大之變形量及地表下陷量。如要加強穩定，建議可錨碇此碼頭至穩定岩盤。
- 板樁式碼頭：
 - 簡易分析法之結果
 - 花蓮港8號碼頭考量二級地震，在L2地震(回歸期475年、 $PGA=0.577g$)下，抗傾覆安全係數 $S.F. = 1.16$ ，略小於1.2，顯示板樁貫入深度稍有不足。另表4.2.10列出根據經驗式所得之最大水平位移、沉陷量，來判斷碼頭在二級地震下之損害等級。
 - 花蓮港9號碼頭考量二級地震，抗傾覆安全係數皆大於1.2，顯示板樁貫入深度符合要求，另表4.2.16列出根據經驗式所得之最大水平位移、沉陷量，來判斷碼頭在二級地震下之損害等級。
 - 動力分析法之結果
 - 花蓮港8號板樁碼頭在L1及L2地震作用下，損壞等級分別為第II及II-III。由於花蓮港碼頭屬A類構造，在L1及L2地震下，損害應分別控制在等級I及III，顯示在L1及L2等級地震下，花蓮港碼頭之耐震能力略嫌不足。但若根據港灣構造物設計基準(交通部，2000)，花蓮港區供設計用之475年回歸期 PGA 為0.33g，8號碼頭之耐震性能大致符合現行設計基準要求。
 - 花蓮港9號板樁碼頭在L1及L2地震作用下，損壞等級分別為第II及II-III，同8號碼頭，其耐震性能略低於需求。此外，從分析結果可以發現，9號碼頭所配置之混凝土塊體，對鋼板樁之行為有顯著影響，鋼板樁與混凝土塊體接觸面之最下緣產生明顯塑鉸，同時也使鋼板樁在基盤以下部分所承受之彎矩提高。雖然，混凝土塊體發揮了擋土作用，讓錨碇設施處於較小的應力狀態，但也因此讓錨碇設施無法發揮有效作用，此設計下板樁牆頂之位移與8號碼頭並無明顯的差異，因此，這類結合鋼板樁與重力式擋土設施之設計方式，建議有檢討之必要。

80



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

港灣構造物耐震能力之評估

- 與簡易分析法所得結果比較，可知動力分析法所得之板樁壁頂水平位移與岸肩沈陷量，均大於簡易分析法所得，簡易分析法所採用之變位參數經驗公式，應不完全適用於花蓮港8號及9號碼頭之情況，建議運用時應多加審慎考量。
- 如單就工程角度而言，原則上港灣場址之工程特性如屬較堅硬土層，應較適合採用剛性較佳的碼頭結構型式；如場址之工程特性屬較軟弱土層，則應較適宜採用韌性較佳的碼頭結構型式。惟各場址之碼頭結構型式之選取與設計，亦須考量環境、政策、社會、經濟、用途與工程等多面向之標的，方能決定最妥適採用的結構型式。

港灣構造物之災害境況模擬

- 本研究已在TELES震損評估系統中開發港灣地區之地震災損評估模組，及研擬港灣結構物之災損評估分析程序，並完成下列主要工作項目及花蓮港區模擬測試：
 - 基本資料庫建置：包括各階段分析模組之基本資料表單建置，主要參考HAZUS 99所建議之相關參數。
 - 結構損害評估模式建立：於工程結構物損害評估分析模組中建置專屬港灣結構物或設施之損害評估模式；研擬重力式與板樁式碼頭之易損性分析程序、易損曲線標準化程序與參數計算方法，並進行實際案例之易損性分析、建立易損曲線及易損參數。目前已將重力式碼頭及板樁式碼頭之PGA相關的易損參數建置於系統中。
 - 經濟損失評估模式建立：於經濟損失分析模組加入專屬港灣地區之地震經濟損失評估模式。
- 最後並針對兩個境況地震：(1) 921集集地震，與(2)米崙斷層引致地震，進行花蓮港區震災模擬測試案例，經依序進行花蓮港區地震災害潛勢分析、花蓮港區港灣結構物損害評估，以及花蓮港區震害經濟損失評估等三個階段，結果顯示目前TELES系統中所建置之港灣設施震損分析模組，已能進行整個花蓮港區之震損評估分析。
- 惟依據目前碼頭構造物之易損分析研究結果顯示，不同結構型式之碼頭，其易損參數差異甚多，尚待逐步分析與彙整後，方能建立出較為合宜適用的本土化參數，以期使整個花蓮港區震損評估結果更趨合理。

敬 · 請 · 指 · 教

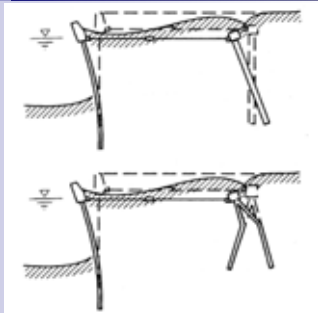


83

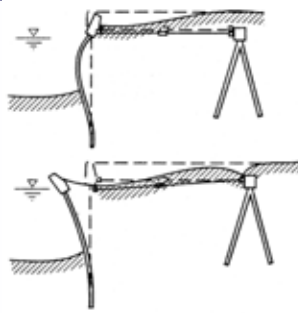


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

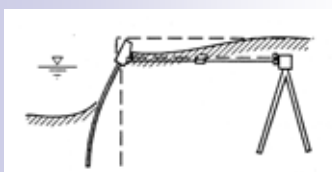
板樁式碼頭破壞機制與耐震評估



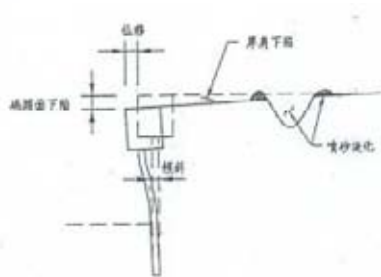
(a) 錨錠設施之變形/破壞



(b) 板樁/拉桿之破壞



(c) 填土之破壞



(d) 土層液化

■ 耐震評估法

- ☐ 簡易分析法
- ☐ 動力分析法

84



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

板樁式碼頭受力機制

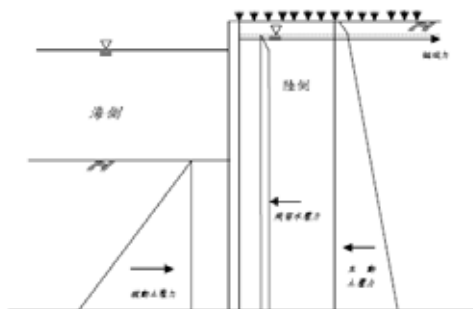


圖 4.1.1 常時版樁式碼頭受力示意圖

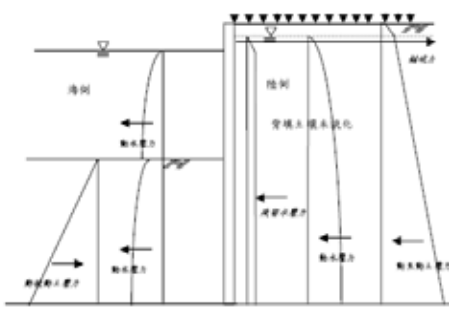


圖 4.1.2 地震時背填土壤未液化版樁式碼頭受力示意圖

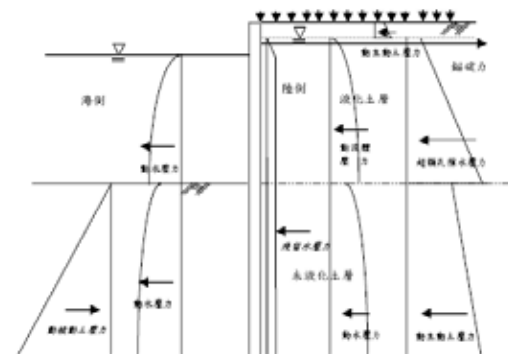


圖 4.1.3 地震時背填土壤部份液化版樁式碼頭受力示意圖

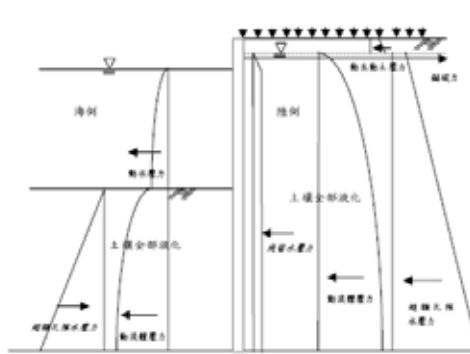


圖 4.1.4 地震時土壤全部液化版樁式碼頭受力示意圖

地震時之水壓力

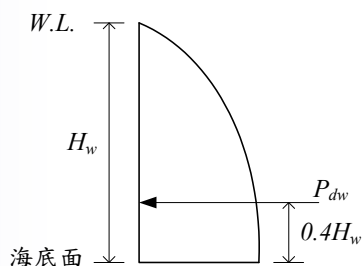
動水壓力 p_{dw}

$$p_{dw} = \pm \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w} \cdot y$$

動水壓合力 P_{dw}

$$P_{dw} = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$$

海水 $\gamma_w = 1.03t/m^3$



最高高潮位 H.H.W.L.

朔望平均高潮位 M.H.W.L.

平均海平面 M.W.L.

朔望平均低潮位 M.L.W.L.

最低低潮位 L.L.W.L.

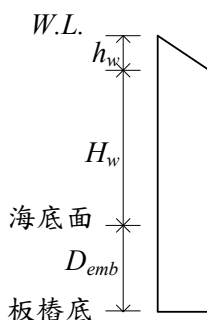
殘留水壓力 p_{rw}

$$p_{rw} = \gamma_w \cdot h_w$$

h_w : 殘留水位與潮位差

殘留水壓合力 P_{rw}

$$P_{rw} = \frac{1}{2} \cdot p_{rw} \cdot h_w + p_{rw} (H_w + D_{emb})$$



潮位高於殘留水位時，
則無殘留水壓力。

動態主、被動土壓力

殘餘水位 $R.W.L.$

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

水平地震係數 k_h

$R.W.L.$ 以上 $\rightarrow k_h$

$$R.W.L.以下 \rightarrow k'_h = \frac{\gamma}{\gamma - 1} \cdot k_h$$

地震合成角 ψ

$$R.W.L.以上 \rightarrow \psi = \tan^{-1} k_h$$

$$R.W.L.以下 \rightarrow \psi' = \tan^{-1} k'_h$$

主動土壓力係數 K_{aei}

$$K_{aei} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos(\psi + \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sin(\phi_i + \delta) \cdot \sin(\phi_i - \psi)}{\cos(\psi + \delta)} \right]^2}$$

主動土壓力 P_{aei}

$$P_{aei} = K_{aei} \cdot \left(\sum \gamma_i h_i + w \right) \cdot \cos \delta$$

地震時碼頭超載重 $w = 1.5t/m^2$

被動土壓力係數 K_{pei}

$$K_{pei} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos(\psi + \delta) \cdot \left[1 - \frac{\sin(\phi_i + \delta) \cdot \sin(\phi_i - \psi)}{\cos(\psi + \delta)} \right]^2}$$

被動土壓力 P_{pei}

$$P_{pei} = K_{pei} \cdot \left(\sum \gamma_i h_i + w \right) \cdot \cos \delta$$

87



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

港區各項設施基本資料

■ 港灣設施種類

□ Waterfront structures

- Geographic location of port (longitude and latitude)
- PGA & PGD
- Classification

□ Cranes/Cargo Handling Equipment

- Geographic location of port (longitude and latitude)
- PGA and PGD
- Classification (i.e. stationary or rail mounted)

□ Fuel Facilities

- Geographic location of port (longitude and latitude)
- PGA & PGD
- Classification

□ Warehouses

- Geographical location of warehouse [longitude and latitude]
- PGA and PGD
- Classification (i.e. building type)

88



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

簡易分析法

■ 穩定性檢核

- 入土長度檢核 $S.F. = \frac{M_p}{M_a}$
 - 常時為1.5，地震時為1.2

□ 最大彎矩

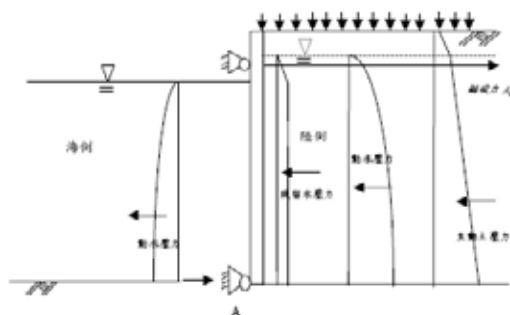
□ 錨碇力

- 耐震安全係數 $F_s = \frac{k_t}{k_e}$

■ 變形量(Uwabe1983經驗公式)

變位參數	經驗公式	相關係數	標準偏差
最大水平位移 d (cm)	$d = -1.6 + 34.9(1/F_s)$	0.68	27
沉陷量 s(cm)	$s = -5.3 + 14.7(1/F_s)$	0.4	20
正規化水平位移 d/H (%)	$d/H = -1.5 + 5.8(1/F_s)$	0.65	5

資料來源：Uwabe [1983]



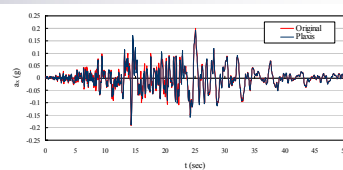
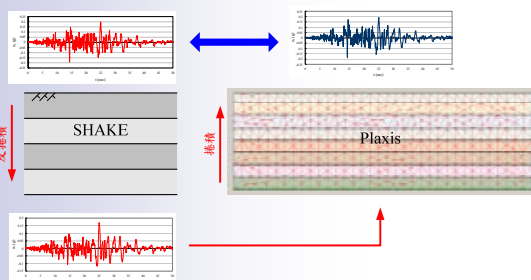
89



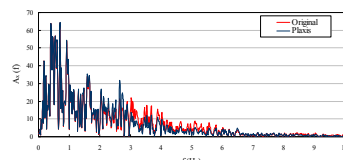
國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

動力分析法

■ 地盤反應分析

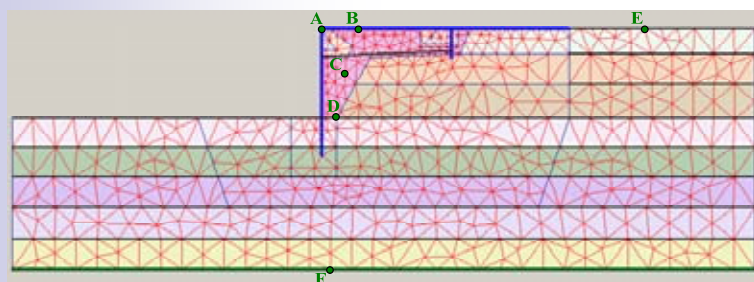


(a)地表震動歷時



(b)地表震動富氏譜

■ 板樁式碼頭土壤結構-互制分析模型



90



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

■ 破壞機制：

- 基礎底部產生土壤液化，喪失承载力而使碼頭面下陷損壞。
- 碼頭背填區土壤液化，此類型之破壞是因為地震力作用，使土壤累積大量超額孔隙水壓，產生水平推力使碼頭有水平位移或外傾的情況。

■ 耐震評估方法

- 簡易分析法
- 簡易動力分析法
- 動力分析法

91



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

Uwabe(1983); Gazetas et al. (1990)

損害等級	壁頂最大殘餘位移(cm) Uwabe (1983)	壁頂永久位移(cm)	
		Uwabe (1983)	Gazetas et al. (1990)
等級 0	0	0	<2
等級 I	<30	<10	10
等級 II	30~100	10~60	30
等級 III	100~200	60~120	60
等級 IV	>200	>120	120

PIANC(2001)

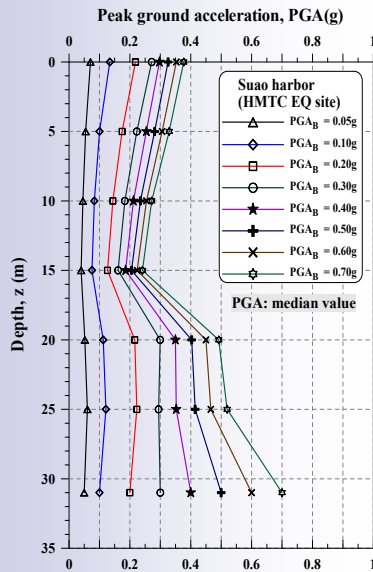
損害等級		等級 I	等級 II	等級 III	等級 IV
殘餘變位	壁體	正規化水平位移d/H	<1.5% 或 d<30cm	—	—
	朝海側殘餘傾斜角	<3°	—	—	—
	岸肩差異沉陷	<3~10cm	—	—	—
	岸肩與後線差異沉陷	<30~70cm	—	—	—
	朝海側殘餘傾斜角	<2~3°	—	—	—
應力狀態	板樁	水深以上	彈性	塑性 (小於韌性容量)	塑性 (超出韌性容量)
	板樁	水深以下	彈性	塑性 (小於韌性容量)	塑性 (超出韌性容量)
	拉桿		彈性	塑性 (小於韌性容量)	塑性 (超出韌性容量)
	錨錠		彈性	塑性 (小於韌性容量)	塑性 (超出韌性容量)

92

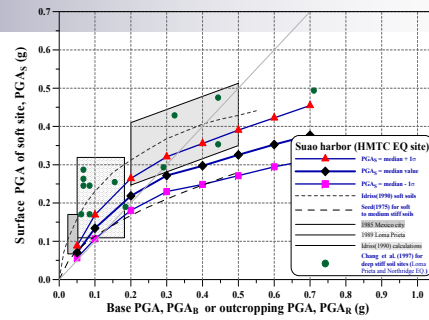


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

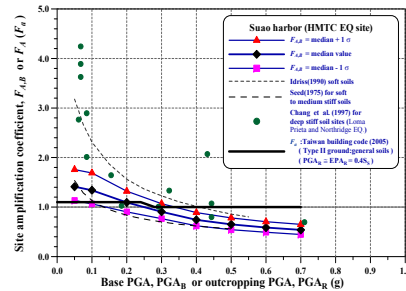
蘇澳港區之場址效應分析



場址地盤最大加速度PGA隨深度變化圖



地表最大加速度(PGA_S)與參考(基準)基盤最大加速度(PGA_B)或露頭最大加速度(PGA_R)之關係



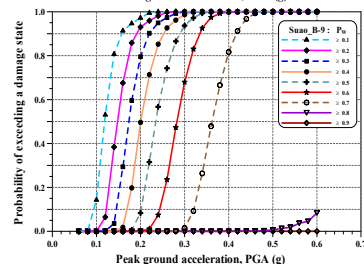
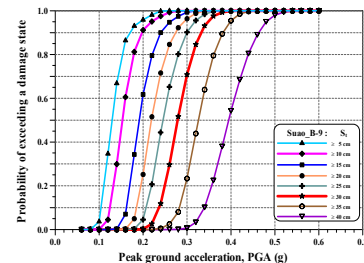
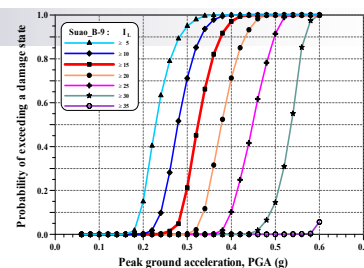
放大係數 $F_{A,B}$ 或 F_A (F_d)與參考(基準)基盤最大加速度(PGA_B)或露頭最大加速度(PGA_R)之關係



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

蘇澳港區土壤液化之易損性分析

	B-1		B-9		B-16	
I_L	m (g)	ζ	m (g)	ζ	m (g)	ζ
≥ 5	0.262	0.155	0.230	0.146	0.461	0.102
≥ 10	0.329	0.142	0.280	0.124	0.562	0.088
≥ 15	0.427	0.151	0.326	0.105	0.634	0.059
≥ 20	0.571	0.135	0.379	0.096	—	—
≥ 25	0.725	0.112	0.447	0.086	—	—
≥ 30	—	—	0.533	0.048	—	—
≥ 35	—	—	0.635	0.040	—	—
S_r	m (g)	ζ	m (g)	ζ	m (g)	ζ
≥ 5	0.187	0.170	0.130	0.184	0.230	0.153
≥ 10	0.227	0.169	0.154	0.176	0.321	0.126
≥ 15	0.277	0.201	0.193	0.154	0.428	0.139
≥ 20	—	—	0.221	0.149	0.568	0.133
≥ 25	—	—	0.247	0.143	0.715	0.118
≥ 30	—	—	0.279	0.131	—	—
≥ 35	—	—	0.326	0.116	—	—
≥ 40	—	—	0.395	0.121	—	—
P_W	m (g)	ζ	m (g)	ζ	m (g)	ζ
≥ 0.1	0.140	0.189	0.120	0.186	0.222	0.154
≥ 0.2	0.174	0.175	0.149	0.172	0.291	0.141
≥ 0.3	0.212	0.171	0.175	0.159	0.354	0.147
≥ 0.4	0.270	0.169	0.203	0.150	0.425	0.179
≥ 0.5	0.546	0.355	0.237	0.141	0.510	0.202
≥ 0.6	—	—	0.284	0.122	0.582	0.136
≥ 0.7	—	—	0.363	0.103	0.703	0.106
≥ 0.8	—	—	0.750	0.159	—	—



中心
Engineering

港灣設施分類（參考Hazus 99）

Table 3.10: Port and Harbor System Classification

Label	Description
Waterfront Structures	
PWS1	Waterfront Structures
Cranes/Cargo Handling Equipment	
PEQ1	Stationary Port Handling Equipment
PEQ2	Rail Mounted Port Handling Equipment
Warehouses	
PWH1L	Port Warehouses, Reinforced Concrete Shear Walls (C2L)
PWH2L	Port Warehouses, Braced Steel Frame (S2L)
PWH3L	Port Warehouses, Moment Resisting Steel Frame (S1L)
PWH4L	Port Warehouses, Steel Frame & URM (S5L)
PWH5L	Port Warehouses, Precast Concrete Tilt-Up (PC1)
PWH6L	Port Warehouses, Reinforced Concrete Frame & URM (C3L)
PWH7L	Port Warehouses, Wood (W1)
PWH1M	Port Warehouses, Reinforced Concrete Shear Walls (C2L)
PWH2M	Port Warehouses, Braced Steel Frame (S2L)
PWH3M	Port Warehouses, Moment Resisting Steel Frame (S1L)
PWH4M	Port Warehouses, Steel Frame & URM (S5L)
PWH5M	Port Warehouses, Precast Concrete Tilt-Up (PC1)
PWH6M	Port Warehouses, Reinforced Concrete Frame & URM (C3L)
PWH7M	Port Warehouses, Wood (W1)
PWH1H	Port Warehouses, Reinforced Concrete Shear Walls (C2L)
PWH2H	Port Warehouses, Braced Steel Frame (S2L)
PWH3H	Port Warehouses, Moment Resisting Steel Frame (S1L)
PWH4H	Port Warehouses, Steel Frame & URM (S5L)
PWH5H	Port Warehouses, Precast Concrete Tilt-Up (PC1)
PWH6H	Port Warehouses, Reinforced Concrete Frame & URM (C3L)
PWH7H	Port Warehouses, Wood (W1)
Fuel Facility	
PFF1	Port Fuel Facility w/ Anchored Tanks, w/ Back-Up (BU) Power
PFF2	Port Fuel Facility w/ Anchored Tanks, w/o BU Power
PFF3	Port Fuel Facility w/ Unanchored Tanks, w/ BU Power
PFF4	Port Fuel Facility w/ Unanchored Tanks, w/o BU Power
PFF5	Port Fuel Facility w/ Buried Tanks

H = high, M = moderate, L = low seismic design level.

家地震工程研究中心

National Center for Research on Earthquake Engineering

95

滑動塊體分析法(Newmark, 1965)

基本假設

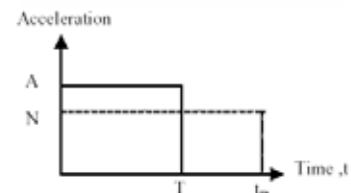
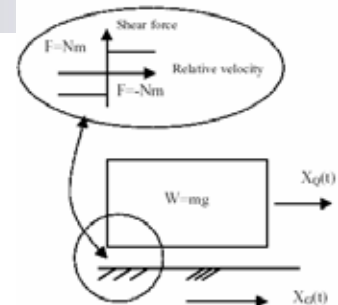
- 塊體為剛性
- 滑動面力學行為符合剛塑性模式
- 塊體運動狀態與滑動面抗剪力有關

臨界加速度N

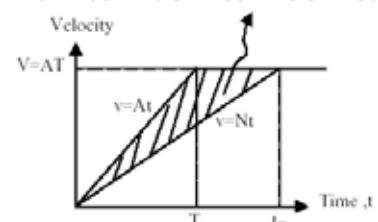
- 塊體慣性力 $> N \cdot m \rightarrow$ 滑動
- 滑動期間塊體以等加速度N運動
- 塊體與地盤相對速度為零 $\rightarrow$ 滑動停止

塊體滑移量

- 地表對塊體之相對速度積分一次

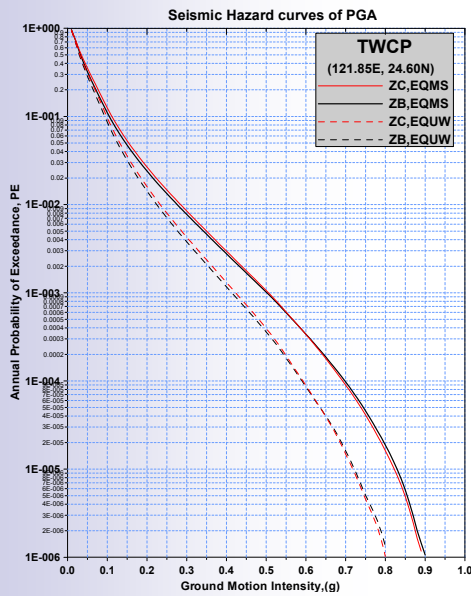


$$(V^2/2N)(1-N/A) = (V^2/2A)(A/N-1) = (AT^2/2)(A/N-1)$$

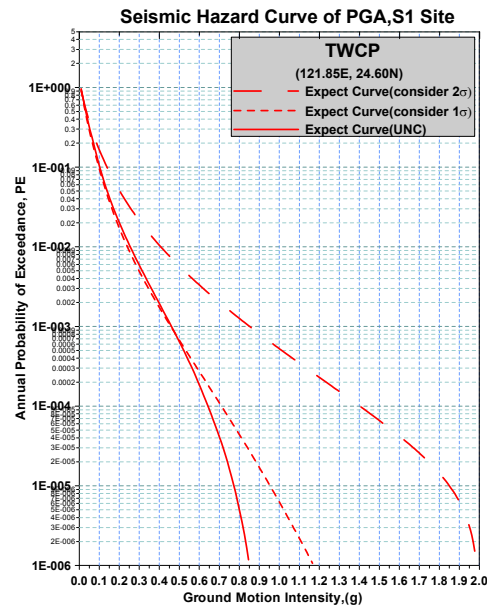


96

蘇澳港區地震危害度分析



考慮各參數對蘇澳港區之地震危害貢獻量



蘇澳港區之平均地震危害度曲線